

Geir Kristoffer Godtland

Drivemetoder for strossing av eksisterende vegtunneler

Vurdering av ingeniørgeologiske og drivetekniske faktorer som grunnlag for valg av strossemetode

Masteroppgave i Tekniske Geofag

Veileder: Eivind Grøv

Juni 2020



Boring av salvehull ved strossing av Forsattunnelen

Geir Kristoffer Godtland

Drivemetoder for strossing av eksisterende vegtunneler

Vurdering av ingeniørgeologiske og drivetekniske faktorer som grunnlag for valg av strossemetode

Masteroppgave i Tekniske Geofag
Veileder: Eivind Grøv
Juni 2020

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for geovitenskap og petroleum



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVEN

Kandidatens navn: Geir Kristoffer Godtland

Oppgavens tittel: Drivemetoder for strossing av eksisterende vegtunneler

English title: Methods for tunneling enlargement of existing road tunnels

Utfyllende tekst: Tunnelverrsnittet i mange eldre vegtunneler på det norske og færøyske vegnettet er for lite til å oppfylle dimensjonskrav etter dagens standard. I Norge er det foreløpig gjort lite undersøkelser på hvordan strossing i eksisterende vegtunneler kan utføres på en best mulig måte. Formålet med oppgaven vil derfor være å øke kunnskapen knyttet til strossing av vegtunneler. I tillegg til strossing med boring og sprengning, vil potensialet til strossing med hydraulisk pigghammer og roadheader bli undersøkt.

Tre ferdigstilte prosjekter i Norge med strossing i tunnel, har blitt undersøkt for å samle inn erfaringsbasert empiri og kvantitative data fra grunnlagsmateriale. Disse tunnelene er Langnestunnelen, Mjåvannstunnelen og Forsatunnelen. Informasjonen har blitt brukt til å vurdere alternative drivemetoder og inndrift for tre planlagte tunneler som skal strosses derav; Haumyrheitunnelen i Norge, Leirvikartunnelin og Hvannasundstunnelin på Færøyene.

Det har blitt utført stabilitetsanalyser og inndriftsprognoser for de ulike drivemetodene, med ulike strossetverrsnitt. Programvaren RS2 og anvendelse av NTNU's prognosemodell har blant annet blitt brukt til hhv. numerisk analyse og vurdering av inndrift. Det har også blitt utarbeidet tilpassede sprengningsplaner for strossing, i programvaren iSURE. Resultatene fra stabilitetsanalysene og inndriftsprognosene har blitt brukt til å vurdere gunstig drivemetode, basert på tunnelgeometri, geologiske forhold og trafikk.

Ansvarlig faglærer og hovedveileder for oppgaven er prof. II Eivind Grøv, Institutt for geologi og bergteknikk.

Studieretning: Ingeniør- og miljøgeologi

Hovedprofil: Ingeniørgeologi og bergteknikk

Tidsrom: 15.01.2016-10.06.2016

Eivind Grøv, Professor/hovedveilder

Sammendrag

Tunneltverrsnittet i mange gamle vegtunneler på det norske og færøyske vegnettet er for lite til å oppfylle dimensjonskrav etter dagens standard. Økt årsdøgntrafikk (ÅDT), ønske om økt fartsgrense og bedre framkommelighet er faktorer som har utløst behov for strossing av eldre vegtunneler i Norge og på Færøyene. Behov for nytt kjørefelt i form av kollektivfelt eller gang- og sykkelveg er en annen årsak til at strossing i vegtunnel er et dagsaktuelt tema.

Formålet med masteroppgaven er å vurdere hvordan strossing av eldre vegtunneler kan utføres mest mulig effektivt med ulike drivemetoder, samtidig som stabiliteten i tunnelen bevares. I Norge har det blitt gjennomført relativt få prosjekter med strossing i tunnel, og erfaringer fra aktuelle fagpersoner har derfor vært viktig for oppgaven. Tre prosjekter med strossing i tunnel har blitt undersøkt for å samle inn nødvendig erfaring: Langnestunnelen, Mjåvannstunnelen og Forsatunnelen. Erfaringen har blitt brukt til å vurdere gunstig drivemethode, inndrift og stabilitet for strossing av Haumyrheitunnelen i Norge, Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin på Færøyene. Ulike drivemetoder har blitt undersøkt, derav strossing med boring og sprengning (D&B) og mekaniske brytningsmetoder.

Faktorer som er avgjørende for effektiv inndrift ved strossing i tunnel, er muligheten til å utføre arbeidsoperasjoner parallelt på flere stuffer og om tunnelen er stengt under drivingen. Det stilles større krav til entreprenørens planleggings- og tilpasningsevne med trafikkavvikling i tunnelen. Strosseinndrift i tunneler med trafikkavvikling avhenger hovedsakelig av tilgjengelig tid til bergsikring og lasting av masser mellom tunnelens stenge- og åpningstid. Strossing ved D&B er best egnet i massive og harde bergmasser med høy UCS. I bergmasser med UCS < 40 MPa og RQD < 70, og i områder med strenge krav til sprengningsrystelser, kan strossing med hydraulisk pigghammer eller roadheader være godt egnet. Bruk av hydraulisk pigghammer er best egnet i tunneler med små strossetverrsnitt (< 20 m³/m). Strossing ved bruk av roadheader er egnet først når tunnallengden er over 10 km, grunnet høy investeringskostnad. Med krav til uforhindret trafikk og uten mulighet for omkjøringsveg, kan strossing utføres med «Tunnel Enlargement Formwork», slik at arbeidet kan foregå uavhengig av trafikken.

Vurdering av inndrift ved strossing med D&B er basert på erfaringer, utarbeidede sprengningsplaner og NTNU-modellen. Utrekningene er kun forenklede estimer og er ment som en veiledning til hva som kan forventes, og bør følgelig anses som et minimumsestimat. Total utregnet drivetid for strossing med D&B ble estimert til 16 uker med stengt tunnel og 35 uker med trafikkavvikling i Leirvíkartunnilin (3 skift per døgn).

Tilsvarende 20 og 57 uker for Hvannasundstunnelen, og 32 uker for driving av ny tunnel. Drivetid i Haumyrheitunnelen ble estimert til 5 uker med H1-profil (T8,5 til T13-profil, økt takhøyde) og 4,5 uker med H2-profil (T8,5 til T13-profil, uendret takhøyde).

Det har blitt utført empirisk, analytisk og numerisk analyse av stabilitet, for å vurdere hvor stor effekt strossing har på stabiliteten for ulike strossetversnitt. Strossing av tunnel i bergmasser med Q -verdi < 10 og RMR -verdi < 40 gir størst økning i sikringsbehov og reduksjon i «stand-up time». Strossetversnitt bør tilpasses spenningsfordelingen ved å ikke øke takhøyden i opprinnelig tunnel i tilfeller med høye horisontalspenninger. I tilfeller med høye vertikalspenninger, kan takhøyden med fordel økes. Orienteringen til sprekkeseff har betydning for gunstig valg av driveretning knyttet til borehullsavvik og stabilitet. Med sprekkeseff og strøk parallelt med tunnelaksen hvor det skal strosses på én side, bør det strosses på den siden som går mot fallretningen til sprekkeseff, og som følgelig fører til minst spenningsavløsning i hengen.

Abstract

The tunnel cross-section of many old road tunnels on the Norwegian and Faroese road networks, is too small to meet dimensional requirements of the current standards. Increased annual traffic, a desire for increased speed limits and better accessibility are factors that have triggered the need for enlargement of older road tunnels in Norway and the Faroe Islands. The need for extra lanes in the form of public transport lanes or pedestrian- and bike paths is another reason why road tunnel enlargement is a relevant topic.

The purpose of this master's thesis is to assess how enlargement of older road tunnels' cross-section can be carried out as efficiently as possible with different tunneling methods, while still maintaining the necessary stability in the tunnel. In Norway, relatively few tunnel-enlargement-projects have been carried out, and the experience of applicable professionals has therefore been important for this thesis. Three tunnel-enlargement-projects have been thoroughly examined to gather necessary knowledge and experience: Langnestunnelen, Mjåvannstunnelen and Forsatunnelen. The experience gathered from these prior projects, has been used to assess favorable tunneling methods, advance rate and rock stability while enlarging Haumyrheitunnelen in Norway, Leirvíkartunnilin and Hvannasundtunnilin in the Faroe Islands. Various tunneling methods have been investigated, hence tunneling by drill and blast (D&B) and mechanical methods.

Important factors affecting tunneling advance rate, are the possibilities of carrying out work operations simultaneously on several tunnel faces, and whether the tunnel is closed to traffic during tunneling. A heavy traffic load while tunneling, puts greater demands on the contractor's planning and adaptability. The advance rate of tunneling, while upholding traffic, depends primarily on the amount of time available for rock support and loading of masses between the tunnels closing- and opening hours. Tunnel enlargement with D&B is best suited in massive and hard rock masses with high UCS. In rock masses with $UCS < 40$ MPa and $RQD < 70$, while in areas with strict requirements to vibrations from blasting, tunnel enlargement with hydraulic spike hammer or a roadheader may be better suited. The use of a hydraulic spike hammer is best suited for smaller cross-sections (< 20 m³/m), while the use of a roadheader is more suitable for tunnels over 10 km in length, due to a high investment cost. With requirements for unobstructed traffic and without the possibility of redirecting traffic, tunnel enlargement can be carried out with "Tunnel Enlargement Formwork".

Assessment of advance rate of tunneling with D&B, is based on experience, customized blasting plans and the NTNU-model. The calculations are only simplified estimates and are intended as a guide to what can be expected and should be considered as a minimum. In Leirvíkartunnilin (3 shifts per day), the total calculated time for tunneling enlargement with D&B was estimated at 16 weeks with the tunnel closed, and 35 weeks with ongoing traffic. Equivalently 20 and 57 weeks for Hvannasundstunnilin, and 32 weeks for the tunneling of a new tunnel. Tunneling time in Haumyrheitunnelen was estimated at 5 weeks with H1-profile (T8,5 to T13 profile, increased ceiling height) and 4.5 weeks with H2 profile (T8,5 to T13 profile, unchanged ceiling height).

Empirical, analytical, and numerical analysis of stability has also been carried out, to assess the impact of tunnel enlargement on the stability of various tunneling cross-sections. Enlargement of tunnels in rocks with RMR and Q value lower than 40 and 10 respectively, gives the greatest need for increased rock support and reduction in the tunnel's stand-up time. Tunnel enlargement cross-section should be adapted to the stress distribution, by not increasing the ceiling height of the original tunnel with high horizontal stresses. With high vertical stresses, the ceiling height can be increased. Orientation to joint sets has implications for the favorable choice of tunneling direction, in relation to borehole deviation and stability. With joint sets and corresponding strike, parallel to tunnel axis, where enlargement is to happen to only one side, enlargement should be done on the side that goes towards the dip direction of the joint set, due to the least destressing in the tunnel crown.

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet våren 2020 ved NTNU, Institutt for geovitenskap og petroleum. Oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng, og er en videreføring av prosjektoppgave utført høsten 2019. I denne masteroppgaven har jeg hatt ønske om å fordype meg videre i et særlig dagsaktuelt tema, med mulighet for en bratt læringskurve. Arbeidet med oppgaven har bidratt til kunnskap som vil komme til nytte ved framtidig tunneldriving i arbeidslivet.

Arbeidet med oppgaven har også gitt meg mulighet til å komme i kontakt med mange kompetente og behjelpelige fagpersoner i bransjen. Jeg har hatt konstruktive og læringsrike samtaler med personer både fra byggherre, entreprenør, konsulent og leverandør. Jeg vil rette en ekstra takk til Håkon Birkeland i AS Birkeland, Tomas Ivarjord i Implenia, Kristian Storhamar i NCC og Åge Nessestrand i Sandvik AB, som jeg har hatt jevnlig kontakt med, under arbeidet med oppgaven. Videre vil jeg rette en stor takk til samtlige fagpersoner listet opp i vedlegg A, som alle har bidratt med nyttig kunnskap og erfaring.

Jeg var også så heldig å få reise til Færøyene, hvor jeg fikk være med på befaring til Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin. På reisen møtte jeg mange dyktige fagfolk som jeg vil takke for sine bidrag, derav Fríðrik Heinesen i Landsverk, Bartal Højgaard i Jarðfeingi og Kristian Storhamar i NCC.

En ekstra stor takk vil jeg rette til Solveig Vassenden i Multiconsult Norge AS. Hun har vært en stor bidragsyter til å bygge meg som fagperson gjennom en lærerik sommerjobb, god oppfølging og konstruktive samtaler gjennom prosjektoppgaven og idéer til masteroppgaven.

Jeg vil også takke min hovedveileder Eivind Grøv i SINTEF og ved NTNU, for å ha gitt meg mulighet til å forme min egen oppgave og samtidig lede meg inn på rett spor. Han har alltid vært tilgjengelig og stilt opp ved behov for gode råd og motiverende samtaler.

Jeg vil også rette en stor takk til mine medstudenter for en innholdsrik og minnerik studietid, som jeg har hatt stor glede av både faglig og ikke-faglig.

Til slutt vil jeg takke min kjære samboer Håvard Amundsen, for uvurderlig støtte og motivasjon under studietiden, og for korrekturlesning av masteroppgaven.

Geir Kristoffer Godtland

Trondheim, juni 2020

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	iii
Abstract	v
Forord	vii
Innholdsfortegnelse	viii
Ordforklaringer	xi
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn.....	1
1.1.1 Årsaker til behov for strossing i eksisterende vegtunneler	3
1.2 Masteroppgavens formål.....	4
1.3 Begrensninger og rammebetingelser.....	4
2 Metode	6
2.1 Litteraturstudie og kontakt med fagpersoner	6
2.2 Undersøkelse av utførte og planlagte prosjekter med strossing.....	7
2.3 Felt- og laboratorieundersøkelser.....	8
2.4 Stabilitetsvurderinger med ulike strossetverrsnitt.....	8
2.5 Sprengningsplaner og inndriftsprognoser	9
3 Tunnelgeometri og stabilitet i vegtunnel	10
3.1 Geometrisk utforming av norske og færøyske vegtunneler	10
3.1.1 Utforming av tunnelprofilen	10
3.1.2 Linjeføring	13
3.1.3 Sikkerhetstiltak.....	13
3.2 Stabilitetsproblemer og metoder for vurdering av stabilitet.....	14
3.2.1 Spenningsinduserte stabilitetsproblemer.....	14
3.2.2 Blokknedfall grunnet strossing	17
3.2.3 Punktering av eventuell injeksjonspaply.....	19
3.2.4 Metoder for vurdering av stabilitet	20
4 Drivemetoder og prognosemodeller	24
4.1 Drivemetoder for strossing av vegtunneler	24
4.1.1 Strossing med boring og sprengning (D&B)	24
4.1.2 Strossing med mekanisk roadheader.....	32
4.1.3 Strossing med hydraulisk piggemaskin.....	33
4.1.4 Strossing med monterbart kutterhode	34
4.1.5 Boring og splitting, og erfaringer fra Follobanen	35
4.1.6 Strossing med «Tunnel Enlargement Formwork (TEF)».....	36
4.2 Prognosemodeller for strossing med ulike drivemetoder.....	39
4.2.1 Prognosemodeller for inndrift og tidsbruk.....	39
4.2.2 Prognosemodeller for slitasje på brytningsutstyr	45
5 Referanseprosjekter	47

5.1	Erfaringer fra ferdigstilte og pågående prosjekter i Norge	47
5.1.1	Forsatunnelen	47
5.1.2	Langnestunnelen	51
5.1.3	Mjåvannstunnelen	53
5.1.4	Oppsummering av nøkkelinformasjon fra tidligere prosjekter	56
5.2	Strossing av Shikishima-tunnelen i Japan.....	58
5.3	Pågående og planlagte prosjekter i Norge og på Færøyene	59
5.3.1	Haumyrheitunnelen.....	59
5.3.2	Leirvíkartunnelin og Hvannasundstunnelin	63
6	Felt- og laboratorieundersøkelser	67
6.1	Feltkartlegging og befaring på Færøyene	67
6.1.1	Regionalgeologi og tidligere utførte undersøkelser på Færøyene.....	67
6.1.2	Feltkartlegging i Leirvíkartunnelin og Hvannasundstunnelin	72
6.2	Undersøkelser i laboratorium ved NTNU	78
6.2.1	Måling av lydshastighet for estimering av sprengbarhet	80
6.2.2	Punktlasttest for estimering av punktlastindeks og UCS	81
6.2.3	Test av tetthet og bestemmelse av drivetekniske parametere	83
7	Stabilitetsanalyse for ulike strossetverrsnitt	88
7.1	Empiriske stabilitetsvurderinger	88
7.1.1	Vurdering med Q-systemet	88
7.1.2	Vurdering med RMR-systemet	89
7.1.3	Diskusjon av endring i sikringsbehov og «stand-up time»	90
7.2	Analytiske stabilitetsvurderinger i Unwedge	91
7.2.1	Blokkstabilitet ved strossing av Haumyrheitunnelen.....	91
7.2.2	Blokkstabilitet ved strossing av Leirvíkartunnelin	94
7.2.3	Blokkstabilitet ved strossing av Hvannasundstunnelin.....	96
7.2.4	Diskusjon av usikkerhet og endring i sikkerhetsfaktor	97
7.3	Numeriske stabilitetsvurderinger på ulike strossetverrsnitt	98
7.3.1	Modeller og inngangsparametere	98
7.3.2	Analyseresultat med numerisk modellering.....	100
8	Sprengningsplaner for strossing med D&B.....	107
8.1	Borplan.....	107
8.2	Ladeplan.....	109
8.3	Mengdeoversikt og sammenligning av strossetverrsnitt	113
8.4	Borerigg og antall borhammere	115
9	Beregning av tidsbruk og materialkonsum	117
9.1	Mengde- og parameteroversikt	117
9.2	Tidsbruk for strossing i vegtunnel	118
9.2.1	Boring og sprengning (D&B)	119

9.2.2	Roadheader	127
9.2.3	Hydraulisk pigghammer.....	130
9.2.4	Oppsummering og diskusjon av gunstig drivemetode	132
9.3	Borslitasje og materialkonsum.....	133
9.3.1	Slitasje på borkroner ved strossing med boring og sprengning	133
9.3.2	Slitasje på kutterhode ved strossing med roadheader.....	134
10	Diskusjon	136
10.1	Kontakt med fagpersoner	136
10.2	Valg av gunstig drivemetode	136
10.3	Kombinasjon av ulike drivemetoder	140
10.4	Stabilitetsvurderinger ved strossing i tunnel	141
10.4.1	Endring i «stand-up time» og sikringsbehov	141
10.4.2	Valg av strossetverrsnitt og side som bør strosses	142
10.5	Usikkerhet i beregnet tidsbruk med NTNU-modellen	142
10.5.1	Usikkerhet i beregnet tidsbruk for Haumyrheitunnelen	143
10.5.2	Usikkerhet i beregnet tidsbruk for tunnelene på Færøyene.....	144
11	Konklusjon	145
12	Forslag til videre arbeid	147
	Referanser.....	149
	Vedlegg A	I
	Vedlegg B.....	II
	Vedlegg C.....	IV
	Vedlegg D.....	V
	Vedlegg E.....	VI
	Vedlegg F.....	VII
	Vedlegg G	IX
	Vedlegg H	XI
	Vedlegg I.....	XII
	Vedlegg J.....	XIII
	Vedlegg K.....	XIV
	Vedlegg L.....	XV
	Vedlegg M.....	XVII
	Vedlegg N.....	XX
	Vedlegg O.....	XXII
	Vedlegg P.....	XXIII

Ordforklaringer

H1-profil	Ensidig strossing av tunnel fra T8,5 til T13-profil, med endret takhøyde
H2-profil	Ensidig strossing av tunnel fra T8,5 til T13-profil, med uendret takhøyde
H3-profil	Tosidig strossing av tunnel fra T8,5 til T13-profil med endret takhøyde
F1-profil	Tosidig strossing av tunnel fra T7,5 til T8,5-profil med endret takhøyde
F2-profil	Ensidig strossing av tunnel fra T7,5 til T8,5-profil med endret takhøyde
L2-profil	Ensidig strossing av tunnel fra T4 til T8,5-profil med endret takhøyde
L4-profil	Tosidig strossing av tunnel fra T4 til T8,5-profil med endret takhøyde
Bergoverdekning	Avstand fra tunnelhengen til bergoverflate i dagen
Overdekning	Avstand mellom to raster i borplanen. For eksempel av stand mellom borehull i kontur og 2.kontur.
Sekundær oppsprekking	Ytterligere oppsprekking grunnet endring i spenningsfordeling eller direkte oppsprekking fra sprengning.
Strossejobb	Arbeidsomfang som kreves for å fjerne ønsket bergmasse
Strossebehov	Mengde bergmasse som må fjernes for å oppnå nytt prosjektert tunneltverrsnitt
Strosseinndrift	Inndrift i en tunnel som strosses. For eksempel i [m/uke] eller [m/t]
Strossemetode	Samlebetegnelse på valgt drivemetode, strategi og strossetverrsnitt for strossing av eksisterende vegtunnel
Strosseretning	Den retningen tunnelen utvides, på tvers av tunnelaksen. For eksempel vil ensidig strossing på høyre side av en tunnel være analogt med strosseretning mot høyre.
Strosseoverdekning	Avstand mellom eksisterende kontur og ny prosjektert kontur
Strossetverrsnitt	Utformingen og differansen i areal mellom nytt prosjektert tunneltverrsnitt og eksisterende tunneltverrsnitt i gammel tunnel. For eksempel H1-profil.

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

I dag driftes over 1.100 vegtunneler i Norge med en samlet lengde på omtrent 1.200 km, hvor den eldste ble bygget på 1890-tallet. På Færøyene driftes totalt 20 vegtunneler med en samlet lengde på litt over 51 km, hvor den første ble bygget på 1960-tallet (Højgaard B. , 2020). Fra 1960-tallet og fram til slutten av 1980-tallet, ble de fleste av vegtunnelene i Norge og på Færøyene bygget under andre kriterier enn i dag og etter «Low Cost Tunneling (LCT)»-prinsippet (Haug & Kalager, 2010) (Grøv, 2020). Ifølge Lundbrekke (1984) førte LCT-prinsippet til at vegtunnelene ble bygget med en standard som ble “finansielt og funksjonelt balansert opp mot standarden til selve vegnettet. Krav til geometri, bergsikring, mm, ble nedjustert hvis effekten på sikkerheten til vegnettet forøvrig var beskjedent” (Lundbrekke, 1984). Konkrete nedjusteringer som ble gjort ifølge Lundbrekke var for eksempel redusert tunnelverrsnitt og mindre omfattende bergsikring, som er årsak til at mange eldre vegtunneler er for trange til å oppfylle krav til tunnelverrsnitt etter dagens standard.

Standarden for nye vegtunneler har siden den gangen blitt skjerpet gjennom nye krav i Tunnelsikkerhetsforskriften (TSF) (Lovdata, 2007), som omfatter både vegtunneler i Norge og på Færøyene. I Norge har gjeldende håndbøker som N500 *Vegtunneler* (2016a) og R761 *Standard for beskrivelse for vegkontrakter* (SVV, 2015), blitt oppdatert med nye krav til størrelse på tunnelverrsnitt, avhengig av gjennomsnittlig årsdøgntrafikk (ÅDT) og fartsgrense i tunnelen. I dag er ÅDT i mange eldre vegtunneler større enn det de ble dimensjonert for, som følge av økt befolkningsvekst. Kjøretøy innen godstransporten har også blitt større. Ønske om økt fartsgrense og bedre framkommelighet, kan utløse behov for strossing av eldre tunneler.

Strossing av eksisterende vegtunneler betyr i denne sammenhengen å utvide eksisterende tunnelverrsnitt, til et nytt og større prosjektert tverrsnitt. Det kan for eksempel være å strosse langs hele tunnelkonturen for å oppnå større kjøreboks, og for å få plass til tyngre og bedre bergsikring, og vann- og frostsikringshvelv som tar større plass. Strossing utføres også for å etablere flere snu- og havarinisjer grunnet strengere standarder og økt trafikkmengde i tunnelen. Andre grunner til at strossing i vegtunneler utføres, er ønske om å etablere et ekstra kjørefelt i form av kollektivfelt eller forbikjøringsfelt, eller for etablering av gang- og sykkelveg (Godtland , 2019). Det er vanlig å strosse langs én side av tunnelen når det skal etableres et nytt kjørefelt. Hittil har strossing av eldre vegtunneler i Norge kun blitt utført med boring og sprengning (D&B), kombinert med hydraulisk pigghammer (Lima, 2019).

I utlandet finnes det vegtunneler som har blitt strosset med D&B og hydraulisk pigghammer ved hjelp av flyttbare skjold, også kalt «Tunnel Enlargement Formwork», slik at trafikk kan gå uhindret gjennom tunnelen samtidig som strossingen pågår mellom skjoldet og tunnelkonturen (Mashimo & Ishimura, 2003) (Tonon, 2010). I Norge har det hittil blitt utført få prosjekter med strossing i vegtunnel, sammenlignet med antall vegtunneler som rehabiliteres og oppgraderes. Det er vanlig at tunneler strosses i forbindelse med større oppgraderinger (Godtland, 2019). I denne masteroppgaven vil tre ferdigstilte prosjekter i Norge hvor det har blitt utført strossing, bli gjennomgått for å samle inn erfaringer og data fra grunnlagsmateriale. I tillegg vil erfaringer fra strossing av en tunnel i Japan med flyttbart skjold bli presentert.

På Færøyene ønsker Landsverk, som tilsvarende Statens Vegvesen i Norge, å utrede hvordan de gamle og trange vegtunnelene på Færøyene kan utvides på en mest mulig effektiv og sikker måte, med minst mulig samfunnsmessig belastning. I tillegg er det ønske om å vurdere hvorvidt det skal bygges nye vegtunneler, framfor å utvide de gamle. I denne oppgaven vil to utvalgte vegtunneler på Færøyene, med ulikt strossebehov, bli undersøkt for å vurdere gunstig drivemetode, stabilitet og enkel tidsestimering for strossearbeidet. De gjeldende tunnelene er Leirvíkartunnilin, og Hvannasundstunnilin. I den førstnevnte tunnelen er det ønskelig å etablere en gang- og sykkelveg, slik at tunnelbredden må utvides med ca. 3 meter (T8,5 til T12-profil). Den sistnevnte tunnelen er enveiskjørt med møteplasser, og skal utvides med 5 meter i bredden og 4 meter i høyden (T4 til T8,5-profil), for å forbedre framkommeligheten. Figur 1.1 viser området som skal strosses rundt tunnelåpningen til Hvannasundstunnilin. Se figur 5.16 i kapittel 5 for oversikt over tunnelenes plassering.



Figur 1.1: Illustrasjon for hvilken del av tunnelverrsnittet i Hvannasundstunnilin som skal strosses, markert med rødt område. Tunnelen er enveiskjørt med møteplasser og bildet gir inntrykk av hvor smal den er. Bildet er hentet fra Google Earth (2020).

En annen vegtunnel i Norge som skal undersøkes er Haumyrheitunnelen utenfor Kristiansand. Det er en to-løpstunnel hvor det er planlagt for utvidelse av østgående tunneløp for å etablere nytt kollektivfelt. Tunnelen skal i den forbindelse utvides på sørsiden av løpet med ca. 4,5 meter i bredden (T9 til T13,5-profil). Figur 1.2 viser området som skal strosses i det aktuelle tunneløpet. Se figur 5.13 i kapittel 5 for oversikt over plasseringen til tunnelen.



Figur 1.2: Illustrasjon for hvilken del av tunnelverrsnittet i Haumyrheitunnelen som skal strosses, markert med rødt område. Tunnelen skal strosses på sørsiden av østgående løp. Bildet er hentet fra Google Earth (2020).

1.1.1 Årsaker til behov for strossing i eksisterende vegtunneler

Fra prosjektoppgaven utført av Godtland (2019), ble følgende relevante punkter konkludert om årsaker til behov for strossing av eksisterende vegtunneler:

- ❖ Krav om større tunnelprofil og bedre sikt i vegtunneler som funksjon av ÅDT og fartsgrense, er omfattet av Tunnelsikkerhetsforskriften (TSF) og håndbok N500 *Vegtunneler*.
- ❖ Behov for større tunnelverrsnitt på bakgrunn av krav i N500 og R761 *Standard beskrivelser for vegkontrakter*, med oppgradert vann- og frostsikringshvelv og ventilasjonssystem som opptar større plass enn hva som er prosjektert ved nybygging av vegtunnelen.
- ❖ Behov for utvidelse av vegtunneler som ikke omfattes av hverken N500, R761 eller TSF, er oppgradering av bergsikring som opptar større plass enn hva som er prosjektert ved nybygging av vegtunnelen.
- ❖ Andre behov for utvidelse av vegtunneler. For eksempel utvidelse for etablering av kollektivfelt eller gang- og sykkel felt.

1.2 Masteroppgavens formål

Formålet med denne masteroppgaven er å vurdere hvordan strossing i eksisterende vegtunneler kan gjennomføres mest mulig effektivt, samtidig som stabiliteten i tunnelen ivaretas. Arbeidet i denne masteroppgaven vil følgelig innebære å:

- ❖ Samle inn erfaring og kunnskap fra ferdigstilte prosjekter hvor det har foregått strossing i vegtunnel.
- ❖ Belyse ulike drivemetoder for strossing av vegtunneler, derav strossing med boring og sprengning (D&B) og mekaniske brytningsmetoder, for vurdering av inndrift og påvirkning på stabilitet med ulike strossetverrsnitt. Med «drivemethode» menes også valgt strategi og rekkefølge på ulike arbeidsoperasjoner under strossingen.
- ❖ Gjennomføre felt- og laboratoriearbeid for fastsetting og verifisering av parametere i stabilitetsanalyse og inndriftsprognoser.
- ❖ Vurdere endring i stabilitet og sikringsbehov for ulike strossetverrsnitt, med empiriske, analytiske og numeriske vurderingsmetoder.
- ❖ Utforme sprengningsplaner med ulike strossetverrsnitt for strossing med D&B.
- ❖ Gjennomføre enkle prognoser for inndrift og materialkonsum med ulike drivemetoder og strossetverrsnitt i tre utvalgte vegtunneler, basert på erfaringer, sprengningsplaner og etablerte prognosemodeller.
 - De tre utvalgte vegtunnelene er Haumyrheitunnelen i Norge, Leirvåkartunnelen og Hvannasundstunnelen på Færøyene.
- ❖ Vurdere utforming av gunstig strossetverrsnitt hvor flere alternativer er aktuelt, for best mulig stabilitet og inndrift.

Til slutt vil det bli laget en oversikt over anbefalt drivemethode som funksjon av strossetverrsnitt og bergmassens egenskaper (strossemethode).

1.3 Begrensninger og rammebetingelser

Oppgaven vil kun fokusere på strossing av oversjøiske vegtunneler i Norge og på Færøyene. Det vil bli lagt vekt på strossing av det generelle tunnellopet. Strossing av tunnelens portalområde og erstatning av portal vil ikke bli inkludert i denne oppgaven. Strossing og krav til havari- og snunisjer vil bli nevnt i korte trekk, da strossing av det generelle tunnellopet kan sammenlignes med å strosse en lang nisje. Vurdering av tidsbruk og inndrift vil ikke inkludere tid brukt på ekstra strossing av nisjer.

Strossing av eksisterende vegtunneler i Norge er et omfattende arbeid som har blitt gjennomført i relativt få prosjekter, hvor det første ble påbegynt i 2007. Det har blitt utført studie av mange norske ferdigstilte rehabiliterings- og oppgraderingsprosjekter i tunnel. I kun tre av de undersøkte prosjektene har strossing vært den største delen av rehabiliterings- og oppgraderingsarbeidet (Godtland, 2019). Kunnskapsgrunnlaget vil derfor være basert på kun tre tidligere prosjekter, i tillegg til erfaringer fra fagpersoner med generell kompetanse innenfor tunnelbransjen og relevant faglitteratur. De tre ferdigstilte prosjektene er strossing av Langnestunnelen i Tromsø, Mjåvannstunnelen utenfor Kristiansand og Forsatunnelen i Ballangen.

Det har blitt utført numeriske 2D-analyser med kun enkle geometri- og geologimodeller. En mer detaljert modell vil øke sannsynligheten for at modellen er feilaktig, i forhold til den reelle geologien. Konstruksjon av mer detaljerte modeller vil også være mer tidkrevende å forsikre mot feil (Trinh, 2020). Også på grunn av tidsbegrensninger er det valgt å utføre enkle numeriske analyser basert på input fra felt- og laboratoriarbeid, grunnlagsmateriale og faglitteratur. Det er valgt å bruke numerisk modellering som et indikasjonsverktøy, for å sammenligne stabiliteten med ulike strossetverrsnitt og ulike geologier.

Det finnes ingen etablerte prognoseverktøy for å estimere inndrift ved strossing i vegtunneler. Erfaringer fra pågående og utførte prosjekter vil derfor veie tyngst når vurdering av inndrift ved strossing i Haumyrheitunnelen, Hvannasundstunnelen og Leirvíkartunnelen skal utføres. NTNU-modellen er en etablert prognosemodell, som kan brukes til å estimere inndrift ved bygging av nye vegtunneler. Modellen inneholder erfaringsdiagrammer for avlesning av for eksempel forventet sprengstofforbruk og tid brukt til pigging som funksjon av tunnelverrsnitt. I mange av diagrammene i NTNU-modellen er tunnelverrsnittet direkte input. Det blir for eksempel ikke riktig å lese av forventet sprengstofforbruk som funksjon av strossetverrsnitt, da det ikke etableres kutt når tunneler strosses. Det har derfor blitt utarbeidet egne sprengningsplaner for strossing, for å kunne supplere med erfaringer fra tidligere prosjekter og diagrammene i NTNU-modellen hvor tunnelverrsnittet er direkte input.

2 Metode

I denne masteroppgaven har strossing av Haumyrheitunnelen utenfor Kristiansand, Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin på Færøyene blitt valgt for nærmere undersøkelse av gunstig drivemetode, inndrift og stabilitet. Arbeidsmetodene som er brukt i denne masteroppgaven er listet opp i følgende punkter:

1. Litteraturstudie og kontakt med fagpersoner
2. Undersøkelser av utførte og planlagte tunnelprosjekter med strossing
3. Felt- og laboratorieundersøkelser
4. Empiriske, analytiske og numeriske stabilitetsvurderinger
5. Utrekning av strosseinndrift basert på prognosemodeller, sprengningsplaner og erfaringer.

2.1 Litteraturstudie og kontakt med fagpersoner

Hensikten med litteraturstudiet har vært å kartlegge mulige drivemetoder for strossing av vegtunneler, og tilhørende prognosemodeller for å supplere med erfaringstall fra utførte og undersøkte prosjekter. I prosjektoppgaven til Godtland (2019), ble det gjennomført et litteratursøk på standarder i Statens vegvesen sine håndbøker. Relevante standarder og krav til vegtunneler som skal strosses, vil bli presentert i kapittel 3. De ulike drivemetodene som har blitt undersøkt er strossing med D&B, og mekanisk fjellbrytning med roadheader, hydraulisk pigghammer, monterbart kutter-hode og boring og splitting (D&S), i tillegg til strossing med såkalt «Tunnel Enlargement Formwork». I litteraturstudiet har også ulike metoder for stabilitetsvurdering blitt undersøkt. For å innhente nødvendig informasjon, har det blitt brukt norske og internasjonale søkeportaler. Brukte søkeportaler er NTNU sin kunnskapsdatabase, Oria.no, Google Scholar, Elsevier.com og ScienceDirect.com. Fysiske biblioteker ved NTNU og Statens vegvesen sine håndbøker har også blitt brukt. Originalnavn til de færøyske tunnelene har blitt brukt i søkeprosessen, for å få mer konkrete søkertreff. De færøyske navnene for Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin vil derfor bli brukt i oppgaven.

Strossing av norske vegtunneler er foreløpig et lite omtalt tema i litteraturen. For å samle inn nødvendig kunnskap og erfaring, har det derfor vært nødvendig å komme i kontakt med fagpersoner. En betydelig andel av denne masteroppgaven vil derfor være basert på erfaringsbasert empiri. Fagpersoner fra både byggherre, entreprenører, konsulenter og leverandører har blitt kontaktet. Oversikt over fagpersoner er listet opp i vedlegg A. Erfaringer har blitt samlet med jevnlig kommunikasjon via telefon og e-post, i tillegg til befaringsbesøk og intervjuer. Det har blitt gjennomført befaringsbesøk til Færøyene, og Haumyrheitunnelen i Norge.

2.2 Undersøkelse av utførte og planlagte prosjekter med strossing

Tre ferdigstilte tunnelprosjekter har blitt undersøkt, hvor det har blitt utført strossing i vegtunnel. Størsteparten av erfaringene og innsamlet informasjon er basert på kvalitativ datainnsamling, ved å kontakte fagpersoner i nær tilknytning til prosjektene. Det har blitt holdt jevnlig kontakt med samtlige fagpersoner listet opp under:

- ❖ Tomas Ivarjord (2020), Øyvind Rem, Kim Røberg (2020) - Prosjektingeniører i Implenia. Oppgradering av Forsatunnelen i 2019/2020, med strossing fra T7,5 til T13-profil.
- ❖ Håkon Birkeland (2020) - Prosjektleder i Birkeland AS for oppgradering av Mjåvannstunnelen i 2013, med strossing fra T8,5 til T13-profil
- ❖ Kristian Storhamar (2020) - Prosjektingeniør i NCC for oppgradering av Langnestunnelen i 2007, med strossing fra T8,5 til T9,5.

Tilgjengelig grunnlagsmateriale fra Forsatunnelen og Mjåvannstunnelen ble også undersøkt, for innhenting av kvantitativ data. Eksempel på grunnlagsmateriale som har blitt undersøkt er framdriftsplaner, borerapporter og sluttrapporter. Informasjon som har blitt hentet ut er blant annet tid brukt på ulike arbeidsoperasjoner, antall borehull per salve, sprengstofforbruk og total drivetid. Det lyktes ikke i å skaffe grunnlagsmateriale fra Langnestunnelen, bortsett fra erfaringer presentert av Storhamar (2020).

For de planlagte prosjektene: Haumyrheitunnelen, Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin, har tilgjengelig grunnlagsmateriale blitt undersøkt for innhenting av kvantitativ data, som for eksempel dimensjoner på planlagt strossetverrsnitt, valgt drivemetode og utstyr. Eksempel på grunnlagsmateriale som har blitt undersøkt er ingeniørgeologisk rapporter fra tidligere inspeksjoner og konkurransegrunnlag (Sollie, 2019). Det har også blitt holdt jevnlig kontakt med fagpersoner i Statens Vegvesen (Egeland, 2019) og Kruse Smith entreprenør (Pettersen, 2020), ved telefonsamtaler og befaring.

Under befaring til Færøyene ble det gitt tilgang til grunnlagsmateriale, for videre undersøkelse av Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin. Eksempel på grunnlagsmateriale som har blitt brukt er ingeniørgeologiske inspeksjonsrapporter (Salomonson & Thorsager, 2007), rapporter for estimering av tidsbruk og kostnader (Norconsult, 2015) og geologiske rapporter (Højgaard B., 2009b). I tillegg ble det gjennomført samtaler i Tórshavn med Højgaard (2020) og Heinesen (2020), for grundig introduksjon av de aktuelle tunnelene.

2.3 Felt- og laboratorieundersøkelser

Under befaringen på Færøyene ble det utført feltkartlegging i Leirvíkartunnelin og Hvannasundstunnelin, for innsamling av inputparametere til stabilitetsvurderinger og inndriftsprogner. Kartleggingen foregikk på sen kveld og nattestid, med stengt tunnel eller minimal trafikk. Det ble medbrakt en steinblokk fra Leirvíkartunnelin, for videre testing av parametere i bergmekanisk laboratorium ved NTNU.

Under feltkartleggingen ble sprekkens orientering og tilstand kartlagt med strøk- og fall målinger og Schmidt-hammer målinger. Målingene har blitt brukt til å kartlegge blokkdannelse og skjærmotstand på sprekkeflater, med Barton-Bandis-kriteriet i programvaren Unwedge (Rocscience Inc, 2020b). Det ble også utført bergmasseklassifisering med Q-systemet, for å supplere med eksisterende klassifiseringer. Q-målingene har blitt brukt til å vurdere behov for ny bergsikring som funksjon av økt spennvidde i tunnelene, og konvertering til GSI (Geological Strength Index) for bruk i RS2 (Rocscience Inc, 2020a).

Testing av parametere på steinblokken i bergmekanisk laboratorium ble utført for å estimere punktlastindeks (I_s), enaksiell kompresjonsstyrke (UCS), sprengbarhetsindeks (SPR), borsynkindeksen (DRI), og borslitasjeindeksen (BWI). Målt UCS har blitt brukt som veiledende parameter i de numeriske modellene. De resterende nevnte parameterne har blitt brukt for vurdering av strosseinndrift i de omtalte tunnelene.

2.4 Stabilitetsvurderinger med ulike strossetverrsnitt

For vurdering av endring i stabilitet grunnet strossing, har det blitt brukt empiriske, analytiske og numeriske vurderingsmetoder. Under er det listet opp hvilke vurderingsmetoder som er brukt innenfor hver kategori:

- ❖ Empiriske klassifikasjonssystemer
 - RMR-systemet (Bieniawski Z. T., 1973)
 - Q-systemet (NGI, 2015)
- ❖ Analytisk vurdering av blokkstabilitet
 - Bruk av programvaren Unwedge (Rocscience Inc, 2020b)
- ❖ Numerisk analyse
 - Bruk av programvaren RS2 (Rocscience Inc, 2020a)

Empiriske klassifikasjonssystemer har blitt brukt for å vurdere økt behov for bergsikring, og reduksjon i «stand-up time» som funksjon av økt spennvidde. Analytiske metoder har blitt brukt for å vurdere blokkstabilitet i Haumyrheitunnelen, Leirvíkartunnelin og Hvannasundstunnelin. Numerisk analyse har blitt utført for å vurdere endring i spenningsfordeling med ulike

strossetverrsnitt. Strossetverrsnittene er listet opp i vedlegg B. Det har blitt utført numerisk analyse på 7 ulike strossetverrsnitt, kombinert med 4 ulike geologier. Analysene har blitt utført for å sammenligne endring i spenningsregimet, deformasjon og antall bruddelement. I tillegg har det blitt utført analyse med ulike sprekkeorienteringer, for å vurdere gunstig strosseretning.

2.5 Sprengningsplaner og inndriftsprognoser

Det har blitt utarbeidet sprengningsplaner i programvaren iSURE 8.0 (Sandvik AB, 2020a) for strossing med D&B og ulike strossetverrsnitt, listet opp i vedlegg B. Sprengningsplanene har blitt utarbeidet for å lage en oversikt over nødvendige mengder. Eksempel på mengder som har blitt hentet ut fra sprengningsplanene er tilstrekkelig antall borehull, mengde sprengstofforbruk og masser som strosses ut. Denne oversikten har så blitt brukt til å sammenligne mengder for de ulike strossetverrsnittene. Nødvendig antall borehull og sprengstofforbruk er de viktigste mengdene som har blitt hentet ut fra sprengningsplanene, og som ikke kunne leses av direkte i NTNU-modellen. iSURE er et intuitivt program, som er enkelt å lære og bruke. Programmet kan brukes til å lage sprengningsplaner for driving av nye tunneler og for strossing av gamle, hvor det kan legges inn pilot-tunneler som avgrenser strossetverrsnittet (Muona, 2020). Hullavstand, overdekning og ladningsmengde har blitt lagt inn manuelt, basert på erfaringer fra de undersøkte prosjektene. Sprengningsplaner med hullavstand, overdekning og ladningsmengde anbefalt av iSURE som funksjon av sprengbarhet, har også blitt utarbeidet for noen utvalgte strossetverrsnitt. Utskrift av noen utvalgte sprengningsplaner har blitt lagt ved i vedlegg P, med sammendrag over antall borehull per salve, mengde sprengstoff og antall boremeter.

NTNU-modellen er en prognosemodell utviklet for driving av ny vegtunnel, og har blitt anvendt for vurdering av strosseinndrift. NTNU-modellen har derfor blitt brukt sammen med erfaringer og utarbeidede sprengningsplaner for vurdering av strosseinndrift. Oversikt over undersøkte prognosemodellene for inndrift er:

- ❖ NTNU-modellen (Zare, 2007b) (Bruland, 2000) for vurdering av inndrift med D&B
- ❖ Prognosemodell for vurdering av inndrift med roadheader etter Bilgin et al. (1990)
- ❖ Prognosemodell for vurdering av inndrift med hydraulisk pigghammer etter Bilgin et al. (2002)

Det har også blitt forsøkt å finne etablerte prognosemodeller for inndrift med monterbart kutterhode og boring og splitting (D&S), uten at det ble gjort noen funn. Som tidligere nevnt har sprengningsplanene blitt brukt som supplement til NTNU-modellen i diagram hvor tunneltverrsnitt for nybygd tunnel er direkte input.

3 Tunnelgeometri og stabilitet i vegtunnel

I dette kapittelet blir krav til tunnelgeometri i nye og oppgraderte vegtunneler presentert. Ulike årsaker til at det er behov for strossing i eldre vegtunneler, vil også bli presentert. Videre blir stabilitetsproblematikk som er aktuell for utvidelse av eksisterende vegtunneler gjennomgått.

3.1 Geometrisk utforming av norske og færøyske vegtunneler

3.1.1 Utforming av tunnelprofilen

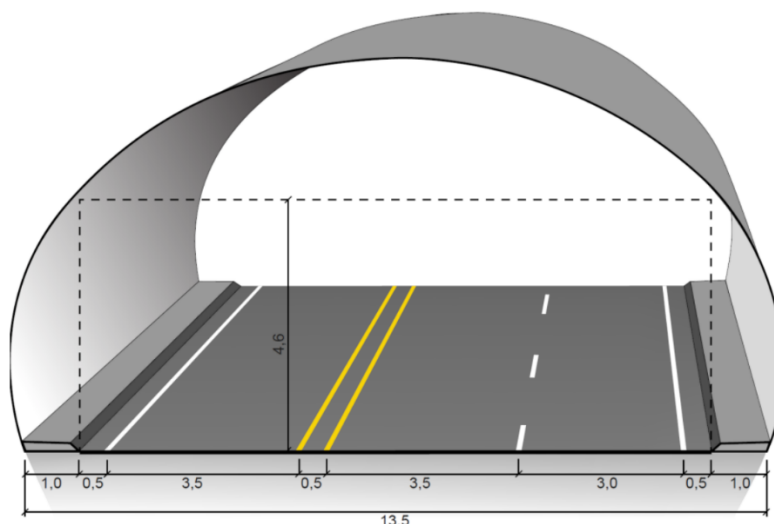
I mange eldre vegtunneler har årstdøgstrafikk (ÅDT) økt siden tunnelen ble ferdigstilt og det kan være ønske om å øke fartsgrensen i tunnelen for å oppnå bedre trafikkflyt. Økning i ÅDT eller fartsgrense, vil utløse krav om utvidet tunnelprofil basert på dimensjoneringsklasser i håndbok N500 (2016a) og N100 *Veg- og gateutforming* (2019a). Dimensjoneringsklassene er en funksjon av vegens ÅDT og fartsgrense. Krav til tunnelprofil som funksjon av dimensjoneringsklasse er vist i tabell 3.1.

Tabell 3.1: Oversikt over krav til dimensjoneringsklasse som funksjon av ÅDT og fartsgrense, med tilhørende krav til tunnelprofil, total bredde og areal til teoretisk sprengingsprofil (SVV, 2019a).

Dimensjonerings-klasse	ÅDT	Fartsgrense [km/t]	Tunnelprofil	Total bredde [m]	Sprengningsprofil [m ²]
H1	< 6.000	80	T9,5	9,5	66,62
H5	6-12.000	90	T12,5 ¹⁾	12,5	91,32
			T10,5 ²⁾	10,5	74,59
			T13,5 ³⁾	13,5	100,52
			T14 ⁴⁾	14	104,58
H3	> 12.000	110	2 x T10,5	2 x 10,5	2 x 74,59
Hø1	< 4.000	80	T9,5	9,5	66,62
Hø2	< 12.000	60	T9,5	9,5	66,62
Lokale vegger, L1	< 1.500	80 /60	T5,5 ⁵⁾	5,5	39,10
			T8,5 ⁶⁾	8,5	61,92

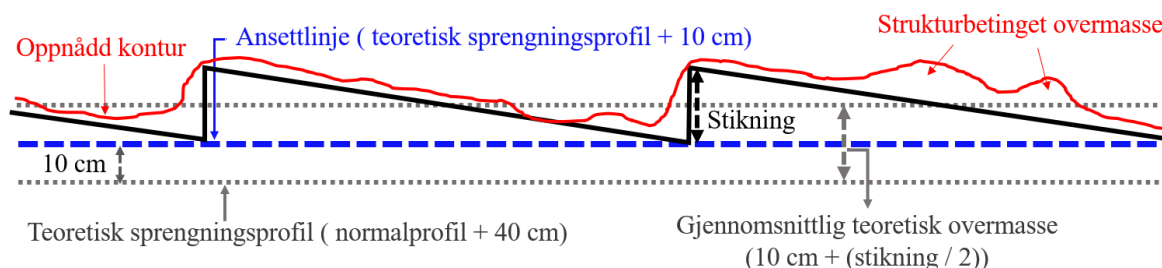
1) Tunnelprofil T12,5 med midtrekkverk
 2) Tunnelprofil T10,5 med forsterket midtoppmerking
 3) Tunnelprofil T13,5 med forsterket midtoppmerking og havarinisje
 4) Tunnelprofil T14 med forsterket midtoppmerking og forbikjøringsfelt
 5) Tunnelprofil T5,5 på énfelts veg
 6) Tunnelprofil T8,5 på tofelts veg

Eksempel på T13,5-profil på vegger med dimensjoneringsklasse H5, med krav til tunnelbredde og frihøyde er vist i figur 3.1 (SVV, 2019a). Landsverk på Færøyene har uttrykt at de følger norske håndbøker i utforming av vegtunneler. Den største forskjellen i utforming av vegtunnel i Norge og Færøyene, er at det i noen vegtunneler brukes loddrette vegger framfor krumme vegger opp til vederlaget (Heinesen, 2020).



Figur 3.1: Tunnelprofil T13,5 med frihøyde 4,6 m og totalbredde 13,5 m i dimensjoneringsklasse H5 (SVV, 2019a). Profilet er dimensjonert for ÅDT mellom 6.000-12.000 og fartsgrense 90 km/t. Profilet kan også brukes ved etablering av kollektivfelt, som er planlagt i Haumyrheitunnelen.

Ved prosjektering av tunneltverrsnitt skiller det mellom teoretisk sprengningsprofil og normalprofil. Det teoretiske sprengningsprofilet er den faktisk planlagte tunnelåpningen (normalprofil + 40 cm til bergsikring) minus avstand til ansett, stikning og eventuell overmasse. Figur 3.2 viser forskjellen mellom teoretisk sprengningsprofil og oppnådd kontur, med stikning og ansett, etter driving med D&B. Det er vanlig at det settes av 40 cm mellom teoretisk sprengningsprofil og normalprofil, til bergsikring med bolter og sprøytebetong, og vann- og frostsikringshvelv (SVV, 2016a) (Kirkeby, 2011). Ved bruk av roadheader eller hydraulisk pigghammer vil det ikke være behov for ansett og stikning, som følgelig vil redusere mengde overmasse. I tillegg er roadheader en mer skånsom brytningsprosess som gir mindre skade på omkringliggende bergmasse (Nessestrand, 2020).



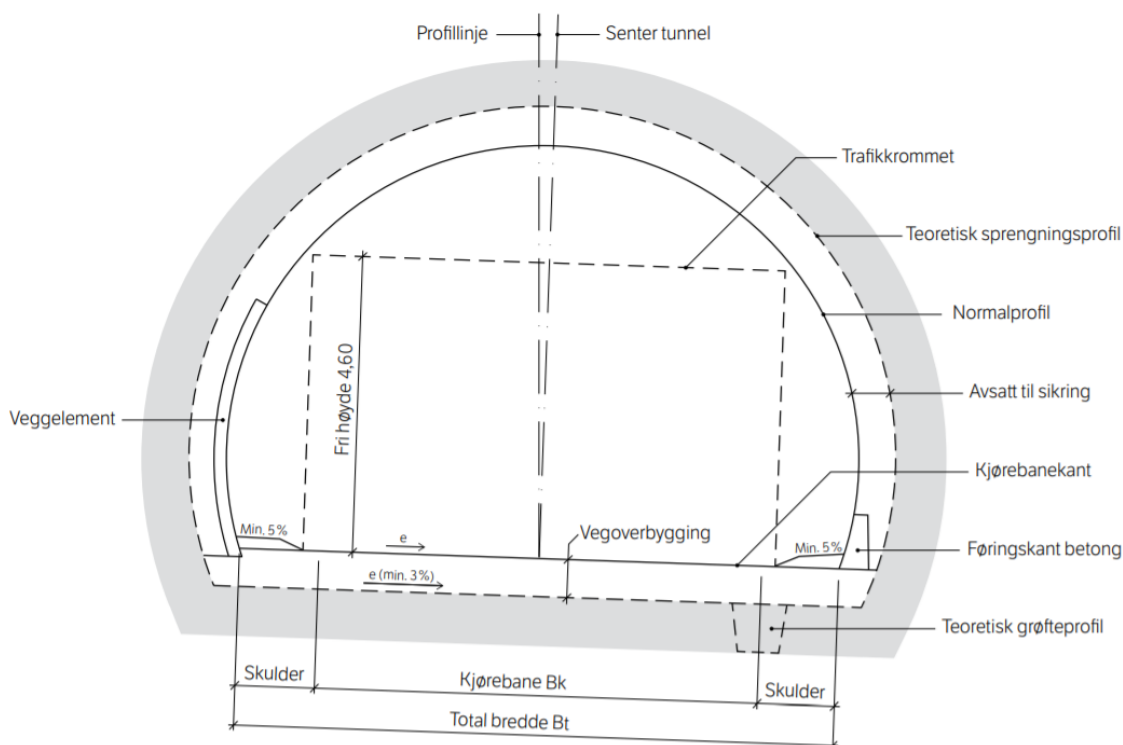
Figur 3.2: Illustrasjon av teoretisk sprengningsprofil, gjennomsnittlig teoretisk overmasse og oppnådd kontur, modifisert etter (Kirkeby, 2011). På figuren er det satt av 10 cm til ansett.

I håndbok R761 *Standard beskrivelse for vegtunneler* og NS43-20-F/G er det krav til at:

- ❖ *Konturhull skal ansettes med en nøyaktighet på 100 mm og ikke innenfor prosjektert kontur (teoretisk sprengningsprofil).*
- ❖ *Berg som stikker innenfor teoretisk sprengningsprofil, skal fjernes.*

Sprengning i tunnel skal etter NS 3420-F/G og håndbok R761 utføres slik at konturen i vegger og heng blir jevnest mulig, i tillegg til at unødvendig svekkelse av endelig bergkontur unngås og generell sikkerhet ivaretas (SVV, 2015) (Standard Norge, 2019). Ved strossing med D&B på kun én side av tunnelen, må det derfor sørges for at den motsatte siden ikke skades.

I håndbok N500 *Vegtunneler*, settes krav til normalprofil og frihøyde ved bygging eller strossing av tunnel. Håndboken gir oversikt over hvilke dimensjoner tunnelprofilen skal ha, som funksjon av de ulike tunnelprofilene fra T4 til T14. Figur 3.3 viser de ulike dimensjonene ved utforming av tunnelverrsnittet (SVV, 2016a).



Figur 3.3: Illustrasjon av de ulike dimensjonene ved utforming av tunnelverrsnitt (SVV, 2016a). Grå farge illustrerer eventuell overmasse.

Det står spesifisert i N500 at gamle vegtunneler som oppgraderes skal ha frihøyde på minst 4,2 meter i normalprofilen, og kjørefeltbredder skal følge samme krav som for nye vegtunneler. I nye vegtunneler skal frihøyde dimensjoneres til 4,6 meter. Erfaringsmessig brukes også frihøyde på 4,6 meter som prosjektert frihøyde ved strossing av eldre vegtunneler (Godtland, 2019). Grunnen til det, er at ny dimensjonert bergsikring og vann- og frostsikring ofte krever større plass enn det opprinnelige. Et eksempel er strossing av Vålerengatunnelen, hvor det skal strosses nært eksisterende jernbanetunnel for å få plass til ny bergsikring (SVV, 2018b).

3.1.2 Linjeføring

Det er også krav til sikt og horisontalkurvatur i vegtunneler, avhengig av dimensjoneringsklasse i henhold til håndbok N500. Økning i ÅDT eller fartsgrense kan utløse behov for strossing av eksisterende tunnelprofil for å oppnå krav til sikt. I Stavsjøtunnelen på E6 Ranheim - Værnes er det betydelig horisontalkurvatur, hvor Nye Veier planlegger å øke fartsgrensen fra 90 til 110 km/t. Det vil medføre omfattende behov for strossing i innersving for å oppnå krav til sikt (Vassenden, 2019). Ved oppgradering av vegtunneler skal horisontalkurvatur tilfredsstillende krav i håndbok N100 *Veg- og gateutforming* (SVV, 2019a). Hvannasundstunnelen på Færøyene har horisontalkurvatur nær 90° ved begge tunnelpåhuggene. Hvis fartsgrensen skal økes må tunnelpåhuggene strosses i betydelig grad, eller det kan drives nye tunnelpåhugg.

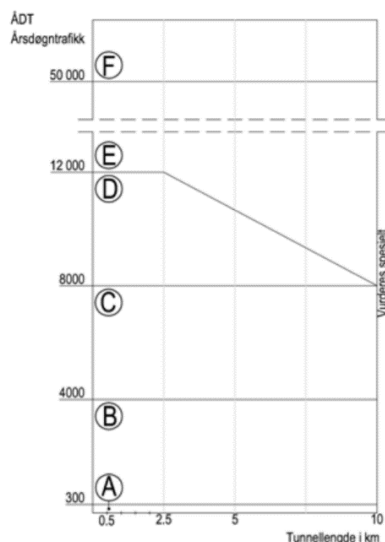
I nye vegtunneler skal vertikalkurvatur være mindre eller lik 5 %. Dette kravet er ofte ikke mulig å tilfredsstillende, ved for eksempel strossing av eldre undersjøiske vegtunneler med sterk helning. Stor vertikalkurvatur er et problem i Hvannasundstunnelen, hvor tunnelen har flere sprang med bratt helning over 5 %. Vegtunneler skal likevel ha en viss helning for at avrenning kan føres ut via drensledningen. Krav til grøfteprofil og drens-system er gitt i håndbok N500.

3.1.3 Sikkerhetstiltak

Økning i ÅDT kan utløse behov for flere snu- og havarinisjer. Krav til nisjer er omfattet av tunnelsikkerhetsforskriften og håndbok N500. Avstand mellom havarinisjer skal maksimalt være 250 meter i tunneler over 500 meter (SVV, 2016a). Mange eldre vegtunneler oppfyller ikke dette kravet, hvor det følgelig er behov for strossing av flere nisjer. Nye snunisjer bør ikke plasseres i innerkurve grunnet siktførelse. I henhold til håndbok N500 skal vegtunneler deles inn i tunnelklasser som funksjon av ÅDT₂₀ og tunnellengde. ÅDT₂₀ er definert som ÅDT tjue år etter at vegtunnelen ble åpnet eller gjenåpnet for trafikk. De ulike tunnelklassene i figur 3.4, viser krav til sikkerhetstiltak i tabell 3.2.

Tabell 3.2: Krav til avstand mellom havarinisjer og snunisjer basert på tunnelklasse (SVV, 2016a).

Tunnelklasse	Normalavstand havarinisje [m]	Normalavstand snunisje [m]	Kommentar
A	-	-	Møteplasser
B	500	2.000	Snunisje bygges i tunneler > 4 km
C	375	1.500	Snunisje bygges i tunneler > 3 km
D	250	1.000	Snunisje bygges i tunneler > 2 km
E	500	-	
F	250	-	



Figur 3.4: Tunnelklasser (A-F) som funksjon av ÅDT_{20} og tunnellengde (0.5-10 km) (SVV, 2016a).

I Eikefettunnelen omtalt av Godtland (2019) er det behov for å strosse ut flere nisjer på bakgrunn av krav til sikkerhetstiltak i håndbok N500.

3.2 Stabilitetsproblemer og metoder for vurdering av stabilitet

I følgende delkapitler, vil stabilitetsproblemer som kan oppstå på grunn av strossing i vegtunneler bli presentert. I tillegg vil det bli gitt en introduksjon i metoder for vurdering av endring i stabilitet, grunnet strossing.

3.2.1 Spenningsinduserte stabilitetsproblemer

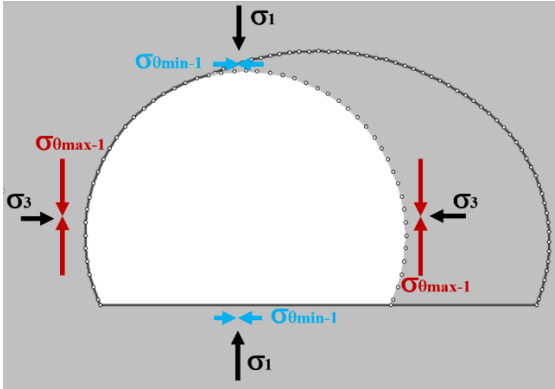
Et berguttak vil alltid påvirke den initiale spenningsfordelingen, slik at det oppstår tangentielle spenninger (σ_{θ}) rundt tunnelkonturen. Størrelsen til de tangentielle spenningene avhenger av størrelse og retning til største (σ_1), mellomste (σ_2) og minste (σ_3) hovedspenning, og geometrien til tunnelverrsnittet (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Ved strossing av en eksisterende tunnel vil spenningsfordelingen rundt konturen endres. Figur 3.5 - 3.6 illustrerer plassering og endring av største ($\sigma_{\theta\max}$) og minste ($\sigma_{\theta\min}$) tangentialspenning på tunnelkonturen avhengig av plassering til σ_1 og σ_3 . Ved strossing av tunnel, slik som i figurene under, blir $\sigma_{\theta\max-1} < \sigma_{\theta\max-2}$ og $\sigma_{\theta\min-1} > \sigma_{\theta\min-2}$. Endringen skyldes økt spennvidde, som fører til redusert spenningskonsentrasjon i hengen og økt spenningskonsentrasjon i veggene når σ_1 står vertikalt.

For å vurdere tangentialspenningene i heng og vegger, har Hoek & Brown (1980) utført spenningsanalyser på bergrom med ulike geometrier. De fant sammenhengen gitt i formel 3.1-3.2 og tabell 3.3:

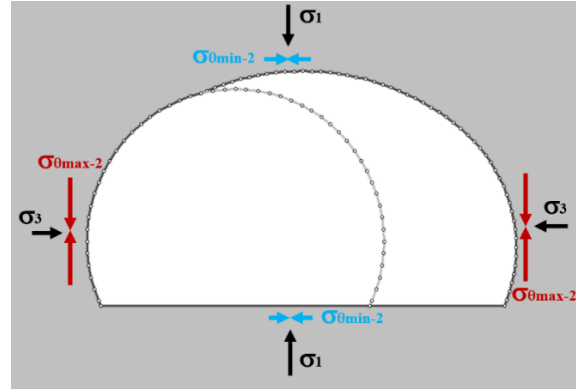
$$\sigma_{\theta r} = (A \times k - 1) \sigma_z \quad (3.1)$$

$$\sigma_{\theta w} = (B - k) \sigma_z \quad (3.2)$$

- ❖ $\sigma_{\theta r}$ er tangentialspenning i tak
- ❖ $\sigma_{\theta w}$ er tangentialspenning i vegg
- ❖ A og B er faktorer for tak og vegg med ulike tunnelåpninger i tabell 3.3
- ❖ k er forholdet mellom horisontal- og vertikalspenning
- ❖ σ_z er in-situ vertikalspenning



Figur 3.5: Spenningssituasjon i en tunnel med T8,5-profil der hovedspenningsretningene er orientert vinkelrett på tunnelaksen. Figuren viser omtrent hvor på tunnelkonturen $\sigma_{\theta max}$ og $\sigma_{\theta min}$ vil finne seg (Li, 2018).



Figur 3.6 Spenningssituasjon i en tunnel utvidet til T13-profil der hovedspenningsretningene er orientert vinkelrett på tunnelaksen. Figuren viser endring i de tangentiale spenningene som følge av strossingen.

Tabell 3.3: Oversikt over A - og B -verdier for ulike tunnelverrsnitt (Hoek & Brown, 1980).

	Tunnel shape								
A	5.0	4.0	3.9	3.2	3.1	3.0	2.0	1.9	1.8
B	2.0	1.5	1.8	2.3	2.7	3.0	5.0	1.9	3.9

Hvis $\sigma_{\theta max}$ blir stor nok i harde bergmasser, kan det oppstå avskalling i form av intens spraking og utfall fra tunnelkonturen. Intensiteten til sprakingen vil avhenge av størrelsen på tangentialspenningen, bergmassens trykkstyrke og oppsprekking rundt tunnelprofilet. Høye tangentialspenninger i mindre harde bergmasser med ugunstig sprekkeorientering, kan føre til bukling og bergslag (Li, 2018). Berguttak med store strossetverrsnitt, fra for eksempel T4 til T8,5, vil føre til betydelig økning i $\sigma_{\theta max}$ og reduksjon i $\sigma_{\theta min}$. Det kan følgelig oppstå stabilitetsproblemer etter at tunnelen er strosset, selv om det nødvendigvis ikke var et problem i det gamle tunnelprofilet.

Det er erfart at avskalling og bergslag oppstår oftere i tunneler som er drevet med mekanisk drevet utstyr. Årsaken til det, er at mekaniske drivemetoder fører til mindre oppsprekking av bergmassen, slik at tangentialspenningene blir mindre avløst og mer konsentrert rundt konturen. Ifølge Nilsen & Palmström (2000) kan in-situ bergspenninger ned mot 15 % av enaksiell kompresjonsstyrke føre til avskalling eller bergslag. Hvis minste tangentialspenning blir liten nok eller at det oppstår strekkspenning i hengen, kan det oppstå blokknedfall grunnet lav innspenning eller strekkbrudd (Nilsen & Palmström, 2000).

I tillegg til bergspenningsforholdene rundt tunnelkonturet er stabiliteten i vegtunneler avhengig av bergmassens styrke, deformasjonsegenskaper og oppsprekking. Parametere som kan beskrive bergmassens karakter er RMR (Rock Mass Rating)-verdien, Q-verdien og GSI (Geological Strength Index)-indeksen. I denne oppgaven blir det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet brukt i numerisk modellering, for å vurdere bergmassens styrke og stabilitet for de ulike strossetverrsnittene. Det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet er et bruddkriterium for å estimere bergmassens styrke i oppsprukket bergmasse. Bruddkriteriet er definert i formel 3.3. Ved bruk av det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet, er det antatt en isotrop og diskontinuerlig bergmasse, hvor blokkstørrelsen er liten i forhold til størrelsen på bergrommet (Hoek & Brown, 2018).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \times \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3.3)$$

hvor σ'_1 og σ'_3 er største og minste effektive hovedspenning, σ_{ci} er enaksiell trykkstyrke til intakt bergmasse, og de resterende parameterne m_b , s og a er parametere som avhenger av bergmassens egenskaper. Disse er gitt ved formel 3.4 - 3.6:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (3.4)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (3.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (3.6)$$

hvor m_i er en materialparameter for en bestemt bergart. D er forstyrrelsesfaktoren som er et tall mellom 0 og 1, og avhenger av skånsomheten på drivemetoden av tunnelen. Skånsom driving tilsvarer $D = 0$. Etter samtale med veileder (Grøv, 2020) kan det antas at en andel av de eldre vegtunnelene som ble drevet før 1990-tallet er sprengt ut mindre skånsomt enn i dag og kan følgelig ha en høy D -verdi nært eksisterende kontur.

Bergmassens deformasjonsegenskaper kan estimeres med den empiriske Hoek-Diederichs-metoden. Bergmassens deformasjonsmodul kan uttrykkes med formel 3.7 (Hoek & Diederichs, 2006):

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{(60+15D-GSI)/11}} \right) \quad (3.7)$$

- ❖ E_{rm} = Bergmassens deformasjonsmodul
- ❖ E_i = Deformasjonsmodul til intakt bergmasse
- ❖ D = Forstyrrelsesfaktor som avhenger av drivemetoden til berguttaket
- ❖ GSI = Geological Strength Index

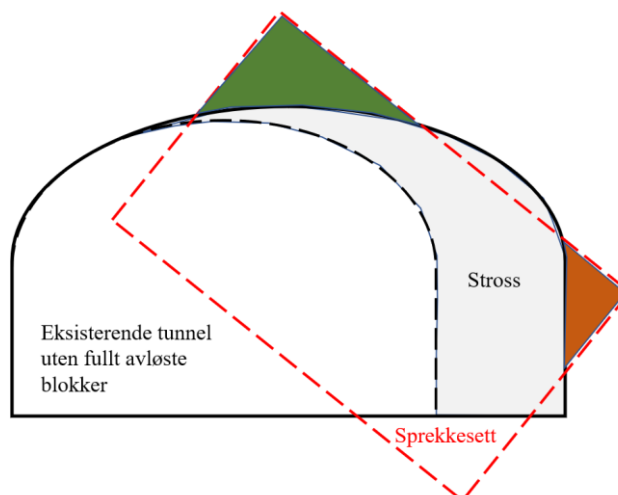
Hvis E_i ikke er tilgjengelig, men en har informasjon om σ_{ci} , kan sammenhengen gitt av Palmström & Singh (2001) brukes etter følgende formel:

$$E_i = MR \times \sigma_{ci} \quad (3.8)$$

hvor MR er et erfaringstall avhengig av bergart. Deformasjon rundt en tunnelåpning er avhengig av deformasjonsmodulen til bergmassen, bergmassens styrke σ_{cm} , og spennvidden på tunnelåpningen (Hoek & Brown, 1980).

3.2.2 Blokknedfall grunnet strossing

Dannelse av blokker med mulig utglidning og nedfall, er den vanligste bruddtypen i tunneler med oppsprukket bergmasse og liten bergoverdekning. Utglidning oppstår som følge av kiledannelse mellom kontinuerlige og kryssende sprekkeplan med for lav skjærstyrke. Utglidning av blokker kan forekomme som utfall i heng og vegger (Hoek & Brown, 1980). Strossing i tunnel med oppsprukket bergmasse kan avløse nye blokker eller utløse utglidninger i allerede avløste blokker. I tillegg blir bergsikring fjernet i områdene som strosses. Sannsynligheten for blokknedfall vil derfor være størst rett etter strossing, og før det installeres ny bergsikring (Godtland, 2019). I Haumyrheitunnelen skal tunnelen strosses fra T8,5 til T13 profil, hvor det allerede har forekommet mindre blokknedfall. Det er derfor sannsynlig at det kan oppstå ytterligere blokknedfall og nye blokker som i utgangspunktet ikke var avløst i det gamle profilet (Sollie, 2019). Figur 3.7 viser eksempel på hvordan blokker i bergmassen kan bli fullt eksponert og avløst som følge av strossing i en vegtunnel.

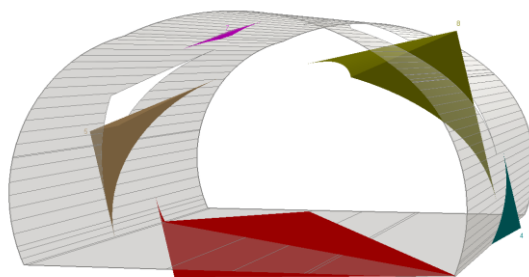


Figur 3.7: Eksempel hvor strossing kan danne fullt eksponerte og avløste blokker i ny tunnel, som følge av avgrensende sprekkese. I den eksisterende tunnelen er ikke blokkene avløst.

Metoden for å identifisere blokkdannelse og fare for blokknedfall med tiltak er listet opp under etter Hoek (2007):

1. Vurdere gjennomsnittlig fall og fallretning på utpregede sprekkese
2. Identifisere muligheter for kiledannelse i heng eller vegger
3. Beregning av sikkerhetsfaktor (FS) mot utglidning i kilene.
4. Beregne behov for bergsikring for å øke FS til et akseptabelt nivå (FS > 1,3 for korttidsstabilitet og FS > 1,5 for langtidsstabilitet)

I kapittel 6.2 vil programvaren Unwedge i Rocscience-pakken bli brukt for å vurdere FS mot utglidning av blokker ved strossing i Haumyrheitunnelen, Leirvíkartunnelin og Hvannasunds-tunnelin. Figur 3.8 viser eksempel på blokkdannelse i vegg og heng i Haumyrheitunnelen med nytt T13-profil.



Figur 3.8: Eksempel på identifiserte blokker i heng og vegger som følge av kryssende sprekkese i Haumyrheitunnelen, ved bruk av programvaren Unwedge (Rocscience Inc, 2020a).

Skjærstyrken til sprekkeflaten er avhengig av bergmassens styrke, ruhet, innhold av sprekkfylling og eventuell forvitring. Skjærstyrken kan bestemmes med det empiriske Barton-Bandis-kriteriet (Barton & Choubey, 1977), som også er innebygd i programvaren Unwedge.

Barton-Bandis kriteriet for en sprekkeflate er gitt ved formel 3.9:

$$\tau = \sigma_n (\varphi_r + JRC \times \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right)) \quad (3.9)$$

- ❖ τ er skjærstyrken til sprekkeflaten
- ❖ σ_n er normalspenningen på sprekkeflaten
- ❖ JRC er sprekkeruhetskoeffesienten (Joint Roughness Coefficient)
- ❖ JCS er trykkfasthet til sprekkeplanet (Joint Compressice Strength)
- ❖ φ_r er residual friksjonsvinkel (avhengig av forvitningsgrad og bergartens mineralinnhold)

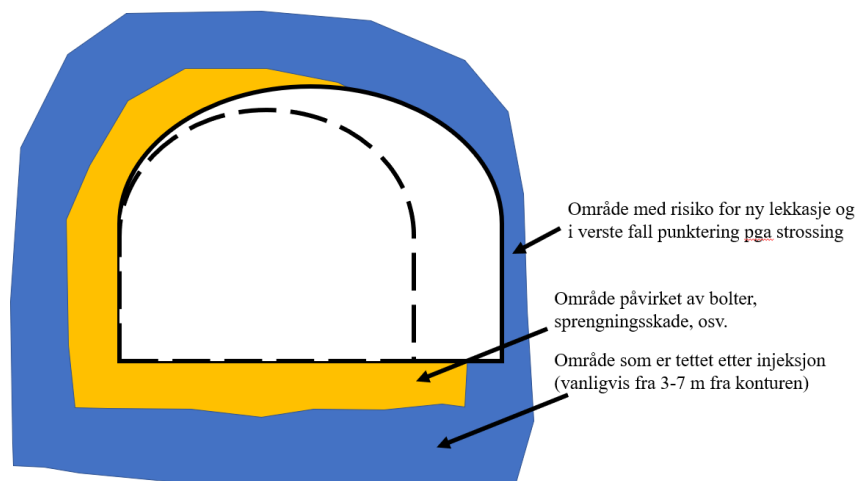
Barton-Bandis-kriteriet må brukes for sprekkeflater med kontinuerlig bergkontakt langs hele sprekkeplanet. Ved tilstedeværelse av glatt eller myk sprekkefylling i sprekken, vil residual friksjonsvinkel reduseres betydelig. Hvis sprekken er fylt med vann må effektiv normalspenning ($\sigma'_n = \sigma_n - \text{poretrykk}$) brukes (Barton & Choubey, 1977).

3.2.3 Punktering av eventuell injeksjonspaply

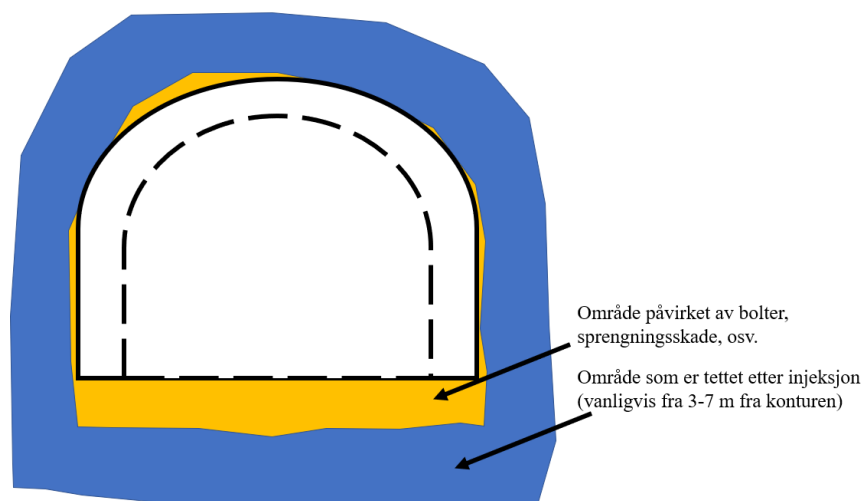
Mørtelinjeksjon i tunneler er en måte å redusere permeabiliteten og innlekkasje av vann til tunnelrommet. Ved driving av nye vegtunneler er systematisk forinjeksjon på stoff, for å oppnå en såkalt injeksjonspaply mest gunstig. Injeksjon kan også utføres bak stoff. Erfaringsmessig er det mye vanskeligere å oppnå ønsket resultat med etterinjeksjon bak stoff, da en bare flytter lekkasjen. Etterinjeksjon har i noen tilfeller vist seg å bli 20 ganger dyrere enn forinjeksjon, på grunn av økt forbruk av sement og tidsforbruk (Grøv & Woldmo, 2013).

Punktering av injeksjonspaply i eldre vegtunneler som har gjennomgått systematisk injeksjon, kan være en risiko i tunneler med store strossetverrsnitt. Ensidig strossing på 4,5 meter fra T8,5 til T13-profil, kan være nok til at en eventuell injeksjonspaply punkteres. Valg av nytt prosjektert tunnelverrsnitt, bør derfor tilpasses en eventuell injeksjonspaply (Grøv, 2020). Figur 3.9 - 3.10 viser hvordan et stort strossetverrsnitt kan punktere injeksjonspaplyen, og hvordan det kan tilpasses slik at risiko for punktering reduseres.

Punktering kan føre til behov for etterinjeksjon, som vil være belastende for de øvrige arbeidsoperasjonene under strossing av vegtunnel. Det kan følgelig medgå ekstra tid til boring av nye injeksjonshull for tetting av lekkasjen og påfølgende ekstrakostnader. Foreløpig har punktering av injeksjonspaply ikke vært en problemstilling i pågående og ferdigstilte prosjekter. På lengre sikt kan problematikken bli aktuell ved strossing av nyere vegtunneler.



Figur 3.9: Illustrasjon av hvordan ensidig strussing av en vegtunnel kan fjerne deler av injeksjonspaplyen, og i verste fall føre til punktering. Modifisert etter Grøv (2019).



Figur 3.10: Illustrasjon av tilpasset strossetverrsnitt i forhold til injeksjonspaplyen. I dette tilfellet vil større deler av den sprengningspåvirkede sonen bli fjernet. Modifisert etter Grøv (2019).

3.2.4 Metoder for vurdering av stabilitet

3.2.4 i) Empiriske stabilitetsvurderinger

Empiriske stabilitetsvurderinger bygger på statistikk og erfaringer fra ferdigstilte prosjekter. I mange prosjekter er empiriske vurderinger den eneste basisen for design av for eksempel bergsikring og tunnelutforming (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Det mest brukte empiriske klassifikasjonssystemet for å vurdere stabilitet i norske og færøyske vegtunneler er Q-systemet. I noen tilfeller blir også RMR- og GSI-systemet brukt som supplement.

Q-systemet

Q-systemet er en empirisk og delvis analytisk klassifiseringsmetode, for å vurdere bergsikkeringsomfang i bergrom basert på følgende seks parametere (NGI, 2015):

- ❖ *RQD*: «Rock Quality Designation» - Oppsprekkingsgrad
- ❖ J_n : Nummer for antall sprekkesett
- ❖ J_r : Ruhet til mest ugunstige orienterte sprekkesett i forhold til bergrommet
- ❖ J_a : Grad av forvitring eller fyllmateriale til mest ugunstige sprekkesett
- ❖ J_w : Tall for vanntilførsel
- ❖ *SRF*: Spenningsfaktor

Parameterne brukes for utregning av *Q*-verdien gitt i formel 3.10, for bruk i klassifiseringsdiagram. Dette klassifiseringsdiagrammet er gitt i NGI (2015) og anvendt i figur 7.1.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (3.10)$$

Statens Vegvesen har utviklet en egen tabell med sikkeringsklasse som funksjon av *Q*-verdi gitt i håndbok N500 *Vegtunneler* (SVV, 2016a). Eivind Grøv har i samarbeid med Landsverk på Færøyene, utarbeidet en klassifikasjonstabell basert på *Q*-systemet som er tilpasset Færøyske vegtunneler. Begge tabellene er lagt ved i vedlegg D. Sikringsdiagrammet til NGI kan brukes for å vurdere behov for nytt bergsikkeringsomfang, som følge av strossing i vegtunneler.

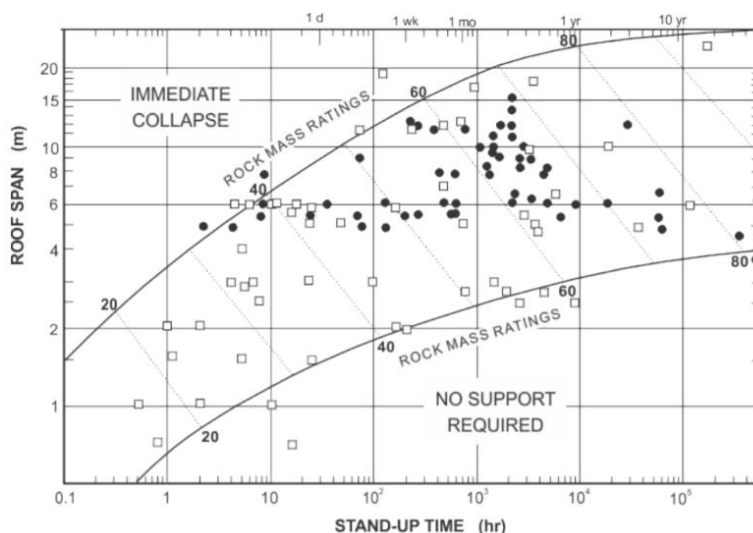
RMR- og GSI-systemet

RMR (Rock Mass Rating) - systemet er et empirisk klassifikasjonssystem utviklet av Bieniawski (1973). Fordelen med RMR-systemet er at «stand-up time» kan bestemmes ut fra tunnelens spennvidde og RMR-verdien til en gitt lokasjon i tunnelen. På den måten kan endring i stabilitet grunnet strossingen, kvantifiseres som endring i «stand-up time».

RMR-verdien er en verdi på mellom 0 - 100 og er basert på kvantitativ og subjektiv vurdering av følgende parametere:

- ❖ Styrke til intakt bergmasse
- ❖ RQD
- ❖ Sprekkeavstand
- ❖ Sprekkekarakter
- ❖ Vannforhold

I 1989 utviklet Bieniawski et diagram vist i figur 3.11 som viser sammenhengen mellom RMR, usikret spennvidde og «stand-up time» i timer. Diagrammet vil bli brukt til å vurdere endring i «stand-up time» i kapittel 7.1 som følge av strossing med ulike strossetverrsnitt.



Figur 3.11: «Stand-up time» som funksjon av usikret spennvidde og RMR-verdi (Bieniawski T. , 1989).

I 1984 fant også Bieniawski en sammenheng mellom Q og RMR gitt i formel 3.11:

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (3.11)$$

GSI er et klassifikasjonssystem som også angir en verdi mellom 0 - 100, basert på bergmassens oppsprekingsgrad og sprekkekarakter (Hoek E. , 2007). For vurdering av GSI-verdien brukes et diagram vist i vedlegg E. GSI-verdien vil bli brukt i de numeriske analysene i RS2 for angivelse av bergmassens karakter. Omregning fra Q -verdi til GSI-verdi etter Hoek et al. (1995) kan gjøres med formel 3.12, ved å anta at $J_w = 1$ (tørr tunnel) og $SRF = 1$ (moderate spenninger) i Q -formelen som gir verdien Q' , vist i likning 3.13:

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (3.12)$$

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (3.13)$$

3.2.4 ii) Analytiske stabilitetsvurderinger

Analytiske stabilitetsvurderinger går ut på å analysere spenninger og deformasjoner, og baseres på kalkulasjoner og modelleringer (Nilsen & Palmstrøm, 2000). I motsetning til empiriske vurderinger, er analytiske vurderinger mer tidkrevende og det er behov for flere inputparametere. Innsamling av inputparametere vil alltid innebære usikkerhet, og baseres på målinger og antakelser. Likevektsanalyse for å vurdere strukturelt betinget stabilitet til en blokk, er et eksempel på analytisk metode. Metoden brukes for å estimere en sikkerhetsfaktor (FS), som er et forholdstall mellom stabiliserende krefter (friksjon og kohesjon) og drivende krefter (gravitasjon, vanntrykk og seismisk belastning) til en blokk.

FS er et kvantifiserbart tall som sier hvor stabil blokken er. For $FS > 1$ er blokken stabil, og for $FS < 1$ kan blokken gli ut (stabiliserende krefter er mindre enn drivende krefter). For korttidsstabilitet brukes vanligvis $FS > 1.3$, og $FS > 1.5$ for langtidsstabilitet (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Ved bruk probabilistisk analyse kan usikkerhet i inputparametere inkluderes. Probabilistisk analyse er en form for sannsynlighetsberegning, og kan brukes for å kvantifisere en sannsynlighet for utglidning (Nilsen, 2016).

3.2.4 iii) Numeriske stabilitetsvurderinger

Numeriske stabilitetsvurderinger går ut på å dele bergmassen inn i distinkte blokkelementer, hvor spenninger og deformasjoner regnes ut for hvert blokkelement ved hjelp av et modelleringsprogram, som for eksempel RS2 (Rocscience Inc, 2020a). Numerisk modellering brukes i all hovedsak for å analysere bergspenninger og deformasjoner i bergmassen. Numerisk modellering er egentlig en form for analytisk metode, der modelleringsprogrammet utfører raske kalkulasjoner med en gitt numerisk modell (Lu, 2008). Det finnes flere ulike numeriske modeller. Den som er implementert i RS2 og som vil bli brukt i denne oppgaven er «Endelig-element-metoden», også kalt FEM (Finite Element Method). FEM egner seg best for modellering i kontinuerlige bergmasser med kompliserte materialegenskaper og enkle geometrier (Trinh, 2020).

