



RAPPORT

Drenering Åknes

INGENIØRGEOLOGISKE VURDERINGER OG
KOSTNADSESTIMAT FOR TUNNELALTERNATIV

DOK.NR. 20180662-08-R
REV.NR. 0 / 2020-12-21

Ved elektronisk overføring kan ikke konfidensialiteten eller autentisiteten av dette dokumentet garanteres. Adressaten bør vurdere denne risikoen og ta fullt ansvar for bruk av dette dokumentet.

Dokumentet skal ikke benyttes i utdrag eller til andre formål enn det dokumentet omhandler. Dokumentet må ikke reproduseres eller leveres til tredjemann uten eiers samtykke. Dokumentet må ikke endres uten samtykke fra NGI.

Neither the confidentiality nor the integrity of this document can be guaranteed following electronic transmission. The addressee should consider this risk and take full responsibility for use of this document.

This document shall not be used in parts, or for other purposes than the document was prepared for. The document shall not be copied, in parts or in whole, or be given to a third party without the owner's consent. No changes to the document shall be made without consent from NGI.



Prosjekt

Prosjekttittel: Drenering Åknes
Dokumenttittel: Ingeniørgeologiske vurderinger og kostnadsestimat for tunnelalternativ
Dokumentnr.: 20180662-08-R
Dato: 2020-12-21
Rev.nr. / Rev.dato: 0

Oppdragsgiver

Oppdragsgiver: NVE
Kontaktperson: Gustav Pless
Kontraktreferanse: FoU-kontrakt, datert 12. september 2018

for NGI

Prosjektleder: Kristin H. Holmøy
Utarbeidet av: Henrik Langeland, Kristin H. Holmøy, Sondre Gjengedal og Kjetil Ask
Kontrollert av: Kristin H. Holmøy og Vidar Kveldsvik

Sammendrag

NGI er engasjert av NVE for å foreslå hvordan man kan bygge en dreneringstunnel med mål om å drenere Åknes fjellside. Hovedmålet er å foreslå forslag til konsept, og deretter utføre et kostnadsestimat. I foreliggende rapport er et forslag til dreneringsløsning med boring av dreneringshull i vifteform valgt.

Tre tunnelalternativer er vurdert, og etter en gjennomgang ble et alternativ med påhugg i Strandadalen ved ca. 426 m o.h. valgt. Adkomst- og dreneringstunnel er estimert til henholdsvis 3640 m og 160 m, der dreneringstunnelen er lagt horisontalt på høyde 550 m o.h. under vestre del av Åknes fjellside. Helningen på adkomsttunnelen er 3,38 % (1,94 grader).

Adkomsttunnelen er planlagt å ha tverrsnitt på 20,3 m², mens tverrsnittet til dreneringstunnelen er 39,1 m². Dette for å få noe bedre plass der dreneringshullene skal bores i vifter fra flere posisjoner langs dreneringstunnelen. Omfang og design av vifter av dreneringshull er fleksibelt og kan justeres etter behov.

Det er beregnet at forventet byggekostnad for dreneringstunnelen blir ca. 129 millioner kroner med et standardavvik på ca. 10 millioner kroner, og usikkerheten er antatt å være rundt 8 %.

Innhold

1	Innledning og bakgrunn	6
2	Tunnelalternativer	7
3	Grunnforhold	9
3.1	Topografi	9
3.2	Berggrunnsgeologi	10
3.3	Løsmasser	12
3.4	Erfaringer fra andre tunneler i området	12
4	Ingeniørgeologiske vurderinger	14
4.1	Tunneltrasé	14
4.2	Forventet bergmassekvalitet	20
4.3	Sikring etter Q-systemet	21
4.4	Vurdering av sprengningsinduserte vibrasjoner ved tunneldriving under Åknes	23
5	Kostnadsestimat	25
5.1	Lichtenberg's metode	25
5.2	Forutsetninger lagt til grunn for kostnadsestimatet	26
5.3	Resultat kostnadsestimat	28
6	Anbefalt videre arbeid før detaljprosjektering	28
7	Referanser	29

Tegning

Tegning 010	Modell sett fra sørvest
Tegning 011	Modell sett fra sørøst
Tegning 012	Modell sett fra vest

Vedlegg

Vedlegg A	Kostnadsestimat dreneringstunnel Åknes
-----------	--

Kontroll- og referanseside

1 Innledning og bakgrunn

NGI er engasjert av NVE for å foreslå hvordan man kan bygge en dreneringstunnel med mål om å drenere Åknes. Hovedmålet er å foreslå forslag til konsept, og deretter utføre et kostnadsestimat som viser hvilke kostnadselement som har størst usikkerhet.

I foreliggende rapport er tre tunnelalternativer (adkomsttunneler) vurdert, og et forslag til dreneringsløsning med boring av dreneringshull i vifteform er valgt.

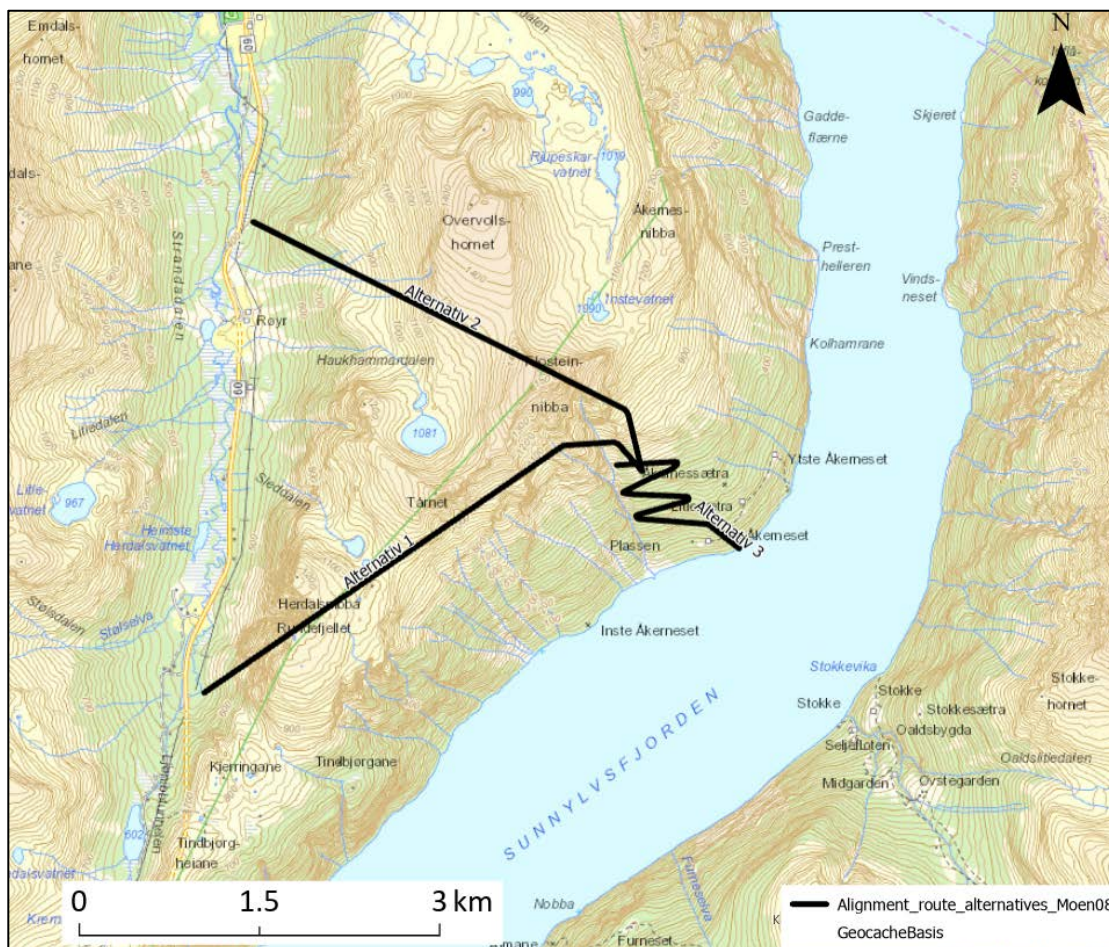
Basert på tilgjengelig bakgrunnsinformasjon er en ingeniørgeologisk vurdering av valgt tunneltrase utført. Det er ikke gjennomført feltbefaring eller grunnundersøkelser.

Med bakgrunn i forventet bergmassekvalitet, kunnskap om den hydrogeologiske situasjonen og resultater fra utførte stabilitetsanalyser er dreneringstunnelen ført inn under område med største bevegelse (kalt blokk 8) i en høyde på 550 m o.h.

Foreslått dreneringsløsning er tegnet opp i 3D for å kunne beregne lengder på dreneringshull og illustrere dreneringstunnel og dreneringshull. Dreneringsløsningen som er valgt er fleksibel og kan utvides med å øke både tunnellengde og antall dreneringshull.

2 Tunnelalternativer

Masteroppgave fra Bjørnar Moen [1] skisserte tre ulike alternativer for dreneringstunnel til Åknes (Figur 1).



Figur 1. Oversiktskart med tunnelalternativer fra Bjørnar Moen [1].

NGI har vurdert disse tre dreneringstunnelalternativene og oppsummert vurderingene i Tabell 1.

Tabell 1. Vurdering av dreneringstunnelalternativer til Åknes.

Nr.	Gunstige elementer	Ugunstige elementer
Alternativ 1, påhugg Strandadalen ved ca. 430 m o.h.		
1	Starter i strandadalen og kan gå tilnærmet horisontalt inn under foten av glideplan	Lang trasé før dreneringsområdet, rundt 4.4 km
2	Enkel tilkomst til tunnel i Strandadalen	Overdekning opp mot 800 meter og store bergspenninger?
3	Tunnelmasse kan benyttes til lokale skredsikringstiltak, f.eks. skredvoll.	Egne dreneringssjakter ut i Åknesrenna
4		Skredfare påhugg?
5		Krysser søkket/dalen rett vest for dreneringsområdet (Åknesrenna). Det er sannsynligvis dårlig bergmasse i forkastningen.
Alternativ 2, påhugg Strandadalen ved ca. 426 m o.h. (trasé kan modifieres for å korte ned tunnel lengde, men da må påhugg skredsikres)		
1	Starter i strandadalen og kan gå tilnærmet horisontalt inn under foten av glideplan	Lang trasé før dreneringsområdet, rundt 4.0 km
2	Enkel tilkomst til tunnel i Strandadalen	Overdekning over 1000 meter og store bergspenninger?
3	Kan drenere en større del av tilfangsområdet for avrenning (Instevatnet osv.)	Egne dreneringssjakter ut i Åknesrenna
4	Tunnelmasse kan benyttes til lokale skredsikringstiltak, f.eks. skredvoll	Mulig skredfare ved tunnelpåhugg
Alternativ 3, påhugg Sunnylvsfjorden ved 0 m o.h.		
1	Kort trasé før en når dreneringsområdet	Bratt stigning på tunnel fra Sunnylvsfjorden
2	Liten overdekning og gunstige bergspenninger?	Vanskelig tilkomst og anleggsdrift med lekter/kai – utfordrende transport av sprengstein
3	Drenering av vann fra skredområdet fortløpende gjennom tilkomsttunnel	Naturhensyn ved påhugg?
4		Skredfare påhugg?
5		Rystelser fra driving problem for stabilitet i Åknes?

Andre alternativer med start lengre nord, som ikke er vist i Figur 1, vil gi lange tunneler eller eventuelt vei i dagen til over tregrensen (høyfjell) for å korte ned tunnelstrekning. Dette gir uforutsigbar tilgang spesielt i vinterhalvåret fordi vei i høyfjellet er vær og skredutsatt.

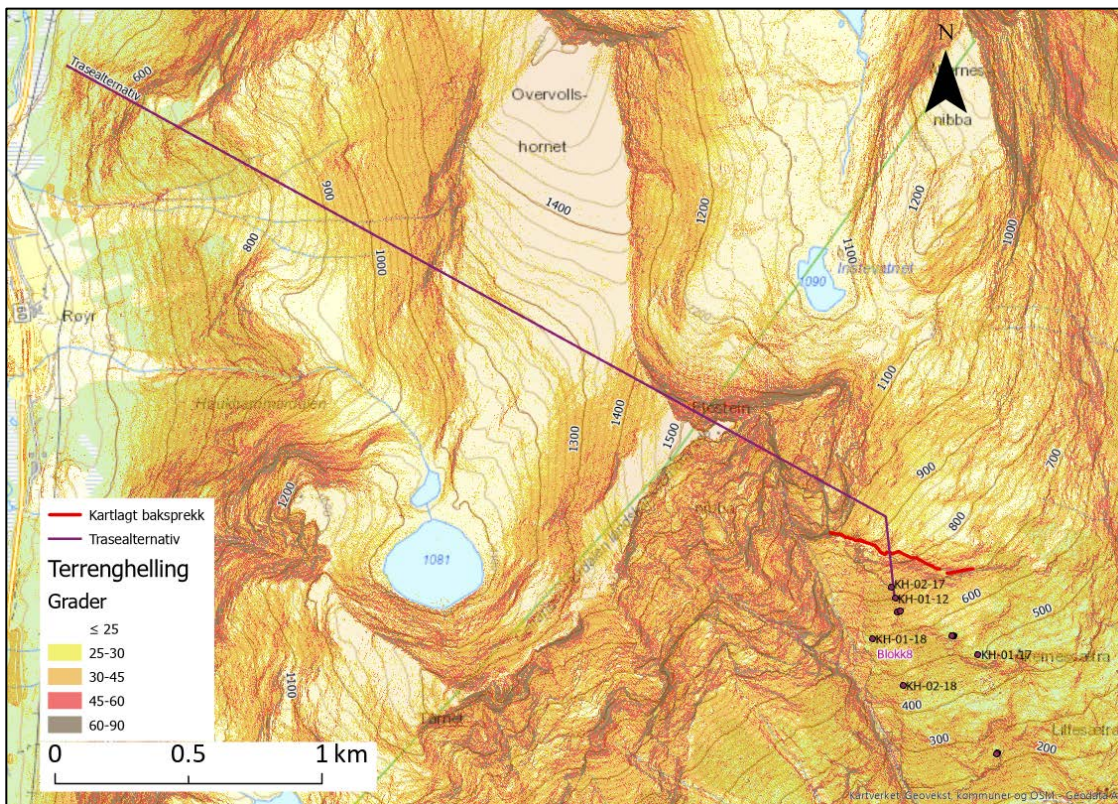
Vi rangerer alternativene i Tabell 1/Figur 1 som vist nedenfor, og velger følgende alternativ 2 for vurderinger i det etterfølgende:

1. Alternativ 2, som vurderes som noe bedre enn alternativ 1 fordi tunnelen er noe kortere enn alternativ 1.
2. Alternativ 1, som er en enklere løsning enn alternativ 3 da alternativ 3 har bratt stigning og vanskelig tilkomst for anleggsdrift.
3. Alternativ 3.

