BACHELOROPPGAVE:

Kartlegge og sammenligne metoder for driving av loddsjakt i dårlig bergmassekvalitet.

Valg av metode til Rendalen 2 Kraftverk.

FORFATTER(E): EMIL STEINSVOLL
THOMAS SÆTREN
ERIK SEIGERUD

Dato: 25. MAI 2010

SAMMENDRAG AV BACHELOROPPGAVEN

Tittel:	Rendalen 2 Kraftverk	Nr. :
		Dato : 25/5-2010
Deltaker(e):	Emil Steinsvoll	
	Thomas Sætren	
	Erik Seigerud	
Veileder(e):	Eskild Narum Bakken	
Oppdragsgiver:	Veidekke Entreprenør AS avd. Spesialprosjekt Fjell	
Kontaktperson:	Styrk Lirhus	
Stikkord (4 stk)	Sjaktdriving, opprømning, raiseboring, bergmassekvalitet.	

Antall sider:51	Antall bilag:10	Tilgjengelighet (åpen/konfidensiell): Åpen

Kort beskrivelse av bacheloroppgaven:

Rendalen 2 er et vannkraftverk som bygges i fjell, parallelt med eksisterende Rendalen Kraftverk. I Rendalen 2 skal det drives en loddsjakt i fjell. Sjakten skal drives mellom kote 399 og 245, en lengde på ca 150 meter med en diameter på 4,5 meter. Byggherre er Eidsiva Energi og hovedentreprenør bygg er Veidekke Entreprenør AS.

Vår oppgave i Rendalen 2 prosjektet er å kartlegge og sammenligne metoder for driving av loddsjakt i dårlig bergmassekvalitet, for så å finne den metoden som er best egnet til prosjektet. Sjaktområdet har områder med dårlig bergmassekvalitet som gjør arbeidet ekstra omfattende for å forhindre kritiske hendelser som feks sjaktkollaps og utrasning av sjaktvegg.

Gruppen har ikke hatt undervisning i fagområdet og det finnes lite litteratur rundt sjaktdriving. Prosjektet har derfor vært faglig utfordrende, men gruppen har gjennom mye kontakt med fagmiljøet lært seg mye om sjaktdriving nasjonalt og internasjonalt.

Gjennom sammenligning med internasjonal litteratur, medtoder og prosjekt føler vi at vi har kommet til en konklusjon som minimerer sjansene for sjaktkollaps.

Forord

En bacheloroppgave er det avsluttende arbeidet vi som studenter skal avlegge. Oppgaven skal vise at studentene gjennom en tre-årig bachelorutdanning kan gjøre et faglig omfattende og utfordrende prosjektarbeid mest mulig selvstendig. Til hjelp for studentene tildeles det en intern sensor fra Høgskolen i Gjøvik(HIG) som skal hjelpe studentene med kvalitetssikring, formalia og fremdrift. I tillegg har denne gruppen knyttet til seg en ekstern veileder fra en entreprenør for hjelp med faglige spørsmål og diskusjon rundt emnet.

Gruppen har gjennom sommerjobber og forbindelse med linjeforeningen ING:α fått kontakt med Veidekke Entreprenør AS. Høsten 2009 tok gruppen kontakt med HR-sjef i Spesialprosjekt, Eva Nyland, med forespørsel om en bacheloroppgave til tre studenter. I løpet av høsten ble det bestemt at vi skulle skrive om prosjektet Rendalen 2 Kraftverk.

Veidekke ASA er et ledende skandinavisk entreprenør- og eiendomsutviklingsselskap, med kompetanse innenfor alle typer arbeider innen bygg og anlegg. Pr. 31.12.09 var årsomsetningen på 15,6 milliarder kroner med 5821 ansatte i Skandinavia.

Gruppen var svært fornøyde med å få prosjektoppgaven Rendalen 2 Kraftverk fra avd. Spesialprosjekt. Oppgaven og problemstillingen fra oppdragsgiver var svært spennende og faglig utfordrende. Sammen med Veidekke la gruppen opp til at vi gjennom oppgaven skulle fordype oss i et emne vi ikke hadde hatt noen undervisning i tidligere. Dette ble møtt med stor interesse av både oppdragsgiver, gruppen og HIG.

Rendalen 2 Kraftverk er et vannkraftverk som skal bygges i fjell, parallelt med eksisterende kraftverk som ble utbygd på 1970-tallet. Siden det eksisterende kraftverket har vært i drift i 40 år er det behov for rehabilitering av kraftverket. Etter en vurdering ble det kartlagt at det er mer lønnsomt å bygge ett nytt parallelt kraftverk fremfor å stenge ned eksisterende for rehabilitering. Byggherre er Eidsiva Energi AS, og Veidekke Entreprenør AS fikk jobben med å bygge Rendalen 2 Kraftverk, verdsatt til ca. 170 mill. kroner eks. mva.

Gjennom prosjektet har vi vært nødt til å tilegne oss mye ny kunnskap på egenhånd. Gjennom samtaler med forskjellige fagpersoner har vi greid å skaffe tilstrekkelig med publikasjoner og annen faglitteratur om emnet. Samarbeidet med Veidekke, Entreprenørservice og Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) har gjort det mulig for oss å skrive denne oppgaven.

Vi vil takke alle som har gjort det mulig for oss å skrive denne oppgaven!

Styrk Lirhus – veileder, Veidekke Entreprenør AS

Eskild Narum Bakken – veileder, Høgskolen i Gjøvik

Frode Tryti Olsen – avd.leder, Entreprenørservice AS

Professor Amund Bruland m.fl. – NTNU

Arnulf Martin Hansen og Thor Skjeggedal - Norsk Forening for Fjellteknikk

Erik Presthus – Atlas Copco Norge

Emil Steinsvoll Thomas Sætren Erik Seigerud

Innholdsfortegnelse

1 Innledning 1

1.1 Oppgaven 1

1.2 Problemstilling 2

1.3 Organisering 2

1.4 Målgruppe for rapporten 2

1.5 Faglig bakgrunn 3

1.6 Arbeidsformer 3

2 Metode 4

3 Teori 5

3.1 Vannkraftverk i Norge 5

3.2 Driveteknikk 7

3.2.1 Drill and blast (D&B) 7

3.2.2 Alimakdriving 8

3.2.3 Pilothull med opprømning (Raiseboring) 9

3.3 Geologi 11

3.3.1 Den kaledonske fjellkjeden 12

3.3.2 Bergartenes fysikalske og mekaniske egenskaper 12

3.3.3 Bergmassens oppsprekning og egenskaper 13

3.3.4 Berggrunnens svakhetssoner 14

3.3.5 Klassifisering 15

3.3.6 Flattliggende og steilende sprekkesett 15

3.3.7 Forvitring 16

3.3.8 Geologi i Rendalen 16

3.4 Injeksjon 17

3.5 Q- metoden 18

3.6 Maskiner og utstyr 20

3.6.1 Raiseboringmaskin (RBM) 20

3.6.2 Spesifikasjoner av RBM fra tre forskjellige internasjonale leverandører 23

3.6.3 RVDS, Rotary-vertical drilling system 24

3.6.4 Støpeskjold 25
3.6.5 Arbeidsplattformer 25
3.6.6 Kjerneboring 26
3.7 Grunnleggende raiseboringsteori: Pilothull med opprømning 27
4 Gjennomføring 29
4.1 Sammenligning av to sjaktprosjekter 29
4.1.1 Valg av metode Rendalen 2 Kraftverk 30
4.1.2 Valg av metode i Henderson Mine 31
4.1.3 Sammenligningsgrunnlag mellom Rendalen 2 og Henderson Mine 32
4.2 Erfaringer og utfordringer fra Henderson som kan overføres til Rendalen 2 35
5 Diskusjon 42
6 Konklusjon 44
7 Ordliste 45
8 Bibliografi / kilder 49
9 Vedlegg 51

1 Innledning

1.1 Oppgaven

Gjennom sommerjobber hos Veidekke Entreprenør AS fikk vi kontakt med HR-sjef i Spesialprosjekt, Eva Nyland, som gav oss oppgaven Rendalen 2 Kraftverk. Oppgaven virket meget spennende og utfordrende så vi bestemte oss fort for å ta den. Vi forstod tidlig at det kom til å bli opp til oss selv å lære fagområdet med tanke på at gruppen ikke har hatt noe undervisning i dette gjennom studiene ved HIG.

Rendalen 2 Kraftverk ligger parallelt med Rendalen Kraftverk som ble bygd i 1971. Vannkraftverket ligger i Rendalen kommune i Hedmark. Kraftverket er prosjektert med trykksjakt og francisturbin, installert effekt er 110 MVA, midlere årsproduksjon på 639 GWh. Maksimal ytelse på kraftverket er 94 MW.

Eidsiva Energi ønsket å utvide kraftverkets kapasitet, noe som førte til byggestart av Rendalen 2 kraftverk høsten 2009. Kontraktsummen på det nye kraftverket er på ca. 170 mill. kroner eks. mva. og ble gitt til Veidekke Entreprenør AS. Nytt kraftverk skal bygges i fjell i umiddelbar nærhet av det eksisterende kraftverket, og kraftverkene skal ha en felles overføringstunnel frem til eksisterende klarekammer. Nytt klarekammer, ny trykksjakt og kraftstasjon vil bli etablert i forbindelse med utbyggingen. Deler av eksisterende avløp og adkomsttunnel vil bli felles for begge stasjonene. Fra ny adkomsttunnel skal det sprenges ut ny kabeltunnel og portal ved siden av den eksisterende. Kraftverket benytter et brutto fall på 210 m mellom Glomma og Nordre Rena elv. Vannet blir overført via en 29 km lang overføringstunnel med et tverrsnitt på 43 m^2. I henhold til konsesjonsbetingelsene vil maksimalt tillatt driftsvannføring gjennom kraftverket være begrenset til 55m^3/s.[1]

[1] MYNEWSDESK. *Veidekke ASA: Veidekke bygger Rendalen 2 kraftverk* [Online]. Available: http://www.mynewsdesk.com/no/view/pressrelease/veidekke-asa-veidekke-bygger-rendalen-2-kraftverk-319326 [Accessed 07.03.2010].

1.2 Problemstilling

Gjennom dialog og møter med veileder fra Veidekke Entreprenør AS, Styrk Lirhus, fikk vi et utkast til problemstilling som ble arbeidet videre med. Til slutt fikk vi en problemstilling(sist revidert 18.5.2010) som både gruppa og oppdragsgiver var fornøyde med, og etter et møte med Eskild Narum Bakken, veileder HIG, ble den godkjent.

"Kartlegge og sammenligne metoder for driving av loddsjakt i dårlig bergmassekvalitet. Valg av metode til Rendalen 2 Kraftverk."

For å komme frem til dette har vi funnet internasjonale prosjekter og leverandører innen dette området, som vi kan sammenligne prosjektet vårt med.

1.3 Organisering

Vi har valgt å skrive en del grunnleggende teori om hvert emne i denne oppgaven. Dette fordi det er et relativt lite fagmiljø i Norge når det kommer til denne typen prosjekter. Det er viktig for selve oppgaven at alle forstår de grunnleggende prinsippene når de skal lese oppgaven i sin helhet.

1.4 Målgruppe for rapporten

- Veidekke Entreprenør AS og fagmiljø.
- Medstudenter og fremtidige studenter.
- Faglærere.
- Arbeidsgivere.
- Veiledere.

1.5 Faglig bakgrunn

To av gruppens medlemmer har jobbet innen bygg og anlegg før studiene, og har under studiene hatt sommerjobb som stikningsingeniør hos Veidekke Entreprenør avd. Spesialprosjekt på prosjektet Kjøsnesfjorden Kraftverk. Gruppen som helhet er gjennom praksis og teori godt rustet for å kunne løse denne oppgaven med litt assistanse av intern og ekstern veileder.

1.6 Arbeidsformer

Gjennom studiene ved HiG har ikke gruppemedlemmene hatt noen form for undervisning om fjellsprengingsteknikk og sjaktdriving. Det ble derfor en omfattende prosess å skaffe litteratur og lignende prosjekter i inn- og utland. Ved hjelp av internett og bibliotekdatabaser fant vi frem til litteratur. Det er lite å finne som omhandle problemstillingen. Gjennom samtale med veiledere fikk vi etablert kontakt med NFF og Entreprenørservice AS.

Gruppen ble organisert med Emil Steinsvoll som gruppeleder, og oppgavene ble punktvis fordelt under gjennomførelsen av oppgaven med vekt på lik arbeidsmengde til alle gruppemedlemmene. Det har vært opp til hver enkelt å innhente og bearbeide egen litteratur. Gruppen har samarbeidet om revideringen av alle punkter i oppgaven for å kvalitetssikre oppgaven. Det ble etablert en gruppeavtale som blant annet innebar fast kontortid kl 08:00 – 16:00 alle hverdager på bachelorrommet i kjelleren i K-bygget.[2]

[2] (Se vedlagt gruppeavtale.)

2 Metode

Litteratur/publikasjoner om sjaktdriving har vært vanskelig å oppdrive siden mye av kunnskapen om dette området går på erfaringer innad i firma. Det meste har blitt funnet gjennom biblioteker, leverandører, entreprenører og NFF. Vi har gjort et omfattende arbeid med litteratursankingen nasjonalt og internasjonalt, og tror at vi har funnet mye av det som finnes av relevant litteratur. Gjennom litteratursankingen ble det klart at det ikke finnes mye litteratur om dette, og at den viktigste informasjonskilden om dette emnet er andres erfaringer og lignende prosjekter.

I tillegg til litteraturstudier har utveksling av erfaring og ideer vært en viktig del av denne oppgaven. Dette har vi gjennomført gjennom møter med veileder Styrk Lirhus, prosjektleder Pål Røssum fra Eidsiva Energi og anleggsleder Jørn Iversen fra Veidekke Entreprenør. I tillegg har vi vært på besøk hos Entreprenørservice AS på Rud i Bærum. Her fikk vi god hjelp med alle spørsmål om sjaktdriving, tips om litteratur og vi fikk bli med ut på et prosjekt de har på Bekkestua der vi fikk se noe av utstyret i aksjon.

Pr. epost og telefon har vi hatt samtaler med blant annet:

- Siv.ing. Styrk Lirhus, kontaktperson hos Veidekke Entreprenør AS
- Prof. Amund Bruland m.fl., ved Fjellteknikklinjen på NTNU
- Erik Presthus, hos maskinleverandøren Atlas Copco Norge AS
- Siv.ing. Arnulf M. Hansen, Amh Consult AS, gjennom NFF
- Dipl.-Ing. Kai Schwartzburg, Micon Drilling Tyskland
- Frode Tryti Olsen m.fl., EntreprenørService AS
- Warren A. Peck, AMC Consultants, Australia

Gruppen skal gjennom sammenligning av metoder og prosjekt i inn- og utland finne den beste måten å gjennomføre sjaktarbeidene på. Ved å gjøre dette vil gruppen finne ut hvordan dette prosjektet kan gjennomføres med minimal sjanse for sjaktkollaps.

3 Teori

3.1 Vannkraftverk i Norge[3]

Norge har verdens største vannkraftproduksjon per innbygger, og vi har den sjette største vannkraftproduksjonen i verden. I et år med normal nedbørsmengde er årlig vannkraftproduksjon på om lag 120 TWh, noe som utgjør omtrent 99 prosent av den totale kraftproduksjonen i Norge.
På grunn av svingninger i nedbør, varierer den årlige norske vannkraftproduksjonen. I 2000 ble det produsert om lag 142 TWh, mens årsproduksjonen bare var 104 TWh i 1996. Elektrisitetsforbruket i 2006 var på ca 121 TWh. Fordi elektrisitetsforbruket ikke er tilsvarende fleksibelt, har variasjonen i kraftproduksjonen stor betydning for strømprisen.
1 TWh tilsvarer 1 milliard kWh. Til sammenlikning bruker en husholdning på 4 personer i gjennomsnitt omkring 20 000 kWh i året. 1 TWh tilsvarer omtrent ett års elektrisitetsforbruk i en by med om lag 50 000 innbyggere.

Sentrale begreper:[4]

- **1 MWh, megawattime**: 1 000 kWh
- **1 GWh, gigawattime**: 1 million kWh
- **1 TWh, terawattime**: 1 milliard kWh

Et vannkraftverk omdanner den potensielle energien til vannet til elektrisk energi (strøm). Består av en eller flere kraftstasjoner, vannmagasiner og tunnelsystemer.

De største utbyggingene av norsk vannkraft foregikk i årene fra 1970 til 1985, noe som førte til en økt installert effekt på 10 730 MW (4,1 % per år i gjennomsnitt). I de siste 20-25 årene har det vært lite tilvekst av ny produksjonskapasitet. Fra 1993 til 2005 økte kapasiteten med om lag 800 MW, og denne økningen skyldtes i stor grad opprustning og utvidelse av gamle kraftverk.
Per dags dato finnes det 740 vannkraftverk i Norge som gjennomsnittlig produserer 120 TWh kraft i

[3] *Olje- og energidepartementet*
[4] HAUGSTAD, T. 2008. *Energikonvertere* [Online]. Teknisk Ukeblad. Available: http://energilink.tu.no/no/ [Accessed].

løpet av et år. Kvilldal kraftverk i Rogaland, er landets største og bidrar med 4,5 % av den samlede kapasiteten i Norge. Installert effekt her er på 1240 MW.

I Norge kan vi hovedsakelig dele kraftverkene i to grupper; lavtrykkskraftverk og høytrykkskraftverk. Den store forskjellen ligger i hvordan vannkraften blir utnyttet.
Fordelen med høytrykkskraftverk (magasinkraftverk) er muligheten til å lagre eller holde tilbake vann i flomperioder og slippe ut vann i tørkeperioder. Vannet ledes inn i trykksjakter og inn på turbinhjulet som driver en generator som omdanner bevegelsesenergien til elektrisk energi(strøm), som videre blir sendt bort og ut til kunder gjennom strømledninger.
Eksempelvis så var magasinkapasiteten i Norge 84,3 TWh i 2006, noe som tilsvarer 2/3 av ett års forbruk.

Den andre typen av vannkraftverk som vi har mye av i Norge er lavtrykkskraftverk (elvekraftverk). Prinsippet her er å utnytte stor vannmengde med liten fallhøyde. En ulempe er vanskeligheten med å regulere vannføringen, noe som gjør at vannet stort sett blir brukt når det kommer. Dette vil si at selve kraftproduksjonen øker ved store nedbørsmengder og i flomperioder. Norges største, Solbergfoss, finner vi i Askim, Østfold. Dette kraftverket har en installert effekt på 116 MW og en midlere produksjon per år på 580 GWh.

Høytrykkskraftverkene har gjennomgående større installert effekt enn lavtrykkskraftverkene og en kortere brukstid.

Norske tall[5]

ÅR	INSTALLERT EFFEKT (MW)
1950	3000
1980	20 000
2000	27 570

[5] *Tabell: oversikt over total installert effekt i Norge over en 50- års periode. Kilde: olje og energidepartementet.*

3.2 Driveteknikk

Det finnes mange måter å drive tunneler og sjakter i fjell på. I Norge er vi eksperter på fjellsprengningsteknikk og det finnes kompetanse om de aller fleste metodene og teknikkene som er benyttet internasjonalt. Her kommer det grunnleggende teori og historie om de metodene som er knyttet til prosjektet i Rendalen.

3.2.1 Drill and blast (D&B)

Det vi omtaler som tradisjonell driving er internasjonalt omtalt som ”drill and blast” eller bare ”D&B”. Tradisjonell driving gjøres ved å bore hull til sprengladninger ut i fra en bor- og sprengningsplan, deretter lades alle hullene med sprengstoff og tennere. Massene fraktes ut fra stuff, deretter renskes stuff manuelt eller maskinelt. Hvis det er behov for sikringsarbeider blir dette vurdert og utført etter rensken. Sikringen består av betong og bolting. Hvilken sikring og rensk som skal utføres avhenger av fjellforhold og kontraktskrav. Deretter starter hele prosessen på nytt igjen. Hullene kan bores med en tunnelrigg eller ved hjelp av knematere.

D&B prosessbeskrivelse (rytmisk *rundgang*):

1. Boring på stuff etter borplan.
2. Borhullene lades med sprengstoff og tenner.
3. Skyting av salve.
4. Utlasting av sprengningsmasser.
5. Sjekk av stuff og rensk for å fjerne løse blokker.
6. Sikring av stuff og heng.

Deretter starter prosessen på nytt igjen.

D&B er vanligst ved driving av tunneler i fjell i Norge, andre teknikker som f eks TBM lønner seg ikke, hverken økonomisk eller fremdriftsmessig, til vanlige tunneler[6]. Det er vanligvis ingen andre teknikker som blir brukt på vei- og overføringstunneler i Norge. Det er kun på sjaktdriving at det er andre teknikker som er mer lønnsomme.

[6] STRANDE, M. 2009. *Håper på TBM-vendepunkt* [Online]. Available: http://www.tu.no/bygg/article206662.ece [Accessed 10.05.2010].

3.2.2 Alimakdriving[7]

(Illustrasjon av alimakheis, lånt med godkjenning fra www.rudkop.com.mk)

Alimakdriving benyttes når stuffen har mye helning som gjør at en vanlig tunnelrigg ikke kan brukes. En alimak er en diesel-/el-/hydraulikk- drevet mannskapsheis som går på geider i henget. Geidene er transportskinner med innebygde rør til vann og luft som brukes under boringen. Alimak kan benyttes sammen med D&B-metoden til sjaktdriving. Dette gjøres ved at alimaken bringes opp til stuff i sjakten. Herfra jobber mannskapet manuelt, det vil si boring med knematere og lading av skytesalve. Denne metoden holder på å forsvinne på grunn av lite rekruttering til drivemetoden.

D&B brukes til sjakter opp til 90° og lengde på 1000m-1500m, og er et reelt alternativ til pilothull med opprømning i mange prosjekter.

[7] JOHANNESSEN, O. 1982. Prosjektrapport 1-81 Sjaktdrift. NTNU.

3.2.3 Pilothull med opprømning (Raiseboring)

(Bilde: Robbins 41R fra 1962, fortsatt i drift i 2008. Lånt med tillatelse fra Atlas Copco)

Historien til raiseboring.[8]

Før denne teknikken kom på banen var sjaktdriving et svært farlig arbeid. Siden folk måtte jobbe i sjakten for å drive den var det stor fare for dødsfall ved sjaktkollaps eller utglidning av blokker. Mange ulykker skjedde under drivingen, og i svært mange tilfeller mistet sjaktarbeidere livet. I 2008 var det 45 år siden den første maskinen for opprømning ble lansert av Atlas Copco, en Robbins 41R. Dette ble en revolusjon for sjaktdriving i hele verden. Alt rundt opprømningsteknikken var bedre enn tidligere brukte teknikker, med tanke på HMS, fremdrift og kvalitet.

HMS

Den umiddelbart største fordelen kom innen HMS, det å kunne drive sjakter uten å ha folk i sjakta var helt klart en stor forbedring for sikkerheten ved sjaktdrivingen. Ved andre alternativ måtte mannskapet jobbe på stuff med både borutstyr og sprengstoff, og siden stuffene befant seg i sjakter var det alltid stor fare for å få løse gjenstander som steinblokker og utstyr over seg, uansett om sjakten ble drevet i synk eller stig.

[8] EKLIND, M. 2008. *Raiseboring in Mining and Construction,* Örebro, Sweden, Atlas Copco Rock Drills AB.

Fremdrift

Fremdriftsmessig ble det også stor forbedring. I myk granitt ble en sjakt på 46m drevet på to uker, en jobb som ved hjelp av tidligere metoder hadde tatt flere måneder. Slike tidsforskjeller gav stor økonomisk gevinst for entreprenørene. Ved hjelp av raiseboring trengte de 2-3 mann på to skift i to uker. Ved andre metoder kunne tallene for mannskap, skift og tid dobles. Ved tradisjonell driving av en sjakt blir det tatt ut mye mer masser enn det som trengs til ønsket tverrsnitt. Dette er fordi teknikken rundt D&B bryter fjellet etter dets naturlige svakheter, og dermed sprenger ut mer enn det som trengs. Ved å bruke raiseboringsteknikken vil det ikke bli tatt ut mer masser enn det som er bestemt av diameteren på opprømningskronen.

Kvalitet

Ved å drive sjakt ved hjelp av pilothull med opprømning vil man få kvalitetsmessige fordeler både under driving og ved ferdig produkt. Når pilothullet er boret får man et avvik, er dette for stort kan deler av piloten støpes igjen, og bores opp igjen korrigert for avviket. Ved annen driving vil det bli adskillig større kostnader for å hente inn et eventuelt avvik. Det ferdige produktet ved en raiseboret sjakt er en svært glatt, sylinderformet overflate. Ved tradisjonell driving vil ikke ferdig produkt kunne sammenlignes med tanke på overflatekvalitet.

3.3 Geologi[9]

Geologi, berggrunn og løsmasser er tre sentrale begreper vi må se nærmere på for å forklare den dårlige fjellsituasjonen i Rendalen. Hva er egentlig grunnen til at fjellforholdene er så dårlige som de er? For å svare på dette må vi langt tilbake i historien og se på forskjellige årsaker og Norges geologiske bakgrunn. I mange tilfeller blir det stort sett benyttet erfaring fra tidligere lignende prosjekter og anlegg, uten å gjøre tilstrekkelig med forundersøkelser, men i enkelte tilfeller er de geologiske forholdene så dårlige og vanskelige, at særskilte tiltak under driving og mer omstendelige undersøkelser har vært nødvendig.

Ved å studere berggrunnskart over Norge kan man enkelt plukke ut gjeldende område og se hva slags bergarter som befinner seg akkurat der.[10]

I Norge har vi en berggrunn som er forholdsvis ensartet og oppbygd av gamle, krystalline bergarter.
Vi har 3 hovedtyper av bergarter, som etter sin dannelsesmåte kan deles i følgende grupper:

- Størkningsbergarter
- Sedimentære bergarter eller avsetningsbergarter
- Omdannede bergarter (dannet fra de to andre nevnte grupper)

De fleste bergarter i Norge er mellom 250 og 2800 millioner år gamle, og er mer eller mindre omdannet. I løpet av den lange tiden som er gått siden de ble dannet, er mange av bergartene blitt foldet og skjøvet sammen. Andre bergarter er ført ned på stort dyp en eller flere ganger; de er blitt utsatt for stort trykk, høy temperatur, og noen har smeltet helt eller delvis. På grunn av formendring som skyldes omkrystallisasjon eller nydannelse av mineraler under rettet trykk og høy temperatur, har de fleste omdannede bergarter fått en planparallell orientering av mineralene. Bergartene er blitt folierte eller skifrige, og de opprinnelige strukturene (som for eksempel bergartens lagdeling) kan være ødelagt. På fagspråket kalles omdannede bergarter for metamorfe bergarter. Forstavelsen meta angir derfor at bergarten er meta-morfosert, omdannet. For eksempel er metasandstein en omdannet sandstein. Vi kan dele de omdannede bergarter i tre hovedtyper:

[9] SIGMOD, E. M. O. 1986. *Berggrunnen i Norge,* Trondheim, Tapir Forlag.
[10] Se vedlegg, berggrunnskart

- Omdannede størkningsbergarter
- Omdannede sedimentære bergarter
- Omdannede bergarter av stedvis ukjent opprinnelse

3.3.1 Den kaledonske fjellkjeden[11]

"I kambrium åpnet det seg et havområde mellom Baltika og Laurentia. Men før 100 millioner år var gått lukket dette proto-atlantiske havet seg mens Skandinavia kolliderte med det Laurentiske kontinentet. Resultatet ble en imponerende fjellkjede – den kaledonske fjellkjeden" (Fossen, Pedersen, Bergh og Andersen 2006, s. 180).

Den kaledonske fjellkjeden er et belte bestående av bergarter som over tid har blitt deformert og omvandlet, og som strekker seg fra Irland og Skottland nordøstover gjennom Skandinavia og Spitsbergen, og det er i Norge at det best bevarte og utviklete befinner seg.
Opprinnelsen bak kaledonidene består av bergflak som er blitt skjøvet sørøstover og stablet oppå hverandre. Under dannelsen av den kaledonske fjellkjeden som utspilte seg i et tidsrom fra 750 til ca 400 millioner år siden, var det to landområder som kolliderte, det afrikansk-europeiske i øst og det amerikanske i vest. Selve dannelsen skjedde gjennom flere faser, men den viktigste for vår del er fasen som befant seg for ca 425 millioner år siden da den *skandiske* omdanningen fant sted.

Bergartene som vi finner i Norge som en følge av den kaledonske dannelsen er fyllitter, glimmerskifere (omdannede leirsedimenter) og grønnskifere (omdannede undersjøiske basalter).

3.3.2 Bergartenes fysikalske og mekaniske egenskaper[12]

Bergartenes sammensetning, materialtekniske karakter og egenskaper kan variere mye. Materialtekniske egenskaper påvirkes sterkt av mineralfordeling, kornstørrelse, kornform og tekstur. Bergartens densitet er en funksjon av densiteten til mineralene som den består av. Densiteten for norske, ikke malmholdige bergarter varierer fra 2,60 til 3,25 g/cm^3.

[11] FOSSEN 2006. *Landet blir til,* Trondheim, Norsk Geologisk Forening., BRYHNI, I. 10. *geologi og landformer* [Online]. Store Norske Leksikon. Available: http://www.snl.no/Norge/geologi_og_landformer [Accessed].
[12] NILSEN, E. B. A. B. 2006. Ingeniørgeologi - Berg. Institutt for geologi og bergteknikk.

3.3.3 Bergmassens oppsprekning og egenskaper[13]

Begrepet bergmasse defineres som det faste materialet bestående av bergarter med tilhørende oppsprekking. Bergmassenes tilstand påvirkes av faktorer som spennings- og grunnvannsforhold, på samme måte som de påvirker jordmassenes eller løsmassenes tilstand. Sprekker oppstås enten som strekkbruddsprekker ved at sidene på sprekken har beveget seg fra hverandre, eller som skjærbruddsprekk ved at sidene har beveget seg langs hverandre. Grad av oppsprukkethet og type av sprekker i en bergmasse vil være avhengig av bergartens mekaniske egenskaper og de påkjenninger bergmassen har vært utsatt for.

Bergmassenes detaljoppsprekking deler vi opp i fire deler:

- **Stikk**

  Er primært dannete, små og ofte så vidt synlige diskontinuiteter.
- **Riss**

  Er sekundært dannete, små og ofte så vidt synlige diskontinuiteter.
- **Sprekker**

  Er primært eller sekundært dannete, gjennomsettende diskontinuiteter uten mineralbelegg eller mineralfylling.
- **Slepper**

  Er gjennomsettende, klare diskontinuiteter med mineralbelegg eller mineralfylling opptil et par centimeters tykkelse.

[13] Ibid, FOSSEN 2006. *Landet blir til,* Trondheim, Norsk Geologisk Forening.

3.3.4 Berggrunnens svakhetssoner[14]

Kan deles inn i to hovedsoner:

- De svake bergartslag
- De tektoniske bruddsoner

Begge kan sees som markerte kløfter og depresjoner i det topografiske bildet i de områder hvor isbreerosjon har virket.

Svake bergartslag

Primært dannet som bergarter med høyt innhold av parallellorienterte mineraler, eller kan være bergarter med svak mineralkornblanding. Dette kan forekomme i unge sedimentære bergarter, særlig sandsteiner, som det er mye av i Rendalen.
Enkelte bergartslag kan også ha en lav styrke som et resultat av forvitringsprosesser. Slike forandringer kan føre til slepper og tektoniske bruddsoner i berggrunnen.

Tektoniske bruddsoner

Karakteristisk for slike bruddsoner er at det har foregått bevegelser langs dem. Karakteriseres som strekk- og skjærbruddsoner. Betegnes som henholdsvis spaltesoner og knusningssoner.
Spaltesonene er karakterisert ved uoppsprukket og uforvitret sideberg og følgelig en klart definert tykkelse. Disse sonene kan være fylt med tilført og/ eller utfelt materiale. Betegnes etter typen av materialfylling.
Knusningssonene er karakterisert ved at de har en gradvis overgang fra et sentralt oppknust parti via små slepper og stikk til helt sideberg.