Fordelen med numerisk modellering er at det gir en kvantitativ tilnærming og en bredere forståelse av mekanismene i bergmassen. Metoden brukes ofte som supplement til andre stabilitetsvurderinger. Det er viktig å huske på at numeriske modeller kun er tilnærminger av realiteten, og bør aldri bli brukt til ingeniørgeologiske vurderinger alene. Usikkerheten i inputparametere i modellene vil gi tilsvarende usikkerhet i analyseresultatene. Påliteligheten til analyseresultatene vil aldri bli bedre enn påliteligheten til inputparameterne (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Viktigheten av riktige inputparametere er derfor av stor betydning. Numerisk modellering er velegnet til å studere effekten av systematisk variasjon i inputparametere eller geometri (Hoek E. , 2007). En enkel parameterstudie vil bli utført i kapittel 7.3 for å vurdere effekt av strossing med ulike strossetverrsnitt.

4 Drivemetoder og prognosemodeller

I dette kapittelet vil ulike drivemetoder og tilhørende prognosemodeller for strossing i tunnel bli undersøkt. Prognosemodellene vil senere bli brukt til estimering av strosseinndrift og slitasje på utstyr. Erfaringsbasert empiri og kvantitativ data fra grunnlagsmateriale i utførte og pågående prosjekter vil bli presentert.

4.1 Drivemetoder for strossing av vegtunneler

Det er allment akseptert at enhver metode for å bryte fjell fører til forstyrrelser i omkringliggende bergmasse, som følgelig kan påvirke stabiliteten i bergrommet. Det er erfart at mekaniske drivemetoder fører til mindre forstyrrelser i bergmassen, sammenlignet med D&B (Nilsen & Palmstrøm, 2000). I Norge og på Færøyene har driving av nye vegtunneler stort sett foregått med D&B og under andre kriteriet enn i dag. I henhold til LCT-prinsippet og dagens krav til tunnelsprengning i Håndbok R761 *Standard beskrivelse for vegkontrakter* (2015), er det grunn til å anta at en andel av vegtunnelene som ble bygd mellom 1970 og fram mot 1990-tallet, ble sprengt ut mindre skånsomt enn i dag (Lundbrekke, 1984) (Grøv, 2020).

Etter samtale med entreprenører både i Norge og på Færøyene, er det uttrykt at strossing med D&B kombinert med hydraulisk pigghammer fram til nå er mest brukte drivemetoder (Birkeland, 2020) (Ivarjord, 2020) (Lima, 2019). I dette kapittelet vil også alternative drivemetoder til D&B, som kan være aktuell for strossing i tunnel bli presentert. Følgende metoder er strossing med roadheader, hydraulisk pigghammer, monterbart kutterhode og Drill&Split (D&S). Strossing med «Tunneling Enlargement Formwork (TEF)» i kombinasjon med de ulike drivemetodene vil også bli presentert. Hver metode har sine fordeler og ulemper avhengig av følgende faktorer:

- ❖ Tunnelens lengde, tverrsnitt, plassering og tilgjengelighet
- ❖ Krav til sprengningsrystelser på omkringliggende installasjoner, infrastruktur og bygninger.
- ❖ Størrelse på nytt prosjektert tunneltverrsnitt i forhold til eksisterende tunneltverrsnitt (strossetverrsnitt) og krav til oppnådd konturkvalitet.
- ❖ Bergmassens karakter i form av oppsprekking, styrke- og slitasjeegenskaper.
- ❖ Tidsramme og trafikkavvikling
- ❖ Kostnader

4.1.1 Strossing med boring og sprengning (D&B)

Strossing med D&B er en diskontinuerlig brytningsprosess, bestående av relativt mange arbeidsoperasjoner. De fleste eksisterende vegtunneler i Norge og på Færøyene har blitt drevet med D&B, og metoden er derfor meget godt etablert blant entreprenører. Fram til nå har vegtunneler i Norge kun blitt strosset med D&B og hydraulisk pigghammer (Godtland, 2019).

Salvesyklusen ved bruk av D&B er her gjengitt etter Bruland (2016), og består av boring, lading, skyting av salve, maskinell rensk, spyling av røys, lasting og utlasting, manuell rensk, bergsikring med bolter og sprøytebetong, og geologisk inspeksjon. Ved strossing av tunnel inngår alle de ovennevnte arbeidsoperasjonene. Rekkefølgen vil derimot variere, siden mange av arbeidsoperasjonene kan utføres parallelt på flere stuffer. Potensialet er stort for høy inndrift, hvis det planlegges godt. Med trafikkavvikling i tunnelen, settes det større krav til entreprenørens planleggings- og tilpasningsevne mellom de ulike arbeidsoperasjonene (Ivarjord, 2019).

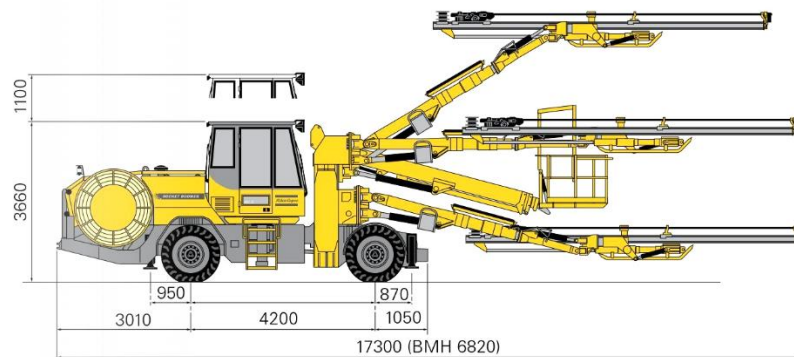
Til boring brukes normalt bor med 48 mm diameter og borstenger med lengde 4,8 - 5 meter. Ved ønske om lengre salvelengder enn 5 meter kan det bores med stangskjøting (Svendsen, 2020). I de utførte prosjektene med strossing av tunnel, ble stort sett de samme dimensjonene på borehullsdiameter og stanglengder brukt, som for driving av ny tunnel. Til sprengning i vegtunneler brukes i dag normalt patronert sprengstoff, ANFO (ammonium-nitratsprengstoff) eller slurry- og emulsjonssprengstoff med automatisk slangetrekk. Fordelen med slurry er at en kan bruke samme sprengstoff i alle hull, kombinert med elektroniske tennere og detonerende lunte. I tillegg er slurry- og emulsjonssprengstoff mer vannbestandig enn ANFO (Bruland, 2016). Eksempler på sprengstofftyper som har blitt brukt ved strossing er Anolitt (ANFO) og slurry (Birkeland, 2020) (Pettersen, 2020). Et bulkemulsjonssprengstoff som ifølge Forcit (2013) egner seg godt til strossing er Kemiiti-810, og det vil derfor bli brukt i utarbeidelse av ladeplan i kapittel 8.

Til strossing kan det brukes borerigger av forskjellig størrelse med ulik rekkevidde og antall bommer. Valg av antall borerigger og bommer på boreriggen, avhenger av tunnelens lengde og strossetverrsnitt. Borerigger blir levert med én til tre bommer, med eventuelt tilhørende korg. Figur 4.1 viser en borerigg av typen DT912D, med én bom, som ble brukt til strossing av Forsatunnelen i Nordland (Røberg, 2020). Forskjellen mellom borerigger med én, eller to og tre bommer, er at det ikke er nødvendig å koble til ekstern vanntilførsel og strømaggregat ved bruk av borerigg med én bom (Nessestrand, 2020).



Figur 4.1: Eksempel på borerigg av typen DT912D, med én bom, som har blitt brukt til strossing av Forsattunnelen i Nordland, fra T7,5 til T8,5 profil (Nessestrand, 2020) (Røberg, 2020).

Borerigg av typen Rocket Boomer Atlas Copco WL med tre bommer og tilhørende korg, ble brukt til strossing av Mjåvannstunnelen i Agder. Illustrasjon av boreriggen med mål i meter er vist i figur 4.2.



Figur 4.2: Eksempel på borerigg av typen Atlas Copco WL med tre bommer pluss korg, brukt under strossing av Mjåvannstunnelen i Agder fra T8 til T12,5 profil (Birkeland, 2020).

4.1.1 i) Forskjell mellom strossing av gammel og driving av ny vegtunnel

Strossing med D&B er prinsipielt det samme som D&B ved driving av ny vegtunnel. Hovedforskjellene er at det kan etableres drift på flere stuffer samtidig, og at trafikk må ledes gjennom ved mangel på omkjøringsmuligheter. Oversikt over viktige forskjeller mellom strossing av eldre vegtunneler og driving av nye vegtunneler er listet opp under (Godtland , 2019) (Ivarjord, 2020) (Birkeland, 2020):

- ❖ Det kan etableres drift på flere stuffer samtidig, avhengig av antall tilgjengelige borerigger, tunnelens lengde, strossetvernsnitt og eventuell trafikkavvikling.
 - Det kan for eksempel bores klart flere salver med én eller flere borerigger ved ulike stuffer i tunnelen, som senere kan lades og skytes sekvensielt.
 - Ulike arbeidsprosesser kan dermed foregå parallelt langs hele den prosjekterte tunnallengden.

- ❖ Tilpasning av arbeidsprosesser til eventuell trafikkavvikling gjennom tunnelen.
 - Alt arbeid på stoff må stoppe opp i perioden når trafikk passerer, veibanen må være ryddet og kontur må være tilstrekkelig sikret mot blokknedfall eller liknende.
- ❖ Bergmassen rundt den eksisterende konturen er betydelig mindre innspent, slik at det er behov mindre sprengstoff og det er ikke behov for boring av kutt i ladeplanen.
- ❖ Gammelt vann- og frostsikringshvelv må rives før strossingen kan starte.
- ❖ Grøft sprenges normalt etter strossing, på grunn av høydeforskjell mellom vegbane og grøft

Siden ulike arbeidsoperasjoner kan foregå parallelt, vil ikke rekkefølgen være entydig. Lasting av masser, pigging og innstallering av bergsikring kan typisk foregår samtidig (Ivarjord, 2020). Det er følgelig knyttet større usikkerhet til tidsestimering av slike prosjekter, sammenlignet med driving av nye vegtunneler. Innsamling av erfaringstall vil derfor være svært viktig når antall ferdigstilte prosjekter øker. Til nå er erfaringsgrunlaget fra tidligere utførte tunnelutvidelser tynt, sammenlignet med driving av nye vegtunneler.

4.1.1 ii) Samtidighet for arbeidsoperasjoner ved strossing av vegtunnel

De ulike arbeidsoperasjonene for strossing i tunnel med D&B er som omtalt nesten de samme som for driving av nye vegtunneler. Arbeidsoperasjonene i kategorier som kan, og som ikke kan utføres parallelt ved strossing i tunnel, er listet opp under. Listen er basert på erfaringer fra entreprenører under strossing av Forsatunnelen, Mjåvannstunnelen og Langnestunnelen, i tillegg til innspill fra fagpersoner som jobber med å planlegge strossingen av Haumyrheitunnelen og Eikefettunnelen (Birkeland, 2020) (Rem, 2020) (Sandven, 2019):

- ❖ **Arbeidsoperasjoner som kan utføres parallelt**
 - Fjerning av gamle installasjoner som vann- og frostsikringshvelv 4)
 - Boring av salvehull 1) 3)
 - Lading 1) 2) 4)
 - Lasting av masser 1) 4)
 - Midlertidig (arbeidssikring) og permanent bergsikring 4)
 - Geologisk inspeksjon 1) 3)
 - Trafikkavvikling 1)
- ❖ **Arbeidsoperasjoner som ikke kan utføres parallelt**
 - Sprengning av stross 4)
 - Ventilasjon av skytegasspropp 4)
 - Sprengning av grøft 4)

1) Arbeidsområdet må være arbeidssikret før arbeidsoperasjonen kan foregå.

2) Ved arbeid på flere stuffer bør lading pågå ved ny stoff etter sprengning av den første salveskytingen.

3) Arbeidsoperasjoner må stoppe opp til eventuell trafikk har passert, grunnet sikkerhet.

4) Tunnelen bør/må være stengt for ekstern trafikk.

Figur 4.3 viser boring av salvehull i Forsatunnelen under befaringsbesøket høsten 2019.

Hvert 10 minutt ble trafikk sluppet gjennom, og boringen måtte stanse hver gang.



Figur 4.3: Boring av salvehull i Forsatunnelen for strossing av tunnelverrsnitt T7,5 til T8,5 (Godtland , 2019).

Potensialet for effektiv strossing med D&B er stort, særlig hvis det kan etableres omkjøringsveg for trafikk, og entreprenøren behersker samhandlingen mellom de ulike arbeidsoperasjonene. Hvis trafikk må avvikles gjennom tunnelen stilles det større krav til samhandling mellom arbeidsoperasjonene og trafikkavviklingen. Erfaringer fra entreprenører, har uttrykt at tilpasning av de ulike arbeidsoperasjonene til trafikkavvikling er en av de største utfordringene for å oppnå høy inndrift (Godtland , 2019) (Ivarjord, 2020). Ytterligere erfaringer fra strossing av Forsatunnelen, Mjåvannstunnelen og Langnestunnelen vil bli gjennomgått i kapittel 5.1.

4.1.1 iii) Erfaringer med driving av lange salvelengder og borehullsavvik

Ved bruk av lange salvelengder er nøyaktig boring en forutsetning for å oppnå tilfredsstillende brytning av bergmassen. Størrelsen på boreavviket øker med lengre salvelengder, og er avhengig av geologien, borsynk og diameteren på borkronene. Ved å øke borehulldiameteren fra 45 mm til 64 mm, kan det oppnås 30 % lavere borsynk og lavere borehullsavvik. Ved boring av lengre salver, bør det derfor bores med diameter på 64 mm og økt stangdiameter. Forsøk har vist at det ligger et økonomisk potensial i å drive tunnel med lengre salvelengder (Rønn, 1997). Boring med mindre borsynk er mer stabilt og blir mindre påvirket av bergmassens diskontinuiteter. Større borediameter gir også mulighet for bruk av større dimensjon på borstengene, som igjen vil gi en mer retningsstabil boring (Rønn, 1995b).

I Pål Egil Rønn sin doktorgradsavhandling ble det gjort målinger av overmasse som funksjon av salvelengden, der det ble konkludert med at økende overmasse ikke er entydig tilknyttet lengre salvelengder. Ulemper med større salvelengde er imidlertid økt høyde på steinrøys og redusert lastekapasitet (Rønn, 1997). Høyden til røysa vil trolig ikke by på problem med lengre salvelengder under strossing av eksisterende vegtunneler, da massene vil fordeles over et større

areal, i tillegg til mindre masser som skal fordels utover det samme arealet. Størrelsen på røysa vil i hovedsak avhenge av strossetverrsnittet. I Rønn (1997) sin doktorgradsavhandling blir følgende fordeler og ulemper med lengre salver ved driving av ny tunnel listet opp:

❖ **Ulemper:**

- Økning i utboret volum i l/fm³ (lengde / faste kubikkmeter)
- Økning i sprengstofforbruk, kg/m³ *)
- Krever godt utstyr og stor nøyaktighet hos mannskap

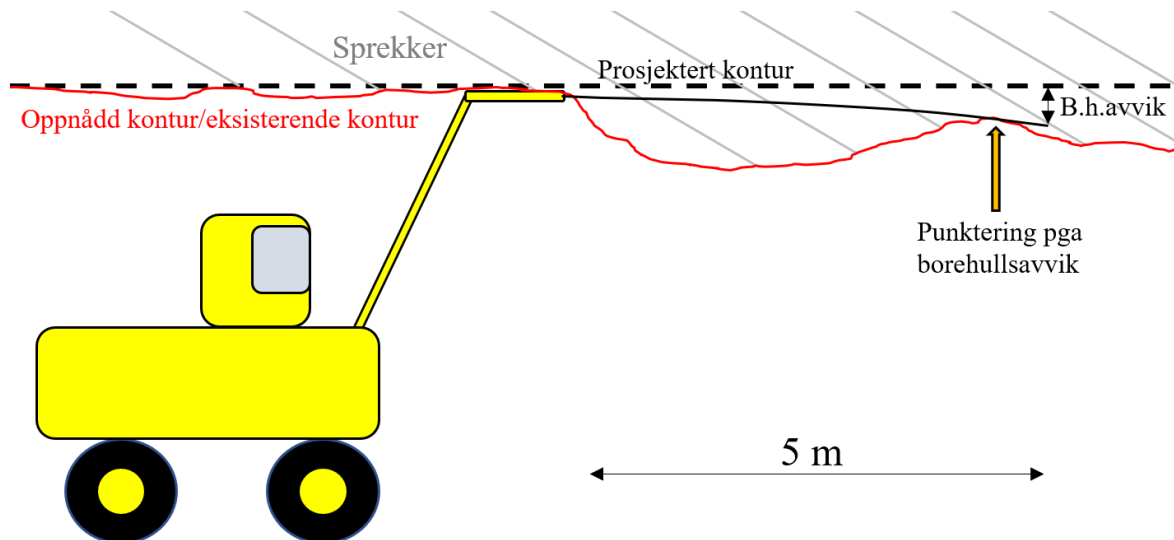
*) *Ved bruk av lengre salvelengder under strossing av tunnel økes ikke sprengstofforbruket, da innspenningen ikke øker mot bunnen av borehullene i motsetning til ved driving av ny tunnel.*

❖ **Fordeler:**

- Færre boremeter pr. fm³
- Færre tennere pr fm³
- Bedre brytning av fjellet
- Redusert andel ikke-produktive tider
- Redusert ladeproblem med økt borehulldiameter
- Færre salvekjøtere

Ved boring av lengre borehull øker borehullsavviket som en andregradsfunksjon. For driving av nye vegtunneler er dette problemet størst i kutten, der det er størst risiko for at borehullene overlapper eller punkterer hverandre. Knyttet til strossing av eksisterende vegtunneler vil problemet med borehullsavvik være størst i kontur, med liten avstand mellom eksisterende kontur og ny prosjektert kontur, heretter omtalt som strosseoverdekning.

Erfaringer fra flere entreprenører har vist at det kan oppstå problemer med gjennomboring ut i friluft, der strosseoverdekningen er liten (< 20 - 30 cm). Dette gjelder særlig i områder med mye overmasse i eksisterende kontur. Boreavvik i henhold til borplan, kombinert med overmasse og ugunstig sprekkeorientering, kan gi betydelig risiko for gjennomboring. Gjennomboring vil føre til punktering, slik at det må bores nye hull for å unngå lekkasje av sprengstoff og for å oppnå ønsket effekt fra sprengstoffet. Det har vært tilfeller både under strossing av Langnestunnelen og Forsatunnelen med kun 5 m salvelengde, der borehullet har blitt punktert og trengt gjennom eksisterende kontur illustrert i figur 4.4. Ved bruk av emulsjonssprengstoff er det også viktig at borehullsavviket minimeres, slik at en oppnår ønsket ladestreg (Hauknes, 2019) (Røberg, 2020).



Figur 4.4: Illustrasjon av hvordan borehullsavvik som følge av sprekkorientering, overmasse og andre årsaker til avvik, kan «punktere» eksisterende kontur.

4.1.1 iv) Diskusjon om driving av lange salver og borehullsavvik

Driving med lange salver under strossing av vegtunneler kan imidlertid ha et stort potensial med tanke på høy inndrift. Grunnet lav innspenning ved strossing i tunnel, bør det være mulig å drive med salvelengder lengre enn standard salvelengde på 3 - 6 m (Lima, 2019). Denne tanken vil avhenge av strossetverrsnittet og bergmassen langs tunnelprofilen. I en vegtunnel som skal strosses langs hele konturen, fra for eksempel T7,5 til T8,5-profil, kan sprengning med lange salver tenkes å være gjennomførbart grunnet lav innspenning. Målet med strossingen vil være å avløse fjellet og benytte seg av gravitasjonen.

Lange salvelengder ved strossing med D&B har vist seg å være problematisk, grunnet stort borehullsavvik og høyere stikningsbehov. Det vil følgelig føre til mye overmasse og store stikningshakk. I tillegg vil lengre salvelengder føre til større sprengningsrystelser som kan skade omkringliggende installasjoner eller bygninger (Nessestrand, 2020). Det kan ikke sprenges for lange salver, slik at enhetsladningen blir for stor og gir for høye sprengningsrystelser. Et annet problem med lange salvelengder ved strossing av tunneler, er at en får store arealer som skal sikres på kort tid. Strossing med lange salver krever derfor effektiv bergsikring, få salvesykluser per døgn eller at trafikken avvikles på omkjøringsveg (Svendsen, 2020).

4.1.1 v) Kontursprengning ved strossing i vegtunnel

Krav til kontursprengning og kvalitet på kontur finnes i håndbok R761 (2015) og standard NS3420-F/G (2019), og gjelder både ved strossing og bygging av ny vegtunnel:

- ❖ *Konturhullavstand skal ikke overskride 0,7 m og forsetning skal maksimalt være 0,9.*
 - *Ved tilpasning for alternative tunnelprofil skal det brukes hullavstand/forsetning på 0,5m / 0,7m.*
- ❖ *Bunnladning i konturhull og hull i nest ytterste rast skal maksimalt være henholdsvis 200g og 400g, uttrykt i dynamittekvivalenter (180 g i kontur i kapittel 8).*
- ❖ *I konturen skal det brukes sprengstoff som gir minst mulig skadesone på gjenstående berg.*
- ❖ *Nest ytterste hullrast skal ha redusert ladning tilpasset avstanden til kontur (forsetningen), slik at skadesonen ikke overlapper konturhullene.*

4.1.1 vi) Sprengningsskadesone (EDZ - Excavation Disturbed Zone) og ladeplan

Ved sprengning eller annen form for bergmasseuttak i vegtunnel, vil det oppstå en sprengningsskadesone (EDZ) som følge av bergmasseuttaket. Styrken og stabiliteten til omkringliggende bergmasse i en vegtunnel vil bli svekket som følge av EDZ. Sonen oppstår som følge av følgende punkter (Rutqvist et al., 2009):

- ❖ *Sprengningsskade fra boring og sprengning*
- ❖ *Oppsprekking som følge av økt deviatorisk spenning etter bergmasseuttaket*
- ❖ *Åpning av eksisterende sprekker grunnet redusert normalspenning på sprekkeplanet*

Skade på bergmassen direkte fra sprengningen vil variere i utstrekning, avhengig av borehullavstand, type sprengstoff, ladingsmengde og bergmassens karakter. På bakgrunn av mindre skånsom sprengning og bruk av sprengstoff med større skadesone i eldre vegtunneler sammenlignet med i dag, antas det, etter samtale med veileder (Grøv, 2020), at EDZ har en utstrekning på omtrent én meter rundt eksisterende kontur.

4.1.1 vi) Sprengningsrystelser

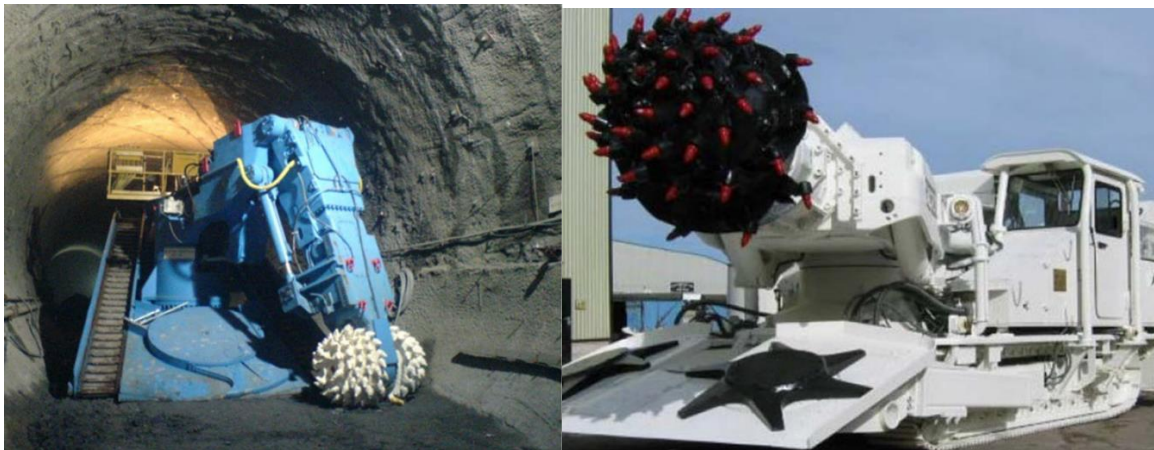
Sprengningsinduserte vibrasjoner fra strossing med D&B, er seismiske bølger som forplanter gjennom et medium og i overflater. Partikkelhastigheten (v) som følge av vibrasjonene er avhengig av ladingsmengden, avstanden til detonasjonsstedet, strukturelle og elastiske egenskaper til bergmassen (Hoek & Brown, 1980).

Ved strossing i tunnel vil det grunnet lavere innspenning være mindre innestengt detonasjon, som følgelig vil redusere mengden sprengningsrystelser i forhold til sprengning av ny tunnel. I tillegg er ladingstettheten lavere i tunneler som strosses. Større andel fri overflate ved strossing vil derimot gi flere overflatebølger, som i seg selv kan gi større skadevirkning sammenlignet med rombølger (Drevland P. J., 2020). Norsk standard (2001), NS8141:2001 *Vibrasjoner og støt*, og håndbok N200 *Vegbygging* (SVV, 2018) har fastsatt grenseverdier for partikkelhastigheten som følge av sprengningsinduserte vibrasjoner. Grenseverdi for bergrom varierer mellom 15 - 45 mm/s, avhengig av bergmassens karakter og mengde bergsikring.

Grenseverdi for fundament til bygning er avhengig av byggverkets tilstand og materiale. Ved strossing av Haumyrheitunnelen med D&B vil det være strenge krav til sprengningsrystelser, hvor det skal strosses kun 20 meter fra nærmeste bolighus. I tillegg skal det strosses samtidig som det går trafikk i motsatt tunnellop, med en pilaravstand ned mot 5 meter.

4.1.2 Strossing med mekanisk roadheader

Mekanisk fjellbrytning med roadheader er en kontinuerlig brytningsprosess. Det vil si at anleggsdriften kan holdes gående uten stopp mellom ulike arbeidsoperasjoner, sett bort fra skifte av kuttere, trafikkavvikling og teknisk svikt. En roadheader er en maskin som bryter fjellet, enten ved aksial eller transversal rotasjon med et kutterhode montert på enden av en større hydrauliskdrevet bom vist i figur 4.5. Kutterne på kutterhodet består vanligvis av wolframkarbid. Maskintypen ble opprinnelig utviklet i britisk kullindustri og har til nå i stor grad blitt brukt til gruveindustri og tunneldriving i myke bergarter som for eksempel kalkstein. Roadheadere er fleksible maskiner med evne til å endre retning til enhver tid, og kan utforme ønsket tverrsnitt med stor nøyaktighet. En stor begrensning ved bruk av roadheader er lav inndrift og høy slitasje på utstyr i massiv bergmasse med UCS over 70 MPa (Hemphill, 2013).



Figur 4.5: To typer roadheader; transversal til venstre og aksial til høyre (Seker & Ocak, 2017).

I motsetning til strossing med D&B er det ikke behov for bruk av sprengstoff ved bruk av roadheader. Det vil gi reduserte vibrasjoner, som kan åpne opp for kontinuerlig driving hele døgnet i områder nært eksisterende infrastruktur og med strenge krav til rystelsesnivå. Bruk av roadheader gir også minimal skade på bergmassen rundt tunnelkonturen og bedre konturkvalitet, som igjen vil føre til redusert behov for bergsikring. Mengden overmasse vil også reduseres med bedre kontroll og nøyaktighet. Strossing med roadheader kan derimot i større grad øke risikoen for spraking og bergslag i bergmasser med høye spenninger. Mange roadheadere leveres også med integrert transportbånd, som frakter utgravd masse direkte til

lastebilen. Roadheader har til nå ikke blitt brukt til strossing eller nybygging av vegtunneler i hverken Norge eller på Færøyene, grunnet stor utbredelse av harde bergarter med høy UCS og varierende geologi (Nessestrand, 2020).

I Tyrkia er bruk av roadheader til vegtunneler utbredt, og på Malta, hvor det skal bygges en lengre undersjøisk vegtunnel i kalksteinsformasjoner, er det vurdert å drive med roadheader (Grøv, 2020) (Bilgin et al., 1990). Sandvik AB har utviklet en roadheader for harde bergmasser med UCS opptil 120 MPa av typen MH621 vist i figur 4.6. Ved investering av en slik roadheader til strossing, er det anbefalt å ha en tunnallengde på minst 10 km avhengig av strossetverrsnitt, grunnet høy investeringskostnad (Nessestrand, 2020). MH621 har et kutterhode med effekt på 500kW. Mange ordinære roadheadere har et kutterhode med effekt (P) på 300 kW (Deshmukh et al., 2019).



Figur 4.6: Elektrisk roadheader av typen MH621 med integrert lastebånd, for berguttak i bergrom med UCS opptil 120 MPa (Sandvik, 2020b).

4.1.3 Strossing med hydraulisk piggemaskin

Strossing med hydraulisk piggehammer er en annen drivemetode som kan brukes alene ved strossing i vegtunnel, eller i kombinasjon med D&B. Bruk av hydraulisk pigghammer har vært utbredt i gruvedrift og tunneldrift siden 1960. Hydraulisk pigghammer har for eksempel blitt brukt alene til å drive en 11 km lang tunnel i Istanbul, med til dels sterk oppsprukket bergmasse (Bilgin et al., 2002). I Norge har pigghammer blant annet blitt brukt til å fjerne utstikkende knøler under oppgraderingen av Kjørholt & Bamble-tunnelene (Lima, 2019). Et annet eksempel på hvor pigghammer skal brukes til strossing, er i en seksjon i Vålerengatunnelen, hvor det er strenge krav til rystelser grunnet nærhet til eksisterende jernbanetunnel (SVV, 2018b).

Driving med hydraulisk pigghammer har til nå blitt mest brukt til tunneldriving og pigging i myke og oppsprukne bargater med lav til middels UCS. De siste årene har bruk av pigghammer i harde og oppsprukne bergarter blitt mer utbredt. Fordelene med bruk av pigghammer er økt fleksibilitet, mindre overmasse, minimale rystelser, redusert ventilasjonsbehov og lave investeringskostnader. I tillegg kan utstyret monteres på de fleste typer gravemaskiner. En stor ulempe er imidlertid lav inndrift sammenlignet med D&B (Ocak et al., 2018). Figur 4.7 viser eksempel på driving av ny tunnel i oppsprukket bergmasse med bruk av pigghammer påmontert en gravemaskin. For mindre omfattende strossetverrsnitt, hvor det for eksempel kun skal strosses 1 m langs hele profilet, kan bruk av hydraulisk piggemaskin være et gunstig alternativ.



Figur 4.7: Bruk av pigghammer under driving av ny vegtunnel i Istanbul (Ocak et al., 2018).

4.1.4 Strossing med monterbart kutterhode

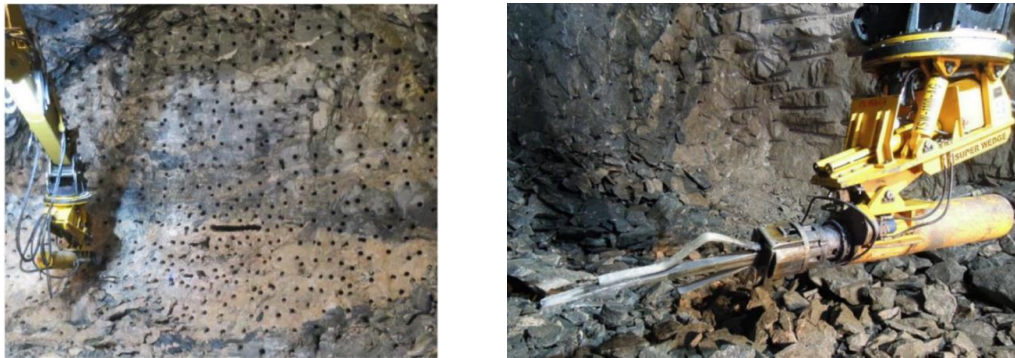
Monterbart hydraulisk kutterhode er en enklere variant av en roadheader. Figur 4.8 viser et hydraulisk kutterhode som kan monteres på de fleste gravemaskiner. Investeringskostnaden på kuttehodet er betydelig lavere enn for en roadheader. I tillegg kreves det mindre vedlikehold, og driftskostnaden er lav. Ifølge Sandvik (2020b) og Nessestrand (2020) kan slike kompatible kutterhoder blant annet brukes til strossing av tunneltverrsnitt i myke og oppsprukne bergmasser. For mindre omfattende strossetverrsnitt i oppsprukket bergmasse, kan monterbare kutterhoder være et alternativ til hydraulisk pigghammer (Nessestrand, 2020).



Figur 4.8: Eksempel på monterbart kutterhode med transversal rotasjon (Sandvik, 2020b).

4.1.5 Boring og splitting, og erfaringer fra Follobanen

Boring og splitting (D&S / Drill & Split) er en form for fjellbrytning uten bruk av sprengstoff. Metoden går ut på å bore mange hull med liten hullavstand, slik at en ved hjelp av en hydraulisk kile kan splitte opp fjellet mellom borehullene (Wydahl, 2018). Metoden egner seg godt i områder der det ikke tillates sprengningsrystelser i nærhet til bygninger og infrastruktur. I Norge har metoden blitt brukt til driving av deler av Follobanen. D&S er tidkrevende og kostbart, men gir god konturkvalitet og mindre behov for bergsikring (NFF, 2016). Figur 4.9 viser driving av Follobanen med D&S og utstyret Superwedge.

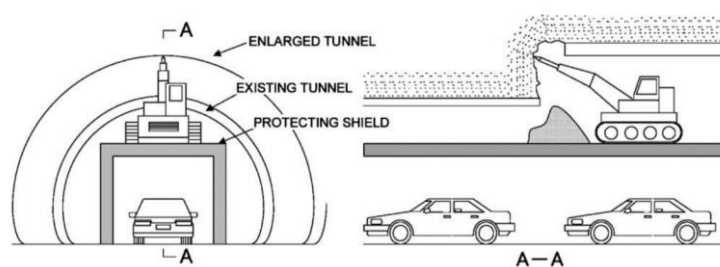


Figur 4.9: Splitting av borehull i Follobanen med splitteren Superwedge (NFF, 2016).

Driving med D&S utføres ved å bore et systematisk boremønster med liten hullavstand. Under driving av Follobanen ble det boret 650 hull med hullavstand 0,4 m og hulldybde 2 meter per salve. Inndrift på prosjektet var mellom 0,5 - 1 meter per dag, med 80 m² tverrsnitt. Erfaringene fra prosjektet viste at inndrift i stor grad var avhengig av Q-verdi og sprekkorientering (NFF, 2016). Tidsforbruk med D&S kan deles inn i tid til boring av hull, splitting og annen tid. Erfaringsmessig er det selve splittingen av fjellet som tar lengst tid, med nær 50 % av den totale tiden. For strossing av vegtunnel vil situasjonen bli annerledes, da det ikke er behov for å etablere kutt og like mange borehull per meter, sammenlignet med D&S på ny tunnel. Selve splittingen vil også bli mer effektiv, da erfaringer fra Follobanen tilsier at dersom en har god fri overflate å splitte mot, vil splittingen bli mer effektiv. Problemområder er åpning av kutt og splitting av sålen (NFF, 2016). For strossetverrsnitt med 1 m rundt hele konturen, vil såle som skal strosses være liten sammenlignet med splitting av ny vegtunnel. I studien utført av Volden (2015) er det konkludert med at splitteprosessen er meget sensitiv for GSI-parameteren. Høyere GSI-verdi vil gjøre splittingen vanskeligere og mer tidkrevende. Størrelsen og anisotropien på spenningsfeltet vil også påvirke splittingen. Erfaringene fra Follobanen har vist at sprekkorientering vinkelrett på tunnelaksen er mest gunstig. Gunstig sprekkorientering vil kunne doble inndriften sammenlignet med ugunstig sprekkorientering med D&S (NFF, 2016).

4.1.6 Strossing med «Tunnel Enlargement Formwork (TEF)»

«Tunnel Enlargement Formwork (TEF)» er en fellesbetegnelse på et flyttbart skjold med integrerte fjellbrytningsmekanismer. Skjoldet er også tilpasset i ulike varianter for separerte maskiner som borerigger, roadheader eller gravemaskin med pigghammer. Arbeid kan dermed foregå parallelt både på siden og på toppen av skjoldet. Skjoldene ferdigmonteres før de plasseres inn i selve tunnelen, og kan flyttes i takt med inndriften. Hensikten med TEF, er at trafikk og arbeidsoperasjonene skal kunne gå uforhindret i prosjektets levetid (Tonon, 2010). Prinsippet som viser strossing med TEF og hydraulisk pigghammer er vist i figur 4.10. På sidene av skjoldet kan lastemaskiner transportere ut masser, samtidig som det pigges i hengen.

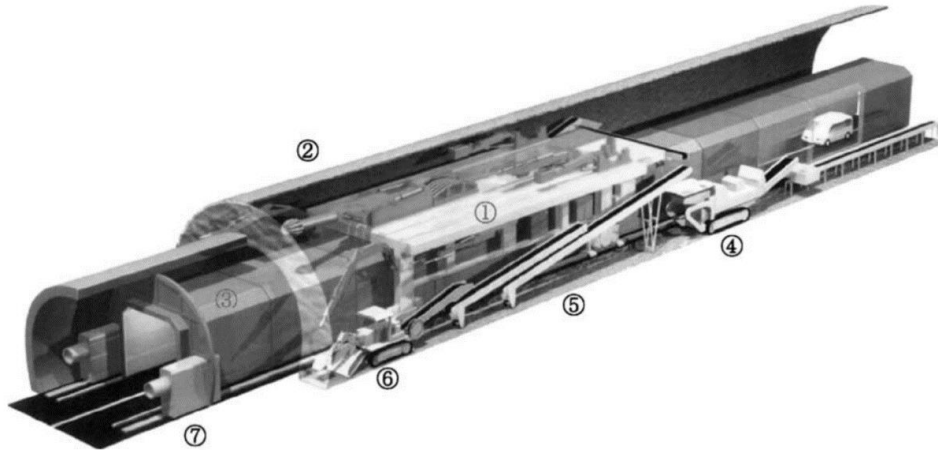


Figur 4.10: Prinsipp for strossing av tunnel med «Tunnel Enlargement Formwork» (TEF), slik at trafikk kan gå uforhindret gjennom tunnelen samtidig som det strosses (Tonon, 2010). Maskiner kan strosse fra toppen og på sidene av skjoldet avhengig av strategi og strossetverrsnitt.

I dette delkapittelet vil strossing av internasjonale tunneler med 4 ulike strategier ved bruk av TEF i medium til harde bergmasser bli presentert. Samtlige av strategiene er utarbeidet for at trafikk skal gå uhindret gjennom tunnelen, samtidig som strossing foregår. Det er ikke kjent at strossing med TEF er utprøvd i norske eller færøyske tunneler. Det at arbeidet kan utføres uten å forhindre trafikk eller stenge tunnelen er en stor fordel, både med tanke på inndrift og belastning på samfunnet. I 2010 oppsummerte Tonon (2010) 4 ulike strategier med TEF som har blitt brukt til strossing av vegtunnel. Oppsummeringen er basert på en studie utført av Mashimo & Ishimura (2003) på 40 internasjonale prosjekter med strossing i tunnel. Tunnelene som ble strosset var korte med maksimum lengde på 330 m, med opprinnelig og ny bredde på henholdsvis 2-9 og 6-15 meter. I 32 av de 40 prosjektene, ble det brukt små maskiner for å få plass mellom skjoldet og den nye konturen. Maskinene ble brukt både på toppen av skjoldet og nede langs sidene. Den største utfordringen med denne måten å strosse på er høy riggetid. Maskinene kan ikke roteres inne i tunnelen grunnet plassmangel, og må følgelig kjøres helt ut av tunnelen for tilpasning (Tonon, 2010). De 4 strategiene presentert i tabell 4.1 (figur 4.11-4.14) - 4.2 egner seg for medium harde til harde bergmasser, og kan derfor egne seg til strossing av norske og færøyske vegtunneler.

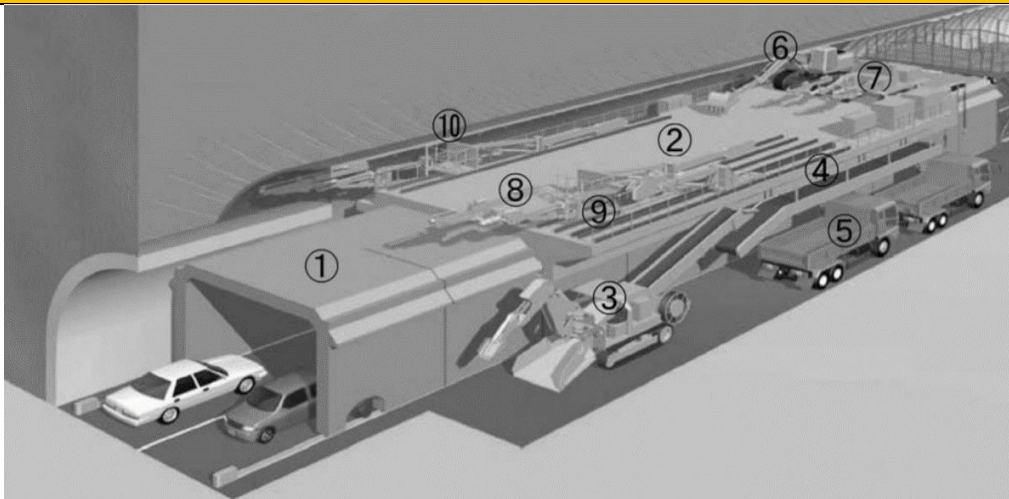
Tabell 4.1: Oversikt over internasjonale drivemetoder og strategier med TEF for strossing av vegtunneler med medium til hard bergmasse (Tonon, 2010).

«Hybrid Tunnel Work Station (TWS) Method»



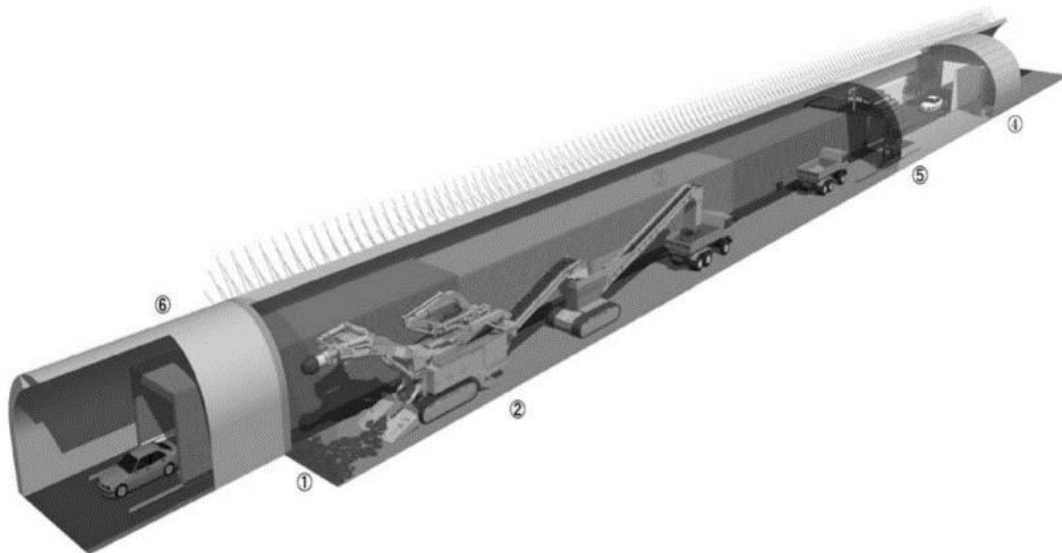
Figur 4.11: “Hybrid Tunnel Work Station (TWS)-method”. Strossing langs hele konturen i medium harde bergmasser. Kan brukes i tunnel på over 1.000 meter. Ingen tid til rotering og flytting av maskiner, grunnet integrert maskin montert til kutterhode; 1-montert maskin til integrert kutterhode; 2-ny kontur; 3-Flyttbart skjold; 4 - knuser; 5-transportbelte for masser; 6 - Laster; 7 - Støvsamler (Tonon, 2010).

«Napoleon Hat Staged Method»



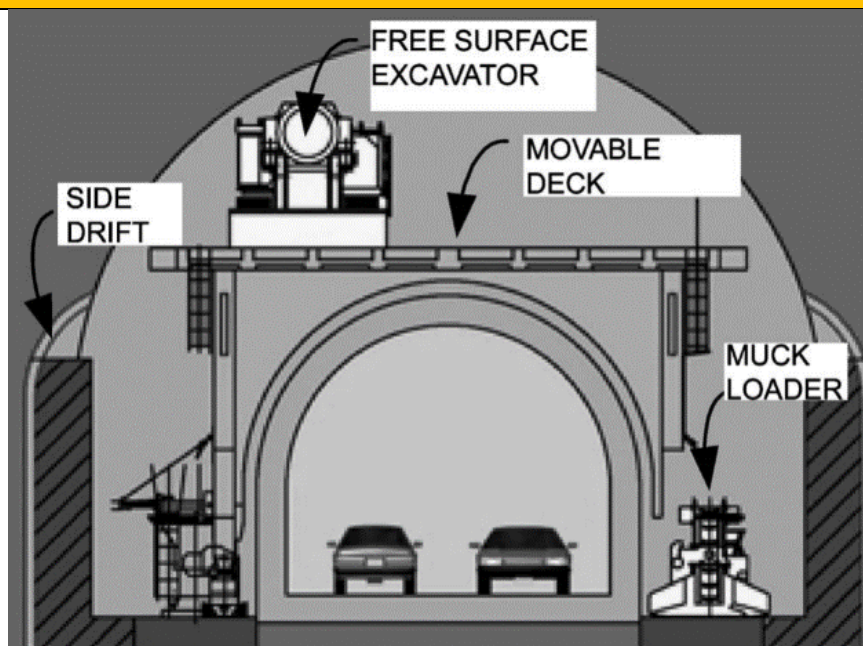
Figur 4.12: «Napoleon Hat Staged Method». Strossing ved bruk av D&B og mekanisk brytning med bevegelig stilas utenpå skjoldet, som gir et større og fleksibelt arbeidsområde. Metoden fungerer i harde bergmasser, tunneler med opptil 2 kjørefelt og i tunneler over 1.000 meter. 1-Flyttbart skjold; 2-Bevegelig TWS; 3-Laster; 4-transportbelte for masser; 5 - lastedumpere; 6 - Gravemaskin med hydraulisk pigghammer; 7 - borerigg til D&B; 8 - Borhammer; 9 - sporskinner; 10 - Korg for sprøytebetong-utstyr (Tonon, 2010).

«Crescent Cross Section Method»



Figur 4.13: «Crescent-method». Strossing på kun én side av skjoldet i tunnel med ett kjørefelt. Gir god plass til større og kraftigere maskiner. Bruker såkalt multifunksjonell maskin som kan fjerne eksisterende hvelv, bryte fjell, påføre sprøytebetong, installere bergbolter og fjerne masser. Kan beholde hvelv og bergsikring i halve tunnelen. Reduserer sikringskostnader. 1 - Crescent-stuff; 2 - Multifunksjonell maskin; 3 - Flyttbart skjold; 4 - Betongbue; 5 - Ramme for installasjon av vann- og frostsikring; 6 - eksisterende tunnel (Tonon, 2010).

«Two-Sided Enlargement Method»



Figur 4.14: «Two-sided-method». Strossing på begge sider av tunnelen, i tillegg til strossing i tunnelhengen med montert stilas. Eksisterende hvelv er brukt som skjold og beskyttelse. Skjoldet er ikke flyttbart. Bruker samme brytningsutstyr (roadheader eller hydraulisk pigghammer) i hele prosessen. Masser fra hengen kan enkelt skyves ned på sidene, og senere lastet (Tonon, 2010).

Tabell 4.2: Oversikt over de ulike strategiene for strossing i tunnel med TEF, og tilhørende gunstig bruksområde (Tonon, 2010). Napoleon-metoden er for eksempel den eneste som egner seg til strossing med D&B og følgelig i harde bergmasser.

Metode	Antall kjørefelt	Drivemetode	Skjold	Strossetverrsnitt	Bergmasse - hardhet	Tunnel-lengde
Hybrid TWS	1	Mekanisk	Flyttbart	To-sidig	< Medium hard	Medium-lang
Napoleon	2	D&B	Flyttbart	To-sidig	< Hard	Kort-lang
Crescent	1	Mekanisk	Flyttbart	En side	< Medium hard	Kort-lang
To-sidig	2	Mekanisk	Eksisterende	To-sidig	< Medium hard	Kort-lang

Strossing med TEF og Napoleon-metoden er kompatibel med D&B, og er best egnet i harde bergmasser. Napoleon-metoden kan derfor være aktuell å prøve ut i norske og færøyske tunneler.

4.2 Prognosemodeller for strossing med ulike drivemetoder

Ved strossing av eksisterende vegtunneler er tid brukt på ulike arbeidsoperasjoner viktig, særlig når trafikk må sendes gjennom tunnelen. Kostnader for trafikkavvikling og andre samfunnsøkonomiske kostnader er sterkt avhengig av tiden som blir bruk under et rehabiliterings- og oppgraderingsprosjekt med strossing. Implenia har erfart at kostnader grunnet trafikkavvikling utgjorde en stor andel av kostnadene ved strossing av Forsatunnelen (Godtland, 2019) (Rem, 2020). Estimering av inndrift for de ulike drivemetodene vil bli presentert i følgende delkapittel. I tillegg vil prognosemodeller for slitasje på kutter- og borstål bli presentert.

4.2.1 Prognosemodeller for inndrift og tidsbruk

4.2.1 i) Boring og sprengning

NTNU-modellen er en anerkjent prognosemodell, og er basert på empiriske erfaringstall fra tidligere prosjekter med nybygging av tunnel. Modellen er et verktøy for å estimere inndrift og kostnader med D&B (Drevland P. J., 2018a). I 2007 ble modellen oppdatert for tilpasning til mer utstrakt bruk av 48 mm borkroner, som en del av PhD-arbeidet til Shkrollah Zare ved NTNU, i samarbeid med Amund Bruland (Zare, 2007a) (Zare, 2007b) (Zare, 2007c). Ulempen med NTNU-modellen er at den ikke tar høyde for usikkerhet, slik at inputparametere vil samsvare direkte med output. Beregning på papir etter NTNU-modellen er basert på ca. 70 avlesninger av figurer og tabeller, basert på inputparametere. Hvis en ønsker å endre noen parametere, krever det nye avlesninger av samtlige diagrammer, og det blir fort tidkrevende. Det har derfor blitt utviklet en elektronisk modell som kalles «Tunsim», som regner ut alle output automatisk, basert på nødvendige inputparametere som brukeren legger inn. Fordelen med den elektroniske versjonen er færre avlesningsfeil og rask beregning.

Fordelen med «papirmodellen» er bedre forståelse av de prinsipielle sammenhengene mellom tid, kostnader og de ulike arbeidsoperasjonene (Drevland P. J., 2018a). Det har derfor blitt valgt å bruke «papirmodellen» i kapittel 9, for å tilpasse NTNU-modellen til strossing av vegtunnel. For å estimere tidsbruk med NTNU-modellen, brukes begrepet «tid per salvesyklus». Salvesyklusen inkluderer tid brukt på de ulike arbeidsoperasjonene. Syklusen deles inn i fire følgende kategorier (Zare, 2007b) (Bruland, 2016):

1. Boring, lading og sprengning
2. Ventilasjon
3. Lasting og utkjøring av masser
4. Løpende rensk

NTNU-modellen inkluderer i utgangspunktet ikke tid til øvrig bergsikring, sonderboring, injeksjon, geologisk inspeksjon eller annen geologisk heft som bore- og ladevansker grunnet dårlig bergmasse (Bruland, 2016). En av de viktigste parameterne for å vurdere tidsbruk med NTNU-modellen er borsynkindeksen (DRI) og sprengbarhetsindeksen (SPR), hvor begge parameterne avhenger av bergmassens egenskaper. I tillegg er valg av utstyr, tunnelgeometri, salvelengde, borehullsdiameter og sprengningsplan avgjørende for tid brukt per salve. SPR tar ikke høyde for oppsprekingsgrad og sprekkeorientering som i praksis kan ha betydning for sprengningsresultatet (Drevland P. J., 2018a). SPR er gitt ved formel 4.3 (Bruland, 2016):

$$SPR = \frac{0,736 \cdot I_a^{0,6} \cdot LT^{0,7}}{\left(\frac{c}{100}\right)^{0,4} \cdot \left(\frac{w}{c}\right)^{0,25} \cdot \rho^{0,2}} \quad (4.1)$$

- ❖ I_a : Anisotropi - Forholdstall mellom lydshastighet parallelt og vinkelrett foliasjonen
- ❖ LT : Ladningstetthet i mengde sprengstoff per borhull
- ❖ c : Tørr lydshastighet
- ❖ w : Sprengstoffets detonasjonshastighet
- ❖ ρ : Bergmassens tetthet

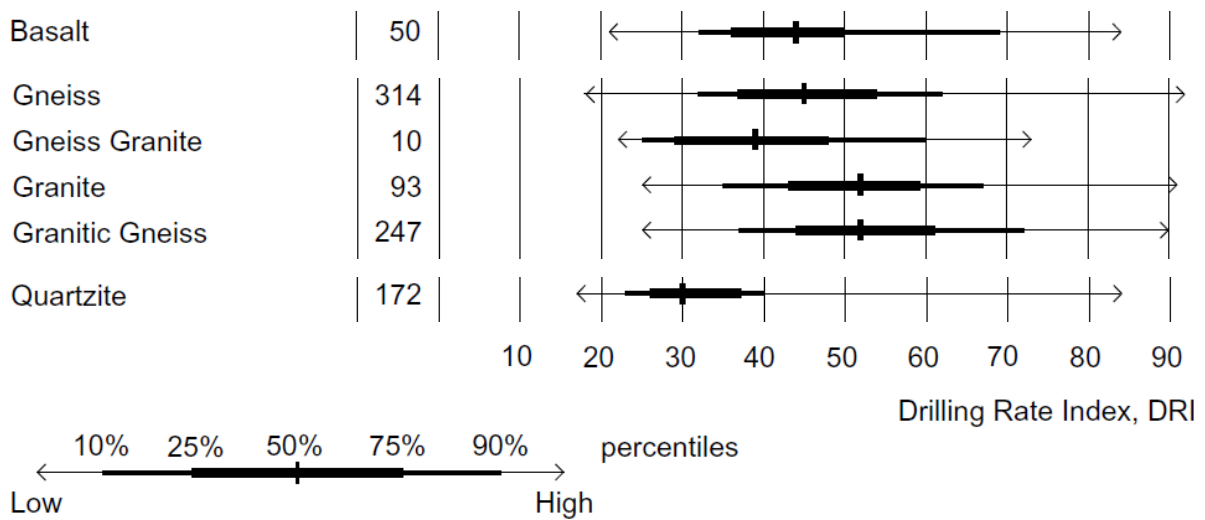
I tabell 4.3 er sprengbarhet og tilhørende SPR-verdi med ulike bergarter listet opp.

Tabell 4.3: Bergarter med ulik sprengbarhet (SPR) i NTNU-modellen (Bruland, 2013) (Zare, 2007a)

Type bergart	Sprengbarhet	SPR-verdi
Grovkornet, homogen granitt, syenitt, kvartdioritt, porfyrisk basalt, kalkstein.	God sprengbarhet	0,38
Gneis til granittiske gneiser, amfibolitt	Middels sprengbarhet	0,47
Metamorfe bergarter med skifrig struktur, høyt glimmerinnhold og lav trykkstyrke. Eksempel; krystalline glimmerskifre, fyllitter e.l.	Dårlig sprengbarhet	0,56

I tabell 4.4 er det listet opp noen aktuelle bergarter for oppgaven med målte DRI-verdier.

Tabell 4.4: Oversikt over fordeling av DRI-verdier for noen utvalgte bergarter (Bruland, 2016).



Klassifisering av borsynkindeksen (DRI) og borslitasjeindeksen (BWI), nærmere omtalt i kapittel 4.2.2 og 6.2.4, er listet opp i tabell 4.5:

Tabell 4.5: Klassifiseringskategorier for DRI og BWI (SINTEF, 2003).

Kategori	DRI	BWI
Ekstremt lav	< 26	< 11
Veldig lav	26-32	11-20
Lav	33-42	21-30
Medium	43-57	31-44
Høy	58-69	45-55
Veldig høy	70-82	56-69
Ekstremt høy	> 82	> 69

Eksempel på diagram i NTNU-modellen med avlesninger som er brukt i «papirmodellen» er vist i vedlegg N. I diagrammene kan borsynk finnes som funksjon av DRI og valgt boremaskin, og korreksjon for borehulldiameter. En mer detaljert utregning av tidsbruk for strossing av Haumyrheitunnelen, Leirvíkartunnelin og Hvannasundstunnelin vil bli utført i kapittel 9.

4.2.1 ii) Inndrift med roadheader

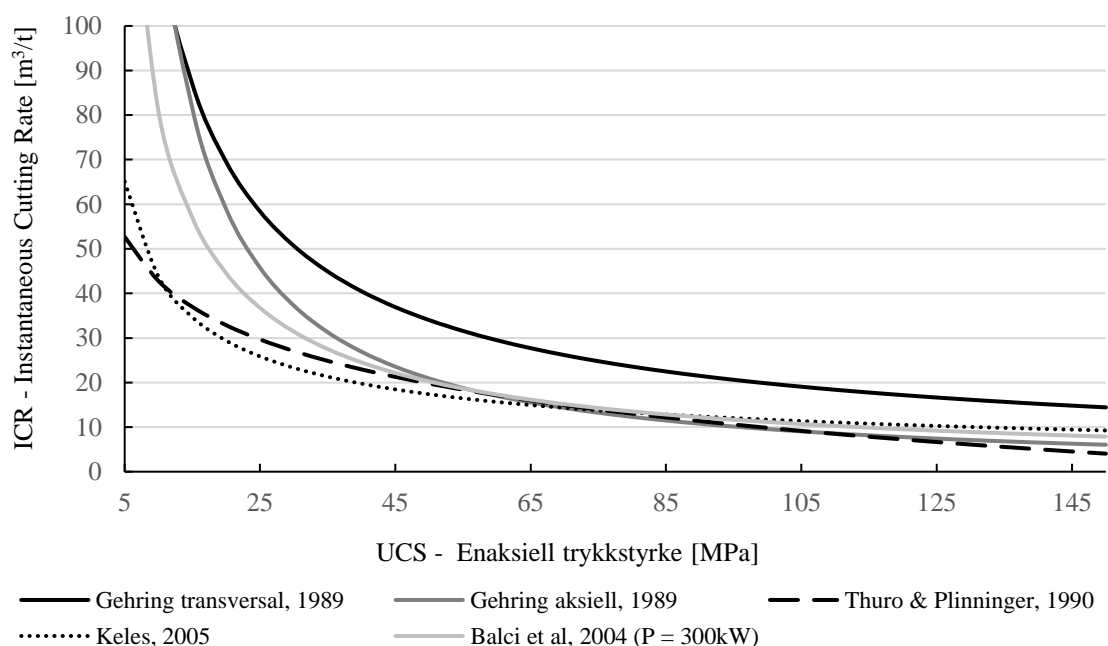
NTNU-modellen er ikke utviklet for tunneldriving med bruk av roadheader. Alternative prognosemodeller er derfor undersøkt for å kunne vurdere tidsbruk ved bruk av roadheader til strossing. Viktige parametere som påvirker tidsbruk og inndrift med roadheader er bergmassens oppsprekingsgrad, sprekkeorientering, UCS og kvartsinnhold. I tillegg er maskinparametere viktige, derav kutterhodets effekt, rotasjonshastighet og vekt til roadheaderen. Oppsprukne bergmasser med liten sprekkeavstand og lav skjærfasthet er gunstige for inndriften (Hemphill, 2013).

Størsteparten av studiene som har undersøkt inndrift med roadheader, bruker UCS som viktigste parameter. Oversikt over ulike prognosemodeller for «Instantaneous Cutting Rate» (ICR) med roadheader er listet opp i tabell 4.6. Modellene som er studert er plottet i figur 4.15 og viser at ICR synker i betydelig grad med økende UCS opp til ca.70 MPa. Bilgin et al. (1990) har i tillegg til bergmassens UCS, også inkludert oppsprekingsgraden RQD og effekt (P) til kutterhodet i sin prognosemodell plottet i figur 4.16. En slik modell vil gi et mer helhetlig og sannferdig bilde av inndriften.

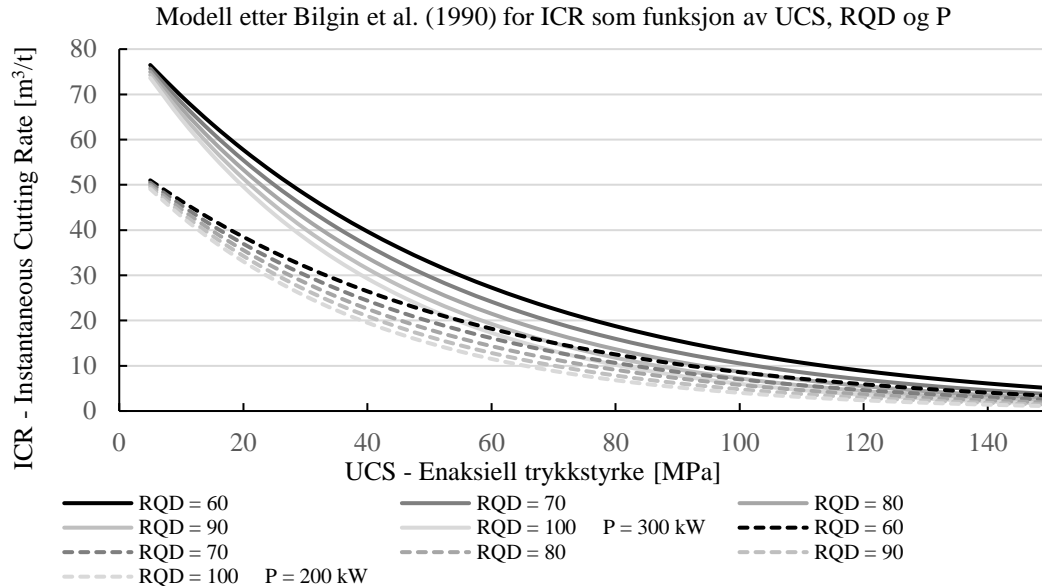
Tabell 4.6: Oversikt over kjente prognosemodeller for estimering av inndrift med roadheader, som funksjon av UCS, RQD og kutterhodets effekt (P).

Referanse	Empirisk modell for ICR	Kommentar
(Gehring, 1989)	$ICR = \frac{719}{\sigma_c^{0.78}}$	Transversal RH, P = 250 kW
	$ICR = \frac{1739}{\sigma_c^{1.13}}$	Aksiell RH, P = 230 kW
(Bilgin, Seyrek, Erding, & Shahriar, 1990)	$ICR = 0.28P(0.974)^{RMCI}$ $RMCI = \sigma_c(RQD/100)^{\frac{2}{3}}$	In-situ observasjoner av RQD
(Thuro & Plinninger, 1999)	$ICR = 75.7 - 14.3 \ln(\sigma_c)$	Transversal RH, P = 132 kW
(Keles, 2005)	$ICR = 163.93\sigma_c^{-0.5737}$	Aksial RH type - MK2B
(Balci, Demircin, Copur, & Tuncdemir, 2004)	$ICR = \frac{k \times P}{0.41\sigma_c^{0.86}}$	Transversal RH, k = 0.8

Empiriske modeller for ICR som funksjon av UCS



Figur 4.15: Oversikt over ulike prognosemodeller for inndrift (ICR) ved bruk av roadheader, som funksjon av UCS plottet opp mot hverandre.



Figur 4.16: Prognosemodell for roadheader etter Bilgin et al. (1990) som funksjon av UCS, RQD og effekt P. Økt effekt til kutterhodet kan øke inndriften betydelig for UCS opp til 70 MPa.

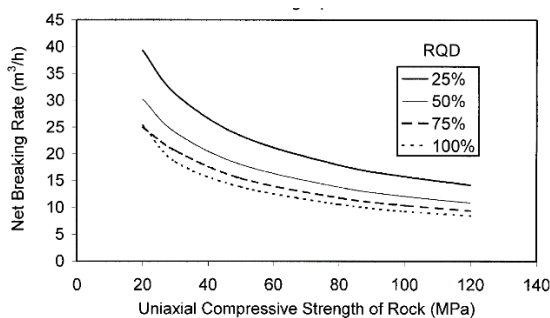
4.2.1 iii) Inndrift med hydraulisk pigghammer

Det er også utviklet prognosemodeller for estimering av inndrift med hydraulisk pigghammer. Eksempel på en omtalt prognosemodell i litteraturen er basert på et statistisk datagrunnlag fra driving av tunnel i Istanbul, utviklet av Bilgin et al. (2002). Følgende sammenheng mellom «Net Breaking Rate» (NBR), effekt (P), UCS og RQD ved bruk av hydraulisk piggemaskin ble utviklet i formel 4.2 og 4.3:

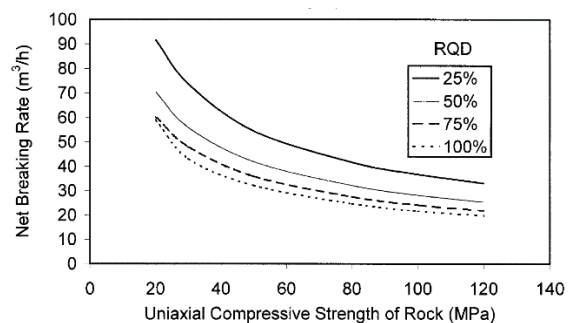
$$NBR = 4.24P(RMCI)^{-0.567} \quad (4.2)$$

$$RMCI = UCS (RQD/100)^{2/3} \quad (4.3)$$

Formel 4.2 og 4.3 er plottet av Bilgin et al. (2002) i figur 4.17 - 4.18 med P på henholdsvis 30 og 60 hestekrefter (HP).



Figur 4.17: Statistisk sammenheng mellom UCS og inndrift for pigghammer med effekt 30 HP, med ulike RQD-verdier (Bilgin et al., 2002)

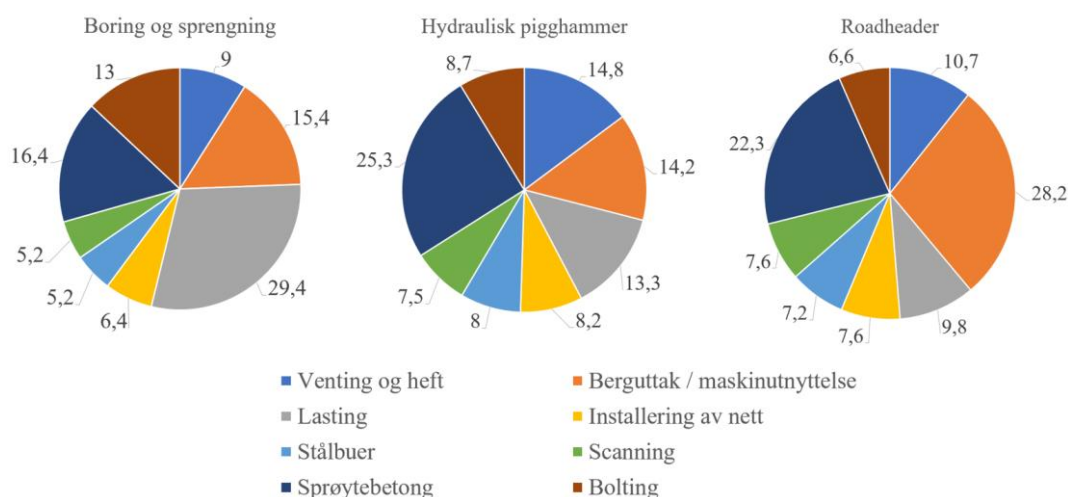


Figur 4.18: Statistisk sammenheng mellom UCS og inndrift for pigghammer med 60 HP, med ulike RQD-verdier (Bilgin et al., 2002)

4.2.1 iv) Studie med sammenligning av relativ tidsbruk for de ulike drivemetodene

I 2009 utførte Ocaak & Bilgin en studie hvor de sammenlignet relativ tid brukt på ulike arbeidsoperasjoner for roadheader, hydraulisk pigghammer og D&B for driving av nye metrotunneler i Istanbul (Ocaak & Bilgin, 2009). Ocaak & Bilgin sammenlignet blant annet maskinutnyttelse, tid brukt på lasting, ventetid og heft, og bergsikring. Sammenligningen kan brukes til vurdering av hensiktsmessig drivemetode ved strossing i tunnel. Bergartene i metrotunnelene besto av blant annet sandstein og fyllitter i veksling med kalkstein, konglomerat og diabasganger med middels til høy UCS (50 - 100 MPa). Bergarter i Skandinavia har generelt sett høyere UCS, og videreføring av denne studien til strossing av tunnel på Færøyene og i Norge må derfor brukes med varsomhet. Effekten på roadheaderen og pigghammerne som ble brukt i metrotunnelene var henholdsvis 300 og 100 kW.

Figur 4.19 viser relativ tid i prosent brukt på ulike arbeidsoperasjoner for en gitt jobb ved bruk av roadheader, hydraulisk pigghammer og D&B i metrotunnelene i Istanbul. Resultatene fra studien viser at maskinutnyttelsen er dobbelt så stor for roadheader (28,2%) til sammenligning med hydraulisk pigghammer (14,2 %) og D&B (15,4 %, inkludert boring, lading, skyting og ventilasjon). En annen vesentlig forskjell er tid brukt til lasting, hvor lastetiden er 1/3 for roadheader sammenlignet med D&B. Roadheaderen hadde i dette tilfellet integrert lastebånd, slik at massene gikk direkte i lastebilene. Lastetid for bruk av pigghammer er noe lavere, grunnet lavere inndrift og følgelig mindre masser som må lastes på samme tid. Tid brukt til bolting er også betydelig høyere for D&B (13 %) sammenlignet med roadheader og pigghammer (med henholdsvis 6,6 % og 8,7 %).



Figur 4.19: Relativ tid brukt på ulike arbeidsoperasjoner i % ved bruk av a) Roadheader, b) hydraulisk pigghammer og c) boring og sprengning i metro-tunneler i Istanbul (Ocaak & Bilgin, 2009).

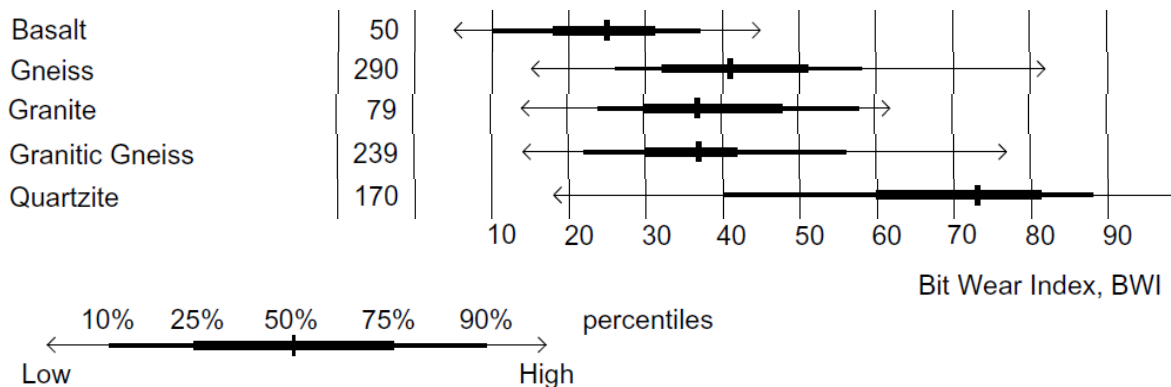
4.2.2 Prognosemodeller for slitasje på brytningsutstyr

For å vurdere og sammenligne kostnader ved bruk av ulike drivemetoder for strossing, har det blitt valgt å se nærmere på prognosemodeller for å estimere slitasje på borkroner og kutterstål.

4.2.2 i) Konvensjonell boring og sprengning med NTNU-modellen

I NTNU-modellen har parameteren VHNR (Vickers Hardness Number Rock) blitt mer og mer brukt til fordel for BWI. VHNR er avhengig av mineralsammensetningen til bergmassen og gir informasjon om levetiden på borkroner og kutterringer. Figur N-2 i vedlegg N viser skifte av borkroner per boremeter som funksjon av VHNR og slitasjeevnen til bergmassen (Zare, 2007c). I denne oppgaven har BWI blitt målt i laboratoriearbeidet, og det er derfor valgt å bruke denne videre. VHNR burde også med fordel blitt målt i laboratoriearbeidet for input i figur N-2. Det er istedenfor valgt å koble de subjektive kategoriene i N-2 og tabell 4.5 for kategorisering av BWI. En veldig lav BWI antas derfor å ha veldig lav slitasjeevne, som følgelig vil gi under 0,01 borkroneskift per boremeter. Tabell 4.7 viser oversikt over tidligere målte BWI-verdier (Bruland, 2016).

Tabell 4.7: Oversikt over målte BWI-verdier for noen utvalgte bergarter (Bruland, 2016).



4.2.2 ii) Slitasje på kutterstål til roadheader

Estimering av materialkonsum på roadheadere er viktig fordi utskiftning av slitte kuttere er en av hovedaktivitetene ved mekanisk fjellbrytning. Høyt materialkonsum gir ikke bare økte kostnader, men også mer tidsbruk til utskiftning, mindre produktivitet og utnyttelse av maskinutstyret. Riktig utstyrvalg og minimal tid brukt til utskiftning er derfor viktig ved estimering og planlegging av tidsbruk og kostnader i et tunnelprosjekt (Comakli et al., 2017). En empirisk prognosemodell omtalt av Comakli et al. (2017) for estimering av slitte kuttere per kubikkmeter er gitt av Couper & Rostami (1998) i formel 4.4 og 4.5:

$$BCR = 897,06(RCI)^2 + 6,1769(RCI) \quad (4.4)$$

$$RCI = \frac{UCS}{P \times W \times CHD} \quad (4.5)$$

- ❖ BCR = Konsumrate på kuttere («Bit Consumption Rate») [kutter/m³]
- ❖ RCI = Kutterkonsumindeks for Roadheader
- ❖ P = Effekt til kutterhode [kW]
- ❖ W = Vekt til Roadheader [tonn]
- ❖ CHD = Kutterhodediameter [m]

En viktig parameter som modellen ikke tar høyde for er kvartsinnholdet.

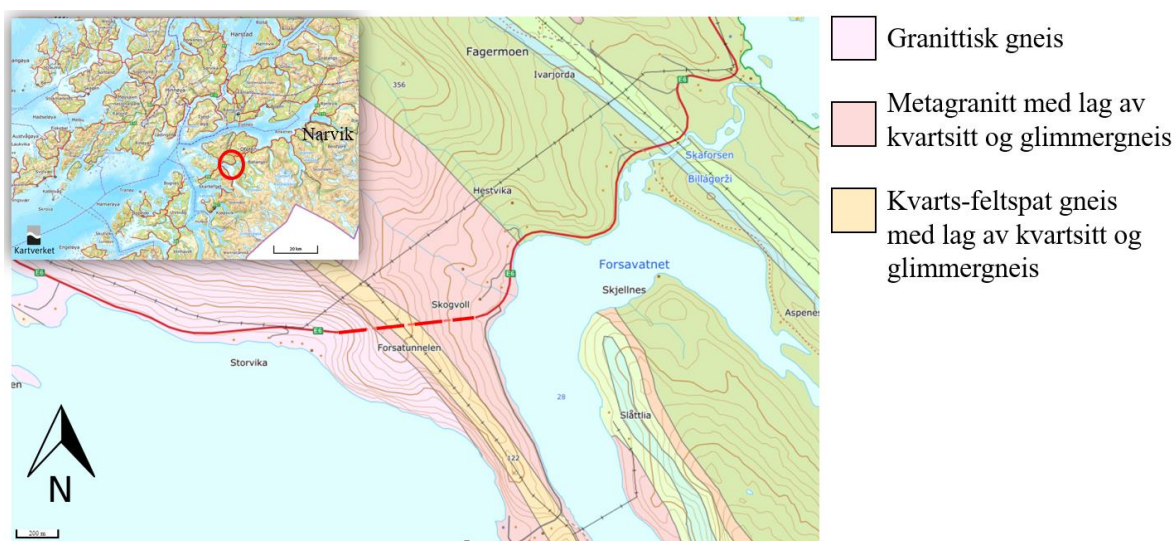
5 Referanseprosjekter

5.1 Erfaringer fra ferdigstilte og pågående prosjekter i Norge

Tre ferdigstilte prosjekter med strossing i tunnel har blitt undersøkt. Tunnelene har god geografisk spredning, ulik ÅDT og tunnelgeometri. Strossetverrsnitt og måten tunnelene har blitt strosset på er også forskjellig. De tre ferdigstilte prosjektene er Forsatunnelen, Langnestunnelen og Mjåvannstunnelen.

5.1.1 Forsatunnelen

Forsatunnelen åpnet i 1970, og er en 685 meter lang ett-løpstunnel i Nordland fylke med ÅDT på 720. Tunnelen er en viktig passasje på E6 i forbindelse med fergesamband, hvor det ikke finnes hensiktsmessige omkjøringsmuligheter. Tunnelen har blitt strosset med D&B fra T7,5 til T8,5-profil, i tidsrommet oktober.2019 til mars.2020. Entreprenør og byggherre på prosjektet har vært henholdsvis Implenia Norge AS og Statens Vegvesen. Tunnelen går gjennom massiv granittisk gneis, og er utsatt for til dels høye horisontalspenninger fra vestre påhugg og ca. 200 meter inn i tunnelen. Resterende deler av tunnelen går gjennom mer oppsprukket metagranitt i vekslning med glimmergneis og kvartsitt. Tunneltraséen med bergartsfordeling er vist i figur 5.1, og ligger omtrent 40 km sørvest for Narvik. I forbindelse med prosjektoppgaven til Godtland (2019) ble det utført én befarings til prosjektet i perioden 04.11-06.11.2019, for å observere praktiserende drivemetode og samle inne erfaringer fra fagpersoner knyttet til strossingen.

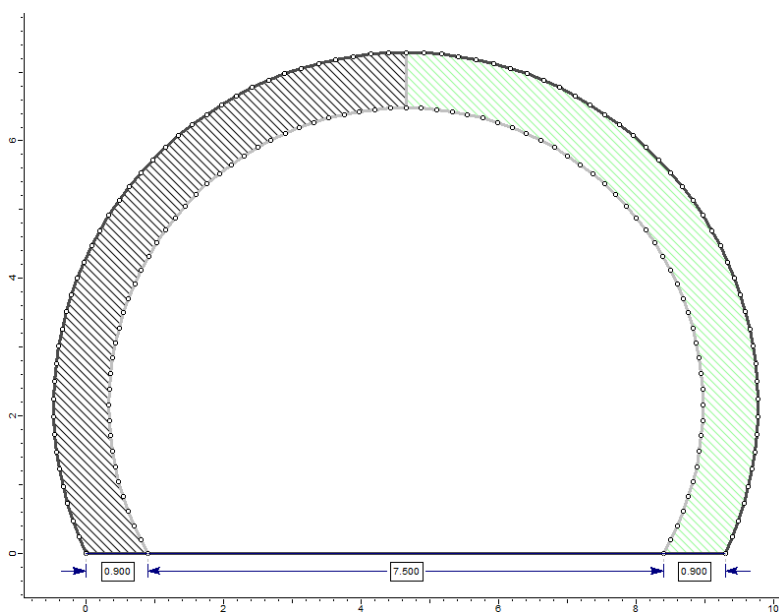


Figur 5.1: Oversiktskart og berggrunnskart for Forsa tunnelen (stiplet rød). Kart er hentet fra NGU og Kartverket.no.

På grunn av mangel på fornuftige omkjøringsmuligheter, var entreprenøren nødt til å etablere trafikkavvikling gjennom tunnelen. På dagtid ble trafikk avviklet med kolonnekjøring og ledebil hvert 20 minutt fra hver side, som tilsvarte passering av trafikk hvert 10 minutt inne i tunnelen. Tunnelen var stengt på natten mellom 22.15 - 04.15 for sprengningsarbeid, bergsikring og utlasting av masser. Resterende arbeidsprosedyrer som salveboring, geologisk inspeksjon og ekstra bergsikring ble utført på dagtid (Simonsen & Larssen, 2019).

5.1.1 i) Metoder og tiltak

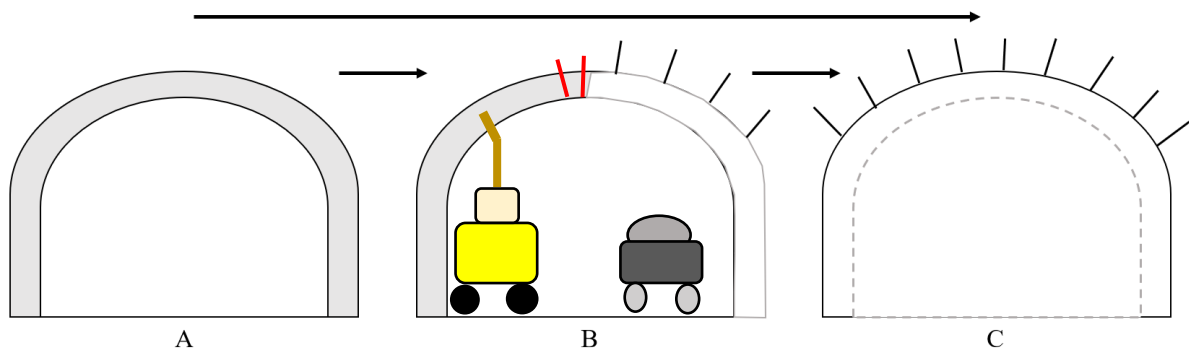
Tunnelen har blitt strosset fra T7,5 til T8,5 profil for å bedre trafiksikkerheten, oppnå større kjøreboks etter standard i N500 og for å få plass til ny bergsikring (Simonsen & Larssen, 2019). Figur 5.2 viser prinsipiell skisse av strossingen i Forsatunnelen, hvor standardprofil etter håndbok N500 er brukt. Teoretisk berguttak per meter i figur 5.2, er omtrent 23 m^3 . Under prosjektet varierte berguttaket per meter fra $13 - 30 \text{ m}^3$, avhengig av eksisterende kontur og sprengningsresultatet (Røberg, 2020). Eksempler på scannede profiler er vist i vedlegg C.



Figur 5.2: Teoretisk strossetverrsnitt i Forsatunnelen fra T7,5 til T8,5-profil med plass til forbedret bergsikring. Avhengig av bergmassekvaliteten og tilgjengelig tid mellom trafikkavviklingen ble det enten strosset ut fullt tverrsnitt på samme tid (sort skravering + grønn skravering), eller strossing med halvt tverrsnitt (f.eks. grønn) og bergsikring, før strossing av resterende halvdel (sort).

Salveboringen foregikk med én borerigg med én tilhørende bom. Boringen foregikk på flere stuffer på dagtid, slik at det var klart til lading og sprengning på kvelden før stenging (Røberg, 2020). Fordelen med én borerigg og kun én bom, var at det ikke var behov for tilkobling til eksternt strømaggregat og vanntilførsel, som følgelig ga lav riggetid. Borerigger med to eller tre bommer har derimot behov for strømaggregat og eksternt vanntilførsel, som vil øke riggetiden, antall arbeidsoperasjoner og risiko for heft (Nessestrand, 2020).

Hvis det hadde vært mulig å etablere omkjøringsveg for trafikkavvikling, kunne en med fordel brukt to borerigger for boring av flere salver. Uten trafikk i tunnelen, ville det ikke vært like stort tidspress knyttet til bergsikring og utlasting av masser. En ville derfor hatt bedre fleksibilitet og tid til å sprengne flere salver per døgn (Nessestrand, 2020). I tilfeller hvor bergmassen var av dårlig kvalitet eller når tidspresset var stort, ble det strosset med halvt tunnelprofil. Det ble gjort for å redusere mengde masse som måtte lastes ut, og mengde arbeidssikring som måtte installeres når tunnelen var stengt. Ulempen med å sprengne halvt profil var lavere effektivitet på lang sikt, og at det krevdes ekstra arbeidssikring på gjenstående knøl i overgangen mellom strosset og ikke-strosset del, vist med røde bolter i figur 5.3. Avgjørelsen og vurdering om det skulle strosses med helt eller halvt tunnelprofil var erfaringsbasert og ble gjort av sprengningsbas i samtale med byggherre (Simonsen & Larssen, 2019). Figur 5.4 viser boring av salvehull i Forsatunnelen samtidig som trafikk passerer.



Figur 5.3: Strossing med halvt (A-B-C) og fullt profil (A-C) i Forsatunnelen (Godtland, 2019). Strossing av halvt profil ble utført i to steg, med etterfølgende bergsikring i steg B, og resterende stross og bergsikring i steg C. Utstikkende knøl i steg B måtte arbeidsikres ekstra (røde bolter) eller pigges, før trafikk kunne sendes gjennom på høyre side. Boring av resterende salvehull ble utført på venstre side. Strossing med fullt profil ble utført i to steg, med full arbeidssikring i steg C.



Figur 5.4: Boring av resterende salvehull for driving av halvt tunnelprofil i Forsatunnelen (Godtland, 2019). Boringen måtte stoppe opp når trafikkolonnen passerte.

Størsteparten av tunnelen ble strosset med halvt profil med arbeid på opptil 4 stuffer. I snitt ble det boret klart 3 til 4 halve salver, som tilsvarer 1,5 til 2 hele salver. I salveplanen ble det bruk 0,5 meter hullavstand og overdekning, mens det ble brukt hullavstand på hele 1 meter i 2.kontur grunnet stor fri overflate langs konturen. Overdekningen i 2.kontur ble tilpasset eksisterende tunnelprofil. Det ble boret med 48 mm borkroner og ladet med emulsjonssprengstoff, kombinert med elektronisk tennere.