3 Grunnforhold

3.1 Topografi

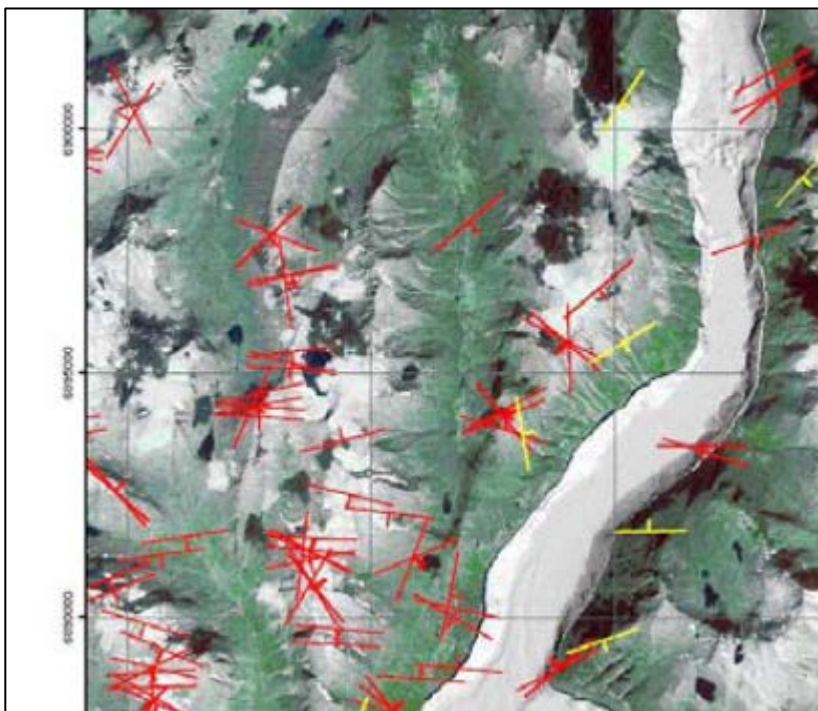
Området for tunneltrasé (alternativ 2), definert mellom Strandadalen (380-420 m o.h.) og den ustabile fjellsiden på Åknes (ca. 0-900 m o.h.) er preget av betydelig høydeforskjeller. Området har topper opp mot 1500 m o.h., mellom trange daler og forsenkninger gravd ut av breer og erodert av elver og bekker. Dalsidene er bratte, slik det fremgår av Figur 2.



Figur 2. Terreghellingskart for området.

3.2 Berggrunnsgeologi

Tunnelen vil drives gjennom et område bestående av stedeagne prekambriske bergarter, hovedsakelig granittisk og diorittiske gneiser som noen steder er migmatittisk, påvirket av den kaledonske fjellkjeddannelsen [2]. Bergartene kan ha innslag av linser og lag av glimmerrike gneiser og amfibolitt [3]. Norges geologiske undersøkelse (NGU) har kartlagt bergmassen i området som granittisk gneis, med migmatitt, granodioritt og øyegneis som sekundære bergarter [4]. Regional kartlegging av foliasjon i området viser lokale variasjoner (Figur 3).

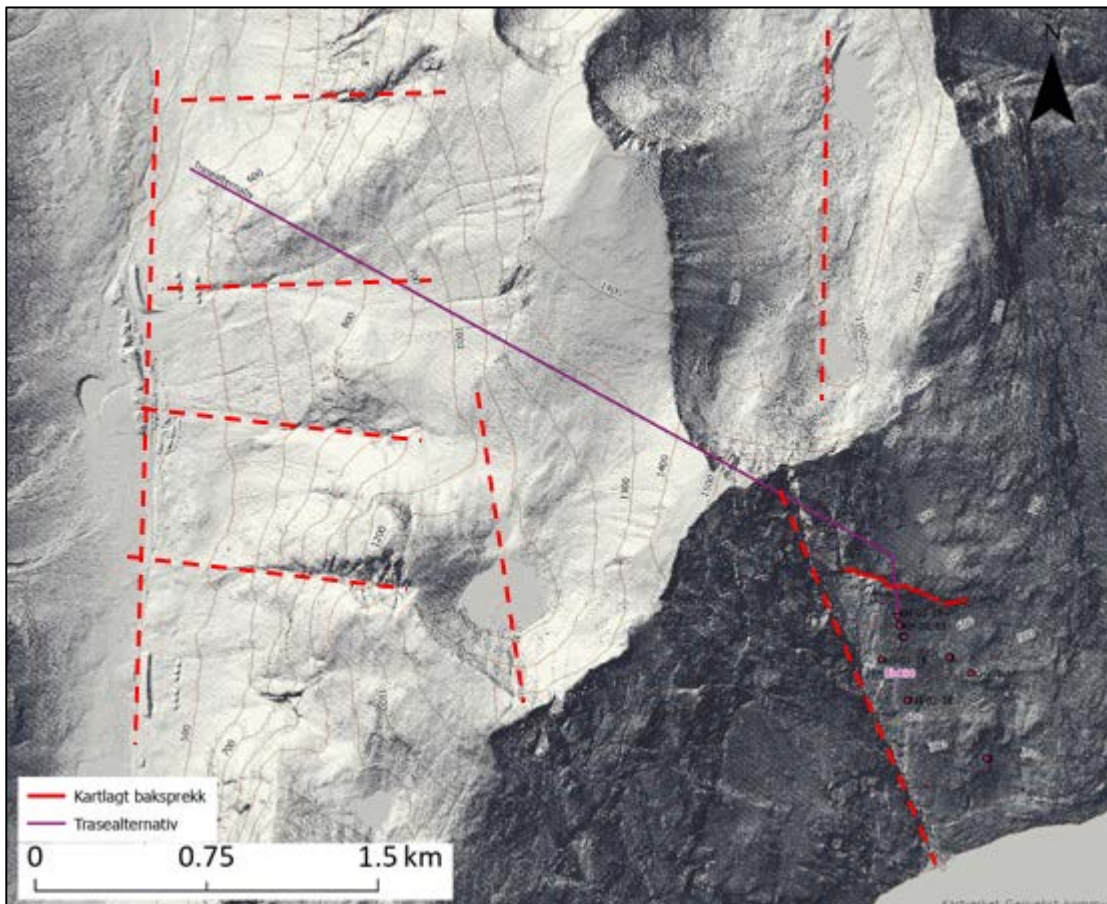


Figur 3. Kartlagt orientering av foliasjon i området, vist som gjennomsnitt for hver kartlagt lokalitet [2].

For det ustabile området Åknes er det gjennomført mye bergmassekartlegging både gjennom feltarbeid og logging av borekjerter. Kartleggingen viser at bergmassen er foldet og at det er lokale variasjoner i orientering av foliasjonen. Tre hovedsprekkesett er registrert, og kan delvis knyttes til foldingen, to sprekkesett med steile sprekker og strøk henholdsvis ca. nord-sør og ca. øst-vest, samt ett foliasjonsparallelt sprekkesett med fall varierende mellom 27° - 34° med strøk øst-vest [5].

Videre er det kartlagt to forkastninger som avgrenser det ustabile området. I vest den markante rennen/dalen som danner en steil forkastning med retning nordnordvest-sørsørøst og i øst en lavvinklet forkastning (mellom 35° - 45°) med fallretning mot vest [5].

Mulige regionale svakhetssoner, basert på kartlegging ved Åknes og studier av kartmateriale, er vist i Figur 4. Fra dette kan vi gjenkjenne nordnordvest-sørsørøst og øst-vest strukturer / mulige svakhetssoner som gjentakende i området.



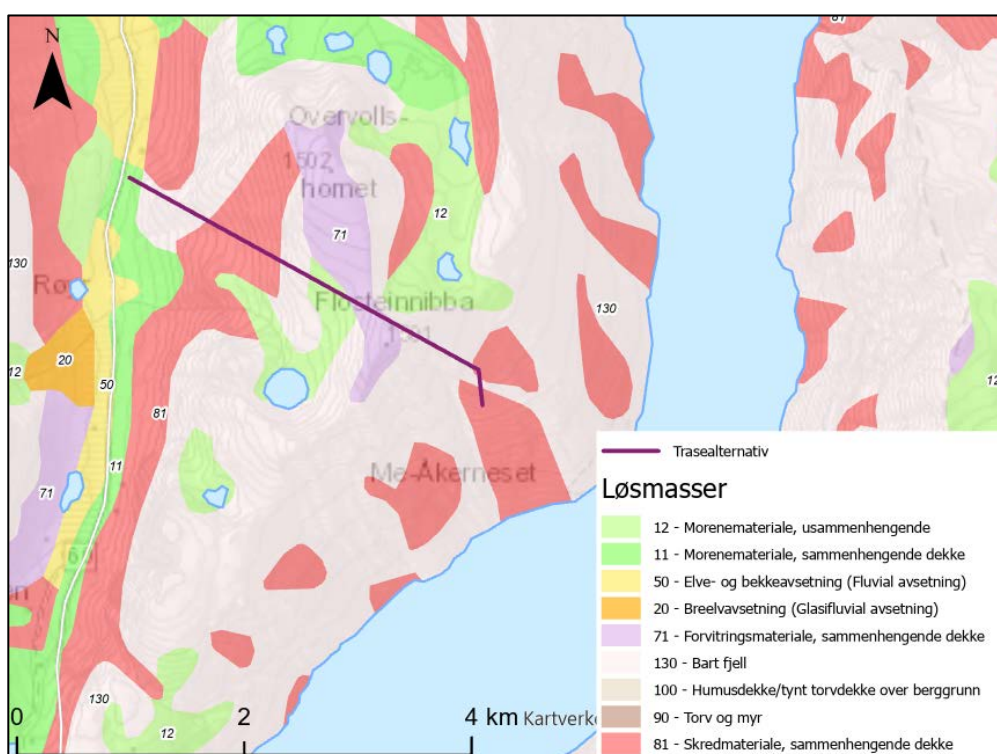
Figur 4. Mulige regionale svakhetssoner er vist med røde linjer.

I forbindelse med vurdering av stabilitet i det ustabile området på Åknes er det også gjennomført bergmasseklassifisering basert på kartlegging av blotninger i overflaten på Åknes. I bergmasse definert som fast angir Grøneng med flere [6] en GSI (*Geological Strength Index*) lik 80, i bergmasse angitt som oppsprukket GSI lik 62 og 37. Langeland [7] angir en gjennomsnittlig GSI verdi lik 65 og Q-verdi lik 18.

3.3 Løsmasser

I terrengoverflaten i området er det delvis bart berg og delvis løsmasser. Løsmassene består av forvittringsmateriale i høyereliggende områder og langs fjellryggene, i dalbunnen morene-, fluvial- og glasifluvialt materiale og skredmateriale nederst i overgang mellom bratte dalsider og dalbunnen (Figur 5) [8].

Området preges av skog kun i de nedre delene av dalene, opp mot omkring 600 m o.h. Skogen består primært av spredt løvskog, og noe barskog i dalbunnene.



Figur 5. Løsmassekart [8] med tunneltrasé vist som lilla strek.

3.4 Erfaringer fra andre tunneler i området

Ljøttunnelen er en veitunnel langs fylkesveg 60 i Stranda kommune som ble ferdigstilt i 2016. Tunnelen er bygget med tunnelprofil T9,5 [9] og har lengde 3,66 km.

Tunnelen går fra den granittiske gneisen i Strandadalen ved Herdal og til den amfibolittiske gneisen ved Ljøen i Hellesylt, og krysser bergartsgrensen ca. 1,9 km inn i tunnelen fra Herdal. I området for dreneringstunnel til Åknes er det kartlagt granittisk gneis langs hele traseen, og vi har derfor gått gjennom den ingeniørgeologiske sluttrapporten for Ljøttunnelen [10].

Erfaringer fra tunneldrivingen er:

- Forskjæring og påhuggssone på Ljøen i amfibolittisk gneis var preget av stedvis sterkt oppsprukket dagberg og et foliasjonsparallelt sprekkesett med fall 50-70 grader mot sørøst. Flere salver i påhuggssonen er kartlagt med Q-verdi 0,66.
- I forskjæring og påhuggssone ved Herdal var det generelt god bergmassekvalitet. Det ble registrert noen diagonale slepper (sprekker med fylling) som avløste store blokker, og oppsprukket dagberg, men berget er benevnt å være generelt massivt. De første 3 salvene er registrert med Q-verdi 0,94, men det bedrer seg raskt til Q-verdi 5,0.
- Det er gjennomgående kartlagt god bergmassekvalitet i hele Ljøtunnelen, der 83 % av berget er kartlagt i bergmasseklasse A/B etter Q-systemet, dvs. $Q > 10$ [11].
- Det er registrert 4 områder der Q-verdien er < 1 . Dette er i soner i den amfibolittiske gneisen samt i mindre soner ved påhugg Ljøen, som også ligger i amfibolittisk gneis. Q-verdi < 1 utgjorde 66 meter totalt, anslagsvis 1,8 % av tunnel-lengden.
- Det ble påtruffet en svært dårlig sone omtrent 1 km inn i tunnelen fra påhugg Ljøen: overgang fra massiv amfibolittisk gneis/båndgneis til gjennomsettende parallelle skjærsoner med 10- 50 cm tykkelse, med sprekkefylling og delvis større vannlekkasjer. Sonene gikk tilnærmet parallelt med driveretning med fall 60-70 grader mot ca. sørøst. Dette var i området der Ljøtunnelen passerer under elva fra Nykkjevatnet (739 m o.h.) og sonen ble forinjisert og sikret omfattende med forbolting, ekstra tykk sprøytebetong og armerte sprøytebetongbuer. Det ble også drevet med kortere salver, dvs. 3.5 meter, mot normalt ca. 5 m.
- Svelleleireanalyse fra disse sonene viser fri svelling (FS) mellom 80-110 (lite aktiv leire), men én prøve med FS lik 155 (meget aktiv leire) [12].
- Den granittiske gneisen har god kvalitet, definert som hard og sprø.
- Den amfibolittiske gneisen/båndgneisen er tidvis massiv med god kvalitet, men blir gjentagende brutt av gjennomsettende skjærsoner med 10-50 cm tykkelse og sprekkefylling. Disse sonene er tilnærmet parallelle med tunnelaksen og har da en retning tilsvarende Strandadalen, dvs. omtrent nord-sør.
- Det ble registrert sprakefjell i enkelte områder i den granittiske gneisen, der den største vertikale overdekningen er 400-500 meter.