[14] NILSEN, E. B. A. B. 2006. Ingeniørgeologi - Berg. Institutt for geologi og bergteknikk.

3.3.5 Klassifisering

For å bygge i eller utforme fjell, som for eksempel å bygge tunneler, haller og sjakter, så kreves det særlig krav til kunnskap om bergmassene, både hvordan de er å bearbeide og hvordan de oppfører seg som byggemateriale. Pga. store variasjoner i struktur og oppbygning hos de forskjellige bergmassene, er det svært vanskelig å måle bergets egenskaper. Som en følge av dette må beregninger og vurderinger gjøres på grunnlag av tester og observasjoner.
Stort sett når det bygges i fjell og berg, så er selve materialet sjeldent synlig for det blotte øyet. I tilfeller hvor "byggeplassen" befinner seg under terrengoverflaten, må det andre metoder til. Kjernehullsboring og testetunneler (adits) må lages/ gjøres for å innhente nødvendig informasjon.

"*Tunnelbygging er derfor i stort monn basert på erfaringer, og de vurderinger som foretas, er som regel et resultat av subjektivt skjønn fra de involverte fagfolk basert på erfaringer de har fra allerede utførte anlegg. Det må derfor gjøres en del forenklinger og antagelser for å kunne ha noen formening om hvordan bergmassene vil te seg når en tunnel eller et bergrom skal bygges, kanskje flere hundre meter under overflaten*" (Palmstrøm 2009, s.9.3).[15]

3.3.6 Flattliggende og steilende sprekkesett[16]

I bergarter som granitt opptrer det ofte systematiske sprekker. Disse kaller vi sprekkesett. Det finnes to hovedtyper av sprekkesett, flattliggende og steilende [17]. De steilende (vertikale) sprekkesettene kalles kløv og de flattliggende (horisontalt/svakthellende) kalles bust. Viktig å få presisert at kløv og bust ikke må forveksles med sprekker og stikk som er tilfeldig opptredende. Blokkstørrelsen til en blokksteinsforekomst vil være begrenset som en følge av avstanden mellom og opptreden av sprekkene.
Da det før i tiden var begrenset med tilgang til mekanisk utstyr som kunne håndtere store steinblokker, ønsket man en type oppsprekning som passet til det utstyret man hadde tilgang til. Med den tekniske

[15] PALMSTRØM, A. 2009. Ingeniørgeologi for bygge- og anleggsledere i underjordsarbeider. Lillehammer: NTNU.
[16] GAUTNEB, H. 2008. *Drammensgranitt* [Online]. Trondheim: Norges Geologiske Undersøkelse. Available: http://www.ngu.no/no/hm/Georessurser/Naturstein/Viktige-natursteinsforekomster/Drammensgranitten/ [Accessed 13.05.2010].
[17] BUEN, B. 2009. Geologirapport Rendalen 2

utviklingen vi har hatt i dagens samfunn når det kommer til maskiner og utstyr, er det ønskelig med så massivt fjell som mulig.

3.3.7 Forvitring

Forvitring kan forklares som en nedbrytning av bergarter, mineraler og andre materialer. Grunnen til en forvitring er at materialet blir påvirket av luft, vann og temperatursvingninger. Videre kan vi skille mellom to typer forvitring:

- Mekanisk forvitring
  Kan forklares som en ren oppsmuldring av bergartene, uten kjemiske forandringer.
- Kjemisk forvitring
  Knyttet til den oppløsende effekten til vann (regnvann og grunnvann).

3.3.8 Geologi i Rendalen[18]

I Rendalen er det hovedsakelig omdannede sedimentære bergarter av senprekambrisk alder, som stort sett dekker det meste av landet vårt. Innenfor denne gruppen finner vi omdannet sandstein, konglomerat, stedvis leirskifer og visse områder med kalkstein.
Bergartene i området for kraftstasjon, trykksjakt og sandfang, tilhører det overskjøvne Kvitvola- dekket som utgjøres av lys, rødlig, meget lagdelt og presset sandstein (metasandstein, lokalt benevnt spragmitt). Dette er alle senprekambriske bergarter som er av sedimentær opprinnelse og er blitt metamorfosert flere ganger siden de ble avsatt.

Opptreden av den store regionale forkastningen langs Rendalen er av stor betydning for driveforholdene i tunneler og bergrom. Berggrunnen på vestsiden av rendalsforkastningen har sunket ned flere hundre meter i forhold til østsiden. I forkastningen har det vært både vertikal- og skjærbevegelse som har dannet/ åpnet mange slepper i bergmassene nærmest forkastningen. Bergmassene er sterkt oppsprekket, presset og delvis omvandlet med leire.

Dr.scient. Palmstrøm omtaler bergmassene i Rendalen i en publikasjon:

"... De verste tilfellene er kanskje:

[18] Ibid., TEKNOLOGIAVDELINGEN, V. 2003. Publikasjon nr. 101 Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg. Oslo.

- *Lieråstunnelen og **Rendalen("dårlig fjell")***
- *…" (Palmstrøm, 2009)*[19]

3.4 Injeksjon[20]

Injeksjon er kort forklart innpumping av for eksempel sement under trykk, i et materiale.

Injeksjon kan forklares som en metode for å senke permeabilitet, stabilisere eller reparere en konstruksjon, i denne forbindelse, å stabilisere sjakten. Dette gjøres ved at det bores hull i berget og injeksjonsmidler presses inn i åpne porer og sprekker under trykk, noe som gjør at selve injeksjonen virker tettende eller forsterkende.
Et injeksjonsmiddel deles opp i to grupper:

- Suspensjoner (stoff med faste partikler)
- Kjemiske injeksjonsmidler (stoff uten faste partikler)

Største forskjellen på disse er evnen materialet har til å trenge inn i riss og porer. Stort sett suspensjoner som brukes ved injeksjon av berg.

Injeksjonsmasse og vann vil alltid ta minste motstands vei, og beveger seg derfor i sprekker eller kanaler.

For valg av injeksjonsstrategi må man se nærmere på bergmasseegenskapene i området. De viktigste og mest relevante er representert i hoveddelen av norsk berggrunn, og baserer seg i stor grad på erfaringer gjort i tunnelanlegg de siste 30 årene. Selv om en ikke får med alle forholde, deles de opp i følgende fire deler:

- **Bergartstype A**: bergmasse med åpne sprekker uten vesentlig sprekkebelegg (sandsteiner, kvartsitter, samt Oslofeltets lavabergarter, syenitter, granitter). Lett injiserbar bergmasse.
- **Bergartstype B**: bergmasse med sprekker belagt med sprekkfylling og tendens til kanaldannelse. Utgjør hoveddelen av norsk berggrunn og består av prekambriske gneiser og andre tilsvarende metamorfe bergarter. Middels lett å injisere.

[19] PALMSTRØM, A. 2009. Ingeniørgeologi for bygge- og anleggsledere i underjordsarbeider. Lillehammer: NTNU.
[20] TEKNOLOGIAVDELINGEN, S. V. 2004. Publikasjon 104 - Berginjeksjon i praksis. 68.

- **Bergartstype C**: bergarter som er tette og plastiske, med høy grad av sprekkefylling og opptreden av små kanaler på tynne sprekker. Består av metamorfe sedimenter som leirskifre, fylitter og glimmerskifre, grønnsteiner og grønnskifre. Gjenkjennelig ved lav konduktivitet og er vanskelig å injisere. Kan opptre både små og større svakheter.
- **Bergartstype D**: den mest kritiske av bergartstypene. Består av forskjellige bergmasser med tektonisk påvirkning eller karstfenomener som har ført til ekstrem åpen oppsprekking eller åpne rom i berget.

Svakhetssoner

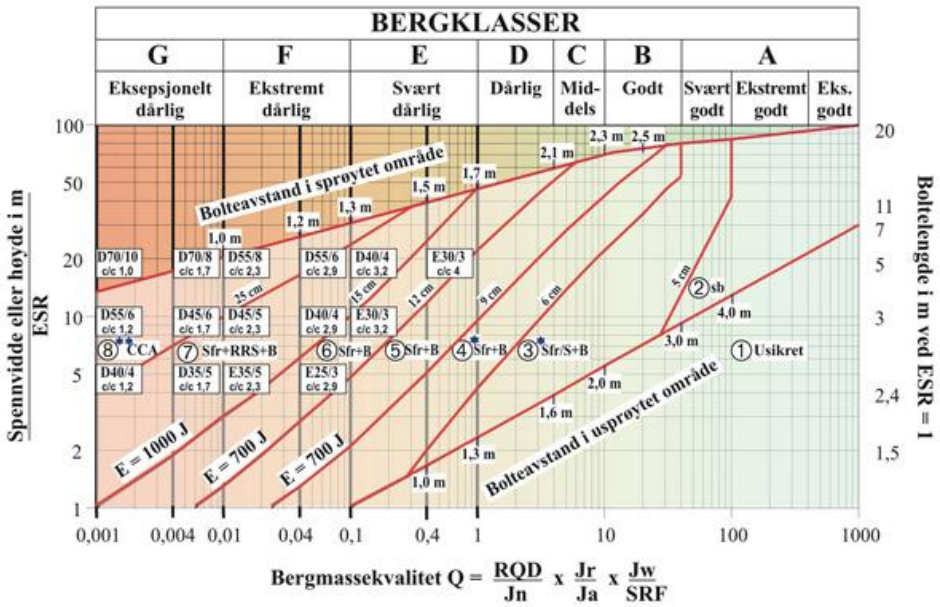
I det norske grunnfjellet finner vi forekomster av typiske knusningssoner. Sett i forhold til omliggende bergmasse vil svakhetssoner vanligvis gi spesielle hydrogeologiske forhold. Bestemmende for egenskapene er sammensetning, struktur og tektonisk påvirkning.
Der nedknusing og omvandling har kommet et stykke på vei, er sonematerialet ofte omvandlet til leire slik at sonene vanligvis er tette. Dette resulterer i mer stabilitetsproblemer enn vannproblemer.
Ofte kan sideberg være oppsprukket uten betydelig leirinnhold og på grunn av dette gi innlekkasjer. Er injeksjonen dårlig utført, kan dette medvirke til rasutvikling i leirsonen.

En sjakt virker i likhet med tunneler, drenerende på omliggende bergmasse. Injisering blir hovedsaklig brukt for å hindre tilsig av vann fra omliggende bergmasser. Injisering av sjakt utføres som regel ved at lange hull bores ovenfra i hele sjaktlengden. Er det ikke tilgang til sjakttopp, kan det bores nedenfra.

3.5 Q- metoden[21]

For klassifisering av bergmasser og behov for sikring, er Q- metoden en av de mest anerkjente i verden. Selve systemet brukes med hensyn til stabilitet av tunneler og bergrom."På grunnlag av angitte Q-verdier for bergmassene kan behov for stabilitetssikring i tunneler og bergrom vurderes både i planleggings- og anleggsfasen. Q-metoden benyttes i stor utstrekning både i Norge og internasjonalt. Metoden er utviklet ved NGI, første utgave ble publisert ved N. Barton et al. (1974). Q-metoden er siden blitt oppdatert slik at moderne sikringsteknologi er inkludert (E. Grimstad og N. Barton, 1993), og senere for TBM-drevne tunneler.

[21] ROGER OLSSON, E. G. 2008. *Q-metoden* [Online]. Norges Geotekniske Institutt. Available: http://www.ngi.no/no/Innholdsbokser/Referansjeprosjekter-LISTER-/Referanser/Q-metoden/ [Accessed 13.05.2010].



SIKRINGSKATEGORIER

1) Usikret
2) Spredt bolting, **sb**
3) Systematisk bolting og uarmert eller fiberarmert sprøytebetong, 5-6 cm, **Sfr/B+S**
4) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 6-9 cm, **Sfr+B**
5) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700) +B**
6) Fiberarmert sprøytebetong og bolting, 12-15 cm, **Sfr (E700) +B**
7) Fiberarmert sprøytebetong > 15 cm + armerte ribber av sprøytebetong og bolting, **Sfr (E1000) +RRS+B**
8) Betongutstøpning, **CCA** eller **Sfr (E1000) +RRS+B**

Boltene er 20 eller 25 mm i diameter

E) Energiabsorbsjon i fiberarmert sprøytebetong ved 25 mm nedbøyning i platetest

D45/6 c/c 1,7 = RRS (sprøytede buer) med 6 armeringsjern i dobbelt lag, i 45 cm tykke buer med senter/senter-avstand 1,7 m. Hvert rektangel er relatert til Q-verdien i venstre sidekant av rektangelet. (Se tekst for nærmere forklaring)

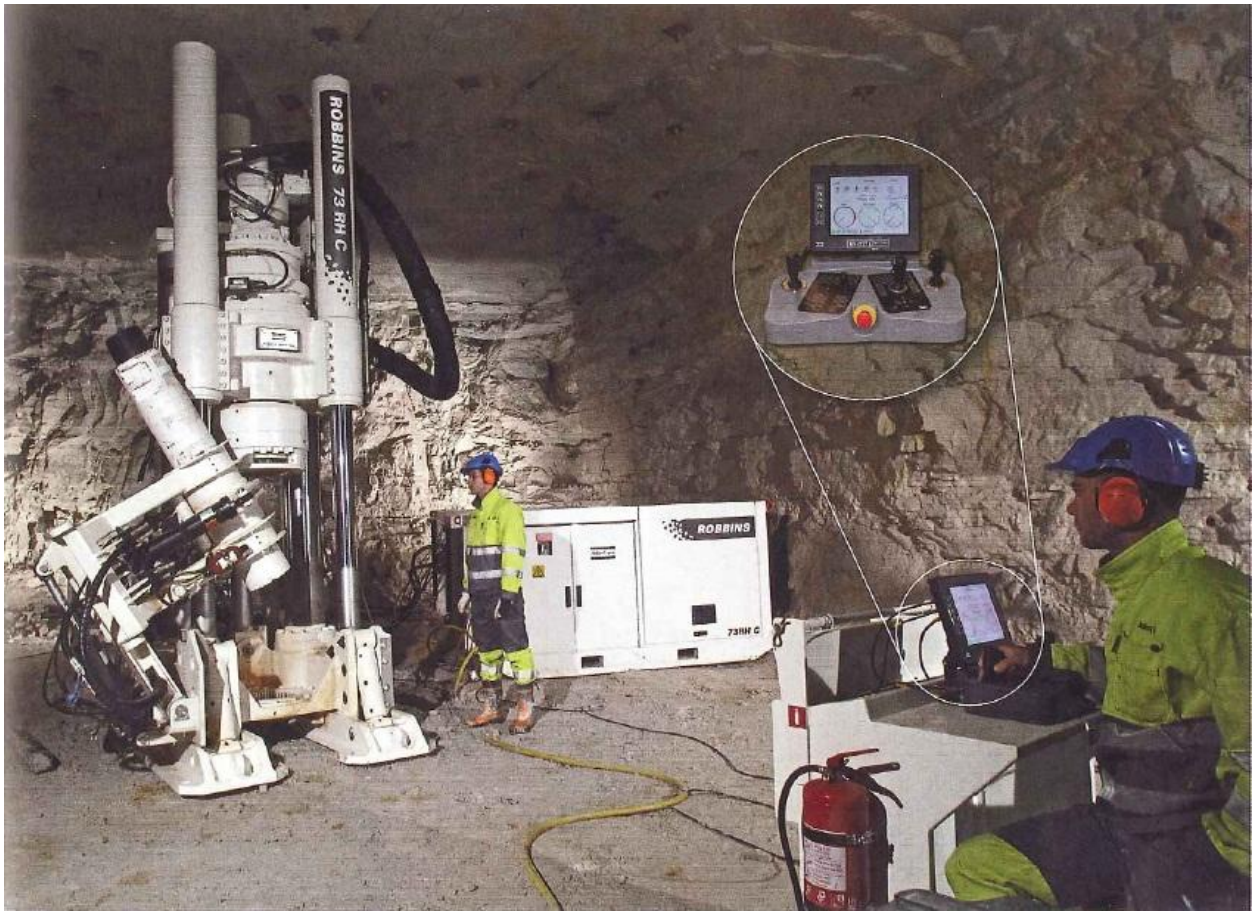
*) Opptil 10 cm ved store spennvidder
) Eller **Sfr+RRS+B

Bilde: Sikringsdiagram som viser blant annet sikringskategorier og bergklasser, og baserer seg på erfaringer.

Sikringsdiagrammet er bygd opp på grunnlag av erfaringsdata som omfatter over 1250 eksempler fra eksisterende tunneler og bergrom. Parameterverdiene i Q-verdien med beskrivelser er satt opp i tabeller og kan bestemmes ved kartlegging i felt/undergrunnsanlegg og ved borkjernelogging." ((Roger Olsson, 2008), under overskriften "Referanser" og "Q-metoden")

3.6 Maskiner og utstyr

3.6.1 Raiseboringmaskin (RBM)[22]



Bilde av riggområde ved raiseboring. Lånt med tillatelse fra Atlas Copco Norge AS

Det er forskjellige maskinleverandører som leverer raiseboringsmaskiner. Prinsippet for hvordan de fungerer er tilnærmet identisk. [23] Derfor er det tilstrekkelig å se på hvordan en av leverandørene forklarer maskinsammensetningen.

En RBM består av 5 hovedenheter som blir beskrevet nedenfor. Sammensetningen av disse maskinkomponentene avgjør hvilket moment og rotasjonskraft som utstyret kan levere[24] . Som nevnt tidligere er fjellforhold og opprømningsstørrelse avgjørende for valg av utstyrets spesifikasjon.

[22] EKLIND, M. 2008. *Raiseboring in Mining and Construction,* Örebro, Sweden, Atlas Copco Rock Drills AB.
[23] Se teori – "Grunnleggende raiseboringsprinsipper".
[24] *se tabell "spesifikasjoner av RBM med ulik leverandør"*

Baseplattform

Baseplattformen består av en høyre og en venstre del. Denne er dimensjonert for å tåle vekta av maskinen og for å overføre kreftene ned i grunnen. Enten disse skal rettes opp eller ned. Plattformen plasseres på en støpt plate som ligger rett på fjell. Rammen forankres i fjellbolter. Er det behov for lengre bæring monteres baseplattformen på stålbjelker. Dette utarbeides individuelt for hvert prosjekt.

Hovedrammen

Denne er montert på baseplattformen og er rammen som bærer det meste av maskinens oppbygning. På leverandørenes hovedrammer er det forskjellige måter for å justere vinkler og høyder. Hovedrammen har også et av- og påkoblingssystem for å holde borstrengen når man kobler til, eller fra nye borstreng elementer.

Søyler og toppramme.

Søyler og toppramme er to viktige elementer som gjør at raiseboremaskinen får fullt utbytte av momentet i kutteren. Topprammen sammenføyer søylene og demper vibrasjoner i utstyret, samt fordeler boremomentet mellom søylene.

Hydraulikksylindre.

Ved hjelp av hydrauliske sylindere får maskinen nok løfte-/skyvekraft til både opprømning og pilotboring. Ofte er hydraulikken overdimensjonert for å takle spesielle situasjoner.

Driveenhetens sammensetning.

Mellom søylene og hydraulikksylindrene er det montert en bevegelig plattform hvor motor og girkasse er montert. Denne drives av de hydrauliske sylindrene støttet opp av søyler. Denne løfter og senker borstrengen.

Driftssystemer(hovedmotor)

Når det gjelder drift av borstreng og kutter er det montert en hovedmotor på plattformen. Fire typer hoveddriftsystemer kan brukes på RBM. De forskjellige er AC, DC, hydraulikk og VF (variabel frekvens). Valg av driftssystem avhenger av tilgjengelighet, riggområdets plassering, fjellforhold og servicekvalifikasjoner.

AC Drive:

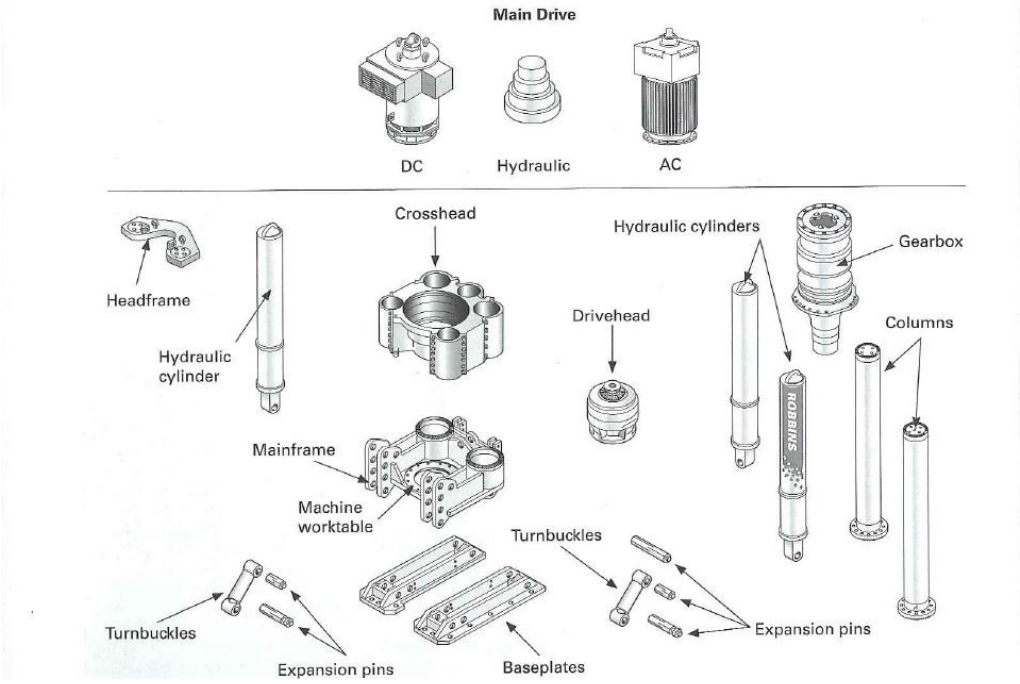
Denne typen motor brukes ofte hvor antall omdreininger i minuttet er fast. Sammen med motoren levers en togirs girkasse hvor man kan velge fire hastigheter. AC drive er det enkleste og billigste, og er det systemet som krever minst vedlikehold.

DC Drive:

Mer brukt på større diameter med høyere krav til variert rotasjonshastighet. DC drive takler også større moment og fjellforhold hvor hardheten varierer slik at låsing av borkrone kan forekomme.

Hydraulic Drive

Elektriske hydraulikkpumper driver en eller flere hydraulikkmotorer. Motorene er koblet til en variabel girkasse med trinnløs regulering av hastigheten, dette gjøres ved å variere volumet de hydrauliske pumpene avgir. Med denne typen kontroll av hastighet og moment er hydraulisk drift det mest brukte og det mest pålitelige. Det er også drivesystemet som utsetter borstrengen for lavest moment ved eventuell låsing av borkrone.



Illustrasjon av maskinsammensetning. Lånt med tillatelse fra Atlas Copco Norge

Utpumping av borslam/borkaks

Det er viktig ved boring av pilot at det blir pumpet inn enten vann eller luft, eller en blanding av disse. For at piloten skal gå effektivt må utpumpingen av borkaks ved hjelp av vann/luft skje problemfritt. Vann og luft blir pumpet ned gjennom borstrengen og løfter borkakset opp i mellomrommet mellom pilothullet og borstrengen. Vannet kjøler også ned borkronene og minsker slitasjen på kuttere.

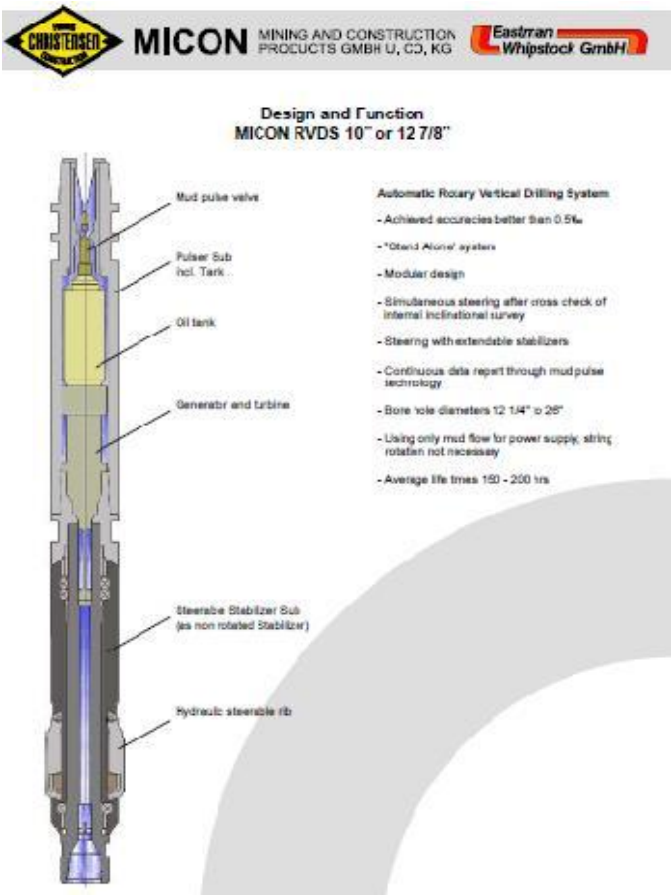
3.6.2 Spesifikasjoner av RBM fra tre forskjellige internasjonale leverandører

		Redpath Redbore 50	Terratec TDR-2000	Atlas Copco 44RH
Raise diameter				
Range	[m]	1.07 - 2.13	2,4	1.0 - 1.8
Raise length				
Maximum length	[m]	183	250	610
Drill pipe				
Diameter	[mm]	203 (8 in)	254 (10 in)	203 (8 in)
Optional diameter		254 (10 in)		254 (10 in)
Pilot hole				
Diameter	[mm]	229 (9 in)	279 (11 in)	229 (9 in)
Optional diameter		279 (11 in)		254 (10 in)
Torque and force				
Reaming torque	[Nm]	92,1	175	75
Reaming thrust	[Nm]	1779,3	3100	2000
Installed power	[Kw]	93	242	160
Main drive		El-Hydraulic	El-Hydraulic	El-Hydraulic
Dimensions				
Height extended	[mm]	3966	4651 mm (3950)	3400
Height retracted		3039	-	3400
Width		1416	3180	1750
Depth		-	6670	1600
Weight				
Transport weight	[kg]	7139	19350	8000
Dip adjustments				
	[deg]	45˚- 90˚	90˚ - 70˚	90˚ - 60˚

3.6.3 RVDS, Rotary-vertical drilling system[25]

RVDS er et selvstyrende boresystem som øker nøyaktigheten betraktelig. Metoden og utstyr er patentert og eies av MICON GmbH & Co. Prinsippet tar utgangspunkt i en vanlig borstreng med en pilotkutter. Inne i denne blir det montert en turbin som produserer strøm ved hjelp av spylevannet. Spylevannet trengs for å drive borslamet ut fra pilothullet. Turbinen produserer strøm til å styre, logge og justere retningen på borkronen.

Ved hjelp av el hydraulikk styres fire individuelle stabilisatorribber. Disse er plassert rett bak pilotkronen og korrigerer borhodets retning. Kontinuerlig logges og sendes det informasjon tilbake til overflaten. Her behandles dataene slik at operatøren kan se og lese av disse på en PC. Dette gjør at operatøren kan følge fremdriften og tilstanden på utstyret uten forsinkelse, alle feilmeldinger og annen relevant info vil kunne avleses på datamaskinen. Gjennomsnittlig levetid på utstyret er fra 150-200 timer, den blir som regel skiftet sammen med kronen da denne har lignende levetid.

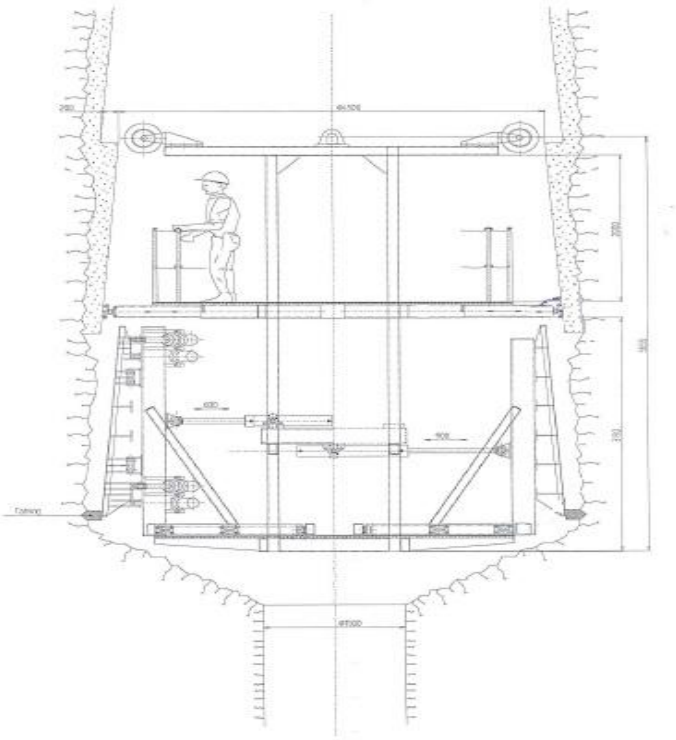


Illustrasjon av RDVS lånt av Micon, med tillatelse fra Dipl.ing Kai Schwartzburg. Se vedlegg F.

[25] GMBH, M. G. C. K. A. E. W. 2010. Available: http://www.micon-drilling.de [Accessed].

3.6.4 Støpeskjold

Støpeskjoldet fungerer som en mobil forskaling som kan trekkes sammen/slåes ut. Denne heises ned i sjakten sammenslått. Når den har kommet til området som skal støpes blir den vha hydraulikk slått ut og forankret i tunnelveggen. I vertikale tunneler som sjakten i Rendalen brukes en senkeplatform med påmontert støpeskjold.



Arbeidstegning av støpeskjold fra Essverk. Se vedlegg E.

3.6.5 Arbeidsplattformer

Sjaktarbeidene med strossing og sikring skal utføres fra arbeidsplattformer som senkes ned i sjakten. Tverrsnitt og lengde kan spesialtilpasses. I Rendalen vil det brukes to plattformer, en for strossingsarbeidet og en for sikringsarbeidet.

Strosseplattform

Begge plattformene spesialbestilles hos Essverk. Essverk er et svensk firma som har spesialisert seg på utvikling og konstruksjon av arbeidsplattformer til bergtekniske prosjekter. Denne plattformen er veldig lik plattformen med støpeskjold.[26]

I forbindelse med disse arbeidsplattformene må det benyttes en traverskran på riggområdet på toppen av sjakten.

[26] Se vedlegg, arbeidstegninger av strosseplattform fra Essverk

3.6.6 Kjerneboring

For alle typer grunnundersøkelser i løsmasser og fjell må det utføres en kjerneboring. Metoden kjerneboring er utviklet slik at det blir tatt kontinuerlige prøver/ kjerner av bergartene. Videre blir prøvene lagt i kasser og analysert av geologer som er spesialister på området.