5.1.1 ii) utfordringer

Tidspress som følge av trafikkavviklingen og samkjøring mellom de ulike arbeidsoperasjonene innenfor gitt tidsramme, ble ansett som den største utfordringen i dette prosjektet. Før det kunne åpnes for trafikk kl. 04:15 etter sprengning, måtte hengen være tilstrekkelig bergsikret og vegbanen ryddet for bergmasser og annet utstyr. Hvis det ble skutt for mange salver etter kl. 22:15, ble det ikke tid til å bergsikre og rydde vegbanen innen kl. 04:15. Uten trafikkavviklingen ville inndriften mest sannsynlig vært høyere, ved at en kunne skyte flere salver om gangen og uten tidspress på bergsikring og utlasting. På dagtid måtte også arbeidsoperasjonene stoppe opp hver gang trafikkolonnene passerte. Erfaringen fra prosjektet er at det gikk med i gjennomsnitt 1 time heft per dag som følge av trafikkavviklingen. (Ivarjord, 2020).

Problemer med borehullsavvik grunnet liten avstand mellom eksisterende kontur og nytt teoretisk sprengningsprofil (strosseoverdekning), og ugunstig sprekkeorientering har forekommet under strossingen. Vedlegg C viser noen scannede profiler i Forsatunnelen hvor det stedvis var liten avstand mellom «scann før stross» og teoretisk sprengningsprofil. Kombinert med ugunstig sprekkeorientering ble det derfor problem med punktering av borehull grunnet borehullsavvik, slik at det måtte bores på nytt. Det har også vært mye borehullsavvik under sonderboring av 9 meter lange hull bak en betongutstøpning for å kartlegge bergmassekvaliteten. Et annet problem var løse blokker som ble hengende igjen i gamle bergbolter etter sprengning. Disse måtte fjernes før trafikk kunne sendes gjennom og for å trygge arbeidsmiljøet (Røberg, 2020).

5.1.1 iii) Inndrift og strosset volum

Strossing av tunnelen tok totalt 23,2 arbeidsuker og foregikk i tidsrommet 14.oktober.2019 - 31.mars.2020, fratrukket juleferie og helligdager. Gjennomsnittlig inndrift var ca. 1,4 salvesykluser per døgn. Det ble brukt salvelengder på 3 eller 5 meter avhengig av bergmassens egenskaper og tilgjengelig tid i stengetiden. I dårlig fjell ble det brukt 3 m salvelengder og 5 m i godt fjell. Ca. 1/3 av tunnelen ble drevet med 3 m og 2/3 med 5 m salvelengde.

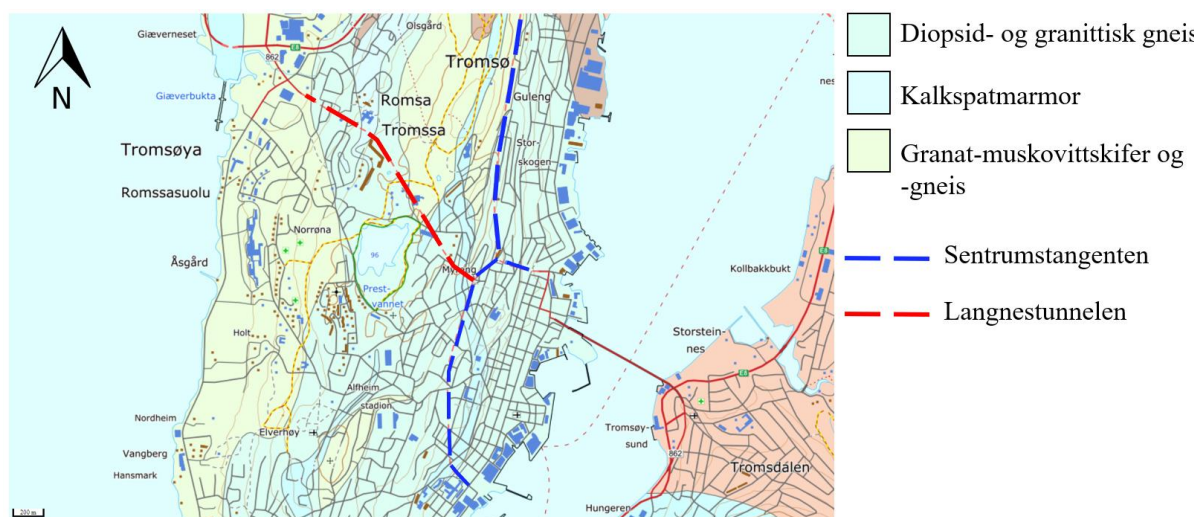
Det er for eksempel brukt salvelengde på 3 meter i sprakefjell og i områder med store problem med borehullsavvik.

Gjennomsnittlig inndrift ble 29,5 m/uke, ved å dele tunnallengden på antall uker brukt (685 m/23,2 uker). Det ga en gjennomsnittlig utsprengt masse på omtrent 620 fm³/uke, gitt en gjennomsnittlig utsprengt masse på 21 fm³/m. Totalt utsprengt masse ble dermed omtrent 14.400 fm³. Hvis tunnelen hadde vært stengt for trafikk ville det vært mulig å drive mellom 2 og 4 salvesykluser per døgn, avhengig av god planlegging og uten større geologisk heft. I så fall måtte det ha blitt hentet inn ett ekstra drivlag, og én ekstra borerigg til boring av sikringsbolt. Erfaringsmessig har boring til sikringsbolt vist seg å være kritisk i henhold til beregning av tid grunnet geologisk variasjon, og følgelig usikkerhet i sikringsbehov (Ivarjord, 2020). I tidsrommet januar-mai 2020, foregikk sprengning av grøfter som måtte gjøres i etterkant av selve strossingen grunnet tidsmangel og stor høydeforskjell mellom bunn av grøft og vegbanen (1,5 meter). Total tid brukt på sprengning av grøft var omtrent 87 arbeidsdager. Det tilsvarte ca. 7,9 m utsprengt grøft per dag (Røberg, 2020).

5.1.2 Langnestunnelen

Langnestunnelen er en 1.710 meter lang vegtunnel i Tromsø som forbinder Sentrumstangenten og Tromsø lufthavn. Tunnelen går under tettbebygde boligområder hvor laveste bergoverdekning, utenom portalområdene er 20 meter. Den ble bygget i 1988 og senere oppgradert ved strossing i 2007. Tunnelen er den første i Norge som har gjennomgått større oppgraderingsarbeid i form av strossing av eksisterende tunnelprofil. Entreprenør og byggherre på prosjektet var henholdsvis NCC og Statens Vegvesen. Tunnelen ble stengt mai.2006 og åpnet oktober.2007. I dette tidsrommet ble det brukt ca. 22 uker på strossearbeidet. Et krav under strossingen var at trafikken skulle gå uhindret gjennom Sentrumstangenten samtidig som strossingen foregikk i Langnestunnelen. Dette førte til at NCC bare kunne bruke det nord-vestre påhugget for inn- og utkjørsel. I tillegg var det ikke lov til å sprengte og pigge mellom kl. 23:00 - 07:00 på natten. Bergartene langs tunneltraséen er vekslende lag av gneis, skifer og kalkspatmarmor, som vist i figur 5.5.

Det finnes lite tilgjengelige dokumenter fra prosjektet, da det er forsøkt å kontakte både byggherre og konsulent uten tilgang på grunnlagsmateriale. Erfaringene i dette kapittelet er derfor kun basert på samtale med Kristian Storhamar i NCC (2020) som var prosjektleder på prosjektet.



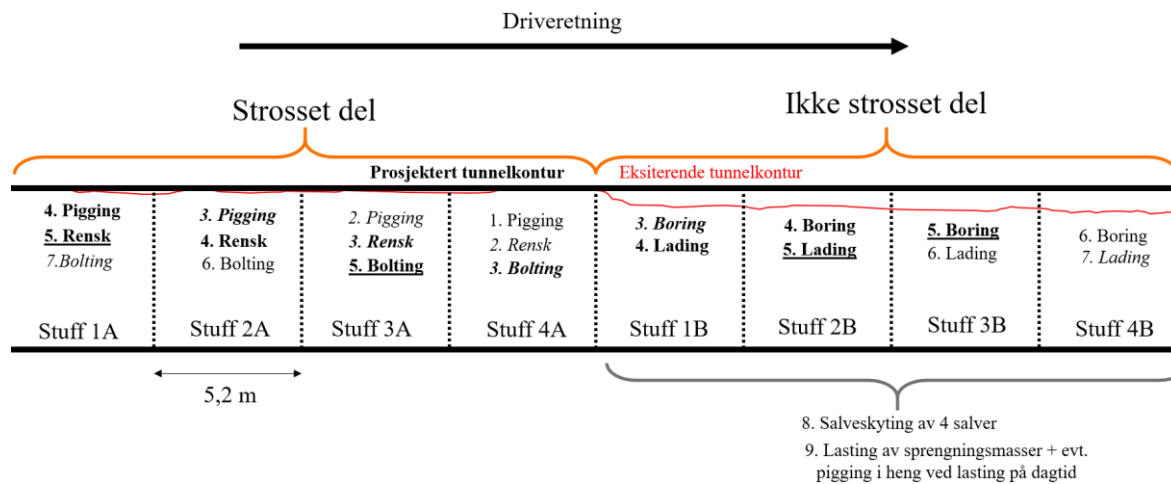
Figur 5.5: Berggrunnskart over Tromsø og Langnestunnelen stiplet med rød strek. Kartet er hentet fra NGU sin berggrunnskart-database.

5.1.2 i) Drivemetode og utstyr

Tunnelen ble strosset fra T8 til T9,5-profil, hvorav bredden skulle utvides med 1,5 meter og høyden fra 3,5 til 4,6 meter. Det ble strosset jevnt rundt hele konturen på liknende måte som i Forsatunnelen. Tunnelen ble strosset for å øke størrelsen på kjøreboksen, og for å få plass til ny bergsikring og vann- og frostsikring. I praksis ble tunnelen utvidet med mellom 0,1 - 1,3 meter fra eksisterende kontur til ny kontur. Gjennomsnittlig strosseoverdekning og buelengde var henholdsvis 0,3 - 0,8 meter og ca. 20,8 m. Strosseoverdekningen var avhengig av geologiske faktorer som sprekkorientering og uregelmessigheter i den eksisterende konturen. I noen områder gikk eksisterende kontur utenfor ny prosjektert kontur, slik at det ikke var behov for strossing i disse områdene. Gjennomsnittlig bergmasseuttak per meter var $11,4 \text{ fm}^3/\text{m}$ ($\frac{0,3+0,8}{2} \text{ m} \times 20,8 \text{ m} \times 1 \text{ m}$). Det ga et totalt bergmasseuttak på 19.448 fm^3 ($11,4 \text{ fm}^3/\text{m} \times 1700 \text{ m}$).

Det var stort sett boring av konturhull med avstand 0,4 - 0,6 m, avhengig av strosseoverdekningen. Grunnet liten strosseoverdekning og borehullsavvik, ble det til tider problemer med punktering av borehull. Dette førte til en del ekstra boring av nye borehull. Valgt sprengstofftype og tennere var henholdsvis ANFO og hvite rør. Det ble under strossingen brukt én borerigg med tre borhammere i tillegg til korg. Boreriggen var montert til strømaggregat og vanntilførsel med en 150 m lang kabel. Innenfor denne strekningen på 150 meter ble det etablert 3 og 4 stuffer hvor det foregikk opptil 4 ulike arbeidsoperasjoner parallelt (Storhamar, 2020).

Etter utlating av foregående salvesprengning ble det typisk utført pigging og rensk på den innerste stoffen, etterfulgt av boring av salvehull og lading av nye salver fra den innerste stoffen. En framstilling av denne måten å strosse tunnel på er vist i figur 5.6.



Figur 5.6: Illustrasjon av én salvesyklus ved strossing av Langnestunnelen, basert på samtale med Storhamar (2020). Etter sprengning og lasting av 4 salver ble det først utført pigging ved stuff 4A, etterfulgt av pigging på stuff 3A og rensk på 4A. Deretter pigging på 2A, rensk på 3A, bolting på 4A og boring på 1B, osv. Slik fortsatte arbeidsoperasjonene parallelt med alltid 3 eller 4 aktive stuffer. Boring av boltehull kunne foregå med én ekstra borerigg.

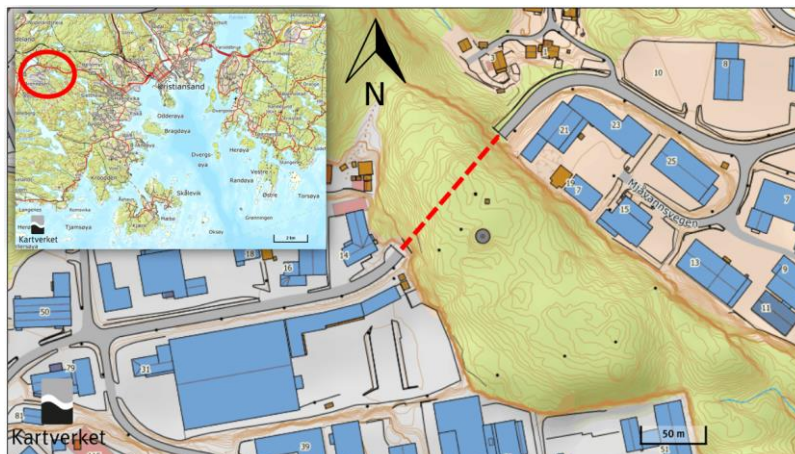
Etter boring og lading av fire salver ble alle skutt på samme tid, og ny syklus med tre og fire stuffer ble påbegynt etter lasting. Bergmasser fra de fire salvene ble samlet i røyser og lastet ut av innleide lastebiler. Gjennomsnittlig lastetid etter 4 salvesprengninger var ca. 2 - 3 timer, avhengig av strosseoverdekningen. Sprengning av flere salver samtidig førte til at lastebilene kunne jobbe mer kontinuerlig når de først ble leid inn. Arbeid på flere stuffer samtidig viste seg å være meget effektiv ved å gi en inndrift på 77 m/uke. På det meste var inndriften 120 m/uke. Gjennomsnittlig antall salver per døgn var 3,5 og varierte mellom 3 og 7 salver.

En utfordring var at tunnelhelningen i store deler av tunnelen var under 1 %. Den beskjedne helningen førte til at det var behov for å sprengne ut en dyp grøft, som ikke kunne sprenges ut med den opprinnelige boreriggen. Det ble etter hvert leid inn én ekstra borerigg som kunne bore og sprengne ut grøfta i etterkant av strossingen. I likhet med Forsatunnelen var det også problemer med løse blokker som ble hengende igjen i gamle bergbolter. Det oppsto mye heft og ekstra tid til kapping av gjenstående bolter hvor steinblokker hang fast.

5.1.3 Mjåvannstunnelen

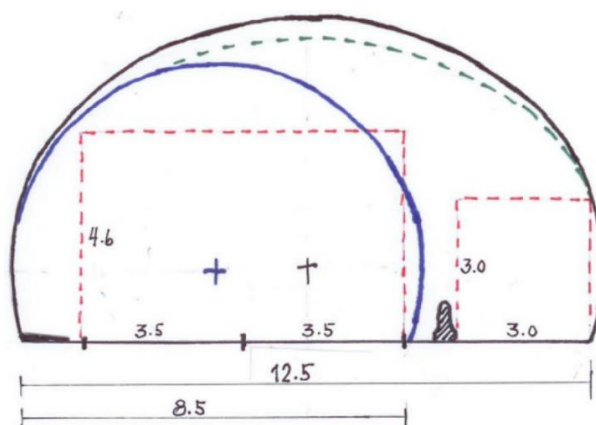
Mjåvannstunnelen er en 120 meter lang vegtunnel, som forbinder Mjåvann Industriområde og E39 ca. 5 km vest for Kristiansand, som vist i figur 5.7. Bergmassen i tunnelen består av granittisk gneis og øyegneis. Tunnelen ble i 2013 utvidet fra T8,5 til T12,5-profil, for å øke størrelsen på kjøreboksen og etablere gang- og sykkelveg. I tillegg ble det sprengt ut nye grøfter. Entreprenør og byggherre på prosjektet var henholdsvis AS Birkeland og Songdalen

kommune. I forbindelse med denne oppgaven har det blitt gjennomført flere samtaler med Håkon Birkeland (2020), som var prosjektansvarlig på prosjektet.



Figur 5.7: Oversiktskart over Mjåvannstunnelen hentet fra Kartverket.no. Tunnelen er eneste forbindelse inn til Mjåvann Industriområde.

Figur 5.8 viser arbeidstegningen utført av Agder Bergkonsulent med gammelt tunnelprofil (blå linje), strosset tverrsnitt (grønn linje), teoretisk T12,5-profil (sort linje) og kjøreboks (rød linje).



Figur 5.8: Arbeidstegning for strossing av Mjåvannstunnelen fra T8,5 til T12,5 profil (Agder Bergkonsulent, 2013). Tegningen viser gammelt tunnelprofil (blå linje), strosset profil (grønn linje), kjøreboks (rød linje) og teoretisk T12,5-profil (sort linje).

Nytt planlagt teoretisk profil ble tilpasset det gamle profilet av praktiske årsaker, ved å runde av T12,5-profilet med en mindre krumningsradius og redusert høyde i hengen. Krav om kjøreboks ble likevel tilfredsstilt, som vist i figur 5.8 (Agder Bergkonsulent, 2013).

5.1.3 i) Inndrift og metode for strossingen

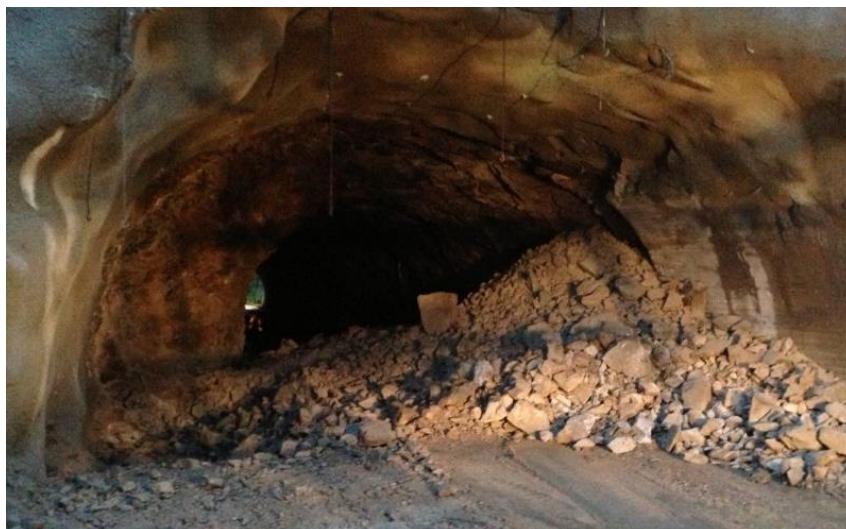
Det ble brukt totalt 6 arbeidsuker som ga en gjennomsnittlig inndrift på 20 m/uke ved å dele tunnallengden på antall arbeidsuker ($120 \text{ m} / 6 \text{ uker}$). Tunnelen ble strosset ut med 5 meter lange salver (4 salvesykluser / uke) med omtrent 170 fm^3 utsprengt bergmasse per salve, som ga 680 fm^3 per uke. Total utsprengt masse ble da ca. 4080 fm^3 ($6 \text{ uker} \times 680 \text{ fm}^3/\text{uke}$).

Det ble brukt én borerigg med tre borhammere, og tilkobling til strømaggregat og ekstern vanntilførsel. Sammenlignet med Forsatunnelen, hvor det ble brukt borerigg med én bom, gikk det med ekstra tid til rigging. Det ble vurdert som uhensiktsmessig å etablere flere stuffer på grunn av tunnelens korte lengde. Med flere stuffer ville det foregått mange arbeidsoperasjoner innenfor små avstander, noe som kunne ha ført til unødvendig heft og plassmangel. Ved strossing av lengre vegtunneler, slik som i Forsatunnelen og Langnestunnelen, er det mer hensiktsmessig å jobbe på flere stuffer. Trafikken ble ledet gjennom tunnelen i kolonner med ledebil samtidig som det ble gjennomført boring. Boringen måtte opphøre i tidspunktene trafikk passerte. Tunnelen ble stengt for trafikk på kveld og natt under sprengningen (Birkeland, 2020). Figur 5.9 viser boring av salvehull i Mjåvannstunnelen samtidig som trafikk passerer.



Figur 5.9: Boring av salvehull i Mjåvannstunnelen samtidig som trafikk passerer. Arbeidet måtte stoppe opp mens kolonnen passerte (Birkeland, 2020).

I sprengningsplanen ble det brukt borkroner med diameter 48 mm. Fjellet hadde medium til god sprengbarhet, og det ble benyttet Anolitt som sprengstoff og ikke-elektriske NONEL tennere. Hullene ble ladet med redusert ladning i konturen tilsvarende gule rør, og fulladede hull i strossehull for å oppnå ekstra god brytning av fjellet. Uladet lengde i salvehullene ble satt til 70 cm. I borplanen ble det brukt hullavstand på ca. 0,5 m i kontur med 0,7 m overdekning, og ca. 0,7 m hullavstand og 1 meter overdekning i 2.kontur. Strosshullene hadde hullavstand og overdekning på ca. 1 meter (Birkeland, 2020). Borehullene kan skimtes i figur 5.9. Etter salvesprengningen ble bergmassen bergsikret med midlertidig sikring og utsprengte masser ble lastet ut før gjenåpning for trafikk på dagtid. Bilde av røysa etter strossing av én salve er vist i figur 5.10. Tunnelen ble etter strossarbeidet, bergsikret med permanent sikring tilsvarende som for nybygd vegtunnel i henhold til Håndbok nr.021, som er en eldre versjon av håndbok N500. Det oppsto ingen stabilitetsproblemer under strossarbeidet.



Figur 5.10: Røys etter salvesprengning av stross i Mjåvannstunnelen (Birkeland, 2020).

5.1.4 Oppsummering av nøkkelinformasjon fra tidligere prosjekter

Tid brukt på arbeidsoperasjonene i de forskjellige tunnelprosjektene og internt i prosjektene varierer. Variasjonen skyldes i stor grad evne til tilpasning og planlegging av arbeidsoperasjoner, form for trafikkavviklingen, strossetverrsnitt og geologiske forhold i tunnelen. I tabell 5.1 er det listet opp tider for hver av arbeidsoperasjonene hvor dette var tilgjengelig, og det er forsøkt å gi en oversikt over hvilke arbeidsoperasjoner som ble utført parallelt innad i hvert prosjekt. Det er også listet opp en oversikt i tabell 5.2 over øvrige nøkkelparametere fra de undersøkte prosjektene som gjennomsnittlig inndrift, antall borhammere og gjennomsnittlig antall salvesprengninger per døgn.

Tabell 5.1: Tid brukt på de ulike arbeidsoperasjonene og total tid per salvesyklus i minutter, i Forsatunnelen, Langnestunnelen og Mjåvannstunnelen, med og uten fratrukket samtidighet.

Tider per salvelengde [min/salvelengde]	Forsatunnelen	Langnestunnelen	Mjåvannstunnelen
Ca. antall borehull	55	42	50
Boring salvehull og boltehull	150 - 200	Ca. 100	120 - 200
Pigging og rensk	Ca. 40	Ca. 40	30 - 45
Lading og skyting	60 - 90	Ca. 50	45 - 60
Ventilasjon	10	10	5
Lasting	60	30	90
Heft trafikkavvikling	60	0	60
Sum	380 - 460	230	350 - 460
Tid per salvelengde på 5 meter med samtidighet	280 - 330 (fratrukket lading og pigging/rensk)	140 (fratrukket lading og pigging/rensk)	320 - 415 (fratrukket pigging og rensk)

Tabell 5.2: Nøkkelinformasjon fra undersøkte tunneler med strossing.

Tunnel	Forsatunnelen	Langnestunnelen	Mjøvannstunnelen
Lengde [m]	685	1.700	120
Byggeår /strosseår	1970 / 2020	1988 / 2007	1980/ 2013
Strossetverrsnitt	T7,5 til T8,5	T8 til T9,5	T8,5 til T12,5
Gjennomgående bergart	Granittisk- og glimmergneis	Granittisk gneis	Granittisk gneis
Gjennomgående SPR	Middels-god	Middels-god	Middels-god
Strossetverrsnitt [m ³ /m]	21	11,4	34
Totalt strosset masse [m ³]	14.400	19.440	4.080
Ca. antall borehull per salve	50-55	40-45	48-53
Gj.snittlig antall stuffer	3	3,5	1
Gj.snittlig salvelengde [m]	4,3	5,2	5,0
Snitt hele salver per døgn [stk/døgn]	1,4	3,5	0,8
Tid brukt til strossing [uker]	23,2	22,0	6,0
Inndrift [m/uke]	29,5	77	20
Antall borerigger	1	1	1
Antall borhammere per borerigg	1	3	3
Tilkobling av ekstern vann-tilførsel og strømaggregat?	Nei	Ja	Ja
Trafikkavvikling	Kolonnekjøring dagtid. Stengt på natt	Tunnel stengt hele døgnet	Kolonnekjøring dagtid. Stengt på natt
Begrensninger	Stopp i arbeid ved passering av kolonne. Generell tilpasning til trafikkavvikling	Kun ett tilgjengelig påhugg. Ikke tillatt å bore og sprengte på nattestid etter kl.23 og på søndager	Stopp i arbeid ved passering av kolonne. Generell tilpasning til trafikkavvikling

5.1.4 i) Diskusjon av inndrift i de ulike prosjektene

Den største forskjellen i de undersøkte prosjektene kommer til syne ved å sammenligne inndrift i Langnestunnelen med de to resterende tunnelene. Den gjennomsnittlige inndriften er over 3 ganger så høy i Langnestunnelen sammenlignet med de to andre tunnelene. Dette skyldes nok i all hovedsak at Langnestunnelen kunne strosses med stengt tunnel, slik at arbeidet kunne gjennomføres uforstyrret hele døgnet. Det ble som nevnt uttrykt fra erfaringer i Forsatunnelen at det kunne vært mulig å drive 2 - 4 salver per døgn, med god planlegging og uten trafikkavvikling i tunnelen. Da kunne inndriften i Forsatunnelen blitt opptil 2,5 ganger så høy og følgelig en gjennomsnittlig inndrift på ca. 74 m/uke ($29,5 \text{ m/uke} \times 2,5$), som er i samme størrelsesorden med inndriften i Langnestunnelen på 77 m/uke. Til sammenligning ble det operert med en gjennomsnittlig salvelengde på nesten 1 meter lengre i Langnestunnelen enn i Forsatunnelen. Grunnen til den lave inndriften i Mjøvannstunnelen skyldes sannsynligvis at det kun ble utført strossing på én stoff, som følge av den korte tunnallengden og begrenset arbeidsområde.

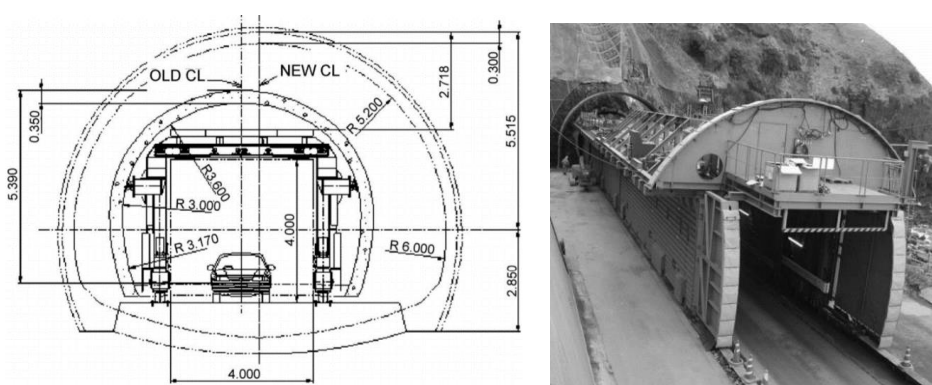
Inndriften i Langnestunnelen kunne sannsynligvis blitt økt ytterligere ved å leie inn én ekstra borerigg, slik at en kunne drevet 2 x 4 salver på samme tid. Det ville imidlertid vært behov for et ekstra drivelag og bedre samkjøring mellom de separerte stuffene. En kunne oppnådd bedre utnyttelse av stengetiden på natt ved å ha sprengt klart 8 salver kl. 23:00, slik at lastebilene kunne laste kontinuerlig i 5-6 timer og følgelig påbegynt boring av nye salver morgenen etter.

Et annet viktig poeng med den gode inndriften i Langnestunnelen var at det ble brukt en borerigg med tre borhammere til tross for lite strossetverrsnitt. Dette førte til at boringen tok vesentlig kortere tid, og at boringen kunne utføres parallelt med de andre arbeidsoperasjonene på flere stuffer. Forutsetningen var at alle stuffene var innenfor en rekkevidde på 150 m, som tilsvarte lengden på kabelen for tilkobling til strømaggregat og vanntilførsel. Arbeid innenfor 150 m ga også minimalt med tilrigging mellom hver stuff for boreriggen. Tilpasningen til lastebilene var også god, slik at lastebilene kunne jobbe kontinuerlig ved å laste masser fra fire salver på samme tid når de først ble leid inn. Det at entreprenøren forsøkte å time utlastingen til natt, når det ikke var lov å sprengte viste seg å også øke produktiviteten betydelig.

Legg også merke til at antall brukte borehull per salve i Mjåvannstunnelen og Forsatunnelen er likt, selv om strossetverrsnittet i Forsatunnelen er ca. 40% mindre. Det skyldes at i Forsatunnelen ble hele konturen strosset, i motsetning til i Mjåvannstunnelen. Når hele konturen skal strosses er det behov for flere borehull grunnet krav om mindre hullavstand.

5.2 Strossing av Shikishima-tunnelen i Japan

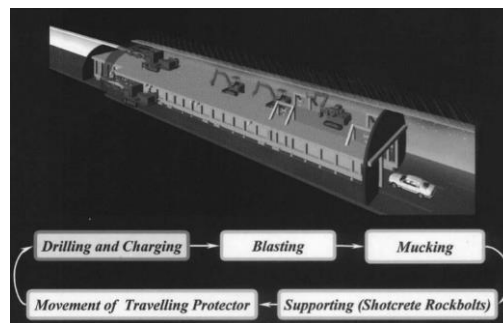
Shikishima-tunnelen på Hokkaido i Japan er en 98 meter lang tunnel som ble bygget i 1962, med et tunnelverrsnitt på 31 m² og bredde på 6 m. I 2003 ble tunnelen strosset til nytt tverrsnitt på 62,9 m² og bredde 9,75 m grunnet økt ÅDT og større kjøretøy. Dimensjonene til gammelt og nytt tunnelprofil, samt stillas for strossing med TEF er vist i figur 5.11 (Tonon, 2010).



Figur 5.11: Dimensjoner til ny og gammelt tunnelprofil, samt TEF for strossing i Shikishima-tunnelen på Hokkaido i Japan (Tonon, 2010).

Det var krav om at tunnelen skulle strosses uten å forstyrre trafikken, og det var ingen gunstige omkjøringsveger. Det ble derfor utført strossing med bruk av TEF. Tunnelen ble stengt i 20 minutter etter sprengning for ventilasjon og stabilitetsjekk av fjell og TEF. Bergarten besto hovedsakelig av massiv andesitt med gjennomsnittlig UCS på 150 MPa. Total drivetid var 5 måneder, og daglig inndrift var 1,0 - 1,2 m. Valgt drivemetode med TEF er vist i figur 5.12 og var en form for «Napoleon Hat-Staged method», med mindre bevegelige borerigger til D&B på siden og på toppen av skjoldet. Det ble ikke brukt større maskiner grunnet plassmangel. Bak-stuff ble det pigget med hydrauliske pigghammere og boring av boltehull (Tonon, 2010).

Boring, bolting og flytting av stillaset ble utført på dagtid. Sprengning, ventilasjon, lasting, boring av boltehull og påføring av sprøytebetong ble utført om natten. Ulempen med D&B ved bruk av skjold, er behov for korte salvelengder ned mot 1 - 2 meter for å unngå skade på stillas og skjold fra sprengningsrystelsene. Driving etter Crescent eller TWS-metoden ville ikke gitt samme problem med sprengningsrystelser ved bruk av mekanisk drevet utstyr, og driften kunne foregått mer kontinuerlig. Driving med mekanisk utstyr forutsetter at bergmassen ikke er for hard og massiv (Tonon, 2010).



Figur 5.12: Illustrasjon av drivemetode og rekkefølge av de ulike arbeidsoperasjonene ved strossing av Shikishima-tunnelen i Japan. På stuff ble det brukt 2 borerigger på toppen og ved siden av stillaset. Bak-stuff ble det brukt pigghammer og rigg til boring av boltehull (Tonon, 2010).

5.3 Pågående og planlagte prosjekter i Norge og på Færøyene

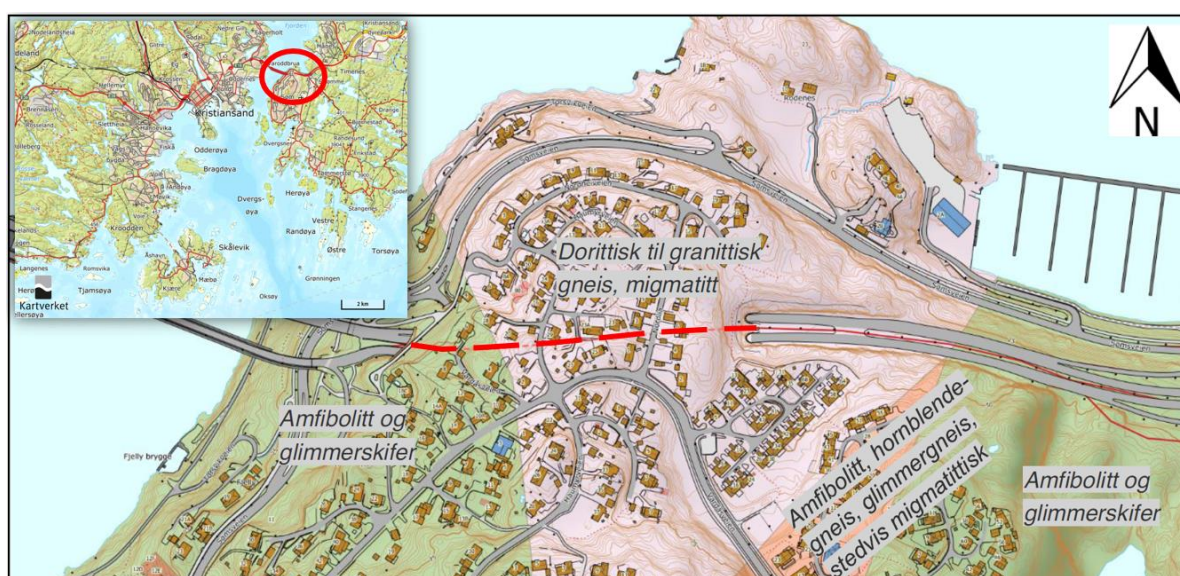
5.3.1 Haumyrheitunnelen

Haumyrheitunnelen er en høytrafikkert to-løps vegtunnel på E18 et par kilometer øst for Kristiansand, med ÅDT på 22.000 i hvert løp. Tunnelen er 348 meter lang og ble bygget i 1994. I forbindelse med etablering av nytt kollektivfelt, skal østgående tunnellop strosses fra T9 til T13-profil. Det tilsvarer strossing av ca. 42 m³/m bergmasse. Strossarbeidet skal begynne i løpet av juni.2020, og forventet tid brukt på strossing er 6 - 7 uker (Taksdal, 2020). Entreprenør og byggherre på prosjektet er Kruse Smith Entreprenør og Statens Vegvesen (Egeland, 2019).

Det ble utført en kort befaring til anlegget den 26.02.2020, for å snakke med fagfolk i Kruse Smith om tiltenkt drivemetode, utstysvalg og antatte utfordringer. På befaringsdagen var det ikke mulighet for videre inspeksjon, grunnet trafikk i tunnelen og snødekt terreng.

5.3.1 i) Geologiske bemerkninger og infrastruktur

Fra vestre portalområde og 100 meter østover i tunnelen består bergarten av amfibolitt og glimmerskifer. Resterende del av tunnelen går gjennom diorittisk til granittisk gneis vist i figur 5.13. Tunnelen går gjennom et tett bebygd boligområde, med bergoverdekning mellom 10 - 25 meter. Det vil derfor være strenge krav til sprengingsrystelser og strossingen vil derfor skje med forsiktig sprenging og salvelengde på 5 meter. Pillarbredden mellom de to løpene er kun 5 meter ved portalområdene, og mellom 8 og 15 meter i resterende deler av tunnelen.



Figur 5.13: Oversiktskart og berggrunnskart for Haumyrheitunnelen (innenfor rød sirkel / stiplet linje). Tunnelen går under tettbebygget boligområde i hovedsakelig diorittisk til granittisk gneis. Kart modifisert etter Sollie (2019).

Grunnet liten avstand mellom gammelt vann- og frostsikringshvelv og konturen, har det til nå ikke vært mulig å inspisere tunnelen innenfra. Det har derfor blitt utført tidligere undersøkelser i dagen, og vurderinger er basert på eldre grunnlagsmateriale fra tunnelens byggetid. Tidligere undersøkelser av bergmassekvaliteten sier at berget er moderat til sterkt oppsprukket, med relativt lave Q-verdier listet opp i tabell 5.3 (Hagelia, 1991):

Tabell 5.3: Vurdering av RQD og Q-verdier gjort i dagen langs tunneltraséen (Hagelia, 1991).

Område	Østre påhugg	Vestre påhugg	Mellom påhugg	Svakhetssoner
RQD	45-55	45-75	75-90	-
Q-verdi	0,9-2,2	0,8-2,2	3-4,9	< 1

Tunnelen oppfyller ikke dagens krav til bergsikring, og langtidsstabiliteten er vurdert som usikker. Det er registrert tegn til mindre blokknedfall som ikke er vurdert som alvorlige. Blokkstabilitet vil derfor bli undersøkt nærmere i kapittel 7. Grunnet liten bergoverdekning er det forventet liten endring i spenningsfordelingen som følge av strossingen. Grunnet økt spennvidde, kan det derimot forventes noe spenningsavløsning i hengen. Hovedtype stabilitetsproblem vil derfor være avløsning av blokker og nedfall i moderat til sterkt oppsprukne svakhetssoner (Sollie, 2019). Svakhetssonene er steile og er karakterisert med 5-10 sprekker per meter i kombinasjon med andre sprekkesett. Ingen av svakhetssonene går parallelt med tunnelen og det var ikke drive- eller stabilitetsproblemer i disse under nybygging av tunnelen. Det er kartlagt to framtreddende sprekkesett og subhorisontal foliasjon listet opp i tabell 5.4, som potensielt kan danne avgrensede blokker og som kan bli avløst etter strossing. Sprekkeorientering, sprekkeavstand og sprekkekarakter er listet opp i tabell 5.4 (Sollie, 2019):

Tabell 5.4: Målte sprekkesett i dagen langs tunneltraséen til Haumyrheitunnelen (Sollie, 2019).

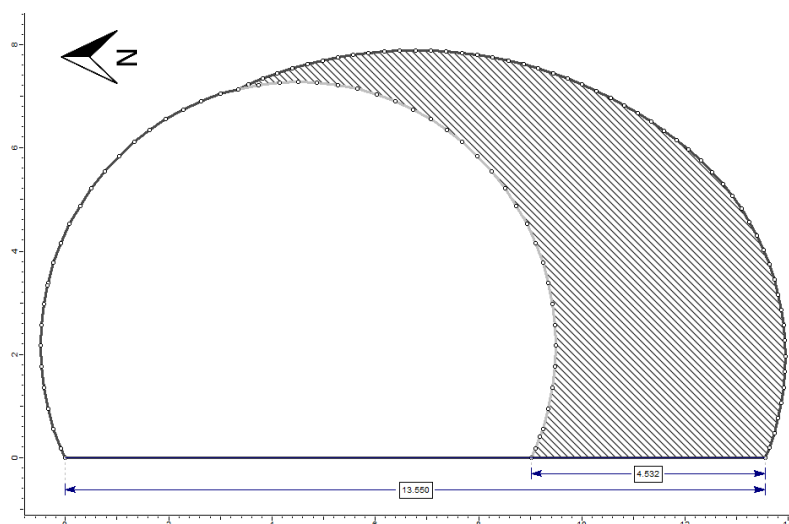
Sprekkesystem	SP1	SP2	Foliasjon
Orientering (fallretning/fall)	120-130/90±10-20°	205-215/90 ±10°	295-360/00-30°
Antall sprekker per meter	1-4	1-6	1-7
Sprekkekarakter	Ru og plan	Ru og plan	Ru og plan
Sprekkemateriale	Ingen	Ingen	Ingen

Det er gjort få målinger på bergmekaniske parametere på bergartene i forbindelse med tunnelbyggingen. Erfaringstall og målinger på tilsvarende bergarter fra NTNU og SINTEF vil derfor bli lagt til grunn for analyse av blokkstabilitet og drivetekniske parametere i kapittel 7 og 9.

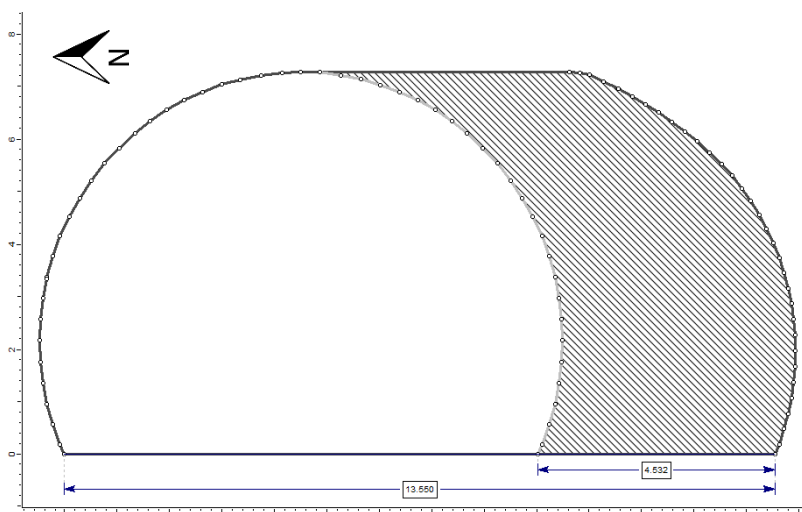
5.3.1 ii) Utforming av tunnelprofil

Det er kun østgående tunnellop som skal strosses. Strossingen skal utføres fra hengen og ned langs sørsiden av østgående løp. Det er valgt å strosse på sørsiden for å beholde pillarbredden og fordi bergoverdekningen øker mot sør, sett fra nordsiden av vestgående løp. Det skal også sprenges ut ny grøft på sørsiden av østgående løp (Egeland, 2019). Eksisterende tunnelprofil er T9,5 i begge tunnellopene, hvor østgående løp skal strosses til T13-profil. I prosjektoppgaven til Godtland (2019) ble det observert ulike forslag til hvordan T13-profilet skal utformes. De to ulike utformingene er vist i figur 5.14 - 5.15, og blir videre henvist som henholdsvis H1- og H2-profil. For strossing med H1-profil er det foreslått å bruke standard T13-profil etter håndbok N500, opp til søndre vederlag. Over hengen er det foreslått å avvike noe fra standard geometri, ved å bruke større krumningsradius for å oppnå bedre tilpasning til det gamle profilet og for å redusere høyden noe. En vil også oppnå mindre berguttak ved å avrunde hengen på denne måten (Sollie, 2019).

I forslaget om å strosse ut til H2-profil er det valgt å beholde den gamle høyden i det eksisterende tunnelprofilet for å beholde opprinnelig bergoverdekning. Det vil følgelig bli mindre berguttak sammenlignet med strossing av H1-profilen. Entreprenøren og byggherre har i løpet av våren 2020 blitt enige om å strosse østgående løp til H2-profil (Taksdal, 2020). I kapittel 7 og 9 vil det bli utført stabilitetsanalyse og vurdering av inndrift for de ulike profilene, for å vurdere hvilket profil som gir minst spenningsavløsning i heng og høyest inndrift.



Figur 5.14: Dimensjoner og alternativ strossing av Haumyrheitunnelen med tunnelprofil T9,5 til T13 (skravert område) med avrunding i hengen og tilpasning til gammelt profil (H1-profil).



Figur 5.15: Dimensjoner og alternativ strossing av Ha tunnelprofil T9,5 til T13 (skravert område) ved å beholde samme høyden (H2-profil). Dette tverrsnittet har byggherre og entreprenør, våren 2020, bestemt seg for å bruke (Pettersen, 2020).

Det har også vært diskusjon om hvorvidt nordre side av østgående løp skal bergsikres før eller etter strossing av søndre side. Argumentet for at det skal bergsikres på nordre side før strossingen, er for å oppnå bedre stabilitet og forebygge eventuelle blokknedfall kort tid etter strossingen. Argumentet for å bergsikre hele tunnelprofilen etter strossingen, er at sikringen ikke skal bli utsatt for sprengningsrystelser og eventuelle skader fra sprengingen (Sollie, 2019).

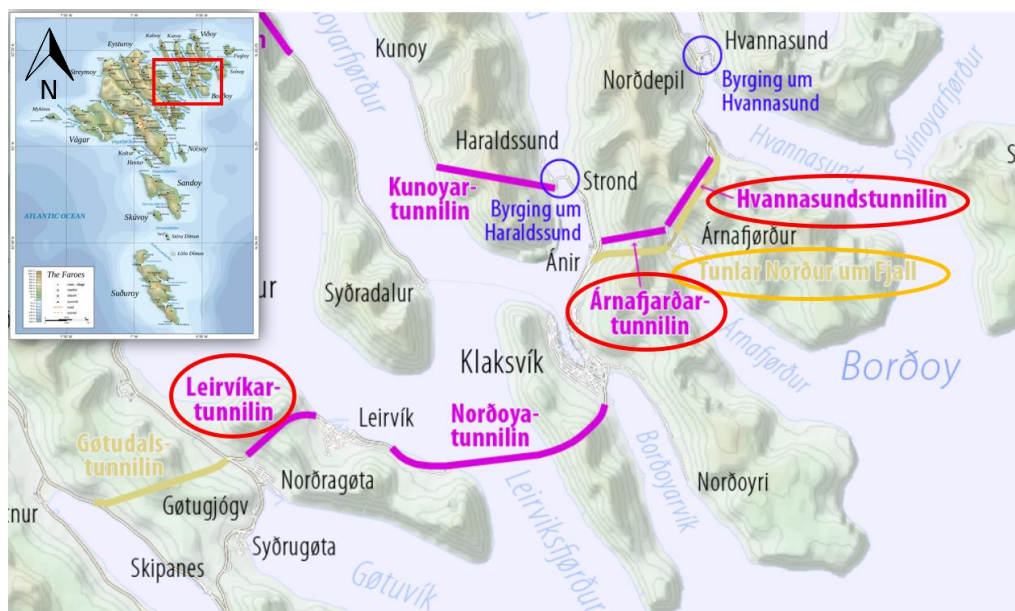
5.3.1 iii) Valgt utstyr og drivemetode

Valgt drivemetode er D&B med én borerigg og tre borhammere. Før strossingen i østgående løp starter skal vestgående løp sikres med ny bergsikring for å bedre stabiliteten. Det er videre bestemt at østgående løp skal forboltes før strossing, og bergsikres permanent langs hele tunnelprofilen etter hver salvesprengning. Forbolting før, og full bergsikring etter strossingen, blir gjort for å opprettholde stabiliteten i størst mulig grad og for å unngå at midlertidig bergsikring blir skutt ned under strossingen (Egeland, 2019).

I borplanen vil hullavstand og overdekning bli dimensjonert i henhold til krav i håndbok R761 *Standard beskrivelse for vegkontrakter* (SVV, 2015) og tidligere erfaringer fra kapittel 5.1. I ladeplanen skal det brukes slurry, og salvehullene skal lades med redusert ladning i konturhull og 2.kontur for å minimere sprengningsrystelsene. Rørladning vil bli brukt i konturhull ved behov for ekstra skånsom sprengning. På grunn av krav til sprengningsrystelser og liten bergoverdekning, vil det bli brukt elektroniske tennere som gir mer nøyaktig forsinkertid, og følgelig bedre sprengningsresultat (Taksdal, 2020). Forslag til utarbeidet sprengningsplan vil bli presentert i kapittel 8. I motsetning til Forsatunnelen og Mjåvannstunnelen, skal trafikken avvikles med omkjøringsveg grunnet høy ÅDT. Etablering av omkjøringsveg vil mest sannsynlig forbedre inndriften betydelig, da arbeidsoperasjonene kan foregå mer uforstyrret. Det skal også være trafikk i vestgående løp samtidig som strossingen i østgående løp pågår (Egeland, 2019).

5.3.2 Leirvíkartunnelin og Hvannasundstunnelin

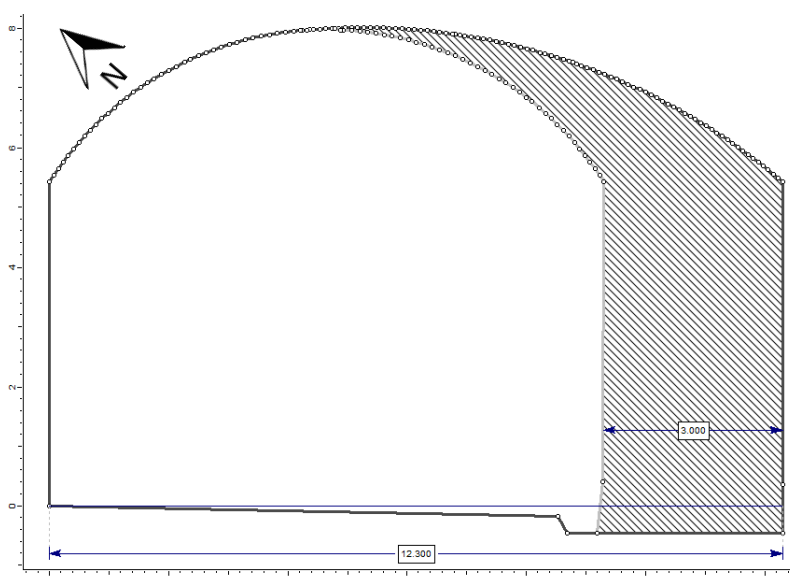
Landsverk på Færøyene ønsker en utredning av hvordan tre vegtunneler kan strosses på en effektiv og sikker måte. De tre tunnelene er Leirvíkartunnelin, Hvannasundstunnelin og Árnafjarðartunnelin vist i figur 5.16. I Leirvíkartunnelin er det et ønske om strosse for å etablere gang- og sykkelveg, slik som i Mjåvannstunnelen. I de to sistnevnte er det ønske om å strosse tunnelene slik at det er mulig å etablere fartsgrense på 80 km/t, eller eventuelt bygge helt nye tunneler. Samtlige av de tre tunnelene har ÅDT på ca. 1.400 og er viktige gjennomfartsårer til ellers adskilte bosettinger på Færøyene. Videre vil det gis en nærmere presentasjon av de ovennevnte tunnelene, og i kapittel 6 vil resultater fra befaring og undersøkelse av grunnlagsmateriale bli presentert. Grunnet likhet mellom Árnafjarðartunnelin og Hvannasundstunnelin er det valgt å undersøke den sistnevnte i større grad. Hvannasundstunnelin har noe mer utfordrende tunnelgeometri og geologi.



Figur 5.16: Oversiktskart over Færøylene og utsnitt med de aktuelle vegtunnelene (markert med rød sirkel). De nye vegtunnelene som muligens skal erstatte Árnafjarðartunnilin og Hvannasundstunnilin er merket med gul sirkel (Jarðfeingi, 2020).

5.3.2 i) Strossing av Leirvíkartunnilin

Landsverk vurderer å etablere gang- og sykkelveg i den 2.200 meter lange Leirvíkartunnilin for å oppnå bedre framkommelighet mellom de to landsbyene Leirvík og Norðragøta. Vegtunnelen skal i så tilfelle strosses fra T8,5 til T12-profil, hvor Landsverk ønsker å beholde loddrette vegger. Strossingen tilsvarer et berguttak på ca. $33 \text{ fm}^3/\text{m}$ fra gammelt profil, med tverrsnitt 68 m^2 til nytt profil med tverrsnitt 101 m^2 . Berguttaket vil skje på én siden av tunnelen, der høyden i tunnelen vil forbli uendret vist i figur 5.17.

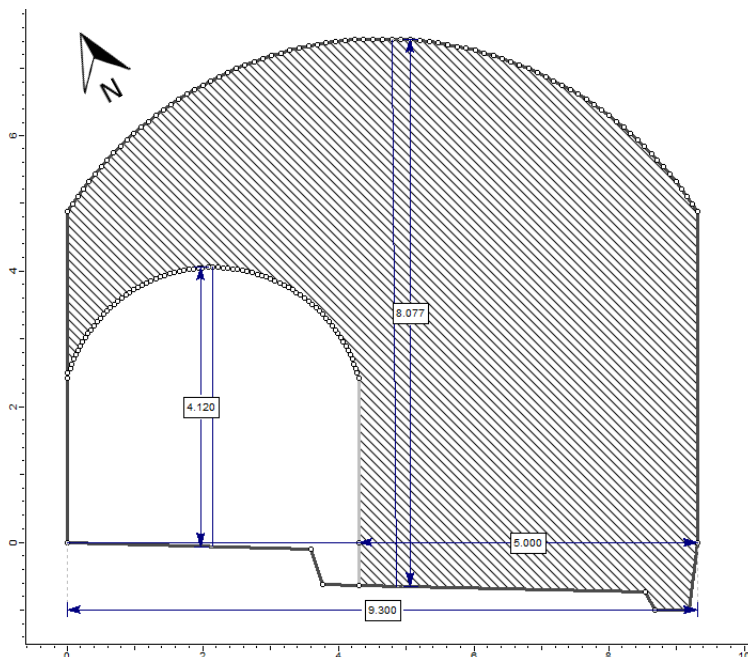


Figur 5.17: Prinsipiell skisse av Leirvíkartunnilin med strossing fra T8,5 til T12-profil.

5.3.2 ii) Hvannasundstunnilin og Árnafjarðartunnilin

Hvannasundstunnilin og Árnafjarðartunnilin er henholdsvis 2.100 og 1.650 m lange vegtunneler som ble bygd i 1967 og 1965. Tunnelene forbinder byen Klaksvik, og bosettingene Árnafjørður og Norðepil, nord-øst på Færøylene. Tunnelene er meget trange, enveiskjørte og er ikke i henhold til dagens standard om krav til kjøreboks etter håndbok N500. Det er allerede pågående planer for å bygge nye vegtunneler som erstatter de gamle, og som vil gå omtrent 300 - 500 meter sør for de eksisterende tunnelene vist med grønn linje i vedlegg G.

De gamle tunnelene har profil tilsvarende T4-profil med loddrette vegger. Nytt ønsket profil er T8,5-profil vist i figur 5.18. Tunnelene må da strosses med 5 meter i bredden og 4 meter i høyden for å oppnå ønsket tverrsnitt. Strossingen vil tilsvare et berguttak på ca. $60 \text{ fm}^3/\text{m}$ fra gammelt profil med tverrsnitt 16 m^2 til 76 m^2 . Det nye profilet vil være stort nok til å etablere fartsgrense på 80 km/t. Ved påhuggene til begge tunnelene er det meget krappe svinger som vil by på problemer. Her må det enten strosses i betydelig grad eller drives nye tunnelpåhugg med større krumningsradius for å oppnå krav til veg-geometri. Hvannasundstunnilin har også krappe stigninger over 5% flere steder i tunnelen, som fører til dårlig sikt og potensielt farlige trafikksituasjoner. Stigningen kan utjevnes ved å enten strosse bunnen, eller strosse ekstra i hengen og utjevne med fyllmasser. Begge alternativene vil by på utfordringer ved eventuell trafikkavvikling i tunnelen.



Figur 5.18: Prinsipiell skisse av Hvannasundstunnilin med strossing fra T4 til T8,5 profil (tilsvarende L1-profil, vist i vedlegg B). Strossingen kan også utføres som L2-profil, vist i vedlegg B.

I en tidligere utredning utført av Norconsult (2015) har tre metoder for trafikkavvikling og antatt byggetid for strossing av Hvannasundstunnelen og Árnafjardartunnelen blitt listet opp:

- ❖ Metode 1 med stengt tunnel under sprengningsarbeider, og åpen i henhold til metode 2 for andre arbeider. Byggetid: 50 uker.
- ❖ Metode 2 åpen for trafikk mellom 06.30-08.00 og 16.00-17.30 i hele byggeperioden. Byggetid: 65 uker.
- ❖ Metode 3 åpen for trafikk mellom 06.30-08.00, 16.00-17.30 og 22.00-22.30. Byggetid: 70 uker.

Norconsult antar videre at to eller tre borerigger er mest aktuelt for dette prosjektet med tanke på tilgjengelig utstyr og mannskap. Framdriftsmessig vil det være mest gunstig med 4 borerigger og fire drivlag, med to i hver av tunnelene (Norconsult, 2015).

Trafikkavvikling med metode 2 og 3 vil følgelig gi en inndrift på henholdsvis 32,3 og 30 m/uke, ved å dele tunnallengden til den lengste tunnelen (isolert sett) på byggetiden. En antar dermed parallell drift i begge tunneler. Til sammenlikning var inndriften 29,5 m /uke i Forsatunnelen og 20 m/ uke i Mjåvannstunnelen, hvor det var kontinuerlig trafikkavvikling på dagtid og stengt nattestid, med kun én borerigg.

Ved å anta én borerigg og ett drivlag i hver av tunnelene vil situasjonen tilsvare strossing av Forsatunnelen. Strossetverrsnittet og tunnallengden er derimot mye større slik at inndriften isolert sett bør bli lavere. Ved å direkte bruke erfaringstall fra Forsatunnelen og Mjåvannstunnelen vil byggetiden for Hvannasundstunnelen være henholdsvis 71 uker (2.100 m / 29,5 m/ uke) og 105 uker (2.100m / 20 m/uke).

Trafikkavviklingen som ble utført i Forsatunnelen med kontinuerlig kolonnekjøring på dagtid og stengt tunnel på natten, er ikke hensyntatt i Norconsult sin utredning. Fordelen med de ovennevnte metodene er at trafikkavviklingen er konsentrert til gitte tidspunkt, slik at arbeidet kan gå uforstyrret ellers. Ulempen er at det kreves mer planlegging og tilpasning mellom åpningstidene, ved at for eksempel bergmasser fra strossingen ikke kan sperre vegbanen og at hengen må være tilstrekkelig bergsikret når trafikk skal sendes gjennom.

6 Felt- og laboratorieundersøkelser

I følgende delkapitler vil resultater fra feltundersøkelsene og laboratorietester bli presentert. Innledningsvis vil det bli gitt en presentasjon av regionalgeologien på Færøyene, og viktige trekk ved denne som vil ha innflytelse på stabilitet og drivetekniske egenskaper ved strossing av Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen.

6.1 Feltkartlegging og befaring på Færøyene

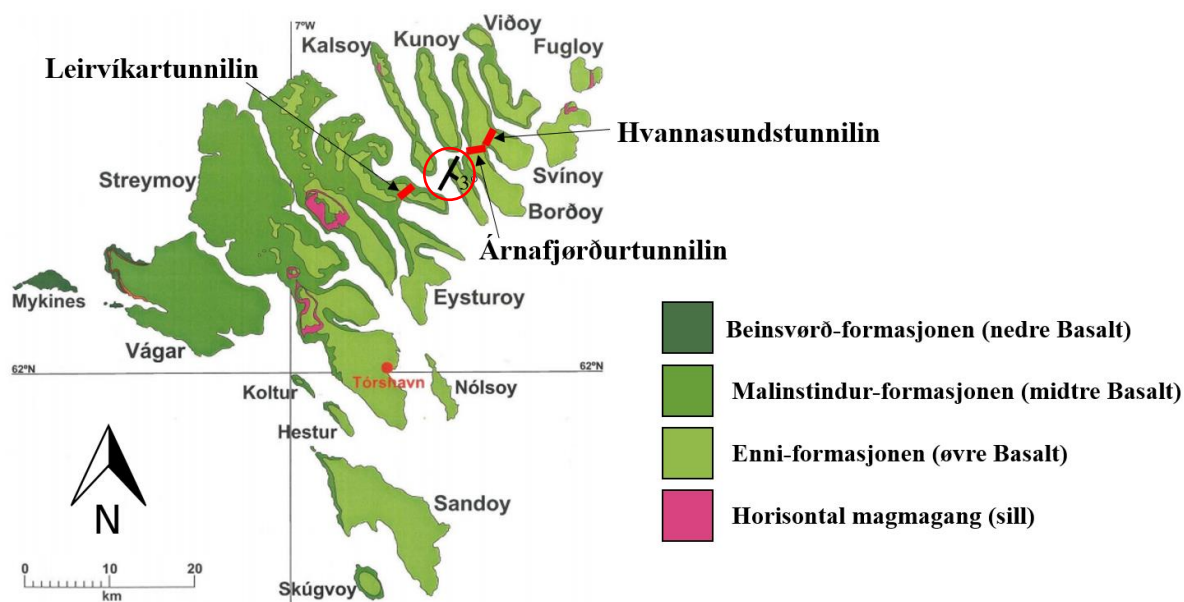
Som en del av arbeidet med masteroppgaven ble det utført innsamling av grunnlagsmateriale og samtaler med fagpersoner på Færøyene. Det ble følgelig gjort observasjoner og feltundersøkelser i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen, som Landsverk vurderer å strosse. Befaringen ble gjennomført i tidsrommet 11.02-13.02.2020. Formålet med feltundersøkelsene har vært å sammenligne og verifisere informasjon opp mot tidligere utførte undersøkelser, for å øke påliteligheten til inngangsparametere i stabilitetsvurderinger og inndriftsprognoser.

Feltundersøkelsene besto av kvantitative strøk -og fallmålinger, målinger av sprekkeavstand og utholdenhet til utpregede sprekkesett. Sprekkekarakter med tilhørende JRC og J_a -verdi ble vurdert kvalitativt, og supplert med Schmidt-hammer målinger for estimering av JCS i Barton-Bandis kriteriet. Q-verdier ble også vurdert ved fire lokaliteter i hver av de to tunnelene som ble undersøkt. Det ble også gjort innsamling av én steinprøve i Leirvíkartunnelen for videre testing av stabilitetsmessige og drivetekniske parametere i laboratorium. Disse testene inkluderte måling av punktlastindeksen I_{s50} , lydastighet, tetthet, sprøhetstallet (S_{20}), Sievers-J-verdi (SJ) og slitasjeverdi for borstål (AV). De målte parameterne ble videre brukt til å estimere UCS, sprengbarhet (SPR), borsynkindeksen (DRI) og borslitasjeindeksen (BWI).

6.1.1 Regionalgeologi og tidligere utførte undersøkelser på Færøyene

Tolkning av den generelle færøyske regionalgeologien og for området rundt de aktuelle vegtunnelene er presentert av Heinesen (2008), (Passey S. R., 2004) Højgaard (2009b), Waagstein (1988) og Walker (2010). Geologien på Færøyene består hovedsakelig av avsatte lavastrømmer, som senere størknet og ble lagdelte basalter fra kontinental rifting mellom Grønland og Europa for ca. 60 millioner år siden. Stratigrafien består av en nedre (Enni-formasjonen), midtre (Malinstindurformasjonen) og øvre (Beinsvørdformasjonen) basaltrekke, der den nederste ble avsatt først (Heinesen, 2008). Figur 6.1 viser utgående til de ulike lagrekkene og tilhørende laghelning. Utgående og lokaliserte svakhetssoner er vist i figur 6.2.

Den øvre og midterste basaltrekken har hver for seg en stratigrafisk tykkelse på ca. 1,5 km med en intern lagdeling på henholdsvis 10 og 1-2 meter. Begge undersøkte vegtunneler befinner seg hovedsakelig i den midtre basaltrekken bestående av porfyrisk og afyrisk basalt av varierende kvalitet. Helningen på lagrekken i det aktuelle området er på ca. 3° mot sør-øst. Mellom den øvre og den midtre lagrekken ligger Sneis-formasjonen som består av ca. 1 m tykk vulkanoklastisk sandstein (Waagstein, 1988) (Højgaard B., 2009b). Sandsteinen har en rødlig farge og er mykere og svakere enn den omkringliggende basalten, og er derfor av ingeniørgeologisk interesse knyttet til stabilitet.

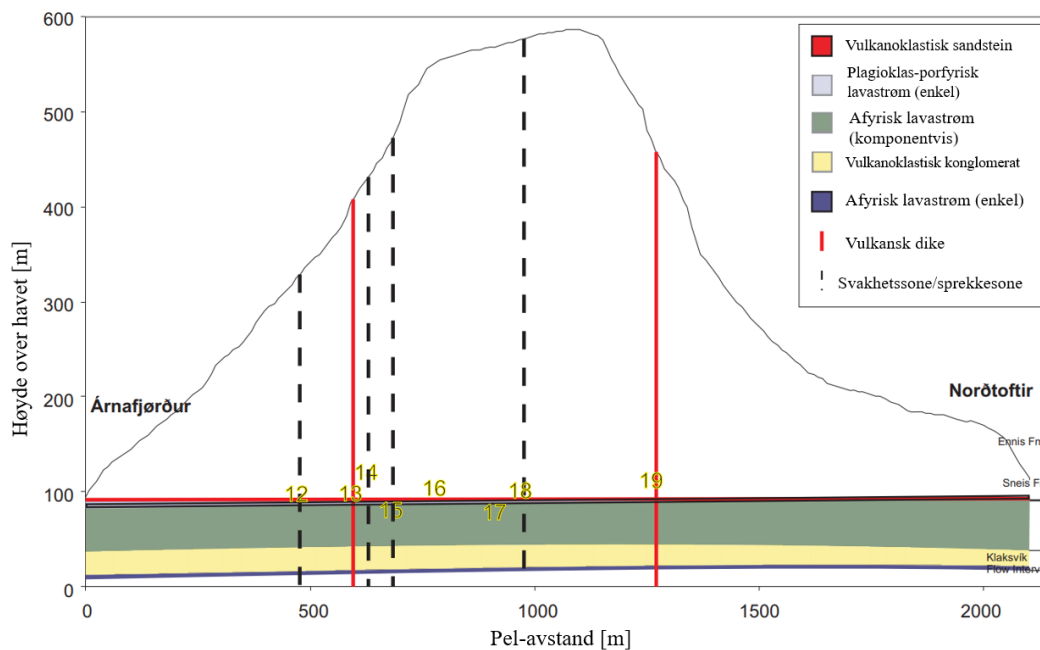


Figur 6.1: Oversikt over regionalgeologien på Færøyene. I det aktuelle området (rød ring) er det påtegnet 3° helning av lagpakken mot sør-øst. Modifisert etter Passey (2004) og Walker (2010).



Figur 6.2: Oversiktskart over aktuelt område med omtalte vegtunneler. Kartet viser fordeling av de ulike basalt-rekkene og lokaliserte svakhetssoner og diker (Jarðfeingi, 2020).

Fra ca. 60 - 20 millioner år siden ble Færøyene utsatt for seks sykluser med regional rifting og oppsprekking av stratigrafien (Walker, 2010). Etter dannelsen av den midtre og den nedre basaltrekken, ble lagpakken utsatt for ekstensjon som har dannet steile diker og svakhetssoner i form av tett oppsprukket bergmasse med Q -verdier < 5 . Ekstensjonen gikk i retning $60 - 80^\circ$ og dannet sprekkesystem med strøk $150 - 170^\circ$. Under og etter dannelsen av Sneis- og Enni-formasjonen (øvre basaltrekke) skjedde ekstensjonen i retning N-S og dannet sprekkesystem med strøk $070 - 090^\circ$ (Højgaard B. , 2009a). Det bør derfor være mulig å identifisere utpregede sprekkesett med strøk $150 - 170^\circ$ og $070 - 090^\circ$ i de omtalte tunnelene, som befinner seg i den midtre basaltrekken. Figur 6.3 viser fire identifiserte svakhetssoner og to diker i Hvannasundstunnilin med tilnærmet steilt fall. Disse vil være av ingeniørgeologisk betydning under strossing av tunnelen.



Figur 6.3: Geologisk snitt langs Hvannasundstunnilin (95-100 moh) med stratigrafisk presentasjon av Sneis-formasjonen. Snittet viser identifiserte svakhetssoner og vulkanske diker. Modifisert etter Højgaard (2009b). Svakhetssonene og dikene har typisk Q -verdi fra 2 - 5, mens den øvrige bergmassen har Q -verdi fra 15 og oppover (Højgaard B. , 2009c).

Jardfeingi har utført flere feltkartlegginger i Hvannasundstunnilin, som viser estimerte Q -verdier og karakterisering av bergmassen ved utvalgte lokaliteter i tunnelen. Det er også utført tre kjerneboringer i nær tilknytning til Hvannasundstunnilin. I bergmassen forøvrig er Q -verdien typisk estimert til mellom 15 - 40, synonymt med god bergmassekvalitet. Det er også utført geologisk inspeksjon av Rambøll i både Hvannasundstunnilin og Árnafjarðartunnilin (Salomonson & Thorsager, 2007). Begge tunnelene er bergsikret med spredt bolting, netting og vannsikring i tørre og vannførende svakhetssoner.

I Árnafjarðartunnilin er det registrert utfall karakterisert som «stort utfall» i hengen, som nå er pigget og sikret med bolter og netting. I både Hvannasundstunnilin og Árnafjarðartunnilin er det registrert utfall på opptil 1 m^3 i veggene grunnet ugunstig sprekkeorientering. Bergmassen er karakterisert som bom i veggene i begge tunnelene, og noe mindre i hengen. I Árnafjarðartunnilin er det også registrert utfall i hengen karakterisert som «større utfall», som i dag er pigget og sikret med bolter og netting. Utfall i hengen i Hvannasundstunnilin vil trolig også være mulig da disse to tunnelene ligger i kort avstand fra hverandre og har relativt lik sprekkegeometri. Ved strossing av disse tunnelene vil blokkstabiliteten trolig bli påvirket, da tunnelspenntet vil økes betraktelig fra T4 til T8,5. I kapittel 7.2 vil det derfor bli gjort en analyse på blokkstabilitet i Unwedge for Hvannasundstunnilin. Figur 6.4 - 6.5 viser lokaliteter i Árnafjarðartunnilin og Hvannasundstunnilin hvor det har skjedd utfall av blokker.



Figur 6.4: Foto fra tunnelinspeksjon ved pel 300 i Árnafjarðartunnilin som viser område med utfall i hengen, som i dag er sikret med netting og bolter (Salomonson & Thorsager, 2007).



Figur 6.5: Foto av vegg ved pel 950 i Hvannasundstunnilin der det tidligere har vært utfall på 1 m^3 på grunn av ugunstig sprekkegeometri (Salomonson & Thorsager, 2007). Under inspeksjonen var det markert for bolter, men som fortsatt ikke var installert.

I tabell 6.1 - 6.2 er det listet opp lokaliteter i tunnelene med observerte stabilitetsproblemer.

Tabell 6.1: Oversikt over lokaliteter i Árnafljarðartunnilin med stabilitetsproblematikk (Salomonson & Thorsager, 2007).

Pel-nummer	Kommentar
0000-0050	Bomt berg i vegg. Mindre løse blokker. Kraftig korrosjon på bolter, bør erstattes.
0300-0330	Tidligere større utfall. Bergsikret med bolter og netting. Bomt berg i vegger.
1311-1340	Mykere fjell som følger tunnelhenget. Mye «krystallhulrom». Bomt fjell i vegg.

Tabell 6.2: Oversikt over lokaliteter i Hvannasundstunnilin med stabilitetsproblematikk (Salomonson & Thorsager, 2007).

Pel-nummer	Kommentar
0950-1015	Pigget ned løs blokk i vederlag på 1 m ³ . Ugunstig sprekkegeometri i vegger som kan gi farlige utfall. Markert for nye bolter, men ikke installert.
2050-2100	Mye bomt fjell, men fastsittende.

I Leirvíkartunnilin er det også utført geologisk inspeksjon av Rambøll i 2007. Det er imidlertid ikke utført målinger av sprekkesett og estimering av Q-verdier i tunnelen. Tunnelen er hovedsakelig lite bergsikret med spredt bolting og vannsikret i noen vannførende svakhetssoner. Det er presisert at tunnelen har meget varierende geologi hvor basalten framtrer i mange ulike varianter (Salomonson & Thorsager, 2007). Basaltens porøsitet varierer i stor grad innenfor korte avstander med større og mindre hulrom. Bergmassen klassifiseres som bom med løse blokker i både heng, vederlag og vegger. Rambøll har derfor anbefalt at tunnelen bergsikres med sprøytebetong ved utsatte lokaliteter, men dette er fortsatt ikke utført per 02.2020. Tabell 6.3 viser oversikt over lokaliteter med stabilitetsproblematikk.

Tabell 6.3: Oversikt over lokaliteter i Leirvíkartunnilin med stabilitetsproblematikk (Salomonson & Thorsager, 2007).

Pel-nummer	Kommentar
0193-0250	Bomme flak i heng og vegger. Svekket bergsikring.
0850-0950	Løse blokker i heng. Mangelfull bergsikring.
1128 - 1145	Mistanke om svelleleire eller frostsprengning. Vannførende sone. Mangelfull bergsikring.

Økt behov for sprøytebetong og systematisk bolting i områder med løse blokker må forventes hvis tunnelen skal strosses fra T8,5 til T12,5, særlig ved etablering av sykkelvei hvor konsekvensene er store ved eventuelle blokknedfall.

6.1.2 Feltekartlegging i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen

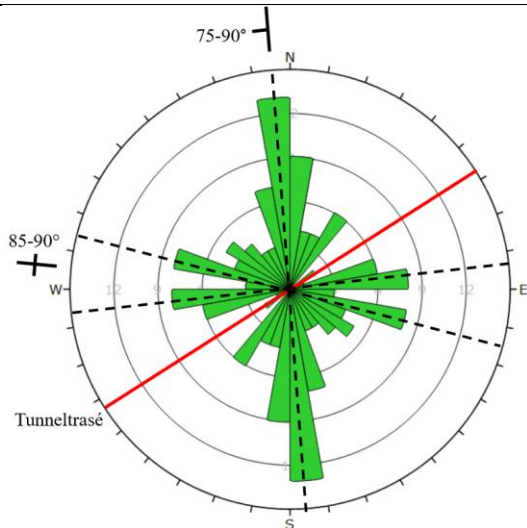
Tirsdag 11.02.2020 ble det gjort observasjoner fra bil i begge tunnelene i samtale med sivilingeniør Friðrik Heinesen fra Landsverk, før videre feltundersøkelser. I tillegg ble det gitt en introduksjon av geolog Bartal Højgaard, om den generelle geologien på Færøyene. Samtalene var nyttig for å få et overblikk og hvilke stabilitetsproblemer som kunne forventes i tunnelene. Natt til onsdag 12. og torsdag 13.02.2020 ble det utført ingeniørgeologiske feltundersøkelser i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen. Arbeidet ble utført mellom kl. 22:00 og 03:00 i førstnevnte, og mellom kl. 23:00 og 03:00 i sistnevnte. I Leirvíkartunnelen var tunnelen stengt mellom kl. 22:00 og 06:00 for installering av supplerende bergsikring. Det ga rom for inspeksjon av tunnelkonturen i oppgitt tidsrom, i samarbeid med personell fra NCC. I Hvannasundstunnelen ble trafikk sluppet gjennom, og arbeidet foregikk med bil og en ansatt fra NCC både med hensyn til sikkerhet og hjelp til lokalisering av pel-numre.

6.1.2 i) Kartlegging av sprekkeorientering

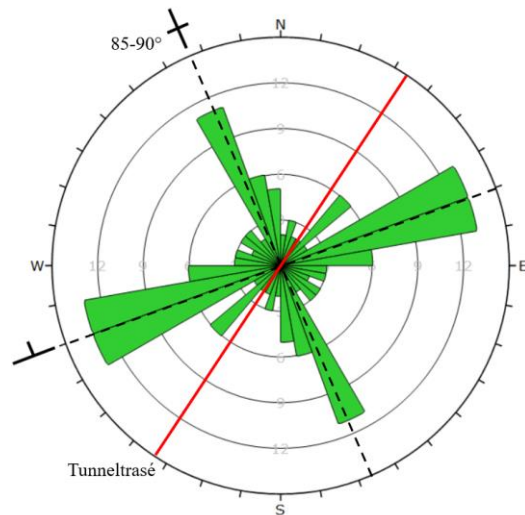
Det ble under befaringen utført til sammen 177 målinger av strøk og fall på sprekkeflater, hvorav 90 målinger i Leirvíkartunnelen og 87 målinger i Hvannasundstunnelen. Målingene ble gjort ved fire ulike lokaliteter i hver tunnel. Sprekkene var hovedsakelig forkastningssprekker med steilt fall mellom 70 - 90°. Lagdelingen ble kun observert ved noen få lokaliteter med fall mellom 3-5°, og kunne noen ganger forveksles med gamle borpiper. Av de steile forkastningssprekkene i Leirvíkartunnelen ble det kartlagt to hovedsprekkesett med strøk N-S (SP1L) og Ø-V (SP2L), med fall 75-90° (SP1L) og 85-90° med altererende fallretning (SPL2). I Hvannasundstunnelen ble det kartlagt hovedsprekkesett med strøk NNØ - SSV (SP1H) og ØNØ-VSV, med fall 85-90° og altererende fallretning (SP1H) og 70-90° (SP2H). Tabell 6.4 viser oversikt over kartlagte sprekkesett i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen. Figur 6.6-6.7 viser sprekkerose for sprekkemålingene med inntegnet tunneltrasé.

Tabell 6.4: Oversikt over kartlagte sprekkesett med strøk/fallretning og fall.

Sprekkesett	Strøk/fallretning	Fall	Kommentar
SP1L	N-S / 265-275°	75-90°	Noe altererende fallretning
SP2L	Ø-V / <340-020°,160-200°>	85-90°	Altererende fallretning
SP1H	NNV-SSØ / <060-080°,240-260°>	85-90°	Altererende fallretning
SP2H	ØNØ-VSV / 330-350°	70-90°	Noe altererende fallretning



Figur 6.6: Sprekkerose for Leirvíkartunnilin
($n = 90$).



Figur 6.7: Sprekkerose for Hvannasundstunnilin
($n = 81$).

Tunnelaksene er orientert med vinkel 057° i Leirvíkartunnilin og 033° i Hvannasundstunnilin som er gunstig i forhold til strøket på sprekkesettene.

6.1.2 ii) Vurdering av sprekkenes karakter

På grunn av begrenset tilgang på tid ble det kun foretatt enkle subjektive vurderinger med én meters tommestokk av sprekkenes karakter. Vurderingene ble gjort for estimering av J_r , J_a og JRC. I Hvannasundstunnilin og Árnafjarðartunnilin er det tidligere gjort målinger av J_r og J_a på henholdsvis 1,5 og 4 i svakhetssoner. I området med Q-verdi større enn 20 er J_r og J_a stort sett målt til henholdsvis 3 og 2 (Højgaard B. , 2009a). Ifølge Barton (1987), kan J_r og J_a knyttes opp mot JRC og den residuale friksjonsvinkelen φ_r til gitte sprekker. Tatt Højgaard sine målinger i betraktning vil JRC, ifølge Barton (1987) ligge i størrelsesordenen 2,5 - 14. Tilsvarende vil residual friksjonsvinkel ligge mellom $25 - 30^\circ$.

Sprekkene i både Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin, kunne enten betraktes som ru og plan, eller glidespeil og undulerende. Sprekkene har blitt vurdert som ru og plan over 1 meter, som tilsvarer en JRC-verdi på 2,3 etter (Barton N. , 1987). Dette er en konservativ betraktning da sprekkene også kunne blitt vurdert til glidespeil og undulerende ($JRC = 7$) over 20 cm, avhengig av øyet som ser. Det var også mye belegg på sprekkflatene fra flere år med trafikk i tunnelene. Belegget gjorde det vanskeligere å gjøre pålitelige vurderinger. For videre analyse av blokkstabilitet i kapittel 7.2 er det valgt å bruke JRC på 2,5 for sprekkplanene i begge tunnelene.

Ved å bruke den mest ugunstige parameteren og samtidig få en stabil situasjon, vil alle andre situasjoner med gunstigere parametere også være stabile (Grøv, 2020).

6.1.2 iii) Bergmasseklassifisering med Q-metoden

Under befaringen ble det utført bergmasseklassifisering ved fire lokaliteter i Leirvåkartunnelen og fire lokaliteter i Hvannasundstunnelen med Q-metoden. Begge metodene innebærer delvis og helt subjektive vurderinger. Hensikten med klassifiseringen var å sammenligne og verifisere resultater mot tidligere utførte Q-vurderinger. Undertegnede er kjent med tidligere Q-målinger i svakhetssoner i Hvannasundstunnelen som er listet opp i tabell 6.6. I tillegg er det utført tre kjerneboringer i umiddelbar nærhet. Det er ikke gjort funn av tidligere Q-målinger i Leirvåkartunnelen, og resultater fra denne tunnelen vil bli supplert med observasjoner fra tidligere utførte inspeksjoner. Resultater fra befaringen er listet opp i tabell 6.5 og tabell 6.7.

Tabell 6.5: Resultater fra måling av Q-verdi og GSI ved fire lokaliteter i Leirvåkartunnelen.

Pelnummer	RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	Q _{min}	Q _{max}
50	[70-75]	[6-9]	1,5	1,0	[0,66-1]	1,0	7,7	18,8
600	[80-85]	[6-9]	1,5	[1-2]	[0,66-1]	1,0	4,4	21,3
1350	[85-90]	[6-9]	1,5	1,0	1,0	1,0	14,2	22,5
1950	[80-85]	[6-9]	1,5	1,0	[0,66-1]	1,0	8,8	21,3

Tabell 6.6: Tidligere utførte målinger av Q-verdi i tre svakhetssoner i Hvannasundstunnelen (Højgaard B., 2009a)

Pelnummer	RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	Q
608	30	15	1,5	2	1	1	2
990	20	6	2	4	1	1	2
1280	40	15	1,5	2	1	1	2

Tabell 6.7: Resultater fra måling av Q-verdi ved fire lokaliteter i Hvannasundstunnelen.

Pelnummer	RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	Q _{min}	Q _{max}
500	[90-95]	[6-9]	1,5	1	1	1	15,0	23,8
650	[50-60]	[6-9]	1,5	1	[0,66-1]	1	5,5	15,0
950	[75-80]	[6-9]	1,5	1	[0,5-0,66]	1	6,3	13,2
1400	[50-60]	[6-9]	1,5	3	[0,66-1]	1	1,8	5,0

I Leirvåkartunnelen ble mest ugunstigste Q-verdi målt til 4,4 i oppsprukket sone, og 10-20 i øvrig bergmasse. I svakhetssonene i Hvannasundstunnelen ble mest ugunstige Q-verdi vurdert til 1,8 av undertegnede og 2,0 av Højgaard (2009a). Øvrige Q-verdier i tunnelen ble målt til mellom 5 og 15. Målte Q-verdier og omregnet RMR-verdi vil bli brukt til vurdering av endring i nødvendig sikringsomfang og reduksjon i «stand-up time» i kapittel 7.1

6.1.2 iv) Måling med Schmidt-hammer for bestemmelse av JCS i Leirvikartunnelen

Ved bruk av Schmidt-hammer i felt kan trykkfastheten til sprekkeflater (JCS) bestemmes. En Schmidt-hammer består av et stempel som belastes med en fjær. Stempelet utløses når endestykket presses mot sprekkeflaten med nok kraft. I sammenstøtet overføres energi til bergmassen. Hardheten til bergmassen vil påvirke hvor mye av denne energien som reflekteres over sprekkeflaten. Ved å ta det prosentvise forholdet mellom fjærens utstrakte lengde før og etter sammenstøtet vil en få ut en rekylverdi (Aydin, 2008). Rekylverdien er avhengig av orienteringen på Schmidt-hammeren, og må derfor korrigeres før avlesning av JCS i figur 6.9. Det ble under feltkartleggingen brukt en Schmidt-hammer av typen L. De fleste målingene ble gjort horisontalt, og de resterende ikke-horisontale målingene ble derfor konvertert til horisontal måling. Figur 6.8 viser horisontal måling av rekylverdi på et sprekkeplan i Leirvikartunnelen med Schmidt-hammer type L.



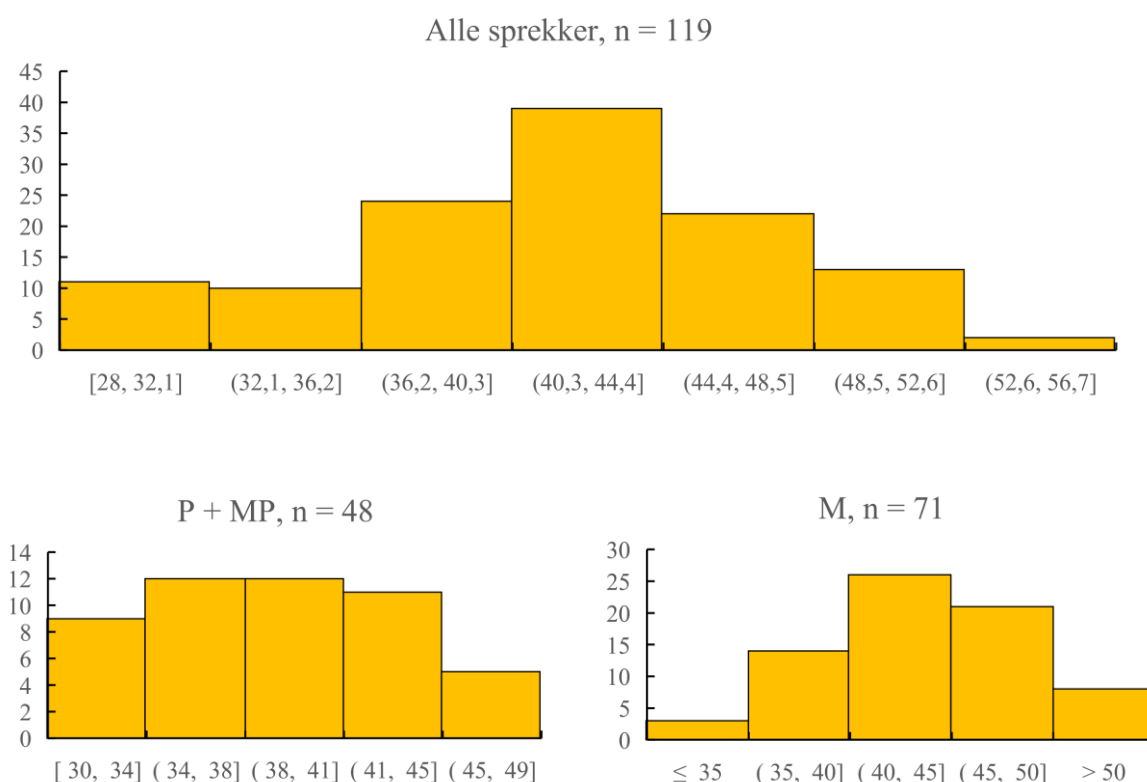
Figur 6.8: Måling av rekylverdi med Schmidt-hammer på sprekkeplan (SPL1) i Leirvikartunnelen.

