

Strindheimtunnelen - Stabilitetsanalyse og vurderinger av påhugget ved dagsone vest

Asgeir Samstad Gylland

Geofag og petroleumsteknologi

Innlevert: Mai 2012

Hovedveileder: Krishna Kanta Panthi, IGB

Medveileder: Bent Aagaard, Sweco Norge AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk



Your ref.: MS/N08T13/IGB/AGKP

Date: 11.01.2012

**TGB4930-INGGEOL/BERGMEK-MSc thesis
for
Eng. geo. student Asgeir Samstad Gylland**

**ASSESSMENT AND ANALYSIS OF STABILITY OF TUNNEL ENTRANCE AT THE STRINDHEIM
TUNNEL**

Background

The Strindheim tunnel is a road tunnel under construction in Trondheim. It is part of the E6 Trondheim – Stjørdal upgrading project. The tunnel passes through the slope between Strindheim and Møllenberg and consists of two tubes with Norwegian standard dimensions of T9 each. Each main tube has a length of 2500 meters. In addition, there are two access tubes with 420 meter length. The total excavated tunnel length will be 6400 meters. Out of the 2500 meter, 2000 meter length of each main tube passes through rock mass (rock cover ranging 1 to 67 meters) and 500 meters through moraine quick clay. The tunnel through the quick clay deposit will be fully concrete lined.

Sweco Trondheim is interested to engage a student in carrying MSc study where the two tubes installed in quick clay enters rock at the Møllenberg site. The candidate may visit the project at any time if needed and has also the possibility to carry out laboratory testing of the rock of the site. He will also have full access of the instrumented, measured and mapped data related to the tunnels.

MSc Project task

This MSc thesis work is related to the assessment and analysis of stability where the tunnel constructed through clay deposit enters rock at the Møllenberg site. At this point, the rock coverage is about 1 to 3 meters and the total excavated area need to be large enough to contain the two tubes constructed in the quick clay. In addition, there are installed sheet pile curtains in this part of the rock which is essential to the stability of the surrounding quick clay deposits. Doing excavation with such large dimensions with low rock over coverage could cause stability problems and analysis and assessments is needed.

Hence, the study on the tunnel construction methodology and stability of the rock will be the main focus, and shall include:

- Brief description of the tunnel project, selected tunnel alignment, engineering geological conditions along the alignment etc.
- Laboratory assessment of the site's rock here at the NTNU laboratory.
- Analysis and evaluation of the input variables needed for stability assessment.
- Stability analysis, description and evaluation of construction methodology for excavation and securing of the tunnel entrance.

- Discuss on whether the excavation and securing of the tunnel entrance has been satisfactory or over dimensioned. Also, discuss the applicability of the applied methodology and analysis approach of other tunnels passing through low rock cover.
- Evaluate the challenges of tunnel construction through low rock over cover area and compare with the alternative of introduction of cut slope in order to obtain rock cover exceeding minimum 5 meters limit.

Relevant computer software packages

Candidate shall use the *roc-science package* and other relevant computer software for the master study.

Background information for the study

- Relevant information about the project such as reports, maps, information and data will be provided by Sweco Trondheim and Statens Vegvesen.
- Data collected by the candidate while visiting to project site and from various other sources.
- Data established through laboratory analysis.
- Scientific papers, reports and books in Norwegian tunnelling.
- Literatures in rock engineering, rock support principles and rock mechanics.

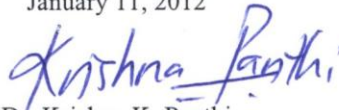
Cooperating partner

Sweco Trondheim is the cooperating partner. The contact person at Sweco Trondheim is **Mr. Bent Aagaard** or as suggested by him.

The project work is to start on January 16, 2012 and to be completed by June 15, 2012.

The Norwegian University of Science and Technology (NTNU)
Department of Geology and Mineral Resources Engineering

January 11, 2012



Dr. Krishna K. Panthi

Associate Professor of geological engineering, main supervisor

Forord

(Forsidebilde viser påhugget ved dagsone vest den 20.11.2011)

Denne oppgaven er skrevet som avsluttende del av masterprogrammet innen Teknisk Geologi ved Institutt for Geologi og Bergteknikk, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Førsteamanuensis Krishna Kanta Panthi har vært hovedveileder ved Institutt for Geologi og Bergteknikk. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Sweco Norge AS, med Bent Aagaard som medveileder.

Jeg vil takke Bent Aagaard og ingeniørgeologiene ved Sweco Norge AS for å ha latt meg ta del i prosjektet ved dagsone vest, for hjelp til oppgaveformulering og for nyttige råd og informasjon underveis i jobbingen med denne oppgaven. En stor takk rettes også til Krishna K. Panthi som gjennom en rekke møter dette semesteret har gitt gode råd, og vært en god diskusjonspartner med sin kunnskap og erfaring innen ingeniørgeologi. Jeg vil også takke min bror Anders S. Gylland, for gode råd innen geoteknikk og for korrekturlesning.

Jeg vil takke Knut Storli ved NCC Constructions for hjelp under befaringer og materialinnsamling ved dagsone vest, og Gunnar Vistnes ved ingeniørgeologisk laboratorium NTNU for hjelp til laboratorietesting av steinprøvene. En takk rettes også til Simen Thorsen ved NCC Constructions for hjelp til innsamling av kostnadsdata og erfaringer ved dagsone vest.

Tilslutt vil jeg takke alle i 5-klasse Teknisk Geologi ved NTNU som har skapt liv og røre på lesesalen gjennom hele dette semesteret.

Trondheim, den 31. Mai 2012



Asgeir Samstad Gylland

Sammendrag

Som del av nye E6 fra Trondheim til Stjørdal skal det bygges en ny tunnel fra Nyhavna til Strindheim. Strindheimtunnelen vil ved ferdigstillelse i 2014 bestå av to parallelle løp med tverrsnitt T9,5 og lengde 2,5 km. Ved dagsonen på Nyhavna (dagsone vest) vil tunnelen ligge som en 300 meter lang betongtunnel i kvikkleire ved nedre Møllenberg før den kommer ut i dagen ved Nyhavna. På grunn av det tettbebygde området og den ustabile kvikkleira er det satt strenge krav til utførelsen av prosjektet. Dette har gitt en rekke utfordrende ingeniørgeologiske problemstillinger, som hovedsakelig er rettet mot påhugget der betongtunnelen går inn i berget. Hvert av tunnellopene vil her ha et tverrsnitt på 96m^2 , og kun være adskilt av en to meter bred pilar. Overdekning er ned mot tre meter.

Sikringen av portalområdet og tunnelen ved dagsone vest er omfattende, og kan deles inn i fire hoveddeler:

- Stagforankring av spunnrørvegg
- Betongdrager og stagforankring over portalen
- Generell sikring i tunnelen
- Konstruksjon av pilaren

Gjennom analyser i form av beregninger og numeriske modeller, er det gjort en vurdering av de sikringstiltak som utført. Generelt er sikringstiltakene ved dagsone vest optimale. Den totale sikkerheten er ivaretatt, men analysene viser at det enkelte steder er små marginer. Analysemetodene er vurdert til å være gode, men som for alle bergmekaniske beregninger og modeller må det gjøres en rekke forenklinger og antagelser. Dette krever god ingeniørgeologisk forståelse når resultatene skal vurderes. Selv om prosjektet ved dagsone vest er et unikt på mange måter, kan det forventes liknende prosjekter i fremtiden. Spesielt gjelder dette tunneldriving med liten overdekning. På denne måten vil de erfaringer, i form av sikringsmetode og beregningsmetode, som gjøres ved dagsone vest og generelt i Norge være nyttig for fremtidige tunnelprosjekter.

For alle tunnelprosjekter må ulike påhuggsplasseringer vurderes. Ofte er det et valg mellom et påhugg med liten overdekning og liten påvirkning på omgivelsene, eller et påhugg med større overdekning der det kreves at det fjernes store mengder masser inn mot påhugget. Dette er også tilfellet ved dagsone vest. Basert på kostnadsdata fra dagsone vest, er det gjort en vurdering av de to alternativene. Ved dagsone vest ble det valgt et påhugg med liten overdekning for å hindre flytting av hus rundt byggegropen. Dette viser seg å være det mest kostnadseffektive valget. Hadde det ikke vært nødvendig å fjerne hus, ville den opprinnelige påhuggsplasseringen vært den mest kostnadseffektive. Generelt er dette en problemstilling som må avgjøres basert på gjennomførbarheten, omgivelsene, kostnadene, tidsforbruk og estetikk.

Abstract

As part of the new E6 from Trondheim to Stjørdal is it planned a new tunnel from Nyhavna to Strindheim. The Strindheim tunnel is scheduled for completion in 2014, and consists of two parallel tubes, both with T9,5 cross section and a total length of 2,5 km. At the tunnel outlet at Nyhavna (dagsone vest), is the tunnel planned as a 300 meter long concrete culvert installed in high sensitive clay. The surrounding area is densely built up, and it is therefore set strict requirements regarding execution and planning of the project. This has created a number of challenging engineering geological issues, which mainly involves the portal area where the culvert enters rock. At the tunnel portal does each of the tunnels have a cross section area of 96m^2 , only separated by a two meter wide pillar. The rock over coverage at the tunnel portal is three meters.

The rock securing measures at the tunnel portal area are comprehensive, and may be divided into four categories:

- Anchoring of the sheet pile curtain to rock
- Concrete beam and rock anchors above the portal
- General securing measures in the tunnel
- Construction of the pillar

Based on calculations, evaluations and numerical models are there carried out an analysis on each of the four rock securing categories. In general are all of the securing measures optimal. However, the analyses show that there are small margins. Calculations and numerical models used in the analysis are considered satisfactory, but depends on several simplifications. This is in general the case for any rock engineering analysis. When such analyses are done, it is therefore important to have good geological insight. Although the project is unique in many ways, it can be expected similar projects in the future. In particular, this applies to tunneling with low rock over coverage. In this way may the experiences, in form of analysis methods and securing measures made at dagsone vest and all over Norway, be useful for future underground projects.

For any tunnel projects are there necessary to consider different portal placements. This is often a choice between a portal with low rock over coverage with little impact on the environment, or a portal with higher rock over coverage, but where it is required to remove large amounts of masses in order to reach the portal area. At dagsone vest were there evaluated two such different portal placements. Based on cost data from dagsone vest, it is done an economic comparison between the two alternatives. The final alternative at dagsone vest was a portal with low rock over coverage, mainly chosen to prevent the removal of four surrounding houses. This is, based on the analysis, the most cost effective alternative. Still, had it not been necessary to remove these houses, would the original alternative been the most cost effective. In general, this is an issue that must be decided based on feasibility, environment, costs, time consumption and aesthetics.

Innholdsfortegnelse

Oppgavetekst.....	I
Forord.....	III
Sammendrag.....	V
Abstract.....	VII
Innholdsfortegnelse.....	IX
Figurliste.....	XIII
Tabelliste.....	XV
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Hensikt.....	1
1.3 Metode	1
2 Strindheimtunnelen	3
2.1 Beskrivelse.....	3
2.2 Dagsone øst.....	4
2.3 Dagsone vest.....	5
2.3.1 Byggegroppen	5
2.3.2 Fjelltunnel.....	7
3 Tunneldriving med liten overdekning	9
3.1 Introduksjon.....	9
3.2 Dagfjellsonen.....	9
3.3 Erfaringer i Norge.....	10
3.3.1 Påhugg.....	10
3.3.2 Injeksjon	11
3.3.3 Frysning.....	14
3.3.4 Armerte buer og spilingbolter	14
3.3.5 Rørskjermer	19
3.3.6 Drivemetoder.....	19
3.3.7 Monitorering.....	20
3.3.8 Erfaringer fra driving gjennom svakhetssoner	21
3.3.9 Oppsummering	22
4 Ingeniørgeologiske forundersøkelser	23
	IX

4.1	Utførte undersøkelser	23
4.1.1	Ingeniørgeologisk kartlegging.....	23
4.1.2	Grunnboringer ned til fjell.....	23
4.1.3	Kjerneboringer i fjell.....	23
4.1.4	Geofysiske undersøkelser.....	23
4.1.5	Poretrykksmålinger	23
4.2	Resultater	24
4.2.1	Bergarter og bergartsfordeling	24
4.2.2	Løsmassefordeling og bergoverdekning	24
4.2.3	Sprekker	24
4.2.4	Svakhetssoner.....	25
4.2.5	Hydrogeologiske forhold.....	26
4.3	Laboratorieundersøkelser	27
4.3.1	Prøvepreparering	27
4.3.2	Gjennomføringen av testene.....	28
4.3.3	Resultater.....	28
4.4	Undersøkelser under driving	28
5	Ingeniørgeologiske vurderinger	31
5.1	Bergartsfordeling	31
5.2	Løsmassefordeling og overdekning.....	31
5.3	Grunnvann	32
5.4	Oppsprekking.....	32
5.5	Bergmekaniske egenskaper	34
5.6	Skjærmotstand langs diskontinuiteter.....	35
5.7	Numerisk modellering	38
5.7.1	Introduksjon	38
5.7.2	Inputparametere til Phase2	38
5.7.3	Modellene.....	49
5.7.4	Bergspenninger.....	50
5.7.5	Bergsikring	51
5.8	Parametre til vurdering av stagforankring	53
6	Plassering av påhugg.....	57
6.1	Beskrivelse.....	57

6.2	Generell vurdering	57
6.3	Dagsone vest.....	59
7	Sikringsmetode ved dagsone vest	63
7.1	Beskrivelse.....	63
7.2	Stagforankring av spuntrør	63
7.3	Betongdrager og stagforankring over tunnelportalen	64
7.4	Generell sikring i tunnelen	65
7.5	Pilaren mellom tunnellopene	65
8	Analyse og vurdering	67
8.1	Stagforankring av spuntrør	67
8.1.1	Mothold i berget	67
8.1.2	Stagforankring	68
8.1.3	Vurdering	71
8.2	Betongdrager og stagforankring over tunnelportalen	73
8.2.1	Krefter	74
8.2.2	Beregninger	76
8.2.3	Resultater.....	79
8.2.4	Andre stabiliserende forhold	82
8.2.5	Vurdering	83
8.3	Generell sikring i tunnelen	84
8.3.1	Tverrsnittsprofil.....	84
8.3.2	Sideprofil.....	87
8.3.3	Vurderinger	90
8.4	Pilaren mellom tunnellopene	90
8.4.1	Beregninger	91
8.4.2	Valg av pilartype	93
8.4.3	Monitorering.....	94
8.4.4	Vurdering	95
8.5	Beregningsmetodene	95
8.5.1	Stagforankring	95
8.5.2	Betongdrager og forspente stag.....	96
8.5.3	Numerisk analyse	96
8.5.4	Pilarberegninger	97

8.5.5	Inputparametere.....	97
8.6	Erfaringer fra dagsone vest.....	97
9	Konklusjon	99
	Litteraturliste	101
	Vedlegg.....	A1

Figurliste

Figur 1: Oversiktsbilde over tunneltraseen (Statens Vegvesen 2006a).....	3
Figur 2: Strindheimkrysset ved ferdigstillelse (vegvesen.no (03.02.2012))	4
Figur 3: Planprofil og sideprofil av spunnrørveggen	5
Figur 4: Tverrsnitt av byggegropen.....	6
Figur 5: Sideprofil av påhugget.....	7
Figur 6: Tverrsnittprofil av påhugget	7
Figur 7: Forinjisering (Illustrasjon av Arild W. Solerød)	11
Figur 8: Tunneltrase under Halvorsens veg (Holsbrekken & Nesje 2008)	12
Figur 9: Svakhetsone ved Billingstad (Asting 2004).....	13
Figur 10: Avstivet spuntgrop ved Billingstad (Frogner & Rongved 2004)	13
Figur 11: Spilingbolter i kombinasjon med radielle bolter (NFF 2008)	15
Figur 12: Prinsippskisse av armerte buer (Holmøy & Aagaard 2002).....	16
Figur 13: Uniform og konsentrert last på armert bue (Statens Vegvesen 2010a)	16
Figur 14: Hvelvirkning mellom armerte buer	17
Figur 15: Delt salve og sikring med spilingbolter og radielle bolter (NFF 2008)	18
Figur 16: Eksempel på bruk av rørskjermer (NFF 2008).....	19
Figur 17: Konvergensmåliger (NFF 2008).....	20
Figur 18: Montering av ekstensometer.....	21
Figur 19: Ulike svakhetssoner (Panthi 2006).....	25
Figur 20: Plassering av poretryksmålere (Statens Vegvesen 2009b).....	26
Figur 21: Plassering av deformasjonsmålere	28
Figur 22: Deformasjonsplott hentet den 7. mars 2012	29
Figur 23: Bergartsfordeling ved dagsone vest (Statens Vegvesen 2006a).....	31
Figur 24: Løsmassefordeling ved dagsone vest (Johnsen & Beitnes 2011).....	32
Figur 25: Sprekkerose og stereonett for profil 400-1000 (Statens Vegvesen 2006a)	33
Figur 26: Hovedsprekkeretninger over påhugget.....	34
Figur 27: Sprekkes overflatekarakter relatert til JRC og J_r (Barton & Bandis 1990)	36
Figur 28: Reduksjon i enaksial trykkfasthet ved ulik forvitningsgrad (Panthi 2006).....	37
Figur 29: Prøvestørrelsens påvirkning på bergmassens oppsprekning (Hoek & Brown 1997).....	38
Figur 30: Bergets styrke før og etter et sprøtt brudd (Cai et al. 2007)	40
Figur 31: Sidevegg av påhugget etter de første salvene.....	41
Figur 32: Generelt GSI-skjema med GSI verdier for gneis (Marinos & Hoek 2000).....	43
Figur 33: GSI basert på blokkvolum og sprekkedisjonsfaktor (Cai et al. 2004).....	46
Figur 34: Skjærstyrke langs en ujevn overflate (Hoek 2007)	47
Figur 35: De to numeriske modellene	49
Figur 36: Deformasjonsplott ved dagsone vest fram til 19.04.2012.	51
Figur 37: Internt trykk fra sikringstiltakene i tunnelen	52
Figur 38: Interne trykk i den numeriske modellen	52
Figur 39: Sammenfallende bruddkjegler	53
Figur 40: Brudd i lagdelt berg	54
Figur 41: Endelig og opprinnelig påhugg	57

Figur 42: Generell tunnel med ulike påhuggsplasseringer	58
Figur 43: Sideprofil med de to påhuggsalternativene markert	60
Figur 44: Prinsippskisse av byggegropen	63
Figur 45: Side og plan profil av betongdrager og stagforankring	64
Figur 46: Generell sikring de første 12 meterne av tunnelen	65
Figur 47: Prinsippskisse av pilarsikringen	66
Figur 48: Stagforankring av spunnrør til berg	67
Figur 49: Dekomponering av stagkraften P	69
Figur 50: Bruddkjegle ved ubegrenset antall stag (Statens Vegvesen 2010b)	71
Figur 51: 3D modell og sideprofil av tunnelportalområdet	73
Figur 52: Krefter på tunnelhengen	74
Figur 53: Vanntrykk langs bruddflaten	75
Figur 54: Krefter på bruddplanet	76
Figur 55: Mulige bruddplan	77
Figur 56: Skisse over bruddplanene brukt i beregningene	78
Figur 57: Stabiliserende/Drivende krefter ved ulike stagvinkler (Θ)	79
Figur 58: Friksjonsvinkel (φ) og kohesjon (c) ved ulike bruddvinkler (β)	80
Figur 59: R51N stag, c/c 0,75m	81
Figur 60: T76N for nederste stag og R51N for øverste stag, c/c 0,75m	81
Figur 61: T76N for nederste stag, og R51N for øverste stag, c/c 1,5m	81
Figur 62: T76N stag, c/c 1,5m	82
Figur 63: Andre stabiliserende forhold	82
Figur 64: R51N stag, c/c 2,25m og spilingbolter c/c 0,3m	83
Figur 65: Totale deformasjoner med sikringstiltak	85
Figur 66: Totale deformasjoner uten sikringstiltak	86
Figur 67: Modellering med fire alternative sikringsmetoder	87
Figur 68: Oppbygging av sideprofilmodellen	88
Figur 69: Total deformasjon uten sikringstiltak	88
Figur 70: Vertikale deformasjoner med sikringstiltak	89
Figur 71: Virkeområde og pilarområde	91
Figur 72: Vertikale spenninger ved profilnummer 293	93
Figur 73: Spenningsfordelinger i en pilar	94

Tabelliste

Tabell 1: Poretrykksmålinger (Statens Vegvesen 2009b)	27
Tabell 2: Resultater fra laboratorieundersøkelsene	28
Tabell 3: Klassifisering av forvitningsgrad som presentert av ISRM (Panthi 2006).....	37
Tabell 4: Skjema for bestemmelse av Hoek-Brown konstanten m_i (Marinos & Hoek 2000) .	42
Tabell 5: Skjema for bestemmelse av sprekkenes undulerende karakter J_w (Cai et al. 2004) .	44
Tabell 6: Skjema for bestemmelse av sprekkenes ruhet J_S (Cai et al. 2004)	45
Tabell 7: Skjema for bestemmelse av sprekkefylling J_A (Cai et al. 2004)	45
Tabell 8: Generell veiledning for valg av residualparametrene (Crowder & Bawden 2004) ..	47
Tabell 9: Residualparametre og dilasjon	48
Tabell 10: Generelle parametre brukt i Phase2	48
Tabell 11: Inputparametre til Phase2.....	48
Tabell 12: Bergets bruddvinkel og skjærstyrke (Statens Vegvesen 2010b).....	54
Tabell 13: Skjærstyrke mellom sement og berg (Wylie & Mah 2004)	55
Tabell 14: Skjærstyrke mellom sement og berg 2 (Statens Vegvesen 2010b).....	55
Tabell 15: Stagens tekniske spesifikasjoner	56
Tabell 16: Parametre til vurdering av stagforankringer	56
Tabell 17: Valg av påhugg	59
Tabell 18: Vurdering av påhuggsalternativene ved dagsone vest	61
Tabell 19: Kostnadsanslag	62
Tabell 20: Inputparametre	79
Tabell 21: Systeminnstillinger i Phase2	84
Tabell 22: Fordeler og ulemper ved ulike pilartyper.....	94

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Denne masteroppgaven er skrevet som avsluttende del av masterprogrammet innen Teknisk Geologi ved Institutt for Geologi og Bergteknikk, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet i samarbeid med Sweco Norge AS og NCC.

Som del av utbedringen av E6 fra Trondheim til Stjørdal, skal det bygges en 2,5 km lang tunnel fra Nyhavna til Strindheim. Tunnelen vil bestå av to parallelle løp, ett løp per kjøreretning med to felt i hver kjøreretning. I utløpet ved Nyhavna, kalt dagsone vest, vil tunnelen gå gjennom kvikkleireavsetninger samt i berg med liten overdekning. Området ved dagsone vest er tettbebygget, og består av både boliger og et shoppingssenter. Det er derfor satt strenge krav til utførelse av bergarbeidene, da et eventuelt ras eller store deformasjoner vil kunne få store konsekvenser.

Prosjektet er på mange måter helt unikt. Det er samtidig et bilde på fremtidens tunnelprosjekter. Spesielt gjelder dette for tunneldriving med liten overdekning. De erfaringer som gjøres ved dette prosjektet, og andre norske tunnelprosjekter under liknende forhold, har derfor stor nytteverdi for fremtidens tunnelprosjekter.

1.2 Hensikt

Hensikten med denne oppgaven er å assistere entreprenøren NCC og deres rådgivere i Sweco Norge AS. Ved å vurdere de sikringstiltakene som skal utføres vil det være mulig å avgjøre om sikringen er tilfredsstillende, eventuelt over eller under dimensjonert. På bakgrunn av de beregninger som gjøres og erfaringer fra andre liknende tunnelprosjekter, kan det vurderes om disse sikringstiltakene og beregningsmetodene er gunstige for liknende prosjekter i fremtiden.

Påhugget ved dagsone vest var i det opprinnelige anbudet plassert lengre inne i fjellet enn den endelige plasseringen. Dette førte til at fjelloverdekning ved påhuggert ble redusert. Dette ga ustabile forhold ved portalområdet og langs de første 15 meterne av tunnelene. På bakgrunn av kostnadsdata fra dagsone vest er det mulig å gjøre en vurdering som sammenlikner disse to påhuggsplasseringene.

Denne vurderingen kan videre overføres til et generelt perspektiv. Påhuggsplasseringen er en problemstilling som er gjeldende for alle tunnelprosjekter. Det er ofte et valg mellom et ustabil påhugg med liten overdekning eller et stabilt påhugg lengre inne i fjellet, men som vil kreve fjerning av store mengder masser. En slik vurdering kan gi retningslinjer for hvordan påhuggsplasseringen skal kunne vurderes ved andre tunnelprosjekter.

1.3 Metode

Analyse og beregningsmetodene i denne oppgaven er hentet fra ulike norske og internasjonale håndbøker og tidsskrifter. Metodene i ettertid tilpasset dagsone vest. De to numeriske modellene er konstruert i softwareprogrammet Phase2 versjon 7.0, utgitt av Rocscience Inc.

Inputparametre for beregningene er hentet fra ingeniørgeologiske rapporter, bergmekaniske laboratorieforsøk, befaringer, og arbeidstegninger fra Statens Vegvesen, NCC og Sweco Norge AS. Dette har utgjort grunnlaget for alle beregninger og numeriske modeller.

Ved hjelp av NCC og Sweco har det vært mulig å oppdrive ulike erfaringer og kostnadsdata fra dagsone vest. Studiene vedrørende tunneldriving med liten overdekning er utført med grunnlag i ulike håndbøker og tidsskrifter. For å skildre norske forhold er det hovedsakelig blitt brukt norsk litteratur.

2 Strindheimtunnelen

2.1 Beskrivelse

Som en del av oppgraderingen av E6 gjennom Trondheim mot Stjørdal, ble det våren 2010 startet driving av en tunnel fra Nyhavna til Strindheim, se Figur 1. Tunneldrivingen er planlagt ferdig i slutten av 2012, og skal åpnes for trafikk i 2014.



Figur 1: Oversiktsbilde over tunneltraseen (Statens Vegvesen 2006a)

Hovedtunnelene drives som to parallelle løp med tverrsnitt T9,5 og 19,5 meter gjennomsnittlig innbyrdes senteravstand. Hver kjøretning får et separat løp med to felt. Den totale tunnallengden per løp er 2,5 km, der 2,2 km drives gjennom berg. De resterende 0,3 km ligger som betongtunnel i løsmassene ved utløpet på Nyhavna. Fra påhugget på Strindheim drives det i tillegg to av og på ramper mot en rundkjøring i dagen. Hver av disse tunnelene er 420 meter, og drives med profil T7. Totalt skal det drives 5,24 km tunnel i berg.

Statens Vegvesen (SVV) er byggherre for prosjektet som er delt inn i to entrepriser:

1. **Skanska** driver begge tunnellopene og av og på ramper i berg på Strindheim. Hovedtunnelene drives fra Strindheimsiden frem til påhugget i berg ved Nyhavna.
2. **NCC** står for installasjon av betongtunnelen i løsmassene ved Nyhavna, merket som dagsone vest i Figur 1. I tillegg skal det drives 15 meter tunnel i berg slik at tunnelen kan kobles til hovedtunnelen drevet av Skanska.

Prosjektet gjennomføres i tettbebygde områder med stedvis liten overdekning. Det settes derfor strenge krav til:

- Sprengningsarbeidene med tanke på støy og rystelser i grunnen.
- Injisering og andre tetningstiltak for å unngå setninger i grunnen over tunnelene.
- Bergsikring for å opprettholde god stabilitet.
- Plassering av påhugg og arealbruk.
- Midlertidig infrastruktur under byggefasen.

Det er spesielt knyttet utfordringer til de to påhuggsområdene ved Nyhavna og Strindheim, kalt dagsone vest og dagsone øst. Begge dagsone befinner seg i tettbebygde strøk med allerede eksisterende infrastruktur. Denne infrastrukturen består av viktige innfartsårer inn og ut av Trondheim sentrum. Disse må være kontinuerlig åpne for trafikk under hele byggefasen.

2.2 Dagsone øst

Dagsonen ved Strindheim, kalt dagsone øst, skal ved ferdigstillelse bestå av et tre plans kryss, se Figur 2. Ved nederste plan kommer hovedtunnelene ut, ved midterste plan kommer av og på rampene ut i dagen, og på øverste plan skal det bygges en rundkjøring for vegnettet over bakken. Dagens situasjon er at krysset kun består av et overtrafikkert plan.



Figur 2: Strindheimkrysset ved ferdigstillelse (vegvesen.no (03.02.2012))

Plassbegrensningen har ført til liten bergoverdekning for påhugget, samt liten avstand mellom rampe og hovedtunnelen. Dette har vanskeliggjort arbeidet, og satt ekstra krav til utførelse og sikring av tunnelarbeidene.

Området er fra før både tettbebyggt og mye trafikkert, noe som skaper utfordringer med tanke på omdirigering av trafikk og plassbegrensninger. Under byggeprosessen må byggeplassen kontinuerlig endres for best mulig tilpasning mellom trafikk og anleggsdrift.

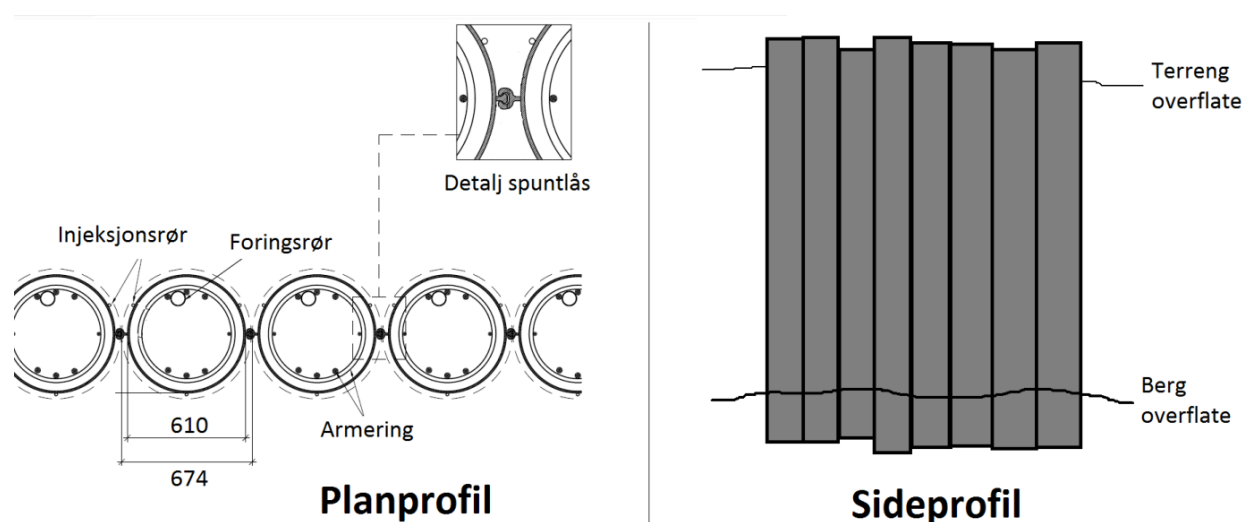
2.3 Dagsone vest

Tunnelen ved Nyhavna vil ved ferdigstillelse bestå av to parallelle løp i en 300 meter lang betongtunnel. Denne vil kobles til de to tunnellopene som drives fra dagsone øst.

2.3.1 Byggegropen

Løsmassene ved dagsone vest består blant annet av kvikkleire. Dette gjør området sensitivt med tanke på omrøring, rystelser og poretrykksendringer. Et faremoment med kvikkleira i en byggesituasjon som denne, er at en liten lokal kollaps kan føre til at hele området kolliderer eller blir betydelig svekket. Kvikkleira setter derfor strenge krav til utførelsen og sikkerheten for alle aktiviteter ved dagsone vest. Området er tettbebygget og inneholder både handelssentrum og boliger. Et eventuelt kvikkleireskred kan derfor få store konsekvenser.

NCC fikk entreprisen med sin unike bruk av spunnrør i en åpen byggegrop, se Figur 3. De kunne dermed sikre en rask og sikker fremdrift samtidig som byggegropen ble smalest mulig. På grunn av dette sparte de flere nærliggende bygninger fra å bli midlertidig flyttet.



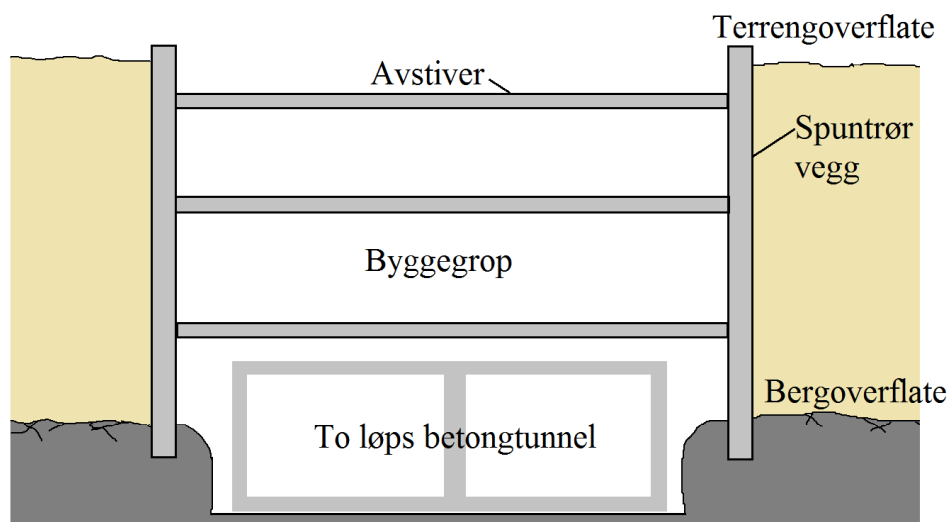
Figur 3: Planprofil og sideprofil av spunnrørvegg

Spunnrørene blir boret fra terrengoverflaten gjennom kvikkleira, og videre 1-2 meter ned i berget for å sikre godt feste. De blir senere fylt med sement gjennom injeksjonsrør, samt sikret med armering ved behov. Dette gjøres for å øke tettheten og stivheten sammenliknet med en vanlig spuntvegg. Hvert spunnrør har en festemekanisme på hver side slik at spunnrørene kan kobles sammen under installasjonsprosessen. Dette skaper en tett barriere rundt byggegropen som hindrer poretrykksendringer i de omkringliggende massene (Johnsen & Beitnes 2011).

Som et tiltak for å hindre vannlekkasjer gjennom berget i bunn av byggegropen, er det under hvert spunnrør gjennomført injeksjon i berget. I de delene av byggegropen hvor betongtunnelen skal ligge på kvikkleira og ikke på berg, er det utført jet grouting mellom spunnrørvegg og kvikkleira. Dette er gjort for å øke friksjonen mellom kvikkleira og spunnrørvegg (Haugen 2011).

Mellom den installerte spunnrørveggene blir kvikkleira før utgravning gitt ekstra stabilitet ved at det blandes inn kalk og sement. Dette forgår ved bruk av en stor visp som roteres og presses ned i leira. Samtidig blandes det inn kalk og sement, og resultatet er en kalksementpel. Dette har økt kvikkleiras udrenert skjærstyrke (S_u) fra et gjennomsnitt på 50 kPa til et gjennomsnitt på over 120 kPa. Kalksementstabiliseringen er gjort for å muliggjøre utgravningen av massene, skape bæreevne i kvikkleira, øke passivt jordtrykk mot spunnrørveggene og for å stabilisere kvikkleira under betongtunnelen. Det ble i forkant utført laboratorieforsøk og omfattende feltforsøk for å vurdere optimal innblandingsmengde. Resultatene fra disse forsøkene viste at en relativt lav innblandingsmengde på 30 kg/m^3 var tilfredsstillende. Herdetiden for kalksementpelene er opptil seks uker (Haugen 2011).

Etter hvert som kvikkleira mellom spunnrørveggene graves ut, blir det installert avstivere mellom spunnrørveggene på hver side av byggegropa på flere nivåer. Det skapes dermed nok motkraft inne i byggegropa til å holde tilbake kreftene skapt av de omkringliggende løsmassene. Sluttresultatet er en tett og stabil byggegrop med minst mulig inngrep i omgivelsene rundt. Byggegropa blir kontinuerlig overvåket med deformasjonsmålinger, lastmålinger og poretrykksmålinger. Et typisk tverrsnitt av den 300 meter lange byggegropaen kan sees i Figur 4.



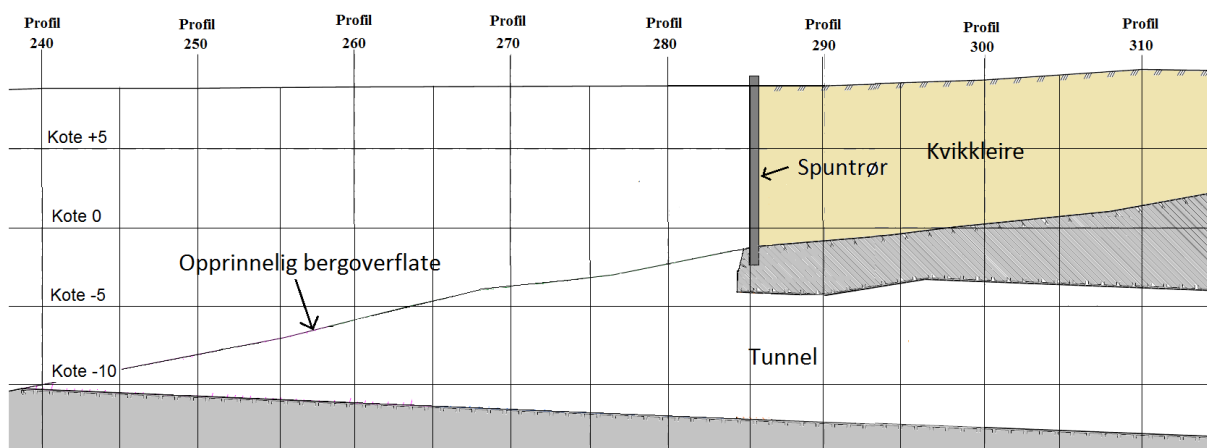
Figur 4: Tverrsnitt av byggegropaen

Noen nøkkeldata for byggegropaen (Haugen 2011):

- Det skal fjernes $142\,000 \text{ m}^3$ med løsmasser og $15\,000 \text{ m}^3$ med berg.
- Det skal totalt brukes 3200 tonn armering og $31\,000 \text{ m}^3$ betong.
- Det skal installeres $17\,400 \text{ m}^2$ med spuntvegger der 4200 m^2 er rørsputt.
- Det skal totalt innblandes 213 00 meter med kalksementpeler.
- I byggegropaen skal det installeres totalt 203 stk. innvendige røravstivere. Sikkerhetsmarginen er en røravstiver.
- På det meste er byggegropaen 20 meter dyp, der jordtrykket mot spunnrørveggen er 673 kN/m .