Oppsummering av bergmasseklassefordeling for Ljøtunnelen er vist i Tabell 2.

Tabell 2. Oppsummering bergmasseklassefordeling for Ljøtunnelen [10].

Bergmasseklasse	Q-verdi	Meter totalt	% av lengde
A/B "God" →	$10 \leq Q$	3049	83,1
C "Middels"	$4 \leq Q < 10$	377	10,3
D "Dårlig"	$1 \leq Q < 4$	175	4,8
E "Svært dårlig"	$0,1 \leq Q < 1$	66	1,8
F "Ekstremt dårlig"	$0,01 \leq Q < 0,1$	0	0
G "Eksepsjonelt dårlig"	$0,001 \leq Q < 0,01$	0	0
Total		3667	100

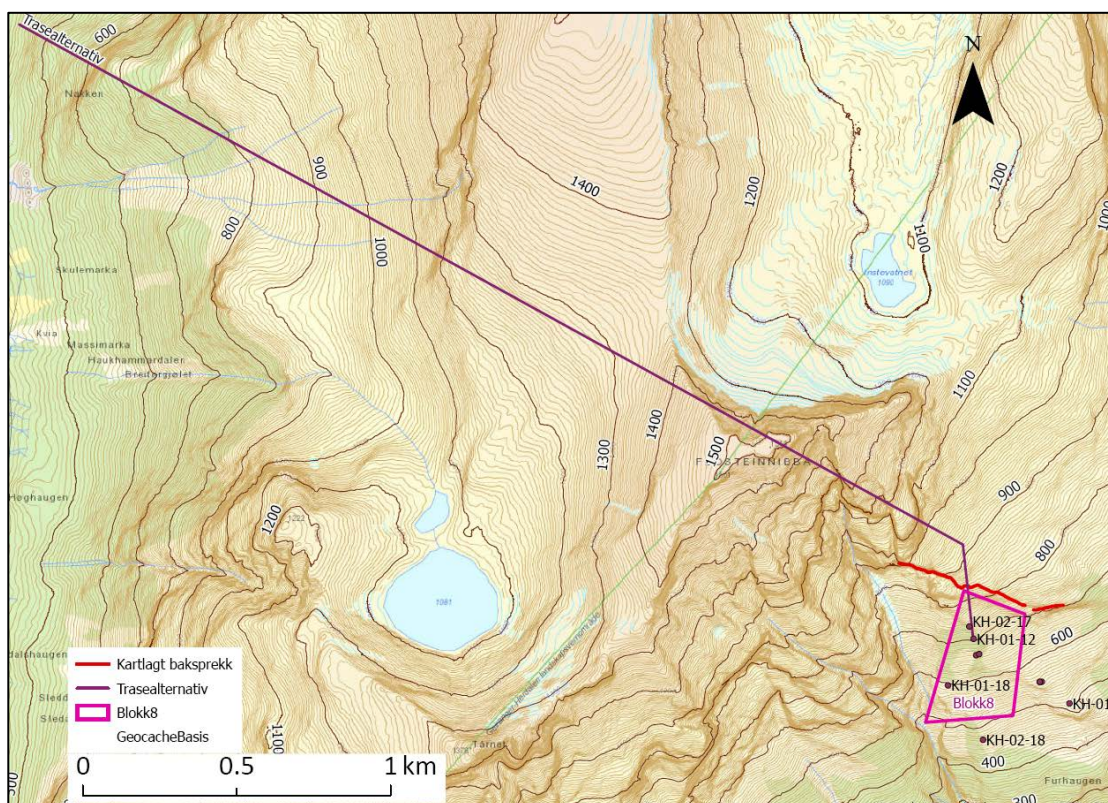
4 Ingeniørgeologiske vurderinger

Tunneltrasé eller mulige påhugg for adkomsttunnel er ikke befart for denne vurderingen, og det er ikke gjort grunnundersøkelser for å vurdere bergmassekvalitet langs tunneltraseen. Det er derfor lite tilgjengelig informasjon for å vurdere bergmassekvalitet langs traseen. I en videre eventuell prosjekteringsfase bør det gjøres detaljerte ingeniørgeologiske undersøkelser, som feltkartlegging, refraksjonsseismikk og/eller resistivitetmålinger i utvalgte områder.

4.1 Tunneltrasé

4.1.1 Tunnelgeometri

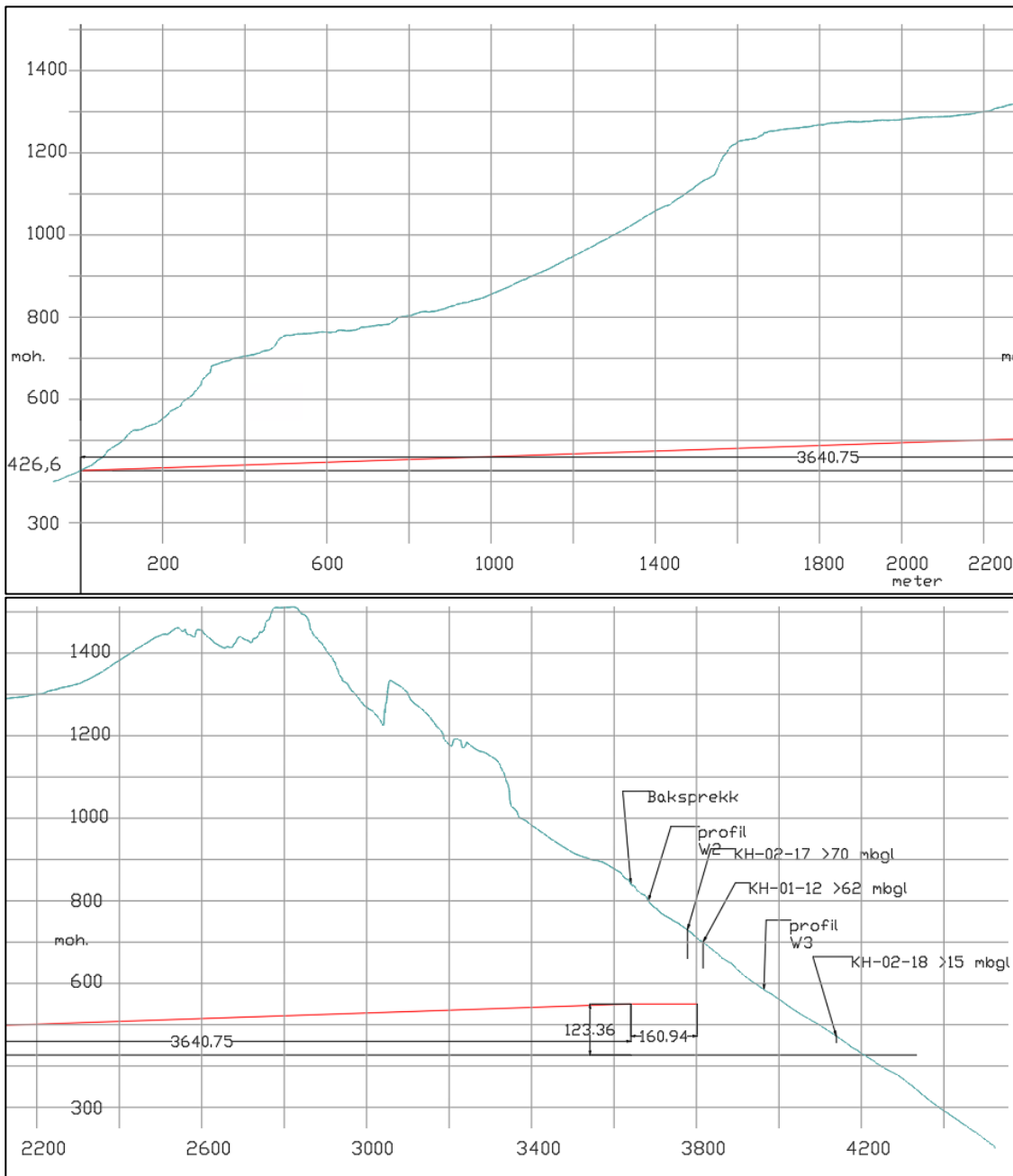
Tunneltraseen går fra Strandadalen (ca. 426 m o.h.) til under blokk 8 [13] på Åknes med endepunkt under det ustabile området ved 550 m o.h. (Figur 6).



Figur 6. Topografisk kart med tunneltrasé fra Strandadalen til den ustabile fjellsiden på Åknes.

Tunneltraseen går med stigning over 3,64 kilometer, og stiger i denne lengden med ca. 123 meter. De siste ca. 161 meter går dreneringstunnelen horisontalt inn under blokk 8 ved Åknes (Figur 7). Helningen på tunneltraseen med stigning er 3,38 % (1,94 grader).

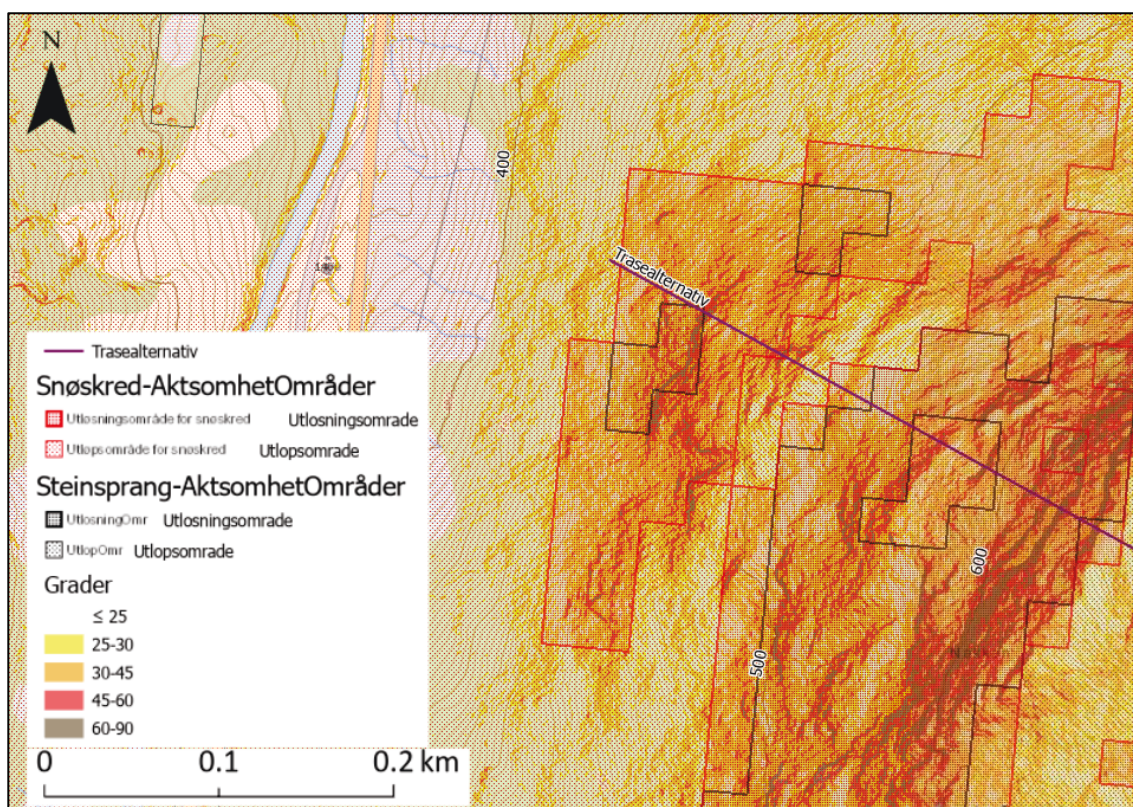
Dreneringstunnelen med stigning er planlagt med tversnitt tilsvarende T4.0 og dreneringstunnelen som går horisontalt inn under Åknes er planlagt med tversnitt tilsvarende T5.5 [9].



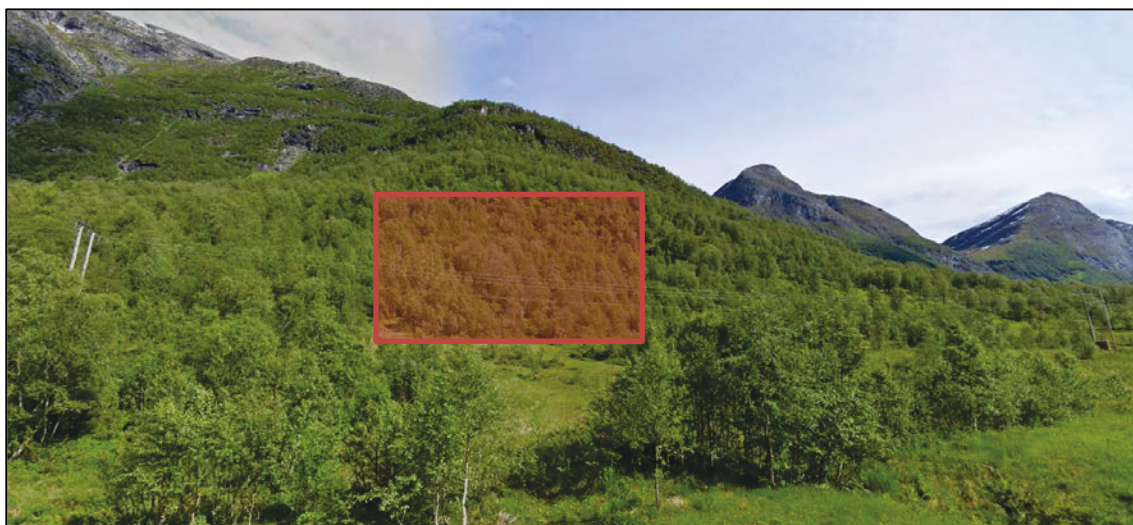
Figur 7. Lengdesnitt med påhugg på ca. 426 m o.h. og avslutning adkomsttunnel på 550 m o.h. Tunneltrasé i rødt.

