



NSB Baneregion Nord,
Attn. Brede Nermoen,
Postboks 759,

7001 TRONDHEIM.

Dok.nr: UB.101589-000	Rev:.....
-----------------------	-----------

Institutt for geologi
og bergteknikk

Saksbehandler
Prof. B. Nilsen
Tlf. 73594819

Postadresse
Høgskoleringen 6
7034 Trondheim
Telefon 73 59 48 10
Telefax 73 59 48 14

Vår dato: 21.3.96

Vår ref.: BN/EJ

Deres dato:

Deres ref.:

VEDR. OPPGAVER I INGENIØRGEOLOGISK PROSJEKTERING, H 95.

Prosjekteringsoppgavene utgjør en viktig del av faget Ingeniørgeologisk prosjektering. Samarbeid med etater som NSB er viktig for å få til gode og aktuelle oppgaver, og vi er takknemlige for at NSB Baneregion Nord igjen har vært villig til å bistå i denne sammenheng.

Kopi av oppgave fra henholdsvis Stensli- og Godøytunnelen følger vedlagt. Disse to oppgavene er etter vår vurdering de beste fra hver lokalitet (karakter 1.5 for begge), og vil formentlig være av verdi for NSB.

Vi takker for godt samarbeid om disse oppgavene, og håper på fortsatt godt samarbeid høsten -96.

Med vennlig hilsen

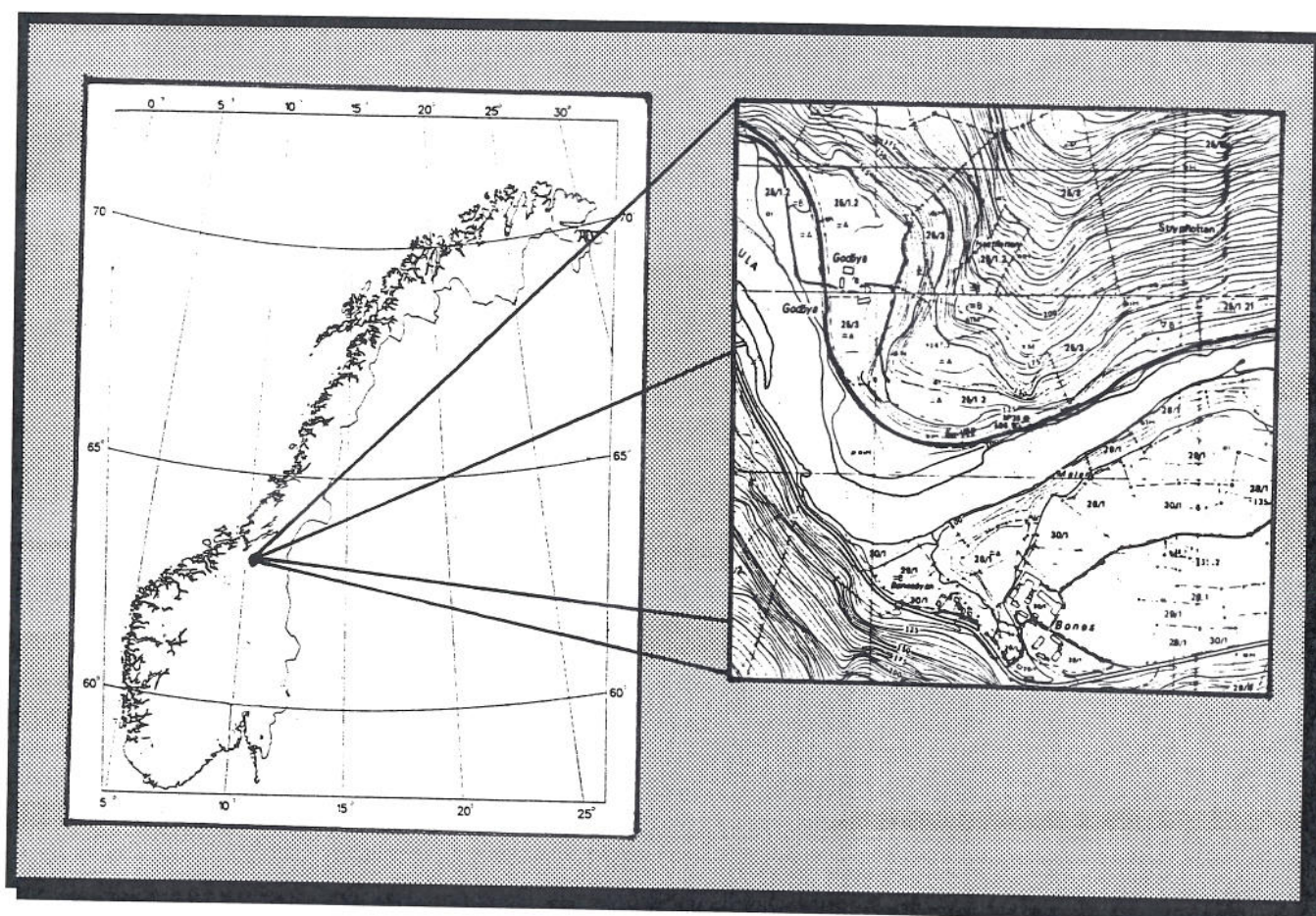


Bjørn Nilsen

Vedlegg.

Godøytunnelen

Prosjektoppgave i faget «Ingeniørgeologisk prosjektering»
Fag nr 21540



Utført av:

Torbjørn Yri
Morten Christiansen
Ingvar Tyssekvam

Sammendrag

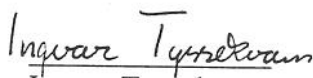
Prosjekteringen av en jernbanetunnel gjennom Godøyhammaren i Sør-Trøndelag er et resultat av et ønske om å rette ut den hastighetsreduserende svingen utenom denne fjellnabben. Bergarten i området er glimmerholdig, kvartsrik og stedvis magnetkisførende og fikk kvartsglimmerskifer som petrografisk betegnelse.

På begge sider av Godøyhammaren er det løsmasser av ubestemt mektighet. En videre undersøkelse med refraksjonsseismikk er derfor anbefalt. Utfallet av denne undersøkelsen vil gi en pekepinn om det er gunstig å legge tunnelen i (den planlagte) trasé 1. Alternativet er å trekke tunneltraséen lenger ut mot elva, mot den oppsatte trasé 2 hvor det er liten løsmasseoverdekning. Trasé 2 må betraktes som en grensetrasé fordi et trasévalg lenger ut mot elva vil gi en hastighetsreduksjon som vi nettopp ville unngå.

Tunnelen vil bli drevet konvensjonelt. Påhugget vil bli på vestsiden, ved Godøya gård, i og med at vi har en allerede eksisterende vei og store arealer der anleggsdriften i liten grad vil forstyrre togtrafikken.

NTH

Institutt for geologi og bergteknikk
november 1995


Ingvar Tyssekvam


Morten Christiansen


Torbjørn Yri

Innholdsliste

1 INNLEDNING	5
2 GRUNNLAGSMATERIELL	6
2.1 TOPOGRAFISK KART	6
2.2 BERGGRUNNSKART	6
2.3 KVARTÆRGEOLOGISK KART	6
2.4 FLYFOTO	6
2.5 ANDRE	6
3 UTFØRTE UNDERSØKELSER	7
3.1 FELTUNDERSØKELSER	7
3.1.2 Q-VERDI	7
3.1.3 BERGARTSBESTEMMELSE	7
3.1.5 SVAKHETSSONER	7
3.2 LABORATORIEUNDERSØKELSER	7
4 RESULTATER	9
4.1 RESULTATER FRA FELTBEFARING	9
4.1.1 LØSMASSE/OVERDEKNINGSGRAD	9
4.1.2 BERGARTSTYPER/BERGARTSFORDELING	9
4.1.3 DAGFJELL/FORVITRING	10
4.1.4 OPPSPREKKING	10
4.1.5 SVAKHETSSONER	10
4.1.6 BERGTRYKK	11
4.2 LABORATORIEUNDERSØKELSER	11
4.2.1 FLISIGHETSTALLET, F	11
4.2.2 FALLPRØVE OG SPRØHETSTALL	11
4.2.3 SIEVERS MINIATYRBORFORSØK OG BORSYNKINDEKS DRI	11
4.2.4 SLITASJEVERDI AV OG BORSLITASJEINDEKS BWI	12
4.2.5 DENSITET	13
4.2.6 DIFFERENSIALTERMISK ANALYSE (DTA)	14
4.2.7 PUNKTLASTTEST	14
4.2.8 OPPSUMMERING AV RESULTATER	15
5 VURDERINGER	16
5.1 PLASSERING	16
5.2 LØSMASSEPROBLEMENE	16
5.3 UTFORMING OG DIMENSJONERING	17
5.4 DRIVEMETODER	17
5.5 STABILITETSFORHOLD OG VANNLEKKASJER	18
5.6 VANSKELIGHETSGRAD OG SIKRINGSOMFANG	18

5.7 SIKRINGSKOSTNADER	19
5.7.1 FJELLSKJÆRING	19
5.7.2 TUNNEL	19
5.7.3 BOLTING	19
5.7.4 VANN OG FROSTSIKRING, PE-SKUM	19
5.7.5 SPRØYTBETONG	20
5.7.6 FULL UTSTØPING	20
5.7.7 RIGG OG DRIFT	20
5.8 BORBARHET OG SPRENGBARHET	20
5.9 ANVENDELSE AV UTSPRENGTE MASSER	21
6 KONKLUSJON	22
6.1 PLASSERING	22
6.2 VIDERE UNDERSØKELSE	22
7 REFERANSELISTE	23
VEDLEGG	24
1. STEREOPLOTT	
2. INGENIØRGEOLOGISK KART	
3. FLISIGHETSNOMOGRAM	
4. SKRÅNINGSPROFIL I	
5. SKRÅNINGSPROFIL II	
6. LØSMASSESJÆRING - VOLUMESTIMAT «WORST CASE»	
7. LENGDEPROFIL	
8. KOSTNADOVERSLAG MED USIKKERHETSBREGNING	

1 Innledning

På bakgrunn av NSB's ønske om å tilby kunder kortere reisetid på Rørosbanen vurderes det å forbedre eksisterende jernbanenett på flere steder. I denne rapporten ser vi på muligheita for å omgå ein skarp sving ved Godøya omtrent 1 km sør for Rognes jernbanestasjon i Midtre Gauldal kommune. Tanken er å legge jernbanelinja i tunnel under Hestflotten for å rette ut sporet og på den måten få kortare strekning og høgare fart. Rapporten inngår samtidig som ein del av fag nr 21540 «Ingeniørgeologisk prosjektering» ved NTH, Trondheim.

I tillegg til eigne undersøkelser på traseen undersøkte vi og om det var gjort tilsvarende undersøkelser i området tidlegare. NSB har to korte tunneler like ved vår planlagte tunnel, men disse er ikkje kartlagte. Den eine ligg rett nord for Godøya og er i dag fullstendig utstøpt. Den er derfor ikkje mulig å kartlegge. Den andre ligg rett sør for Hestflotten, men vart av adkomstvansker og sikkerhetsmessige årsaker ikkje undersøkt nermare. På andre sida av dalen bukte riksveg 30 seg oppover mot Røros og går gjennom «Svølgjatunnelen». Denne såg vi nermare på avdi geologien hadde likhetstrekk med vår egen tunnel.

Undersøkelsane har gått i tre faser. Den første (september 1995) innebar gjennomgang av eksisterande kartmateriell, flyfoto og søk etter tidlegare rapporter om geologiske forhold m.v. Den andre var befaring på Godøya fredag 26 september d.å med kartlegging av bergartgrenser, sprekker, svakheitsoner og lausmasser. Videre vart det samla inn prøvemateriell for testing i ingeniørgeologisk laboratorium samt at det vart gjort målinger for å beregne RQD og Q-verdi. Tredje fase var testing av innhenta steinprøver i ingeniørgeologisk laboratorium. Parametre som borbarheit, sprengbarheit og klassifisering av tunnelmassen vart her beregna for å gi grunnlag for evaluering av sikringsbehov, kostnader og mulig etterbruk av massene m.v. Dei tre fasene er beskrivne i kapittel 3 «Utførte undersøkelser».

2 Grunnlagsmaterieil

2.1 Topografisk kart

Området rundt traséen var ikkje dekket av eit kartblad åleine. Vi satte derfor saman det topografiske kartet av følgjande deler:

Kartserie : Midtre Gauldal, Sør-Trøndelag.
Blad nr : CM 117-5-3 Stordalen
CM 116-5-1 Kjellen
CL 117-5-4 Fættin
Målestokk : M 1:5000

2.2 Berggrunnskart

Det eksisterer kun dette eine kartet.

Kartserie : Røros og Sveg
Målestokk : M 1:250 000

Detaljeringsgraden er her så dårleg at vi ut frå kartet ikkje kunne sei sikkert kvar bergartsgrensene gjekk. Egen kartlegging vart derfor nødvendig for å sikre nøyaktige resultat.

2.3 Kvartærgeologisk kart

Også her var detaljeringsgraden dårleg. Men det var likevel til hjelp som supplement til egen kartlegging.

Kartserie : Sør-Trøndelag fylke
Målestokk : M 1:250 000

2.4 Flyfoto

Følgende flyfoto ble benyttet:

Fjellanger Widerøe U79 2148, serie E11 - E14, F4 - F7 tatt 6. sept. 1978.

2.5 Andre

Rapporter på ferdigstilte vegtunneler:

- Rv 30 «Svølgjatunnelen sluttrapport» /1/.
- E 6 v/Støren «Hagatunnelen» og «Brattlibergtunnelen», sluttrapporter /2/ og /3/.
- Kopier av kostnadsposter på «Grillstadtunnelen», E6 nord for Trondheim /4/.
- Spesifikasjon trasékurve og tunneltverrsnitt /5/.

3 Utførte undersøkelser

3.1 Feltundersøkelser

3.1.1 Strøk og fall

Det ble utført måling av strøk og fall på foliasjon og sprekker. Disse målingene ble benyttet til å konstruere et stereoplott (vedlegg 1), som gir en god oversikt over retningen av svakhetsplan og -retninger. Det ble også laget en sprekkeros til bruk på det ingeniørgeologiske kartet (vedlegg 2).

3.1.2 Q-verdi

Q-metoden er et klassifiseringssystem som uttrykker bergmassens stabilitet og kvalitet ved *Q-verdien*. For de ulike parametre som inngår i denne henvises det til kompendiet «Ingeniørgeologi-fjell» /6/ s. 12.18. Når disse parametrene er bestemt kan Q-verdien beregnes ved hjelp av formelen:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

Det ble i felt utført en vurdering av Q-verdien på overflaten ved hjelp av tomrestokk og skjønn.

3.1.3 Bergartsbestemmelse

Bergarten ble karakterisert petrografisk og et antatt representativt prøvemateriale ble innhentet for videre laboratorieundersøkelser for analyse av materialtekniske parametre. Eventuelle bergartsgrenser ble undersøkt nærmere.

3.1.4 Løsmasser

Det er viktig å skaffe seg en oversikt over løsmasseforholdene i området da dette kan ha betydning for grunnvannsforhold, evt. lekkasjer i tunnelen og masseflytning ved påhuggsted. Det ble sett etter karakteristiske landskapsformer som kunne avsløre noe om områdets kvartærgeologiske historie. Et grustak ved Godøya gård (observasjonspunkt 11, vedlegg2) ble nærmere undersøkt da dette er i det aktuelle påhuggsområdet.

3.1.5 Svakhetssoner

Ved flyfotostudier før feltbefaring ble det observert et fåtall *mulige* svakhetssoner. Disse ble nærmere undersøkt i felt og nødvendige observasjoner som strøk/fall-målinger ble utført.

3.2 Laboratorieundersøkelser

Det innhentede materialet ble utsatt for en rekke forsøk i laboratoriet. Første trinn var å bore ut kjerner med diamantbor ($d = 32\text{mm}$). Det ble boret i to retninger: Parallelt med og normalt på foliasjonen. Disse kjernene ble benyttet til punktlasttesten. Resten av materialet ble knust ned og brukt til videre forsøk.

Fra fallprøven ble flisighetstallet (f) og sprøhetstallet (S_{20}) beregnet.

Borsynkindeksen DRI ble beregnet ut fra Sievers J-verdi funnet fra Sievers miniatyrborforsøk, og sprøhetstallet S_{20} funnet fra fallprøven.

Borslitasjeindeksen BWI ble beregnet ut fra slitasjeverdien AV og borsynkindeksen DRI.

Det ble gjort målinger av materialets densitet, ρ , der $[\rho] = \text{g/cm}^3$.

Det ble utført en differensialtermisk analyse (DTA) på materialet for å bestemme mineralinnholdet.

Punktlasttesten ble utført som beskrevet i «Ingeniørgeologi - fjell» /6/ s. 1.22-29. Metoden for bestemmelse av bergartens densitet kommer vi tilbake til i kapittel 4. Fallprøven, Sievers miniatyrborforsøk og metodene for å beregne DRI og BWI er beskrevet i prosjektrapport 13A-94 «BORBARHET testmetoder» /7/.

4 Resultater

4.1 Resultater fra feltbefaring

4.1.1 Løsmasser/overdekningsgrad

Knausen vi skal gjennom, Hestflotten ved foten av Godøyhammaren var dekket av et anslagsvis 0,5 - 1,5 m tykt jordlag.

På vest- og sørsiden av fjellet var det tydelige terrasser i terrenget. Over elva mot øst og vest observerte vi terrasser i samme kotehøyde som de ved tunneltraséen. Et nederodert isranddelta over dalen syntes sannsynlig. En nøyere undersøkelse på løsmassekartet støttet denne antakelsen. På vestsiden av Hestflotten var det også et lite grustak med tydelig kryssjiktning og sand i middels grov fraksjon. Dette underbygger også teorien om et isranddelta.

På østsiden av fjellet gikk vi over et slakt stigende og fuktig terreng. Løsmassene her er trolig morene og nederst rester av et isranddelta. Dybden ned til fjell var svært vanskelig å anslå ut fra visuelle observasjoner.

4.1.2 Bergartstyper/bergartsfordeling

Bergarten i området var glimmerholdig, kvartsrik og stedvis magnetkisførende. Denne dekket alle blotningene vi observerte (vedlegg nr 2). Det spesielle var at vi langs det gamle sporet kunne observere at den skiftet mellom å være skifrig og massiv (se fig. 4.1). Andre bergarter observerte vi ikke.



Figur 4.1: Observasjonspunkt nr. 2, massivt berg til venstre og skifrig til høyre.

4.1.3 Dagfjell/forvitring

Skjæringene ved jernbanesporet var relativt lite påvirket av forvitring. Litt spesielt var derfor den kraftige rustfargen i området. Det er sannsynlig at den kommer av oksyder fra magnetkisen som bergarten inneholdt. Denne rustsonen gikk uansett ikke særlig dypt, anslagsvis 1 cm.

4.1.4 Oppsprekking

Som det går fram av ingeniørgeologisk kart (vedlegg 2) og stereoplott (vedlegg 1) hadde vi to markerte sprekkeretninger (orientering etter høgrehandsregel i Geodat-systemet):

- Sprekkeavstand for sprekker med orientering 210, 60 var ca. 0,5 m.
- Sprekkeavstand for sprekker med orientering 080, 65 var ca. 1 - 2 m.

De ulike faktorene i Q-verdien ble i felt estimert til:

- RQD (middelverdi av 3) = 83
- $J_n = 6$
- $J_r = 1,5$
- $J_a = 1,0$
- $J_w = 0,9$ (mellom 0,66 og 1,0)
- SRF = 1,0

Q-verdien ble fra dette beregnet til 19, noe som gir bergarten betegnelsen «god» med hensyn til stabilitet. Et lite untak kan være i tunnelen nær østre påhugg. Der går ene sprekkesystemet (260,60) nær parallelt med tunnelaksen et 100-150 m. Dette kan muligens gi litt større stabilitetsproblem i heng. Det nevnes også at magnetkisinnholdet i bergarten kan representere en feilkilde ved enkelte av kompassmålingene. Ved observasjonspunkt 1 og 2 var berget så magnetisk at det tydelig påvirket kompassnåla. Ved observasjonspunkt 3 og videre virket det som om målingene stabiliserte seg. Vi fester derfor lit til disse målingene.

4.1.5 Svakhetssoner

Som forventet fra forprosjekteringen kunne vi fra andre siden av dalen se en fordypning i terrenget. Denne gikk ikke så klart fram av flybildene noe som sannsynligvis skyldtes at den var dekt med lauvskog. På et topografisk kart kan vi også se at fordypningen fortsetter på andre siden av elva. På befaring i åsen over tunneltraséen fant vi igjen dette søkket som vi tolker som en *mulig* svakhetsone (denne omtales videre som svakhetsone 1).

Langsmed vestsiden av Hestflotten er terrenget svært bratt. Dette kan være en indikasjon på at vi også her har en mulig svakhetsone (svakhetsone 2). Som den første fordypningen fortsetter også denne på andre siden av elva men er adskillig brattere.

I vedlegg 2 er disse svakhetssonenes utgående tegnet. Av dette kan vi se at strøket for svakhetsone 1 er ca. 200. Fallretningen er usikker, men topografien kan tyde på at den er østlig. Den bratte skrenten ved Hestflotten kan tyde på at svakhetsone 2 er steiltstående. Strøket er ca. 195.

4.1.6 Bergtrykk

Ut i fra topografien kan vi ikke se at bergtrykk blir noe problem da fjelloverdekningen over tunneltraséen ikke er mer enn maksimum 350 m. Erfaringsmessig må høyden være minst 500 m med en stigning på 25° for å kunne forvente problemer i form av bomt berg og sprakefjell. Det var i tillegg ikke tegn til ekstreme tektoniske spenninger i fjellene omkring. Vi kjenner heller ikke til at nærliggende vegtunneler som Svølgja, Haga og Brattliberget har hatt slike problemer.