2.3.2 Fjelltunnel

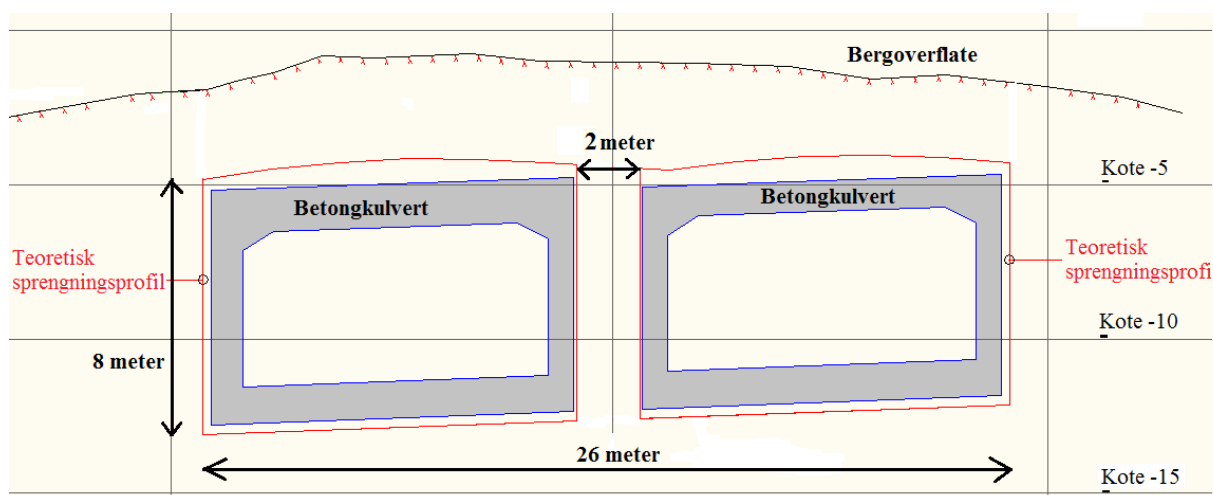
Etter at byggegropen er ferdig utgravd og stabilisert, skal det videre drives femten meter med tunnel i berg. Her skal tunnelen ved dagsone vest kobles til hovedtunnelene som er drevet fra Strindheim. De femten meterne drives med liten overdekning og dårlig stabilitet, se Figur 5.



Figur 5: Sideprofil av påhugget

Fjelloverdekningen varierer fra 3-6 meter de første femten meterne. I tillegg er spuntrørveggen festet til berget over påhugget, noe som skaper ekstra påkjenning på berget. En eventuell kollaps ved påhugget vil derfor også kunne føre til skade på spuntrørveggen. Siden spuntrørveggen er essensiell for å holde byggegropen tett og stabil, er det derfor viktig at kollaps eller store deformasjoner unngås.

Tunneltverrsnittet må være stort nok til å kunne videreføre de to betongkultvertene som går gjennom løsmassene. Se Figur 6 for tverrsnittsskisse av tunnelportalen.



Figur 6: Tverrsnittprofil av påhugget

Totalt er bredden av de to tunnellopene og bergpilaren lik 26 meter med gjennomsnittlig høyde på åtte meter. Mellom de to tunnellopene settes det igjen en to meter bred bergpilar.

Dette gir totalt tverrsnitt på 208 m^2 uten pilaren, eller to tunnellop med tverrsnitt 96 m^2 og to meter innbyrdes avstand.

3 Tunneldriving med liten overdekning

3.1 Introduksjon

Det har de siste tiårene skjedd en økning i antall prosjekter der tunneldriving med liten overdekning har vært en problemstilling. Dette er hovedsakelig grunnet utbyggingen av infrastruktur i tettbebygde strøk. Befolkningen tenderer i å flytte til de store byene, noe som fører til overbelastning av eksisterende infrastruktur. En mulig løsning i slike tilfeller er å flytte infrastrukturen underjords. I urbane områder har dette positiv effekt både som følge av mindre forurensning fra biler i gatene, samt frigjøring av areal til andre formål. På den andre siden setter dette ekstra krav til driving og ferdigstillelse av tunnelen.

Ettersom tunnelene skal fungere sammen med den allerede eksisterende infrastrukturen og passe inn i bybildet, er ofte tunneltraseen og påhuggene på forhånd bestemt. Dette gir liten mulighet for tilpasning av tunneltraseen og påhuggene ute fra de geologiske forholdene. I tillegg begynner det i de største byene å bli plassmangel underjords, da det over tid er bygd ut en rekke underjordsanlegg til ulike formål. Dette har ført til at tunneler stedvis må drives med liten overdekning, spesielt ved portalområdene. Strindheimtunnelen er et slikt eksempel, der omgivelsene har bestemt påhuggsplasseringene.

En annen problemstilling som er gjeldene i denne sammenheng, er plasseringen av påhugget for generelle tunnelprosjekt. Er det mer lønnsomt å sprengte bort store mengder med masser for å oppnå et stabilt påhugg, kontra å drive tunnel med liten overdekning langs denne delen av tunnelen. Dette er en problemstilling som nå er mer aktuell enn tidligere, da flere erfaringer og nye tekniske løsninger muliggjør tunneldriving med liten overdekning.

Det kan forventes en rekke tunnelprosjekter i fremtiden, der tunneldriving med liten overdekning er en problemstilling. Erfaringene fra tidligere prosjekter er derfor nyttige. På den måten kan de problemene som måtte dukke løses på best mulig måte.

3.2 Dagfjellsonen

Å drive tunnel med liten overdekning kan gi ekstra utfordringer med tanke på stabilitet og innlekkasje. Forvitret berg i terengoverflaten defineres som dagfjellsonen. Dette er fjell som har blitt ekstra utsatt for ulike typer forvitring. Dette er fordi tilgangen på vann og oksygen her er større. Forvitringen kan videre resultere i belegg langs sprekkene, noe som reduserer friksjonen. Over grunnvannspeilet vil belegget hovedsakelig være jernoksid. Under grunnvannspeilet kan det derimot foregå omfattende oppløsning av kalkspat. Dette gir åpne sprekker, og dannelse av sleppemateriale. En annen faktor som fører til økt forvitring i dagfjellsonen er temperaturvekslinger. Dette fører til økt oppsprekning ved blant annet frostsprengning (Nilsen & Broch 2009). Dagfjellet er derfor generelt mer oppsprukket og svakere enn det underliggende fjellet. Muligheten for kollaps, nedfall og vannførende sprekker er derfor større jo nærmere fjelloverflaten man kommer. Stabiliserende og tettende tiltak er derfor viktig.

Dagfjellsonens mektighet vil variere sterkt fra lokasjon til lokasjon. Generelt har dagfjellsonen i Norge liten mektighet da forvitret og svakt berg ble erodert bort av isbreer under siste istid. Dypforvitring finnes likevel på høyfjellet hvor isbreene ikke har erodert like mye av bergoverflaten, og spesielt i tropiske strøk andre steder i verden (Nilsen & Broch 2009).

For tunneler med liten overdekning vil et brudd ofte propagere opp til terrengoverflaten. Dette gjør tunneler med liten overdekning svært forskjellig fra tunneler med større overdekning, der bruddene ofte begrenser seg til området rundt tunnelen. I tillegg vil sannsynligheten for en ustabil stoff være større. På grunn av dette kreves det flere vurderinger og analyser under driving av tunneler med liten overdekning (Hoek 2004).

3.3 Erfaringer i Norge

De ulike problemstillingene og løsningene ved tunneldriving med liten overdekning er i følgende avsnitt diskutert med bakgrunn i sju norske tunnelprosjekter og norske håndbøker. Prosjektene har alle hatt stabilitetsproblemer og er:

- Strindheimtunnelen: Vegtunnel fra Nyhavna til Strindheim i Trondheim med ferdigstillelse i 2013.
- Dobbeltsporet jernbanetunnel fra Sandvika til Lysaker, ferdigstilt i slutten av 2011.
- Dobbeltsporet jernbanetunnel mellom Jong og Solstad. En del av utbedringen av nytt dobbeltspor mellom Jong og Asker. Strekningen ble ferdigstilt i 2005.
- Frøyatunnelen: Undersjøisk vegtunnel fra Hitra til Frøya, ferdigstilt i 2000.
- Nye Nationaltheatret stasjon for t-banen i Oslo, ferdigstilt i 1999.
- Deltunnel av utbyggingen av Norralänken prosjektet i Sverige, ferdigstillelse i 2017.
- Oslotunnelen: Dobbeltsporet jernbanetunnel fra Oslo S til Skøyen stasjon, ferdigstilt i 1980.

3.3.1 Påhugg

For et påhugg med liten overdekning, vil innspenning i horisontal retning være liten. Utfall og ras i hengen er dermed en mulig konsekvens når det underliggende berget fjernes. En mye brukt metode for stabilisering av påhugg er ved bruk av spilingbolter. Spilingboltene installeres da over påhugget før tunneldrivingen starter. Det kan installeres flere raster med spilingbolter, alt etter hva som skulle være nødvendig. For at spilingboltene skal fungere optimalt må de forankres i en solid sone for å sikre tilstrekkelig bakforankring (NFF 2008). Dette kan være vanskelig ved en ustabil påhuggssone, da det er lite hold i berget. Et alternativ i en slik sammenheng kan være å forsterke sonen rundt påhugget ved hjelp av bolting, sprøytbetong eller en drager. Et eksempel på hvor en betongdrager er blitt brukt er ved Strindheim tunnelen.

For påhugg med ustabile forhold er det vanlig å drive med redusert salvelengder. Et alternativ kan være å drive en pilotstoll langs traseen som senere utstrosses til fullt profil. Uansett drivemetode bør det for påhugg med liten overdekning utarbeides en spesiell sprengning og sikringsplan (Statens Vegvesen 2010c).

Injeksjon er et viktig element med tanke på stabilisering og sikring av påhugg med liten overdekning. Injiseringen av påhuggsområdet må gjøres i forkant av driving og sikring.

3.3.2 Injeksjon

Injeksjon er en mye brukt teknikk for tetting og stabilisering av bergmassen rundt bergrom. Injiseringen foregår ved at en injiseringsmasse presses gjennom et borehull og ut i bergmassen. Den kan gjøres før og etter tunneldriving, men vil i tilfellet for driving med liten overdekning være viktig å gjøre før driving. Dette kalles forinjisering. Det bores da flere hull med lengder på opptil 25 meter i en vifteform rundt stoffen som det injiseres gjennom, se Figur 7.

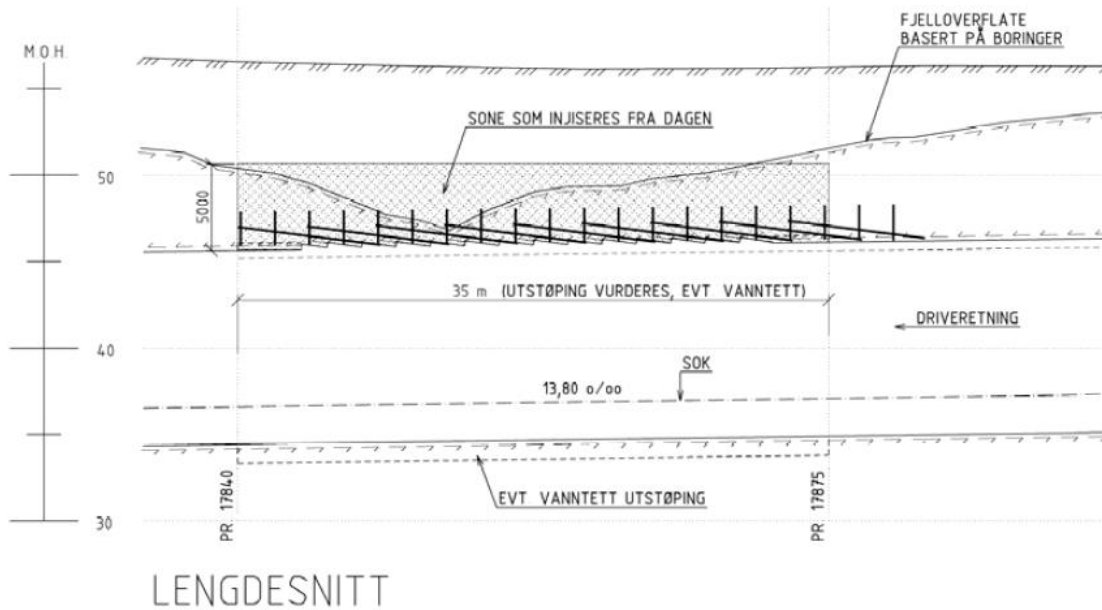
Det skapes dermed en sone rundt tunnelen med ekstra tetthet og styrke. Dermed unngås innlekkasjer av vann i tunnelen. Vannet virker destabiliserende ved at det minsker sprekkefriksjonen, samt skaper trykk i sprekke. Samtidig vil styrken og stabiliteten i berget også forbedres ved at sprekke limes sammen av injeksjonsmassen.

Injisering gjøres likevel hovedsakelig for å hindre lekkasjer inn i tunnelen. Lekkasjer inn i tunnelen kan videre føre til grunnvannssenkninger, setninger og skader på overliggende byggverk. Det settes derfor innlekkasjerestriksjoner ved bygging av tunneler i Norge. Maksimalt tillatt innlekkasje angis som liter/min/100 meter tunnel, og vurderes forskjellig langs hele tunneltraseen. Innlekkasjekravet bestemmes av prosjektets art og mulig påvirkning på omgivelsene. Det settes derfor strenge restriksjoner til innlekkasje ved tunneler i tettbygde strøk for å unngå setninger. Dette gir ekstra vanskeligheter hvis tunnelen drives med liten overdekning (NFF 2002).



Figur 7: Forinjisering (Illustrasjon av Arild W. Solerød)

Ved forinjisering i tunneler med liten overdekning oppstår det flere problemer knyttet til de lave bergspenningene. Injeksjonen er direkte proporsjonal med trykket som brukes, og bør derfor være så høyt som forholdene tillater. Det er vanlig å benytte injeksjonstrykk som tilsvarer 1-2 bar ganger overdekningen. Ettersom overdekningen er lav vil også injeksjonstrykkene måtte være lavt. Samtidig må injeksjonsmiddelets vann/cement (v/c) forhold og innpumpet mengde vurderes i forhold til overdekningen (NFF 2002). Ved å bruke lavt v/c forhold vil injeksjonsmassen bli viskøs, og dermed ikke ha like stor mulighet til å



Figur 9: Svakhetszone ved Billingstad (Asting 2004)



Figur 10: Avstivet spuntgrop ved Billingstad (Frogner & Rongved 2004)

Fjellet ble avdekket og oppmålt, samtidig som de stedene med minst overdekning ble stabilisert ved utstøpning av en betongplate. Sonene ble videre injisert fra overflaten, samt sikret med radielle bolter. Sonderboringer for kontinuerlig kontroll av fjelloverflaten ble gjort under driving før utarbeidelse av sperreskjermer, og videre injisering (Frogner & Rongved 2004).

For å kontrollere at det er blitt utført tilfredsstillende tetningstiltak er det viktig at det i de sensitive områdene blir installert en form for monitorering. Dette kan være ved poretrykksmålere som kontrollerer grunnvannsstanden, sensorer som måler setninger, piezometere eller grunnvannsrør.

En annen form for injisering som brukes i løsmasser eller svært dårlig berg er jet grouting. Dette er en metode for å øke grunnens styrke ved at det bores et rør ned i grunnen der

løsmassene spyles ut, samtidig som det injiseres sementbasert mørtel ved høyt trykk. På den måten oppnås det en nedfragmentering av løsmassene, samt en innblanding av sementmørtel. Resultatet er dermed en forsterket masse med form som en avlang sylinder. For at denne prosessen skal fungere må løsmassene være egnet til å la seg nedfragmentere, og bli vasket ut. Denne metoden er derfor best egnet i leire, silt eller sandige masser (NFF 2008). Dette er en metode som kan være gunstig å bruke der det drives tunnel med liten overdekning og overliggende løsmasser. Ved å forsterke løsmassene skapes det dermed en utvidelse av fjelloverdekningen.

3.3.3 Frysning

I de tilfeller hvor tunneler drives gjennom soner med tilnærmet null fjelloverdekning, i løsmasser eller berg som kan karakteriseres som løsmasser er frysning en alternativ sikringsmetode under driving. Dette er ikke en permanent sikringsmetode, men et hjelpemiddel som muliggjør drivingen av tunnelen. Det må derfor i etterkant installeres permanent sikring.

Frysestabilisering foregår ved at det bores borehullsskjermer rundt tunnelprofilen der det installeres fryserør. Det kan bores en eller flere fryseskjermer. For og lettere kunne bore i de ustabile massene kan det være aktuelt å injisere i forkant. Ved å sirkulere nedkjølt væske gjennom fryserørene nedkjøles berget og løsmassene til de fryser. Det oppnås dermed en stabilisering av massene. Drivingen foregår med korte salver og permanent sikring, oftest full utstøpning, foretas fortløpende etter hver salve. Metoden er tidkrevende og kostbar, men har fungert bra i ekstremt dårlig berg med dårlig stabilitet. Før det settes i gang frysestabilisering er det viktig å få kunnskap om materialegenskaper til de omkringliggende massene, ytre belastning, vannforhold, plassbehov for den permanente sikringen og tid fra salven sprenges til permanent sikring kan være på plass (NFF 2008; Nilsen & Broch 2009).

Et eksempel der det ble gjort frysestabilisering var under driving av Oslotunnelen, ved krysning av en dyprene under Rådhusplassen i Oslo. Berget var av ekstremt dårlig kvalitet, og det ble bestemt at sonen skulle frysestabiliseres. Det ble boret 18-29 meter lange borehull i hengen, der frosts skjermen bestod av to skjermer boret fra såle til såle over hele profilet. Totalt ble det boret 72 hull. Etter tre uker med nedkjøling var det etablert en to meter tykk frostsone med temperatur ned mot -15 °C rundt tunnelen. Frysingen var vellykket og sonen ble passert. Det tok åtte uker å drive seg gjennom sonen (Nilsen & Broch 2009).

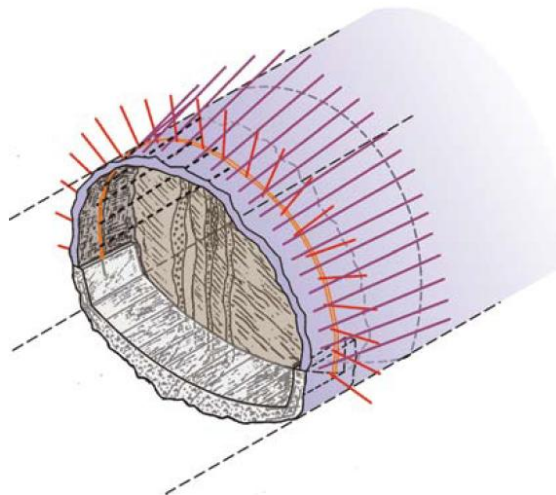
3.3.4 Armerte buer og spilingbolter

I Norge er armerte buer kombinert med spilingbolter en mye brukt sikringsmetode under vanskelige forhold, se Figur 11. Spilingboltene har lengder på 6-8 meter, og monteres foran stuff for å stabilisere berget rundt neste salve. Hvis spilingboltene skal inngå som del av den permanente sikringen må de installeres med korrosjonsbeskyttelse.

Spilingboltene kan installeres over hele profilet, eller der hvor det skulle være nødvendig. Hver spilingbolt installeres med en stikning på 10-15 grader fra tunnelaksen. Spilingboltene har den funksjonen at de skal stabilisere bergmassen og unngå utrasninger før den permanente sikringen blir installert. Størrelsen på et slikt ras vil for tunneler med liten overdekning kunne

antas å gå helt opp til fjelloverflaten. Størrelsen på raset må derfor tas med i beregningene når omfanget av spilingbolter skal vurderes.

Hvis spilingboltene installeres i kombinasjon med en armert bue, er dette med på å skape en jevn spenningsfordeling over hele buen. På denne måten skaper de to sikringstiltakene sammen et samvirke. For å opprettholde stabiliteten under driving bør avstanden mellom hver rad med spilingbolter og armerte buer være minst 2,3-3 meter. Dette setter restriksjoner til salvelengden for å opprettholde overlappen (NFF 2008).



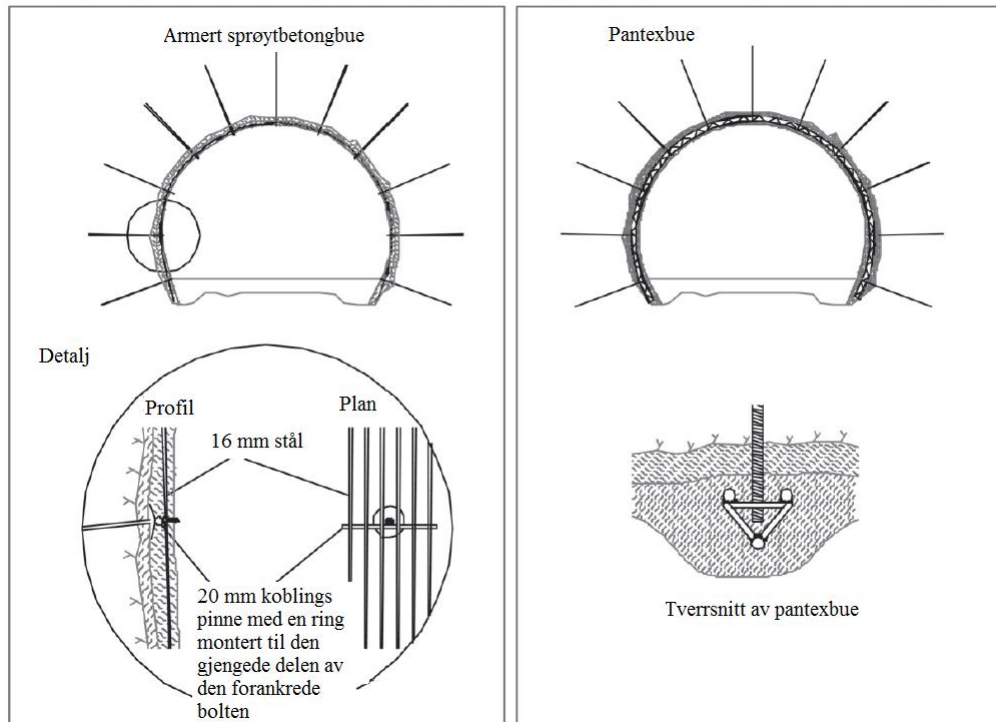
Figur 11: Spilingbolter i kombinasjon med radielle bolter (NFF 2008)

Sprøytbetongbuene kan ha ulik oppbygging. De kan bestå av blant annet vanlig kamstål eller pre fabrikerte pantex buer, se Figur 12. Den mest brukte typen sprøytbetongbuen i norske tunneler består av seks stk. 16mm kamstål buer bøyd rundt tunnelprofilet. Disse holdes fast rundt profilet med koblingspinner som er festet til radielle bolter forankret rundt profilet med typisk avstand 1,5 meter. Før installasjon av buene sprutes sprøytbetong rundt profilet for å oppnå en jevn overflate. Buene og de radielle boltene monteres så, før minst 5 cm med sprøytbetong sprutes på. Det kan også brukes prefabrikerte buer istedenfor kamstålbuer. Et eksempel på en slik bue er pantexbuen, se Figur 12. Problemet med disse er at de ikke er like lett å justere til en jevn bue rundt hele profilet som ved bruk av kamstålbuer (Holmøy & Aagaard 2002).

For at buen skal virke optimalt må det være et godt samvirke mellom sprøytbetongen og berget. Hvis dette ikke er tilfellet kan det være nødvendig å etablere såle eller veggfundamenter som tar opp kreftene fra buen. Ved store deformasjoner i nedre del av vegg og såle bør det alltid utføres sålestøp, eventuelt installeres ekstra bolter på buen i akkurat denne delen (NFF 2008).

Betong har den egenskap at den lett tar opp trykkspenninger, og overfører denne videre. Spenningsoverføringen i en armert bue skjer derfor hovedsaklig i betongen. Spenning tas opp i tunnelhengen, og føres videre til sidene og sålen der berget støter imot og skaper likevekt. For at dette skal skje på best mulig måte, uten at det oppstår bøyemomenter og skjærkrefter i

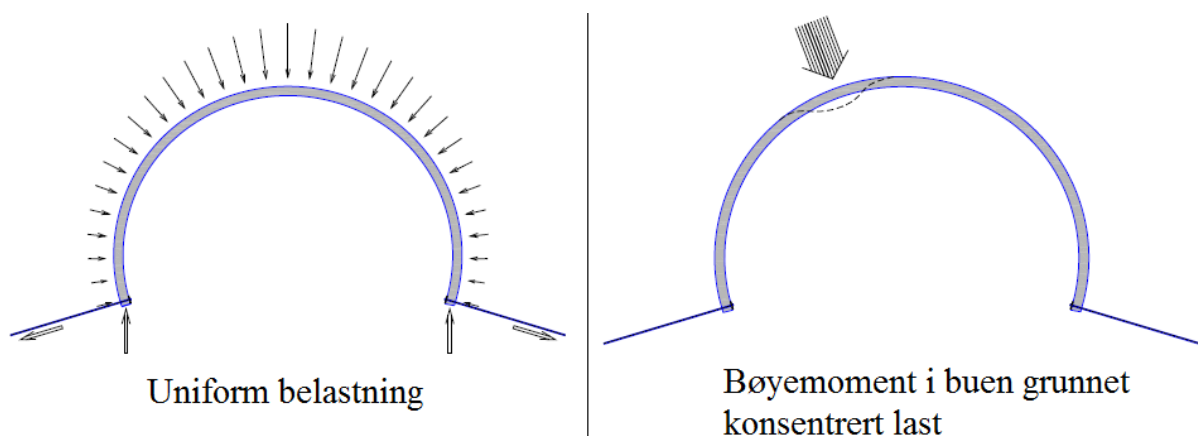
buen, må ikke buen avvike fra den ideelle geometrien. Det er også viktig at buen er forankret ved sålen eller i endepunktene. Dette gjelder spesielt hvis buen utsettes for momentkrefter, noe som gir oppkonsentrasjon av spenninger i endene av buen.



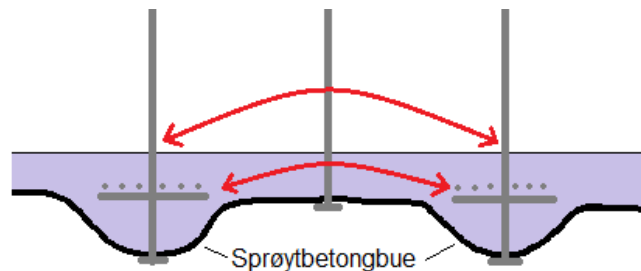
Figur 12: Prinsippskisse av armerte buer (Holmøy & Aagaard 2002)

Bøyemoment og skjærkrefter på buen kan også oppstå i de tilfeller der det forekommer en ikke uniform belastning fra berget på buen, se Figur 13. Blir buen utsatt for bøyemoment og skjærkrefter, vil det hovedsakelig være armeringsjernet som tar opp kreftene (Statens Vegvesen 2010a).

Avstanden mellom buene har også innvirkning på den totale effekten, spesielt i lengderetningen. Mellom buene skapes det en hvelvvirkning både i berget og i betongen mellom de armerte buene, se Figur 14.



Figur 13: Uniform og konsentrert last på armert bue (Statens Vegvesen 2010a)



Figur 14: Hvelvvirkning mellom armerte buer

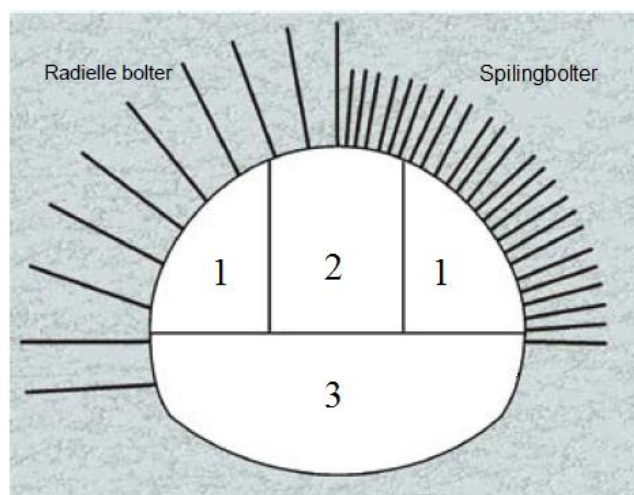
Ved stor avstand mellom de armerte buene og liten buetykkelse, vil størsteparten av trykkhvelvet oppstå i berget. Ved minkende avstand og økende buetykkelse vil en større del av trykkhvelvet oppstå i selve betongen (Statens Vegvesen 2010a).

Det ble under driving av Frøyatunnelen gjort vurderinger om spilingbolter og sprøytbetongbuer i enkelte deler av tunnelen kunne erstatte full utstøpning som sikring i ustabile partier. Denne erfaringen kan også videreføres til tunneldriving med liten overdekning. Å gjøre full utstøpning har lenge vært den vanligste sikringsmetoden under alle typer vanskelige forhold. Bakdelen med denne typen sikring er at den er både tidkrevende og dyr. De generelle erfaringene ved Frøyatunnelen var at sikring med spilingbolter og sprøytbetong buer var et like tilfredsstillende alternativ som full utstøpning i de ustabile partiene i tunnelen. Likevel ble det oppdaget svakheter ved bruk av dette systemet. Oppsummert bør det ikke benyttes under følgende forhold (Holmøy & Aagaard 2002):

- Hvis konvergensmålinger eller andre tegn tyder på at det foregår en kontinuerlig deformasjon i berget.
- I svakhetssoner kombinert med svelleleire og vann.
- I svært oppsprukket berg hvor de radielle boltene og spilingboltene ikke har nok hold i forankringssonen.
- Ved mye blokkutfall vil det kreves store mengder sprøytbetong for å oppnå jevn kontur rundt profilet hvor buene skal installeres.

Ett eksempel der spilingbolter og sprøytbetongbuer ble brukt som sikringsmetode under tunneldriving med liten overdekning, er ved den nye dobbeltspors jernbanetunnelen fra Sandvika til Lysaker, se Figur 8. Et parti med liten overdekning ble sikret med seks meter lange spiling bolter fra vederlag til vederlag i samvirke med sprøytbetongbuer. Buene ble installert med c/c ned mot en meter (Holsbrekken & Nesje 2008). Også under svakhetssonen ved Billingstad, en del av tunnelen mellom Jong og Solstad se Figur 9, ble det sikret med spilingbolter og sprøytbetongbuer. Enda et eksempel er ved bygging av Nationaltheatret stasjon. Her ble det drevet stasjonshall med overdekning ned mot tre meter under en dyprenne ved Arbins gate. På grunn av de strenge innlekkasje kravene var det i utgangspunktet planlagt vanntett sikringstøp ved denne delen av tunnelen. Det ble isteden valgt å sikre med spilingbolter og sprøytbetongbuer som permanent sikring. Det ble benyttet seks meter lange $\varnothing 32$ mm spilingbolter med c/c 0,3 meter. Seks $\varnothing 16$ mm armeringsjern ble bøyd rundt profilet

og montert med radielle bolter med c/c 1,5 meter. Ettersom spennvidden var på 22 meter, ble stoffen delt i tre deler under sprengningsarbeidene, se Figur 15.



Figur 15: Delt salve og sikring med spilingbolter og radielle bolter (NFF 2008)

Dette gjorde det mulig å sikre de to pilotene i sidene før midtstabben ble tatt ut. Bruken av sprøytbetongbuer som sikring metode med liten overdekning var på denne tiden lite utprøvd. Det ble derfor gjort nøye overvåkning av buene, noe som har gitt verdifulle erfaringer for dimensjonering av buene i etterkant (NFF 2008).

Som del av Norralänken prosjektet i Sverige ble det drevet en tunnel med liten til ingen overdekning. En renne bestående av bunnmorene viste seg under grunnundersøkelsene å ville krysse den planlagte tunneltraseen. Bunnen av rennen traff den øvre meteren av tunnelen under driving, og omfattende sikring ble igangsatt. Sikringen bestod av å bruke et samvirke av radielle bolter, spilingbolter, gitterbuer samt sprøytbetong. Buene ble installert med 1,5 meter innbyrdes avstand. Det ble brukt to ulike typer spilingbolter:

- Injeksjonsstag med lengde 9-25 meter ble brukt før tunnelen kom inn i løsmassesonen. Lengden ble bestemt fortløpende av løsmassemengdene, slik at det ble sikret godt feste i berg. Etter installasjon av stagene kunne operatørene injisere langs hele staglengden for å forsterke løsmassene og berget rundt.
- Seks meter $\varnothing 25$ mm bolter ble brukt da løsmassesonen ble påtruffet.

Injeksjonsstagene, gitterbuene og de radielle bolter skapte dermed en tett og stabil struktur i løsmassesonen. Dette gjorde drivingen gjennom sonen mulig. Løsmassesonen var i dette tilfellet ikke vannførende. Hadde den vært det, ville det krevd ytterligere tiltak for å stabilisere løsmassene. Under driving ble det kontinuerlig gjort vurderinger basert på data fra boringen av hullene til injeksjonsstag ved hjelp av measuring while drilling (MWD).

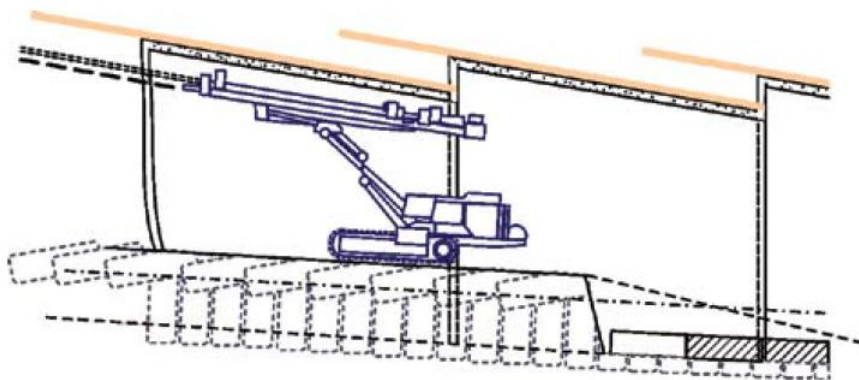
Dette viser at prinsippet med spilingbolter og armerte buer også kan brukes med kraftigere gitterbuer og injeksjonsstag. Ved å bruke kraftigere buer og bolter vil også kapasiteten til sikringen øke. Det er også mulig å legge to lag med armering, og dermed øke styrken til buen

betraktelig. Dette kan være nyttig hvor det er kontinuerlig deformasjon i berget, eller hvor buen trenger større kapasitet mot bøyemoment.

3.3.5 Rørskjermer

En metode som tradisjonelt er blitt brukt ved tunneldriving gjennom løsmasser er ved bruk av rørskjermer. I senere tid er dette en metode, spesielt i Sør-Europa, som har blitt brukt ved tunneldriving i dårlig berg. Metoden kan også brukes ved tunneldriving gjennom svakhetssoner, liten overdekning og i generelt dårlig stabilitet. Dette er et alternativ til spilingbolter, som ofte får lite hold i dårlig berg (NFF 2008).

Rørskjermen installeres foran stoff ved å bore inn hule rør med dimensjon 75-120mm, se Figur 16.



Figur 16: Eksempel på bruk av rørskjermer (NFF 2008)

Rørene installeres med stikning, der skjøten mellom to seksjoner med rørbolt gjerne støttes opp med ekstra sikring. Denne sikringsmetoden har en rekke fordeler sammenliknet med bruk av spilingbolter (NFF 2008):

- Ettersom rørene installeres under boring er ikke sammenrasning av borehullet et problem. Dette kan være en fordel i svært dårlig berg.
- Rørene har større diameter enn vanlig spilingbolter, og er dermed stivere med mulighet til å ta opp større laster.
- Rørene kan bores med svært god nøyaktighet. De kan bores 15-20 meter uten boreavvik, noe som gir en meget presis plassering av rørene.
- Rørene kan injiseres. Ved bruk av pakkere er det mulig med en kontrollert injeksjonsprosedyre. Injeksjonsmassen vil både fylle rørene, tomrommet mellom rør og berg samt kunne penetrere bergmassen rundt røret ved bruk av høyt trykk.

3.3.6 Drivemetoder

Under tunneldriving med liten overdekning er det vanlig å redusere salvelengdene, og å dele salvene. Dette gjøres for å få kontroll over de ustabile partiene ved å kunne sikre underveis i tunneldrivingen. Salvelengden må derfor tilpasses monteringen av sikring og forinjiseringen. Der hvor det sikres med armerte buer og spilingbolter, må det ikke drives med salver lengre

enn c/c for spiling boltene. Dette er fordi spilingboltene alltid skal installeres foran stuff, og dermed stabilisere berget som skal sprenges ved neste salve.

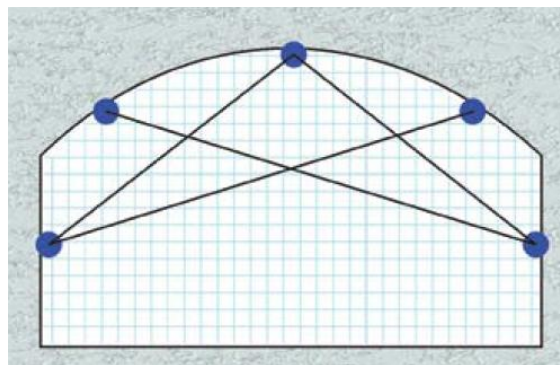
I tilfeller hvor det er en ustabil stuff, kan installasjon av glassfiberbolter være et alternativ. Dette vil kreve at stuffen er stabil nok til at installasjonen kan gjennomføres. Glassfiberbolter har den fordel at de har stor strekkstyrke, samtidig som de kan sprenges og bores bort uten skade på utstyr eller sprengningsresultatet (Hoek 2004).

Ved driving av dobbeltspors jernbanetunnel fra Sandvika til Lysaker ble det brukt salver med lengde ned mot to meter. Salven ble i de mest ustabile områdene delt i tre. Den store tunnelbredden på 13 meter hadde også innvirkning på at salvene ble delt i tre deler (Holsbrekken & Nesje 2008). Også ved driving av Nationaltheatret stasjon ble det i de partier med liten overdekning gjort en oppdeling av stuffen, se Figur 15.

3.3.7 Monitorering

Ved driving av tunnel med liten overdekning er det viktig å monitorere det overliggende berget. Slik oppnås det kontroll over bevegelsene til berget, noe som gir mulighet for å gjøre ekstra stabiliserende tiltak hvis det oppdages bevegelser i berget. Ulike måter for å måle deformasjon i berget er (Myrvang 2001; NFF 2008):

- **Konvergensmålinger:** Det kreves her faste punkt i tunnelen, der endring i distansen mellom de faste punktene viser til deformasjon i berget. Et eksempel på et slikt oppsett kan sees i Figur 17.



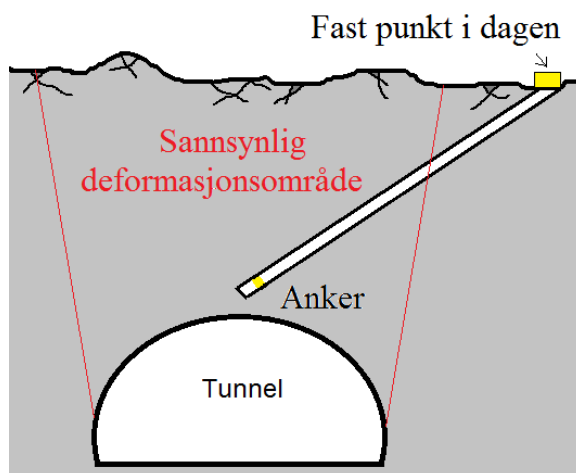
Figur 17: Konvergensmålinger (NFF 2008)

Avstandsendringen kan måles ved bruk av spesielle strenger, målebånd eller teleskopiske strenger med innebygget måleutrustning.

- **Borehullsekstensometer:** Et borehullsekstensometer brukes for å måle deformasjon i berget rundt et bergrom. Dette gjøres ved å installere ett eller flere ankre i et borehull, og måle avstanden fra ankrene til et fast punkt, ofte tunneloverflaten eller annen bergoverflate.
- **Glidemikrometer:** Et glidemikrometer måler relativ forskyvning mellom punkter med innbyrdes avstand på en meter. Dette gjøres ved å injisere fast et plastrør

bestående av to hoder i en viss avstand og en induktiv avstandsmåler i et borehull. Maksimal målelengde er 100 meter.