Det ble utført totalt 119 Schmidt-hammermålinger etter teststandarden ISRM (2015), hvorav 56 på sprekkesett 1 (SPL1) og 63 på sprekkesett 2 (SPL2). Som nevnt i tidligere utført tunnelinspeksjon, er det store geologiske variasjoner i basalten over små avstander. Under feltkartleggingen ble det observert stor variasjon i størrelse og antall synlige porer i basalten. Bergmassen gikk fra å være nært afyrisk, til porfyrisk og porøs innenfor en avstand på ca. 10 meter. Grunnen til denne variasjonen kan forklares med hyppige og propagerende avsetninger av lavastrømmer. Overflaten til interne og hyppige lavastrømmer ble utsatt for hurtig avkjøling og porene ble i større grad innkapslet på stedet. Lengre inne i lavastrømmen skjedde avkjølingen saktere, som førte til at luftlommer i mindre grad ble innkapslet på stedet (Højgaard B., 2020). Ved å bevege seg innover i tunnelen vil en altså bevege seg mellom disse adskilte lavastrømmene, som størknet på forskjellige tidspunkt. Dette kan være en forklaring på den

store variasjonen i basaltens porøsitet. Illustrasjon av lagpakken med størknede lavastrømmer er vist i vedlegg F som et blokkelement innenfor Malinstindur-formasjonen.

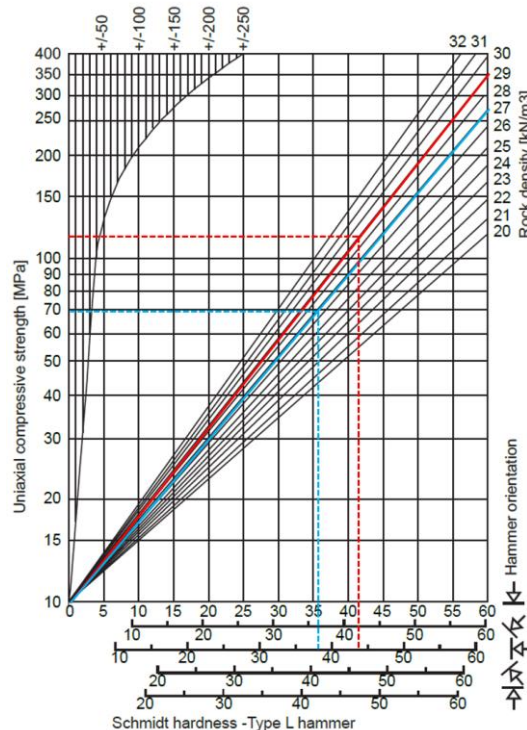
Det er vurdert som lite hensiktsmessig å kategorisere Schmidt-hammer-målingene etter lokalitet. På grunn av den store variasjonen i porøsitet ble målinger gjort på porøs (P) og middels porøse sprekkeflater (MP) og ikke-porøse sprekkeflater (M) kategorisert hver for seg. Det ble målt betydelig lavere rekyl-verdi på de porøse sprekkeflatene sammenlignet med de uten porer. Variasjonen i målt rekylverdi på de porøse sprekkeflatene var også større enn ved målinger på ikke-porøse sprekkeflater. Tabell 6.8 viser alle målingene som er gjort, sortert etter sprekkesett og porøsitet.

Tabell 6.8: Oversikt over antall sprekkemålinger (y-aksen) med målt rekylverdi (x-aksen), gjort med Schmidt-hammer type L i Leirvíkartunnilin. Målingene er gjort ved tre av de fire lokalitetene i tunnelen. P = porøs sprekkeflater, MP = middels porøs sprekkeflater, M = sprekke uten tydelige porer.



Bruk av Schmidt-hammer er en enkel metode å måle med in-situ, men den bringer med seg betydelig usikkerhet. Målefeil, smuss på sprekkeoverflaten og målinger på løse blokker vil påvirke måleresultatene ved å gi lavere rekylverdi enn realiteten. Likevel anbefaler Aydin (2008) i oppdatert prosedyre, at alle målte rekylverdier bør brukes for estimering av JCS. Barton og Choubey (1977) anbefaler derimot at hele 50% av de laveste rekylverdiene bør forkastes. I denne oppgaven er det likevel valgt å bruke alle verdiene i henhold til Aydin (2008),

som vil gi en lavere gjennomsnittlig rekylverdi. For å estimere JCS brukes et diagram etter Deere (1968) og Hoek (2007) vist i figur 6.9. Det er regnet ut en JCS-verdi basert på gjennomsnittsverdi for middels porøs, og en for ikke-porøs basalt. I tabell 6.9 er utregnede gjennomsnittsverdier listet opp. Tetthet for ikke-porøs basalt er satt til $2,9 \text{ g/cm}^3$, og $2,7 \text{ g/cm}^3$ for middels porøs basalt etter måling i kapittel 6.2.



Figur 6.9: Diagram fra Deere (1968) og Hoek (2007) for omregning av rekylverdi (horisontal konfigurasjon) til JCS, målt med Schmidt-hammer. Omregningen er her basert på gjennomsnittlig rekylverdi for middels porøse (blå linje) og ikke-porøse (rød linje) sprekkeflater til basalt i Leirvåkartunnelen. Tettheten er målt fra steinprøve i laboratorium ved NTNU.

Tabell 6.9: Estimert JCS-verdi basert på gjennomsnittlig målt rekylverdi og tilhørende UCS.

Datasett	Rekylverdi: Gjennomsnitt \pm Standardavvik	JCS fra gjennomsnittlig rekyl-verdi [MPa]	UCS [MPa]
Alle sprekker (n = 119)	42 ± 6	-	-
P/MP sprekker (n = 48)	38 ± 5	70	56 - 70
M sprekker (n = 71)	44 ± 5	120	96 - 120

Ifølge Li (2018) kan UCS bestemmes på bakgrunn av målt JCS. Erfaringsmessig befinner JCS seg i størrelsesorden $\frac{1}{4} \text{ UCS} < \text{JCS} < \text{UCS}$, avhengig av forvittringsgrad på sprekkeflatene. På uforvitrede sprekkeflater kan JCS betraktes lik UCS. På sterkt forvitrede sprekkeflater kan JCS være redusert til 25 % av UCS (Li, 2018). På grunn av smuss og belegg på sprekkeflatene var det ikke mulig å gjøre pålitelige vurderinger av forvittringsgrad under befaringen. Korrelasjonen mellom UCS og JCS er noe usikker og bør brukes med forsiktighet (Nilsen, 2016). Basert på Li (2018) og observerte sprekker antas at $\text{UCS} = (0,8-1,0) \times \text{JCS}$.

6.1.2 v) Diskusjon av resultater fra kartleggingen

Resultatene fra sprekkkartleggingen i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen, viser at hovedsprekkesettene SP1 og SP2 har gunstig orientering i forhold til tunnelaksen. Det er ønskelig å ha størst mulig vinkel mellom strøket til sprekkesettene og tunnelaksen for å unngå utfall og overmasse (Nilsen, 2016). I henhold til RMR-systemet er gunstig driveretning langs tunnelaksen i samme retning som fallretningen til sprekkesettene, når strøket har vinkel mellom 45° og 90° på tunnelaksen. Boring med fallretningen til sprekkesettene er illustrert i figur 4.4, med borehullsavvik grunnet sprekkeflatenes orientering. Hvis vinkelen mellom boreretningen og sprekkplanet er mindre enn 45° kan borehullet orientere seg parallelt med sprekkesettet. Hvis vinkelen er større enn 45° kan borehullsavviket orientere seg vinkelrett på sprekkesettet (Bruland, 2016). I Hvannasundstunnelen og Leirvíkartunnelen har samtlige sprekkesett utenom lagdelingen fall på over 45° , slik at de fleste borehullene vil orientere seg vekk fra tunnelkonturen ved boring med fallretningen. Det vil dermed bli mindre sannsynlighet for at borehullene punkteres. Hvis det bores mot fallretningen og fallet til sprekkesettene er over 45° , vil det være risiko for at borehullene orienterer seg mot konturen og punkteres ved lengre borehull.

Kartleggingen med Schmidt-hammer viser at det er stor variasjon i målt rekylverdi over korte avstander. Resultatene viser tydelig lavere rekylverdi på sprekkflater med porøs basalt, sammenlignet med ikke-porøs basalt. Blokkstabiliteten vil følgelig variere innenfor korte avstander i tunnelen, da en varierende rekylverdi vil gi varierende JCS-verdi. I kapittel 7.2 for beregning av sikkerhetsfaktor på blokker i Unwedge, vil JCS på 65 MPa bli brukt for å analysere den mest ustabile situasjonen for blokkene i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen.

6.2 Undersøkelser i laboratorium ved NTNU

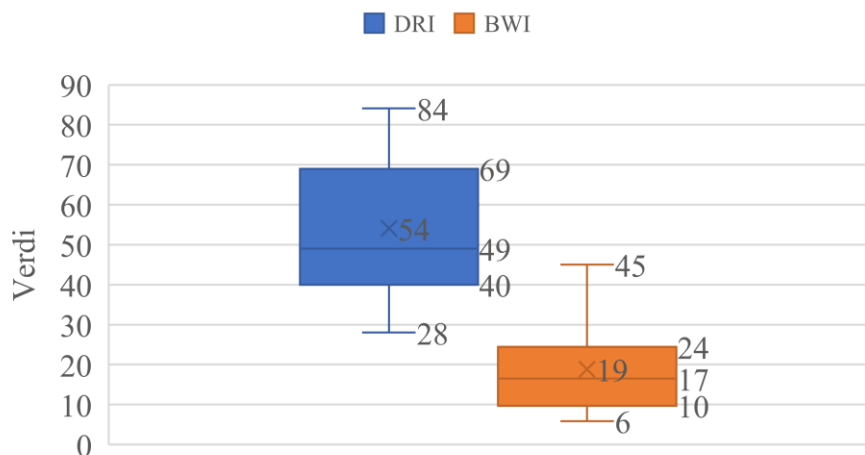
Under befaringen ble det medbrakt én basaltblokk på ca. 10 kg fra Leirvíkartunnelen, ved pel 1350. Blokken var pigget ned av NCC i forbindelse med installering av nye bergbolter. Det ble forsøkt å velge en blokk som var minst mulig skadet fra tidligere sprengning og som gjenspeiler den øvrige bergmassen i tunnelen. Blokken hadde noen synlige porer og ble derfor ansett som medium porøs. Resultatene fra bergartstestene er senere brukt til å vurdere drivemetode med tilhørende inndrift og stabilitet ved strossing i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen. Blokken i figur 6.10 har blitt brukt til testing av følgende parametere i bergmekanisk laboratorium på NTNU i tidsrommet 24.02-05.03.2020:

- ❖ Tørr (middels porøs) og vannmettet (ikke-porøs) tetthet, for utregning av sprengbarhet og JCS for middels porøs og ikke-porøs basalt.
- ❖ Lydhastighet (P -bølgehastighet) i ulike retninger for utregning og vurdering av anisotropiforhold og bergmassens sprengbarhet.
- ❖ Punktlasttest med rektangulær form for estimering av punktlastindeks (I_{s50}) og UCS.
- ❖ Borsynkindeksen (DRI) og borslitasjeindeksen (BWI).



Figur 6.10: Basalt-blokken som ble brakt med fra pel 1350 i Leirvikartunnelen. Sorte stiplede linjer viser hvor blokken ble kappet. Blokken veide ca. 10 kg og framsto som middels porøs.

SINTEF har utført tidligere målinger av DRI og BWI på basaltiske bergarter fra Færøyene. Resultatene fra disse målingene er vist i figur 6.11 (SINTEF, 2018).



Figur 6.11: Oversikt over målinger av DRI og BWI utført på basaltiske bergarter på Færøyene (SINTEF, 2018). Gjennomsnittlig verdi for DRI er 54 og 19 for BWI.

6.2.1 Måling av lyd hastighet for estimering av sprengbarhet

For å estimere sprengbarheten i Leirvíkartunnilin etter NTNU-modellen, ble det utført måling av P-bølge hastighet på basaltblokken. Testen ble utført i tidsrommet 24.02-26.02.2020, etter standardisert prosedyre av ISRM (1978). Før testing av lyd hastigheten ble steinblokken kappet til en $142 \times 133 \times 71$ mm kube ($1,33 \times 10^{-3} \text{ m}^3$), vist i figur 6.12 og vedlegg I. Blokken ble veid til 3,596 kg, og ble deretter merket med bokstaver for å holde oversikt over de ulike sidene og for testing av lyd hastighet i ulike retninger. Det ble testet lyd hastighet på både tørr og vannmettet prøve. Før testing av lyd hastighet på vannmettet prøve lå kubens nedsunket under 26 cm vannsøyle i 2 døgn.



Figur 6.12: Oppsett for testing av lyd hastighet på basalt-kuben. Lyd hastigheten blir her testet i retning B-D med avstand 133,1mm.

Det ble utført seks avstandsmålinger i alle tre retninger på kubens presentert i tabell 6.10. Det ble deretter utført to målinger av lyd hastighet i hver retning både for tørr og vannmettet prøve. Snittet for hver av de to målingene for tørr og vannmettet prøve er presentert i tabell 6.11 med utregnede lyd hastigheter. Målingene viser betydelig større lyd hastighet for vannmettet prøve, sammenlignet med tørr.

Tabell 6.10: Avstandsmålinger mellom ulike sider på basalt-kuben.

Retning	Måling 1 [mm]	Måling 2 [mm]	Måling 3 [mm]	Måling 4 [mm]	Måling 5 [mm]	Måling 6 [mm]	Gjennomsnittlig avstand [mm]
A-C	141,2	141,6	141,8	142,0	142,2	142,2	141,8
B-D	132,5	133,6	132,8	133,8	132,4	133,8	133,1
E-F	71,2	69,8	70,1	70,8	70,4	71,3	70,6

Tabell 6.11: Måleresultater for tørr og vannmettet lyd hastighet på basalt-kuben.

Retning	Gjennomsnittlig avstand [mm]	Tid tørr [μs]	Tørr lyd hastighet [m/s]	Tid vannmettet [μs]	Vannmettet lyd hastighet [m/s]
A-C	141,8	44,8	3.166,1	33,7	4.215,2
B-D	133,1	42,7	3.121,6	32,3	4.128,3
E-F	70,6	24,6	2.880,8	17,3	4.079,6

Ved utregning av sprengbarheten etter NTNU-modellen, er anisotropiforholdet mellom lydshastigheter i ulike retninger interessant. I tabell 6.12 er utregnet anisotropiforhold mellom målte lydshastigheter presentert. Resultatene viser størst forskjell i lydshastighet mellom retningene A-C og E-F både for tørr og vannmettet lydshastighet, og dermed størst anisotropi. Det ble ikke observert synlig foliasjon i basalt-kuben etter kapping (Vistnes, 2020).

Tabell 6.12: Anisotropiforhold til lydshastighet mellom de ulike retningene på basalt-kuben

Anisotropiforhold (I_a)	(A-C)/(B-D)	(A-C)/(E-F)	(B-D)/(E-F)
I_a (tørr)	1,014	1,099	1,084
I_{aw} (vannmettet)	1,021	1,033	1,012

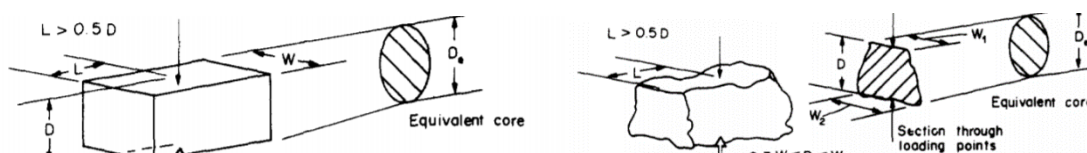
6.2.2 Punktlasttest for estimering av punktlastindeks og UCS

For måling av punktlastindeksen (I_{s50}) og estimering av UCS ble det utført 20 punktlasttester på basalt-kuben med Enerpac-jekk vist i figur 6.13. Punktlasttest er en enkel og rask metode for å estimere styrkeegenskapene til en bergart. I denne testen ble det utført 8 blokktester og 12 irregulære prøve-tester. Testene ble utført i tidsrommet 27.02-28.02.2020 i bergmekanisk laboratorium ved NTNU etter standardisert prosedyre av ISRM (1985).



Figur 6.13: Punktlasttest i retning A-C på rektangulær basalt-blokk med Enerpac-jekk.

Før testing ble den opprinnelige basalt-kuben delt opp i tre like rektangulære blokker vist i figur 6.15. Steinrestene etter disse tre testene ble brukt videre til irregulær prøve-test, så lenge prøvene oppfylte krav til dimensjoner. Krav til dimensjoner på prøvestykker med blokktest og irregulær prøve-test er vist i figur 6.14 i henhold til ISRM (1985). For godkjente tester skal bruddutviklingen gå med en rett linje mellom kontaktpunktene på Enerpac-jekken.



Figur 6.14: Krav til dimensjon på prøvestykker med blokktest (venstre) og irregulær prøve-test (høyre).



Figur 6.15: Kappede rektangulære basalt-prøver for testing av punktlastindeks og bruddutvikling i prøvene etter kraftpåføring med Enerpac-jekken.

Resultatene fra samtlige tester er listet opp i vedlegg H. Alle testene utenom én ble godkjent, etter samtale med laboratoriums-veileder (Drotninghaug, 2020). Gjennomsnittlige verdier i de ulike test-retningene for punktlastindeksen I_s og korrigert punktlastindeks I_{s50} etter ISRM er listet opp i tabell 6.13. For å estimere UCS til bergarten kan punktlastindeksen I_{s50} multipliseres med en faktor k_{50} , som er et erfaringstall mellom 14-25. Etter samtale med veileder og søk i litteratur ble det antatt en k_{50} -verdi på 22 for basalt på Færøyene (Grøv, 2020) (Nilsen, 2016).

Tabell 6.13: Resultat fra punktlasttestene med gjennomsnittlig punktlastindeks I_s , korrigert punktlastindeks I_{s50} , standardavvik og anisotropiforhold I_a , samt estimert UCS med $k_{50} = 22$.

Retning	Gj.snitt I_s [MPa]	Gj.snitt I_{s50} [MPa]	Standardavvik I_{s50} [MPa]	UCS [MPa]
A-C, (n = 6)	2,32	2,55	0,29	56,1 ± 6,4
B-D, (n = 8)	2,97	2,70	0,23	59,4 ± 5,1
E-F, (n = 6)	2,71	2,51	0,45	55,2 ± 9,9
Snitt	2,67	2,59	0,32	56,9 ± 7,0
Anisotropiforhold	(A-C)/(B-D)	(A-C)/(E-F)	(B-D)/(E-F)	
$I_{a50} = (I_{s50X}/I_{s50Y})$	0,94	1,02	1,08	

6.2.2 i) Diskusjon av resultater fra punktlasttest

Ved å sammenligne estimert UCS fra JCS-målingene og I_{s50} -testene, ser en at det er forskjell i estimatene. Testing av I_{s50} gir kun et estimat på styrkeforholdene ved pel 1350 hvor blokken ble hentet fra. Tidligere er det diskutert at variasjonen i basalten er stor innenfor korte avstander. Ved testing av rekylverdi på 120 sprekkeflater og ulike lokasjoner i tunnelen, vil det gi et mer gjennomsnittlig bilde av bergmassens styrke. På den måten fanges det opp målinger med både lav og høy rekylverdi. Det er derfor grunn til å tro at resultatene fra Schmidt-hammer-målingene er mer representative for den helhetlige tunnelen. Resultatene fra punktlasttesten indikerer derimot at det finnes områder i tunnelen med basalter av middels styrke (UCS < 60 MPa) sammenlignet med Schmidt-hammer-målingene som indikerer bergmasse med middels til høy styrke (56 MPa < UCS < 120MPa).

Det må forventes usikkerhet i estimatene, grunnet stor variasjon i porøsitet og uklar forvitring på sprekkeflatene. Blokken kan også ha blitt utsatt for skade under piggingen. Det er derfor sannsynlig at UCS kan variere i større grad enn hva som er estimert i målingene. For videre stabilitetsanalyse er det valgt å bruke gjennomsnittlig UCS-verdi på 70 MPa fra Schmidt-hammer-målingene for porøs bergmasse i Leirvíkartunnilin.

6.2.3 Test av tetthet og bestemmelse av drivetekniske parametere

For å vurdere tidsbruk for strossing av tunnelene på Færøyene ble det gjennomført tester på drivetekniske parametere i NTNU-modellen, på bergmekanisk laboratorium ved NTNU i tidsrommet 05.03 - 06.03.2020. Testene som ble gjennomført var bestemmelse av tetthet, sprøhet (S_{20}), overflatehardheten Sievers-J-verdi (S_J) og slitasjeverdi for wolfram-karbid (AV) på basalt-blokken. De målte parameterne ble deretter brukt til bestemmelse av borsynkindeksen (DRI), borslitasjeindeksen (BWI) og sprengbarhet (SPR). Testene ble utført etter anbefalt prosedyre av Bruland (1998) og SINTEF (2003).

6.2.3 i) Måling av tørr og vannmettet tetthet

Bestemmelse av tettheten til basalt-prøven ble utført etter SINTEF (2003), ved å fylle en glass-sylinder til $\frac{3}{4}$ av volumet, med nedknust prøvemateriale større enn 16 mm. Vekten til nedknust prøvemateriale, masse til glass-sylinder og glassplate ble deretter veid. Glass-sylinderen ble så fylt med vann med og uten prøvemateriale. Nødvendige vekter ble notert ned i tabell 6.14. Et krav er at det ikke skal være luftbobler inne i glass-sylinderen når den er fylt med vann. Det viste seg å være vanskelig å få til grunnet basalt-prøvens høye porøsitet og luftbobler som stadig ble presset ut av basalten. Glass-sylinderen med vann og prøvemateriale ble ristet for hånd i ca. 20 minutter for å fjerne mest mulig luftbobler. Det var fortsatt luftbobler igjen, men det ble ansett som tilstrekkelig etter samtale med laboratoriums-veileder (Drotninghaug, 2020).

Tabell 6.14: Måling av m_1 , m_2 og m_3 for utregning av basalt-prøvens tetthet (vannfylte porer).

Objekt	Tørr prøve (m_1)	Glass-sylinder + glassplate + tørr prøve + vann (m_2)	Glass-sylinder + glassplate + vann (m_3)
Vekt [g]	778	2.052	1.542

Tettheten til vannmettet basalt-prøve (vannfylte porer) ble så regnet ut etter følgende formel:

$$\rho_s = \frac{m_1}{m_1 + m_3 - m_2} = \frac{778}{778 + 1.542 - 2.052} = 2,90 \text{ g/cm}^3$$

Tørr tetthet ble funnet ved å dele veid masse av basaltblokken i vedlegg I, på målt volum. Det ga en tetthet på $2,7 \text{ g/cm}^3$ ($3.596 \text{ g} / 1,33 \times 10^3 \text{ cm}^3$).

6.2.3 ii) Bestemmelse av borsynkindeksen (DRI)

Borsynkindeksen er en parameter som uttrykker hvor lett fjellet er å bore i, og brukes som inngangsparameter i NTNU's-prognosemodell for konvensjonell tunneldrift med D&B. En bergart med høy DRI er analogt med høy borsynk. Høy borsynk indikerer kort tid på å bore en gitt lengde, sammenlignet med boring i en bergart med lav borsynk. For bestemmelse av DRI ble det utført testing av sprøhetstallet (S_{20}) og Sievers-J-verdi (SJ). Før selve testingen av S_{20} , ble det målt opp tre testprøver med 547,7g av knust basalt i fraksjonen 11,2-16,0 mm. Volumet av 547,7 g basalt-prøve skal være konstant, og tilsvare 500 g prøvemateriale med tetthet 2,67 g/cm³ som er satt som standard etter SINTEF (2003). Prøvematerialet ble så utsatt for 20 slag av et 14 kg tungt lodd med fallhøyde 25 cm vist i figur 6.16. Prøvematerialet blir så silt med sil-fraksjon 11,2 mm for å måle mengden materiale som har blitt nedknust til under 11,2 mm. Andel av masse under 11,2 mm i % er definert som S_{20} .



Figur 6.16: Maskinoppsett for testing av S_{20} og resultat av prøvemateriale etter 20 slag med 14 kg lodd.

Resultater fra de tre forsøkene er listet opp i tabell 6.15 med gjennomsnittlig S_{20} .

Gjennomsnittlig S_{20} -tall ble målt til 70,18, som er meget høyt.

Tabell 6.15: Resultater for tre prøvetester for bestemmelse av S_{20} med gjennomsnittlig tall på 70,18.

	Prøve 1		Prøve 2		Prøve 3	
	Masse [g]	masse [%]	Masse [g]	masse [%]	Masse [g]	masse [%]
11,2-16,0mm kvadratisk før test	548	100,00	547	100	548	100
11,2-16,0 mm kvadratisk etter test	149	27,19	168	30,71	168	30,66
< 11,2 etter test	397	72,45	377	68,92	379	69,16
Gjennomsnittlig masse [%] < 11,2 mm	Sprøhetstall S_{20} :		70,18			

Det ble deretter utført fem tester av SJ-verdien med 8,5 mm bor av wolframkarbid. Testen går i korte trekk ut på å måle inntrengning i prøvematerialet i 1/10 mm etter 200 rotasjoner. I denne testen var rotasjonshastigheten 3,3 rotasjoner per sekund. SJ-verdien defineres som inntrengning målt i 1/10 mm. Inntrengningen er vist i figur 6.17 og tabell 6.16.



Figur 6.17: Inntrengning på basalt-prøve etter fem tester med 8,5 mm bor av wolframkarbid. Største inntrengning ble målt til ca. 9,1 mm og minste på 7,7 mm.

Tabell 6.16: Resultater for SJ med målt inntrengning med 8,5 mm wolframkarbid bor.

Måling:	1	2	3	4	5
Inntrengning/SJ [1/10 mm]:	77,40	87,04	90,94	82,12	77,73
Snitt [1/10mm]:	83,05				

Ved bruk av diagram i figur N-3 i vedlegg N etter Bruland (1998) kan DRI bestemmes med målt S₂₀ og SJ. DRI på 81 leses av, som er kategorisert som meget høyt.

6.2.3 iii) Bestemmelse av borslitasjeindeksen (BWI)

Borsynkindeksen (BWI) er en funksjon av DRI og slitasjeverdien (AV). BWI uttrykker hvor mye slitasje som oppstår på borstålet ved boring i bergarten. Før testene ble prøvematerialet av basalt oppknust og silt med sil-fraksjon mindre enn 1 mm. Prøvestykker av wolframkarbid ble deretter utsatt for mekanisk slitasje på et roterende objektbord med det oppknuste prøvematerialet. AV er definert som redusert vekt i milligram på prøvestykker av wolframkarbid grunnet mekaniske slitasjen. Det ble utført to tester. Wolframkarbiden hadde tilnærmet ingen redusert vekt som følge av slitasjen. Vektreduksjonen er listet opp i tabell 6.17. AV ble målt til 0,5

Tabell 6.17: Vektreduksjon i milligram for de ulike prøvematerialene og utregnet snittverdi.

Materiale	Wolframkarbid - AV
Vektreduksjon - Prøve 1 [mg]	0,5
Vektreduksjon - Prøve 2 [mg]	0,5
Snitt:	0,5

Bestemmelse av BWI kan på samme måte som ved bestemmelse av DRI, leses av i diagram etter Bruland (1998) vist i figur N-4 i vedlegg N. BWI på 6 kan leses av diagrammet, som er meget lavt.

6.2.3 iv) Bestemmelse av sprengbarhet i Leirvíkartunnelen

Utrekning av sprengbarhet i tabell 6.18 er gjort med likning 4.1 etter NTNU-modellen. Tidligere i kapittelet ble lydshastigheten for tørr og vannmettetprøve regnet ut til henholdsvis 3.056 m/s og 4.141 m/s. I tillegg trengs det informasjon om ladetettheten av sprengstoff i planlagt tunnelsalve og sprengstoffets detonasjonshastighet. I kapittel 8 som omhandler design av sprengningsplaner for strossing, har det blitt brukt Kemiitti - 810 som er en form for «slurry». Sprengstoffet har en detonasjonshastighet (w) på mellom 3.000 - 5.000 m/s (Forcitt, 2013), og det er i utregningen av SPR antatt en w på 4.500 m/s. Ladningstettheten er funnet fra ladeplanen for Leirvíkartunnelen i kapittel 8, på henholdsvis 1,03 kg/m³. Tilsvarende ladningstetthet for Hvannasundstunnelen ble 1,04 kg/m³.

Tabell 6.18: Utrekning av SPR og klassifisering av sprengbarheten i Leirvíkartunnelen. Det er regnet ut SPR med største (I_{as}) og minste (I_{am}) anisotropiforhold for både tørr og vannmettet prøve.

Parameter		Tørr prøve (I_{as})	Tørr prøve (I_{am})	Vannmettet prøve (I_{as})	Vannmettet prøve (I_{am})
Lydshastighet A-C	c_1 [m/s]	3.166,07	3.166,07	4.215,16	4.215,16
Lydshastighet B-D	c_2 [m/s]	3.121,61	3.121,61	4.128,27	4.128,27
Lydshastighet E-F	c_3 [m/s]	2.880,82	2.880,82	4.079,62	4.079,62
Anisotropi størst	I_{as} [-]	1,10	-	1,03	-
Anisotropi minst	I_{am} [-]	-	0,92	-	0,97
Tørr lydshastighet	$c = (c_1 + c_2 + c_3)/3$	3.056,17	3.056,17	4.141,02	4.141,02
Bergets tetthet	ρ_s [g/cm ³]	2,70	2,70	2,90	2,90
Ladetetthet	LT [kg/m ³]	1,03	1,03	1,03	1,03
Sprengstoffets detonasjonshastighet	w [m/s]	4.500,00	4.500,00	4.500,00	4.500,00
SPR		0,37	0,33	0,33	0,32
Klassifisering etter NTNU - modellen		God sprengbarhet			

6.2.3 v) Diskusjon av prøveresultater for DRI og BWI

Resultatene fra testene viser svært gunstige boreparameter med tanke på inndrift og slitasje for strossing med D&B. Målt DRI på 81 vil gi høy inndrift og BWI på 6 vil gi liten slitasje, og følgelig lav slitasje og kostnader for borstål. Et stort problem med estimering av disse parameterne er knyttet til geologisk variasjon inne i tunnelen. Som tidligere nevnt varierer porøsiteten i Leirvíkartunnelen i stor grad over mindre områder. Det er derfor meget sannsynlig at både DRI og BWI vil variere i tunnelen. I tillegg vil virkelig borsynk og borslitasje også avhenge av valgt borutstyr.

Tidligere tester av DRI og BWI på Færøyene i figur 6.11, viser gjennomsnittsverdier på henholdsvis 49 og 17. Den største DRI-verdien og minste BWI-verdien som er målt på Færøyene er målt til henholdsvis 84 og 6 (SINTEF, 2018). Det viser at resultatene i denne oppgaven ligger i det ytre sjiktet av hva som tidligere er målt på Færøyene. Det er derfor sannsynlig at borbarhetsindeksene er mer ugunstig enn målt her. I kapittel 9 er det derfor brukt DRI- og BWI- verdier basert på både SINTEF sine målinger, og målinger utført i denne oppgaven. Det er grunn til å bemerke at basalt-blokken er hentet fra ytre sjikt av konturen, og de målte parameterne følgelig vil være representative for ytre kontur.

7 Stabilitetsanalyse for ulike strossetverrsnitt

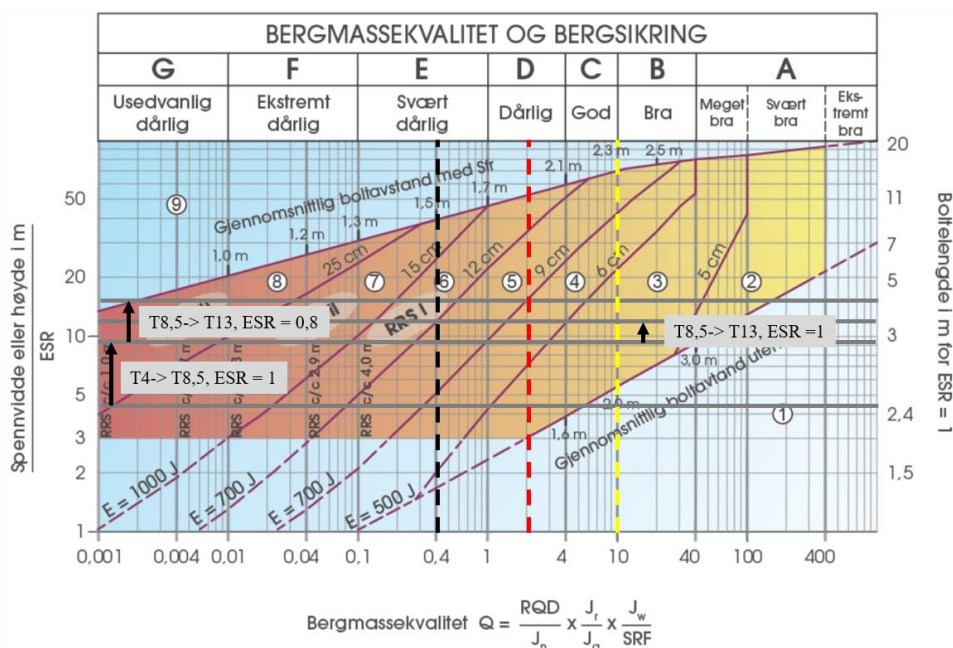
I følgende kapittel vil det bli utført ingeniørgeologiske stabilitetsvurderinger for strossing med ulike strossetverrsnitt i Haumyrheitunnelen, Leirvíkartunnelin og Hvannasundstunnelin. Endring i «stand-up time», sikringsbehov og spenningsfordeling er faktorer som vil bli undersøkt. I kapittel 7.3 vil det bli utført en numerisk analyse for å vurdere gunstig valg av strossetverrsnitt og driveretning, med hensyn til spenningsfordeling og sprekkeorientering. Det vil også bli utført enkle stabilitetsanalyser på blokkstabilitet med ulike strossetverrsnitt.

7.1 Empiriske stabilitetsvurderinger

Både Q-systemet og RMR-systemet er aktuelle klassifikasjonssystemer som gir en kvantitativ endring i sikringsbehov og «stand-up time» grunnet strossing av tunneler, og vil derfor bli brukt i dette delkapittelet for vurdering av endring i stabilitet.

7.1.1 Vurdering med Q-systemet

Vurdering av endring i stabilitet og behov for bergsikring kan utføres ved bruk av sikringsdiagrammet i Q-systemet. Endring av spennvidden til tunnelen og ESR-verdien vil føre til endring i anbefalt sikringskategori i henhold til sikringsdiagrammet i figur 7.1. Aktuelle strossetverrsnitt og endring i spennvidde/ESR er lagt inn med grå streker som følge av strossing og eventuell bruksendring.



Figur 7.1: Sikringsdiagram i Q-systemet med anbefalt sikringsomfang som funksjon av sikringskategorier. Modifisert etter NGI (2015). På figuren er det lagt inn sprang i spennvidde/ESR ved strossing av bergrom og merking av utvalgte Q-verdier.

I Hvannasundstunnilin skal strossingen som nevnt utføres for å etablere gang- og sykkelfelt. Det er derfor valgt å bruke en strengere ESR-verdi på 0,8 istedenfor 1,0. ESR-verdi på 0,8 er for eksempel klassifisert som underjordsanlegg for togstasjoner og sportsanlegg. Konsekvensen av blokknedfall anses som like stor i en tunnel med utsatte syklist, som i et sportsanlegg. Sannsynligheten for at en ulykke inntreffer vil derimot variere med antall syklist inne i tunnelen på et gitt tidspunkt. I tabell 7.1 - 7.3 er endringer i sikringskategori og sikringsomfang som følge av strossing listet opp, i henhold til figur 7.1.

Tabell 7.1: Endring i sikringskategori i Q-systemet som funksjon av Q-verdi og endring i spennvidde.

Stross/utvidelse	ESR	Q = 0,4	Q = 2,0	Q = 10
T4 ⇒ T8,5	1	4 ⇒ 5	3 ⇒ 4	1 ⇒ 3
T8,5 ⇒ T13	1	5 ⇒ 6	Uendret	Uendret
T8,5 ⇒ T13	0,8	5 ⇒ 6	4 ⇒ 5	Uendret

Tabell 7.2: Endring i sikringsomfang som funksjon av endring i sikringskategori etter Q-systemet, som følge av strossing av bergrommet.

Endring i sikringskategori	Endring i sikringsomfang
1 ⇒ 3	<ul style="list-style-type: none"> Systematisk bolting Fiberarmert SB (5-6 cm)
3 ⇒ 4	<ul style="list-style-type: none"> Tykkere SB (+ 3 cm)
4 ⇒ 5	<ul style="list-style-type: none"> Tykkere SB (+ 3cm) Høyere energiabsorpsjon i SB-fibre
5 ⇒ 6	<ul style="list-style-type: none"> Tykkere SB (+ 3 cm) Installering av RRS

Tabell 7.3: Endring i boltelengde som følge av endring i spennvidde ved strossing av bergrommet.

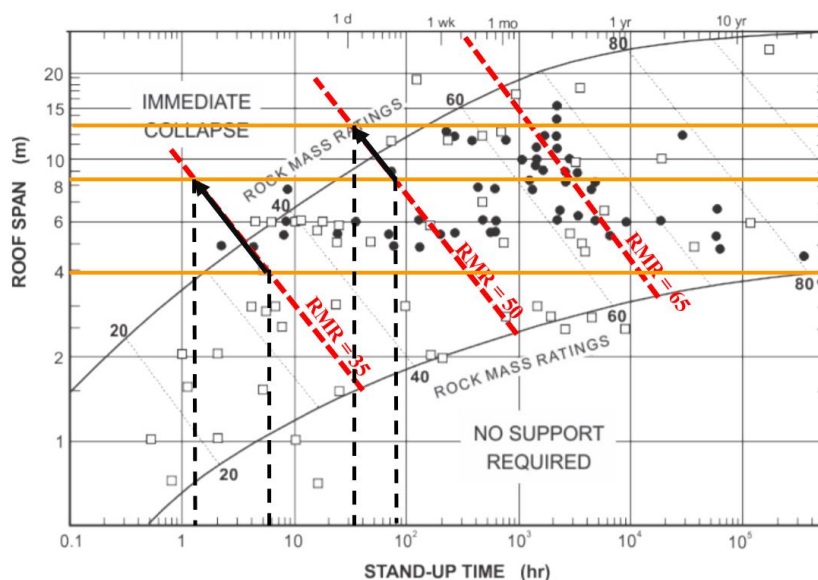
Tunnelutvidelse	T4 ⇒ T8,5, ESR = 1	T8,5 ⇒ T13, ESR = 1	T8,5 ⇒ T13, ESR = 0,8
Boltelengde **)	2,4 m ⇒ 3 m	3 m ⇒ 4 m	3 m ⇒ 4,5 m *)
*) Boltelengdene oppgitt i sikringsdiagrammet er for ESR = 1. I dette tilfellet er ESR = 0,8, som gir boltelengde på ca. 4,5 m.			
**) Boltelengden vil også avhenge av sprekkegeometrien. Det kan derfor være behov for lengre bolter enn i denne tabellen, hvis sprekkegeometrien er ugunstig.			

I henhold til Q-systemet må det forventes at sikringsbehovet økes, som funksjon av økt spennvidde og endring i ESR-verdi.

7.1.2 Vurdering med RMR-systemet

RMR-systemet kan brukes til å kvantifisere reduksjon i gjennomsnittlig «stand-up time» i usikret tunnel etter strossing, avhengig av RMR-verdien og ny spennvidde. På den måten kan endring i korttidsstabilitet etter tunnelen strosses vurderes. Kritisk tid før tunnelen bergsikres med midlertidig sikring kan følgelig estimeres. Korttidsstabilitet er relevant for strossing i tunneler med dårlig bergmassekvalitet og hvor trafikk skal sendes gjennom påfølgende dag.

I Langnestunnelen ble for eksempel midlertidig bergsikring utsatt til etter utlastingen (2-3 timer). I tunneler med trafikkavvikling og kort «stand-up time» må midlertidig bergsikring ha høy prioritet, før trafikk slippes gjennom tunnelen. Figur 7.2 viser avlesninger av reduksjon i «stand-up time» som funksjon av RMR-verdi, og økt spennvidde grunnet strossing i vegtunnel. Tabell 7.4 viser oversikt over endring i «stand-up time» avlest i figur 7.2.



Figur 7.2: Eksempler på avlesning av endring i «stand-up time» i diagram etter Bieniawski (1989) som funksjon av RMR-verdi og endret spennvidde grunnet strossing. Ved for eksempel strossing av T4 til T8,5-profil med RMR lik 35, og T8,5 til T13-profil med RMR lik 50 blir reduksjon i «stand-up time» henholdsvis 4,5(6 til 1,5t) og 60 (80 til 20t) timer.

Tabell 7.4: Oversikt over reduksjon i «stand-up time» i timer som funksjon av endring i usikret spennvidde og RMR-verdi (med tilhørende Q-verdi etter Bieniawski (1984) avlest i figur 7.2.

Stross \ RMR	RMR = 35 (Q = 0,4)	RMR = 50 (Q = 2)	RMR = 65 (Q = 10)
T4 ⇒ T8,5	-4,5t (6 ⇒ 1,5t)	-270t (350 ⇒ 80t)	-7.000t (10.000 ⇒ 3.000t)
T8,5 ⇒ T13	-1t (1,5 ⇒ 0,5t)	-60t (80 ⇒ 20t)	-1.500t (3.000 ⇒ 1.500t)

7.1.3 Diskusjon av endring i sikringsbehov og «stand-up time»

Basert på avlesninger i figur 7.1, vil strossing fra T4 til T8,5-profil føre til økning i sikringsbehov for samtlige av de avleste Q-verdiene. Strossing fra T8,5 til T13-profil med endring i ESR fra 1,0 til 0,8, vil føre til økning i sikringsbehov i bergmasser med Q-verdi mindre enn 2,0. Q-verdier under 2,0, tilsvarer ofte bergmasser i svakhetssoner. Det må derfor forventes økt sikringsbehov ved strossing i Hvannasundstunnelen og Haumyrheitunnelen, hvor Q-verdien er målt ned mot henholdsvis 1,8 og < 1 i svakhetssonene.

Basert på de avleste verdiene i figur 7.2 bør det ved strossing i tunnel med en RMR-verdi under 40, bergsikres umiddelbart etter salvesprengingen for å sikre arbeidsmiljøet til arbeidspersonell, trafikanter og utstyr. Umiddelbart etter strossingen vil tunnelen være usikret, og med en «stand-up time» på mellom 30-90 min ($RMR < 40$) er det derfor viktig å installere midlertidig arbeidssikring så fort som mulig. Ved trafikkavvikling gjennom tunnelen er det kritisk at tunnelen sikres tilstrekkelig med midlertidig bergsikring, slik at ny «stand-up time» er stor nok inntil permanent sikring installeres. Basert på de undersøkte prosjektene har permanent sikring typisk blitt utsatt til etter all strossing er gjennomført. Ved strossing av T8,5 til T13 profil i Haumyrheitunnelen og med $RMR = 40-50$, bør midlertidig arbeidssikring installeres innen 20t. For RMR-verdier større enn 65 ($Q > 10$) er «stand-up time» mye høyere selv etter strossing, og hastverk med installering av midlertidig arbeidssikring er følgelig ikke like stort.

7.2 Analytiske stabilitetsvurderinger i Unwedge

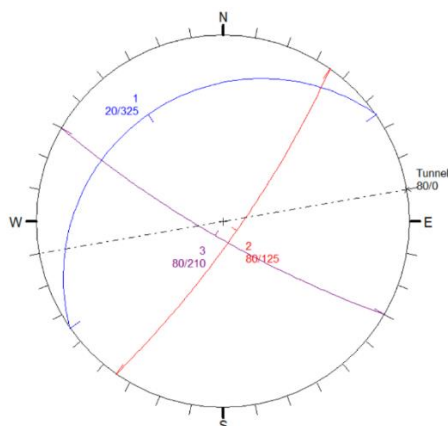
I dette delkapittelet vil programvaren Unwedge (Rocscience Inc, 2020b) bli brukt til å undersøke eventuelle endringer i blokkstabilitet grunnet strossing. De analytiske vurderingene i Unwedge vil bli utført med H1- og H2-profil og geologi som er representativ for Haumyrheitunnelen, og tilsvarende for strossetverrsnittene i Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin. For hver av analysene vil modelloppsett og inngangsparametere bli presentert. Inngangsparametere i Unwedge inkluderer parametere i Barton-Bandis-kriteriet for estimering av skjærstyrke til sprekkeflater, spenningsfeltet tunnelen blir utsatt for og tunnelens geometriske utforming før og etter strossing. Sprekkeorienteringen til de tre mest utpregete sprekkesettene for de aktuelle tunnelene vil også bli presentert. For midlertidig arbeidssikring er det lagt inn 4 meter lange endeforankrede bolter. Lastekapasitet mot brudd i boltene er satt til 0,1 MN.

7.2.1 Blokkstabilitet ved strossing av Haumyrheitunnelen

For vurdering av blokkstabilitet og endring i sikkerhetsfaktor grunnet strossing i Haumyrheitunnelen, vil strossetverrsnittene vist i figur 5.14 - 5.15 bli brukt. Tunneltverrsnittet før strossing tilsvarer som nevnt T9,5-profil, som senere utvides til T13-profil.

7.2.1 i) Sprekkeorientering

Sprekkeorienteringen som er brukt i analysene for Haumyrheitunnelen er basert på ingeniørgeologisk rapport utført av Rambøll (Sollie, 2019). Målingene er ikke verifisert med egne målinger, da bakken var tildekt med snø og tunnelen var ikke tilgjengelig for inspeksjon under befaringsbesøket. Sprekkesettene er vist i stereonett i figur 7.3 og tabell 7.5.



Figur 7.3: Stereoplot av kartlagte sprekkesett i Haumyrheitunnelen med inntegnet tunnelakse.

Tabell 7.5: Sprekkeorientering til utpregede sprekkesett i Haumyrheitunnelen (Sollie, 2019).

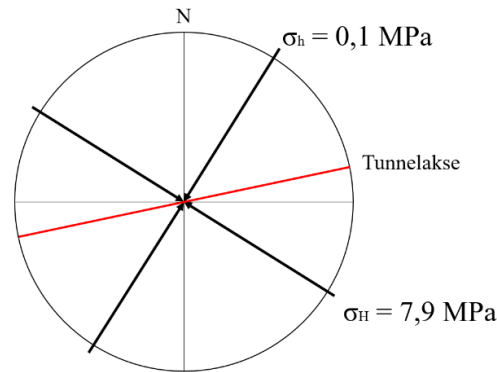
Sprekkesett	Fall [°]	Fallretning [°]
Foliasjon (1)	20	325
SP1 (2)	80	125
SP2 (3)	80	210

7.2.1 ii) Inngangsparametere

Parameterne som inngår i Barton-Bandis-kriteriet er som nevnt JCS, JRC og residual friksjonsvinkel. Haumyrheitunnelen går i hovedsak gjennom granittisk gneis, og valgt residual friksjonsvinkel er basert på Barton & Choubey (1977) for granittisk gneis. JCS er valgt basert på typisk UCS-verdi for granittisk gneis og ved å anta uforvitrede sprekkeflater. JRC er valgt basert på beskrivelsen «ru -og plane» sprekkeflater i henhold til ingeniørgeologisk rapport og Barton (1987). Parameterne i Barton-Bandis-kriteriet er listet opp under:

- ❖ JCS = 130 MPa (SINTEF, 2018)
- ❖ JRC = 2,5 (Sollie, 2019)
- ❖ Residual friksjonsvinkel = 27,5° (Barton & Choubey, 1977)

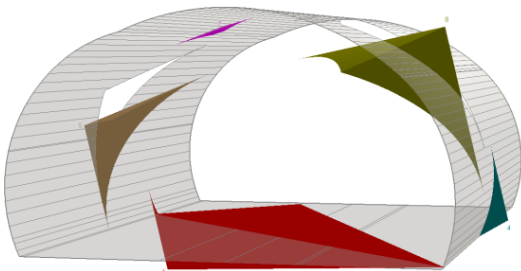
Det antas tørre sprekker, og følgelig ikke tilstedeværelse av vanntrykk i sprekken. Siden tunnelen har liten bergoverdekning er det valgt å legge inn et gravitativt spenningsfelt i modellen, med bergoverdekning på 20 meter og bergartstetthet på 2,7 g/cm³. SINTEF har utført bergspenningsmålinger i bergmassen i et renseanlegg ca. 3 km vest for Haumyrheitunnelen (Larsen, 2013). Disse målingene er de nærmeste som er utført i området i forhold til tunnelens plassering. Det er viktig å huske på at spenningsbildet kan endre seg over korte avstander og at slike målinger må brukes med forsiktighet. I denne oppgaven er det valgt å bruke resultatene fra disse målingene i den videre analysen. Figur 7.4 visere største og minste horisontale hovedspenning i forhold til tunnelaksen, målt ved Odderøya Renseanlegg (Larsen, 2013). Målingene viser at det er høye horisontalspenninger i retning NV-SØ og lave horisontalspenninger i retning NØ-SV.



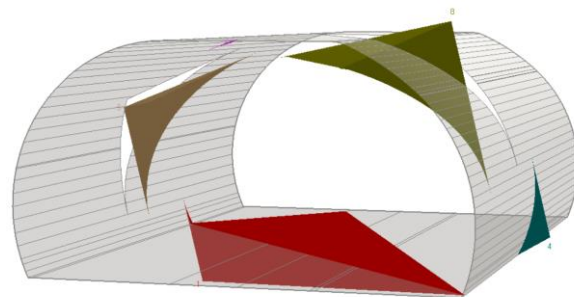
Figur 7.4: Hovedspenningsretninger målt i parkeringshus 3 km vest for tunnelen (Larsen, 2013). Tunnelaksen er tegnet inn for å vise orientering i forhold til hovedspenningsretningene.

7.2.1 iii) Analyseresultat

Basert på de tidligere kartlagte sprekkesettene kan det dannes større blokker i venstre vegg/vederlag og høyre vederlag/heng. De største blokkene uten sikring har sikkerhetsfaktor på 0,72 (blokk 5 – brun), og 0,70 eller 0,74 (blokk 8 – grønn-gul) avhengig av strossetverrsnitt. Det var kun forskjell i sikkerhetsfaktor mellom strossing av H1- og H2-profil for blokk 8. Figur 7.5 - 7.6 viser største mulige blokker som kan dannes grunnet tilstedeværende sprekkesett i Haumyrheitunnelen. Oversikt over sikkerhetsfaktorene funnet i Unwedge med og uten bergsikring er listet opp i tabell 7.6. Det ble først brukt boltemønster med c/c 1,75 m for både H1- og H2-profil.



Figur 7.5: Blokkgeometri i Haumyrheitunnelen med strossing av H1-profil.



Figur 7.6: Blokkgeometri i Haumyrheitunnelen med strossing av H2-profil.

Tabell 7.6: Oversikt over sikkerhetsfaktor for blokkene i Haumyrheitunnelen funnet i Unwedge vist i figur 7.5 og 7.6.

Blokk \ Profil	H1 - Avrundet tak	H2 - Flatt tak	H1- med bolter (c/c 1,75m)	H2 - med bolter (c/c 1,75 m)
4 (blå)	2,11	2,11	2,11	2,11
5 (brun)	0,72	0,72	5,55	3,40
7(rosa)	0,15	0,14	36,00	36,00
8 (gul-grønn)	0,70	0,74	1,36	1,59

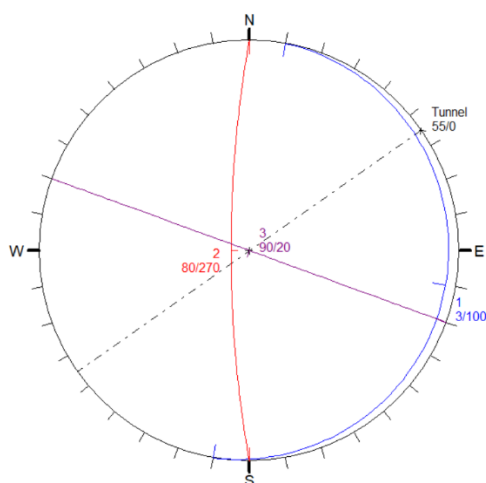
Resultatene viser at sikkerhetsfaktoren tilfredsstillende kravene til korttidsstabilitet ($FS > 1,3$) for boltemønster c/c 1,75 m, for både H1- og H2-profil. Krav til langtidsstabilitet for samtlige blokker ($FS > 1,5$) er kun tilfredsstillende med H2-profil. I blokk 8 med H1-profil, ble FS estimert til under 1,5 og det ble derfor lagt inn nytt boltemønster med c/c 1,5 m. Ny FS i blokk 8 med H1-profil ble dermed 1,9, som tilfredsstillende kravet til langtidsstabilitet.

7.2.2 Blokkstabilitet ved strossing av Leirvíkartunnelen

Tilsvarende analyse for vurdering av blokkstabilitet har blitt utført for Leirvíkartunnelen med strossing fra T8,5 til T12,5-profil. Geologiske parametere er basert på målinger i kapittel 6.

7.2.2 i) Sprekkeorientering

Sprekkeorienteringen ble kartlagt under befaringen på Færøyene og presentert i kapittel 6.1.2. Sprekkesettene som anvendes i Unwedge er listet opp i figur 7.7 og tabell 7.7.



Tabell 7.7: Sprekkeorientering til utpregede sprekkesett i Leirvíkartunnelen.

Sprekkesett	Fall [°]	Fallretning [°]
Foliasjon (1)	3	100
SP1 (2)	80	270
SP2 (3)	90	020

Figur 7.7: Stereoplot av kartlagte sprekkesett i Leirvíkartunnelen med inntegnet tunnelakse.

7.2.2 ii) Inngangsparametere

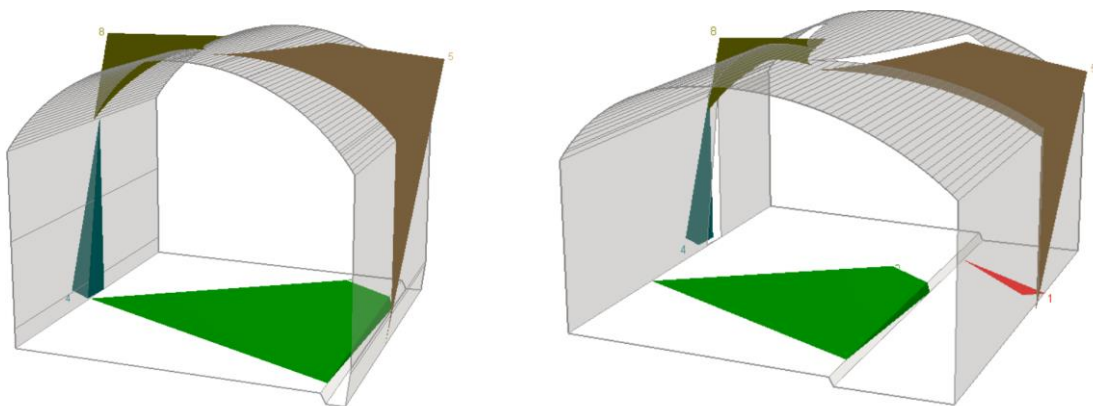
Parameterne som har blitt brukt i denne analysen er basert på feltundersøkelsene i kapittel 6 og Barton & Choubey (1977). Følgende parametere for basaltiske sprekkeflater i Barton-Bandis-kriteriet har blitt brukt i både Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen:

- ❖ JCS = 65 MPa (Porøs bergart og/eller forvitret sprekkeflate)
- ❖ JRC = 2,5 (Ru og plan)
- ❖ Residual friksjonsvinkel = 30° (Barton & Choubey, 1977)

Spenningsbildet i Leirvíkartunnelen er basert på antakelsen om regional ekstensjon i kapittel 6 og følgelig lave horisontalspenninger i forhold til vertikalspenning. Grunnet relativt stor bergoverdekning er det valgt å bruke konstant spenningsfelt med overdekning på 300 m og tetthet $2,9 \text{ g/cm}^3$ (kapittel 6.2.4). Det gir en vertikalspenning på ca. 8,7 MPa. Regional ekstensjon på Færøyene har foregått i flere retninger, og det antas derfor at horisontalspenningene er like i alle retninger. Spenningsforholdet (k) settes følgelig til 0,5 etter samtale med veileder (Grøv, 2020). Det ble brukt boremønster med c/c på 2 m.

7.2.2 iii) Analyseresultat

Med de kartlagte sprekkesettene dannes det to blokker i hvert av vederlagene og én i venstre vegg for ikke-strosset og strosset tunnel, vist i figur 7.8. Blokk 5 (brun) og 8 (gul-grønn) er de mest ustabile, med en sikkerhetsfaktor på henholdsvis 1,14 og 0,99 før bolting. Det er lagt inn bolter som tilfredsstillende krav til bergsikring i henhold til Q-systemet utviklet for færøyske vegg-tunneler i figur D-2 i vedlegg D. Med bergsikring er sikkerhetsfaktoren over 2 for samtlige av blokkene, som tilfredsstillende kravet til langtidsstabilitet. Sikkerhetsfaktorer funnet i Unwedge for ikke-strosset og strosset tunnel, med og uten bolting er listet opp i tabell 7.8.



Figur 7.8: Avgrensede blokker i Leirvíkartunnelen med utpregede sprekkesett. Tunnelen til venstre viser gammelt tunnelverrsnitt (T8,5) og tunnelen til høyre viser strosset tunnel (T12,5).

Tabell 7.8: Oversikt over sikkerhetsfaktor funnet i Unwedge for blokkene i Leirvíkartunnelen.

Blokk \ Profil	T8,5	T12,5	T12,5 med sikring
4 (blå)	15,17	15,17	99,98
5 (brun)	1,14	1,14	2,16
8 (gul-grønn)	0,99	0,99	2,27

Analyseresultatene viser ingen forskjell i sikkerhetsfaktor ved strossing fra T8,5 til T12,5-profil. Det kan skyldes at Unwedge regner ut sikkerhetsfaktor for den største mulige blokken. I dette tilfellet dannes de samme blokkene for de ulike tunnelprofilene, og en får tilsynelatende ingen forskjell i sikkerhetsfaktor.

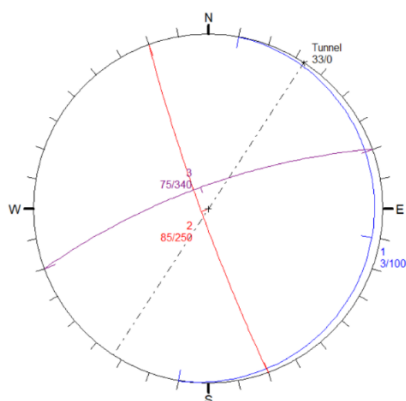
Det bør følgelig gjennomføres geologisk inspeksjon etter strossingen, for å observere om nye blokker har blitt avløst og følgelig installere tilstrekkelig bolting. De installerte boltene gir en sikkerhetsfaktor over 1,5 for samtlige blokker, som tilfredsstillende kravet til langtidsstabilitet.

7.2.3 Blokkstabilitet ved strossing av Hvannasundstunnilin

Tilsvarende analyse for vurdering av blokkstabilitet har blitt utført for Hvannasundstunnilin med strossing fra T4 til T8,5.

7.2.3 i) Sprekkeorientering

Sprekkeorienteringen ble kartlagt under befaringen til Færøyene og presentert i kapittel 6.1.2. Sprekkesettene som anvendes i Unwedge er listet opp i figur 7.9 og tabell 7.9.



Figur 7.9: Stereoplot av kartlagte sprekkesett i Hvannasundstunnilin med inntegnet tunnelakse.

Tabell 7.9: Sprekkeorientering til utpregede sprekkesett i Hvannasundstunnilin

Sprekkesett	Fall [°]	Fallretning [°]
Foliasjon (1)	3	100
SP1 (2)	85	250
SP2 (3)	75	340

7.2.3 ii) Inngangsparametere

Parameterne som har blitt brukt i denne analysen er basert på feltundersøkelsene i kapittel 6 og Barton & Choubey (1977). Følgende parametere for basaltiske sprekkeflater i Barton-Bandis-kriteriet har blitt brukt i både Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin:

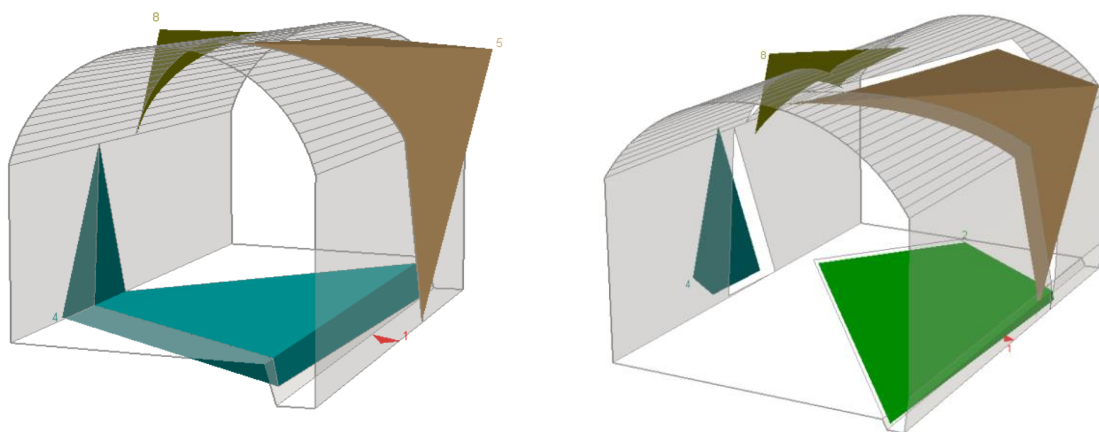
- ❖ JCS = 65 MPa (Porøs bergart og/eller forvitret sprekkeflate)
- ❖ JRC = 2,5 (Ru og plan)
- ❖ Residual friksjonsvinkel = 30° (Barton & Choubey, 1977)

Spenningsforholdet mellom vertikal og horisontalspenning i denne modellen er tilsvarende som for modellen til Leirvíkartunnilin. Det har blitt brukt en annen bergoverdekning på 500 meter som tilsvarer største bergoverdekning i Hvannasundstunnilin.

Det gir en vertikalspenning på ca. 14,5 MPa og følgelig en horisontalspenning på 7,25 MPa med et k-tall på 0,5. Det ble brukt boltemønster med c/c på 2 m for å oppnå ønsket sikkerhetsfaktor i alle blokkene.

7.2.3 iii) Analyseresultat

Med de kartlagte sprekkesettene dannes det to blokker i hvert av vederlagene og én i venstre vegg for ikke-strosset og strosset tunnel, vist i figur 7.10. Blokk 5 (brun) og 8 (gul-grønn) er de mest ustabile med en sikkerhetsfaktor på henholdsvis 0,99 og 0,76 etter strossing og før bolting. Det er også her lagt inn bolter som tilfredsstillende krav til bergsikring i henhold til Q-systemet utviklet for færøyske vegtunneler i figur D-2 i vedlegg D. Med bergsikring er den laveste sikkerhetsfaktoren 1,69 for blokk 8, som tilfredsstillende kravet til langtidsstabilitet. Sikkerhetsfaktorer funnet i Unwedge for ikke-strosset og strosset tunnel, med og uten bolting er listet opp i tabell 7.10.



Figur 7.10: Avgrensede blokker i Hvannasundstunnelen med utpregede sprekkesett. Tunnelen til venstre viser gammelt tunnelverrsnitt (T4) og tunnelen til høyre viser strosset tunnel (T8,5).

Tabell 7.10: Oversikt over sikkerhetsfaktor funnet i Unwedge for blokkene med T4 og T8,5-profil, med og uten bergsikring i Hvannasundstunnelen.

Blokk \ Profil	T4	T8,5	T8,5 med sikring
4 (blå)	15,66	14,77	45,02
5 (brun)	0,99	0,99	2,03
8 (gul-grønn)	0,77	0,76	1,69

7.2.4 Diskusjon av usikkerhet og endring i sikkerhetsfaktor

Resultatene viser liten eller ingen endring i sikkerhetsfaktor før og etter strossing for samtlige strossetverrsnitt. Det kan som nevnt skyldes at Unwedge beregner sikkerhetsfaktoren for den største mulige blokken i hvert av tunnelprofilene. Det er derimot en liten forskjell i sikkerhetsfaktor mellom strossing av H1- og H2-profil.

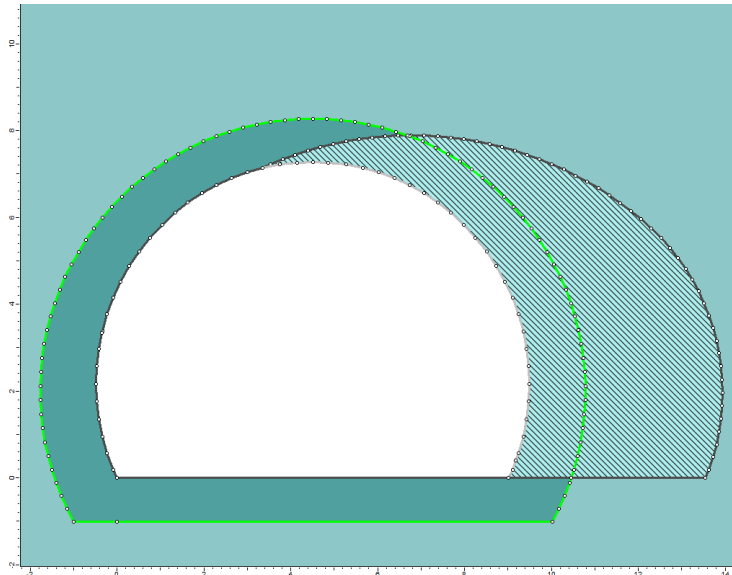
For den største ustabile blokken (blokk 8) ved strossing av T8,5 til T13-profil, er sikkerhetsfaktoren for H1- og H2-profil henholdsvis 0,70 og 0,74. Alle identifiserte blokker i Leirvíkartunnelin og Hvannasundstunnelin blir stabile ($FS > 1,5$) ved å installere bergsikring med boltemønster c/c 1,75m eller 1,5 m. Grunnet liten forskjell i sikkerhetsfaktor for ikke-strosset og strosset tunnel, er Unwedge mindre egnet for å vurdere endringer i blokkstabilitet før og etter strossing. Unwedge er derimot et godt verktøy for å estimere sikkerhetsfaktor etter at tunnelen er strosset og ved installering av bergsikring. Analytisk vurdering av blokkstabilitet vil alltid innebære usikkerhet, grunnet usikkerhet i input-parametere. Det ble for eksempel observert i Unwedge at en liten endring JRC eller residual friksjonsvinkel, ga betydelig utslag på sikkerhetsfaktoren. I denne oppgaven vil det være usikkerhet i JRC-parameteren som er basert på en subjektiv vurdering under befaringen, og tilnærmet på et teoretisk grunnlag etter Barton (1987). JCS-verdien vil også inneholde betydelig usikkerhet da rekylverdiene målt med Schmidt-hammer, varierer innenfor korte avstander i Leirvíkartunnelin. Residual friksjonsvinkel er kun basert på tidligere målinger etter Barton & Choubey (1977).

7.3 Numeriske stabilitetsvurderinger på ulike strossetverrsnitt

I dette delkapittelet har det blitt utført enkle numeriske analyser i programvaren RS2, versjon 10 (Rocscience Inc, 2020a). Det har blitt utført en parameterstudie med 4 ulike geologimodeller i kombinasjon med 7 geometriske modeller, som hver representerer et strossetverrsnitt. Formålet med parameterstudiet er å vurdere endring i spenningsfordeling, deformasjon og oppsprekking rundt tunnelkonturen med ulike strossetverrsnitt og sprekkeorienteringer.

7.3.1 Modeller og inngangsparametere

Det har blitt utført enkel numerisk analyse med syv ulike strossetverrsnitt, hvor to representerer strossing av T4 til T8,5-profil, to av T7,5 til T8,5-profil og tre av T8,5 til T13 profil. Oversikt over samtlige strossetverrsnitt med gitt navn er listet opp i vedlegg B. Eksempel på strossetverrsnitt med H1-profil er vist i figur 7.11. Alle modellene er tillagt et konstant spenningsfelt på 10 MPa, som tilsvarer en bergoverdekning på ca. 350 m med gitte tettheter i tabell 7.11. Denne bergoverdekningen er i størrelsesorden til de aktuelle tunnelene på Færøyene og mange eksisterende tunneler i Norge. Orienteringen til bergspenningene er valgt slik at største og minste hovedspenning står normalt på tunnelaksen. Forholdstallet (k) mellom største horisontal- og vertikalspenning er valgt til 0,5 og 2,0. Vertikalspenning og horisontalspenning antas å være hovedspenningsretninger i modellene. Det er ikke lagt inn vanntrykk i modellene, slik at hovedspenninger er lik effektive hovedspenninger.



Figur 7.11: Eksempel på modelloppsett i RS2 med H1-profil. Lysegrønn linje indikerer avgrensning av EDZ (mørkegrønn), og skravert område som strosses ut i modellen.

Det har blitt utført numerisk analyse med fire ulike geologier for samtlige strossetverrsnitt. Inngangsparameterne som er brukt i de ulike geologiene er listet opp i tabell 7.11. Parameterne er basert på anbefalte tall fra Rocscience, tester utført av SINTEF og resultater fra laboratoriearbeidet presentert i kapittel 6.

Tabell 7.11: Oversikt over inputparametere for de 4 geologiene brukt i RS2 (Rocscience Inc, 2020a).

Oversikt over geologier med tilhørende parametere					
Geologi		1	2	3	4
Bergart		Basalt		Granittisk gneis	
UCS [MPa]	Lab.test og (SINTEF, 2018)	70		150	
MR	(Rocscience Inc, 2020a)	350		475	
E _i [MPa]	(Palmström & Singh, 2001)	24.500		71.250	
Poisson's tall, ν	(Gercek, 2006)	0,22		0,20	
Tetthet [g/cm ³]	Lab.test og (SINTEF, 2018)	2,9		2,7	
m _i	(Rocscience Inc, 2020a)	25		30	
GSI		40	60	60	60
k (horisontalspenning/vertikalspenning)		0,5	0,5	0,5	2,0

Bergmassens styrke er modellert med det generalisert Hoek-Brown-kriteriet gitt i likning 3.3-3.6 med plastisk og elastisk oppførsel. Resterende verdier i kriteriet er basert på tabell 7.11, og er listet opp i vedlegg J. Forstyrrelsesfaktoren (D) som følge av mindre skånsom sprengning i eldre vegtunneler er satt til 0,2 i EDZ-sonen etter samtale med hovedveileder (Grøv, 2020) og Nghia (2020). Det antas videre skånsom sprengning rundt de nye tunnelprofilene med D på 0. Det er brukt GSI-verdier på 40 og 60 med residualverdi gitt etter formel (7.1) (Cai et., 2007):

$$GSI_r = GSIe^{-0.0134GSI} \quad (7.1)$$

7.3.2 Analyseresultat med numerisk modellering

7.3.2 i) Generelt resultat og tolkning

I denne parameterstudien er det utført 28 enkle numeriske analyser hvor følgende resultater er hentet ut og listet opp i vedlegg K, som følge av strossing av de ulike strossetverrsnittene:

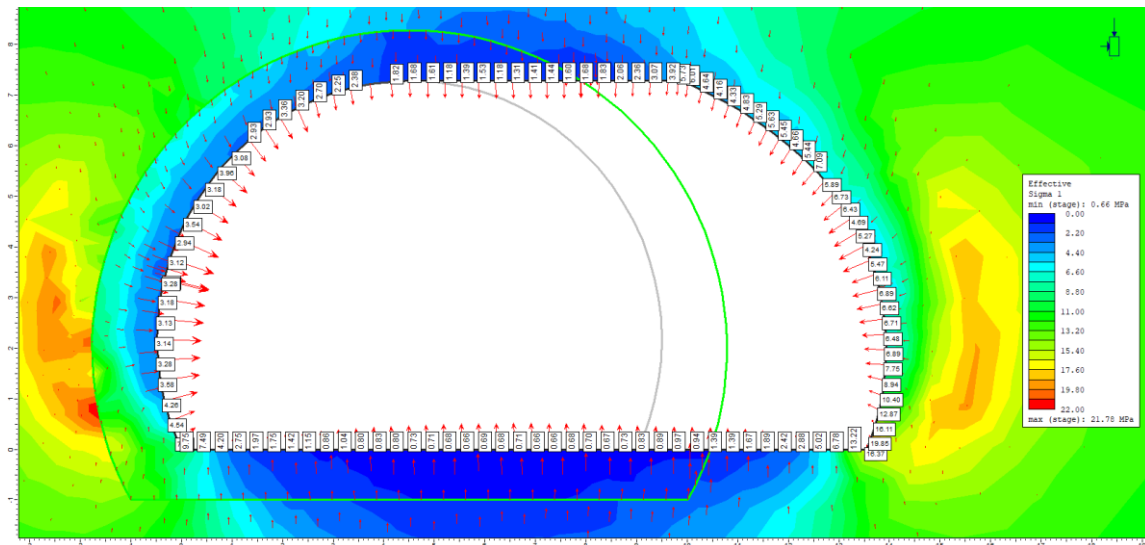
- ❖ Maksimal endring i deformasjon i heng ($\delta_{\max\text{-heng}}$)
- ❖ Maksimal endring i deformasjon i vegg/vederlag ($\delta_{\max\text{-vegg}}$)
- ❖ Endring i antall bruddelement
- ❖ Minste, største hovedspenning i heng ($\sigma_{1\min\text{-heng}}$)
- ❖ Minste, største hovedspenning i vegg/vederlag ($\sigma_{1\min\text{-vegg}}$)

Det er valgt å bruke $\sigma_{1\min\text{-heng}}$ (merket med gult i vedlegg K) som kritisk parameter for å vurdere hvilke strossetverrsnitt som gir minst stabil situasjon. Denne parameteren sier hvor mye innspenning som kan forventes i hengen etter strossingen. Knyttet til blokkstabilitet er $\sigma_{1\min\text{-heng}}$ viktig knyttet til normalspenning og skjærmotstand på sprekkeflatene. En lav $\sigma_{1\min\text{-heng}}$ øker sannsynligheten for at de drivende kreftene blir større enn de stabiliserende kreftene på en sprekkeavløst blokk (Li, 2018).

Analyseresultatene viser noe økning i deformasjon og antall bruddelement for samtlige strossetverrsnitt med GSI på 40. Det er liten endring i deformasjon og antall bruddelement, sammenlignet med endring i $\sigma_{1\min\text{-heng}}$. For geologiene med GSI-verdi på 60, er forskjellen i deformasjon og antall bruddelement liten, og noe endring i $\sigma_{1\min\text{-heng}}$. Generelt sett er påvirkning fra strossingen mindre jo bedre bergmassen er (økende GSI). Vurdering av gunstig strossetverrsnitt er derfor viktigst i bergmasser av dårlig kvalitet, i for eksempel svakhetssoner med Q-verdi mindre enn 2, som tilsvarer $GSI < 50$ i henhold til Hoek et al. (1995).

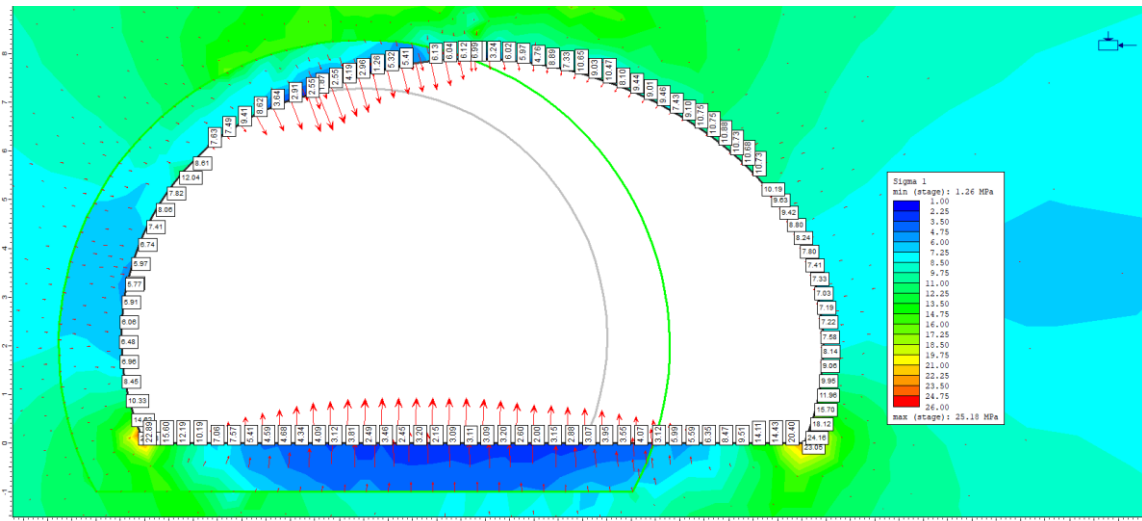
7.3.2 ii) Nærmere undersøkelse for strossing av H1- og H2-profil

Det har vært diskutert blant byggherre, konsulent og entreprenør om Haumyrheitunnelen skal strosses med H1- eller H2-profil. Analyseresultatene for H1- og H2-profil med figurer vil derfor bli presentert nærmere i dette delkapittelet. For de geologiske modellene med $k = 0,5$ fører strossing av H2-profilet til lavest $\sigma_{1\min\text{-heng}}$. Figur 7.12 viser spenningsbildet for største hovedspenning (σ_1) og relativ deformasjon med røde piler. Den laveste innspenningen oppstår i hengen med $\sigma_1 < 1,5$ MPa over en strekning på 3 meter. I hele hengen innenfor EDZ er $\sigma_1 < 2$ MPa. Størst deformasjon og endring i deformasjon som følge av strossingen, oppstår i venstre vederlag og vegg i eksisterende tunnelprofil innenfor EDZ.



Figur 7.12: Spenningsfordeling (σ_1) med mest konservative resultat for geologi 1 ($GSI = 40$, $k = 0,5$, $UCS = 70$ MPa), med induuerte spenninger rundt tunnelkonturen og relativ deformasjon (røde piler) for strossing av H2-profil. Største deformasjon er 13,8 cm i venstre vegg. $\sigma_{1min-heng}$ er 1,18 MPa innenfor EDZ og 1,83 MPa utenfor EDZ. Resultatene viser størst deformasjon i gjenstående vegg i opprinnelig tunnelåpning.

I modellen med geologi 4 ($GSI = 60$, $k = 2$), er det strossing med H1-profil som gir lavest $\sigma_{1min-heng}$ på 1,26 MPa innenfor EDZ vist i figur 7.13. $\sigma_{1min-heng}$ utenfor EDZ er 3,24 MPa.



Figur 7.13: Spenningsfordeling (σ_1) med mest konservative resultat for geologi 4 ($GSI = 60$, $k = 2,0$, $UCS = 140$ MPa), med induuerte spenninger rundt tunnelkonturen og relativ deformasjon (rød piler) for strossing av H1-profil. Største deformasjon er 2,4 cm i venstre vederlag. $\sigma_{1min-heng}$ er 1,26 MPa innenfor EDZ og 3,24 MPa utenfor EDZ. Resultatene viser størst deformasjon i overgangen mellom eksisterende tunnellop og nytt strosset tunnellop.

H2-profil gir derimot størst $\sigma_{1min-heng}$ på 4,35 MPa ved strossing i geologi 4, selv innenfor EDZ. En forklaring på at H1-profilet opplever minst innspenningen i hengen med $k=2,0$ kan skyldes sekundær oppsprekking grunnet høye tangentialspenninger og følgelig mer spenningsavløsning langs tunnelhengen. H2-profilet vil ha mindre spennvidde på tvers av største hovedspenningsretning når $k=2,0$.

Økt tunnelhøyde ved strossing av H1-profil og tilstedeværelse av høye horisontalspenninger ($k=2,0$) vil føre til større spenningskonsentrasjon i heng, sammenlignet med å strosse med uendret takhøyde (H2-profil). Strossing med H2-profil og $k=2,0$ vil føre til mindre spenningskonsentrasjon i hengen, som følgelig vil føre til mindre sekundær oppsprekking og spenningsavløsning. Med høye vertikalspenninger ($k=0,5$) vil det derimot være ønskelig å beholde spenningskonsentrasjonen i hengen, når hengen opplever den minste tangentialspenningen. Spenningskonsentrasjon i hengen med høye vertikalspenninger vil i større grad opprettholdes ved å strosse med økt takhøyde, sammenlignet med å strosse med uendret takhøyde. I tunneler med liten bergoverdekning er det enda viktigere å beholde spenningskonsentrasjonen i hengen når det strosses, for å opprettholde nødvendig innspenning. Basert på analyseresultatene og diskusjon er anbefalt strossetverrsnitt med H1- eller H2-profil som funksjon av bergoverdekning og spenningsbilde oppsummert i tabell 7.12.

Tabell 7.12: Anbefalt strossetverrsnitt ved strossing av T8,5 til T13-profil som funksjon av bergoverdekning og spenningsbilde.

Spenningsfordeling	Liten bergoverdekning	Stor bergoverdekning
$k = 0,5$	H1/H3 ^{**})	H1 / H3
$k = 2,0$	H1/H2/H3 ^{*)} **)	H2
<p>*) I tilfeller med høye horisontalspenninger og liten bergoverdekning kan strossing med H1- og H3-profil og økt tunnelhøyde gi gunstig innspenning i hengen, men reduksjon i bergoverdekning. Strossing med H2-profil vil beholde bergoverdekningen, og samtidig ha gunstig innspenning i hengen grunnet høye horisontalspenninger, men mindre enn for H1- og H3-profil.</p> <p>**) I tilfeller med svært liten bergoverdekning kan strossing med H1- eller H3-profil være kritisk, da bergoverdekningen vil reduseres ytterligere. Strossing med H2-profil kan derfor være mer gunstig i tilfeller med liten bergoverdekning, for å beholde bergoverdekningen, selv om H2-profil opplever mindre innspenning i hengen, sammenlignet med H1- og H3-profil.</p>		

7.3.2 iii) Elastisk analyse

Det ble også utført elastisk analyse med H1- og H2-profil for å undersøke $\sigma_{1\text{min-heng}}$ og deformasjon i heng med geologi 1 og 4. Elastisk analyse ble utført for å neglisjere effekten av EDZ og oppsprekking. Analyseresultatene er vist i vedlegg L og listet opp i tabell 7.13. Med høye vertikalspenninger viser analyseresultatene at innspenningen ($\sigma_{1\text{min-heng}}$) i hengen er dobbelt så stor ved strossing av H1-profil, sammenlignet med H2-profil. Reduksjon i innspenning er også størst for strossing med H2-profil. For geologi 4 med høye horisontalspenninger, gir strossing med H1-profil størst σ_1 i hengen på 18,3 MPa, som følgelig gir større sannsynlighet for sekundær oppsprekking og påfølgende spenningsavløsning.

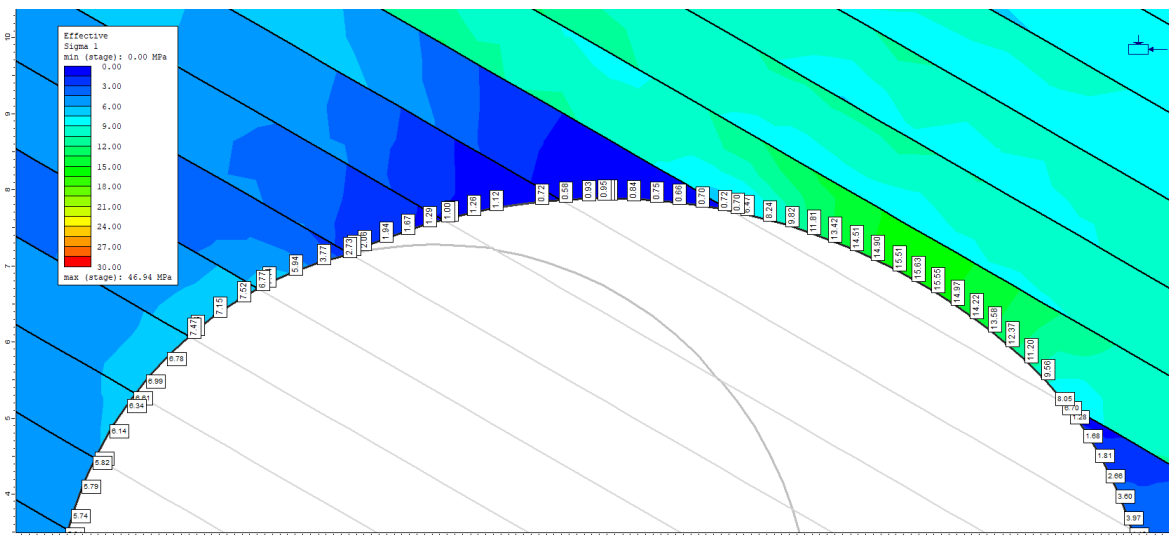
Tabell 7.13: Oversikt over analyseresultater med elastisk analyse for estimering av $\sigma_{1min-heng}$ og endring i deformasjon grunnet strossingen.