4.2 Laboratorieundersøkelser

4.2.1 Flisighetstallet, f

Flisighetstallet bestemmes fra diagram i vedlegg 3. Sikting og veiing ga følgende resultater:

Matr. > 11,2 mm:	<u>802 g</u> (34,5%)
11,2 mm > Matr. > 8 mm:	<u>1032 g</u> (44,3%)
Matr. < 8 mm:	<u>494 g</u> (21,2%)
Totalt:	<u>2328 g</u>

Flisighetstallet f (fra nomogram) = **1,34**

4.2.2 Fallprøve og sprøhetstall

Fallprøven brukes til å bestemme sprøhetstallet S_{20} , som er definert som vektprosent materiale som passerer 11,2 mm-siktet etter påkjennning av 20 slag i morteren. S_{20} korrigeres etter pakningsgrad og bestemmes her som middelverdien av 3 forsøk.

Pakningsgrad = 1 i alle tre forsøkene.

Sprøhetstallet S_{20} : $(47,2 + 48,4 + 46,0) / 3 = \mathbf{47,2}$

4.2.3 Sievers miniatyrborforsøk og borsynkindeks DRI

Det ble først gjennomført miniatyrborforsøk på 2 preparerte prøver. På grunn av stor forskjell mellom disse ble et tredje prøvestykke preparert. Prøve 1 hadde meget stor motstandsevne mot riping med hardmetallverktøy. Prøve 2 sprakk veldig lett og boret gikk dypere. Visuelt kunne det observeres mer porer enn i prøve nr. 1. Dette kan skyldes forvitring i dagfjellsonen.

Måling av hulldybder med elektronisk måleutstyr er gjengitt i tabellen under.

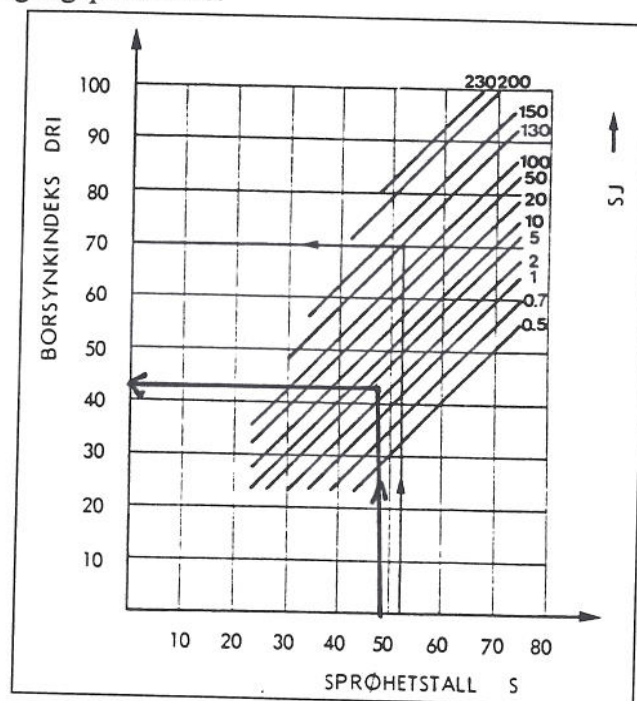
Tabell 4.1: Hulldybder

Borprøve	1	2	3	4	5	6	7
Dyp [1/10 mm]	7,7	4,8	2,4	1,4	1,3	14,3	6,6

Sievers J-verdien ble beregnet som middelverdien av disse målingene, med unntak av målingen på 14,3 / 10 mm, som gir for stort bidrag.

Sievers J-verdi : **4,0**

Borsynkindeksen ble funnet ved hjelp av diagrammet i figur 4.2 med Sievers J-verdi og sprøhetstallet som inngangsparametre.



Figur 4.2: Diagram for beregning av DRI

Fra diagrammet får man at:

DRI = 42

4.2.4 Slitasjeverdi AV og borslitasjeindeks BWI

Slitasjeverdien ble bestemt på grunnlag av følgende målinger:

Vekt av hardmetall «slipere»:

1. 106,333 g
2. 106,646 g

Vekt etter sliping:

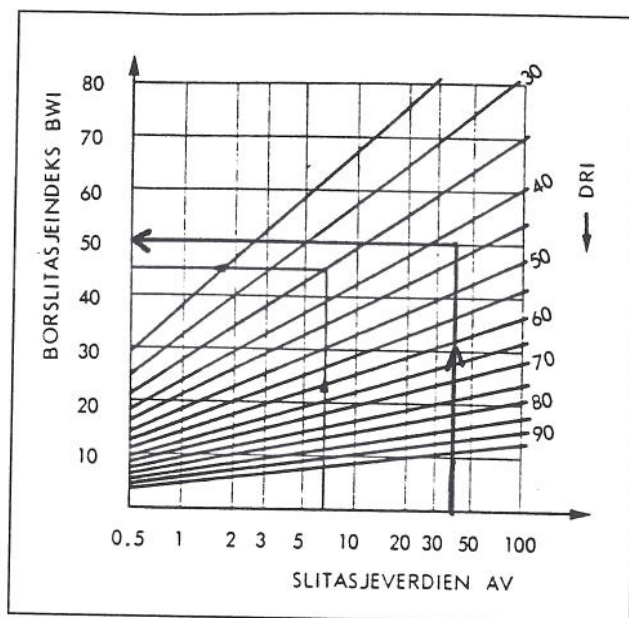
1. 106,297 g
2. 106,601 g

Vektendring:

1. $(106,333 - 106,297)g = \underline{36 \text{ mg}}$
2. $(106,646 - 106,601)g = \underline{46 \text{ mg}}$

Slitasjeverdien er middelverdien av vektendringen: **40,5**

Borslitasjeindeksen BWI beregnes ved hjelp av diagrammet i figur 4.3 med DRI og slitasjeverdien AV som inngangsparametre.



Figur 4.3: Diagram for beregning av BWI

Fra diagrammet leser man ut at:

$$\text{BWI} = 50$$

4.2.5 Densitet

Densiteten av bergartsmaterialet ble beregnet slik:

En mengde bergartsmateriale ble passert i et glass med kjent vekt og volum. Ved å veie glass + bergart + vann kan man finne volumet av bergarten i glasset.

Regnestykket under viser hvordan densiteten ble beregnet i laboratoriet.

Vekt bergart + glass:	<u>1078 g</u>
Vekt glass:	<u>580 g</u>
Vekt bergart: (1078 - 580)g	<u>498 g</u>
Volum glass:	<u>557 cm³</u> (kjent)
Vekt glass + vann + bergart:	<u>1447 g</u>
Vekt bergart + vann:	<u>867 g</u>
Vekt vann: (1447 - 498)g	<u>369 g</u>
Volum stein: (557 - 369) cm ³	<u>188 cm³</u>

Dermed kan densiteten til bergartsmaterialet beregnes slik:

$$\text{Densitet bergart} = (\text{vekt bergart}) / (\text{volum bergart}) = 498 \text{ g} / 188 \text{ cm}^3 = \underline{2,65 \text{ g/cm}^3}$$

4.2.6 Differensialtermisk analyse (DTA)

En DTA gir grunnlag til å bestemme prosentvis innhold av ulike mineraler i en prøve. Det henvises forøvrig til notat «111 - differensialtermisk analyse» /8/ for nærmere beskrivelse av testen.

Mineralinnhold:

- Kvarts 51%
- Magnetkis 0,7%

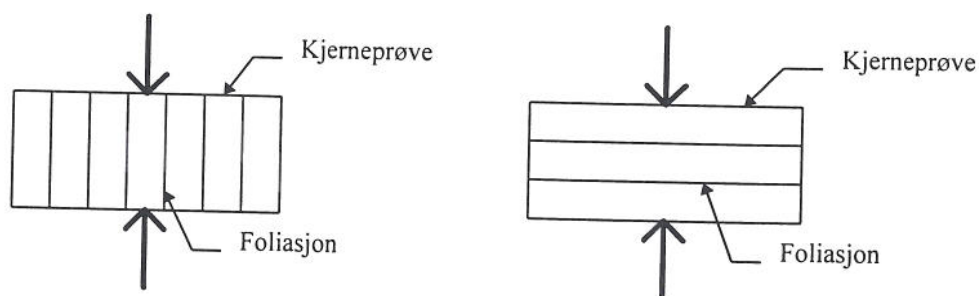
Det ble i tillegg visuelt konstatert et visst innhold av grafitt og glimmer på sprekkene, men dette ble ikke konstatert i denne analysen.

4.2.7 Punktlasttest

Punktlasttesten gir et mål på bergartens strekkstyrke. Den ble utført på 31,5mm utborete bergartskjerner (boret har diameter 32mm, men slark gjør at de utborede bergartskjernene får mindre diameter). Kjernene ble boret ut i to retninger:

- 1) Normalt på foliasjonen
- 2) Parallelt med foliasjonen

Kjernene ble testet diamentralt og i vannmettet tilstand.



Figur 4.4: Orientering av kjerner under punktlasttesting.

Punktlaststyrkeindeksen (I_s) defineres slik /6/ s. 1.24:

$$I_{s(d)} = P / D^2$$

der P er påført last ved brudd, og D er diameter i prøven. Siden diameteren på kjernene avviker fra 32mm, korrigeres $I_{s(d)}$ ved hjelp av formelen /6/ s. 1.25

$$I_{s(r)} = I_{s(d)} \left(\frac{85 - r}{85 - d} \right)$$

Der $r = 32\text{mm}$ og $d = 31,5\text{mm}$. Fra /6/ s. 1.22 har man sammenhengen mellom punktlaststyrkeindeks og enakset strekkstyrke:

$$\sigma_t \approx 0,9 \cdot I_{s(r)}$$

I «Kompendium i bergmekanikk» er følgende sammenheng gitt mellom punktlaststyrkeindeks og enakset trykkstyrke /9/ s. 48:

$$\sigma_c \approx 10 \cdot I_{s(r)}$$

Disse resultatene er presentert i tabellen under.

Tabell 4.2: Resultater fra punktlasttesting

Kjerner boret normalt på foliasjonen					Kjerner boret parallelt med foliasjonen				
Nr.	$I_{s(d)}$ [Mpa]	$I_{s(r)}$ [Mpa]	σ_t [Mpa]	σ_c [Mpa]	Nr.	$I_{s(d)}$ [Mpa]	$I_{s(r)}$ [Mpa]	σ_t [Mpa]	σ_c [Mpa]
1	1,78	1,78	1,6	17,8	1	4,45	4,45	4	44,5
2	1,48	1,48	1,33	14,8	2	11,9	11,9	10,7	119
3	1,88	1,88	1,69	18,8	3	9,19	9,19	8,27	91,9
4	1,68	1,68	1,51	16,8	4	8,9	8,9	8,01	89
5	2,57	2,57	2,31	25,7	5	7,81	7,81	7,03	78,1
6	3,95	3,95	3,56	39,5	6	7,81	7,81	7,03	78,1
7	2,87	2,87	2,58	28,7	7	10,1	10,1	9,09	101
8	1,88	1,88	1,69	18,8	8	3,46	3,46	3,11	34,6

På grunn av anisotropi i bergarten varierer resultatene fra enkeltforsøkene noe. Ved en del av målingene traff man på oksiderte sprekker som svekket prøvens mekaniske styrke. Det var også andre forhold som innvirket på styrken. I prøve nr. 6 (boret normalt på foliasjonen) ble det målt en meget høy verdi. Enkelte av prøvene gikk til brudd i flere ledd og i andre oppsto det brudd i aksial retning.

4.2.8 Oppsummering av resultater

Laboratorieresultatene er kort oppsummert i tabell 4.3.

Tabell 4.3: Laboratorieresultater.

Densitet	2,65 g/cm ³
Flisighetstall, f	1,34
Sprøhetstall, S ₂₀	47,2
Sievers-J	4,0
DRI	42
AV	40,5
BWI	50
$I_{s(r)}$ (gjennomsnittlig, boret normalt f.)	2 MPa
$I_{s(r)}$ (gjennomsnittlig, boret parallelt f.)	8 MPa
σ_c (gjennomsnittlig, boret normalt f.)	23 MPa
σ_c (gjennomsnittlig, boret parallelt f.)	80 MPa
σ_t (gjennomsnittlig, boret normalt f.)	2 MPa
σ_t (gjennomsnittlig, boret parallelt f.)	7 MPa

5 Vurderinger

5.1 Plassering

Trasé 1 og 2 på det ingeniørgeologiske kartet (vedlegg 2) definerer grovt yttergrensene for tenkt linjeføring. Siden hensikten med tunnelen er utretting av linjen må den ikke trekkes for langt ut mot Gaula. Dette vil føre til at tidsbesparelsen bli alt for liten. Målsetningen må være å kunne opprettholde ca. 100 km/t på en så lang strekning som mulig. Vi har derfor satt trasé 1 som utgangspunkt for våre vurderinger.

Det har ved plassering av trasé 1 blitt lagt vekt på å gi banen en så stor kurveradius som mulig. Man har med hensyn til geologi relativt stor frihet til å velge trasé. Feltundersøkelsene påviste ikke store svakhetssoner eller annet som tvinger tunnelen inn i én bestemt korridor. En faktor som kan vise seg å gi større problemer er mulighetene for store løsmasse mektigheter ved begge påhugg. Dette diskuteres nærmere i kapittelet nedenfor. Et annet forhold som man også bør være oppmerksom på er muligheten for nedfall/ras på linjen fra den bratte skrenten nordøst for påhuggstedet ved Godøya gård. Dette er særlig aktuelt for et påhuggsted som ligger nærmere denne skrenten enn inntegnet på kartet.

Det ansees som mest aktuelt å drive fra vestsiden med påhugg i nærheten av Godøya gård. Her er mulighetene tilstede for å opprette anleggsveier og skaffe adkomst til området for anleggsmaskiner. Vei inn til gården eksisterer allerede.

5.2 Løsmasseproblemene

Som nevnt over kan vi få endel problemer med den valgte plasseringen for trasé 1. Vi kjenner ikke løsmassemektingheten ved påhuggene. I og med at brebevegelsen har vært fra SØ mot NV kan det tenkes at det ligger igjen relativt store mektigheter av morene på østsiden av fjellet. I tillegg er det spor etter israndavsetning her. Trasé 1 skjærer dessuten på skrå inn i fjellsiden, noe som forlenger problemområdet.

Problemet er derfor :

- Hvor mye løsmasser har vi?
- Hva gjør vi med store løsmassemektingheter?

Løsmassemektinghetene kan bestemmes ved hjelp av geofysiske undersøkelser. Av disse er refraksjonsseismikk den mest brukte til ingeniørgeologisk kartlegging, og det antas at denne er mest aktuell også her.

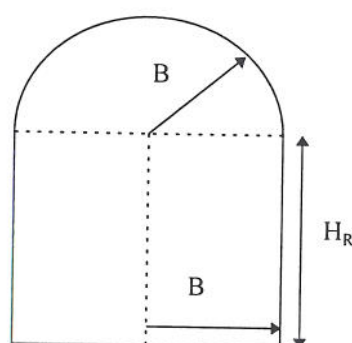
Vi gikk ut ifra tommelfingerregelen om at minimum overdekning skal være lik tunnelhøyde. Sett østfra må derfor de første 200 meterne fjernes med gravemaskin og eventuelt sprengning. Dersom løsmasseoverdekningen jevnt over er 0,5 - 1,5 m vil ikke skråningen bli høyere enn at masseflytningene blir overkommelige. Har vi derimot kun løsmasser hele veien disse 200 meterne vil situasjonen bli en helt annen. Vi vil få en mye høyere skråning, og krav til skråningsvinkel på skjæringen vil medføre at vi må ta vekk enorme mengder løsmasser. Ut fra to tegnede tverrsnittsprøfler (se vedlegg 4 og 5) får vi et inntrykk av disse masseflytningene. På disse vedleggene (4 og 5) er det tegnet inn linjer som angir maksimal skråningsvinkel for morene og grus. Dersom vi har slike mektigheter på løsmassene må vi

bevege oss fra trasé 1 og utover mot trasé 2 for å få en rimelig tunnel. Her er det observert fast fjell og løsmasse- og skjæringsproblematikken reduseres kraftig. Ulempen med dette alternativet er at linjens kurveradius og tillatte hastighet reduseres.

På vestsiden går vi også inn i løsmasser, men her går traséen normalt inn på skråningen. I tillegg er fjellsiden relativt bratt i bakkant så løsmassemektingen antas derfor å være relativt liten. Dersom det likevel skal brukes geofysiske målinger på østsiden kan det vurderes å ta en mektighetsmåling her også.

5.3 Utforming og dimensjonering

Tunnelprofilen forutsettes å være geometrisk utformet som et rektangel der hengen er halvsirkelformet. Ut i fra tabell /5/ s. 24, som gir tunnelens bredde og høyde ut fra sporets horisontalradius, og fra figur 5.1 kan det nødvendige tverrsnittsarealet beregnes.



Figur 5.1: Geometri av tunneltverrsnitt

Fra tabellen får vi:

$$H_R = 3,96 \text{ m}$$

$$B = 3,18 \text{ m}$$

Formelen for arealet A av tunneltverrsnittet blir:

$$A = H_R \cdot 2B + \left(\frac{\pi}{2} \cdot B^2\right)$$

Det blir nødvendig å lage H_R større på grunn av overbygningen. Fra samme heftet som sportabellen /5/ finner vi at H_R må økes med 0,85 m. Hvis man antar at det blir nødvendig å støpe ut deler av tunnelen med 0,5 m tykkelse rundt hele konturen blir nødvendig utsprengt tverrsnitt:

$$A_{\text{dim}} = \underline{57 \text{ m}^2}$$

5.4 Drivemetoder

Den eneste aktuelle drivmetoden for dette anlegget er konvensjonell boring og sprengning. Riggkostnadene for en TBM-maskin er erfaringsmessig alt for store til at det vil lønne seg for en så kort tunnel.

5.5 Stabilitetsforhold og vannlekkasjer

De to mulige svakhetssonene som ble observert i felt har potensiale til å gi stabilitetsproblemer i tunnelen. Men disse burde i så fall være overkommelige da strøket er noenlunde normalt på tunnelaksen. Muligheten for at de eksisterer gjør at vi må ta med noen meter full utstøpning i kostnadsberegningen.

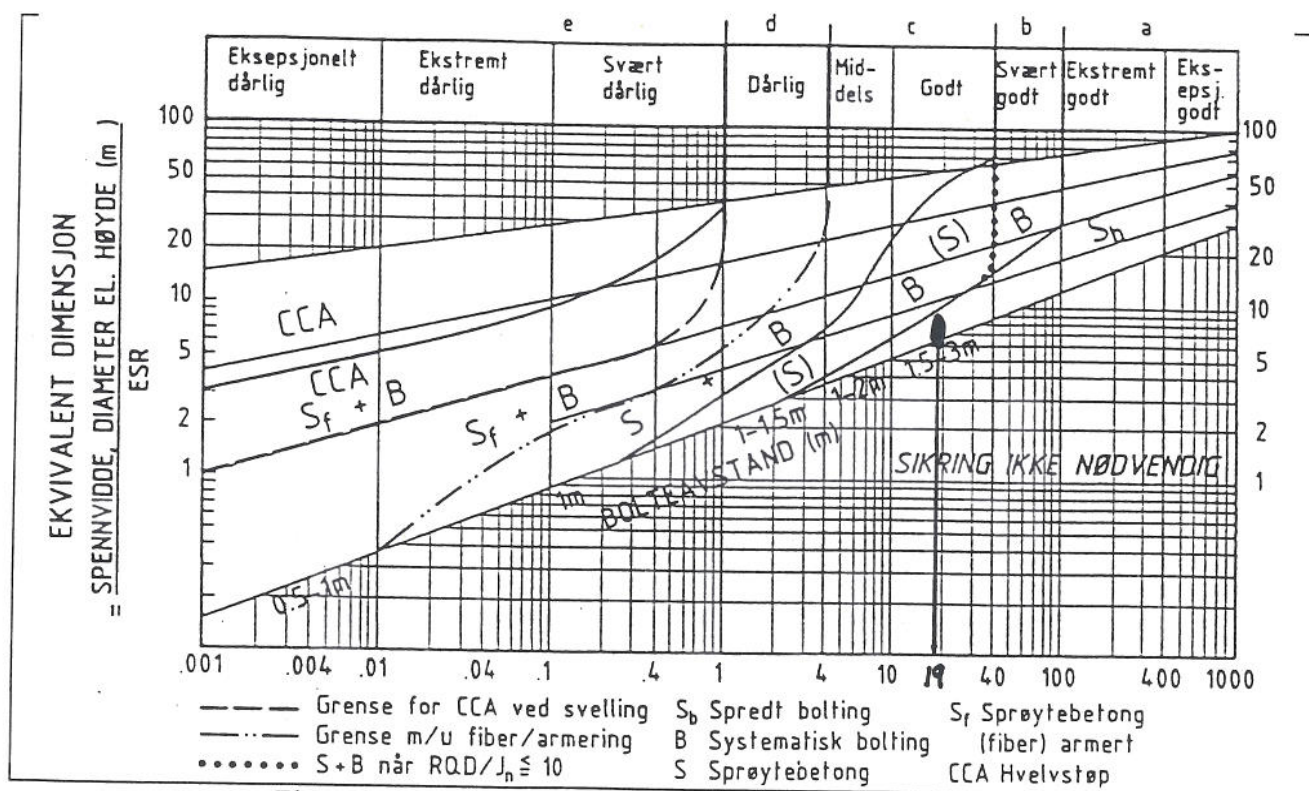
Den mulige svakhetssonen nærmest påhuggstedet ved Godøya gård (svakhetsone 2) kan føre til problemer, særlig hvis den faller i vestlig retning. Det kan bli nødvendig å gå lengre i skjæring, noe som gir et stort kostnadsbidrag.

Det er vanskelig å forutsi omfanget av vannlekkasje i tunnelen. Dette vil avhenge av grunnvannsnivå over traseen og hvor gjennomsettende sprekkene er. Uansett vil selv liten innlekkasje av vann være et problem, særlig med tanke på isdannelse om vinteren.

På grunn av bergartens innhold av magnetkis er det å forvente at vannet kan være spesielt svovelsurt og demed virke nedbrytende på sprøytebetong og bolter. Dette må det tas hensyn til ved valg av sikringsmidler. Korrosjon kan svekke bergbolter over tid og utkrystallisering av salter i betong kan føre til svekkelse av denne. Det vil igjen sette ned virkningen av innstøpte bolter på noe lang sikt.