Utfordringen ved bruk av borehullsekstensometer er å finne et fast punkt som ikke påvirkes av en eventuell deformasjon i berget. Hvis et borehullsekstensometer monteres i et skrått borehull vil dette være mulig, se Figur 18.



Figur 18: Montering av ekstensometer

Det faste punktet vil i et slikt tilfelle ikke bli like påvirket av deformasjonen over tunnelhengen, som hvis det faste punktet hadde vært satt til overflaten rett over tunnelen.

Glidemikrometeret er tilnærmet det samme som et borehullsekstensometer, men måler deformasjon i en meter trinn over hele hullets lengde. Dette gjør glidemikrometeret gunstig å bruke til overvåkning av tunnelhengen.

Ved driving av dobbeltspors jernbanetunnel fra Sandvika til Lysaker ble det montert trykksensorer i en sprøytbetongbue, se Figur 8. Dette gjorde det mulig å monitorere trykk fra bergmassen mot buen og tøyning i armeringsjern og betong (Holsbrekken & Nesje 2008).

3.3.8 Erfaringer fra driving gjennom svakhetssoner

Å drive tunnel med liten overdekning kan delvis sammenliknes med å drive tunnel med dårlig stabilitet. Erfaringer fra tidligere tunneler med dårlig stabilitet er derfor viktig. Dårlig stabilitet i tunneler i Norge er oftest et resultat av svakhetssoner med innhold av svelleleire. Dette har i de verste tilfellene ført til omfattende ras på stoff som har propagert flere titalls meter over hengen. Et eksempel er Rørvikskaret tunnel, der et ras på stoff kunne spores tilbake til setninger i overflaten 100 meter over tunnelen. Det er basert på slike erfaringer utviklet viktige retningslinjer ved driving av tunnel under ustabile forhold (Nilsen & Dahlø 1994):

- Sonderboring på stoff for å kartlegge bergforholdene.
- Forinjisering for å hindre innlekkasje av vann, eventuelt boring av drenasjehull.
- Bruk av spilingbolter foran stoff.

- Driving med reduserte salvelengder.
- Sprøyting med armert sprøytbetong på alle bergoverflater øyeblikkelig etter sprengning.

Dette er også retningslinjer som også vil være gjeldende ved driving av tunnel med liten overdekning.

3.3.9 Oppsummering

Tunneldriving med liten overdekning byr på mange utfordringer. Dette blant annet på grunn av at berget ligger i dagfjellsonen. Fjellet er dermed mer forvitret og oppsprukket enn berg lengre fra overflaten. Som et resultat av dette blir fjellets selvstabiliserende egenskaper dårlige, og den totale stabiliteten blir i større grad avhengig av at det installeres sikringstiltak. En rekke tunneler er i Norge blitt drevet med liten overdekning, og erfaringene kan oppsummeres ved:

- Bruk av spilingbolter og forspente stag ved portalområdet har gitt god stabilitet. En eventuell betongdrager vil gi ekstra stabilitet hvis det er dårlig berg og hold for boltene og stagene i bakkant.
- Forinjeksjon for å forhindre innlekkasjer og stabilisering av berget er essensielt ved tunneldriving under slike forhold. På grunn av den lave overdekningen må injeksjonstrykkene være lave.
- Hvis mulig kan løsmassene over tunnelen fjernes slik at fjellet avdekkes fra oversiden. Det blir dermed mulig å støpe ut og injisere fra oversiden.
- I svært dårlig berg kan frysning være et alternativ.
- Bruk av spilingbolter, radielle bolter og sprøytbetongbuer som sikring i tunneler er den beste for tunneldriving med liten overdekning.
- Ved svært dårlig berg kan et alternativ til spilingbolter være rørskjermer. Disse har en rekke fordeler kontra spilingbolter, men er tilsvarende dyrere i bruk.
- Reduserte og oppdelte savler har gitt god kontroll over forholdene, og gjort det mulig å sikre underveis av tunneldrivingen.
- Bruk av monitoreringssystemer gir god oversikt over deformasjonene under driving. Disse kan også brukes som varslingsystem før en eventuell utrasning inntreffer.

4 Ingeniørgeologiske forundersøkelser

4.1 Utførte undersøkelser

I forkant av oppstarten til Strindheimtunnelen har det blitt utført ulike forundersøkelser for å skaffe materiale til vurdering av de ingeniørgeologiske forholdene langs tunneltraseen. Informasjon vedrørende de utførte undersøkelsene er følgende avsnitt hentet fra (Statens Vegvesen 2006a; Statens Vegvesen 2006b; Statens Vegvesen 2009b).

4.1.1 Ingeniørgeologisk kartlegging

Ingeniørgeologisk kartlegging er utført ved studier av følgende topografiske kart og flyfoto:

- Digitalt kart, M=1:1 000
- Berggrunnsgeologisk kart over Trondheim, M=1:50 000
- Kwartærgeologisk kart over Trondheim, M=1:50 000
- Flyfoto, M= 1:6000

Det er i tillegg foretatt befarings ved følgende nærliggende fjellanlegg:

- Tilfluktsrom ved Buran (Gamle Kongevei/Statsingeniør Dahls gate)
- Tilfluktsrom ved Bakkaune (Ludvig Daaes gate/Bernhard Getz gate)
- Tunnel for Stavne - Leangenbanen (krysser over traseen ved profil 1350)

4.1.2 Grunnboringer ned til fjell

Grunnboringene er utført for å undersøke løsmassemektighetene og setningspotensialet til løsmassene. De er utført ved påhuggsområdene og i dyprenner langs tunneltraseen.

4.1.3 Kjerneboringer i fjell

Det er totalt utført tre kjerneboringer i fjell med lengder på henholdsvis 206, 360 og 455 meter. Disse er boret langs den tidligere planlagte tunneltraseen som ikke avviker mye fra den endelige tunneltraseen. Samtlige kjerner er logget i (Statens Vegvesen 2006b). Det ble også utført vanntapsundersøkelser, med doble pakkere over strekninger på 2,3-6,7 meter, langs hele hullengdene.

4.1.4 Geofysiske undersøkelser

Det er utført resistivitetsmålinger langs to profiler over mulige dyprenner/svakhetssoner ved Bakkaunet. Hensikten var å undersøke om det var mulig å kartlegge dybde til berg, samt for å karakterisere sonene. Resultatene fra undersøkelsene er gitt i vedlegg 1-3 og 1-4.

4.1.5 Poretrykksmålinger

Ved dagsone vest ble det i forkant av prosjektet installert fire poretrykksmålere med den hensikt å overvåke grunnvannsnivået. For å kartlegge årsvariasjonene ble målingene utført kontinuerlig gjennom et helt år.

4.2 Resultater

4.2.1 Bergarter og bergartsfordeling

Geologien i Trondheim og Sør-Trøndelag er generelt dominert av den Kaledonske fjellkjededannelsen under kambrosilur. Bergartene er oftest av sedimentær eller vulkansk opprinnelse. På grunn av fjellkjededannelsen er de opprinnelige bergartene blitt metamorfisert i ulik grad. Dette har resultert i stedvis skifrige og til dels svake bergarter (Løset 2006).

Bergartene langs tunneltraseen er hovedsakelig grønnstein og pegmatitt med innslag av kvartskeratofyr. Grønnsteinen forekommer i ulike strukturer. Strukturen varierer fra å være putelignende til sedimentlignende, men kan også forekomme som massiv og kompakt. Kvartskeratofyr er opprinnelig en lavabergart med kvarts og feltspat som hovedmineral. Den har granodiorittisk sammensetning, og karakteriseres som sprø, kvartsrik og finkornet. Denne bergarten forkommer i lag eller ganger med mektighet på 1-10 meter, og faller i samme retning som grønnsteinens foliasjonsretning (Statens Vegvesen 2006a).

Det er påvist en ca. 100 meter mektig klebersteinsgang under dyprennen ved Bakkaunet. Lagrensen mot grønnsteinen følger foliasjonen i grønnsteinen. Like øst for klebersteinen er det i tillegg påvist en strekning på omtrent 80 meter med metagabbro/dioritt og innslag av grønnstein (Statens Vegvesen 2006b).

Basert på tolkning av strøk og fall målinger, kjerneprøver og antakelse om plane laggrenser er det laget en oversikt over bergartsfordeling langs traseen i vedlegg 1-1 og 1-2.

4.2.2 Løsmassefordeling og bergoverdekning

Ved Nyhavna (profil 0) ligger det mektige lag med løsmasser over berget. Disse har tykkelse på opp mot 20 meter. Løsmassene består av leire, kvikkleire, sand og fyllmasser. Terrenget stiger raskt i østgående retning, og løsmassemektigheten er redusert til tilnærmet null ved profil 350. Fra profil 350 og økende kan det forekomme enkelte forsenkninger med mektighet på opptil ti meter. Disse kan generelt karakteriseres som lite mektige og usammenhengende, og inneholder sterkt overkonsolidert silt og leire (Statens Vegvesen 2006a). Løsmassemektigheten og bergoverdekningen langs traseen kan sees i vedlegg 1-1 og 1-2.

Det er observert en dyprenne bestående av overkonsolidert leire og silt/sand med mektighet på opptil 47 meter under Bakkaunet. Denne er ytterligere undersøkt ved resistivitetsmålinger, se vedlegg 1-3 og 1-4.

4.2.3 Sprekker

Det er ved all kartlegging langs traseen observert to til tre hovedsprekkesett (Statens Vegvesen 2006a):

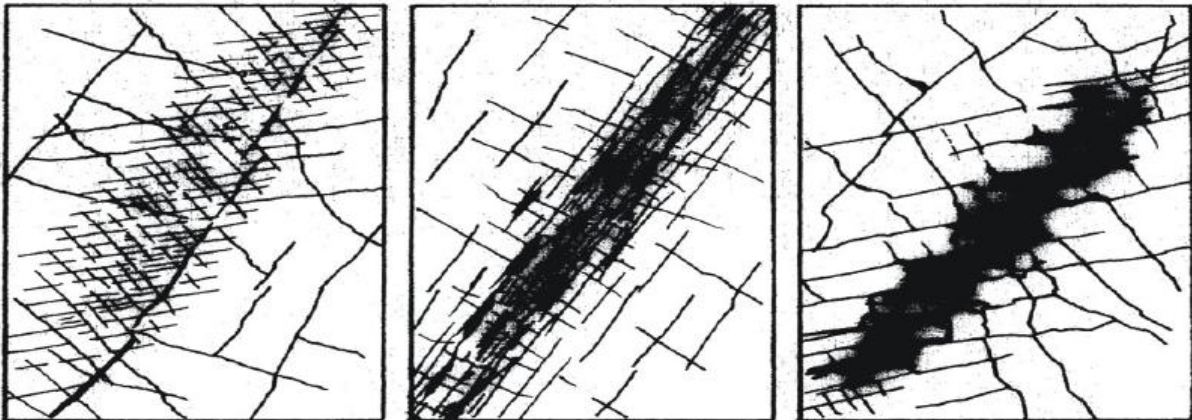
- Foliasjonensprekkene i grønnsteinen er det mest markerte sprekkesettet med strøk fra N5°Ø til N45°Ø, og fall 15-40° mot ØSØ. Sprekkene er glatte og undulerende med sprekkeavstand på 0,1-1 meter.

- Sprekkesett 1 har strøk fra N110°Ø til N150°Ø, og fall 80-90° mot N og S. De er gjennomsettende sprekker, ofte med sprekkebelegg av kloritt. Sprekkebelegget forekommer spesielt i kvartskeratofyrgangene. Sprekkeavstand er 0,5-4 meter.
- Sprekkesett 2 har strøk fra N40°Ø til N50°Ø, og fall 80-90° mot NV. Disse er lite gjennomsettende sprekker, ofte med glatt overflate.

Sprekkeroser og stereonett for tre oppdelte soner langs tunneltraseen kan sees i vedlegg 1-5 og 1-6.

4.2.4 Svakhetssoner

Svakhetssoner er den svakeste delen av berget, og består av oppsprukket berg. Dette gjør at sonene har god vanntilgang, noe som øker forvitningsprosessene. Disse sonene er den delen av berget som oftest gir stabilitetsproblemer under tunneldriving. Av den grunn er det viktig at disse sonene oppdages og karakteriseres før tunneldrivingen starter. Figur 19 viser ulike svakhetssoners struktur og oppbygning.



Figur 19: Ulike svakhetssoner (Panthi 2006)

Sonene har typisk en svært oppsprukket sone i midten, der oppsprekningen avtar med økende avstand bort fra sonen. Avhengig av oppknusningen og forvitringen i midten av sonen, vil disse sprekkeene være fylt av siltige og leirige masser (Panthi 2006). Av den grunn vil den mest oppknuste delen av svakhetssonen være lite vannførende, da leiren og silten tetter sprekkeene. De mest vannførende sonene vil dermed være i kantene av sonen.

Det er langs tunneltraseen observert flere små svakhetssoner. Disse består av svært skifrige lag med noen meters tykkelse, og inneholder glatte kloritt og leire belegg. Sonene er funnet i grønnsteinen og langs bergartsskiller. Basert på beskrivelsen vil sonene ha oppbygging som i bildet til venstre i Figur 19. Disse sonene er gjennom kjerneboringer blitt observert under dyprennen på Bakkaunet. Mektige svakhetssoner er ikke observert (Statens Vegvesen 2006a).

Det er i Tyholtunnelen observert en ca. 40 meter bred svakhetsone i grønnsteinen med svært oppsprukket berg. Denne sonen er i Tyholtunnelen sikret med full utstøpning. Sonen faller mot dyprennen under Bakkaunet, men kjerneboringer viser at sonen avtar i oppsprekning mot Strindheimtunnelen. Den kan derfor ikke forventes å ha skape store stabilitetsproblemer i

Strindheimtunnelen. (Statens Vegvesen 2006a). Denne svakhetssonen kan observeres av resistivitetmålingene utført ved Bakkaunet, se vedlegg 1-3 og 1-4.

4.2.5 Hydrogeologiske forhold

Tunnelen ligger under tettbebygd strøk og løsmasser med ulik mektighet langs hele traseen. Permeabiliteten i massene varierer, og kan lokalt være både høy og lav. Det er derfor fare for setninger, spesielt der det forekommer leire med en viss mektighet. Dette gjelder områdene ved dagsone vest, samt langs nordsiden av Gamle Kongevei frem til Stavne. I dyprennen under Bakkaunet er det under boring inntruffet lokale områder med artesisk grunnvann. Dette antyder at det forekommer grunnvannstrømning i enkelte lag i grunnen. Oppsummert er de områdene med setningsømfintlig grunn som krever strenge innlekkasjekrav (Statens Vegvesen 2006a):

- Profil 0 – 350: Dagsone vest består av mektige og sensitive løsmasser.
- Profil 750 – 1150: Dyprennen under Bakkaunet består av mektige løsmasser med lokalt stor permeabilitet.

Resterende deler av tunneltraseen kan karakteriseres ved liten løsmasseoverdekning. De vil derfor være lite setningsømfintlige, og ha liten påvirkning på de setningsømfintlige områdene.

Dagsone vest er spesielt ømfintlig med tanke på grunnvannsvariasjoner. Dette er på grunn av fare for setninger, men også for å opprettholde stabiliteten i kvikkleira. Det ble i løpet av 2008 utført poretrykksmålinger i fire hull i området rundt dagsone vest, se Figur 20 for plassering av målepunkt. Målepunkt 827 ligger tilnærmet rett over tunnelpåhugget ved dagsone vest.



Figur 20: Plassering av poretrykksmålere (Statens Vegvesen 2009b)

For å kartlegge årsvariasjonene ble de utført målinger i løpet av et helt år. Samtidig ble det for hver brønn installert fire poretrykksmålere i ulike dybder for å kartlegge poretrykket mot dybde. Et sammendrag av resultatene er gitt i Tabell 1.

Tabell 1: Poretrykksmålinger (Statens Vegvesen 2009b)

Hull nr.	Dybde målere fra terreng [m]	Ca. grunnvannstand under terreng [m]	Poretrykk i dypeste måler	Plassering av nederste måler
809	8-17-30	3,5	2m under terreng	svevende
823	6-20-25	2,5	1m over terreng	mot fjell
827	5-16-20	2,5	0m over terreng	mot fjell
210-20H	6-19	1,5	2m over terreng	mot fjell

Resultatene viser at grunnvannsstanden gjennomsnittlig står to meter under terrengoverflaten. Likevel gir poretrykksmålinger i de nederste målerne et poretrykk som tilsvarer at grunnvannsstanden ligger 1-2 meter over terrengoverflaten. Dette tilsier at det forekommer lag med høyere permeabilitet nedover i jordprofilen (Statens Vegvesen 2009b). Dagsone vest ligger i bunn av skråningen som går fra øvre til nedre Møllenberg. Det kan derfor antas at grunnvann som renner ned fra Møllenberg mot havet, stoppes opp av den lite permeable kvikkleira ved dagsone vest. På denne måten kan det oppstå et poreovertrykk.

4.3 Laboratorieundersøkelser

Det er på ingeniørgeologisk laboratorium ved NTNU og SINTEF utført tester på prøver hentet fra påhugget ved dagsone vest den 1. februar 2012. Følgende tester er utført i henhold gitte standarder:

- Tilttest (Grøneng & Nilsen 2009)
- Lydhastighet (ISRM 1978)
- E-modul og Poissons forholdstall (ISRM 1979)
- Enaksiell trykkfasthet (ISRM 1979)
- Punktlasttest (ISRM 1985)

For bilder av prøvene før og etter testene, samt fullstendige resultater, se vedlegg 4-1, 4-2, 4-3, 4-4, 4-5 og 4-6.

4.3.1 Prøvepreparering

Bergartsprøven som ble hentet fra dagsone vest var sprengstein fra en tidligere salve. Prøvesteinen var derfor påvirket av dette, selv om dette ikke var synlig på overflaten. Prøven var en massiv og lite forvitret grønnstein. Foliasjonsretningen var klart definert, og kjernene ble boret ut med lengdeaksen normalt på foliasjonsretningen. Under utboring av kjerner delte flere av kjernene seg langs foliasjonen. Dette resulterte i et begrenset antall kjerner med lengde som tilfredstilte standardene. Følgende kjerner ble brukt under testing:

- Fem kjerner med diameter 49,2mm og lengde 128,1mm ble brukt i følgende tester: Lydhastighetsmålinger, E-modul og Poissons forholdstall og enaksiell trykkfasthet. Kjerneprøve 5 hadde under testene en skade i enden og kjerneprøve 1 en skade midt på prøven, se vedlegg 4-3 for bilder.
- To kjerner med diameter 35,5mm og lengde 90mm ble brukt til tilttesten.

- Tre kjerner med diameter 35,5mm, og en kerne med diameter 49,2mm ble brukt til punktlast testen. Totalt ble de utført åtte diametraltester og seks aksialtester.

4.3.2 Gjennomføringen av testene

Testene ble utført under følgende forhold:

- Lydhastigheten ble målt fra ende til ende av lydsignaler med frekvens 54Hz.
- E-modul og possions forholdstall ble testet med pålastningshastighet 0,1 MPa/s og 20 MPa som maksimalverdi. Prøven ble belastet normalt på foliasjonen.
- Punktlasttesten ble for diametralforsøket testet parallelt med foliasjonen, og for aksialforsøket testet normalt på foliasjonen.

4.3.3 Resultater

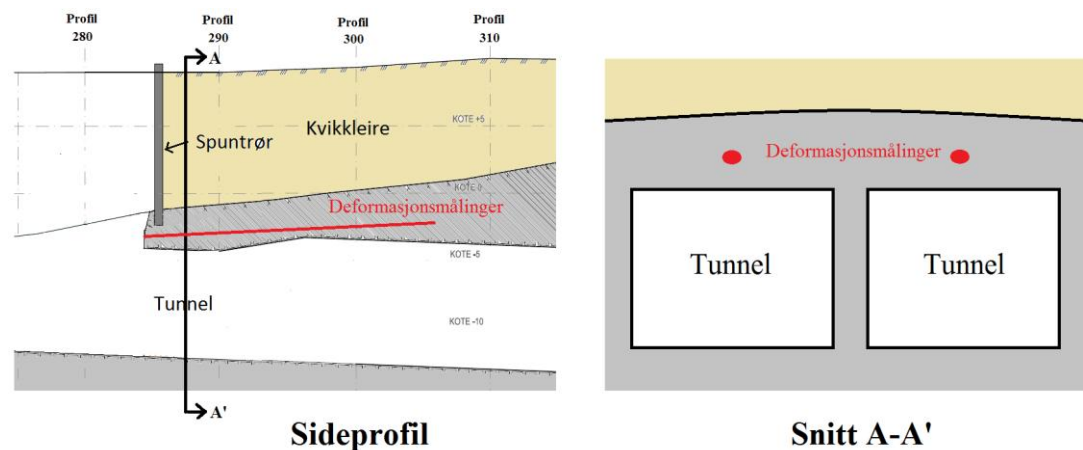
En oppsummering av resultatene er gitt i Tabell 2.

Tabell 2: Resultater fra laboratorieundersøkelsene

Parameter	Enhet	Symbol	Verdi
Bulk tetthet	g/cm ³	ρ_b	$2,8 \pm 0,0$
P-bølge hastighet	m/s		2779 ± 72
E-modulus	GPa	E	$23,5 \pm 2,5$
Poissons forholdstall		ν	$0,09 \pm 0,09$
Enaksiell trykkfasthet	MPa	UCS	196 ± 40
Bruddvinkel	grader	β	$18,8 \pm 3,1$
Basis friksjonsvinkel	grader	Φ_b	$28,8 \pm 1,9$
Punktlaststyrke normalt på foliasjon	MPa		$9,6 \pm 2,4$
Punktlaststyrke parallelt med foliasjon	MPa		$6,0 \pm 1,4$
Anisotropi indeks			1,6

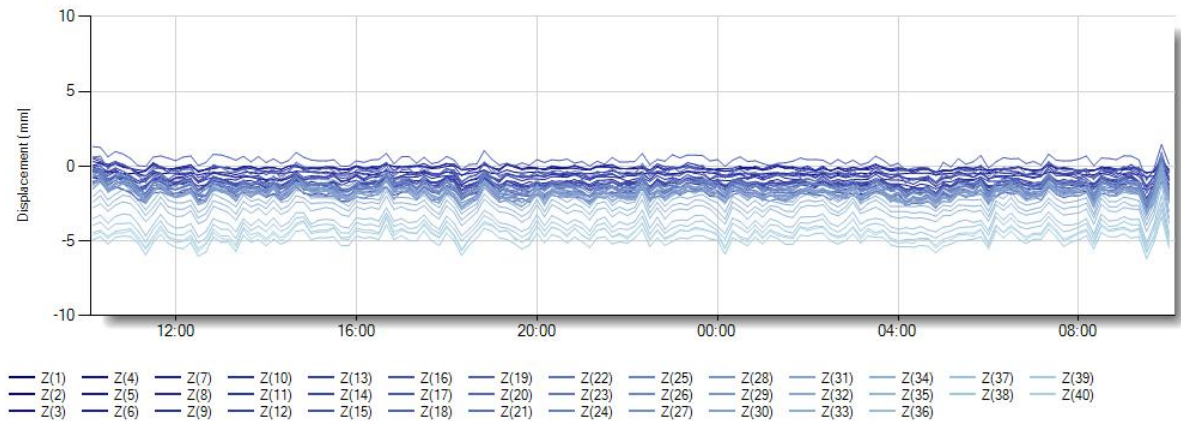
4.4 Undersøkelser under driving

Ved dagsone vest gjøres det kontinuerlige deformasjonsmålinger over tunnelhengen i begge løp under driving. Sensorenes plassering er markert med rødt i Figur 21.



Figur 21: Plassering av deformasjonsmålere

Totalt gjøres det deformasjonsmålinger over en strekning på 20 meter med målepunkt hver halvmetre. Målingene gjøres kun i vertikal retning, og registreres kontinuerlig. Dataene er tilgjengelige for brukere over internett. I et tilfelle hvor det skulle måles store deformasjoner, gir målesystemet øyeblikkelig beskjed til tunnelarbeiderne om dette. På den måten kan det raskt gjøres tiltak for å stoppe deformasjonene, eventuelt gjøres evakuering for å unngå personskade. I Figur 22 er det vist et eksempel på et deformasjonsplott.



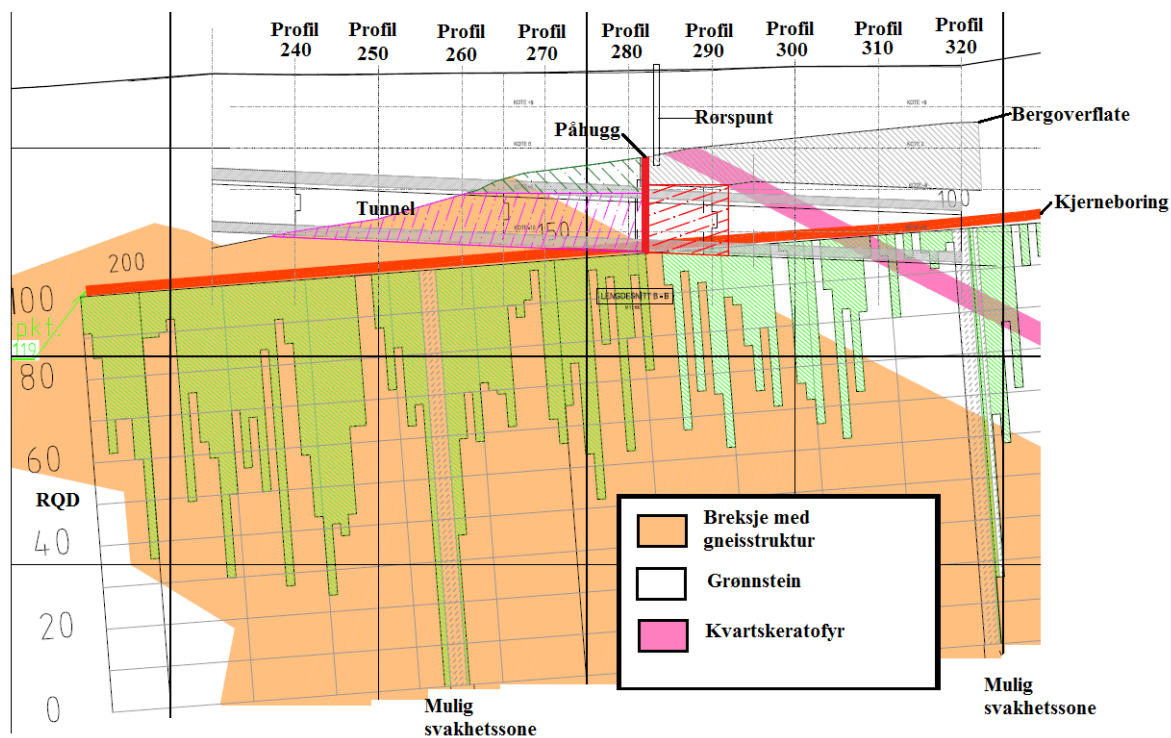
Figur 22: Deformasjonsplott hentet den 7. mars 2012

Plottet i figuren er hentet fra målingene over det østre løpet den 7. mars 2012. Plottet viser totalt 40 målepunkter der Z(1) viser til den innerste sensoren i tunnelen, mens Z(40) viser til sensoren ved portalåpningen. Plottet viser størst deformasjoner ved portalområdet på gjennomsnittlig 5mm. Store variasjoner, som vist helt sist i måleserien, kommer fra rystelser under sprengning av det andre tunneløpet.

5 Ingeniørgeologiske vurderinger

5.1 Bergartsfordeling

Figur 23 viser bergartsforløpet langs østre del av traseen, ved utløpet på Nyhavna. RQD verdier er gitt som grønne søyler, og er vurdert med grunnlag i borekjerneprøvene.

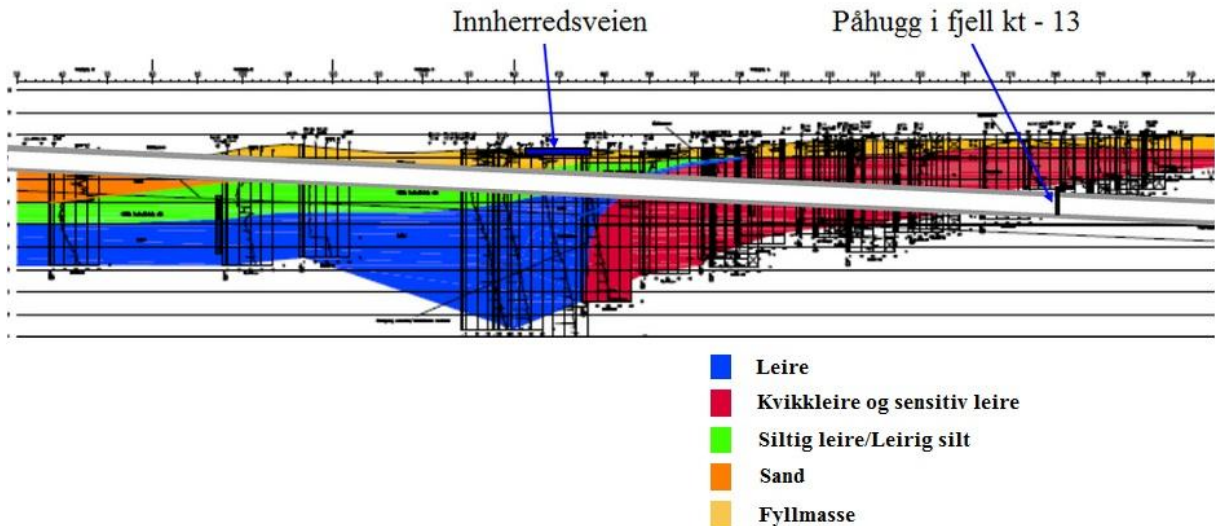


Figur 23: Bergartsfordeling ved dagsone vest (Statens Vegvesen 2006a)

Ved tunnelpåhugget består grunnen av grønnstein med bergartsgrense mot breksje i sålen og en kvartskeratofyrgang fra profil 295-315. Dette betyr at det kun vil påtreffes grønnstein og en liten del kvartskeratofyr under driving av de femten første meterne av tunnelen. Stabiliteten i tunnelen er derfor hovedsakelig avhengig av grønnsteinens egenskaper. Breksjen er i borehullsloggen, se vedlegg 1-7, tilnærmet beskrevet som en kvartskeratofyr. Det kan derfor antas at disse to bergartene har tilnærmet like bergmekaniske egenskaper. Ettersom breksjen varierer mer i type, vil likevel styrken for denne være lavere enn for kvartskeratofyren. Bergartsgrensene følger grønnsteinens foliasjonsretning med strøk N15°Ø til N45°Ø og fall 20-40° mot ØSØ

5.2 Løsmassefordeling og overdekning

Ved dagsone vest består grunnen av leire, kvikkleire, siltig leire/leirig silt, sand og fyllmasser. En oversikt over løsmassene langs tunneltraseen ved dagsone vest kan sees i Figur 24.



Figur 24: Løsmassefordeling ved dagsone vest (Johnsen & Beitnes 2011)

Kvikkleira har tykkelse fra 10-20 meter, og følger fjelltopografien. I overgangen mellom løsmassene og fjell vil løsmassene rundt og over påhugget kun bestå av kvikkleire. Kvikkleira viser en utbredelse mot øst og sydvest (inn og ut av papirplanet), men avgrenses mot sørøst som vist i Figur 24 (Statens Vegvesen 2009a).

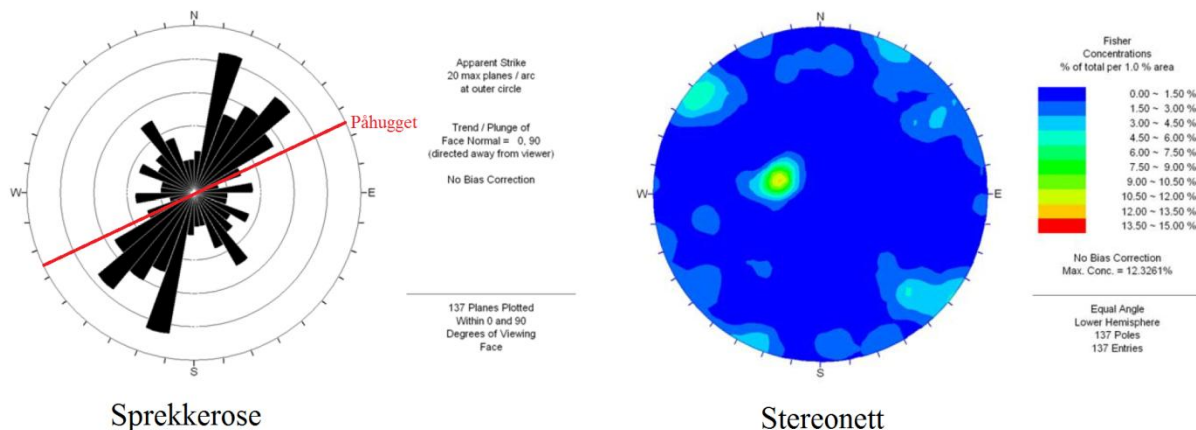
Kvikkleiresonen har gjennomsnittlig udrenert skjærstyrke (S_u) \approx 50 kPa (Johnsen & Beitnes 2011), men soner med $S_u \approx$ 0,1 kPa er påvist (Statens Vegvesen 2009a). Kvikkleire har i Norge en gjennomsnittlig tetthet på 1900–2000 kg/m³ (Gylland 2012).

5.3 Grunnvann

Poretrykksmålingene ved dagsone vest viser at grunnvannsspeilet gjennomsnittlig ligger to meter under terrengoverflaten. Likevel gir poretrykksmålingene i de nederste målerne, et poretrykk som tilsvarer en grunnvannsstand som ligger 1-2 meter over terrenget. Dette indikerer at det forekommer lag med høyere permeabilitet enn andre nedover i jordprofilen. Dette skaper ekstra poretrykk i enkelte områder grunnet strømminger og trykkoppbygging. Et gjennomsnittlig anslag som tar hensyn til begge måleresultatene, tilsier at grunnvannsspeilet ligger i terrengoverflaten ved påhuggsområdet.

5.4 Oppsprekking

Med bakgrunn i kartlegging fra området rundt Møllenberg er det utarbeidet sprekkerose og stereonett for profil 400-1000, se Figur 25. Påhugget ved dagsone vest ligger ved profil 285, men sprekkerosen og stereonetet antas gyldig for dette profilintervallet også. Den antagelsen gjøres fordi sprekkerosene er relativt like langs hele tunneltraseen på 2500 meter, se vedlegg 1-5 og 1-6.



Figur 25: Sprekkerose og stereonett for profil 400-1000 (Statens Vegvesen 2006a)

Det er observert to til tre hovedsprekkesett langs hele traseen. Sprekkesettene i den vestlige delen av traseen, som vist i Figur 25, gir følgende hovedsprekkesett (Statens Vegvesen 2006a):

- Foliasjonen i grønnsteinen er det mest markerte sprekkesettet, med strøk fra N15°Ø til N45°Ø og fall 20-40° mot ØSØ. Sprekkene er glatte og undulerende med sprekkeavstand på 0,1-1 meter.
- Sprekkesett 1 har strøk fra N110°Ø til N140°Ø og fall 80-90° mot N og S. Disse er gjennomsettende, ofte med sprekkebelegg av kloritt i gangene med kvartskeratofyr. Sprekkeavstanden er 0,5-4 meter.
- Sprekkesett 2 har strøk fra N40°Ø til N50°Ø, og fall 80-90° mot NV. Dette er lite gjennomsettende sprekker, ofte med glatt overflate.

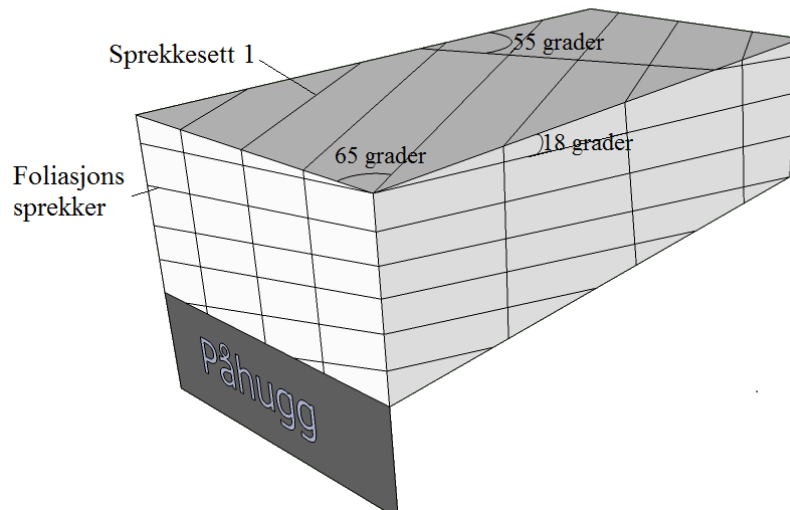
Som vist i vedlegg 1-7 er det utført kjerneboringer fra profilnummer 220-440 langs tunneltraseen. Kjerneloggen viser dybde 120-150, noe som tilsvarer profilnummer 300-270 der påhugget ligger ved profilnummer 285. Loggen viser en varierende oppsprekning, gitt ved RQD verdier fra 52-100 i grønnsteinssonen. Gjennomsnittlig RQD er 80, noe som kan karakteriserer som lite oppsprukket berg. Sprekkeruhetstallet ($J_r = 2$) viser til glatte og bølgete sprekkeoverflater, og tall for sprekkefylling ($J_a = 1-2$) viser til uomvandlede og svakt omvandlede sprekkeflater i henhold Q-systemet, se vedlegg 3-2. Loggen viser også at det forekommer soner med oppsprukket berg med mektighet på opptil 0,4 meter.

Det kan fra kjerneboringer tolkes at det forekommer to svakhetssoner i nærheten av påhugget ved dagsone vest. Fra Figur 23 befinner disse seg ved boreprofil 165 og 100, noe som tilsvarer profil 155 og 320. Disse sonene vil ikke ha innvirkning på forholdene ved påhugget, da det ligger ved profil 285.

Tunnelpåhugget ligger med strøk N65°Ø, og traseen går inn i berget mot SSV. De to hovedsprekkeretningene som er observert er foliasjonssprekkene og sprekkeseett 1. Disse har strøk N30°Ø og fall 30° mot Ø, og strøk N125°Ø og tilnærmet vertikalt fall. Det tredje sprekkesettet er lite gjennomsettende, og antas derfor å ha liten betydning for stabiliteten. Ettersom påhugget og sprekkeseettene har ulikt strøk, må sprekkeseettene fall konverteres om

til tilsynelatende fall. Dette er vinkelen som sprekken vil ha på påhuggsveggen. Dette kan gjøres med et tilsynelatende fall skjema, se vedlegg 2-1.

For foliasjonssprekkene gir dette et tilsynelatende fall = 18° . For sprekkesett 1 vil ikke fallet endres da dette har tilnærmet horisontalt fall. Ved å kombinere de to sprekkesettene i en forenklet 3D figur av påhugget, vil situasjonen være som i Figur 26.



Figur 26: Hovedsprekkeretninger over påhugget

Hvor sprekken forekommer og sprekkeavstanden er ikke innlagt i denne figuren. Den gir likevel en oversikt over mulige problemområder. Begge sprekkesettene ligger generelt med strøkvinkel større enn 25° mot tunnelens lengdeakse. Dette er gunstig da det unngås sprekker med strøk parallelt til tunneltraseen. Likevel vil de to sprekkesettene sammen kunne gi utfall og utrasninger. Dette gjelder spesielt hvis sprekkesett 1 er utholdene, og dermed avløser blokker i vertikalretningen.

5.5 Bergmekaniske egenskaper

En oppsummering av resultatene fra laboratorietestene, utført på ingeniørgeologisk lab ved NTNU, kan sees i Tabell 2.

