

Student Kristian Dahl

Ingeniørgeologisk forstudie av tunnelalternativer for høyhastighetstog, Ranheim- Hommelvik

Trondheim, 06. Januar 2013

NTNU

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi

Institutt for geologi og bergteknikk





IGB-P-2012-1

TGB4500 Prosjektoppgave

for

Ing. geo. student Kristian Dahl

Tunnel Ranheim – Hommelvik. Forstudie av tunnelalternativer med flytoghastighet gjennom Malvik

Bakgrunn

Jernbaneverket vurderer å bygge tunnel for høyhastighetstog mellom Trondheim og Værnes Flyplass. Resultatet av en studentoppgave vil være både relevant og verdifullt forut for en utredning, spesielt med tanke på trasévalget av et langt tunnelalternativ mellom Ranheim og Hommelvik. Med dette for øye vil prosjektarbeidet omfatte følgende oppgaver:

Prosjektoppgave

- Foreslå to alternative tunnelruter for dobbeltsporet "Flytog" i en enkeltløpet tunnel mellom Ranheim og Hommelvik.
- Foreslå plasseringen av en stasjonshall i fjell på Vikhammer som et alternativ til langt trasévalg. Vurder plasseringen av en stasjonshall. Se den i sammenheng med ny parkeringsplass for en Stasjonshall på Vikhammer.
- Vurder topografien i området langs tunneltraseene. Sammenstille fordeler og ulemper for ulike alternativer.
- Gjør en enkel analyse av geologien langs tunneltraseen og en underjordisk stasjonshall på Vikhammer.
- Gjør en enkel analyse av fjellmasseforholdene og utfordringene ved å bygge tunnel langs traseen.
- Beregne kostnadene for to alternative trasevalg. Velg det beste tunnelalternativet for et videre stadium i en Masteroppgave.
- Lag et grunnlag for videre arbeid i en Masteroppgave.

Samarbeidspartner

Jernbaneverket er samarbeidspartner på oppgaven. Relevant kartmateriale, både topografisk og geologisk informasjon, ordnes av Jernbaneverket. **Ingeniørgeolog Bjørn Erling Eggen** i Jernbaneverket er med veileder på oppgaven.

Prosjektoppgave skal begynne i 29.august 2012 og skal leveres innen 21.december 2012.

Norges tekniskvitenskapelige universitet (NTNU)
Institutt for geologi og bergteknikk

29.august 2012

Krishna K. Panthi
Førsteamanuensis i ingeniørgeologi, hovedveileder

Sammendrag

Det er forventet at antall pendlende og flyreisende til og fra Trondheim skal øke betraktelig de neste 30 årene. Dagens jernbanetrasè mellom Ranheim og Hommelvik, har dårlig horisontalkurvatur for å oppnå høy hastighet.

Oppgaven utarbeider og vurderer to forslag til tunnel mellom Ranheim og Hommelvik, ut fra de geologiske forholdene. Tunnelene er dimensjonert for hastigheter opp mot 250 km/t, og det ene alternativet tar for seg muligheten for Stasjonshall i fjell ved Vikhammer.

Det er utført ingeniørgeologiske undersøkelser for å vurdere de mulighetene for tunnel.

Ut fra undersøkelsen tyder det på at det er fullt mulig å anlegge traséene slik de er presentert i vedlegg 5. Plassering av stasjonshallen anbefales under Vikhammeråsen, med kryssing under Vikhammerdalen, da det viser seg å være god nok fjell-overdekning.

Alternativ 2, som går utenom Vikhammer vil ha en bedre horisontalkurvatur, samt bedre og sikrere geologiske forhold enn alternativ 1.

For at tog skal kunne utkonkurrere vegtrafikk på strekningen Trondheim- Værnes- Steinkjer, bør Jernbaneverket satse på høyere hastighet og færre stopp. For en fremtidig jernbane anbefales derfor alt. 2 mellom Ranheim og Hommelvik. Dersom dette vurderes er drive- og sikringskostnadene beregnet til 1,57 milliarder NOK, og det anbefales å bruke 4,5 mill. på geologiske undersøkelser.

Forord

Oppgaven er foreslått av Jernbaneverket og er utført delvis etter deres interesse. Jeg har også fått økonomisk støtte for utarbeidelse av oppgaven, noe jeg setter stor pris på.

Ved utarbeidelse av oppgaven har det gått betydelig innsats i innsamling av grunnlagsmateriale ute i felt langs traséen og arkivmateriale hos de ulike etatene. Det er også lagt ned mye tid i tolkning av grunnlagsmaterialet, samt presentasjon av dette.

Jeg vil først og fremst takke mine veiledere Bjørn Erling Eggen (Jernbaneverket) og Krishna Kanta Panthi (NTNU), for deres engasjement i oppgaven.

Jeg vil også takke Pål Buskum og Eivind Hegbom hos Jernbaneverket, som har bidratt med gode datakunnskaper, råd og veiledning.

Til slutt vil jeg også takke min samboer Anna Lindholm, for tålmodighet og hjelp med kartpresentasjonene.

Trondheim den 06. Januar 2013

Innholdsfortegnelse

1	Innledning.....	1
2	Alternative utredninger	2
2.1	Hovedplan Meråkerbanen fra 1996	2
2.2	Forslag til ny jernbanetrasé mellom Ranheim og Midtsanden	3
3	Teori	5
3.1	Fasene i prosjektet	5
3.2	Klassifisering	6
3.3	Omfang av undersøkelser	7
3.4	Q-verdi.....	10
3.5	Undersøkelser	11
4	Geologiske forhold	12
4.1	Generelt	12
4.2	Geologiske hovedtrekk	12
4.3	Topografi	13
4.3.1	Alternativ 1	13
4.3.2	Alternativ 2.....	13
4.4	Påhugg	13
4.4.1	Påhugg vest	14
4.4.2	Påhugg øst	15
4.5	Bergforhold på tunnelnivå	15
4.5.1	Vestre del.....	16
4.5.2	Midtre del	17
4.5.3	Østre del	18
4.6	Svakhetssoner	18
4.7	Feltarbeid	19

4.8	Laboratoriearbeid.....	20
4.9	Løsmasser	21
5	Diskusjon.....	22
5.1	Stabilitet.....	22
5.2	Boring og sprenging	24
5.3	Stasjonshall i fjell	24
5.4	Løsmasser	25
5.5	Q-verdi.....	25
5.6	Alternativene	26
5.7	Geoteknisk kategori.....	26
6	Kostnader	27
6.1	Drifts- og sikringskostnader	27
6.2	Omfang av undersøkelser	28
7	Konklusjon	29
8	Videreføring	31
9	Bibliografi	32
	Vedlegg 1: Parameterverdier for Q-metoden	
	Vedlegg 2: Berggrunnskart	
	Vedlegg 3: Q-verdi sett opp mot seismisk hastighet.....	
	Vedlegg 4: Drive- og sikringskostnader.....	
	Vedlegg 5: Kart over trasé.....	
	Vedlegg 6: Vertikalprofil	

1 Innledning

Stjørdal, Malvik og Trondheim har i perioden fra 2000 til 2010 hatt en befolkningsvekst på til sammen 15 %. Fra disse kommunene forventes det en vekst på 52% i den kommende 30-år perioden. Pendlingen mellom kommunene på strekningen er høy sammenlignet med hva som er typisk i Norge for øvrig (Statens vegvesen og Jernbaneverket, 2011). Det er forventet at antall flyreisende skal øke i årene fremover. NSB ønsker å forsterke sin konkurransemessige posisjon på strekningen Trondheim- Værnes i forhold til bil og buss. Jernbaneverket ønsker derfor å se på muligheten for høyhastighetsbane for flytog på strekningen. Det må derfor vurderes nye trasèer på strekningen slik at toget kan gå kortest mulig vei med en hastighet på opptil 250 km/t.

Dagens trasè følger strandsonen langs hele strekningen og har dårlig horisontalkurvatur, med kurveradier i området 300- 500 m som tillater en snitthastighet på rundt 91 km/t. På strekningen er det 13 planoverganger hvor bare én er sikret med automatisk helbom og resten er uten sikring. På nye banestrekninger skal det ikke forekomme kryssinger (NSB Bane Region Nord, 1996).

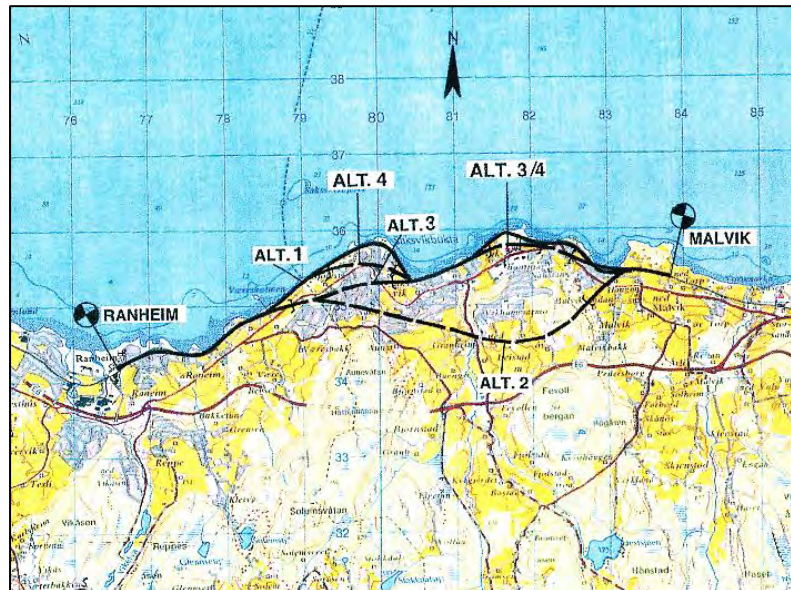
Denne oppgaven tar for seg delstrekningen mellom Ranheim og Hommelvik med ønske fra Jernbaneverket. To alternativer skal utarbeides, begge med en kontinuerlig tunnel mellom tettstedene, dimensjonert for hastigheter opp mot 250 km/t. Toget stopper i dag på Vikhammer, det er derfor ønsket at alternativ 1 skal ta for seg muligheten for stasjon i fjell under Vikhammeråsen. I Alternativ 2 skal traseen gå kortest mulig vei fra Ranheim til Hommelvik, uten mulighet for stopp på strekningen.

Oppgaven går ut på å undersøke om de geologiske forholdene er lagt til rette for en sammenhengende tunnel mellom Ranheim og Hommelvik. Evaluering av ingeniørgeologien er utført ved å kartlegge overflaten på områdene uten løsmasseoverdekning. Kartleggingen består av å studere flyfoto samt befaring på valgte områder. Det er også benyttet geologisk kart 1:50 000 fra NGU som hjelpemiddel for å lage et geologisk lengdesnitt langs trasèen, se vedlegg 2. For å danne et bilde av byggekvaliteten som bestemmer sikringsbehovet, har det blitt utført bergkvalitetsundersøkelser med klassifikasjonsverktøyet Q-metoden. Det er også utført laboratorieforsøk på bergartskvaliteten ved påhugget i Hommelvik. Det er også benyttet eldre ingeniørgeologiske rapporter og grunnundersøkelser som tar for seg områder langs strekningene.

2 Alternative utredninger

2.1 Hovedplan Meråkerbanen fra 1996

Det er tidligere vurdert flere alternativer på strekningen mellom Leangen og Hommelvik. Strekningen byr på komplikasjoner for Jernbaneutbygging da terrenget er kupert og store deler ligger under den marine grense. Dagens trasé går som sagt langs med strandsonene og tillater en hastighet på mellom 80-130 km/t. På strekningen Ranheim-



Figur 1: De forskjellige alternativene vurdert i Hovedplanen (NSB Bane Region Nord, 1996)

Hommelvik stopper kun toget i dag på Ranheim, Vikhammer og Hommelvik.

Hovedplanen utarbeidet for Meråkerbanen i 1996 tar for seg utbedring av strekningen Ranheim- Malvik. Planen vurderer 3 alternative løsninger for ny trasé. For to av alternativene er det sett på muligheten for å korte ned og rette ut dagens trasé med tre tunneler på strekningen. Alternativene gjelder for enkeltspor, og inneholder kurver som gir muligheter for en hastighet på 85 km/t mellom Ranheim og Være. Mellom Være og Malvik vil alternativ 3 (figur 1) ha en minsteradius som tillater 170km/t. Alt. 2 er lite vurdert i hovedplanen, og ligner mye på alternativ 2 i kapittel 2.2.

Alt. 3 og 4 gir innkortet kjøretid på rundt 2 min. Kostnadene for alt 2,3 eller 4 ligger mellom 150-200 millioner i 1996, og gjelder utbedring av standarden på hele strekningen samt bygging av tunnel(er) (figur 1). Utbyggingen kan skje trinnvis for både alt. 3 eller 4, da tunnelene ikke er avhengige av hverandre for å kunne settes i drift. Samtidig vil utbedringen langs den eksisterende traséen føre til togstans i en lengre periode (NSB Bane Region Nord, 1996).