5.6 Vanskelighetsgrad og sikringsomfang

Ved vurdering av sikringsomfang er det benyttet erfaringstall fra tidligere drevne tunneler og resultatet fra klassifiseringen etter Q-metoden. Figuren under (hentet fra «ingeniørgeologi - fjell» /6/ s. 12.9) viser sikringsomfang som funksjon av Q-verdi og forholdet (høyde, bredde el. spennvidde) / ESR (Equivalent support ratio).



Figur 5.2: Vurdering av sikringsbehov etter Q-metoden

For vegtunneler er ESR i området 1,0 - 1,3. Q-verdien var beregna til 19, noe som angis som «god», og tunnelhøyden er knapt 8 m. Ut fra dette sier figuren at sikringsbehovet vil være svært lite. Det angis kun spredt bolting eller ingen sikring overhodet. Det siste ansees ikke for å være særlig sannsynlig. For meir detaljert beskrivelse mtp vurdert sikringsbehov henvises det til kommentarer gitt i kapitelet om sikringskostnader nedenfor

5.7 Sikringskostnader

Det er her satt opp hovedpostane ved beregning av fjellarbeider og sikring. Beregninga tar utgangspunkt i ønsket om strak linjeføring og vil følgelig gjelde trasé nr 1 slik den er tegna på kartet (vedlegg 2). Prisane er satt ut frå samanlikning med pris og geologiske forhold/materialfaktorer for andre tunneler. Den mest sentrale er Svølgjatunnelen /1/ pga sin nære beliggenhet og like geologi, men vi har og sett på Grillstad tunnelen /4/, Brattliberg tunnelen /3/ og Hagatunnelen /2/. Egen erfaring er ikkje å påregne, men vi har brukt skjønn så langt det syntes rimelig. Vi valgte å regne kostnadsoverslaget med ei innbakt usikkerhetsanalyse. Det er i den anledning gitt nedre grense (Ng), øvre grense (Øg) og antatt verdi (Av) for både pris og mengdeanslag. Det er vidare regna ut middelvei for kvar post ut frå fylgjande vektlegging : $M=1/5*(Ng+3*Av+Øg)$. Denne er grunnlaget for kostnadsoverslaget. Det er i tillegg også regna ut standardavvik og varians for postane. Sjølv tabellen er gitt i vedlegg 7. Sluttsum for fjellarbeid og sikring er beregna til ca 8.0 Mill kr, men det må i den forbindelse knyttes nokre kommentarer til kvar post.

5.7.1 Fjellskjæring

Mengde er grovt beregna ut frå at vi tenker oss ei kjegle. Ved påhugget har denne en høyde på 2*tunnelhøyden. Bredden er konstant lik tunnelbredden. Fra påhugget og ut mot enden av nye traséen avtar fjellovermassen slik at dette volumet får en kjegleform. Denne posten er meget usikker som følge av at løsmassene ikkje er kartlagt. Fjelloverdekninga er da heller ikkje kjent. Dette gjenspeiler seg også i den store variansen, noko som betegner denne regnemåten. Klarlegging av dette forholdet synes nødvendig før prosjektet føres vidare.

5.7.2 Tunnel

Tunnellengda vart estimert ut i frå ønske om 1*tunnelhøyde overdekning ved påslag. Når disse legges til grunn får lausmassemektigheita liten innverknad på sjølv tunnellengda. Ellers spelar faktorane DRI, BWI ei stor rolle då dei meir en antyder både dårleg borsynk og høg borslitasje. Kostnad pr m³ er derfor lagt i overkant av vanlig kostnad på 100-120 kr/m³.

5.7.3 Bolting

Oppsprekkingsgrad i dagen, Q-verdi og samanlikning med lignande forhold i Svølgjatunnelen tilseier alle lite behov for sikring. Q-verdien anslår spreidd bolting og muligens sprøytbetong. Vi valgte derfor ein antatt verdi på 0,5 bolt/m, noko som ligg litt over sluttresultatet i Svølgja.

5.7.4 Vann og frostsikring, PE-skum

Vi forventer at tunnelen i si heilheit vil fryse innvendig. Vegvesenet fortel at tunneller lenger en vår frys heilt inn pga kaldt klima og daltrekk som går i samme retning som tunnelane. Frostsikring må derfor gjerest i dei tunneldeler som ikkje er tørre. Det å anslå vannforhold er sjølv sagt vanskelig så vi favner litt breitt (Ng på ca 30% av tunnellengd og Øg på 100 %).

5.7.5 Sprøytbetong

Mengdeanslag på ca 2 m^3 for vanlig sikring. Ved bruk som erstatning for full utstøpning i mindre svakhetsoner forventes eit volum pr løpemeter ($\text{Areal ytre} - \text{Areal indre}$)*1m = $10 \text{ m}^3/\text{lm}$, forutsatt 0,50 m tjukkelse.

5.7.6 Full utstøping

Det er påvist to mulige svakhetsoner. Dersom disse er større en 0,5-1 m så er ikkje sprøytbetong å anbefale.

5.7.7 Rigg og drift

Denne posten er ofte satt opp som 15% av ovenforstående poster. Vi har ingen indikasjon på at denne bør endres

Stadig rasjonalisering og utvikling av arbeidsplanorganisering kan vel presse denne litt nedover i tider med hard konkurranse. Generell prisstigning vil neppe virke mykje inn da den også inngår i kostnadene ovenfor. Tunnelen er av normal størrelse og adkomsten er kort og lett. Unntaket er kanskje dersom det påvises mykje lausmasser og NSB likevel holder på trasé nr 1. Det vil da bli ekstra arbeid med tilrigging på østsida for å angripe løsmassene. Samtidig auker også totale kostnader kraftig. Ein så dramatisk hendelse er i dag ikkje rimelig å forvente så vi lander derfor på eit anslag på 15 %.

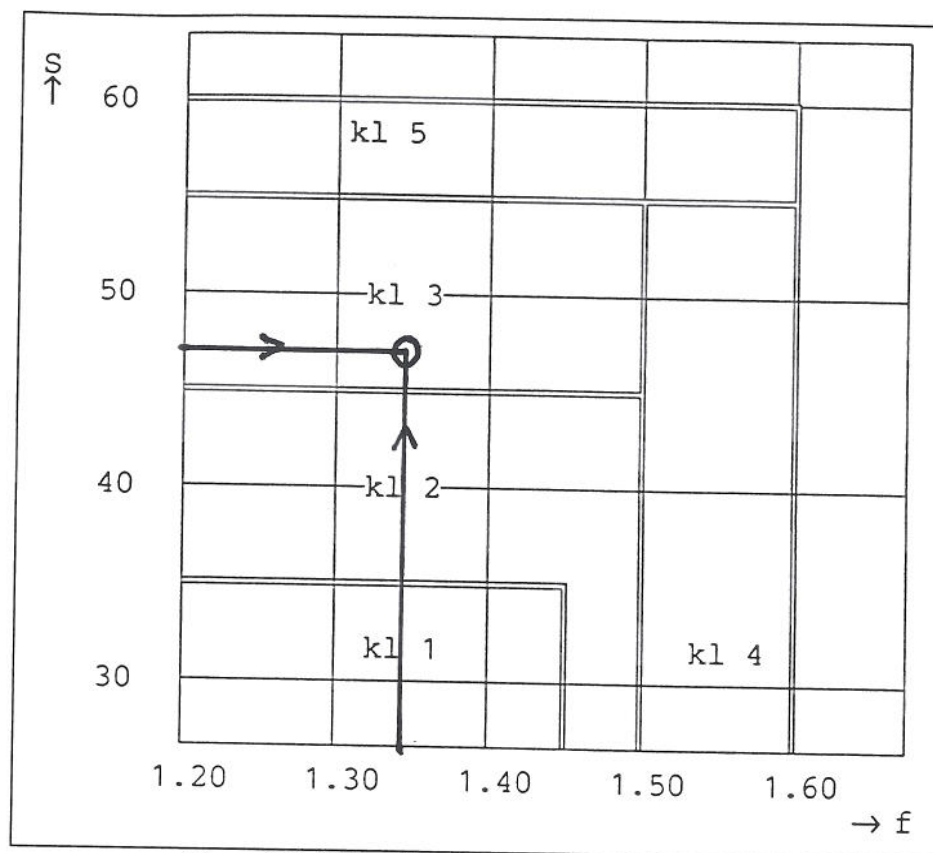
5.8 Borbarhet og sprengbarhet

Bergarten i området har en BWI (Bit Wear Index) på 50, og dette kan klassifiseres som «meget høy til høy» /6/. En slik BWI indikerer at borslitasjen vil bli stor, og utgiftene til borutstyr tilsvarende høye. I laboratoriet ble det observert at boret hadde en tendens til å sette seg fast. Dette vil i likhet med borslitasjen ha negativ innflytelse på inndriften.

Sprengbarheten nedsettes av foliasjonen som utgjør svakhetsplan der detonasjonsenergien kan dempes, slik at man ikke oppnår like god fragmentering som i en sprøere bergart. Det medfører at sprengbarheten må karakteriseres som dårlig.

5.9 Anvendelse av utsprenge masser

Ved hjelp av figur 5.3 under kan det utsprenge steinmaterialets egnethet til vegformål avgjøres. Inngangsparametre er flisighet og sprøhetstall. Klasse 1 er høyeste kvalitet.



Figur 5.3: Klassifisering av steinmateriale.

Materialet klassifiseres til **klasse 3**, altså middels godt egnet til vegformål.

En annen mulighet er å legge sprengsteinen i tipper langs sporet for senere å bruke den som fyllmasse langs linja. Det kan også bli aktuelt å benytte noe av massene til anleggsveier frem til tunnelpåhugget og som grunnmasse under ny trase over jordet ved Godøya gård.

6 Konklusjon

6.1 Plassering

Kostnadsforholdene blir avgjørende for den endelige plasseringen av tunnelen. Det ser etter vår vurdering ut til at det billigste alternativet blir liggende nærmere trasé 2 når man tar hensyn til de potensielle problemene som tidligere er beskrevet for trasé 1.

6.2 Videre undersøkelse

Det er essensielt å avklare løsmasseforholdene på begge sider av tunnelen. Dette gjøres mest effektivt ved hjelp av refraksjonsseismikk. Vi anbefaler at det utføres refraksjonsseismikk på profiler som går over både trasé 1 og 2, parallelt med og normalt på prosjekterte traséer. De mulige svakhetssonene bør også undersøkes nærmere. Hvis man først har bestilt refraksjonsseismikk gir det forholdsvis liten merkostnad å kjøre et par profiler over disse.

Hvis NSB sine behov likevel skulle tilsi at trasé 1 bør velges kreves det videre prosjektering for sikring av løsmasseskråning.

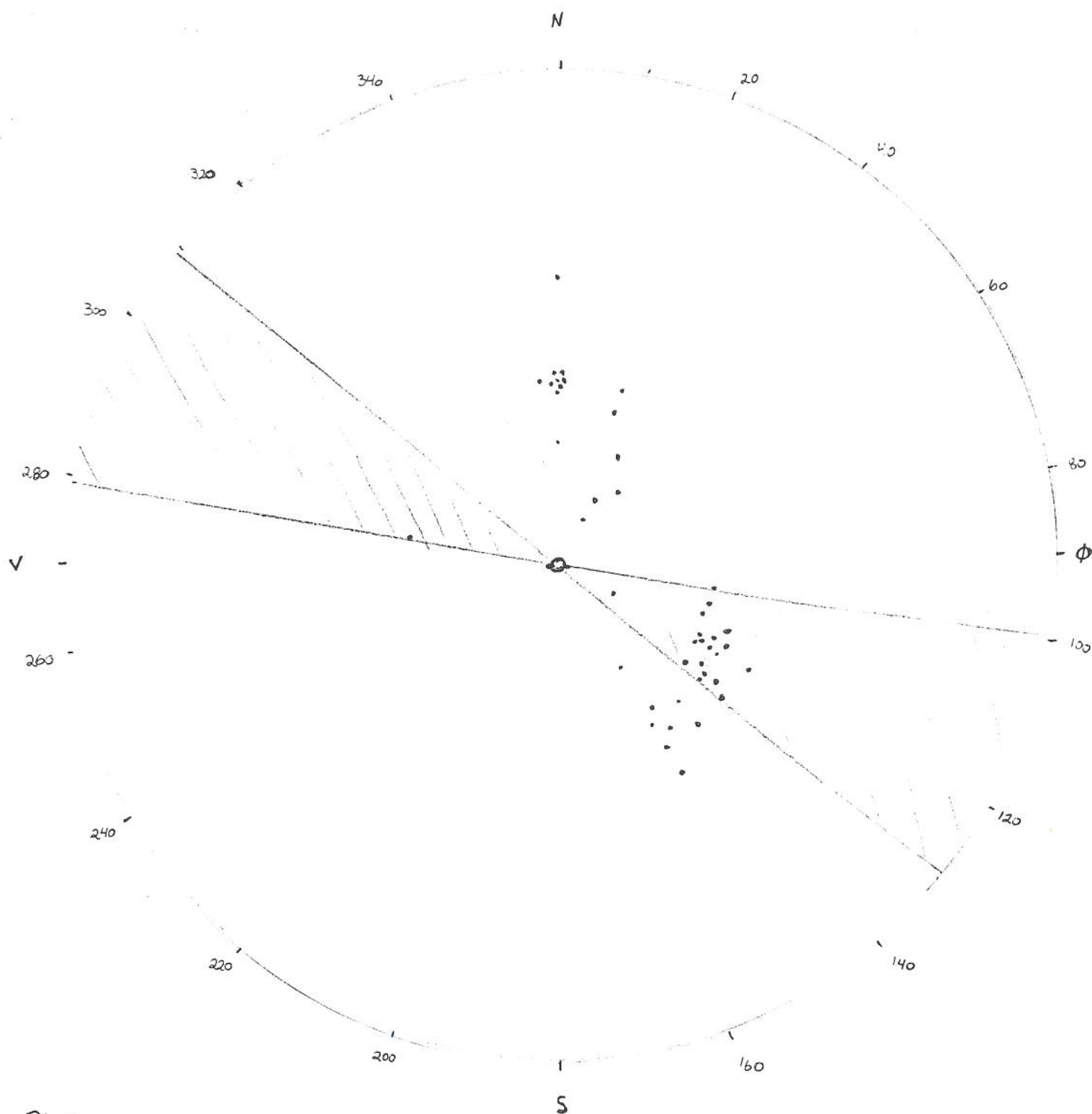
7 Referanseliste

- /1/ Statens vegvesen Sør-Trøndelag v/Lars Bjørgård
«Sluttrapport Rv 30 Osøy bru - Ålen, parsell Haltdalen sentrum - Svølgjatunnelen».
Mars 1995
- /2/ Statens vegvesen Sør-Trøndelag (19??): «Hagatunnelen - Sluttrapport».
- /3/ Statens vegvesen Sør-Trøndelag (19??): «Brattlibergtunnelen».
- /4/ Samla litteratur utlevert i fag 21540 Ingeniørgeologisk prosjektering, NTH hausten 1995
«Prosjekteringsoppgave. Kostnadsoverslag»
«Eksempel på ukeinndrifter»
«Sprenging, sikring m.v i vegtunneler, priseksempler»
Fagansvarlig: prof B. Nilsen
- /5/ Utdrag fra NSB's regelverk for sportraséer og dimensjonering av overbygning. (Ingen eksakt referanse er oppgitt). NSB Divisjon Nord v/ B.Nermoen hausten 1995.
- /6/ E.Broch og B. Nilsen (1992): «Ingeniørgeologi fjell», Institutt for Geologi og Bergteknikk, Norges Tekniske Høgskole.
- /7/ O. Johannesen (1994):« Prosjektrapport anleggsdrift13A-94. Borbarhet testmetoder», Institutt for bygg og anleggsteknikk, NTH.
- /8/ «III Differentialtermisk analyse». Ingeniørgeologiske labprosedyrer, Sintef Bergteknikk, NTH 07.05.92.
- /9/ A. Myrvang (1994): «Kompendium i Bergmekanikk», Institutt for geologi og bergteknikk, Norges Tekniske Høgskole.

Vedlegg

- 1. Stereoplott**
- 2. Ingeniørgeologisk kart**
- 3. Flisighetsnomogram**
- 4. Skråningsprofil I**
- 5. Skråningsprofil II**
- 6. Løsmasseskjæring - volumestimat «Worst case»**
- 7. Lengdeprofil**
- 8. Kostnadoverslag med usikkerhetsberegning**

STEREOGRAM - GLODDYA



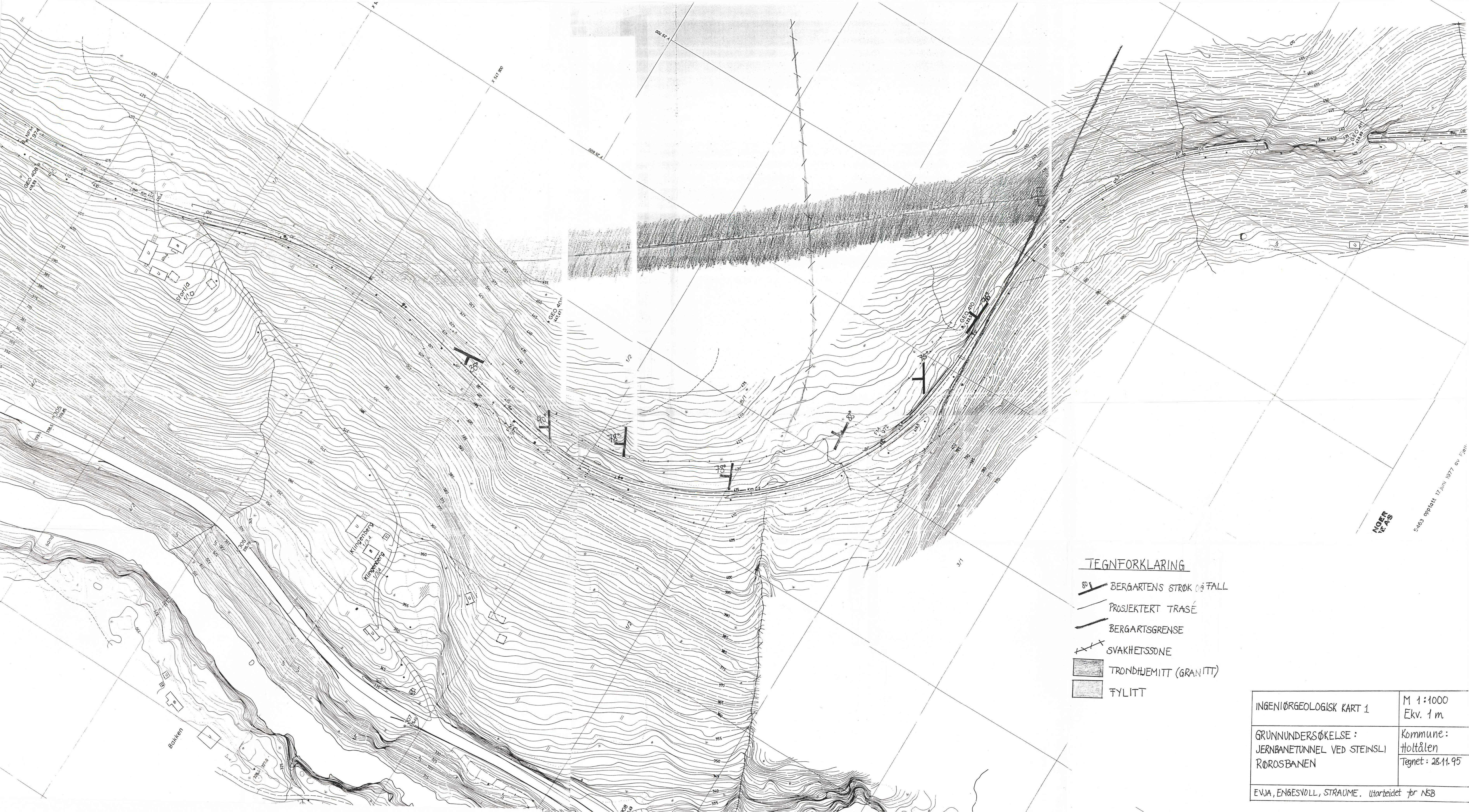
Plott av normaler til sprøkkeplan

EKVATORIAL projeksjon

Nedre halvkule - Wulff's nett



Strøketninger Trase nr 1.