Resultatene fra lydastighetsmålingene gir svært lave hastigheter. Disse viser til en bergmasse med karakteristikk som en svakhetssone. Dette indikerer at det er mange mikrosprekker og riss i kjerneprøvene. Resultatene fra E-modultestene gir Poissons forholdstall med unormalt lave verdier. Dette tyder på at prøven utvider seg lite i radiell retning i forhold til hvor mye prøven komprimeres i aksial retning. En forklaring på dette er at prøven inneholder mange mikrosprekker og riss som må lukkes før prøven kan deformeres i aksial retningen. Dette samsvarer og bekrefter tolkningen av resultatene fra lydastighetsmålingene. Disse mikrorissene er mest sannsynlig et resultat av sprengningen, da bergartsprøven er sprengstein. Verdiene fra laboratorieresultatene vil derfor være gyldige for de områder som er påvirket av

sprengningen. Dette vil stemme godt overens med forholdene ved dagsone vest, da det her er liten overdekning og store deler av berget dermed vil være påvirket av sprengningen.

Grønnsteinen har enaksiell trykkfasthet lik 196 MPa. Grønnsteinen kan dermed karakteriseres som en bergart med veldig høy styrke. På grunn av foliasjonen i grønnsteinen kan det forventes ulike egenskaper i ulike retninger. Anisotropindeksen er målt til 1,6. Dette karakteriseres som moderat anisotropi. Det kan dermed ikke forventes at foliasjonen har stor effekt på de mekaniske egenskapene til bergarten i henhold (NFF 2000).

5.6 Skjærmotstand langs diskontinuiteter

For å kunne beregne skjærmotstanden (τ) langs sprekker og diskontinuiteter i berget ved dagsone vest, må det anvendes et bruddkriterium. De tre mest brukte bruddkriteriene innen bergmekanikk er Mohr Coulomb (MC), Barton & Bandis (BB) og Hoek-Brown (HB). Alle disse bruddkriteriene beskriver skjærmotstanden basert på sprekkeparametre og kreftene på bruddplanet. Av disse er BB [1] tilpasset å beskrive skjærmotstand langs sprekkesystemer. Dette er fordi kriteriet beskriver et ikke lineært skjærmotstandsforløp. Parametrene i bruddkriteriet er lette å finne i felt, samtidig som tidligere erfaringer ved bruk av bruddkriteriet er lett tilgjengelig. Det er et empirisk utviklet bruddkriterium basert på tre sprekkeparametre og normalspenningen (σ_n) på sprekkeplanet (Barton 1973).

$$\tau = \sigma_n * \tan [\varphi_r + JRC * \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n})] \quad [1]$$

- JRC = Sprekkeruhetskoeffisient.
- JCS = Sprekkestyrkekoeffisient.
- φ_r = Residual friksjonsvinkel.

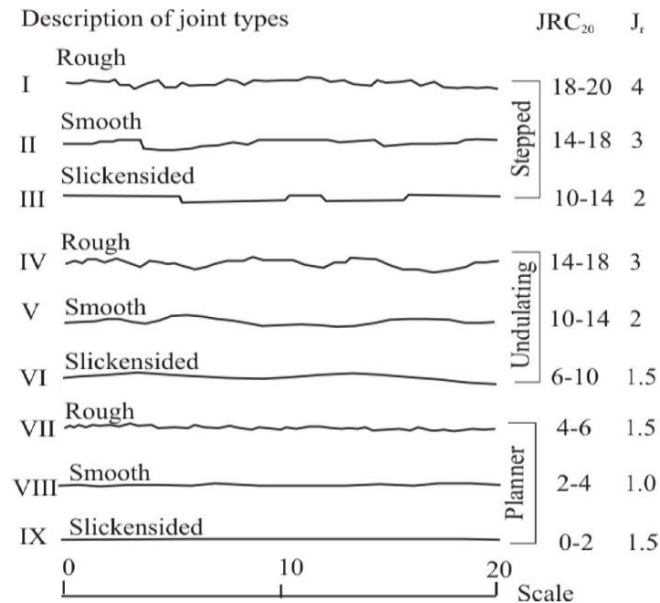
Normalspenningen bestemmes under beregningene på bakgrunn av de påførte lastene. De tre sprekkeparametre må bestemmes for dagsone vest basert på de observasjoner og undersøkelser som er utført:

Sprekkeruhetskoeffisienten (JRC): JRC bestemmes basert på sprekkenes overflatekarakter. For enklere å kunne gjøre bestemmelser av JRC, er det utviklet sammenhenger mellom JRC og J_r i Q-systemet, se Figur 27. Ved dagsone vest er sprekkenes glatte og undulerende, og kjerneprøvene logget og beskrevet med $J_r = 2$ i Q-systemet. Fra Figur 27 kan sprekkenes dermed klassifiseres i klasse V med JRC_{20} mellom 10-14. For å ta hensyn til at enkelte sprekker er observert med sprekkebelegg av kloritt settes $JRC_{20} = 11$.

For å ta hensyn til skalafeil skal verdiene for JRC korrigeres i [2], avhengig av prøvestykkets størrelse (L_0) og in-situ størrelse (L_n) (Hoek 2007).

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0.02JRC_0} \quad [2]$$

Ved dagsone vest er gjennomsnittlig overdekning i tunnelen hvor analysen gjøres $L_n = 450$ cm. Dette gir $JRC_n = 5,6$ ved bruk av [2].



Figur 27: Sprekkes overflatekarakter relatert til JRC og J_r (Barton & Bandis 1990)

Sprekkestyrkekoefisienten (JCS): JCS er et anslag på sprekkeflatens styrke, og kan i felt finnes ved bruk av en Schmidhammer. Når sprekkeoverflatene på forhånd ikke er gitt er en slik testmetode vanskelig. I slike tilfeller kan den totale bergmassens styrke (σ_{cm}) være et representativt anslag på JCS. Den totale bergmassens styrke kan beregnes ved hjelp av resultatene fra laboratorieforsøk. For å få en representativ verdi må disse resultatene tilpasses eventuell anisotropi, sprekker og forvitring langs sprekkeplanene.

For den intakte grønnsteinen er anisotropi indeksen funnet til 1,6. Dette gir en teoretisk reduksjon i enaksiale trykkfasthet på:

$$\frac{1}{1,6} = 37,5\%$$

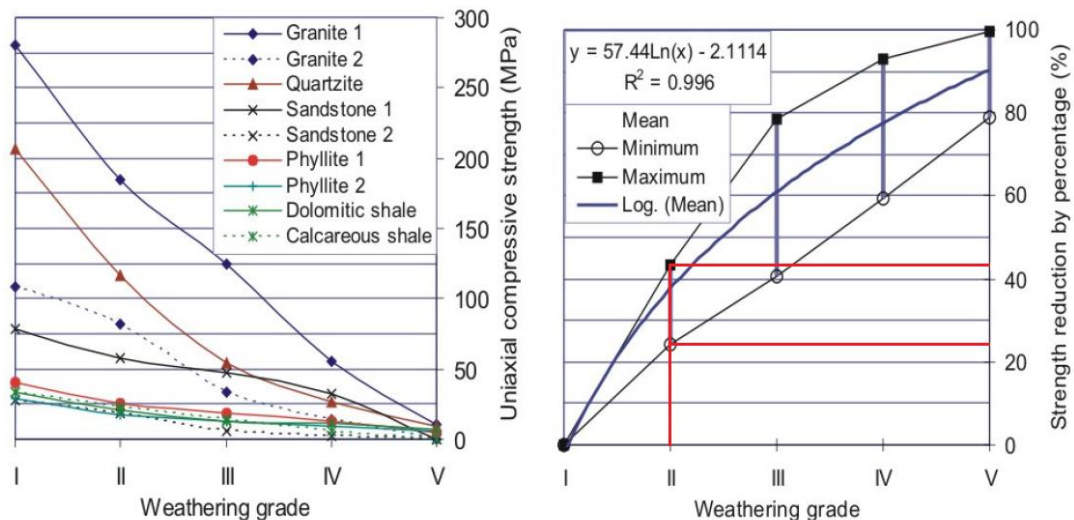
Ettersom det ved dagsone vest er liten overdekning, kan det forventes at en eventuell sprekkeflate gjennom tiden er blitt forvitret. Ved å vurdere bergets forvitningsgrad, kan et anslag på reduksjonen i styrke gjøres ved bruk av fremgangsmåte vist i (Panthi 2006). Forvitningsgraden bestemmes av skjema i Tabell 3.

Bergmassen ved dagsone vest kan ikke klassifiseres som moderat forvitret, da det ikke er påtruffet oppløst eller helt forvitret materiale. Det antas derfor at forvitningsklasse II er et representativt anslag. For å finne reduksjon i enaksial trykkfasthet grunnet forvitringen brukes Figur 28.

Ved forvitningsgrad II anbefales det en reduksjon i intakt bergs enaksiale trykkfasthet på 25-43 %. Det vil være logisk å anta en middelværdi av disse som er 34 %.

Tabell 3: Klassifisering av forvittringsgrad som presentert av ISRM (Panthi 2006)

Term	Description of rock mass conditions	Weathering grade
Fresh rock	No visible sign of rock material weathering; perhaps slight discolouration on major discontinuity surfaces.	I
Slightly weathered	Discolouration indicates weathering of rock material and discontinuity surfaces. All the rock material may be discoloured by weathering and may be some what weaker externally than in its fresh condition.	II
Moderately weathered	Less than half of the material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discoloured rock is present either as a continuous framework or as corestones.	III
Highly weathered	More than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discoloured rock is present either as a discontinuous framework or as corestones.	IV
Completely weathered	All rock material is decomposed and/or disintegrated to soil. The original mass structure is still largely intact.	V
Residual soil	All rock material is converted to soil. The mass structure and material fabric are destroyed. There is a large change in volume, but the soil has not been significantly transported.	VI



Figur 28: Reduksjon i enaksial trykkfasthet ved ulike forvittringsgrad (Panthi 2006)

Den enaksiale trykkfastheten, målt normalt på foliasjonsretningen, er 196 MPa. Et gjennomsnittlig anslag på JCS, for et tilfeldig sprekkeplan ved dagsone vest, blir dermed:

$$JCS = 196 \text{ MPa} * (1 - 37,5\%) * (1 - 34\%) = 80,9 \text{ MPa}$$

Dette er en reduksjon på totalt 41 % prosent.

Residual friksjonsvinkel (φ_r): Residual friksjonsvinkel er tilnærmet lik basis friksjonsvinkel (φ_b) for uforvitrede sprekkeoverflater. Hvor det har forekommet sprekkeforvitring vil residual friksjonsvinkel være noe lavere enn basis friksjonsvinkel. Dette er fordi det forvitrede materialet smører sprekke, og ujevnheter langs sprekke har fått sin styrke og størrelse redusert. Dette er tilfellet ved dagsone vest, og residual friksjonsvinkel settes derfor til 85 % av basis friksjonsvinkel i henhold (Panthi 2012b).

$$\varphi_r = 85\% * \varphi_b = 24,5^\circ$$

Residual friksjonsvinkel settes dermed til $24,5^\circ$

5.7 Numerisk modellering

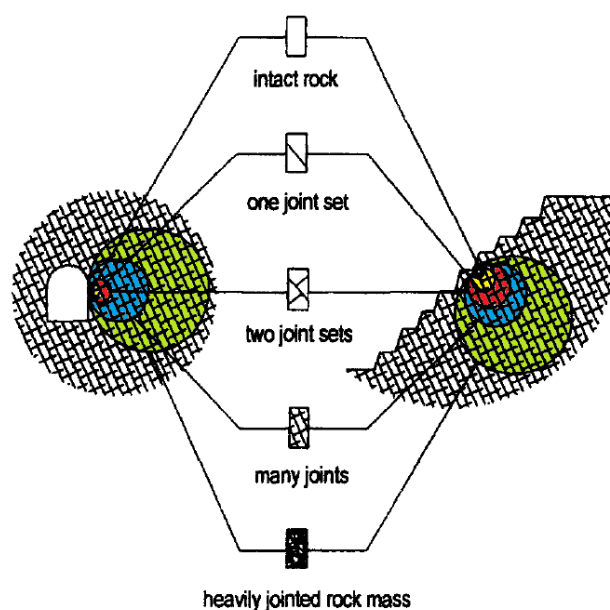
5.7.1 Introduksjon

I denne oppgaven er den numeriske modelleringen utført i programmet Phase2 versjon 7,0. Phase2 er et 2-dimensjonalt endelig element modelleringsprogram (FEM) levert av Rocscience Inc. Programmet muliggjør elastisk og plastisk spenningsanalyse med ulike bruddkriterier som Hoek-Brown og Mohr Coloumb. I modellene er det mulig å legge til sprekkesystemer, samt grunnvannsstrømninger i bergmassen. Videre kan ulike sikringstiltak som bolter, sprøytbetong og full betongutstøpning modelleres, for å se virkningen og belastningen på disse. Programmet er mye brukt blant ingeniører og forskere for å modellere og analysere stabilitet i bergrom, tunneler og skråninger.

5.7.2 Inputparametere til Phase2

I Phase2 kreves det inputparametere som beskriver bergets egenskaper ved dagsone vest. Gyldigheten av resultatene fra modelleringen i Phase2 er derfor helt avhengig av at inputparametrene er korrekte.

Berg er generelt et anisotrop materiale med varierende egenskaper. Det forekommer ofte sprekker og lagdelinger i berget som representerer lokale og regionale svakheter. Ved å gjennomføre laborietester oppnås det derfor kun et lokalt bilde på bergets intakte egenskaper. Bergets totale egenskaper er ofte dårligere enn resultatene fra laborietestene, da en større bergmasse inneholder flere sprekker og andre svakheter enn en liten kjerneprøve (Hoek & Brown 1997), se Figur 29.



Figur 29: Prøvestørrelsens påvirkning på bergmassens oppsprekning (Hoek & Brown 1997)

Ved modelleringer i Phase2 er det derfor viktig å omgjøre verdiene fra laboratorietestene til et anslag på bergets totale egenskaper. Et vanlig begrep som beskriver bergets totale egenskaper er deformasjonsmodulusen (E_{rm}). Det er derfor utviklet empiriske sammenhenger som beskriver deformasjonsmodulus ved hjelp av forskjellige målbare geologiske parametre. Disse kan være det intakte bergets egenskaper, sprekkefrekvens og sprekkekarakter ved den gitte lokasjonen.

Klassifikasjonssystemet basert på GSI (geological strength index), har for numerisk modellering vist seg å være meget beskrivende. Dette er fordi det er funnet klare sammenhenger mellom deformasjonsmodulus og parametrene i GSI systemet. En studie i (Hoek & Diederichs 2006) på resultater fra 494 målinger og tilbakeanalyser fra undergrunnsanlegg i Kina og Taiwan, resulterte i den generaliserte Hoek-Diederichs likning [3]. Denne brukes i Rocscienceprogrammet RocLab som beregner bergets deformasjonsmodulus. Verdien brukes videre i Phase2 (Rocscience 2007).

$$E_{rm} = E_i * (0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}}) \quad [3]$$

- GSI = Geological strength index.
- D = Forstyrrelsesfaktor, bestemmes fra drivemetodens skade på berget.
- E_i = Intakt bergs E-modulus.

I den numeriske modellen må det velges et bruddkriterium som beskriver når berget går i brudd. Modelleringen i denne oppgaven baserer seg på HBs generelle bruddkriterium for oppsprukket berg [4] som gitt i (Hoek & Brown 1997).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad [4]$$

- σ_1 og σ_3 = Største og minste hovedspenning.
- m_b = HB konstant.
- s og a = Konstanter som avhenger av bergets egenskaper.
- σ_c = Intakt bergs enaksiale trykkfasthet.

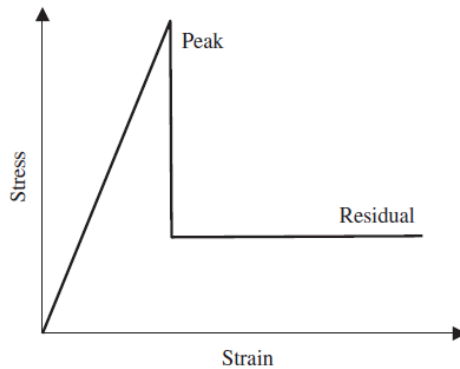
Faktorene m_b , s og a i [4] lar seg beskrive av GSI systemet som [5,6,7] (Cai et al. 2004):

$$m_b = m_i * e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad [5]$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad [6]$$

$$a = 0,5 + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad [7]$$

For å se effekten av eventuelle brudd i den numeriske modellen må det gjøres en plastisk analyse. Da må HBs generelle bruddkriterium beskrives både før og etter et eventuelt brudd. Dette kan forenklet forklares med at bergmassen har en maksimal (peak) styrke før brudd og en residualstyrke etter brudd, se Figur 30.



Figur 30: Bergets styrke før og etter et sprøtt brudd (Cai et al. 2007)

Dette er en forenklet antagelse som kun gjelder for et ”perfekt” sprøtt brudd. I virkeligheten vil det skje en jevn overgang fra bergets maksimale styrke til residualverdien. Denne bruddkurven avhenger av bergmassens egenskaper og den ytre belastningen (Cai et al. 2007).

Påhugget ved dagsone vest har en geologi bestående hovedsakelig av grønnstein, men med ganger av breksje og kvartskeratofyr. En numerisk modellering i Phase2 ved bruk av HBs bruddkriterium [4] og den generaliserte Hoek-Diederichs likning [3], krever følgende parametre for alle de tre bergartene:

- Forstyrrelsesfaktoren (D)
- Hoek-Brown konstanten (m_i)
- Geological strength index (GSI)
- Residualparametere
- Generelle bergartsparametere

Hovedfokus i vurderingene er rettet mot grønnsteinen. Grønnsteinen er mest undersøkt, samtidig som den har størst innvirkning på analyseresultatene. For de to resterende bergartene er det få overflater å undersøke ved dagsone vest. Dette fører til at vurderingene hovedsakelig er gjort basert på erfaringsdata.

- ***Forstyrrelsesfaktoren (D)***

Forstyrrelsesfaktoren har som [5,6,7] viser, stor innvirkning på utregningen av deformasjonsmodulusen og de ulike konstantene i HBs bruddkriterium. Erfaringene viser at det i mange tilfeller kan være vanskelig å bestemme denne faktoren, som kan variere fra 0 til 1 avhengig av drivemetodens påvirkning på berget. Den vil derfor være størst ved den frie overflaten, og reduseres mot null med økende avstand til den frie overflaten. I tilfeller der det gjøres forsiktig sprengning i massive bergarter, og det oppnås jevne overflater, kan D settes til 0. I folierte og lagdelte bergarter vil det ved uansett sprengning resultere i ujevne overflater på grunn av lagdeling, og D kan settes til 0,5 (Hoek & Diederichs 2006). Figur 31 viser påhugget etter en av de første salvene ved det vestre tunnellopet ved dagsone vest.

Det markerte området viser siden av tunnellopet, og kan beskrives som ujevn grunnet lagdelingen og foliasjonen i grønnsteinen. Likevel gjennomføres sprengningene med svært reduserte salvelengder, og ved oppdeling av stoffen. Det kan forventes en ujevn overflate,

men som vil være tilnærmet upåvirket av sprengningen. Forstyrrelsesfaktor (D) settes derfor til 0,1 for grønnsteinen i den numeriske modellen.



Figur 31: Sidevegg av påhugget etter de første salvene

Det antas at verken kvartskeratofyren eller breksjen påvirkes av sprengningen, da disse har få frie flater i tunnelen. Forstyrrelsesfaktoren (D) settes derfor til 0 for kvartskeratofyren og breksjen.

- **Hoek-Brown konstanten (m_i)**

Konstanten m_i avhenger av bergets friksjonsegenskaper og krefter mellom kornene i bergarten. Eksperimentelt kan denne konstanten finnes ved å utføre triaksielle trykkforsøk på en kjerneprøve (Hoek & Brown 1997). Dette er ikke gjort ved dagsone vest, og verdiene må vurderes ut fra generelle oppslagsverk, se Tabell 4.

Grønnstein ved dagsone vest er en metamorfisert basalt. Denne kan, ut fra kjerneprøvene og feltbefaring, karakteriseres som varierende foliert og stedvis som en grønnskifer. På den andre siden har den en enaksial trykkfasthet på 196 MPa, noe som tilsier at det er en sterk bergart. I Tabell 4 er verken grønnstein eller grønnskifer listet opp. Den kan antas å ligge i området mellom de delvis folierte bergartene som amfibolitten, og de folierte bergartene som skiferen. HB konstanten m_i settes derfor til 18 for grønnsteinen.

For kvartskeratofyren og breksjen bestemmes HB konstanten m_i basert på erfaringsdata i Roclab. Konstanten m_i settes til 29 for kvartskeratofyren og 22 for breksjen.

Tabell 4: Skjema for bestemmelse av Hoek-Brown konstanten m_i (Marinos & Hoek 2000)

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates *	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias *		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic				Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6	Gneiss 28 ± 5	
	Foliated**			Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5	Granodiorite (29 ± 3)	
		Dark	Gabbro 27 ± 3	Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)	
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava	Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5		Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone, to values used for fine grained sediments (even under 10).

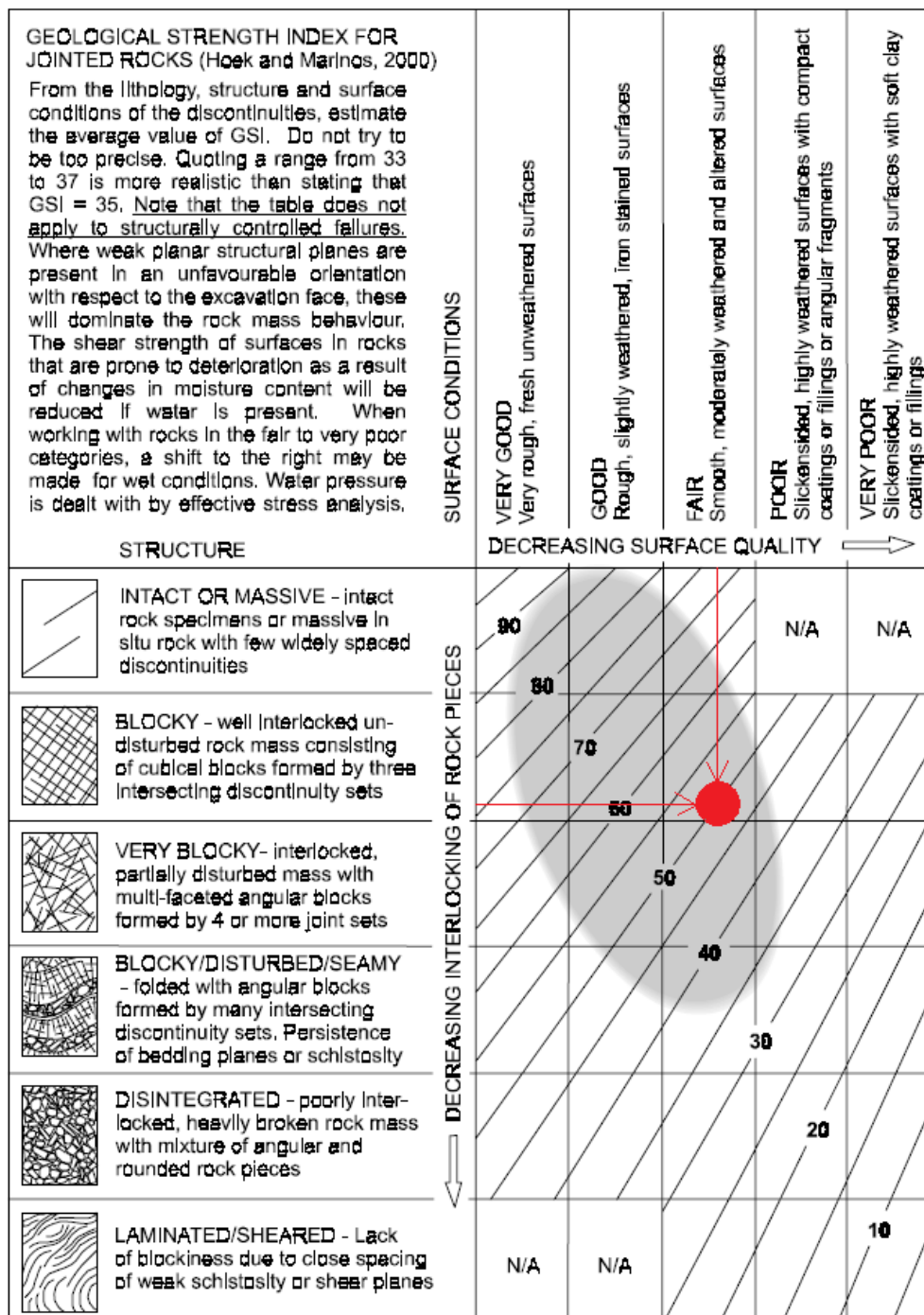
** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

- **Geological strength index (GSI)**

GSI for oppsprukket bergmasse varierer fra 0-100, og bestemmes av blokkstørrelse eller oppsprekningsgrad og blokkens eller sprekkeoverflatens karakteristikk. Figur 32 viser et generelt skjema for bestemmelse av GSI.

Figuren viser typiske GSI-verdier for gneis i det grå skraverte området. Figuren er hentet fra et veiledningshefte utgitt i (Marinos & Hoek 2000), og kan brukes som en generell veiledning

til valg av GSI for grønnsteinen. Dette antagelsen kan gjøres da laboratorietestene viser at grønnsteinen er en hard bergart som gneisen, samtidig som de begge er metamorfisert og foliert. GSI verdien for grønnsteinen kan derfor antas å ligge innenfor det skraverte området i Figur 32.



Figur 32: Generelt GSI-skjema med GSI verdier for gneis (Marinos & Hoek 2000)

Fra befaring ved dagsone vest kan grønnsteinen beskrives som massiv og lite blokkete, men med tre sprekkesett. Strukturen i GSI skjemaet settes derfor i kategorien blokkete.

Overflateforholdene settes til moderat, da påhugget befinner seg nære bergoverflaten, og grønnsteinen generelt er moderat forvitret. GSI verdien for grønnsteinen ligger derfor i intervallet 45-55, markert med rødt i Figur 32. Dette intervallet ligger innenfor de anbefalte GSI verdiene for gneis.

Numerisk modellering av tunneler og bergrom gjøres oftest i forkant av et prosjekt. Tilgangen på representative bergoverflater å gjøre målinger på er ofte dårlig i dette stadiet av prosjektet. Dermed blir den ingeniørgeologiske rapporten og tidlige feltundersøkelser grunnlaget for inputparametrene. Som et forsøk på å beskrive GSI parameteren på en objektiv og målbar måte i et tidlig stadium, er GSI systemet i (Cai et al. 2004) videreutviklet, og beskrevet ved hjelp av to enklere målbare parametere: blokkvolum (V_b) og en sprekkekondisjonsfaktor (J_c), se vedlegg 3-1.

Blokkvolum (V_b): beregnes forenklet av sprekkesettens midlere sprekkeavstand. Ved dagsone vest er det observert tre sprekkesett i grønnsteinen. Disse har sprekkeavstand 0,1-1 meter for foliasjonssprekkene, 0,5-4 meter for sprekkesett 1 mens sprekkesett 2 er lite gjennomsettende. I beregningen av minste blokkstørrelse antas det at sprekkesett 2 har minste sprekkeavstand = 1 meter. Dette gir følgende blokkstørrelse:

$$V_b = \text{sprekkeavstand}_1 * \text{sprekkeavstand}_2 * \text{sprekkeavstand}_3$$

$$V_b = 0,1m * 0,5m * 1m = 0,05m^3 = 50\ 000cm^3$$

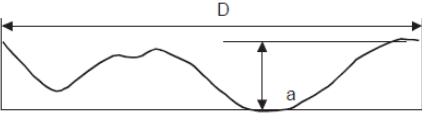
Sprekkekondisjonsfaktoren (J_c): beregnes av tre ulike sprekkefaktorer i [8] (Cai et al. 2007)

$$J_c = \frac{J_w * J_s}{J_A} \quad [8]$$

- J_w : er et anslag på sprekkenes undulerende karakter, se Tabell 5.

Tabell 5: Skjema for bestemmelse av sprekkenes undulerende karakter J_w (Cai et al. 2004)

Waviness terms	Undulation	Rating for waviness J_w
Interlocking (large-scale)		3
Stepped		2.5
Large undulation	> 3%	2
Small to moderate undulation	0.3-3%	1.5
Planar	< 0.3%	1



Undulation = a/D
D - length between maximum amplitudes

Denne må ikke forveksles med sprekkevannsfaktoren i Q-systemet. Sprekkenes ved dagsone vest beskrives som undulerende. En utregning er ikke mulig å gjøre basert på de undersøkelser som er gjort. J_w settes derfor til 1,8 basert på den generelle sprekkebeskrivelsen.

- J_s : er et anslag på sprekkenes ruhet, se Tabell 6. Figuren har klare likheter med Q-systemets klassifisering av sprekkeruhetstallet (J_r), se vedlegg 3-2. Sprekkeruhetstallet ved dagsone vest er for grønnsteinen satt til 1, 1,5 og 2. Et gjennomsnittlig anslag gir $J_r \approx J_s = 1,5$.

Tabell 6: Skjema for bestemmelse av sprekkenes ruhet J_S (Cai et al. 2004)

Smoothness terms	Description	Rating for smoothness J_S
Very rough	Near vertical steps and ridges occur with interlocking effect on the joint surface	3
Rough	Some ridge and side-angle are evident; asperities are clearly visible; discontinuity surface feels very abrasive (rougher than sandpaper grade 30)	2
Slightly rough	Asperities on the discontinuity surfaces are distinguishable and can be felt (like sandpaper grade 30-300)	1.5
Smooth	Surface appear smooth and feels so to touch (smoother than sandpaper grade 300)	1
Polished	Visual evidence of polishing exists. This is often seen in coating of chlorite and specially talc	0.75
Slickensided	Polished and striated surface that results from sliding along a fault surface or other movement surface	0.6-1.5

- J_A : er et anslag på sprekkefylling, og har klare likheter med Q-systemets parameter for sprekkefylling, også benevnt J_A , se vedlegg 3-2. Sprekkefyllingen bestemmes av Tabell 7.

Tabell 7: Skjema for bestemmelse av sprekkefylling J_A (Cai et al. 2004)

	Term	Description	J_A
Rock wall contact	<i>Clear joints</i>		
	Healed or "welded" joints (unweathered)	Softening, impermeable filling (quartz, epidote, etc.)	0.75
	Fresh rock walls (unweathered)	No coating or filling on joint surface, except for staining	1
	Alteration of joint wall: slightly to moderately weathered	The joint surface exhibits one class higher alteration than the rock	2
	Alteration of joint wall: highly weathered	The joint surface exhibits two classes higher alteration than the rock	4
	<i>Coating or thin filling</i>		
	Sand, silt, calcite, etc.	Coating of frictional material without clay	3
	Clay, chlorite, talc, etc.	Coating of softening and cohesive minerals	4
Filled joints with partial or no contact between the rock wall surfaces	Sand, silt, calcite, etc.	Filling of frictional material without clay	4
	Compacted clay materials	"Hard" filling of softening and cohesive materials	6
	Soft clay materials	Medium to low over-consolidation of filling	8
	Swelling clay materials	Filling material exhibits swelling properties	8-12

Sprekkefyllingstallet i Q-systemet er for grønnsteinen ved dagsone vest satt til 3. Dette gir $J_A = 3$.

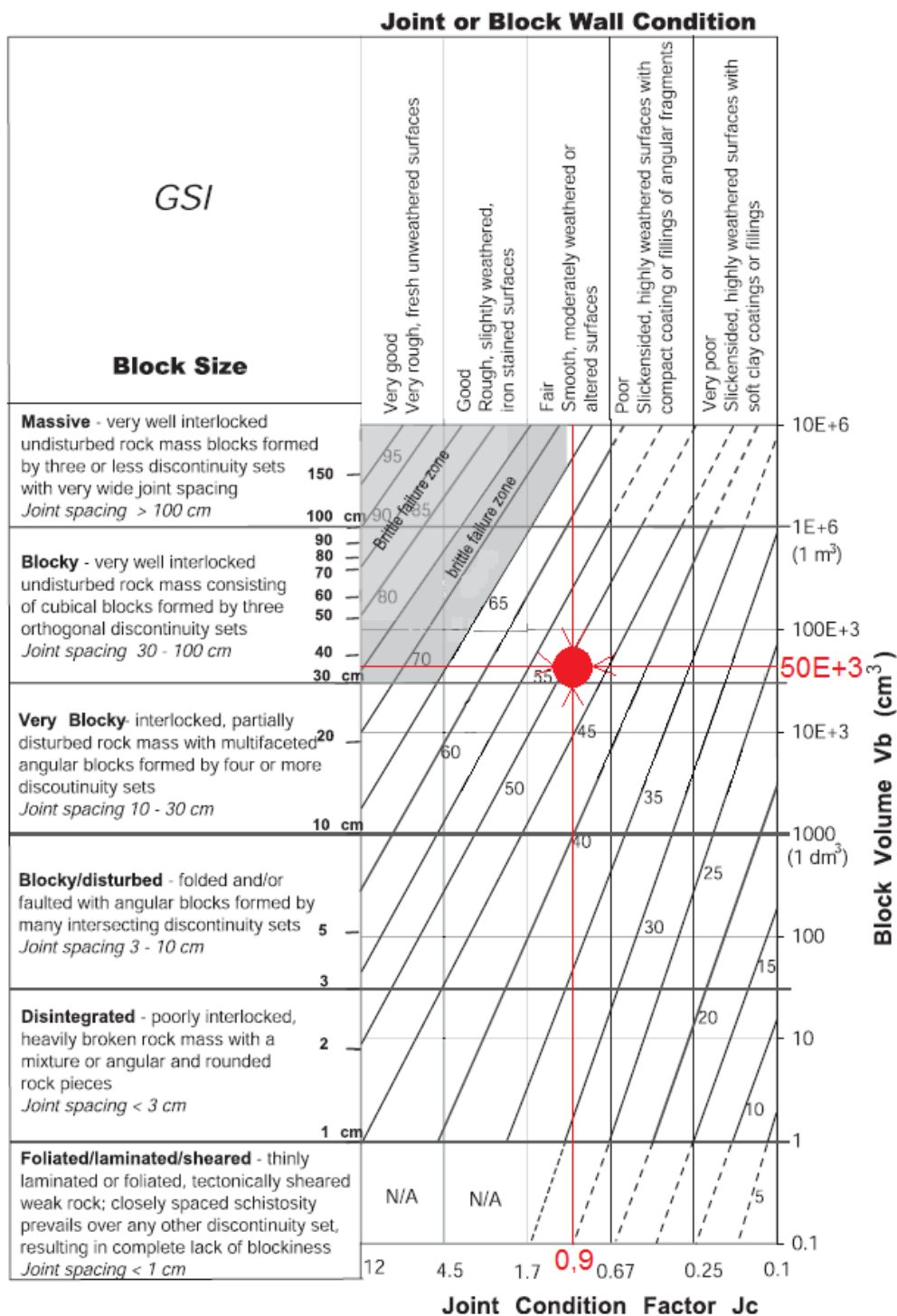
Ved bruk av [8] blir sprekkekondisjonsfaktoren (J_c) = 0,9.

Ved å fylle verdiene for sprekkekondisjonsfaktoren og blokkvolum inn i GSI skjemaet presentert i (Cai et al. 2004), er det mulig å gjøre en vurdering av GSI verdien for grønnsteinen, se Figur 33.

Denne fremgangsmåten viser at GSI verdien ligger i intervallet 47-52. For et nøyaktig anslag kan [9] brukes (Cai et al. 2007):

$$GSI = \frac{26,5 + 8,79 \ln J_c + 0,9 \ln V_b}{1 + 0,0151 \ln J_c - 0,0253 \ln V_b} \quad [9]$$

Dette gir en GSI = 48



Figur 33: GSI basert på blokkvolum og sprekkekondisjonsfaktor (Cai et al. 2004)

Oppsummert gir de tre ulike fremgangsmåtene en GSI som spriker fra 45-55, men med hovedtyngde rundt 50. Det antas at en GSI på 50 dermed er et gyldig anslag på grønnsteinens GSI verdi.

For kvartsskeratofyren og breksjen bestemmes GSI verdien basert på erfaringsdata fra Roclab. Disse settes til henholdsvis 51 for kvartsskeratofyren og 40 for breksjen.

- **Residualparametre**

For å kunne simulere en plastisk bruddsekvens i Phase2 kreves det inputparametre som beskriver residualverdiene for HB konstantene m_b , s og dilasjonsparameteren (D).

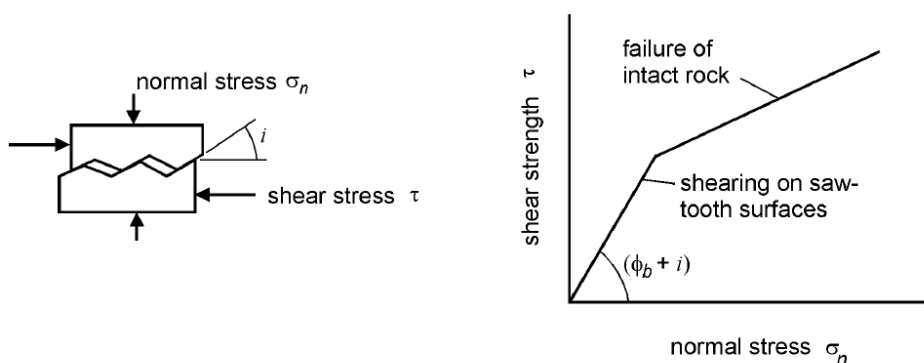
Vurderinger rundt disse parametrene er generelt vanskelige, da forløpet til bergartens styrke under brudd varierer sterkt med bergartens egenskaper og lagdeling (Cai et al. 2007). Som en generell veiledning kan Tabell 8 fra (Crowder & Bawden 2004) brukes:

Tabell 8: Generell veiledning for valg av residualparametrene (Crowder & Bawden 2004)

Parameter	Massive og sprø bergarter	Oppsprukket, sterke bergarter	Oppsprukket, svake bergarter	Veldig svake bergarter
Brudd-mekanisme	Høye spenninger resulterende i brudd i intakt berg	Moderate spenninger resulterende i brudd langs sprekkesystem	Delvis elastisk brudd der skjærstyrken opprettholdes	Knusning, elastisk brudd
GSI	70 - 90	50 - 65	40 - 50	<30
s_r	0	0	0	s
m_r	1	15	$0,5 * m_b$	m_b
D	0	$0,3 * m_r$	liten	0

Grønnsteinen ved dagsone vest er vurdert med $GSI = 50$. Den kan derfor av Tabell 8 karakteriseres som en blanding mellom oppsprukket sterke, og svake bergarter. For å ta hensyn til eventuelle svakheter i bergarten, velges verdiene for residualparametrene under kategorien oppsprukket, svake bergarter.

Dilasjonparameteren (D) beskriver bergets motstand mot volumendring. Denne benevnes ved vinkelen (i), som beskriver sprekkens ujevne karakter, se Figur 34.



Figur 34: Skjærstyrke langs en ujevn overflate (Hoek 2007)

Volumendringen vil være avhengig av både normalspenningen (σ_n) og skjærspenningen (τ). Ved høy normalspenning vil det kreves tilsvarende høy skjærspenning for at det skal inntreffe en volumendring. Ved dagsone vest befinner påhugget seg nære dagen, og vertikalspenningen fra overliggende masser vil være liten. Av den grunn er det større potensial for volumendring ved et eventuelt brudd, enn hvis lokasjonen hadde hatt større overdekning. Dilasjonen kan derfor settes høyere enn hvis påhugget hadde befunnet seg lengre fra overflaten. I henhold

Tabell 8 skal dilasjonen for grønnsteinen ligge mellom "liten" og $0,3 \cdot m_r$. Dette tilsvarer en verdi lavere enn 0,82, se Tabell 11. En dilasjon på 0,5 ansees derfor som gyldig for grønnsteinen i den numeriske modellen.