4.1.2 Påhuggsforhold

Basert på nåværende data på topografi, løsmassedekke, og forventet dyp til berg anses angitt område som gunstig for å etablere tunnelpåhugg (Figur 8 og Figur 9).



Figur 8. Detalj tunnelpåhugg med terreghellingskart og aktsomhetsområder for skred.



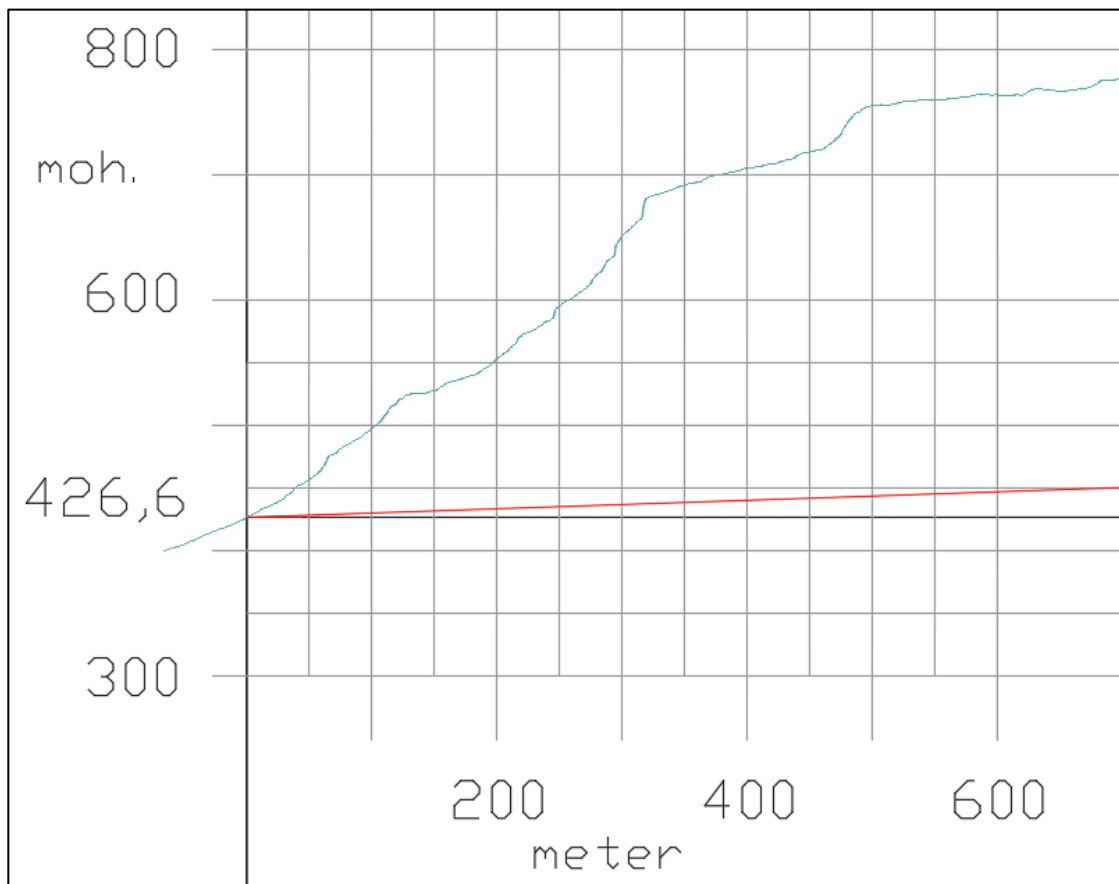
Figur 9. Detaljbilde av påhuggsområdet tatt fra Fv. 60 mot sørøst (kilde: Google maps). Området for aktuell påhuggsplassering omtrentlig markert.

Området for påhuggsplassering ligger i enden av en fjellrygg og er derfor mindre utsatt for skredfare, men påhuggsplassering ligger innenfor aktsomhetskart for snøskred og steinsprang fra NVE, og også innenfor aktsomhetskart fra NGI. Det må gjøres en skredfarevurdering i prosjekteringsfasen.

Området har store løp for blant annet snøskred fra Overvollshornet (1502 m o.h.) rett sør for påhuggsområdet. Rett ovenfor påhugget viser terrengeanalyse at det er mindre lokale brattskrenter og en må forvente noe bergsikring av potensielle steinsprang i disse. Dette må avklares nærmere i prosjekteringsfase.

Det forventes at det er liten løsmassedybde i påhuggsområdet på grunn av lokalisering mot fjellryggen, men det kan likevel være lommer med tykkere løsmasser som ved påhugg Herdal i Ljøttunnelen [10].

Lengdeprofilen viser at en raskt oppnår god overdekning langs tunneltraseen (Figur 10), og ettersom det trolig er liten løsmassetykkelse, forventes også raskt god bergoverdekning. En må trolig forvente å ta ut en påhuggsskjæring for å sikre god overdekning på bakgrunn av oppsprukket dagberg, slik det ble erfart for Ljøttunnelen [10].

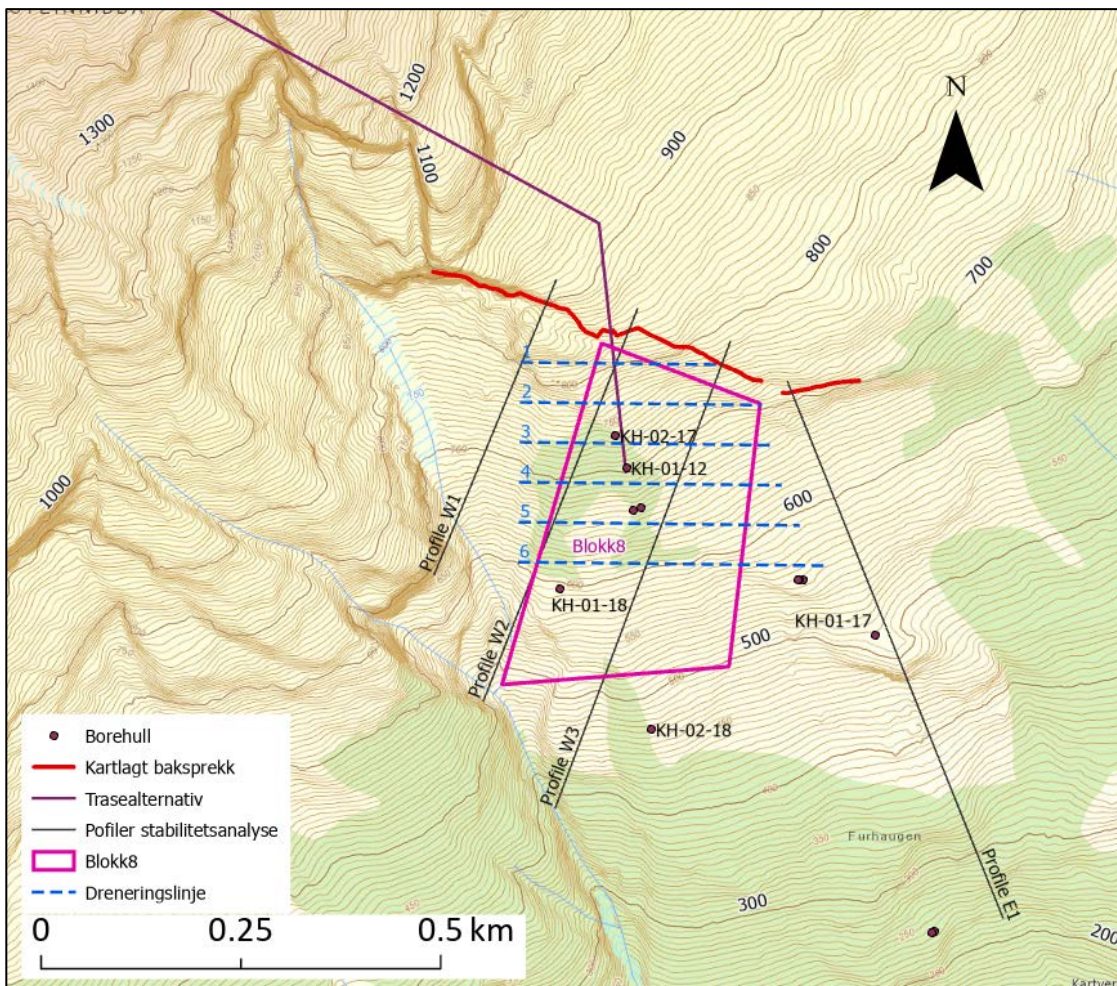


Figur 10. Detalj lengdeprofil for tunneltrasé, som er vist med rødt.

4.1.3 Endepunkt med dreneringshull

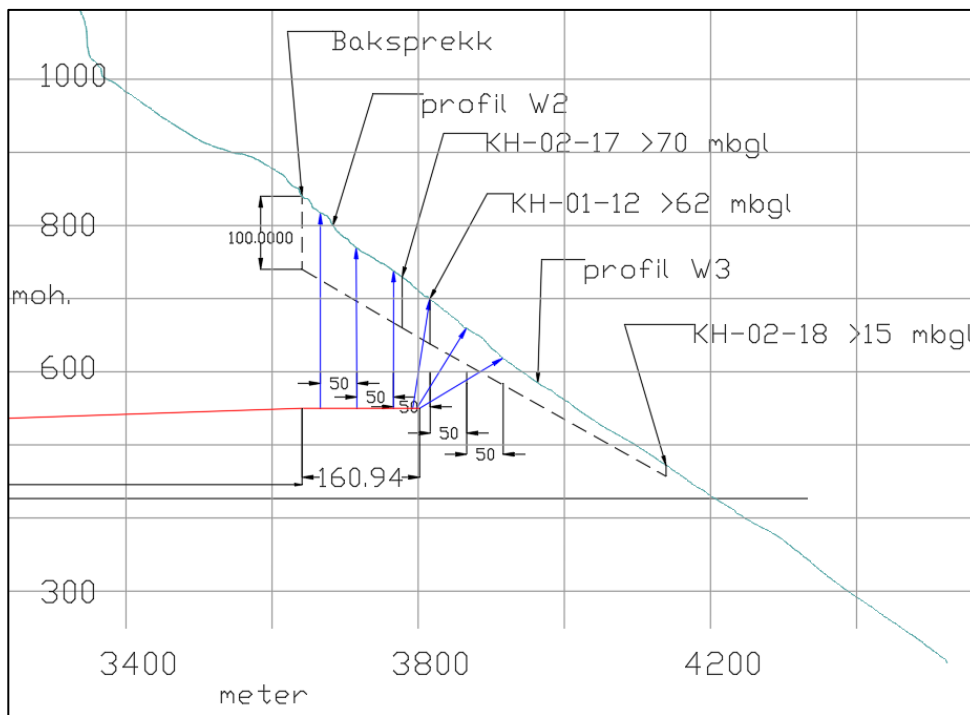
Tunnelen avsluttes på 550 m o.h. under blokk 8 på Åknes (Figur 11). Det er lagt inn dreneringslinjer som guide for hvordan det kan bores dreneringshull som "skjerm/vifte" fra dreneringstunnelen og opp gjennom glideplanene. Lengdene på dreneringshull må tilpasses under boring mht. hvordan en påtreffer vannførende sprekker.

På Figur 11 er dreneringslinjene tegnet med 50 meter avstand slik som det også er vist på Figur 12, men "skjermene" som bores fra dreneringstunnel og opp mot disse linjene kan defineres med tettere avstand for å øke antallet dreneringshull.