Strossetverrsnitt \ geologi	Geologi 1 ($\sigma_{1min-heng}$)	Geologi 4 ($\sigma_{1min-heng}$)
H1	3,89 (-1,61) MPa	18,37 (-3,23) MPa
H2	2,04 (-3,46) MPa	12,91 (-8,69) MPa
	Geologi 1 ($\delta_{max-heng}$)	Geologi 4 ($\delta_{max-vegg}$)
H1	2,4 (+0,7) cm	0,2 cm (+0,1 cm)
H2	2,6 (+0,9) cm	0,2 cm (+0,1 cm)

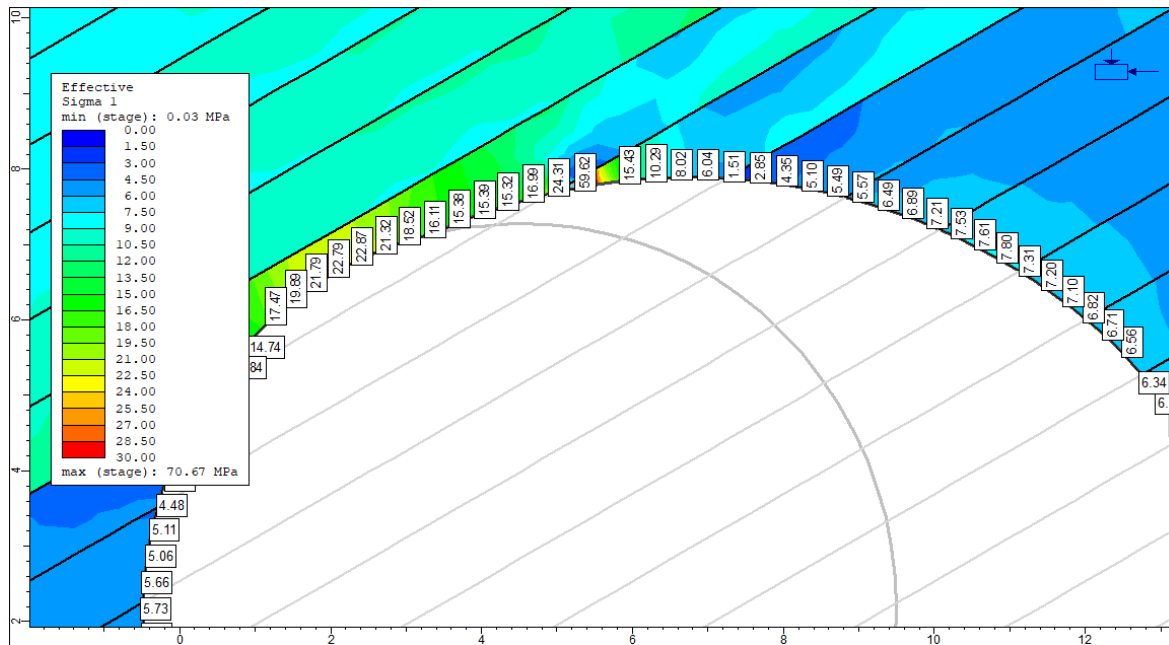
Endring i deformasjon er liten for geologi 4 med GSI = 60. For geologi 1 med GSI = 40 er endring i deformasjon relativ lik for H1- og H2-profilen, med en endring på henholdsvis 0,7 og 0,9 cm i hengen.

7.3.2 iv) Sprekkeorientering

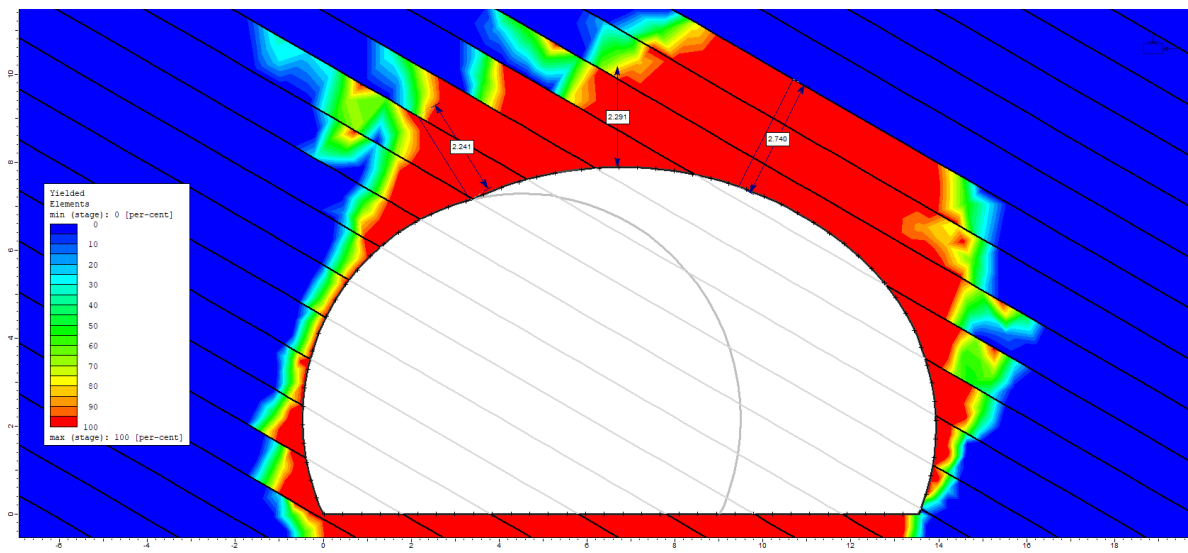
Sprekkeorienteringens effekt på spenningsendringer og sekundær oppsprekking, avhengig av hvilken side det strosses på, ble også undersøkt med H1-profil og geologi 2. Geologi 2 har også blitt brukt med høye horisontalspenninger og vil bli merket som geologi 2* ($k=2,0$). Det ble utført plastisk og elastisk analyse med ett sprekkesett og fall på 30° . Sprekkeparameterne som har blitt brukt er tilsvarende for de som er brukt i kapittel 7.2. Spenningsfordeling til σ_1 og utstrekning til den plastiske bruddsonen har blitt undersøkt. Analyseresultatene for elastisk spenningsfordeling og utstrekning til plastisk bruddsone med geologi 2* er vist i figur 7.14 - 7.17. Øvrige analyseresultater for geologi 2 ($k=0,5$) og geologi 2* er vist i vedlegg M.



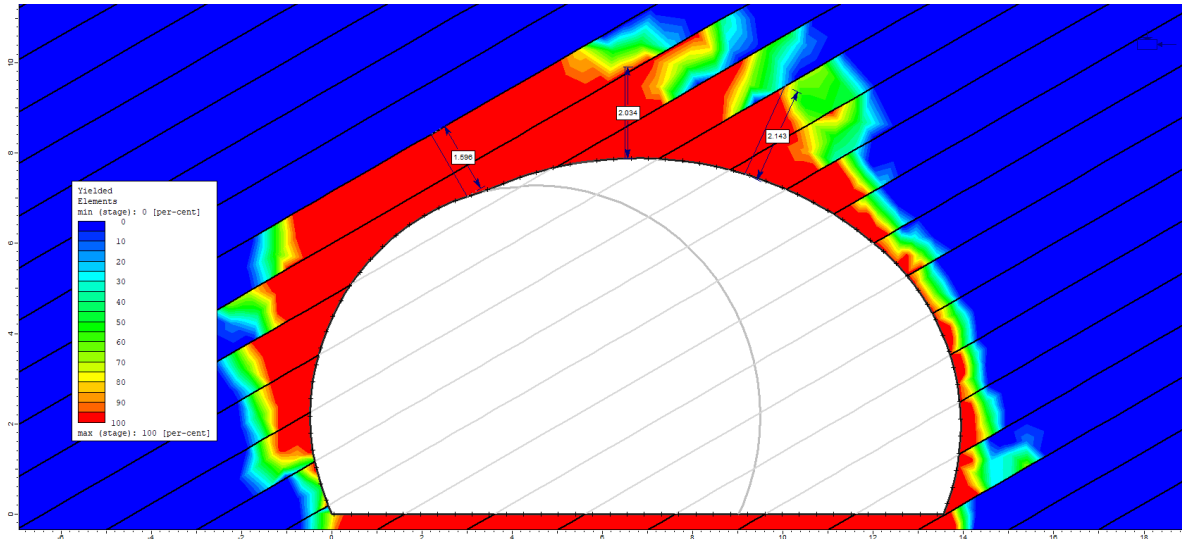
Figur 7.14: Spenningsfordeling (σ_1) for elastisk modell, sprekkesett med fallvinkel 30° og geologi 2* (GSI = 60, $k = 2,0$, UCS = 70 MPa). Strossingen er gjort i samme retning som fallretningen til sprekkesettet. Resultatet viser betydelig spenningsavløsning i heng og venstre vederlag. I hengen er $\sigma_1 < 1$ MPa over en utstrekning på ca. 2 m. Det oppstår spenningskonsentrasjon i høyre vederlag som fører til oppsprekking i plastisk modell, vist i figur 7.16.



Figur 7.15: Spenningsfordeling (σ_1) for elastisk modell, sprekkeseett med fallvinkel 30° og geologi 2* ($GSI = 60$, $k = 2,0$, $UCS = 70$ MPa). Strossingen er gjort mot fallretningen til sprekkesettet. Resultatet viser betydelig mindre spenningsavløsning i heng og vederlag, sammenlignet med strossing med fallretningen. $\sigma_1 > 1$ MPa langs hele konturen. Spenningskonsentrasjon i venstre vederlag fører også til mindre oppsprekking i plastisk modell vist i figur 7.17.



Figur 7.16: Utstrekning av bruddsone for plastisk modell, sprekkeseett med fallvinkel 30° og geologi 2* ($GSI = 60$, $k = 2,0$, $UCS = 70$ MPa). Strossingen er gjort i samme retning som fallretningen til sprekkesettet. Utstrekningen ligger mellom 2,2 til 2,7 meter i heng og vederlag. I dette tilfellet bør det derfor velges minst 4 meter lange bolter for å oppfylle krav om minst 1 meter forankring inn i elastisk sone (blå farge/ikke oppsprukket) (Li, 2018).



Figur 7.17: Utstrekning av bruddsone for plastisk modell, sprekkeseitt med fallvinkel 30° og geologi 2* (GSI = 60, $k = 2,0$, UCS = 70 MPa). Strossingen er gjort i motsatt retning i forhold til fallretningen til sprekkeseittet. Utstrekningen ligger mellom 1,6 til 2,1 meter i heng og vederlag. I dette tilfellet bør det derfor velges minst 3 meter lange bolter, for å oppfylle krav om minst 1 meter forankring inn i elastisk sone (blå farge/ikke oppsprukket sone) (Li, 2018).

7.3.2 v) Videre diskusjon av gunstig strossetverrsnitt

Basert på de plastiske analyseresultatene gir H2-profilet lavest innspenning i hengen, for modellene med $k = 0,5$. I geologi 4 ($k = 2,0$) gir H1-profilet lavest innspenning, og H2-profilet gir høyest innspenning i hengen. H3-profilet gir stort sett mest gunstig innspenning i hengen med samtlige geologimodeller. Det kan skyldes at størsteparten av EDZ strosses bort når eksisterende kontur strosses med H3-profil. Det ble også utført analyser med geologi 1 uten EDZ, hvor H3 også ga best resultat i analysene. H3-profilet er imidlertid ikke utført i noen tidligere prosjekter og er utelukket av entreprenør og byggherren for strossing av Haumyrheitunnelen. H3-profilet vil derfor ikke bli vurdert videre i oppgaven.

Den mest kritiske endringen av $\sigma_{1\text{min-heng}}$ med elastisk analyse, oppstår ved strossing av H2-profil og geologi 1. $\sigma_{1\text{min-heng}}$ reduseres fra 5,5 MPa til 2,0 MPa. For plastisk analyse blir tilsvarende $\sigma_{1\text{min-heng}}$ redusert til 1,18 MPa, som følge av strossingen med geologi 1. $\sigma_{1\text{min-heng}}$ ned mot 1 MPa er relativt liten innspenning, og kan føre til blokkutfall grunnet liten normalspenning på sprekkeplanene. Endring i deformasjon i de plastiske analysene er størst for strossing med H2-profil og geologi 1. Det er minst endring i deformasjon for geologi 4, og forskjellen i deformasjon mellom H1-, H2- og H3-profilene er liten.

Generelt sett vil valg av strossetverrsnitt knyttet til deformasjon ha størst betydning i bergmasser av dårlig kvalitet, i for eksempel svakhetssoner med $Q < 1$ ($GSI < 45$). Knyttet til spenningsfordelingen er diskusjon rundt strossetverrsnitt mer hensiktsmessig. I tabell 7.12 ble anbefalt strossetverrsnitt som funksjon av bergoverdekning og spenningsfordeling listet opp.

Sprekkeorienteringen har synlig betydning for stabiliteten, og følgelig hvilken side tunnelen bør strosses på. Resultatene fra både plastisk og elastisk analyse viser antydning til at det oppstår mer spenningsavløsning i heng og vederlag, ved å strosse i samme retning som fallretningen til sprekkesettet. Ved å strosse med fallretningen (figur 7.14) til sprekkesettet oppstår det en sone med utstrekning på ca. 2 m i hengen hvor $\sigma_1 < 1$ MPa. Strossing mot fallretningen (figur 7.15) gir en jevnere spenningsfordeling langs konturen, hvor $\sigma_1 < 2$ MPa over en strekning på kun 20 cm. Ved strossing med fallretningen, kan stabiliteten i hengen forbedres ved å bolte før strossingen i venstre vederlag til eksisterende tunnel. Et annet alternativ vil være å strosse i to omganger, ved å først strosse mellom koordinatene (9,4) - (9,7.5) - (4,7.5) i figur 7.14, deretter sikre med midlertidige bolter i hengen mellom koordinatene (5,7.5) - (8,7.5) og til slutt strosse ut resten. Strossing i to omganger vil imidlertid kreve ekstra tid og flere arbeidsoperasjoner som må samhandles.

Strossing med fallretningen gir en bruddsone med utstrekning på 2,2 til 2,7 meter i figur 7.16. Strossing mot fallretningen gir en bruddsone med utstrekning på 1,6 til 2,1 meter i figur 7.17. Det viser at ved å strosse mot fallretningen til sprekkesettet vil en oppnå en mindre utstrakt bruddsone, og følgelig en mer stabil situasjon i tidsrommet før midlertidig bergsikring installeres.

8 Sprengningsplaner for strossing med D&B

I dette kapittelet har sprengningsplaner for D&B med ulike strossetverrsnitt blitt utarbeidet, som tilsvarer strossing av Leirvíkartunnelen, Hvannasundstunnelen og Haumyrheitunnelen. Utarbeidelsen er basert på erfaringer og grunnlagsmateriale fra de undersøkte prosjektene i kapittel 5.1, anbefalinger fra fagpersoner ved NTNU og entreprenører (Drevland P. J., 2020) (Birkeland, 2020) (Røberg, 2020) (Storhamar, 2020). For utarbeidelse av sprengningsplanene har programvaren iSURE, produsert av Sandvik AB, blitt brukt (Sandvik, 2020b). Programmet egner seg godt til å designe sprengningsplaner for strossing i tunnel, og har tidligere blitt brukt for strossing i Forsatunnelen (Nessestrand, 2020) (Røberg, 2020).

Hensikten med å utarbeide sprengningsplanene har vært å lage en oversikt over mengder for de ulike strossetverrsnittene, derav antall borehull og ladningsmengde. Eksempler på utarbeidede sprengningsplaner for strossing av Haumyrheitunnelen (H2-profil), Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen er lagt ved i vedlegg P. I dette kapittelet vil utarbeidelse av sprengningsplan for strossing av H1-profil, med inngangsparametere og resultater bli presentert. En sprengningsplan består normalt av en borplan, ladeplan og tennplan (Drevland P. , 2018b). I denne oppgaven vil det kun bli lagt vekt på borplan og ladeplan, da disse er antatt å ha størst betydning for tidsbruk og mengdeforbruk.

8.1 Borplan

En borplan er en illustrativ framstilling av plassering og antall borehull, hullengde og stikning. Hovedforskjellen mellom borplan for driving av ny tunnel og strossing av eksisterende tunnel, er at det ikke er behov for boring av kutt grunnet stor fri overflate. En typisk borplan for strossing i vegtunnel består av konturhull i ytterste rast med redusert hullavstand og overdekning. Borhull i 2.kontur har også redusert hullavstand og overdekning, men ikke like mye som i konturhullene. Strossehull har større hullavstand og overdekning enn konturhull og 2.konturhull, vist i figur 8.2. Ligghull har vanligvis hullavstand og overdekning tilsvarende for 2.konturhull (Birkeland, 2020) (Røberg, 2020).

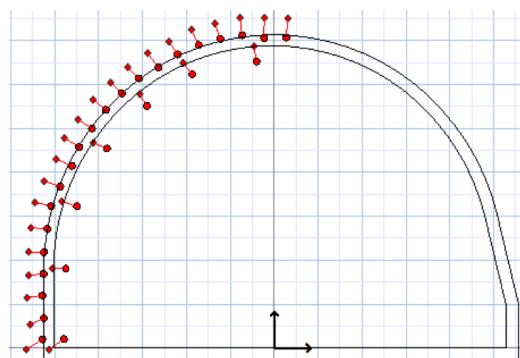
I de undersøkte tunnelprosjektene har det typisk blitt brukt hullavstand på 0,5 - 0,7 m og overdekning på 0,5 - 0,7 m i kontur, og hullavstand på 0,7 - 1,5 m og overdekning på 0,7 m i 2.kontur. Valg av hullavstand og overdekning i denne oppgaven er basert på krav i håndbok R761, standard NS3420, samtale med fagpersoner og anbefalte verdier i NTNU-modellen. I tabell 8.1 er det listet opp omtrentlig hullavstand og overdekning som ble brukt i de undersøkte prosjektene, samt hullavstand og overdekning som har blitt brukt i iSURE.

Tabell 8.1: Hullavstand/overdekning i meter for ulike typer borehull i de undersøkte tunnelprosjektene med strossing. Det er også lagt inn hullavstand/overdekning brukt i iSURE-programmet for samtlige strossetverrsnitt.

Tunnel	Konturhull	2.kontur	Strosshull	Ligghull
Hullavstand [m] / overdekning [m]				
Forsatunnelen (Røberg, 2020)	Ca. 0,5 / 0,5	Ca. 1,2 / 0,5-0,7	-	-
Mjåvannstunnelen (Birkeland, 2020)	Ca. 0,5 / 0,7	Ca. 0,8 / 0,8	Ca. 1,2 / 1	Ca. 0,7 / 0,7
Langnestunnelen (Storhamar, 2020)	Ca. 0,4-0,6 *) /0,1-1,3 **)	-	-	-
Kontursprengnings-forsøk i Eikrem-tunnelen (Kirkeby, 2011)	0,5 / 0,5	0,8 / 0,8	1,2 / 1	0,8 / 0,7
iSURE (Medium sprengbarhet)	0,5 / 0,5	0,7 / 0,7	1,2 / 1	0,7 / 0,7

*) Avhengig av overdekning. Ble kun brukt konturhull i Langnestunnelen.
**) Overdekningen varierte mellom 0,1-1,3 meter. Var vanligvis 0,3 - 0,8m.

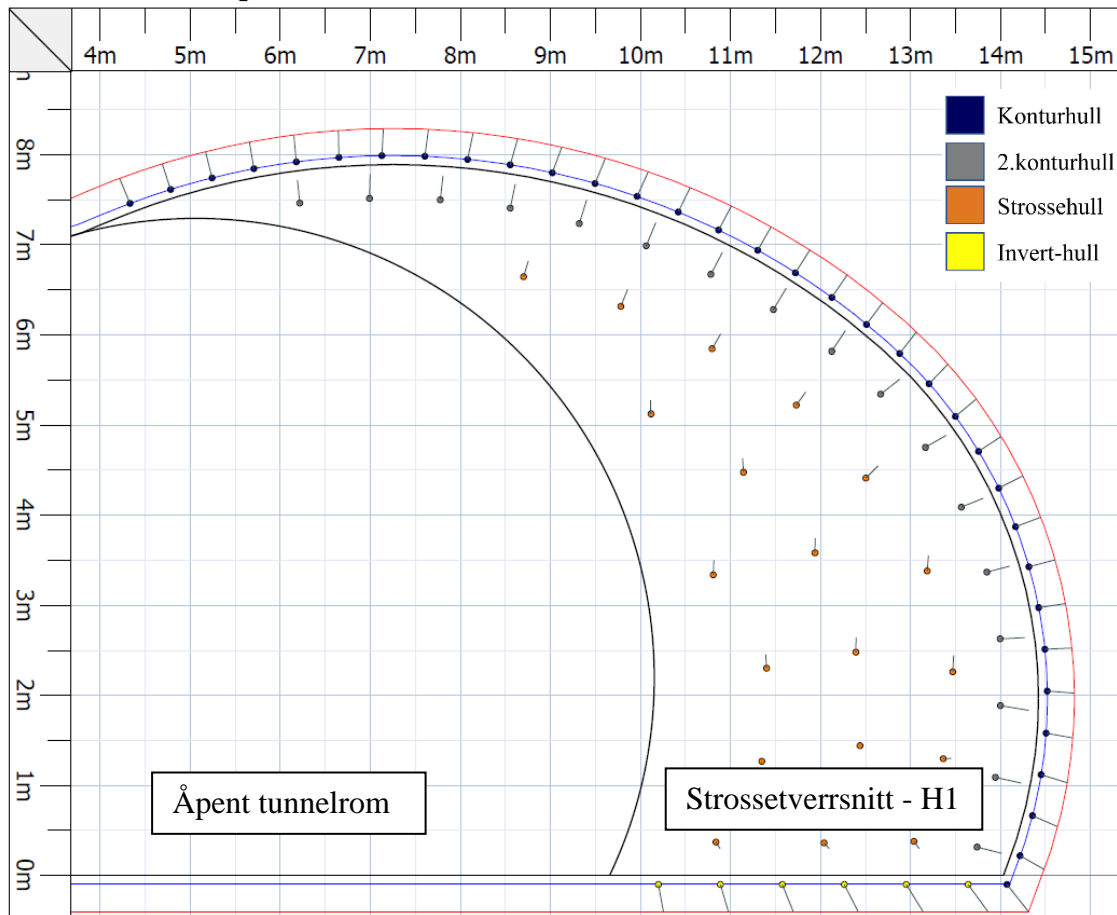
Valg av strossetverrsnitt vil være medvirkende til valg av hullavstand og overdekning. I Forsatunnelen ble det for eksempel brukt stor hullavstand i 2.kontur fordi innspenningen og strosseoverdekningen var liten. Eksempel på borplan fra Forsatunnelen, med strossing av halvt tunnelprofil er vist i figur 8.1. Kontursprengningsforsøk utført av Kirkeby (2011) i Eikremtunnelen, har vist at redusert hullavstand, overdekning og ladningsmengde gir bedre sprengningsresultat og mindre overmasse. Ifølge Kirkeby (2011), bør veggene sprenges med konturhull helt ned til sålen. Det har derfor blitt valgt relativt liten hullavstand og overdekning ved utarbeidelse av borplanene i iSURE, som vil gi bedre sprengningsresultat.



Figur 8.1: Eksempel på borplan med delt tverrsnitt i Forsatunnelen. Hullavstand i kontur og 2.kontur er henholdsvis 0,5 og 1,2 m, og 0,5 m overdekning mellom kontur og 2.kontur (Røberg, 2020). Minste rute tilsvare 0,5 meter i figuren.

Figur 8.2 viser eksempel på konstruert borplan i iSURE som kunne vært brukt for ensidig strossing av H1-profil. Det er antatt medium sprengbarhet og stikning på 0,4 meter. Borplanen består av totalt 76 borehull, hvorav 33 konturhull, 17 2.konturhull, 19 strossehull og 7 ligghull. Retning på stikning er vist som utstikkende linjer fra borhullene, og er også basert på tilsvarende grunnlag for valg av hullavstand og overdekning.

Rød linje tilsvare kontur i bunnen av salven som følge av stikningen, og blå linje tilsvare ansettlinjen for plassering av konturhull. Basert på Kirkeby (2011) er det valgt å trekke konturhullene helt ned til sålen.



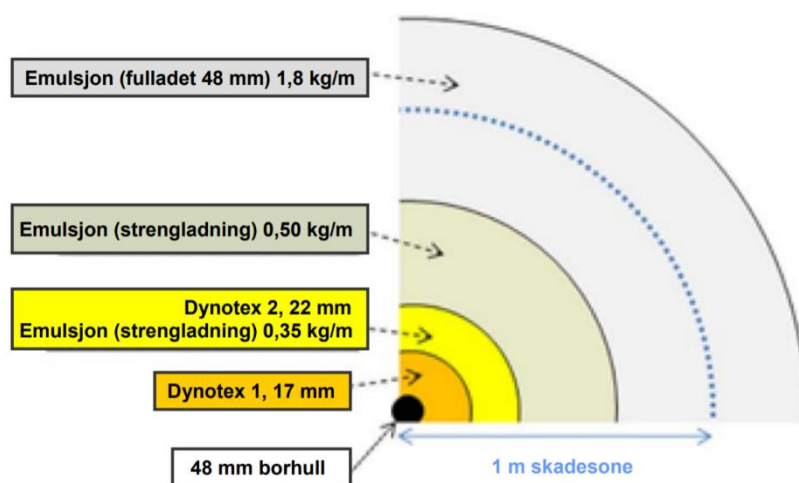
Figur 8.2: Eksempel på egenkonstruert borplan i programvaren iSURE for ensidig strossing av H1-profil (T8,5 til T13). Borplanen er inspirert av borplaner fra strossing av Mjåvannstunnelen, Forsatunnelen og kontursprengningsforsøk i Eikremtunnelen.

8.2 Ladeplan

En ladeplan inneholder informasjon om hvor mye hvert av borehullene skal lades og med hvilke typer sprengstoff. Det er vanlig å strosse med redusert ladning i kontur- og 2.konturhull for å redusere EDZ. Fra undersøkte prosjekter er rørladninger mest brukt i kontur. Rørladninger er utviklet med tanke på kontursprengning og egner seg også til strossing i tunnel (Birkeland, 2020) (Orica, 2010). Til forskjell fra driving av nye vegtunneler, kan salvehullene lades med redusert ladingmengde også i strosse hull, grunnet mindre innspenning og stor fri overflate (Birkeland, 2020). For å oppnå jevnest mulig kontur og minst mulig skade på omkringliggende bergmassen og installasjoner, er det anbefalt etter kontursprengningsforsøket i Eikremtunnelen å bruke redusert ladning i konturhull og 2.konturhull.

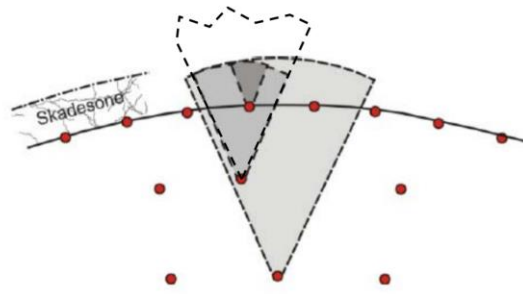
Etter forsøket i Eikremtunnelen, ble det vurdert som hensiktsmessig å lade konturhullene med Dynotex 2 som er en type rørladning og tilsvarer ca. 350 g/m med slurry eller emulsjons-sprengstoff (Kirkeby, 2011). Ved bruk av slurry eller emulsjonssprengstoff er det vanlig å angi ladningsmengden i borehullene i % av fulladet hull eller i g/m.

Forsøket i Eikremtunnelen var på en nydrevet tunnel, og det antas derfor at 350 g/m i konturhull også vil være tilstrekkelig ved strossing av tunnel. Ved å øke ladningsmengden i konturhullene fra 350 til 500 g/m, vil en derimot oppnå en tykkere ladestreg. En tykkere ladestreg gir mindre sannsynlighet for at ladestrengen kuttet. En kuttet ladestreg kan følgelig føre til behov for omskyting (Birkeland, 2020). Ulempen med å øke ladningsmengden til 500 g/m er at EDZ vil øke betydelig, og studier har vist at en slik økning kan øke EDZ med 50 % vist i figur 8.3 (Olsen, 2010). Med slurry-strenglladning på 350 g/m er vanlig EDZ på 0,5 m og ca. 0,75 m for 500 g/m. Det er vanlig å lade alle hull med en 10-20 cm lang bunnladning tilsvarende 100 % fulladede hull. Bunnladninger over 20 cm vil gi betydelig skade på konturen. Et fulladet hull med slurry har EDZ på opp til 1,5 meter, og det er derfor viktig at bunnladningen er innenfor kravene (Kirkeby, 2011).



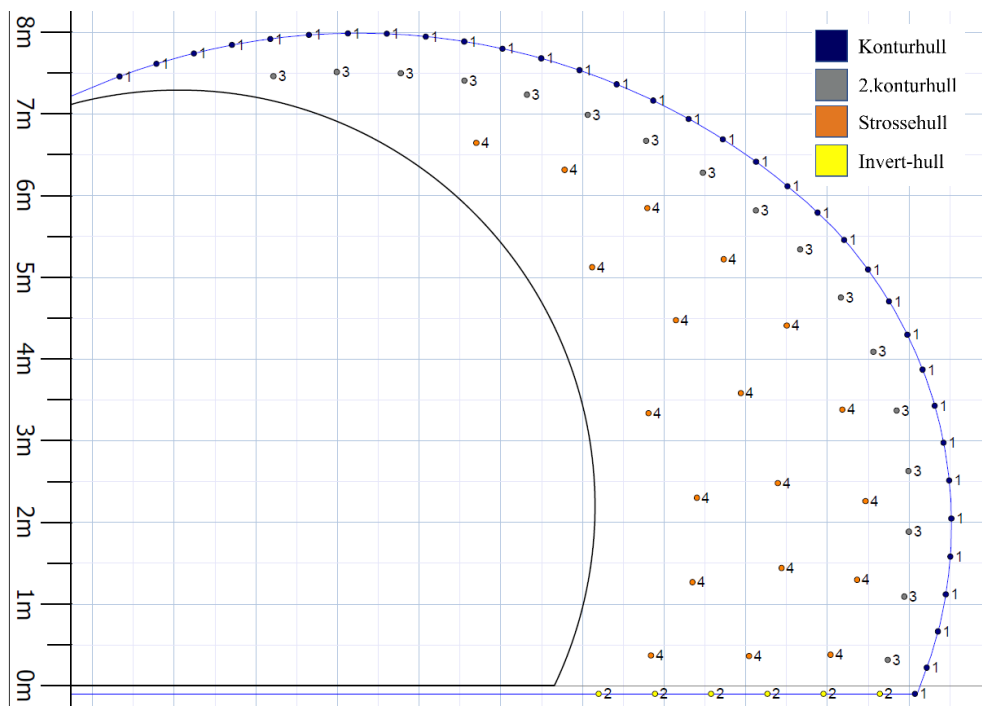
Figur 8.3: Sprengningsskadesone (EDZ) for 48 mm borhull ved bruk av ulike sprengstofftyper (Olsen, 2010).

Det er viktig å ikke lade strosshull nært konturen for hardt. Effekten av redusert ladningsmengde i konturen for å begrense EDZ vil dermed bli redusert. Figur 8.4 viser EDZ fra ulike salvehull med ulik ladningsmengde. Ved å lade for mye i strosshull nært konturen, vil effekten av redusert ladning i konturen bli redusert.



Figur 8.4: Utstrekning av EDZ som følge av sprengning i ulike salvehull. Ladningsmengden i 2.konturhull og strosshull må tilpasses avstand til kontur. Det er lite hensiktsmessig med redusert konturladning om 2.konturhull eller strosshull nært konturen overlades (Jensen & Hansen, 2010).

Etter samtale med Birkeland (2020) er det erfaringsmessig tilstrekkelig å lade med 350 g/m slurry eller emulsjon, tilsvarende Dynotex 2 i konturhull. I resterende hull må ladningsmengden tilpasses overdekningen slik at EDZ til strosshull ikke overskrider EDZ til konturhullene. På grunn av lav innspenning er det mulig å drive med reduserte ladninger i alle hull, men brytningen vil ikke bli like god som ved bruk av fulladede strosshull. Ladeplan med reduserte ladninger i figur 8.5 og tabell 8.2 er ansett som tilstrekkelige, etter samtale med Birkeland (2020). Uladet lengde (stemming) i borehullene som er brukt i ladeplanen er basert på anbefalinger fra Drevland (2018b) og (2020), listet opp i tabell 8.3. Redusert uladet lengde kan føre til økt sprengstofforbruk og andel udetonert sprengstoff, og dårligere arbeidsmiljø grunnet økning i avgassing og partikler. For stor uladet lengde vil føre til dårligere fragmentering.



Figur 8.5: Eksempel på egenkonstruert ladeplan i programvaren iSURE-Sandvik, for ensidig strossing av tunnelprofil T8,5 til T13. Ladeplanen er konstruert med 10 cm fulladet bunnladning og reduserte ladninger med Kemiitti-810 i alle hull etter samtale med Birkeland (2020) og Muona (2020). Ladningsmengde etter ID-nummer er listet opp i tabell 8.2.

8 Sprengningsplaner for strossing med D&B

Tabell 8.2: Oversikt over ID-nummer med tilhørende ladningsmengde, uladet lengde, pipeladning og bunnladning etter utarbeidelse av ladeplan i iSURE.

ID-Nummer	Sprengstofftype-ladningsmengde	Uladet lengde [m]	Pipe-ladning [m]	Bunnladning [m]
1 (Kontur)	Kemiitti-350g/m	1,0	3,9	0,1
2 (2.kontur)	Kemiitti-500g/m	1,0	3,9	0,1
3 (Ligghull)	Kemiitti-800g/m	0,5	4,4	0,1
4 (Strosshull)	Kemiitti-1200g/m	1,5	3,4	0,1

Tabell 8.3: Oversikt over anbefalt uladet lengde i salvehull etter Drevland (2018b) og (2020).

Hulltype	Ligg og kutt	Kontur og 2. kontur	Stross
Uladet lengde	0,1 x boret lengde	0,2 x boret lengde	0,3 x boret lengde

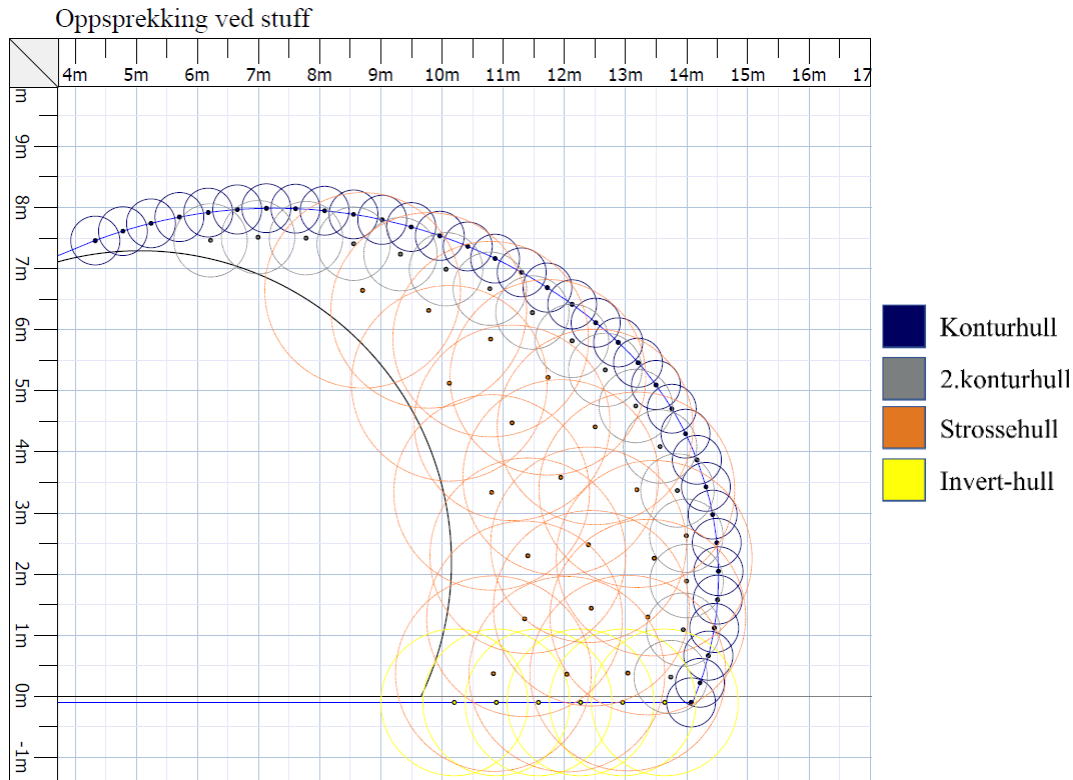
I ladeplanen i iSURE, har sprengstoffet Kemiitti-810 blitt brukt. Kemiitti-810 er et velegnet bulkemulsjonssprengstoff for strossing i tunnel og kan lades med slangetrekk og detonerende lunte (Forcit, 2013). Oversikt over de ulike sprengstofftypene brukt som pipeladning i de undersøkte prosjektene og for utarbeidelse av ladeplan i iSURE er listet opp i tabell 8.4.

Tabell 8.4: Oversikt over sprengstofftyper brukt i undersøkte tunnelprosjekter, kontursprengningsforsøket i Eikremtunnelen og iSURE.

Tunnel	Konturhull	2.kontur	Strosshull	Ligghull
	Sprengstofftyper (pipeladning)			
Forsatunnelen (Røberg, 2020)	Rørladning (Kemix A, 22 mm x 1000mm)	Rørladning (Kemix A, 22 mm x 1000mm)	-	-
Mjåvannstunnelen (Birkeland, 2020)	Gule rør (Dynotex 2, 22 mm x 1000 mm)	Anolitt	Anolitt	Anolitt
Langnestunnelen (Storhamar, 2020)	Hvite rør (Dynotex 1, 22 mm x 1000mm) og ANFO *)	-	-	-
Kontursprengningsforsøk i Eikremtunnelen (Kirkeby, 2011)	Oransje rør (Dynotex 1, 17mm x 460 mm)	Slurry	Slurry	Slurry
iSURE	Kemiitti-810, 350 g/m tilsvarende gule rør	Kemiitti-810, 500 g / m	Kemiitti-810, 1200 g/m	Kemiitti-810, 800 g/m

*) Avhengig av overdekning. Overdekningen varierte mellom 0,1-1,3 meter. Var vanligvis 0,3 - 0,8m. Ble kun brukt konturhull i Langnestunnelen

EDZ i sprengningsplanene er også inkludert i iSURE, for å kontrollere at ladningsmengden i 2.konturhull og strosseshull ikke blir for stor. Oppsprekking på stoff som følge av strossing med gitte ladningsmengder er vist i figur 8.6.



Figur 8.6: Illustrasjon av utstrekning til EDZ i iSURE ved stoff som følge av salvesprengningen. Ladningsmengden i 2.konturhull og strosshull er valgt slik at EDZ fra disse hullene ikke overskrider EDZ til konturhullene.

8.3 Mengdeoversikt og sammenligning av strossetverrsnitt

I dette delkapittelet har nøkkeltall fra de utarbeidede sprengningsplanene blitt listet opp. I tabell 8.5 har antall borhull, boremeter, strossevolum og mengde sprengstoff per salve blitt listet opp. Salvelengden er satt til 5 meter og sprengbarheten er middels, som tilsvarer sprengbarhet til granittisk gneiser i de utførte prosjektene i kapittel 5.1. I vedlegg P er det lagt ved eksempler på sprengningsplanene for strossing av H2-profil, Leirvíkartunnelin og Hvannasundstunnelin.

Tabell 8.5: Oversikt over mengder hentet ut fra utarbeidede sprengningsplaner i iSURE med salvelengde 5 meter, medium sprengbarhet og stikning på 0,4 m.

Mengder per 5 meter salve	Antall borehull per salve [stk]	Boremeter per salve[dm]	Profilbasert strossevolum [fm ³]	Sum masse sprengstoff [kg]	Masse sprengstoff per volum [kg/fm ³]	Boremeter per volum [dm/fm ³]
H1	76	380,0	215,1	192,0	0,89	1,77
H2	69	344,9	202,2	177,3	0,88	1,71
H3	102	510,9	209,6	215,9	1,03	2,44
Leirvík	64	320,5	165,2	166,1	1,01	1,94
Hvannasund	111	555,8	301,0	311,9	1,04	1,85
Ny Hvannasund	166	830,0	380,0	593,8	1,56	2,18
F1	77	385,6	117,4	144,6	1,23	3,28
F2	55	275,5	117,4	117,1	1,00	2,35

Sammenligning av strossetverrsnittene H1, H2 og H3 viser at antall borehull er betydelig høyere ved strossing av H3-profil, sammenlignet med H1 og H2. Det skyldes at det må strosses langs hele konturen med H3-profil, som følgelig vil kreve flere konturhull. Strossing med H3-profil vil dermed bli mer tidskrevende å utføre, sammenlignet med H1- og H2-profil. Strossing med H3-profil krever 26 flere borehull og 23 kg mere sprengstoff per salve, sammenlignet med H1-profil. Strossing med H2-profil behøver de laveste mengdene. Det er også tilsvarende forskjell i mengder mellom F1- og F2-profil, hvor F2-profilet kun strosses langs den ene halvdelen av konturen. Ved å gjenbruke den eksisterende konturen i størst mulig grad vil en spare betydelig mengde boremeter. Det vil også spares tid på lading ved strossing av F2-profil framfor F1-profil, grunnet færre borehull som må lades og besparelse av tid brukt på flytting mellom borehullene. Sammenligning av Hvannasundstunnilin for nybygging og strossing ble også gjennomført. Mengdene fra sprengningsplanene viser at det kan spares 282 kg sprengstoff og 275 boremeter per salvelengde ved å strosses, framfor å bygge ny vegtunnel.

Det ble også utarbeidet sprengningsplaner ved å bruke hullavstand, overdekning og ladingmengde anbefalt av iSURE-programmet, med god og dårlig sprengbarhet (Muona, 2020). Det ble utarbeidet sprengningsplaner med dårlig og god sprengbarhet for H1, Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin. De estimerte mengdene basert på anbefalinger etter iSURE-programvaren, i tillegg til mengdene med medium sprengbarhet er listet opp i tabell 8.6.

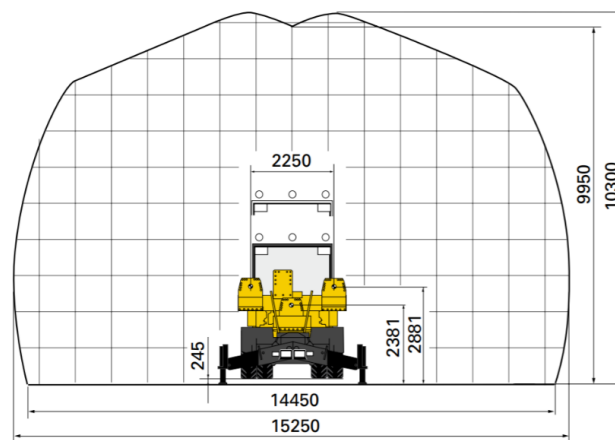
Tabell 8.6: Estimerte mengder i iSURE som funksjon av sprengbarhet (SPR) for strossetverrsnitt i Haumyrheitunnelen, Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin. Mengder med medium SPR er fra borplan og ladeplan iSURE, basert på erfaringer og grunnlagsmateriale fra de undersøkte prosjektene i kapittel 5.1. Mengder med god og dårlig SPR er basert på anbefalinger etter iSURE.

Mengder per 5 meter salve	Antall borehull per salve [stk]	Boremeter per salve [dm]	Profilbasert utstrosset volum [fm ³]	Sum masse sprengstoff [kg]	Masse sprengstoff per volum [kg/fm ³]	Boremeter per volum [dm/fm ³]
H1 (Haumyrheitunnelen)						
God SPR	59	295	215,1	157,0	0,73	1,37
Medium SPR	76	380,0	215,1	192,0	0,89	1,77
Dårlig SPR	79	395,1	215,1	217,5	1,01	1,84
Leirvíkartunnilin						
God SPR	54	270,4	165,2	151,6	0,92	1,64
Medium SPR	64	320,5	165,2	166,1	1,01	1,94
Dårlig SPR	66	330,5	165,2	179,1	1,08	2,00
Hvannasundstunnilin						
God SPR	92	460,6	301,0	273,5	0,91	1,53
Medium SPR	111	555,8	301,0	311,9	1,04	1,85
Dårlig SPR	119	595,8	301,0	354,6	1,18	1,98

Sprengningsplanene med ulik sprengbarhet viser betydelig forskjell i antall boremeter og mengde sprengstoff per volum strosset bergmasse. Det er derfor viktig å gjøre gode vurderinger av sprengbarheten til bergmassen, både med tanke på tidsbruk og kostnader. Sprengbarheten ble i kapittel 6 estimert til god i Leirvåkartunnelen. Det må presiseres at det er usikkerhet knyttet til estimeringen, da geologien både i Leirvåkartunnelen og Hvannasundstunnelen varierer innenfor korte avstander. Medium sprengbarhet vil derfor bli brukt ved beregning av tidsbruk i kapittel 9, for å unngå for optimistisk beregning av tidsbruken.

8.4 Borerigg og antall borhammere

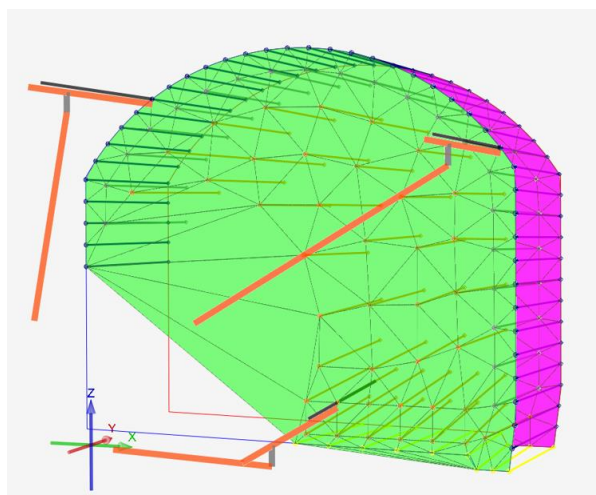
Borerigg og antall borhammere bør velges med passende størrelse i henhold til eksisterende og planlagt strossetverrsnitt. Det er viktig at boreriggen har et dekningsområde illustrert i figur 8.7, som dekker hele det planlagte strossetverrsnittet, slik at det ikke oppstår unødvendig tid til flytting av boreriggen. I tilfeller der det kun skal strosses ut på én side av tunnelen er det hensiktsmessig å bruke én til to borhammere. Ved strossing av større tverrsnitt rundt hele eller større deler av gammelt tverrsnitt, kan det med fordel brukes tre borhammere for å effektivisere arbeidet. Under strossingen av Langnestunnelen ble det som nevnt brukt tre borhammere, selv om strossetverrsnittet var lite. Tre borhammere viste seg å være svært effektiv, så fremt det var god planlegging knyttet til flytting av borerigg, tilrigging av vanntilførsel og strømaggregat. Ved bruk av borerigger med to eller flere borhammere er det som nevnt behov for å koble til ekstern vanntilførsel eller strømaggregat. Det kan derfor være gunstig å velge tre borhammere framfor to, hvis en først skal ha mer enn én borhammer.



Figur 8.7: Eksempel på dekningsområde til en tre-bom borerigg av typen Atlas Copco Boomer E3 C, også vist i figur 4.2.

Det er også viktig at det utarbeides en god boresekvensplan slik at alle borhammerne er i drift på samme tid og blir ferdig med tilgitte borehull på samme tid. Samtidig må ikke boresekvensen designes slik at borhammerne overlapper, slik at de ikke kan passere forbi hverandre

(Muona, 2020) (Nessestrand, 2020). Figur 8.8 viser visualisering av boresekvensen i iSURE. Visualisering i iSURE gjør det enkelt å avgjøre om borhammerne har fornuftige bevegelser og at de ikke overlapper hverandre.



Figur 8.8: Boresekvens i iSURE for strossing av Hvannasundstunnelen med 3-borhammere.

I Haumyrheitunnelen er størrelsen på boreriggen av mindre betydning fordi tunnelen skal være stengt, og det er stor fleksibilitet knyttet til arbeidsplass i det nye tunneltverrsnittet på T13-profil. I Hvannasundstunnelen, med eventuell trafikkavvikling, vil det være behov for små borerigger, sammenlignet med boreriggene i Haumyrheitunnelen, da det nye tunneltverrsnittet kun vil ha plass til to kjørefelt. Ved eventuell trafikkavvikling må det være plass i det resterende kjørefeltet til å passere boreriggen. I Leirvíkartunnelen vil det nye tunneltverrsnittet være stort nok til å ha tre kjørefelt, slik at boreriggen kan stå plassert der det er god plass for eventuell trafikk til å passere i begge retninger på samme tid. Boreriggen bør derfor ikke oppta mer plass enn ett kjørefelt.

I Haumyrheitunnelen bør det brukes tre borhammere. Tunnelen er kort, noe som vil gi en kortere total riggetid for flytting av borerigg, tilkobling av vanntilførsel og strømaggregat, sammenlignet med i en lang tunnel. I Hvannasundstunnelen bør det også bores med tre borhammere, grunnet stort strossetverrsnitt og for å oppnå høyest mulig inndrift, særlig hvis tunnelen skal være stengt til ulempe for samfunnet. Tunnelen er derimot relativt lang, og det vil derfor medgå en del ekstra tid til rigging. I Leirvíkartunnelen vil to borhammere være mer gunstig, da det kun skal strosses på én side, og strossetverrsnittet er betydelig mindre sammenlignet med i Hvannasundstunnelen. Strossing med kun én borhammer kan tenkes å være mer fornuftig dersom tunnelen skal være åpen for trafikk, da en slipper ekstra tid og arbeidsplass til rigging av vanntilførsel og strømaggregat.

9 Beregning av tidsbruk og materialkonsum

I dette kapittelet vil prognosemodellene presentert i kapittel 4.2 bli brukt til å estimere tidsbruk og materialkonsum for strossing av tunnelene presentert i kapittel 5.3. Beregnet tidsbruk og materialkonsum vil bli lagt til grunn for å vurdere hensiktsmessig valg av drivemetode og strossetverrsnitt. I tillegg vil det bli gjort en vurdering av hensiktsmessig valg basert på erfaringer og egenrefleksjon. I følgende delkapittel vil det bli gitt en oversikt over inputparametere i de ulike prognosemodellene.

9.1 Mengde- og parameteroversikt

I kapittel 8 ble antall boremeter og mengde sprengstoff estimert for ulike strossetverrsnitt, basert på utarbeidede sprengningsplaner i iSURE. Disse mengdene vil bli brukt for å sammenligne inndrift/tidsbruk og materialkonsum på borstål, for strossing med D&B av de ulike strossetverrsnittene. Totalt utregnet mengde sprengstofforbruk og boremeter for de ulike strossetverrsnittene er listet opp i tabell 9.1.

Tabell 9.1: Totalt utregnet mengde sprengstofforbruk og boremeter fra sprengningsplanene i iSURE, med gitt tunnallengden og 5 meter salvelengde for de ulike strossetverrsnittene. Grønn farge indikerer lavest mengde og god SPR. Rød farge indikerer høyest mengde med dårlig SPR.

Strossetverrsnitt / tunnel	H1	H2	H3	Leirvåg	Hvanna- sund	Ny Hvanna- sund
Tunnallengde [m]	348	348	348	2.200	2.150	2.240
Antall 5 m - salver [stk.]	69,6	69,6	69,6	440	430	448
Strossetverrsnitt (eks nisjer)[fm ³ /m]	43	40	42	33	60	76
Totalt utstrosset masse (V) [fm ³]	14.964	13.920	14.616	72.600	129.000	170.240
God SPR						
Mengde sprengstoff / V [kg/fm ³]	0,73	-	-	0,92	0,91	-
Total masse sprengstoff [kg]	10.923	-	-	66.792	117.390	-
Borede meter per volum [dm/fm ³]	1,37	-	-	1,64	1,53	-
Total mengde boremeter [dm]	20.501	-	-	119.064	197.370	-
Middels SPR						
Mengde sprengstoff / V [kg/fm ³]	0,89	0,88	1,03	1,01	1,04	1,56
Total masse sprengstoff [kg]	13.318	12.250	15.055	73.326	134.160	265.574
Borede meter per volum [dm/fm ³]	1,77	1,71	2,44	1,94	1,85	2,18
Total mengde boremeter [dm]	26.486	23.803	35.663	140.844	238.650	371.123
Dårlig SPR						
Mengde sprengstoff / V [kg/fm ³]	1,01	-	-	1,08	1,18	-
Total masse sprengstoff [kg]	15.114	-	-	78.408	152.220	-
Borede meter per volum [dm/fm ³]	1,84	-	-	2,00	1,98	-
Total mengde boremeter [dm]	27.534	-	-	145.200	255.420	-

I tabellen over vises det at sprengstofforbruket doubles hvis en velger å erstatte Hvannasunds-tunnelin med ny tunnel, sammenlignet med å strosse den gamle. Det skyldes som tidligere nevnt at det må brukes ekstra sprengstoff i kutt og strosshull, grunnet større innspenning og fravær

av fri overflate på tvers av tunnelaksen. Potensialet for kostnadsbesparelse på sprengstofforbruk er derfor betydelig ved å strosse eksisterende tunnel framfor å bygge ny tunnel. Strossing av T8,5 til T13-profil med H2-profil, vil føre til lavest forbruk av sprengstoff og antall borede boremeter, sammenlignet med H1- og H3-profil. I tillegg vil det spares på mengde masser som må lastes ut. Det skyldes at H2-profilet har mindre konturlengde og strossetverrsnitt. Forskjell i sprengbarhet viser betydelig forskjell i sprengstofforbruk og antall borede meter for de ulike strossetverrsnittene. Forskjellen vil gi større utslag som funksjon av økt tunnellengde.

Relevante inngangsparametere for estimering av inndrift og materialkonsum for strossing med D&B, roadheader og hydraulisk pigghammer er listet opp i tabell 9.2. Inngangsparameterne er basert på tidligere utførte målinger ved NTNU (Bruland, 1998) (SINTEF, 2018) og målinger utført av undertegnede i laboratoriet ved NTNU.

Tabell 9.2: Oversikt over relevante drivetekniske parametere for bergmassen i Haumyrheitunnelen (H1-H3), Leirvåkartunnelen og Hvannasundstunnelen.

Strossetverrsnitt	H1-H3, F1-F2	Leirvåkartunnelen	Hvannasundstunnelen
Bergart	Granittisk gneis	Færøysk basalt	Færøysk basalt
DRI	50 (Medium) (Bruland, 1998)	60 (Høy) (SINTEF, 2003) 81 (Meget høy) <i>Test i lab. (Porøs basalt)</i>	60 (Høy) (SINTEF, 2003)
BWI	35 (Medium) (Bruland, 1998)	15 (Meget lav) (SINTEF, 2003) 6 (Ekstremt lav) <i>Test i lab. (porøs Basalt)</i>	15 (Meget lav) (SINTEF, 2003)
SPR	Medium (Bruland, 2016)	God (SPR = 0,35) <i>Test i lab.</i>	God (Bruland, 2016)
UCS [MPa]	140 - 160 (Larsen, 2013) (SINTEF, 2018)	70 - 150 <i>Test i lab.</i> (SINTEF, 2018)	80 - 150 (Højgaard B. , 2020) (SINTEF, 2018)
Gj.snittlig RQD	75-90 (Hagelia, 1991)	75 - 85 <i>Feltnotater fra befarings</i> <i>(Tabell 6.5)</i>	80 - 90 (Højgaard B. , 2009a)

9.2 Tidsbruk for strossing i vegtunnel

I følgende delkapittel er tidsbruk for strossing i vegtunnel ment som tid brukt per salvesyklus. Tidsbruk vil følgelig bli brukt til å regne ut inndrift, og total tidsbruk for strossing av de undersøkte vegtunnelene.

9.2.1 Boring og sprengning (D&B)

For å estimere tidsbruk for strossing med D&B har diagrammer i NTNU-modellen basert på empiriske erfaringer blitt anvendt. Diagrammene er som tidligere nevnt knyttet til driving av ny vegtunnel, og de kan derfor ikke brukes direkte når for eksempel strossetverrsnitt er input. Nødvendig ladmingsmengde ved strossing av tverrsnitt på 40 m² vil for eksempel være lavere, sammenlignet med anbefalt mengde i NTNU-modellen ved driving av ny tunnel med tverrsnitt på 40 m². Lavere nødvendig ladmingsmengde skyldes som tidligere diskutert at fjellet er mye mindre innspent, og at det er ikke behov for kutt når det skal strosses. Erfaringene fra de undersøkte prosjektene i kapittel 5.1 og mengdene fra utarbeidede sprengningsplaner, vil derfor bli brukt når diagrammene i NTNU-modellen ikke kan brukes direkte. De ulike arbeidsoperasjonene som påvirker tidsbruken ved strossing av vegtunnel er listet opp i tabell 9.3 basert på Drevland (2018a), Birkeland (2020) og Ivarjord (2020):

Tabell 9.3: Arbeidsoperasjoner som påvirker tidsbruken ved strossing i tunnel med D&B. Basert på Godtland (2019), Drevland (2018a), Birkeland (2020) og Ivarjord (2020).

Riving av gamle installasjoner	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Fjerning av evt. gammelt vann- og frostsikringshvelv. ❖ Evt. Kapping av mutter og skive på gamle endeforankrede bolter (hindre at løse blokker blir hengende igjen i boltene etter sprengning)
Rigging for boring	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Innkjøring av borerigg ❖ Tilkopling av strøm og vann (Gjelder kun for borerigger med 2 eller flere bommer, rigger med 1 bom har integrert aggregat og vanntilførsel) ❖ Oppstilling og navigering ❖ Nedrigging etter boring (minimalt i Forsatunnelen) ❖ Frakobling (gjelder kun for borerigger med 2 eller flere bommer) ❖ Flytting av rigg
Boring av salvehull	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Boretid (avhenger av mengde boremeter, borsynk, antall bormaskiner og borerigger) ❖ Flyttid mellom borehull (uttrekk av stang, flytting av bom, innretting) ❖ Kronebytte (kronekvalitet og bergmassens slitasjeegenskaper, BWI) ❖ Samtidighet / dødtid. For eksempel for borhammerne.
Lading	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Ladetid (sprengstoffmengde og type, ladekapasitet og antall ladelinjer) ❖ Kobling av salve (tennere) ❖ Avfyring
Ventilasjon	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Ventilering av skytegasspropp med innhold av giftige sprenggasser og fine støvpartikler
Lasting og utlasting	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Evt. spyling av røys ved store strossetverrsnitt ❖ Lasting av røys og utlasting
Pigging og bergsikring	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Fjerning av løse blokker med pigghammer ❖ Manuell rensk med spett ❖ Innstallering av bolter ❖ Evt. Innstallering av nett ved sprakefjell eller liknende. ❖ Sprøytebetong og gysing av bolt utsettes vanligvis til etter all strossing. Avhenger av fjellets karakter og stabilitet.
Trafikkavvikling	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Stoptid ved passering av kolonne med ledebil ❖ Ekstra tid og heft for tilpasning til trafikkavvikling

9 Beregning av tidsbruk og materialkonsum

Tabell 9.4: Utregning av tidsbruk for strossing av 5 meter lange salver med strossetverrsnitt H1, Leirvikartunnelin og Hvannasundstunnelin. Utregningene er basert på NTNU-modellen og erfaringer fra undersøkte prosjekter i kapittel 5.1. Se høyre kolonne for kildebruk og kommentarer.

Parameter	Symbol/formel	H1	Leirvik	Hvannasund	Leirvik	Hvannasund	Kilde / kommentar
Utstrosset tunnelverrsnitt [m ²]	As	43,6	33,1	60,2	33,1	60,2	N500 (SVV, 2016) , iSURE
Ferdighetstnivå		Høyt	Høyt	Høyt	Høyt	Høyt	Norske entreprenører
Sprengbarhet	SPR	God	God	God	God	God	Test i lab. (Bruland, 2016)
Borehulldiameter [mm]	dh	48	48	48	48	48	(Bruland, 2016)
Antall borehull med standard salvelengde [stk]	Nb	59	54	92	54	92	Sprengningsplan, iSURE
Boret lengde [cm]	lh	500	500	500	500	500	Standard salvelengde (Bruland, 2016) og erfaringer
Korreksjon for boret lengde	kl	1	1	1	1	1	Figur 3.10 (Bruland, 2016)
Antall borehull uten grovhull	Nh = Nb * kl	59	54	92	54	92	Ikke relevant grunnet ingen kutt
Antall grovhull	Ng	0	0	0	0	0	
Type borehammer		COP3038	COP3038	COP3038	COP3038	COP3038	Mye brukt borehammer. Finnes ny og bedre med navn COP4038
Antall borehammer	Nm	2	2	3	2	3	Sprengningsplan, iSURE
DRI		50	81	81	60	60	(Bruland, 1998), Test i Lab. (SINTEF, 2003)
BWI		35	6	6	15	15	(Bruland, 1998), Test i Lab. (SINTEF, 2003)
Sitasjevne		Medium	Meget lav	Meget lav	Lav	Lav	(SINTEF, 2003)
Tid til boring							
Penetrasjonsrate for 48 mm borehull [cm/min]	vb	305	385	385	335	335	Figur 2.3 (Bruland, 2016) og avlest i vedlegg J.
Korreksjon for penetrasjonsrate for dh [%]	khv	100	100	100	100	100	Figur 2.4 (Bruland, 2016)
Netto borsynk for ladede hull [cm/min]	vh = (vb * khv) / 100	305	385	385	335	335	
Boretid ladede hull [min]	Th = (lh * Nh) / (vh * Nm)	48,4	35,1	39,8	40,3	45,8	Formel 2.1 (Bruland, 2016)
Tid til forflytning mellom hull [min]	tf	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	Figur 2.5 (Bruland, 2016) Antas samme for strossing
Total tid til forflytning mellom hull [min] (Gitt at alle borehammerne er i bruk i like lang tid)	Tf = (tf * (Nh + 2 * Ng)) / Nm	22,1	20,3	23,0	20,3	23,0	Formel 2.3 (Bruland, 2016)
Enhetstid for stangbytte [min]	ist	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	(Bruland, 2016) Antas samme for strossing. Gjelder ved bruk av lengre salver enn 5 m
Total tid for evt stangbytte	Tst = (ist * (Nh + 2 * Ng)) / Nm	54,6	50,0	56,7	50,0	56,7	Formel 2.4 (Bruland, 2016)
Sitasjekvalitet		Medium	Meget lav	Meget lav	Lav	Lav	Figur 2.6 (Bruland, 2016) koblet med målt / antatt BWI og subjektiv beskrivelse
Faktor for bore-bytte	fk	0,02	0,004	0,004	0,01	0,01	Figur 2.6 (Bruland, 2016), bruker subjektiv beskrivelse
Enhetstid for bore-bytte [min]	tk	3	3	3	3	3	(Bruland, 2016) s. 287
Total tid for bore-bytte	Tk = (lh * (Nh + 2 * Ng) * fk * tk) / (Nm)	8,85	1,62	1,84	4,05	4,6	Formel 2.5 (Bruland, 2016)
Ekstra tidsfaktor	fsa	0,025	0,04	0,105	0,035	0,095	Bør brukes med forsiktighet. Tverrsnitt er input. Bruker utstrosset areal, da dette er stufferarealet som det jobbes på.
Ekstra tid for samkjøring [min]	Tsa = fsa * (Th + Tg + Tf)	1,8	2,2	6,6	2,1	6,5	Formel 2.6 (Bruland, 2016)
Tid til nødvendig boring med stangbytte [min]	Tbs = (Th + Tg + Tf + Tst + Tk + Tsa)	135,7	109,1	128,0	116,7	136,6	Summering med stangbytte
Tid uten stangbytte [min]	Tb = (Th + Tg + Tf + Tk + Tsa)	81,1	59,1	71,3	66,7	79,9	Summering uten stangbytte
Tid til lading og sprengning per salve							
Sprengstofftype	Kemittit - 810	Emukjon	Emukjon	Emukjon	Emukjon	Emukjon	(Forcit, 2013)
Antall ladelinjer / antall personell		2	2	2	2	2	(Bruland, 2016) Antas samme ved strossing
Tidsavhengig ladedid for standard salvelengde (5 meter) [min/pr.salve]	Tlb	30	28	44	28	44	Figur 2.8 (Bruland, 2016) Brukes mindre sprengstoff per hull ved strossing sammenlignet med nydriving. Denne tiden vil derfor være noe konservativ ved bruk av figur 2.8, men ikke av særlig betydning da det antas lading med automatisk slangevekk.
Korreksjon for borehullslengde	kl	1	1	1	1	1	Figur 2.8 (Bruland, 2016)
Tidsavhengig ladedid	Tl = Tlb * kl	30	28	44	28	44	Figur 2.1 (Bruland, 2016) Bruker sluttverrsnitt, da dette er tilgjengelig plass for maskin og utstyr. Tilgjengelig plass påvirker hvor enkelt det er å samhandle mellom de ulike arbeidsprosedurene.
Riggetid boring, lading, sprengning [min]	Trb	20	20	18	20	18	
Uforutsett tid / forsinkelser med stangbytte [min]	Tbs = (Trb + Tlb + Tbs) * 0,111	20,6	17,4	21,1	18,3	22,0	(Bruland, 2016)
Uforutsett tid / forsinkelser uten stangbytte [min]	Tb = (Trb + Tlb + Ts) * 0,111	14,6	11,9	14,8	12,7	15,8	(Bruland, 2016)
Total tid boring, lading, sprengning med stangbytte [min]	Is = Tbs + Tl + Trb + Tbs	206,3	174,5	211,1	182,9	220,7	
Total tid boring, lading, sprengning, uten stangbytte [min]	I = Tb + Tl + Trb + Tlb	145,6	119,0	148,1	127,5	157,7	
Tid til lasting og transport							
Laster		Ca988G	Ca988G	Ca988G	Ca988G	Ca988G	Lastekapasiteten avhenger av tunnelverrsnittet og utstyrvalg. Ved valg av Ca988G så er lastekapasiteten tilnærmet uavhengig av tunnelverrsnittet for tverrsnitt større enn 60 m ² . Samtlige tunneler som strosses her vil ende opp med tverrsnitt større enn 60 m ²
Transportbil		Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	
Normalisert lastekapasitet [asm ³ /t]	Ql	188	188	188	188	188	Figur 4.4 (Bruland, 2016)
Faktor for faktisk massevolum / planlagt massevolum	fo	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	Circa 1,15 uavhengig av tunnelverrsnitt, ved ekskludering av nisjer.
Framdrift per salve [%]	pr	98	98	96	98	96	Antar nær full inndrift ved strossing etter samtale med Drevland (2020). Noe mindre for Hvannasundstunnelen, pga større tverrsnitt. Noe mer med god sprengbarhet.
Faktilt lastevolum per salve [asm ³]	Vr = (As * lh * fo * pr) / (100 * 100)	245,7	186,5	332,3	186,5	332,3	Formel 4.1 (Bruland, 2016)
Lastetid per salve [min]	Tl = (Vr / Ql) * 60	78,4	59,5	106,1	59,5	106,1	
Riggetid lasting og transport [min]	Trl	15	13	18	13	18	Figur 4.2 (Bruland, 2016) Grafen starter på 10 minutter, som altså må være tid til arbeidsprosedyrer som er uavhengig av tunnelverrsnittet. Grafen stiger i takt med tunnelverrsnittet, som vil gi økt tid til samling og spyling av røys, samt samling og spyling av piggenmateriale. For Hvannasund vil tiden være tilnærmet lik for nydriving av tunnel. Noe mindre tid for de resterende tunnelene, pga mindre masser å samle/spyle. Bruker derfor strosserearealet, da dette vil gjenspeile mengden røys som må samles og spyles.
Uforutsett tid / forsinkelser [min]	(Trl + Trl) * 0,111	10,4	8,1	13,8	8,1	13,8	(Bruland, 2016)
Total tid lasting og transport	II = Tl + Trl + Td	103,8	80,6	137,8	80,6	137,8	
Tid til pigging / rensk							
Tid til pigging for standard salvelengde god sprengbarhet	Tr	35	20	30	20	30	Figur 5.1 (Bruland, 2016) Her antas det at sluttprofilen etter strossing der det strosses rundt hele profillet, kan brukes som input da det trolig vil være behov for pigging der det er blitt strosset. I tillegg der det spreges på kun en side av profillet, antas det at tid til pigging halveres da man har halve arealet som spreges ut. Tilsvarende når 1/3 av profillet spreges ut (Leirvikartunnelin).
Korreksjonsfaktor for boret lengde	klr	1	1	1	1	1	(Bruland, 2016)
Tid til pigging god sprengbarhet	III = Tr * klr	35	20	30	20	30	
Ventilasjonspause [min]	IV	10	10	15	10	15	Figur 3.1 (Bruland, 2016) Avhenger av tunnelens lengde og tunnelverrsnittet. NTNU-modellen inkluderer tunnelverrsnittet. Større tverrsnitt gir mer sprenggasser. Ved strossing og i korte tunneler er ventilasjonspausen liten grunnet naturlig gjennomtrekk. Det er derfor valgt å sette ventilasjonspause til 10 minutter som er vesentlig lavere enn hva NTNU-modellen anbefaler, men vil variere med tunnelengden og strossetverrsnittet, og følgelig noe mer for Hvannasundstunnelen.
Tid per salvesyklus uten bergsikring og trafikkavvikling [min]							
Med stangbytte - god sprengbarhet		355,1	285,1	393,9	293,5	403,5	
Uten stangbytte - god sprengbarhet (I + II + III + IV)		294,4	229,6	330,9	238,0	340,5	

I tabell 9.4 og vedlegg O ^{*}, har tidsbruk for 5 m lange salver med D&B blitt utregnet. Det har blitt brukt forskjellig sprengbarhet, med god (tabell 9.4) og medium sprengbarhet (vedlegg O), i tillegg til forskjellige DRI- og BWI-verdier for Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin.

** For bedre lesbarhet av tabell 9.4 og vedlegg O på utskrift, anbefales det å skrive ut på A3-ark. Zoom-funksjonen benyttes i PDF-format.*

Basert på beregningene i tabell 9.4 og vedlegg O, er det betydelig forskjell i tidsbruk for strossing i bergmasser med god og medium sprengbarhet. For strossing av H1-profil er forskjell i tidsbruk i bergmasser med medium og god sprengbarhet, 50 minutter per salve. Ved samtidig utførelse av arbeidsoperasjoner blir forskjellen 26 minutter. Grunnen til forskjellen i tidsbruk, er hovedsakelig ekstra tid brukt på boring av flere borehull og ekstra tid til lading i bergmasse med mindre god sprengbarhet. Det er også noe forskjell i tidsbruk mellom de ulike strossetverrsnittene (H1-, H2- og H3-profilene) vist i tabell 9.5, grunnet ulik mengde borehull og ladingmengde. Tidsbruk for strossing av Hvannasundstunnilin er betydelig høyere enn for strossing i Leirvíkartunnilin. Det skyldes trolig at strossetverrsnitt i Hvannasundstunnilin er mye større enn i Leirvíkartunnilin og at det er behov for boring av flere borehull. Det er også forskjell i tidsbruk mellom F1- og F2-profilene, som i hovedsak skyldes flere borehull i F1-profilet.

Potensialet for redusert tidsbruk er størst hvis tunnelen kan stenges samtidig som den strosses, basert på erfaringene fra Langnestunnelen. I Langnestunnelen ble pigging, rensk og lading utført parallelt med andre arbeidsoperasjoner. Ved å anta tilsvarende utførelse i tunnelene i tabell 9.5, kan tid brukt på pigging, rensk og lading trekkes fra total estimert tid. Korrigerte tider for samtidighet er listet opp i tabell 9.5 med (grønt) og uten (sort) fratrukket tidsbesparelse, for pigging, rensk og lading regnet ut i tabell 9.4 og vedlegg O. Samtidighet forutsetter planlegging og utførelse av arbeidsoperasjoner på flere stuffer. I dette tilfellet er det lagt til grunn at pigging og bergsikring utføres samtidig som utlasting, og at lading utføres samtidig som det bores salvehull på en annen stoff.

Tabell 9.5: Tidsbruk per salvesyklus med fratrukket tid grunnet etablering av flere stuffer med parallell utførelse av arbeidsoperasjoner. Tider som er fratrukket (i grønt) er henholdsvis tid til pigging, rensk og lading. Tidene forutsetter også parallell utførelse av bergsikring.

Tunnel / strossetverrsnitt	Tid [min] brukt per salvesyklus Medium sprengbarhet. Med og uten fratrukket samtidighet	Tid [min] brukt per salvesyklus God sprengbarhet
H1 - DRI / BWI = 50/35	344,3 - 53 - 50 = 241,3	294,4 - 44 - 35 = 215,4
H2 - DRI / BWI = 50/35	320,1 - 50 - 45 = 225,1	-
H3 - DRI / BWI = 50/35	362,3 - 65 - 65 = 232,3	-
F1 - DRI / BWI = 50/35	280,5 - 50 - 32 = 198,5	-
F2 - DRI / BWI = 50/35	231,4 - 39 - 28 = 165,4	-
Leirvíkar - DRI/BWI = 81/6	262,3 - 48 - 35 = 239,3	229,6 - 42 - 20 = 227,6
Leirvík - DRI/BWI = 60 /15	272,3 - 48 - 35 = 249,3	238,0 - 42 - 20 = 236,0
Hvannasund - DRI/BWI = 81 /6	373,8 - 67 - 50 = 316,8	330,9 - 60 - 30 = 300,9
Hvannasund - DRI /BWI = 60 /15	385,4 - 67 - 50 = 328,4	340,5 - 60 - 30 = 310,5
Hvannasund - NY - DRI/BWI = 60/15	490,8	-

Tid til bergsikring og ekstra heft grunnet trafikkavvikling har ikke blitt inkludert i utregningene i tabell 9.4 og vedlegg O. Basert på erfaringene i Forsatunnelen bør det legges til minst ca. 60 minutter for heft grunnet trafikkavvikling og ca. 60 minutter til bergsikring per salve med 1-bom-borerigg, avhengig av bergmassens karakter, tilgjengelig tid og strossetverrsnitt.

For å spare tid på boring av boltehull, kan det brukes 3-bom-borerigg slik at boltehull kan bores samtidig som det bores salvehull. Ved bruk av 1-bom-borerigg og stengt tunnel, kan boring av boltehull utføres samtidig som det foregår utlating av masser. Det forutsetter ekstra god planlegging, slik at røysa ikke sperrer for boreriggen (Ivarjord, 2019).

9.2.1 i) Tidsbruk og inndrift i Haumyrheitunnelen med stengt tunnel og omkjøringsveg

I Haumyrheitunnelen kan arbeidet foregå uforstyrret grunnet etablering av omkjøringsveg. Ved å etablere flere stuffer kan flere arbeidsoperasjoner utføres parallelt. Basert på erfaringene fra Langnestunnelen ble pigging, rensk, bergsikring (delvis), lading og boring av salvehull utført samtidig på tre og fire stuffer (se figur 5.6 i kapittel 5.1). Ved å velge tilsvarende strategi, vil det som nevnt være tid å spare på pigging, rensk, bergsikring og lading.

I Haumyrheitunnelen uten trafikkavvikling vil inndrift på tre salvelengder per døgn, med én borerigg være realistisk. Inndriften i Haumyrheitunnelen bør være lavere enn inndriften i Langnestunnelen (77 m/uke) og høyere enn i Mjåvannstunnelen (20m/uke). Antakelsen er basert på at inndrift i Langnestunnelen i snitt var 3,5 salvelengder per døgn, hvor det ble brukt omtrent like mange borehull og bergmassen består av tilsvarende bergarter i begge tunnelene.

Strossetverrsnittet var derimot ca. 32 m² mindre i Langnestunnelen. I Mjåvannstunnelen består bergarten også av granittisk gneis og strossetverrsnittet var tilnærmet likt, men trafikkavvikling gjennom tunnelen førte til ekstra heft og lavere inndrift.

Ved å anta strossing med to skift på til sammen 15 timer per døgn (grunnet restriksjoner om sprengning på natt), én 3-bom-borerigg og strossing av H2-profil med medium sprengbarhet, vil det være realistisk å gjennomføre ca. tre salvesykluser per døgn ($\frac{225,1 \text{ min/salve}}{60 \text{ min}} \times 3 = 11,3$ timer kontinuerlig drift). Tiden på ca. 225 min er hentet fra tabell 9.5, og forutsetter at bergsikring også installeres parallelt med boring av salvehull. I tabell 9.4 ble det lagt inn 2-bom-borerigg for H2-profilet. Ved bruk av 3-bom-borerigg kan det derfor antas at boremaskinen på den resterende bommen kan bore boltehull samtidig som det bores salvehull. I så fall trengs det ikke å legge til ekstra tid til boring av boltehull.

Strossing av tre salver i døgnet med én borerigg forutsetter god planlegging og arbeid på flere stuffer, tilsvarende som i Langnestunnelen. Det bør alltid legges inn ekstra tid til uforutsett heft ved estimering av inndrift. Med tre salvesykluser per døgn vil det oppnås en inndrift på 15 m/døgn, som gir 75 meter per uke. Total estimert tid for strossing av Haumyrheitunnelen med H2-profil og medium sprengbarhet blir da 4,6 uker ($\frac{348 \text{ m}}{75 \text{ m/uke}} = 4,6 \text{ uker}$). I tabell 9.6 har utregnet inndrift på tilsvarende vis blitt inkludert for strossing av H1-profil.

Tabell 9.6: Oversikt over utregnede tider og gjennomsnittlig inndrift for H1 og H2-profil, med medium og god sprengbarhet for H1-profilet.

Strossetverrsnitt	H1	H1	H2
Sprengbarhet	Medium	God	Medium
Tunnellengde	348 m	348 m	348 m
Tid per salvesyklus	241 min	215 min	225 min
Gjennomsnittlig antall salvelengder per døgn, med to skift	2,8 (70 m/uke)	3,2 (80 m/uke)	3,0 (75 m/uke)
Total drivetid med to skift	5,0 uker	4,3 uker	4,6 uker

Utregningene viser at strossing med H1-profil er noe mer tidkrevende enn strossing med H2-profil. Ved strossing av lengre tunneler med tilsvarende strossetverrsnitt, vil forskjellen bli av større betydning.

9.2.1ii) Tidsbruk og inndrift i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen med stengt tunnel

Tidsbruk per salve korrigert for samtidig utførelse i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen er henholdsvis 236 min og 310 min, fra tabell 9.5. Tidene forutsetter stengt tunnel i hele drivetiden, 5 meter salvelengde, god sprengbarhet og DRI/BWI på 60/15. Utregning av inndrift er basert på drift med to (15t) og tre (22,5t) arbeidsskift per døgn. For strossing i Leirvíkartunnelen er 3,5 salvelengder i snitt per døgn (87,5 m/uke) med to skift fornuftig å anta, som tilsvarer 13,8 timer kontinuerlig drift ($236\text{min}/60\text{min} \times 3,5$) av 15 arbeidstimer. For Hvannasundstunnelen vil 2,7 salvelengder i snitt per døgn (67,5 m/uke) med to skift være fornuftig å anta, som tilsvarer 14,0 timer kontinuerlig drift ($310\text{min}/60\text{min} \times 2,7$) av 15 arbeidstimer.

Tilsvarende med tre skift, vil det være fornuftig å anta 5,5 salvelengder per døgn (137,5 m/uke) i Leirvíkartunnelen (21,6t av 22,5t) og 4,2 salvelengder i Hvannasundstunnelen per døgn (105 m/uke) (21,7t av 22,5t). Tilsvarende inndrift med medium sprengbarhet er listet opp i tabell 9.7. Tidene forutsetter bruk av 3-bom-rigg, med to boremaskiner til boring av salvehull og én til boring av boltehull i Leirvíkartunnelen. I Hvannasundstunnelen forutsettes det fire tilgjengelige boremaskiner under boring av salvehull og boltehull (tre til boring av salvehull og én til boring av boltehull). I Hvannasundstunnelen kan et alternativ være å bruke én borerigg med tre borhammere for boring av salvehull, i tillegg til én borerigg med én bom for boring av boltehull.

Tabell 9.7: Beregnet drivetid for strossing av Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen med to og tre arbeidsskift med arbeidstid på henholdsvis 15,0 t og 22,5 t per døgn. Forutsetter stengt tunnel hele driveperioden.

Tunnel	Leirvíkartunnelen	Hvannasundstunnelen
God sprengbarhet		
Tunnellengde	2.200 m	2.150 m
Tid per salvesyklus	236 min	310 min
Gj.snittlig antall salvelengder per døgn, to skift	3,5 (87,5m/uke)	2,7 (67,5 m/uke)
Gj.snittlig antall salvelengder per døgn, tre skift	5,5 (137,5 m/uke)	4,2 (105 m/uke)
Total drivetid med to skift	25,1 uker	31,9 uker
Total drivetid med tre skift	16,0 uker	20,5 uker
Medium sprengbarhet		
Tid per salvesyklus	249 min	328 min
Gj.snittlig antall salvelengder per døgn, to skift	3,3 (82,5 m/uke)	2,5 (62,5 m/uke)
Gj.snittlig antall salvelengder per døgn, tre skift	5,2 (130 m/uke)	4,0 (100 m/uke)
Total drivetid med to skift	26,7 uker	34,4 uker
Total drivetid med tre skift	16,9 uker	21,5 uker

Hvis tunnelene først skal stenges anbefales det å drive med tre skift, for å redusere total drivetid mest mulig og belastningen på samfunnet. For at det skal være mulig å stenge Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen må det etableres alternative transportruter, noe som er utfordrende på Færøyene. Det finnes ingen fornuftige omkjøringsmuligheter på veg, slik at båt eller ferge blir eneste alternativ. Stenging av tunnelen vil derfor være meget belastende for samfunnet, men vil foregå over en kortere periode enn ved trafikkavvikling gjennom tunnelene.

9.2.1iii) Tidsbruk og inndrift i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen med trafikkavvikling

For å vurdere inndrift i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen med trafikkavvikling, vil erfaringer fra strossing av Forsatunnelen, samt utførte beregninger bli lagt til grunn. Basert på erfaringene fra Forsatunnelen er det fornuftig å anta inndrift på én til to salver per døgn i Leirvíkartunnelen med trafikkavvikling, 5 meter-salver og tilsvarende størrelse på strossetverrsnitt i antall fm^3/m . Strossetverrsnittet i Hvannasundstunnelen vil være mer likt strossetverrsnittet i Mjåvannstunnelen. Det bør derfor antas noe lavere inndrift i Hvannasundstunnelen enn i Leirvíkartunnelen. Det forutsettes drift på flere stuffer, god planlegging av arbeidsoperasjonene og tilpasning til trafikkavviklingen i begge tunnelene.

En sterk begrensning ved trafikkavvikling gjennom tunnelene er at skyting av salven må skje uten trafikk og i tunnelens stengetid slik at det er tid til å pigge, laste masser og bergsikre før tunnelen gjenåpnes for trafikk. Tunnelen må være tilstrekkelig bergsikret slik at risikoen for blokknedfall på kjøretøy reduseres i størst mulig grad (Ivarjord, 2020). Antall mulige salvesykluser per døgn vil avhenge av stengetid om natten og nødvendig tid til ventilasjon, pigging, lasting og bergsikring. Disse arbeidsoperasjonene må utføres for å sikre framkommelighet og sikker gjennomfart når trafikk sendes gjennom. En må derfor summere tidene brukt på ventilasjon, lasting, pigging og bergsikring for å beregne hvor mange salver som kan tillates og skytes før stengning om natten. Stengetiden i Forsatunnelen og Mjåvannstunnelen var 6 timer, enten fra kl. 22:00-04:00 eller 00:00-06:00, med kontinuerlig kolonnekjøring hvert 20 minutt i åpningstid (Birkeland, 2020). Det antas derfor at tilgjengelig tid til ventilasjon, pigging, lasting og bergsikring etter sprengning er 6 timer per natt.

I Leirvíkartunnelen, hvor kun halve tunnelhengen skal strosses, vil ikke installering av bergsikring før trafikk sendes gjennom være like kritisk. Trafikken kan gå på den siden som ikke er strosset, slik som i Forsatunnelen. Bergsikring kan derfor utføres på den ene halvdel om natten og resterende del på dagtid om nødvendig.

I Hvannasundstunnilin skal hele tunnelhengen strosses på en gang, slik at det blir behov for å bergsikre hele tunnelhengen før trafikk sendes gjennom. I Forsatunnelen ble det installert i snitt fem bolter per meter for midlertidig arbeidssikring. Det tilsvarer 25 bolter på én 5m-salvelengde. I henhold til diagram i NTNU-modellen og Bruland (2016), er tid brukt på boring og innstallering av 25 bolter ca. 60 min. Tiden forutsetter boring med tre borhammere og at innstallering av bolter skjer etter boringen. Antall installerte bolter vil avhenge av bergmassens stabilitet og sprekkegeometri. Det antas halv tid til boring og innstallering av bolt i Leirvíkartunnilin, da andre halvdel kan bergsikres på dagtid. I tabell 9.8 er arbeidsoperasjonene med tilhørende tider som må utføres under stengetid på natt listet opp. Tidene er tilnærmet like med medium og god sprengbarhet. Med god sprengbarhet kan tid brukt på pigging reduseres.

Tabell 9.8: Oversikt over arbeidsoperasjoner med tilhørende tider i bergmasse med medium sprengbarhet, som må utføres på natt mens tunnelen er stengt.

Leirvíkartunnilin	Hvannasundstunnilin
<ul style="list-style-type: none"> - Ventilasjon - 10 min (Tabell 9.4) - Pigging - 20 min (Tabell 9.4) - Utlasting av masser - 81 min (Tabell 9.4) - Boring og innstallering av bolter - 30 min (andre halvdel kan utføres på dagtid) (Bruland, 2016) 	<ul style="list-style-type: none"> - Ventilasjon - 15 min (Tabell 9.4) - Pigging - 30 min (Tabell 9.4) - Utlasting av masser - 137 min (Tabell 9.4) - Boring og innstallering av bolter - 60 min (Bruland, 2016)
<p>Total tid per salve (5 meter): 141 min (2,4 t) Maks antall salver per 6 t nattestenging: 2,5 (6t / 2,4t)</p>	<p>Total tid per salve (5 meter): 242 min (4,0 timer). Maks antall salver per 6 t nattestenging: 1,5 (6t / 4,0t)</p>

Basert på tidene funnet i tabell 9.8, kan det på dagtid bores klart salvelengder på til sammen 12,5 m (2,5 x 5m) i Leirvíkartunnilin og 7,5m (1,5 x 5m) i Hvannasundstunnilin før stengning av tunnelen, slik at det er tilstrekkelig tid til ventilasjon, pigging, lastning og bergsikring innenfor stengetiden. Inndrift og total drivetid kan følgelig regnes ut og er listet opp i tabell 9.9.

Tabell 9.9: Oppsummering av beregnet inndrift og total drivetid for Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin med trafikkavvikling, sammenlignet med beregning utført av Norconsult (2015).