I den numeriske modellen er det brukt residualparametre og dilasjon for de tre bergartene som i Tabell 9.

Tabell 9: Residualparametre og dilasjon

Parameter	Grønnstein	Kvartskeratofyr	Breksje
s_r	0	0	0
m_r	$0,5 \cdot m_b$	$0,5 \cdot m_b$	$0,5 \cdot m_b$
D	0,5	0,5	0,5

Et brudd i berget vil kunne penetrere alle tre bergarter ved påhugget. Residualparameterne og dilasjonen antas derfor å være lik for alle de tre bergartene ved dagsone vest.

- **Generelle bergartparametre**

I tillegg til de nevnte bergartene vil den numeriske modellen påvirkes av kvikkleira som ligger over berget opp til terrengoverflaten. Kvikkleira er derfor tatt med i den numeriske modellen, og tilegnet generelle egenskaper basert på MCs bruddkriterium. Det er ikke gjort ytterligere vurderinger rundt disse verdiene, da de har liten innvirkning resultatene. Generelle parametre for kvikkleira, grønnsteinen, kvartskeratofyren og breksjen er gitt i Tabell 10.

Tabell 10: Generelle parametre brukt i Phase2

Bergart	Egenvekt [g/cm ³]	UCS [MPa]	E-modul [GPa]	Possions tall	Friksjons vinkel [°]	Kohesjon [kPa]
Kvikkleire	1,9 ^[3]		0,005 ^[3]	0,35 ^[3]	30 ^[3]	10 ^[3]
Grønnstein	2,8	196	24	0,09		
Kvartskeratofyr	2,6 ^[1]	70 ^[2]	43 ^[1]	0,22 ^[1]		
Breksje	2,6 ^[2]	50	20	0,3 ^[2]		

^[1] (Statens Vegvesen 2006a)

^[2] (Birgisson 2012)

^[3] (Gylland 2012)

Til å beregne verdiene til deformasjonsmodulus og HB kostantene i henhold [3,5,6,7], brukes analyseprogrammet RocLab levert av RocScience. Dette gjøres ved å velge spesifikk type prosjekt = tunnel med fem meter overdekning.

Resultatet fra RocLab og inputparametre brukt i den numeriske modellen er gitt i Tabell 11.

Tabell 11: Inputparametre til Phase2

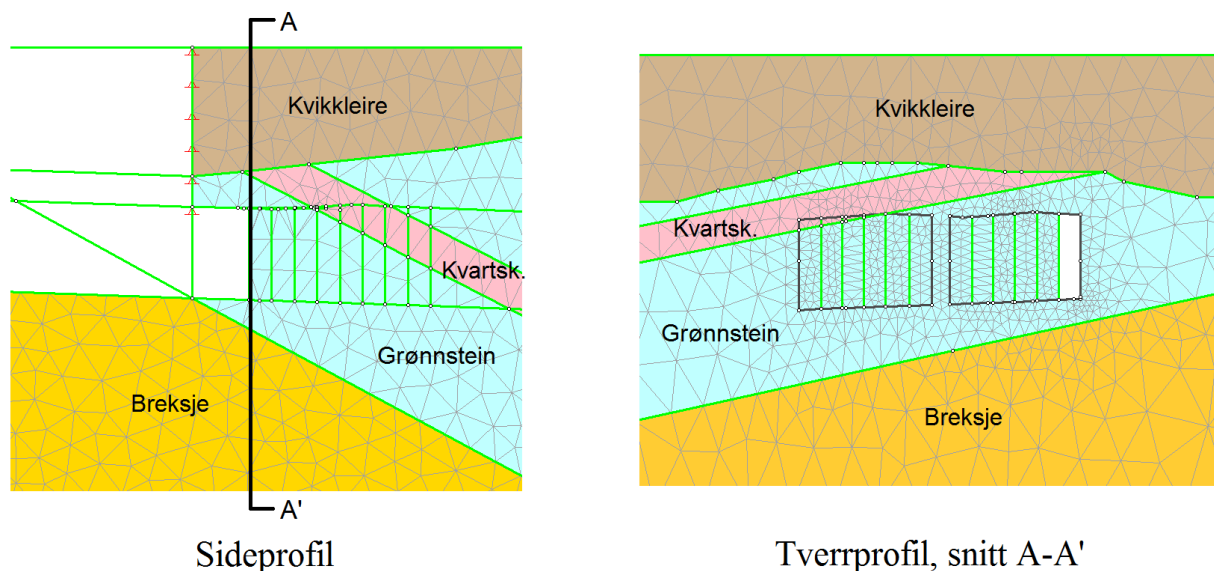
Parameter	Symbol	Grønn- stein	Kvarts- keratofyr	Breksje
Geological strength index	GSI	50	51	40
Forstyrrelsesfaktor	D	0,1	0	0
Hoek-Brown konstant	m_i	18	29	22
Deformasjonsmodulus [MPa]	E_{rm}	6276,71	14024,44	3193,04
Hoek-Brown konstant	m_b	2,747	5,039	2,581

Parameter	Symbol	Grønnstein	Kvartskaratofyr	Breksje
Hoek-Brown konstant	s	0,0032	0,0043	0,0013
Hoek-Brown konstant	a	0,506	0,505	0,511
Residual Hoek-Brown konstant	m_r	1,37	2,52	1,29
Residual Hoek-Brown konstant	s_r	0,0016	0,0021	0,0006
Dilasjon	d	0,5	0,5	0,5

Residualparameterne og dilasjon er beregnet etter Tabell 9.

5.7.3 Modellene

Basert på observasjoner og de ingeniørgeologiske rapportene er det utviklet to numeriske modeller som viser bergartene i det aktuelle området ved dagsone vest, se Figur 35. Det er en tverrsnittmodell og en sideprofilsmodell.



Figur 35: De to numeriske modellene

De første fem meterne av tunnelen er sikret med en betongdrager og forspente stag. Dette er sikringstiltak som er vanskelig å simulere i en numerisk modell, og det antas derfor at denne sonen er stabil. Modelleringen i Phase2 er derfor utført i et snitt som ligger fem meter fra tunnelåpningen. Dette er i overgangssonen hvor effekten fra de forspente stagene går mot null, og hvor stabiliteten kun avhenger av den permanente sikringen.

Det gjøres først en modellering av tverrprofilmodellen. Deformasjonene som måles i tunnelhengen i denne modellen, sammenliknes så med de virkelige deformasjonsmålingene. Dette gjøres for å få samsvar med modellen og virkeligheten. Deformasjonen fra tverrsnittmodellen brukes så videre som maksimalverdier for deformasjonen i sideprofilsmodellen. Ved å legge til restriksjoner for tillatt deformasjon i tunnelhengen de fem første meterne av tunnelen, hindrer dette en total kollaps av modellen. På denne måten oppnås en forenklet men realistisk modell.

Begge modellene er i låst i y-retning i bunn, låst i x-retning i sidene samt låst i både x og y-retning i bunnhjørnene. På denne måten antas det at massene utenfor modellen ikke blir berørt av de utgravninger som gjøres.

5.7.4 Bergspenninger

De vertikale spenningene settes i modellen lik gravitasjonsspenningen med terrengoverflaten som nulllinje. De horisontale spenningene beskrives ved konstanten K , gitt som forholdet mellom de horisontale spenningene (σ_h) og de vertikale spenningene (σ_v) i [10].

$$\sigma_h = K * \sigma_v \quad [10]$$

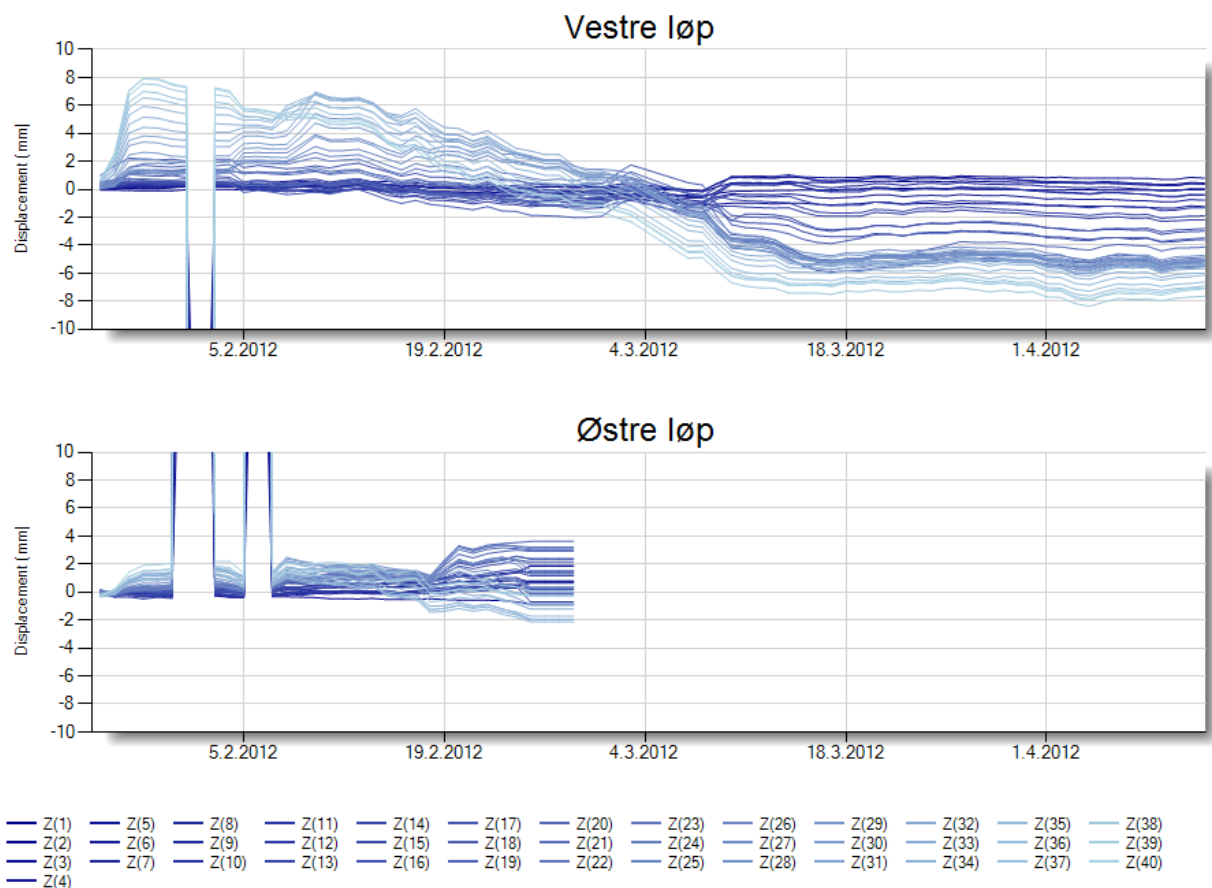
Ettersom tunnelen ved dagsone vest ligger nære overflaten, kan det forventes at de horisontale spenningene overstiger de vertikale spenningene. Dette betyr at $K > 1$. De horisontale spenningene kan etter (Panthi 2012a) formuleres som [11].

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} * \sigma_v + \sigma_{tekttonisk} \quad [11]$$

Ved dagsone vest er den vertikale spenningen lav på grunn av den lave overdekningen. Samtidig har grønnsteinen et lavt Poissons forholdstall ($\nu=0,09$). Dette betyr at den første delen i uttrykket for horisontalspenningen i [11] blir liten. Hoveddelen av de horisontale spenningene er dermed grunnet tektoniske spenninger. I henhold gjennomsnittsmålinger i Trøndelagsområdet, er det målt horisontalspenninger i Ø-V retning tilnærmet lik 10 MPa (Myrvang 2001). Dette vil være parallelt med tunnelpåhugget. Ettersom det ikke er utført spenningsmålinger ved dagsone vest, antas det på bakgrunn av denne verdien at spenningsforholdet kan beskrives med $K=3$ i de numeriske modellene.

Det er ved dagsone vest målt elastiske deformasjoner i tunnelhengen på opp mot 8mm, se Figur 36. Grafene viser positiv deformasjon (\uparrow) under driving av det første tunneløpet (vestre løp). Denne deformasjonen snur til negativ deformasjon (\downarrow) under driving av det andre løpet (østre løp). Den positive deformasjonen antyder høye horisontale spenninger som dermed presser tunnelrommet sammen, og gir positiv deformasjon i tunnelhengen. Dette samsvarer med de spenningsmålinger som er gjort i Trøndelagsområdet i henhold (Myrvang 2001). At deformasjonen snur indikerer at de horisontale spenningene konsentreres lengre fra tunnelkonturen når det andre løpet drives. Det skapes dermed en sone rundt tunnelene med lite horisontalspenninger. Dermed vil den vertikale gravitasjonsspenningen bli dominerende nære tunnelkonturen, og føre til den negative deformasjonen.

Dessverre ble sensorene i det østre løpet ødelagt ved et tidlig stadium slik Figur 36 viser. På grunn av dette er det ikke mulig å sammenlikne deformasjonene i de to løpene.



Figur 36: Deformasjonsplott ved dagsone vest fram til 19.04.2012.

På grunn av endringen av deformasjon som vises i Figur 36, velges det å redusere forholdstallet K fra 3 til 0,3 i den numeriske modellen. Dette gir ved raske testmodelleringer en deformasjon som stemmer bedre overens med de målte deformasjonene.

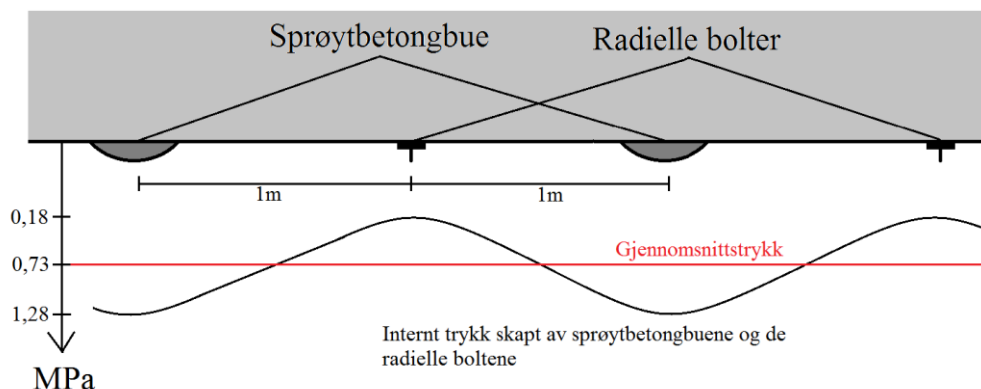
5.7.5 Bergsikring

For den numeriske modelleringen av tverrsnittsprofilen ved dagsone vest, brukes dimensjoner for sikringen som gitt i avsnitt 7.4. Alle sikringstiltak er tilegnet standard egenskaper som gitt i Phase2.

I sideprofilmodellen vil det være mulig å simulere effekten av spilingboltene og sprøytbetongbuene langs tunnelprofilen. Som foreslått i (Hoek 2007) beskrives tunnelsikringen som interne trykk som virker mot tunnelkonturen. Spilingbolter og sprøytbetong er sikringstiltak som ikke er like mye brukt i utlandet som i Norge. Det mangler derfor klare retningslinjer vedrørende hvilket internt trykk slike sikringstiltak vil skape. Disse må derfor vurderes:

- **Sprøytbetongbue:** Buen ved dagsone vest består av to hovedelementer: radielle bolter av typen $\varnothing 20$ mm med c/c 1 meter, og seks tversgående $\varnothing 16$ mm innstøpt i 30 cm sprøytbetong. I henhold (Hoek 2007), se vedlegg 3-3, vil det interne trykket fra disse to elementene være:

- Internt trykk fra de radielle boltene vil være tilnærmet 0,184 MPa.
- For selve sprøytbetongbuen kan det antas at denne vil skape et internt trykk som ligger mellom det interne trykket skapt av 30 cm full utstøpning (1,94 MPa), og det interne trykket fra en 4 bar lattice girder (0,72 MPa). Et anslag litt lavere enn gjennomsnitt av disse to er 1,1 MPa.

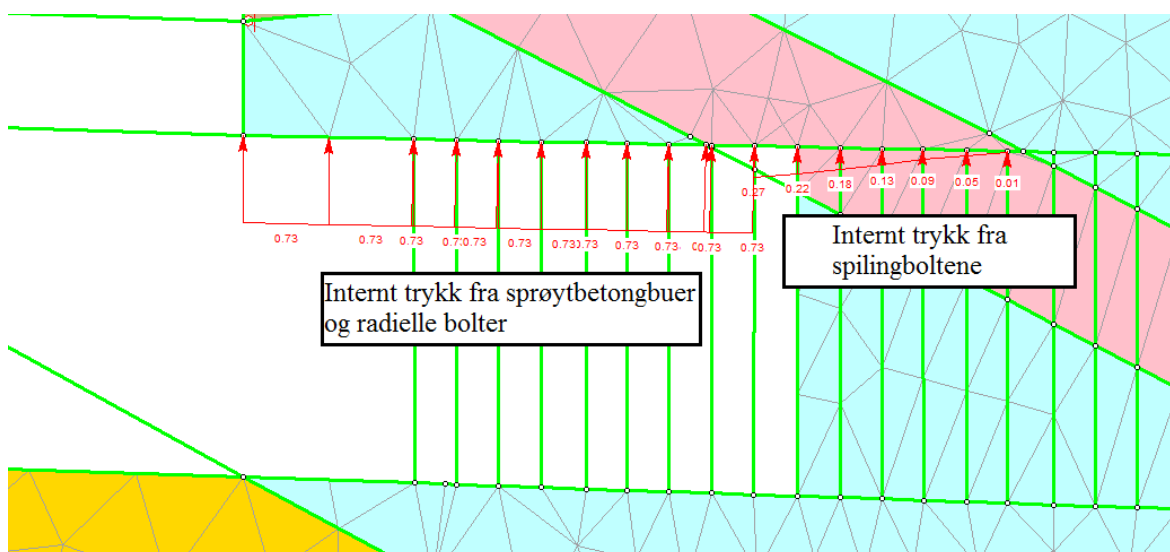


Figur 37: Internt trykk fra sikringstiltakene i tunnelen

Basert på disse anslagene vil det totale interne trykket for en sprøytbetongbue ved dagsone vest være 1,28 MPa. Sprøytbetongbuene installeres med c/c 2 meter, og de radielle boltene med c/c 1 meter. Fordelingen av det interne trykket mot tunnelkonturen vil dermed fordeles som i Figur 37.

Det gjennomsnittlige mottrykket fra disse to sikringstiltakene vil i tunnelhengen være 0,73 MPa.

- **Spilingbolter:** Spilingboltene består av seks meter lange $\varnothing 32$ mm installert med c/c 0,3 meter. I henhold (Trinh 2006) og (Trinh & Broch 2008) vil det interne trykket fra et slikt system følge en triangulærformet spenningsfordeling. Det interne trykket vil være 0,27 MPa ved boltens festepunkt, og reduseres til null ved enden.



Figur 38: Interne trykk i den numeriske modellen

Ved å beskrive sikringen som interne trykk i sideprofilmodellen, vil en typisk fase av modelleringen være som i Figur 38. Det antas i modellen at spilingboltene installeres en meter fra stuff.

5.8 Parametre til vurdering av stagforankring

Ved bruk av oppspente stag kan et brudd inntreffe i fire ulike scenarioer (Littlejohn & Bruce 1975):

- Brudd i berget
- Brudd mellom sement og berg
- Brudd mellom sement og stag
- Brudd i staget

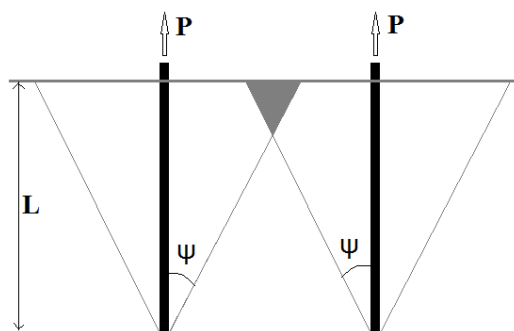
For å kunne gjøre en vurdering vedrørende stagets kapasitet ved dagsone vest, må alle disse fire scenarioene analyseres. I en slik vurdering er bergets enaksiale trykkfasthet en viktig parameter. For å ta hensyn til styrkeanisotropien i berget, brukes den teoretisk minste enaksiale trykkfastheten som anslag på bergets enaksiale trykkfasthet (UCS).

$$UCS = 196MPa * \frac{1}{1,6} = 122,5 MPa$$

For analyse og vurderinger av alle fire bruddmekanismene, kreves følgende parametre:

- **Brudd i berget**

Erfaringer med brudd i berget ved bruk av stag viser at bruddflaten følger overflaten til en snudd kjegle. I de tilfeller hvor det installeres stag i en rekke, vil det oppstå en mer kompleks bruddflate der bruddflatene sammenfaller (Littlejohn & Bruce 1975), se Figur 39.



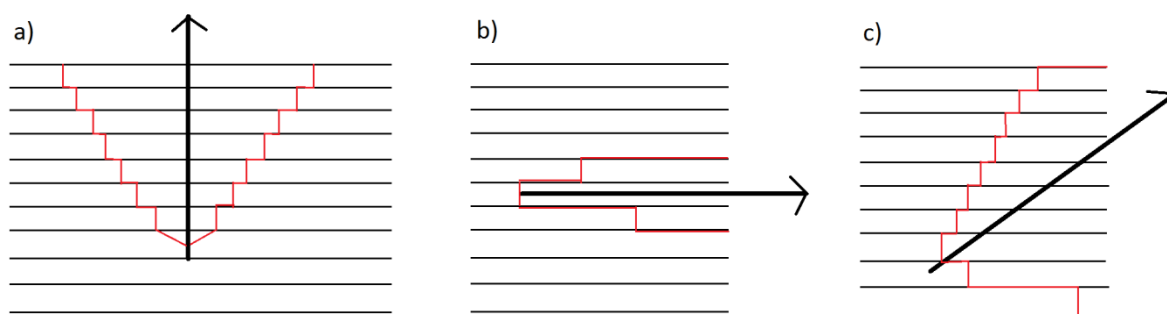
Figur 39: Sammenfallende bruddkjegler

Bruddflaten karakteriseres ved bruddvinkelen ψ som vil variere etter hvilke egenskaper berget har. Vinkelen er vanskelig å forutse, men retningslinjer i (Statens Vegvesen 2010b) kan brukes, se Tabell 12.

Tabell 12: Bergets bruddvinkel og skjærstyrke (Statens Vegvesen 2010b)

Bergmassebeskrivelse	Bruddvinkel ψ [grader]	Bergets skjærstyrke τ_k [kPa]
Godt berg med ett sprekkeseett, enaksiell trykkfasthet > 50 MPa	<45	100-200
Berg med to sprekkeseett, enaksiell trykkfasthet = 15-50 MPa	<40	50-100
Berg med tre sprekkeseett, men mindre enn 20 sprekker per m ² , enaksiell trykkfasthet < 15 MPa	<30	50
For svært oppsprukket berg bør berget injiseres		

Grønnsteinen i byggegropen har trykkfasthet > 50MPa, men har samtidig to til tre sprekkeseett. Sprekkenes retning og egenskaper vil ha stor innvirkning på et eventuelt brudd i berget. Dette gjelder spesielt for lagdelt, sterkt foliert eller skifrigt berg. Avhengig av stagets helning i forhold til sprekkeretninger, foliasjon og skifrihet i berget vil bruddflaten følge disse svakhetsplanene, se Figur 40.



Figur 40: Brudd i lagdelt berg

I den søndre delen byggegropen over tunnelportalen vil hovedsprekkeretningen falle tilnærmet 18° mot sør. Dette er tilnærmet parallelt med stagets installasjonsretning. Dette vil i verste tilfelle skape en situasjon vist som b) i Figur 40. Selv om den enaksiale trykkfastheten skulle tilsvare en bruddvinkel (ψ) <45, antas det på grunn av dette at bruddvinkelen (ψ) = 40° . Dette ansees som et kompromiss mellom den høye trykkfastheten, og den mulige ugunstige sprekkeretningen i den søndre veggen.

I henhold Tabell 12 og bergets karakteristikk kan bergets skjærstyrke variere fra 50-200 kPa. Tabellen oppgir generelt konservative verdier. Med grunnlag i bergets høye enaksiale trykkfastheten settes skjærstyrken i beregningene til 200kPa.

- **Brudd mellom sement og berg**

Generelt viser erfaringer at brudd inntreffer mellom sement og berg for svake bergarter som leirstein og skifrige bergarter. I sterkere bergarter oppstår det oftest brudd mellom staget og sementen (U.S.DoT 1999). Grønnsteinen ved påhuggsområdet er generelt sterk, men har likevel en tydelig lagdeling med enkelte svakheter. Det kan derfor under boring oppstå svakheter i borhullsveggen som igjen minsker heften til sementen (Tomlinson 1995). Grønnsteinen havner derfor i begge klasser. Det er dermed viktig å både vurdere skjærstyrken mellom sement/berg og sement/stag.

Skjærstyrken mellom berg og sement avhenger hovedsaklig av bergets egenskaper, da sementen antas å inneha standard egenskaper. Siden det ikke er utført direkte tester av skjærstyrken mellom berget og sementen, må skjærstyrken bestemmes basert på erfaringer og oppslagsverk. I (Littlejohn & Bruce 1975) er skjærstyrken mellom berg og sement gitt som 10 prosent av den enaksielle trykkfastheten opptil en maksimal verdi på 4,2 MPa. I (Wylie & Mah 2004) er generelle skjærstyrker, med en inneberegnert sikkerhetsfaktor på omtrent tre, gitt i Tabell 13.

Tabell 13: Skjærstyrke mellom sement og berg (Wylie & Mah 2004)

Bergbeskrivelse	Enaksiell trykkfasthet [MPa]	Skjærstyrke [MPa]
Sterkt berg	>100	1,05-1,40
Medium berg	20-50	0,7-1,05
Svakt berg	<20	0,35-0,7
Granitt, basalt		0,55-1,00
Sandstein		0,30-0,60
Skifer		0,30-0,45

I henhold (Statens Vegvesen 2010b) er heftfastheten mellom mørtel og berg for ulike bergarter som i Tabell 14.

Tabell 14: Skjærstyrke mellom sement og berg 2 (Statens Vegvesen 2010b)

Bergart	Enaksiell trykkfasthet [MPa]	Skjærstyrke [MPa]
Granitt	90-170	2,0
Gabbro	18-250	2,5
Sandstein	100-140	1,2
Leirskifer	25-60	0,5

Enaksiell trykkfasthet er for grønnsteinen bestemt til 122,5 MPa, noe som tilsier at skjærstyrken mellom berg og sement i henhold (Littlejohn & Bruce 1975) er 12,3 MPa. Dette overskrider maksimalverdien, slik at den må nedjusteres til 4,2 MPa. Grønnsteinen kan karakteriseres som en sterk bergart i henhold (Wylie & Mah 2004). Tabell 13 gir dermed at skjærstyrken mellom berg og sement er 1,05-1,40 MPa, med en sikkerhetsfaktor på 3. Uten sikkerhetsfaktor vil denne verdien bli 3,15-4,2 MPa. I henhold (Statens Vegvesen 2010b) vil skjærstyrken være noe lavere. Det er ingen fast verdi for grønnstein, men det kan antas at den vil ligge mellom granitt og sandstein. Dette gir en skjærstyrke på 1,2-2,0 MPa. En sammenlikning av de tre anslagene på skjærstyrken gir en gjennomsnittsverdi på 1,8 MPa.

- **Brudd mellom sement og stag**

Brudd vil i dette tilfellet være avhengig av skjærstyrken mellom sementen og staget. Skjærstyrken antas uniformt fordelt langs hele den innstøpte lengden, med skjærstyrke lik 2 MPa i henhold (Statens Vegvesen 2010b).

- **Brudd i staget**

Brudd i staget inntreffer hvis kapasiteten til staget overskrides av de påkjente kreftene. Kapasiteten er hovedsakelig gitt av produsenten. For å ta hensyn til eventuelle produksjonsfeil deles kapasiteten på en partialfaktor = 1,15 for å beregne brukskapasiteten. Ved dagsone vest

er det inngått avtaler med leverandører på forhånd, slik at det er to stag som kan brukes. Dette er MAI stag med følgende tekniske spesifikasjoner, se Tabell 15.

Tabell 15: Stagenes tekniske spesifikasjoner

Type	Borhulls- diameter [mm]	Ytre diameter [mm]	Indre diameter [mm]	Brudd- grense [kN]	Flyte- grense [kN]	Bruks- kapasitet [kN]
R51N	63	51	33	800	630	547
T76N	95	76	51	1600	1200	1043

En oppsummering av stagforankringsparametrene er gitt i Tabell 16.

Tabell 16: Parametre til vurdering av stagforankringer

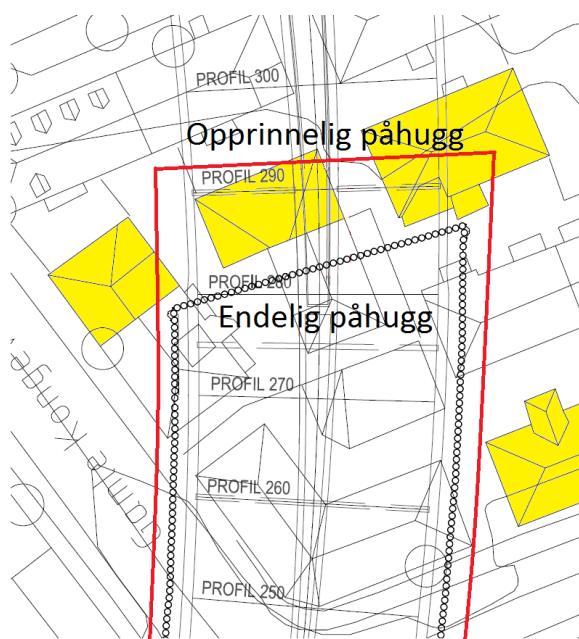
Parameter	Symbol	Verdi
Bruddvinkel	ψ	40°
Bergets skjærstyrke	τ	200 kPa
Skjærstyrke mellom berg og sement	$\tau_{\text{berg/ment}}$	1,8 MPa
Skjærstyrke mellom sement og stag	$\tau_{\text{stag/ment}}$	2,0 MPa
Brukskapasitet R51N		547 kN
Brukskapasitet T76N		1043 kN

Parametrene som er vurdert for dagsone vest tilsier at berget generelt har gode egenskaper med tanke på å installeres oppspente stag. Det kan ikke forventes at stagen må være unormalt lange.

6 Plassering av påhugg

6.1 Beskrivelse

Ved dagsone vest var det i de opprinnelige anbudsbeskrivelsene bestemt en annen plassering av påhugget enn den endelige plassering. Påhugget var opprinnelig satt til profilnummer 293 samtidig som byggegropen var bredere. Det endelig valgte påhugget ble ved profilnummer 285, altså åtte meter fra det opprinnelige forslaget, se Figur 41.



Figur 41: Endelig og opprinnelig påhugg

Hovedgrunnen til denne endringen var å unngå at fire hus rundt byggegropen måtte bli flyttet, markert med gult i Figur 41. Som konsekvens av dette valget ble overdekningen ved tunnelpåhugget mindre, og ekstra stabiliserende tiltak ved påhugget ble nødvendig. På den andre siden ble nødvendig mengde utsprengt berg, utgravd løsmasse og antall spuntrør redusert. På den måten førte valget dermed både til reduserte og økte kostnader.

6.2 Generell vurdering

En vurdering vedrørende påhuggets plassering er ikke bare aktuelt for Strindheimtunnelen, men for alle tunnelprosjekter. Problemstillingen er ofte et valg mellom å drive tunnel med liten overdekning, kontra å sprengte bort masser for å få et påhugg med bedre stabilitet. Kompetansen og erfaringen ved å drive tunnel med liten overdekning og dårlig stabilitet er der, slik at dette setter ingen stopper fra å velge et ustabil påhugg. Likevel er det viktig at kostnadene og tidsforbruket ved å velge et påhugg med liten overdekning, ikke overstiger alternativet ved å velge et påhugg med større overdekning.

Generelt er det fem faktorer som spiller inn når påhuggsplasseringen skal bestemmes:

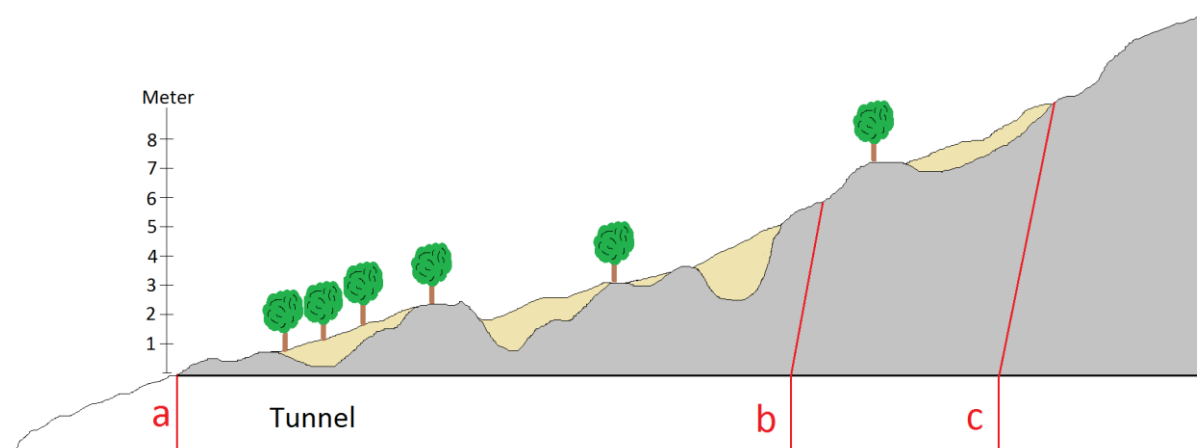
- Omgivelsene
- Gjennomførbarhet
- Kostnader
- Tidsforbruk
- Estetikk

Omgivelsene setter ofte begrensninger til plasseringen av påhugget. Dette gjelder hovedsakelig i urbane strøk, hvor omkringliggende byggverk og infrastruktur skal opprettholdes i så stor grad som mulig. I slike tilfeller er det ofte liten valgfrihet med tanke på plassering av påhugget, da fjerning av byggverk er en kostbar affære. Påhugget blir satt der det hemmer omgivelsene minst mulig, og dermed blir de fjelltekniske aspektene satt i annen rekke. Dette resulterer ofte i vanskelige påhugg, som ved dagsone vest, med liten overdekning. En eventuell kollaps ved et slikt påhugg vil i tillegg kunne ha store konsekvenser, både økonomisk og med tanke på skade på mennesker. Samtidig er prosjekter som ved dagsone vest med på å vise at det er mulig å drive tunnel med svært liten overdekning i ustabil fjell.

Gjennomførbarheten må vurderes for alle påhuggsplasseringer. Tunneler har blitt drevet med liten overdekning, gjennom kvikkleire, i ustabile svakhetssoner og gjennom løsmasser. Tekniske løsninger finnes for tunneldriving i tilnærmet alle slags bergforhold. Gjennomførbarheten er derfor heller et spørsmål om kostnader og tidsforbruk.

Kostnader og tidsforbruk er ofte gjensidig avhengige parametre. Tidskrevende løsninger er også kostbare løsninger, selv om det ikke kreves dyrt utstyr. Byggherren vil i alle tilfeller ferdigstille et prosjekt så raskt som mulig, med så stor effektivitet som mulig.

I Figur 42 er det illustrert et generelt eksempel over en tunneltrase med ulike påhuggsalternativer merket a, b og c.



Figur 42: Generell tunnel med ulike påhuggsplasseringer

Alternativ a vil være den teknisk vanskeligste løsningen, da det vil være nødvendig å drive flere meter tunnel med liten overdekning. Alternativ b og c vil gi større overdekning ved påhugget, og dermed være en teknisk lettere løsning. Dette vil også gi mindre kostnader for

sikring og sprengningsarbeidene enn alternativ a. På den andre siden vil alternativ b og c kreve at det fjernes store mengder masser i forkant av påhugget, noe som gir en skjæring i dagen ved påhugget som vil kunne kreve ekstra sikring. Alle disse faktorene er det mulig å veie opp mot hverandre basert på overslag på tidsforbruk og kostnader. Vanlig praksis har lenge vært å velge alternativ b eller c, men alternativ a må ikke glemmes i en slik vurdering.

Alternativ a vil også kunne kreve ekstra kostnader knyttet til forundersøkelser sammenliknet med alternativ b og c.

Estetikk og tilpasning til omgivelsene må også vurderes for påhuggsplasseringene. Påhugget er den delen av tunnelen som vil ha størst visuell påvirkning på omgivelsene, og fører ofte til vesentlige landskapsinngrep. I henhold (Statens Vegvesen 2010c) skal tunnelpauhugget plasseres slik at det gir minst mulig inngrep på omgivelsene. Av de ulike påhuggsalternativene i Figur 42, vil alternativ a ha minst påvirkning på omgivelsene. Alternativ b og c vil føre til større inngrep i omgivelsene som skjæringer av ulik størrelse. For å skape en god estetisk utforming av påhugget vil det derfor være nødvendig å gjennomføre ulike tiltak. Dette kan være ved gjenvegetasjon, fyllmasser og steinmurer. Slike tiltak vil gi ekstra kostnader og tidsforbruk sammenliknet med alternativ a, som krever små inngrep på omgivelsene. Negative og positive sider ved de tre påhuggsalternativene i Figur 42 er oppsummert i Tabell 17.

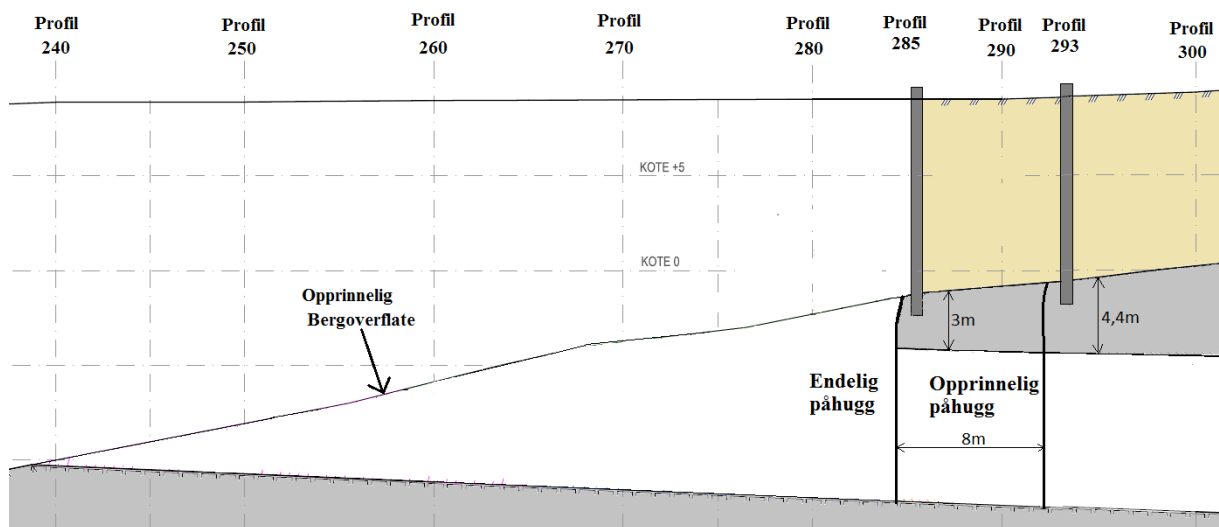
Tabell 17: Valg av påhugg

	Alternativ a	Alternativ b og c
Positiv	Krever minimalt med fjerning av masser langs tunneltraseen. Ingen skjæring i dagen som krever ekstra sikring. Liten visuell påvirkning på omgivelsene.	Stabilt påhugg. Krever mindre sikring av påhugget.
Negativ	Krever ekstra sikring av påhugget. Teknisk krevende tunneldriving som er tid og kostnads krevende. Krever ekstra forundersøkelser.	Krever fjerning av masser langs tunneltraseen. Sikring av skjæringer rundt påhugget. Stor visuell påvirkning på omgivelsene. Krever ekstra tiltak for å bedre det visuelle bildet av påhugget.