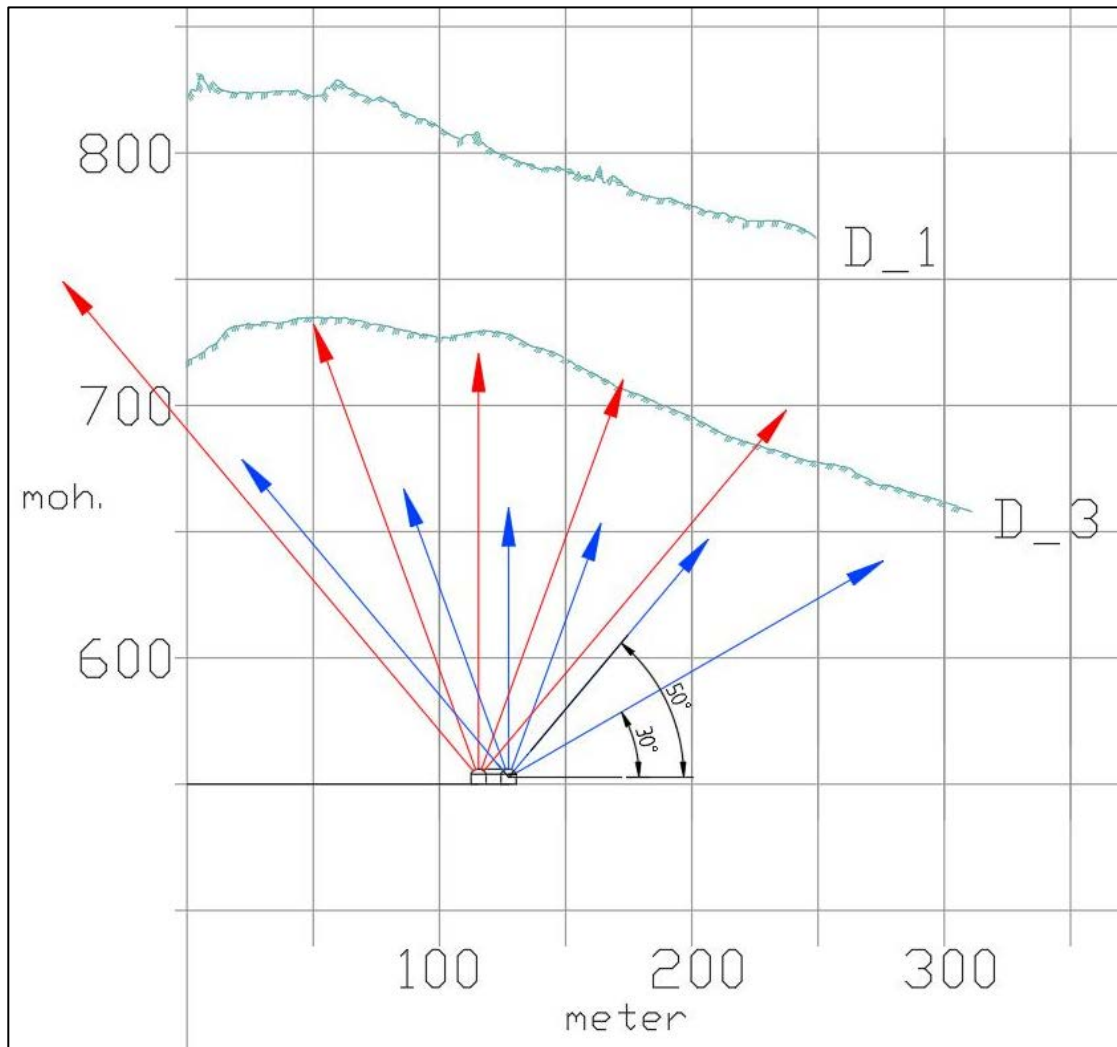
Figur 11. Oversikt tunneltrasé under det ustabile området. For dreneringslinjer for borehull: se også Figur 12.

Figur 12 viser detaljprofil av endepunkt for tunnel i forhold til borehull og profilet W2 benyttet i stabilitetsanalyse. I profilet er omtrentlig glideplan skissert basert på dyp til bevegelsessoner registrert fra DMS [13]. Videre er det skissert dreneringshull fra dreneringstunnel og opp gjennom glideplan. Dreneringshullene er tegnet helt opp til overflaten, men målinger under boring og erfaring fra det pågående borearbeidet må bestemme lengden av borehull.



Figur 12. Detaljprofil av endepunkt for dreneringstunnel under blokk 8 ved det ustabile området. Tunneltrase i rødt. Sett fra vest.

Dreneringshull kan bores i skjermformasjon fra dreneringstunnel i så stort omfang som nødvendig. Figur 13 viser et snitt forfra (sett fra sør) mot dreneringsprofil 1 og 3 på Åknes (Figur 11), for å skissere formen på dreneringsskjerm fra tunnel.



Figur 13. Skisse for plassering dreneringshull fra dreneringstunnel og opp mot dreneringslinje 1 og 3 i Figur 11. Røde dreneringshull mot dreneringslinje 1 og blå dreneringshull mot dreneringslinje 3.

4.2 Forventet bergmassekvalitet

Erfaring fra driving av veitunnelen Ljøtunnelen viser at det generelt var god bergmassekvalitet langs traseen og at det kun var mindre soner med dårlig berg, basert på prosent av total lengden (Tabell 2). Dreneringstunnelen til Åknes skal drives i samme bergart, primært granittisk gneis, men borekjerner ved Åknes [14] [15] [16] viser at en i den granittiske gneisen kan påtreffes soner med oppsprukket biotittrik gneis med leire på sprekkeplan.

Langs Ljøtunnelen var den granittiske gneisen massiv og sprø og hard, og hadde god bergmassekvalitet, utenom noe dagbergoppsprekking ved påhugg Herdal [10]. Driving i den granittiske gneisen i Ljøtunnelen medførte spraking ved overdekning på 400-500

meter. For dreneringstunnelen til Åkneset vil overdekning noen steder være over 900 meter (Figur 7), og det må også forventes sprakeberg under driving.

Den amfibolittiske gneisen var også stedvis av god massiv kvalitet langs Ljøttunnelen, men inneholdt flere steder svakhetssoner med 10-50 cm mektighet og sleppemateriale med aktiv fri svelling, samt var betydelig mer vannførende enn den granittiske gneisen. Det forventes at en også kan påtreffte biotittrik gneis med oppsprukket og leirfylte soner, som også er vannførende, langs dreneringstunnelen ettersom dette er kartlagt gjennom kjerneboring i den granittiske gneisen i det ustabile området på Åknes.

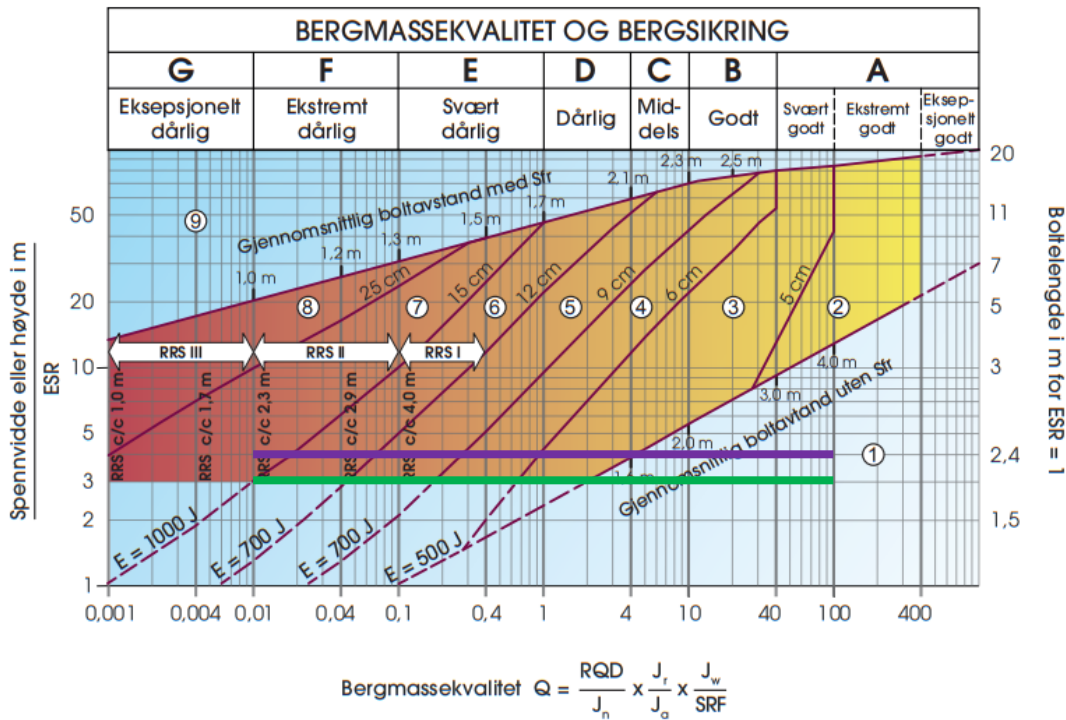
Ljøttunnelen hadde noe trøbbel med langsgående ca. N-S orienterte skjæresoner, og disse vil dreneringstunnelen tunnelen krysse med stor vinkel. Dette vil være mer gunstig. Det vil imidlertid bli større bergoverdekning og dermed kan det forventes mer sprak/bergslag som kan medføre reduksjon i Q-verdien. Basert på dette har vi antatt noe mindre andel i bergmasseklasse A enn det var i Ljøttunnelen, se Tabell 3.

Tabell 3. Forventet fordeling av bergmasseklasser for dreneringstunnelen

Bergmasseklasse [Q]	Antatte Q-verdier
A-B [10-1000]	10
C [4-10]	55
D [1-4]	21
E [0.4-1]	8
E [0.1-0.4]	4
F [0.01-0.1]	2
G [0,001-0,01]	0

4.3 Sikring etter Q-systemet

ESR (*Excavation Support Ratio*) for dreneringstunnelen settes lik 1,3 i henhold til Q systemet [11]. ESR = 1,3 gjelder for mindre vei- og tog tunneler, tilkomsttunneler, kloakktunneler osv., altså tunneler med lite personopphold. Det er tatt utgangspunkt i en tunnelprofil tilsvarende T4.0 [9] med bredde (spennvidde) lik 4.0 m langs hoveddelen av dreneringstunnelen og tunnelprofil T5.5 [9] med bredde lik 5.5 m de siste ca. 161 meter under Åknes. Sikringsdiagram etter Q-systemet er vist i Figur 14.



Sikringskategorier

- ① Usikret eller spredt bolting
- ② Spredt bolting, **SB**
- ③ Systematisk bolting, fiberforsterket sprøytebetong, 5-6 cm, **B+Sfr**
- ④ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
- ⑤ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
- ⑥ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 12-15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, **Sfr (E700)+RRS I +B**
- ⑦ Fiberforsterket sprøytebetong >15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
- ⑧ Støpt betongforing, **CCA** eller **Sfr (E1000)+RRS III+B**
- ⑨ Spesiell vurdering

Boltavstand er hovedsaklig basert på Ø20 mm
 E = Energisabsorpsjon i fiberforsterket sprøytebetong
 ESR = Utgravingsens sikringsgrad
 Områder med prikkede linjer har ingen empiriske data

RRS - avstand relatert til Q-verdi

- S130/6 Ø16 - Ø20 (spennvidde 10m)**
D40/6+2 Ø16-20 (spennvidde 20m)
- S135/6 Ø16-20 (spennvidde 5m)**
D45/6+2 Ø16-20 (spennvidde 10m)
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 20m)
- D40/6+4 Ø16-20 (spennvidde 5m)**
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 10m)
Spesiell vurdering (spennvidde 20m)

S130/6 = Enkelt lag med 6 armeringsjern, 30 cm tykkelse med sprøytebetong
 D = Dobbel lag med armeringsjern
 Ø16 = Armering diameter er 16 mm
 c/c = RSS avstand, senter - senter

Figur 14. Sikringsdiagram, Anbefaling for permanent sikring basert på Q-verdier og spennvidde/ESR [11]. Grønn linje viser antatt omfangsområde for bergsikring ved tunnelprofil T4.0 og lilla linje viser antatt omfangsområde for bergsikring ved tunnelprofil T5.5.

4.4 Vurdering av sprengningsinduserte vibrasjoner ved tunneldriving under Åknes

Ved estimering av størrelse på vibrasjoner induisert ved sprengning brukes det empiriske ligninger for estimering av forventet toppverdi (V - mm/s) av svingehastigheten. I Norge brukes typisk beregningsformelen som er beskrevet i NTNU-modellen [17]. I estimeringen her legges imidlertid ligning [1] til grunn, som er en modifisert versjon av NTNU-modellen hvor avstandsavhengigheten til bergkonstanten integreres i den overordnede avstandsfunksjonen, i form av en tredjerots skalert avstand.

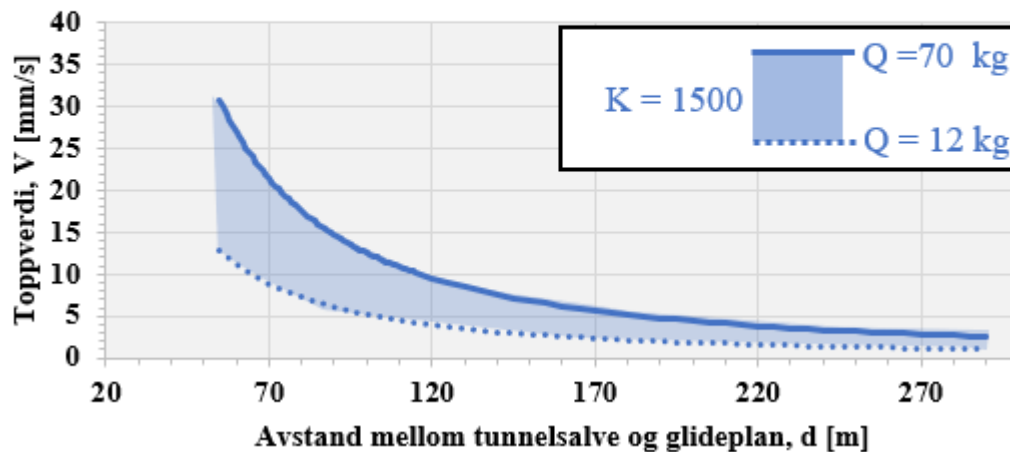
$$V = K \cdot \left(\frac{d}{Q^{1/3}} \right)^{-1,5} \quad [1]$$

hvor K [-] er geologis faktor (fjellfaktor – uavhengig av avstand)
 d [m] er korteste avstand mellom salve og målepunkt
 Q [kg] er maksimal ladningsmengde (sprengstoff) per tennerintervall

Den samvirkende ladningsmengden Q er definert som alt sprengstoff som detonerer innenfor samme opptenningsintervall i salven. Den empiriske geologiske faktoren K styres hovedsakelig av bergmassens overføringsevne for vibrasjoner. For å fastsette riktig K -verdi er det nødvendig med stedlige prøvesprengninger, men tidligere erfaringsdata kan legges til grunn i prosjekteringsarbeider. Stive bergarter og homogen bergmasse gir bedre overføringsevne av vibrasjoner enn myke og inhomogene bergmasser (sprekker, sprekkeretninger, svakhetssoner). For kompetent berg, f.eks. granitter, **gneis** og gabbro, vil faktoren kunne være relativt høy, typisk 1200 – 1500. Øvre del av dette intervallet benyttes derfor i beregningene for gneis inntil stedlige prøvesprengningsdata er tilgjengelig.