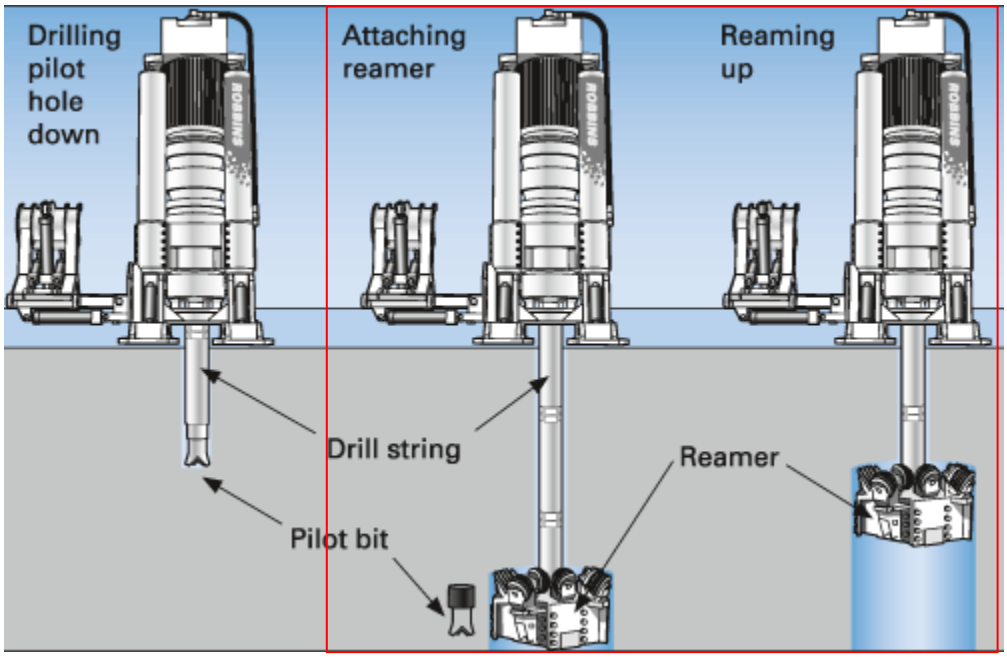
En metode som stort sett brukes er følgende:

Diamantboring

Teknikk som er basert på at en borekrone forsynt med en krans av grove industridiamanter sliper seg vei gjennom fjellet. Selve borekronen er hul innvendig og formet som et rør, og denne sliper ut et ringspor. Selve boreprosessen fungerer slik at diamantborkronen drives rundt samtidig som den presses hardt ned. I tillegg er det nødvendig for å få borkaksen opp av hullet, å tilsette borevæske under boringen. Til slutt i prosessen trekkes boret opp med kjerneprøven inni.

Denne teknikken brukes ved fjellboring, for eksempel i forbindelse med geologiske undersøkelser.

3.7 Grunnleggende raiseboringsteori: Pilothull med opprømning [27]



Illustrasjon beskriver de to fasene; pilothullsboring og opprømning, lånt med tillatelse av Atlas Copco. Første fase til venstre i bildet, andre fase er markert med rød firkant.

1. Forberedende krav og prosesser.

For å benytte denne teknikken må det være tilgang til både overkant og underkant til periferien der sjakten skal drives. Sjakten kan rømmes både nedenfra og opp, og ovenfra og ned (mest brukt). I riggområdet der Raiseboringmaskinen (RBM) skal stå må det gjennomføres noen forholdsvis enkle tiltak før selve sjaktdrivingen kan begynne:

- Tunnelbunnen(sålen) må renskes til rent fjell.
- Hele riggområdet skal renskes og sikres for å ivareta HMS under boringen.
- Det støpes en betongplate direkte på rent fjell etter tegning fra maskinleverandør. Denne platen har kanaler som drenerer bort borvann og masser fra RBM.

[27] EKLIND, M. 2008. *Raiseboring in Mining and Construction,* Örebro, Sweden, Atlas Copco Rock Drills AB.

- Ekspansjonsbolter blir boret gjennom betongplaten og forankret i fjell. Disse blir brukt til å forankre RBM-rammen under hele jobben for å hindre horisontal forskyvning.
- Geologiske undersøkelser av sjakttraseen, som f. eks kjerneprøver.
- Utstikking av påslaget og informasjon om lengde, dybde og retning på piloten.
- Planleggingen av riggområdet skal innebære:
    - RBM monteringskrav og spesifikasjoner.
    - Fjerning av borvann
    - Sandfang for borvann (Tank med flere basseng for å skille ut borkaks)
    - Område og opprigg av borstreng/ lagring og kran til borstreng.
    - Posisjonering av RBM (synkgrader og påhugg)
    - Trykkluft
    - Elektrisitet
    - Vann
    - Lys
    - Telefon/samband
    - Ventilasjon

2. Boring av pilothull.

Etter at riggen er ferdig er det klart for å begynne selve arbeidet med å bore sjakten. RMB begynner med én lengde med borstreng (spesiell type borstreng for start) montert og pilotkronen. Denne kronen har tre kuttere montert for å skape et sirkulært tverrsnitt ved boring. Når pilothullet har kommet én lengde med borstreng ned, kobles RBM fra strengen og en ny lengde med borstreng monteres. Dette gjøres ved å heise en ny lengde over i borstrengmateren som sitter på RBM, for så å kjøre programmet for montering av ny lengde på RBM. Når borstrengen har kommet helt ned i tunnelen under og får gjennomslag i henget, demonteres pilotkronen.

3. Opprømning.(merket med rød firkant på bildet)

Nå er det klart for siste fase av sjaktboringen. Etter at pilothullet(10”-12”) er boret demonteres pilotkronen og opprømningskronen monteres. Opprømningskronen kan tilpasses ulik diameter ved å flytte på kuttere og stag. Kronen roteres og trekkes oppover. Fra styringsenhenten på RMB blir de ulike perimetrene overvåket. Som for eksempel hvor mange kN maskinen trekker med, rotasjonshastigheten til kronen, o.l. Når kronen rømmes opp demonteres borstrengen etter hvert. Opprømningen lager et sirkulært tverrsnitt i ønsket diameter med glatt veggkvalitet sammenlignet med evt. D&B.

4 Gjennomføring

4.1 Sammenligning av to sjaktprosjekter

Her sammenligner vi vårt prosjekt i Rendalen med andre prosjekter, nasjonalt og internasjonalt. Ved å gjøre dette håper vi å finne ut hvorfor Rendalen blir planlagt utført slik det ble, og hvordan andre lignende prosjekter blir utført. På dette grunnlaget håper vi å få svar på hvilke alternative teknikker og utstyr som kunne vært benyttet i vårt prosjekt. Gjennom en sammenligning vil vi også kunne svare på om teknikkene våre blir benyttet internasjonalt, eller om de ikke er benyttet i det hele tatt i utlandet.

Vi sammenligner med planene for utførelsen av sjakten i Rendalen med et utført prosjekt i USA. Dette prosjektet har svært mange felles problemområder og mye lik teknikk blir benyttet. Prosjektet i USA ble ferdigstilt for 35 år siden, men likhetene med Rendalen er mange. Både brukt teknikk og bergkvalitet ligner på vårt prosjekt i Rendalen. Alderen på dette prosjektet har ingenting og si for sammenligningen. (Ref. Hansen, A.M, NFF)

Sammenligningsgrunnlaget vårt er planleggingen av Rendalen 2 Kraftverk i forhold til en prosjektrapport fra J.S. Redpath "*How to sink vent shaft in remote area using helicopter support*” :Hendricks,R.S:(1975)[28], som omhandler vårt internasjonale referanseprosjekt.

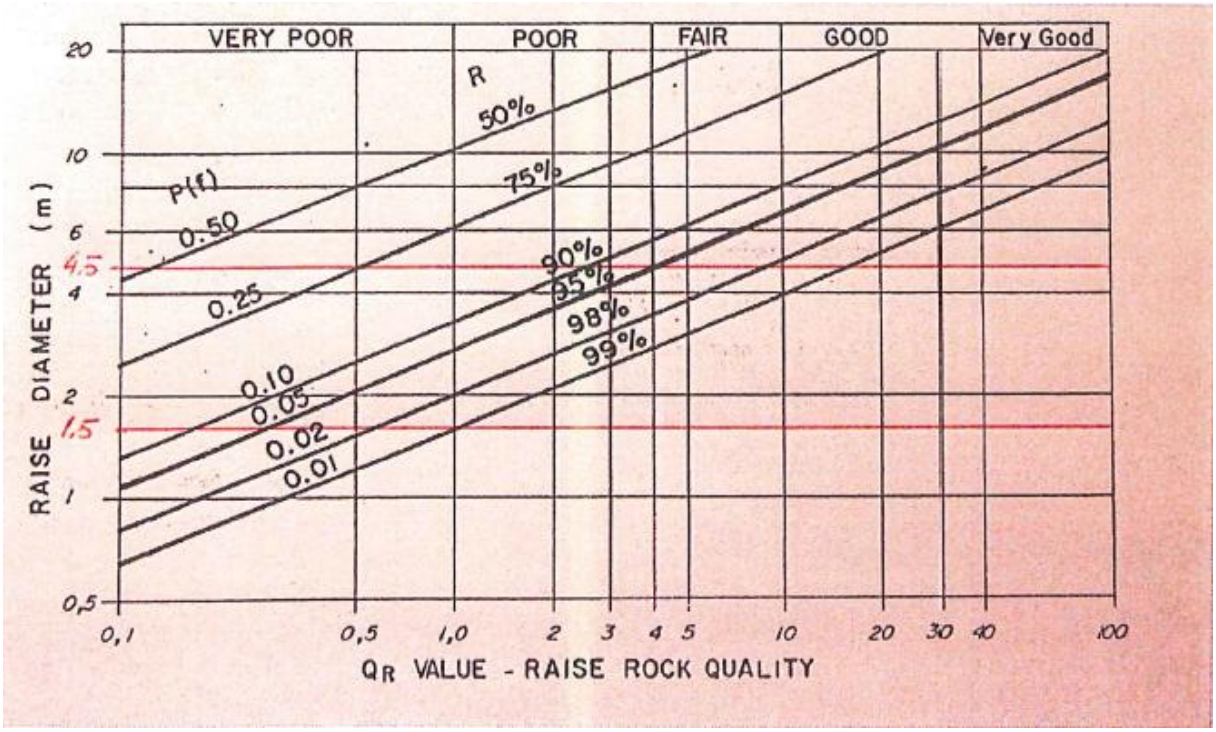
[28] HENDRICKS, R. S. 1975. How to sink vent shaft in remote area using helicopter support. Casa Grande, Arizona, USA.

4.1.1 Valg av metode Rendalen 2 Kraftverk

"*Boring av pilothull og opprømming krever at den borede sjakten er naturlig stabil i driveperioden, og i den tiden det tar å få på plass stabilitetssikringen*" (Buen, B. Geologirapport 14.5.09).

På bakgrunn av geolog Bjørn Buens[29] rapport fra Rendalen 2 kraftverk blir det lagt stor vekt på den naturlige stabiliteten sjakten har i driveperioden. Det vil med full opprømming bli et større arbeid å få på plass nok stabilitetssikring. Som Buen skriver i rapporten; "*det er lagt ned mye arbeid i å finne hva som er stabil tid for åpninger i berg, som en funksjon av størrelsen og bergmassekvaliteten.*"
Under Shaft Engineering MMI konferansen i 1989 presenterte McCracken og Stacey en artikkel om "Geotechnical risk assessment for large-diameter raise bored shafts" I denne artikkelen presenterte de en studie hvor de knyttet Q_{NGI} til en Q_R for stigeboring.

Med studiene NGI har gjort med Q_{NGI} har McCracen og Stacy dannet grunnlaget for en Q_R for raiseboring. De har utarbeidet en tabell som angir sammenhengen mellom sjaktdiameter, bergmassekvalitet og sannsynlighet for kollaps/ras.



Bilde: *sammenheng mellom Q_R og diameter – anslått stabilitetstid*

[29] BUEN, B. 2009. Geologirapport Rendalen 2

Ved hjelp av tabellen kan man bruke Q_R og diameter på sjakten for å anslå stabiliteten. Den tar også hensyn til antall flattliggende og steile sprekkesett, og graden av forvitring.
Når vi bruker Buens vurdering av kjerneborhullet;

"Klassifisering av berget i kjerneborhullet i den planlagte sjakten for Rendalen 2 Kraftverk viser partier med lavere, og til dels betydelig lavere kvalitet enn Q_{NGI}=1.0. Det er også partier med kjernetap i borhullet. Med forsiktige antakelser om antall sprekkesett og forvitring, som indikert foran. Gir dette Q_R mindre enn 0,5"(Buen, 2009)
I helhet vurderer dermed Buen at en sjakt på 4,5m i diameter vil med opp imot 50 % sikkerhet få en sjaktkollaps.

Dette er grunnlaget for at det ikke er et tema å opprømme hele sjakt diameteren i ett. Som angitt tidligere kan man injisere både periferien rundt og i pilothullet. Buen skriver at det er sikkert at injeksjon vil forbedre bergmassekvaliteten. Men leirinnholde rundt kraftverket er høyt og det er usikkerheter om hvor injiserbart fjellet er. Det vil sannsynligvis krave høyt trykk rundt 20-40 bar avhenging av posisjon i sjakten.

Buen skriver i siste avsnitt at fråråder opprømming til 4,5 meter. Anbefalingen blir pilot, opprømming til 1,5 meter, injisering, stross og sikring fra toppen.

I Rendalen valgte Veidekke Buens metode, og de rømmer opp til 1,5 meter. Men det er fortsatt ved denne diameteren kritiske faser. Utglidning nede i sjakten kan skje, og prosedyrer for eventuell propp må vurderes.

4.1.2 Valg av metode i Henderson Mine [30]

Selv om Henderson-prosjektet ble ferdigstilt for 35 år siden hadde de flere metoder/teknikker som kunne benyttes for å drive sjakter. I dette prosjektet ble fire teknikker vurdert. I forprosjektet ble geologien i sjaktperiferien kartlagt og vurdert nøye, for så å se hvilke metoder som kunne brukes i disse omgivelsene. Etter et grundig forprosjekt ble de stående igjen med kun en metode som kunne benyttes.

Denne metoden var pilot med opprømning og stross. I rapporten fra J.S. Redpath har de begrunnet valget med fem punkter.

[30] HENDRICKS, R. S. 1975. How to sink vent shaft in remote area using helicopter support. Casa Grande, Arizona, USA. (fra A til E, side 2-3),

Kort gjenfortalt og oversatt:

”Raise drill and slash” *”...was selected as being the safest and most economic overall approach...”*
(Hendricks, 1975)

Pkt A: Minimale transportkostnader med heilkopter til riggområde ved påhugget på toppen.
Pkt B: Helikopter gjorde transport mulig om vinteren. Slapp å dele prosjektet over to sommere.
Pkt C: Minimalt med riggutstyr og skader på omgivelsene.
Pkt D: Stor sjanse for at en opprømning på 1,2m(4ft) ville holde seg stabil under hele anleggsperioden.
Pkt E: Mest økonomiske metoden å få ønsket sluttprodukt på.

4.1.3 Sammenligningsgrunnlag mellom Rendalen 2 og Henderson Mine

Geologi:

I begge prosjektene har grunnundersøkelser funnet partier med leirinfiserte bergmasser. Disse massene har lite stabilitet etter blottlegging og er lite injiserbare. Det er altså et begrenset stabilitetsforbedrende tiltak å gjøre med berget rundt sjaktperiferien i prosjektene.

- Henderson: Granitt og gneis fra Idaho Springs formasjonen. Dette er harde bergarter men området bærer preg av svært lagdelt og oppsprekt berg, med mye leirinfisert berg.[31]
- Rendalen 2: Omdannet sandstein, konglomerat og leirskifer. Mye leirinfisert og svært oppsprukket berg.[32]

Teknikk:

Rendalen 2 og Henderson benytter begge raiseboringsteknikken. Felles for begge prosjektene er det at opprømning til endelig diameter ikke er mulig/frarådes på grunn av geologien. Begge prosjektene opprømmes til en liten, mer stabil, diameter som strosses ut til endelig diameter. Både opprømt og endelig diameter har tilnærmet samme størrelse i begge prosjektene. Sikringen av sjaktveggene skjer ved hjelp av mobile forskalinger i begge prosjektene.

[31] Ibid. HENDRICKS, R. S. 1975. How to sink vent shaft in remote area using helicopter support. Casa Grande, Arizona, USA.
[32] Se teorikapittel; ”*Geologi i Rendalen*”

Sammenligningsgrunnlaget vårt er hentet fra planleggingen av Rendalen 2 Kraftverk og en prosjektrapport fra J.S. Redpath "*How to sink vent shaft in remote area using helicopter support*" :Hendricks,R.S:(1975), som omhandler vårt internasjonale referanseprosjekt Henderson Mine.

Rendalen 2 Kraftverk, Norge, 2009[33]

(Pilothull med opprømning og stross)

Arbeid utføres av Veidekke Entreprenør AS med Entreprenørservice AS som underentreprenør for raiseboringsdelen av entreprisen. Strossingen skal Veidekke utføre selv. Sjakten er drevet i fjell og er en trykksjakt til vannkraftverket.

150m loddsjakt, endelig sjaktdiameter på 4,5m(ca 16m^2)

Beskrivelse av sjaktarbeidet:

- Kjerneprøver bores av sjakttrasèen
- 36m forinjeksjonsskjerm fra topp og bunn av sjakttrasèen.
- Pilothullet bores mellom tunnelsåle i øvre tunnel og tunnelhenget i nedre tunnel. 150m dypt.
- Kvalitetssikringen av pilothullet skjer v.h.a. RVDS.
- Sjakten rømmes opp til en diameter på 1,5m ved hjelp av stigeboringsrigg(RBM)
- Opprømt sjakt med diameter 1,5m strosses ut til endelig diameter på 4,5m(ca 16m^2)
- Strossingen utføres ved hjelp av arbeidsplattform med borrigg som heises ned i sjakten og utvider tverrsnittet ved hjelp av tradisjonell D&B.
- Etter hver strossesalve som blir skutt blir støpeskjold heiset ned for å sikre med betong.

[33] Møter og diverse prosjektdokumenter fra Veidekke Entreprenør AS ved Styrk Lirhus.

Henderson mine, USA, Colorado Rockies, 1975[34]

(Pilothull med opprømning og stross)

Ventilasjonssjakt drevet i et gruveanlegg i USA i 1975. Ett av de få internasjonale prosjektene som er publisert og samtidig ligner på Rendalen 2 Kraftverk. Arbeidene ble utført av den store internasjonale entreprenøren og maskinleverandøren J.S. Redpath. [35]

483m(1585 feet) loddsjakt, endelig sjaktdiameter på 4,7m(15.5 feet)

Beskrivelse av sjaktarbeidet:

- RBM blir fraktet til startområde for sjakten med helikopter på grunn av dårlig fremkommelighet med annen type transport.
- Sjakttraseen blir forinjisert med betong.
- Pilothullet bores fra utsiden av fjellet ned til tunnelhenget midt i transporttunnelen til gruven.
- Avviket ved boringen kontrolleres vha gyro- måleutstyr hver 60m.
- Pilothullet rømmes opp til en diameter på 1,2m(4 feet) ved hjelp av RBM.
- Opprømt sjakt med diameter 1,2m strosses ut til endelig diameter på 4,7m(ca 17m^2)
- Strossingen utføres som D&B vha håndholdte borhammere og skyting.
- Sjakten sikres med betong og mobile forskalinger(støpeskjold).

[34] HENDRICKS, R. S. 1975. How to sink vent shaft in remote area using helicopter support. Casa Grande, Arizona, USA.

[35] Se vedlegg "How to sink a vent shaft in remote area using helicopter support"

4.2 Erfaringer og utfordringer fra Henderson som kan overføres til Rendalen 2

Henderson Mine ble ferdigstilt for 35år siden. Dette gjør det mulig å se på alle utfordringene/erfaringene de møtte gjennom hele prosjektperioden, for så å vurdere om det er situasjoner og teknikker som kan overføres til Rendalen 2 Kraftverk.

Erfaringene og utfordringene bedømmes etter hvor stor sjanse det er for at en lignende situasjon kan inntreffe i Rendalen:

Bedømmes som: Ikke aktuelt – Lite aktuelt – Aktuelt - Svært aktuelt

Transport

Henderson

I Henderson Mine hadde de utfordringer med å få på plass utstyret grunnet dårlige få veier som gikk inn til området. Starten på boringen var i dagen, så løsningen her ble helikoptertransport av alt nødvendig utstyr til arbeidene.

Rendalen

Ikke aktuelt: I Rendalen går sjakten mellom to tunneler, her kan alt utstyr kjøres inn med vanlig transport og heises av direkte i riggområdet. Dette er mye raskere, enklere å planlegge og mye mer økonomis

Strossing av opprømt tverrsnitt

Etter raiseboringen hadde sjakten med en diameter på 1,21m (4 feet). Denne strosses ut til endelig sjakttverrsnitt på 4,72m (15 ½ feet). Dette arbeidet ble utført som D&B, manuelt ved hjelp av mannskap med luftdrevne borhammere som ble senket ned i sjakten på arbeidsplattform. Sikringsarbeidene ble utført etter hver strossing. Strossarbeidene ble utført uproblematisk gjennom perioden fra januar 1975 til august 1975.

Aktuelt: Strossingsarbeidene som skal utføres er planlagt som D&B fra arbeidsplattform med montert borhammer spesiallaget fra Essverk. Store likhetstrekk sammenlignet med prosjektet i Henderson Mine. Det er tre plattformer som skal benyttes i Rendalen 2, en personalkorg (frakter personell fra sjakttoppen ned til stuff), en arbeidsplattform som D&B skal utføres fra, og en støpeplattform.

Henderson

Geologiske undersøkelser ga mistanke om dårlig fjell mellom nivåene 99 og 121, 22m (325 og 400 ft) under overflaten i Henderson gruven. De boret sju injeksjonshull ned til det dårlige fjellområdet, dvs. 762m (2501ft) totalt med injeksjonshull. Operasjonen går ut på å pumpe betong ned i fjellet for å tette/fylle igjen sprekker i fjellet. Problemet med leireholdig fjell er at sprekkene i fjellet ofte fylt med leire, det er derfor svært vanskelig å få matet fjellet med ønsket volum betong. Leiren er stabil og fungerer som pakninger i fjellet når den får ligge i fred, men så snart den blir blottlagt blir den svært ustabil. Dette erfarte de her og, de kjørte på svært høyt trykk (1500 pounds per square inch= 100 bar) uten å få fjellet til å ta opp noe betraktelig volum betong. Selv om periferien ble injisert i forkant av sjaktarbeidene oppsto det ras i dette området etter opprømningen til 4 feet(~1,2m), totalt 250m2 med bergmasser raste ut, og ett omfattende reparasjonsarbeid måtte gjennomføres.

Rendalen

Svært aktuelt: I Rendalen er det også planlagt å injisere fjellet i sjaktområdet. Dette planlegges som to injeksjonsskjermer på 36m, en fra sjakttoppen og en fra sjaktbunnen. Siden det er leirinfisert berg i området stiller geolog Bjørn Buen spørsmål ved hvor god injiserbarheten til fjellet er i sin geologirapport (Geologirapport Rendalen 2 Kraftverk, Bjørn Buen, 14.05.09).

Pilothull

Henderson

Pilothullet ble boret i 11,25”. Geodesiavdelingen bestemte at kvaliteten skulle sikres ved å bruke gyrobasert måleutstyr(senkes ned innvendig i borstrengen) til å måle loddavviket på piloten hver 60m (200 ft). Dette måleutstyret er i bruk hos ledende entreprenører den dag i dag, 35 år etter dette prosjektet. Etter at piloten i Henderson var boret 216m (711 ft) ble avviket målt til 2° ut av lodd. Dette var for stort avvik så tidlig i dybden. De startet på et nytt pilothull som de la 1,5grader ut av lodd i motsatt retning for å korrigere for avviket de ville få når de når problemområdet.

Rendalen

Lite aktuelt: Siden sjakten som skal drives i Rendalen er i forbindelse med et kraftverk er det svært strenge krav til avvik(1 % =1,5m). De bestemte seg derfor tidlig for å hente inn ekspertise for å hindre stort avvik. Micon Drilling i Tyskland er leid inn til å komme til Rendalen med RVDS (Rotary- Vertical Drilling System) og mannskap for å sikre at avvikskravet blir overholdt.

Dette systemet monteres bak pilotkronen der det både måler og korrigerer avvik kontinuerlig under pilotboringen. Dette systemet har gjennom flere referanseprosjekter fått et gjennomsnittelig avvik på 0,5 ‰ [36]. Dette systemet vil derfor mest sannsynlig utelukke et avvik som overskrider kontraktskravet.

[36] DRILLING, M. 2009. *RDVS* [Online]. Available: http://www.micon-drilling.de/en/products/rvds_eng.php [Accessed].

Henderson

I Henderson Mine brukte de en teknikk som er kjent som The South African System. Dette er et system med løse støpeformer som senkes ned i sjakten og forankres før de fylles med betong. Dette gir stor fleksibilitet i støpearbeidene og gjør det mulig å kjøre flere prosesser samtidig. Først senkes og forankres kurveringen, før de mobile støpeformene senkes og monteres. Dette gjør at støpingen kun er avhengig av kurveringen, og ikke tidligere støpt betong. Det er ikke nevnt noen problem under denne fasen i Henderson-prosjektet.

Rendalen

Aktuelt: Støpemetoden som benyttes i Rendalen er på mange måter likt det som ble benyttet i Henderson. I Rendalen skal det benyttes støpeskjold(valgt fremfor sprutbetong og bolting) som senkes ned i sjakten. Dette er en forskaling som er tilpasset tverrsnittet til sjakten, og som slås sammen ved nedfiring. Når skjoldet er kommet til området som skal støpes blir det slått ut og spent fast i fjellveggen vha hydraulikk. Når skjoldet er på plass fylles det med hurtigherdende betong. Etter at betongen er størknet fjernes skjoldet før neste strossesalve blir skutt. Denne teknikken skal brukes annen hver gang med strossing fra arbeidsplattform. Ved å benytte denne fremgangen hindrer vi at området med endelig tverrsnitt blir stående usikret lengre enn to-tre timer, og faren for sjaktkollaps reduseres betraktelig.

Henderson

10 dager etter at opprømningen av 1.21m(4ft) tverrsnittet var ferdig begynte det å rase ut bergmasser i sjaktbunnen. Etter kamerainspeksjon av sjakten så de at det var det dårlige fjellområdet mellom 99m og 121m (325 og 400ft) som raste ut. Dette området var i tillegg forsøkt forinjisert med betong, men fjellet tok opp lite betong og injiseringen ble ansett som mislykket. I løpet av en periode på tre uker raste det ut totalt 210m^3 (275yd^3)med bergmasser fra området.

For at sjakten skulle være stabil var det viktig å få fikset dette problemet. J.S. Redpath bestemte seg for å sveise sammen meterslengder med stålrør. De sveiset sammen 27m (90ft) med stålrør som ble senket ned til rasområdet. Disse ble brukt som en forskaling for å støpe igjen det utraste området., og en blanding av 30:1 sand og betong ble pumpet inn i det utraste området.

Etter at området var støpt igjen ble stålrørene fjernet, og strossingen kunne begynne som planlagt.

Rendalen

Aktuelt: I Rendalen kan det forekomme utglidninger og ras, både under og etter opprømningsarbeidet. I Henderson var massene som raste ut ganske fragmenterte. Dette gjorde at de ikke fikk en sjaktpropp selv om tverrsnittet til sjakten bare var på 1.21m. Et ras som det som forekom i Henderson er å foretrekke fremfor mange andre situasjoner som kan oppstå:1) Utglidning av fjellskive. Hvis dette skjer under arbeidene kan borstrengen kile seg og maskinen vil stoppe. Hvis dette skjer kan det bli svært omfattende å få løs borstrengen igjen. 2) Ras av store fragmenter som fører til propp.

Alle disse kritiske situasjonene som kan oppstå er svært omfattende å få ordnet. De vil koste mye ressurser, både økonomisk og mannskap, samt at de vil hindre den planlagte fremdriften til sjakten. En slik situasjon kan absolutt oppstå, så planlegging og gjennomføring av omfattende sikringstiltak er avgjørende for stabilliten til sjakten. En omfattende forinjisering vil være å anbefale, og gjennom ny kjernehullsboring vil det være mulig å fastslå området med dårlig fjell, for så å se om dette området er innenfor rekkevidden til injeksjonsutstyret og andre eventuelle sikringstiltak.

De avgjørende likhetene er:

- Dårlige fjellforhold (leirholdige bergarter) som bestemmer fremgangsmåten.
- Tre faser; pilothull med opprømning og strossing
- Lite injiserbart berg.
- Sikring ved hjelp av betong og mobile forskalinger.
- Mulig den kritiske situasjonen som oppsto i Henderson kan oppstå i Rendalen.(Ras)

Det er svært mange likheter mellom prosjektene i Henderson og Rendalen. Dette gjør at det er stor sjanse for å få de samme utfordringene i Rendalen som de fikk i Henderson. De to utfordringene som er aktuelle er:

Problemer med å injisere berget for å øke kvaliteten. Det er sikkert at injeksjon forbedrer bergkvaliteten, usikkerheten ligger rundt hvor injiserbart fjellet er. I Henderson fikk de liten forbedring av bergkvaliteten gjennom injeksjon på grunn av den leirinfiserte geologien. Denne problematikken er aktuell for Rendalen på grunn av likheter i geologien.[37]

Ras av sjaktveggen. I Henderson oppsto det et ras etter fullført opprømning. Dette raset oppsto 10 dager etter opprømningen. Gjennom sammenligning av prosjektene og beregninger av stabilitet av sjakt etter opprømning[38] er det meget aktuelt at en lignende hendelse kan oppstå i Rendalen.

Både teori, fagpersoner og sammenligning av prosjekt bekrefter at disse situasjonene kan oppstå i Rendalen.

Det er svært interessant å se at den situasjonen[39] som Buen nevner i sin rapport oppsto i Henderson. Buen anbefaler Veidekke å rømme opp til minimal diameter ettersom en liten diameter er stabil over lengre tid enn en stor diameter. I rapporten beregner Buen stabil tid etter opprømning før kollaps, i Henderson kom kollapsen 10 dager etter fullført opprømning. Her er det sammenheng mellom teorien som Buen har brukt til å gjøre beregningene og hendelser som har oppstått i utført prosjekt med lignende bergmassekvalitet, diameterstørrelser og sjaktdrivingsteknikk.

[37] Se teori: Geologi
[38] BUEN, B. 2009. Geologirapport Rendalen 2
[39] Etter 10 dager raste sjaktveggen ut, med andre ord, ustabil utover 10 dager.

I begge prosjektene ble det kartlagt dårlig bergmassekvalitet før sjaktarbeidene startet opp. Det ble gjort grundige forundersøkelser for å kartlegge hva man kan gjøre for å forbedre svakhetene, og hvilken metode som kunne gjennomføre arbeidene med et best mulig resultat. For å forbedre bergsvakhetene ble det planlagt en grundig forinjeksjon av sjaktperiferien i begge prosjektene. I Henderson ble denne injeksjonen mislykket. Gjennom injeksjon med høyt trykk tok ikke berget opp noe betraktelig volum med injeksjonsbetong, og berget ble klassifisert som lite injiserbart. Akkurat det samme gjelder for prosjektet i Rendalen. Injisering av berget vil gi en forbedret bergkvalitet. Injeksjon fyller sprekker og stabiliserer bergmassene. Problemet rundt berget i Rendalen er at det er leirinfisert og man må ved hjelp av fortrengningsinjeksjon med høyt trykk forsøke å jekke fjellet. Dette vil trolig kreve et trykk rundt 20-40 bar avhenging av posisjon i sjakten. Det kan trekkes likheter mot Henderson-prosjektet hvor de opplevde at de ikke fikk noen særlig effekt av injiseringen.

Det er vanskelig å kartlegge eller konkluderer rundt injeksjonen. Som Buen skriver i sin rapport knytter det seg betydelig usikkerhet til om injeksjon vil gi tilstrekkelig forbedringer. Vi velger å støtte oss til fageksperten på denne konklusjonen.

5 Diskusjon

Gjennom arbeidet med bacheloroppgaven har problemstillingen blitt noe omformulert. Opprinnelig skulle vi se på strossingsdelen av sjaktdrivingen og utfordringer knyttet til dette. Siden gruppen ikke har noen relevant bakgrunn for å skrive noe om denne omfattende prosessen omformulerte vi problemstillingen. På grunn av begrenset litteratur og bakgrunnskunnskap om emnet ble prosessen med å lære seg fagområdet omfattende. Det er først etter avsluttet oppgave vi føler vi har den kunnskapen vi hadde hatt bruk for i starten skulle vi beholdt den første problemstillingen. Vi bestemte oss for å omformulere problemstillingen til å omhandle det vi har gjort og lært gjennom arbeidet med bacheloroppgaven. Vårt arbeid har gått ut på å sammenligne teknikker for driving av loddsjakt i fjell med dårlig bergmassekvalitet.