De positive og negative punktene i Tabell 17 gjelder som generelle punkter. Alle tunnelprosjekter vil være særegen på sin måte, og må vurderes individuelt.

6.3 Dagsone vest

Ved dagsone vest ble påhugget flyttet fra profil 293 til 285, se Figur 41 og Figur 43. Som Figur 43 viser ville det opprinnelige påhugget ha gitt en økning i overdekning på tilnærmet 1,4 meter. Dette er en økning på 47 %, noe som kan antas at ville ha hatt stor betydning for den totale stabiliteten. Dette ville ha minsket nødvendigheten for oppdelte salver, og dimensjonene på betongdrager og stag.



Figur 43: Sideprofil med de to påhuggsalternativene markert

Som Figur 41 viser, ville også dette ha økt pilarbredden mellom de to tunneløpene med 1-2 meter. Dette er en vesentlig økning i bergpilarens bredde, som ved det endelige påhugget kun er to meter.

Ved å velge det opprinnelige påhugget ville det vært nødvendig å fjerne følgende anslag på ekstra masser sammenliknet med det endelige påhugget:

- 1000 m³ med berg
- 2250 m³ med kvikkleire

Det må også tas med i vurderingen at berget må fjernes ved forsiktig sprenging grunnet rystelsesrestriksjoner. I tillegg vil det være nødvendig å kalksement stabilisere kvikkleira for å muliggjøre utgravningen. For å stabilisere byggegropen ville det vært nødvendig å installere omtrent 25 ekstra spunnrør, samt avstivere. På grunn av økningen i byggegropen størrelse ville det også vært nødvendig med injisering og sikring i byggegropsveggene. Dette må gjøres for å unngå innlekkasjer og utrasninger.

Sikringene i tunnelen ved det endelige påhugget består av sprøytbetongbuer med c/c 2 meter og radielle bolter med c/c 1 meter. I tillegg sprutes det sprøytbetong langs hele tunnelprofilen med tykkelse 20 cm. De åtte første meterne med ekstra tunnel ved å velge det endelige påhugget vil totalt kreve:

- 8 sprøytbetongbuer bestående av radielle bolter og spilingbolter
- 2 tunneløp * 7 rader * 28 radielle bolter = 392 radielle bolter
- 90 m³ med sprøytbetong

Ved dagsone vest vil ikke estetikken ha noen innvirkning på vurderingen av de to påhuggsalternativene. Tunnelen skal ved ferdigstilling tildekkes med løsmasser. Dermed vil det ferdige produktet være estetisk likt for begge alternativene. I forhold til omgivelsene vil det opprinnelige påhuggsalternativet ha krevd en midlertidig fjerning av fire ekstra hus. Dette er økonomisk sett et veldig ugunstig alternativ, og har derfor stor innvirkning på den endelige

løsningen. Med tanke på gjennomførbarhet vurderes begge alternativ til å være gjennomførbare. Likevel er stabiliteten bedre ved det opprinnelige påhugget, noe som gjør dette til det lettest gjennomførbare alternativet. Med tanke på ekstra grunnundersøkelser for tunnelen mellom det opprinnelige påhugget og det endelige påhugget, kan det antas at dette ikke vil være nødvendig. Området er på forhånd kartlagt både ved det opprinnelige og det endelige påhugget. En oppsummering over de to påhuggsalternativene ved dagsone vest er gitt i Tabell 18.

Tabell 18: Vurdering av påhuggsalternativene ved dagsone vest

	Opprinnelig påhugg	Endelig påhugg
Gjennomførbarhet	Lettest	Vanskeligst
Ekstra utgravning av masser	Forsiktig sprengning av 1000 m ³ med berg. Kalksement stabilisering og utgravning av 2250 m ³ med kvikkleire.	
Dimensjoner	4,4 meter overdekning. 3-4 meter bred bergpilar mellom tunnellopene.	3 meter overdekning. 2 meter bred bergpilar mellom tunnellopene.
Ekstra sikring	25 spunnrør. Eventuell sikring og injisering av sideveggene. 8 meter betongtunnel.	8 sprøytbetongbuer bestående av radielle og spiling bolter. 2 tunnellop *7 rader* 28 radielle bolter = 392 radielle bolter. 90 m ³ med sprøytbetong. Økning av betongdragerens og stagenes dimensjoner.
Påvirkning på omgivelsene	4 ekstra hus må midlertidig fjernes.	

I en vurdering av de to alternativene, ligger det økonomisk sterkeste argumentet under ”kategorien påvirkning på omgivelsene”. En midlertidig fjerning av de fire ekstra husene er kostbart og bør unngås. Den valgte løsningen er den teknisk mest krevende løsningen, med liten overdekning og små pilardimensjoner. Likevel er den gjennomførbare. Det som vinnes i form av forbedret stabilitet ved å velge det opprinnelige påhugget, ansees som for lite til å gjøre dette til det beste alternativet.

I en tenkt situasjon der det ikke hadde vært nødvendig å midlertidig flytte hus, hadde det vært større grunnlag til ytterligere å vurdere de to alternativene. De to alternativene ser dermed kostnadmessig likere ut. Ved å se på skjønsmessige gjennomsnittskostnader fra dagsone vest, se vedlegg 1-8, er det mulig å gjøre et overslag på de totale kostnadene. Kostnadene gitt i vedlegg 1-8 er oppdatert per 26.03 2012, og er gjennomsnittskostnader som omfatter totalt 30 meter tunnel, tilsvarende femten meter langs hvert tunnellop. Selv om det valgte påhugget skulle vise seg å være rimeligere enn det opprinnelige påhugget, er denne kostnadsforskjellen sammenliknbar med den ekstra stabiliteten som oppnås.

Tunnelen fram til det opprinnelige påhugget vil totalt være seksten meter, tilsvarende åtte meter langs hvert tunnellopp. Et anslag på kostnadene for denne delen av tunnelen blir:

$$7\,715\,620\text{ kr} * \frac{16\text{meter}}{30\text{meter}} = 4\,114\,997\text{ kr}$$

Til sammenlikning vil et anslag på de ekstra kostnadene ved å velge det opprinnelige påhugget være som i Tabell 19.

Tabell 19: Kostnadsanslag

Aktivitet	Kostnad [kr]	Kommentar
Sprengning av berg	750 000	Uten oppdeling av salvene
Stabilisering av kvikkleire	506 250	
Totalt	1 256 250	

I tillegg kommer kostnadene for ekstra spunnrørene, utgraving av kvikkleira, sikringen og injiseringen av byggegropen. Disse er vanskelige å tallfeste, men det kan antas at totalsummen ved å velge det opprinnelige påhuggsalternativet ikke overstiger kostnadene ved det endelige påhugget.

Dette viser at kostnadene ved å velge den opprinnelige påhuggsplasseringen er lavere enn ved den endelige påhugget. Hovedgrunnen til dette er de høye sprengningskostnadene. Den forsiktige sprengningen med korte og oppdelte salver er tid og kostnadskrevede aktiviteter. Dette er likevel nødvendig grunnet rystelsesrestriksjonene, den dårlige stabiliteten og for å unngå skader på bergpilaren mellom de to tunnelloppene. Det som tilslutt likevel gjør at den endelige påhuggsplasseringen er mest økonomisk gunstig, er at dette valget sparer flyttingen av fire hus. Rent økonomisk kan det derfor den valgte påhuggsplasseringen forsvares.

Resultatene fra denne sammenlikningen er sterkt påvirket av at sprengningen har vært svært vanskelig ved dagsone vest. Dette har ført til uvanlig høye kostnader ved driving av de første femten meterne med tunnel. Likevel kan det fra denne sammenlikningen sees en antydning til at det økonomisk sett lønner seg å velge et påhugg med god stabilitet (alternativ b og c), kontra alternativ a, se Figur 42. Dette er likevel en vurdering som må gjøres for hvert enkelt prosjekt, med de parametrene som er gyldig for den gitte lokasjonen.

7 Sikringsmetode ved dagsone vest

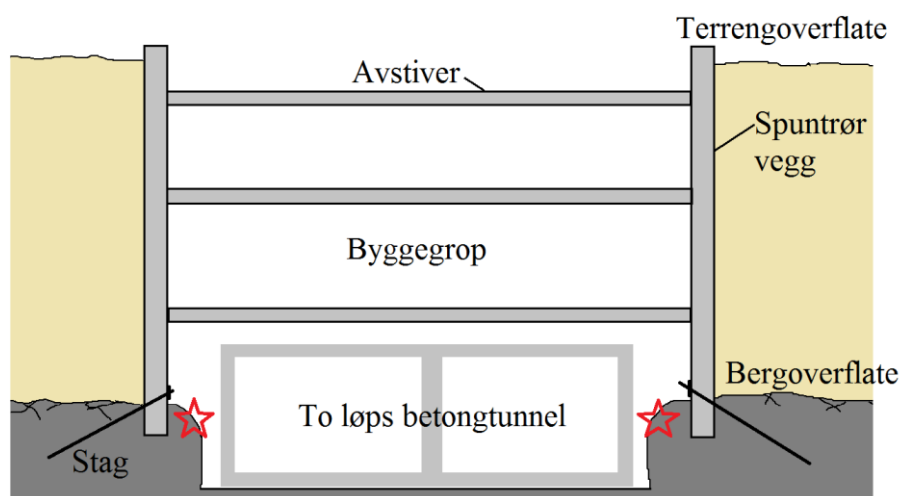
7.1 Beskrivelse

For å kunne gjøre analyser og vurderinger av sikringsmetodene ved dagsone vest må først den valgte løsningen presenteres. Bergsikringen ved dagsone vest deles inn i fire hoveddeler etter funksjon:

- Stagforankring av spunnrør
- Betongdrager og stagforankring over tunnelportalen
- Generell sikring i tunnelen
- Pilaren mellom tunnellopene

7.2 Stagforankring av spunnrør

Spunnrørene som holder byggegropen stabil må kunne stå imot jordtrykket skapt av jordmassene utenfor byggegropen. Spunnrørene tar opp svært lite av de horisontale jordkreftene, da disse kun er festet til berget i bunn av byggegropen. Det blir derfor installerte avstivere på tvers av byggegropen mellom spunnrørveggene, se Figur 44.



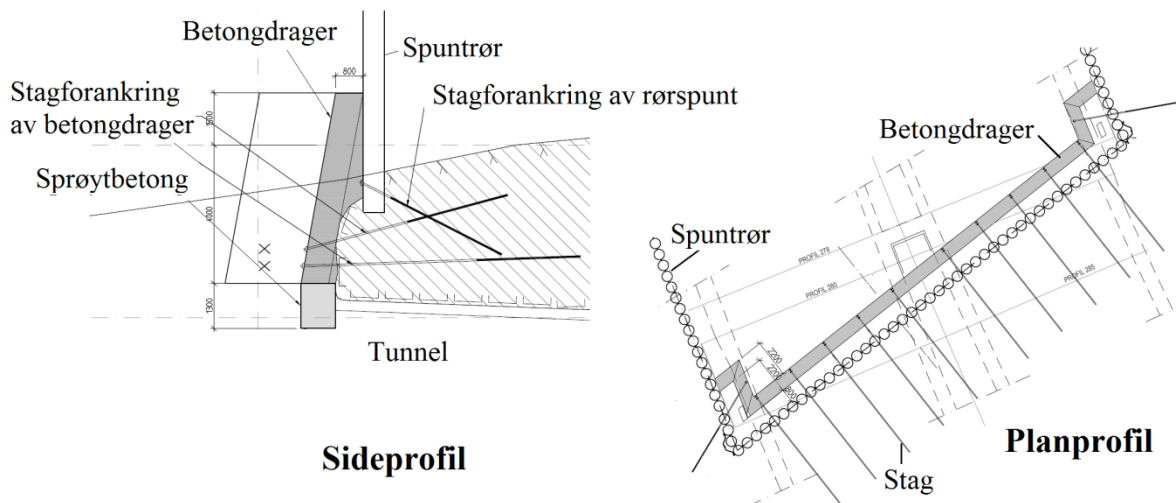
Figur 44: Prinsippsskisse av byggegropen

Ved nedre del av spunnrørveggen langs hele byggegropen, er hvert spunnrør boret 1,2 meter ned i fjellet. Dette skaper et fastlåst og stabilt punkt i bunn av spunnrørene. Etter hvert som ugravningen av byggegropen kommer ned til fjelloverflaten, må det videre sprenges bort berg for å få plass til betongtunnelen. Motholdet i berget blir dermed betydelig redusert, og det vil oppstå et svakt punkt i konstruksjonen merket med rød stjerne i Figur 44. Eventuelle ugunstige sprekker i dette området, skader fra sprengning eller generelt svakt berg vil kunne føre til at motholdet i berget blir for lite til å stå imot jordtrykket. Det er derfor valgt å spenne spunnrørene fast til berget med oppspente stag før berget sprenges bort.

Over tunnelpåhugget er det totalt installert 27 stk MAI R51N stag i et mønster med stag i to av tre spuntrør. Se Tabell 15 for stagets tekniske spesifikasjoner. Dette tilsvarer en c/c lik 1,01 meter. Stagene har lengde 4,5 meter, og er installert med helning på 27°-20°. Ettersom stagene installeres gjennom selve spuntrøret, vil kun 3,6 meter av stagene ligge i berget.

7.3 Betongdrager og stagforankring over tunnelportalen

Over hele tunnelportalen er det utstøpt en betongdrager som er stagforankret til berget, se Figur 45. Betongdrageren er gjennomsnittlig en meter tykk, og tilnærmet 5,5 meter høy.



Figur 45: Side og plan profil av betongdrager og stagforankring

I hjørnene mellom påhugget og sidene av byggegropen er betongdrageren videre utstøpt 2,2 meter langs sideveggene. Denne delen av drageren er også stagforankret til berget.

Overdekningen langs den første delen av tunnelen er liten. Dette setter begrensninger for plassering av stagene. For å sikre at stagene monteres i berg installeres det nederste staget med vinkel 2 grader og lengde 8 meter. Det øverste staget installeres med vinkel 15 grader og lengde 6 meter. Disse spennes opp, og skaper dermed et samvirke mellom drageren og berget. Samtidig spennes sidene av drageren fast i sidene med stag langs sideveggene. Det skapes dermed en bærende trykkbue over tunnelene. Denne må være dimensjonert til å holde på plass et eventuelt ras i tunnelhengen. Ettersom det nederste staget er 2 meter lengre enn det øvre, skaper dette en overgangssone fra der trykkbuen holder berget stabilt, til der berget selv og andre sikringstiltak holder berget stabilt.

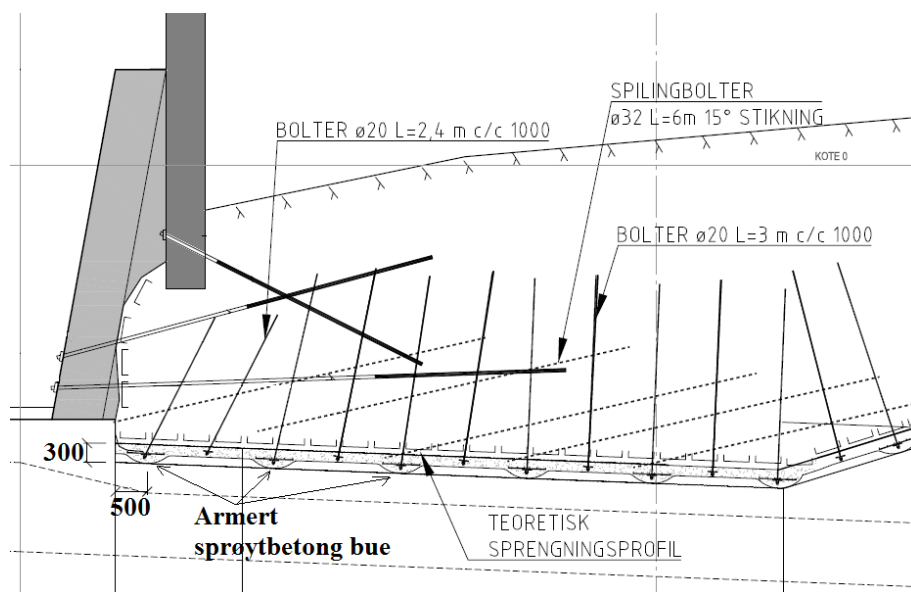
Det installeres 5 x 2 stag over hvert tunnelløp tilsvarende c/c 2,25 meter og to stag på hver av sideveggene. Stagene er av typen R51N og installeres i par. R51N er av typen MAI stag, se Tabell 15 for tekniske spesifikasjoner. Etter installasjon spennes stagene opp til 80 % av brukskapasiteten. Dette tilsvarer:

$$547 \text{ kN} * 80\% = 438 \text{ kN}$$

I ettertid ble det valgt å installere ekstra spilingbolter fra tunnelportalen og inn i hengen over begge tunnellopene. Dette ble gjort for å oppnå ekstra sikkerhet, da det i etterkant ble oppdaget feil i tidligere beregninger.

7.4 Generell sikring i tunnelen

Under driving av tunnelen blir det for hver andre meter installert en rekke med spilingbolter langs hele tunnelprofilen. En rekke består av bolter med c/c 0,3 meter og 15° stikning. Boltene er av typen $\varnothing 32$ mm med lengde 6 meter. Samtidig installeres det radielle bolter av typen $\varnothing 20$ mm over hele profilet med c/c 1 meter, og lengde 3 meter. Se Figur 46 for oversikt over generell sikring langs de første 12 meterne av fjelltunnelen.

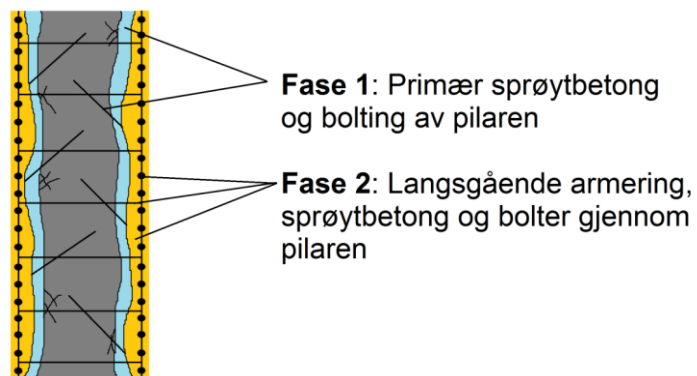


Figur 46: Generell sikring de første 12 meterne av tunnelen

For hver rekke med spiling bolter blir det installert en armert sprøytbetongbue fra såle til såle. På denne måten skapes et samvirke mellom disse to sikringstiltakene. Armeringen i sprøytbetongbuene består av seks tversgående $\varnothing 16$ mm som festes til berget med de radielle boltene. Ettersom tunnelen drives med liten overdekning, settes det restriksjoner på tykkelsen til buene. Maksimal tykkelse til sprøytbetongbuen er derfor satt til 0,3 meter. Slik oppnås det maksimalt med sikring, samtidig som man får plass nok til betongtunnelen i ettertid.

7.5 Pilaren mellom tunnellopene

Pilaren mellom tunnellopene ved påhugget vil ved ferdigstilling bestå av tilnærmet 1,5 meter berg og sikring, se Figur 47. Den er essensiell for den totale stabiliteten, da den skal ta opp og videreføre spenningene skapt av de overliggende massene og installasjonene. Hvis pilaren skulle gå i brudd vil det kunne forventes at tunnelhengene også vil kollapse. Dette vil igjen kunne føre til kollaps av byggegropen. Med dette i mente er påhuggets stabilitet helt avhengig av en solid og funksjonell pilar.



Figur 47: Prinsippskisse av pilarsikringen

Først drives det vestre løp etterfulgt av det østre løpet. Den primære sikringen (fase 1) vil derfor bestå av sprøytbetong og spredt bolting som installeres under tunneldrivingen. Når begge sidene av pilaren er drevet, kan fase 2 av sikringen gjennomføres. Den totale sikringen vil dermed skape et samvirke langs hele pilarens lengde, og skape et omslutningstrykk rundt pilaren. Dette vil øke pilarens totale styrke, akkurat som i et triaksialt bruddforsøk der økende omslutningstrykk øker bruddstyrken.

reduisert i forhold til skjærstyrken i det intakte berget. I tillegg vil sprengningen også kunne redusere den generelle styrken til berget ved å skape nye riss og sprekker.

Det må derfor antas at berget mellom spunnrørene og byggegropen ikke skal ta opp noe av det horisontale jordtrykket. Berget skjærstyrke må derfor heller sees på som en ekstra sikkerhet i beregningene.

8.1.2 Stagforankring

Dette betyr at det må installeres stag i bunnen av spunnrørene for at byggegropen skal kunne motstå jordtrykket. Av praktiske årsaker er det best å gjennomføre gjennomboring for installasjon av stag i midten av spunnrørene. Av den grunn er det mulig å installere et stag hver $n \cdot 0,674$ meter. $0,674$ meter er avstanden mellom to spunnrørs midtpunkter.

Ved bruk av oppspente stag kan et brudd skje ved fire scenarier (Littlejohn & Bruce 1975), som beskrevet i avsnitt 5.8. Alle disse scenarioene må vurderes opp mot stagets nødvendige kapasitet (B), lengde (L) og innstøpte lengde (L_i).

- **Brudd i staget**

Det er to mulige stagalternativer, se Tabell 15. Ved bruk av disse to stagtypene vil det være to fornuftige løsninger. Enten kan det installeres stag av typen R51N i to av tre spunnrør, eller stag av typen T76N i hvert tredje spunnrør.

Ved bruk av et R51N i to av tre spunnrør, vil antall stag per meter bli:

$$\frac{2 \text{ stag}}{3 * 0,674m} = 0,99 \text{ stag/meter}$$

Ved bruk av T76N i hvert tredje spunnrør, vil antall stag per meter bli:

$$\frac{1 \text{ stag}}{3 * 0,674m} = 0,49 \text{ stag/meter}$$

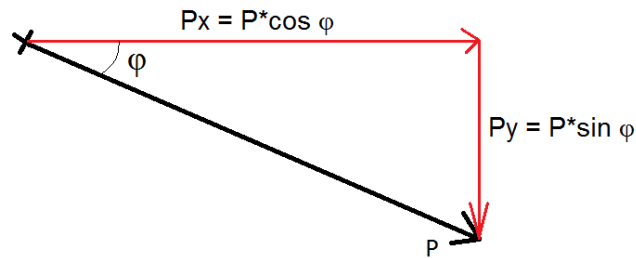
Dette tilsvarer en total kraft per meter ved bruk av R51N i to av tre spunnrør :

$$0,99 \frac{\text{stag}}{\text{meter}} * \frac{547kN}{\text{stag}} = 541,0 \text{ kN/m}$$

Eventuelt ved bruk av T76N i hvert tredje spunnrør:

$$0,49 \frac{\text{stag}}{\text{meter}} * \frac{1043kN}{\text{stag}} = 515,8 \text{ kN/m}$$

Som Figur 48 viser kan ikke stagene installeres horisontalt. Stagene må installeres med en vinkel (φ) i forhold til bergoverflaten for å sikre feste i berget. Når stagene blir installert med en helning, må oppspenningskraften P dekomponeres i to komponenter P_x og P_y , se Figur 49.



Figur 49: Dekomponering av stagkraften P

Den horisontale kapasiteten er avtagende med økende vinkel φ . Maksimal vinkel stagene kan installeres med for å skape likevekt mot jordtrykket må derfor beregnes ved følgende ligning:

$$P_x = P * \cos\varphi > 436 \text{ kN/m}$$

Maksimalt tillatte installasjonsvinkel for de to alternativene blir dermed:

- R51N: $\varphi < 36^\circ$
- T76N: $\varphi < 32^\circ$

Det vil være ønskelig å installere stagene med så stor vinkel som mulig. På denne måten blir kapasiteten mot brudd i berget størst.

- **Brudd mellom sement og stag**

Før et stag kan spennes opp må det støpes til berget. Dette må gjøres for å skape nok skjærkrefter mellom berget/sementen og sementen/staget som kan motstå oppspenningskraften.

Nødvendig innstøpt lengde (L_i) beregnes ved at skjærstyrken mellom stag og sement antas uniformt fordelt langs hele den innstøpte lengden. Nødvendig innstøpt lengde kan dermed beregnes etter [12].

$$L_i = \frac{P_p}{\tau_{\text{stag/sement}} * d_s * \pi} \quad [12]$$

- P_p = Oppspenning [N]
- $\tau_{\text{stag/sement}}$ = Skjærstyrke mellom stag og sement [Pa]
- d_s = Stagets diameter [m]

Skjærstyrke mellom stag og sement er i avsnitt 5.8 satt til 2,0 MPa. Ved bruk av [14] blir nødvendig innstøpt lengde ved de to alternativene som følgende. Se Tabell 15 for stagdimensjoner.

- R51N: $L_i = 1,71$ meter
- T76N: $L_i = 2,19$ meter

Selv om T76N har større diameter enn R51N, og dermed større areal hvor skjærspenningen mellom staget og sementen virker, krever T76N større innstøpt lengde. Dette er fordi T76N oppspennes mer enn R51N.

- ***Brudd mellom sement og berg***

Skjærstyrken mellom sement og berg er sammen med skjærstyrke mellom sement og stag bestemmende for stagets nødvendige innstøpte lengde (L_i). Utrekning av nødvendig innstøpt lengde gjøres forenklet ved å anta en uniform skjærstyrkefordeling langs hele den innstøpte lengden. Nødvendig innstøpt lengde (L_i) kan derfor beregnes etter [13]:

$$L_i = \frac{P_p}{\tau_{\text{berg/sement}} * d_b * \pi} \quad [13]$$

- P_p = Oppspenning [N]
- $\tau_{\text{berg/sement}}$ = Skjærstyrke mellom berg og sement [Pa]
- d_b = Borehullets diameter [m]

Skjærstyrke mellom berg og sement er i avsnitt 5.8 satt til 1,8 MPa. Ved bruk av [13] blir nødvendig innstøpt lengde ved bruk av de to ulike stagenes som følgende. Se Tabell 15 for stagdimensjoner.

- R51N: $L_i = 1,54$ meter
- T76N: $L_i = 1,95$ meter

Av de to stagenes krever T76N størst innstøpt lengde for å kunne motstå oppspenningskraften

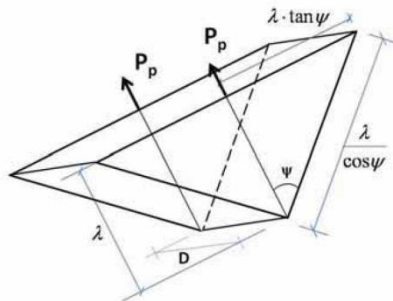
- ***Brudd i berget***

Når en stagforankring går i brudd på grunn av at berget rundt staget kollapser, oppstår bruddet som en snudd kjegle, se avsnitt 5.8. Beregninger vedrørende brudd i berget vil derfor være dimensjonerende for den totale staglengden (L). Det er tre ulike fremgangsmåter for å beregne motstanden mot brudd i berget:

1. Vekt av bruddkjeglen
2. Berget skjærstyrke langs overflaten av bruddkjeglen
3. Vekt av bruddkjeglen sammen med skjærstyrken langs overflaten av bruddkjeglen

Alternativ 1 vil kreve at berget løsner, eventuelt er fullstendig avløst av sprekker i tre retninger. Dette er lite sannsynlig, og må sees på som et konservativt alternativ. Alternativ 2 er derfor en mer realistisk metode, da den er avhengig av skjærmotstanden langs bruddflaten. Retningslinjene i (Statens Vegvesen 2010b) angir alternativ 2 som standard beregningsmetode. Denne metoden brukes derfor videre i beregningene.

Spuntrørveggen stagforankres langs hele spuntrørveggenes lengde, og beregningsformelen for ubegrenset antall stag [14] kan brukes, se Figur 50. I denne formelen er endeeffektene av stagene neglisjert.



Figur 50: Bruddkjegle ved ubegrenset antall stag (Statens Vegvesen 2010b)

$$L = \frac{\cos(\psi) * \gamma_M * P_p}{2 * \tau_k * D} \quad [14]$$

- P_p = Oppspenning [N]
- γ_m = Materialfaktor, vanligvis 2-3
- ψ = Bruddvinkel [°]
- τ_k = Bergets skjærstyrke [Pa]
- D = Avstand mellom hvert stag langs bergoverflaten [m]

Bruddvinkelen (ψ) i grønnsteinen er bestemt til 40° og skjærstyrke (τ_k) til 200 kPa, se avsnitt 5.8. Nødvendig staglengde (L) etter [14] blir dermed:

- R51N: $L = 3,2$ meter ved materialfaktor (γ_m) = 3
 $L = 2,1$ meter ved materialfaktor (γ_m) = 2
- T76N: $L = 3,0$ meter ved materialfaktor (γ_m) = 3
 $L = 2,0$ meter ved materialfaktor (γ_m) = 2

Disse beregningene er gjort basert på en ideell situasjon der vinkelen mellom staget og bergoverflaten er 90°. Dette vil ikke være tilfellet ved dagsone vest, se Figur 48. Bruddkjeglen vil ha ulik utstrekning i underkant og overkant av staget. Utstrekningen vil likevel utjevne hverandre, slik at den totale overflaten blir tilnærmet lik den ideelle situasjonen. Beregningene antas derfor for å være gyldige.

8.1.3 Vurdering

I henhold beregningene kan spuntrørene stagforankres til berget, med de to ulike stagene, på følgende måte:

R51N

- Borehullsdiameter = 63 mm.
- Ett stag i to av tre spunnrør, tilsvarende c/c 1,01 meter.
- Installerer med vinkel $\varphi = 36^\circ$.
- Nødvendig innstøpt lengde (L_i) = 1,71. Bestemmende er et eventuelt brudd mellom sement og stag, da nødvendig innstøpt lengde (L_i) = 1,54 meter med tanke på brudd mellom berg og sement.
- Nødvendig staglengde (L) = 3,2 meter.

T76N

- Borehullsdiameter = 95 mm.
- Ett stag i hvert tredje spunnrør, tilsvarende c/c 2,02 meter.
- Installerer med vinkel $\varphi = 32^\circ$.
- Nødvendig innstøpt lengde (L_i) = 2,19. Bestemmende er et eventuelt brudd mellom sement og stag, da nødvendig innstøpt lengde (L_i) = 1,95 meter med tanke på brudd mellom berg og sement.
- Nødvendig staglengde (L) = 3,0 meter.

Begge disse alternativene gir stor nok brukskapasitet for stagen til å motstå jordtrykket på 436 kN/m. Likevel kan det ved å installere stag i hvert tredje spunnrør, ved bruk av T76N, oppstå et bøyemoment i spunnrørveggen mellom to stag. Dette kan gi skade på spunnrørene som er essensiell for byggegropas stabilitet. Det vil derfor være mest gunstig å bruke et stag i to av tre spunnrør for å oppnå jevnest lastfordeling langs spunnrørveggen. Dette vil ikke være det økonomisk beste alternativet da det totalt vil kreve at det brukes flere stag. Ved bruk av T76N ville dette ha krevd større borehull og hull i spunnrørene. Dette ville ha økt kostnadene og utfordringene knyttet til tettingsarbeidene av spunnrørveggen. En annen fordel med R51N er at staget kan installeres med en større vinkel i forhold til bergoverflaten enn ved bruk av T76N. Dette gir bedre sikkerhet mot brudd i berget, samtidig som det øker vinkelen mellom staget og foliasjonen i berget.

Oppsummert vil R51N være det staget som gir best stabilitet og dermed størst sikkerhet mot brudd. En kommer likevel ikke unna at dette er en mer kostbar løsning enn ved bruk av T76N, men i et komplekst og spesielt byggeprosjekt som dette bør sikkerheten settes først.

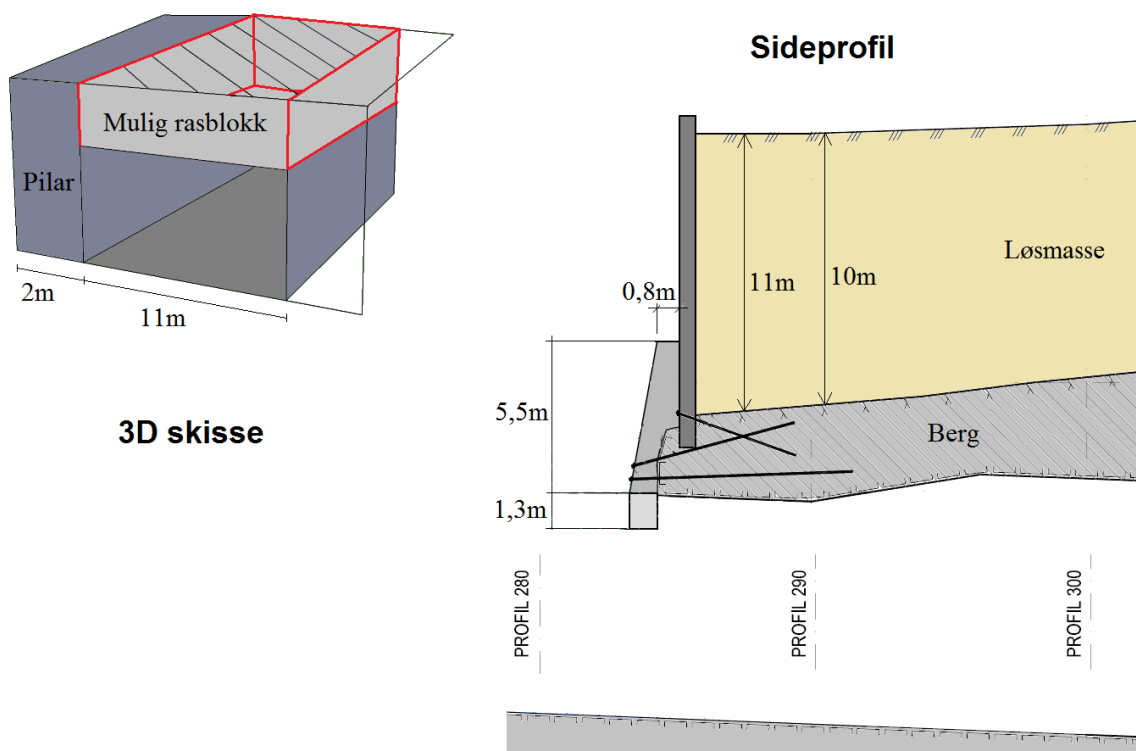
Ved dagsone vest er det brukt fullt innstøpte stag av typen R51N med lengde 4,5 meter. Disse er installert med vinkel 27° - 20° og c/c 1,01 meter. På grunn av at stagen installeres gjennom spunnrørene vil kun 3,6 meter av staget ligge i berg. Disse spesifikasjonene er ikke ulik den løsningen som i beregningene er vurdert som den beste. Stagvinkelen er litt lavere enn optimalt, men dette gjøres opp ved at staget er lengre enn nødvendig. Den antagelsen kan gjøres siden stagvinkelen og stagets lengde kun har innvirkning på kapasiteten til berget. Den valgte sikringsmetoden ved dagsone vest antas derfor som optimal, og verken over eller under dimensjonert.

I beregningene er stagkraften dekomponert i en vertikal og horisontal komponent avhengig av installasjonsvinkelen. Videre er den horisontale komponenten sagt å måtte være større enn den horisontale jordlasten. Hvorvidt dette er en korrekt antagelse kan diskuteres. Den

vertikale komponenten til stagkraften vil gi et økt bidrag av friksjonskrefter under spunnrøret, og dermed tilføre krefter i horisontalretningen avhengig av friksjonskoeffisienten. På denne måten vil ikke installasjonsvinkelen ha like stor innvirkning på stagets horisontale kapasitet. Hvis dette bidraget neglisjeres vil beregningene derfor generelt gi konservative resultater. Bidraget fra friksjonskraften under spunnrøret er likevel vanskelig å tallfeste, og varierer med bergets egenskaper. Den er derfor ikke tatt med i beregningene i denne oppgaven, og heller sett på som en ekstra sikkerhet.

8.2 Betongdrager og stagforankring over tunnelportalen

Betongdrageren og stagene som er installert over tunnelportalen skal hovedsakelig fungere som sikring under driving. Dette er før annen permanent sikring er blitt installert i tunnelen. Drageren og stagene skal derfor sammen være dimensjonert for å holde opp et eventuelt ras i tunnelhengen. Dimensjonene på disse sikringstiltakene er store. Dette er på grunn av den spesielle byggeprosjektet, der spunnrørene hviler på tunnelhengen. Sideprofil og 3D modell langs de første 10 meterne av tunnelen med dimensjoner er gitt i Figur 51.

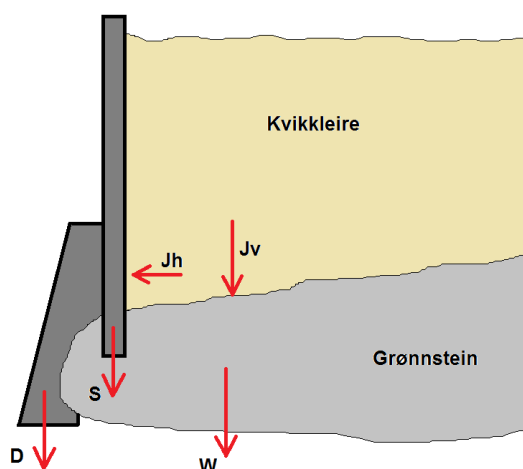


Figur 51: 3D modell og sideprofil av tunnelportalområdet

Sannsynligheten for ras i hengen vil være størst nærmest tunnelportalen. Med økende avstand fra portalen vil overdekningen og kvaliteten på berget øke. Samtidig vil kreftene fra spunnrørene på det overliggende berget avta. Den mest kritiske delen av tunnelen vil derfor ligge langs de første fem meterne av tunnelen. Så lenge denne delen av tunnelen stabiliseres nok, vil dette gi nok stabilitet til tunnelen videre innover langs traseen til å holde seg stabil ved hjelp av den generelle sikringen.

8.2.1 Krefter

Kreftene som virker på tunnelhengen de fem første meterne av tunnelen er gitt i Figur 52.