Ved beregning av forventede vibrasjoner er det nødvendig å ta utgangspunkt i den korteste avstanden (d) mellom salvene i ulike deler av tunnelen og frem mot de partiene av Åkenes som kan vurderes som utsatt for vibrasjonene. Tunnelstuppen vil bevege seg nærmere Åknes for hver salve. I Figur 15 er det beregnet sannsynlig størrelse på vibrasjonene, gitt som et intervall av forventede toppverdier som funksjon av avstand til tunnelen. Det er ikke vurdert konkrete salveplaner for sprengningsarbeidet, men basert på forenklete antakelser om borehullene og lengden på salven kan det gjøres vurderinger om hvor mange kilogram sprengstoff som kan forventes per hull i salven.

Estimerte sprengningsinduserte toppverdi (V) fra tunnelsprengning



Figur 15. Estimerte sprengningsinduserte toppverdier (svingehastighet, V) fra tunnelsalvene som funksjon av avstand fra sprengningsstedet beregnet for $Q = 8$ kg og $Q = 70$ kg. Beregningen tar utgangspunkt i en svært høy overføringsevne i berget ($K=1500$).

Korteste avstand mellom tunnelsalve og glideplanet er 60 meter. Det gir en toppverdi for svingehastighet mellom ca. 10 mm/s og ca. 30 mm/s avhengig av maksimal mengde sprengstoff per tennerintervall etter Figur 15. I tidligere arbeider er det anslått at hvert enkelt salvehull vil ha 12 kg emulsjonssprengstoff [1].

Beregning av mulige forskyvninger langs glideplanet bør utføres senere, basert på vibrasjonsestimatene vist ovenfor.

5 Kostnadsestimat

5.1 Lichtenberg's metode

Kostnadsestimatet er utført ved hjelp av et regneark som tar utgangspunkt i kostnader for flere elementer i et tunnelprosjekt (se Vedlegg A). Kostnadene er delt inn etter enhetskostnader, og det er tatt utgangspunkt i Statens vegvesens prosesskode. For hver enkelt enhet anslås forventet mengde og enhetspris, som gir en kostnad. Mengder er basert på erfaring og arbeid utført i denne rapporten. Enhetspris er basert på NGIs prisbank supplert med erfaringer og kostnadsestimat utført i andre prosjekter.

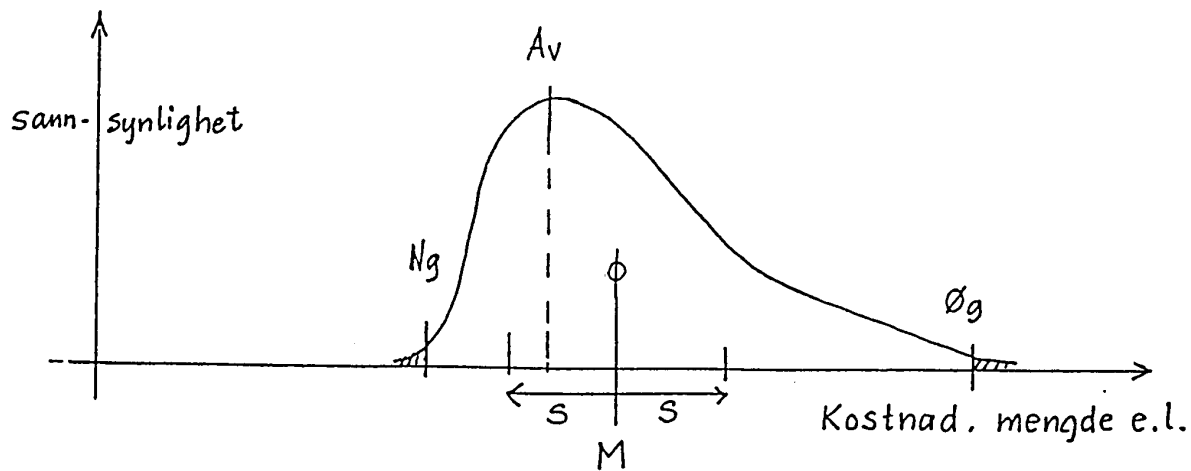
Modellen (regnearket) bygger på en metode som er utviklet av prof. Steen Lichtenberg [18]. Metoden går ut på at hvert enkelt kostnadselement er med og bidrar til total kostnad og usikkerhet. Dette er en forenkling, siden kostnadselementene ikke er innbyrdes uavhengige størrelser. Forenklingen medfører likevel kun en liten feil i summen, og analysen gir en indikasjon på hvor de største usikkerhetene ligger.

For alle prosjekt finnes det ytre referanseforutsetninger: som for eksempel hensyn til miljø, naboforhold, endringer i planer, planleggingsprosessen, politiske beslutninger og beslutninger underveis. Referanseforutsetningene påvirker den totale kostnaden for prosjekt i stor grad. Alle referanseforutsetninger skal derfor vurderes uavhengig av de andre kostnadselementene. Vi har valgt å benytte prosentvise endringer som slike ytre forutsetninger påfører prosjektet. Dette betyr at "uforutsette forhold" defineres og kostnadsvurderes, og dette er lagt inn i regnearket.

For hvert kostnadselement, som består av mengde og enhetspris, anslår man en nedre grense (N_g) og en øvre grense (\bar{O}_g) i tillegg til den antatte verdi (A_v), som tilsvarer beste overslag (erfaringstall fra tilsvarende prosjekt). Deretter beregnes middelvei (M) og standardavvik (S) for dette elementet etter formlene vist nedenfor:

$$M = 1/5 (N_g + 3 A_v + \bar{O}_g)$$
$$S = 1/5 (\bar{O}_g - N_g)$$

Dette er tilnærmet korrekt dersom N_g og \bar{O}_g tilsvarer henholdsvis 1 %- og 99 %-verdiene i sannsynlighetsfordelingen, se Figur 16. Det vil si at kun 1 av 100 prosjekt skal overskride \bar{O}_g , tilsvarende underskride N_g . Ved fastsetting av N_g og \bar{O}_g er det derfor viktig å tenke optimistisk og pessimistisk nok. Flere personer kan med fordel være med på fastsettingen av \bar{O}_g og N_g for å favne den store variasjonen.



Figur 16. Aktuelle parametere ved bruk av prof. Lichtenberg's metode.

For å finne de totale kostnadene summeres alle middelveidene. Den totale usikkerheten i form av felles standard avvik, S_f kan regnes ut som:

$$S_f = \sqrt{\sum S^2}$$

der S^2 er et uttrykk for variansen, og de mest usikre elementene har høyest varians.

Det er ikke alltid de største kostnadselementene som gir størst bidrag til felles standardavvik. Alle varians-tallene er derfor listet opp. Kostnadselementene med størst varians må vies størst oppmerksomhet. Kanskje er det mulig å redusere usikkerheten ved en videre underdeling av kostnadene, eventuelt ved videre undersøkelser og nærmere vurderinger. Metoden gir en god mulighet for å avdekke hvor usikkerhetene ligger, og dermed unngå u hensiktsmessig detaljering på kostnadselementer med liten usikkerhet.

Resultatet vi kommer frem til er en total middelveid for kostnadene. Tar man hensyn til standardavviket (+/-), er sannsynligheten for at de totale kostnadene vil ligge innenfor disse grensene 67 %. De representerer med andre ord ikke maksimalverdier eller minimumsverdier.

5.2 Forutsetninger lagt til grunn for kostnadsestimatet

En gjennomgang av tilgjengelig bakgrunnsinformasjon, blant annet erfaring fra Ljø-tunnelen, er lagt til grunn for en vurdering av forventet bergmassekvalitet (Tabell 3). Utfordringene som kan forventes er vannlekkasjer, noen svakhetssoner og noe sprakefjell. Dette er det tatt hensyn til i kostnadsestimatet ved forventet fordeling av bergmassekvalitet og sikringsomfang, samt injeksjonsomfang.

Adkomsttunnelens geometri er vist i Tabell 4.

Tabell 4. Tunnelgeometri brukt i kostnadsestimatet

Beskrivelse	Teoretiske dimensjoner	
Tunnelprofil	T4.0 referanse	T5.5 referanse
Spenn	4,0 m	5,5 m
Buelengde	12,31	17,4
Tverrsnittsareal	20,32	39,1
Tunnellengde	3640 m	160 m

Oppsummert er følgende forutsetninger lagt til grunn:

- Bergmassekvalitet etter Tabell 3.
- Det forventes stedvis vannlekkasjer. Når tunnelen nærmer seg Åknes fjellside kan det forventes behov for noe injeksjon / vannsikring for å unngå drivetekniske problemer. Det kan også forekomme vann i tilknytning til svakhetssoner.
- Siste 160 m av dreneringstunnelen er lagt horisontalt på høyde 550 m o.h. under blokk 8. Det bør vurderes å ha en liten stigning på de siste 160 m for å få fall ut av tunnelen.
- Det er lagt til grunn at vannet renner i grøft / rør ut av tunnelen og samles opp i containere eventuelt sedimentasjonsbasseng i betong for sedimentasjon før vannet føres kontrollert ut i bekk i Strandadalen. Et alternativ som bør vurderes senere er om et/flere grove borehull kan bores ut fra dreneringstunnelen, slik at vannet føres kontrollert ned i bekken vest for Åknes fjellside. Dette vil ha flere praktiske utfordringer på grunn av det bratte og rasfarlig området.
- Det er lagt opp til en nøktern standard (SVVs håndbøker er ikke fulgt slavisk), men det er lagt opp til at bergsikringen skal gi en sikker tunnel med god langtidstabilitet. Det er lagt inn noe vannsikring slik at store lekkasjer føres ned til grøft.
- Det er lagt inn strømforsyning, belysning og ventilasjon.
- Det er lagt inn kostnader for asfaltering.
- Omfang og design av vifter av dreneringshull er et utgangspunkt som kan justeres avhengig av resultater av oppnådd drenering. Ved behov kan antall dreneringshull økes i de viftene som er planlagt. Eller det kan drives en ny adkomst-tunnel for å flytte startpunkt for nye dreneringsvifter.
- Det er lagt inn to kjerneboringshull med borehulldiameter på 76 mm, ett langt inne og ett noe lenger ut mot fjellsida. Begge kjerneboringshullene bør bores gjennom glideplanet. Dette for å undersøke bergmassekvalitet, sprekkesoner og vannlekkasjer før boring av dreneringshull starter opp.
- I de samme kjerneboringshullene er det lagt inn at det monteres in-situ vanntrykksmålinger/piezometere seksjonsvis i kjernehullene. Foreslått oppfølgingsprogram er et minimum. Dette må vurderes grundigere og muligens økes i forbindelse med prosjekteringen.
- Dreneringshullene er tenkt skal bores forbi glideplanet, men borelengde kan tilpasses forholdene som påtreffes.

- Det er forventet at dreneringshullene må bores med en spesialtilpasset borerigg som kan bore langt oppover samt på skrå oppover. Diameter på dreneringshullene kan tilpasses, men 5 tommer (12,7 cm) antas å være et godt utgangspunkt.

5.3 Resultat kostnadsestimat

Det er beregnet at forventet byggekostnad for dreneringstunnelen blir ca. 129 millioner kroner med et standardavvik på ca. 10 millioner kroner, og usikkerheten er antatt å være rundt 8 %, slik det er vist i Vedlegg A.

Usikkerheten ble relativt liten med tanke på at dette er i tidlig fase av prosjektet. Årsaken er at kostnadsestimatet gjelder et valgt konsept med antatte mengder. Konseptet er imidlertid fleksibelt, slik at det kan utvides med flere dreneringshull fra samme nivå, eller eventuelt forlenge tunnelen slik at man kan komme til for boring av dreneringshull enten høyere eller lavere i fjellsiden om det viser seg at angrepspunktet som er valgt ikke drenerer vannet som forventet. Slike eventuelle endringer i konseptet er ikke tatt hensyn til i kostnadsestimatet. Om det hadde blitt gjort ville usikkerheten blitt større enn 8 %.

6 Anbefalt videre arbeid før detaljprosjektering

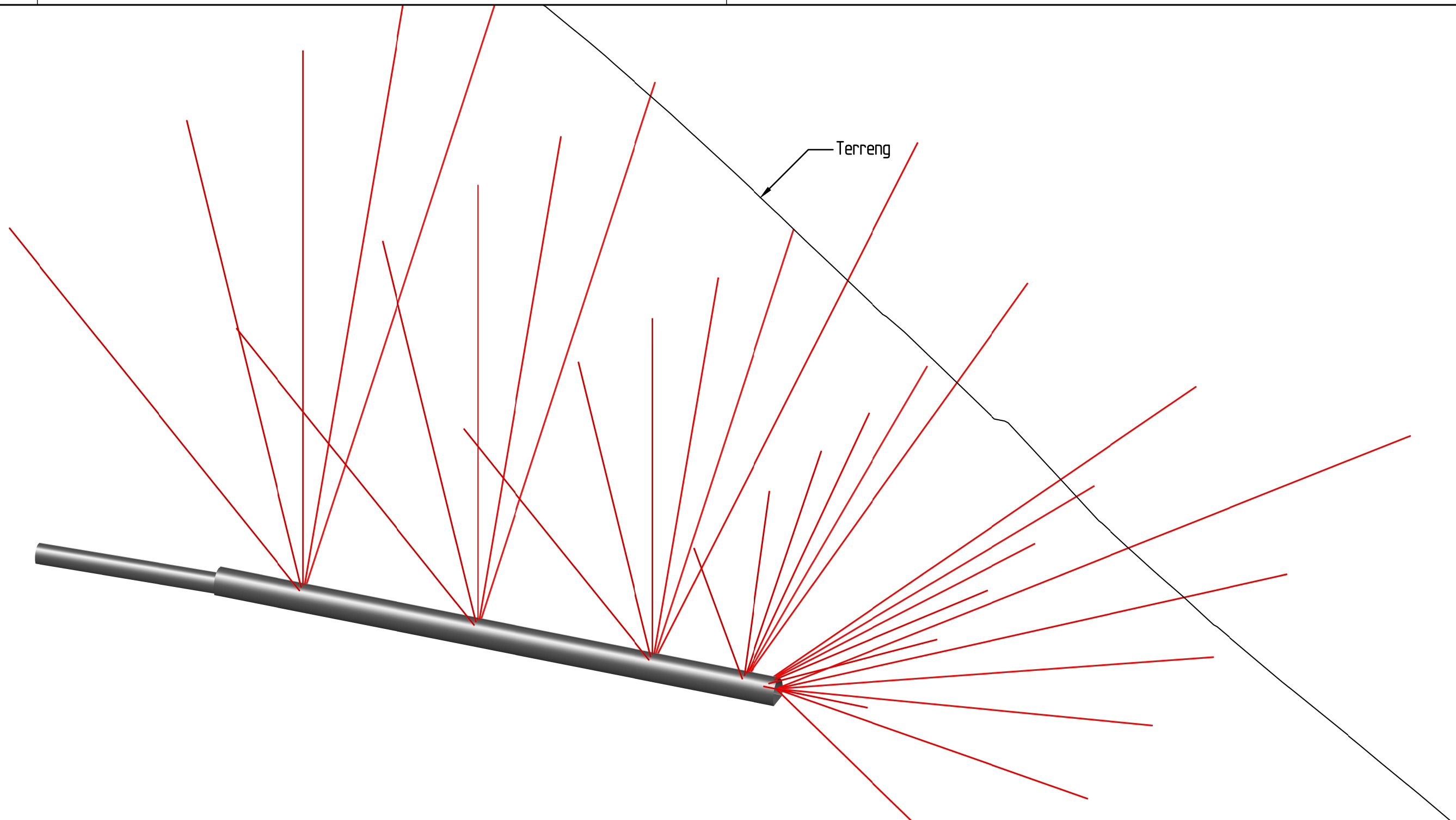
Det anbefales å lage en enkle 3D-modell (kontinuerlig modell) der en tunnel og ett eller flere dreneringshull blir lagt inn som planlagt. Deretter kjøres modellen for å se hvor stor virkning dreneringshull-et/(-ene) gir. Ved hjelp av den numeriske modellen kan man optimalisere angrepspunkt, lengder og antall dreneringshull.