På bakgrunn av ventilasjonssjakten som ble drevet i Henderson, Colorado Rockies, kan vi lære mye som kan benyttes i Rendalen 2 Kraftverk. Både innen teknikk og eventuelle kritiske situasjoner er det

mye som kan sammenlignes, selv om Henderson-prosjektet ble fullført for 35 år siden. Etter samtaler med mange fagpersoner gjennom NFF har vi kommet frem til at dette er det prosjektet som er best å sammenligne Rendalen 2 Kraftverk med. Dette prosjektet har nesten helt identisk fremgangsmåte og stor likhet i bergkvalitet. Prosjekt som har akkurat dette likt med Rendalen er det svært få av.

Gjennom sammenligningen med Henderson Mine i USA og kontakt med det internasjonale tunnelmiljøet har vi lært svært mye om fjellsprengingsfaget. Gjennom denne bacheloroppgaven har vi fått stor innsikt i hvilke teknikker og metoder som er benyttet internasjonalt til å drive sjakter. Det finnes mange forskjellige teknikker, men vi har valgt å se på de som blir brukt internasjonalt og i Norge. Ved å se utenfor landegrensene får vi bekreftet at Norge er meget langt fremme både på teknikker og fageksperter. Vi føler oss derfor sikre på at vi på tross av ingen bakgrunn innen fagområdet har fått nok kunnskap gjennom bacheloroppgaven til å kunne bedømme teknikk og metode i Rendalen.

Det har vært en omfattende prosess å skaffe litteratur rundt raiseboring av loddsjakter. Vi har vært i kontakt med mange personer og firmaer/organisasjoner i Norge og utlandet. På bakgrunn av høy kvalitet på kontaktpersoner og firmaer/organisasjoner føler vi at vi har funnet tilstrekkelig med godkjent litteratur for å få gjennomført oppgaven. Vi må også presisere at det er en felles oppfatting fra hele fagmiljøet at det finnes svært lite litteratur om temaet vi har i vår problemstilling.

6 Konklusjon

I Rendalen er det på bakgrunn av bergmassekvaliteten gjort grundige forundersøkelser av flere geologer engasjert av både entreprenør Veidekke og oppdragsgiver Eidsiva Energi. I geologirapportene har ekspertgruppene kartlagt berggrunnen og ut i fra dette forsøkt å bedømme sjansen for kollaps ved forskjellige teknikker. Disse undersøkelsene har gitt bakgrunnen for vårt valg av metode.

De to metodene som er aktuelle for sjaktdriving i dårlig bergmassekvalitet er i prinsippet nesten identiske. I tradisjonell sjaktdriving ved hjelp av pilothull med opprømning blir sjakten rømt opp til endelig diameter, og er da ferdig etter disse to fasene. I den andre metoden benyttes strossing som en tredje fase for å øke diameteren til det endelige tverrsnittet.

Pilot med opprømning og strossing er den absolutt beste metoden å benytte i Rendalen. Denne metoden gjør det mulig å tilpasse arbeidene til arbeidsforholdene. Ettersom bergmassens kvalitet er noe usikkert kan pilot med opprømning og stross redusere sjanse for kollaps. Som forklart gir dette en mindre diameter på opprømmingen med en lenger antatt stabil tid. Utglidning/ kollaps vil dermed få en mindre sannsynlighet og vil være utslagsgivende i valg av metode.

Kort fortalt:

- Opprømningsdiameteren bør være så liten som mulig uten hinder for påfølgende arbeider. En liten sirkulær diameter vil være mer stabil over tid enn, en ujevn struktur som en D&B-metode vil gi.
- Pilot, opprømning og stross gir ikke lang ventetid på sikringsarbeider. D&B-prosessen som vil bli benyttet i Rendalen er kun under strossearbeidene. Strossearbeidene skal foregå skiftevis i forhold til sikringsarbeidet. Etter hver runde med strossingen blir støpeskjold brukt for å sikre den nylig utstrossede delen. Usikret tid etter D&B anslås til 2 timer, men det finnes usikkerheter med hensyn på evt. reparasjoner, skiftbytte osv. Gode forberedelser og nøye planlegging vil forhindre at sjakten blir utsatt for større risiko enn den trenger.
- Ved en eventuell kollaps vil ingen arbeidere befinne seg i sjakten. Alt sjaktpersonell vil befinne seg over den usikrete sjakten. Dette gjelder både under opprømning og ved strossing. Det er kun ved utstøping en mindre del av sjaktveggen er synlig.

7 Ordliste

Bor	- Stangformet redskap for boring av hull i fjell
Borbarhet	- Fjellets egenskaper i boringssammenheng; uttrykkes som borsynk i cm/min under visse bestemte tekniske forutsetninger
Borhullsavvik	- Borehullets avvik fra den beregnede retningen
Borplan	- Tegning og/eller beskrivelse av borhullenes plassering, retning og lengde for en bestemt sprengningsoppgave
Borsynk	- Boret lengde pr. netto boretid, cm/min, (med opplysning om bormaskin, skjærdiameter, lufttrykk, bergart og liknende)
Brukstid	- produksjonstid av ett års midlere tilsig under full maskinytelse (MW)
Bunnladning	- Pakket sprengladning i borhullets bunn
Bust	- Horisontale sprekkesett
D&B	”Drill and blast”, beskriver tradisjonell fjellsprengningsteknikk som blir utført ved hjelp av boring og sprengning.
Detonasjon	- En uhyre rask, varmegivende kjemisk reaksjon som sprer seg fra et initieringspunkt i et detonasjonsstoff
Fallhøyde	- Høydeforskjell mellom magasininntak og kraftverkets utløp
Fenghette	- Er et initieringsmiddel, brukes til å innlede detonasjon i et sekundært sprengstoff. I militære terminologi brukes begreper detonator. Også kalt sprenghette, knallhette og knallperle.
Fragmentering	- Benevnelse på gjennomsnittlig steinstørrelse i den utsprengte massen
Heng	- Faguttrykk for tunneltaket av fjell.

Installert effekt	- måles i MW
Kløv	- Vertikale sprekkesett
Kutt	- Det partiet som først sprenges ut for å ”åpne” fjellet i for eksempel en tunnel. Kuttet gir fritt utslag for resten av salven
Ligger	- Horisontalt(eller tilnærmet horisontalt) borhull
Metamorfe	-omdannede bergarter
Pall	- Horisontal avsats som framkommer ved sprengningen
Pilothull	- Et hull som blir boret med liten diameter i forhold til ferdig sjakt. Pilothullet har som oppgave å styre resten av boringsarbeidet i sjakten.
Produksjon	- måles i MWh eller TWh. Beregnes ut fra effekt og brukstid
Raiseboring	-stigeboring, opprømning av sjaktboringskrone.
Rensk	- Rensk og løsbryting av løse steinblokker og rasfarlige partier fra tak vegger
RMB	- raise boring maskin, stigeboringsmaskin
Rytmisk rundgang	- Boring, lading, sprengning og utlastning av en eller flere salver på ett skift utføres av det samme arbeidslaget
Sprengbarhet	- Kvalitativ angivelse av fjellets evne til å motstå sprengning
Stoll	- Tilnærmet horisontal tunnel i en gruve
Strossing	- Sprenging med fritt utslag, der borhullets retning er omtrent parallell med fjellets eller kuttens frie overflate.
Stuff	- Tunnelens eller fjellrommets arbeidsfront
Synksjakt	- Vertikal eller hellende sjakt som drives ovenfra og nedover

Såle	- Tunnelens eller fjellets bunn
TBM	- Tunnelbormaskin
Tennerplan	- Tegning som viser intervaller og tenningsrekkefølge for de enkelte landingene i en salve

8 Bibliografi / kilder

BRYHNI, I. 10. *geologi og landformer* [Online]. Store Norske Leksikon. Available: http://www.snl.no/Norge/geologi_og_landformer [Accessed].

BUEN, B. 2009. Geologirapport Rendalen 2

DRILLING, M. 2009. *RDVS* [Online]. Available: http://www.micon-drilling.de/en/products/rvds_eng.php [Accessed].

EKLIND, M. 2008. *Raiseboring in Mining and Construction,* Örebro, Sweden, Atlas Copco Rock Drills AB.

FOSSEN 2006. *Landet blir til,* Trondheim, Norsk Geologisk Forening.

GAUTNEB, H. 2008. *Drammensgranitt* [Online]. Trondheim: Norges Geologiske Undersøkelse. Available: http://www.ngu.no/no/hm/Georessurser/Naturstein/Viktige-natursteinsforekomster/Drammensgranitten/ [Accessed 13.05.2010].

GMBH, M. G. C. K. A. E. W. 2010. Available: http://www.micon-drilling.de [Accessed].

HAUGSTAD, T. 2008. *Energikonvertere* [Online]. Teknisk Ukeblad. Available: http://energilink.tu.no/no/ [Accessed].

HENDRICKS, R. S. 1975. How to sink vent shaft in remote area using helicopter support. Casa Grande, Arizona, USA.

JOHANNESSEN, O. 1982. Prosjektrapport 1-81 Sjaktdrift. NTNU.

MYNEWSDESK. *Veidekke ASA: Veidekke bygger Rendalen 2 kraftverk* [Online]. Available: http://www.mynewsdesk.com/no/view/pressrelease/veidekke-asa-veidekke-bygger-rendalen-2-kraftverk-319326 [Accessed 07.03.2010].

NILSEN, E. B. A. B. 2006. Ingeniørgeologi - Berg. Institutt for geologi og bergteknikk.

PALMSTRØM, A. 2009. Ingeniørgeologi for bygge- og anleggsledere i underjordsarbeider. Lillehammer: NTNU.

ROGER OLSSON, E. G. 2008. *Q-metoden* [Online]. Norges Geotekniske Institutt. Available: http://www.ngi.no/no/Innholdsbokser/Referansjeprosjekter-LISTER-/Referanser/Q-metoden/ [Accessed 13.05.2010].

SIGMOD, E. M. O. 1986. *Berggrunnen i Norge,* Trondheim, Tapir Forlag.

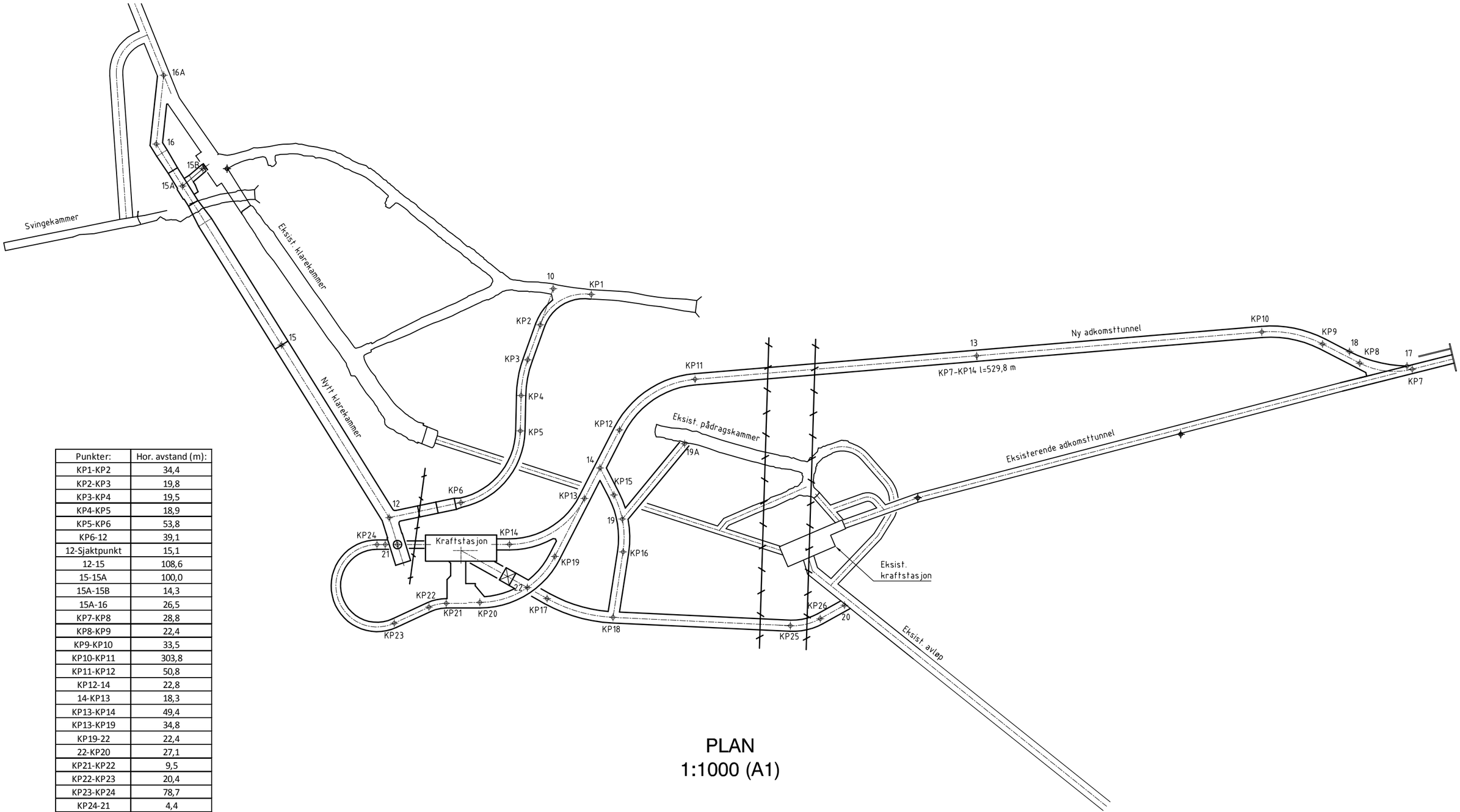
STRANDE, M. 2009. *Håper på TBM-vendepunkt* [Online]. Available: http://www.tu.no/bygg/article206662.ece [Accessed 10.05.2010].

TEKNOLOGIAVDELINGEN, S. V. 2004. Publikasjon 104 - Berginjeksjon i praksis. 68.

TEKNOLOGIAVDELINGEN, V. 2003. Publikasjon nr. 101 Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg. Oslo.

9 Vedlegg

Vedlegg	Innhold	Antall sider
A	Situasjonsplan Rendalen 2 Kraftverk	1
B	Lengdeprofil og plan gjennom klarekammer Rendalen 2 Kraftverk	1
C	Berggrunnskart	1
D	Tegninger fra Essverk av arbeidsplattform	2
E	Tegning av støpeskjold	1
F	RVDS	1
G	Geologirapport, Rendalen 2 Kraftverk, Bjørn Buen	3
H	Referanseprosjekt fra J.S. Redpath	19
I	Forprosjekt	6
J	Gruppeavtale	1



Punkter:	Hor. avstand (m):
KP1-KP2	34,4
KP2-KP3	19,8
KP3-KP4	19,5
KP4-KP5	18,9
KP5-KP6	53,8
KP6-12	39,1
12-Sjaktpunkt	15,1
12-15	108,6
15-15A	100,0
15A-15B	14,3
15A-16	26,5
KP7-KP8	28,8
KP8-KP9	22,4
KP9-KP10	33,5
KP10-KP11	303,8
KP11-KP12	50,8
KP12-14	22,8
14-KP13	18,3
KP13-KP14	49,4
KP13-KP19	34,8
KP19-22	22,4
22-KP20	27,1
KP21-KP22	9,5
KP22-KP23	20,4
KP23-KP24	78,7
KP24-21	4,4
14-KP15	16,2
KP15-19	13,7
19-19A	52,8
19-KP16	17,6
KP16-KP18	35,4
KP18-KP17	37,0
KP18-KP25	94,8
KP25-KP26	16,7
KP26-20	14,8

PLAN
1:1000 (A1)

REV. INDEX	ENDRINGEN GJELDER	KONSTR	FAGKONTR.	GODKJ.	DATO
A	Div. endringer på tunnelsystem.	MT	STH		21.04.10

Eidsiva
Eidsiva Vannkraft AS Postboks 1098 - 2605 LILLEHAMMER
Telefon: 61 22 13 00 - Telefax: 61 22 14 70 E-post: vannkraft@eidsivaenergi.no

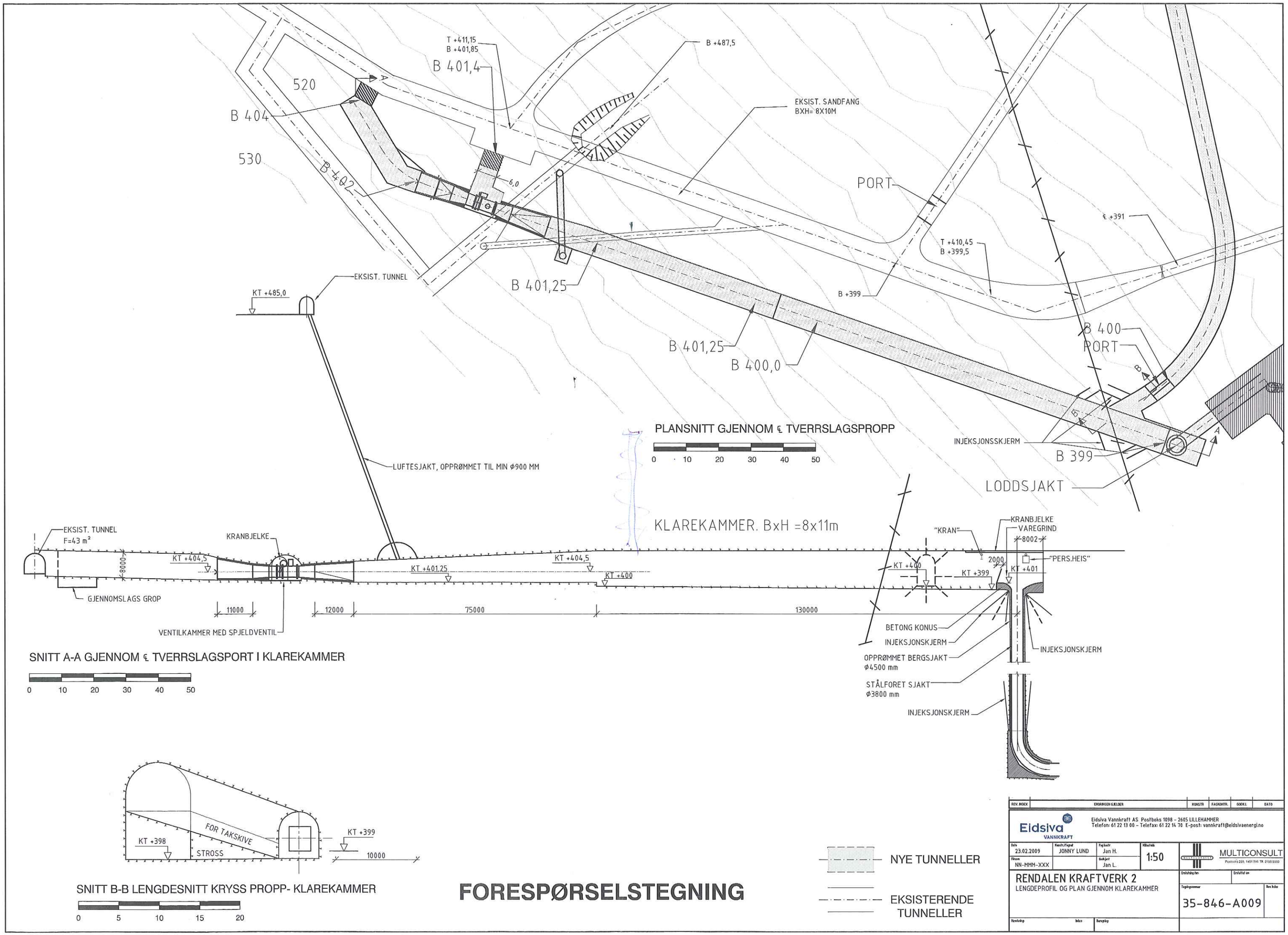
Date	Konstr./Tegnet	Fag kontr	Målestokk	
05.02.2010	MT	STH	Som vist	MULTICONSULT
Fåtnam 35-840-8113		Godkjent		Postboks 280, 1401 SKI. Tlf. 2158 5500

RENDALEN 2 KRAFTVERK
SITUASJONSPLAN

Erstatning for: | Erstattet av:

Tegningsnummer: 35-840-8113 | Rev. Index: A

Nummering: | Index: | Beregning:



PLANSNITT GJENNOM ℄ TVERRSLAGSPROPP

0 10 20 30 40 50

SNITT A-A GJENNOM ℄ TVERRSLAGSPORT I KLAREKAMMER

0 10 20 30 40 50

SNITT B-B LENGDESNITT KRYSS PROPP- KLAREKAMMER

0 5 10 15 20

FORESPØRSELSTEGNING

REV. INDEX	ENDRINGEN GJELDER	KONSTR	FAGKONTR.	GODKJ.	DATO

Eidsiva VANNKRAFT

Eidsiva Vannkraft AS Postboks 1098 - 2605 LILLEHAMMER
Telefon: 61 22 13 00 - Telefax: 61 22 14 70 E-post: vannkraft@eidsivaenergi.no

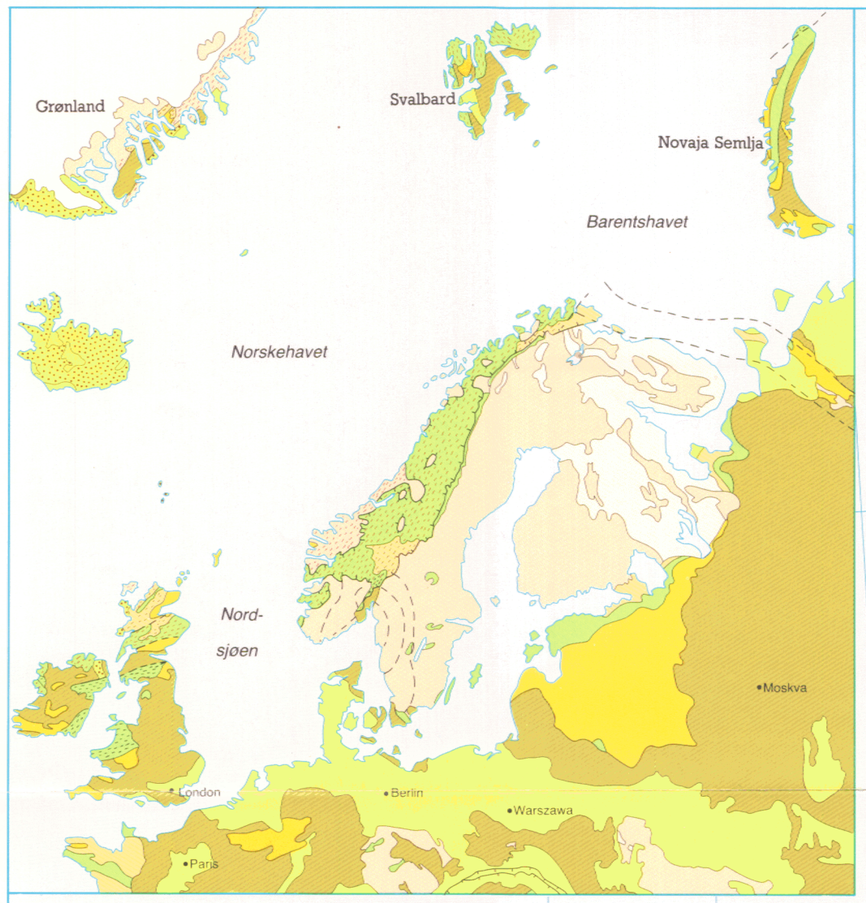
Dato	Konstr./Tegnet	Fagkontr	Målestokk	
23.02.2009	JONNY LUND	Jan H.	1:50	MULTICONSULT
Filnavn NN-MMM-XXX		Godkjent Jan L.		Postboks 200, 1401 SKI. TR. 2150 5500

RENDALEN KRAFTVERK 2
LENGDEPROFIL OG PLAN GJENNOM KLAREKAMMER

Erstatning for: | Erstattet av:

Tegningsnummer: 35-846-A009 | Rev. Index

Henvisning | Index | Beregning



Tegnforklaring til geologisk oversiktskart

- Sedimenter } fra tertiær og kvartærtiden
- Vulkanske bergarter } fra tertiær og kvartærtiden
- Bergarter fra karbon - til krittiden
- Devonske bergarter
- Kambro-siluriske bergarter } i den kaledonske fjellkjede
- Prekambriske og kambro-siluriske bergarter } i den kaledonske fjellkjede
- Senprekambriske bergarter } i den kaledonske fjellkjede
- Prekambriske bergarter } i den kaledonske fjellkjede
- Kambro-siluriske bergarter
- Senprekambriske bergarter
- Mellomprekambriske bergarter
- Tidlig prekambriske (arkeiske) bergarter
- Bevegelses-sone
- Skyvegrense

NGU

Norges geologiske undersøkelse

Berggrunnskart over Norge

Utarbeidet av Ellen M. O. Sigmond, Norges geologiske undersøkelse, i samarbeid med Norsk Bergmekanikkgruppe.

Geologisk basis : Berggrunnskart over Norge – 1:1 mill. – NGU 1984.
Topografisk basis : Norges geografiske oppmålings kart etter tillatelse.
Reprografi : NGU, Seksjon for tegning og reproduksjon.
Trykk : BJÆRUM grafiske as – 1985
Forlag : Tapir Forlag og Norges geologiske undersøkelse

Referanse til kartet: SIGMOND, E. M. O. – 1985.
Berggrunnskart over Norge – M. 1:3 mill.
Norges geologiske undersøkelse.

Målestokk 1:3 mill.

0 50 100 200 300 km

Bergarter fra jura- og krittiden

1 Sandstein, leirskifer, kull

Bergarter av devonsk til permisk alder

2 Dypbergarter (permisk alder)
3 Vulkanske og sedimentære bergarter (karbonsk og permisk alder)
4 Sedimentære bergarter (devonsk alder)

Bergarter av prekambrisk til silurisk alder i den kaledonske fjellkjede

Dypbergarter, overveiende av kambro-silurisk alder

5 Granitt til tonalitt
6 Gabbro, dioritt, ultramafiske bergarter

Omdannede vulkanske og sedimentære bergarter av prekambrisk til silurisk alder

7 Fyllitt, glimmerskifer, glimmergneis, omdannet sandstein, amfibolitt
8 Kalkstein, marmor
9 Omdannede vulkanske bergarter

Omdannede sedimentære bergarter av senprekambrisk alder

10 Omdannet sandstein, konglomerat, stedvis leirskifer
11 Kalkstein
12 Sandstein, konglomerat, leirskifer, slamstein (Bragt på plass ved sidelengs forkastning i senprekambrisk tid)

Omdannede bergarter av prekambrisk alder

13 Charnockittiske til anortosittiske bergarter
14 Gneis, migmatitt, granitt, omdannede vulkanske og sedimentære bergarter

Bergarter av mellomprekambrisk alder, stedvis kaledonsk påvirket

15 Granitt til tonalitt
16 Gabbro, amfibolitt, anortositt
17 Omdannede sedimentære og vulkanske bergarter
18 Gneis, migmatitt, amfibolitt

Grunnfjell, stedegne bergarter av prekambrisk alder

Dypbergarter av mellomprekambrisk alder

19 Granitt til tonalitt
0 Charnockittiske til anortosittiske bergarter
21 Gabbro, ultramafiske bergarter

Omdannede bergarter av mellomprekambrisk alder

22 Metasandstein, glimmerskifer, konglomerat
23 Metabasalt, meta-andesitt, metarhyolitt
24 Gneis, migmatitt, foliert granitt

Omdannede bergarter av tidlig prekambrisk (arkeisk) alder

25 Gneis, granitt, glimmerskifer, amfibolitt

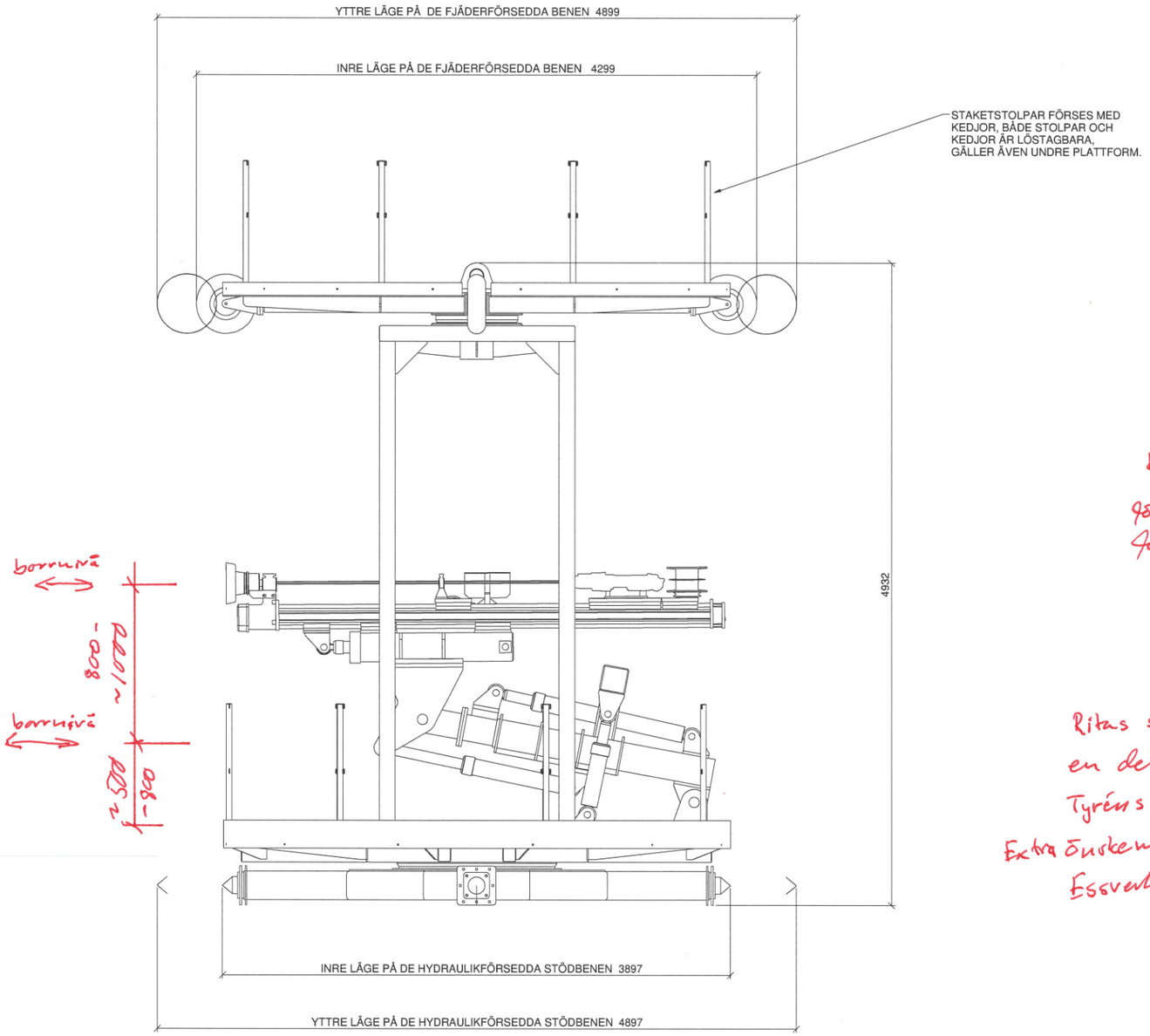
Geologiske grenser

- Bergartsgrense
- Skyvegrense
- Forkastning

Ære*	Mill. år	Periode*	Geologisk hendelsforløp i Norge (les nedenfra og opp!) Numrene i parentes tilsvarer numrene på kartet	Geologisk viktige hendelser
NYTID (KENOZOIKUM)	1.8	Kvartær	Kjølig klima, flere istider. Landskapet utformes videre av is og vann. Løsmasser avsettes.	Istider
	66	Tertiær	Landhevning, særlig i vest, og hovedtrekkene i det nuværende landskap utformes. Norskehavet dannes, Norge og Grønland glir fra hverandre. Rolig sedimentasjon i Nordsjøen.	
MELLOM-TID (MESO-ZOIKUM)	100	Kritt	Tykke krittavsetninger i Nordsjøområdet.	
	135	Jura	Sandstein, skifer og kull på Andøya (1). Sedimenter avsettes i forkastningsbassenger i Trondheimsfjorden. Kontinentalsokkelen bygges opp av sedimenter som føres fra land ut i Nordsjøen og Norskehavet. Oppsprekking, innsynkning langs Norskekysten og påfølgende fremtrenging av havet.	
	200			
	205	Trias	Oppsprekking, diabasganger i Sunnhordland og Oslofeltet. Ørkenforhold. Ingen avsetninger på fastlandet. Sedimenter avsettes i Nordsjøbassenget	
	250	Perm	Oslofeltet synker langs steile forkastningsplan. Vulkanske og sedimentære bergarter (3, 4) og dypbergarter (2) i Oslofeltet. Tykke saltlag i Nordsjøen.	Jordskjelv, forkastningsbevegelser, vulkanisme i Oslo-området
	290	Karbon	Fjellene tæres ned, og Norge jevnes ut til et flatt område. Svære sumpurskoger i Nordsjøområdet. Ingen avsetninger på fastlandet, unntatt tynne lag under permavsetningene i Oslofeltet.	
	300			
	362	Devon	Sandstein, konglomerat og steinblokker avsettes i forkastningsbassenger mellom fjellene.	
OLDTID (PALEO-ZOIKUM)	400	Silur	Den andre hovedfase i den kaledonske fjellkjedefoldning. Store bergmasser (13, 14) skyves fra NV inn over grunnfjellet og de kambro-siluriske bergartene. Dypbergarter (5, 6) gjennomsetter de eldre bergarter. Havet mellom Norge og Grønland/Nord-Amerika lukker seg, og det dannes et stort kontinent med mindre havområder. Avsetning av sedimentære og vulkanske bergarter (7-9).	Kaledonske fjellkjededannelse
	412			
	435	Ordovicium		
	500		Første kaledonske fjellkjededannelse, med påfølgende nædtæring av fjellene og avsetning av sedimenter (7, 8). Store deler av Norge dekket av hav. Avsetning av sedimentære og vulkanske bergarter (7-9).	
	513	Kambrium	Dyphavsbelte med vulkanisme vest for «Norge»; avsetning av sedimentære og vulkanske bergarter. Grus, sand og leire avsettes på havbunnen (7). Kalksteiner dannes (8). Havet trenger inn over slettelandet. Iapetushavet åpner seg vest for det landområde som senere blir «Norge».	
	590			
	600	Senprekambrium	Landoverflaten jevnes ut til en vidstrakt slette - det subkambriske peneplan. Urtidsfjellene tæres ned av vann og is. Sandsteinsavsetninger i Syd-Norge og Finnmark (10).	Norge delvis dekket av isbreer
	900		Sandsteinsavsetninger i Finnmark (12). Dypbergarter (15, 16, 19-21) gjennomsetter de eldre prekambriske bergarter i Syd-Norge.	Den svekonorvegiske fjellkjededannelse
URTID (PRE-KAM-BRIUM)	1000			
	1400	Mellom-prekam-brium	Vulkanske og sedimentære bergarter i Telemark (22, 23).	
	1800		Gneisene i grunnfjellet (24) og i Haugesund - Namsosområdet (17-18).	Den svekokarelske fjellkjededannelse
	2000		De eldre gneisene i Møre - Namsos-(18), Østfold - Finnskog-og Kongsberg - Bambleområdet og i Troms og Nordland (24).	
	2500		Sedimentære og vulkanske bergarter i Finnmark (22, 23), bergarter i Lofoten (24).	
	2800	Tidlig prekam-brium (arkeikum)	De eldste bergartene i Norge (Lofoten og Finnmark, 25).	Solsystemets og jordens dannelse
	3000			
	4000			
	4600			

Merk endringer i tidsskalaen ved 600 og 2000 mill. år

★ Det finnes foreløpig ikke klare regler for inndeling av prekambrium i ære og periode.