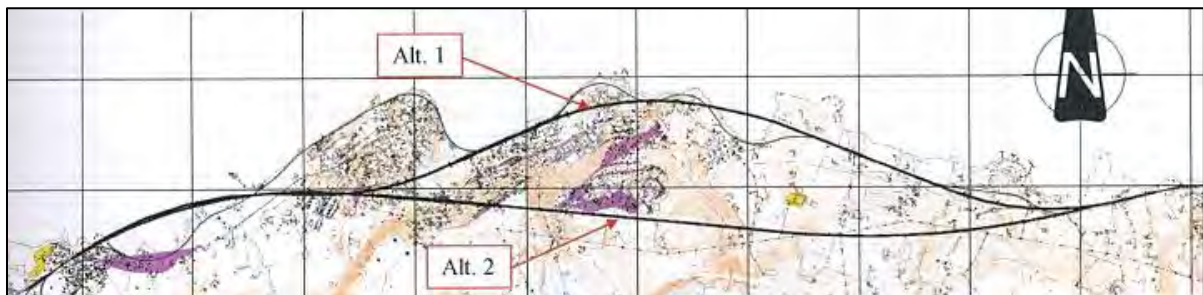
For alle alternativene vil togsporet allikevel være en barriere mot sjøen langs store deler av strekningen. Alternativene er ikke beregnet for dobbeltspor, og lav horisontalkurvatur vil

fortsatt gi begrensninger for hastigheten for alle alternativene. Samtidig vil utbyggingen foregå nær bebyggelse og ta opp mye dyrket mark. Lokale forhold som tett bebyggelse vil begrense hastigheten (NSB Bane Region Nord, 1996).

Flere av tunnelalternativene vil ha forskjæringer i påvist sensitiv leire som gir høy usikkerhet til kostnadene samt høy risiko ved driving i bebygde områder (NVE, 2012). Ved befaring ved Være ble det registrert mye støy fra forbipasserende tog.

For at Jernbanen skal kunne konkurrere med E6 på strekningen Trondheim- Stjørdal, bør toget først og fremst bli det klart raskeste alternativet på strekningen.

2.2 Forslag til ny jernbanetrasé mellom Ranheim og Midtsanden



Figur 2: De nye forslagene utarbeidet i en Bacheloroppgave (Simonsen & Tysnes, 2006).

En bacheloroppgave, som tok for seg alternative traséer mellom Ranheim og Midtsanden vist i figur 2. Alternativ 1 gir mulighet for å beholde Vikhammer stasjon som den er i dag. Traséen gir en mulighet for hastighet opp mot 200 km/t. Det vil være 3 tunneler på strekningen, som ligger plassert tilsvarende der alt. 3 på Hovedplanen til Meråkerbanen har sine tunneler. Forskjellen mellom trasé alt. 3 på Hovedplanen i forhold til alt.1 her, er at alt. 1 har foreslått bro ved Ranheim og Malvikbukta. Ved å legge deler av traséen ut i sjøen gir det muligheter for en stivere linjeføring, som kreves dersom hastigheten skal bli som ønsket.

Fordelene med å bygge ut langs eksisterende spor er samme som for Hovedplanen, hvor ikke alt trenger å bli bygget samtidig. Dette alternativet har også en stivere linjeføring enn alternativene i Hovedplanen (Simonsen & Tysnes, 2006).

Problemene med alt. 1 er at traséen skjærer gjennom mye dyrket mark og bebygde områder. Bebyggelse vil også her begrense hastigheten enkelte områder. Bygging av bro over buktene gir også en barriere mot fjorden fra land, som vil være synsmessig uheldig. Det vil også være problemer med kvikkleire, som for alternativene i Hovedplanen.

Alternativ 2 vil bestå av én tunnel. Traséen vil være lik som alt. 1 fram til midten av tunnelen under Hundhammeren. Tunnelen fortsetter under Vikhammeråsen med utløp ved Midtsanden. Denne traséen tillater en hastighet opp mot 250 km/t og gir muligheter for stasjonshall under Vikhammeråsen. Tunnelen vil få en lengde på ca. 6,8 km (Simonsen & Tysnes, 2006).

Dette alternativet vil oppta mindre dyrket mark og bebygde områder enn alt. 1. Tunnelen får en kurvatur som leder bort fra Vikhammer sentrum og toppen på Vikhammeråsen. Her er det fare for mindre fjelloverdekning samtidig som avstanden fra sentrum til stasjonen vil bli relativt lang (Skog og landskap, Statens vegvesen og Statens kartverk, 2010).

Alle alternativene (kap 2.1 og 2.2) gir gode og relativt rimelige løsninger fram mot Malvik. Etter Malvik vil det bli vanskeligere å anlegge ny trasé med mulighet for høyhastighetstrafikk dersom det er tenkt forbedring fram mot Hommelvik. Selv om det anlegges tunnel etter Malvik vil kurvaturen bli for brå for å kunne oppnå optimal hastighet.

3 Teori

3.1 Fasene i prosjektet

Ved bygging av tunnel- og fjellanlegg skyldes de fleste årsakene til at det har gått galt mangelfulle grunnundersøkelser eller at byggherre/entreprenør ikke har sett alvorlig nok på problemer med grunnforholdene. Det er heller ikke noe entydig svar på hva som er riktig omfang av grunnundersøkelser, da det er for mange usikre geologiske forhold som innvirker. Egenskapene til bergmassen er vesentlig vanskeligere å måle enn for blant annet stål og betong. Dimensjonene for undergrunnsanlegg er så store at det ikke er økonomisk eller teknisk mulig å foreta tester i full skala. Vurderinger og beregninger blir derfor gjort på grunnlag av forenklete tester og observasjoner.

Grunnundersøkelser er dyre å utføre, samtidig som de ikke gir entydige opplysninger om bergmassens egenskaper. Bygging av fjellanlegg blir derfor i stor grad basert på erfaringer og de subjektive vurderingene fra involverte fagfolk (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003).

Hensikten med å utføre undersøkelser for bygging av tunneler/bergrom, er å fremskaffe tilstrekkelig informasjon for å kunne planlegge blant annet optimal trasè, bestemme opplegg og metoder for bygging, samt beregne kostnader og byggetid for prosjektet. Det er også viktig å fremskaffe informasjon for å kunne vurdere konsekvenser ved gjennomføringen som vil kunne gi innvirkning på blant annet miljø og bebyggelse. De aktuelle problemstillingene og beslutningene skal defineres tidligst mulig i planprosessen.

De fleste grunnundersøkelser utføres i planleggingsfasen, men på mange anlegg utføres det også supplerende undersøkelser under bygging, som boring foran stuff.

Det er viktig at omfanget av undersøkelsene tilpasses tunnelens kompleksitet, og gis tilstrekkelig grunnlag for typen beslutninger som skal fattes. Hovedvekten av kartleggingen og vurderinger, bør legges på tunge og kostnadskrevende elementer, samt gjennomførbarhetskriterier (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003). Trasé for høyhastighetstog vil ha en veldig «stiv» kurvatur med svingradius på minimum 4 km ved en hastighet på 250 km/t (Jernbaneverket, 2012). Jernbanetunneler kan heller ikke tillate nedfall under drift. En slik tunneltrasé krever derfor mye bedre dokumentasjon enn f.eks. en vanntunnel (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003). Jernbaneverket refererer til

Statens vegvesens Håndbok 021 som et eksempel på omfanget av de ingeniørgeologiske undersøkelsene i de ulike plannivåene (Jernbaneverket, 2012).

Håndbok 021 definerer de følgende (tabell 1) undersøkelses- og prosjekteringsfaser for vegtunneler. Tabellen viser også kortfattet de vanlige kravene til utførelse og resultat av grunnundersøkelsene i de ulike fasene. Dette prosjektet befinner seg i tidlig oversiktsplan. Kravene til prosjektering anbefales derfor som vist i tabell 1, og er utgangspunktet for det som behandles videre i rapporten.

Tabell 1: Vanlige krav til utførelse og til resultat av grunnundersøkelser i de ulike faser av et prosjekt (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003).

FASE	KRAV TIL RESULTAT (krav til kostnadsoverslag ifølge håndbok 021)	FORHOLD SOM BEHANDLES	FORUNDERSØKELSER
Idé	Hvorvidt prosjektet synes teknisk realiserbart.	Grov vurdering av bergforholdene med tanke på spesielt vanskelige områder, anleggsteknisk sett.	Enkle studier av eksisterende topografiske og geologiske data. Befaring.
beslutning om videreføring av planleggingen tas			
Tidlig oversiktsplan (forprosjekt)	Grunnlag for grov kostnadskalkyle	En enkel, sannsynlig fordeling av bergforholdene, basert på aktuell drivemetode, Vurdering av stabilitet/sikring og lekkasjer/tetting. Spesiell vurdering av eventuelle kritiske/vanskelige partier (svakhetssoner, liten overdekning, etc.)	Enkel ingeniørgeologisk kartlegging. Eventuelt undersøkelse av kritiske punkter i terrenget.
Oversiktsplan (hovedplan, konsesjonssøknad)	Vurdere hvorvidt prosjektet kan gjennomføres innenfor akseptabel tid og kostnad (± 25 %)	Vurdering av bergkvaliteter. Påvise anleggstekniske løsninger for eventuelle kritiske punkter/områder. Påvise egnede områder i terrengoverflaten som berøres (påhugg, sjakt-topper etc.).	Ingeniørgeologisk kartlegging av området. Innledende grunnundersøkelser og prøvetaking. Nærmere undersøkelse av kritiske områder/steder.
beslutning om bygging tas			
Reguleringsplan, Byggeplan (detaljplan) Anbud	Hvilke egenskaper ved berggrunnen som vil kunne få betydning for prosjektet. Overslag av byggetid og kostnader (± 10 %)	Fordeling av bergkvaliteter og sannsynlig sikring langs tunnel/hall. Vurdering av hydrogeologiske forhold og sannsynlig omfang av tetting. Valg av drivemetode og lokalisering av tunneltrasé / haller, samt endelig plassering av påhugg.	Detaljert ingeniørgeologisk kartlegging og detaljerte grunnundersøkelser. Prøvetaking, laboratorieundersøkelser
Bygging	Hvorvidt grunnforholdene stemmer overens med det som var antatt. Eventuell justering av trasé	Dokumentasjon og kontroll av bergforholdene langs tunnel/hall. Angivelse av nødvendig sikring på og bak stuff.	Sonderboring foran stuff (der det antas fare for uønskede lekkasjer). Målinger av spenninger, forskyvninger, grunnvann. Kontroll av omgivelser. Tunnelkartlegging, oppfølging av drivingen.
Drift (bruk av byggverket)	Hvorvidt grunnforholdene forandres under bruk av anlegget	Utvikling av langtidsstabilitet og bestandighet av bergarter.	Befaring(er) til byggverket.

3.2 Klassifisering

For prosjektering av tunneler er det utarbeidet en europeisk standard, Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering (EC 7). Den bygger i hovedsak på samme grunnfilosofi som den nasjonale standarden NS3480, men inneholder mer detaljerte retningslinjer. Standarden tilfredsstiller kravene som blir stilt i Plan- og bygningsloven. Foreløpig klassifisering av et anlegg i henhold til geoteknisk kategori (tabell 2) skal ifølge EC 7 foretas før grunnundersøkelsene starter. Utover i planleggingsprosessen og anleggsarbeidet, skal kategorien evalueres og evt. justeres (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003).

Tabell 2: Geoteknisk kategori i henhold til Eurokode 7: Geotechnical Design (Standard Norge, 2008).

Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	3
CC/RC 4*	*	*	*

Geoteknisk kategori 1: Små, relativt enkle konstruksjoner med minimal risiko for liv og eiendom.

Geoteknisk kategori 2: Konvensjonelle konstruksjoner uten unormale risikoer eller uvanlige eller eksepsjonelt vanskelige grunn- eller belastningsforhold. Konstruksjoner i kategori 2, kvantitative geologiske data og analyse for å sikre at de grunnleggende kravene vil bli oppfylt, men rutinemessige prosesser for felt- og laboratorieprøving og for prosjektering og utførelse kan brukes. Blant eksempler på konstruksjoner som ifølge EC 7 er i samsvar med geoteknisk kategori 2 er: « tunneler i hardt ikke-oppsprukket berg hvor det ikke stilles spesielle krav til vanntetthet eller andre krav».

Geoteknisk kategori 3: Svært store og uvanlige konstruksjoner som innebærer unormale risikoer, eller uvanlige eller eksepsjonelt vanskelige grunn- eller belastningsforhold og konstruksjoner i jordskjelvutsatte områder.

(Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003).

Prosjektklassene danner grunnlag for kontrollomfang som i NS3480:

Kategori 2: Vanlig kontroll; annen bergteknisk kyndig person kontrollerer.

Kategori 3: Skjerpet kontroll; utført av person eller organisasjon som er uavhengig av den bergteknisk prosjekterende, i tillegg til vanlig kontroll.

Kontrollen skal etter NS3840 utføres for alle planfaser og under bygging (Statens vegvesen, 2010).

3.3 Omfang av undersøkelser

For å tilpasse omfanget av undersøkelsene til tunnelens kompleksitet, er det utarbeidet en veileder som tar utgangspunkt i EC 7 og NS 3480 sin geotekniske prosjektklasse/kategori.

Geoteknisk kategori er derfor direkte bestemmende for omfang og innsats av undersøkelser for å kunne dimensjonere og foreta beregninger.

For å klassifisere grunnforholdenes vanskelighetsgrad tallfestes elementene i tabell 3. Videre legges verdiene fra hver gruppe sammen og klassifiseres etter tabell 4 (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003).

Tabell 3:Rangering av grunnforholdene i forhold til kostnadene for feltundersøkelser angitt for sprengte tunneler (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003).