- J = Jordtrykk i horisontal retning (J_h) og vertikal retning (J_v)
- W = Vekt av rasblokk
- S = Vekt av spunnrørkonstruksjonen
- D = Vekt av drageren

Figur 52: Krefter på tunnelhengen

- **Jordtrykk (J_h og J_v):**

Langs de første fem meterne av tunnelen ligger det kvikkleire med mektighet fra 10-11 meter over berget, opp til terrengoverflaten. Kvikkleira har gjennomsnittlig tetthet på 1950 kg/m^3 . Den vil derfor skape en kraft per meter inn i planet, og per meter langs tunneltraseen tilsvarende:

$$J_v = 10,5\text{m} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * \frac{1950\text{kg}}{\text{m}^3} = 200,9 \text{ kN/m}^2$$

Den overliggende kvikkleira vil også skape horisontale krefter på spunnrørkonstruksjonen. Etersom spunnrørkonstruksjonen er stagforankret og boret ned i hengen over tunnelen, vil disse kreftene overføres til berget. Ved overgangen fra kvikkleire til berg er den horisontale kraften fra kvikkleira beregnet til 436 kN/m .

$$J_h = 436 \text{ kN/m}$$

- **Spunnrørkonstruksjonen (S):**

En skisse over spunnrørkonstruksjonens oppbygging er gitt i Figur 3. Hvert rør har diameter = $0,61$ meter, men diameter = $0,674$ meter når låsemekanismene mellom hvert spunnrør tas hensyn til. Rørtykkelsen er $0,11$ meter, og røret består av stål med tetthet = 7800 kg/m^3 . Hvert rør over tunnelen er $12,2$ meter lang, og er fylt med sement og armering med gjennomsnittlig tetthet 2300 kg/m^3 . Dette gir total vekt for et spunnrør etter utstøpning:

$$12,2\text{m} * \pi * \left(\left(\frac{0,61\text{m}^2}{2} - \frac{0,5\text{m}^2}{2} \right) * \frac{7800\text{kg}}{\text{m}^3} \right) + \left(\frac{0,5\text{m}^2}{2} * \frac{2300\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 14628 \text{ kg}$$

Dette gir total kraft fra spunnrørene per meter inn i planet:

$$\frac{1m}{0,674m} * 14628kg * 9,81 \frac{m}{s^2} = 212,9 kN/m$$

- **Betongdrager (D):**

Basert på dimensjonene i Figur 51 kan tverrsnittsarealet av drageren beregnes til 7 m². Drageren består av sprøytbetong og armeringsjern. Vanlig sprøytbetong uten armering har en gjennomsnittlig tetthet på 2200 kg/m³, mens armeringsjern har en gjennomsnittlig tetthet på 7800 kg/m³.

Drageren er totalt armert med ti langsgående 32mm armeringsjern og atten langsgående 25mm armeringsjern. I tillegg er den armert med 6,7 stk tversgående 20mm armeringsjern per meter. Dette gir et totalt volum av armeringsjern per meter på omtrent 0,33 m³.

Dette gir total kraft fra betongdrageren per meter:

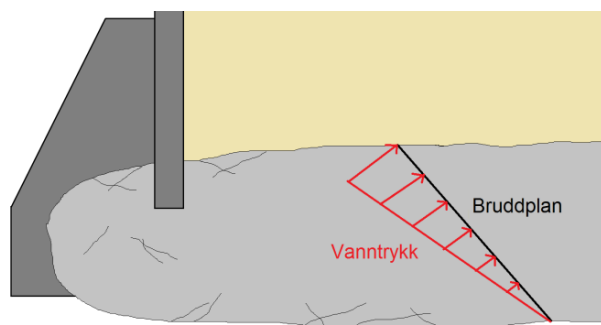
$$6,67m^2 * \frac{2200kg}{m^3} + (0,33m^3 * \frac{7800kg}{m^3})/meter = 17248 kg/m = 172,5 kN/m$$

- **Berget (W):**

Avhengig av bruddets lokalisasjon vil berget kunne ha mange ulike geometrier, og dermed yte ulik kraft på bruddplanet. Gjennomsnittstykkelsen av berget er 4,5 meter, og laboratorieundersøkelsen viser at bulk tettheten til berget er = 2800 kg/m³.

- **Vanntrykk (U):**

Resultatene fra poretrykkmålingene ved dagsone vest viser at grunnvannstanden står i terrengoverflaten. Hvis et bruddplan eksisterer eller oppstår, vil dette drenerer vannet ut i tunnelen. Det kan derfor antas at vanntrykket trekantfordeler seg langs bruddplanet som vist i Figur 53. Vanntrykket er størst ved bergoverflaten, og reduseres lineært til null ved tunnelen.



Figur 53: Vanntrykk langs bruddflaten

Vanntrykket kan dermed uttrykkes av avstanden fra terrengoverflaten opp til bergoverflaten (h) og lengden av sprekkeplanet:

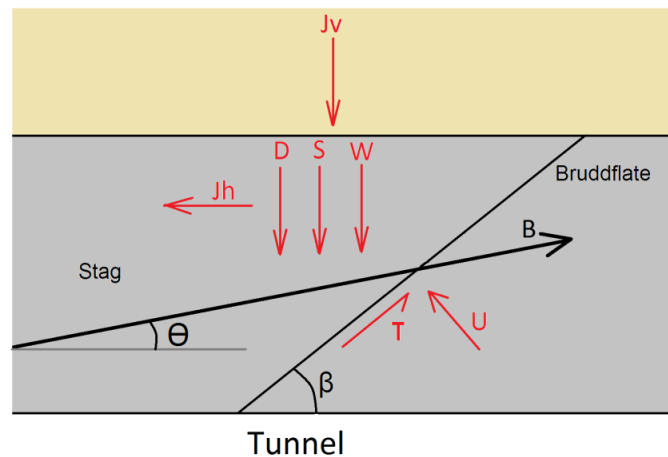
$$U = 0,5 * (h * \gamma_w) * (lengde av sprekkeplanet)$$

Høyden fra fast fjell opp til grunnvannspeilet er i disse utregningene satt til elleve meter, da jorden er antatt fullt vannmettet. Dette gir et vanntrykk lik:

$$U = 54\text{kPa} * (\text{lengde av sprekkeplanet})$$

8.2.2 Beregninger

Beregningsmessig kan situasjonen ved brudd i tunnelhengen forenkles til et skråningsstabilitetsproblem, se Figur 54.



Figur 54: Krefter på bruddplanet

Kreftene fra kvikkleira (J_v og J_h), drageren (D), spuntrørveggen (S), berget (W), vanntrykket (U) og stagkraften (B) skaper normalkrefter og skjærkrefter langs bruddflaten med bruddvinkel β . Dette mobiliserer en skjærmotstand (τ) langs bruddflaten som virker mot de drivende kreftene. Ved å anta at kreftene virker likt uansett hvor bruddflaten befinner seg i forhold til spuntrørene og betongdrageren, kan normal og drivende kreftene omskrives til [15] og [16].

- Normalkrefter (N):

$$D\cos\beta + S\cos\beta + J_v\cos\beta + W\cos\beta + B\sin(\beta - \theta) - J_h\sin\beta - U \quad [15]$$

- Drivende krefter (D):

$$J_v\sin\beta + S\sin\beta + D\sin\beta + W\sin\beta + J_h\cos\beta - B\cos(\beta - \theta) - \tau \quad [16]$$

Skjærmotstanden (τ) beregnes ved bruk av BBs bruddkriterium [1] som beskrevet i avsnitt 5.6.

Dagens retningslinjer for prosjektering bestemmes av den nylig innførte Eurocode 7. Koden setter retningslinjer til hvordan beregninger med skjærstyrke skal utføres. I stedet for å beregne en sikkerhetsfaktor, som tidligere har vært vanlig praksis, skal hvert element i beregningen deles på en partialfaktor (γ). Partialfaktoren beskriver usikkerheten til hver av

faktorene i beregningen. Sikkerheten ved bruk av bruk av partialfakorer er dermed tilfredstilt så lenge de drivende kreftene er mindre enn de stabiliserende. De partiale faktorene er i Eurocode 7 kun bestemt for bruk av MCs bruddkriterium, og ikke for bruk av BBs bruddkriterium. Dette betyr at parametrene i BBs bruddkriterium må omformuleres til parametrene i MCs bruddkriterium.

Dette er kun mulig å gjøre for en gitt normalspenning. Dette er fordi MCs bruddkriterium beskriver en linear sammenheng mellom normalspenningen og skjærspenningen, mens BBs bruddkriterium beskriver et ulineart bruddkurveforløp. Omgjøringen gjøres ved å derivere den delen av BBs bruddkriterium [17] som tilsvare uttrykket for friksjonsvinkelen i MCs bruddkriterium [18]. Friksjonsvinkelen (φ) finnes dermed av [19], og kohesjonen (c) finnes så ved å omformulere [1] i kombinasjon med [18].

$$\varphi_r + JRC * \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) \quad [17]$$

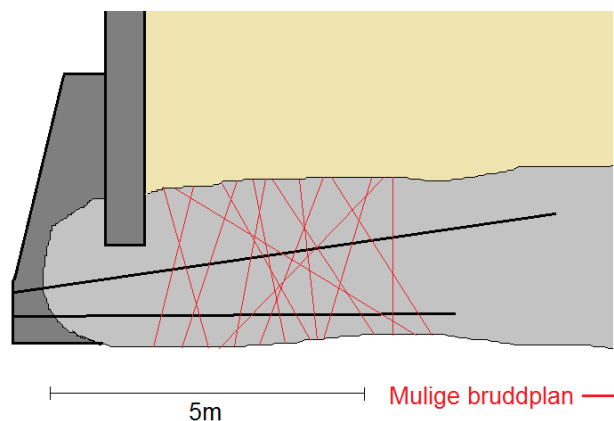
$$\tau = c + \sigma_n * \tan\varphi \quad [18]$$

$$\frac{d\tau}{d\sigma_n} = \tan\left(JRC * \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \varphi_r\right) - \frac{JRC}{\ln(10)}\left(\tan^2\left(JRC * \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \varphi_r\right) + 1\right) = \tan\varphi \quad [19]$$

$$c = \tau_f - \sigma_n * \tan\varphi = \sigma_n * \tan[\varphi_r + JRC_n * \log_{10}\left(\frac{JCS_n}{\sigma_n}\right)] - \sigma_n * \tan\varphi \quad [20]$$

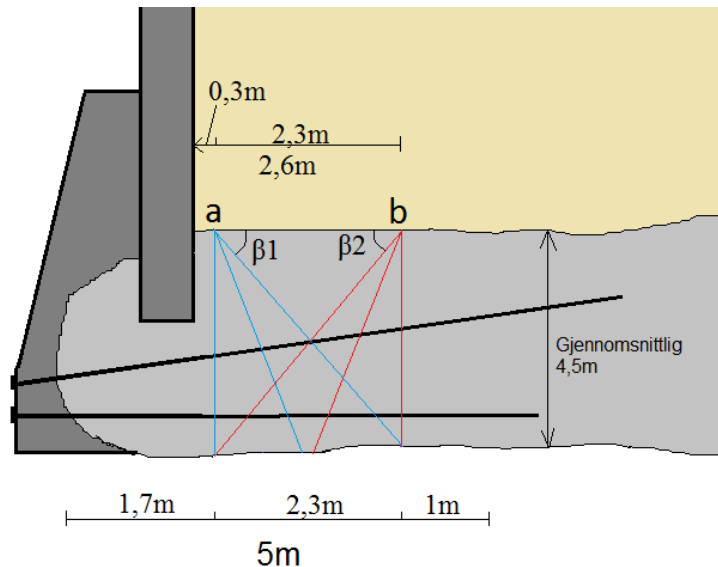
Når friksjonsvinkelen og kohesjonen er funnet for den gitte normalspenningen, kan disse videre deles på en partialfaktor. På denne måten vil utregningene tilfredsstillere retningslinjene i Eurocode 7.

Det er uendelig mange mulige plan i hengen av tunnelen der et brudd kan inntreffe, se Figur 55. Bruddet kan følge en av hovedsprekkeretningene eller følge en annen svakhet i berget. Spesielt er foliasjonssprekkene i grønnsteinen som faller 18° mot høyre i figuren av interesse, da dette representerer en svakhet i berget. Dette er likevel lite sannsynlig, da fallvinkelen er for lav til å kunne penetrere hele tunnelhengen langs de første fem meterne av tunnelen.



Figur 55: Mulige bruddplan

At det skal oppstå et ras i tunnelhengen vil kun være mulig hvis blokken løsner fra berget i sidene, vist på 3D skissen i Figur 26. Hvor disse bruddene vil oppstå er vanskelig å forutse, men et av hovedsprekkesettene faller tilnærmet vertikalt med strøk 25° på tunneltraseen, se Figur 26. Dette vil være en sannsynlig avløsningsflate i denne situasjonen. Under beregningene av sikkerheten vil det være av interesse å se på et "worst case" scenario. Dette vil være et brudd omtrent fire meter fra portalen. Dette vil gi størst mulig bidrag fra berget og den overliggende kvikkleira på de drivende kreftene. En systematisering kan gjøres ved å se på brudd i to ulike bruddpunkt a og b med ulike bruddvinkler β_1 og β_2 , se Figur 56.



Figur 56: Skisse over bruddplanene brukt i beregningene

Ved å lage et beregningsark i Microsoft Excel, se vedlegg 2-2 og 2-3, kan sikkerheten og andre faktorer per meter inn i planet beregnes. Dette kan gjøres for begge bruddpunkt og for ulike bruddvinkler. Det kan på forhånd antas at det minst kreves to stag for å oppnå en stabil situasjon.

På grunn av den lave overdekningen er det begrenset med plass til stagene. Dette setter begrensninger til installasjonsvinkelen Θ , se

Figur 54. Det antas derfor at det nederste staget installeres horisontalt, mens det øvre staget installeres med en vinkel Θ i forhold til horisontalplanet. For at det øvre staget ikke skal installeres utenfor berget, kan ikke staget installeres med en vinkel større enn 20°.

Når bruddvinkelen (β) blir mellom 70° til 90°, vil hovedmengden av kreftene i stagene bli tatt opp som skjærkrefter. I henhold (Statens Vegvesen 2000) vil kapasiteten til bolter som installeres på en slik måte, få redusert sin kapasitet med 50 %. Dette er lavere enn resultatene i (Stjern 1995) som konkluderte med at skjærkapasiteten til bolter er 70-100 % av strekkstyrken. Begge disse retningslinjene gjelder for bolter, men kan antas gyldig for stangstag da de har samme oppbygging som bolter. I beregningene er stagets virkning kun beskrevet som en oppspenningskraft. Av denne grunn vil denne fremgangsmåten derfor ikke være gyldig for bruddvinkler større enn tilnærmet 70-80°.

Under beregningene brukes følgende parametere, se Tabell 20.

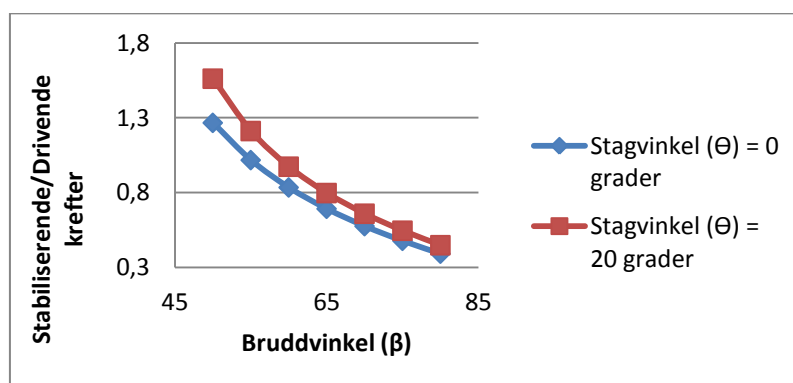
Tabell 20: Inputparametre

Konstanter	Symbol	Bruddpunkt a	Bruddpunkt b
Bergets tetthet [g/cm ³]	P_b		2,8
Partialfaktor friksjonsvinkel	γ_ϕ		1,25
Partialfaktor friksjonsvinkel	γ_c		1,25
Stagparametere	Symbol	Bruddpunkt a	Bruddpunkt b
Oppspenning R51N [kN]	B		437
Oppspenning T76N [kN]	B		834
Krefter	Symbol	Bruddpunkt a	Bruddpunkt b
Vertikalt jordtrykk [kN/m]	J_v	61	523
Horisontalt jordtrykk [kN/m]	J_h		436
Spunnrørveggen [kN/m]	S		213
Betongdrager [kN/m]	D		173
Vanntrykk [kN/m]	U	54*lengde av sprekkeplan	
Bergets vekt [kN/m]	B	avhenger av sprekkevinkel β	
Variabler	Symbol	Bruddpunkt a	Bruddpunkt b
Sprekkevinkel [grader]	β_1 og β_2	50 - 80	50 - 80
Stagvinkel [grader]	Θ		0 - 20
Sprekkeparametere	Symbol	Bruddpunkt a	Bruddpunkt b
Sprekkeruhetskoeffisient	JRC		5,6
Sprekkestyrkekoeffisient	JCS		80,9 MPa
Residual friksjonsvinkel	Φ_r		24,5°

Bergartsparemetere er vurdert i avsnitt 4.3.3 og 5.6, og stagparametere er som i Tabell 15. Enkelte av parametere er felles for begge bruddpunkt, mens parametere som avhenger av bruddpunktets plassering er ulike.

8.2.3 Resultater

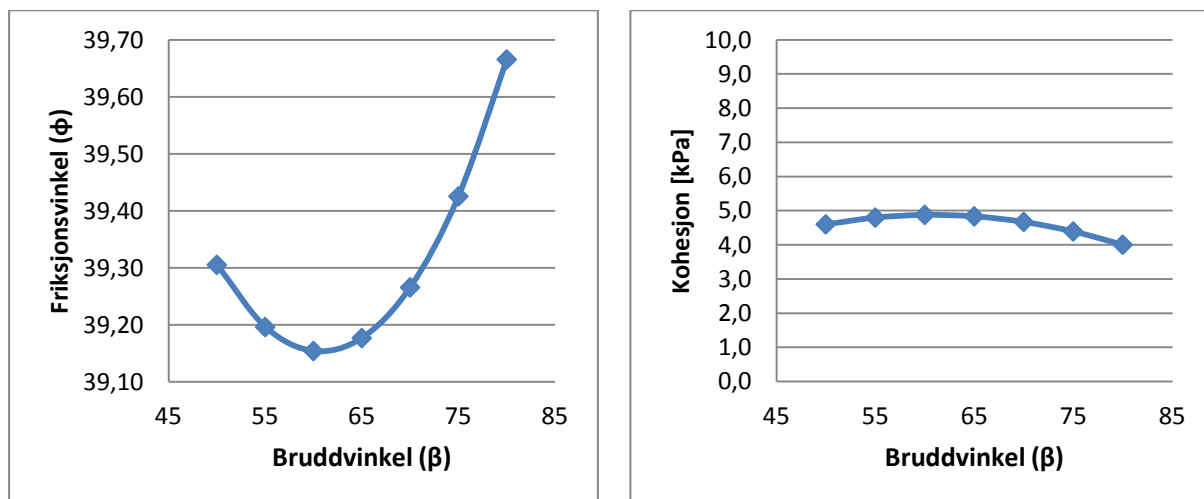
Rent teoretisk vil de drivende kreftene (D) være minst ved bruk av størst mulig stagvinkel (Θ). Normalkreftene på bruddplanet (N), og dermed skjærmotstanden, vil være størst med minst mulig stagvinkel (Θ). Ved å anta en situasjon ved bruddpunkt a og ved bruk av to stag av typen R51N med innbyrdes avstand en meter, kan optimal stagvinkel bestemmes ved å gjøre to beregninger. En beregning med stagvinkel for øverste stag lik 0°, og en beregning med stagvinkel = 20°. Resultatene kan sees i Figur 57.



Figur 57: Stabiliserende/Drivende krefter ved ulike stagvinkler (Θ)

Grafene viser at det oppnås størst forhold mellom stabiliserende og drivende krefter ved bruk av stagvinkel $\Theta = 20^\circ$. Dette gjelder for alle bruddvinkler (β). Av dette kan det bestemmes at det øvre staget bør installeres med maksimal vinkel, altså 20° .

Som en vurdering av sprekkparametrene som er bestemt i avsnitt 5.6, er det av interesse å se på hvilken friksjonsvinkel i MCs bruddkriterium disse samsvarer med. Ved å analysere samme situasjon som beskrevet over, men med øverste stagvinkel (Θ) = 20° , gir dette resultater vist i Figur 58.



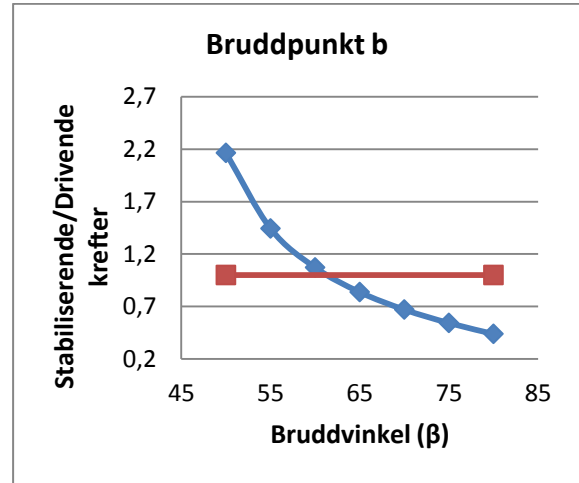
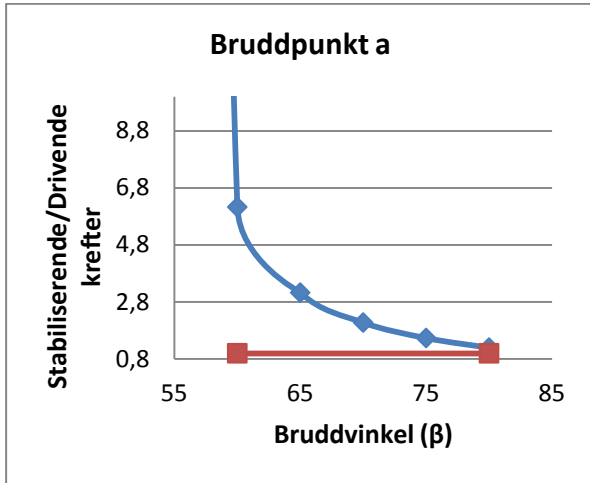
Figur 58: Frisjonsvinkel (ϕ) og kohesjon (c) ved ulike bruddvinkler (β)

Frisjonsvinkelen varierer mellom $39,1$ - $39,7^\circ$, og kohesjonen varierer fra $4,0$ - $5,0$ kPa. Indre frisjonsvinkel for en gjennomsnittlig grønnstein ligger rundt 55° (Myrvang 2001). En frisjonsvinkel på 39° er dermed lavere, og et reelt anslag på frisjonsvinkelen langs en sprekk. Basert på tidligere inntrufne brudd i skråninger er det i (Wylie & Mah 2004) funnet relasjoner mellom frisjonsvinkel og bergartsbeskrivelser. Berg med en frisjonsvinkel på 39° karakteriseres som hard, og inneholder sprekker med lite til ingen sprekketyllinger. Dette stemmer godt overens med observasjonene ved dagsone vest der grønnsteinen er hard, men samtidig er utsatt for moderat forvitring. Dette gir stor sannsynlighet for at det langs sprekker kan være noe sleppemateriale.

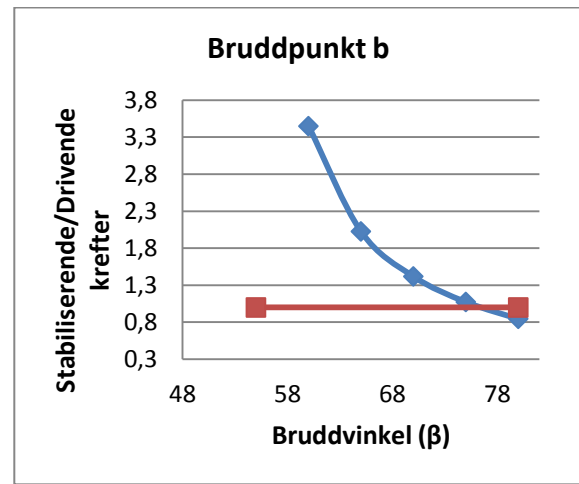
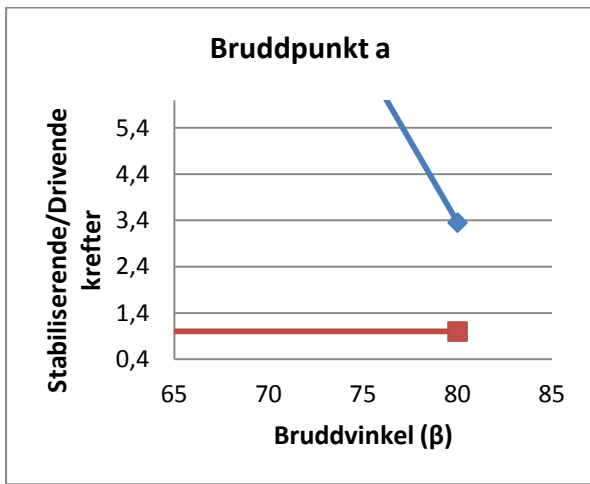
I Figur 59 og Figur 60 er resultatene fra beregningene, ved bruk av de to tilgjengelige stagen gitt i Tabell 15 installert med c/c $0,75$ meter, gitt. Tilfredsstillende sikkerhet oppnås der hvor stabilitetsforholdet (blå kurve) ligger over bruddkurven (rød kurve).

Figurene viser at sikkerheten er ivaretatt i begge bruddpunkttilfeller ved bruk av en av hver type stag. Det kan dermed antas at det også vil inntreffe tilfredsstillende sikkerhet ved bruk av to stag av typen T76N. Ved bruk av to stag av typen R51N vil sikkerheten være ivaretatt i de tilfeller hvor bruddvinkelen er under 60° for bruddpunkt b.

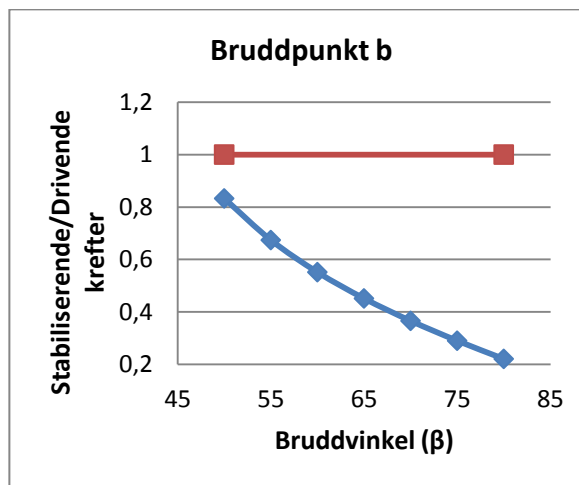
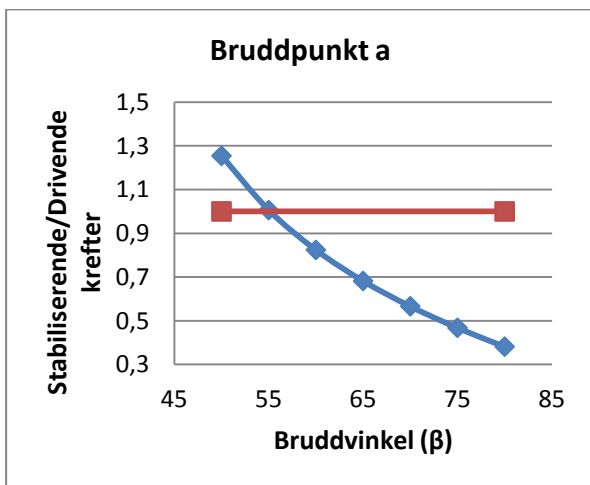
Med c/c $1,5$ meter er resultatene vist i Figur 61 og Figur 62.



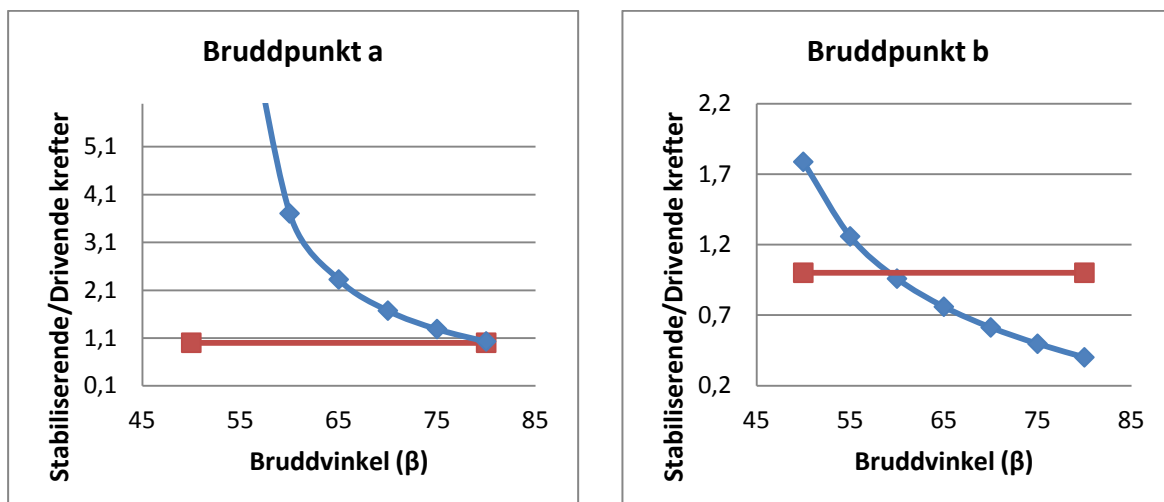
Figur 59: R51N stag, c/c 0,75m



Figur 60: T76N for nederste stag og R51N for øverste stag, c/c 0,75m



Figur 61: T76N for nederste stag, og R51N for øverste stag, c/c 1,5m

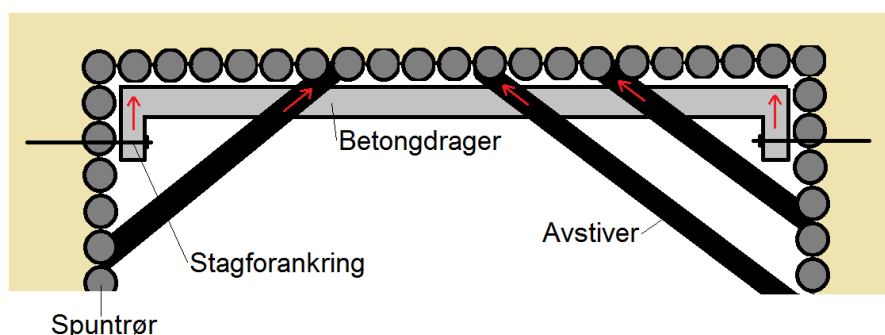


Figur 62: T76N stag, c/c 1,5m

Resultatene gir bruddpunkt b som den mest kritiske situasjonen. Bruk av begge typer stag gir ikke tilfredsstillende sikkerhet, men bruk av T76N gir en bedre sikkerhet. Sikkerheten er da for bruddpunkt tilfredstilt, mens den for bruddpunkt b er tilfredstilt med en bruddvinkel opp til 60°.

8.2.4 Andre stabiliserende forhold

For situasjonen ved bruddpunkt b, faller bruddplanet mot tunnelåpningen. En eventuell glidning vil dermed kreve en forflytning av bergmassen mot tunnelåpningen. I byggegropen er det flere installasjoner som vil virke mot en slik glidning, se Figur 63 som viser portalområdet sett ovenfra.



Figur 63: Andre stabiliserende forhold

Både betongdrageren og avstiverne som er installert i flere nivåer i byggegropen, vil virke mot deformasjon berget. Disse faktorene er ikke tatt med i bergningene, men vil ha betydning på den totale stabiliteten.

Ved bruddpunkt a faller bruddplanet fra portalen. En utglidning i dette tilfellet ville ha krevd en viss deformasjon av berget innover langs tunnelen. I dette tilfellet ville også betongdrageren og avstiverne i byggegropen til en viss grad ha virket mot en slik utglidning. Dette ville likevel ikke ha vært i like stor grad som ved en utglidning motsatt vei.

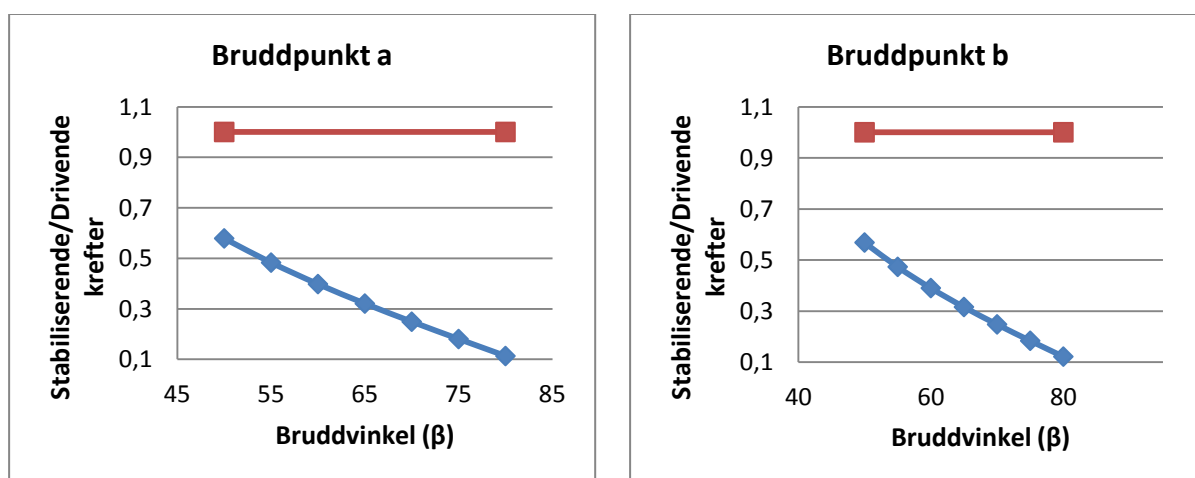
8.2.5 Vurdering

Beregningene er gjort på en forenklet metode, og er basert på en rekke antagelser. Ved et brudd vil også berget måtte bli avløst i sideberget fra portalåpningen inn til bruddplanet. Kun i et tilfelle hvor det er åpne sprekker som fullstendig avløser berget fram til bruddplanet, vil beregningene derfor være helt gyldige. Ved å ikke ta med skjærmotstanden langs disse bruddflatene, oppnås det likevel en ekstra sikkerhet i beregningene. Dette gjelder sammen med de andre stabiliserende forholdene. Alle disse faktorene vil ikke gjøre seg gjeldende i resultatene fra de beregningene som er gjort.

Resultatene av beregningene viser at det enten kan installeres stag av typen R51N med c/c 0,75 meter, eller stag av typen T76N med c/c 1,5 meter for å oppnå en tilfredsstillende sikkerhet. Dette selv om begge alternativene ikke gir en tilfredsstillende sikkerhet for bruddpunkt b når bruddvinkelen overstiger 60°. Ved denne bruddvinkelen vil de påkjente kreftene i stagene begynne å gå over til skjærkrefter, og beregningene vil dermed ikke være gyldige. Samtidig vil elementene diskutert i avsnittet over virke inn, og dermed gi en tilfredsstillende total sikkerhet ved dette tilfellet.

Den optimale løsningen i henhold beregningene er derfor å installere to stag av typen R51N med c/c 0,75 meter eller to stag av typen T76N med c/c 1,5 meter over hver av portalåpningene. Det nederste staget installeres med vinkel 0° og det øverste staget med vinkel 20°.

Det er som endelig sikring ved dagsone vest installert stag av typen R51N med c/c lik 2,25 meter. Det nederste staget installeres med vinkel 2° og det øverste staget med vinkel 15°. Med bakgrunn i beregningene gir ikke dette en tilfredsstillende sikkerhet. Det er i ettertid valgt å installere en ekstra skjerm med spilingbolter fra portalåpningen og inn i hengen på tunnelen. Disse har lengde seks meter, c/c 0,3 meter og vinkel tilnærmet 30° med horisontalplanet. Dette gjøres for å få størst innvirkning på et eventuelt bruddplan. Disse vil ikke kunne oppspennes på samme nivå som stagene, men ettersom de installeres med lav c/c vil de likevel skape stor kraft/meter over portalene. En spiling bolt vil kunne spennes opp til tilnærmet 100 kN. Ved å ta med disse i beregningsmodellen, blir sikkerheten som i Figur 64.



Figur 64: R51N stag, c/c 2,25m og spilingbolter c/c 0,3m

Stabiliteten er i dette tilfellet ikke ivaretatt slik beregning viser. Ved et eventuelt brudd vil ikke stagene og spiling boltene alene tilføre nok skjærmotstand langs bruddplanet til å forhindre bevegelse.

Denne beregningsmodellen antar en ideell bruddsituasjon, avhengig av en rekke antagelser. De andre stabiliserende forholdene i avsnitt 8.2.4 vil også virke inn. Disse er likevel vanskelig å tallfeste, og er dermed ikke mulig å ta med i beregningene. Det kan derfor ikke forventes en sikkerhet over en i beregningene. Hvilken sikkerhet som kan kunne forventes er dermed vanskelig å vurdere. Forfatteren mener likevel at det burde vært installert stag av typen R51N med c/c 0,75 meter eller to stag av typen T76N med c/c 1,5 meter. Dette ville ha økt stabiliteten betydelig, uten å ha gitt merkbart økte kostnader.

8.3 Generell sikring i tunnelen

Til å vurdere den generelle sikringen i tunnelen ved dagsone vest er det gjort analyser og vurderinger ved hjelp av to ulike numeriske modeller. En tverrsnittsmodell og en sideprofilsmodell. Disse er modellert i dataprogrammet Phase2 med inputparametere som gitt i avsnitt 5.7. Begrepet generell sikring omfatter sprøytbetongbuene, spilingboltene og de radielle boltene beskrevet i avsnitt 7.4. De numeriske modellene er utført med systeminnstillinger vist i Tabell 21.

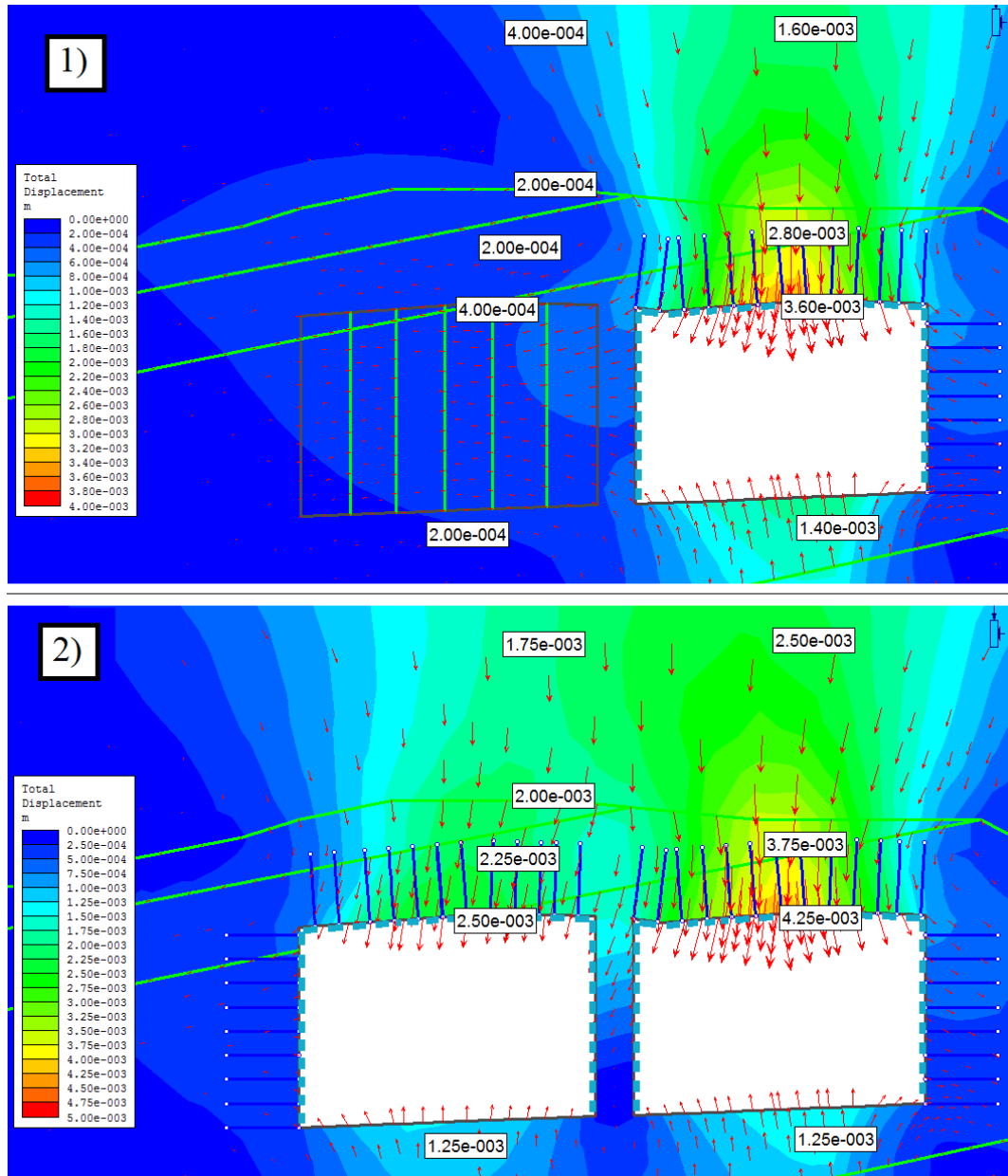
Tabell 21: Systeminnstillinger i Phase2

Innstilling	Verdi
Analysis Type	Plane strain
Solver Type	Gaussian Elimination
Maximum number of iterations	500
Tolerance	0,001

Disse innstillingene er angitt som standard i Phase2.