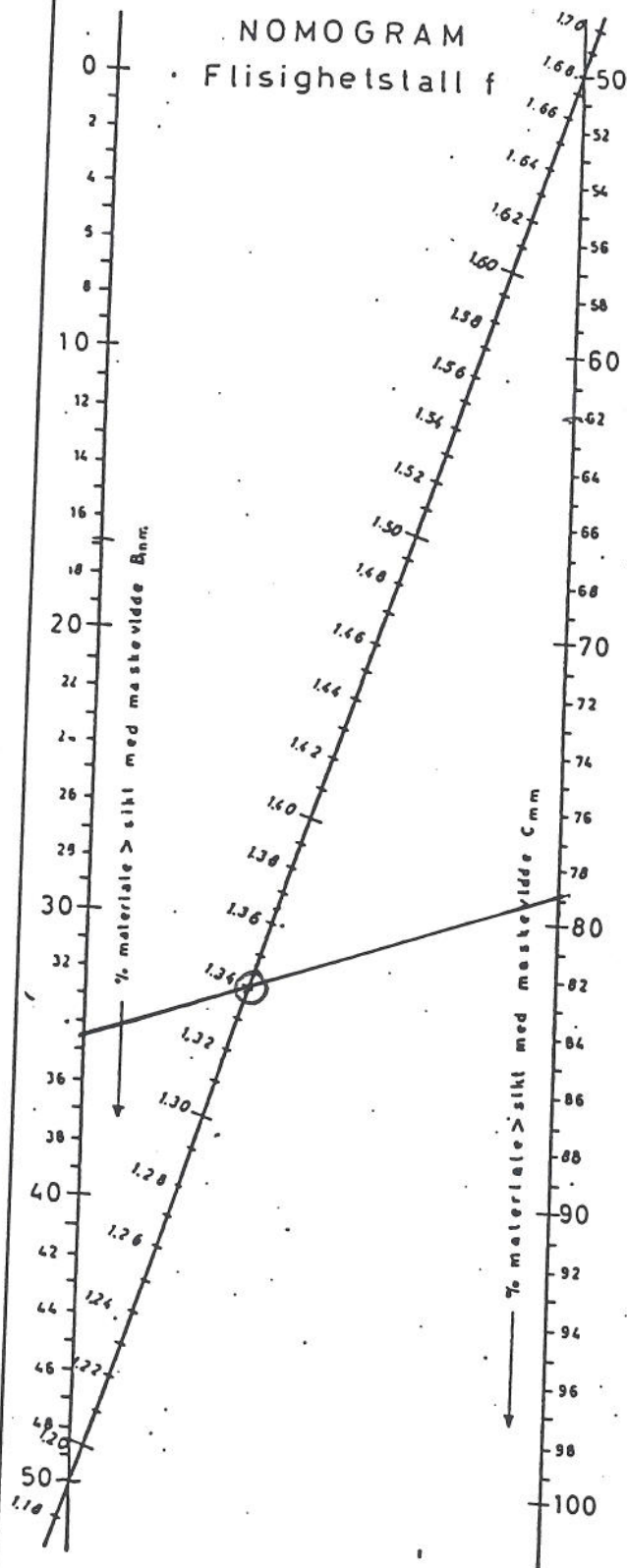


TEGNFORKLARING

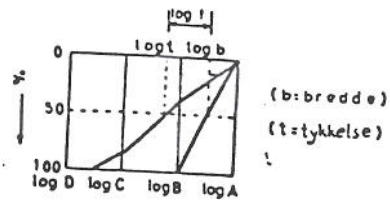
- BERGARTENS STØK OG FALL
- PROSJEKTERT TRASE
- BERGARTSGRENSE
- SVAKHETSSONE
- TRONDHEMITT (GRANITT)
- FYLITT

INGENIØRGEOLOGISK KART 1	M 1:1000 Ekv. 1 m
GRUNNUNDERSØKELSE: JERNBANETUNNEL VED STEINSLI RØROS BANEN	Kommune: Holtålen Tegnet: 28.11.95
EVJA, ENGESVOLL, STRAUME. Utarbeidet for NSB	

NOMOGRAM Flisighetstall f



Definisjon av flisighetstallet f:

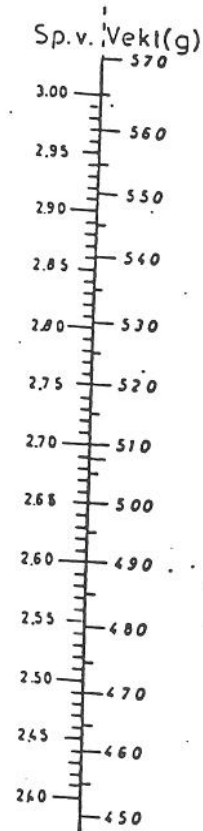


$$C = D\sqrt{2}, B = C\sqrt{2}, A = B\sqrt{2}$$

$$f = \frac{b_{225}}{t_{300}}$$

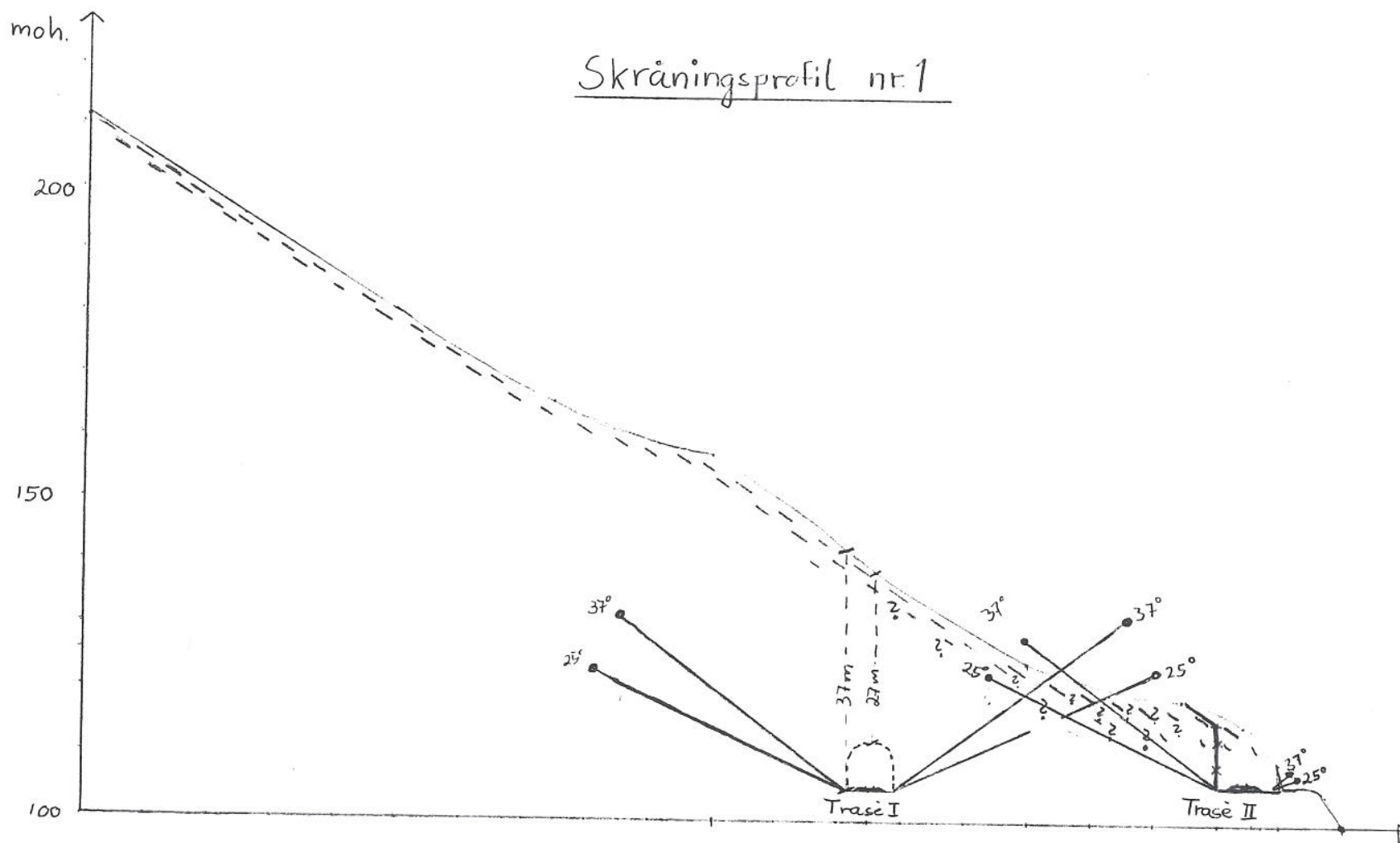
$$\log f = \log b - \log t$$

Vektkorreksjon for SPRÖHETSTALL



GEOLOGISK INSTITUTT
N.T.H.

• Ingeniørgeologi.



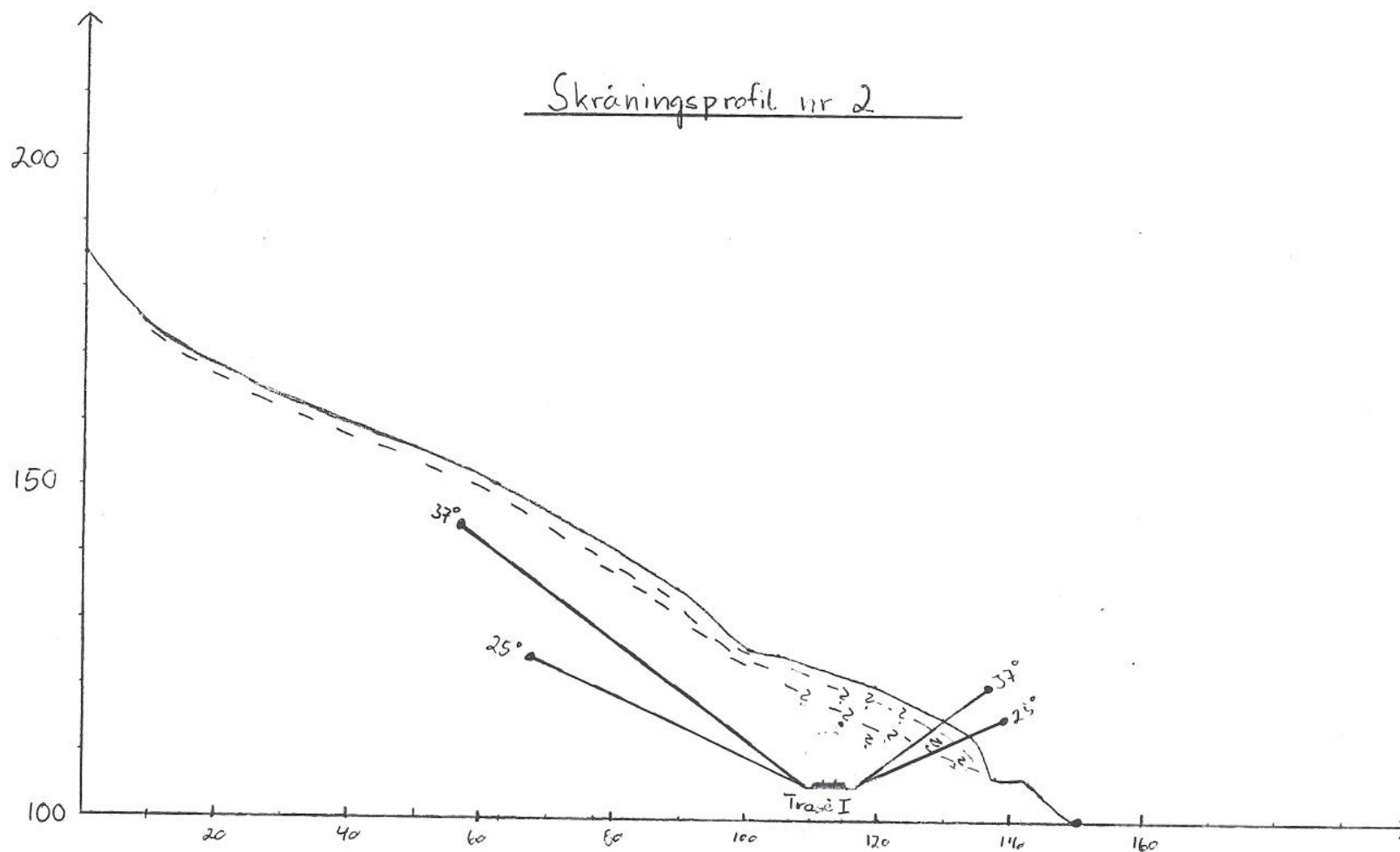
 Antatte løsmasse
 mektighet (morene)

 Område hvor løsmasse
 mektighet er veldig
 usikker (morene/sand)

 Skråningsvinkel i evt
 løsmasse
 morene ~ max 37°
 sand ~ max 25°

 Evt fjellskjæring

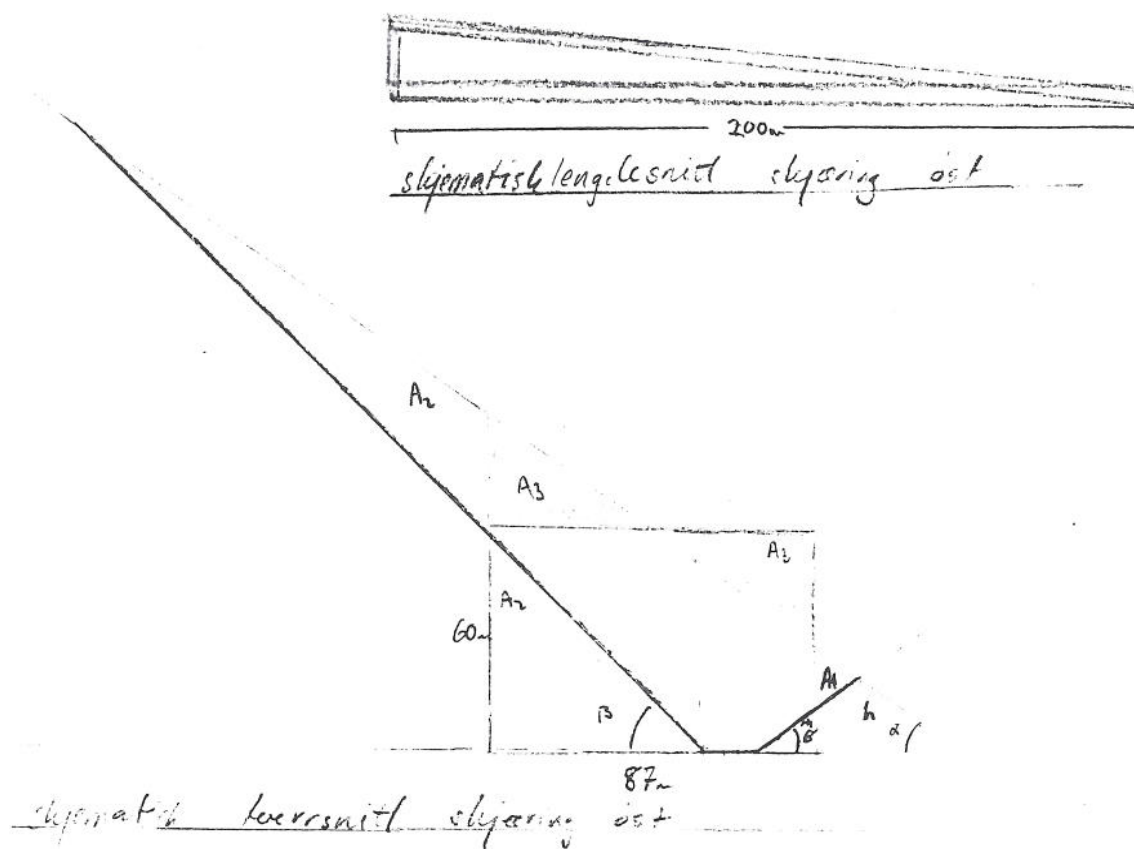
Skråningsprofil nr 2



Antatte Løsmasse-
mæktighet (morene)

Område hvor løsmassemæktighet
er veldig usikker (morene/sand)

Skråningsvinkel i evt løsmasse
morene ~ max 37°
Sand ~ max 25°

VOLUMESTIMAT - LØSMASSER

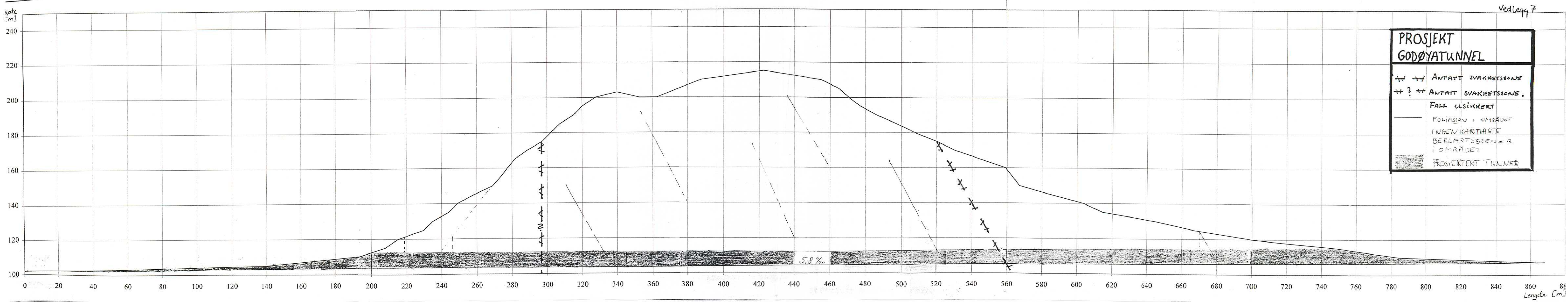
α = skråningsvinkel, her 30°

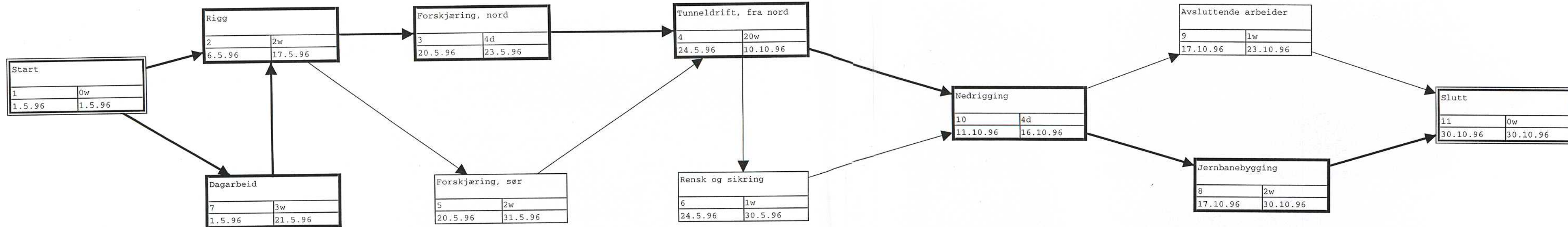
β = største vinkel for skråningsstabilitet, her 35° (morene)

Volum løsmasser (øst), worst case

$$V_{\text{los}} = (87 * 60 * 200) / 2 \text{ m}^3 = 522\,000 \text{ m}^3$$

Vi kan dermed anslå masseflyningen av løsmasser til å være mellom 500 000 og 600 000 m³ dersom mesteparten av massen er morene. Er det mest av sand og grus, vil dette tallet bli større p. g. a. mindre stabilitetsvinkel av løsmassene.





Name		Critical	Milestone	Subproject
ID	Duration	Noncritical	Summary	Marked
Scheduled Start	Scheduled Finish			

Kostnadsoverslag med usikkerhetsanalyse:

Prosjekt: Jernbanetunnell ved Godøya

Referanseforutsetninger:

Kun kostnader ved fjellarbeider inkludert sikring (arb/perm)

Ng = nedre grense

Av = antatt verdi

Øg = øvre grense

M = Middelvei = $1/5 \cdot (Ng + 3 \cdot Av + Øg)$

S = Standardavvik = $1/5 \cdot (Øg - Ng)$

S² = Varians

lm=løpemeteter langs tunnelakse

Tverrsnittareal [m²] 57

Tekst/prosess	Ng	Av	Øg	M	Kostnadsoverslag [kr]	S	Varians
Driving							
Fjellskjæring, volum [m ³]	1700	20000	27000	17740		5060	25 603 600
Fjellskjæring, kostnad [kr/m ³]	90	95	100	95	1 685 300	2	4
Tunnellengde, [m]	420	440	455	439		7	49
Tunnelkostnad, [kr/m ³]	115	125	140	126	3 152 898	5	25
Sikring							
Boltetetthet [bolter/m]	0,3	0,5	1,25	0,61		0,19	0
Bolter, pris [kr/stk]	250	300	350	300	80 337	20	400
PE- skum, [m ²]	3170	4000	9290	4892		1224	1 498 176
PE- skum, [kr/m ²]	320	340	360	340	1 663 280	8	64
Armert sprøytebetong [lm]							
øvanlig bruk	20	0	70	18		10	100
utstøyping	10	0	15	5		1	1
Armert sprøytebetong [m ³]							
øvanlig bruk	40	0	140	36		20	400
utstøyping	100	0	150	50		10	100
Armert sprøytebetong [kr/m ³]	3500	3800	4000	3780	325 080	100	10 000
Utstøyping, [lm]	0	10	40	14		8	64
Utstøyping, [kr/lm]	11000	13000	14000	12800	179 200	600	360 000
SUM [kr] : Kun sprøytbetong, inkl 15% rigg og drift					7 942 929		
Kun utstøyping (ingen sprøytbetong), inkl. 15% rigg og drift					7 775 167		

Under følger rapport nr. 2

**Institutt for Geologi og Bergteknikk
Norges Tekniske Høgskole**

Steinsli jernbanetunnel, Rørosbanen



**Anne Torild Engesvoll
Karen Marie Straume
Hanne Marthe Evja**

29.11.95

Forord

Denne prosjekteringsoppgaven er gitt i faget Ingeniørgeologisk Prosjektering, og den omhandler Steinsli jernbanetunnel på Rørosbanen. Det er tenkt å legge traséen i tunnel for å unngå en skarp sving. Vi håper dette prosjektet kan være til hjelp ved en eventuell tunnelbygging.

Vi retter en takk til veilederne Bjørn Nilsen og Brede Nermoen.

Trondheim, 1. desember 1995

Karen Marie Straume
Karen Marie Straume

Anne Torild Engesvoll
Anne Torild Engesvoll

Hanne Marthe Evja
Hanne Marthe Evja

Sammendrag

Det er ønskelig å korte ned kjøretiden på strekningen Støren - Røros. Vi har av den grunn foretatt en forprosjektering av Steinsli tunnel.

Denne tunnelen vil gå i fyllitt. Ut fra laboratorieundersøkelsene fant vi at fyllitten har dårlig til middels borbarhet. Det er normalt en plastisk bergart, hvor det som regel er liten vanngjennomstrømning. Videre fant vi en verdi for borslitasjeindeksen som viste høy borslitasje. Det ventes god sprengbarhet.

Det ventes få problemer i forbindelse med drivingen av tunnelen. Det er funnet en svakhetssone, som kan være vannførende. Denne sikres ved hjelp av fiberarmert sprøytbetong og bolter. Påhugget i sør-øst har liten overdekning, ved å bolte horisontalt noe utenfor profilet vil en hindre oppsprekking ved sprengning.

I skjæringene utenfor påhuggene i begge ender anbefales det nærmere undersøkelser av løsmassemektingene. Kjerneboring anbefales ikke ved denne tunnelen.

Vi har anslått middels vanskelighetsgrad, og alvorlig skadekonsekvensklasse. Det fører til geoteknisk skadeklasse 2.

Tunnelen vil koste ca. 7,8 mill kroner, dette tallet har en usikkerhet på 50 %. Anleggstiden har vi antatt at blir ca. 6 måneder, med en ukeinndrift på 25 meter.

Vi har vurdert prosjektet til å være gjennomførbart med hensyn til det ingeniørgeologiske aspektet.