Grunnforhold	Inndeling m/rangering			Kommentar
	<u>enkel</u>	<u>oversiktlig</u>	<u>komplisert</u>	
1) GEOLOGI	1	1,5	3	Bergarter, tektoniske strukturer, foldninger, skyvesoner osv. Hvilken innsats må til for å få et tilfredsstillende geologisk grunnlag?
2) FORVITRING I OVERFLATEN	<u>liten</u> 0,5	<u>moderat</u> 1	<u>stor</u> 2	Dagfjell, forvitring/omdanning av bergartene i terrengoverflaten som vanskeliggjør tolkning av overflateobservasjoner
3) OVERDEKNING (løsmasser, vann, vegetasjon, bebyggelse)	<u>lite / ingen</u> 1	<u>moderat</u> 3	<u>betydelig</u> ^{*)} 5	Synlighet av bergforholdene i overflaten. Innvirker på innsatsen for å fremskaffe et tilfredsstillende ingeniørgeologisk grunnlag
4) TILGJENGELIGHET (til terrenget)	<u>lett</u> 0,5	<u>moderat</u> 1	<u>vanskelig</u> ^{*)} 3	Adkomstmulighet til terrenget når det gjelder utførelse av undersøkelser (terreng, veger, bebyggelse, vann)
*) Gjelder bl.a. undersjøiske tunneler og andre anlegg under vann og sjø.				

Tabell 4: Grunnforholdenes vanskelighetsgrad vurdert av summen av tallklassifiseringen fra tabell 3 (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003)

a: VANSKELIGHETSGRAD	Hvor komplisert berggrunnen er og hva som må til av undersøkelser	a1: liten	a2: moderat	a3: stor
		< 5	5 – 8,5	> 8,5

Kravene til berganlegget kan sees på samme måte som pålitelighetskrav. Hvor stor en skade på anlegget kan påføre omgivelsene. Klassifisering av anlegget finnes ved å tallfeste elementene i tabell 5, for så å legge dem sammen for å verdifeste totalkravet i tabell 6.

Tabell 5:Sammenstilling av krav til berganlegget (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003).

Forhold ved berganlegget	Inndeling m/rangering			Kommentar
	<u>lave</u>	<u>moderate</u>	<u>høve</u>	
1) Funksjonskrav	1	3	5	Krav til stabilitet og bestandighet under bruk ut fra type anlegg og dets bruksområde
2) Risiko under driving	<u>liten</u> 1	<u>moderat</u> 2	<u>stor</u> 4	Fare for kollaps, store vannproblemer, farlige driveforhold (bergslag) osv.
3) Miljøpåvirkning	<u>liten</u> 0,5	<u>moderat</u> 1	<u>stor</u> 3	Mulig innvirkning på natur (uttørkning osv.)
4) Påvirkning på andre byggverk	<u>ingen</u> 0,5	<u>liten</u> 2	<u>stor</u> 4	Mulighet for setninger av bebyggelse fundamentert på leiravsetninger, myr osv.

Tabell 6: Kravet til berganlegget vurdert etter summen av tallklassifiseringen i tabell 5 (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003).

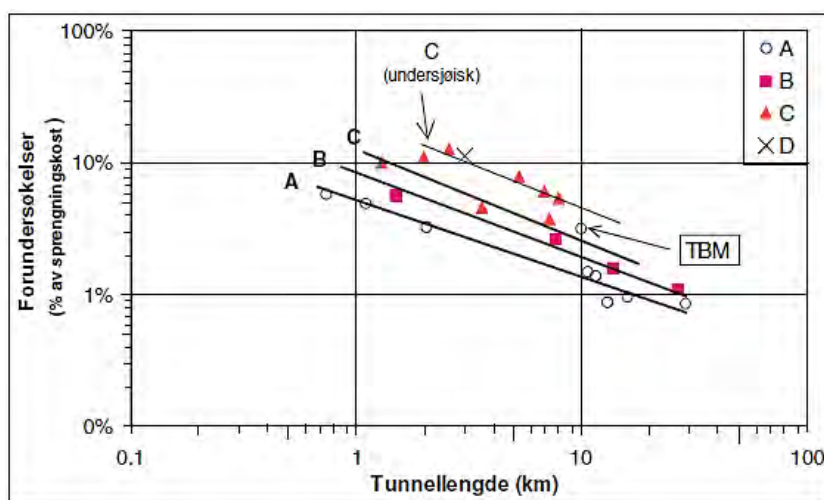
b: Krav til berganlegget	Under bygging og drift	b1: Små	b2: Moderate	b3: Store
		< 5,5	5,5 - 11	> 11

Kombinasjonen av grunnforholdenes vanskelighetsgrad (tabell 4) og kravet til berganlegget (tabell 6) angir undersøkelsesklassen i tabell 7.

Tabell 7: Undersøkelsesklasse (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003)

Definisjon av UNDERSØKELSESKLASSE		a: VANSKELIGHETSGRAD (fra tabell 6.1)		
		a1: Liten	a2: Moderat	a3: Stor
B: Krav til anlegget (fra tabell 6.2)	b1: Små	A	A	B
	b2: Moderate	A	B	C
	b3: Store	B	C	D

Videre er det ut fra erfaringsdata laget en graf (figur 3) for å anbefale det økonomiske omfanget av forundersøkelsene i % av sprengningskostnadene. Det er valgt å bruke sprengningskostnadene som basis for beregning av undersøkelsesomfanget, da det er vanskelig å beregne mengden sikring så tidlig i prosjektet. Her benyttes undersøkelsesklassen som ble bestemt ovenfor, samt lengden av tunnelen for å beregne kostnadene.



Figur 3: Anbefalt undersøkelsesomfang i kostnader som funksjon av tunnellengden og undersøkelsesklassen (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003).

Tabell 8 viser omtrentlig hvordan undersøkelseskostnadene bør fordeles etter fasene beskrevet i tabell 1 (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003).

Tabell 8: fordeling av kostnadene av forundersøkelser i de ulike fasene (Palmstrøm, Nilsen, Pedersen & Grundt, 2003).

PROSJEKTFASE	FORUNDERSØKELSER	
	Krav til nøyaktighet på kostnadsoverslaget	Fordeling
Idé	?	1–5 %
Tidlig oversiktsplan	± 30–40 % ?	7–15 %
Oversiktsplan	± 25 %	15–35 %
Reguleringsplan	± 10 %	25–60 %
Byggeplan, anbud	± 10 %	10–30 %

3.4 Q-verdi

Ved feltkartlegging skal det brukes et bergmasseklassifikasjonssystem kalt Q-metoden, i alle faser av tunnelprosjektet. Metoden er basert på erfaringsdata fra tidligere undergrunnsanlegg. Kartlegging under driving vil gi den mest riktige klassifiseringen, men kartlegging i overflaten gir allikevel en indikasjon på hva slags byggemateriale prosjektet vil kunne møte under drivingen. Metoden angir bergmassekvaliteten og klassifiserer bergmassen i klasser fra A-G, med tilhørende sikringsklasser. Klassifiseringen er derfor viktig for å beregne kostnadene for prosjektet (Statens vegvesen, 2010).

Da mange prosjekter varer over lang tid fra planleggingen til drift, er det ofte stor utskiftning og involvering av ingeniørgeologer og andre fagpersoner. En standard kartleggingsmetode og klassifisering gjør derfor viderefremidlingen av tolkningene enklere og tydeligere. Vedlegg 1 viser parametrene som ble brukt for å bestemme Q-verdiene ved feltkartleggingen. Da Jernbaneverket sitt tekniske regelverk anbefaler Statens vegvesen som eksempel på hvordan tunneler skal prosjekteres har denne oppgaven valgt å bruke SVV sin klassifisering av Q-verdiene, se tabell 9.

Tabell 9: Sammenhengen mellom bergmasseklasser og sikringsklasser (Statens vegvesen, 2010).

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi ⁽¹⁾	Sikringsklasse Permanent sikring ⁽²⁾
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 10 – 100	Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm, ned til 2 m over såle
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m. Q = 4 – 10	Sikringsklasse II - Systematisk bolting (c/c 2 m), endeforankrete, forspente, gyste - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm, sprøytes ned til såle
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 1 – 4	Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm eller mer - Systematisk bolting (c/c 1,5 m), endeforankrete, endeforankrete som gyses i ettertid, eller gyste
E	Svært dårlig bergmasse. Q = 0,1 – 1	Sikringsklasse IV - Forbolting ved Q < 0,2, ø25 mm, maks c/c 300 mm - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m, gyste - Armerte sprøytebetongbuer ved Q < 0,2, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c 2 – 3 m, buene boltes systematisk c. 1,5 m, lengde 3 – 4 m - Sålestøp vurderes
F	Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0,01 – 0,1	Sikringsklasse V - Forbolting, c/c 200 – 300 mm, ø32 mm eller stag (selvborende). - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 – 250 mm - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m, gyste - Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c 1,5 – 2 m, buene boltes systematisk c. 1,0 m, lengde 3 – 6 m - Armert sålestøp, pilhøyde min. 10 % av tunnelbredden
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse. Q < 0,01	Sikringsklasse VI - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt

3.5 Undersøkelser

Ved forundersøkelser av en tunnel er det de forskjellige topografiske og geologiske forhold som bør kartlegges. Fjelloverdekning kan fortelle om spenningsforhold, mens grunnvannsforholdet kan si noe om permeabilitet. Søkk i terrenget kan representere mulige svakhetssoner og fjellformasjonenes karakter kan si noe om bergartens styrke. Alle disse forholdene kan påvirke både byggingen av anlegget og sikkerheten under drift. En av de viktigste forholdene som må kartlegges tidlig er bergartene i området. De kan variere mye i styrke og hardhet, og vil ha stor betydning ved boring, sprenging og sikring.

Undersøkelsene bør gjøres ved å samle grunnlagsmateriale fra nærliggende fjellanlegg, topografiske og geologiske kartstudier, samt befarings på steder av spesiell interesse (Aarset, 1994).

4 Geologiske forhold

4.1 Generelt

Det er sett på to alternative traséer mellom Ranheim og Hommelvik. Begge traséene har samme løp fram mot påhugget ved Ranheim og fra påhugget ved Hommelvik. Vedlagt ligger et 1:15 000 kart med forslag til de alternative traséene. Kilometreringen som er brukt i denne oppgave starter på null der traséen tar av fra dagens spor, rett nord for Ranheim fabrikker. Traséens beliggenhet er i første omgang bestemt med hensyn til optimal kurvatur, god fjelloverdekning og vinkelen på svakhetssonene. Det er derfor åpnet for omleggingen av traséen, dersom det vil kunne gi bedre ingeniørgeologiske forhold. Hensynet til svakhetssonene ble tatt ved tolkning av sonenes strøk, vurdert fra topografiske kart.

Traséen vil ligge på en høydekote rundt +10 m. Det er ønsket å drive oppover slik at vann i tunnelen ikke renner mot stuff.

4.2 Geologiske hovedtrekk

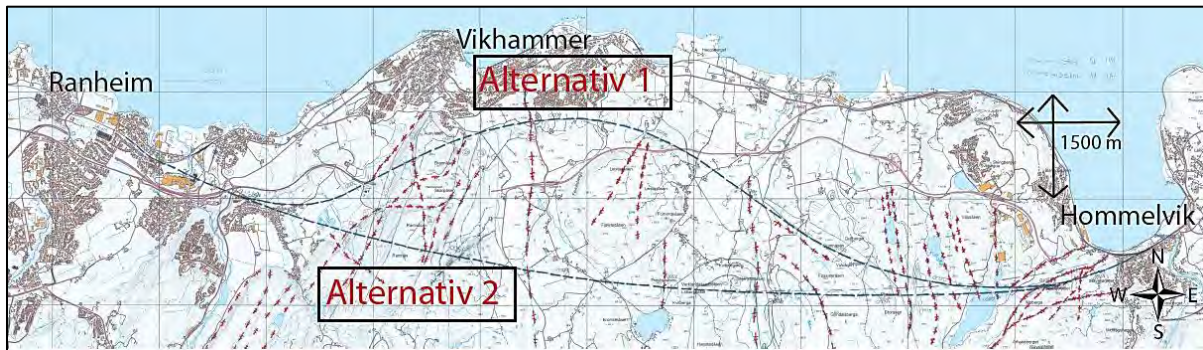
Denne oversikten er i hovedsak basert på topografiske kart, berggrunnskart fra NGU og tidligere undersøkelser i forbindelse med vegtunnelene langs E6.

Trondheimsfeltet er en av hovedprovinsene innen den Kaledonske fjellkjede i Norge. Bergartene er vesentlig av Kambro-silurisk alder og er for det meste sedimentær eller vulkanske opprinnelse med varierende grad av metamorfose. Feltets bergarter er sterkt foldet i flere faser og sammen med flere faser av overskyvninger gjør dette at tektonikken er komplisert.

Bergartene i området hvor traséalternativene er lagt tilhører de overskjøvnede bergartene i Trondheimsdekket. Undergruppen kalles Øvre og Undre Hovingruppe, og består av bergarter fra under-mellomordovicisk alder (Wolf F. C., 1979). Dette er lavmetamorfe bergarter av både sedimentær og vulkansk opprinnelse. Bergartene er trolig dannet i en tidlig fase av den kaledonske fjellkjedefoldningen. Basaltutbrudd fra lavaer etterfulgt av sedimentasjon hvor bergartene senere har undergått regionalmetamorfose i annen del av fjellkjededannelsen. Nedfolding, omkrystallisering og senere heving. Foldningen av bergartene har skjedd etter en akse som går NNØ-SSV. Fordi bergartene er dannet noenlunde samtidig og har gjennomgått samme metamorfose, er bergartsgrensene mellom de forskjellige formasjonene vanskelig å bestemme. Men grensene kan ha stor innvirkning på drifts- og stabilitetsforhold. (Aagaard, 1981).

4.3 Topografi

De alternative tunnelene går langs med fjorden i øst-vest retning (figur 4). Terrenget i området er noe kupert, men de største dalene er fylt opp av løsmasser. Terrenget vil ha en økende høyde sør-over, med avtagende løsmassedekke. Dette er grovt sett tilfellet langs hele strekningen.