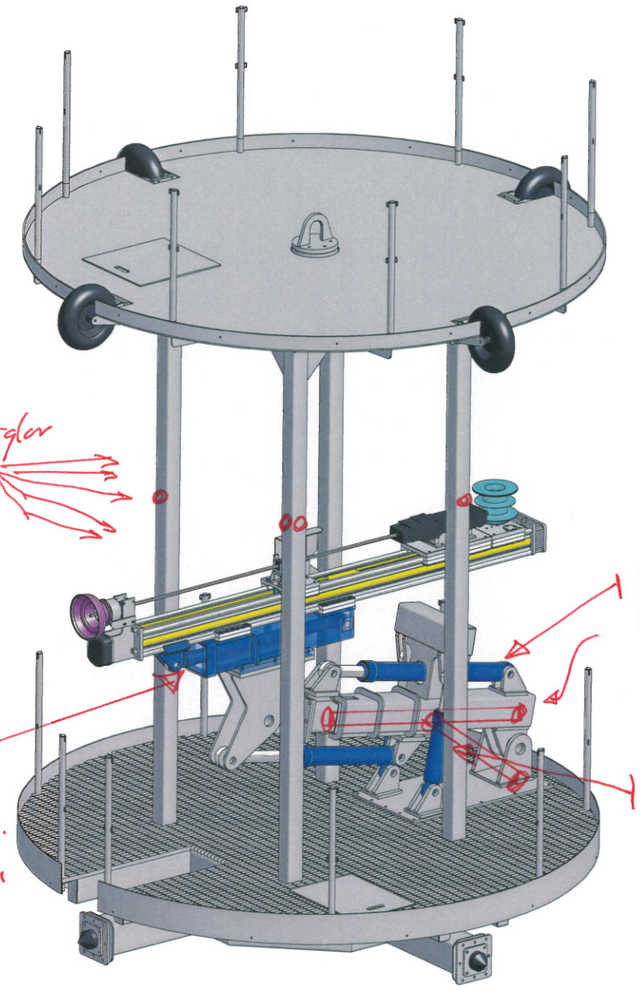


borrnivå

borrnivå

~800-1000

~500-800



Krokar/öglor för fall block

Flyttas till inuti röret.

Ritas som en del av Tyréns åtagande. Extra önskemål från Essverk.

Fästs på utsida rör samt bakåt vid fot.

** Se även tidigare mail med förslag på hur man kan få till glidytor i plast mellan inre/yttre rör.

BILAGA 2. / H

BET	ANT	ÄNDRINGEN AVSER	DATUM	SIGN

STATUS: FÖRHANDSKOPIA

ESSVERK

TYRÉNS

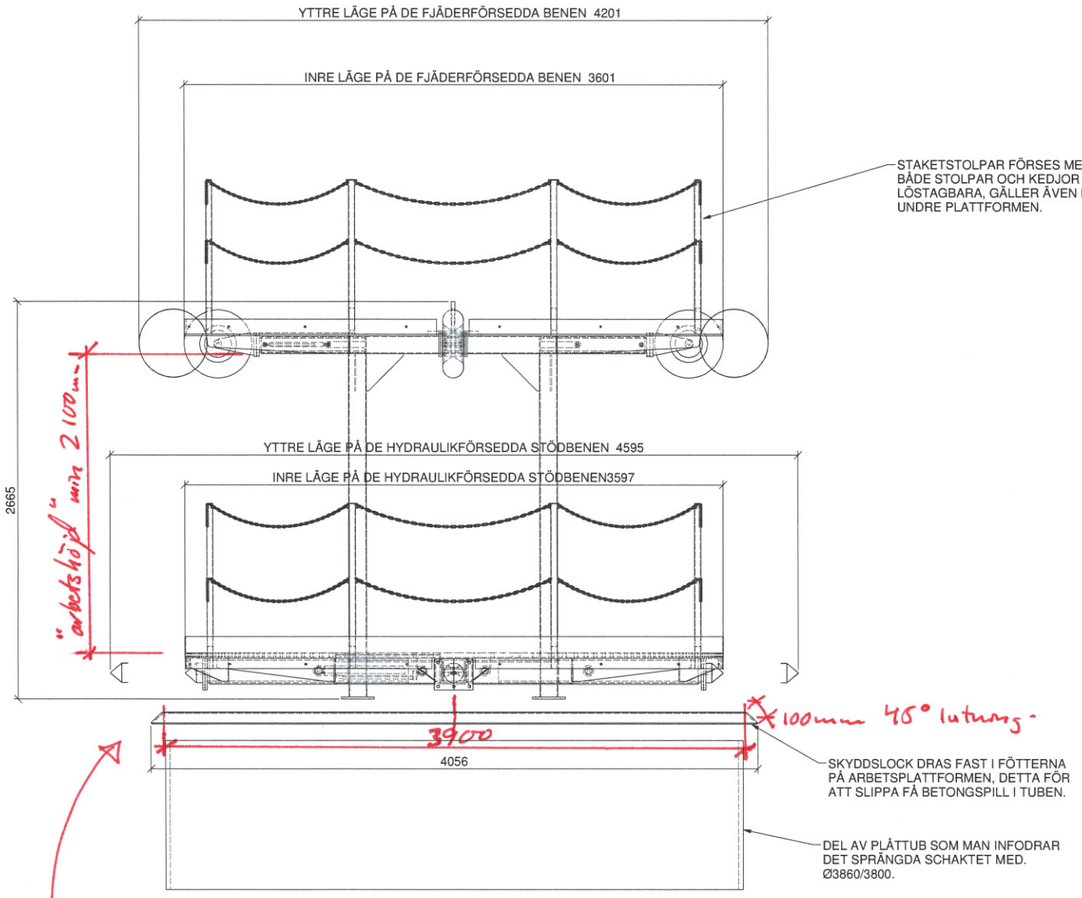
POSTADRESS: Box 28 85102 Sundsvall
BESÖK: Skolhusallen 9
TEL: 0607893900
FAX: 0607893901

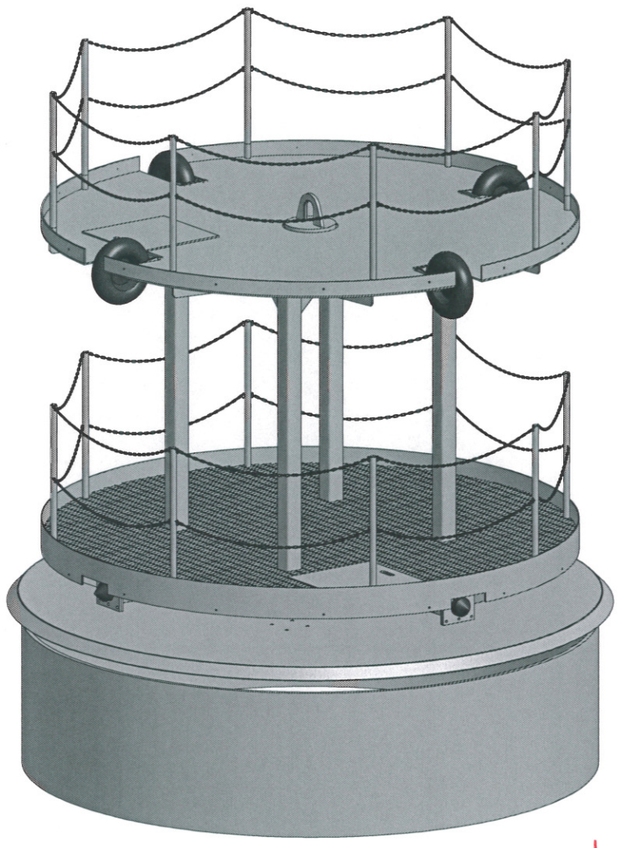
UPPDRAG NR	RITAD AV	HANDLAGGARE
224822	LAF	JOHAN HEDLUND

DATUM	ANSVARIG
2010-05-07	JOHAN HEDLUND

BORRPLATTFORM
MÅTTSKISS

SKALA A1	NUMMER	BET
1:20	?????????	





Skyddslocket

* Plåttjocklek 5-10mm, kontrolleras så att rimlig styrhet uppnås. Avstyvningar montras med fördel på ovansidan, tex L-profiler.
* ska vara delbart på mitten. Bult förband -
* 4st lyftöron monteras, 2st per halva.

BILAGA 1 / H

BET	ANT	ÄNDRINGEN AVSER	DATUM	SIGN

STATUS: FÖRHANDSKOPIA

ESSVERK

TYRÉNS

POSTADRESS: Box 28 85102 Sundsvall
BESÖK: Skolhusallen 9
TEL: 0607893900
FAX: 0607893901

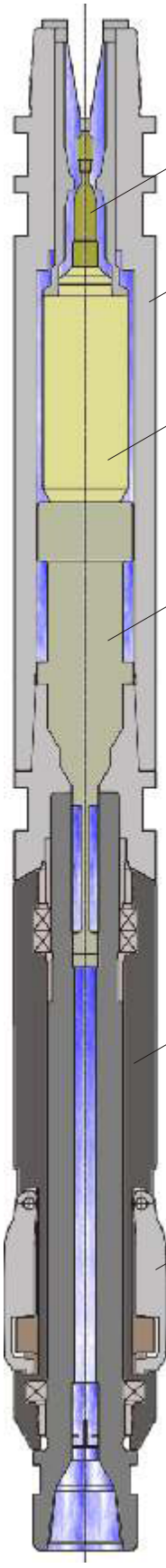
UPPDRAG NR	RITAD AV	HANDLAGGARE
224822	LAF	JOHAN HEDLUND

DATUM	ANSVARIG
2010-05-10	JOHAN HEDLUND

ARBETSPLATTFORM
MÅTTSKISS

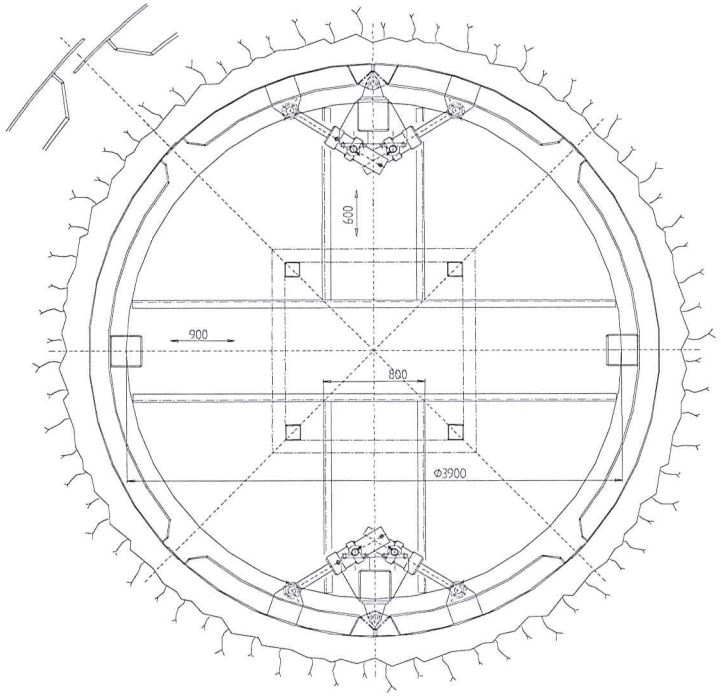
SKALA A1	NUMMER	BET
1:20	?????????	

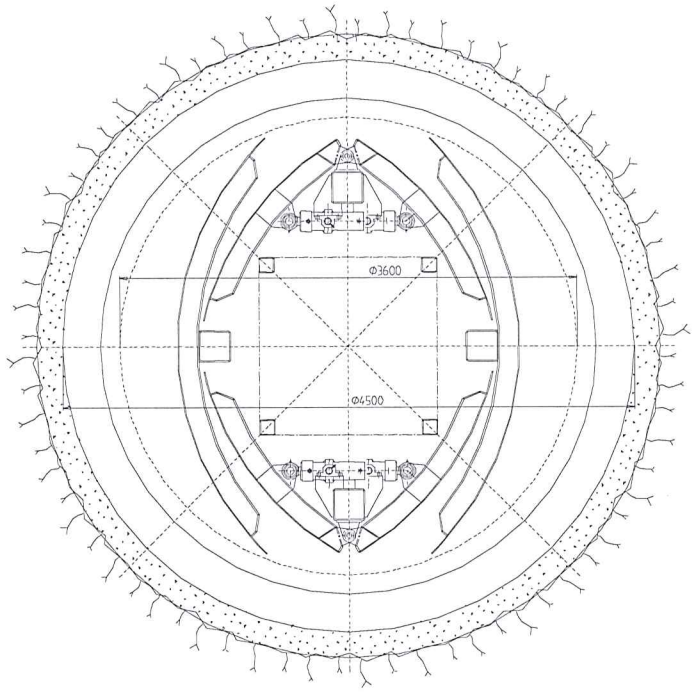
Design and Function
MICON RVDS 10” or 12 7/8”

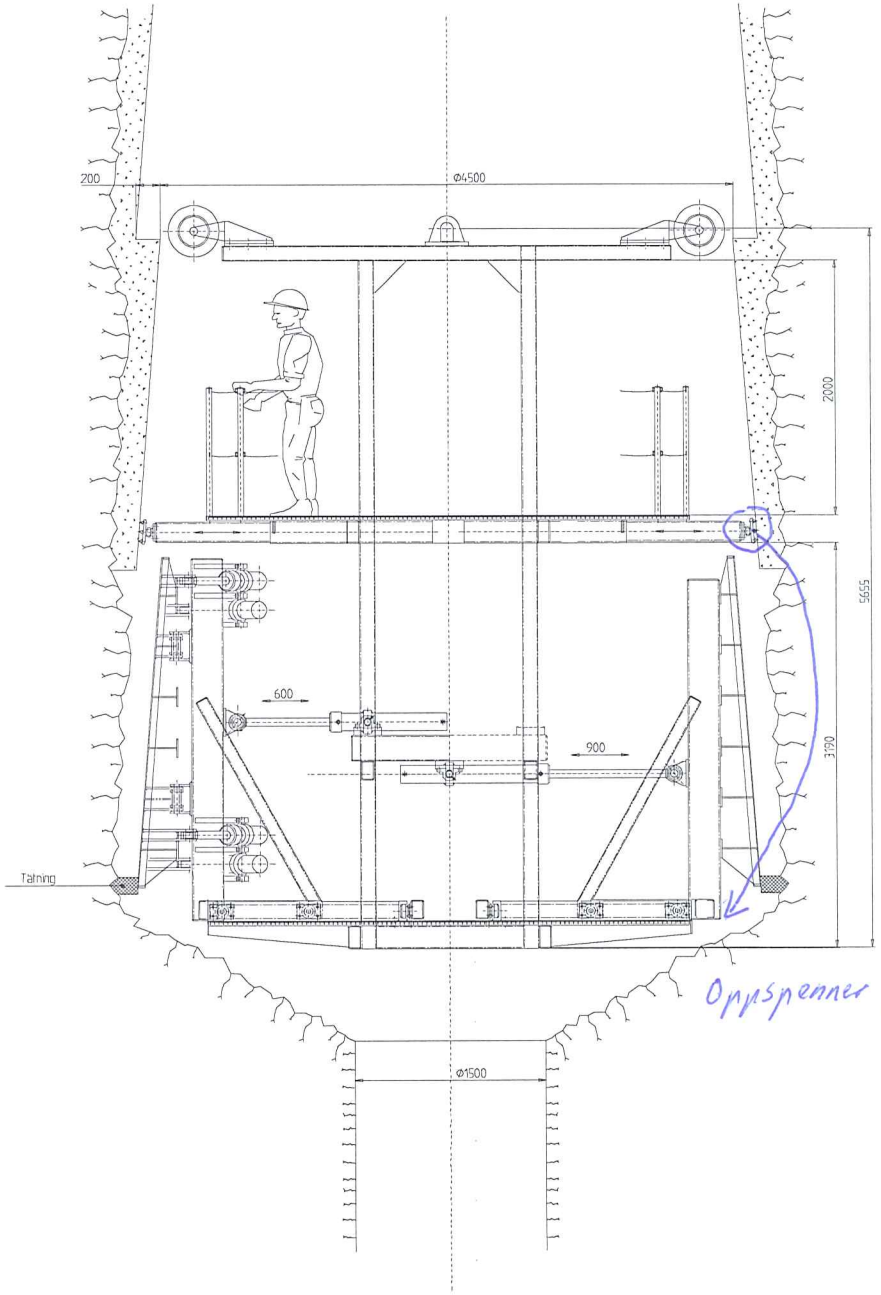


Automatic Rotary Vertical Drilling System

- Achieved accuracies better than 0.5‰
- ”Stand Alone” system
- Modular design
- Simultaneous steering after cross check of internal inclinational survey
- Steering with extendable stabilizers
- Continuous data report through mud pulse technology
- Bore hole diameters 12 1/4" to 26"
- Using only mud flow for power supply, string rotation not necessary
- Average life times 150 - 200 hrs







Oppspenner flyttes hit.

Förslag

Nr	Ant.	Ändr. och/eller medd.-nr	Datum	Inf.	Sidk.

A Ant	Det.-nr	Dimension/Benämning	Material/Ritn.nr	Anm.

CAD ORIGINAL

Ritad: Mattila | Kontr. | Godk. | Skala: 1:20 | Ersätter | Ersatt av

ESSVERK

Veidekke, Rendalen
Turbinchckt, Gjutform

Sammanst. | Datum: 2010-01-25

Ritn.-nr: 100125-3

Rapport fra geolog Bjørn Buen 14.05.09

RENDALEN KRAFTVERK 2

Opprømming av sjakt for Rendalen Kraftverk 2

For den planlagte utvidelsen av kraftverket er det regnet med en loddsjakt med 4.5 meter diameter mellom nivåene 399 og 245, ca 150 meter. Den foreslåtte løsning er boring av pilothull og opprømming til endelig diameter.

Boring av pilothull og opprømming krever at den borede sjakten er naturlig stabil i driveperioden og den tiden det i tillegg tar å få på plass stabilitetssikring. Det er riktignok mulig å injisere pilothullet for å stabilisere omgivende berg, men det er betydelig usikkerhet knyttet til muligheten av å gjennomføre den nødvendige høytrykksinjeksjon i et 25 – 30 cm pilothull eller injeksjonshull boret rundt fremtidig sjaktperiferi.

Det er lagt ganske mye arbeide i å finne ut hva som er stabil tid for en åpning som funksjon av størrelsen på åpningen og bergmassekvaliteten. Diagrammer som fremstiller dette er kalt "Laufferdiagrammer" etter bergmekanikeren som først forsøkte å systematisere problematikken. Figuren under er hentet fra "Tunnels and Tunnelling" februar 2008 og forfattere er Nick Barton og ZT Bieniawski.

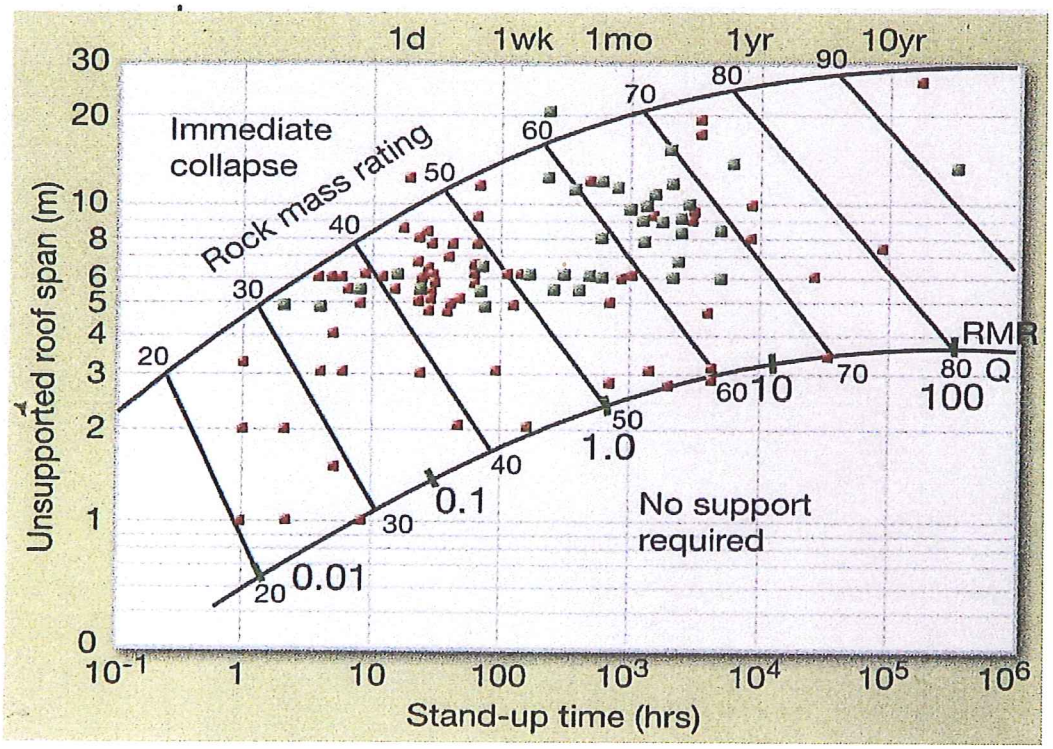
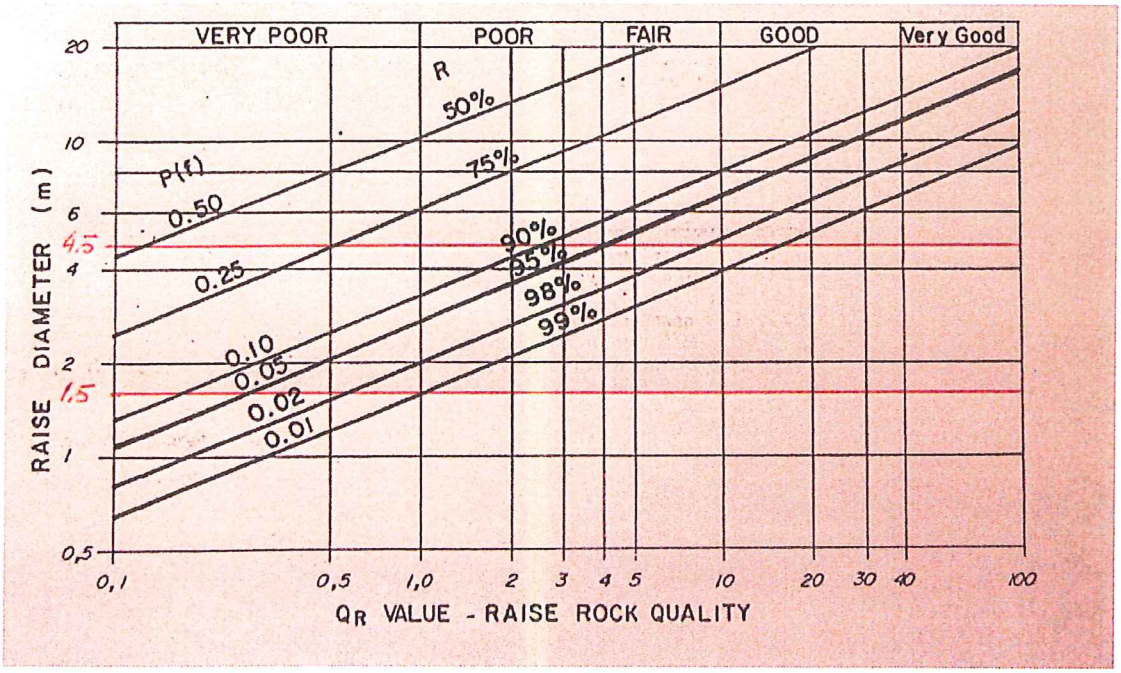


Fig. 1
Sammenheng mellom bergmassekvalitet, spennvidde og stabil tid. Erfaringsdata med grønn signatur er fra gruver, rød fra tunneler. Bergmassekvalitet gitt som RMR verdier vises med små tall, Q_{NGI} med store tall.

Figuren er i utgangspunktet tilpasset tunneler og ikke sjakter. Allikevel vil figuren indikere muligheter og begrensninger for stabilitet av åpninger i forskjellig bergmasekvalitet. Nedre begrensningslinje i figuren viser spennvidden der ingen sikring er nødvendig.
Området mellom linjene viser feltet der sikring må utføres og den forventede stabile tid. Stabil tid betyr tid til rådighet før sikring er på plass. Området over øverste linje indikerer øyeblikkelig kollaps ved frilegging. Anvendt på figuren vil en åpning med spennvidde 4.5 meter i bergmassekvalitet $Q_{NGI} = 0.1$ være stabil i ca 10 timer. En åpning med spenn 1.5 meter i samme bergmasse forventes å være stabil i 2 – 3 døgn. Som det fremgår av figuren er det empiriske grunnlaget begrenset i de svært lave bergmassekvalitetene.

I artikkelen "Geotechnical risk assessment for large-diameter raise bored shafts" fra konferansen Shaft Engineering MMI 1989 har McCracken og Stacy presentert en studie der NGI's klassifisering benyttes på loddsjakter. Studien knytter Q_{NGI} til en Q_R for raise boring quality. Modellen angir justering for antall flattliggende og steile sprekkesett og for graden av forvitring. For verdier av Q_{NGI} mindre enn 1.0 og ett flattliggende og ett steilt sprekkesett samt moderat forvitringsgrad så vil Q_R bli 0.54 Q_{NGI}. Flere steile sprekkesett og kraftig forvitring vil gi større reduksjon.

Konsekvensen av antagelsene i form av sannsynlighet for ras er gitt i figur 2 under. Av figuren fremgår at det for $Q_R = 0.5$ er det 25 % sannsynlighet for at en 4.5 meter diameter sjakt vil rase, $p_f = 0.25$, mens det for $Q_R = 0.1$ er 50 % sannsynlighet for ras, $p_f = 0.5$.



Figur 2
Sammenheng mellom sjaktdiameter, bergmassekvalitet og sannsynlighet for kollaps

Klassifiseringen av berget i kjerneborhullet i den planlagte sjakten for Rendalen Kraftverk 2 viser partier med lavere, og til dels betydelig lavere kvalitet enn $Q_{NGI} = 1.0$. Det er også

partier med kjernetap i borehullet. Med forsiktig antagelse om antall sprekkesett og forvitring, som indikert foran, gir dette Q_R mindre enn 0.5. Sannsynligheten for kollaps av sjakten ved opprømming til fullt tverrsnitt blir i følge figuren fra 25 % og høyere, trolig høyere enn 50 %. Figur 2 indikerer at sannsynligheten for kollaps i sjakter med diameter ca 1.5 meter er betydelig lavere for samme bergmassekvaliteter.

Figuren til McCracken og Stacy gir ingen tidsmålestokk og dermed ingen indikasjon på stabil tid. Med tanke på at opprømmingstiden for en stor sjakt med lengde 150 meter kan være mer enn en måned og at det kan ta ytterligere en måned før laveste del av sjakten er ferdig sikret, så synes den indikerte risiko å være reell. Det hefter altså betydelig usikkerhet til gjennomførbarheten av opprømming til diameter 4.5 meter.

Figuren indikerer også den alternative løsningen. Denne er å rømme opp med så liten diameter som praktisk mulig for å tillate strossing til full diameter og samtidig sikring fra toppen. Problemet med for liten diameter er fastkiling på grunn av silovirkning. Trolig bør diameter ligge rundt 1.5 meter. Det bør imidlertid være klart at også denne sjaktdiameteren innebærer risiko for ras i den laveste bergmassekvalitet selv om sannsynligheten for dette er betydelig redusert.

Mulig forbedring av bergmassekvaliteten ved hjelp av injeksjon er nevnt foran. Alternativene er injeksjon i pilothull eller injeksjon i en krans rundt periferien av endelig sjakt.