Innhold

1. INNLEDNING	3
1.1 BAKGRUNN	3
1.2 TIDLIGERE UTFØRTE UNDERSØKELSER I OMRÅDET	3
1.3 UTFØRTE UNDERSØKELSER	3
2. GRUNNLAGSMATERIALE	3
3. UTFØRTE UNDERSØKELSER	4
3.1 FELT	4
3.2 LAB	5
4. RESULTATER	5
4.1 TOPOGRAFI OG LØSMASSE	5
4.2 DAGFJELL OG FORVITRING	6
4.3 REGIONALGEOLOGI	6
4.4 BERGARTER LANGS DEN PÅTENKTE TRASE	6
4.5 OPPSPREKKING	8
4.6 BERGTRYKK	9
4.7 SVAKHETSSONER	10
4.8 LABORATORIEUNDERSØKELSER	10
5. VURDERINGER	10
5.1 PLASSERING	10
5.2 ORIENTERING	11
5.3 UTFORMING OG DIMENSJONERING	11
5.4 DRIVEMETODER	11
5.5 STABILITETSFORHOLD OG VANNLEKKASJER	11
5.6 VANSKELIGHETSGRAD OG SIKRINGSOMFANG	12
5.7 BORBARHETEN	13
5.8 SPRENGBARHET	13
5.9 ANVENDELSE AV UTSPRENGTE MASSE	13
6. FRAMDRIFTSPROGNOSE	14
7. KOSTNADSKALKYLE	14
8. VIDERE UNDERSØKELSER	15
9. KONKLUSJON	16
BIBLIOGRAFI	17
INNHALDSFORTEGNELSE OVER VEDLEGG	18

1. Innledning

1.1 Bakgrunn

Rørosbanen ble bygget i 1877, og linjen følger en trase med veldig mye svinger. NSB vurderer nå å legge deler av jernbanen i tunneler, for å korte ned strekningen og tiden toget bruker på denne ruten. Vår oppgave var å utarbeide en ingeniørgeologisk forundersøkelserapport for en aktuell tunnel ved Steinsli, som ligger i Haltdalen i Sør-Trøndelag fylke. Den nye traséen vil bli ca. 650 meter lang. Tunnelen vil hovedsaklig gå gjennom bergarten fyllitt, med en forskjæring i trondhemitt.

Rapporten omhandler foretatte undersøkelser, resultatene av disse, vurderinger og konklusjon. Ved vurderinger er hovedvekten lagt på ingeniørgeologiske forhold, men fremdriftsprognose og et kostnadsoverslag er også tatt med.

1.2 Tidligere utførte undersøkelser i området

Statens Vegvesen bygget Svølgjatunnelen i Holtålen i 1992, der Rv 30 går gjennom i dag.

Rolf Flatebø utførte i 1968 en geologisk undersøkelse i området Ålen-Haltdalen som sin hovedoppgave ved Universitetet i Oslo.

1.3 Utførte undersøkelser

Vi har vært på feltbefaring i området. Vi gikk langs den nåværende jernbanetraséen, og undersøkte de tilgjengelige fjellblotninger. Deretter gikk vi over den planlagte trasé for å vurdere løsmassecoverdekningen, samt forløp av mulige svakhetssoner. Vi tok med oss steinprøver av fyllitt og trondhemitt. Disse har vi siden undersøkt i laboratoriet, og funnet forskjellige bergartsparmetre. (BWI, DRI, punktlaststyrke og mineralinnhold)

2. Grunnlagsmateriale

* Topografisk kart

M 1:50.000, serie M 711, kartblad 1720 IV, over Ålen.

* Berggrunnskart

M 1:1mill, kartblad Norge.

M 1:250.000, kartblad Røros og Sveg.

Kart i målestokk 1:50.000 finnes ikke over dette området.

* Flyfoto

Fra Norsk Luftfoto og Fjernmåling, M 1:15.000, serie 11573, kartblad E7-10, F5-7.

* Geologiske rapporter

Ingeniørgeologisk rapport i forbindelse med bygging av Svølgjatunnelen i Holtålen fra vegvesenet i Sør-Trøndelag, Rv 30, 1992.

* Flatebø, Rolf 1968: Hovedfagsoppgave i geologi: «En geologisk undersøkelse i området Ålen-Haltdalen, Sør-Trøndelag», Universitetet i Oslo.

3. Utførte undersøkelser

3.1 Felt

Vi gikk bort langs den nåværende trasé, og tilbake over den planlagte trasé. Et par hundre meter fra stasjonen er det en tunnel med lengde ca. 100 meter. Den er bygd på samme tid som Rørosbanen, det vil si i 1887. Det var ikke satt opp sikring i tunnelen, det ville antagelig vært gjort hvis den hadde vært bygget idag. Denne tunnelen var drevet i trondhemitt, og var noe skifrig i tunnelmunningen. Skifriheten lå parallelt med overflaten, altså typiske eksfoliasjonssprekker. I slike tilfeller kan få påhugg forventet. Innvendig kan tunnelen karakteriseres som tørr. Området ovenfor tunnelen er fuktig, det er derfor ledet bort vann ved å sprengne en veg til det. Vann kan skape frost- og tele problemer. Forvitring skapt av frostsprengning kan også bli et problem, i form av steinsprang.

På nordsiden av tunnelen og i skjæringene bortenfor beregnet vi Q-verdier. Q-verdimetoden klassifiserer fjellet ut fra forskjellige parametre, slik at man ut fra et diagram kan si noe om fjellets kvalitet, egenskaper og totale oppsprekking. Hensikten er å estimere nødvendig sikringsmengde.

Før en kommer fram til selve Q-verdien må en finne seks ulike verdier.

Q-verdien er definert som

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_n}{J_w} \cdot \frac{J_a}{SRF}$$

der RQD (Rock Quality Destination) er et uttrykk for oppsprekkingen i en tenkt boret kjerneprøve, i tre retninger.

J_n beskriver antall sprekkesett

J_r beskriver sprekkenes ruhet

J_a er sprekkematerialets styrke

J_w er sprekevannmengden i fjellet

SRF er et mål på berginnspenningen

SRF er erfaringsmessig liten i fyllitt og trondhemitt. Lave spenninger nær overflaten kan føre til for liten overflateinnspenning, som igjen kan føre til stabilitetsproblemer i hengen og vansker med å oppnå påhugg.

Vi gikk over den planlagte traséen for å vurdere løsmasseoverdekningen og mulige svakhetssoner. I en bekk mener vi at vi traff på fjell i dagen. Vi så en markert svakhetssone i terrenget langs den nåværende traséen.

3.2 Lab

Arne Hov veiledet oss i laben fredag 13. oktober -95. Med utgangspunkt i steinprøvene fra Steinsli foretok vi fire forskjellige undersøkelser. For beskrivelse av fallprøven, Sievers miniatyrborforsøk og slitasjeverdi AV henvises det til \1\.

Fremgangsmåten for å finne punktlaststyrkeindeksen, Is, og Q-verdien, som vi fant i felten, står beskrevet i grunnkursboka \2\.

Ut fra disse forsøkene fant vi borsynkindeksen, DRI, og borslitasjeverdien, BWI, se vedlegg 1. Arne Hov utførte en mineralanalyse for oss.

4. Resultater

4.1 Topografi og løsmasser

Steinsli ligger i Gauldalen i Sør-Trøndelag. Jernbanen slynger seg oppover langs med elva Gaula, banen ligger ca. 350 meter over havet. Stordalshøgda og Grønfjellet ligger på hver sin side av dalen. Disse fjellene når opp i høyder på 900 til 1000 meter over havet. Hovedretning for dalføret i området er VNV-ØSØ.

Steinsli ligger ca. 100 meter over elven Gaula, godt oppe i den relativt bratte dalsiden. Den nåværende traséen går i en sving rundt en berghammer like nord for Steinsli stasjon. En eventuelt ny trasé vil gå i tunnel gjennom denne hammeren.

Fjellhammeren er relativt lav, og største fjelloverdekning antas å være ca. 60 meter.

Løsmassene i området er grusig morene som er overdekket av et tynt lag med humus. Ut i fra kart og feltbefaring, samt flyfotostudier antar vi at det her er en relativt beskjedne løsmasseoverdekning, det vil si mellom 0 og 2 meter. Som tidligere nevnt er det observert fast fjell i en bekk som krysser traséen. Anslått løsmassemektighet her er en halv meter.

Ved det søndre påhugget var det vanskeligere å anslå tykkelsen på løsmassene. Både under feltbefaring og flyfotostudier er det registrert en god del blokker i løsmassene. Det ser ut til at det her kan finnes mer løsmasser enn ellers i området. Det gjøres oppmerksom på at påhugget ligger på støtsiden av isbrebevegelsen. Løsmassene kan derfor vært hardt sammenpakket her.

Vegetasjonen langs tunneltraséen består for det meste av av gran, samt noe bjørk. Skogbunnen er dekket av blant annet blåbærlyng, einer og gress. Det er et fuktig område, og to bekker krysser over jernbanen. På flyfoto sees en bekk som drenerer

nedover langs svakhetssonen, for deretter å forsvinne ned i sprekken før den når tunnelen.

4.2 Dagfjell og forvitring

Både fyllitten og trondhemitten kan karakteriseres som uomvandlet. Men det er observert overflateoksidasjon flere steder i tilknytning til fyllitten. Langs skifrihetsflater i den samme bergarten er det funnet omvandling av biotitt til kloritt. Det er også observert en 20 cm bred forskifringssone i fyllitten.

4.3 Regionalgeologi

Bergartene i området tilhører det såkalte Gauladekket, se vedlegg 2. De er antatt å være hovedsakelig fra kambrisk tid. Bergarten ble innskjøvet i tidlig-ordovicisk tid, det vil si for mer enn 400 millioner år siden. Bergartene ligger i den høyest metamorfe sonen i Trondhjemfeltet. Innholdet av mineraler viser at de har vært utsatt for en normal regional metamorfose.

Det er mange forkastningssoner i området. Hovedretningen for disse er NNØ-SSV, og de følger i hovedsak bergartsgrensene. En del ikke fullt så gjennomsettende, men likevel markante forkastningssoner, går i NNV-SSØ retning.

Hovedbergartene i området er fyllitt/ glimmerskifer, amfibolitt og granittiske bergarter.

Fyllitten/ glimmerskiferen er enkelte steder grafittholdig, og finnes stedvis med sandige og siltige lag. Fyllitten er en omdannet sedimentær bergart av kambrisk til underordovicisk alder. Flere steder inneholder den kvartslinser og -boller.

Amfibolitten er en omdannet vulkansk bergart av kambro-silursk alder. Den er som regel finkrystallin og skifrig, men den opptrer også i mer grovkrystalline og massive varianter.

De granittiske bergartene er intrusive. Deres opprinnelse kan knyttes til den kaledonske fjellkjedefoldingen. Det vil si at de er av prekambrisk til devonsk alder.

Fyllitten og amfibolitten har den mest utpregede skifriheten. På grunn av foldinger av bergartslagene viser skifriheten stor variasjon.

Når det gjelder oppsprekking, viser målinger foretatt av Flatebø at det er spesielt to sprekkesystemer som gjør seg gjeldende i området. De er begge steile, og har retning VNV-ØSØ og NNØ-SSV.

4.4 Bergarter langs den påtenkte trasé

Kartlegging av bergartsgrenser, svakhetssoner og sprekkesystemer er basert på studier av geologiske kart, flybilder og feltbefaring. Resultatene av kartleggingen fremgår av kart 1.

Langs traséen finner vi to forskjellige bergarter, fyllitt og trondhemitt. Hele tunnelen vil gå gjennom fyllitt, se bilde 1, og søndre forskjæring vil gå i trondhemitt.



Bilde 1. Fyllitt

Fyllitten kan karakteriseres som finkrystallin til middels kornig, og den inneholder mye glimmer. Innholdet av kvarts er på 30%. I tillegg til hovedmineralene biotitt og kvarts finnes også en del muskovitt, samt staurolitt. Fyllitten er grålig. Enkelte steder har den en mørk brun-rød farge. Dette skyldes overflateoksidasjon.

Bergarten er ganske skifrig. Parallelt med et sprekkesystem, som forøvrig faller sammen med skifrihetsplanet, finnes kvartslinser i enkelte områder. Lensene er som regel fra noen millimeter til 4-5 cm tykke. De viser ofte tegn til småfolding av bergartene. Lensene kan opptre ned til noen centimeter fra hverandre. Også store boller av kvarts er funnet. Bollene kan komme opp i en størrelse på 1 m³. Strøkretingen på skifrihetsplanet er ØNØ-VSVlig, med fall mellom 70 og 85° nord.

Trondhemitten er en intrusiv bergart som trengte seg fram under siste foldefase. Den er relativt grovkornig. Bergarten inneholder ca. 26% kvarts. Det finnes også mye plagioklas i bergarten, samt noe amfibol og biotitt.

Trondhemitten har en steil grense som faller sammen med skifriheten i sidebergarten. Etter Flatebø har det vært tektoniske bevegelser langs grensen med dannelse av en tynn mylonittsone. Den har altså rekrystallisert med nydannelse av blant annet kvartsmineraler. Det er muligheter for at biotitten har blitt klorittisert i bevegelsessonen.

4.5 Oppsprekking

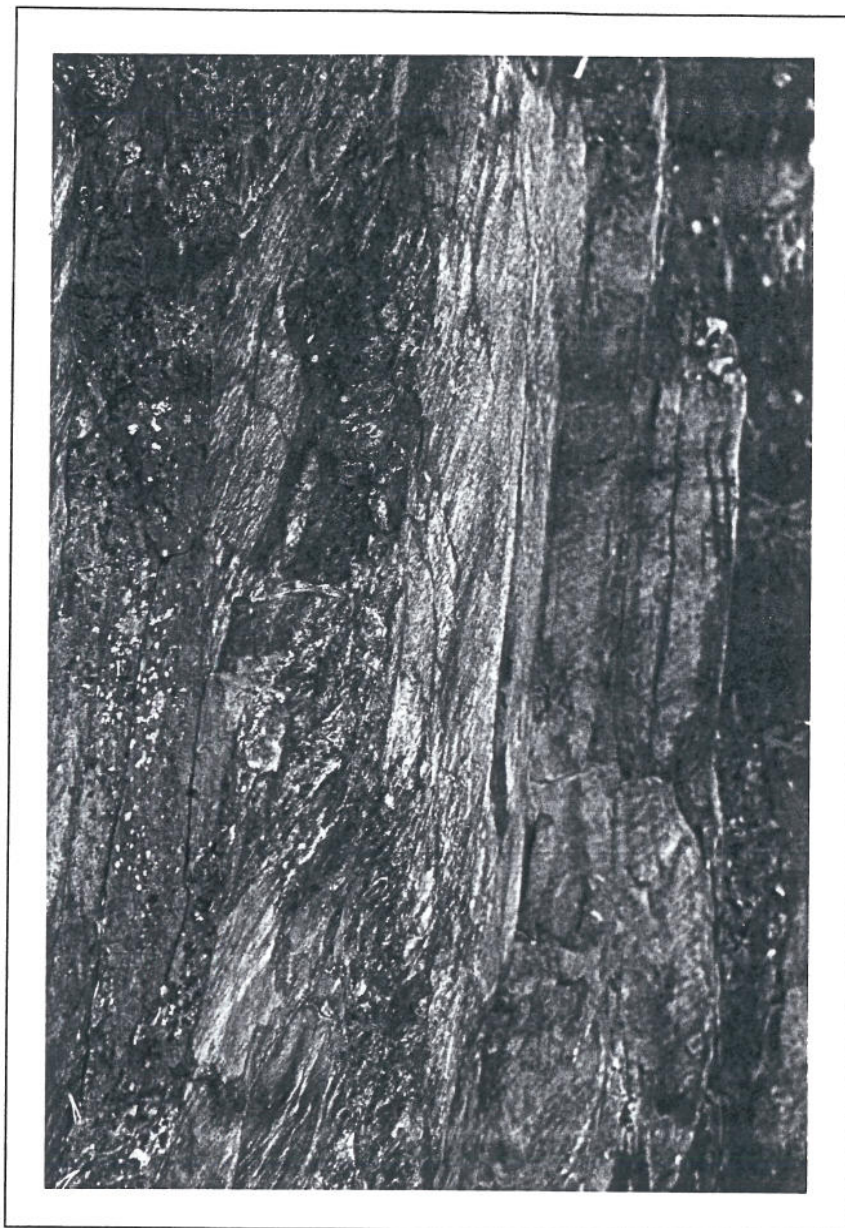
Resultatene fra sprekkekartleggingen er representert ved hjelp av en sprekkerose. En sprekkerose viser de forskjellige sprekkeplans orientering og relative hyppighet. Sprekkes strøkretning er avsatt på en forenklet kompassrose, mens relativ mengde av sprekkeplaner er avsatt i radiell retning. Utenfor de avsatte sprekkeretningene er det påført sprekkes fall og fallretning. Til sammen er 40 sprekker avsatt i rosen, se vedlegg 3. Sprekkerosen er konstruert for sprekker målt i felten, langs med jernbanens skjæring. En sammenligning med sprekkemålinger foretatt av Flatebø, viser god overensstemmelse med våre målinger.

I trondhemitten finnes det to godt utviklede sprekkesett. Det ene settet har retning NØ-SV, mens det andre har retning NV-SØ. Sprekkene er relativt plane og ru, og de er uten sprekke materiale. Avstanden mellom sprekkeplanene er ca. 1 meter. I tillegg finnes det stikk og riss i bergarten.

I fyllitten er det spesielt ett sprekkesett som gjør seg gjeldende. Dette har retning ØNØ-VSV med et varierende fall mot NV. Disse sprekkeplanene opptrer relativt hyppig. Avstanden er mellom et par centimeter i oppknuste områder, til noen titalls centimeter andre steder, se bilde 2. Et annet sprekkesett har retning NNV-SSØ, og et fall mellom 20 og 35° mot vest. Sprekkeretningen sees meget godt på flyfoto av høyfjellet. Sprekkavstanden anslås til å være mellom 30 - 40 centimeter til 1 - 1,5 meter. Det siste sprekkesettet har retning normalt på det siste sprekkesettet. Det har en nesten østlig retning, og faller steilt mot nord. Avstanden mellom sprekkeplanene er rundt 1 meter. De fleste sprekkeplanene er uten sleppemateriale, men et fåtall av de observerte sprekkeplanene inneholdt et belegg. Materialet besto trolig av omvandlet glimmer. En av de observerte sprekkeplanene var vannførende. Generelt er sprekkeplanene plane og ru.

Overflateparallel oppsprekking er observert i Trondhemitten, men ikke i fyllitten. Det er antagelig tektoniske spenninger som er skyld i den overflateparallelle oppsprekkingen i trondhemitten.

Fyllitten endte opp med Q-verdi lik 8,3. Dette klassifiseres etter Q-metoden som middels klasse og brukbart. Trondhemitten har en Q-verdi på 17,4. Dette regnes for å være en god klasse. Denne metoden er svært subjektiv og avhenger dermed av hvilke verdier man velger.



Bilde 2. Oppsprekkingsgrad

4.6 Bergtrykk

Høyden på kammen den planlagte traséen skal gå i gjennom er ca. 60 meter. Mulighetene for påhugg ble vurdert i forhold til løsmassemekktigheten og topografien. Det ser greit ut for påhugg i begge ender, men det er brattest i nordenden. Ved dette påhugget vil stabilitetsproblemene være mindre på grunn av at en får større overdekning i starten.

Ved å bruke tommelfinger-regelen om høyde mindre enn 500 meter, og vinkel mindre enn 25 grader, kan man si at de indre spenninger i fjellet her ikke vil være for høye. Her vil høyden på kollen være ca. 250 meter, og vinkelen ca. 60 grader. På grunn av overdekningen vil det derimot kunne bli et problem med for lav innspenning ved tunnelmunningene, spesielt ved det søndre påhugget. Stabilitetsproblemene vil kunne

opptrer i form av utrasinger i hengen. Området er ikke utsatt for tektoniske spenninger, de eneste spenningen som opptrer er gravitasjonsspenninger.

4.7 Svakhetssoner

På kart og flyfoto er det oppdaget en svakhetsone som krysser tunnelalternativet, samt noen svakhetssoner som har samme retning som denne sonen. Svakhetssonen har retning NØ-SV, og den har et steilt fall. Svakhetssonen er meget tydelig på nedsiden av den nåværende jernbanetraséen. Den kan også sees i fjellsiden på den andre siden av dalen. På oversiden av jernbanen forsvinner sonen, for så å dukke opp igjen oppe på høyfjellet. Konturen av svakhetssonen kan derimot sees på flybilder. Tykkelsen på svakhetssonen antas å være ca. 1,5 meter. Der er ikke foretatt noen analyse av sleppematerialet i svakhetssonen. Antatt forløp av svakhetssonen er tegnet inn på kartene. Se kart 1 og profiltegning vedlegg 4. Det er grunn til å tro at sonen kan føre relativt store vannmengder.

4.8 Laboratorieundersøkelser

		Fyllitt	Trondhemitt
Densitet			2,63
Sprøhetstall	S20	51,25	53,2
Flisighet	f	1,28	1,26
Pakkningsgrad			0-1
Sievert J-verdi	SJ	0,9	2,7
Borsynkindeks	DRI	41	46
Slitasjeverdi	AV	12,5	37
Slitasjeverdi	AVS	9,5	
Borslitasjeindeks	BWI	42	45
Kutterlevetidindeks	CLI	26,5	
Punktlasttest	Is		10,4;9,2
Lydhastighet	v	4860;4214,5	
Anisotropiindeks	As	1,25	1,13
Mineralanalyse		30% kvarts <0,05% kis	26% kvarts <0,05% kis

Tabell 1 Analyse resultater

For avlesning av punktlasttest, se vedlegg 6.

5. Vurderinger

5.1 Plassering

Ved plassering av tunnelalternativet er det i første rekke forsøkt å oppnå en god linjeføring. Det er også tatt hensyn til aktuelle påhuggs-steder. Det er tegnet inn kun ett

alternativ på kartene, da eventuelle andre alternativ vil avvike svært lite fra dette. Dessuten er det inntegnede alternativet trolig det beste. Tunnelalternativet er tegnet inn på kart 1.