Figur 4: Alternativ 1 og 2 merket med blå stiplet linje, mellom Ranheim og Hommelvik.

4.3.1 Alternativ 1

Traséen ligger nærmere fjorden slik at grunnen her vil bestå av mer løsmasser enn for alt. 2. Store deler ligger under den marine grense (ca. kote +180 m). Siden denne tunnelen svinger nordover mot fjorden for så å gå sørover igjen, vil overdekningen her variere mer enn for alt. 2. Overdekningen med fjell og løsmasser langs traséen ligger mellom 60-250 m. Hvor Vikhammerdalen (kote +80 m), Malvikbakk (kote +60 m) og Sagelva (kote +70 m) er de mest kritiske områdene med tanke på nok fjelloverdekning (Skog og landskap, Statens vegvesen og Statens kartverk, 2010).

4.3.2 Alternativ 2

Traséen går lengre inn i landet, slik at det vil være mindre usikkerhet til overdekning enn alt.1. Grunnen veksler mellom bart fjell og tykt løsmassedekke. Overdekningen for tunnelen vil ligge mellom 95-360 m. Storelva (kote +100) og Sagelva (kote +95) ser ut til å være de mest kritiske områdene med tanke på god fjelloverdekning (Skog og landskap, Statens vegvesen og Statens kartverk, 2010).

4.4 Påhugg

Plassering av påhugg er delvis bestemt av Jernbaneverkets planavdeling. Dersom påhuggene viser seg å bli kritiske med tanke på sikkerhet og økonomi, vil det anbefales andre alternativer. Plassering av de beskrevne påhuggene kan sees i vedlegg 5. Vedlagt

vertikalprofil viser tolkningen av løsmassemekktigheten tunnelen i vestre del må igjennom før den treffer fjell.

4.4.1 Påhugg vest

Der dagens trasé starter å svinge østover, fortsetter alternativ 1 og 2 rett fram over dyrket mark rett nord for Ranheim fabrikker. Traséen vil passere nær fabrikkens østre del med retning mot gården, Ranheim Vestre (figur 5). Dagens trasé ligger på kote +16, slik at fram mot Ranheim vestre må det anlegges løsmasseskjæring som vil ha en stigende høyde opp mot 8 m fram til profil 600 m. Her bør traséen legges inn i løsmassetunnel ved «cut and cover» metoden, for å unngå for høye løsmasseskråninger, som vil oppta mye mark. Ved lokasjon 6 (vedlegg 5) ble det observert fjell i dagen. Ut fra denne lokasjonen samt Nedre Vikåsen sør for E6, kan den tolkes som en fjellrygg som går i retning nord- sør under gården ved Ranheim Vestre. Tolkningen er vist på vedlagt vertikalprofil, og viser at Traséen vil gå inn i fjellet ved profil 900 m. Det betyr at det antageligvis vil være en løsmassetunnel med lengde 150-200 m. Dette er veldig usikkert og det vil kreves grundigere undersøkelser av både dybden til fjell.



Figur 5: Bildet er tatt i sør-vestlig retning, og viser området traséen vil gå inn i løsmasseskjæring. Traséen kommer fra høyre side på bildet og vil gå inn under gården til venstre i bildet (Foto: Kristian Dahl).

4.4.2 Påhugg øst

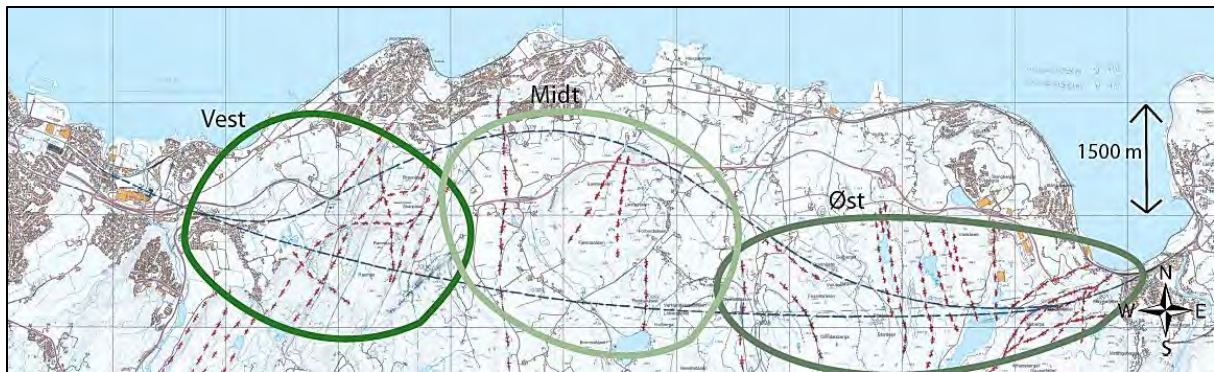
Det valgte påhugget gir den mest optimale kurvaturen for å kunne opprettholde høy hastighet gjennom Hommelvik og videre inn i Gjevingåsentunnelen. Det er ingen løsmasseoverdekning ved påhugget, men derimot bebyggelse som må rives dersom det skal gjøres mulig. For å unngå dette er det sett på et alternativt påhugg lengre nord (figur 6), merket med gul trasé på vedlegg 5. Dette vil kunne gi en dårligere kurvatur, men unngå bebyggelse. Begge alternativene vil bli nødt til å krysse veien gjennom Hommelvik sentrum. Det er også utført laboratorieundersøkelser av bergarten i påhugget. Dette vil bli kommentert senere i rapporten.



Figur 6: Venstre bilde viser Hommelvik stasjon. Den nye traséen vil komme inn i bildet bakfra. Høyre bilde viser det nordre påhugget, som vil komme ut av veiskjæringen til høyre for det hvite huset. For så å gå rett mot bildet (Foto: Kristian Dahl).

4.5 Bergforhold på tunnelnivå

Ved vurdering av berggrunnsgeologien og de geologiske forholdene er NGU's Berggrunnskart (Grenne, Slagstad, Roberts & Solli, 2003) og rapporter fra utbyggingen av E6 lagt til grunn sammen med befaring langs deler av traséen. Berggrunnskartet følger i vedlegg 2. Alternativ 1 og 2 vil ha samme trasé fram til profil 1500 m. Det samme gjelder østre del, hvor alternativene er lagt til samme trasé under Stavsjøfjellet (profil 13 500 m, med utgangspunkt i profilnummer fra alt.1) De tolkede plasseringene av svakhetssoner og bergartsgrenser for de to alternativene kan studeres i de vedlagte vertikalprofilene.



Figur 7: Vestre, midtre og østre del merket på kartet.

4.5.1 Vestre del

Det antas som nevnt at traséen vil bli lagt i tunnel ved profil 900 m. Tunnelen vil først drives gjennom en gråvakke. Ut fra vertikalprofilen tolkes det som om traséen vil gå inn i fjell i overgangssonen mellom grønnstein og gråvakke. Det kan bety at det også er en svakhetssone her, som følge av bergartsgrensen. En kan derfor forvente svakt, oppknytt berg nær sonen. Gråvakken inneholder lag av sandstein. Refraksjonsseismiske målinger fra østre del av gråvakken har vist hastigheter rundt 5000 m/s i dagfjellsonen, som ut fra diagrammet i vedlegg 3 indikerer godt berg. Men det kan forventes sterkt oppsprukket fjell som trolig er leirholdig.

Tunnelene vil så gå over i en sandstein som inneholder kalkstein og konglomerat. Denne ser ut til å være utpreget skifrig med småfoldet skifrihetsplan, men bindingene mellom lagene ser ut til å være god. Foliasjonsplanet er ventet å stå med strøk N25°Ø og fall mellom 30°-90° Ø. Den mest markante sprekeretningen har strøk N140°Ø og steilt fall, med sprekeavstand 0,5-2 m. Østover er det forventet at bergarten blir mindre skifrig. Oppsprekkingsmønsteret blir grovblokket med klare, velutviklede sprekkesystemer med plane, men ru sprekeplan. Det er også registrert oppsprekking med strøk N35°Ø, med fall 25° V og 60°Ø.

Østover går tunnelen over i en grønnstein. «Jonsvanngrønnsteinen» er dannet samtidig som de sedimentære bergartene (mellomordovicisk), men har en helt annen opprinnelse, og er som følge av det oppsprukket i et uregelmessig mønster. Oppsprekkingen i grønnsteinen er stor, og det er registrert putestruktur der bergarten har vært helt oppsprukket. Sjelden er det registrert partier med sprekeavstand større enn 50 cm. I sprekefyllingene opptrer blant annet kvarts. Strøk og fall er vanskelig å bestemme, men bergarten har gjennomgått foldning slik at enkelte hovedtrekk kan observeres (Aagaard, 1981).

De første 300 m vil grønnsteinen opptre mer som en grønnvakke. Bergartskillet er lokalisert med et område med 5-10 m med sterk oppsprekking. Grønnvakken er mer massiv og har stor styrke. Det dominerende sprekkesystemet i grønnsteinen har strøk N30°Ø med fall 45°-90° V, som utgjør skifrihetsplanet til bergarten. (Aagaard, 1981)

Videre går tunnelen over i en sandstein. Denne er ikke kartlagt i sammenheng med Væretunnelen. Sandsteinen er allikevel forventet, samt innhold av konglomerat, lag av skifer og kalkstein (Grenne, Slagstad, Roberts & Solli, 2003).

Bergmassen vil gå over i en mer finkornet ryolittisk tuff. Den ryolittiske tuffen er en sandstein med mineraler av vulkansk opprinnelse (Blindheim & Aagaard, 1982a). Den inneholder mange av de samme trekkene som skiferen i vestre delen av Væretunnelen. Den er ventet å være mer massiv i den vestre delen. Allikevel kjennetegnes denne bergmassen ved å være planfoliert, og at foliasjonen utgjør klare svakhetsplan (Blindheim, Heggstad & Aagaard, 1984).

Under drivingen av Væretunnelen viste det seg at forholdene var mer komplisert enn antatt. Bergartene som er beskrevet ble gjenfunnet, men var mer blandet og med store ulikheter i egenskaper. Hele bergmassen viste seg å ha vært i bruddtilstand. Hyppig vekslende oppsprekking og med leir/klorittholdig materiale var dominerende. Fukt og drypp viste seg i størstedelen av tunnelen. Sammen forsterket dette stabilitetsproblemene. Blotningene på overflaten representerte de minst skadde delene av bergmassen. Det ble heller ikke påvist at Væretunnelen gikk i en spesielt uheldig trasé, da bergmassen i området utenom ikke viste seg å inneha bedre kvalitet (Statens vegvesen, 1989).

4.5.2 Midtre del

Veksling mellom ryolitt og mørk fyllitt, ser ut til å prege berggrunnen østover forbi Leistad (Grenne, Slagstad, Roberts & Solli, 2003) Den mørke fyllitten inneholder glatte skifrihetsplan. Enkelte områder opptre fyllitten som grafittrik og med kalkspattlinser. Ryolitten har strøkretning rundt N160°Ø med fall 30°-40° V. På østsiden av Leistad er fyllitten flattliggende, mens på vestsiden har strøk rundt N150°Ø med fall 30°-70° Ø. Ryolitten er registrert med steiltstående sprekkesystem med strøk-retning N075°Ø. Avstanden mellom sprekkeene er relativt stor. Fyllitten er sterkt oppsprukket i lagflatene med sprekkeavstand på 1-3 m. Det er også registrert to sprekkesystemer i øst. Hvor den ene er steiltstående med retning tilnærmet nord-sør med sprekkeavstand 2 cm-1,5 m. Den andre har retning N085°Ø med fall 30°S (Blindheim & Aagaard, 1982a).

Det er ikke helt sikkert hvilken bergart som ligger under Vikhammeråsen, men det antas at det er den mørke fyllitten. Det er utført refraksjonsseismiske målinger oppover Vikhammerdalen. Målingene viser varierende hastigheter oppover dalen. På toppen av dalen er hastighetene i dagfjellsonene fra 4650-5250 m/s (Hillestad, 1973), som i henhold til vedlegg 3 indikerer middels til godt berg.

4.5.3 Østre del

Ved Brannåsen, Fossmyråsen og Storåsen vil tunnelene gå i en kalkholdig, skifrig gråvakke. Det er ikke sporet opp noen undersøkelser fra denne bergmassen. Feltbefaring utført i området på lokasjon 12 (tabell 10 og vedlegg 5) har målt Q-verdi som gir bergklasse B, som indikerer god bergmasse. Det var også liten blotningsgrad i dette området, slik at målingene ble begrenset. Målingene viser foliasjon med strøk N045°Ø og fall på 35°Ø. Målingene er derimot svært varierende slik at det er vanskelig å si med sikkerhet hvilken foliasjonsretning tunnelen vil møte.

Videre østover dukker den samme mørke fyllitten opp igjen (Grenne, Slagstad, Roberts & Solli, 2003). Fra og med Storåsen og østover, er berggrunnen registrert som grågrønn Metagråvakke (Wolf F. , 2005). Under Stavsjøen er det ved refraksjonsseismikk registrert en fjellhastighet på 4 400-4 800 m/s, som indikerer middels kvalitet ut fra vedlegg 3. Nord i sjøen er det derimot registrert en lavere seismisk hastighet på 3 400 m/s. Det er antatt at det er en knusningssone med retning nord-sør (Aalstad, 1974).