Tunnel	Leirvíkartunnilin	Hvannasundstunnilin
Inndrift (god sprengbarhet)	62,5 m/uke (12,5 m/døgn x 5 døgn/uke)	37,5 m /uke (7,5 m/døgn x 5 døgn /uke)
Total drivetid god sprengbarhet med trafikkavvikling	35,2 uker (2.200m/ 62,5 m/uke)	57,3 uker (2.150m/ 37,5m/uke)
Estimert total drivetid etter Norconsult (2015) med nokså lik trafikkavvikling og to borerigger.	-	Ca. 65,0 uker
Drivetid med helt stengt tunnel og tre arbeidsskift per døgn (god sprengbarhet) (tabell 9.7)	16,0 uker	20,5 uker

For best mulig inndrift og etablering av flere stuffer bør det brukes minst to borerigger i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen, grunnet lang tunnallengde (Norconsult, 2015). Inndrift i Leirvíkartunnelen med trafikkavvikling bør ligge over inndrift i Mjåvannstunnelen (20 m/uke) og i Forsatunnelen (29,5 m/uke). Grunnen til at inndrift bør være høyere er arbeid på flere stuffer og bruk av to borerigger, som følge av den lange tunnallengden. Dobbel inndrift på 62,5 m/uke i forhold til Forsatunnelen, kan virke overoptimistisk, men det anses som realistisk med god planlegging og tilpasning til trafikkavviklingen. Inndriften i Hvannasundstunnelen bør være lavere enn inndriften i Leirvíkartunnelen, da strossetverrsnitt er betydelig større i Hvannasundstunnelen. Utreget inndrift i Hvannasundstunnelen er dobbelt så stor, sammenlignet med Mjåvannstunnelen hvor det kun var arbeid på én stoff og med én borerigg. Med forutsetning om arbeid på flere stuffer og to borerigger, kan dobbel inndrift i Hvannasundstunnelen i forhold til Mjåvannstunnelen være realistisk. Strossetverrsnittet er derimot noe større i Hvannasundstunnelen. Utrekningene viser at estimert tidsbruk er betydelig høyere når trafikk sendes gjennom tunnelen, sammenlignet med å stenge tunnelene helt.

9.2.2 Roadheader

Ved bruk av roadheader er tid brukt på maskinell brytning av fjell, bergsikring, utlasting av masser og skifte av kuttere de viktigste arbeidsprosedyrene. Utlasting og bergsikring kan i stor grad foregå parallelt med fjellbrytningen. Med trafikkavvikling i tunnelen må drift med roadheaderen stoppe i det kolonnen passerer, hvis samme praksis skal utøves som for strossing med D&B. Roadheaderen kan også få funksjonell svikt og annen heft i form av høy slitasje og ekstra tid til bytte av kuttere. Inndrift og tidsbruk med roadheader er avhengig av en rekke faktorer. I dette delkapittelet vil følgende faktorer bli lagt til grunn for estimering av inndrift og tidsbruk for strossing av Haumyrheitunnelen, Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen:

- ❖ Geologiske faktorer
 - Enaksiell trykkstyrke (UCS) til bergmassen
 - Oppsprekingsgrad (RQD) og sprekkeorientering
- ❖ Omfang og dimensjon på strossetverrsnittet
- ❖ Mekaniske parametere
 - Maskinvekt
 - Effekt til kutterhodet
 - Type kutterhode (Transversal /aksial rotasjon)

Det er valgt å bruke prognosemodellen utarbeidet av Bilgin et al. (1990) for å estimere inndrift ved bruk av roadheader, visualisert i figur 4.16. Modellen inkluderer oppsprekingsgraden (RQD), UCS og effekt (P) til kutterhodet.

Det finnes også nyere modeller som inkluderer sprekkeorientering og sprekkeavstand, men som ikke er inkludert i denne oppgaven da modellene er mer omfattende å anvende. Det kan nevnes at mindre sprekkeavstand og gunstig orientering på sprekkesettene kan ha stor påvirkning på inndriften ved driving i harde bergmasser (Seker & Ocak, 2017).

Det er valgt å ta utgangspunkt i en roadheader av typen MH621 produsert av Sandvik AB, for estimatene etter prognosemodellen til Bilgin et al. (1990) i tabell 9.10. Maskinen er designet for driving i harde bergmasser med UCS opptil 120 MPa. Kutterhodet har en effekt på 300 kW og lastekapasiteten er 300 fm³/time (Sandvik, 2020b) (Nessestrand, 2020). Det er også valgt å inkludere inndrift for strossing med F1-profil, med ulik UCS.

Tabell 9.10: Estimert inndrift ved bruk av roadheader og prognosemodellen til Bilgin et al (1990) og roadheader MH621 med effekt (P) på 300kW, vekt 129 tonn og lastekapasitet på 300 fm³/time (Sandvik, 2020b).

Strossetverrsnitt	Strossetverrsnitt [fm ³ /m]	UCS [MPa]	RQD	Min inndrift [m ³ /time]	Max inndrift [m ³ /time]
H1	43,6	140-160	75-90	4	5
H2	41,0	140-160	75-90	4	5
Leirvík	33,1	70 - 120	75-85	7	20
Hvannasund	60,2	80 - 120	80-90	6	13
Hvannasund-NY	76,0	80 - 120	80-90	6	13
F1 - 1	23,2	140	75	5	5
F1 - 2	23,2	70	75	20	20
F1 - 3	23,2	35	75	45	45

Inndriften synker betydelig med økende UCS og RQD. I beregningene under er det antatt tre arbeidsskift med totalt 22,5 arbeidstimer per døgn og 5-dagersuke. Med færre arbeidsoperasjoner vil det være behov for færre arbeidspersoner til enhver tid, og følgelig vil det være fornuftig å øke antall skift. Estimatenes forutsetter kontinuerlig drift uten noen form for teknisk svikt eller bytting av kuttere. I tillegg er ikke heft grunnet trafikkavvikling inkludert. I tabell 9.11 har estimatene fra tabell 9.10 blitt brukt til å beregne minimal og maksimal drivetid for Haumyrheitunnelen med H1- og H2-profil, Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen, i tillegg til strossing med F1-profil.

Tabell 9.11: Utregning av maskinell drivetid ved bruk av roadheader med Bilgin et al. (1990) sin prognosemodell. Tidene forutsetter ingen teknisk svikt, bytte av kuttere eller heft fra trafikkavvikling.

Strossetverrsnitt	Totalt strossevolum [fm ³]	Min maskinell drivetid (uker)	Max maskinell drivetid [t] (uker)
Haumyr (H1)	14.964	2.993t (26,6 uker)	3.741t (33,2 uker)
Haumyr (H2)	13.920	2.784t (24,7 uker)	3.480t (30,9 uker)
Leirvík	72.600	3.630t (32,3 uker)	10.371t (92,2 uker)
Hvannasund	129.000	9.923t (88,2 uker)	21.500t (191,1 uker)
Hvannasund-NY	170.240	13.095t (116,4 uker)	28.373t (252,2 uker)
F1-1 (UCS = 140)	23,2 fm ³ /m	4,6 t/m (24,2m/uke)	4,6 t/m (24,2m/uke)
F1-2 (UCS = 70)	23,2 fm ³ /m	1,16 t/m (97,0m/uke)	1,16 t/m (97,0m/uke)
F1-3 (UCS = 35)	23,2 fm ³ /m	0,51 t/m (220,6 m/uke)	0,51t/m(220,6m/uke)

I henhold til figur 4.19 i kapittel 4, utgjør selve maskinutnyttelsen 28,2 %, lasting 9,8 % og tid til venting og heft 10,7 % av samlet tid brukt på en gitt jobb for driving av ny tunnel (Ocak & Bilgin, 2009). For strossing i tunnel med roadheader kan det antas at bergsikring, scanning og lasting av masser utføres parallelt, forutsatt stengt tunnel. Det antas derfor at reell tid brukt per meter er maskinell drivetid multiplisert med en faktor på ca. 1,4 ((28,2 % + 10,7 %)/28,2%), forutsatt at innstallering av bergsikring og lasting utføres parallelt. Det er da tatt høyde for maskinell svikt, bytte av utstyrskomponenter og annen heft. I tabell 9.12 er drivetidene i tabell 9.11, multiplisert med faktoren på 1,4.

Tabell 9.12: Utregning av reell drivetid ved bruk av roadheader med Bilgin et al. (1990) sin prognosemodell og korreksjon for heft basert på Ocak & Bilgin (2009). Tidene er multiplisert med en faktor på 1,4 og forutsetter ingen heft fra trafikkavvikling.

Strossetverrsnitt	Totalt strossevolum [fm ³]	Min maskinell drivetid (uker)	Max maskinell drivetid [t] (uker)
Haumyr (H1)	14.964	4.190t (37,2 uker)	5.237t (46,5 uker)
Haumyr (H2)	13.920	3.898t (34,6 uker)	4.872t (43,3 uker)
Leirvík	72.600	5.082t (45,2 uker)	14.519t (129,1 uker)
Hvannasund	129.000	13.892t (123,5 uker)	30.100t (267,5 uker)
Hvannasund-NY	170.240	18.333t (163,0 uker)	39.722t (353,1 uker)
F1-1 (UCS = 140)	23,2 fm ³ /m	6,4 t/m (17,2 m/uke)	6,4 t/m (17,2 m/uke)
F1-2 (UCS = 70)	23,2 fm ³ /m	1,62 t/m (69,2 m/uke)	1,62 t/m (69,2m/uke)
F1-3 (UCS = 35)	23,2 fm ³ /m	0,71 t/m (157,6 m/uke)	0,71t/m(157,6m/uke)

Resultatene viser betydelig lengre drivetid sammenlignet med D&B. Det anbefales derfor ikke å investere i en kostbar roadheader, når beregnet drivetid er betydelig høyere i forhold til driving med D&B. Beregnet inndrift med roadheader er høyest i Leirvíkartunnelen hvor laveste målte RQD var på 75 og UCS på 70 MPa. Beregnet inndrift er 48,9 m/uke (totalt 45,2 uker), som er nær tre ganger så lavt sammenlignet med D&B (137,5 m/uke). Som tidligere nevnt varierte geologien i Leirvíkartunnelen betraktelig innenfor små avstander.

Det bør derfor forventes at RQD og UCS kan være vesentlig høyere i andre områder av tunnelen, og drivetid vil følgelig bli enda høyere enn beregnet. Heft fra eventuell trafikkavvikling er heller ikke inkludert. Det er derfor ikke anbefalt å bruke roadheader i de undersøkte tunnelene.

Potensialet til roadheader vil derimot være større for små strossetverrsnitt hvor det skal strosses en liten mengde bergmasse rundt hele profilet, i oppsprukket bergmasse med relativt lav UCS og høy RQD. Roadheader kan være et bedre alternativ sammenlignet med D&B, i bergarter med dårlig sprengbarhet og i områder med strenge krav til sprengningsrystelser. Eksempler på bergarter med dårlig sprengbarhet er skifrige fyllitter eller leirskifer. Hvis det i tillegg er sprengningsrestriksjoner hvor det kun tillattes D&B på dagtid, kan roadheader brukes hele døgnet uten å overskride krav til rystelser. Samlet tunnellengde som skal strosses bør helst være 10 km eller mer, grunnet høy investeringskostnaden på roadheader (Nessestrand, 2020).

9.2.3 Hydraulisk pigghammer

I områder med strenge krav til rystelser kan driving med hydraulisk pigghammer også være et godt alternativ. For estimering av inndrift har det blitt valgt å bruke prognosemodellen til Bilgin et al. (2002) utviklet for hydraulisk pigghammer vist i figur 4.17 - 4.18, som er en tilsvarende prognosemodell for driving med roadheader. Tabell 9.13 viser estimert inndrift basert på prognosemodellen til Bilgin et al. (2002) og gitte inngangsparametere.

Tabell 9.13: Utrekning av inndrift ved bruk av prognosemodellen til Bilgin et al. (2002) for hydraulisk pigghammer med 60 HP, og for de ulike strossetverrsnittene.

Strossetverrsnitt	Strossetverrsnitt [fm ³ /m]	UCS [MPa]	RQD	Min inndrift [m ³ /time]	Max inndrift [m ³ /time]
H1	43,6	140-160	75-90	15	20
H2	41,0	140-160	75-90	15	20
Leirvík	33,1	70 - 120	75-85	22	30
Hvannasund	60,2	80 - 120	80-90	22	28
Hvannasund-NY	76,0	80-120	80-90	22	28
F1 - 1	23,2	140	75	17	17
F1 - 2	23,2	70	75	30	30
F1 - 3	23,2	35	75	45	45

Sammenlignet med driving med roadheader, har driving med hydraulisk pigghammer betydelig høyere inndrift i bergmasser med UCS over 70 MPa, ved bruk av prognosemodellen til Bilgin et al. (2002). Beregnet minimal og maksimal maskinell drivetid for de ulike tunnelene, i tillegg til F1-profilet, er listet opp i tabell 9.14.

Tabell 9.14: Utregning av maskinell drivetid ved bruk av én hydraulisk pigghammer med 60 hestekrefter og Bilgin et al. (2002) sin prognosemodell. Tidene forutsetter ingen heft fra trafikkavvikling.

Strossetverrsnitt	Totalt strossevolum [fm ³]	Min maskinell drivetid (uker)	Max maskinell drivetid [t] (uker)
Haumyr (H1)	14.964	748t (6,7 uker)	998t (8,9 uker)
Haumyr (H2)	13.920	696t (6,2 uker)	928 t (8,2 uker)
Leirvík	72.600	2.420t (21,5 uker)	3.300t (29,3 uker)
Hvannasud	129.000	4.607t (41,0 uker)	5.863t (52,1 uker)
Hvannasud-NY	170.240	6.080t (54,0 uker)	7.738t (68,8 uker)
F1 -1 (UCS = 140)	23,2 fm ³ /m	1,4 t/m (80,3 m/uke)	1,4 t/m (80,3 m/uke)
F1 - 2 (UCS = 70)	23,2 fm ³ /m	0,77 t/m (145,5 m/uke)	0,77 t/m (145,5 m/uke)
F1 - 3 (UCS = 35)	23,2 fm ³ /m	0,51 t/m (220,6 m/uke)	0,51 t/m (220,6 m/uke)

I henhold til figur 4.19 i kapittel 4, utgjør selve maskinutnyttelsen med pigghammer 14,2 %, lasting av masser 13,3 % og tid til venting og heft 14,8 % av samlet tid brukt på en gitt jobb for driving av ny tunnel (Ocak & Bilgin, 2009). For strossing i tunnel med pigghammer kan det antas at bergsikring, scanning og delvis lasting av masser utføres parallelt, forutsatt stengt tunnel. Det antas derfor at reell tid brukt per meter er maskinell drivetid multiplisert med en faktor på ca. 2,0 ((14,2 % + 14,8 %) / (14,2%)), forutsatt at innstallering av bergsikring og lasting utføres parallelt. Det er da tatt høyde for maskinell svikt, bytte av utstyrskomponenter og annen heft. Korrigert maskinell drivetid er listet opp i tabell 9.15.

Tabell 9.15: Utregning av reell drivetid ved bruk av én hydraulisk pigghammer med 60 HP og Bilgin et al. (1990) sin prognosemodell og korreksjon for heft basert på Ocak & Bilgin (2009). Tidene er multiplisert med en faktor på 2,0 og forutsetter ingen heft fra trafikkavvikling.

Strossetverrsnitt	Totalt strossevolum [fm ³]	Min maskinell drivetid (uker)	Max maskinell drivetid [t] (uker)
Haumyr (H1)	14.964	1.496t (13,4 uker)	1.996t (17,8 uker)
Haumyr (H2)	13.920	1.392t (12,4 uker)	1.856 t (16,4 uker)
Leirvík	72.600	4.840t (43,0 uker)	6.600t (58,6 uker)
Hvannasud	129.000	9.214t (82,0 uker)	11.726t (104,2 uker)
Hvannasud-NY	170.240	12.160t (108,0 uker)	15.476t (137,6 uker)
F1 -1 (UCS = 140)	23,2 fm ³ /m	2,8 t/m (40,2 m/uke)	2,8 t/m (40,2 m/uke)
F1 - 2 (UCS = 70)	23,2 fm ³ /m	1,54 t/m (72,8 m/uke)	1,54 t/m (72,8 m/uke)
F1 - 3 (UCS = 35)	23,2 fm ³ /m	1,02 t/m (110,3 m/uke)	1,02 t/m (110,3 m/uke)

Potensialet til hydraulisk pigghammer for strossing i vegtunneler med relativt små strossetverrsnitt og UCS mellom 50 - 150 MPa, er betydelig bedre enn potensialet til roadheader. Kuttterraten til roadheader synker raskere mot null, med UCS over 40 MPa sammenlignet med kuttterraten til hydraulisk pigghammer.

9.2.4 Oppsummering og diskusjon av gunstig drivemetode

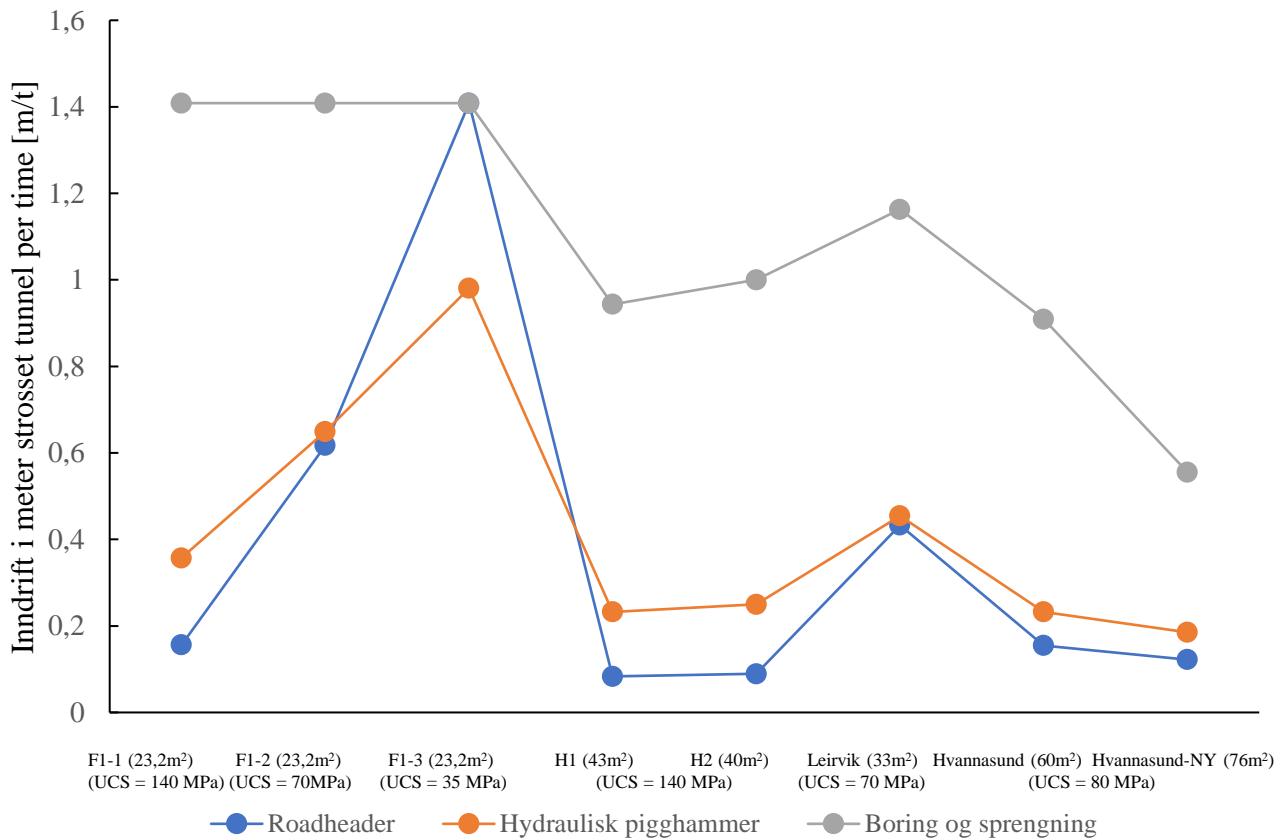
I figur 9.1 har utregnede drivetider i de foregående delkapitlene blitt regnet om til inndrift i meter strosset tunnel per time [m/t]. På den måten kan inndrift med bruk av de forskjellige drivemetodene og ulike strossetverrsnitt sammenlignes på en oversiktlig måte. Strossetverrsnittet med F1-profil har blitt plottet med forskjellig UCS og lik RQD-verdi på 75, kombinert med de ulike drivemetodene. Det antas at inndrift med D&B og F1-profil ikke påvirkes av UCS i denne framstillingen. Inndrift for strossing med F1-profil og D&B er basert på utregnet salvesyklus på 198,5 min i tabell 9.5.

Generelt sett er inndriften vist i figur 9.1 betydelig lavere med bruk av roadheader og hydraulisk pigghammer, sammenlignet med D&B for strossing av samtlige strossetverrsnitt, utenom F1-3-profilet. I F1-3-profilet er UCS = 35 MPa, hvor inndrift med roadheader er like god som for D&B. Inndrift med hydraulisk pigghammer er også betydelig høyere med UCS = 35 MPa, sammenlignet med høyere UCS-verdier. Framstillingen viser at inndrift med bruk av roadheader øker raskere med synkende UCS, i forhold til inndrift med hydraulisk pigghammer. Strossing av F1-1-profil med pigghammer har nær dobbelt så høy inndrift sammenlignet med roadheader. For strossing av F1-3-profilet er inndrift tilnærmet lik for roadheader og D&B (1,4 m/t), og ca. 40% høyere enn inndrift med pigghammer (1m/t).

Forskjell i inndrift mellom de ulike drivemetodene er stor i bergmasser med UCS =140 MPa. Ved strossing av H1-og H2-profil er inndriften med hydraulisk pigghammer lav, og nær dobbelt så høy (0,2 m/t) sammenlignet med roadheader (0,1m/t). Til sammenligning er inndriften med D&B 1 m/t. Ved strossing av både Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin er D&B det mest effektive alternativet, grunnet betydelig høyere inndrift. Inndrift med roadheader og pigghammer er på henholdsvis 0,4 og 0,2 m/t, for strossing av Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin.

Basert på funnene over, er strossing med D&B det beste alternativet i bergmasser med høy UCS. Strossing med roadheader og pigghammer har imidlertid størst potensial i bergmasse med lav UCS og hvor strossetverrsnittet er lite. Strossing med roadheader vil ikke være fornuftig å bruke med mindre bergmassen har UCS < 40 MPa og lav RQD.

Gjennomsnittlig inndrift i meter strosset tunnel per time, med ulike strossetverrsnitt og drivemetoder



Figur 9.1: Oversikt over inndrift i meter strosset tunnel per time [m/t], med ulike strossetverrsnitt og drivemetoder. Tidene forutsetter stengt tunnel, roadheader med effekt på 300 kW og pigghammer med effekt 60 hestekrefter.

9.3 Borslitasje og materialkonsum

I følgende delkapittel har det blitt utført enkel vurdering av borslitasje og materialkonsum på kuttere med D&B og roadheader, for strossing av ulike strossetverrsnitt.

9.3.1 Slitasje på borkroner ved strossing med boring og sprengning

For å estimere slitasje og materialkonsum med D&B vil figur N-2 i vedlegg N, hentet fra NTNU-modellen bli anvendt. BWI med tilhørende subjektiv beskrivelse i tabell 4.5 for slitasjeevne, vil bli brukt for å lese av verdiene i figur N-2. Verdiene avlest i figur N-2 og antall brukte bor for de aktuelle tunnelene er vist i tabell 9.16 - 9.17.

Tabell 9.16: Antall slitte bor per boremeter (bytte/boremeter) som funksjon av BWI med subjektiv beskrivelse for slitasjeevne avlest i diagram fra NTNU-modellen vist i vedlegg N.

BWI (Slitasjeevne)	6 - (ekstremt lav)	15 - (Meget lav)	35 - (Medium)
Slitte bor / boremeter	0,002	0,004	0,018

Tabell 9.17: Antall borebytter for strossing av tunneler med ulike strossetverrsnitt.

Strosse- tverrsnitt	F1	H1	H2	H3	Leirv�k	Hvanna- sund	Hvanna- sund- NY
Utstrosset masse pr. meter [fm ³ /m]	23	43	40	42	33	60	76
Borede meter per volum [dm/fm ³]	3,28	1,77	1,71	2,44	1,94	1,85	2,18
Tunnellengde [m]	x	348	348	348	2.200	2.150	2.240
Total mengde boremeter [dm]	75,4x	26.486	23.803	35.663	140.844	238.650	371.123
Borbytte /dm	0,018	0,018	0,018	0,018	0,002/0,004	0,002/0,004	0,002/0,004
Antall brukte bor totalt [stk]	1,35x	477	429	642	282 / 564	477 / 955	742 / 1.485

Basert på utregningene i tabell 9.17 vil materialkonsumet i antall brukte bor være betydelig høyere ved strossing av H3-profil, sammenlignet med H1- og H2-profil. Det skyldes at det må bores flere kontur- og 2.konturhull ved strossing av H3-profil. Ved å sammenligne borslitasje i Hvannasundstunnelen for strossing og driving av ny tunnel, må det påregnes ca. 60% flere bytter av bor ved å drive ny vegtunnel. Erfaringsmessig er slitasjen på borkroner generelt lav i basalter på Færøyene (SINTEF, 2003) (Grøv, 2020).

9.3.2 Slitasje på kutterhode ved strossing med roadheader

Slitasje på kutterhodene til en roadheader kan bli meget høy, hvis UCS og kvartsinnholdet er høyt. Under testing av basalt-blokken i laboratoriet, ble det i samtale med laboratorieveileder antatt at det var tilnærmet ingen kvartsinnhold i prøven (Drotninghaug, 2020). For beregning av slitasje har parameterne i tabell 9.2 og prognosemodellene til Couper & Rostami (1998), omtalt i kapittel 4, blitt brukt. Bredden til kutterhodet og vekten på roadheaderen til Sandvik (2020b) er henholdsvis 2,5 meter og 130 tonn. I tabell 9.18 er det valgt å bruke gjennomsnittsverdier for UCS fra tabell 9.2, for å ikke beregne et overoptimistisk materialkonsum.

Tabell 9.18: Utregning av antall slitte kuttere per strosset masse og totalt antall slitte kuttere for strossing av de aktuelle tunnelene.

Strosse-tverrsnitt/ tunnel	F1	H1	H2	H3	Leir- v�k	Hvanna- sund	Hvanna- sund-NY
Strosset masse per meter [fm ³ /m]	23	43	40	42	33	60	76
Tunnellengde [m]	x	348	348	348	2.200	2.150	2.240
Total utstrosset masse [fm ³]	23x	14.964	13.920	14.616	72.600	129.000	170.240
Gj.snittlig slitte kuttere per fm ³ (Copur & Rostami, 1998)	0,0116	0,0116	0,0116	0,0116	0,0081	0,0085	0,0085
Totalt antall slitte kuttere (Copur & Rostami, 1998)	0,267x	173,6	161,5	169,5	588	1.097	1.447

Antall slitte kuttere ved bruk av roadheader er under halvparten, sammenlignet med slitasje på borkroner for strossing av H1-H3- profilene ifølge modellen til Copur & Rostami (1998). I realiteten vil nok slitasjen på kutterne til roadheaderen være mye større, da bergarten i Haumyrheitunnelen består av granittisk gneis som typisk inneholder kvarts. Modellen til Couper & Rostami tar som nevnt ikke høyde for kvartsinnholdet. For strossing av Leirvíkartunnelin og Hvannasundstunnelin ligger materialkonsumet med roadheader på relativt samme nivå, som for borslitasje med D&B.

I motsetning til strossing med D&B, vil det ikke være behov for sprengstoff ved strossing med roadheader. Hvis en for eksempel velger å strosse Leirvíkartunnelin med roadheader eller hydraulisk pigghammer, vil det spares omtrent 70.000 kg med sprengstoff (se tabell 9.1).

10 Diskusjon

Erfaringene fra de undersøkte prosjektene viser at det finnes forskjellige metoder og strategier for å utføre strossing i tunnel. Valg av drivemetode avhenger av tunnelens strossetverrsnitt, lengde og plassering, geologiske faktorer og form for trafikkavvikling.

10.1 Kontakt med fagpersoner

I denne masteroppgaven er en stor del av kunnskapsgrunnet basert på kvalitativ innsamling av informasjon fra fagpersoner, med erfaring og kompetanse fra tidligere utførte prosjekter. Informasjonen fra fagpersoner ble hentet inn ved bruk av intervjuer, telefonsamtaler, e-post og befaringer. Jevnlige telefonsamtaler har vist seg å være mest effektivt til å innhente informasjon. Spørsmål som har dukket opp underveis i arbeidet ble raskt besvart på telefon, og arbeidet fikk dermed mer kontinuitet. Kommunikasjon via E-post fungerte også, men det tok ofte lengre tid for svar, og når svaret kom måtte en sette seg inn i konteksten på nytt. Fordelen med intervju er at en kunne innhente mye informasjon på samme tid, og intervjueren fikk en bedre helhetsforståelse. Ulempen med intervju og befaring er at det kreves bedre forberedelse for utforming av intervju spørsmål, gjennomføring og mer etterarbeid.

I to av de undersøkte prosjektene (strossing av Langnestunnelen og Mjåvannstunnelen) ble det kun holdt kontakt med én tilhørende fagperson som har stått sentralt i prosjektet. Ulempen med å ha kontakt med kun én fagperson, er at en samler inn synspunkter og erfaring fra kun ett ståsted. Ulike fagpersoner innenfor samme prosjekt kan for eksempel ha hatt ulike oppfatninger av oppståtte utfordringer, eller hvordan arbeidet kunne blitt gjort annerledes for bedre inndrift. I to av de samme prosjektene har det vært mangel på grunnlagsmateriale, slik at erfaringene fra fagpersonene ikke kunne verifiseres med kvantitativ data. I tillegg er det 7 og 13 år siden de to prosjektene ble gjennomført, hvor det følgelig er en viss sannsynlighet for at viktige synspunkter kan ha gått i «glemmeboken» eller er feilaktige.

10.2 Valg av gunstig drivemetode

Basert på utregningene i kapittel 9, er strossing med D&B stort sett den drivemetoden som gir høyest inndrift og håndterer massive bergmasser med høy UCS. Strossing med roadheader og hydraulisk pigghammer, vil egne seg godt i mer oppsprukne bergmasser med middels UCS < 40 MPa. Strossing med hydraulisk pigghammer alene, vil egne seg best i tunneler med små strossetverrsnitt hvor det skal strosses jevnt rundt hele profilet. Roadheader vil være mer gunstig hvis det skal strosses minst 10 km tunnel, grunnet høy investeringskostnad.

Ved strossing av større strossetverrsnitt med $UCS > 40$ MPa, vil kostnaden for bytte av slitte kuttere på roadheader bli meget høy (Bilgin et al., 1990).

Basert på erfaringene i de undersøkte prosjektene og utførte beregninger, er en liten stross hvor det skal strosses jevnt rundt hele konturen (f.eks. F1-profil, $23,2 \text{ m}^3/\text{m}$ og 77 borehull) med D&B nær like tidkrevende å strosse som for en stor ensidig stross (f.eks. H1-profil, $43,6 \text{ m}^2$ og 76 borehull) med D&B. Det skyldes at det må gjennomføres like mange arbeidsoperasjoner, og det må bores like mange borehull. En eventuell forskjell i tidsbruk vil skyldes ulik mengde masser som må lastes ut. Størrelsen på strossetverrsnittet vil derimot påvirke tidsbruk i større grad ved strossing med roadheader og hydraulisk pigghammer, hvor selve berguttaket utgjør en større andel av tidsbruken.

Med små strossetverrsnitt hvor det skal strosses jevnt rundt hele konturen og i oppsprukne bergmasser med lav til middels UCS, kan bruk av roadheader og pigghammer være mer effektivt enn D&B. Det kom til dels fram i kapittel 9, hvor tidsbruk for strossing av F1-3-profil ($UCS = 35$ MPa og $RQD = 75$) med roadheader og hydraulisk pigghammer ble nær lik som for strossing med D&B. Ved mindre strossetverrsnitt ned mot $10 \text{ m}^3/\text{m}$ slik som i Langnestunnelen, og gunstig geologi, kan strossing med hydraulisk pigghammer ha stort potensiale. I tabell 9.13 er estimert inndrift med 60 HP hydraulisk pigghammer og $UCS = 70$ MPa, $30 \text{ m}^3/\text{time}$ etter Bilgin et al. (2002). Et strossetverrsnitt på $10 \text{ m}^3/\text{m}$ vil følgelig gi en tidsbruk på $0,33 \text{ t/m}$, og $0,67 \text{ t/m}$ korrigert for heft etter figur 4.19. Det ville gitt en reell inndrift på $1,5 \text{ m/t}$ eller $33,8 \text{ m/døgn}$, forutsatt $3 \times 7,5$ timers arbeidsskift. Per uke ville det gitt en inndrift på 169 m/uke forutsatt 5 dagers uke. Til sammenligning var gjennomsnittlig inndrift i Langnestunnelen 77 m/uke og 110 m/uke på det meste. Beregningen viser at potensialet for strossing med hydraulisk pigghammer i tunneler med små strossetverrsnitt og $UCS < 70$ MPa er av betydning. Ved strossing med flere pigghammere blir potensialet enda større. Det må presiseres at denne beregningen er basert på kun én undersøkt prognosemodell etter Bilgin et al. (2002), og korrigert tid etter Ocaik & Bilgin (2009). Det er ikke tatt høyde for heft grunnet trafikkavvikling og uforutsett geologisk heft.

I prosjektoppgaven til Godtland (2019) ble det presisert av Lima (2019) at pigghammer er å foretrekke ved strossing av små utstikkende knøler. Det er mer tidkrevende å begynne med D&B for å fjerne et par-tre utstikkende knøler, hvis hydraulisk pigghammer kan brukes. Hvis bergmassen er for hard, selv om strossetverrsnittet er lite, vil strossing med D&B være beste alternativ.

Den største svakheten til strossing med D&B er i områder med strenge krav til sprengningsrystelser og hvor det ikke tillates skade på omkringliggende bergmasse. Strossing med roadheader eller hydraulisk pigghammer er en mer skånsom brytningsprosess som fører til minimal skade, og følgelig mindre oppsprekking og risiko for overmasse rundt ny kontur. Strossing med roadheader og hydraulisk pigghammer fører også til minimalt med vibrasjoner, slik at driving kan foregå døgnet rundt. For strossing i prosjekter nært boligområder eller liknende, er det vanligvis ikke tillatt å sprengne om natten, grunnet sprengningsrystelser fra D&B (Storhamar, 2020). I tabell 10.1 og 10.2 er fordeler og ulemper med de ulike drivemetodene og anbefalt bruksområde listet opp, basert på innsamlet erfaring, utførte beregninger og diskusjoner.

Tabell 10.1: Oppsummering av fordeler og ulemper for strossing med de mest diskuterte drivemetodene, derav strossing med boring og sprengning, hydraulisk pigghammer og roadheader.

Drivemetode	Fordeler	Ulemper
Boring og sprengning (D&B)	<ul style="list-style-type: none"> - Høy inndrift i massive og harde bergmasser - Kjent metode, med etablert erfaring hos entreprenører - Entreprenør har som oftest utstyr tilgjengelig, og vil følgelig få lav investeringskostnad 	<ul style="list-style-type: none"> - Mange arbeidsoperasjoner - Sprengningsrystelser og skade på omkringliggende bergmasser - Mer overmasse grunnet stikning, ansett og EDZ - Sprenggasser - Borehullsavvik og risiko for punktering av borehull i strossetverrsnitt med liten strosseoverdekning
Hydraulisk pigghammer	<ul style="list-style-type: none"> - Fleksibel strossing, lett å orientere pigghammeren i flere retninger. - Ingen sprenggasser og minimalt med rystelser - Liten skade på omkringliggende bergmasse - Mindre overmasse - Lav investeringskostnad - Fungerer godt i kombinasjon med D&B - Få arbeidsoperasjoner 	<ul style="list-style-type: none"> - Lav inndrift i harde og massive bergmasser
Roadheader	<ul style="list-style-type: none"> - Fleksibel strossing, kutterhodet kan orienteres i mange retninger - Få arbeidsoperasjoner - Liten skade på omkringliggende bergmasse - Mindre overmasse - Integrert lasting av bergmasse - Ingen sprenggasser og lite vibrasjoner 	<ul style="list-style-type: none"> - Høy investeringskostnad - Svært høy slitasje på maskin og kuttere, og lav inndrift i harde og massive bergmasser

Tabell 10.2: Oppsummering av gunstig geologi og strossetverrsnitt for de diskuterte drivemetodene, derav strossing med boring og sprengning, hydraulisk pigghammer og roadheader.

Drivemetode	Gunstig geologi	Gunstig strossetverrsnitt	Ugunstig strossetverrsnitt
Boring og sprengning (D&B)	<ul style="list-style-type: none"> - Bergmasser med god sprengbarhet. - Harde og massive bergmasser. 	<ul style="list-style-type: none"> - Store strossetverrsnitt med ensidig strossing eller strossing rundt hele konturen med strosseoverdekning > 1 m. (f.eks. L1-, H1- eller H3-profil) 	<ul style="list-style-type: none"> - Strossetverrsnitt med liten strosseoverdekning < 1 m, med fare for punktering av borehull (f.eks. tilsvarende F1-profil) - Strossetverrsnitt bestående av kun kontursprengning. Høy andel boremeter per utstrosset masse
Hydraulisk pigghammer	<ul style="list-style-type: none"> - Myke og oppsprukne bergmasser, UCS < 70 MPa og RQD < 70 - Bergmasser med dårlig sprengbarhet (f.eks. fyllitter) 	<ul style="list-style-type: none"> - Små strossetverrsnitt med liten strosseoverdekning < 1 m (f.eks. F1-profil) - Strossing jevnt rundt hele konturen 	<ul style="list-style-type: none"> - Store strossetverrsnitt med høyt volum (f.eks. L1- eller H1-profil)
Roadheader	<ul style="list-style-type: none"> - Myke og oppsprukne bergmasser, UCS < 40 MPa og RQD < 70 - Bergmasse med dårlig sprengbarhet 	<ul style="list-style-type: none"> - Små til moderat store strossetverrsnitt i lengre tunneler, og liten strosseoverdekning < 1m (f.eks. F1-profil). 	<ul style="list-style-type: none"> - Store strossetverrsnitt med høyt volum (f.eks. L1- eller H1-profil)

Strossing med skånsom sprengning eller mekanisk fjellbrytning og hensiktsmessig strossetverrsnitt, kan føre til at omkringliggende bergmasse i konturen får mindre EDZ etter strossingen. Hvis en for eksempel velger å strosse jevnt langs hele konturen med hydraulisk pigghammer, vil en fjerne eventuell tidligere skadet bergmasse og etterlate en «friskere» og mer uskadet kontur. På den måten kan det tenkes at stabiliteten isolert sett kan forbedres.

Strossing i stengt tunnel, har vist seg å være mer effektivt enn strossing i tunnel med trafikkavvikling. Grunnen til bedre strosseinndrift med stengt tunnel er muligheten til å etablere flere stuffer, hvor arbeidsoperasjonene kan foregå parallelt uten forstyrrelser fra trafikk. I en stengt tunnel er det i teorien mulig å etablere et ubegrenset antall stuffer i kombinasjon med flere borerigger. Erfaringer fra fagpersoner har uttrykt at samhandling og tilpasning av arbeidsoperasjonene til trafikkavviklingen er en av de største utfordringene, for å oppnå effektiv drift ved strossing av vegtunneler (Ivarjord, 2020) (Birkeland, 2020). Begrunnelsen for dette er som nevnt at tunnelen må være tilstrekkelig bergsikret før trafikk kan sendes gjennom, og at arbeidet må stoppe opp når trafikken passerer stoffene. Krav om at tunnelen må være tilstrekkelig bergsikret før trafikk sendes gjennom fører til at antall salvesprenginger må begrenses, som følgelig gir redusert inndrift.

10.3 Kombinasjon av ulike drivemetoder

I bergmasse med vekslende hardhet og oppsprekking, kan en god strategi være å strosse med for eksempel både D&B og hydraulisk pigghammer. Strossing med D&B kan utføres i områder med massiv og hard bergmasse, samtidig som hydraulisk pigghammer brukes i for eksempel svakhetssoner med bergmasse av dårlig kvalitet. Pigghammeren vil følgelig gi mindre skade på bergmassen som i utgangspunktet er av dårlig kvalitet. I for eksempel Hvannasundstunnilin, kan strossing med pigghammer bli brukt i svakhetssonene samtidig som boreriggen borer salvehull på en annen stoff, som følgelig vil redusere den totale drivetiden. Investeringskostnaden for hydrauliske pigghammere er lav, og i mange tilfeller har entreprenøren allerede en pigghammer fra før i maskinlageret (Nessestrand, 2020).

I en annen situasjon hvor det kan være gunstig å kombinere D&B og hydraulisk pigghammer, er i områder hvor strosseoverdekningen er liten. Eksisterende kontur vil alltid variere fra opprinnelig prosjektert kontur. Vedlegg B viser scanning fra tre lokaliteter i Forsatunnelen, hvor eksisterende kontur (scann før stross) er både utenfor og innenfor ny prosjektert kontur. I de tilfellene hvor strosseoverdekningen er liten, vil det være størst sjanse for å punktere borehull med D&B. Der hvor strosseoverdekningen er større, vil punktering være mindre sannsynlig. I områder av tunnelen hvor strosseoverdekningen er liten, kan det være mer gunstig å bruke hydraulisk pigghammer framfor D&B. Det har vært tilfeller i Forsatunnelen og Langnestunnelen hvor strosseoverdekningen var nede i 10 cm, der borehullsavvik lettere førte til punktering av borehullene. I disse tilfellene ville det ha vært gunstig å kombinere D&B med pigghammer. Ved å bruke hydraulisk pigghammer i områder med liten strosseoverdekning, slipper en også å bore mange borehull for å strosse en liten mengde bergmasse.

Hvis det er ønskelig at trafikk skal gå uforhindret gjennom tunnelen og det ikke finnes fornuftige omkjøringsveger, kan det strosses med TEF omtalt i kapittel 4.1.6. TEF er som nevnt foreløpig ikke blitt brukt til strossing av tunneler på hverken Færøyene eller i Norge. I norske og færøyske tunneler med to eksisterende kjørefelt, vil gunstig strategi med TEF være den såkalte «Napoleon Hat Staged Method», vist i figur 4.12 (Tonon, 2010). Metoden innebærer strossing med både D&B og hydraulisk pigghammer, og fungerer derfor godt i både harde og myke bergmasser. Trafikk og arbeidsoperasjoner kan foregå adskilt fra hverandre, uten behov for tilpasning av arbeidsoperasjonene. Ved bruk av TEF, vil det ikke være like stort tidspress knyttet til bergsikring. Strosset masse vil også kunne lastes ut, uten å hindre trafikk. Bruk av TEF er imidlertid best egnet i tunneler uten horisontal krumning. Strossing med TEF i tunneler med krumning, vil være mer utfordrende knyttet til rigging og flytting av skjoldet. Utforming

av TEF-skjoldet må tilpasses krumningen, og det vil være vanskeligere å flytte skjoldet i takt med inndriften. Strossing med TEF i Norge og på Færøyene kan imidlertid bli utfordrende til å begynne med, da denne måten å strosse på ikke er praktisert der tidligere. Erfaringer fra andre land bør derfor samles inn ved eventuell bruk av TEF.

10.4 Stabilitetsvurderinger ved strossing i tunnel

Resultater fra stabilitetsanalysene viser at strossing av tunneler øker behovet for bergsikring, grunnet økt spennvidde. Utforming av strossetverrsnitt har også betydning for stabiliteten, avhengig av geologien. En tunnel kan framstå som stabil før den strosses, for så å senere bli ustabil etter strossing. Det må presiseres at det alltid bør gjennomføres geologisk inspeksjon i takt med inndriften, også ved strossing av tunnel. I områder hvor det har vært ustabile forhold i den eksisterende tunnelen, bør det vises ekstra varsomhet når tunnelen strosses og bergsikres. I denne oppgaven har Q-systemet blitt brukt, for å gi en veiledning til endring i sikringsbehov som følge av økt spennvidde eller endring i ESR. Q-systemet tar imidlertid ikke hensyn til orientering til mest ugunstige sprekkesett, i motsetning til RMR-systemet. Inspeksjon kun med Q-systemet bør derfor inneholde vurdering av orientering til sprekkesettene i forhold til tunnelaksen, også når tunnelen strosses. Sprekkeorientering ble for eksempel tegnet inn på kartleggingsskjema ved geologisk inspeksjon under strossing av Forsatunnelen (Godtland , 2019).

10.4.1 Endring i «stand-up time» og sikringsbehov

I kapittel 7.1.2 viste avlesninger i RMR-systemet at økning i spennvidde ga størst utslag i «stand-up time» i bergmasser av dårlig kvalitet, med $RMR < 40$ ($Q < 1$) og strossing fra T4 til T8,5-profil. Størst utslag ga en reduksjon i «stand-up time» på 4,5 timer, fra 6t til 1,5t. Det viser at midlertidig arbeidssikring bør installeres så raskt som mulig etter strossing, i for eksempel svakhetssoner i Hvannasundstunnelen, særlig hvis trafikk skal slippes gjennom påfølgende dag. Det må også forventes økt sikringsbehov ved strossing av større strossetverrsnitt. I kapittel 7.1.1 ble det avlest i diagram etter Q-systemet, at for $Q < 2$ og strossing fra T4 til T8,5-profil og T8,5 til T13-profil, er det behov for å øke sikringsomfanget ytterligere. For strossing av T4 til T8,5-profil bør sikringsomfanget økes for $Q < 10$.

10.4.2 Valg av strossetverrsnitt og side som bør strosses

Basert på kalkulering av $\sigma_{1\text{-heng}}$ med RS2 og diskusjoner i kapittel 7.3.2, ved strossing av T8,5 til T13-profil, er det mest gunstig å strosse med H1-profil i tilfeller med høye vertikalspenninger og H2-profil med høy horisontalspenninger. I de samme modellene med innlagte sprekkeseett på 30° og strøk parallelt med tunnelaksen, viste det seg å være mest gunstig å strosse mot fallretningen til sprekkeseettet. Strossing mot sprekkeseettet er mindre gunstig rent driveteknisk, men viste seg likevel å gi minst spenningsavløsning for både $k = 0,5$ og $k = 2,0$ i figur M-2 og M-4 i vedlegg M. I for eksempel svakhetssoner med $RMR < 40$ og svært kort «stand-up time» vil valg av side å strosse på i forhold til sprekkorienteringen ha størst betydning. Det må også presiseres at analyseresultatene fra RS2 kan inneholde usikkerhet, og at numeriske analyser følgelig aldri bør brukes alene i ingeniørgeologiske vurderinger (Hoek E., 2007).

Valg av hvilken side tunnelen bør strosses på er også sterkt avhengig av eventuell pilaravstand og krumning til tunnelen. I Haumyrheitunnelen skal det strosses på den siden som ikke fører til redusert pilaravstanden, i tillegg til at bergoverdekningen er større på den siden det er valgt å strosse. I tunneler med sterk krumning og hvor fartsgrensen skal økes bør strossingen utføres i innersving for å øke siktforholdene, som omtalt i kapittel 3.2.2. Det er lite hensiktsmessig å strosse i yttersving, når formålet er å bedre siktforholdene.

10.5 Usikkerhet i beregnet tidsbruk med NTNU-modellen

Beregning av tidsbruk for strossing i tunnel, innebærer usikkerhet knyttet til uforventet heft fra trafikkavvikling, geologiske forhold og maskinell svikt. Det har blitt observert at utregnet tidsbruk for strossing i tunnel basert på NTNU-modellen gir noe optimistiske estimater, sammenlignet med entreprenørens egne erfaringer og beregninger fra de undersøkte prosjektene. Estimert tidsbruk for strossing av tunnel i denne oppgaven bør derfor anses som et minimum for total drivetid i Haumyrheitunnelen, Leirvåkartunnelen og Hvannasundstunnelen. Estimering av tidsbruk og inndrift med roadheader eller hydraulisk pigghammer vil innebære mindre usikkerhet sammenlignet med D&B, grunnet færre arbeidsoperasjoner som skal samhandles og tilpasses til eventuell trafikkavvikling. Som følge av varierende geologi og oppsprekingsgrad, kan det oppstå betydelig usikkerhet rundt produksjonsraten til roadheaderen eller pigghammeren. Inndrift med roadheader og pigghammer har høy sensitivitet for varierende geologi, som for eksempel UCS og RQD vist i kapittel 4.2.1.

10.5.1 Usikkerhet i beregnet tidsbruk for Haumyrheitunnelen

Utrekning av inndrift for strossing i Haumyrheitunnelen er i stor grad basert på avlesninger og antakelser etter NTNU-modellen. Det er betenkelig at utregnet inndrift i Haumyrheitunnelen ble nærmest like høy som erfart inndrift i Langnestunnelen, hvor strossetverrsnittet var halvparten så stort i forhold til i Haumyrheitunnelen. I tillegg er antall borehull per salve i Haumyrheitunnelen (estimert i kapittel 8) nær det dobbelte av antall borehull i Langnestunnelen. I NTNU-modellen ble det også lagt inn boring med to borhammere for strossing av H1- og H2-profil. Kruse Smith entreprenør har selv beregnet en drivetid på 7 uker, ved boring med tre borhammere (Pettersen, 2020). I denne oppgaven ble tilsvarende drivetid beregnet til 5 uker med medium sprengbarhet. En mulig forklaring på avviket, kan være at det har blitt utført for optimistiske antakelser og vurderinger ved bruk av NTNU-modellen. Det kan for eksempel være for lite hefttillegg eller for optimistiske valg av DRI og BWI. Det er også sannsynlig at det har blitt gjort avlesningsfeil i diagrammene. Avlesningsfeil kunne ha blitt unngått helt ved å bruke den elektroniske versjonen Tunsim. Bruk av Tunsim ville derimot gitt mindre mulighet for å tilpasse modellen til strossing av tunnel.

Usikkerhet i de antatte inputparameterne DRI og BWI er betydelig for gneiser og granittiske gneiser. I kapittel 9 ble det antatt gjennomsnittlige DRI/BWI-verdier på 50/35 for Haumyrheitunnelen etter Bruland (1998). DRI/BWI kan i verstefall bli så lav/høy som 25/70 for granittiske gneiser (Bruland, 1998). Ved å redusere DRI fra 50 til 25, vil borsynk med COP3038 reduseres fra 305 cm/min til 230 cm/min, etter figur N-1. Det ville økt boretiden fra 62 til 82 minutter med H1-profil og to borhammere, i tillegg til ekstra heft. BWI-verdien ble også brukt som subjektiv input i figur N-2, som i utgangspunktet er utviklet for VHNR-verdier. Ved å øke BWI fra 35 til 70, ville subjektiv beskrivelse tilsvart «veldig høy» slitasje. I figur N-2 ville det gitt 0,08 borebytter per boremeter, i motsetning til 0,02 med BWI på 35. Det ville ha økt medgått tid til borebytte fra 11 til 45 minutter. I verste fall kan feil antakelse av DRI og BWI i dette tilfellet gi feilberegning av tidsbruk på 60 minutter per salvesyklus. Usikkerhet og noe optimistiske valg av DRI og BWI kan derfor være årsak til at beregnet inndrift i oppgaven framstår som høy, sammenlignet med hva Kruse Smith har vurdert og erfaringene fra Langnestunnelen.

10.5.2 Usikkerhet i beregnet tidsbruk for tunnelene på Færøyene

Beregninger for estimert tidsbruk for strossing av Hvannasundstunnelen utført av Norconsult (2015), ga en total drivetid på ca. 65 uker med to borerigger med tilsvarende form for trafikkavvikling som er brukt i oppgaven. Total drivetid i denne oppgaven ble estimert til 57,3 uker, som er merkbart lavere enn Norconsult sine vurderinger. På lik linje som for beregningene i Haumyrheitunnelen, varierer DRI i stor grad også på Færøyene. Figur 6.11 viser at det er målt DRI-verdier mellom 28 og 84 på Færøyene, med et gjennomsnitt på 54. Det ble ikke valgt å bruke målt verdi på basalt-blokken fra Leirvíkartunnelen i kapittel 6, da den ga en verdi på 81. For beregning av tidsbruk i Leirvíkartunnelen og Hvannasundstunnelen ble det brukt DRI på 60, som ligger nærmere gjennomsnittet. Det kan fortsatt ha blitt valgt en noe høyere DRI-verdi.

En annen årsak til at beregnet tidsbruk i oppgaven er lavere enn estimatene til Norconsult, kan skyldes for optimistisk antakelse av heft grunnet trafikkavviklingen. I kapittel 9 ble det antatt ekstra heft fra trafikkavvikling på 60 minutter per salvesyklus. Antakelsen var basert på bakgrunn av erfaringene fra Forsatunnelen, med en tunnellengde som tilsvarer 1/3 av lengden til Hvannasundstunnelen og Leirvíkartunnelen. I Forsatunnelen passerte trafikk kun én borerigg. I Hvannasundstunnelen er det anbefalt å bruke to borerigger med tre borhammere hver, og det må derfor brukes ekstra plass og tid til rigging, som følge av ekstern tilkobling av vanntilførsel og strømaggregat. Trafikk må også passere én ekstra borerigg, som fører til at arbeidet må stoppe opp en ekstra gang per kolonne.

Basert på diskusjonen i kapittel 10.5.1 og 10.5.2 bør de estimerte drivetidene i denne oppgaven kun brukes som veiledende til forventet total drivetid. De estimerte drivetidene kan derimot brukes som en minimumsverdi for total drivetid.

11 Konklusjon

I denne masteroppgaven har tre ferdigstilte prosjekter, hvor det har blitt utført strossing i vegtunnel blitt undersøkt. Erfaringer fra fagpersoner og informasjon fra grunnlagsmateriale har blitt brukt til å vurdere hensiktsmessig valg av drivemetode, stabilitet og tidsbruk for strossing av tunnel. Det har blitt gjort vurderinger i tre planlagte prosjekter; strossing av Haumyrheitunnelen utenfor Kristiansand, og Leirvíkartunnilin og Hvannasundstunnilin på Færøyene. Basert på erfaringer fra de undersøkte prosjektene, stabilitetsanalyser og inndriftsprognoser har det blitt konkludert med følgende punkter:

- ❖ I de ferdigstilte prosjektene, var erfart inndrift ca. 2,5 ganger høyere ved strossing i stengt tunnel (Langnestunnelen), sammenlignet med strossing i tunnel med trafikkavvikling (Forsatunnelen) og tilsvarende strossetverrsnitt. Erfart inndrift med trafikkavvikling var ca. 1,5 ganger høyere ved arbeid på flere stuffer (Forsatunnelen), sammenlignet med arbeid på kun én stoff under driveperioden (Mjåvannstunnelen).
- ❖ Med god planlegging kan inndrift økes ved å utføre arbeidsoperasjoner på flere stuffer. Høyest inndrift oppnås med stengt tunnel, i kombinasjon med flere borerigger, pigghammere eller roadheadere. Det stilles ekstra krav til entreprenørens kompetanse og planleggings- og tilpasningsevne av arbeidsoperasjonene når det er trafikkavvikling i tunnelen. Begrensende faktor for inndrift med trafikkavvikling er tilgjengelig tid til pigging, utlasting av masser og bergsikring i perioden når tunnelen er stengt. Antall sprengte salver etter stengetid må tilpasses den tiden som trengs for å bergsikre konturen og laste ut massene, før tunnelen gjenåpnes for normal trafikkavvikling.
- ❖ Strossing med boring og sprengning gir høyest inndrift i massive og harde bergmasser. Strossing med hydraulisk pigghammer eller roadheader kan være et godt alternativ i områder med strenge krav til sprengningsrystelser, og hvor bergmassen er av dårligere kvalitet (UCS < 40 MPa og RQD < 70). Strossing med hydraulisk pigghammer vil egne seg best i tunneler med små strossetverrsnitt (< 20 m³/m), hvor det skal strosses jevnt rundt hele profilet. Roadheader vil være gunstig først når det skal strosses minst 10 km tunnel med moderat store strossetverrsnitt, grunnet høy investeringskostnad.
- ❖ Fornuftig valg av antall borerigger og borhammere, avhenger av tunnellengden og strossetverrsnittet. I tunneler på over 1.000 meter, er det gunstig å strosse med flere borerigger med flere borhammere. Ved strossing av store strossetverrsnitt (f.eks. L2- eller H3-profil), bør det brukes tre borhammere. For strossing på kun én side av konturen, er det ikke nødvendig med mer enn to borhammere. For strossing av mindre

strossetverrsnitt kan det med fordel brukes én borhammer, grunnet spart tid på rigging og til- og frakobling av strømaggregat og vanntilførsel.

- ❖ Strossing med «Tunnel Enlargement Formwork» (TEF) er en uprøvd metode i Norge og på Færøyene, som kan være aktuell for strossing i tunneler hvor det er ønskelig å ikke forstyrre trafikken, og hvor det ikke er mulig å etablere fornuftig omkjøringsveg. «Napoleon Hat Staged Method» er en form for strossing med TEF, i kombinasjon med D&B og pigghammer, som egner seg til strossing i harde og massive bergmasser.
- ❖ Beregnet drivetid for strossing av tunnel bør i denne oppgaven kun ses på som et minimum, grunnet usikkerhet og antakelser i prognosemodellene. Estimert drivetid for strossing av Leirvíkartunnelen med D&B ble beregnet til 16,0 uker med stengt tunnel og 35,2 uker med trafikkavvikling, forutsatt god sprengbarhet og tre skift per døgn. Tilsvarende inndrift i Hvannasundstunnelen ble 20,5 og 57,3 uker, og 32 uker for driving av ny tunnel. Estimert drivetid i Haumyrheitunnelen med D&B ble beregnet til 5 uker med H1-profil og 4,6 uker med H2-profil (to skift per døgn). Det må presiseres at beregningene inneholder forenklinger, og er kun ment som en veiledning til hva som kan forventes. Usikkerhet i sprengbarhet, DRI, UCS og uforventet heft bør forventes.
- ❖ For strossing av T8,5 til T13-profil, kan det velges mellom H1, H2 eller H3-profil. H3-profilet viste seg å gi mest stabil situasjon, men er mer tidkrevende grunnet flere borehull og høyere sprengstofforbruk med D&B. I tilfeller med høye horisontal-spenninger vil H2-profilet være bedre egnet enn H1-profilet. I tilfeller med høye vertikalspenninger vil H1-profilet være bedre egnet. Strossing med H2-profil gir kortest drivetid grunnet færre borehull og mindre masser i forhold til H1-profil.
- ❖ Strossing av tunnel vil øke opprinnelig sikringsbehov og redusere «stand-up time» for usikret tunnel. For strossing av T4 til T8,5-profil og Q-verdi lavere enn 10 er det behov for å øke sikringsomfanget, og tilsvarende for strossing av T8,5 til T13-profil med Q-verdi lavere enn 2. Reduksjon i «stand-up time» er størst ved strossing av T4 til T8,5 profil i bergmasser med $RMR < 40$ ($Q < 1$).
- ❖ Ved opptreden av sprekkeseitt er det driveteknisk sett enklest å strosse i samme retning som fallretningen til sprekkoplanene. Ved ensidig strossing fra T8,5 til T13-profil og med sprekkeseitt som har strøk parallelt med tunnelaksen, fører strossing mot fallretningen til minst spenningsavløsning i hengen. Strossing med fallretningen gir mest spenningsavløsning i hengen og følgelig lavere stabilitet i tunnelen. Ved strossing med fallretningen kan det strosses i to omganger ved å sikre med bolter i hengen, før resterende del av strossetverrsnittet strosses.

12 Forslag til videre arbeid

- ❖ Erfaringsgrunnlaget fra strossing i norske vegtunneler er fortsatt begrenset. Videre arbeid bør derfor dreie seg om å samle inn ytterligere erfaringer etter hvert som flere prosjekter med strossing blir ferdigstilt. For å estimere inndrift som funksjon av for eksempel strossetverrsnitt, tunnallengde og form for trafikkavvikling, bør det forsøkes å etablere erfaringsdiagrammer i likhet med de i NTNU-modellen.
- ❖ Faktisk drivetid for strossing av Haumyrheitunnelen, Hvannasundstunnelin og Leirvikartunnelin bør sammenlignes med de utførte beregningene i denne oppgaven, for deretter å vurdere årsak til eventuelle avvik i drivetid.
- ❖ I forbindelse med oppgradering av Vålerengatunnelen i Oslo, skal det strosses nært eksisterende infrastruktur med strenge krav til rystelser. Tunnelen skal strosses ca. 30 cm langs hele konturen, med bruk av hydraulisk pigghammer (SVV, 2018b). Det vil være interessant å undersøke inndrift som funksjon av for eksempel RQD, UCS og sprekkeorientering langs det området som skal strosses.
- ❖ Det har i flere år vært diskutert om hvorvidt tunnelene på Strynefjellet skal utvides eller om det skal bygges nye. I 2018 vedtok regjeringen å gå videre med plan om å bygge nye vegtunneler, og en grundig vurdering og sammenligning av inndrift og kostnader for strossing av disse, og bygging av ny tunnel ville ha vært interessant. Kan strossing med TEF etter «Napoleon Hat Staged Method» være aktuell?
- ❖ Det kan også være interessant å følge et internasjonalt prosjekt, hvor strossing utføres ved bruk av TEF og hvor trafikken skal gå som normalt i tunnelen, samtidig som arbeid pågår. Inndrift som funksjon av ÅDT, UCS, oppsprekking, samt strossetverrsnitt vil være interessante parametere å undersøke.

Referanser

- Agder Bergkonsulent. (2013). *Utvidelse av eksisterende tunnel - Mjåvannstunnelen*. Agder Bergkonsulent.
- Aydin, A. (2008). *ISRM Suggested Method for Determination of the Schmidt Hammer Rebound Hardness: Revised Version*. The University of Mississippi University, Department of Geology and Geological Engineering. Oxford: Elsevier Ltd.
- Balci, C., Demircin, M. A., Copur, H., & Tuncdemir, H. (2004). *Estimation of optimum specific energy based on rock properties for assessment of roadheader performance*. Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy, Mining Engineering Department, Istanbul Technical University.
- Barton, N. (1987). *Predicting the Behaviour of Underground Openings in Rock s.12*. 4th Manual Rocha Memorial Lecture, Lisbon.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). *The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice*. Rock Mechanics 10, 1-54 . Springer-Verlag 1977.
- Bieniawski, T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. 251 p. New York: John Wiley & Sons.
- Bieniawski, Z. T. (1973). *Engineering classification of jointed rock masses*. Trans. South African Institution. .
- Bilgin, N., Dincer, T., & Copur, H. (2002). *The performance prediction of impact hammers from Schmidt hammer rebound values in Istanbul metro tunnel drivages*. Istanbul Technical University. Istanbul: Elsevier Science Ltd.
- Bilgin, N., Seyrek, T., Erding, E., & Shahriar, K. (1990). *Roadheaders glean valuable tips for Istanbul Metro*. Tunnels Tunnell. Int. 22 (10), 29-32.
- Bilgin, N., Seyrek, T., Erding, E., & Shahriar, K. (1990). *Roadheaders glean valuable tips for Istanbul Metro*. Tunnels Tunnell. Int. 22 (10), 29-32. Istanbul: Progressive Media Markets, Ltd.
- Birkeland, H. (2020, mars). Personlig kommunikasjon: Samtaler over telefon. (G. K. Godtland , Intervjuer)
- Bruland, A. (1998). *Hard Rock tunnel boring, project Report 13A-98 DRILLABILITY Test Methods*. NTNU-Anleggsdrift.
- Bruland, A. (2000). *Hard Rock Tunnel Boring: Vol 1 - 10 Doctoral thesis*. Department of Civil and Transport Engineering. NTNU.
- Bruland, A. (2013). *Kompendium i anleggsteknikk - Sprengning og masseflytting under jord: Drivemetoder og utstyr kapittel III.2*. Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU, Trondheim.
- Bruland, A. (2016). *Anleggsteknikk GK - Kompendium del I: TUNNELDRIFT - Sprengning og masseflytting under jord*. NTNU , Institutt for bygg, anlegg og transport .
- Cai, M., Kaiser, P. K., Taska, Y., & Minami, M. (2007). *Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system*. Geomechanics Research Centre, MIRARCO, Laurentian University, Sudbury, Ont., Canada, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 44 (2007) 247–265. Elsevier Ltd.
- Comakli, R., Atici, U., & Karagollu, M. (2017). *Roadheader Cutter Consumption in Rock-Cut Structure Excavation and Comparison with Previous Models*. Nigde Omer Halisdemir University, İzmir – Turkey.

- Copur, H., & Rostami, J. (1998). *Roadheader applications in mining and tunneling industries*. Colorado School of Mines; .
- Deere, D. (1968). *Chapter 1: Geological considerations*. In: Stagg KG, Zienkiewicz OC, editors. *Rock mechanics in engineering practice*. London.
- Deshmukh, S., Raina, A. K., Murthy, V., & Varje, R. (2019). *Roadheader - A comprehensive review*. CSIR-Central Institute of Mining and Fuel Research, Tunneling and Underground Space Technology. India: Elsevier Ltd.
- Drevland, P. (2018b). *Forelsning i Anleggsteknikk GK - Sprengningsplaner*. Trondheim: NTNU.
- Drevland, P. J. (2018a). *Framdriftsprognoser for tunneldriving Anleggsteknikk GK*. NTNU, Trondheim.
- Drevland, P. J. (2020, mars). Personlig kommunikasjon: Personlig møte og telefonsamtaler. (G. K. Godtland, Intervjuer)
- Drotninghaug, J. R. (2020). *Personligkommunikasjon; Laboratiriveiledning ved bergmekanisk laboratorium på NTNU*. Trondheim.
- Egeland, J. H. (2019). Personlig kommunikasjon; E-post korrepondanse - Statens Vegvesen. Prosjektleder Haumyrheitunnelen. (G. K. Godtland, Intervjuer)
- Forcit. (2013). *Kemiitti-810 - Produktinformasjon*. Finland: Forcit.
- Gehring, K. H. (1989). *Cutting comparison*. *Tunnels Tunnelling International*. 21 (11), s.27-30. Austria: Voest Alpine.
- Gercek, H. (2006). *Poisson's ratio values for rocks*. Department of Mining Engineering, Zonguldak Karaelmas University. Zonguldak, Turkey: Elsevier Ltd.
- Godtland, G. K. (2019). *Gjeldende praksis og utløsende årsaker til rehabilitering og oppgradering av vegtunneler*. NTNU, Institutt for petroleum og geovitenskap, Trondheim.
- Grøv, E. (2019). *TGB4190 Engineering Geology of Rock AC - Rock Mass Grouting in tunneling*. Trondheim: NTNU; SINTEF.
- Grøv, E. (2020). *Samtale og diskusjon med hovedveilede*. NTNU - Institutt for geovitenskap og petroleum. Trondheim: SINTEF.
- Grøv, E., & Woldmo, O. (2013). *Planning for water inflow control in tunnels and caverns*. SINTEF; NTNU. Singapore: Proc. ACUUS Conference,.
- Hagelia, P. (1991). *Tunnelprosjekt Strømme - Varoddbrua- Ny E18 i Vest-Agder. Geologisk rapport*. Vegdirektoratet - Veglaboratoriet.
- Haug, R. G., & Kalager, K. (2010). *Levetid for tunneler - Et videre perspektiv enn snorklipping*. Statens Vegvesen; Fjellsprengningskonferansen.
- Hauknes, I. (2019). *Elektroniske tennere i tunnel - Teknisk rapport nr. 19*. NFF; Orica. NFF - Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.
- Heinesen, F. (2008). *Den Færøske Geology*.
- Heinesen, F. (2020, februar). Personlig kommunikasjon; Personlig møte og e-postkorrepondanse. (G. K. Godtland, Intervjuer)

- Hemphill, G. B. (2013). *Practical Tunnel Constructuon*. United States of America: John Wiley & Sons, Inc.
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. North Vancouver, British Columbia: Evert Hoek Consulting Engineer Inc.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. Institute of Mining and Metallurgy . London: Stephan Austin and Sons Ltd.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (2018). *The Hoek-Brown failure criterion and GSI - 2018 edition*. Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences., Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. Elsevier B.V.
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). *Empirical estimation of rock mass modulus*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 2006;43(2):203-15.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Rotterdam.
- Højgaard, B. (2009a). *Joints, fracture zones and dykes in the Norður um Fjall tunnel area*. Tórshavn: Jarðfeingi - FAROESE EARTH AND ENERGY DIRECTORATE.
- Højgaard, B. (2009b). *Geological profiles for the proposed Norður um Fjall tunnels - Report to Landsverk*. J A R Ð F E I N G I, Tórshavn.
- Højgaard, B. (2009c). *Geological profiles for the purposed Norður um Fjall tunnels*. J A R Ð F E I N G I, Tórshavn.
- Højgaard, B. (2020). *Personlig kommunikasjon - Personlig møte på Færøyene og e-post korrespondasne*. Tórshavn.
- ISRM. (1978). *Suggested Methods for Determining Sound Velocity*. ISRM.
- ISRM. (1985). *Suggested Method for Determining Point Load Strength*. Working Group on Revision of the Point Load Test Method, ISRM - International Society for Rock Mechanics Commission on Testing Methods.
- ISRM. (2015). *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007–2014*. International Society for Rock Mechanics Commission on Testing Methods (ISRM). Springer.
- Ivarjord, T. (2019). *Byggetid ved rehabilitering og oppgradering av vegtunneler*. Institutt for bygg- og miljøteknikk . Trondheim: NTNU.
- Ivarjord, T. (2020, april). Personlig kommunikasjon: Samtale over telefon og e-postkorrespondanse. (G. K. Godtland, Intervjuer) Trondheim.
- Jarðfeingi. (2020, 04 14). *Geologisk kart over Færøyene*. Hentet fra <http://jf.fo/kort/>
- Jensen, P., & Hansen, T. F. (2010). *Rapport fra forsøk med elektroniske tennere og detonerende lunte ved driving av Jarlsberg tunnelen*. Jernbaneverket; LNS; Nexco.
- Keles, S. (2005). *Cutting performance assessment of a medium weight roadheader at Cayirhan coal mine*. . Doctoral dissertation. Middle East Technical University.
- Kirkeby, T. (2011). *VD rapport Nr.13: Kontursprengningsforsøk med ulike bore/ladeplaner i Rv.70 Eikremtunnelen på StorKrifast*. Statens vegvesen, Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen. Vegdirektoratet.

- Larsen, T. (2013). *Bergspenningsmåling ved Odderøya Renseanlegg, Kristiansand*. Trondheim: SINTEF.
- Li, C. C. (2018). *Rock Mechanics - TGB4210*. NTNU.
- Lima, J. (2019, Oktober 25). Personlig kommunikasjon; Telefonsamtale - Prosjektingeniør i Hæhre Entreprenør AS.
- Lovdata. (2007). *Forskrift om minimum sikkerhetskrav til visse vegtunneler (tunnelsikkerhetsforskriften)*. Samferdselsdepartementet.
- Lu, M. (2008). *Numerisk analyse for bergteknikk - TGB4260*. Institutt for geovitenskap og petroleum . Trondheim: NTNU.
- Lundbrekke, E. (1984). *Low Cost Road Tunnels - Tunnels as Elements in the Road System*. Statens Vegvesen. Oslo: Tapir.
- Mashimo, H., & Ishimura, T. (2003). *Technological development of section enlargement for existing tunnels*. Tunnels and Underground, 34(9).
- Muona, J. (2020, mars). Personlig kommunikasjon: E-post korrespondanse. (G. K. Godtland, Intervjuer) Sandvik AB.
- Nessestrand, Å. (2020, april). Personlig kommunikasjon: E-post korrespondanse og telefonsamtaler. (G. K. Godtland, Intervjuer) Sandvik AB.
- NFF. (2016). *Boring og splitting, et brukbart alternativ til forsiktig sprenging?* . Oslo: NFF.
- NGI. (2015). *Bruk av Q-systemet*. Oslo: Norges Geotekniske Institutt (NGI).
- Nilsen, B. (2016). *Ingeniørgeologi-Berg Grunnkurskompendium*. Institutt for geologi og bergteknikk. Trondheim: NTNU.
- Nilsen, B., & Palmstrøm, A. (2000). *Engineering Geology and Rock Engineering - Handbook No. 2*. NFF - Norwegian Tunneling Society; NGB - Norwegian Group for Rock Mechanics, Oslo.
- Norconsult. (2015). *Rehabilitering av Hvannasundtunnelen og Árnaflarðartunnelen - Anleggsgjennomføring, trafikkavvikling og kostnadsvurdering*. Landsverk, Sandvika.
- Norsk Standard. (2001). *NS81141:2001, 2.utgave Vibrasjoner og støt*. Norsk Standard.
- Ocak, I., & Bilgin, N. (2009). *Comparative studies on the performance of a roadheader, impact hammer and drilling and blasting method in the excavation of metro station tunnels in Istanbul*. Istanbul Technical University, Faculty of Mines, Mining Engineering Department.
- Ocak, I., Seker, S. E., & Rostami, J. (2018). *Performance prediction of impact hammer using ensemble machine learning techniques*. Istanbul Sehir University; Colorado School of Mines, Tunneling and Underground Space Technology. Elsevier Ltd.
- Olsen, V. (2010). *Kontursprengning - samvirke mellom borhull*. Orica. NFF - Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.
- Orica. (2010). *Teknisk informasjon Dynotex - Rørladninger* . Orica Mining Services .
- Palmström, A., & Singh, R. (2001). *The deformation modulus of roc masses: comparisons between in situ test and indirect estimates*. Tunneling and Underground Space Technology.
- Passey, S. R. (2004). *Fieldtrip Guidbook Faroe Islands*.

- Passey, S. R., & Bell, B. R. (2007). *Morphologies and emplacement mechanisms of the lava flows of the Faroe Islands Basalt Group, Faroe Islands. Bulletin of Volcanology*, vol. 70.
- Pettersen, E. (2020, februar). Personlig kommunikasjon; E-postkorrespondanse og personlig møte. (G. K. Godtland, Intervjuer) KruseSmith Entreprenør AS.
- Rem, Ø. (2020, mars). Implenia Norge AS - Personlig kommunikasjon; E-post korrespondanse. (G. K. Godtland, Intervjuer)
- Rocscience Inc. (2020a). *RS2 - Version 2019 10.011*. Hentet fra <https://www.rocscience.com/software/rs2>
- Rocscience Inc. (2020b). *rocscience*. Hentet fra Unwedge: <https://www.rocscience.com/software/unwedge>
- Rutqvist, J., Börgesson, L., & Chijimatsu, m. (2009). *Modelling of damage, permeability changes and pressure responses during excavation of the TSX tunnel in granitic rock at URL*. Canada: Environmental geology.
- Røberg, K. (2020, mars). Personlig kommunikasjon; Samtele over telefong og e-post korrespondanse. (G. K. Godtland, Intervjuer)
- Rønn, P. E. (1995b). *Sprengingsseminar '95 Norge i Europa: Konvensjonell tunneldrift - Lange salver, EDB som verktøy/dokumentasjon*. Institutt fir bygg- og anleggsteknikk, NTH . Norges tekniske universitetsbibliotek.
- Rønn, P. E. (1997). *Dokot ingeniør-avhandling: Konvensjonell drift av tunneler*. Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU, Trondheim.
- Salomonson, J., & Thorsager, P. (2007). *Tunnelinspeksjon av tunneler på Færøyene*. Rambøll.
- Sandven, R. B. (2019, Oktober). Personlig kommunikasjon; E-post korrespondanse. (G. K. Godtland, Intervjuer) Bergen / Trondheim.
- Sandvik. (2020b, 04 20). *Sandvik AB*. Hentet fra <https://www.rocktechnology.sandvik/en/products/mechanical-cutting-equipment/roadheaders-for-hardrock/mh621-roadheader-for-hardrock/>
- Sandvik AB. (2020a). *iSURE - Utarbeidelse av sprengningsplaner*. Hentet fra <https://www.rocktechnology.sandvik/en/products/underground-drill-rigs-and-bolters/underground-equipment-support/isure/>
- Seker, S. E., & Ocak, I. (2017). *Performance prediction of roadheaders using ensemble machine learning techniques*. Istanbul: Springer.
- Simonsen, K. O., & Larssen, L. S. (2019). *Personlig kommunikasjon på prosjektbesøk - Utvidelse av Forsatunnelen*. Ballangen.
- SINTEF. (2003). *DRI, BWI, CLI Standard*. Trondheim: SINTEF.
- SINTEF. (2018). *Bergmekaniske fata for bergarter testet i bergmekanikklaboratoriet*. SINTEF, Bygg og miljøteknikk, avdeling Bergteknikk, Trondheim.
- Sollie, I. L. (2019). *E18 Haumyrheitunnelen C200 Haumyrheitunnelen - Ingeniørgeologi*. Oppdragsgiver: Statens vegvesen Region Sør. Konsulent: Rambøll.
- Standard Norge. (2019). *Beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner - Del F og G: Grunnarbeider - Del 1 og 2*. NS 3420-F:2019; NS 3420-G:2019.

- Storhamar, K. (2020). NCC - Personlig kommunikasjon; personlig møte og e-post korrespondanse. (K. G. Geir , Intervjuer) Tórshavn - Færøyene.
- Svendsen, K. (2020, 01 16). AF Anlegg - Personlig kommunikasjon; E-post korrespondanse og telefonsamtale. (G. K. Godtland, Intervjuer) AF Gruppen - Anlegg.
- SVV. (2015). *Håndbok R761 - Prosesskode 1 Standard beskrivelse for vegkontrakter*. Statens Vegvesen, Veg- og transportavdelingen. Oslo: Vegdirektoratet.
- SVV. (2016a). *Håndbok N500; Vegtunneler*. Vegdirektoratet, Veg- og transportavdelingen.
- SVV. (2018). *Håndbok N200 ; Vegbygging*. Vegdirektoratet. Statens vegvesen.
- SVV. (2018b). *Rehabilitering av tunneler i Oslo - Prinsipper for forsterkning av Vålerengtunnelen grunnet prosjektet Brynsbakken*. Statens Vegvesen. Oslo: AAS-JAKOBSEN; GEO VITA.
- SVV. (2019a). *Håndbok N100; Veg- og gateutforming*. Statens vegvesen; Vegdirektoratet.
- Taksdal, T. E. (2020, februar). Personlig kommunikasjon; Møte på anlegget utenfor Kristiansand. Kruse Smith Entreprenør. (G. K. Godtland, Intervjuer)
- Thuro, K., & Plinninger, R. J. (1999). *Roadheader excavation performance-geological and geotechnical influences*. . ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering, p.04.
- Tonon, F. (2010). *Methods for Enlarging Transportation Tunnels while Keeping Tunnels Fully Operational*. Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin.
- Trinh, N. Q. (2020). Personlig kommunikasjon; Personlig møte og e-post korrespondanse. (G. K. Godtland, Intervjuer)
- Vassenden, S. (2019, September). Personlig kommunikasjon; Diskusjon og veiledningssamtaler. (G. K. Godtland, Intervjuer) Trondheim: Multiconsult ASA.
- Vistnes, G. (2020). *Samtale og diskusjon med veilder på laboratorium* . Trondheim: NTNU - Institutt for geovitenskap og petroleum.
- Volden, J. B. (2015). *Engineering geological evaluation of the applicability of Drill & Split in tunnels at the Follo line project*. Department of Science and Technology, NTNU, Trondheim.
- Waagstein, R. (1988). *Structure, composition and age of the Faeroe basalt plateau*. Geol Soc Lond Spec Pub 39, p.225-238.
- Walker, R. (2010). *The Structural Evolution of the Faroe Islands, NE Atlantiv Margin*. Durham theses, Durham University. Hentet fra Tilgjengelig på: <http://etheses.dur.ac.uk/134/>
- Wydahl, T. K. (2018). *Masteroppgave: Ingeniørgeologisk analyse av resultater fra tunneldriving basert på "Drill & Split" ved Follobanen*. NTNU: Institutt for geovitenskap og petroleum, Trondheim.
- Zare, S. (2007a). *2A-05: DRILL AND BLAST TUNNELLING Blast Design*. NTNU, Trondheim.
- Zare, S. (2007b). *2B-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Advance Rate*. NTNU, Trondheim.
- Zare, S. (2007c). *2C-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Costs*. NTNU, Trondheim.

Vedlegg A Oversikt over fagpersoner

Byggherre - Statens vegvesen

- ❖ Rune B Sandven - Prosjektleder, region vest
- ❖ Jan Helge Egeland - Prosjektleder, region sør
- ❖ Kai Olav Simonsen - Prosjekteringsleder, region nord
- ❖ Lill-Synnøve Larsen - Ingeniørgeolog

Entreprenør

- ❖ Håkon Birkeland - Driftsleder, AS Birkeland
- ❖ Øyvind Rem - Prosjektingeniør, Implenia
- ❖ Thomas Ivarjord - Prosjektingeniør, Implenia
- ❖ Erling Pettersen – Prosjektingeniør, Kruse Smith
- ❖ Jan Lima - Prosjektleder, BetonmastHæhre
- ❖ Kenneth Svendsen - Avdelingsdirektør, AF Anlegg

Konsulent

- ❖ Solveig Vassenden - Konsulent i Multiconsult
- ❖ Inger Lise Sollie - Konsulent i Rambøll

Leverandør

- ❖ Jouko Muona - Teknisk rådgiver i Sandvik AB
- ❖ Åge Nessestrand - Teknisk rådgiver i Sandvik AB

Fagpersoner på Færøyene

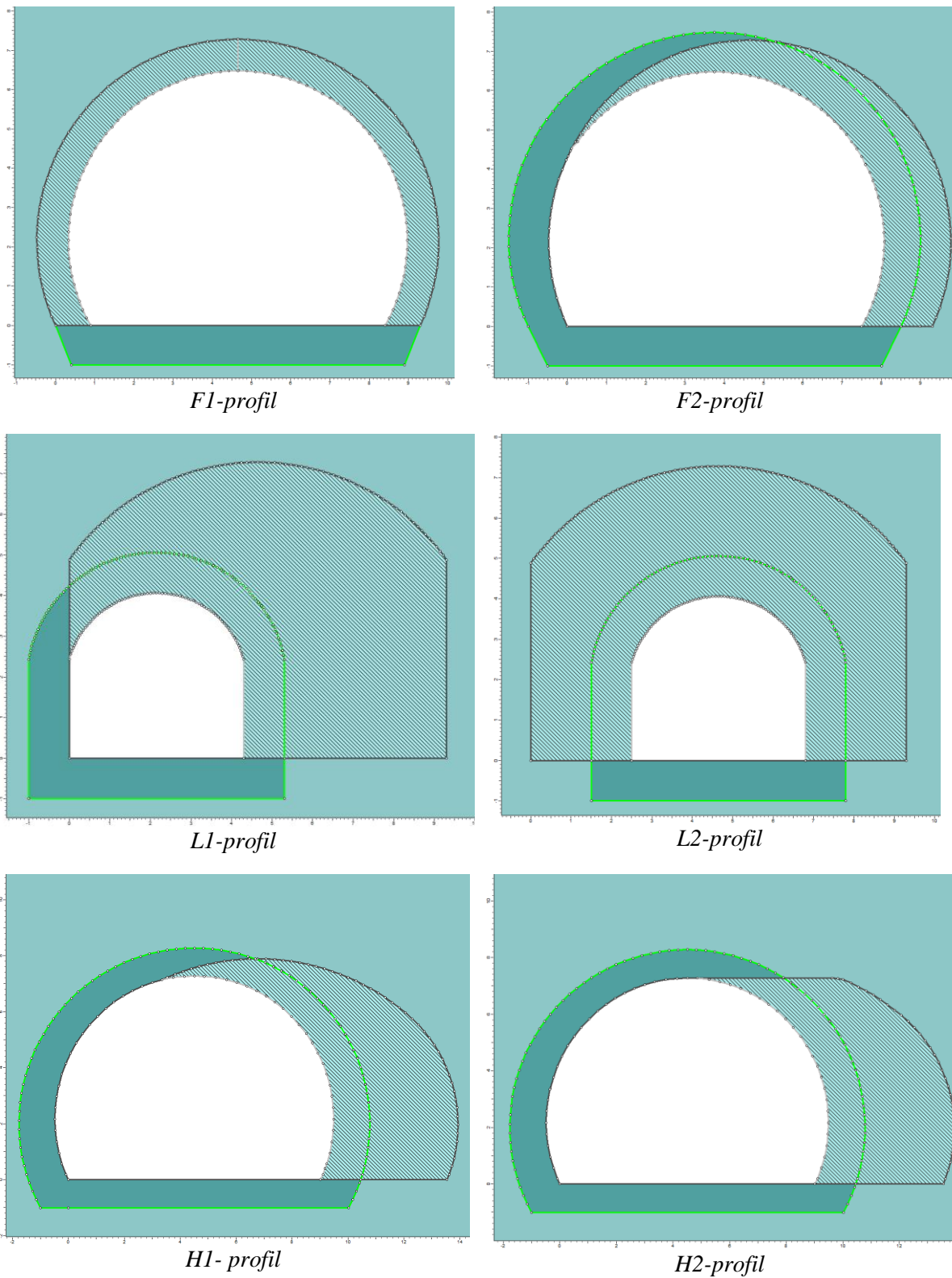
- ❖ Fríðrik Heinesen – Sivilingeniør i Landsverk
- ❖ Bartal Højgaard – Geologi i Jarðfeingi
- ❖ Kristian Storhamar – Anleggsingeniør i NCC

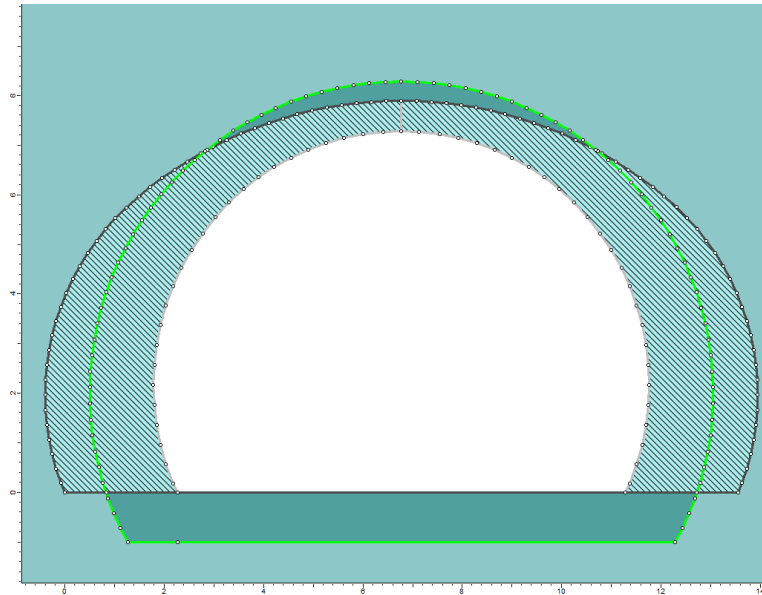
Øvrige fagpersoner

- ❖ Eivind Grøv (Hovedveileder) - Professor ved NTNU og SINTEF
- ❖ Ruth Gunnlaug Haug - Tidligere ingeniørgeolog i Statens vegvesen
- ❖ Pål Jakobsen Drevland - Tidligere professor ved NTNU
- ❖ Nghia Quoc Trinh - Seniorforsker ved SINTEF
- ❖ Charlie Chunlin Li – Professor ved NTNU

Vedlegg B Oversikt over ulike strossetverrsnitt

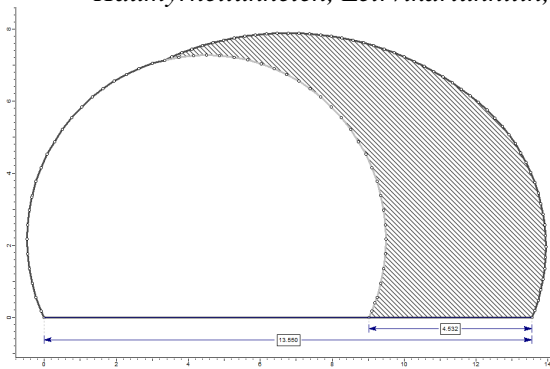
Tabell B-1: Oversikt over de ulike strossetverrsnittene som er undersøkt i oppgaven. Strossetverrsnittet er områdene i figurene som er skravert med sorte streker. Området innenfor lys grønn strek og mørkegrønn farge viser EDZ-området. Hvitt område er eksisterende vegtunnel.