5.2 Orientering

Orienteringen av tunnelen er svært gunstig sett i forhold til en kartlagt svakhetssone. Tunnelens lengdeakse krysser omtrent normalt på svakhetssonen. Tunnelens retning er også gunstig med tanke på sprekkeretninger og sprengning av tunnelen. Et sprekkesett er derimot litt ugunstig med tanke på stabiliteten i hengen. En annen orientering av tunnelen vil likevel ikke kunne endre på dette i noen særlig grad.

5.3 Utforming og dimensjonering

Ved prosjektering av nye tunneler skal profilet vist i vedlegg 7 legges til grunn. Teoretisk tverrsnitt på enkeltspor er 57 m^2 . Dimensjoneringskrav for jernbanetunneler er gitt i NSBs gule hefter.

5.4 Drivemetoder

Med en tunnel på ca. 500 meter, er konvensjonell drift det eneste reelle alternativet. Tverrsnittet på tunnelåpningen er ganske lite (ca. 57 m^2), og vil derfor bli sprengt ut i ett, og ikke strosses opp i flere deler. Tunnelen vil bli drevet fra NV mot SØ.

Det er flere faktorer som taler for denne driveretningen. Drivingen vil da gjøres på stigning. Det er en fordel i og med at en da slipper å pumpe ut lekkasjevann.

På plassen ved gården i NV vil det være god plass til anleggsutstyr. Området ved påhugget er ikke så bratt, så her er det mulig å gjøre dette om til lagringsplass. Når det gjelder påhuggene, er det likevel brattest i denne enden. Det vil dermed være lettere å få påhugg her enn i den sørlige enden. I sør må løsmasser fjernes før påhugg kan påbegynnes. Trafikken på banen vil ikke i noen stor grad hindre anleggsarbeidet, men kontroller togtidene.

Oppsprekking av bergmassen i den sørlige enden vil skape stor rasfare fra hengen i begynnelsen, samt fra stuff hvis drivingen foretas fra denne enden. Det anbefales derfor at driving foretas fra NV til SØ.

5.5 Stabilitetsforhold og vannlekkasjer

Ut i fra studier av sprekkkartleggingen konkluderer vi med at det ikke blir noen stabilitetsproblemer i forskjæringene i form av utrasninger. Vann og frost vil derimot kunne utgjøre et problem. Isdannelse og steinsprang i løpet av frost- og tineperioder kan ventes.

På grunn av topografien kan det bli vanskelig å oppnå påhugg. Avstanden fra hengen til fjelloverflaten er liten i starten. Liten overflateinnspenning vil derfor føre til vanskelige stabilitetsforhold, spesielt for det søndre påhugget.

I tillegg vil det ved den søndre tunnelenden oppstå vanskeligheter når påhugg skal oppnås på grunn av bergmassens oppsprekking. Her kan det forventes utrasninger fra både heng og stuff.

Ved den søndre enden er det som tidligere nevnt vanskelig å anslå løsmassemektingen. Det er likevel ikke grunn til å tro at løsmassene vil utgjøre noen fare for skråningsstabiliteten.

Inne i selve tunnelen, fra profil 120 til profil 560, ventes det relativt gunstige stabilitetsforhold. Det vil likevel finnes områder med større sprekke tetthet her. I disse områdene vil en kunne få nedfall av stein. Likeså vil en kunne treffe på mindre slepper med bredde mellom 0,5 - 5 centimeter. Det er også observert en 20 centimeter bred forskifringssone parallelt med fyllittens skiffrighetsplan. I nærheten av denne er det også observert en åpen, vannførende sprekk. I slike sprekker og slepper vil en kunne få vanninnbrudd.

Fare for vannlekkasjer er spesielt knyttet til svakhetssonen. Erfaringer fra Svølgjatunnelen underbygger denne påstanden. Der fikk de oppleve driftsstans på grunn av lekkasje. Det er grunn til å tro at det blir transportert mye vann i den kartlagte sprekkesonen. En vannlekkasje kan derfor bli relativt stor her.

Det vil antageligvis oppstå andre problemer i tillegg ved svakhetssonen. Den er bred, og det steile fallet samt sjanser for vannlekkasjer, tilsier at en må være på vakt mot utrasninger.

5.6 Vanskelighetsgrad og sikringsomfang

I forskjæringene er det ikke behov for noe mer sikring utover rensk. Det vil derimot trenge en del sikring ved påhuggene. Før påhugg må det sikres for å bevare fjellet mest mulig intakt. Det anbefales at det settes inn to rader med 6 meter horisontale bolter utenfor tunnelprofilen. Nødvendig antall antas å være mellom 10 og 20. Det anbefales også at det settes inn en rad med bolter langs veggene før sprengning. I tillegg vil det bli behov for å bruke også kortere bolter inne i tunnelmunningen. På grunn av fare for nedfall av stein og blokker må det nødvendigvis sikres med sprøytbetong.

Inne i tunnelen, fra profil 120 til profil 560, anbefaler vi å bruke bolter som sikringsmetode. Rørbolten er mest egnet her. Den kan først fungere som arbeidssikring, og senere som innstøpt bolt. Anslått bolteavstand er 1 - 3 meter. I de deler av tunnelen hvor sprekke tettheten er størst, vil det være hensiktsmessig å benytte seg av nett i tillegg. Det er viktig at det blir foretatt rensk som en del av sikringen gjennom hele tunnelen. Det er da snakk om både driftsrensk og etterrensk.

Stabilitetsproblemer vil være spesielt knyttet til svakhetssonen. Her vil det kunne oppstå større vannlekkasjer og /eller utrasninger av sleppemateriale. På grunn av

sonens karakter vil vi anbefale bruk av fiberarmert sprøytbetong her. Full utstøpning er i dette tilfellet både for dyrt og for kostbart. For å hindre eventuelle problemer med svelletrykk, kan det legges stålull mellom sonen og sprøyt-betongen. I tillegg bør det benyttes bolter. For å unngå at eventuelt lekkasjevann skal trenge seg fram til nye steder i tunnelen, bør det vurderes å anlegge et drens-system i sonen.

Som tidligere nevnt vil det kunne oppstå vannlekkasjer i enkelte sprekker. Disse kan tettes ved injisering. De deler av tunnelen dette er aktuelt for, forutsettes registrert under sonderboring. Vi anbefaler likevel å benytte PE-plater som vann- og frostsikring. Store lekkasjer kan dreneres vekk. Det antas at ca. 70% av tunnelen sikres med PE-plater.

Vanskelighetsgraden for tunnelen er anslått til middels og skadekonsekvensklassen til alvorlig. Dette tilsvarer geoteknisk prosjekteringsklasse 2. Henviser til \3\.

5.7 Borbarheten

DRI er borsynkindeksen. Den beskrives ut fra Sievers-J - verdien som er inntrengningen til et minibor i steinen, og sprøhetstallet, S_{20} .

DRI lik 37 karakteriserer en bergart med dårlig borbarhet. DRI lik 49 vil si middels borbarhet. Trondhemitten har $DRI = 46$, og fyllitten har $DRI = 41$. Det vil si at mesteparten av tunnelen skal gå gjennom fjell med dårlig til middels borbarhet.

BWI er borslitasjeindeksen beregnet ut fra slitasjeverdien, AV og borsynkindeksen. Slitasjeverdien finnes ut fra vekttapet av et hardmetallstykk som blir presset mot nedknust bergartsmateriale. Ut fra borslitasjeindeksen kan en finne levetiden på de ulike borkronene. BWI lik 43 karakteriserer en høy borslitasjeindeks. For fyllitten er borslitasjeindeksen målt til 42, og for trondhemitten er borslitasjeindeksen målt til 45. I praksis er det gjerne kvartsinnholdet i bergartene som er avgjørende for borbarheten. En høy andel av kvarts, som i fyllitten er målt til 30%, vil gi middels høy borslitasje.

Ut fra det faktum at vi har høye slitasjeegenskaper, vil vi få en kronebyttefaktor, f_k lik 0,04. Denne verdien gjelder for stiftborkroner, og er tatt fra en graf i Tunneldrift \4\.

Det vil si at en i gjennomsnitt vil få 0,04 bytt per boret meter. Det er forholdsvis mye, og vil fordyre prosessen.

5.8 Sprengbarhet

Tunnelen skal hovedsaklig gå gjennom fyllitt. Ut fra laboratorieresultatene får en at lydgjennomgangsanisotropien er liten til moderat ($V_{\max} / V_{\min} = 1,153 > 1,3$). Punktlaststyrken ligger innenfor området "middels". Den spesifikke vekten blir karakterisert som lav. Konklusjonen ut fra disse parametrene er at vi har god sprengbarhet.

Fyllitten har en forholdsvis liten motstandsevne mot nedknusing, $S_{20} = 53$. Dette indikerer fare for brenning. Brenning demper støtbølgen slik at det ikke blir dannet nok riss til å sprengte løs berget.

5.9 Anvendelse av utsprenge masser

Vanligvis legges de utsprenge massene i et depot langs jernbanelinjen, slik at NSB kan bruke massene siden. Fyllitten fra tunnelen vil sannsynligvis bli brukt til utfylling langs linjen, blant annet for å gjøre skuldrene bredere. Fyllitten er av for dårlig kvalitet til å brukes som fundament under svillene.

Fyllitten er lite egnet for vegdekke. Den vil knuses ned under kjøring, og bli til leire. Den er i tillegg ganske flisig, og dermed heller ikke egnet som betongtilslag.

Trondhemitt vil det bli sprengt ut veldig lite av, siden nesten hele tunnelen vil bli drevet gjennom trondhemitt. Denne brukes vanligvis som fasadestein, men det er uaktuelt i dette tilfellet.

6. Framdriftsprognose

Ved utregning av varigheter for tunneldriving er det forutsatt en inndrift på 25 meter per uke, en tunnellengde lik 500 meter og driving fra en side. Det vil si at det til sammen vil ta 20 uker å drive igjennom tunnelen. Anleggstiden ventes å bli ca. 6 måneder.

Ved anslag av inndriften er det trukket erfaringer fra tidligere prosjekter. Vanlig inndrift for jernbanetunneler er av B. Nermoen oppgitt å være ca. 55 meter per uke, når det blir drevet fra to sider. Da det her er snakk om en relativt kort tunnel, vil en antageligvis ikke komme inn i en fast rytme. Det er også tatt hensyn til at borbarheten for fyllitten er relativt dårlig, og at en vil få en middels til høy borslitasje. Sannsynlig inndrift vil derfor ligge litt under "normal" verdi.

Vi har foretatt en fremdriftsanalyse ved hjelp av Microsoft Project \7\ . Gant-diagram med et forslag til fremdrift og Pert-diagram som viser kobling mellom aktivitetene er presantert i vedlegg 10 og 11.

7. Kostnadskalkyle

Vi har valgt å bruke trinnvis kalkulasjon \4\ for å finne et kostnadsoverslag. Prinsippet er å starte med få poster, og senere detaljere mer de postene det er knyttet størst usikkerhet til. Vi anslår høyest tenkelige verdi (99% kvantilen), lavest tenkelig verdi (1% kvantilen) og forventningsverdien (ingeniørens beste estimat). Modellen bruker så en Erlands-fordeling for å finne middelveier, standardavvik og varians. Postene rangeres etter variansen. Dette danner grunnlaget for videre detaljering.

Beregninger er utført i henhold til NS 3420, \5\ . Vi har tatt utgangspunkt i enhetsprisene fra Grillstad-tunnelen, utført i 1989. Deretter har vi regnet om til 95-kroner ved hjelp av en prisindeksen på 1,26. I utregningene som er ført i rapporten har vi brukt 95-kroner direkte.

Vi har også tatt hensyn til en del referanseforutsetninger /6/.

***Sprengning**

Forskjæring	330.000
Tunnel	3.700.000

***Sikring**

Rensk	63.000
Bolter	640.000
Nett	75.000
Sprøytebetong	32.000
Utstøpning	0
Injisering/Sonderboring	195.000
Frostsikring	1.100.000
Rigg	920.000
+ Øvrig	700.000
= Fjellarbeider totalt	7.755.000

15.200 kr/løpemeter

For mer nøyaktig beregning av de enkelte kostnader og sikringer, henvises det til vedlegg 10. I vedlegg 11 og 12 er sikkerhetskurve og prioritetsliste fra Trikkalk presentert.

8. Videre undersøkelser

Det er nødvendig å foreta flere opplysninger for å kunne anslå sikringsmengder og -metoder, framdrift og kostnader mer nøyaktig.

Når det gjelder ingeniørgeologien, vil det først og fremst være aktuelt å undersøke den kryssende svakhetssonen, samt løsmassemektighetene ved påhuggsstedene. Det vil også være interessant å vite mer om bergmassens oppsprekking.

Vi vet hverken hva slags materiale sonen består av, eller om vi kommer til å få vannlekkasjer i tunnelen. Mer informasjon om dette kan fås ved kjerneboring. Kjerneboring er en relativt dyr undersøkelsesmetode, og vil derfor ikke anbefales for dette prosjektet. For å få mer informasjon om forholdene ved påhuggene, anbefales det å gjøre noen undersøkelser her. Det er spesielt løsmassemektighetene ved det nordre påhugget som det er interessant å få vite mer om. Løsmassemektighetene ved påhuggene og forskjæringene kan finnes ved enkle metoder som for eksempel boring og seismikk. Bergmassens oppsprekking vil kunne beskrives bedre ved mer omfattende befarung. Dessuten finnes det mer materiale om Svølgjatunnelen som bør studeres.

9. Konklusjon

Ut fra det vi har skrevet tidligere i rapporten kommer vi frem til at Seinsli tunnel er gjennomførbart.

Tunnelen vil gå i fyllitt, som normalt er en god bergart å drive tunnel i. Sikringsmengden bør vurderes under drivingen av tunnelen, men det er ikke ventet noe betydlige problemer.

Vi har beregnet anleggstiden til å bli ca. 6 måneder, forutsatt at vi driver tunnelen i sommerhalvåret.

Tunnelen vil koste ca. 8 mill kroner med en usikkerhet på 50 %. Da har vi regnet med en ukeinndrift på 25 meter.

Vi anbefaler at løsmassemekthetene ved påhuggene bør undersøkes nærmere. Kjerneboring i svakhetssonen anbefales ikke, da det vil være like lønnsomt å ta utfordringene som dukker opp under driving.

BRA

Bibliografi

- \1\ Prosjektrapport anleggsdrift 13A-94, BORBARHET Testmetoder, Odd Johannessen
- \2\ Ingeniørgeologi-fjell, Einar Broch og Bjørn Nilsen
- \3\ Norges Byggstandardiseringsråd, NS 3480, Geoteknisk prosjektering
- \4\ Tunneldrift, Prognoser konvensjonelldrift, Odd Johannessen
- \5\ Rapportering og anbudsbeskrivelse, Bjørn Nilsen
- \6\ Trinnvis kalkulasjon - Beregning av usikkerhet, A. Beitnes
- \7\ Framdriftsstyring, tidsplanlegging under usikkerhet, Ole Jonny Klakegg
- Håndbok i ingeniørgeologi, berg, Norsk Bergmekanikkgruppe

Innholdsfortegnelse over vedlegg

Vedlegg 1	Detaljerte laboratorieresultater
Vedlegg 2	Ingeniørgeologisk kart, Røros og Sveg
Vedlegg 3	Sprekkrose
Vedlegg 4	Profil tegning
Vedlegg 5	Punktlasttest
Vedlegg 6	Tverrsnitt
Vedlegg 7	Gant-diagram
Vedlegg 8	Pert-diagram
Vedlegg 9	Prosjektinformasjon, Trinnvis
Vedlegg 10	Beregninger etter NS 3420
Vedlegg 11	Sikkerhetskurve fra Trialk
Vedlegg 12	Prioritetsliste Trialk

Kart nr. 1	Ingeniørgeologisk kart, Steinsli
------------	----------------------------------

Vedlegg 1. Detaljerte lab. resultater

Fallprøven gir et godt mål for bergartens motstands evne mot nedknusning. Sprøhetstallet S_{20} er vektprosent av materialet som passerer 11,2 mm-siktet etter på kjenning av 20 slag i morteren, og bestemmes som middelveien av tre parallellforsøk.

> 16 mm	1,031		
> 11 mm	0,921	Stavsikt	42,50 %
8-11 mm	1,005	Stavsikt	46,40 %
< 8 mm	0,24	Stavsikt	11,10 %
total	2,166		

Det må foretas en korreksjon med hensyn til densiteten. Det er tatt utgangspunkt i at prøvematerialet tilsvarer 500 g med spesifikkvekt $2,65 \text{ g/cm}^3$.

For å finne densiteten må vi ha tak i massen og volumet av steinen.

Glass	Plate	Stein	Vann	1083 g
Glass	Plate	Stein		1449 g
Glass	Plate			580 g
			Vekt stein	503 g

Tabell 2 Massen av steinen

	Volum glass	557
-	Volum vann	366
	Volum stein	191 cm ³

Tabell 3 Volumet av steinen

$\rho = m / v = 503 / 191 = 2,63 \text{ kg/m}^3$ Dette er den egentlige densiteten til steinen. Den totale vekten som det skal regnes % av blir da: $500 \text{ g} * 2,63 / 2,65 = 496 \text{ g}$

> 11 mm	$(42,5\% * 496) / 100$	211 g
8-11 mm		230 g
< 8 mm		55 g
	Totalt	496 g

Tabell 4 Nye mengder for hver fraksjon

Deretter blandet vi de ulike fraksjonene sammen, og delte den i tre hauger. Hver haug fikk 20 slag, en skulle så vurdere pakningsgraden.

	"= lett fingerbruk"		x%
Haug 1	0 - 1	$(496 - 236) \text{ g} =$	260g 52,40 %
Haug 2	0 - 1	$(496 - 225) \text{ g} =$	271g 54,60 %
Haug 3	0 - 1	$(496 - 235) \text{ g} =$	261g 52,60 %

Tabell 5 0 - 1 er pakningsgraden, her lett fingerbruk

Sprøhetstallet er middelet av X% i tabellen over: $S_{20} = (52,4 + 54,6 + 52,6) \% / 3 = 53,2 \%$

Sievers miniatyrborforsøk gir et mål for overflatehardhet eller innpressingsmotstand.

1	0,34	0,31
2	0,3	0,16
3	0,1	0,19
4	0,4	0,26
5	0,6	0,33
6	0,4	0,34

Tabell 6 Dybden av de borete hullene

De dybdene som er målt med laser blir brukt til å finne Sievers - J - verdi. En tar gjennomsnittet av dybdene: $S_j = (0,31+0,16+0,19+0,26+0,33+0,34) / 6 = 0,265$

Slitasjeverdien, AV, måler slitasjen fra nedknust bergartsmateriale på et hardmetallstykke.

	Før	Etter	Vekt tap
Nr 12	113,542g	113,506g	36mg
Nr 16	106,588g	106,55g	38mg

Tabell 7 Vekt tapet av hardmetallstykket

Flisighetstallet ble avlest fra et monogram til $f = 1,26$.

Punktlaststyrkeindeks, I_s , er en styrke test av steinen. Kjerne 1) og 2) er boret vinkelrett på foliasjonen. En måler først den kraft som skal til for å dele opp kjernen horisontalt. Deretter tar man hver enkelt bit på høykant, og måler den kraften som skal til for å splitte kjernen vertikalt.

Lengden av hver enkelt bit er også målt. Man finner I_s ut fra formelen:

$$I_s = (P * 10) / ((L / 1000)^2 * 1000)$$

Kjernene har ligget i vannbad.