Ved Stavsjøtunnelen er det i vestre delen registrert mørk fyllitt med glatte skifrihetsplan. Lengre østover er det en skyvesone under stavsjøfjellet. Her blir fyllitten mer skifrig og grafittrik samtidig med at innslag av hvite kalkspattlinser øker betydelig. Sprekkene og foliasjonen, her faller systematisk 45⁰ mot øst/sørøst. Bergarten forbi skyvesonen er en massiv Gråvakke, med noen mer skifrige og oppsprukne partier. Under driving av Stavsjøtunnelen, viste skyvesonen seg å være sterkt oppknust og leirholdig, men samtidig tilnærmet tørr. Gråvakken forbi skyvesonen inneholdt noe vann i sprekker og stikk, i motsetning til fyllitten før skyvesonen, som viste seg å være helt tørr (Einum, 1990).

4.6 Svakhetssoner

Svakhetssonene er kartlagt ved hjelp av topografisk kart (vedlegg 5) og tidligere undersøkelser fra området (Blindheim, Heggstad & Aagaard, 1984) (Blindheim & Aagaard, 1982) (Blindheim & Aagaard, 1982a). Fallretningen er delvis bestemt ut fra svakhetssonens utstrekning i overflaten, sammenheng med bergartsgrensene og informasjon fra tidligere

undersøkelser. Svakhetssonene er markert i vedlegg 5 og deres tilsynelatende fall er markert på de vedlagte vertikallprofilene.

Det ser ut til at de fleste svakhetssonene har strøk nord-nordøstlig retning. Det er derimot usikkert om svakhetssonen fortsetter der områdene er dekket av tykke lag med løsmasser. Svakhetssonene i området er stort sett fremkommet av tektoniske påkjenninger, i det fjellmassene har beveget seg i forhold til hverandre (Blindheim, Heggstad & Aagaard, 1984).

4.7 Feltarbeid

Etter kartstudier ble det utført feltundersøkelser på enkelte utvalgte områder. Det ble utført blant annet for å påvise fjell i dagen, måle strøk og fall, samt vurdere Q- verdien til bergmassen.

Markert i vedlegg 5 vises plasseringen til de undersøkte lokasjonene hvor det også ble registrert fjell i dagen. Dette var enkelte områder nyttig for å skape et inntrykk av løsmassemektheten der det ikke var fjell i dagen. Tabellen under viser de målte Q-verdiene på lokasjonene samt målinger av strøk og fall.

Tabell 10: Målingene av Q-verdi og Strøk/fall utført av undertegnede i felt.

Lokasjon	Strøk/fall foliasjon	Strøk/fall Sprekkesett 1	Strøk/fall Sprekkesett 2	Q
3	N170°Ø/30°V			8,4
6	N030°Ø/40°NV			19,8
7	N005°Ø/40°V	N090°Ø/90°N		5,5
8	N115°Ø/26°NØ	N145°Ø/75°NØ	N050°Ø/82°NV	29,7
9	N145°Ø/45°NØ	N155°Ø/25°V		3,1
10	N100°Ø/40°N			5,0
11	N110°Ø/65°N N090°Ø/40°S	N075°Ø/90°S		52,8
12	N045°Ø/35°SØ			29,7
13	N100°Ø/10°S	N165°Ø/60°Ø		4,1
14				6,1
15	N024°Ø/75°Ø	N160°Ø/20°Ø		10
16	N000°Ø/60°Ø	N088°Ø/76°S		6,2

Da det er antatt god mektighet over tunnelen i begge alternativene er det beregnet Q-verdi for middels høye spenninger (SRF). Skjemaet brukt for å beregne Q-verdi ligger i vedlegg 1.

4.8 Laboratoriearbeid

Undertegnede har utført laboratorieforsøk på østre påhugg i Hommelvik (figur 8). Fra resultatene ble det blant annet beregnet DRI, BWI og tetthet for gråvakken (8). I sammenheng med undersøkelsene for Væretunnelen og Stavsjøtunnelen er det også utført laboratorieforsøk (Dahl & By, 1983) (Blindheim & Aagaard, 1982). Bergartsnavnene er tilpasset NGU sitt berggrunnskart (Grenne, Slagstad, Roberts & Solli, 2003) (Wolf F. , 2005).

Tabell 11: Drilling index, Bit wear index og tetthet funnet ved laboratorieforsøk. Tallene satt i parentes viser den tilhørende bergartsgruppe som også er merket på vedlegg 5.

Lokasjon	Bergart	DRI	BWI	Tetthet(g/cm ³)
17	(30) Sandstein/skifer	43	39	2,72
18	(26) Grønnstein, meget finkornet	51	22	3,02
19	(25) Sandstein,grønn	57	26	2,81
20	(3) Ryolitt	46	34	2,75
21	(13) Metagråvakke	46	28	2,68
22	(8)Gråvakke	37	36	2,74

Bergartsnavnene var noe usikre da det ikke har blitt gjennomført mikroskopering av tynnslip (Dahl & By, 1983).



Figur 8: Venstre bilde viser knusing av prøvemateriale. Høyre bilde av apparatur for å beregne Sievers J-verdi som brukes for å finne DRI.

4.9 Løsmasser

De lavereliggende områdene under kote +180 m er grovt sett dekt med marine strandavsetninger og tykke havavsetninger. De høyereliggende områdene med løsmasser består av morenemateriale, usammenhengende eller tynt dekke over berggrunnen, samt noen områder med torv og myr.

Området ved påhugg øst er som sagt ikke dekket av løsmasser. Derimot ligger påhugget i vest under marine strandavsetninger og tykke havavsetninger. Det er ikke påvist kvikkleire rundt påhugget, men det må allikevel undersøkes grundigere dersom området virker aktuelt for et påhugg. Undersøkelsene bør også ta for seg stabiliteten til løsmassene siden det må anlegges løsmasseskjæring og løsmassetunnel for å komme inn til fjell. Nord og øst for påhugget er det derimot påvist kvikkleire som er klassifisert som risikoklasse 3. Flere områder over der tunnelen er antatt å gå, er det påvist kvikkleire med middels faregrad, men middels til lav risiko (NVE, 2012).

NGU's grunnvannsdatabase (NGU, 2012) og befarings i felt er brukt for å tolke løsmassetykkelsen langs traséen, vist på vedlagt vertikalprofil.

5 Diskusjon

5.1 Stabilitet

De aktuelle tunnelstrekningene er med enkelte forbehold om overdekning alle gjennomførbare. På grunn av at bergartene er lav-metamorfe har de stort sett en utpreget lagdeling og skifrihet. Fjellgrunnen er gjennomført av en rekke svakhetssoner, som i hovedsak ventes å opptre som sprekkesoner med stort influensområde på sidene, og i mindre grad som konsentrert leirrike knusningssoner. Det er relativt hyppige partier med sprekker og svakhetssoner, slik at fjellkvaliteten generelt må antas å være noe dårlig. Problemer med stabiliteten er først og fremst knyttet til fjellmassen, svakhetsflater og større knusningssoner.

Det ventes ikke store stabilitetsproblemer på grunn av bergtrykk.

Derimot kan det i enkelte områder forventes deformasjon med relativt svake spenninger, på grunn av svake bergarter. Som nevnt hadde stort sett hele bergmassen i Væretunnelen vært i bruddtilstand. Bergmassen inneholdt også mer vann enn antatt. Dette var ikke tilfellet i østre del ved Stavsjøtunnelen der bergmassen også stort sett var tørr. Det er derfor vanskelig å si hvordan bergmassen vil være på tunnelnivå mellom Væretunnelen og stavsjøtunnelen, annet enn det som ble nevnt i kapittelet om bergforhold på tunnelnivå.

Alternativ 1 og 2 vil gå dypere i bergmassen enn vegtunnelene, det er derfor en sannsynlighet for at bergmassen er mer intakt. For vestre del vil forholdene antagelig ligne mye på forholdene i Væretunnelen. Forholdene bør derfor undersøkes ytterligere. For alt. 2 vil strøkretningen for sprekken og foliasjonen gå omtrent normalt på tunnelretningen. Derimot vil alt. 1 gå med en mer uheldig retning på sprekken og foliasjonen. Fallretningen er i mange tilfeller mot vertikal, som gir gunstige forhold da sprekken vil skjære gjennom tunnelen over minst mulig tunnelareal.

For midtre del vil sprekkeretningene være uheldig for begge tunnelalternativene, og kan by på stabilitetsproblemer, da de går tilnærmet parallelt med traséene. Tunnelene går med delvis gunstig retning på foliasjonen.

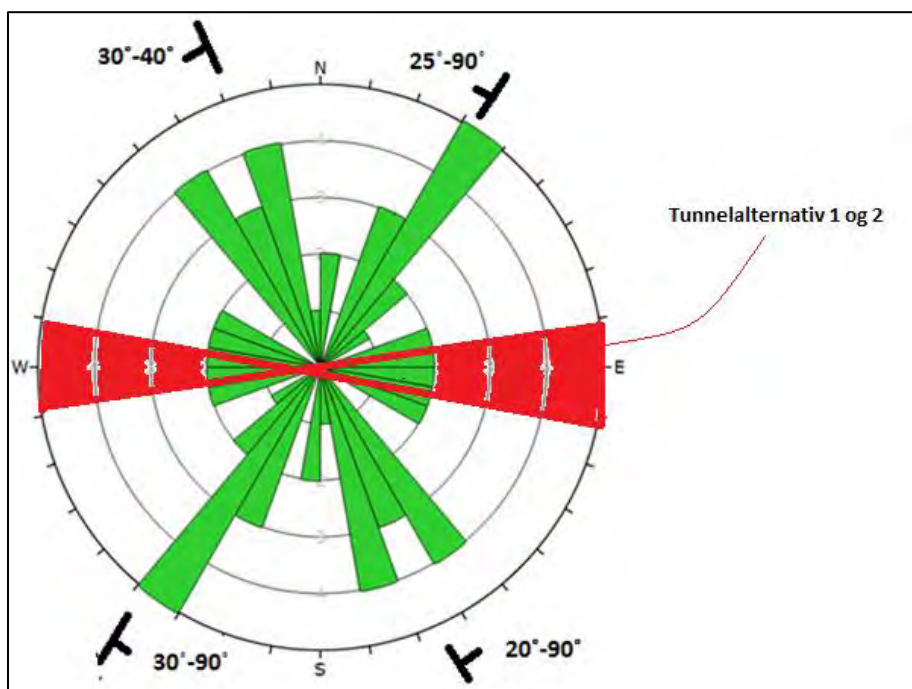
I områdene med fyllitt og ryolitt, vil det bare ventes små lekkasjer. Derimot er det ventet mer lekkasjer i de mer stive bergartene som gråvakke/sandstein og konglomerat. Derimot ventes det ikke ekstremt store lekkasjer som kunne gitt problemer med gjennomførbarheten (Blindheim & Aagaard, 1982).

Strøk og fallmålingene utført på lokasjon 12 gir en ugunstig retning for tunnelen. Stor variasjon i målingene gjør at det er usikkerhet rundt målingene. Strøkretningen til sprekkene og foliasjonen under Stavsjøfjellet gir en ugunstig retning da sprekkene blir tilnærmet parallelle når tunnelen gradvis svinger nordover.

Ellers er det forventet at bergmassen langs hele traséen vil opptre med skifrihet og tett oppsprekking. Områder med leire og kloritt i sprekker og svakhetssoner. Det er ikke forventet svellende leire i Østre og vestre del. Midtre delen er heller usikker, men det antas at det heller ikke vil opptre her.

Svakhetssonen under Stavsjøen kan være svært vannførende, og det vil være risiko for senkning av sjøen ved driving gjennom sonen. Stavsjøen er derimot regulert slik at midlertidig senkning av grunnvannet ikke vil gi store problemer for omgivelsene.

Ved å samle alle de registrerte sprekkene i en sprekkerose, figur 9, kan man se den store variasjonen til sprekkene i bergmassen. Retningen for tunnelen er forholdsvis gunstig i forhold til hovedsprekkeretningen som er registrert. Men det er langt i fra optimalt, siden det er stor variasjon, og de fleste sprekkene vil skjære med en vinkel rundt 50° . Samtidig har flere av sprekkene et relativt slakt fall, som fører til at de krysser tunnelen over et større område.



Figur 9: sprekkerose over de registrerte sprekkene for området.

Retningen for tunnelen er stort sett gunstig i forhold til svakhetssonenes strøk-retning. Svakhetssonene forårsaker økte drifts-og stabilitetsproblemer, også innen en viss avstand fra sonen da bergmassen vil være mer oppsprukket enn normalt. Det er også en fare for at sprekkene er leirfylte og klorittfylte, som gir dårlig stabilitet.

5.2 Boring og sprenging

For sprengbarheten er det gunstig med en lav tetthet, under $2,75 \text{ g/cm}^3$ (NBG, 2000). Resultatene fra laborieforsøkene (tabell 11) klassifiserer derfor bergartens sprengningsegenskaper som middels gode. Bergmassene langs traséene har foliasjon og dermed anisotrope som ikke er foretrukket for å oppnå god sprengbarhet (NBG, 2000).

Lav BWI betyr lite slitasje på borstålet, mens høy DRI betyr rask inndrift ved boring. Ut fra tabell 12 kan bergmassens borintrengning totalt sett tolkes som middels, med middels til lav slitasje på borstålet ut fra forsøkene utført i lab.

Tabell 12: Klassifisering av DRI, BWI og CLI (Dahl F. , 2003).

Category	DRI	BWI	CLI
Extremely low	≤ 25	≤ 10	< 5
Very low	26 – 32	11 – 20	5.0 – 5.9
Low	33 – 42	21 – 30	6.0 – 7.9
Medium	43 – 57	31 – 44	8.0 – 14.9
High	58 – 69	45 – 55	15.0 – 34
Very high	70 – 82	56 – 69	35 – 74
Extremely high	≥ 83	≥ 70	≥ 75

På grunn av tydelig forvitring på prøvene vil de utregnede indeksene gi et for gunstig bilde av borbarhetsforholdene (Dahl & By, 1983). Det kan forventes problemer med fastkiling av bor og gjentetting av hull (Aagaard, 1981).