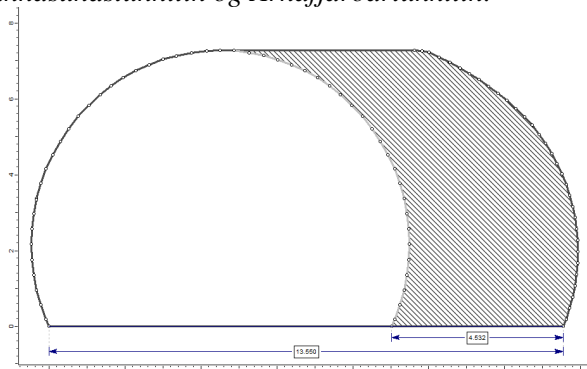


H3-profil

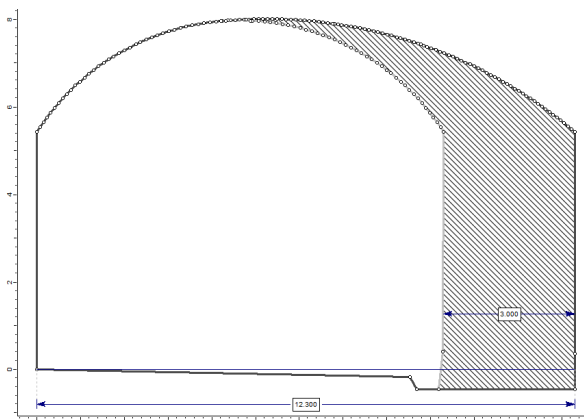
Tabell B-2: Oversikt over faktiske strossetverrsnitt som er aktuelt i de undersøkte tunnelene: Haumyrheitunnelen, Leirvikartunnilin, Hvannasundstunnilin og Árnafjarðartunnilin.



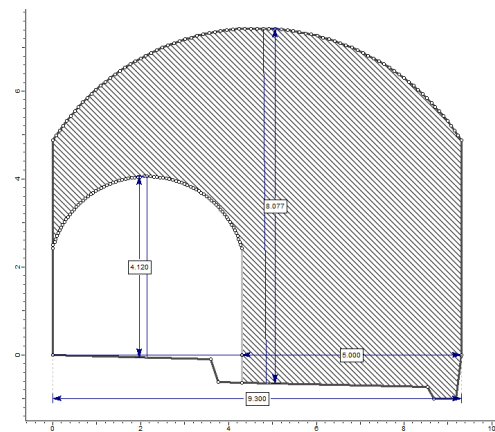
Strossetverrsnitt for strossing av Haumyrheitunnelen. Tilsvare H1-profil.



Strossetverrsnitt for strossing av Haumyrheitunnelen. Tilsvare H2-profil



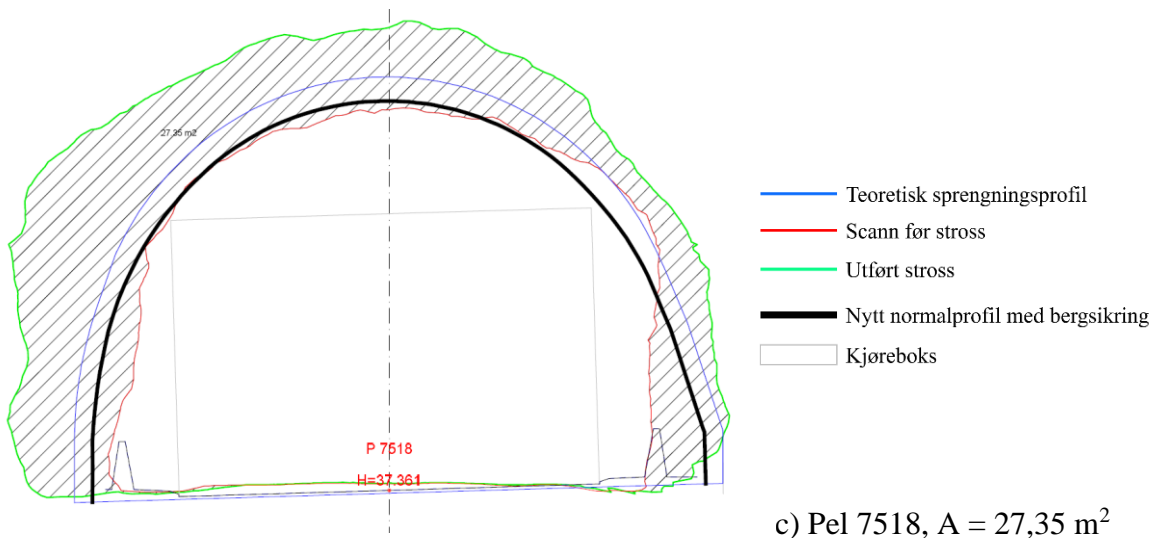
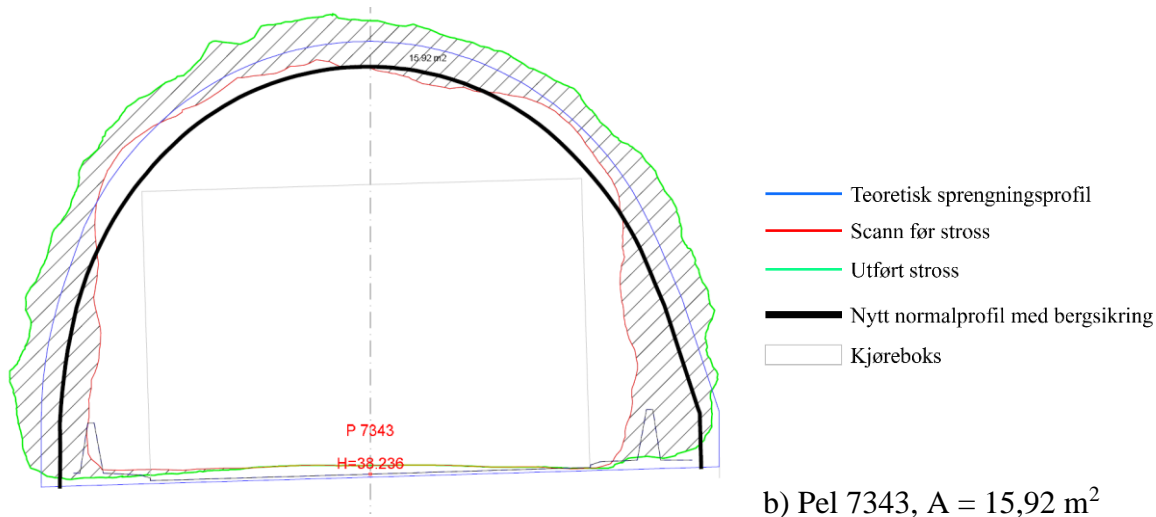
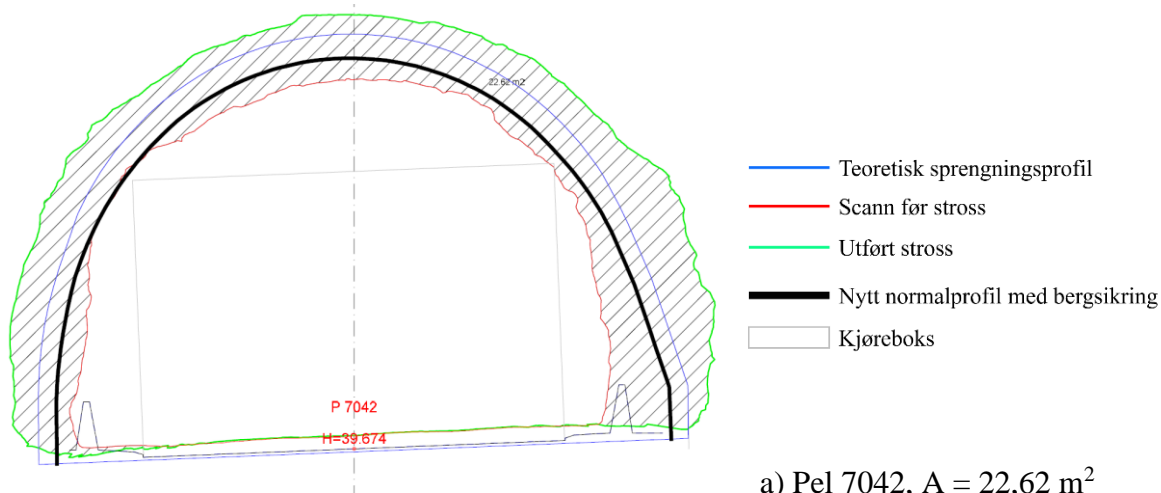
Strossetverrsnitt for strossing av Leirvikartunnilin.



Strossetverrsnitt for strossing av Hvannasundstunnilin og Árnafjarðartunnilin. Tilsvare L1-profil.

Vedlegg C Scannede tunnelprofiler i Forsatunnelen

Tabell C-1: Strossetverrsnitt med tilhørende utsprengt masse fra utvalgte lokasjoner i Forsatunnelen. Henholdsvis pelnummer P7042, P7300 og P7518. Det er betydelig variasjon i mengde masse som strosses. Strosset masse avhenger av eksisterende kontur, oppsprekking og sprengningsresultatet.



Vedlegg D Q-systemet tilpasset norske og færøyske vegtunneler

Tabell D-1: Sammenheng mellom Q-verdi og sikringsklasser/bergsikringstiltak tilpasset norske vegtunneler (SVV, 2016a).

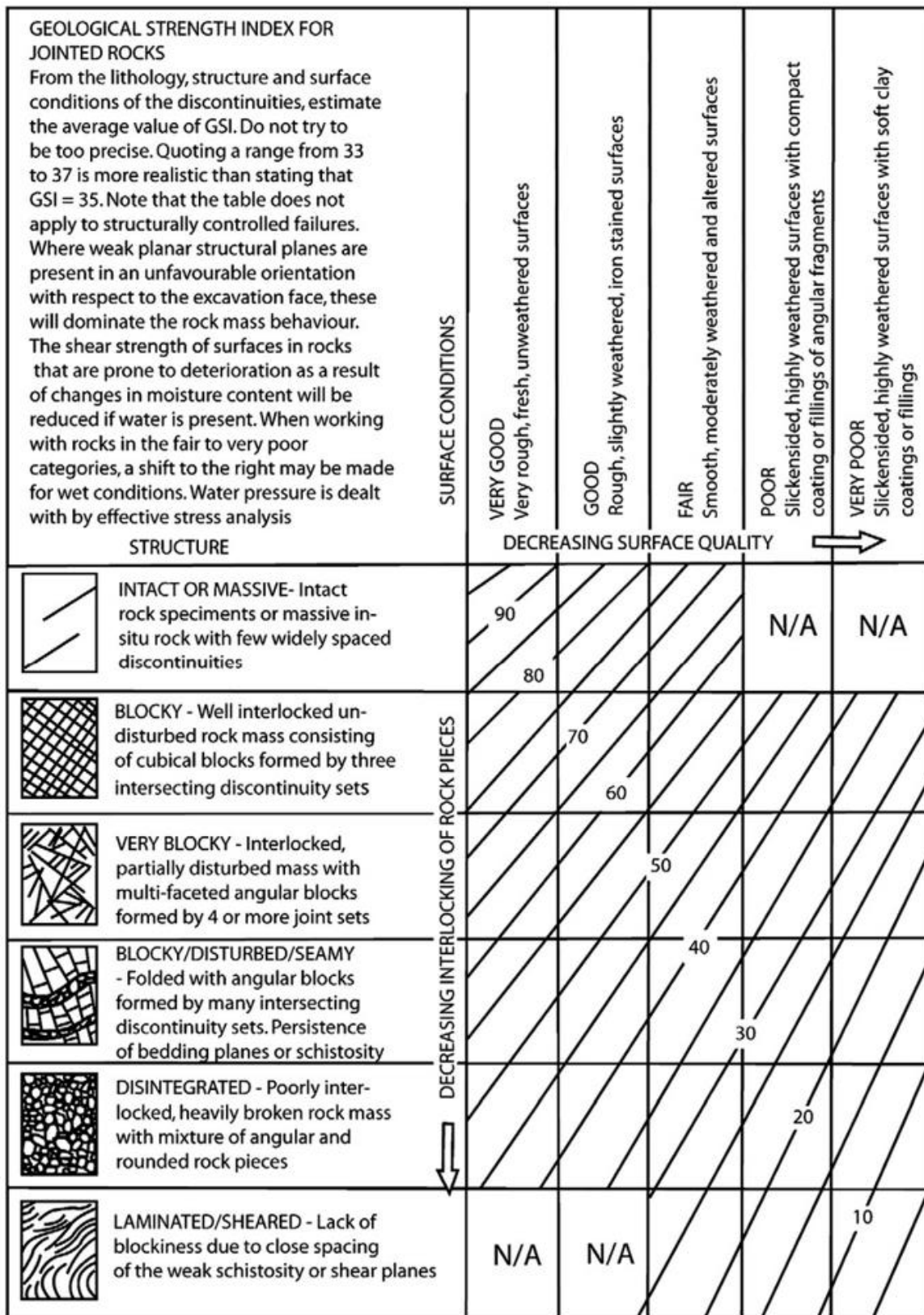
Tabell 6.1 Sammenhengen mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser – permanent sikring

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi (sprengt berg)	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 100 – 10	Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m Q = 10 – 4	Sikringsklasse II - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm - Systematisk bolting c/c 2 m
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 4 - 1	Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm - Systematisk bolting c/c 1,75 m
E	Svært dårlig bergmasse. Q = 1 - 0,2 ----- Q = 0,2 - 0,1	Sikringsklasse IV - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m ----- - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer. Buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c buer 2–3 m. Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3–4 m - Sålestøp vurderes
F	Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0,1 - 0,01	Sikringsklasse V - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150–250 mm - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer Buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c buer 1,5–2 m Buene boltes systematisk, c/c 1,0 m, boltelengde 3–6 m Doble buer kan erstattes med gitterbuer. - 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

Tabell D-2: Sammenheng mellom Q-verdi og sikringsklasser/bergsikringstiltak tilpasset færøyske vegtunneler (Grøv, 2020).

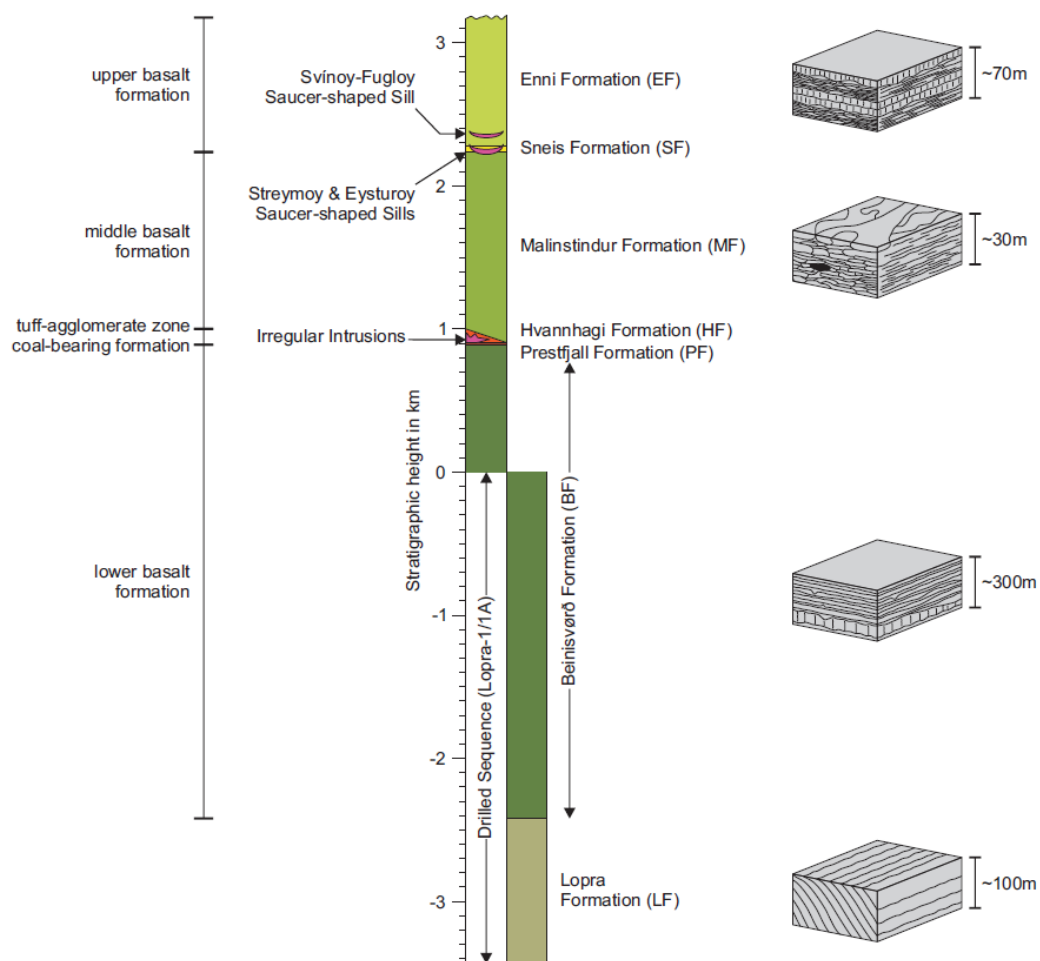
SIKRINGSKLASSE	KVALITATIV BESKRIVELSE	BERGSIKRING TILTAK OG OMFANG	VEILEDENDE Q-VERDI (typisk parametervalg)
A (Godt og meget godt berg)	*Basalt /bergmasse med stor sprekkeavstand Js > 0,6 m	Spredt bolting (L = 3 m) Lokal sprutbetong (uarmert) ⁱ	Q > 15 (RQD = 60-100, Jn = 1-4, Jr = 2-4, Ja = 0,75 - 3 Jw/SRF = 1)
B (Middels til godt berg)	*Basalt /bergmasse med moderat sprekkeavstand 0,2 m < Js > 0,6 m	Systematisk bolting 0,2 bolter/m ² (tilsv. 2,0 x 2,5 m), L = 3 m (heng/vegg) Spredt bolting L = 3 m (veggene) Sprutbetong 80 mm, fiberarmert/uarmert (heng/vegg) ⁱ	2 < Q < 15 (RQD = 40-75, Jn = 4-9, Jr = 2-4, Ja = 1 - 3 Jw/SRF = 1)
C Spesielle geologiske fenomen)	*Tuff horisonter *Mekanisk svake bergartslag som ryr og smuldrer *Druserom	Systematisk bolting 0,2 bolter/m ² (tilsv. 2,0 x 2,5 m), L = 3 m Sprutbetong 80 mm, uarmert (Heng/vegger behandles likt, sikrings-tiltaket kan utføres lokalt, der de beskrevne geologiske forhold opptrer)	Ikke relevant å foreta Q-klassifisering i denne sikringsklassen
D (Veldig dårlig og dårlig berg)	*Bergmasse med liten sprekkeavstand Js < 0,2 m *Lamellsoner *Intrusive basaltganger *Bergtrykk	Systematisk bolting 0,35/0,25 bolter/m ² (tilsv. 1,7 x 1,7 m / 2 x 2 m), L = 4 m Sprutbetong 120/80 mm, fiberarmert (heng/vegg)	0,4 < Q < 2 (RQD = 25-50, Jn = 9-15, Jr = 0,5-2, Ja = 2-4, Jw=1-0,66, SRF = 1-10)
E (Ekstrem dårlig og veldig dårlig berg)	*Forkastringssoner *Skjærsoner	Systematisk bolting 0,6/0,6 bolter/m ² (tilsv. 1,3 x 1,3 m), L = 4 m Sprutbetong 150/150 mm, fiberarmert (heng/vegg)	0,04 < Q < 0,4 (RQD = 10-25, Jn = 12-20, Jr = 0,5-2, Ja = 3 - 8, Jw=0,66, SRF = 2,5-5)
F (Ekstrem dårlig og verre)	*Knusningssoner leirfylling	RRS Systematisk bolting 0,8 bolter/m ² (1,0 x 1,25 m), L = 4 m Fiberarmert sprutbetong 150 - 200 mm	Q < 0,4 (RQD = 10, Jn = 15-20, Jr = 1, Ja = 3 - 12 Jw=0,66, SRF = 5-10)

Vedlegg E GSI-diagram

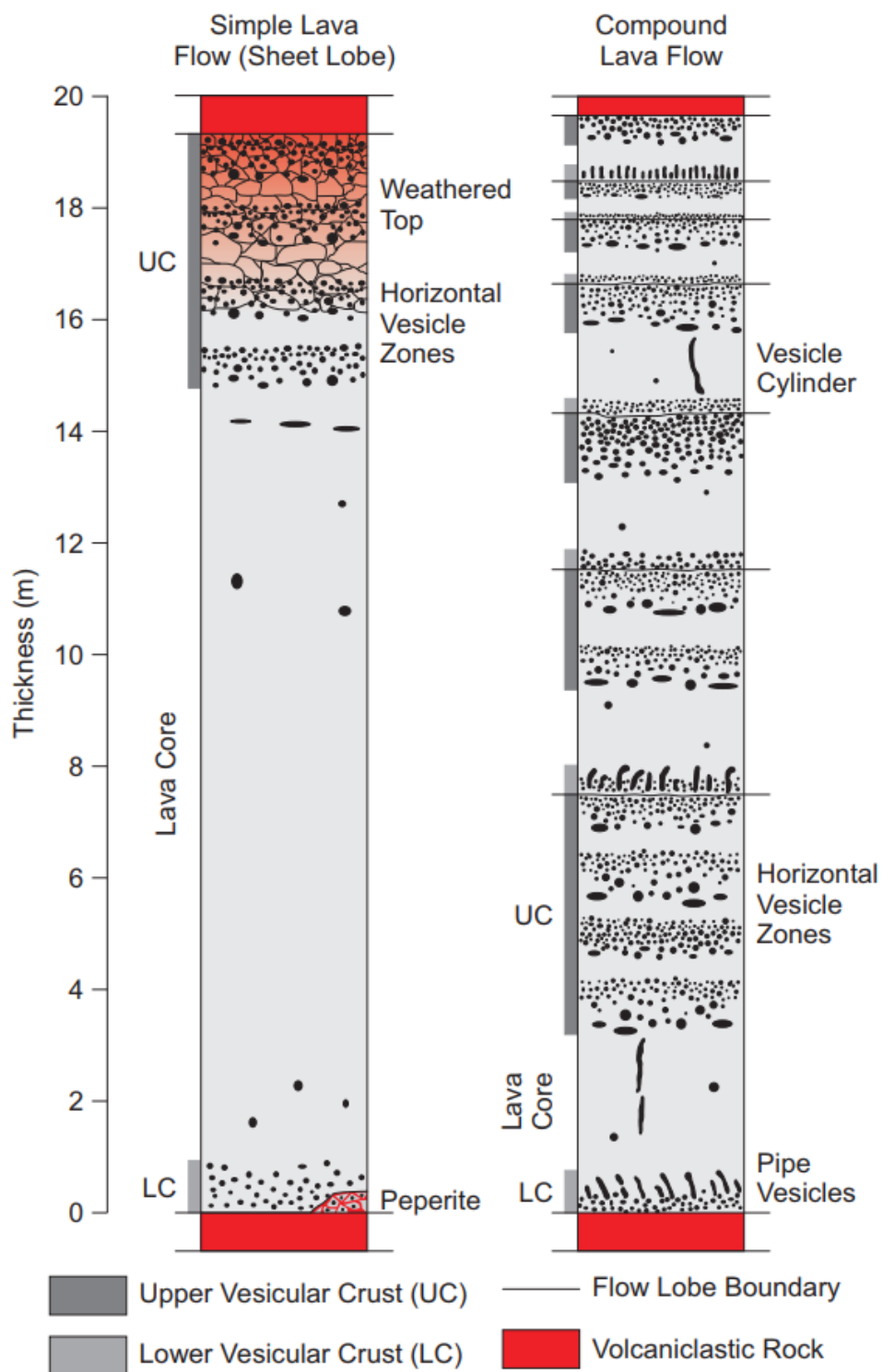


Figur E-1: Klassifiseringsdiagram etter GSI-systemet. GSI-verdien avhenger av bergmassens oppsprekingsgrad og sprekkekarakter (Hoek E., 2007).

Vedlegg F Tverrsnitt av lagpakken på Færøyene

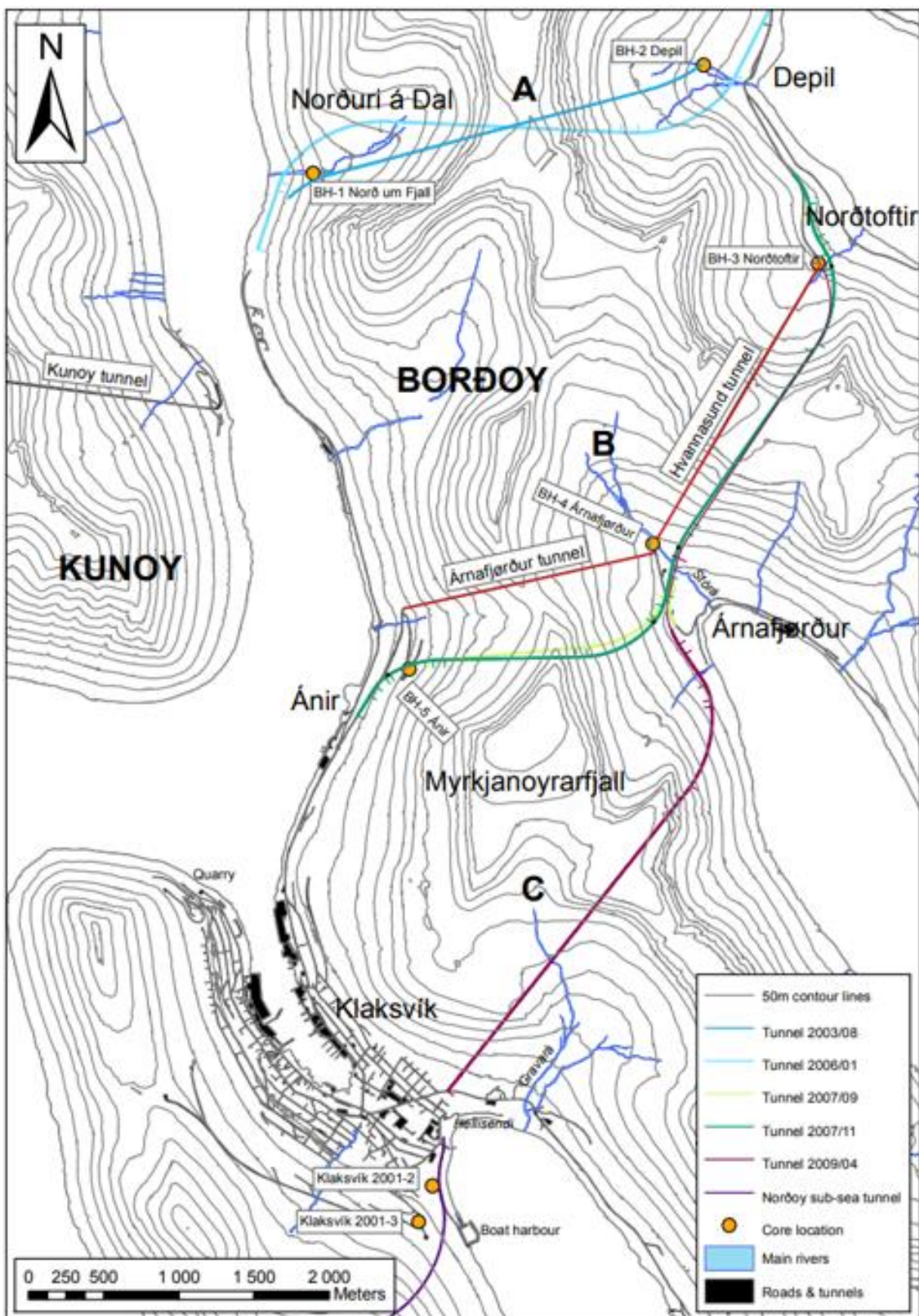


Figur E-1: Tverrsnitt av den geologiske lagpakken på Færøyene, bestående av øver Enni-formasjon, midtre Malinstindur-formasjon og nedre Beinsivørð-formasjon (Waagstein, 1988)

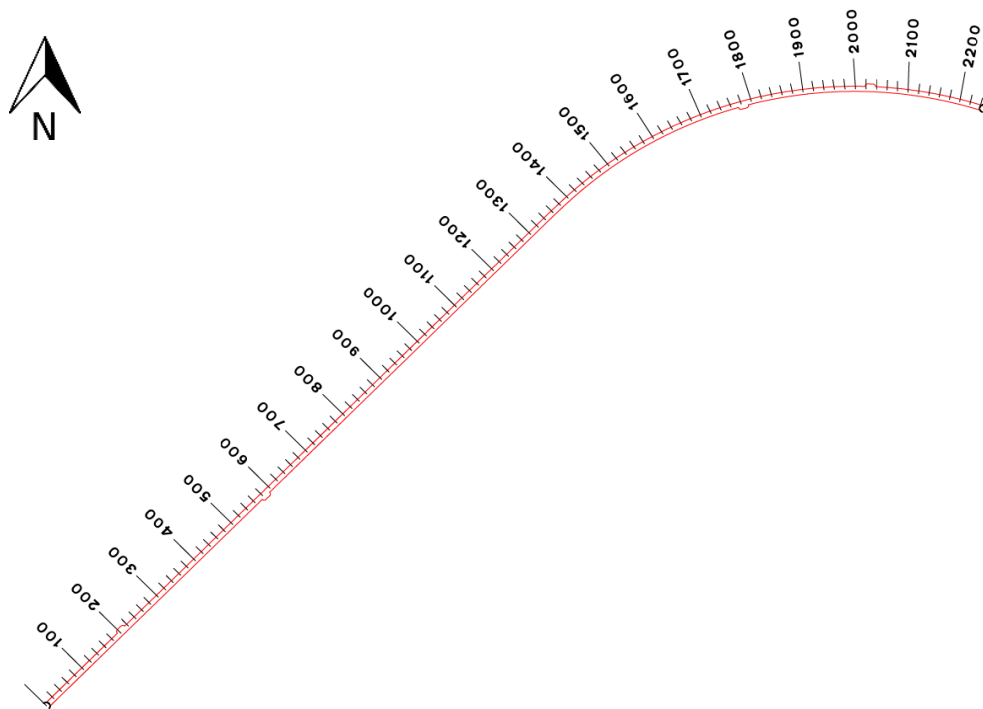


Figur E-2: Detaljverrsnitt av enkel lavastrøm-avsetning med flere og mindre avsetninger oppå (til venstre) og lagpakke med flere lavastrøm-avsetninger (til høyre) (Passey & Bell, 2007).

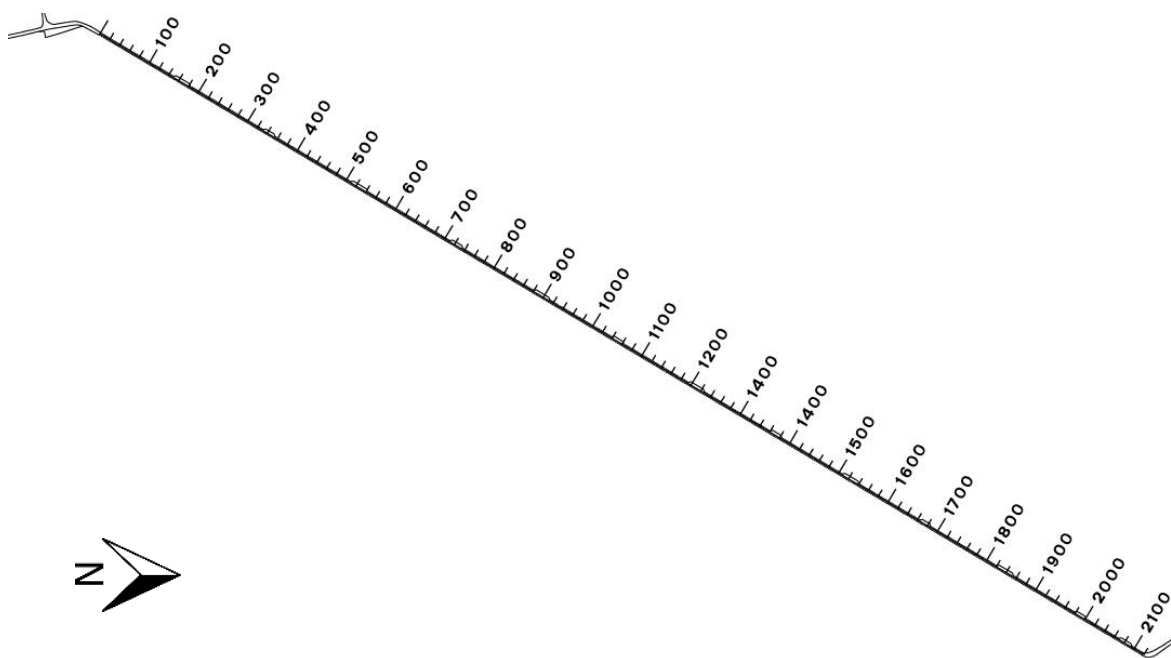
Vedlegg G Oversiktskart over tunneler på Færøylene



Figur G-1: Oversiktskart over Arnafjordtunnelen og Hvannasundstunnilin merket med røde linjer (Jarðfeingi, 2020). Grønne linjer presenterer de nye vegtunnelene som vurderes å bli bygget.



Figur G-2: Plankart over Leirvíkartunnilin med oppgitt pelnummer. Kartet er gitt fra Landsverk på Færøyene. Basalt-blokken ble hentet fra pel 1350. Q-målingene ble utført ved pel 50, 600, 1350 og 1950.



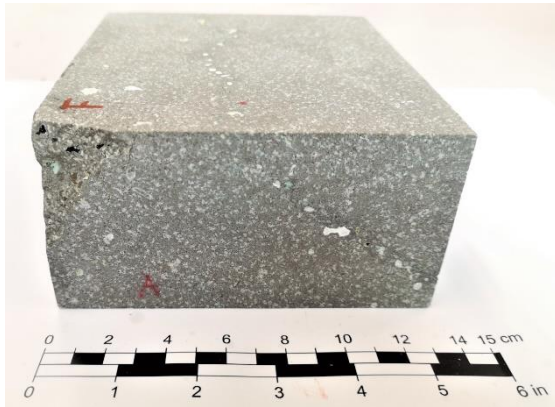
Figur G-3: Plankart over Hvannasundstunnilin med oppgitte pelnummer. Kartet er gitt fra Landsverk på Færøyene. Q-målingene ble utført ved pel 500, 650, 950 og 1400.

Vedlegg H Resultater fra punktlasttest

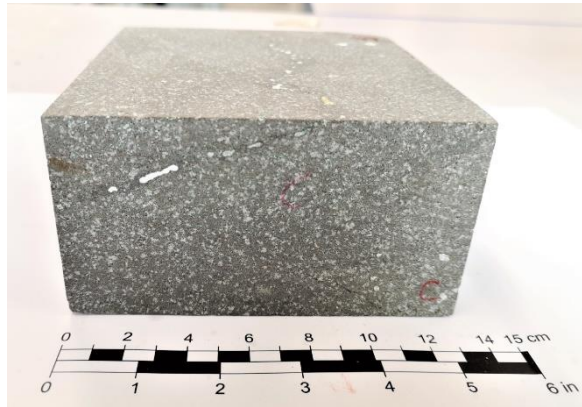
Tabell H-1: Oversikt over resultater fra punktlasttest utført på bergmekanisk laboratorium ved NTNU. Det ble utført 20 tester hvorav 19 fikk godkjent brudd etter samtale med Dronninghaug (2020). For utregning av UCS har $I_{s(50)}$ blitt multiplisert med en k -faktor på 22.

No.	Type	W [mm]	D [mm]	A [mm ²]	D_e^2 [mm ²]	D_e [mm]	Trykk [MPa]	P [kN]	I_s [N/mm ²]	F	$I_{s(50)}$ [N/mm ²]	UCS [Mpa]	Status
1	b/A-C	70,3	41,7	2930,0	3730,6	61,1	10,3	10,0	2,7	1,1	2,9	64,3	Godkjent
2	b/A-C	69,9	41,9	2929,6	3730,1	61,1	9,5	9,2	2,5	1,1	2,7	59,4	Godkjent
3	b/A-C	70,4	41,9	2946,5	3751,6	61,3	7,8	7,5	2,0	1,1	2,2	48,5	Godkjent
4	b/A-C	70,7	42,4	2998,2	3817,5	61,8	8,7	8,4	2,2	1,1	2,4	53,2	Godkjent
5	b/A-C	70,8	42,8	3029,8	3857,7	62,1	7,8	7,5	1,9	1,1	2,1	47,1	Godkjent
6	b/A-C	71,6	42,4	3037,5	3867,5	62,2	10,5	10,2	2,6	1,1	2,9	63,7	Godkjent
7	i/E-F	42,0	35,2	1476,7	1880,2	43,4	6,1	5,9	3,2	0,9	3,0	65,0	Godkjent
8	i/E-F	41,3	33,4	1379,9	1757,0	41,9	4,6	4,4	2,5	0,9	2,3	50,9	Godkjent
9	i/B-D	38,0	37,8	1437,7	1830,6	42,8	6,2	6,0	3,3	0,9	3,0	67,0	Godkjent
10	i/B-D	35,8	30,6	1095,3	1394,5	37,3	5,1	4,9	3,5	0,9	3,1	67,6	Godkjent
11	i/B-D	33,5	31,6	1057,9	1347,0	36,7	3,9	3,8	2,8	0,9	2,5	54,0	Godkjent
12	i/B-D	42,1	31,8	1336,7	1701,9	41,3	5,3	5,2	3,0	0,9	2,8	61,1	Godkjent
13	i/B-D	42,8	30,4	1300,3	1655,6	40,7	4,9	4,7	2,8	0,9	2,6	56,8	Godkjent
14	i/B-D	41,7	31,6	1318,4	1678,6	41,0	5,1	4,9	2,9	0,9	2,7	59,0	Godkjent
15	i/E-F	42,5	36,6	1555,5	1980,5	44,5	5,9	5,7	2,9	0,9	2,7	59,6	Godkjent
16	b/B-D	42,3	30,7	1297,3	1651,8	40,6	4,6	4,4	2,7	0,9	2,4	53,6	Godkjent
17	b/B-D	42,6	33,1	1408,3	1793,1	42,3	5,1	4,9	2,7	0,9	2,5	55,6	Godkjent
18	i/E-F	39,9	29,6	1178,9	1501,0	38,7	2,8	2,7	1,8	0,9	1,6	35,3	Ikke godkjent
19	i/E-F	38,6	36,5	1408,9	1793,9	42,4	5,5	5,3	3,0	0,9	2,7	60,4	Godkjent
20	i/E-F	36,1	36,2	1305,0	1661,6	40,8	5,2	5,0	3,0	0,9	2,7	60,4	Godkjent

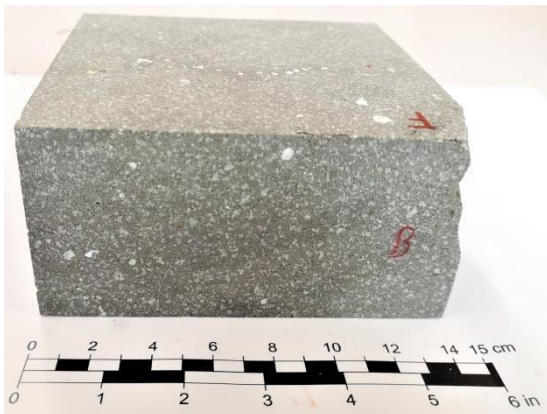
Vedlegg I Kappet basaltblokk fra Leirvíkartunnilin



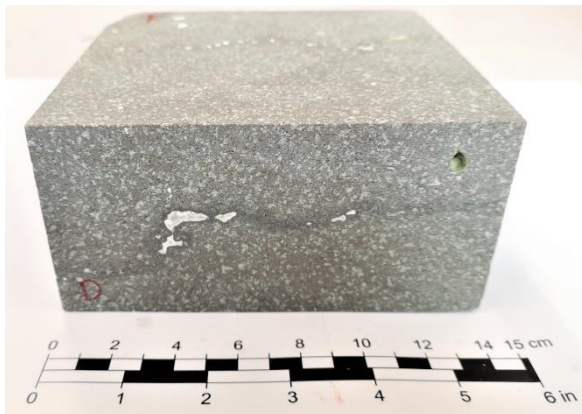
Figur I-1: Side A på kappet blokk.



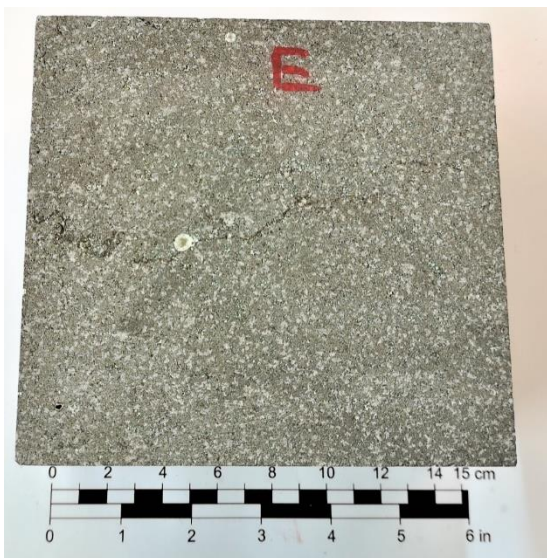
Figur I-2: Side C på kappet blokk.



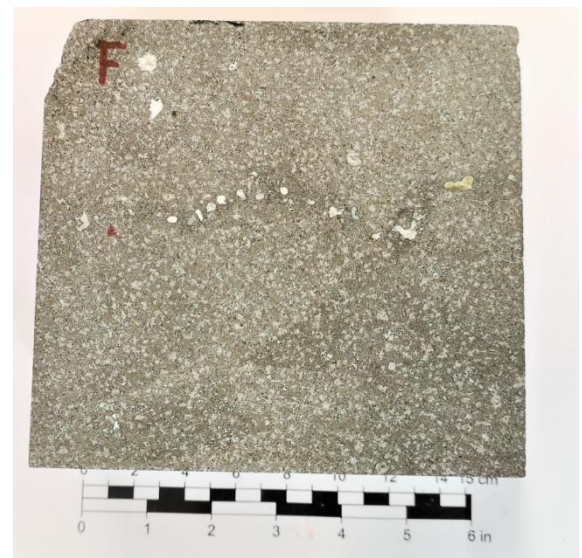
Figur I-3: Side B på kappet blokk.



Figur I-4: Side D på kappet blokk.



Figur I-5: Side E på kappet blokk.



Figur I-6: Side F på kappet blokk.

Vedlegg J Parameteroversikt til numerisk analyse i RS2

Tabell J-1: Oversikt over parametere i det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet brukt til numerisk analyse i RS2. Det har blitt utført analyse på 4 geologier med GSI på 40 og 60. Forstyrrelsesfaktoren D er satt til 0,2 i EDZ.

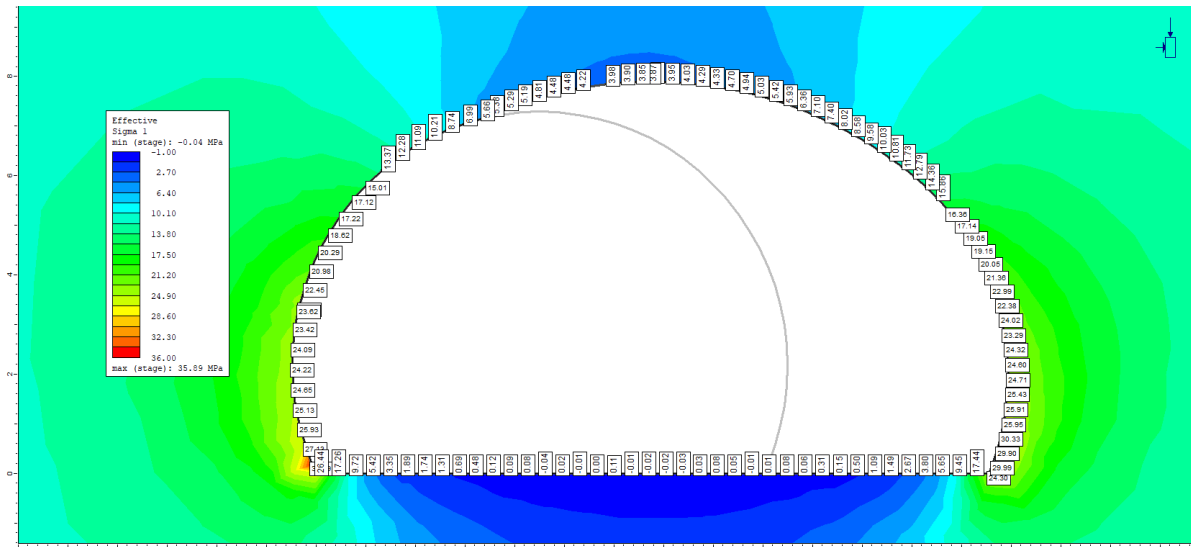
Geologi	Uforstyrret bergmasse				Forstyrret bergmasse			
	1	2	3	4	1	2	3	4
GSI	40	60	60		40	60	60	
Kvalitet	Dårlig	Middels /God	Middels / god		Dårlig	Middels / god	Middels / god	
Forstyrrelsesfaktor, D	0	0	0		0,2	0,2	0,2	
m_b	2,93298	5,99128	7,18953		2,31156	5,11192	6,13430	
s	0,00127	0,01174	0,01174		0,00079	0,00855	0,00855	
a	0,51137	0,50284	0,50284		0,51137	0,50284	0,50284	
GSI _r	23	27	27		23	27	27	
m_{b_r}	1,59820	1,84362	2,21235		1,17741	1,37995	1,65595	
s_r	0,00019	0,00030	0,00030		0,00010	0,00017	0,00017	
a_r	0,53576	0,52734	0,52734		0,53576	0,52734	0,52734	
E_{rm} [MPa]	3911,5	12740,0	37050,0		2915,1	10020,8	29142,2	
E_{rmr} [MPa]	1309,6	1651,9	4804,1		1056,1	1295,2	3766,8	
Dilasjonsparameter, V	1,06440	1,22785	1,42173		0,78415	0,91905	1,05995	

Vedlegg K Resultater fra parameterstudiet

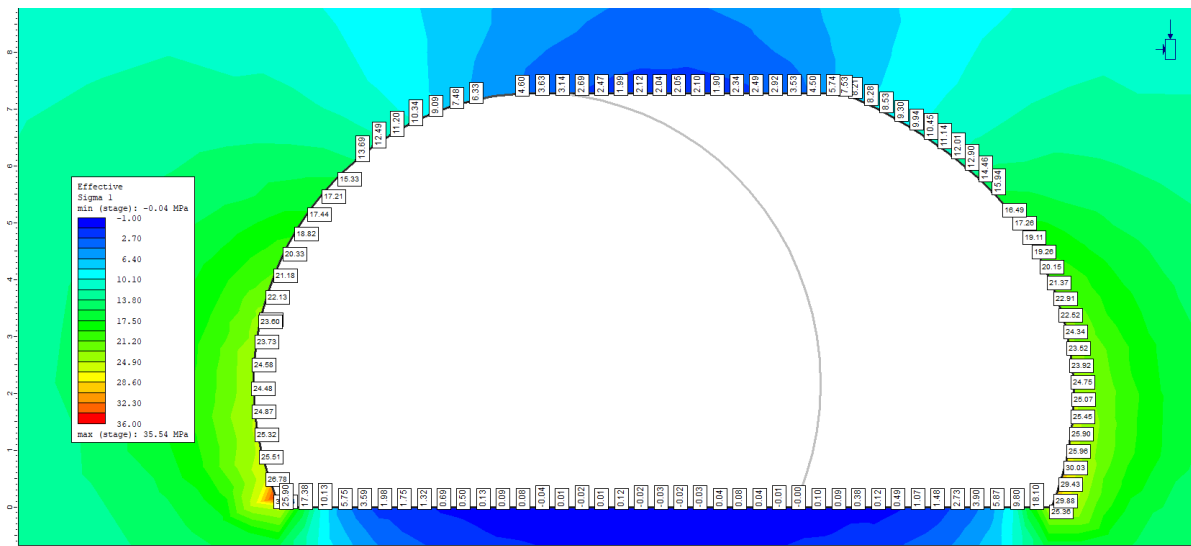
Tabell K-1: Resultater fra plastisk analyse i RS2. De laveste målte verdiene for $\sigma_{I_{\min-heng}}$ er merket med gult for å markere den laveste innspenningen i hengen etter strossing. De mest ugunstige verdiene for resterende resultater er uthevet i sort. Mest ugunstige strossetverrsnitt er uthevet i sort. $\sigma_{I_{\min}}$ er den minste σ etter strossing og vil bli brukt som mest kritiske parameter for vurdering av gunstig strossetverrsnitt. δ_{\max} er maksimal deformasjon etter strossing. Δ bruddelement er endring i antall bruddelement etter strossing. H3-2 og F1-2 er strosset med delt tverrsnitt, ved å først strosse den ene halvdel i ett steg, og den siste delen i følgende steg i RS2. I H3-1 og F-1 strosses hele konturen i ett steg.

	Strosse- tverrsnitt	δ_{\max} vegg/vede rlag [mm]	δ_{\max} heng [mm]	Brudd- element [stk]	Δ brudde lement [stk]	$\sigma_{I_{\min-heng}}$ [MPa]	$\sigma_{I_{\min-vegg}}$ [MPa]
Geologi 1 - Basalt (UCS=70MPa) - GSI=40 - k =0,5	L2	0,194	0,029	906	300	2,08	1,04
	L4	0,121	0,031	707	119	1,93	2,47
	H1	0,140	0,045	635	81	1,65	2,85
	H2	0,138	0,052	698	154	1,18	2,94
	H3 - 1	0,104	0,051	643	118	1,40	4,69
	H3 - 2	0,095	0,051	640	115	1,30	4,70
	H1(D=0)	0,107	0,040	611	140	2,43	4,01
	H2(D=0)	0,085	0,044	443	142	1,45	4,39
	H3-1(D=0)	0,095	0,037	435	112	2,02	4,51
	H3-2(D=0)	0,099	0,037	420	98	2,72	4,82
	F1 - 1	0,100	0,022	467	-136	4,21	4,10
	F1 - 2	0,090	0,022	462	-141	4,40	4,08
	F2	0,145	0,035	632	-12	1,12	2,10
Geologi 2 - Basalt (UCS=70MPa) - GSI=60 - k =0,5	L2	0,086	0,009	762	328	2,15	1,47
	L4	0,057	0,009	647	116	2,30	3,15
	H1	0,060	0,025	522	131	2,07	3,70
	H2	0,058	0,021	507	114	1,70	3,99
	H3 - 1	0,046	0,020	552	158	1,80	6,21
	H3 - 2	0,044	0,020	540	146	2,08	6,55
	F1 - 1	0,045	0,009	361	-38	4,21	5,23
	F1 - 2	0,044	0,008	369	-30	2,61	4,75
	F2	0,066	0,011	477	10	2,07	3,02
	L2	0,014	0,002	327	58	4,27	4,20
Geologi 3 - Granittisk gneis (UCS=140 MPa) - GSI=60 - k =0,5	L4	0,000	0,004	188	-99	4,08	15,40
	H1	0,000	0,003	188	163	3,40	10,17
	H2	0,000	0,003	203	178	1,67	9,99
	H3 - 1	0,000	0,003	191	166	1,95	23,02
	H3 - 2	0,000	0,003	191	166	1,92	23,10
	F1 - 1	0,001	0,003	63	-117	5,34	19,77
	F1 - 2	0,001	0,002	59	-121	5,34	20,23
	F2	0,009	0,002	126	70	3,41	8,14
	L2	0,002	0,006	450	187	8,93	2,18
	L4	0,002	0,007	446	143	1,96	2,64
Geologi 4 - Granittisk gneis (UCS=140 MPa) - GSI=60 - k = 2,0	H1	0,002	0,023	356	290	1,26	5,77
	H2	0,002	0,020	369	286	4,35	5,90
	H3 - 1	0,010	0,018	66	-46	3,21	6,78
	H3 - 2	0,002	0,012	110	-2	4,58	6,78
	F1 - 1	0,000	0,002	2	-136	20,57	5,90
	F1 - 2	0,001	0,003	50	-86	10,12	5,59
	F2	0,002	0,009	277	163	5,19	4,76

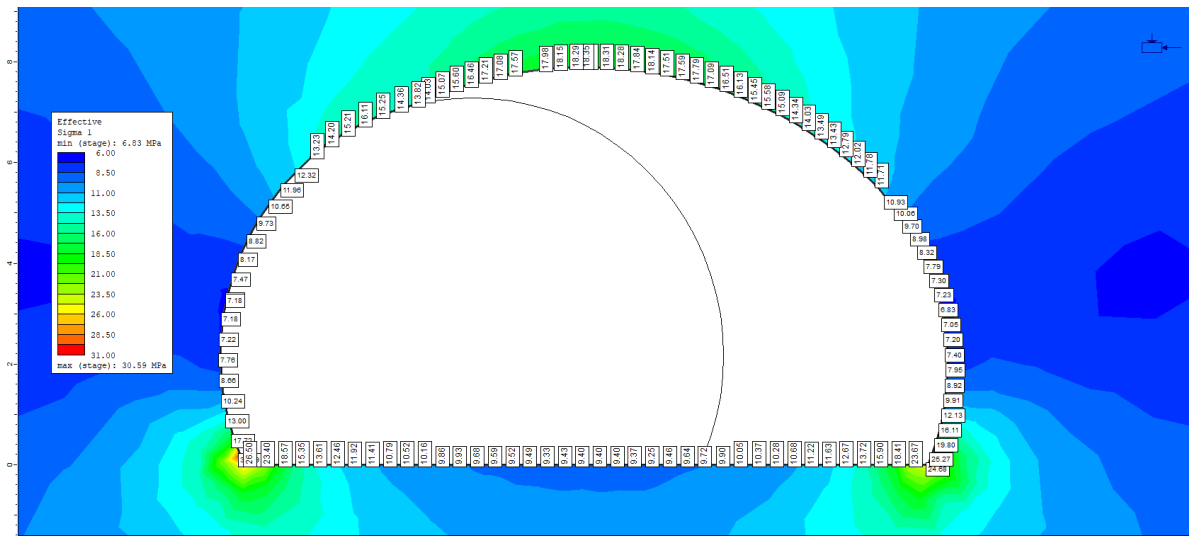
Vedlegg L Resultater fra elastisk spenningsanalyse i RS2



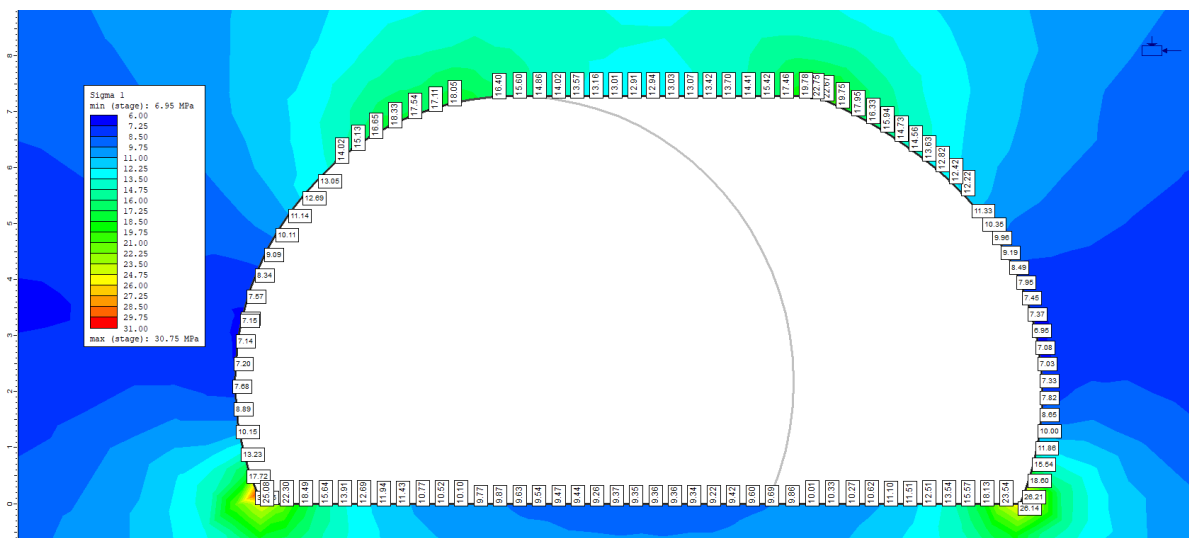
Figur L-1: Resultat fra elastisk spenningsanalyse i RS2 for strossing med H1-profil og geologi 1 ($GSI = 40$, $k = 0,5$, $UCS = 70$ MPa). Strossingen gir en reduksjon i $\sigma_{1min-heng}$ fra 5,5 til 3,9 MPa.



Figur L-2: Resultat fra elastisk spenningsanalyse i RS2 for H2-strosseprofil med geologi 1 ($GSI = 40$, $k = 0,5$, $UCS = 70$ MPa). Strossingen gir en reduksjon i $\sigma_{1min-heng}$ fra 5,5 til 1,9 MPa. Til sammenligning er innspenningen i hengen dobbelt så stor med H1-profil og geologi 1.

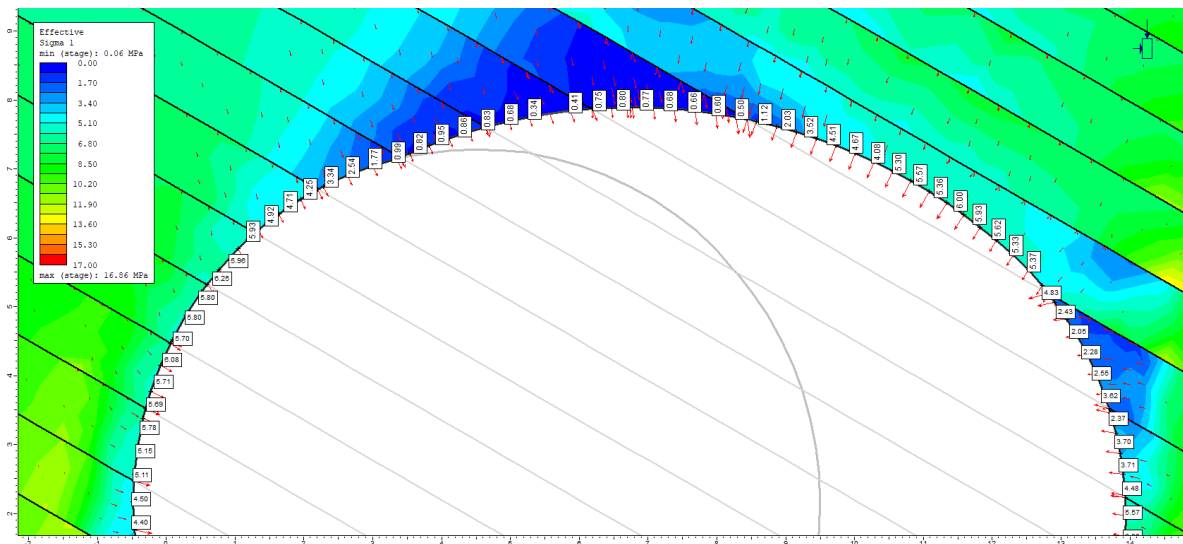


Figur L-3: Resultat fra elastisk spenningsanalyse i RS2 for H1-strosseprofil med geologi 4 (GSI = 60, $k=2,0$, UCS=140 MPa). Strossingen gir en reduksjon i $\sigma_{1min-heng}$ fra 21,6 til 18,6 MPa.

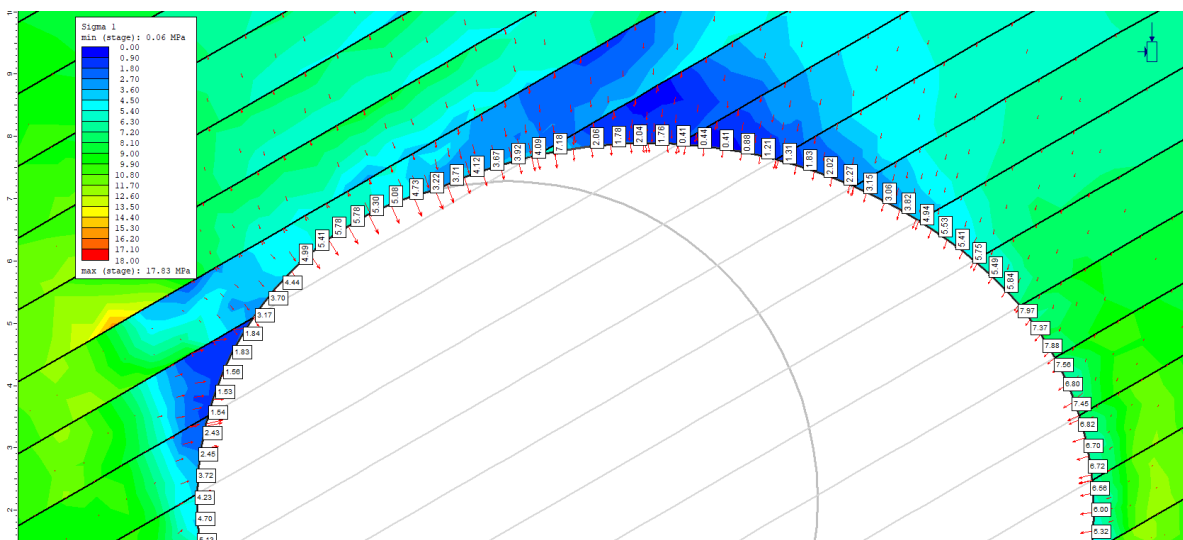


Figur L-4: Resultat fra elastisk spenningsanalyse i RS2 for H2-strosseprofil med geologi 4 (GSI = 60, $k=2,0$, UCS=140 MPa). Strossingen gir en reduksjon i $\sigma_{1min-heng}$ fra 21,6 MPa til 12,91 MPa. Strossing med H2-profil gir mindre spenningskonsentrasjon i hengen.

Vedlegg M Resultater fra plastisk spenningsanalyse i RS2

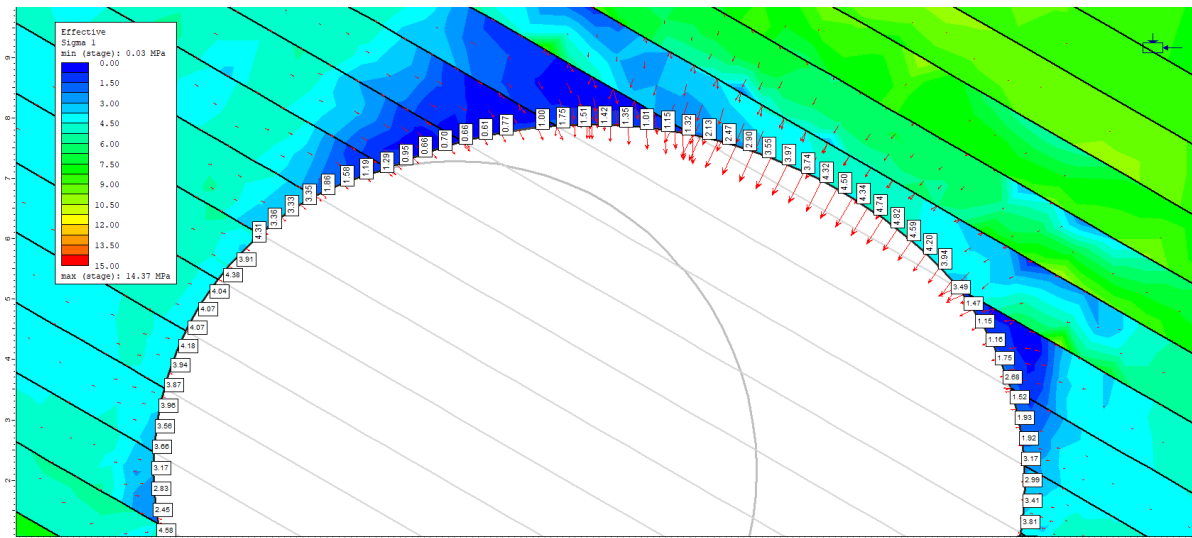


Figur M-1: Resultat fra plastisk spenningsanalyse med geologi 2 (GSI = 60, $k=0,5$, UCS=70 MPa) og ensidig strossing med H1-profil i samme retning som fallretningen til sprekkesettet. Resultatene viser betydelig spenningsavløsning i 6 m av hengen med $\sigma_1 < 1,0$ MPa. $\sigma_{1min-heng} = 0,34$ MPa

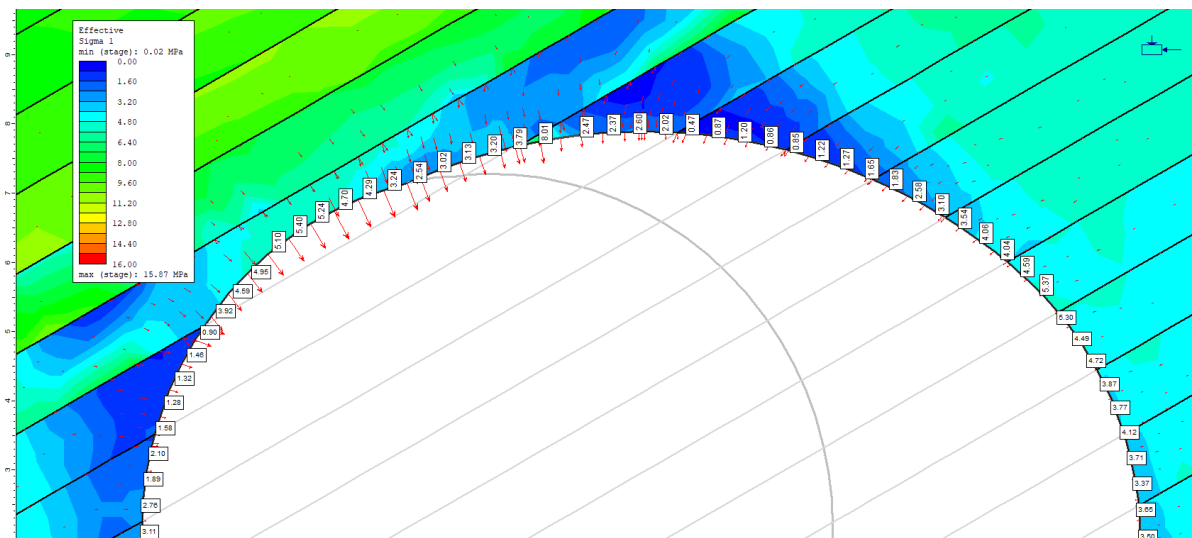


Figur M-2: Resultat fra plastisk spenningsanalyse med geologi 2 (GSI = 60, $k=0,5$, UCS=70 MPa) og ensidig strossing med H1-profil mot fallretningen til sprekkesettet. Resultatene viser mindre spenningsavløsning hvor $\sigma_1 < 1,0$ MPa langs kun 1 meter av høyre side av hengen.

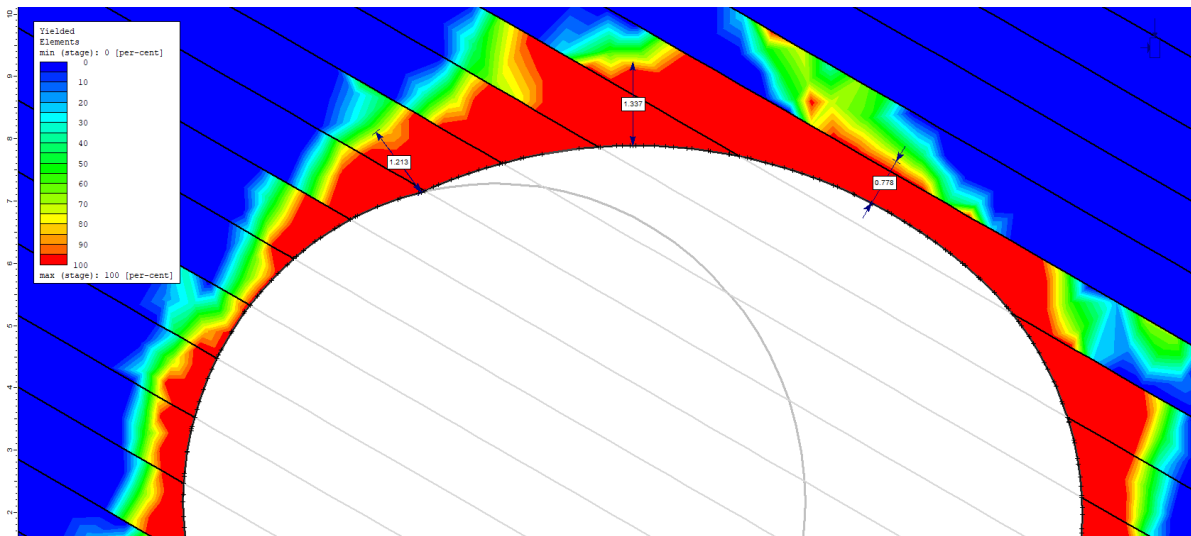
$$\sigma_{1min-heng} = 0,41 \text{ MPa}$$



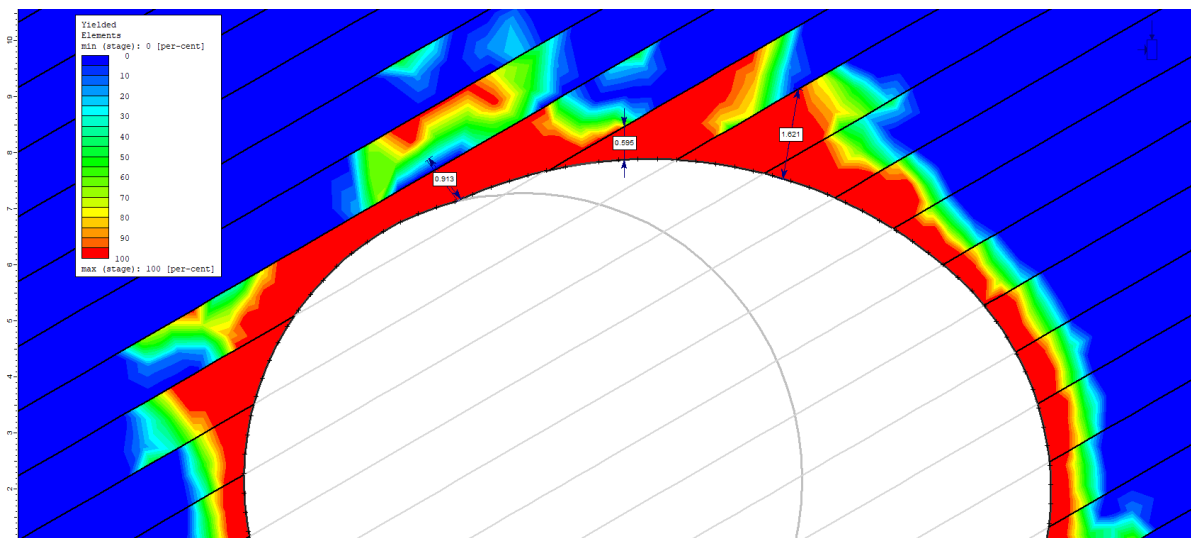
Figur M-3: Resultat fra plastisk spenningsanalyse med geologi 2* (GSI =60, k =2, UCS=70 MPa) og ensidig strossing til H1-profil med fallretningen til sprekkesettet. Resultatene viser spenningsavløsning med $\sigma_1 < 1,0$ MPa langs 2,5 meter av venstre heng. $\sigma_{1min-heng}=0,61$ MPa.
* k-tallet er endret fra 0,5 til 2,0 med geologi 2



Figur M-4: Resultat fra plastisk spenningsanalyse med geologi 2* (GSI = 60, k=2, UCS=70 MPa) og ensidig strossing med H1-profil mot fallretningen til sprekkesettet. Resultatene viser mindre spenningsavløsning i hengen med $\sigma_1 < 1,0$ MPa for én meter av høyre side av hengen. $\sigma_{1min-heng} = 0,47$ MPa. * k-tallet er endret fra 0,5 til 2,0 med geologi 2.

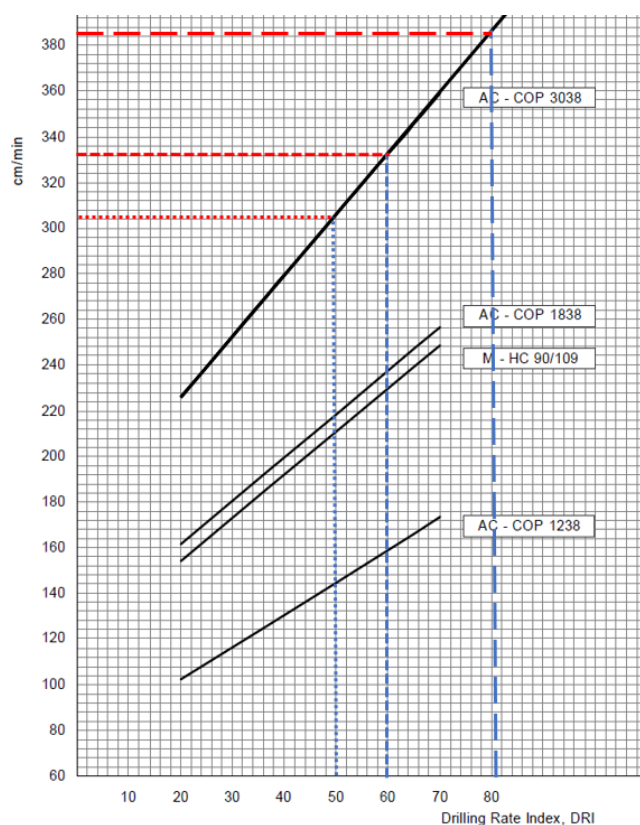


Figur M-5: Utstrekning av bruddsone for plastisk modell med strossing av H1-profil, sprekkesett med fallvinkel 30° og geologi 2 ($GSI = 60$, $k = 0,5$, $UCS = 70$ MPa). Strossingen er gjort i samme retning som fallretningen til sprekkesettet. Utstrekningen til bruddsonen ligger mellom 0,8 til 1,3 meter i heng og vederlag. I dette tilfellet bør det derfor velges minst 2,5 meter lange bolter for å oppfylle krav om minst 1 meter forankring inn i elastisk sone (blå farge / ikke oppsprukket) (Li, 2018).

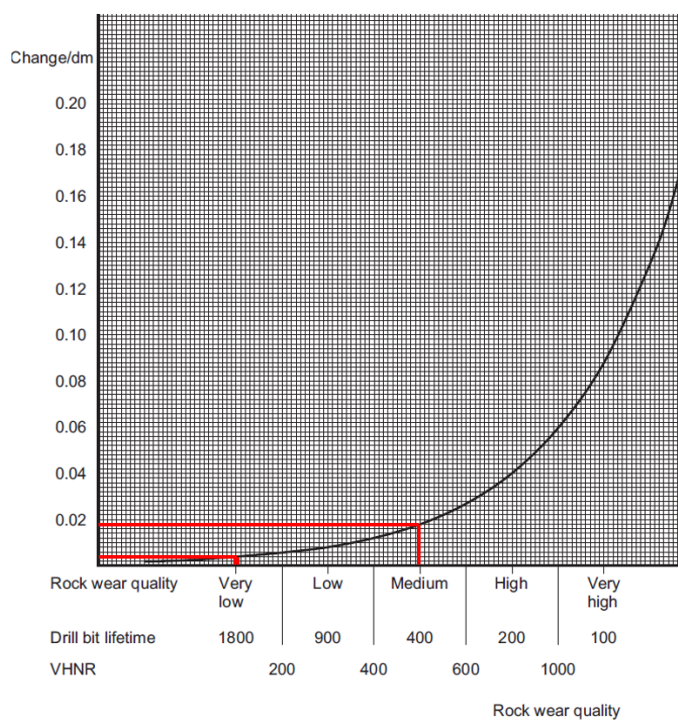


Figur M-6: Utstrekning av bruddsone for plastisk modell med strossing av H1-profil, sprekkesett med fallvinkel 30° og geologi 2 ($GSI = 60$, $k = 0,5$, $UCS = 70$ MPa). Strossingen er gjort i retning mot fallretningen til sprekkesettet. Utstrekningen til bruddsonen ligger mellom 0,6 til 1,6 meter i heng og vederlag. I dette tilfellet bør det derfor velges minst 2,5 meter lange bolter for å oppfylle krav om minst 1 meter forankring inn i elastisk sone (blå farge / ikke oppsprukket) (Li, 2018).

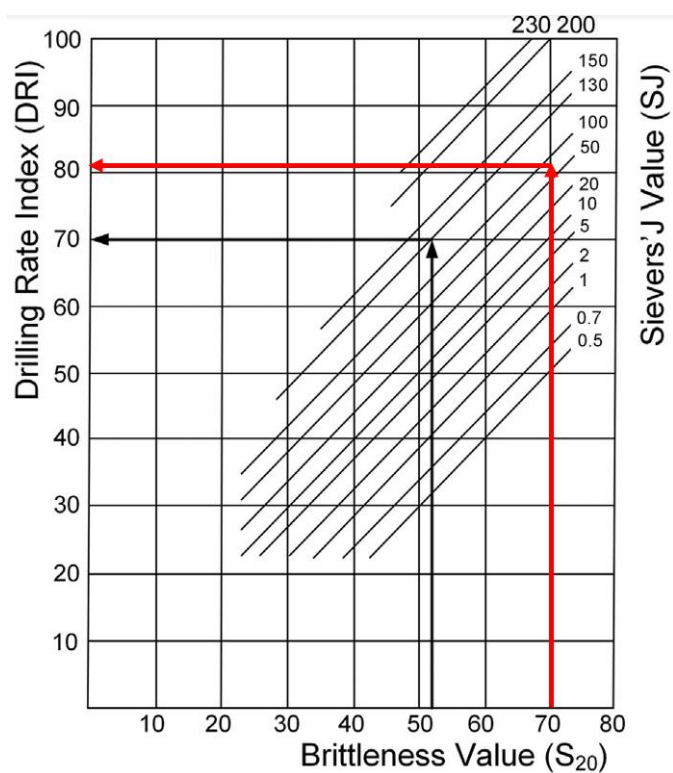
Vedlegg N Avlesning fra diagram i NTNU-modellen



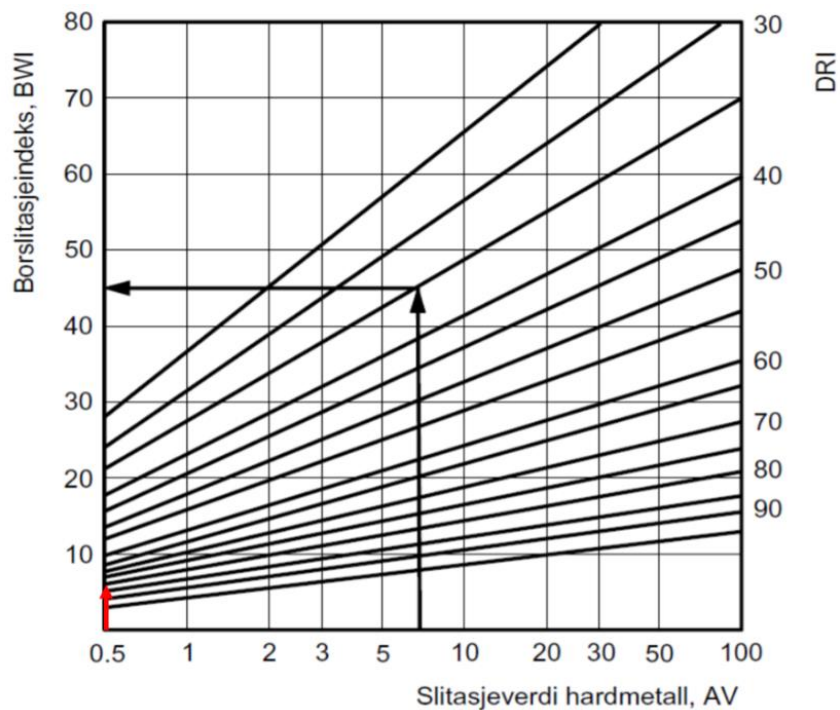
Figur N-1: Avlesning av borsynk som funksjon av DRI og valgt utstyr (COP3038) i diagram fra NTNU-modellen (Zare, 2007b) (Bruland, 2016).



Figur N-2: Avlesning av antall borebytter per boremeter som funksjon av slitasjeevne (subjektiv beskrivelse til BWI) i diagram fra NTNU-modellen (Zare, 2007b) (Bruland, 2016).



Figur N-3: Avlesning av DRI på diagram (rød pil) etter Bruland (1998) som funksjon av målt S_{20} og SJ. Avlest DRI: 81.



Figur N-4: Avlesning av BWI på diagram (rød pil) etter Bruland (1998) som funksjon av målt DRI og AV. Avlest BWI: 6.

Vedlegg O Utregning av salvesyklus med NTNU-modellen

Tabell O-1: Utregning av salvesyklus med NTNU-modellen for ulike strossetverrsnitt. Begrunnelse for valg av parametere er vist i kolonne lengst til høyre.