Horisontalt P [MPa]	Vertikalt P [MPa]	L [mm]	I_s
0,99	1,02	29	12,1
0,89	0,98	26	14,5
0,99	1,04	27	14,3
0,87	0,96	23	18,1
1,02	0,64	25	10,2
1,07	0,75	30	8,3
	0,77	25	12,3

Tabell 8 Kjerne 1

Horisontalt P [MPa]	Vertikalt P [MPa]	L [mm]	Is
0,79	1,06	28	13,5
1,26	1,07	37	7,8
1,11	0,99	35	8,1
1,08	0,19	32	1,9
	0,95	31	9,9
	0,74	24	12,8

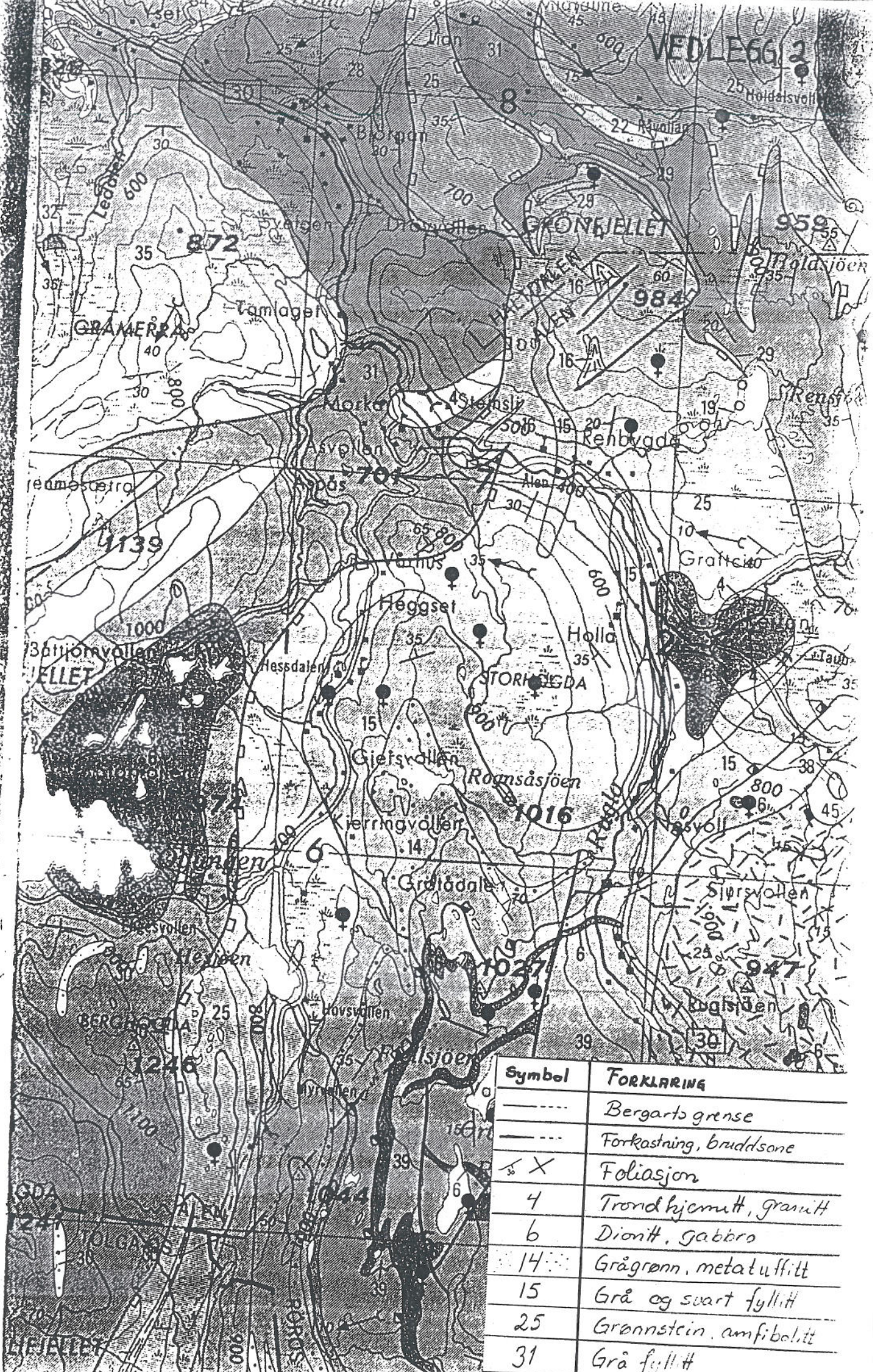
Tabell 9 Kjerne 2

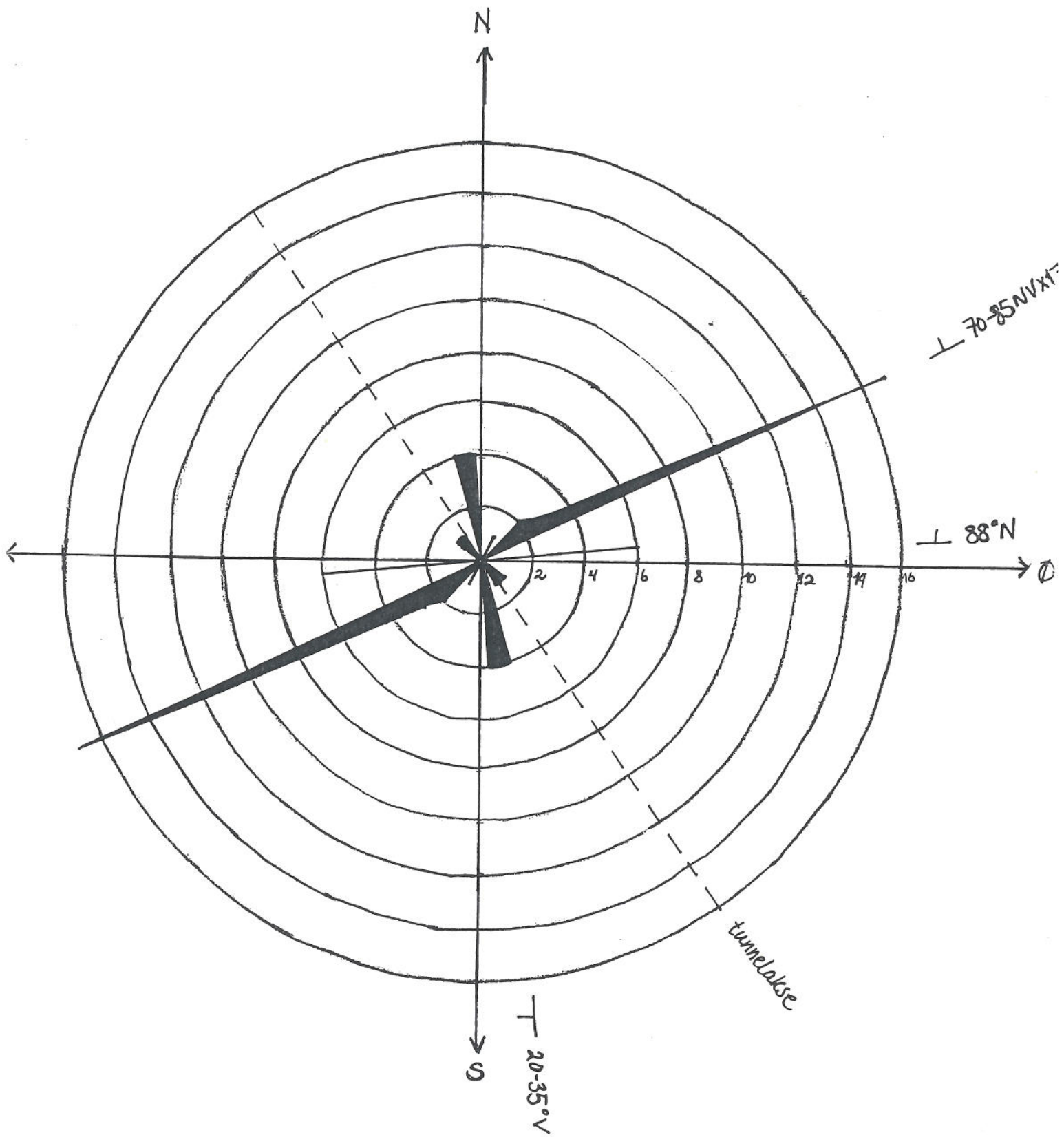
Horisontalt P [MPa]	Vertikalt P [MPa]	L [mm]	Is
0,93	1,04	34	9
1,08	0,51	20	12,8
1,19	0,46	31	10,4
1,32			
1,25			
1,06			

Tabell 10 Kjerne 3

Horisontalt P [MPa]	Vertikalt P [MPa]	L [mm]	Is
0,88	0,94	26	13,9
0,96	1,02	29	12,1
1,13	0,92	32	9
1,04	1,04	27	14,3
	1,18	30	13,1
	1,35	34	11,7

Tabell 11 Kjerne 4





TEGNFORKLARING

- \ TERRENOVERFLATE
 x SVAKHETSSONE
 / BERGARTSGRENSE
 — PROSJEKTERT TUNNELTRASÉ MED ANTATT PÅTUGG
 ~ FYLITT
 +++ TRONDHEMITT (GRANITT)

INGENIØRGEOLOGISK
LENGDESNIITT

VERTIKAL, M 1:1000
HORIZONTAL, M 1:2000

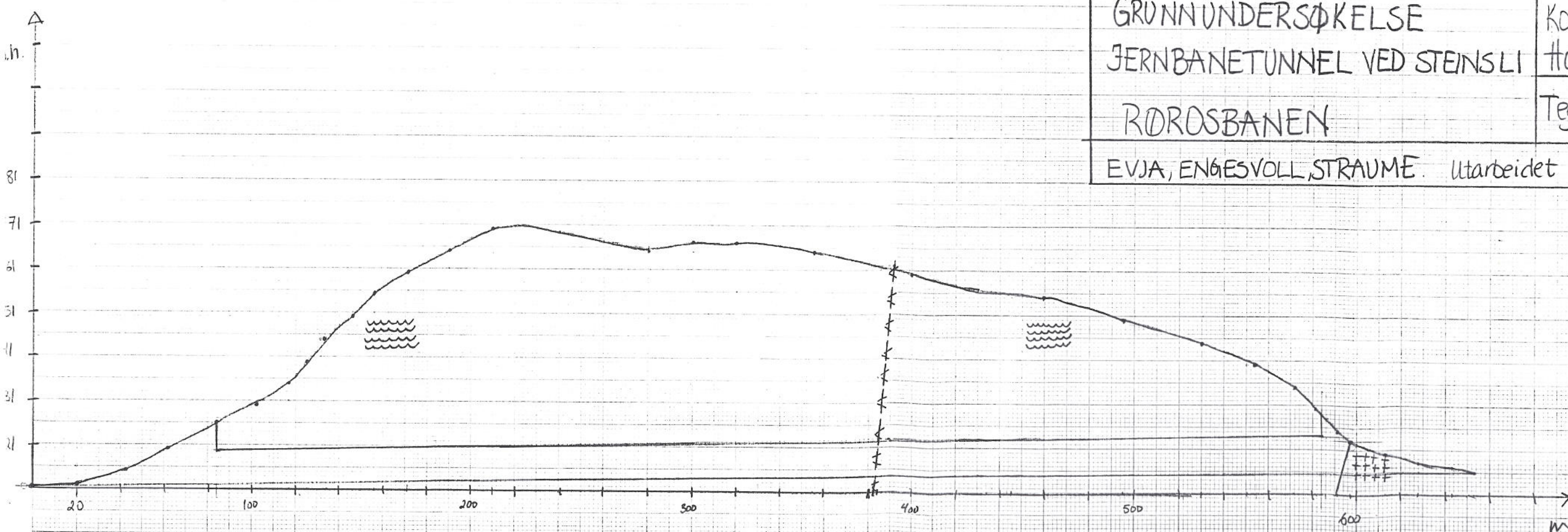
GRUNNUNDERSØKELSE
JERNBANETUNNEL VED STEINSLI

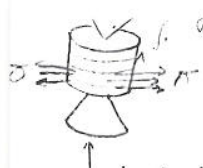
Kommune:
Holtålen

RØROS BANEN

Tegnet: 28.11.95

EVJA, ENGESVOLL, STRAUME. Utarbeidet for NSB





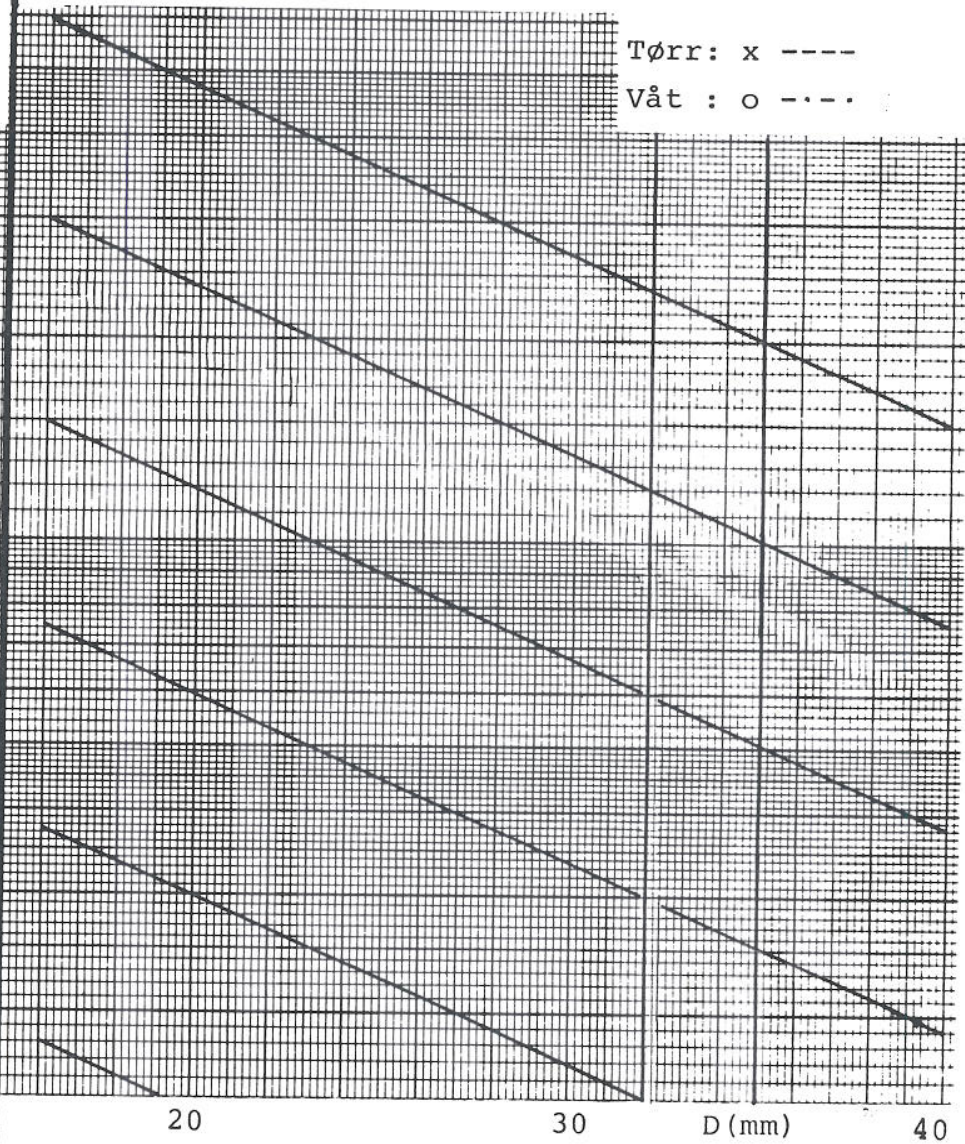
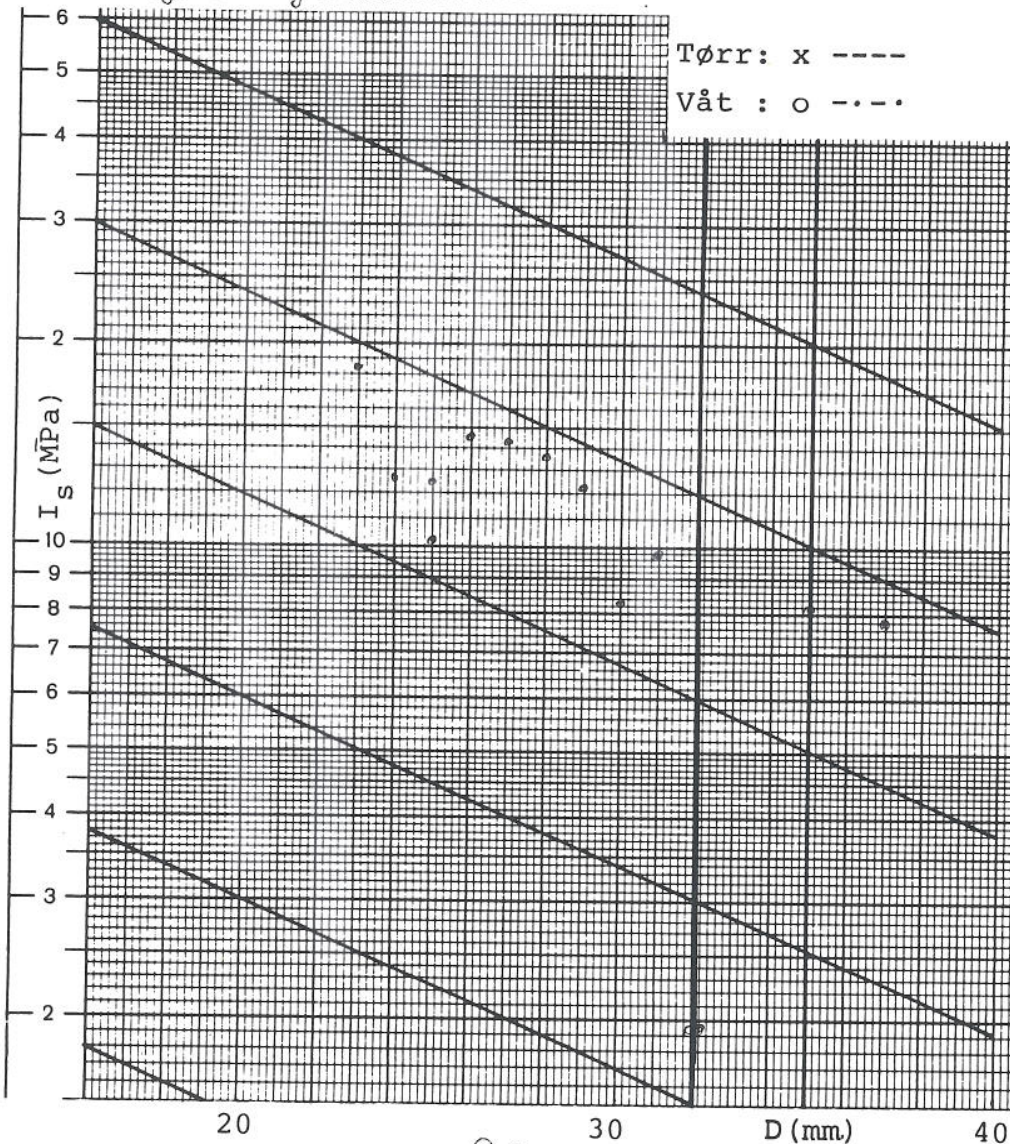
KJERNER BORET PARALLELT FOLIASJON/LAGDELING

Kjerne 1 og 2 Sammen

KJERNER BORET NORMALT FOLIASJON/LAGDELING

Tørr: x ----
Våt : o ----

Tørr: x ----
Våt : o ----



$I_{S||}$ Diametral I_S - Våt: 9.2 MPa, Tørr: MPa

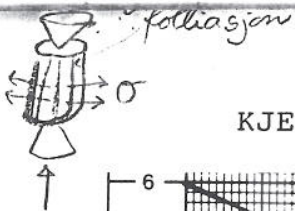
Diametral I_S - Våt: MPa, Tørr: MPa

Prøve nr.: 1..... Bergart: GRANIT.....

Lokalitet: Stensli.....

PUNKTLASTTEST

VEDLEGG 5



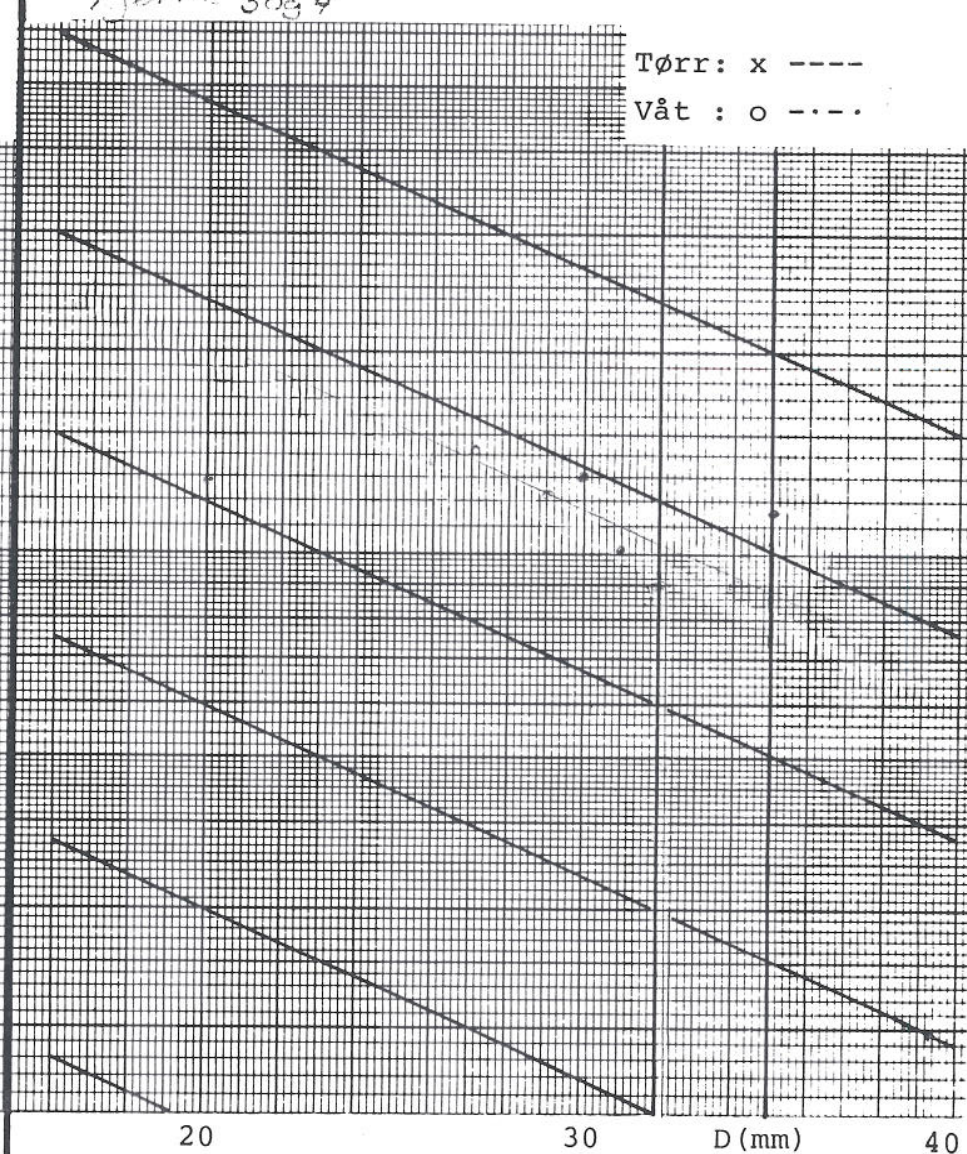
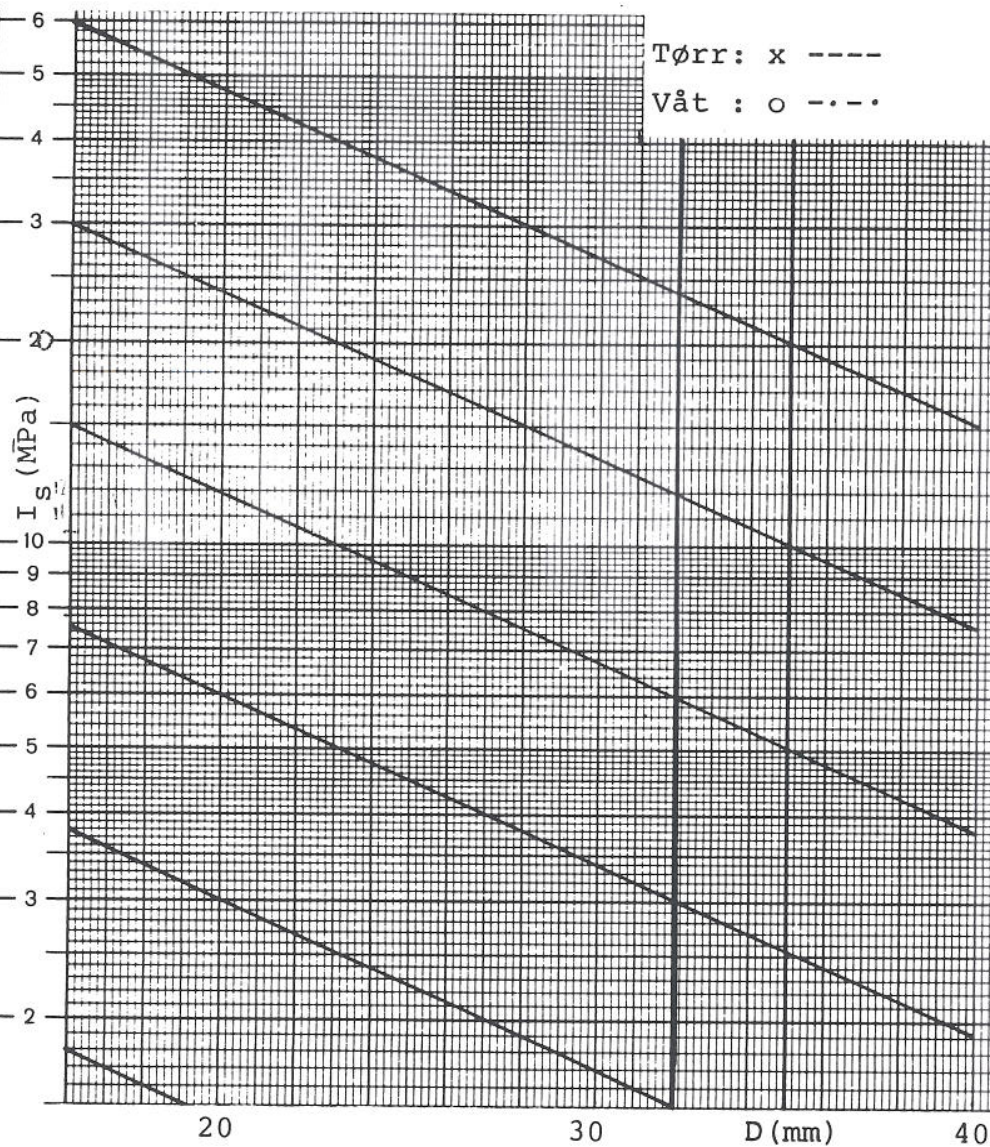
KJERNER BORET PARALLELT FOLIASJON/LAGDELING