5.3 Stasjonshall i fjell

Fast fjell gjennom Vikhammerdalen er påvist til å ligge på kote +40 (Hillestad, 1973). Det vil derfor være fullt mulig å legge tunnelen under dalen, og samtidig oppnå brukbar overdekning. Øst for Vikhammeråsen går trasé alt. 1 gjennom i et nytt kritisk område da den krysser dalen ved Malvikbakk (profil 7350) og Østre Forbord (profil 8000-9000), hvor dybden til fjell ikke er påvist, men er antatt å ligge på samme høydekote som gjennom Vikhammerdalen. Det kan derfor være gunstig å legge traséen på en lavere høydekote langs denne delen av strekningen.

Det er påvist fjell i dagen flere områder på Vikhammeråsen. Stasjonshallen er beregnet å ligge litt lengre sør slik som vist på inntegningene. Dette for å kunne ha god nok kurvatur til å

oppnå høy hastighet gjennom stasjonshallen. Det antas at det vil være fjelloverdekning over 70 m. Det vil være tilstrekkelig. Refraksjonsseismikken fra Vikhammerdalen gir indikasjon på middels til godt berg, men det antas at seismikken er utført i en svakhetszone, slik at det kan forventes høyere seismisk hastighet under Vikhammeråsen (Hillestad, 1973). Siden Vikhammeråsen er tett bebyggt var det vanskelig å finne blotninger som lå utenfor eiendommene. Det ble derfor kun utført én Q-verdi måling fra en liten fjellblotning. Resultatet ga $Q=4,1$ som indikerer middels bergkvalitet, og nedre del av bergklasse C. Det må derfor undersøkes ytterligere for å bedre anslå bergmassens mekaniske styrke, sprekker og grunnvannsforhold (Statens vegvesen, 2010).

Det anbefales å legge stasjonshallen ved mellom profil 6000 m – 7000 m. Som et alternativ til dagens stasjon på Vikhammer. Det vil gi mulighet for befolkningen å gå inn under åsen fra sentrum gjennom et tverrslag. Det gir også mulighet for parkeringsplass på oversiden av stasjonshallen. Her kan deler av jordet gjøres om til parkeringsplass rett sør for Vikhammeråsen. Det gir mulighet for flere av de som bor i Vikhammer å ta seg til togstasjonen utenom sentrum. Dette vil lette trafikken i sentrum og har potensiale for en stor parkeringsplass ovenfor stasjonen.

Ved å legge traséen og stasjonshallen lengre sør vil det bli en rettere horisontalkurvatur og kortere trasé. Dersom traséen legges lengre sør vil det også bli enklere å unngå de usikre områdene som Malvikbakk og Østre Forbord. Lengre sør på jordet vil det være en større usikkerhet til overdekning, da topografien er lavere og ingen registrerte fjellblotninger. Å legge traséen sørover vil gjøre avstanden så lang til stasjonshallen at det blir vanskelig for befolkningen å ta seg til den fra sentrum.

5.4 Løsmasser

Når det gjelder rystelser og kvikkleire og eventuelle effekter av dette er det nok ikke kvikke leirer som gir mest grunn til bekymring. De "tåler" rystelser ganske godt, i alle fall de som normalt forårsakes av sprengning som er i kontrollerte former. Materialer som kan være følsomme for sprengning er i større grad løst lagrede masser som ved rystelser kan oppleve omlagring og indre kollaps (Emdal, 2012).

5.5 Q-verdi

Det må utføres flere Q-målinger. På grunn av det store området, den begrensede blotningsgraden og tilgjengeligheten, samt tidsmangel ble andre oppgaver prioritert i denne oppgaven. Snittverdien gir $Q(\text{snitt})= 11,3$ som gir bergklasse B. På grunn av den store

usikkerheten i målingene og et ønske om å være på den trygge siden, plasseres anlegget i bergklasse C (Statens vegvesen, 2010).

5.6 Alternativene

Ut fra de undersøkelsene som er blitt ført, er det vanskelig å merke seg noen klar forskjell i bergmassens mekaniske egenskaper for de to alternativene. Den klare forskjellen er at fjelloverdekningen er klart best for alt. 2. Selv om det ser ut til at det er fullt mulig å legge alt. 1 der den er merket i vedlegg 5, vil tunnelen generelt gå gjennom områder med større usikkerhet og lavere overdekning som kan bety mer oppsprukket fjell, samt dårligere mekaniske egenskaper. Alternativ 1 vil også gå under mer dyrket mark. Det vil derfor være større fare for innlekkasje som fører til setninger og ødeleggelse av den dyrkede mark. Alt. 1 går i større grad under bebygde områder, selv om det er relativt lite.

Ved østre delen av traséen kan det være gunstig å legge tunnelen lengre nord slik som vist i vedlegg 5. Tunnelen vil da unngå store deler av skyvesonen under Stavsjøfjellet, som går tilnærmet parallelt med tunnelen. Endringen fører til at påhugget blir lagt lengre nord, og traséen unngår å gå gjennom bebyggelse. Ulempen er at kurvaturen gjennom Hommelvik vil bli krappere.

5.7 Geoteknisk kategori

Ut fra de varierende geologiske egenskapene samt uforutsigbarheten som blant annet viste seg i Væretunnelen, klassifiseres vanskelighetsgraden som middels ut fra tabell 2 i henhold til Eurokode 7. Grunnen til at vanskelighetsgraden ikke klassifiseres som høy er fordi geologien er delvis tilgjengelig siden det ikke er en undersjøisk tunnel, samtidig som det foreligger en del erfaring fra vegtunnelene på strekningen. Pålitelighetsklassen velges til CC/RC 3 ut fra anbefalingene til håndbok 021. Dette kan forsvares med at en brist i konstruksjonen i en Jernbanetunnel kan før til enorme konsekvenser da tog vil bruke flere kilometer på å stanse. Tog har heller ingen mulighet til å svinge unna hindringer på sporet, samtidig som tog kan frakte flere hundre personer om gangen. Ut fra disse vurderingene plasseres prosjektet i Geoteknisk kategori 2/3. Det vil uansett være mulig å endre denne kategoriseringen senere i prosjekteringsfasene når bedre undersøkelser og vurderinger foreligger.

6 Kostnader

6.1 Drifts- og sikringskostnader

Etter ønsker fra Jernbaneverket er det valgt å se bort i fra enkeltløpet tunnel med dobbeltspor, og heller ta for seg kostnadene for to parallelle tunneler med enkeltspor.

Ved beregning av kostnadene er anbudskontrakten fra Gjevingåsen lagt til grunn (Mika AS, 2009). Enkelte poster er justert for å tilpasses dette anlegget, som blant annet kreves et større tverrsnitt, og en økt transportlengde i forhold til byggingen av Gjevingåsen. Omfanget av sikringen er også endret for å tilpasse kravene fra tabell 9, sikringsklasser. Det er fra denne valgt å plassere anlegget i sikringsklasse 2, da dette stemmer ganske bra med Q-verdiene målt i tabell 10. Det er viktig å nevne at det er anbefalt tettere bolting enn det som ble utført i Gjevingåsen.

Tverrsnittet på 81 m² er valgt ut fra kravene i Jernbaneverkets Teknisk regelverk (Jernbaneverket, 2012). Byggekostnadsindeksen har gitt en økning på 23 % (Statistisk sentralbyrå, 2012). I kostnadene for alt. 1 ble det ikke lagt inn kostnader for stasjonshall under Vikhammeråsen.

De beregnede drive- og sikringskostnadene gjelder for 2 parallelle tunneler. Tabell 13 og 14 viser utregningene som er utført. For detaljert beskrivelse se vedlegg 4.

Tabell 13: Drive- og sikringskostnader for alternativ 1.

Alternativ 1	
<i>Tunnellengde (m):</i>	<i>13800</i>
<i>Driftskostnad eks. rigg:</i>	<i>kr 539 702 514</i>
<i>Riggkostnad (25% av driftskost.)</i>	<i>kr 134 925 629</i>
<i>Driftskostnad 2 parallelle løp</i>	<i>kr 1 349 256 285</i>
<i>Byggekostnadsindeks økning (23%)</i>	<i>kr 310 328 946</i>
<i>Sum driving og sikring</i>	<i>kr 1 659 585 231</i>
<i>Løpemetervis</i>	<i>kr 60 130</i>

Tabell 14: Drive- og sikringskostnader for alternativ 2.

Alternativ 2	
Tunnellengde (m):	13000
Driftskostnad eks. rigg:	kr 510 632 133
Riggkostnad (25% av driftskost.)	kr 127 658 033
Driftskostnad 2 parallelle løp	kr 1 276 580 333
Byggekostnadsindeks økning (23%)	kr 293 613 476
Sum driving og sikring	kr 1 570 193 809
Løpemeterpris	kr 60 392

6.2 Omfang av undersøkelser

Som et anslag av omfanget av undersøkelser, tar oppgaven utgangspunkt i anbefalingene beskrevet i kapittel 3.3. Med utgangspunkt i tabell 3 rangeres geologien som komplisert, begrunnet med den sterke foldningen og overskyvningen. Forvitringen som moderat, overdekningen som moderat, og tilgjengeligheten som moderat. Grunnforholdenes vanskelighetsgrad klassifiseres ut fra dette som moderat (tabell 4). Dette med utgangspunkt vurderingene gjort i kapittel 5.

Med utgangspunkt i tabell 5 rangeres funksjonskravene til anlegget som høye, med begrunnelse av at skade på anlegget under drift kan få katastrofale følger. Risikoen under driving rangeres som moderat, siden tidligere utbygging av E6 på strekningen møtte overraskelser, men ingen som satte prosjektet i fare. Miljøpåvirkningene rangeres til store siden tunnelene planlagt under mye dyrket mark, og drenering av grunnvannet kan føre til ødeleggelser av den dyrkbare marken. Påvirkningen på andre byggverk anses som liten, da de alternative tunnelene er lagt under områder med lite bebyggelse. Kravene til berganlegget klassifiseres derfor som store (tabell 6).

Undersøkelsesklassen for de to alternativene velges til klasse C (tabell 7), ut fra rangeringene over. Fra figur 3 anbefales det derfor å bruke 2,2% av sprengningskostnadene (inkludert rigg) på undersøkelser. Ut fra kostnadsberegningene over anbefales det å bruke omtrent 4,5 millioner på undersøkelser for dette prosjektet. I beregningene av omfanget ble det anslått likt for begge alternativene. Omfanget inkluderte ikke stasjonshall under Vikhammeråsen.

7 Konklusjon

Ut i fra de registrerte forholdene viser det seg at det er fullt mulig å anlegge tunnel i begge alternativene. Med tanke på bergmassekvaliteten vil alt. 2 være det beste alternativet. Dette begrunnes med at alt. 1 har områder med større usikkerhet til overdekning, samtidig som stort sett hele traséen vil ha mindre overdekning. Det kan føre til større oppsprekking og generelt svakere bergmassekvalitet.

Undersøkelsene viser gode muligheter for å anlegge stasjonshall under Vikhammeråsen. Det ble observert fjell i dagen flere områder på toppen av åsen, som indikerte middels bergkvalitet. Det forventes uansett bedre bergkvalitet dypere ned der stasjonshallen er antatt å ligge. Det største usikkerhetsmomentet var kryssing av Vikhammerdalen, men det viste seg at traséen kunne krysse dalen med en fjelloverdekning på over 20 m. Dersom det vurderes stasjonshall i fjell anbefales den å legges under Vikhammeråsen der traséen er inntegnet på vedlegg 5. Dette for å komme nærmere sentrum for å gjøre toget mer attraktivt, da dette ser ut til å være fullt mulig i forhold til geologien.

Hovinggruppen består av mest sedimentære bergarter med lav metamorfosegrad. Disse kan være forholdsvis svake, med markant lagdeling og foliasjon. Tunnelretningen vil ha stor betydning for stabiliteten. Ut fra målingene viste det seg at alt.2 vil ha den beste retning på hovedsprekkeretningen, og vil skjære med omtrent 50°. Skiferbergartene er forholdsvis tette, men det kan forventes drypp i mesteparten av tunnelen. Det vil ikke være framtreddende topografiske spenninger, da høydeforskjellene er moderate. Det ventes ikke store stabilitetsproblemer på grunn av bergtrykk. Derimot kan det i enkelte områder forventes deformasjon med relativt svake spenninger på grunn av svake bergarter. Svakhetssonene samt influensområdene vil medføre problemer da de kan være fylt med kloritt og leir.

De to lange tunnelene anses som relativt dyre, med en drive- og sikringskostnad på omtrent 1,6 milliarder NOK. Fordelene i forhold til de tidligere utredningene er allikevel mange. Jernbanen vil ikke lenger være barriere mot sjøen, og støy fra forbipasserende tog fjernes helt på strekningen. Alternativ 1 og 2 vil også gi mulighet for mye høyere hastigheter og kortere trasé enn utredningene beskrevet i kapittel 2.