Det er sikkert at injeksjon vil forbedre bergmassekvaliteten. Injeksjon vil gi konsolidering, en mer kompetent sprekkefylling og den vil redusere virkning av eventuell lekkasje. Da berget i kraftstasjonsområdet er leirinfisert er det usikkert hvor god injiserbarheten er. For å få inngang vil det mest sannsynlig måtte gjøres en fortrengningsinjeksjon der høyt trykk jekker berget. Nødvendig jekketrykk ligger trolig fra 20 – 40 bar avhengig av posisjon i sjakten. (Målt spenning $\sigma_3 = 0$ er ulogisk da overføringstunnelen har tålt vann i flere tiår og da vanntapsmåling i borehullet ikke førte til jekking)

For å sikre best mulig resultat av injeksjon antas at den bør gjøres for eksempel i 3 trinn à 50 meter. Hvert trinn kunne da injiseres i 5 meter seksjoner fra bunnen av før hullet ble boret opp og de neste 50 meter boret. Dette forutsetter naturligvis at pilothull alternativt kranshull er stabile i 50 meters lengde.

En prosedyre med injeksjon og oppboring vil bety en forbedring av pilothullet og en opprømmet sjakt med liten diameter. Forbedringen kan være god nok til at en sjakt med diameter ca 1.5 meter vil være stabil.

Graden av forbedring som oppnås med injeksjon er ingen fast størrelse som kan kvantifiseres. For en stor sjakt med eksponering i flere måneder knytter det seg betydelig usikkerhet til om injeksjon vil gi tilstrekkelig forbedring.

Basert på den dokumenterte geologi og bergmassekvalitet og på de empirisk baserte systemer for å beskrive stabilitet og sikring så frarådes opprømming av sjakt til diameter 4.5 meter. Det anbefales å rømme opp til diameter ca 1.5 meter, injisere pilothullet i trinn og strosse og sikre fra toppen.

Røyken 14.05.09
Bjørn Buen

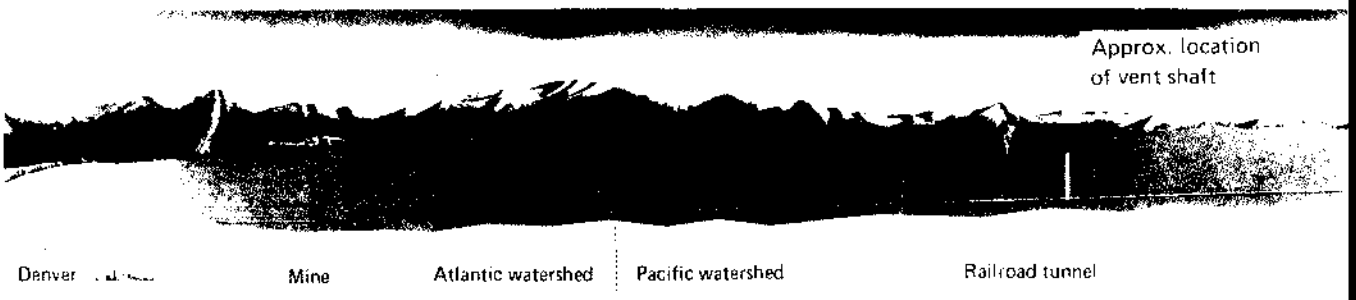
How to sink vent shaft in remote area using helicopter support

By **Robert S. Hendricks**
Vice President, J. S. Redpath Limited, Box 1176, Casa Grande, Arizona, United States

This article is based on Mr. Hendricks' report at the National Western Mining Conference held in Denver, Colorado, United States, under the sponsorship of the Colorado Mining Association.

J.S. Redpath Limited
P.O. Box 1176
Casa Grande, Arizona 85222

REPRINTED FROM World Mining July 1975 issue.



PROFILE from east to west through the Colorado Rockies showing the location of the vent shaft in relation to the haulage tunnel linking the Henderson mine with the mill.

How to sink vent shaft in remote

The Climax Molybdenum Division of Amax, Inc., is developing the deep Henderson ore body for production. Topography, tailing storage requirements, and water supply all contributed to the necessity of mining ore on the eastern slope of Colorado's Continental Divide and hauling it 10 miles through a tunnel to the mill on the western slope.

J. S. Redpath has a contract for a 14-foot concrete-lined exhaust ventilation shaft 1,585 feet deep located about mid-point in the tunnel.

Extremely difficult terrain, the 10,000-foot-high collar elevation, a long and adverse winter, and environmental restrictions necessitated a helicopter supported operation. These factors imposed severe limitations on the sinking system that could be used. Redpath chose to drill an 11¼-inch pilot hole, back ream it to 4-feet in diameter, slash this hole to diameter of about 15½ feet, then concrete line the shaft using moveable forms and a South African-type lining stage.

By **Robert S. Hendricks**
Vice President, J. S. Redpath Limited, Box 1176, Casa Grande, Arizona, United States

The Henderson molybdenum ore body is being developed for a major underground mining operation by the Climax Molybdenum Division of AMAX, Inc. Although the ore body itself is located immediately east of the Continental Divide near Empire, Colorado, the concentrator will be located on the west side of the Continental Divide. Ore haulage will be through a 10-mile tunnel which is being driven from a portal located in the upper Williams Fork Valley. The tunnel will pass beneath the Continental Divide to intersect the ore body at a depth of approximately 2,800 feet below surface.

The haulage tunnel is presently being driven from the west end by Dravo Corporation, and from the eastern end by AMAX crews. Following its completion, a double-track fully-automated rail haulage system will be installed. The overall tunnel system design includes a ventilation exhaust shaft located approximately at the mid-point of the 10-mile-long-haulage tunnel.

Location and Requirements

The shaft is located approximately three miles west of the Continental Divide. The collar elevation is 10,000 feet above sea level, in very rugged mountainous terrain, and is within a Restricted Area. Existing surface road access to the site is limited to a poor quality road from the Henderson mine area on the east side of the Continental Divide. This road crosses Jones Pass at an elevation of 12,300 feet above sea level, and drops steeply down the west slope of the Continental divide to the floor of the Williams Fork Valley. It then passes over marshy terrain to the shaft site. The existing condition of the road ruled out its use except by relatively small, generally four-wheel-drive vehicles. The construction of improved or alternate road access to the site would not be permitted due to its location in a Restricted Area. The extensive utilization of surface road access was also ruled out due to the 50 foot deep snow drifts that develop on Jones Pass each winter. It would have been impossible to maintain safe and reliable surface access during the winter months. The required completion schedule ruled out the possibility of limiting construction activities to the snow-free summer months.

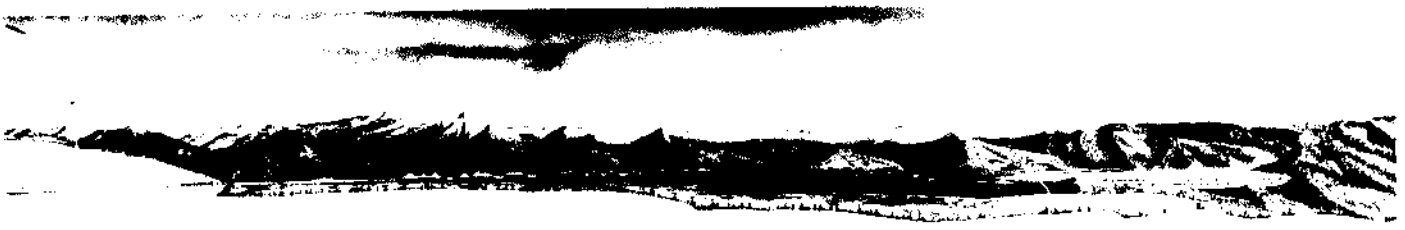
The shaft is within a Restricted Area which dictated that the construction method to be employed could result in only minimal temporary effect on the surface area at the collar of the shaft. No permanent degradation of the area could be permitted.

Criteria and Alternatives

During the summer of 1973, in preparation for the final design of the ventilation shaft facility, AMAX drilled an NX diamond drill hole on the center line of the proposed shaft to the elevation of the haulage tunnel, approximately 1,585 feet below surface. The drill hole indicated that the majority of the shaft would penetrate Silver Plume granites and gneisses of the Idaho Springs formation. Inspection of the core, and also correlation of this information with rock conditions in the tunnel itself, indicated that major portions of the shaft would require permanent support. While the rock itself is hard, the formation is intensively fractured and broken up by numerous joints and faults, some of which are of a fairly major nature. Many of these fracture planes are characterized by the presence of clay and gouge material.

During the winter of 1974, AMAX

This article is based on Mr. Hendricks' report at the National Western Mining Conference held in Denver, Colorado, United States, under the sponsorship of the Colorado Mining Association.



area using helicopter support

and Dravo Corporation (acting as prime contractor) invited potential contractors to submit their proposals regarding the construction of the ventilation shaft. In view of the unusual location and environment aspects, as well as the questionable ground conditions indicated by the available geological information, the specifications were flexible. The general criteria were that the construction would be performed in strict compliance with the environmental restrictions, and that the completed system would provide approximately 400,000 cubic feet per minute of ventilation capacity at an acceptable water gauge.

In the evaluation of the general criteria and information made available by AMAX and Dravo, J. S. Redpath considered the following basic alternatives that might be selected in the construction of the required facilities.

1. **Conventional shaft sinking**
   Due to the considerable depth of the shaft and also the questionable ground conditions, the alternative of sinking a conventional concrete-lined shaft would have normally been considered very seriously in an application of this nature. This alternative was, however, quickly ruled out due to the fact that it would not be compatible with the environmental restrictions and surface location.

2. **Alimak raising**
   The construction of the shaft by driving one single or two parallel Alimak raises was considered. This was rejected because various sections of the raise would require more extensive ground support than rock bolts. It was felt that this was the only type of support which could efficiently be installed while the raise was being driven.

3. **Full diameter raise boring**
   The drilling of a single 10.5-foot diameter hole or two parallel 8-foot holes using raise boring methods was seriously considered. This approach was rejected on the basis of the available geological information which indicated that the ground was not sufficiently competent to permit the openings to stand without the installation of considerable permanent ground support.

4. **Raise drill and slash**
   The fourth alternative was selected as being the safest and most economic overall approach. This method was based on drilling and reaming a 4-foot diameter pilot raise using raise drilling equipment. The pilot raise would subsequently be enlarged to a nominal 12-foot diameter rock section and simultaneously lined with a 6-inch concrete lining to provide a finished 11-foot diameter concrete-lined shaft. The reasoning in favor of this selection was as follows:

   A. Among the alternatives that required construction activity on surface, this approach resulted in the minimum total quantity and minimum individual component weights of equipment and material that it would be necessary to transport into the site. This made it possible, and relatively economic, to make extensive utilization of helicopters for the movement of personnel and material to the site. Minimal use would be made of

ON TOP OF THE WORLD at the William's Fork valley. The shaft site is in the valley to the right in the photograph. This picture explains why helicopter support was necessary.

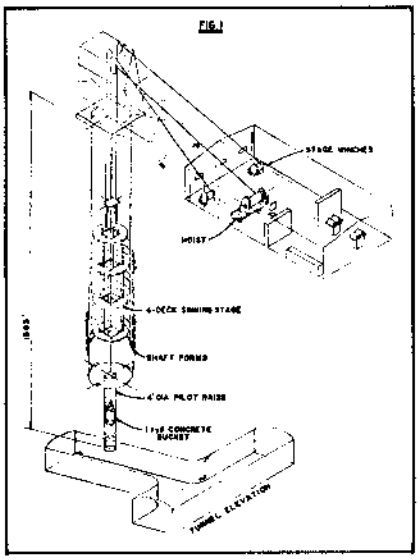
the surface road access to the site.

B. The employment of helicopters would make it possible to conduct operations during the winter months. This was of considerable importance due to the fact that it would obviously have been impossible to complete the entire construction program during a single summer. The project could not be spread over two subsequent summers and still meet the time schedule requirements of the owners.

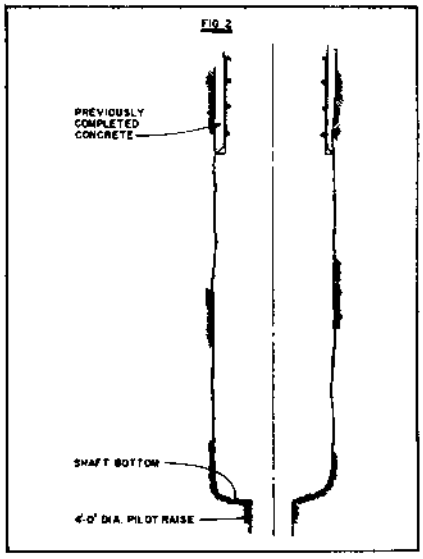
C. The required surface facilities were minimal and no permanent defacement of the surface site area in the form of waste rock disposal, etc., would result.

D. It was felt that there was a reasonable probability that the relatively small 4-foot diameter pilot raise, drilled with raise boring equipment, would stand open during the period subsequent to the reaming operation and prior to the completion of the enlargement and permanent concrete lining.

E. In the internal evaluation this alternative also represented the most economic overall approach that met the general specifications and which was, at the same time, of a practical nature.



SINKING PLANT and concreting equipment used for Henderson ventilation shaft by J. S. Redpath, Inc. **Figure No. 1.**



FORMING PROCEDURE, step 1 for unlined shaft below a concrete-lined section, Henderson ventilation shaft. **Figure No. 2.**

Construction Method

The proposed method, based on the concept of drilling a 4-foot diameter raise bore hole followed by enlargement and concrete lining, is as follows:

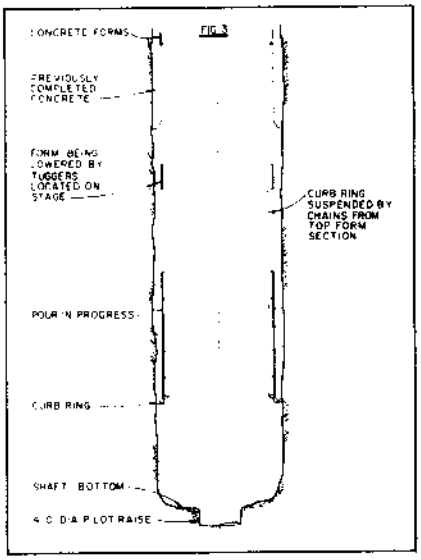
The overall plant and construction method would be designed so that, if necessary, the entire operation could be conducted by helicopter. All transportation of equipment and material, as well as the shift by shift movement of personnel, would be performed by a helicopter. This made it important that the total quantity of material and equipment to be employed at the site be minimized. This also imposed some rather severe limitations on the maximum individual component weights of equipment to be used at the site. Based on discussions with potential helicopter service companies, a criterion was established, which was met in all respects: that the maximum individual component weight of equipment to be employed at the site be less than 3,800 pounds. It was also desirable that as many individual components as possible should weigh less than 1,700 pounds. The base of operations would be established at the west portal of the haulage tunnel. This is the site from which Dravo is conducting the tunnel driving operation. All material, supplies, and personnel would be air-lifted by helicopter to the actual shaft collar. The airline distance is approximately five miles. It was hoped that surface transportation of certain major equipment components could be accomplished via the Jones Pass road, although the overall construction program was not contingent on this possibility.

A surface plant would be constructed at the collar of the shaft including the facilities necessary to support the raise boring and the subsequent shaft enlargement and concrete lining operations. These facilities would include the necessary electrical supply system, water, compressed air, and communication utilities. A small sinking headframe and the necessary hoist and stage winches would also be included. The electrical supply system was originally based on the employment of Diesel electric generators. At an early stage in the progress of the work, however, the haulage tunnel driving operation passed the projected position of the shaft and an underground intersection of the NX diamond drill exploratory hole was achieved. A subsequent decision was made to ream this hole to 4-inch diameter and install a 13.8 kv electrical power supply cable through it. This eliminated the necessity of operation of on-site Diesel generators. It also reduced the rather substantial quantity of Diesel fuel that would have been required during the course of the construction program.

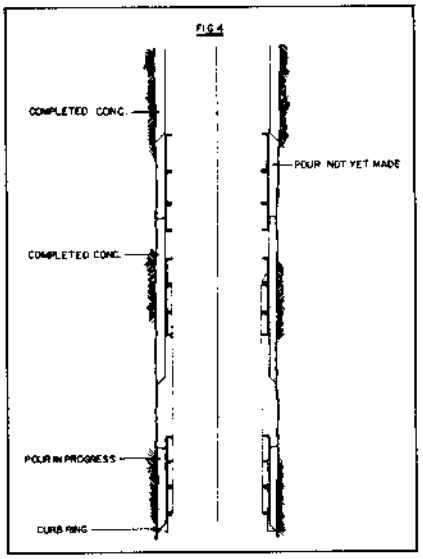
Examination of the drill core of the NX hole had indicated an extremely incompetent zone between approximately 325 and 400 feet below surface. It was felt that there was a high probability of failure in this section during the drilling of the raise bore pilot hole or subsequent to the reaming of this hole to the 4-foot raise size. In view of this, and also based on AMAX's favorable experience in ground consolidation in the course of mining development operations at the Henderson mine, it was decided to attempt to pregrout this incompetent zone prior to the start of raise boring operations. This pregrouting would be conducted using diamond drill holes and cement grout.

Following the surface site preparation and construction of the surface facilities, raise boring operations would be started. The raise boring would be performed using a Robbins 71R raise drill. An 11¼-inch pilot hole would initially be drilled from the surface to a point of intersection with an access crosscut driven from the haulage tunnel. The pilot hole would be enlarged to the final 4-foot diameter pilot raise size as one continuous reaming operation.

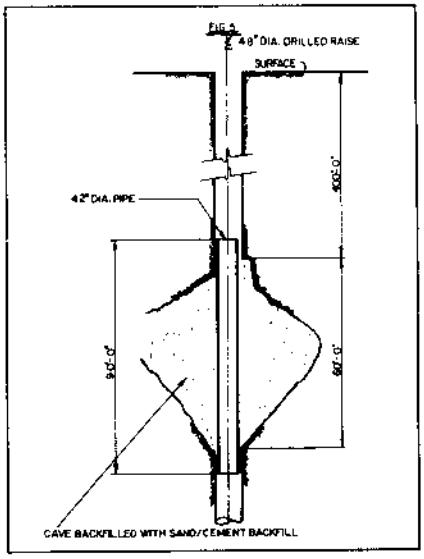
After completion of the pilot raise, the raise drill would be removed from the site and a fairly conventional shaft enlargement and concrete lining operation would be conducted. Due to the



SIMULTANEOUS lowering of form and pouring of concrete lining above suspended curb ring. **Figure No. 3.**



POURING shaft lining while completed forms await concrete. No forming time lost waiting concrete. **Figure No. 4.**



REPAIRING caved zone in the 4-foot-diameter reamed drill hole before slashing started. **Figure No. 5.**

unique requirements of this project, however, several rather interesting design variations from conventional practice would be necessary:

1. The concrete for the lining operation would be hauled to the bottom of the drilled pilot raise through the haulage tunnel. This would be mixed in the batch plant at the portal and would be transported in 6-cubic-yard Moran cars. At the bottom of the raise, the concrete would be transferred, by conveyor, into a nominal 1.1-cubic-yard concrete bucket in which it would be hoisted up the 4-foot diameter pilot raise to the point of placement in the shaft. The use of this transportation system would eliminate the requirement for the establishment of a batch plant at the collar of the shaft, or alternatively, the prohibitively expensive aircraft transportation of either ready-mix or concrete materials to the shaft site.

2. Concrete lining operations would be conducted using a light multi-deck stage supported on two 3/4-inch diameter stage suspension ropes. Each stage suspension rope would be independently attached to a low speed stage winch. A single drum 150 horsepower sinking hoist would be employed to hoist personnel and material up and down the shaft. A conventional rope guide crosshead arrangement would be employed, since there was no requirement that the permanent shaft be equipped with guides or other structural material.

3. In addition to the tunnel driving operation, numerous construction activities are being conducted in the haulage tunnel simultaneous with the face advance. These include the installation of various permanent pumping and electrical systems as well as the placement of concrete curbing, sidewalls and permanent support. This results in extremely tight scheduling and allocation of available transportation equipment, facilities, and time within the tunnel.

South African System

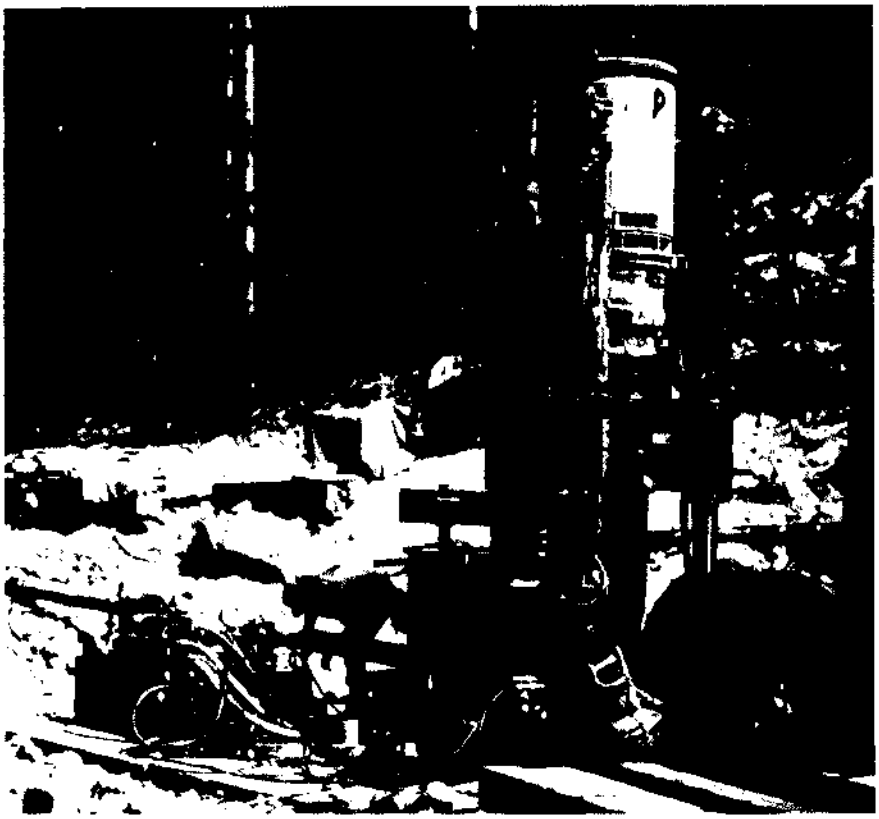
It was, therefore, important that maximum flexibility be incorporated into the design of the sinking method in order to achieve minimal interference with the principal construction activities within the tunnel. In view of this, a forming system, similar to that employed in sinking the South African shafts, was selected. This is illustrated in Figures Nos. 2, 3, and 4. The form system consists of the necessary curb ring with provision for the installation of scribing. Above the curb section a series of independent form sections can be placed, each section being 2.5 feet high. A total of approximately 30 feet of such forms was provided.

At the start of a forming and pouring cycle, the curb ring is lowered to the desired elevation. It is suspended in place by chains attached to the upper form section, which then occupies the position in which it was placed during the previous pour. Hanging rods are neither necessary nor are they used. As soon as the curb ring is properly located and scribing has been placed, concrete placement may be commenced. Simultaneous with the pouring operation, the remaining form sections are lowered and placed. All form sections are moved by means of tugger hoists mounted on the stage.

The use of this forming system permits the simultaneous placement of concrete and completion of forming operations. It also provides considerable flexibility in the scheduling of concrete placement. During one pouring operation, it is not necessary that the entire section of shaft between the position occupied by the curb ring and the previous pour be completed. Thus, for example, if the forms are moved 20 feet and it proves possible to complete the placement of concrete in only the lower 10-foot section of this, a 10-foot section of unpoured shaft wall would result.

Using this method, forming would be completed through this unpoured section in order to provide protection for personnel working in the shaft bottom, but then further drilling and blasting operations could be resumed without waiting for completion of this pour. Subsequently, during the next concreting cycle, the curb ring and lower sections of forms could again be moved and a new pour completed. At the same time, the uncompleted section of the previous pour could be completed. This system should provide considerable flexibility during shaft enlargement operations since analysis of Dravo's schedule indicates it will be possible for them to conduct concrete delivery operations on only one shift out of each 24 hours.

Without the flexibility inherent in the form method, this would occasion-



SETTING UP the Robbins 71R raise drill at the collar. The raise drill—and everything else for that matter—had to be airlifted by helicopter to the 10,000-foot-high site.

ally have resulted in virtually complete suspensions of sinking operations until the intervening 24-hour period had elapsed and it had been possible to complete the previous pour. This, of course, is due to the fact that an excessive amount of unsupported wall cannot safety be left above the bottom.

During the sinking operation, drilling would be performed using hand held sinker drills. Smooth-wall blasting techniques would be used in order to minimize shattering of the walls and also to reduce overbreak.

Description of Operations

On-site surface clearing and rock work were commenced in late May 1974. Two diamond drills were then moved into the site. One of these drills was employed to ream out the NX hole to the 4-inch diameter required for the 13.8 KV power cable. Simultaneous with the reaming of the NX hole, the other drill was employed to drill grout holes down to the suspected incompetent zone between 325 and 400 feet below surface. Seven holes totaling 2,501 feet were drilled in connection with this program and an aggregate amount of 50 sacks of cement grout was injected. In general, the results achieved with this attempted pregrouting operation are not considered to be satisfactory. Even at relatively high injection pressures, ranging up to 1,500 pounds per square inch, the total acceptance of grout was minimal. This was evidently due to the fact that, even with fairly high pressures, it was difficult to make the cement penetrate through the clay gouge material on the fractures.

Following the initial establishment of surface facilities and the pregrouting work, a Robbins 71R raise drill was moved into the site and set up in late July 1974. Drilling of the raise bore pilot hole was commenced on 29 July 1974. Drilling was conducted using a bit reamer stabilizer which was followed in the hole by four hex stabilizers. This provided a total of 25 feet of bottom hole stabilization. All stabilizers employed on the program had been rebuilt to like-new condition prior to the start of pilot hole drilling. While drilling the pilot hole, net bit loadings were maintained at a maximum of 50,000 pounds and actual instantaneous penetration rate was not permitted to exceed approximately 5 feet per hour. These criteria in the area of stabilization design and operating techniques were established to insure accurate hole alignment on this long raise.

During the drilling of the pilot hole, gyroscopic bore hole surveys were conducted inside the raise drill rods at approximately 200-foot intervals. After the first pilot hole had been drilled to a total depth of 711 feet, survey information indicated that it had deflected to a position where it was then pointed approximately 2^{0} off the vertical. The projected hole-through position was not satisfactory and the first pilot hole was abandoned.

A second raise bore pilot hole was then collared at 1^{0} 50' off vertical. This deflection angle was calculated from the deviation which had occurred in the first pilot hole. It was based on the experience that two holes drilled using identical equipment and operating techniques, and closely spaced in the same geological environment, should bend or deflect in the same direction and by the same order of magnitude.

With the exception of this deflection angle, the stabilization design and operating techniques employed in drilling of the second pilot hole were identical to those that had been employed on the first hole. During the drilling of the second pilot hole, gyroscopic surveys were again conducted at approximately 200-foot vertical intervals. This second pilot hole was satisfactorily completed and holed-through at a depth of 1,596 feet on 11 September 1974. The deflection angle employed in the drilling of the second pilot hole should theoretically have resulted in a hole-through on the true vertical line from the collar position. In fact, the final hole-through position was 10.2 feet off this line.

A 4-foot diameter reaming bit equipped with eight tungsten carbide insert rolling big hole cutters was then attached and reaming of the 11.25-inch diameter pilot hole to the final 4-foot diameter pilot raise section was initiated. The reaming of the entire 1,585-foot hole required a total of 14.5 calendar days with operations conducted on a 3-shift per day, 24-hour basis. During this reaming operation, operating time averaged 93 percent of each 24-hour period.

Average penetration rate was 4.92 feet per hour and overall reaming productivity was 109 feet per day. Reaming of the 4-foot diameter raise bore hole was completed on 27 September 1974. Disassembly and demobilization of the raise drill was then performed. Simultaneous with the removal of the raise boring equipment, erection of the small portable steel headframe and assembly of the sinking

stage and concrete forms and other preparations for the shaft enlargement phase were performed.

Data covering the raise boring are summarized in Table No. I. It is of interest to note that overall operating efficiencies and productivity were substantially higher during the reaming phase than during the drilling of either pilot hole. Thus, for example, average production was 54 feet per day for the two pilot holes, as compared to 109 feet per day while reaming. This was due to the control that was exercised over pilot hole bit loading and penetration rate in order to ensure accuracy, as well as the time spent on survey work and bit changes.

Approximately 10 days after the completion of the raise bore pilot raise, failure of the hole started to occur. This was indicated by broken muck falling out of the bottom of the hole. During a 3-week period, an aggregate amount of approximately 275 cubic yards of material fell from the hole. Arrangements were immediately made to inspect the 4-foot diameter pilot raise by means of a television camera. This was lowered through it from the surface.

The TV pictures indicated that the hole was competent down to a point approximately 400 feet below the collar. At this point, a large cave 60 feet high and extending up to approximately 30 feet outside of the nominal wall of the hole had occurred. It is interesting to note that this failure occurred in the zone that had been the area of concern on the basis of the inspection of the diamond drill core and geological information. This is the zone we had attempted, unsuccessfully, to consolidate by pregrouting from surface.

After determining the extent and seriousness of the cave which was in progress, it was determined that this area must be supported promptly or complete loss of the hole might occur. The repair operation was accomplished by welding together a series of 42-inch diameter 3/8-inch wall steel pipes at the collar of the shaft to produce an assembly approximately 90 feet long. This was then lowered through the 48-inch diameter pilot raise to a location where it effectively spanned the cave zone and extended a few feet into competent rock above and below the cave. The space between the outside of the pipe and the rock wall of the pilot raise was then sealed at the lower end and the pipe was properly secured in place with pins drilled into the wall of the raise both above and below the cave zone.

When these preparations had been completed, a 30:1 sand/cement mixture was introduced into the cave zone outside of the pipe by means of a 4-inch pipe which had previously been rock-bolted to the wall of the raise from the collar down to the cave zone. These various activities in connection with the support of the cave zone proceeded fairly satisfactorily. They were, of necessity, extremely slow due to the fact that considerable care had to be exercised in operating within the 48-inch diameter hole and also the fact that working conditions were of a very cramped nature. Only two or three men could work in the hole at any one time and most of the work had to be performed in a very laborious manner.

Following the completion of the installation of the casing, the upper and lower end were flared and reinforced in order to permit the passage of the concrete bucket through it and also to protect the casing during the progress of the enlargement down to the point of casing. This remedial work in the bore hole, together with other preparations for sinking, were completed in late December 1974, at which time a start on shaft enlargement and lining operations was initiated. As of 21 December 1974, on which date operations were suspended for the Christmas-New Year period, shaft enlargement had progressed to a point approximately 60 feet below the collar.

Most of the helicopter work was done with a Bell 206B Jet Ranger (700 pounds lifting capacity at this altitude). A Lama helicopter (1,700 pounds capacity) was used for heavy duty airlift work. The use of a larger Sikorsky S-61-L (3,800 pounds capacity) was planned but not required for the heaviest components since weather conditions were very favorable during late summer and early fall and it was possible to haul all of the heavier material into the site over the Jones Pass.

Detailed performance data on the enlargement phase of the project are not yet available. In general, however, the construction schedule is based on completing 15 feet of shaft per day.

We would like to express our sincere appreciation to Dravo and AMAX for the excellent working relationship which we have enjoyed during the progress of this shaft project. END.

COLLARING the shaft at the start of the enlargement operation. Hand-held sinker drills were used and smooth blasting techniques minimized shattering and overbreak.

Table No. 1

Description	*No. 1 Pilot Hole*	*No. 2 Pilot Hole*	*4-Foot Diameter Reaming*
Total footage	711.0	1,596.0	1,585.0
Machine operating hours	192.8	581.5	322.2
Delay hours	88.2	159.5	25.8
Total crew hours worked	281.0	741.0	348.0
Operating efficiency, percent	68.6	78.5	92.6
Average penetration, feet per hour	3.69	2.75	4.92
Duration calendar days	12.0	31.0	14.5
Average footage per day	59.3	51.5	109.3

Notes: 1. Operations were conducted on 24 hour per day, 7 day per week basis. 2. Delays include helicopter transportation, maintenance, pilot hole survey, etc.