KJERNER BORET NORMALT FOLIASJON/LAGDELING

Kjerne 3 og 4

Tørr: x ----
Våt : o ----

Tørr: x ----
Våt : o ----



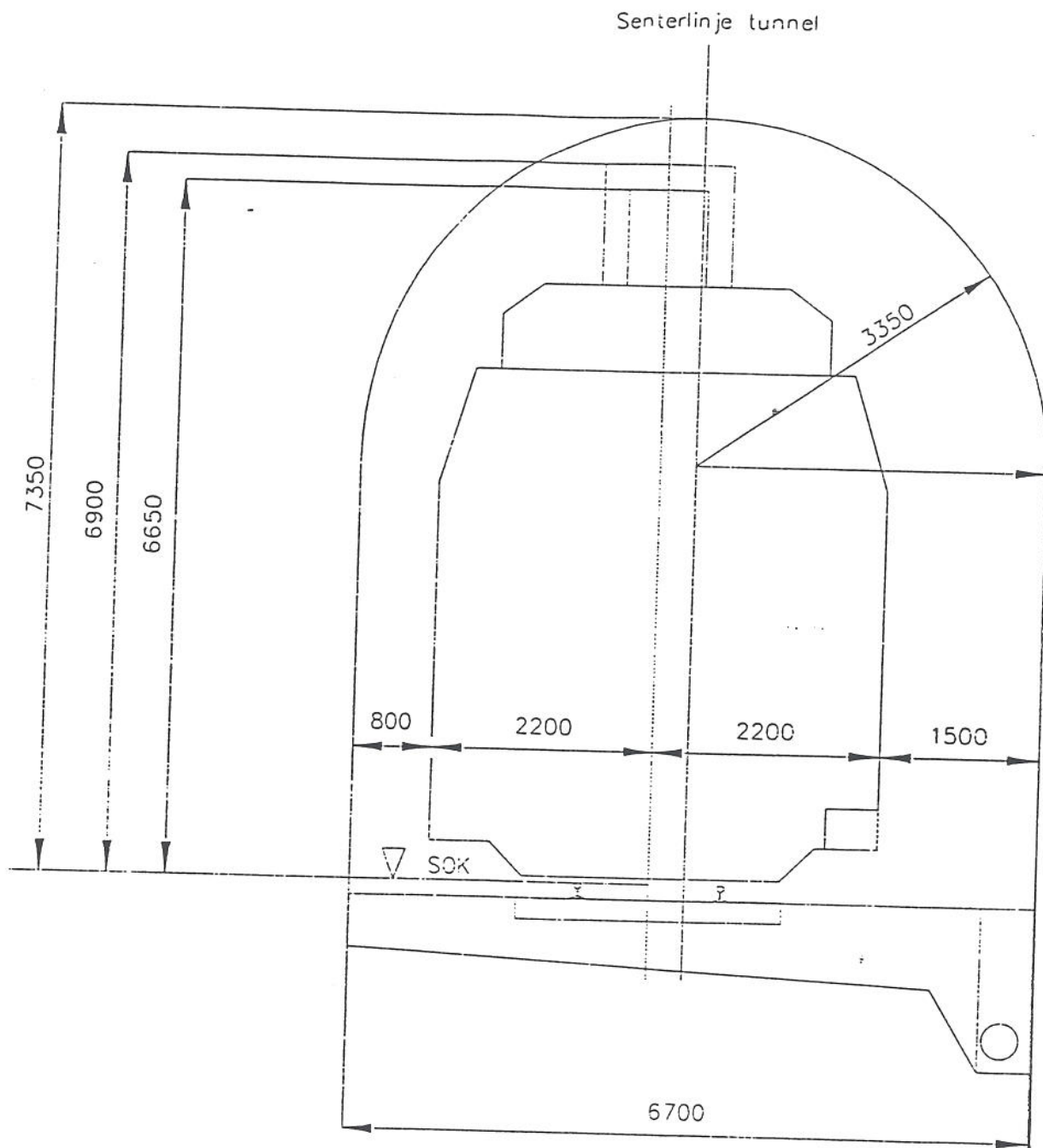
Diametral I_S - Våt: MPa, Tørr: MPa

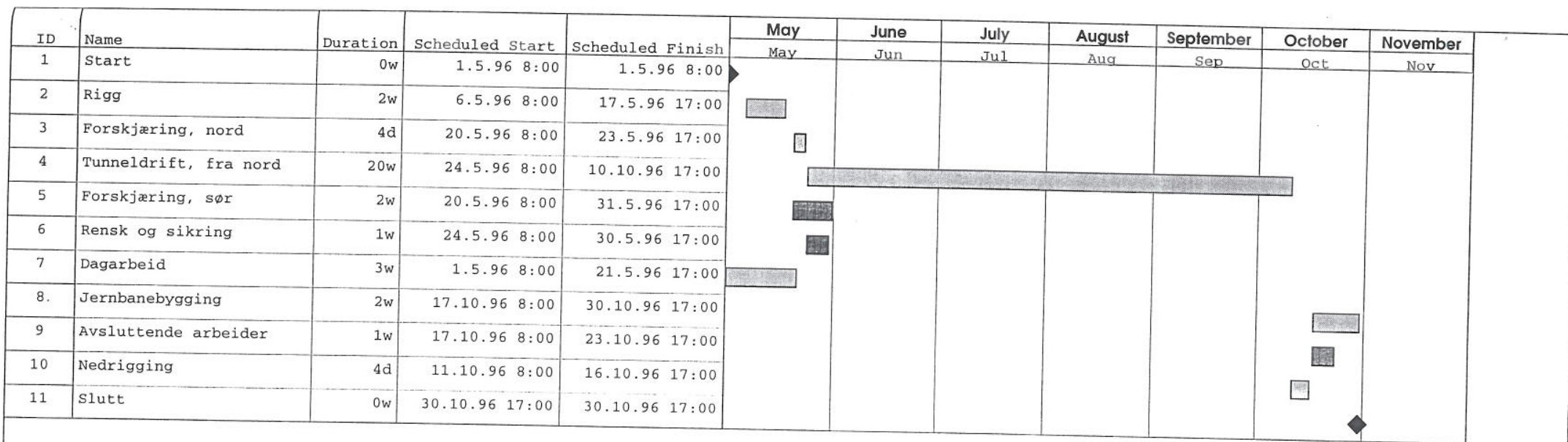
I_{S1} Diametral I_S - Våt: *10.4*.. MPa, Tørr: MPa

Prøve nr.: *1*.... Bergart: *granitt*.....

Lokalitet: *Stensli*.....

1 PROFIL FOR ENKELTSPORET TUNNEL





Project:
Date: 27.1

Critical



Progress



Summary



Noncritical

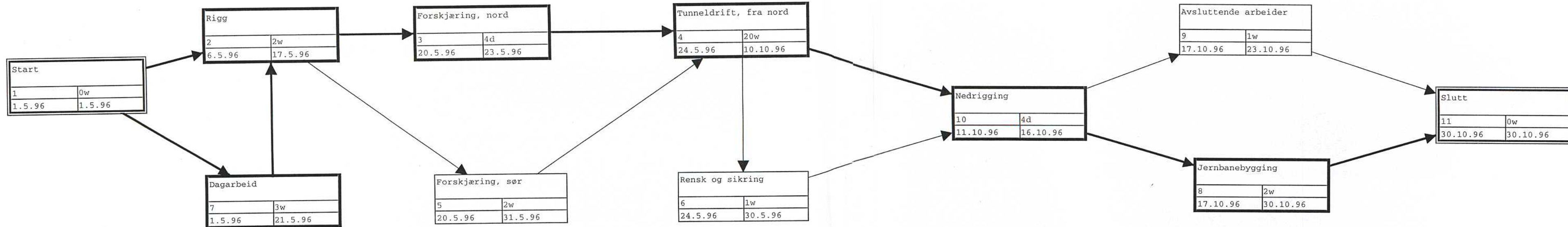


Milestone



Rolled Up





Name		Critical	Milestone	Subproject
ID	Duration	Noncritical	Summary	Marked
Scheduled Start	Scheduled Finish			

TRINNVIS.RES

- PROSJEKT INFORMASJON -

PROSJEKTNAMN : JERNBANETUNNEL

PROSJEKTNAMN : STEINSLI II

KALKULATOR : STRAUME, EVJA OG ENGESVOLL

PROSJEKTET BLE OPPDATERT : 27.11.95

PROSJEKTOPPLYSNINGER :

- PROSJEKTETS HOVEDRESULTATER -

	Kalkyleresultat	Standardavvik	Enhet
Forventningsverdi	7944899.00	506759.59 (6.4%)	Kroner
Generelle forhold	1.00	0.00 (0.0%)	

FORVENTET KOSTNAD	7944899.00	506759.59 (6.4%)	Kroner
=====			
Deterministisk kalkyle:	7755000.00	Kroner	
Reserve:	189899.00	Kroner	
Forventet kostnad:	7944899.00	Kroner	
Margin:	265542.00	Kroner, ved sikkerhetsnivå: 70.0%	
Kostnadsramme:	8210441.00	Kroner	

- PROSJEKTETS PRIORITETSLISTE -

(1)	41 %	(D:1 P:2 F:1)	SPRENGNING AV TUNNEL
(2)	20 %	(D:1 P:4 F:1)	BOLTER
(3)	18 %	(D:1 P:10 F:1)	RIGG
(4)	12 %	(D:1 P:9 F:1)	FROSTSIKRING
(5)	5 %	(D:1 P:11 F:1)	ØVRIG
(6)	3 %	(D:1 P:1 F:1)	FORSKJÆRING
(7)	0 %	(D:1 P:8 F:1)	INJISERING OG SONDERBORING
(8)	0 %	(D:1 P:7 F:1)	UTSTØPNING
(9)	0 %	(D:1 P:3 F:1)	RENSK
(10)	0 %	(D:1 P:5 F:1)	NETT
(11)	0 %	(D:1 P:6 F:1)	SPRØYTEBETONG

- KALKYLE -

DETALJERING 1, HOVEDKALKYLE
Middelverdi : 7944899.000 Kroner.
Standardavvik : 506759.594 Kroner.

POST (1) FORSKJÆRING
MID: 358282.84 STD: 86956.52 ENHET: Kroner
(1) Prioritet:3%, FORSKJÆRING
200000.00 330000.00 600000.00 =>MID: 358282.84 STD: 86956.52 Kroner

POST (2) SPRENGNING AV TUNNEL
 MID: 3720202.00 STD: 326086.97 ENHET: Kroner
 (1) Prioritet:41%, SPRENGNING AV TUNNEL
 3000000.00 3700000.00 4500000.00=>MID: 3720202.00 STD: 326086.97 Kroner

POST (3) RENSK
 MID: 63808.08 STD: 10869.57 ENHET: Kroner
 (1) Prioritet:0%, RENSK
 40000.00 63000.00 90000.00 =>MID: 63808.08 STD: 10869.57 Kroner

POST (4) BOLTER
 MID: 670707.06 STD: 228260.88 ENHET: Kroner
 (1) Prioritet:20%, BOLTER
 250000.00 600000.00 1300000.00=>MID: 670707.06 STD: 228260.88 Kroner

POST (5) NETT
 MID: 75000.00 STD: 10869.57 ENHET: Kroner
 (1) Prioritet:0%, NETT
 50000.00 75000.00 100000.00 =>MID: 75000.00 STD: 10869.57 Kroner

POST (6) SPRØYTEBETONG
 MID: 23212.12 STD: 4347.83 ENHET: Kroner
 (1) Prioritet:0%, SPRØYTEBETONG
 15000.00 22000.00 35000.00 =>MID: 23212.12 STD: 4347.83 Kroner

POST (7) UTSTØPNING
 MID: 54040.40 STD: 13043.48 ENHET: Kroner
 (1) Prioritet:0%, UTSTØPNING
 30000.00 50000.00 90000.00 =>MID: 54040.40 STD: 13043.48 Kroner

POST (8) INJISERING OG SONDERBORING
 MID: 207121.22 STD: 32608.70 ENHET: Kroner
 (1) Prioritet:0%, INJISERING OG SONDERBORING
 150000.00 195000.00 300000.00 =>MID: 207121.22 STD: 32608.70 Kroner

POST (9) FROSTSIKRING
 MID: 1100000.00 STD: 173913.05 ENHET: Kroner
 (1) Prioritet:12%, FROSTSIKRING
 700000.00 1100000.00 1500000.00=>MID: 1100000.00 STD: 173913.05 Kroner

POST (10) RIGG
 MID: 952323.25 STD: 217391.30 ENHET: Kroner
 (1) Prioritet:18%, RIGG
 500000.00 920000.00 1500000.00=>MID: 952323.25 STD: 217391.30 Kroner

POST (11) ØVRIG
 MID: 720202.00 STD: 108695.65 ENHET: Kroner
 (1) Prioritet:5%, ØVRIG
 500000.00 700000.00 1000000.00=>MID: 720202.00 STD: 108695.65 Kroner

Post	Kode iht til NS 3420	Spesifisering	Enhet	Mengde	Enhetspris	Sum
1	G 1	SPRENGNING AV BYGGEGROPER OG SKJÆRINGER				
	G 12	Sprengning av byggegrop, skjæringer m.m				
	G 12.130	Sprengning i skjæring, med krav til kontur	m3	8610	38	327180
2	G 3	TUNNELER, SJAKTER OG BERGROM				
	G 31	Sprengning under dag				
	G 31.111	Sprengning i tunnel. Med krav til kontur	m3	28500	127	3619500
3	G 4	SONDERBORING, INJISERING OG ISOLERING				
	G 41	Sonderboring og vanntapsmåling				
	G 41.220	Sonderboring, borlengde 0-12m	m	500	90	45000
	G 41.300	Vanntapsmåling ved sonderboring	stk.	5	680	3400
	G 42	Injiseringsarbeider ved stuff				
	G 42.220	Boring av hull. Borlengde	m	100	62	6200
	G 42.500	Materiale	kg	600	23	13800
	G 43	Injiseringsarbeider bak stuff				
	G 43.120	Boring av hull. Borlengde	m	400	102	40800
	G 43.400	Materiale				
4	G 5	SIKRING				
	G 51	Ekstrarensk				
	G 51.100	Ekstrarensk bak stuff	t	40	1575	63000
	G 52	Sikringsbolter, bånd og nett				
	G 52.120	Endeforankrede bolter ved stuff				
		Bolter, lengde 3,2 m	stk	40	306	12240
		Bolter, lengde 6,0 m	stk	35	712	24920
	G 52.210	Innstøpte endeforankrede bolter bak stuff				
		Bolter, lengde 3,0 m	stk	1550	354	548700
		Bolter, lengde 4,0 m	stk	30	408	12240
	G 52.720	Nett festet til tilhørende bolter bak stuff	m2	275	272	74800

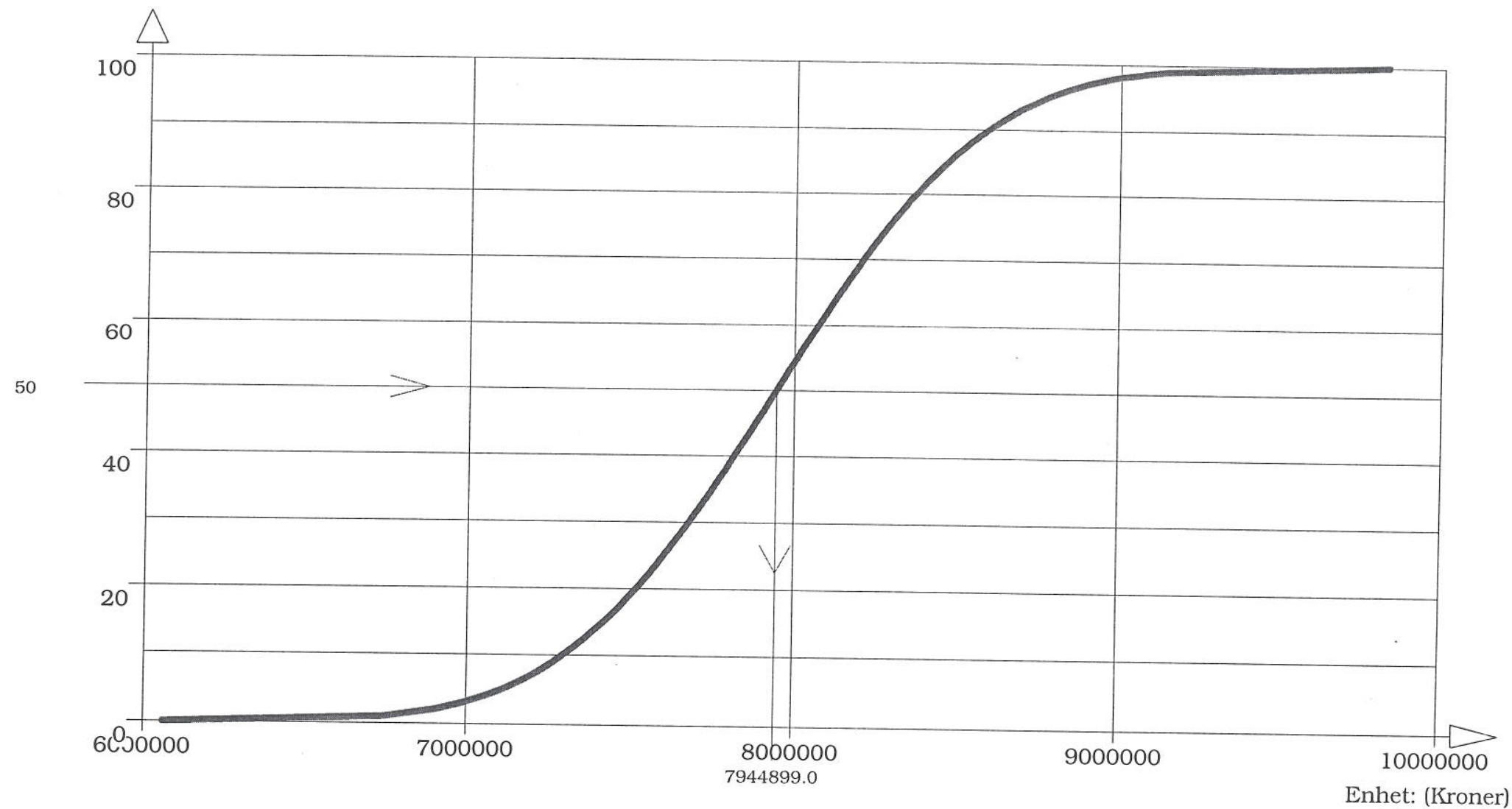
5	L 7	SPESIELL BETONG				
	L 71	Sprøytbetongarbeider				
	L 71.200	Rengjøring av underlag for sprøytbetong	m2	100	11	1100
	L 71.621	Sprøytbetong. Normal kontroll. Volum. (uten fiber)	m3	10	2041	20410
		Full utstøpning av svakhetssonen	m	2,5	20000	50000
		Frostsikring (70% av tunnallengden)	m	350	3000	1050000
		FJELLARBEIDER TOTAL SUM (uten rigg og øvrig)				5913290

TRIKALK - sikkerhetskurve

— Med gen. forh.

PROSJEKT :

Sikkerhetsnivå (%)



TRIKALK - prioritetsliste

 Generelle forh.

 Poster/faktorer

PROSJEKT :

Faktor	Prioritet	Risikoprofil
SPRENGNING AV TUNNEL	41.4	
BOLTER	20.3	
RIGG	18.4	
FROSTSIKRING	11.8	
ØVRIG	4.6	
FORSKJÆRING	2.9	
INJISERING OG SONDERB...	0.4	
UTSTØPNING	0.1	
RENSK	0.0	
NETT	0.0	
SPRØYTEBETONG	0.0	