Dersom jernbanen skal kunne utkonkurrere motorveien, blir Jernbaneverket nødt til å satse på transport med større avstand mellom stoppene. Tog kan oppnå høyere hastighet, men bruker lengre tid på akselerasjon og nedbremsing enn vegtrafikk. Dermed vil det være mest hensiktsmessig å unngå stopp på Vikhammer, som alternativ 2 viser. Alternativ 2 er altså det

raskeste alternativet. Det lengre og mer tidskrevende alternativ 1 har i tillegg større usikkerhet til overdekning, dårligere bergmassekvalitet samt økt kostnad for stasjonshall under Vikhammeråsen. Alt. 2 har god beliggenhet ved kryssing, samt unngåelse av flere av de registrerte svakhetssonene. Det må samtidig stilles noe usikkerhet til svakhetssoner på delene av strekningen som er dekt med løsmasser. Alt. 2 anbefales derfor fortsatt som det beste alternativet slik det er inntegnet i vedlegg 5 med forbedring i østre del og påhugg. Dersom alternativ 2 vurderes, anbefales det å bruke 2,2% av sprengningskostnadene som i denne oppgaven er beregnet til å være 4,5 mill. NOK.

Alternativ 2 anses som det klart beste alternativet for vurdering av den fremtidige jernbanen, med tanke på langsiktighet og konkurrencesdyktighet.



Figur 10: Reklameskiltet på Værnes viser potensiale for et flytog på strekningen Trondheim – Værnes (Foto: Kristian Dahl).

8 Videreføring

- For videre arbeid med oppgaven finnes det flere muligheter. Oppgaven dreier seg om et forprosjekt, slik at utvikling av en oversiktsplan (tabell 1) som bygger videre på undersøkelsene beskrevet i denne oppgaven.
- Det vil være nyttig med en vurdering av de geologiske forholdene på strekningen opp mot driving med TBM. Dette gir mulighet for videre undersøkelser for å vurdere lønnsomheten ved driving med TBM. Dette har blitt vurdert tidligere for vegtunnelene og har gitt gode resultater for TBM-drift.
- Dersom det vurderes lang tunnel på strekningen vil det bli nødt til å undersøke evt. nytten av tunnelmassene. En studie av kvaliteten på massene som tas ut, samt hva dette kan brukes til.
- Det er usikkerhet rundt løsmassetykkelsen flere områder langs strekningen. En mulig studie kan være å undersøke dette ved hjelp av resistivitetsmålinger og kjerneboring. Studiet kan sammenligne de to undersøkelsesmetodene og likheten i resultatene. Dette for å vurdere nytten ved bruk av resistivitetsmålinger.

9 Bibliografi

- Aagaard, B. (1981). *Ingeniørgeologiske forundersøkelser for E6 i tunnel ved Malvik, Rapport 6834.03*. Trondheim: A/S Geoteam.
- Aalstad, I. (1974). *Seismiske undersøkelser Stavsjøen*. Malvik: NGU.
- Aarset, A. (1994). *Ingeniørgeologiske undersøkelser for Forbordfjellet jernbanetunnel*. Trondheim: NTH.
- Blindheim, O. T. & Aagaard, B. (1982a). *Ny E6 i tunnel gjennom Leistadåsen*. Trondheim: A/S Geoteam.
- Blindheim, T. O. & Aagaard, B. (1982). *Ny E6 Trondheim- Stjørdal, ingeniørgeologisk gjennomførbarhetsstudie med vurdering av fullprofilboring*. Trondheim: A/S Geoteam.
- Blindheim, T. O., Heggstad, S. & Aagaard, B. (1984). *E6 i tunnel ved Malvik, ingeniørgeologiske forundersøkelser*. Trondheim: A/S Geoteam.
- Borge, K., Kompen, R. & Kveen, A. (2010). *Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler*. Oslo: Vegdirektoratet.
- Dahl, F. (2003). *DRI, BWI, CLI standard*. Sintef.
- Dahl, R. & By, O. (1983). *Borbarhetsundersøkelse, Malvik*. Trondheim: Geologisk institutt, Norges tekniske høgskole.
- Einum, E. (1990). *E6 øst, Hommelviktunnelen, Geologiske forhold og stabilitetssikring, Erfaringsrapport*. Trondheim: Dr. ing O. T. Blindheim.
- Emdal, A. (2012, oktober 16). Driving av tunnel under kvikkleire. (K. Dahl, Intervjuer)
- Grenne, T., Slagstad, T., Roberts, D. & Solli, A. (2003). *Berggrunnskart TRONDHEIM 1621 IV, M1:50 000, foreløpig utgave*. Trondheim: Norges geologiske undersøkelse.
- Hillestad, G. (1973). *Seismiske undersøkelser Vikhammer*. Trondheim: NGU.
- Jernbaneverket. (2012). Hentet fra Teknisk regelverk : <https://trv.jbv.no/wiki/Hovedside>
- Løset, F. (1999). *Geological investigation for tunnels and caverns*. Oslo: NGI.

- Mika AS. (2009). Avtaledokument mellom Jernbaneverket utbygging og Mika AS.
Trondheim: Jernbaneverket.
- NBG. (2000). *Handbook No 2: Engineering geology and rock engineering*. NBG.
- NGU. (2012, 12). *GRANADA, Nasjonal grunnvannsdatabase*. Hentet fra
<http://geo.ngu.no/kart/granada/>
- NSB Bane Region Nord. (1996). *Hovedplan Meråkerbanen*. Trondheim: Jernbaneverket.
- NVE. (2012). *Skredatlas*. Hentet 12 2012 fra <http://skredatlas.nve.no>
- Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K. & Grundt, L. (2003). *Publikasjon nr. 101*. Oslo:
Vegdirektoratet.
- Simonsen, J. F. & Tysnes, E. P. (2006). *Forslag til ny jernbanetrasé mellom Ranheim og
Midtsanden*. Trondheim: HiST.
- Skog og landskap, Statens vegvesen og Statens kartverk. (2010). *Norge i bilder, kart over
Malvik kommune*. Hentet 12 12, 2012 fra <http://norgeibilder.no/>
- Standard Norge. (2008, 10 10). *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering*. Trondheim: Standard
Norge.
- Statens vegvesen. (1989). *E6 Trondheim-Stjørdal, sluttrapport del 2, teknisk/økonomisk
vurdering*. Trondheim: Statens vegvesen.
- Statens vegvesen. (2010). *Håndbok 021 Vegtunneler*. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen og Jernbaneverket. (2011). *Konseptvalgutredning for transportløsning
veg/bane Trondheim - Steinkjer*. Trondheim.
- Statistisk sentralbyrå. (2012). *SSB*. Hentet 12 2012 fra <http://www.ssb.no/bkianl/tab-2012-10-18-03.html>
- Wolf, F. (2005). Berggrunnskart STJØRDAL 1621 I, M 1:50 000, foreløpig utgave.
Trondheim: Norges geologiske undersøkelse.
- Wolf, F. C. (1979). *Beskrivelse til de berggrunnsgeologiske kart i Trondheim og Østersund*.
NGU.

Vedlegg 1:

Parameterverdier for Q-metoden (Borge, Kompen & Kveen, 2010)

1	Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation)	pr. m3	RQD
A	Meget sterkt oppsprukket	>27	0-25
B	Sterkt oppsprukket	20-27	25-50
C	Moderat oppsprukket	13-19	50-75
D	Lite oppsprukket	8-12	75-90
E	Meget lite oppsprukket	0-7	90-100

Anm.: i) Når RQD er ≤ 10 (inkludert 0), blir verdien 10 brukt ved utregning av Q-verdi
ii) RQD-intervaller på 5, dvs. 100, 95, 90 osv er tilstrekkelig nøyaktig

2	Tall for sprekkesett	J _n
A	Massivt, ingen eller få sprekker	0,5-1,0
B	Ett sprekkesett	2
C	Ett sprekkesett + sporadiske sprekker	3
D	To sprekkesett	4
E	To sprekkesett + sporadiske sprekker	6
F	Tre sprekkesett	9
G	Tre sprekkesett + sporadiske sprekker	12
H	Fire eller flere sprekkesett, meget sterkt oppsprukket, sukkerbitberg osv	15
E	Oppknust berg, jordaktig	20

Anm.: i) Ved tunnelkryss brukes (3 x J_n)
ii) I portaler brukes (2 x J_n)

3	Sprekkeruhetstall	J _r
a) Bergkontakt, og b) bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon		
A	Diskontinuerlig, hakkete (ru eller glatte)	4
B	Ru, bølgete	3
C	Glatte, bølgete	2
D	Glidespeil, bølgete	1,5
E	Ru, plane	1,5
F	Glatte, plane	1
G	Glidespeil, plane	0,5

Anm.: Første del av beskrivelsen (Ru, glatt etc.) gjelder ruhet/glatthet
Andre del gjelder ujevnheter i størrelsesorden dm, m.

c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon		
H	Sprekkfylling med leir, silt, sand, grus eller knust berg tykk nok til å hindre bergkontakt	1

Anm.: i) Når sprekkeavstanden i det aktuelle sprekkesettet er mer enn 3 m adderes 1 til ruhetstallet
ii) J_r=0,5 brukes for plane sprekker med glidespeil og lineasjon der lineasjon er orientert langs sannsynlig bevegelsesretning

4	Tall for sprekkefylling	Φ _r (ca)	J _a
a) Bergkontakt			
A	Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts, feltspat, epidot		0,75
B	Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon	25-35°	1
C	Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir.	25-30°	2
D	Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svelleleire)	20-25°	3
E	Oppbløtelig leirbelegg med lav friksjon f.eks kaolinit eller glimmer. Også kloritt, talk, gips, grafit o.a. Kun små mengder svelleleire.	8-16°	4
b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling)			
F	Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30°	4
G	Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtelig fylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	16-24°	6
H	Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtelig leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	12-16°	8
J	Fylling av svelleleire (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm). Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineralfylling)			
K	Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) uoppbløtelig fylling.	16-24°	6
L	Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtelig fylling.	12-16°	8
M	Soner og bånd av leir eller knust eller desintegrert berg. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
N	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir, silt eller sand. Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtelig.	16-24°	10
O	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert, oppbløtelig.	12-16°	13
P	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	13-20

5	Sprekkevannsfaktor	J _w
A	Tørre bergrom, fukt eller spredte drypp	1
B	Dryppregn. Stedvis utvasking av sprekkefylling.	0,66
C	Stor innlekkasje eller høyt trykk i berg med sprekker uten fylling	0,5
D	Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekkefylling.	0,33
E	Meget stor innlekkasje eller vanntrykk ved utsprenning, avtagende med tiden.	0,2-0,1
F	Meget stor innlekkasje eller vanntrykk. Ikke avtagende med tiden. Ofte utvasking av knust bergmasse	0,1-0,05

Anm.: i) Faktorene C til F er antatte. J_w-verdien økes når dreneringstiltak blir utført
ii) Spesielle stabilitetsproblemer ved isdannelse er ikke vurdert

6	Spenningsfaktor	SRF	
a) Svakhetssoner som skjærer tunnelen og som kan medføre nedfall			
A	Hyppig opptreden av svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Avspent sideberg. Alle dybder.	10	
B	Hyppig opptreden av svakhetssoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Avspent sideberg. Alle dybder.	7,5	
C	Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde ≤ 50 m.	5	
D	Ukonsoliderte, åpne sprekker, sterkt oppsprukket, sukkerbitberg. Alle dybder.	5	
E	Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde > 50 m.	2,5	

Anm.: i) SRF-verdiene reduseres med 25-50% når svakhetssonene bare innvirker på stabiliteten, men ikke skjærer anlegget.

b) Harde, kompetente bergarter, bergtryksproblemer				
H	Lave spenninger, åpne sprekker. Utfall av blokker pga. lav spenning. Vanligvis nær overflaten.	>200	<0,01	2,5
J	Middels høye spenninger, gunstige spenningsforhold.	200-10	0,01-0,3	1
K	Høye spenninger. Vanligvis gunstige stabilitetsforhold. Kan være ugunstig for veggstabilitet.	10-5	0,3-0,4	0,5-2
L	Moderat avskalling etter mer enn 1 time i massivt berg.	5-3	0,5-0,65	5-50
M	Avskalling og bergslag etter få minutter i massivt berg.	3-2	0,65-1	50-200
N	Intens bergslag og umiddelbart dynamisk deformasjonsbrudd i massivt berg.	<2	>1	200-400

Anm.: ii) I tilfeller med sterkt anisotrop, jomfruelig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når $5 \leq \sigma_1 / 10 \leq \sigma_3$, reduseres σ_c til $0,75 \sigma_c$. Når $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, reduseres σ_c til $0,5 \sigma_c$, hvor σ_c = enaksial trykkfasthet, σ_1 og σ_3 er henholdsvis største og minste hovedspenning og σ_a = maksimal tangentialspenning (antatt fra elastisitetsteorien).
iii) Når tunnelhengens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, unntatt ved høye horisontalspenninger (se H)

c) Tyteberg: plastisk flytning av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger				
O	Moderat tyteberg		1-5	5-10
P	Intens tyteberg		>5	10-20

Anm.: iv) Tilfeller av tyteberg kan forekomme for dybder H>350 Q/1/3 (Singh et al., 1992). Bergmassenes trykkfasthet kan estimeres fra $s_{cm} \approx s_{c/100} \times 0,7 \times g \times Q^{1/3}$ (MPa) hvor g = bergartens egenvekt i kN/m³, og s_{cm} = bergmassens trykkfasthet.