Eleventh Commonwealth Mining and Metallurgical Congress

Hong Kong
May 1978

The Institution of Mining and Metallurgy

Paper 54

Recent applications of raise boring

R. S. Hendricks

This preprint has been prepared for distribution to registrants for the Eleventh Commonwealth Mining and Metallurgical Congress, Hong Kong, May, 1978. All papers that are presented at the Congress will be included, together with discussion, authors' replies, name and subject indexes, in the volume **Proceedings of the Eleventh Commonwealth Mining and Metallurgical Congress, Hong Kong, 1978**. The volume, which will be published in December, 1978–January, 1979, may be obtained from The Institution of Mining and Metallurgy, 44 Portland Place, London W1N 4BR, England.

Recent applications of raise boring

R. S. Hendricks B.S., E.M.
J. S. Redpath, Ltd., Casa Grande, Arizona, U.S.A.

Synopsis
The development and application of raise boring have been rapid, and the method is now widely employed by the mining and construction industries. Various technical and economic factors that affect the state of development of raise boring are reviewed, and representative cost information is presented. It is concluded that raise boring is technically and economically competitive with conventional methods up to a raise diameter of between 15 and 20 ft. The mining and construction industries have not taken full advantage of the technical and economic capability that is available, and some of the factors that contribute to this failure are reviewed. The technical and economic conclusions are illustrated by a description of several projects that involved the innovative application of raise boring.

Raise boring was first employed during the early 1960s, and very rapid development of the capacity of raise-boring equipment and of operating techniques has taken place since those early experimental attempts. Raise boring has been widely accepted and is now employed very extensively by the mining and the underground construction industries. There are presently about 220 raise-boring machines in operation throughout the world. Approximately 1 650 000 ft of raise-bore holes has been completed, and it is expected that about 270 000 ft of raise will be drilled during 1977.

Raises up to 12 ft in diameter and 1500 ft in length are routinely drilled by various operators. A 12-ft diameter raise was recently completed to a depth of 2298 ft. On another programme two raises, each 16 ft in diameter and approximately 1500 ft long, were drilled. Those two programmes represent, respectively, the deepest and the largest raise-bored openings to have been bored to date. Both raises were completed in a reasonably routine manner, no significant technical or operational problems being encountered by the contractor. Equipment with considerably greater torque capability than any that has yet been employed in the field has been manufactured, and various operators have reasonably advanced plans to drill raises up to about 20 ft in diameter.

There are reasons to doubt that further dramatic increases in the capacity of the conventional raise boring approach will occur during the near future. This limit is imposed by a combination of technical and economic factors, which are discussed in this paper. It is suggested, however, that at its present state of development raise boring offers substantial opportunity for economic savings, *which are not being utilized by the mining industry*. This results from a failure to understand or consider the characteristics of raise boring when it is incorporated into the overall mining plan. It is occasionally also due to the imposition of inappropriate specifications. These have little objective basis in the context of the function to be performed by the completed raise-bore hole. Some of these factors are discussed here, and examples of recent innovative applications of raise boring by the mining industry are described.

Capacity and economics of raise boring

FACTORS THAT INFLUENCE THE CAPACITY OF RAISE-BORING EQUIPMENT

Raise boring is performed by setting up the raise-drilling machine at the upper end of the raise location. A pilot hole is then drilled to intersect an underground opening at the lower end of the raise. Conventional rotary drilling procedures are employed in drilling the pilot hole. When the pilot hole has been completed, the rotary bit is removed from the lower end of the string of drill rods, and a reaming head is attached in its place. The reamer is equipped with rolling carbide button or disc-type cutters and is normally designed to excavate the full final diameter of the raise in a single-pass up-reaming operation. During the reaming process the reamer is pulled against the face of the rock. It is rotated, the drill string being employed as the mechanism to transmit the reaming pull (tension) and torque forces from the machine to the reamer. These forces may range up to about 1 000 000 lb tension and 400 000 ft lb of torque in a large-diameter raise. Within reason, there is no limit to the manufacturer's ability to design and manufacture a machine and drill rod string capable of substantially more torque and pull than any that are now in existence. The same observation may be made regarding the state of the art of cutter technology and reamer design. Consideration of a combination of technical and economic factors indicates, however, that various conventional raising methods are more economic than raise boring above a size range of 15–20 ft in diameter. These factors are likely to severely limit any near-term increase in the size capability of raise-boring systems.

CUTTERS AND PENETRATION RATE

The cost of cutters that are employed during the reaming operation represents a significant component of the direct expense of operation of raise-

boring equipment. In medium-hard rock (compressive strengths of approximately 20 000 lb/in^2) the cost of cutters will normally represent about 30% of the total direct expense of the work. This figure will range up to about 50% in very hard or abrasive rocks. The performance, expressed as penetration rate, that is obtained with the cutters also has a very significant effect on labour, supervision and other similar time-dependent operating costs.

The performance of a rolling cutter may be represented by a curve such as is shown in Fig. 1, where the operation of a disc cutter in a medium-hard non-abrasive rock, such as limestone, is illustrated. At very low cutter loadings the cutter does not apply sufficient force to cause the rock to fail, or spall, in a compressive mode and the cutting action is a very inefficient abrasion of the rock. At higher cutter loadings, and above a fairly pronounced threshold value, there is a range in which penetration rate is almost a direct function of the

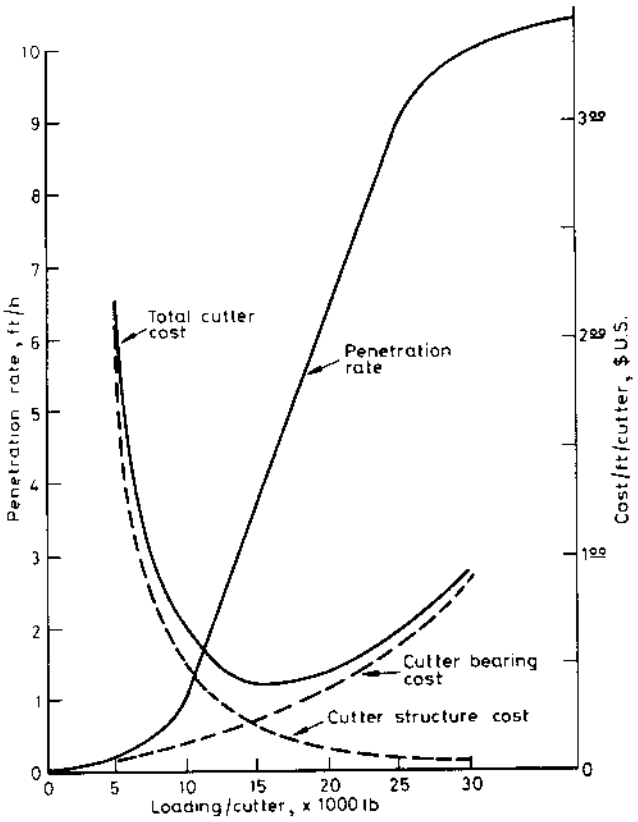


Fig. 1 Typical relationship between cutter loading, penetration rate and cutter cost

applied loading. Within this range failure of the rock occurs as a compressive spalling action. At very high cutter loadings further increases in applied load will result in only minimal further increases in penetration rate, since the cutter is essentially 'buried'.

The expense of operation of a rolling cutter consists of the sum of the replacement cost of the cutting structure and of the cutter bearing. The relationship between cutting structure cost, bearing cost and total cutter cost, for various cutter loadings, is shown in Fig. 1. The life, in hours, of the cutting structure is relatively independent of cutter loading. When expressed on a cost per foot basis, cutting structure cost will decrease rapidly as cutter loading and, hence, penetration rate are increased. The life of the roller bearing used in most cutters is, on the other hand, inversely proportional to the ten-thirds power of the applied load, and bearing cost will increase with loading or penetration rate. The combination of these factors results in a very pronounced optimum operating condition (Fig. 1). In average rock conditions this optimum operating point will normally fall between 15 000 and 20 000 lb total cutter loading.

RAISE-BORING COSTS

The total cost of a raise-bored hole is the sum of certain fixed expenses, such as set-up and take-down, the cost of reaming cutters and a number of time-dependent variables. These time-dependent items consist of maintenance, depreciation of the equipment, operating labour, supervision costs and interest. These costs vary directly with the operating performance that is achieved, the single most significant operating variable being penetration rate. For a given rock formation the lowest overall cost per foot will normally be achieved if the cutters are loaded close to the optimum condition, as shown in Fig. 1. On the other hand, the torque

Table 1 Torque and loading requirements for reamers of various diameters and average rock conditions

Reamer diameter, ft	Total loading, lb	Required torque, ft lb
4	160 000	23 000
5	280 000	51 000
6	400 000	87 000
8	500 000	145 000
10	660 000	240 000
12	780 000	340 000
14	920 000	468 000
16	1 040 000	604 000

required to rotate a reamer is a function of the characteristics of the rock, the type of cutter, the design of the reamer, the diameter of the raise and other factors. The torques required to rotate a typical reamer under average rock conditions, at loadings of 20 000 lb per cutter, are given in Table 1.

The data in Table 1 illustrate a rapid increase in torque requirements as a function of diameter. This limits the ability of a specific raise-boring machine, and associated drill rod string, to load the cutters to the optimum operating condition. When either the machine or rod string is not capable of applying sufficient torque to permit operation at the optimum condition, cutter costs will rise and the reduction in penetration rate will lead to a rapid increase in time-related operating expenses and total raise-boring cost. The magnitude and

inter-relationship of these factors are illustrated in Table 2, the data being based on the cutter characteristics displayed in Fig. 1 and a machine capable of providing an average of 70 000 ft lb of torque.

Table 2 Relationship between cutter performance and diameter for machine delivering average of 70 000 ft lb operating torque

Raise diameter, ft	Available cutter load, lb	Cutter cost/ft, $U.S.	Penetration rate, ft/h
4	20 000	5.52	4.35
5	20 000	9.66	4.35
6	16 000	12.00	3.00
7	12 100	17.94	1.60
8	9 700	27.00	0.82
9	7 400	44.95	0.45

The influence of cutter performance characteristics on total raise-boring costs is illustrated in Fig. 2, where the total cost per foot to complete 1000-ft holes, of various sizes, with four different raise-boring machines, is shown. The data were prepared by use of the cutter operating characteristics of Fig. 1 and average 1977 capital and operating cost information.

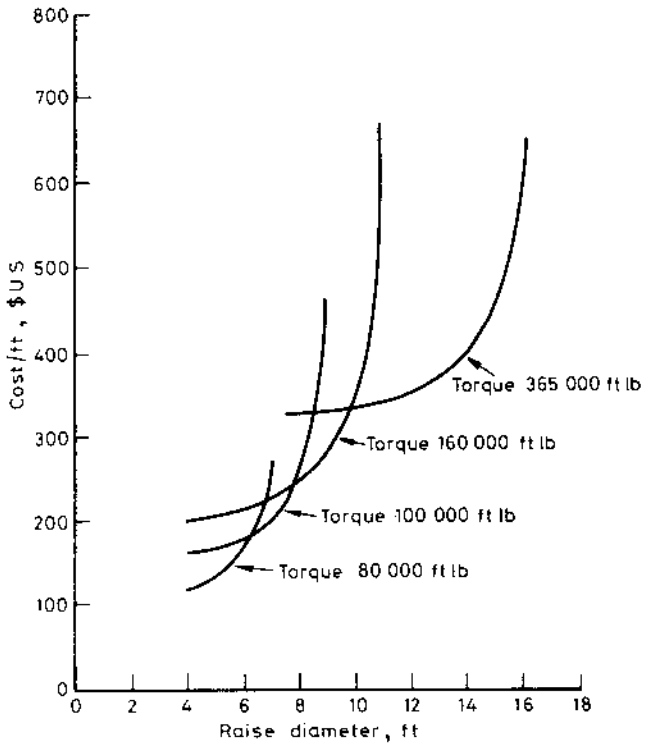


Fig. 2 Raise cost for various diameters with use of various torque-rated machines

It should be emphasized that these cost figures are based on 1000-ft raises drilled in 'average' rock. Variations in raise length, characteristics of the rock, design and configuration of the reamer and type of cutter would have substantial effects on raise costs.

Fig. 2 indicates that, for a specific raise-drilling machine, the completed total raise cost per foot is relatively insensitive to changes in diameter up to a critical size range, above which the total cost will start to increase rapidly with further increases in hole diameter. This 'break' in the curves is due to the relationship between cutter loading and penetration rate. As the diameter is increased, the raise-drilling system becomes torque-limited, and the loading that can be applied to the cutters decreases rapidly. This results in a decrease in penetration rate and a corresponding increase in the various time-related operating expenses.

The data in Fig. 2 illustrate the significant influence on costs of the torque capacity of each specific machine and associated drill rod string. Increases in hole size will eventually result in operation at the maximum torque that can be obtained from a specific machine or can be transmitted with a reasonable operating margin of safety through the drill rod string. To drill larger-diameter raises at reasonably economic costs it would simply be necessary to design and build machines and drill rods that are capable of providing sufficient torque to permit operation of the cutters under optimum loading conditions.

Within reason, there are no technical or economic factors that prevent the design and manufacture of raise drills with substantially greater torque capability than those which are presently available. The largest raise drill that has been manufactured has a rated torque capacity of about 365 000 ft lb. This machine is capable of reasonably optimum operation, in average rock conditions, up to the 16- or 17-ft diameter size range.

The capital cost per unit of torque capacity displays a tendency to decrease as the machine size is increased. This decrease is from about $U.S.7.00 per ft lb of capacity for a machine rated at 80 000 ft lb to around $U.S.4.50 for a 365 000 ft lb machine. In both cases a 1000-ft drill string is included. The combined effect of capital and operating cost considerations appears to result in an almost linear relationship between total raise cost and diameter within the size range of the machines that are now available. In the case of the specific rock type and hole length that were assumed in the preparation of Fig. 2, the cost of raising may be expressed as approximately $U.S.30.00/ft of hole diameter. It is concluded that, within reason, larger-capacity raise-drilling systems can be designed and manufactured. The same general linear relationship between hole diameter and total cost would probably apply to raise boring performed with these machines.

ALTERNATIVE RAISING METHODS

In contrast, however, to this potential for larger-diameter raise-boring capability it appears that the cost of alternative raising methods becomes competitive and represents a more economic alternative in the size range over about 15–20 ft. Beyond this size range alternative approaches, such as Alimak raising or the drill-and-blast enlargement of a bored

pilot raise, may not only prove to be lower in cost but are also less sensitive to changes in diameter than full-diameter raise boring. The economic arguments in favour of these alternatives will increase as the diameter is increased. Conventional methods are also much less sensitive to increases in rock hardness than with raise boring. (These observations are based on experience with several raise construction programmes in which the author's company has been involved: these included the construction of raises in the size range 16–25 ft. In each case it was more economic to drill a pilot raise and enlarge it to the required final diameter than to employ the Robbins 85R raise drill, which, at a torque capacity of 365 000 ft lb, is the most powerful raise drill now in operation.)

SUMMARY OF RAISE-BORING DEVELOPMENT

Raise-boring equipment has been developed to the point at which it is technically and economically viable to complete raises up to the 15- to 20-ft diameter size range. It is within the state of the art to produce machines capable of larger diameters, but this is not likely to occur in the near future since alternative raising methods are more economic when this size range is exceeded.

Raise-boring accuracy

The directional accuracy that is achieved with a raise-bore hole is not normally an important factor on short or small-diameter raises. For very long raises or large-diameter holes that may be used for the hoisting of men or materials, however, accuracy frequently becomes an important criterion in the evaluation of the application of raise boring.

Table 3 Hole-deviation data for various rates of change of direction

Hole depth, ft	Deviation at angular change of 69 min/100 ft, ft	Deviation at angular change of 34 min/100 ft, ft	Deviation at angular change of 7 min/100 ft, ft
100	1.0	0.5	0.1
200	4.0	2.0	0.4
300	9.0	4.5	0.9
400	16.0	7.9	1.6
500	25.1	12.5	2.5
600	36.1	18.0	3.6
700	49.2	24.5	5.9
800	64.4	32.0	6.4
900	81.7	40.5	8.1
1000	101.0	50.0	10.0

Deviation measured perpendicular to direction at which hole is started.

The accuracy of a raise-bored hole is often expressed as the distance by which the hole deviates from a straight line in comparison with the length of the hole. This deviation is stated as a percentage of the hole length (for example, if a 1000-ft hole deviated 10 ft, it would have an error of 1%). It is the author's opinion that this is a fallacious and misleading way of quantifying the accuracy of a drilled hole: this is illustrated by Table 3, which is based on the assumption that a fixed angular change of direction occurs throughout the hole. A hole that is only 1 ft off line, or has an error of 1% at a depth of 100 ft, would have deviated 101 ft at a depth of 1000 ft. The hole would have an error of 10% at that depth, even though the angular change of direction remains constant at 69 min/100 ft throughout its length. Similarly, to achieve an error of 1% at a depth of 1000 ft, the hole could only change direction a rate of 7 min/100 ft. It is suggested that the *angular rate of change of direction per unit length of hole* should be used as a criterion for specification purposes.

J. S. Redpath, Ltd., has drilled about 45 000 ft of pilot hole with raise-boring equipment. This experience, which included holes up to 1800 ft long in a wide variety of geological conditions throughout the United States and Canada, has indicated the following.

(1) An average angular change of direction of about 9.8 min/100 ft, the range being between 0 and about 37 min/100 ft, can be expected.

(2) A non-vertical hole would tend to flatten: this tendency becomes more pronounced as the dip angle is decreased.

(3) At large angles of intercept a rotary hole will tend to become perpendicular to the predominant plane of weakness of the formation. This plane of weakness may be represented by bedding planes in sedimentary formations, or by fractures or foliation in metamorphic or igneous rocks.

(4) At low angles of intercept, where the hole is roughly parallel to the planes of weakness, the hole will tend to become parallel to or follow these planes.

(5) Careful control over drilling parameters, such as pilot bit loading, rotary speed and penetration rate, and the design and maintenance of down-hole stabilization components, can make substantial contributions to the accuracy of the hole. These design and operational approaches will, however, at best merely reduce the tendency of the hole to deviate, which is dictated by the dip angle at which it is drilled and by the characteristics of the rock.

(6) In most raise-boring situations the use of directional drilling procedures is normally neither technically practical nor economic.

Consideration of these factors may provide some qualitative indication, in advance, as to the direction and extent of deviation of the hole. It is not normally possible, however, to quantify these various factors to a degree that is acceptable for engineering design purposes. If the same drilling procedures and equipment are employed, a series of holes drilled close to one another will deviate in the same direction and by about the same order of magnitude, since the deviation of the hole is ultimately a function of the geological conditions. (This is illustrated by a situation in which we were involved several years ago, where three 500-ft closely spaced holes were drilled in a schistose

formation. The plane of schistosity dipped at an angle of about 45° and the holes displayed a pronounced tendency to become normal to this 45° plane. The holes were very crooked; deviating at a rate of about 33 min/100 ft, they were about 12 ft off a straight line at a depth of 500 ft. Based on the deviation that occurred in the first hole, the inclination and direction of the second and third holes were adjusted and the 'hole-through' was within about 6 in of target.)

It is not normally practical, economic or necessary to attempt to control the direction of the pilot hole with directional drilling techniques. The employment of careful drilling procedures, as well as adequate stabilization in conjunction with qualitative analysis of the relationship of the hole and the geological conditions, will normally result in acceptable alignment. This is particularly true for raises that are employed as ventilation or ore-pass openings. When, however, it is necessary to satisfy more stringent accuracy requirements, the use of directional drilling techniques may be considered. In general, these techniques are very expensive when employed in conjunction with raise boring, and for the following reasons are generally not applicable.

(1) Whipstocking will normally produce a relatively abrupt change of hole direction. This will pose a serious possibility of failure of the drill string under the highly stressed conditions that exist during the subsequent reaming operation. This failure would result from the excessive bending stresses that are imposed on the drill string at the point at which the hole had been Whipstocked.

(2) The application of directional drilling techniques, such as Whipstocking or the Dynadrill, is difficult if the pilot hole is drilled by use of the raise-boring machine itself. This use of these techniques normally requires numerous trips in and out of the hole. These are relatively slow and expensive for a raise drill. It is also difficult to adapt these standard rotary drilling techniques to raise drilling, since the tools that are employed with these procedures are of different diameters and lengths than those which are employed in raise drilling.

In conclusion, on the question of accuracy, perfectly straight holes cannot be drilled. There does not appear to be much likelihood that this limit on the ability of raise boring will be rectified during the near future. The application of raise boring is presently severely restricted by specifications that are not rational in the context of the function that the completed raise will serve. This is certainly true in the case of the civil construction industry, where the accuracy specifications for openings such as Penstock raises and ventilation shafts are frequently so restrictive as to eliminate serious consideration of raise boring. In the mining industry there appears to be considerably more flexibility, except in the case of raises through which hoisting will be performed. It is suggested that this may represent an area in which compromise might frequently result in substantial initial capital cost savings, while still providing a facility capable of reliable and safe operation over an extended period of time. Some more detailed observations on this matter are presented later.

Raise lining

GENERAL COMMENTS

Raise boring is normally most attractive, in comparison with drill-and-blast raising methods, in soft formations, since relatively low cutter costs and high penetration rates can be achieved. These softer geological formations will frequently be less competent and, in some cases, raise boring will represent the most viable alternative because the rock is incompetent. The presence of incompetent conditions will contribute to economic arguments in favour of raise boring since poor ground conditions will normally have greater impact on the safety and cost of conventional raising than on the technical feasibility or expense of raise boring. The influence of either or both of these factors frequently dictates serious consideration of raise boring in conditions in which ground support will be required.

When the ground is temporarily self-supporting the raise will be completed by use of normal techniques, and any permanent lining that is required will be installed on completion of the reaming operation. This lining may consist of various types of steel, which is installed by crane or the draw works of the drilling equipment. The lining operation is performed rapidly and does not necessitate entry into the raise itself. For larger raises – more than about 7 or 8 ft in diameter – the lining may consist of rockbolts, sometimes supplemented by screen, various types of concrete lining, steel ring sets, or tunnel liner material. The latter lining methods are applicable when the raise is large enough to permit the efficient conduct of in-hole operations.

In those situations, however, where the ground is not sufficiently self-supporting to permit the lapse of time between the reaming operation and the installation of lining, raise boring is generally not applicable since methods to install lining simultaneously with the reaming operation have not been developed to the point at which they are routinely or widely employed. Several approaches to the installation of lining in conjunction with the reaming operation are under consideration and development. Until techniques for the installation of lining in conjunction with the reaming operation are developed and become viable, the application of raise boring in incompetent ground conditions will be seriously limited. This represents a serious restraint on the application of raise boring in those ground conditions in which it would otherwise offer the greatest relative economic advantage over conventional raising.

Henderson haulage tunnel ventilation shaft

GENERAL DESCRIPTION OF PROJECT

The Climax Molybdenum Division of AMAX, Inc.,

recently completed the development phase and started mining operations at the major new Henderson mine. The orebody is located east of the Continental Divide near Empire, Colorado, U.S.A. The concentrator is located west of the Continental Divide and ore haulage from the orebody to the concentrator is through a 10-mile tunnel, which traverses the Divide. The tunnel design included a requirement for a ventilation exhaust shaft, which would have a finished inside diameter of 11 ft and be located at the mid-point of the haulage tunnel.

The collar of the ventilation shaft is located in extremely rugged, mountainous terrain a few miles west of the Continental Divide at an elevation of 10 000 ft above sea-level. Surface road access to the site was limited to a poor-quality road, which crosses Jones Pass at an elevation of 12 300 ft. The character of the road ruled out its use except by relatively small four-wheel-drive vehicles. The construction of an improved or alternate road to the site would not be permitted, since it is located in a 'restricted area'. Extensive reliance on road access was also ruled out because of the 50- to 60-ft snow cornice that develops on Jones Pass every winter. The specified completion schedule prevented confinement of construction activities to the snow-free summer months. These considerations dictated that the construction programme should minimize or eliminate any reliance on the road, and required that the total construction programme be based on the use of helicopter transport of men, equipment and consumable materials. The use of helicopter transport, in turn, made it practical to operate during the winter months, when it would have been impossible to maintain even limited surface road access.

GUIDELINES AND CRITERIA

In early 1974 AMAX and Dravo Corporation, the prime tunnel contractor, invited potential bidders to submit proposals for the construction of the shaft. In view of the unusual locational and environmental aspects, as well as the questionable ground conditions that had been indicated by diamond drilling, the specifications were flexible. Construction would, however, have to be performed in strict compliance with very stringent environmental restrictions.

ALTERNATIVES

The difficult terrain, tough climatic conditions and environmental restrictions were the principal factors that were considered in the evaluation of the various approaches to the construction programme. Within the context of these guidelines the following general approaches were evaluated.

The *conventional sinking* of a concrete-lined shaft did not represent a viable approach, since the disposal of the waste rock would not be permitted within the restricted area. This approach was also not compatible with the use of helicopters because of the prohibitively high expense of transporting large tonnages of equipment and concrete to the site.

The driving of an *Alimak raise* from the haulage tunnel was rejected because of the poor ground conditions. Proper ventilation of this raise would have been difficult because of high ambient ground temperatures. The Alimak approach would also have posed very serious problems as a result of interference with construction activities within the tunnel, which itself represented the 'critical path' of the very expensive overall Henderson mine development programme.

Evaluation of the programme indicated that it would be practical, and reasonably economic, to conduct the programme with the use of *raise-boring* equipment. The major factors that contributed to this conclusion are noted below.

(1) All of the equipment required to conduct the raise-boring programme and the installation of the permanent concrete lining could be designed for disassembly into components, which could be airlifted to the site by helicopter.

(2) The use of full-diameter raise boring followed by concrete lining, or of a raise-bored pilot raise, which would subsequently be enlarged to the final diameter and concrete-lined, would, in either case, permit the delivery of concrete through the haulage tunnel. This was substantially more economic than the very great expenditure that would have been required to transport 7000–8000 tons of concrete to the surface location by means of helicopter.

(3) The employment of full-diameter raise boring, or the raise boring followed by an enlargement operation, would permit disposal of all waste rock through the haulage tunnel, thereby eliminating the problem of surface disposal.

Consideration was given to the drilling of a single, 11-ft diameter raise or, alternatively, of two parallel 8-ft diameter holes by use of raise-boring methods. Both of these large-diameter hole sizes were rejected since it did not appear that the ground was sufficiently competent to permit the openings to stand without the immediate installation of permanent support. It was feared that ground failure might occur during the period that would elapse between the completion of the reaming and the installation of the lining. This alternative was also not attractive since it would have required the movement of much larger raise-boring equipment in and out of the site. Some of these components did not appear amenable to disassembly or redesign to meet the weight restrictions imposed by the use of helicopters.

As an alternative to the use of large-diameter holes, a method based on the drilling and reaming of a 4-ft diameter pilot raise was selected. Subsequently, this raise would be enlarged to a nominal 12-ft diameter rock section and supported with a 6-in concrete lining to provide the specified finished 11-ft inside diameter concrete shaft. This approach was compatible with the concept of per-

forming the majority of the work by helicopter. The total quantity and component weights of material that would be required at the site would be minimized. The environmental restrictions were satisfied, since the surface plant requirements were minimal, and this approach would not result in permanent degradation of the site. The method appeared to offer the greatest probability of dealing successfully with the expected difficult ground conditions.

CONSTRUCTION METHOD

The plant and construction method, based on the concept of drilling a 4-ft diameter raise-bore hole, followed by enlargement and concrete lining, was designed so that, if necessary, the entire operation

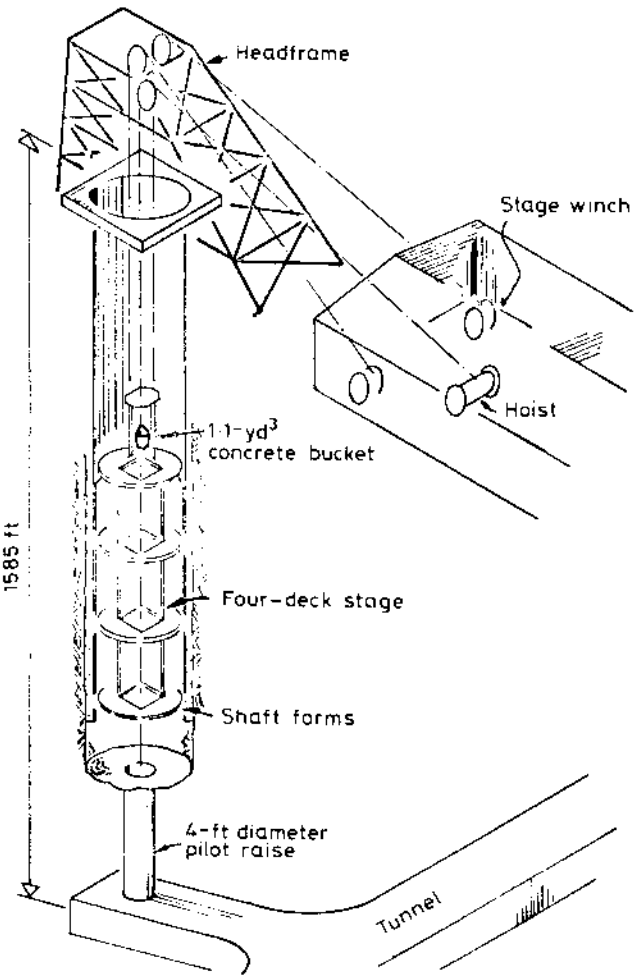


Fig. 3 General arrangement of Henderson vent shaft-sinking plant

could be conducted by helicopter, all transportation of equipment and material, and the shift-by-shift movement of personnel, being performed in that way. This made it important that the total quantity of material be minimized. At an elevation of 10 000 ft above sea-level the largest-size helicopter that was reasonably or, at least, economically available had a maximum lift capacity of 3800 lb. It was also desirable, for economic reasons, that as many components as possible weigh less than 1700 lb. These weight criteria were employed for design purposes. The base of operations would be established at the west portal of the tunnel, or about five miles from the shaft. All material, supplies and personnel would be airlifted from this base of operations. It was hoped that surface transportation of certain major components could be accomplished during the summer via the Jones Pass road, since this could reduce transportation expense. The overall construction programme was, however, designed in such a way that there was no absolute reliance on the Jones Pass road.

The concrete for the lining operation would be prepared in the tunnel contractor's batch plant, located at the portal of the tunnel, and would be transported in Moran cars to the bottom of the raise-bore pilot raise. It would then be hoisted through the 4-ft pilot raise to the point of placement.

DESCRIPTION OF OPERATIONS

On-site clearing and surface rock work were commenced in May, 1974. Two diamond drills were then moved on to the site. One was employed to ream out an NX hole, which had previously been drilled from surface to the tunnel level elevation. A 13.8-kV power cable was installed in the reamed hole and connected to the tunnel electrical system to provide electrical power for all on-site operations. The other drill was used to drill a series of pre-grout holes in an attempt to consolidate a zone 400 ft below surface that was suspected to be incompetent.

After surface facility construction had been completed, a Robbins 71R raise drill was set up in late July, 1974. Pilot-hole drilling was conducted with a bit reamer stabilizer followed in the hole by four hex stabilizers. This provided 25 ft of bottom hole stabilization. In drilling the pilot hole net bit loadings were limited to a maximum of 40 000 lb and penetration rates were not permitted to exceed 5 ft/h. These criteria were established in an attempt to ensure accurate hole alignment on this long raise.

While the pilot hole was being drilled, gyroscopic surveys were conducted at 200-ft intervals. After the first pilot hole had been drilled to a depth of 711 ft, survey information indicated that it had deviated 2° from vertical. The projected hole-through position was not satisfactory and the hole was abandoned.