Parameter	Symbol / formel	H1	H2	H3	F1	F2	Leirvåk	Hvannasund	Leirvåk	Hvannasund	Kilde / kommentar
Ustrosset tunnelverrsnitt [m2]	As	43,6	41	42,5	23,2	22,2	33,1	60,2	33,1	60,2	(N50) (SVV,2016) , iSURE
Ferighetstid		Høyt	Høyt	Høyt	Høyt	Høyt	Høyt	Høyt	Høyt	Høyt	Norske entreprenører
Spregbarhet	SPR	Medium	Medium	Medium	Medium	Medium	Medium	Medium	Medium	Medium	Test i Lab. (Bruland, 2016)
Borehull diameter [mm]	dh	48	48	48	48	48	48	48	48	48	(Bruland, 2016)
Antall borehull med standard salvelengde	Nb	76	69	102	77	55	64	111	64	111	Spregningsplan, iSURE
Boret lengde [cm]	lh	500	500	500	500	500	500	500	500	500	Standard salvelengde (Bruland, 2016) og erfaringer
Korreksjon for boret lengde	kbl	1	1	1	1	1	1	1	1	1	Figur 3.10 (Bruland, 2016)
Antall borehull uten grov hull	Nh = Nb * kbl	76	69	102	77	55	64	111	64	111	Ikke relevant grunnet ingen kutt
Antall grov hull	Ng	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Type borehammer		COP3038	COP3038	COP3038	COP3038	COP3038	COP3038	COP3038	COP3038	COP3038	Mye brukt borehammer. Fines sy og bedre med navn COP4038
Antall borehammere	Nm	2	2	3	2	2	3	2	3	2	Spregningsplan, iSURE
DRI		50	50	50	50	50	81	81	60	60	(Bruland, 1998), Test i Lab. (SINTEF, 2003)
BWI		35	35	35	35	35	6	6	15	15	(Bruland, 1998), Test i Lab. (SINTEF, 2003)
Slasjeevne		Medium	Medium	Medium	Medium	Medium	Meget lav	Meget lav	Lav	Lav	(SINTEF, 2003)
Tid til boring											
Penetrasjonsrate for 48 mm borehull [cm/min]	vb	305	305	305	305	305	385	385	355	355	Figur 2.3 (Bruland, 2016) og avlest i vedlegg J.
Korreksjon for penetrasjonsrate for dh [%]	khv	100	100	100	100	100	100	100	100	100	Figur 2.4 (Bruland, 2016)
Netto borevåk for ladede hull [cm/min]	vh = (vb * khv) / 100	305	305	305	305	305	385	385	355	355	
Boretid ladede hull [min]	Tb = (lh * Nb) / (vh * Nm)	62,3	56,6	55,7	63,1	45,1	41,6	48,1	47,8	55,2	Formel 2.1 (Bruland, 2016)
Tid til forflytning mellom hull [min]	tf	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	(Bruland, 2016) Antas samme for strossing
Total tid til forflytning mellom hull [min] (Gitt at alle borehammere er i bruk i like lang tid)	Tf = (tf * (Nh + 2 * Ng)) / Nm	28,5	25,9	25,5	28,9	20,6	24,0	27,8	24,0	27,8	Formel 2.3 (Bruland, 2016)
Enhetsid for stangbytte [min]	ts	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	(Bruland, 2016) Antas samme for strossing. Gjelder ved bruk av lengre salver enn 5 m
Total tid for evt stangbytte	Tst = (ts * (Nh + 2 * Ng)) / Nm	70,3	63,8	62,9	71,2	50,9	59,2	68,5	59,2	68,5	Formel 2.4 (Bruland, 2016)
Slasjeevne		Medium	Medium	Medium	Medium	Medium / 500	Meget lav	Meget lav	Lav	Lav	Figur 2.6 (Bruland, 2016) koblet med målt antall BWI og subjektiv beskrivelse
Faktor for bore-bytte	fk	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,004	0,004	0,01	0,01	Figur 2.6 (Bruland, 2016), bruker subjektiv beskrivelse
Enhetsid for bore-bytte [min]	tk	3	3	3	3	3	3	3	3	3	(Bruland, 2016) s. 287
Total tid for bore-bytte	Tk = (tk * (Nh + 2 * Ng)) / Nm	11,4	10,35	10,2	11,55	8,25	1,92	2,22	4,8	5,55	Formel 2.5 (Bruland, 2016)
Helfaktor	fsa	0,025	0,025	0,095	0,039	0,039	0,04	0,105	0,035	0,095	Bør brukes med forsiktighet. Tverrsnitt er input. Bruker ustrosset areal, da dette er stoffarealeet som det jobbes på.
Ekstra tid for samkjøring [min]	Tsa = fsa * (Tb + Tf)	2,3	2,1	7,7	3,6	2,6	2,6	8,0	2,5	7,9	Formel 2.6 (Bruland, 2016)
Tid til nødvendig boring med stangbytte [min]	Tbs = (Tb + Tf + Ts + Tst + Tsa)	174,8	158,7	162,1	178,4	127,4	129,3	154,4	138,3	164,9	Summering med stangbytte
Tid til boring uten stangbytte [min]	Tbu = (Tb + Tf + Tk + Tsa)	104,5	94,8	99,2	107,1	76,5	70,1	86,0	79,1	96,4	Summering uten stangbytte
Tid til lading og spregning per salve											
Spregningsstøtte	Kenitti - 810	Emuhjon	Emuhjon	Emuhjon	Emuhjon	Emuhjon	Emuhjon	Emuhjon	Emuhjon	Emuhjon	(Forcut, 2015)
Antall ladeløp / antall personell		2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Tidsberørig ladedid for standard salvelengde (5 meter) [min pr.salve]	Tlb	38	35	48	38	28	33	51	33	51	(Bruland, 2016) Antas samme ved strossing
Korreksjon for borehull lengde	kl	1	1	1	1	1	1	1	1	1	Figur 2.8 (Bruland, 2016)
Tidsberørig ladedid	Tlt = Tlb * kl	38	35	48	38	28	33	51	33	51	
Riggelid boring, lading, spregning [min]	Trb	20	20	20	15	15	20	18	20	18	Figur 2.1 (Bruland, 2016) Bruker sluttverrsnitt, da dette er tilgjengelig plass for maskin og utstyr. Tilgjengelig plass påvirker hvor enkelt det er å samhandle mellom de ulike arbeidsprosedyrene.
Helt uten stangbytte [min]	Tbs = (Trb + Tlb + Tsa) * 0,111	25,8	23,7	25,5	25,7	18,9	20,2	24,8	21,2	26,0	(Bruland, 2016)
Helt uten stangbytte [min]	Tb = (Trb + Tlb + Ts) * 0,111	18,0	16,6	18,6	17,8	13,3	13,7	17,2	14,7	18,4	(Bruland, 2016)
Total tid boring, lading, spregning med stangbytte [min]	Is = Tbs + Tl + Trb + Tbs	258,6	237,4	255,6	257,0	189,3	202,5	248,2	212,5	259,8	
Total tid boring, lading, spregning, uten stangbytte [min]	I = Tb + Tl + Trb + Tlb	180,5	166,5	185,7	177,9	132,8	136,8	172,2	146,7	183,8	
Tid til lading og transport per salve											
Laster		Car988G	Car988G	Car988G	Car988G	Car988G	Car988G	Car988G	Car988G	Car988G	Lastekapasiteten avhengig av tunnelverrsnittet og utstyrsvalg. Ved valg av Car988G så er lastekapasiteten tilnærmet uavhengig av tunnelverrsnittet for tverrsnitt større enn 60 m ² . Samtlige tunneler som strosses her vil ende opp med tverrsnitt større enn 60 m ²
Transportbil	Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	
Normalisert lastekapasitet [asm ³ /h]	Ql	188	188	188	188	188	188	188	188	188	Figur 4.4 (Bruland, 2016)
Faktor for faktisk massevolum / plantag massevolum	fo	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	Circle 1,15 uavhengig av tunnelverrsnitt, ved ekkoladering av nisjer.
Frandrift per salve [%]	pr	98	98	98	100	100	98	95	98	95	Antar nær full inndrift ved strossing etter samtale med Drevland (2020). Noe mindre for Hvannasundtunnelen, pga større tverrsnitt.
Faktisk lastevolum per salve [asm ³]	Vr = (As * lh * fo * pr) / (100 * 100)	245,7	231,0	239,5	133,4	133,4	186,5	328,8	186,5	328,8	Formel 4.1 (Bruland, 2016)
Lastetid per salve [min]	Tr = (Vr / Ql) * 60	78,4	73,7	76,4	42,6	42,6	59,5	104,9	59,5	104,9	Figur 4.2 (Bruland, 2016) Grafen starter på 10 minutter, som altså må være tid til arbeidsprosedyrer som er uavhengig av tunnelverrsnittet. Grafen stiger i takt med tunnelverrsnittet, som vil gi økt tid til samling og spyling av roys, samt samling og spyling av piggemateriale. For Hvannasund vil tiden være tilnærmet lik for ryddring av tunnel. Noe mindre tid for de esterende tunnelene, pga mindre masser å samle/spyle. Bruker derfor strossarealeet, da dette vil gjennpeile mengden roys som må samles og spyles.
Riggelid lading og transport [min]	Trl	15	15	15	12	12	13	18	13	18	(Bruland, 2016)
Uforsett tid / forsinkelser [min]	(Tb + Tr) * 0,111	10,4	9,8	10,1	6,1	6,1	8,1	13,6	8,1	13,6	
Total tid lading og transport	II = Tlt + Trl + Tll	103,8	98,6	101,6	60,6	60,6	80,6	136,6	80,6	136,6	
Tid til pigging / rensk											
Tid til pigging for standard salvelengde medium spregbarhet	Tr	50	45	65	32	28	35	50	35	50	Figur 5.1 (Bruland, 2016) Her antas det at sluttprofilen etter strossing der det strosses rundt bote-profilen, kan brukes som input da det trolig vil være behov for pigging det er blitt strosset. I tilfellet der det spregges på kun en side av profillet, antas det at tid til pigging halveres da man har halve arealeet som spregges ut. Tilsvarende når 1/3 av profillet spregges ut (Leirvåkrammen).
Korreksjonsfaktor for boret lengde	klr	1	1	1	1	1	1	1	1	1	(Bruland, 2016)
Tid til pigging medium spregbarhet	III = Tr * klr	50	45	65	32	28	35	50	35	50	
Ventilasjonspause [min]	IV	10	10	10	10	10	10	15	10	15	Figur 3.1 (Bruland, 2016) Avhenger av tunnelens lengde og tunnelverrsnittet. NTNU-modellen inkluderer tunnelverrsnittet. Større tverrsnitt gir mer spreggasser. Ved strossing i korte tunneler er ventilasjonspausen liten grunnet naturlig gjennomtrekk. Det er derfor valgt å sette ventilasjonspause til 10 minutter som er vesentlig lavere enn hva NTNU-modellen anbefaler, men vil variere med tunnel lengden og strossetverrsnittet, og følgelig noe mer for Hvannasundtunnelen.
Tid per salvesyklus uten bergskring og trafikkavvikling [min]											
Med stangbytte - medium spregbarhet		422,4	391,0	432,2	359,7	267,5	328,1	449,8	338,1	461,4	
Uten stangbytte - medium spregbarhet (I + II + III + IV)		344,3	320,1	362,3	280,5	231,4	262,3	373,8	272,3	385,4	

Vedlegg P Sprengningsplaner utarbeidet i iSURE

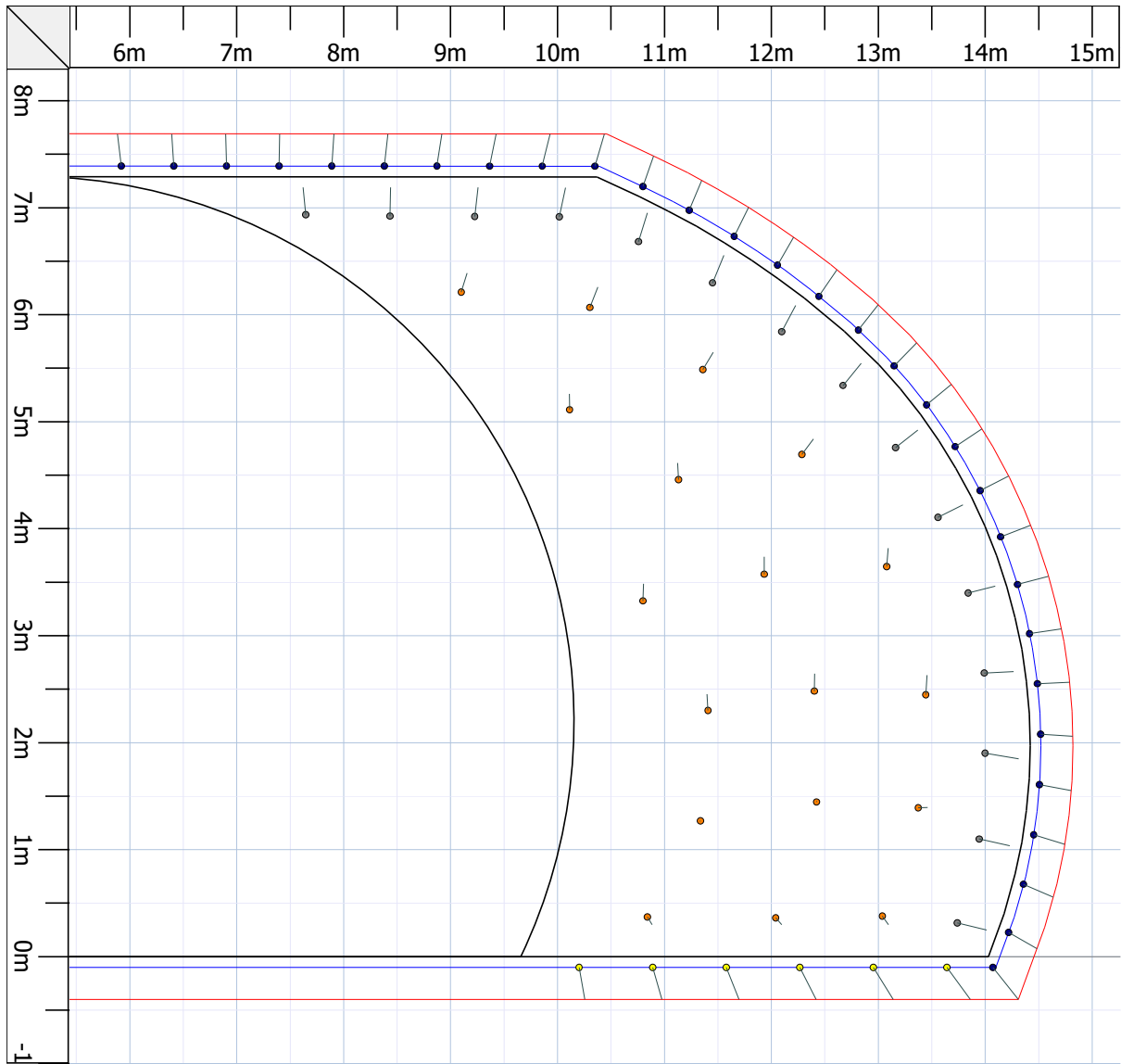
Informasjon om borplan

Borplannavn: T8,5 - T13 - H2
Laget av: asus
Filbane: C:\Users\asus\OneDrive - NTNU\MASTER\Modeller og programmer\iSURE\Med strengere norske krav\T8,5 - T13 - H2.drp
Siste lagringstidspunkt: 31.03.2020 13:23:30
Redigeringsnotater: 25.03.2020 15:57:30 Created from file: T8,5 - T13 - H2.drp

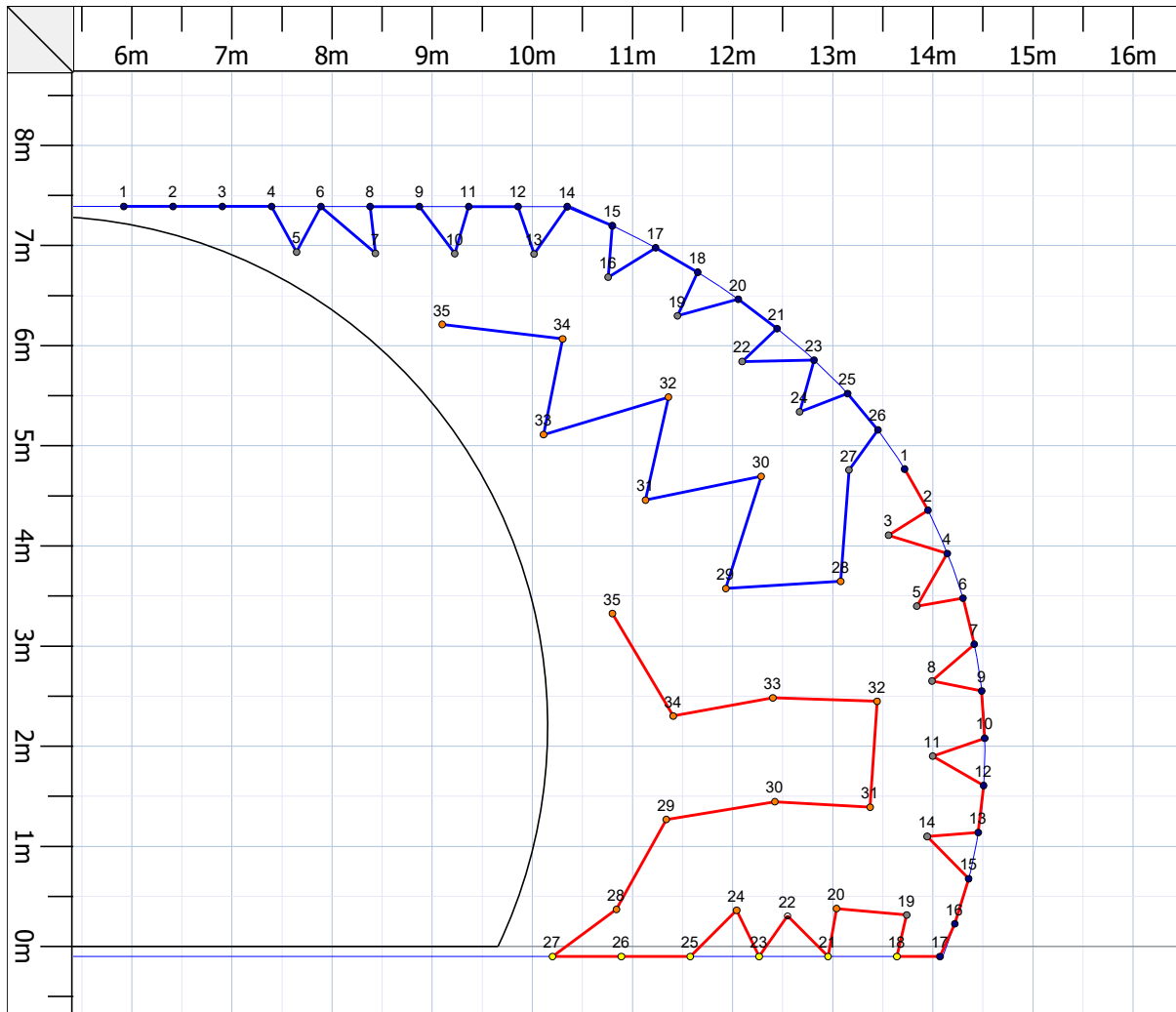
Sammendraginfo

Teoretisk profil, areal	92,83m ²
Stuff profil, areal	96,69m ²
Bunnprofil, areal	108,65m ²
Antall hull	69
Contour	29
Bottom	7
Easer	33
Waypoint	1
Rignavn	EDIT_RIGNAME_HERE
Tennertabell navn	Nonel_LP

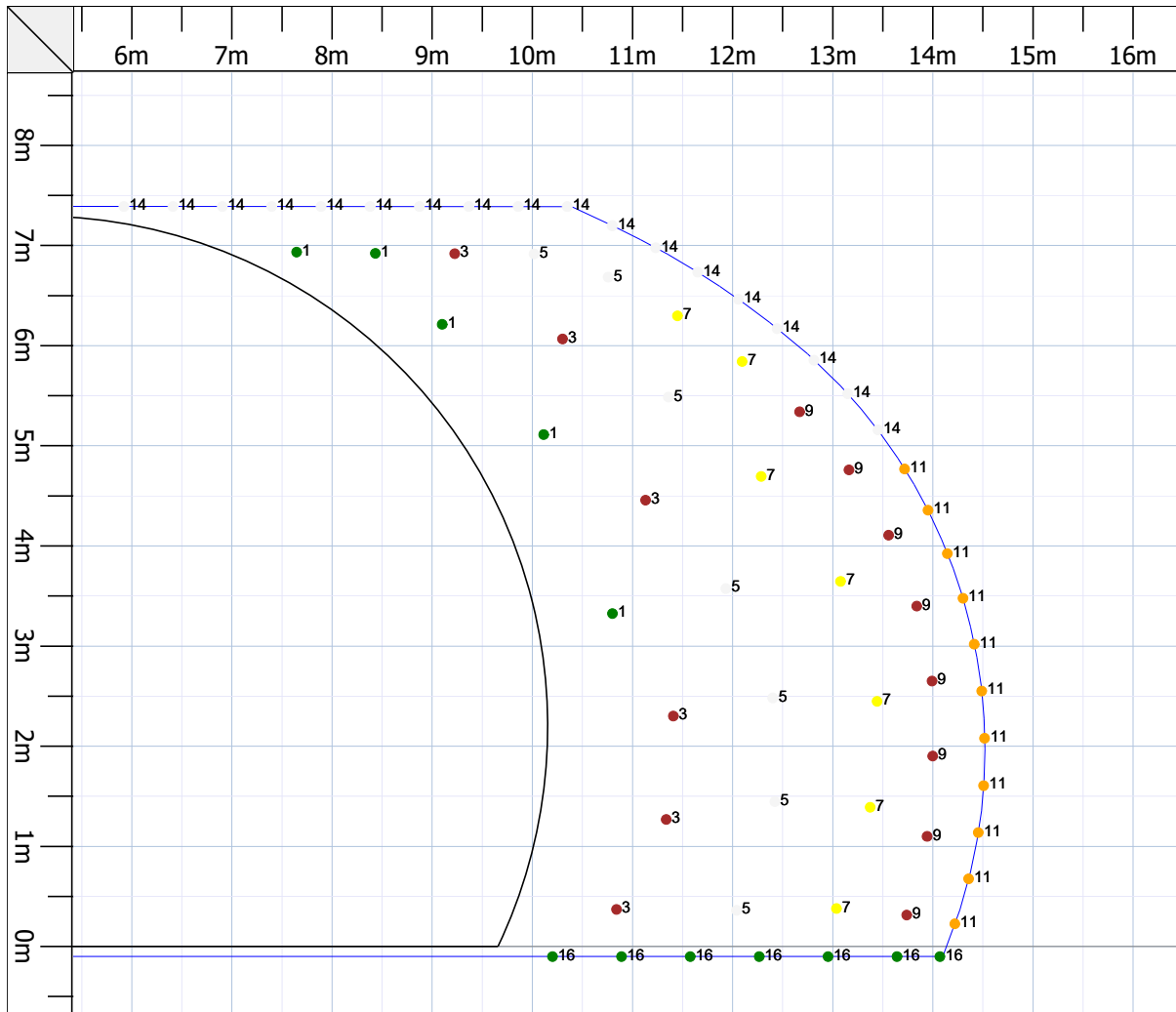
Bilde av borplan



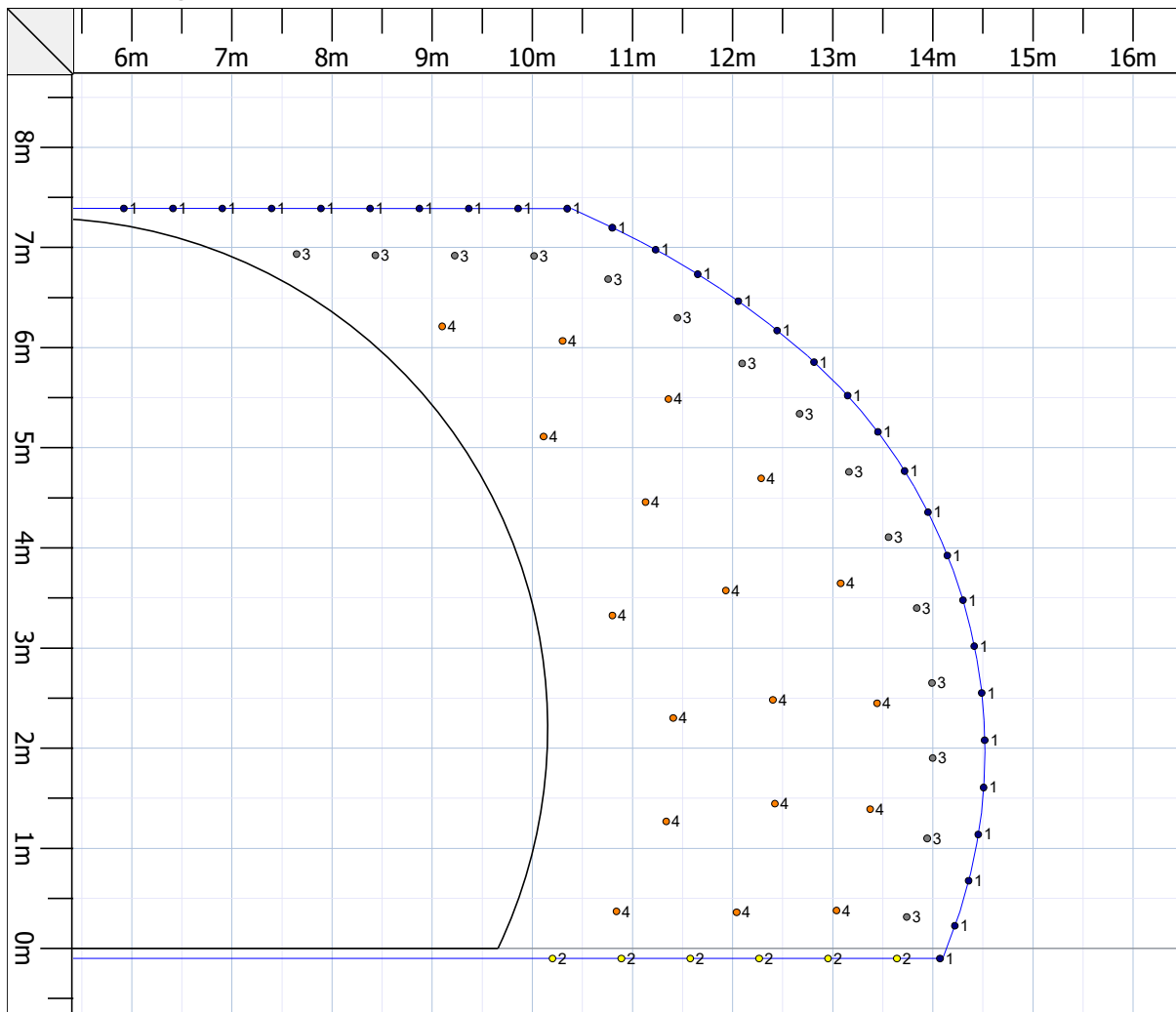
Sekvens



Tennerkart

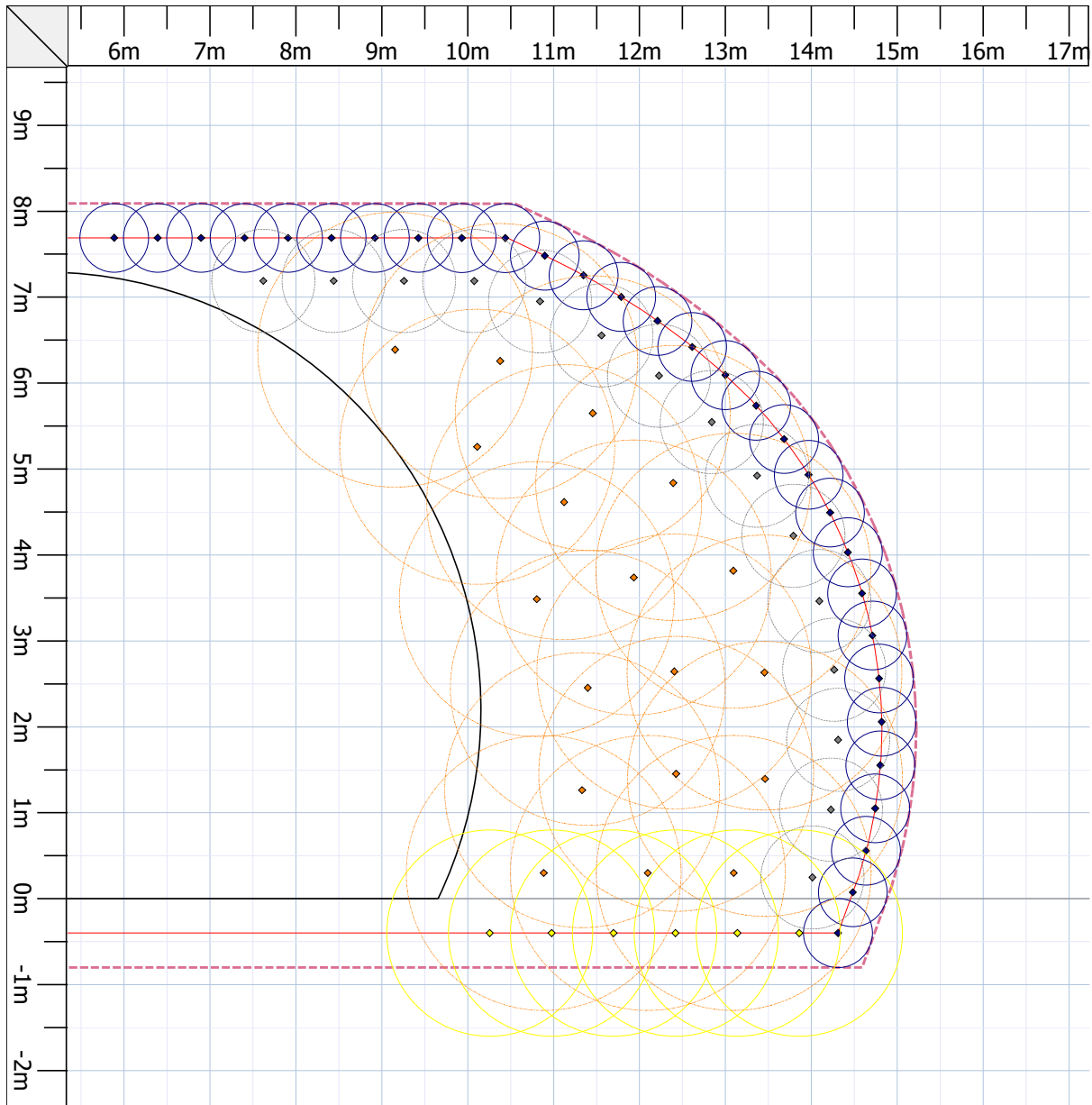


Ladningskart

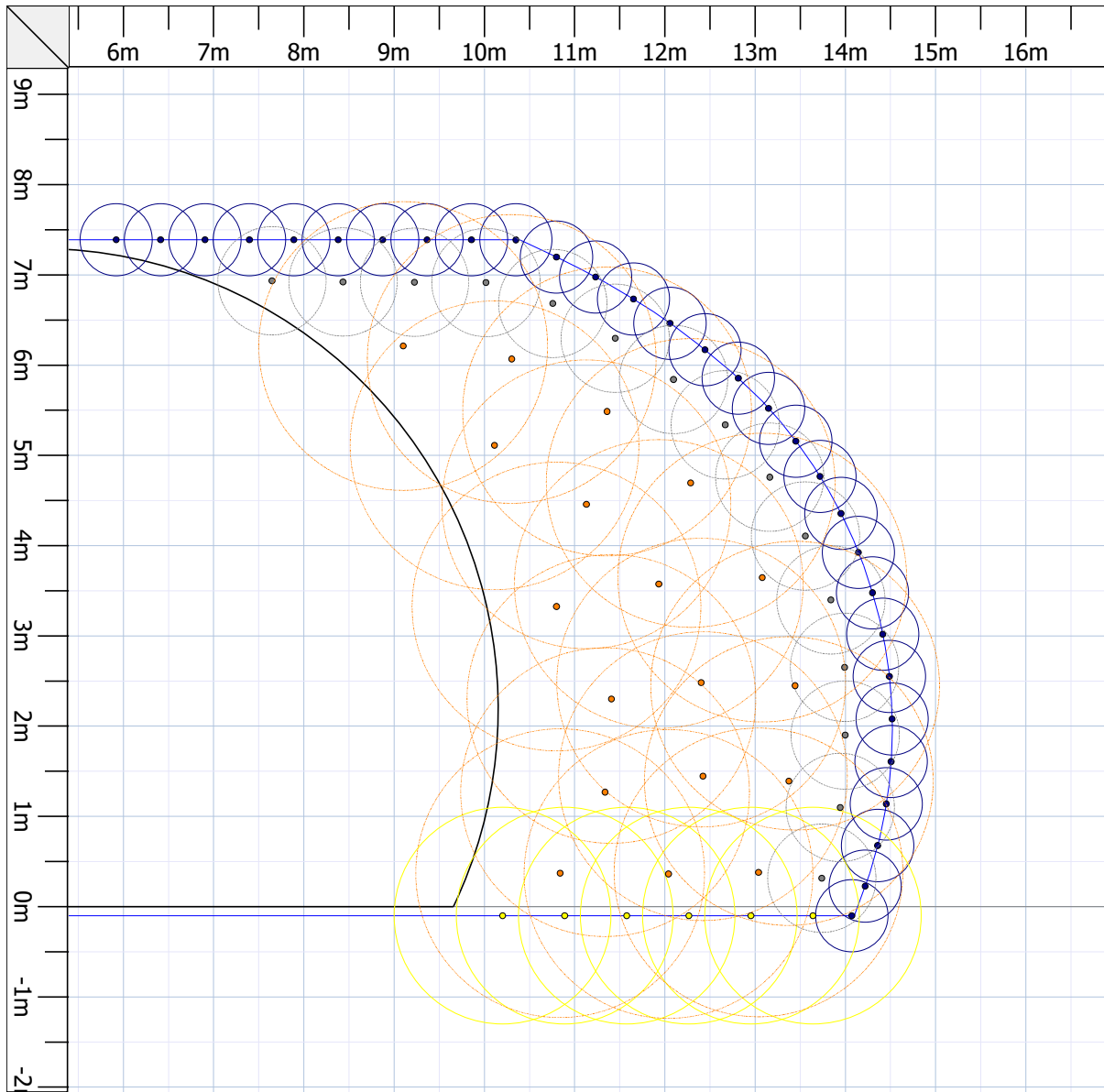


Nummer	ID	Stemming [m]	Pipe [m]	Bunn [m]
1	Kemiitti-350g	1,00	Kemiitti-810 350g/m 3,90	Kemiitti-810 1800g/m 0,10
2	Kemiitti-800g	0,50	Kemiitti-810 800g/m 4,40	Kemiitti-810 1800g/m 0,10
3	Kemiitti-500g	1,00	Kemiitti-810 500g/m 3,90	Kemiitti-810 1800g/m 0,10
4	Kemiitti-1200g	1,50	Kemiitti-810 1200g/m 3,40	Kemiitti-810 1800g/m 0,10

Oppsprekking ved bunnen



Oppsprekking ved stuff



Tabell for hulladning

ID	Gjennomsnittsl. Oppsprekking Stemming Pipe			Bunn	Totalt
	[kgREF/m]	[m]	[m]		
Kemiitti-500g	0,560	0,600	1,00	Kemiitti-810 500g/m 3,90 * 0,50	Kemiitti-810 1800g/m 5,00m 0,10 * 1,81 2,131kg
Kemiitti-800g	0,900	1,200	0,50	Kemiitti-810 800g/m 4,40 * 0,80	Kemiitti-810 1800g/m 5,00m 0,10 * 1,81 3,701kg
Kemiitti-1200g	1,350	1,600	1,50	Kemiitti-810 1200g/m 3,40 * 1,20	Kemiitti-810 1800g/m 5,00m 0,10 * 1,81 4,261kg
Kemiitti-350g	0,390	0,400	1,00	Kemiitti-810 350g/m 3,90 * 0,35	Kemiitti-810 1800g/m 5,00m 0,10 * 1,81 1,546kg

Sprengstoffbruk

Sprengstoff	Ladning Lengde Sammendrag	Ladning [kg] Sammendrag
Kemiitti-810 1800g/m	6,90	12,489
Kemiitti-810 350g/m	117,00	40,950
Kemiitti-810 800g/m	26,40	21,120
Kemiitti-810 500g/m	58,50	29,250
Kemiitti-810 1200g/m	61,20	73,440
Totalt:	270,00	177,249

Tennerbruk

Tenner	Tidsinnstilling	Nummer
1	100	5
3	300	6
5	500	7
7	700	7
9	900	8
11	1100	11
14	1400	18
16	1600	7

Forsinkertidbruk

Forsinker [ms]	Nummer
----------------	--------

Øyeblikkssammendrag (uten overflateforsinkelser)

Tidsinnstilling	Forsinker [ms]	Tenner	Antall hull	Total masse [kg]
100	0	1	5	17,045
300	0	3	6	23,436
500	0	5	7	25,567
700	0	7	7	25,567
900	0	9	8	17,048
1100	0	11	11	17,006
1400	0	14	18	27,828
1600	0	16	7	23,752

Stuff profil overflateareal = $96,69 \text{ m}^2$

Bunnprofil overflateareal = $108,65 \text{ m}^2$

Bormeter, $dm = 344,97 \text{ m}$

Profilbasert borplan volum, $V = 202,25 \text{ m}^3$

Sum total masse, $m = 177,25 \text{ kg}$

$m / V = 0,88 \text{ kg/m}^3$

$dm / V = 1,71 \text{ m/m}^3$

Informasjon om borplan

Borplannavn: T8,5-T12 - Leirvikstunnelen
Laget av: asus
Filbane: C:\Users\asus\OneDrive - NTNU\MASTER\Modeller og programmer\iSURE\Med strengere norske krav\T8,5-T12 - Leirvikstunnelen.drp
Siste lagringstidspunkt: 31.03.2020 13:23:58
Redigeringsnotater: 31.03.2020 12:09:16 Created from file: T8,5-T12 - Leirvikstunnelen-GOD sprengbarhet Isure.drp

Sammendraginfo

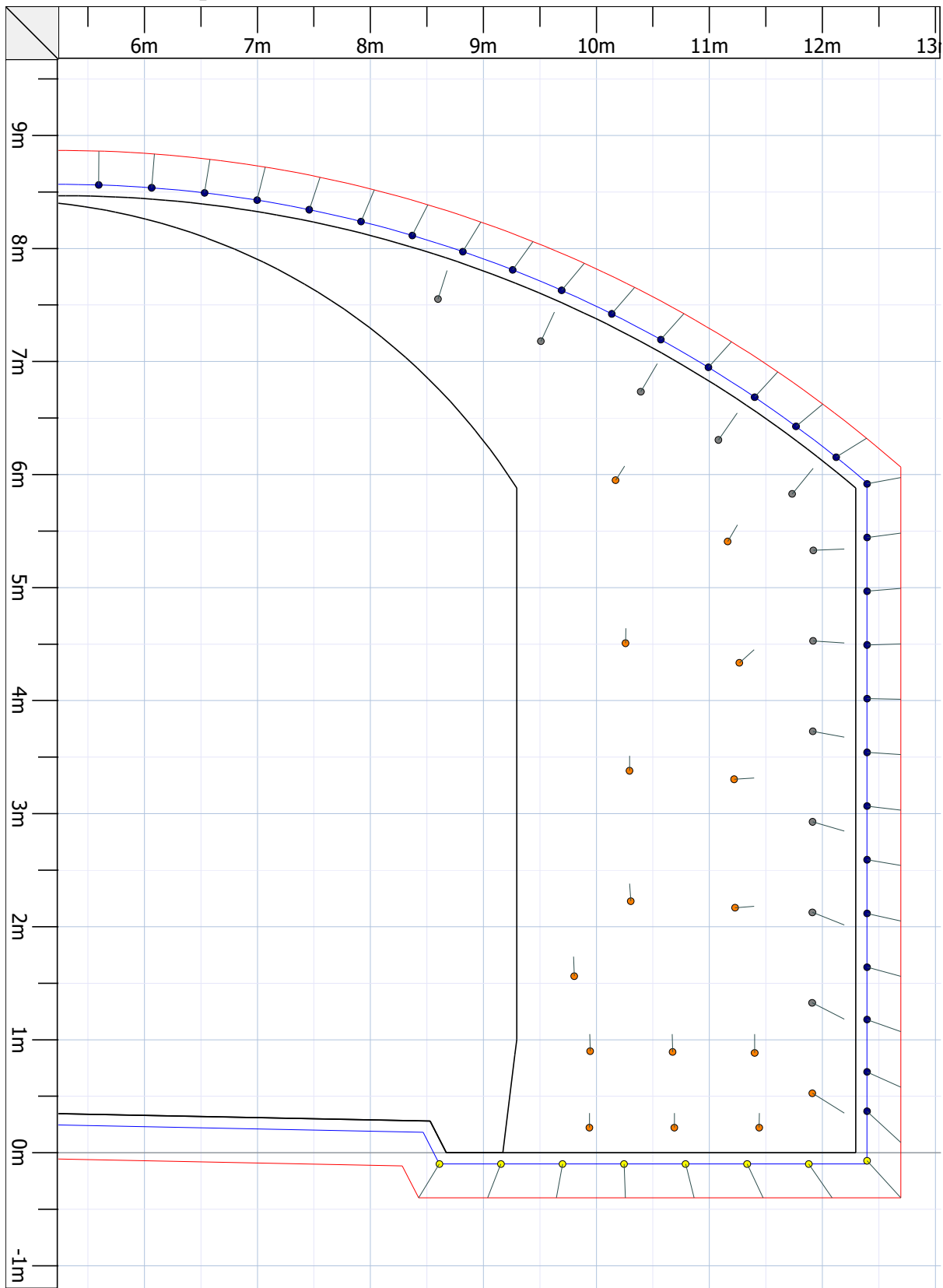
Teoretisk profil, areal	91,62m ²
Stuff profil, areal	95,41m ²
Bunnprofil, areal	107,23m ²

Antall hull	64
Contour	29
Bottom	8
Easer	27

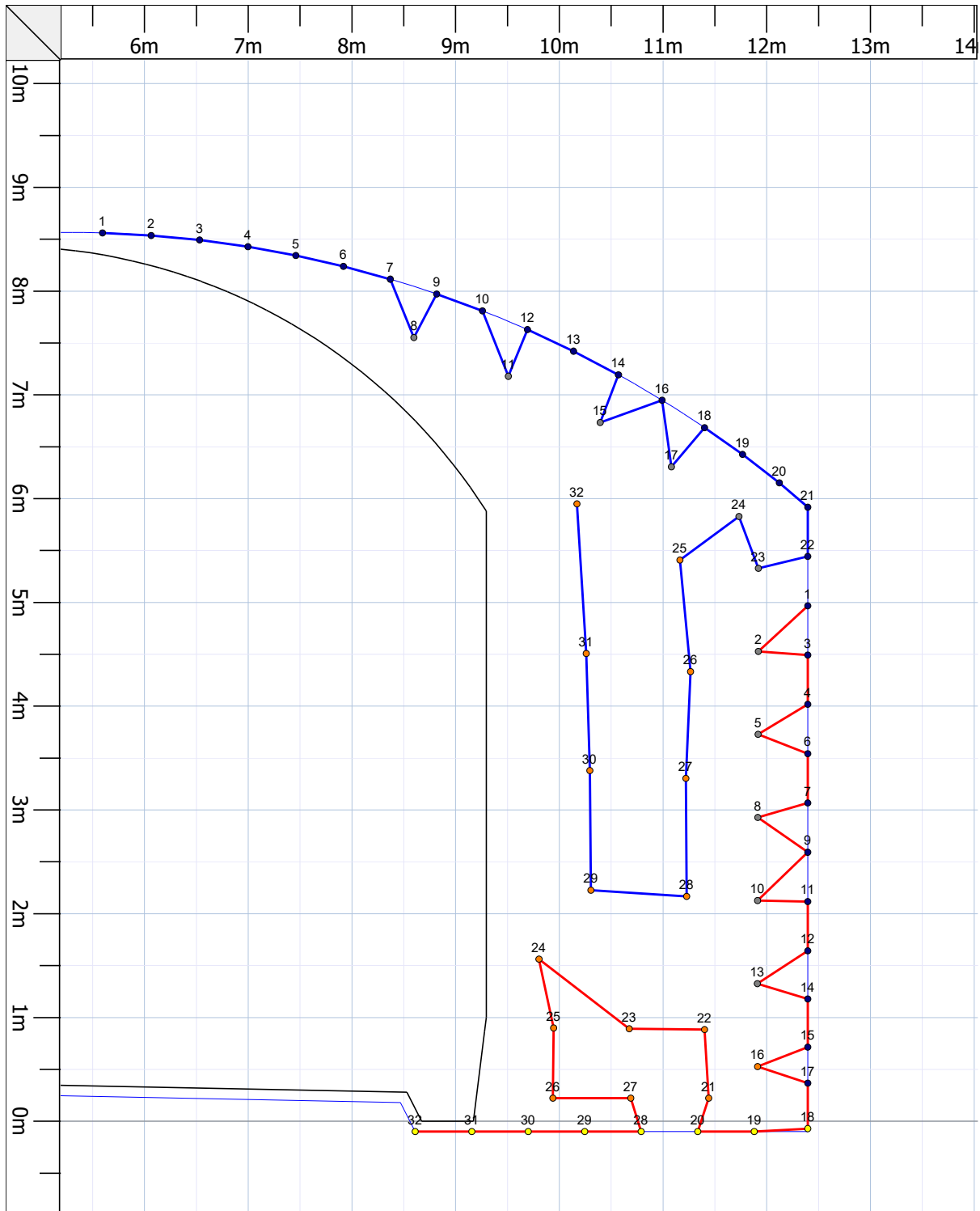
Riggnavn EDIT_RIGNAME_HERE

Tennertabell navn Nonel_LP

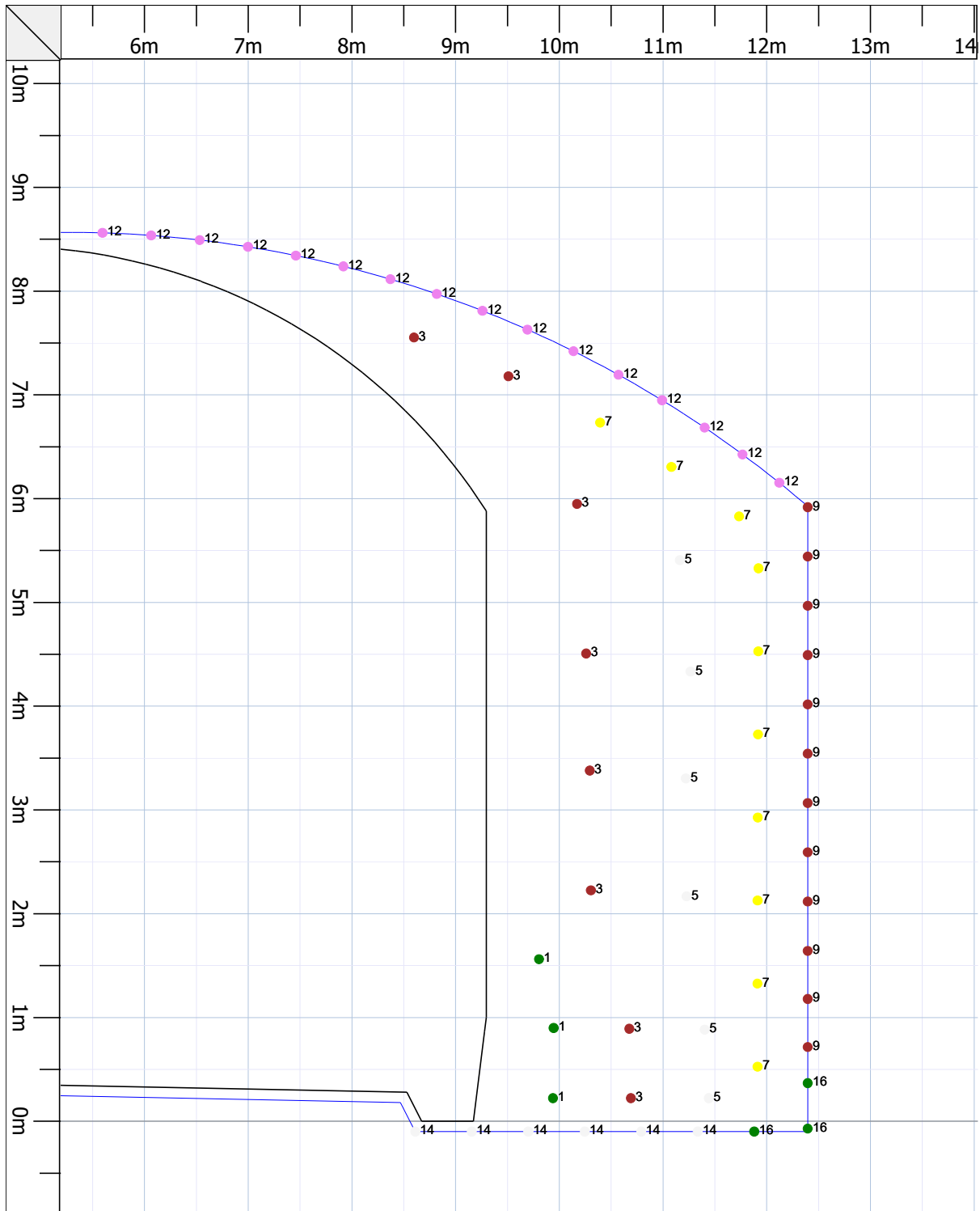
Bilde av borplan



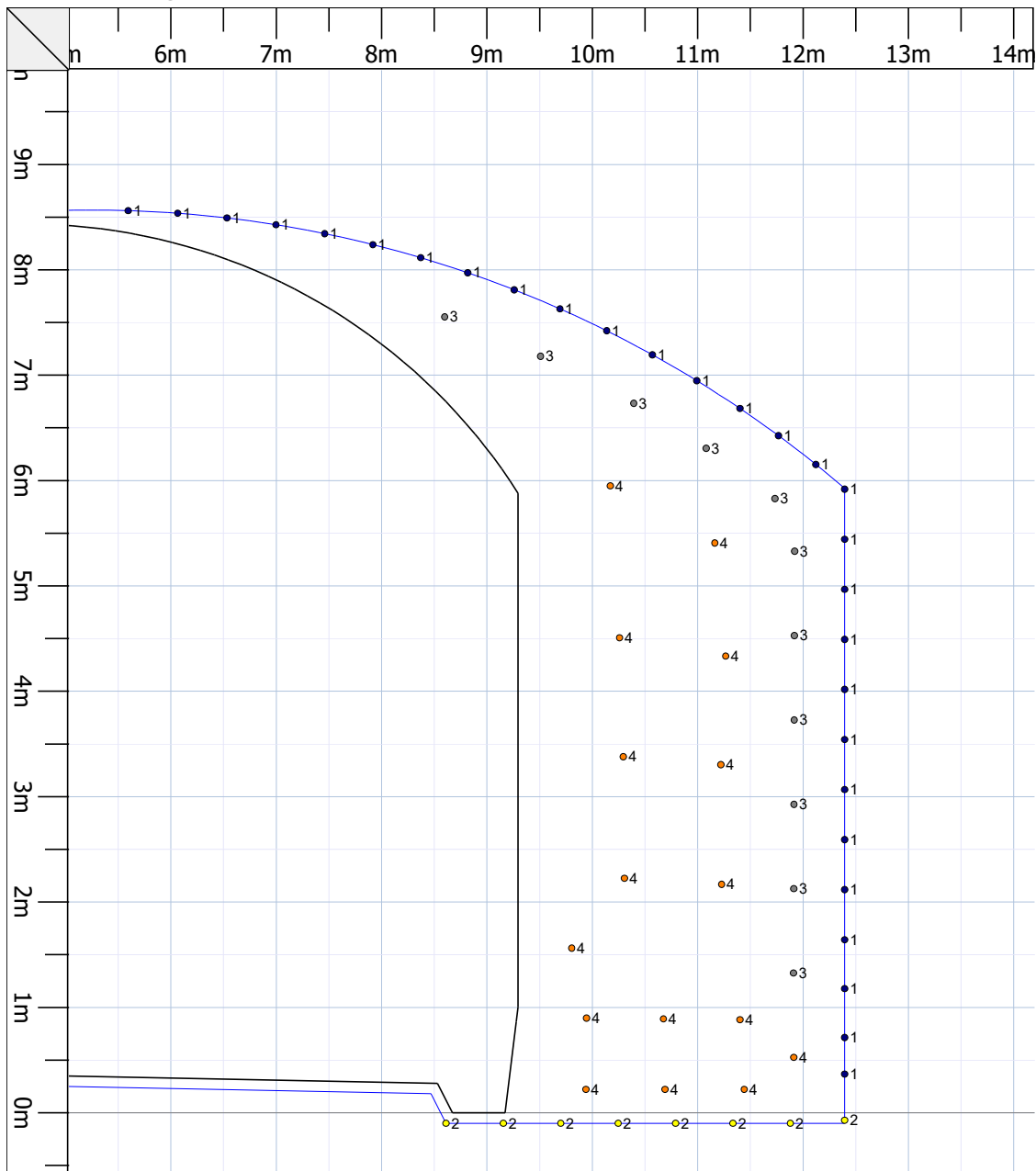
Sekvens



Tennerkart

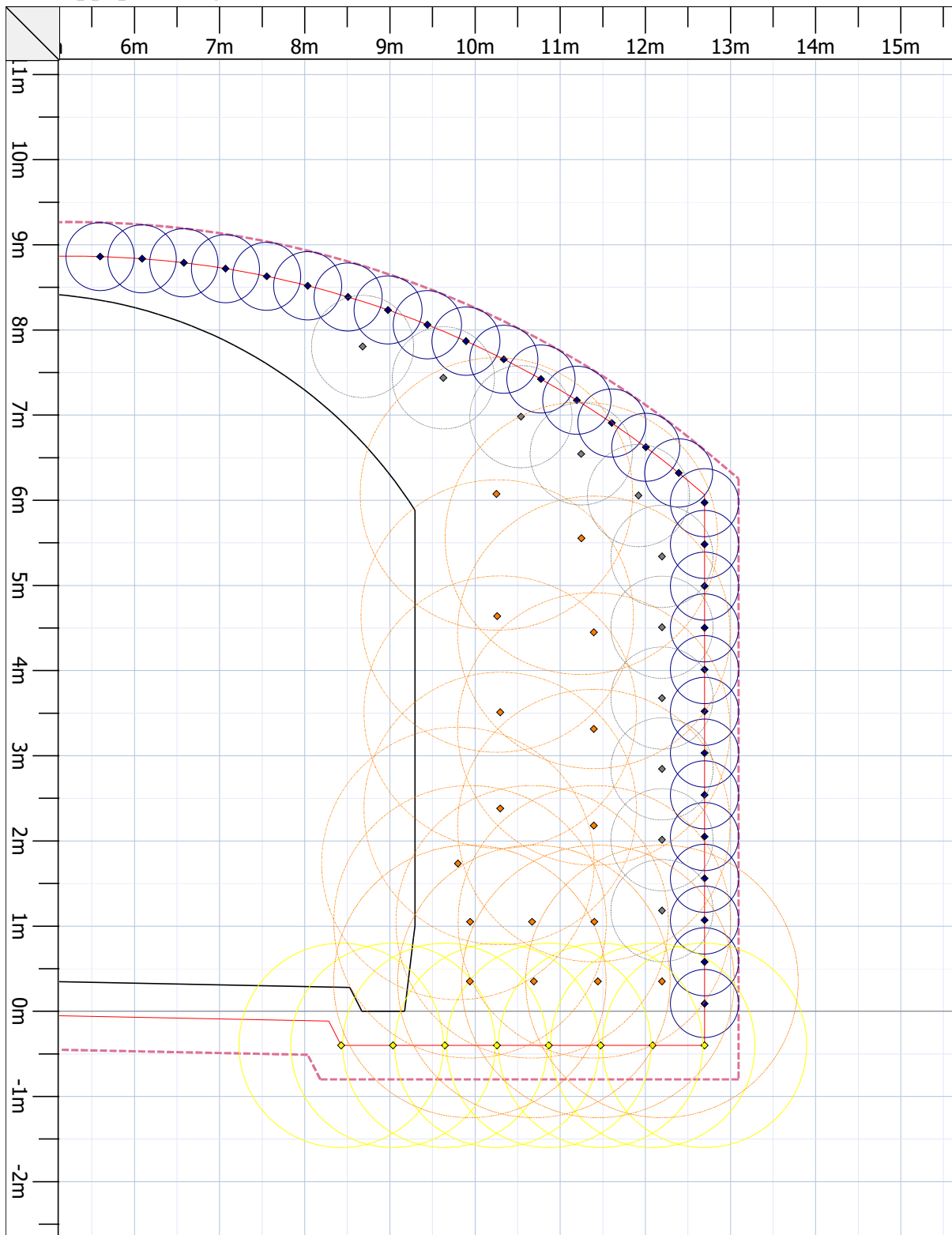


Ladningskart

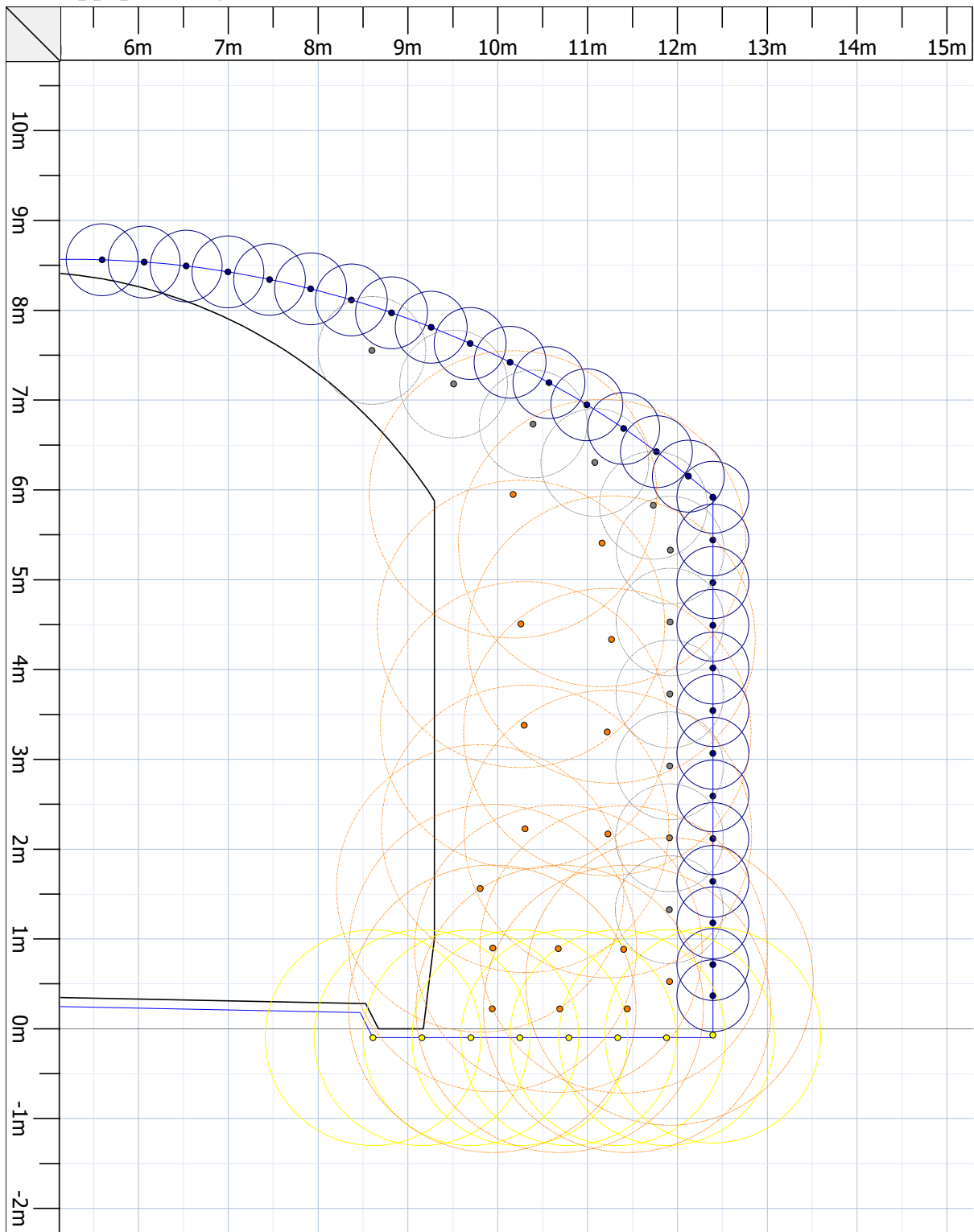


Nummer	ID	Stemming [m]	Pipe [m]	Bunn [m]
1	Kemiitti-350g	1,00	Kemiitti-810 350g/m 3,90	Kemiitti-810 1800g/m 0,10
2	Kemiitti-800g	0,50	Kemiitti-810 800g/m 4,40	Kemiitti-810 1800g/m 0,10
3	Kemiitti-500g	1,00	Kemiitti-810 500g/m 3,90	Kemiitti-810 1800g/m 0,10
4	Kemiitti-1200g	1,50	Kemiitti-810 1200g/m 3,40	Kemiitti-810 1800g/m 0,10

Oppsprekking ved bunnen



Oppsprekking ved stoff



Tabell for hulladning

ID	Gjennomsnittsl. Oppsprekking Stemming Pipe			Bunn	Totalt
	[kgREF/m]	[m]	[m]		
Kemiitti-500g	0,560	0,600	1,00	Kemiitti-810 500g/m 3,90 * 0,50	Kemiitti-810 1800g/m 5,00m 0,10 * 1,81 2,131kg
Kemiitti-800g	0,900	1,200	0,50	Kemiitti-810 800g/m 4,40 * 0,80	Kemiitti-810 1800g/m 5,00m 0,10 * 1,81 3,701kg
Kemiitti-1200g	1,350	1,600	1,50	Kemiitti-810 1200g/m 3,40 * 1,20	Kemiitti-810 1800g/m 5,00m 0,10 * 1,81 4,261kg
Kemiitti-350g	0,390	0,400	1,00	Kemiitti-810 350g/m 3,90 * 0,35	Kemiitti-810 1800g/m 5,00m 0,10 * 1,81 1,546kg

Sprengstoffbruk

Sprengstoff	Ladning Lengde Sammendrag	Ladning [kg] Sammendrag
Kemiitti-810 1800g/m	6,40	11,584
Kemiitti-810 350g/m	113,10	39,585
Kemiitti-810 800g/m	35,20	28,160
Kemiitti-810 500g/m	42,90	21,450
Kemiitti-810 1200g/m	54,40	65,280
Totalt:	252,00	166,059

Tennerbruk

Tenner	Tidsinnstilling	Nummer
1	100	3
3	300	8
5	500	6
7	700	10
9	900	12
12	1200	16
14	1400	6
16	1600	3

Forsinkertidbruk

Forsinker [ms]	Nummer
----------------	--------

Øyeblikkssammendrag (uten overflateforsinkelser)

Tidsinnstilling	Forsinker [ms]	Tenner	Antall hull	Total masse [kg]
100	0	1	3	12,783
300	0	3	8	29,828
500	0	5	6	25,566
700	0	7	10	23,44
900	0	9	12	18,552
1200	0	12	16	24,736
1400	0	14	6	22,206
1600	0	16	3	8,948

Stuff profil overflateareal = 95,41 m²

Bunnprofil overflateareal _ 107,23 m²

Bormeter, dm = 320,51 m

Profilbasert borplan volum, V=165,16 m³

Sum total masse, m= 166,06 kg

m / V = 1,01 kg/m³

dm / V = 1,94 m/m³

Informasjon om borplan

Borplannavn: T4-T8,5-Hvannasundstunnelen
Laget av: asus
Filbane: C:\Users\asus\OneDrive - NTNU\MASTER\Modeller og programmer\iSURE\Med strengere norske krav\T4-T8,5-Hvannasundstunnelen.drp
Siste lagringstidspunkt: 31.03.2020 13:15:14
Redigeringsnotater: 31.03.2020 13:15:14 Created from file: T4-T8,5-med grøft.-drp

Sammendraginfo

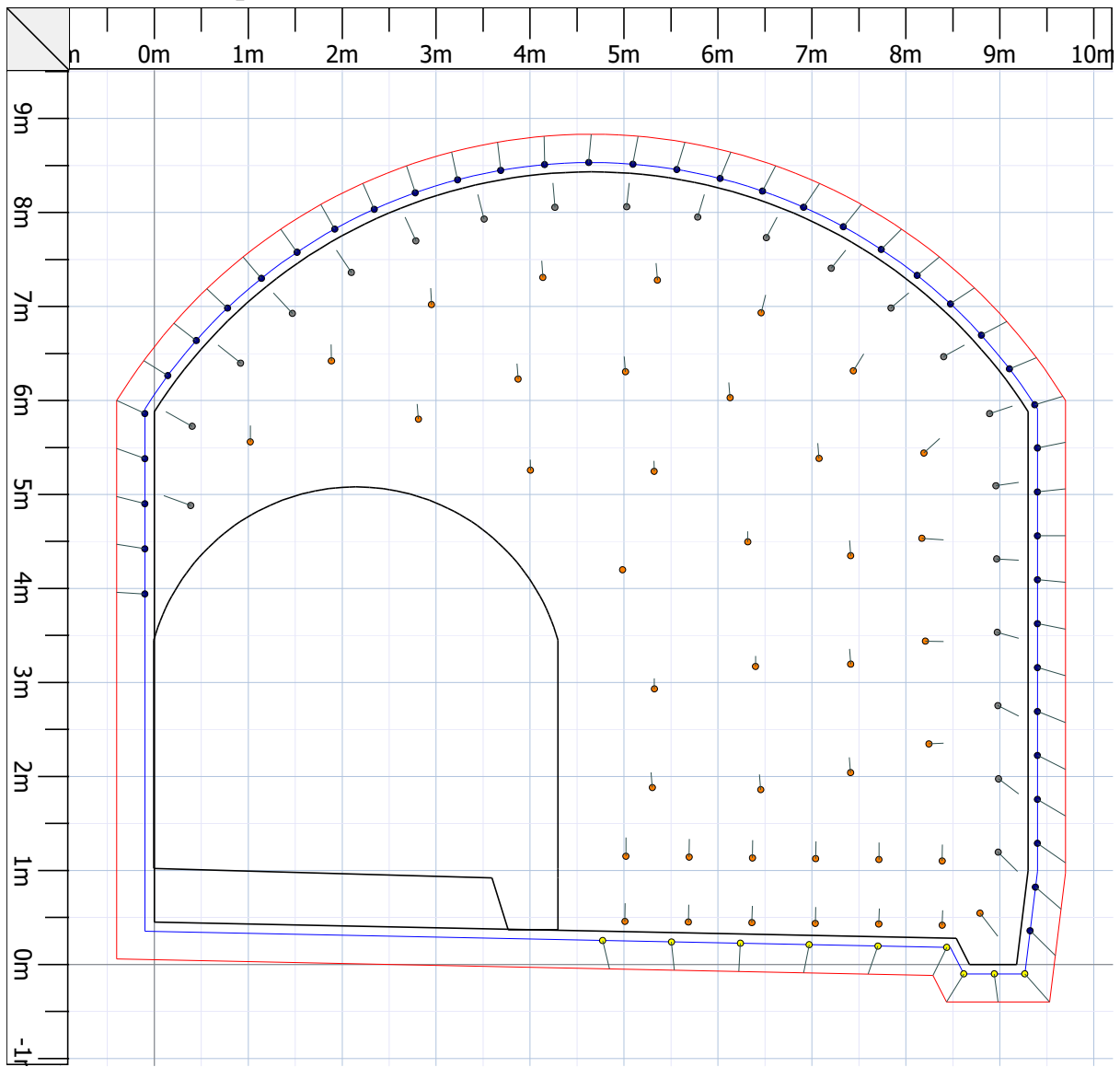
Teoretisk profil, areal	68,23m ²
Stuff profil, areal	71,43m ²
Bunnprofil, areal	81,48m ²

Antall hull	111
Contour	42
Bottom	10
Easer	59

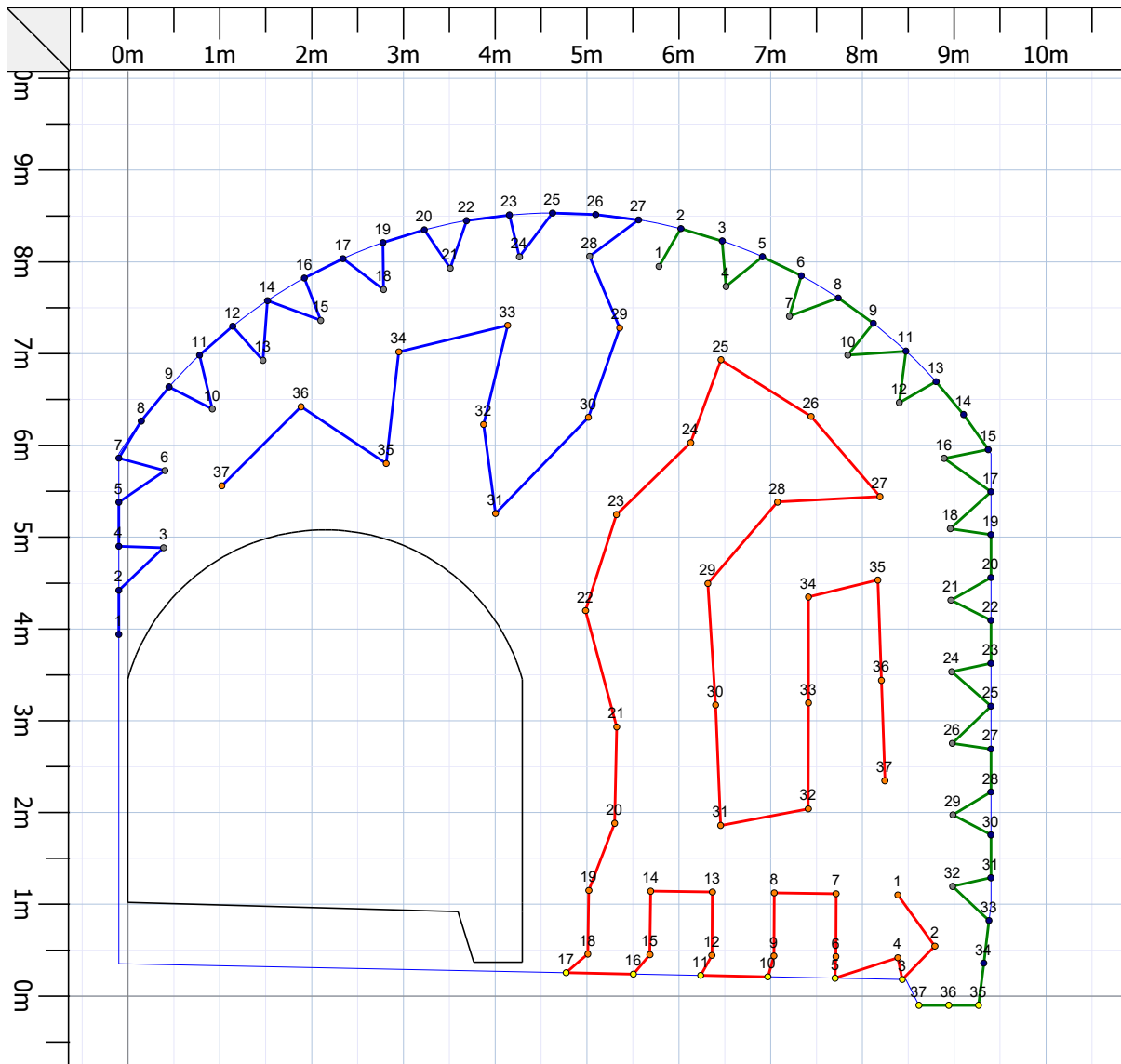
Rignavn EDIT_RIGNAME_HERE

Tennertabell navn Nonel_LP

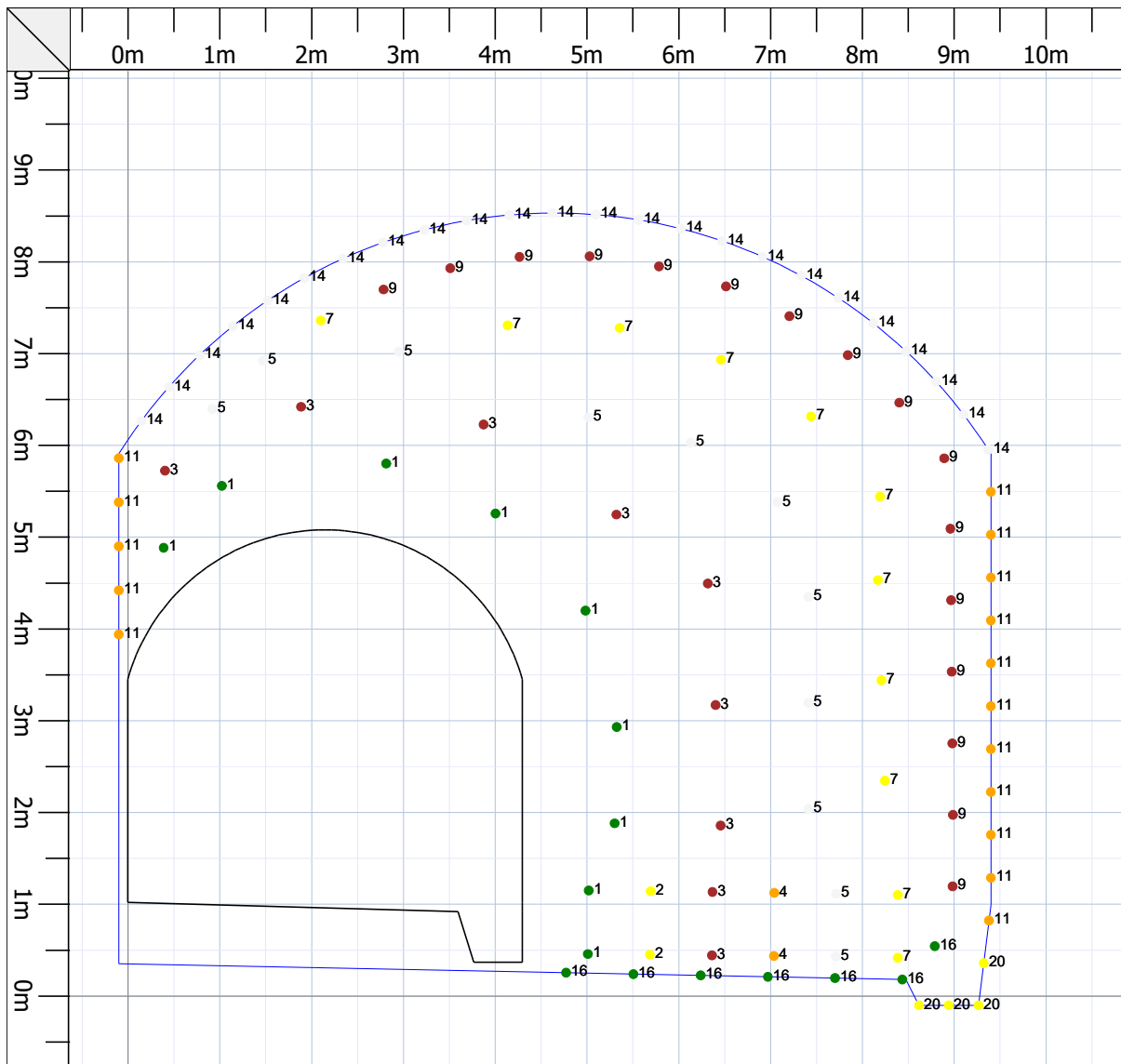
Bilde av borplan



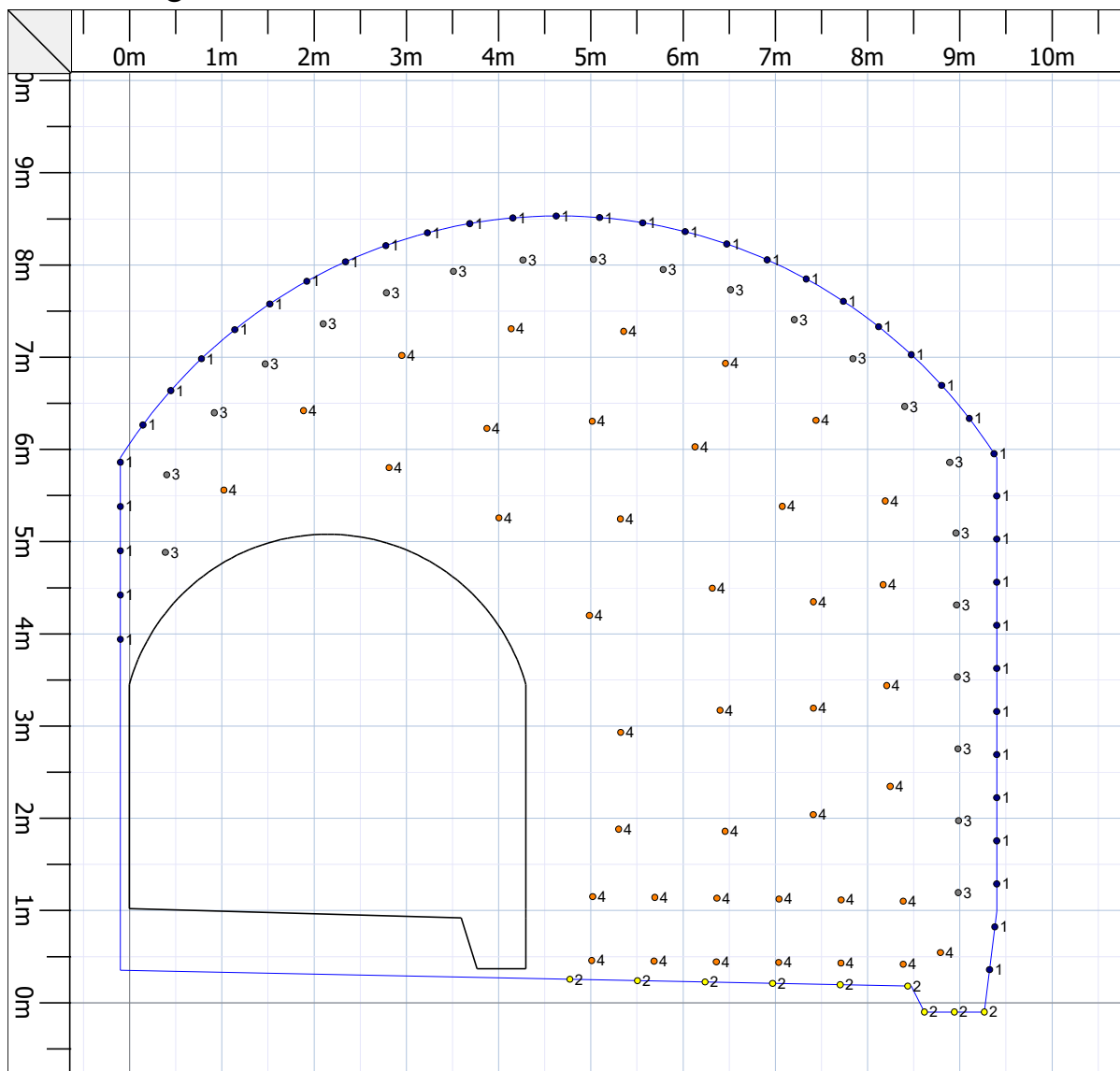
Sekvens



Tennerkart

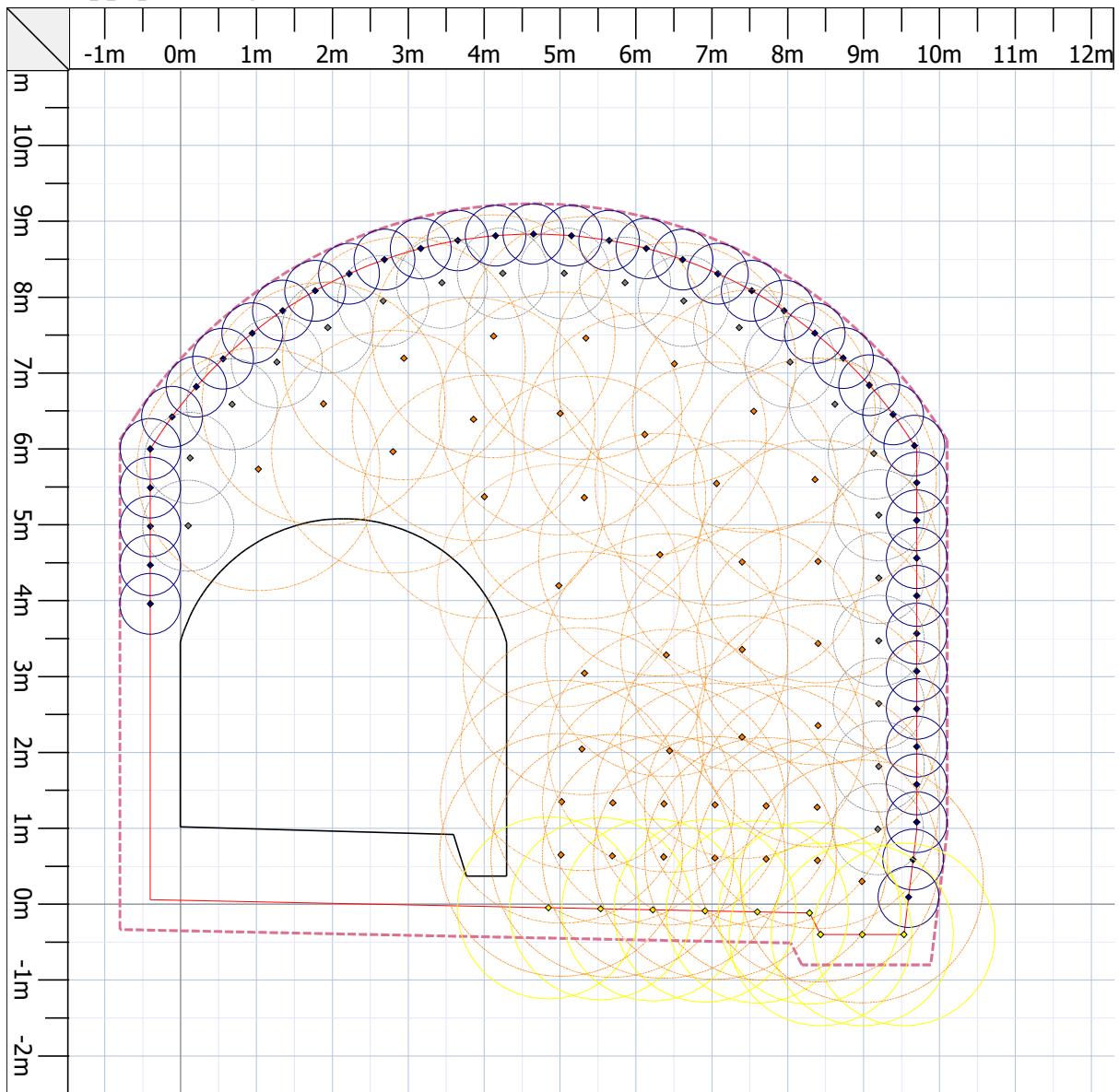


Ladningskart

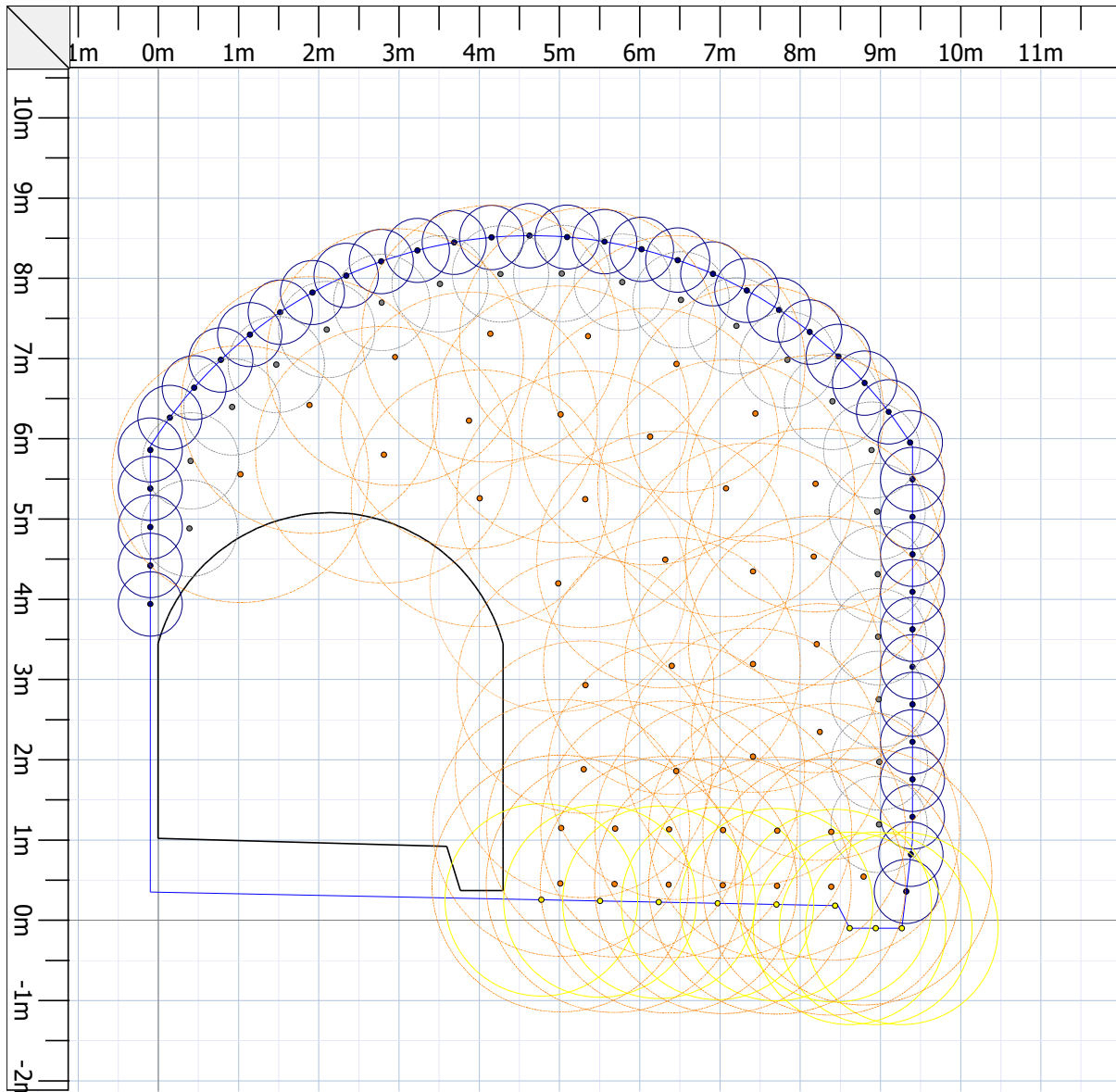


Nummer	ID	Stemming [m]	Pipe [m]	Bunn [m]
1	Kemiitti-350g	1,00	Kemiitti-810 350g/m 3,90	Kemiitti-810 1800g/m 0,10
2	Kemiitti-800g	0,50	Kemiitti-810 800g/m 4,40	Kemiitti-810 1800g/m 0,10
3	Kemiitti-500g	1,00	Kemiitti-810 500g/m 3,90	Kemiitti-810 1800g/m 0,10
4	Kemiitti-1200g	1,50	Kemiitti-810 1200g/m 3,40	Kemiitti-810 1800g/m 0,10

Oppsprekking ved bunnen



Oppsprekking ved stoff



Tabell for hulladning

ID	Gjennomsnittsl. Oppsprekking Stemming Pipe			Bunn	Totalt
	[kgREF/m]	[m]	[m]		
Kemiitti-500g	0,560	0,600	1,00	Kemiitti-810 500g/m 3,90 * 0,50	Kemiitti-810 1800g/m 5,00m 0,10 * 1,81 2,131kg
Kemiitti-800g	0,900	1,200	0,50	Kemiitti-810 800g/m 4,40 * 0,80	Kemiitti-810 1800g/m 5,00m 0,10 * 1,81 3,701kg
Kemiitti-1200g	1,350	1,600	1,50	Kemiitti-810 1200g/m 3,40 * 1,20	Kemiitti-810 1800g/m 5,00m 0,10 * 1,81 4,261kg
Kemiitti-350g	0,390	0,400	1,00	Kemiitti-810 350g/m 3,90 * 0,35	Kemiitti-810 1800g/m 5,00m 0,10 * 1,81 1,546kg

Sprengstoffbruk

Sprengstoff	Ladning Lengde Sammendrag	Ladning [kg] Sammendrag
Kemiitti-810 1800g/m	11,10	20,091
Kemiitti-810 350g/m	159,90	55,965
Kemiitti-810 800g/m	39,60	31,680
Kemiitti-810 500g/m	81,90	40,950
Kemiitti-810 1200g/m	136,00	163,200
Totalt:	428,50	311,886

Tennerbruk

Tenner	Tidsinnstilling	Nummer
1	100	9
2	200	2
3	300	9
4	400	2
5	500	11
7	700	11
9	900	16
11	1100	16
14	1400	24
16	1600	7
20	2000	4

Forsinkertidbruk

Forsinker [ms]	Nummer
----------------	--------

Øyeblikkssammendrag (uten overflateforsinkelser)

Tidsinnstilling	Forsinker [ms]	Tenner	Antall hull	Total masse [kg]
100	0	1	9	36,219
200	0	2	2	8,522
300	0	3	9	36,219
400	0	4	2	8,522
500	0	5	11	42,611
700	0	7	11	44,741
900	0	9	16	34,096
1100	0	11	16	24,736
1400	0	14	24	37,104
1600	0	16	7	26,467
2000	0	20	4	12,649

Stuff profil overflateareal = 71,43 m²

Bunnprofil overflateareal _ 81,48 m²

Bormeter, dm = 555,77 m

Profilbasert borplan volum, V=300,97 m³

Sum total masse, m= 311,89 kg

m / V = 1,04 kg/m³

dm / V = 1,85 m/m³