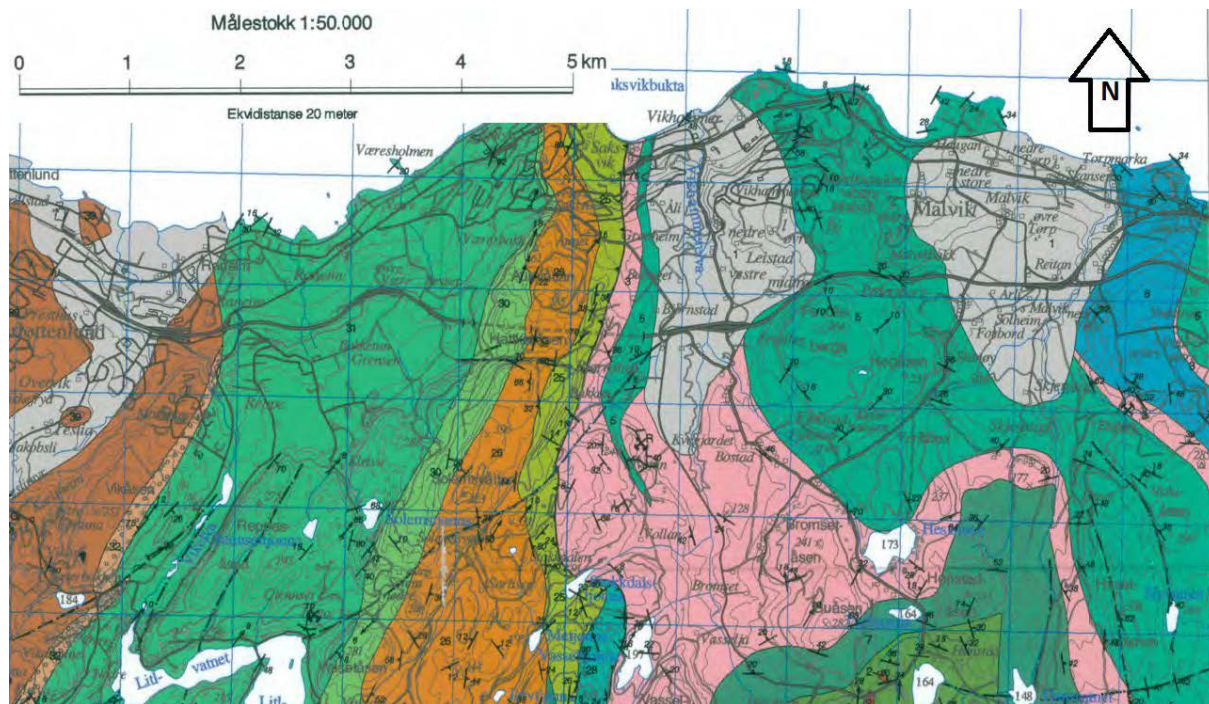
d) Svellende berg: Kjemisk svelleaktivitet som avhenger av tilgangen på vann				
R	Moderat svelling			5-10
S	Intens svelling			10-15

Anm.: For J_r og J_a brukes verdier fra det sprekkesettet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke, $\tau = \sigma_n \tan^{-1}(J_r/J_a)$. Velg sprekkesett eller diskontinuitet hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.

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



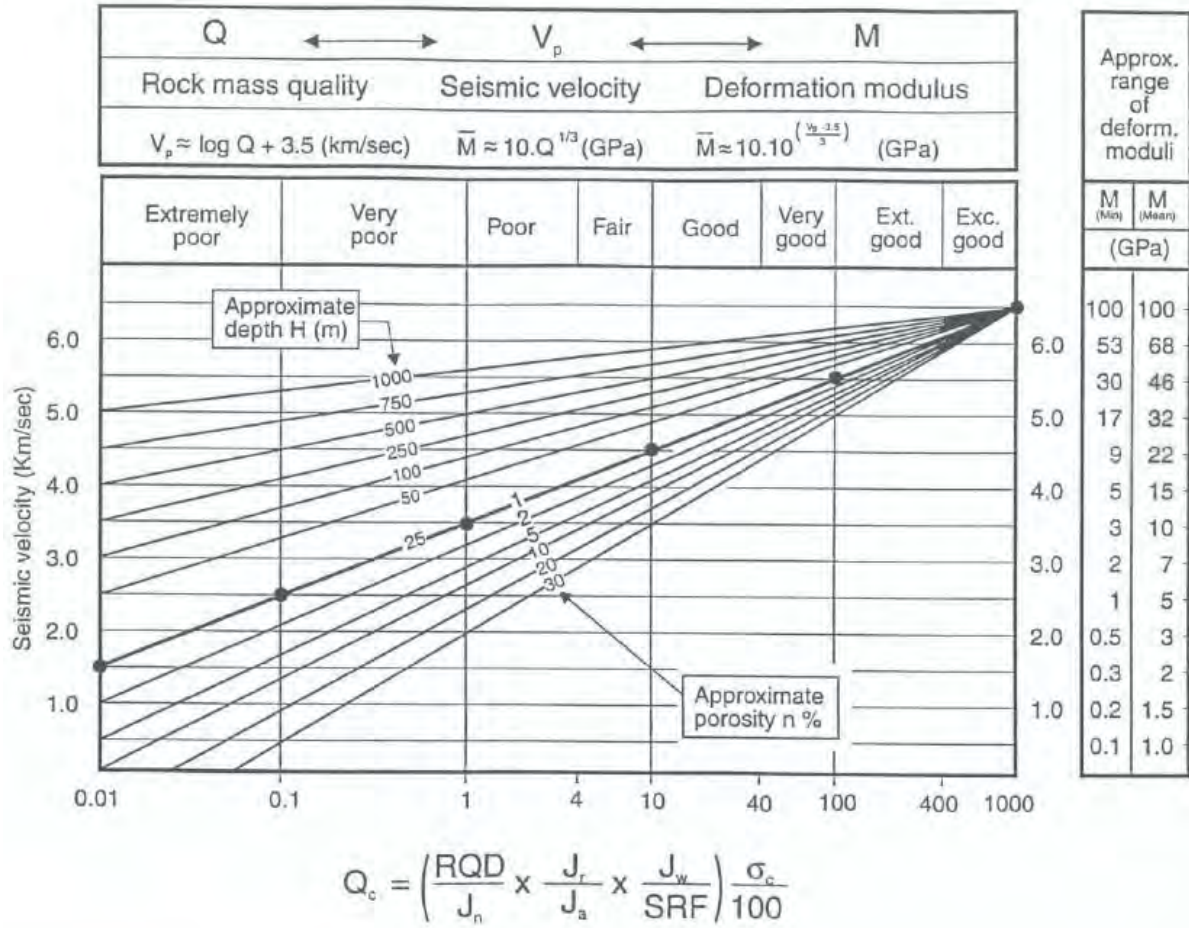
Vedlegg 2



- 39** Grønnstein (omvandlet basalt) og grønskifer udifferensiert. Hovedsaklig putelava med lag av sur lava, kiselstein, tuffitt og diabasganger. Vanligvis deformert
Greenstone (metabasalt) and greenschist undifferentiated. Mainly pillow lava with layers of acidic lava, chert, tuffite and dolerite dykes. Usually deformed
- 3** Rhyolitt, rhyolitt-tuff og tuff-sandstein med lag av mørk skifer
Rhyolite, rhyolitic tuff and tuffitic sandstone with layers of dark-coloured schist
- 5** Mørk fyllitt med enkelte lag av sandstein og siltstein
Phyllite, dark-coloured, with some beds of sandstone and siltstone
- 6** Skifer og gråvacke, kalkholdig med enkelte lag av konglomerat
Schist and greywacke, calcareous with some beds of conglomerate
- 25** Sandstein, grønn, middels- til grovkornet, delvis konglomeratisk. Enkelte lag av skifer og kalkstein
Sandstone, green, medium- to coarse-grained, partly conglomeratic. Some layers of schist and limestone
- 26** Basalt (omvandlet), delvis med svært godt utviklet putestruktur
Basalt (metamorphosed), partly with well-preserved pillow structure
- 30** Sandstein og skifer, grønn til grå, kalkholdig, med enkelte lag av kalkstein og konglomerat
Sandstone and schist, green to grey, calcareous, with some beds of limestone and conglomerate
- 31** Gråvacke, grå til grønn, med lag av sandstein
Greywacke, grey to green, with beds of sandstone
- 7** Mørk skifer
Schist, dark-coloured

Berggrunnskart over området traséene ligger. En beskrivelse av bergartene som traséene er antatt å møte, er plassert under bildet (Grenne, Slagstad, Roberts & Solli, 2003)

Vedlegg 3



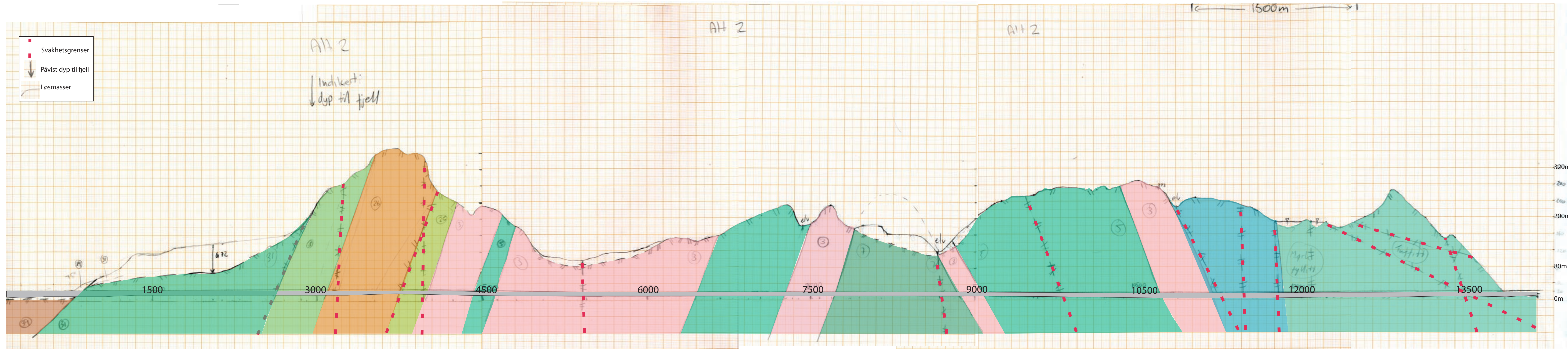
Q-verdi sett opp imot seismisk hastighet (Løset, 1999)

Vedlegg 4

	Anbefalt mengde per lm		Enhetspris
Sonderboring	8,9	m	kr 54,40
Kjerneboring	0,045	m	kr 1 239,00
Gjennstøpning injeksjonshull	0,27	kg	kr 2,17
boring kontrollhull	22	m	kr 70,00
Injeksjon	182	kg	kr 3,38
Injeksjonsarbeid	0,00165	timer/inj. Sement	kr 2 000,00
Etterinjeksjon			kr 115,00
Sprenging tunnel	81	m2	kr 150,00
Salvslengde 2-3 m	0,0057	m	kr 10 000,00
Salvslengde <2 m	0,0023	m	kr 10 000,00
Todelt tverrsnitt hel salvelengde	0,0114	m	kr 10 000,00
Todelt tverrsnitt halv salvelengde	0,0114	m	kr 10 000,00
Sprenging pumpestasjon	3000 m3 for tunnelen		kr 326,00
Lasting og transport av masser	130	m3	kr 50,30
Rensk			kr 174,00
Sikringsbolter	11	stk	kr 464,00
Etterstramming av endeforankrede	6	stk	kr 40,00
Sprøytebetong	4	m3	kr 2 478,00
Sprøytebetongbuer og armeringsnett			kr 217,00
Skjold for sikringsstøp	kr 453 000 for ett støpeskjold		
Rigging av skjold	0,0045		kr 6 511,00
Full utstøpning	0,025		kr 21 000,00
Tilleg			kr 136,00
Byggherrens halvtide	0,125		kr 4 660,00

Vedlegg 5

Kart over traséene



39 Grønnstein og grønskifer
30 Sandstein og skifer
31 Gråvakke

26 Basalt (omvandlet)
25 Sandstein

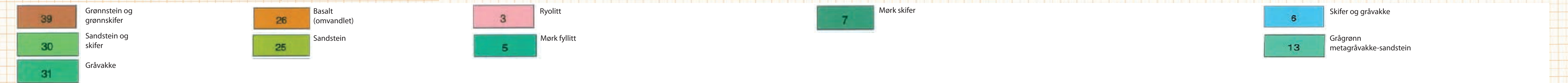
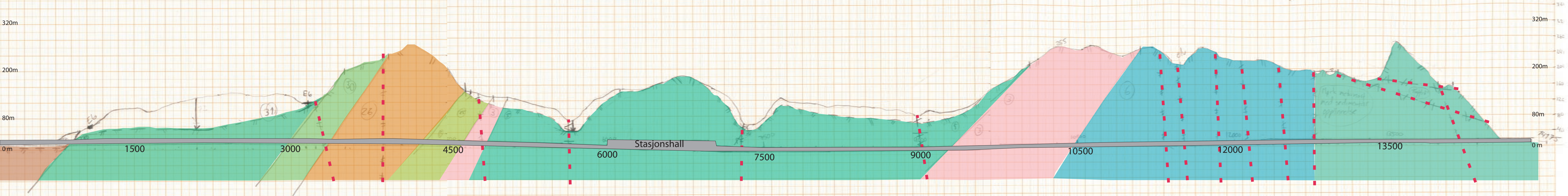
3 Ryolitt
5 Mørk fyllitt

7 Mørk skifer

6 Skifer og gråvakke
13 Grågrønn metagråvakke-sandstein

- Svakhetsgrenser
- Påvist dyp til fjell
- Løsmasser

Påvist dyp til fjell





- 39 Grønnstein og grønskifer
- 30 Sandstein og skifer
- 31 Gråvacke
- 32 Konglomerat

- 1 Vesentlig leire, også sand, grus og morene
- 26 Basalt (omvandlet)
- 25 Sandstein

- 3 Ryollitt
- 5 Mørk fyllitt
- 7 Mørk skifer

- 6 Skifer og gråvacke
- 13 Grågrønn metagråvacke-sandstein
- 8 Gråvackesandstein

- Svakhetssoner
- Togtrase
- Endring østre del
- 12 Lokasjon