A second pilot hole was then collared at 1° 50′ off vertical, reflecting the deviation that had occurred in the first pilot hole. It was based on our experience that two holes drilled with identical equipment and operating techniques and closely spaced in the same geological environment would bend or deflect in the same direction and by about the same order of magnitude. The stabilization and operating techniques that were used were identical to those which had been employed on the first hole. The second hole was satisfactorily completed to a depth of 1596 ft in September, 1974. The hole-through was 10.2 ft off target. A total of 43 calendar days was devoted to pilot-hole drilling. Reaming of the hole to the final 4-ft diameter was then conducted. Reaming of the 1585 ft required

14.5 calendar days, with operations on a 24-h basis, operating time averaging 93% of each 24-h period. Average penetration rate was 4.92 ft/h, and average progress was 109 ft/day. A summary of raise-drilling performance is presented in Table 4.

Ten days after the completion of reaming, caving of the 4-ft diameter pilot raise started to occur. During a three-week period 275 yd^3 of material fell from the hole. The raise was inspected by use of a

Table 4 Raise-drilling data

Description	No. 1 pilot hole	No. 2 pilot hole	4-ft diameter reaming
Total footage	711.0	1596	1585
Machine operating hours	192.8	581.5	322.2
Delay hours	88.2	159.5	25.8
Total crew hours worked	281.0	741.0	348.0
Operating efficiency, %	68.6	78.5	92.6
Average penetration, ft/h	3.69	2.75	4.92
Duration, calendar days	12.0	31.0	14.5
Average footage/day	59.3	51.5	109.3

Operations conducted on 24-h day, seven-day week basis. Delays include helicopter transportation, maintenance, pilot-hole survey, etc.

television camera, which indicated that the hole was competent to a point 400 ft below surface, where a large cave area approximately 60 ft high and extending up to 30 ft outside the wall of the raise had occurred. It is interesting to note that this failure occurred in the zone that had been an area of concern and which we had attempted, without apparent success, to consolidate by pregrouting.

It was apparent that prompt support of the cave zone was essential to prevent the complete loss of the 4-ft diameter pilot raise. The repair operation (Fig. 4) was accomplished by welding together a series of 42-in diameter, $\frac{3}{8}$-in wall steel pipes. These were joined to produce an assembly approximately 90 ft long, which was lowered through the raise to the elevation of the cave zone, where it effectively spanned the cave and extended a few feet into competent rock both above and below. The annular area external to the pipe was then sealed, and the cave zone was filled with a 30:1 sand-cement mixture.

These remedial works in the bore hole, as well as preparations for the enlargement and concrete lining phase of the programme, were completed by early January, 1975. Enlargement operations were then started and the 1585-ft, 11-ft diameter concrete-lined ventilation shaft was completed in early August, 1975. Disassembly and demobilization of equipment, as well as a very thorough site clean-up, including careful contouring and replanting of the area, was then performed. The project was completed in mid-September, 1975.

In conclusion, the employment of raise boring on this programme made it possible to complete the work in an area to which access was extremely difficult. It would have been technically difficult, prohibitively expensive and environmentally impossible to perform this project without the extensive use of raise boring.

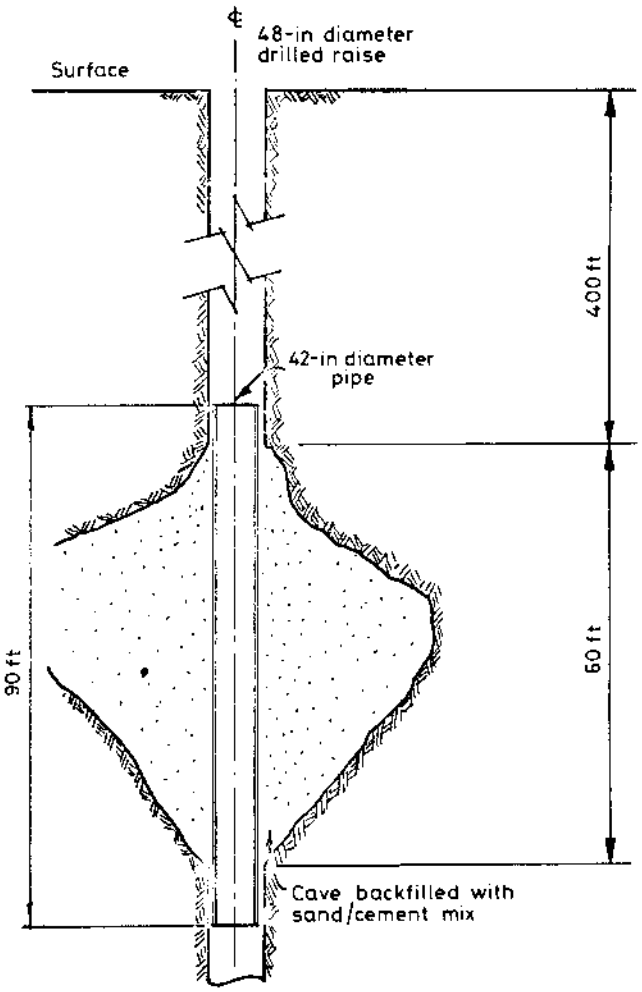


Fig. 4 Cave area repair procedure

Employment of raise boring at Brunswick no. 3 shaft development programme

PROJECT DESCRIPTION

In 1974 Brunswick Mining and Smelting Corporation, Ltd., initiated a major expansion programme at their property near Bathurst, New Brunswick, Canada. The programme included the construction of a 26-ft diameter, 4525-ft production shaft, as well as associated underground crusher and conveyor excavations and lower level access development.

The Brunswick mine had been developed and was in operation on and above the 2800 level. The existing shaft-hoisting facilities at the property were being operated at full capacity, which precluded the hoisting of development rock produced by the expansion programme. It was, therefore, contemplated that the new no. 3 shaft facility would be sunk conventionally from surface. That would permit direct hoisting of all development rock and not impose any additional loads on the existing production facilities. This approach, in turn, would have dictated that the very substantial

footage of underground development work, which would be required from the new no. 3 shaft facility, could not be driven until the sinking operation had been completed.

SELECTION OF PROJECT METHOD

At the time when the expansion programme was started, underground development on various levels had progressed to locations that were generally within a few hundred feet of the location of the new no. 3 shaft (Fig. 5). An evaluation of the existing configuration of the mine, and of the economic and schedule aspects of the programme,

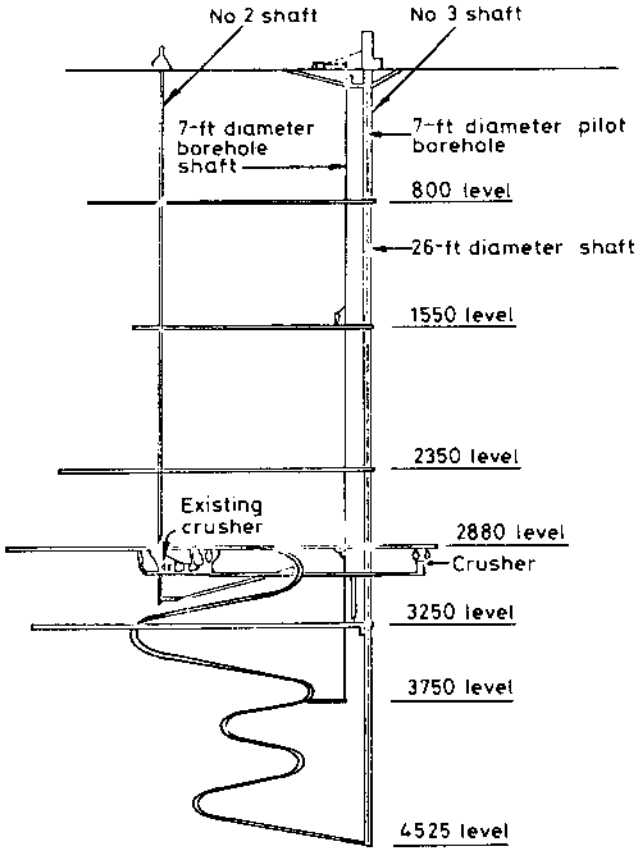


Fig. 5 Brunswick Mining and Smelting longitudinal projection

indicated that the rapid construction and commissioning of a temporary rock hoisting facility from surface to a depth of 3700 ft would make very substantial contributions to the cost and schedule aspects of the project. The rapid and economic completion of such a facility would satisfy the following criteria.

(1) Raise-bored pilot raises could be employed during the construction of the 26-ft diameter no. 3 shaft. Development rock produced by the shaft itself could be hoisted directly to surface, or other point of final disposal, by use of the temporary hoisting facility. This would result in substantial time and cost savings in the construction of the shaft itself.

(2) Rapid commissioning of a temporary hoisting shaft would permit an early start on the development of the extensive ramp and level development system that would be required from the lower part of the new no. 3 shaft before mining operations could be initiated below the 2800 level. These development requirements were of the order of 20 000–30 000 ft of level and ramp systems. The temporary shaft-hoisting facility would permit development of these openings simultaneously with the construction of the no. 3 shaft rather than after its completion.

(3) The cost savings that could be realized were substantial and the overall completion date for the new no. 3 shaft and the related materials handling and lower level development would be advanced by 14 months.

The existing mine openings provided access to locations relatively close to the no. 3 shaft area on the 800, 1550, 2350 and 2800 levels. This permitted the consideration of raise boring for development of the temporary hoisting facility, since sites were provided from which a series of raise-bore holes could be drilled in maximum increments of 800 ft.

It was concluded that the temporary shaft-hoisting facility would be developed by drilling a series of vertical raise-bore holes positioned directly above one another. The holes would initially be drilled between surface and the 2800 level. A small quantity of early development rock, produced by the driving of access drifts to the drilling stations required on levels at and above the 2800 level, would be handled through the hoisting facility provided by the existing Brunswick no. 2 shaft. The waste rock produced by the actual boring of some of the bore hole shaft holes above 2800 level would also have to be handled in this manner. This total was of about 60 000 tons. After completion and commissioning of the bore hole hoisting facility to the 2800 level, all further waste produced by the programme would be handled through the bore hole hoisting shaft. This would include all rock produced during the sinking of the 4525-ft no. 3 shaft, driving of 25 700 ft of 13 ft by 18 ft development headings on and below the 2800 level, as well as 650 000 ft^3 from miscellaneous underground ore-handling facilities, shaft station and similar excavations. It was estimated that about 635 000 tons of development rock would be handled through the bore hole shaft.

The bore hole shaft would be initially developed and placed in operation to the 2800 level. This would permit the hoisting of no. 3 shaft development rock as well as other development rock produced on and above that elevation. Once the bore hole shaft was operational to 2800 level, a decline ramp system would be developed from that elevation down to the 4525 level, which was the planned final depth for the no. 3 shaft. This ramp system would provide access to the bore hole shaft and the no. 3 shaft on the 3250, 3700 and 4525 levels, thereby permitting periodic extension of the bore hole shaft-hoisting system down to the 3700 level and extension of the no. 3 shaft pilot raise system down to the 4525 level. The ramp

would also provide access to level development and stope preparation operations below the 2880 level. The latter work would, otherwise, have had to await completion of the new no. 3 shaft, thereby delaying by several years the start of ore production from mine levels below 2800.

BORE HOLE SHAFT DESIGN CRITERIA

Evaluation of the proposed development programme indicated that a system capable of hoisting between 1000 and 2000 ton/day would be required. The facility would also handle minor amounts of supplies and a limited number of personnel. The bore hole shaft would be equipped with a 7-ton (net) skip/cage combination. A 7-ft diameter hole size was selected as being adequate for this purpose.

The shaft would be completed by drilling a series of 7-ft diameter raise-bore holes. The holes would be drilled, in sequence, as a series of 400- or 800-ft raises. This hole length was dictated by the existing mine development configuration, and it was expected that satisfactory hole accuracy could be achieved with holes of that general length. The individual holes would be located vertically above one another and would be drilled, in sequence, from surface to the 2800 level. This would permit minor adjustment of the location of each individual section of the raise based on the accuracy that was achieved in the hole immediately above.

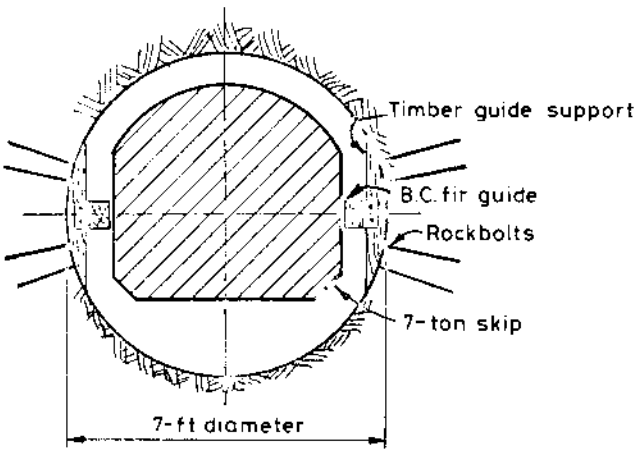


Fig. 6 Plan of borehole shaft

The walls of the 7-ft diameter holes would be rockbolted, as necessary, and would be equipped with 5 in by 7 in wood guides bolted directly to the rock (Fig. 6). The shaft would be equipped with loading pockets at the 2800 and 3700 levels. A dump would be provided at surface. In-shaft dumps would also be installed at the 1550 and 2350 levels, where some of the waste would be delivered for use as backfill in Brunswick's mining operations.

The bore hole shaft would utilize a 10-ft diameter, 1250-hp, ac, single-drum mine hoist, equipped with $1\frac{3}{8}$-in diameter hoist rope and designed to operate at 1090 ft/min. This would provide a hoisting capacity of 840 ton/day from 2800 level to surface, and 2250 ton/day from 2800 level to 1550 level.

HOLE ACCURACY

Our general experience with the accuracy of raise boring was evaluated prior to the start of the raise-boring operations at the Brunswick project. For the temporary bore hole shaft-hoisting facility we desired, of course, that the holes be as close to vertical as possible.

The bore hole shaft was located approximately 100 ft from no. 3 shaft. It was expected that relatively little geological difference would exist between no. 3 shaft pilot raises and the bore hole raises. On the basis of our experience that the deviation of a raise-bore hole is largely a function of geological conditions, and that a series of holes drilled in the same conditions will deviate in a similar manner, it was decided that the no. 3 shaft pilot raises would be drilled first. These holes did not have to meet as stringent an accuracy requirement as we then felt would be necessary for the temporary bore hole hoisting facility. The results obtained in drilling the no. 3 shaft raises would then be applied in the alignment of the bore hole shaft.

The pilot hole accuracy that was achieved at Brunswick was disappointing. It was necessary to abandon and redrill two pilot holes in completing the no. 3 shaft and bore hole shaft raises down to the 2800 level. The average angular change of direction that was achieved was 33.8 min/100 ft. It is of interest to note that this compares unfavourably with an average of 9.8 min/100 ft on about 17 000 ft of holes that we had drilled at other locations. An intensive investigation of this problem, accompanied by the experimental use of various drilling techniques and stabilization designs, was conducted. This programme was largely unsuccessful. It was subsequently necessary to accept holes that were substantially less accurate than the criterion that we had established at the start of the programme. The net result is that portions of the bore hole shaft system are as much as 1° 35′ off a true vertical line, and deviate up to 20 ft from the centre-line coordinate at the collar of the shaft.

It was eventually concluded that the extreme difficulty of drilling straight holes at Brunswick resulted from the fact that the holes were being drilled at an angle of about 25° to the predominant planes of weakness in the formation, which is a quartzitic schist. This angle is apparently very close to the threshold angle at which the hole will either tend to become normal to or will run parallel to the formation. A very minor change in dip of the bedding planes would apparently cause one or the other of these tendencies to become predominant. The net result in this particular and, in our experience, unique, situation was that the accuracy of the holes was almost totally unpredictable.

The series of no. 3 shaft pilot raises was satisfactorily completed so that at all points they remained within the periphery of the rock section of the shaft. That was totally satisfactory for the purpose for which they would be employed.

For the bore hole shaft raises the schedule and economics of the programme forced us to accept substantially less accuracy than we had originally hoped to achieve. Considerable apprehension resulted since we intended to hoist a large quantity of rock through this facility. We were concerned about the influence that this non-verticality would have on the shaft guides and the hoisting ropes. To prevent rubbing of the ropes on the walls of the hole, idler rollers were installed at four elevations and careful design layout was devoted to the proper orientation of the guides within the shaft. With the exception of these two provisions, we simply accepted the facility as drilled and placed it in operation. Since commissioning, we have hoisted a total of 495 000 tons of rock. Performance of the facility has been completely satisfactory. Abnormal rope wear has not occurred, no difficulty has been experienced with the shaft guides and the only unique maintenance, which would not normally be encountered in a conventional vertical hoisting shaft, has been the relatively frequent replacement of the rollers. These items do not represent major expense items and the down-time due to maintenance operations has been minimal.

BORE HOLE SHAFT FACILITY CONSTRUCTION

With the exception of the accuracy problems, the actual raise-boring and equipping process proceeded routinely. The majority of the raise boring was performed with a Robbins 71R raise drill and Robbins disc cutters. The surface-mounted hoist and 'headframe' were fabricated and installed while raise boring was in progress. Once the hoist was operational and some of the raise-bore holes had been completed, guide installation and rockbolt placement were performed with a 30-ft equipping stage. This stage provided a means of transport for guides and supplies as well as a work platform from which the rockbolting and guide installation were performed. The overall programme required 14 months, including the installation of the hoist, the completion and equipping of the raise-bore holes to the 2800 level and commissioning of the system.

DISCUSSION AND CONCLUSIONS

Probably the most significant aspect of this employment of raise boring is that a hoisting facility, capable of handling 2250 ton/day, was completed to a depth of 2800 ft and commissioned in 14 months – in marked contrast to the time period that would have been required to complete a facility of similar capacity by use of conventional sinking techniques.

The other significant point is that the non-vertical nature of the shaft has not posed any serious operational or maintenance problems. To date, 495 000 tons has been hoisted. With the exception of relatively frequent replacement of the wearing surface of the in-shaft rollers, the facility has required only normal maintenance.

It is suggested that the *insistence on verticality for mine hoisting facilities* on the part of the mining industry does *not* represent a rational specification. A relaxation of this requirement might frequently permit the serious consideration of techniques such as raise boring or blind shaft drilling for the construction of hoisting facilities. The schedule and/or cost benefits that can be derived therefrom may, in some instances, be very substantial and the completed operation facility may prove to be completely reliable and not subject to any unique maintenance problems or expense.

Summary and conclusions

The development and application of raise boring in the past 15 years has been rapid. It is now technically and economically competitive with alternative construction techniques up to a size range of between 15 and 20 ft in diameter. It is within the state of the art to build equipment that is capable of larger-diameter raise boring. Above this size range, however, conventional raising methods are more economic, and this will tend to restrict further short-term increases in the capacity of raise-boring equipment. The potential presently offered is not fully utilized by the mining industry, and it is suggested that this may be due to the following factors.

(1) The industry may not be fully aware of the size and length capacity at which raise boring is economically available.

(2) It appears that insufficient weight is sometimes given to the value of the dramatic time savings that are offered by raise boring.

(3) The imposition of inappropriate specifications with regard to accuracy, for example frequently eliminates raise boring from serious consideration in many projects in which substantial economic advantages might otherwise be achieved.

Prosjektplan

Rendalen 2 Kraftverk.

Innhold

Prosjektplan 1

Rendalen 2 Kraftverk. 1

Innledning 3

Mål og rammer 3
Prosjektmål 3
Prosjektets problemstilling 3
Rammer 3

Oppgavespesifikasjon 3

Prosjektorganisering 4
Ansvarsforhold 4

Krav til statusmøter og beslutningspunkter 4

Gjennomføring 4
Hovedaktiviteter 4
Milepæler 4
Tidsplaner 4
Kostnader og finansiering 4

Kontrakter og avtaler 4

Vedlegg. 5

Innledning

Eidsiva Energi eier Rendalen Kraftverk. Grunnet store sandproblemer må eksisterende klarekammer tømmes for sand en gang i året. Dette fører til driftstans og er meget kostbart. Anlegget fra 1970 er også modent for rehabilitering. Kostnadsmessig har det blitt vurdert at det er mest lønnsomt å bygge et parallelt anlegg slik at man slipper driftsstans ved eventuelle utskiftninger på det gamle utstyret. I forbindelse med dette er Veidekke Entreprenør kontrahert til å bygge det nye parallelle kraftverket. På bakgrunn av dette skal vi skrive bachelor oppgave med hovedfokuset på sjaktdrift.

Mål og rammer

Prosjektmål

Kartlegge internasjonal teknologi for driving av loddsjakt ved dårlige fjellforhold.
Sammeligne med eventuelle lignende prosjekter nasjonalt og internasjonalt.

Prosjektets problemstilling

”Driving av loddsjakt med pilothull, opprømming og strossing, og utfordringer knyttet til dette arbeidet, opp mot mer tradisjonell driving med opprømming i fullprofil. ”

Aktuelle utfordringer vi tar for oss:

- Kartlegge kritiske faser ved sjaktdrivingen.
- Arbeidsprosedyrer for å unngå kritisk arbeidsopphold på grunn av dårlige fjellforhold.(Propp i sjakta grunnet fjellutglidning, for store sprengningsmasser ved strossing, etc). Arbeidsprosedyrer for eventuell propp.

Rammer

Tidmessig ramme: Se tidsfrister for bachelor oppgave i Fronter. Gruppa har egen fremdriftsplan.
Vi har føringer med hensyn på hvilke eksterne ressurser vi kan bruke utover kontaktperson i Veidekke.

Oppgavespesifikasjon

Vi skal sammenligne de to metodene for sjaktdriving, og sammenligne med ferdig utførte sjaktprosjekter og teknikk om sjaktdriving. Sjaktdrivingen kan utføres på to metoder. Kort sagt har de to metodene to steg til felles, men ved dårlige fjellforhold må det nyttes et tredje steg for å hindre sjaktkollaps.(se vedlegg)

Prosjektorganisering

Ansvarsforhold

Oppdragsgiver:	Veidekke Entreprenør AS
Veileder VD:	Styrk Lirhus (styrk.lirhus@veidekke.no)
Veileder HIG:	Eskild Narum Bakken (eskild.bakken@hig.no)
Gruppemedlemmer:	Thomas Sætren (t.saetren@gmail.com)
	Emil Steinsvoll (emilste@gmail.com)
	Erik Seigerud (erik_seigerud@hotmail.com)

Gruppa er ansvarlig for hele gjennomføringen av bachelor oppgaven. Interne regler i gruppa skal følges og brudd på disse kan føre til tap av retten til å få godkjent deltakelse på bacheloroppgaven.

Krav til statusmøter og beslutningspunkter

Ukentlige gruppemøter med intern veileder.
Månedlige møter med ekstern veileder i oppstartfasen, hyppigere i sluttfasen og ved behov.

Gjennomføring

Hovedaktiviteter

Beskriv hovedaktiviteter i prosjektet, med hensikt og resultat.
Innhenting av litteratur
Bearbeiding av litteratur
Møter og intervjuer
Ekskursjoner
Oppgaveskriving
Sluttføring
Planlegging av framføring
Framføring

Milepæler

Den endelige frist for innlevering av oppgaven er 24. Mai 2010. Muntlig presentasjon skal gjøres 3 juni 2010. Internt i gruppa setter vi milepæler på en egen fremdriftsplan.

Tidsplaner

Gruppa utarbeider et Gantt-skjema med angivelse av fremdrift og ressursbruk.

Kostnader og finansiering

Reisekostnader til og fra ekskursjon/ befaring
Kost og losji ved brakkerigg i Rendalen.

Dekkes av Veidekke.

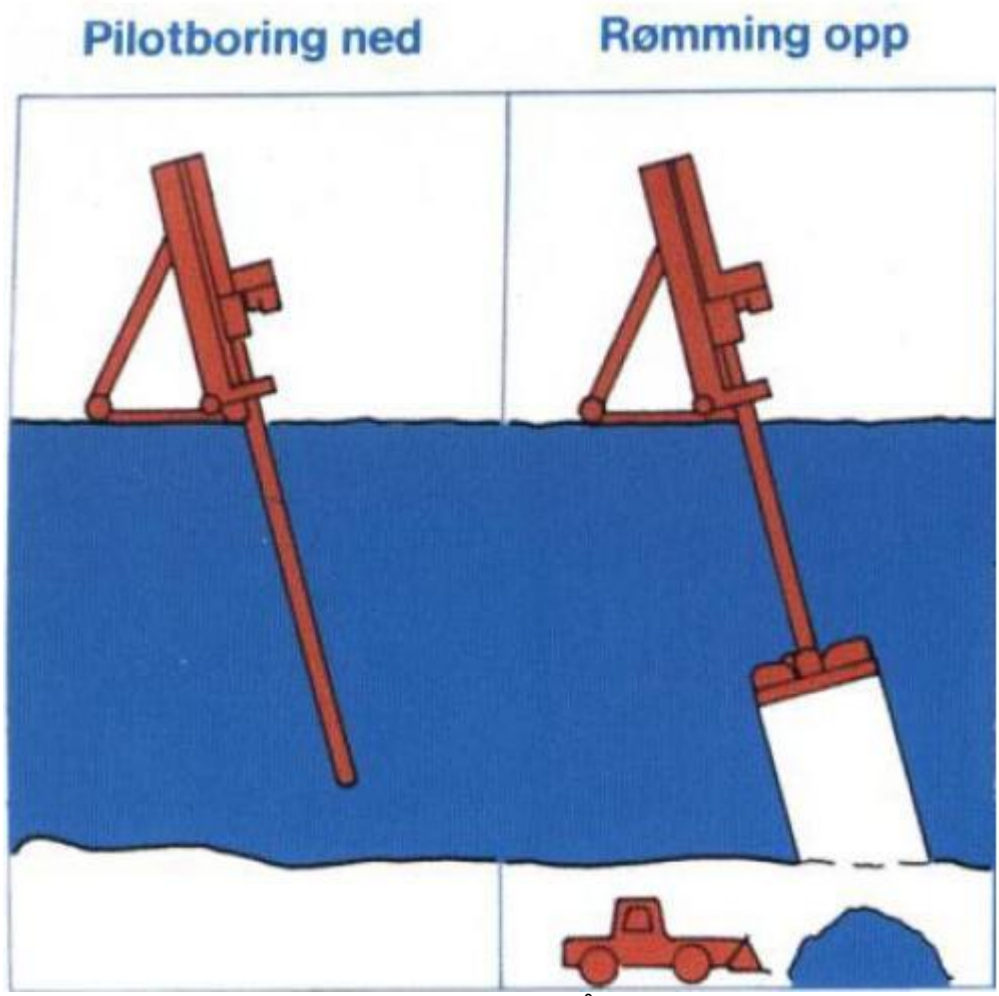
Kontrakter og avtaler

- Gruppen inngår kontrakt internt.

- Kontrakt fra fronter inngås mellom gruppen, HiG og Veidekke.

Vedlegg.

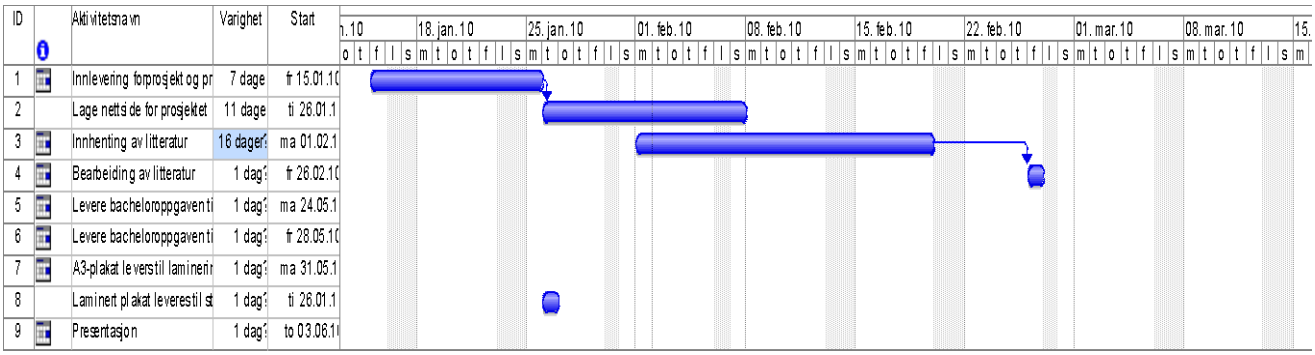
Vedlegg 1
Illustrerer første og andre fase.

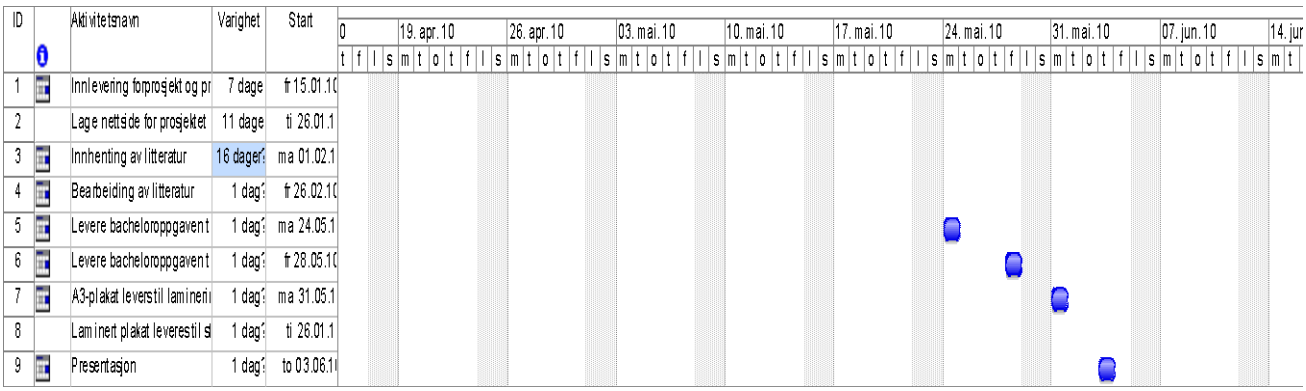


Bilde: Entreprenørservice AS(bruksrettighet fått over mail)

Vedlegg 2:

GANTT-skjema.





Grupperegler

for

Erik Seigerud, Emil Steinsvoll og Thomas Sætren

Gjelder for arbeid forbundet med bachelor oppgaven som skrives våren 2010 ved Høgskolen i Gjøvik. Ved eventuelle endringer av reglene må dette vedtas når hele gruppen er samlet.

1. Gruppeleder er Emil Steinsvoll

2. Gruppemedlemmer MÅ holde de avtaler som er satt og møte til rett tid.

3. Tidsfrister ved levering av dokumenter, ved gjennomføring av oppdrag og lignende, må holdes. Og alle er like ansvarlig for at dette skjer.

4. Arbeidsfordelingen gjøres så jevn som mulig og alle gruppemedlemmene plikter å gjøre tildelt arbeid.

5. Referat skrives etter hvert møte. Går på omgang.
Dette kan inneholde: fattede avgjørelser, hva som er utført/ferdig, planen for fremdriften videre/til neste møte, m.m.

6. Reglene skal ikke brytes.

7. Gruppemedlemmer kan bli nektet deltakelse på prosjektet hvis en deltaker gjentatte ganger bryter gruppereglene og/eller viser total mangel på arbeidsinnsats.

- Første advarsel gis muntlig av gruppeleder.
- Andre advarsel må være skriftlig. Denne underskrives av gruppeleder og veileder.
- Ved nye brudd på reglene etter skriftlig advarsel, kan vedkommende nektes deltakelse på bachelor oppgaven. Denne må underskrives alle resterende gruppemedlemmer og veileder.

9. Dersom kostnader oppstår, fordeles disse likt mellom gruppemedlemmene.

10. Alle gruppemedlemmene har full signaturrett, men må forhøre seg med hverandre før noe underskrives.

Jeg har lest gruppereglene og er inneforstått med konsekvensene hvis disse ikke følges.

Gjøvik 15.1.2010

Erik Seigerud Emil Steinsvoll Thomas Sætren