Beregning av mulige forskyvninger langs glideplanet bør utføres, basert på vibrasjons-estimatene vist i Kapittel 4.4.

7 Referanser

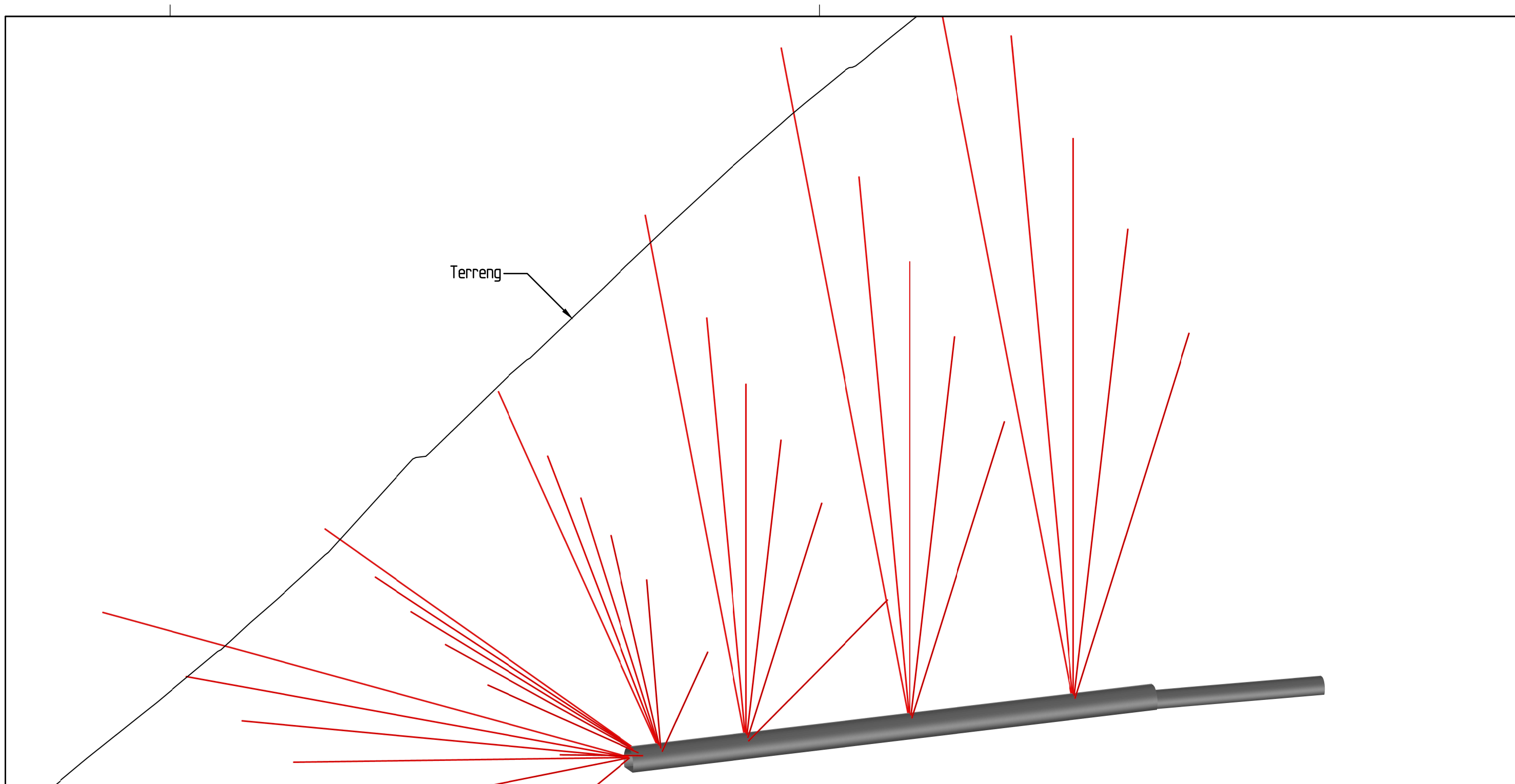
- [1] B. Moen, «Masteroppgave Åknes skredområde- Analyse av mulig effekt av dreneringstiltak,» NTNU, 2008.
- [2] I. H. C. HENDERSON, A. SAINTOT og M. H. DERRON, Structural mapping of potential rockslidesites in the Storfjorden area, western Norway: the influence of bedrock geology on hazard analysis, Trondheim: Norges Geologiske Undersøkelse, 2006.
- [3] I. B. RAMBERG, I. BRYHNI og A. NØTTVEDT, Landet blir til - Norges geologi, Trondheim, Norge: Norsk Geologisk Forening (NGF), 2006.
- [4] E. Tveten, O. Lutro og T. Thorsnes, Geologisk kart over Norge, bergrunnskart ÅLESUND, M 1:250 000., Norges Geologiske undersøkelse, 1998 .
- [5] G. GANERØD, G. GRØNENG, J. RØNNING, E. DALSEGG, H. ELVEBAKK, J. F. TØNNESEN, V. KVELDSVIK, T. EIKEN, L. H. BLIKRA og A. BRAATHEN, «Geological model of the Åknes rockslide, western Norway,» vol. 102, 2008.
- [6] G. Grøneng, M. Lu, B. Nilsen og A. K. Jenssen, «Modelling of time-dependent behavior of the basal sliding surface of the Åknes rockslide area in western Norway,» *Engineering Geology*, vol. 114, 2010.
- [7] H. Langeland, «Utvikling av revidert geologisk modell og stabilitetsanalyser for øvre deler av ustabil fjellside på Åknes,» NTNU, Trondheim, 2014.
- [8] NGU, Løsmasse Fylkeskart, kartbladnavn Møre og Romsdal, M 1:250 000, orges Geologiske undersøkelse, 1995 .
- [9] Vegdirektoratet, «Vegtunneler Håndbok N500,» Vegdirektoratet, 2020.
- [10] Statens vegvesen, «Fv 60 Røyr – Hellesylt, Byggesteg 3, Ljøttunnelen, Ingeniørgeologisk sluttrapport,» Statens vegvesen, 2016.
- [11] NGI, Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning., Oslo: Norges Geotekniske Institut, 2015.
- [12] Statens vegvesen, «Laboratorieundersøkelser Håndbok R210,» Statens vegvesen, 2015.
- [13] NGI, «20180662-05-R Åknes rock slope- Monitoring of displacements,» 2020.
- [14] NGU, «2007.020 Logging of drill cores from seven boreholes at Åknes, Stranda municipality, Møre and Romsdal County,» Norges Geologiske Undersøkelse, 2007.
- [15] NGU, «2013.039 Geological logging of drill cores from borehole KH-08-12 at Åknes, Møre og Romsdal, Western Norway,» Norges Geologiske Undersøkelse, 2013.
- [16] NGI, «20180662-02-R Datareport core logging KH-02-2017,» Norges Geotekniske Institutt, 2019.
- [17] NTNU, «Prosjektrapport 14A-98, Fjellsprengningsteknikk Sprengning med restriksjoner,» Norges Teknisk-naturvitenskapelige Universitet, Trondheim, 1998.

- [18] S. Lichtenberg, Projektplanlægning - i en foranderlig verden, Lyngby:
Polyteknisk Forlag, 1978.




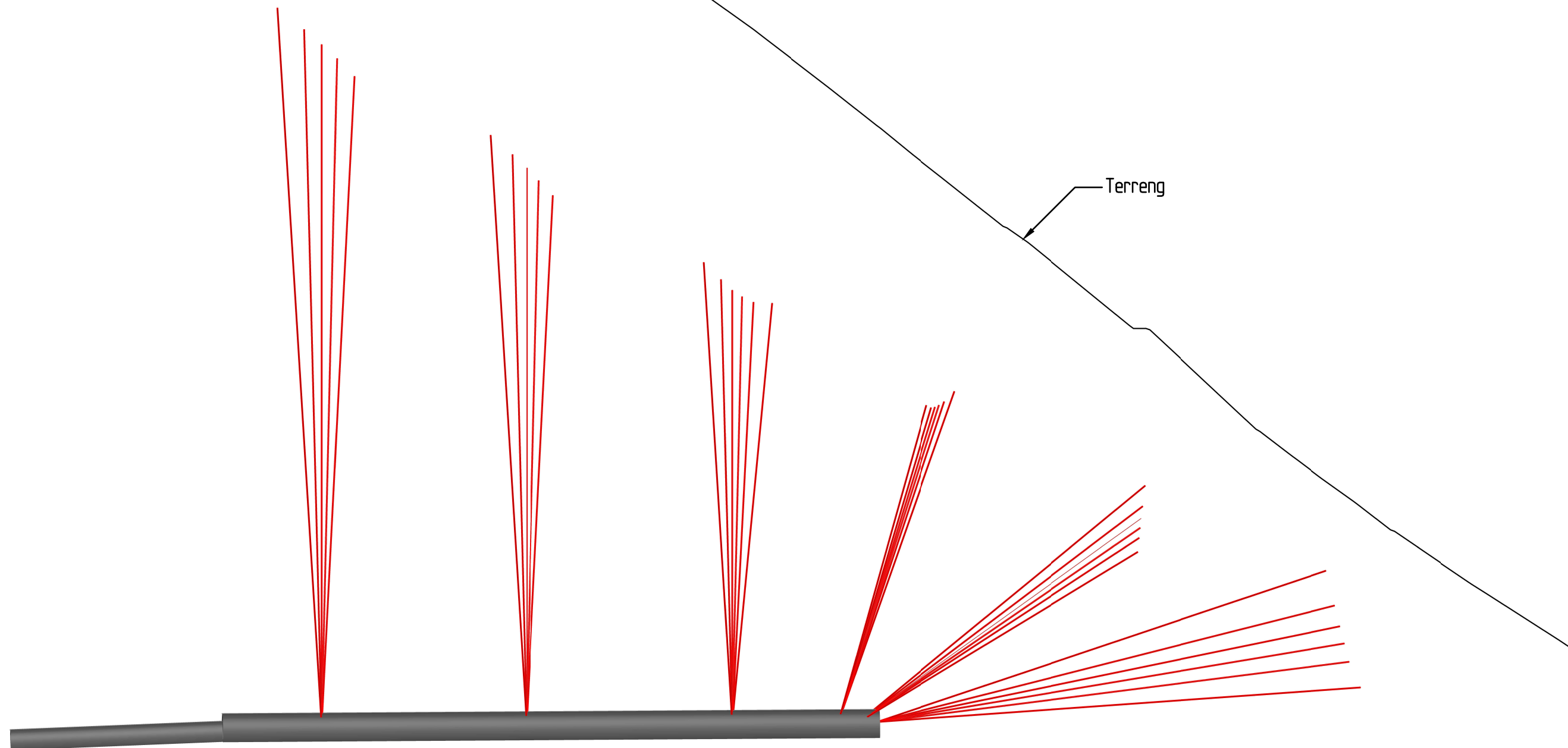
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
DRENERING AV ÅKNESET		Status			
		Original format A3			
Modell sett fra sørvest		Tegningens filnavn 010_011_012_3D Modell.dwg			
		Målestokk			
NGI Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no		Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
		18.12.2020	KjA	HLa	KHH
		Oppdragsnr.	Tegningsnr.	Rev.	
		20180662	010	0	






Terreng

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
DRENERING AV ÅKNESET		Status			
		Original format A3			
Modell sett fra sørøst		Tegningens filnavn 010_011_012_3D Modell.dwg			
		Målestokk			
NGI Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no		Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
		18.12.2020	KjA	HLa	KHH
		Oppdragsnr.	Tegningsnr.	Rev.	
		20180662	011	0	



Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
DRENERING AV ÅKNESET		Status			
		Original format A3			
		Tegningens filnavn 010_011_012_3D Modell.dwg			
Modell sett fra vest		Målestokk			
NGI Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion NO-0806 Oslo, Norway T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48 www.ngi.no		Dato 18.12.2020			
		Oppdragsnr. 20180662	Tegningsnr. 012	Rev. 0	

Vedlegg A

KOSTNADSESTIMAT
DRENERINGSTUNNEL ÅKNES

Dreneringsprosjekt Åknes

20180662

Tunnel	Åknes dreneringstunnel m/dreneringshull			Utarbeidet av:	KHH	Sign.:	KHH
Oppdragsgiver	NVE			Godkjent av:	VK	Sign.:	VK
Oppdragsnr.	20180662	NGI		Dato:	21.12.2020		
Tunnellengde	3640	m	Tverrsnitt 20 m2	Revisjon:			
	160	m	Tverrsnitt 39 m2				

KOSTNADSBEREGNING MED USIKKERHET

Prosess- kode	Tekst/ressurs	Enhet	Mengde			Pris			Forvent. verdi mengde	Sum NOK 1000		
			Min	Antatt	Max	Min	Antatt	Max		Midd.v.	St.avv.	Var
0	HOVEDPROSESS 0 - BYGGHERREKOSTNADER											
	Byggeledelse og byggherrens rigg tota årsverk, kr/årsv		3	5	8	900 000	2 000 000	3 600 000	5,2	10 920,0	3 360,1	1,13E+07
	Planlegging og prosjektering dagsone RS, Kkr		1	1	1	1 000	1 500	6 000	1,0	2 300,0	1 000,0	1,00E+06
	Prosjektering tunnel RS, Kkr		1	1	1	1 000	2 000	10 000	1,0	3 400,0	1 800,0	3,24E+06
	Geologiske undersøkelser RS, Kkr		1	1	1	500	1 500	6 000	1,0	2 200,0	1 100,0	1,21E+06
	Ekstern kvalitetssikring RS, Kkr		1	1	1	0	150	600	1,0	210,0	120,0	1,44E+04
1	HOVEDPROSESS 1 - FORBEREDENDE TILTAK OG GENERELLE KOSTNADER											
	Grunnerverv? (planprosessen) RS, Kkr		1	1	1	200	500	1 400	1,0	620,0	240,0	5,76E+04
	Koordinering med fylkes-/kommune / (t RS, Kkr		1	1	1	100	300	1 000	1,0	400,0	180,0	3,24E+04
12	Mobilisering, rigg og drift		% av prosess 2 - 6						0,0			
	Mobilisering, rigg, drift RS, Kkr		0,1	0,2	0,4	9 685,6	14 528,4	33 899,6	0,2	3 138,1	1 027,3	1,06E+06
2	HOVEDPROSESS 2 - SPRENGNING OG MASSEFLYTTING											
	Transporttabeller for uttak av sprengstein											
	Tunnelmasse fra mellomlager Im ³ ,kr/Im ³		79 133	84 148	90 960	40	120	180	84 507,4	9 802,9	2 373,2	5,63E+06
3	HOVEDPROSESS 3 - Tunneler											
31	Arbeider foran stoff											
31.1	Sonderboring Im/Im tunnel		0,0	0,5	1,8							
	Sonderboring totalt Im,kr/Im		0	1 820	6 552	20	35	70	2 402,4	93,7	49,3	2,43E+03
31.2	Kjerneboring (boring dreneringstunnel Im/Im tunnel											
	Kjerneboring (76 mm), totalt Im,kr/Im		150	230	500	1 100	2 000	3 000	268,0	541,4	165,0	2,72E+04
31.4	Vanntapsmålinger / inst. piezometere											
	Installasjon av piezometer i bhull stk. kr/stk		4	10	24	20 000	30 000	40 000	11,6	348,0	126,5	1,60E+04

Dreneringsprosjekt Åknes

20180662

Prosess- kode	Tekst/ressurs	Enhet	Mengde			Pris			Forvent. verdi mengde	Sum NOK 1000		
			Min	Antatt	Max	Min	Antatt	Max		Midd.v.	St.avv.	Var
31.6	Forinjeksjon											
	Boring	lm/lm tunnel	0,0	1,3	8,0							
	Boring totalt	lm, kr/lm	0	4 732	29 120	25	40	80	8 663,2	389,8	238,7	5,70E+04
	Sement	tonn/lm tunnel	0,0	0,1	0,3							0,00E+00
	Sement totalt	tonn, Kkr/tonn	0	364	1 092	2	3	6	436,8	1 485,1	717,0	5,14E+05
	Kjemisk	tonn,Kkr/tonn	0	0	0				0,0	0,0	0,0	0,00E+00
	Injeksjonsarbeid	timer, kr/time	0	300	1 000	1 000	4 000	7 000	380,0	1 520,0	877,3	7,70E+05
32	Sprengning av tunnel											
32.1	Sprengning av tunnel											
	Lengde av tunnel (20 m2)	m	3 500,0	3 640,0	3 800,0							
	Tverrsnitt (inkl 1m2 grøft)	m ²	20,3	20,3	20,3							
	Lengde dreneringstunnel (hor T5,5 m		130,0	160,0	200,0							
	Tverrsnitt dreneringstunnelen	m ²	39,1	39,1	39,1							
	Uttak av fjell, totalt tunnel	m ³ ,kr/m ³	76 133,0	80 148,0	84 960,0	70,0	150,0	320,0	80 307,4	13 491,6	4 016,1	1,61E+07
	Tverrsnitt (snunisjer)	m ²										
	Uttak av fjell, nisjer	m ³ ,kr/m ³	3 000,0	4 000,0	6 000,0	70,0	150,0	320,0	4 200,0	705,6	219,3	4,81E+04
32.2	Opplasting og transport til mellomlager											
	Driving fra Strandadalen	m	3 640,0	3 800,0	4 400,0							
	Transport til mellomlager (inkl. nisje	m ³ ,kr/m ³	79 133,0	84 148,0	90 960,0	35,0	45,0	70,0	84 507,4	4 056,4	598,6	3,58E+05
									0,0	0,0	0,0	0,00E+00
33	Stabilitetssikring											
33.1	Rensk	m ² , kr/m ²	20 000	40 000	55 000	10	17	30	39 000	709,8	199,4	3,98E+04
33.21	Forbolter	stk/lm	0,1	0,4	0,8				0			
	Forbolter, totalt	stk, kr/stk	363	1 520	3 200	950	1 200	2 000	1 625	2 128	752,0	5,65E+05
33.22	Bolter (T4 - 3640 m)	stk/lm	1	2	3				2			
	Bolter, totalt	stk, kr/stk	3 640	7 280	10 920	320	465	800	7 280	3 662	973,0	9,47E+05
	Bolter (T5,5 160 m)	stk/lm	1,4	2,8	4,2							
	Bolter, totalt	stk, kr/stk	224	448	672	320	465	800	448	225	59,9	3,59E+03
33.4	Sprøytebetong (T4 - 3640 m)	m ³ /lm	0,3	0,7	1,3				1			
	Sprøytebetong, totalt	m ³ ,kr/m ³	875	2 548	4 940	2 200	3 000	4 000	2 692	8 183	2 605,8	6,79E+06
	Sprøytebetong (T5,5 - 160 m)	m ³ /lm	0,4	1,0	1,8							
	Sprøytebetong, totalt	m ³ ,kr/m ³	56,0	156,8	291,2	2 200	3 000	4 000	164	497	152,0	2,31E+04
33.44	Sprøytebetongbuer	stk, kr/stk	0	10	30	10 000	15 000	30 000	12	204	98,5	9,70E+03
33.49	Dreneringshull	m, kr/m	4 600	5 000	9 200	400	650	1 200	5 760	4 090	998,8	9,98E+05
33.5	Betongutstøpning	m, kr/m	0	0	15	25 000	40 000	100 000	3	147	120,0	1,44E+04

Dreneringsprosjekt Åknes

20180662

Prosess- kode	Tekst/ressurs	Enhet	Menge			Pris			Forvent. verdi mengde	Sum NOK 1000		
			Min	Antatt	Max	Min	Antatt	Max		Midd.v.	St.avv.	Var
34	Vann og frostsikring											
	PE-skum med branns.	Andel av overfl.	0,0	0,1	0,4							
34.3	PE-skum med branns. Totalt	lm, kr/lm	0	364	1 456	4 000	8 000	15 000	510	4 383	2 463,4	6,07E+06
35	Portaler, overbygg, pumpestasjon m.m.											
35.1	Portaler											
	3) Portaler	lm, kr/lm	0	0	10	85 000	150 000	200 000	2	294	300,0	9,00E+04
35.3	Vannhåndtering (sedimentasjon)	RS, Kkr	1	1	1	1 800	2 600	7 000	1	3 320	1 040,0	1,08E+06
36	Elektriske installasjoner: belysning, ventilasjon og sikkerhetsutrustning											
36.1	Strømforsyning	lm, kr/lm	3 600	3 800	4 400	750	1 000	2 000	3 880	4 462	963,4	9,28E+05
36.2	Belysning	lm, kr/lm	3 600	3 800	4 400	1 000	1 300	2 600	3 880	5 820	1 233,7	1,52E+06
36.3	Ventilasjon	RS, Kkr	1	1	1	500	1 000	3 000	1	1 300	500,0	2,50E+05
36.41	Brannslukningsanlegg	RS, Kkr	1	1	1	500	1 000	3 500	1	1 400	600,0	3,60E+05
4	HOVEDPROSESS 4 - Grøfter, kummer og rør											
42,43 & 46	Grøfter/rør	lm,kr/lm	3 600	3 800	4 400	600	1 500	3 000	3 880	6 286	1 839,7	3,38E+06

Dreneringsprosjekt Åknes

20180662

Prosess- kode	Tekst/ressurs	Enhet	Menge			Pris			Forvent. verdi mengde	Sum NOK 1000		
			Min	Antatt	Max	Min	Antatt	Max		Midd.v.	St.avv.	Var
5	HOVEDPROSESS 5 - Vegfundament											
51, 53 & 55	Vegfundament	lm, kr/lm	3 600	3 800	4 400	1 250	2 000	3 250	3 880	8 148	1 553,3	2,41E+06
6	HOVEDPROSESS 6 - Vegdekke											
65	Asfaltdekke	tonn,kr/tonn	5 750	6 000	7 000	900	1 350	2 500	6 150	9 164	1 949,4	3,80E+06
Sum regulerbare mengder										120 044	8 410,8	7,07E+07
Avvik/generelle forhold												
	Mindre poster ikke medtatt over	%	-3,0	1,0	8,0				2	1 921	2 641,0	6,97E+06
	Kompleksitet	%	0,0	1,0	5,0				2	1 921	1 200,4	1,44E+06
	Prosjekteringsgrunnlag	%	-5,0	0,0	7,0				0	480	2 881,1	8,30E+06
	Offentlig regulering	%	0,0	0,5	2,0				1	840	480,2	2,31E+05
	Politiske beslutninger	%	-5,0	0,0	5,0				0	0	2 400,9	5,76E+06
	Kontraktsform	%	-1,0	0,0	1,0				0	0	480,2	2,31E+05
	Miljøkrav	%	-1,0	0,0	7,0				1	1 441	1 920,7	3,69E+06
	Konkurranse/markedsforhold	%	-1,0	1,0	7,0				2	2 161	1 920,7	3,69E+06
	Sum avvik/generelle forhold	Kkr								8 763	5 506,4	3,03E+07
	Sum kostnader									128 807	10 053,0	1,01E+08
FORVENTEDE TOTALE BYGGEKOSTNADER (i 1000 NOK)									NOK	128 807	10 053,0	1,01E+08
PRIS PR. LØPEMETER TUNNEL										33,9		
Usikkerhet i prosent											7,8 %	

Dokumentinformasjon/Document information		
Dokumenttittel/Document title Ingeniørgeologiske vurderinger og kostnadsestimat for tunnelalternativ		Dokumentnr./Document no. 20180662-08-R
Dokumenttype/Type of document Rapport / Report	Oppdragsgiver/Client NVE	Dato/Date 2020-12-21
Rettigheter til dokumentet iht kontrakt/ Proprietary rights to the document according to contract Oppdragsgiver		Rev.nr.&dato/Rev.no.&date 0
Distribusjon/Distribution BEGRENSET: Distribueres til oppdragsgiver og er tilgjengelig for NGIs ansatte / LIMITED: Distributed to client and available for NGI employees		
Emneord/Keywords Åknes fjellside, drenering, stabilitet, tunnel, kostnadsestimat		

Stedfesting/Geographical information	
Land, fylke/Country Norge	Havområde/Offshore area
Kommune/Municipality Stranda	Felt navn/Field name
Sted/Location Åknes	Sted/Location
Kartblad/Map Geiranger 1219 II	Felt, blokknr./Field, Block No.
UTM-koordinater/UTM-coordinates Sone: Øst: Nord: UTM32 X 395170 Y 6891861	Koordinater/Coordinates Projeksjon, datum: Øst: Nord:

Dokumentkontroll/Document control					
Kvalitetssikring i henhold til/Quality assurance according to NS-EN ISO9001					
Rev/Rev.	Revisjonsgrunnlag/Reason for revision	Egenkontroll av/ Self review by:	Sidemanns-kontroll av/ Colleague review by:	Uavhengig kontroll av/ Independent review by:	Tverrfaglig kontroll av/ Inter-disciplinary review by:
0	Originaldokument	2020-12-21 Henrik Langeland Kristin H. Holmøy	2020-12-21 Vidar Kveldsvik		

Dokument godkjent for utsendelse/ Document approved for release	Dato/Date 21. desember 2020	Prosjektleder/Project Manager Kristin H. Holmøy
--	---------------------------------------	---

NGI (Norges Geotekniske Institutt) er et internasjonalt ledende senter for forskning og rådgivning innen ingeniørrelaterte geofag. Vi tilbyr ekspertise om jord, berg og snø og deres påvirkning på miljøet, konstruksjoner og anlegg, og hvordan jord og berg kan benyttes som byggegrunn og byggemateriale.

Vi arbeider i følgende markeder: Offshore energi – Bygg, anlegg og samferdsel – Naturfare – Miljøteknologi.

NGI er en privat næringsdrivende stiftelse med kontor og laboratorier i Oslo, avdelingskontor i Trondheim og datterselskaper i Houston, Texas, USA og i Perth, Western Australia.

www.ngi.no

NGI (Norwegian Geotechnical Institute) is a leading international centre for research and consulting within the geosciences. NGI develops optimum solutions for society and offers expertise on the behaviour of soil, rock and snow and their interaction with the natural and built environment.

NGI works within the following sectors: Offshore energy – Building, Construction and Transportation – Natural Hazards – Environmental Engineering.

NGI is a private foundation with office and laboratories in Oslo, a branch office in Trondheim and daughter companies in Houston, Texas, USA and in Perth, Western Australia

www.ngi.no