8.3.1 Tverrsnittsprofil

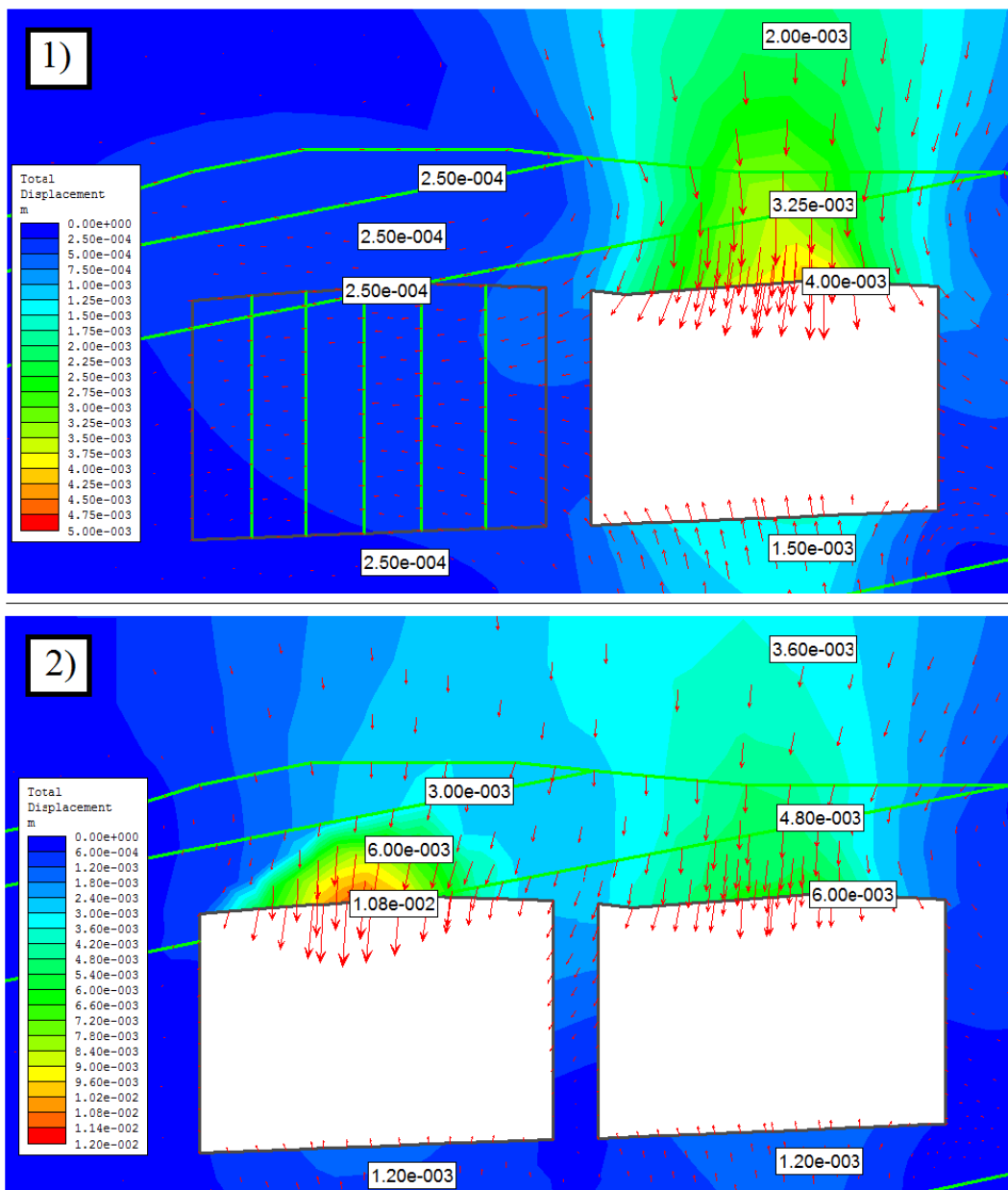
Hvert av tunnellopene er delt inn i seks deler, der hver del er tatt ut en etter en i seks ulike steg. For at drivemetoden skal sammenfalle med metoden ved dagsone vest, drives først det vestre løpet (høyre løp), og deretter det østre løpet (venstre løp). Ved å legge til sikringen i tunnelen, fås resultater som i Figur 65. Del 1) viser deformasjonene etter at det første løpet er drevet, og del 2) viser deformasjonene etter at begge løp er drevet.



Figur 65: Totale deformasjoner med sikringstiltak

Figur 65 viser totale deformasjonene opptil 4,3mm i hengen i det vestre tunnellopet. Ingen av boltene eller deler av sprøytbetongen har gått i brudd. Slik modellen er presentert i Figur 65, skal resultatet fra deformasjonen stemme overrens med de deformasjoner som er målt ved dagsone vest. Et plott over deformasjonsmålingene ved dagsone vest kan sees i Figur 22. Ettersom modellen i modelleringen er et snitt som ligger fem meter fra tunnelportalen, samsvarer deformasjonene i modellen godt med de målte deformasjonene som ligger mellom 4 og 6mm. Hadde ikke sensorene i det østre løpet vært ødelagt ville disse ha gitt ytterligere indikasjoner på den numeriske modellens gyldighet.

For å undersøke nødvendigheten av sikring i tunnelen, kan modellen simuleres uten sikringstiltak. Resultatene kan sees i Figur 66.

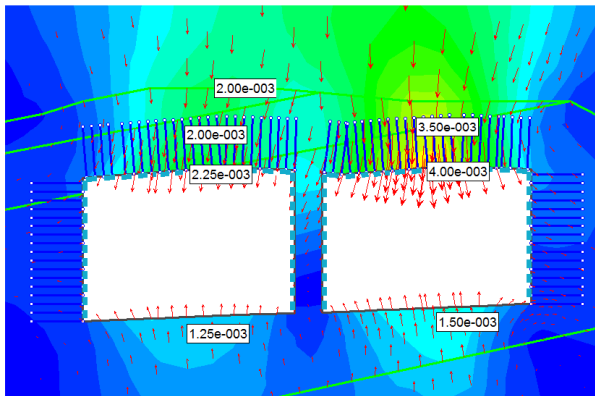


Figur 66: Totale deformasjoner uten sikringstiltak

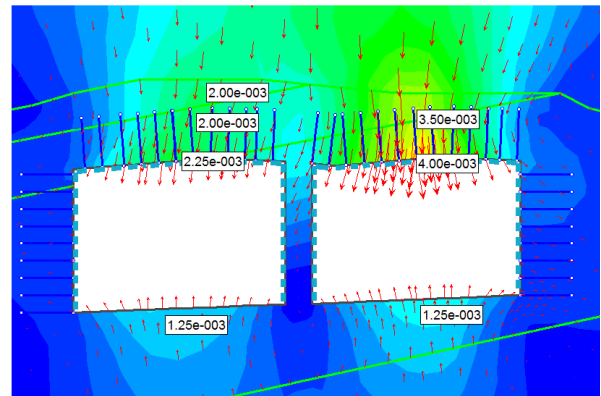
Deformasjonene er størst ved det østre løpet. Disse er tilnærmet 11mm og 6mm ved det vestre løpet, og deformasjonene er merkbar helt opp til overflaten. For å unngå betydelige setninger i massene over tunnelen, bekrefter dette at det er nødvendig å gjøre sikring i begge tunnellop. Det er lite deformasjoner i tunnelsålene. Av den grunn vil det ikke være nødvendig å installere sikringstiltak i tunnelsålene.

Ved installasjon av sikringstiltak reduseres deformasjonen fra 11mm til 4,3mm. Dette viser at sikringstiltakene har stor innvirkning på de totale deformasjonene, og dermed er essensiell for den totale stabiliteten. Som en vurdering av den valgte sikringen er den samme modellen simulert med fire alternative sikringsmetoder i Figur 67. Deformasjonene er gitt i figuren.

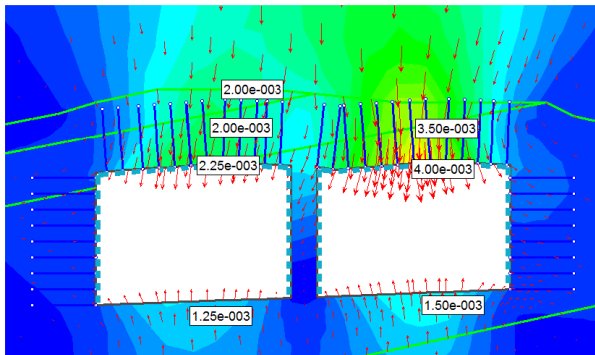
Radielle bolter med c/c 0,5 meter



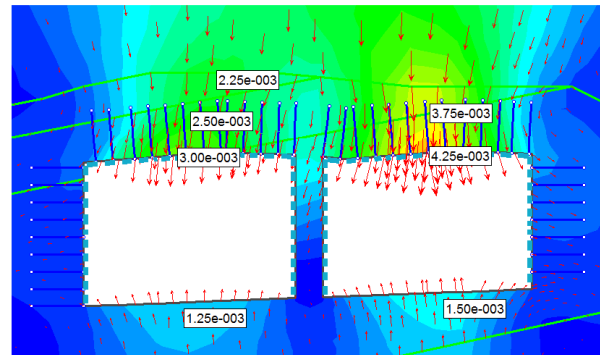
Full utstøpning



Radielle bolter med lengde 4 meter



12 delt stuff



Figur 67: Modellering med fire alternative sikringsmetoder

Modelleringen viser generelt liten endring i de totale deformasjonene sammenliknet med Figur 65. Det oppnås ingen endring i deformasjonene ved å øke oppdelingen av stuffen til 12 deler. Alternativene med full utstøpning, reduisering av boltene c/c avstand og økning av boltene lengde reduserer alle deformasjonene med 0,25mm. Modelleringen viser også at ingen av boltene eller deler av sprøytbetongen går i brudd.

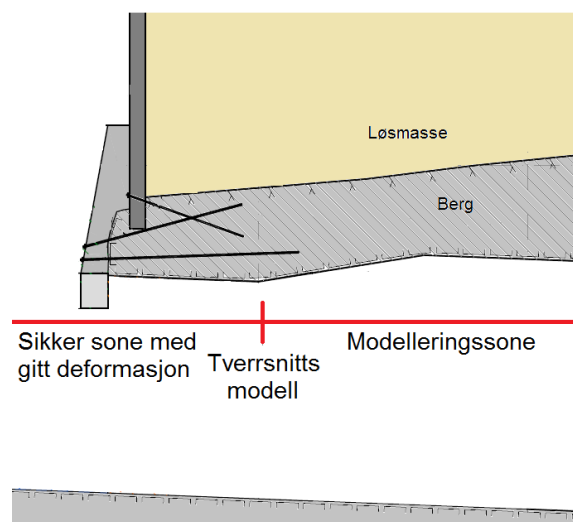
8.3.2 Sideprofil

Bruk av 2D numerisk modeller av sideprofiler har tidligere blitt brukt i (Trinh 2006), (Trinh & Broch 2008) og er diskutert i (Hoek 2004). Modellen vil være en forenkling av situasjonen sammenliknet med 3D modeller laget i andre programvarer som FLAC. Likevel kan modellen gi gode resultater hvis den brukes rett, men da med en lavere brukerterskel enn i mer avanserte 3D modelleringsprogram.

Bruk av sideprofiler i 2D numeriske modellering kan hovedsakelig gi informasjon og indikasjoner på deformasjoner i heng og stuff under driving av tunneler med liten overdekning, eller ved driving gjennom svakhetssoner. En stor fordel med slike modeller er at effekten av spilingboltene kan modelleres. Ved dagsone vest er en slik modell nyttig for å vurdere nødvendigheten av sikring av stuff samt sikring av tunnelhengen.

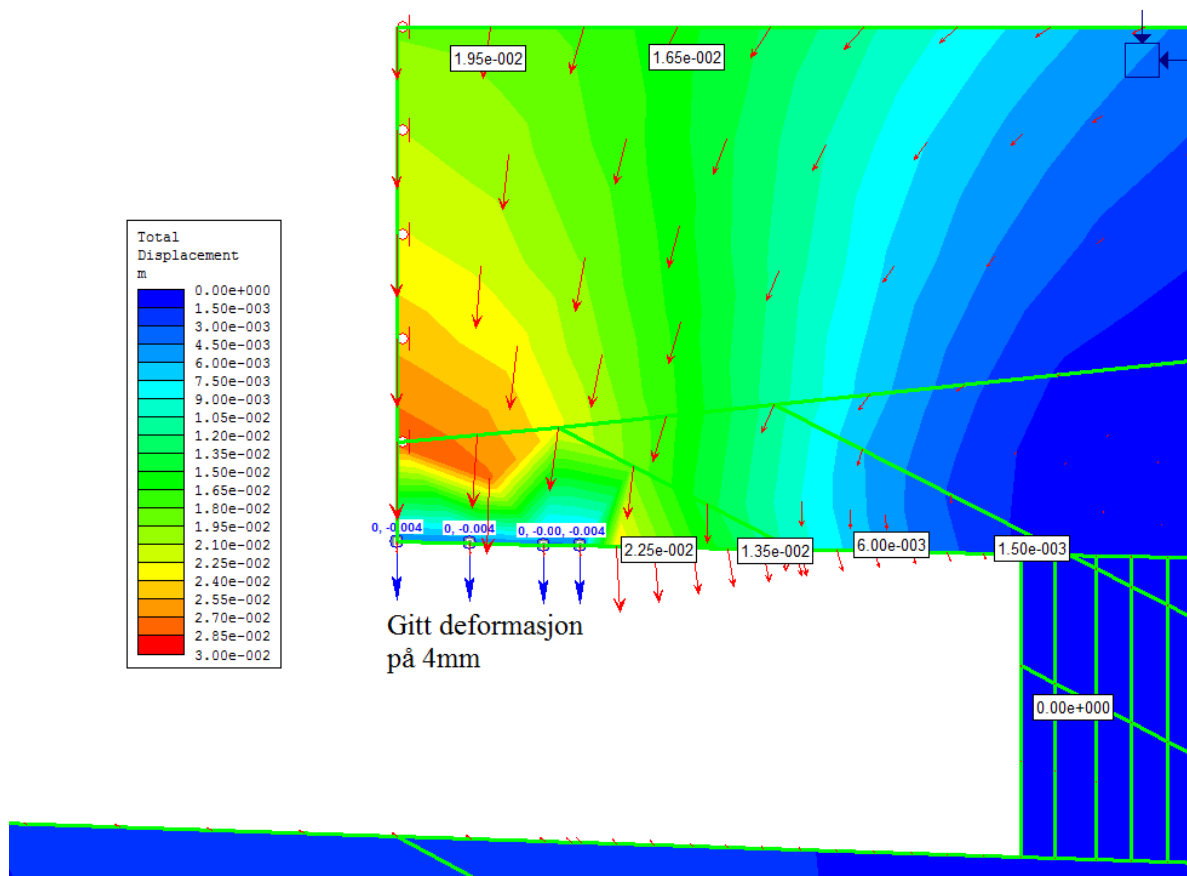
Beregningene vedrørende stagforankringen av betongdrageren over tunnelportalen har allerede gitt en indikasjon på portalområdet stabilitet. Basert på dette, og deformasjonene fra

de numeriske tverrsnittmodellene, settes maksimal deformasjon i dette området til 4,25mm, se Figur 68.



Figur 68: Oppbygging av sideprofilmodellen

For at ikke hele modellen skal kollapse, antas det at spunnrørene og betondrageren er sikret tilstrekkelig. I den numeriske modellen låses derfor denne delen av modellen i x retning. Uten sikringstiltak er resultatet av den numeriske modelleringen gitt i Figur 69.

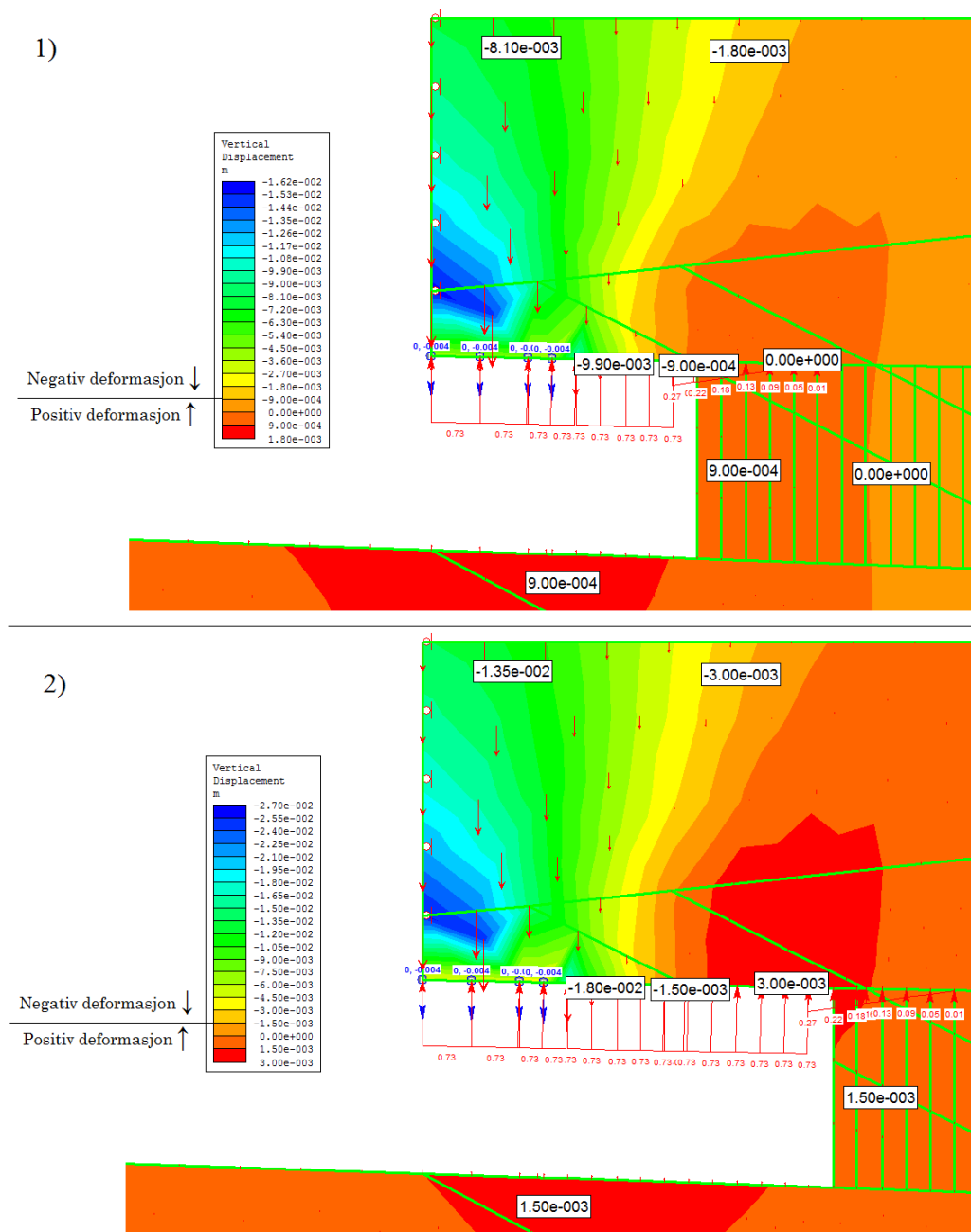


Figur 69: Total deformasjon uten sikringstiltak

Den totale deformasjonen er opp mot 23mm i overgangssonen mellom den fastlåste sonen og den frie sonen. Deformasjonen reduseres til 1,5mm ved stoff, som i figuren ligger femten meter fra tunnelportalen.

På grunn av modellens enkelhet og alle de antagelser som er gjort, vil de deformasjonene som leses av fra denne modellen kun være til etterretning. Det som likevel kan leses fra denne modellen er at det ikke kan forventes store deformasjoner på stoff. Det vil derfor ikke være nødvendig å sikre stoffen under driving av tunnelen. Med tanke på de store deformasjonene i hengen, vil det være nødvendig med sikring. I den sammenheng vil det også ha nytteverdi å kunne sammenlikne modellene med sikring og uten sikring.

Ved å legge til sikringstiltak bestående av sprøytbetongbuer og spilingbolter, blir resultatene fra den numeriske modellen som i Figur 70.



Figur 70: Vertikale deformasjoner med sikringstiltak

De to figurene er fra to ulike stadier av drivingen. I del 1) er tunnelen drevet omtrent ni meter, og del 2) er drevet omtrent femten meter. Dette tilsvarer lengden som tunnelen skal drives ved dagsone vest. Figuren viser at det inntreffer både positiv og negativ deformasjon i modellen. Negativ deformasjon inntreffer i overgangssonen mellom den fastlåste sonen og den frie sonen. Deformasjonen avtar raskt og går over til positiv verdi nære stoff. Dette er en indikasjon på at det interne trykket fra sprøytbetongbuene er større enn trykket som skapes av de overliggende massene. En slik deformasjon vil ikke inntreffe i virkeligheten, men er et resultat av at sikringen beskrives som interne trykk. Dette er likevel en indikasjon på at den valgte sikringen skaper stort nok internt trykk til å motstå trykket fra de overliggende massene. Akkurat som modelleringen uten sikringstiltak viser i Figur 69, er det lite deformasjoner på stoff.

Ved å installere sikringstiltak har deformasjonen i hengen sunket betraktelig. Ved å sammenlikne Figur 69 og Figur 70 er den største deformasjonen redusert fra 23mm til 18mm. Dette punktet ligger i overgangssonen mellom den fastlåste sonen og den frie sonen. På grunn av endeeffektene fra den låste sonen, vil resultatene fra denne sonen kunne diskuteres. Omtrent åtte meter fra portalområdet har sikringstiltakene redusert deformasjonen fra 13,5mm til 1,5mm. Ved dette punktet er endeeffektene fra den låste sonen mindre, og resultatene dermed mer representative for dagsone vest. Ved sammenlikning med deformasjonsplottene ved dagsone vest, stemmer en deformasjon på 1,5mm godt overens med de deformasjonene som er målt ved dagsone vest.

8.3.3 Vurderinger

De numeriske modellene indikerer at de valgte bergartsparemetrene og modellparemetrene stemmer overens med situasjonen ved dagsone vest. Modelleringene viser at det er nødvendig med sikringstiltak i tunnelen, samtidig som den valgte sikringen kan antas å være tilfredsstillende. I en situasjon som den ved dagsone vest, vil bruk av full utstøpning være vanskelig å gjennomføre i praksis. Dette er fordi stoffen deles opp, og installasjon av sikring er nødvendig etter hver salve. I et slikt tilfelle er bruk av spilingbolter og sprøytbetongbuer et lettere gjennomførbart sikringstiltak. Som modelleringen viser er de valgte bolteparemetrene optimale. En økning av lengder eller reduksjon av c/c avstand vil øke kostnadene og tidsforbruket uten at reduksjonen i deformasjoner er nevneverdig stor. Oppbyggingen av sprøytbetongbuene ved dagsone vest antas derfor til å være optimale med tanke på å være både kostnadseffektive, samt å skape et tilfredsstillende internt trykk i tunnelen.

Av den numeriske sideprofilsmodellen kan de tolkes at den valgte sikringen skaper stort nok internt trykk til å motstå kreftene fra de overliggende massene. Det inntreffer lite deformasjoner i stoffen, slik at det vil ikke være nødvendig å sikre denne under driving.

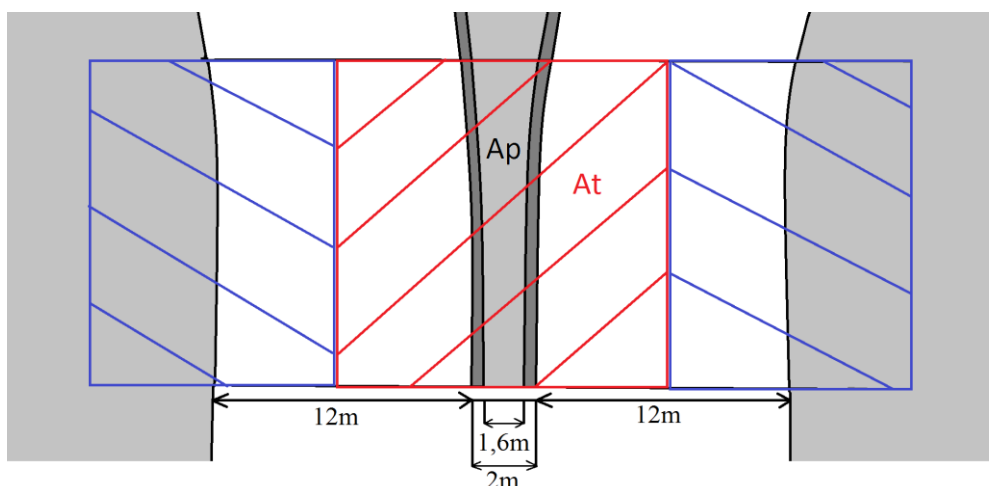
8.4 Pilaren mellom tunnelloepene

Ved dagsone drives det to parallelle tunnelloep, kun adskilt av en åtte meter høy pilar. Pilaren har en bredde på totalt to meter inkludert sikring. Av disse to meterne er berget 1,6 meter, se Figur 6. For å undersøke om pilaren har nok styrke til å motstå de lastene den blir påkjent, vil det være nødvendig å gjøre analyser og vurderinger. Analyser og beregninger vedrørende

nødvendige pilardimensjoner er lite brukt for samferdselstunneler i Norge, men er en vanlig problemstilling innen gruveindustrien. For å gjøre en vurdering vedrørende pilarens dimensjoner vil det derfor være nyttig å se på erfaringer innen gruvedrift.

8.4.1 Beregninger

En forenklet måte for å beregne sikkerhetsfaktoren til en pilar, er ved bruk av ”skattepliktig areal” metoden. Denne metoden går ut på å fordele den overliggende spenningen som pilaren tar opp på pilarens tverrsnittsareal (Myrvang 2001). Ved dagsone vest vil en forenklet situasjon være som i Figur 71.



Figur 71: Virkeområde og pilarområde

Ved å se på situasjonen ovenfra vil de vertikale kreftene, fra de overliggende massene og konstruksjonene, som tas opp av pilaren ligge innenfor den røde firkanten. Vertikale krefter som virker innenfor de blå firkantene vil berget i sidene av tunnelen ta opp. Dette gir formel [21]:

$$\frac{\sigma_c}{F} = \frac{A_t}{A_p} * \sigma_v \quad [21]$$

Omskrevet:

$$F = \frac{\sigma_c * A_p}{A_t * \sigma_v} \quad [22]$$

- σ_c = Bergets enaksiale trykkfasthet [Pa]
- F = Sikkerhetsfaktor
- A_t = Areal av pilarens virkeområde [m^2]
- A_p = Areal av pilarens overflate [m^2]
- σ_v = Spenning fra overliggende masser og konstruksjoner [Pa]

Bergets teoretisk minste enaksiale trykkfasthet er i laborietester bestemt til 122,5 MPa. Ved å anta et representativt areal over tunnelen med lengde = tolv meter, der gjennomsnittlig bergpilartykkelse er to meter, vil arealet av pilarens virkeområde og areal av pilarens overflate bli som følgende. Se Figur 71 for dimensjoner.

- $A_t = 12\text{m} * (12\text{m} + 2\text{m}) = 168\text{m}^2$
- $A_p = 12\text{m} * 2\text{m} = 24\text{m}^2$

Et anslag av de overliggende massene kan gjøres basert på verdiene i avsnitt 5.5. Spenningen er et resultat av den overliggende kvikkleira og berget.

- $\sigma_v = 0,325 \text{ MPa}$

Ved bruk av [22] blir sikkerhetsfaktoren:

$$F = \frac{\sigma_c * A_p}{A_t * \sigma_v} = \frac{122,5 \text{ MPa} * 24\text{m}^2}{168\text{m}^2 * 0,325 \text{ MPa}} = 53,8$$

Sikkerhetsfaktoren tilsier at sikkerheten i dette tilfellet er tilfredstilt med god margin.

Det kritiske punktet for pilaren vil være i portalområdet. Her vil pilaren ha minst overflateareal, og være ekstra belastet på grunn av de overliggende spuntrørene og betongdrageren. Ved å anta et areal de første to meterne av tunnelen, vil gjennomsnittlig bergpilartykkelse være 1,6 meter.

- $A_t = 2\text{m} * (12\text{m} + 2\text{m}) = 28\text{m}^2$
- $A_p = 2\text{m} * 1,6\text{m} = 3,2\text{m}^2$

Et nytt anslag på vekten av de overliggende massene og konstruksjonene kan gjøres basert på verdiene i avsnitt 8.2.1. Spenningen er et gjennomsnittlig anslag på vekten til kvikkleira, berget, spuntrørene og betongdrageren.

- $\sigma_v = 0,377 \text{ MPa}$

Dette gir sikkerhetsfaktor ved bruk av [22]:

$$F = \frac{\sigma_c * A_p}{A_t * \sigma_v} = \frac{122,5\text{MPa} * 3,2\text{m}^2}{28\text{m}^2 * 0,377\text{MPa}} = 37,1$$

Selv på den tynneste delen av pilaren, der de største lastene virker, oppnås det en høy sikkerhetsfaktor. Denne beregningsmetoden angir kun et forenklet bilde på sikkerheten, og har betydelige svakheter (Myrvang 2001):

- Antar en jevnt fordelt pilarspenning over hele pilartverrsnittet.
- Tar ikke hensyn til eventuelle horisontalspenninger.
- Antar en uniform spenningsfordeling over tunnelene.

På grunn av den høye sikkerhetsfaktoren som beregningene antyder, kan det på tross av svakheten i beregningsmetoden konkluderes med at sikkerheten mot brudd i pilaren er tilfredsstillende. Dette gjelder likevel kun så lenge pilaren ikke blir utsatt for påkjenninger eller utfall som reduserer dens styrke.

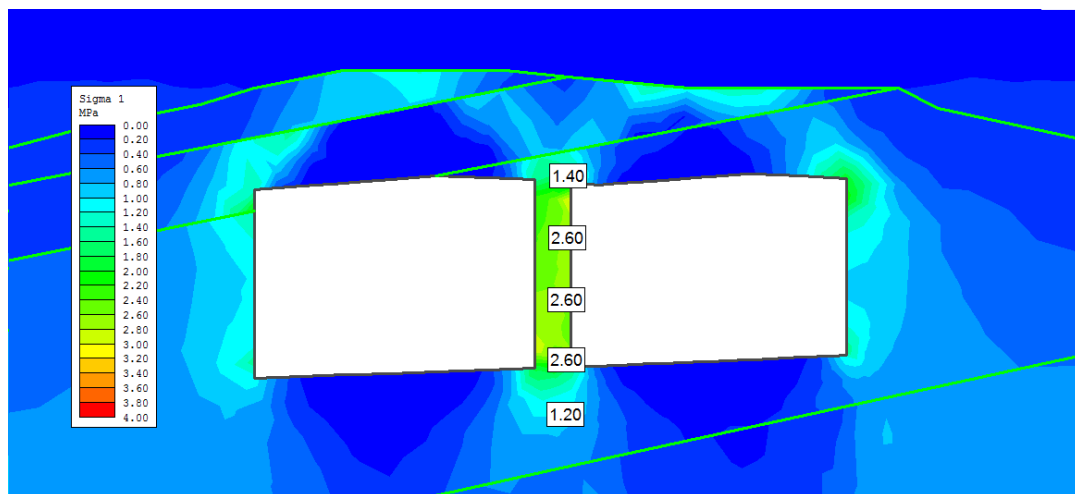
Det er gjennom erfaringer i gruveindustrien utgitt en rekke forskningsrettede artikler vedrørende styrken til ”hard rock pillars”. En oppsummering av en rekke slike forskningsartikler er gjort i (Martin & Maybee 2000). Den oppsummerer med at relasjonen mellom høyde og bredde er en god indikator på styrken til en pilar. Alle brudd i pilar undersøkt fra ulike steder i verden viser en tendens til å inntreffe i pilarer med bredde/høyde (b/h) forhold $< 2,5$. B/h er ved dagsone vest:

$$\frac{2m}{8m} = 0,25$$

Forholdet er mye lavere enn 2,5, og erfaringene viser dermed at det er muligheten for brudd. I henhold (Martin & Maybee 2000) vil brudd i pilarer med $b/h < 1$ inntreffe ved tilnærmet $1/3$ av den laboratoriemålte enaksiale trykkfastheten. For dagsone vest er dette ved:

$$\frac{1}{3} * 122,5 \text{ MPa} = 40,8 \text{ MPa}$$

I avsnitt 8.3 er det utført en numerisk analyse av de to tunnellopene ved dagsone vest. De vertikale spenningene i den numeriske tverrsnittsmodellen, etter at begge tunnellopene er drevet, kan sees i Figur 72.



Figur 72: Vertikale spenninger ved profilnummer 293

Som figuren viser vil den vertikale spenningen, etter utsprenning av begge tunnellop, være 2,6 MPa. Dette er lavere enn spenningsnivået som blir anslått som bruddgrensen i (Martin & Maybee 2000). Den numeriske modellen gir heller ingen brudd i pilaren.

8.4.2 Valg av pilartype

Pilaren ved dagsone vest vil være ømfintlig mot ufall og dårlig sprengning. I et tilfelle hvor dette skulle inntreffe, vil det skape en svakhet i hele pilaren og øke faren for brudd betraktelig. Det opprinnelige forslaget ved dagsone vest gikk ut på å drive en pilottunnel mellom de to tunnellopene. Deler av piloten skulle i etterkant bli støpt ut med betong, og

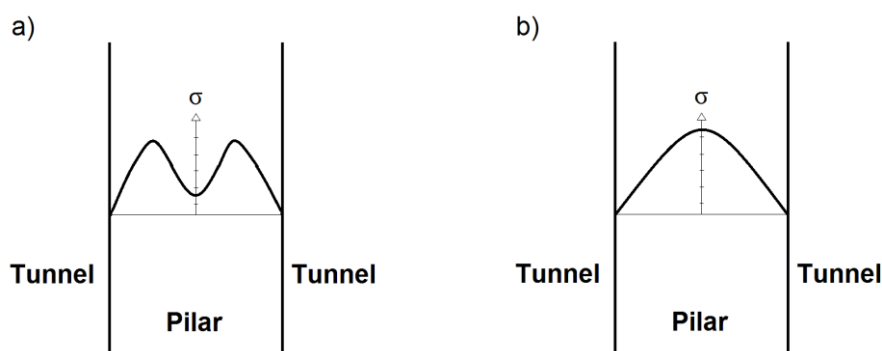
virke som en pilar. Denne metoden ville gitt større kontroll over pilarens dimensjoner, samtidig som faren for utfall og skader underveis i tunneldrivingen ville blitt unngått. En oppsummering av fordeler og ulemper ved de to alternativene er gitt i Tabell 22.

Tabell 22: Fordeler og ulemper ved ulike pilartyper

Betongpilar		Bergpilar	
Fordel	Ulempe	Fordel	Ulempe
Kan kontrollere pilarens geometri.	Tidkrevende.	Den raskeste og rimeligste løsningen.	Eventuell skade på pilaren kan få store konsekvenser.
Kan kontrollere pilarens generelle egenskaper.	Benytter ikke bergets egenskaper.	Bruker bergets egenskaper.	Eventuelt svakhetsplan i berget kan svekke pilarens styrke betydelig.
	Kan oppstå deformasjoner i hengen over pilottunnelen.	Vil kunne redusere deformasjonene i berget som inntreffer under driving av pilottunnel.	Må gjøres omfattende sikring av pilaren.
			Krever forsiktig sprengning.

8.4.3 Monitorering

I en bergpilar mellom to tunneløp vil det oppstå en oppkonsentrasjon av spenninger. Dette er på grunn av de ekstra belastningene pilaren og sidene av tunnelene må ta opp når bergmassen mellom de fjernes. Under sprengningen kan det oppstå riss og sprekker i bergpilaren. Dette reduserer stivheten og E-modulen for den ytterste delen av pilaren. Av den grunn vil det bli tatt opp lite spenning i dette området. En typisk form på spenningskurven gjennom pilaren blir dermed som situasjon a) i Figur 73.



Figur 73: Spenningsfordelinger i en pilar

Etter hvert som pilaren blir belastet til sin totale kapasitet, vil spenningsstoppene i situasjon a) etter hvert smeltes sammen til en spenningsstopp i midten av pilaren. Dette kan sees i situasjon b). En slik spenningsfordeling tilsier at pilaren har nådd sin maksimale styrke, og at sikringstiltak bør installeres (Myrvang 2001).

Spenningsmålinger i pilaren kan ved dagsone vest være et nyttig hjelpemiddel for å overvåke pilaren etter hvert som tunnellopene drives. Det gir oversikt over situasjonen, samt mulighet for å gjøre ekstra sikring hvis nødvendig.

8.4.4 Vurdering

Både de forenklete beregningene, erfaringene fra tidligere pilarbrudd i (Martin & Maybee 2000) og den numeriske modelleringen indikerer en god sikkerhet mot brudd i pilaren. Dette er selv om pilaren på det tynneste kun er 1,6 meter. Hovedgrunnene til dette er grønnsteinens bergmekaniske egenskaper, og den lave overdekningen som dermed skaper små vertikale spenninger.

Ved å bruke berget som pilar ved dagsone vest setter dette, til tross for den tilfredsstillende sikkerheten, ekstra krav til utførelse. Med utførelse menes hovedsaklig sprengningsarbeidene, der feilaktig utførelse kan redusere styrken til pilaren betydelig. Dette kan skje ved eventuelle utfall, eller som induerte riss i pilaren. På grunn av at pilaren er 1,6 meter tykk, er det små marginer for hva som kan tolereres hvis slike skader skulle inntreffe. Dette er hovedargumentet for at det bør installeres en betongpilar. En får dermed full kontroll over pilarens dimensjoner. På den andre siden vil dette øke tidsforbruket og de totale kostnadene.

Hadde berget ved dagsone vest hatt dårligere kvalitet og spenningene vært større, ville en betongpilar vært foretrukket. Ettersom grønnsteinen i dette tilfellet har svært gode egenskaper, ville det være dumt å ikke utnytte disse egenskapene. Dette reduserer samtidig kostnadene og tidsforbruket. Den valgte løsningen ved dagsone vest, ved bruk av en bergpilar, vurderes derfor til å være et riktig valg. Forsiktig sprengning vil være nødvendig, samt overvåkning av pilarens kontur. Skulle det inntreffe et utfall vil dette i verste tilfelle føre til at det må installeres en betongpilar istedenfor.

Med tanke på overvåkning av spenningsnivået, vist i Figur 73, kunne dette vært nyttig både for å få erfaringer og som overvåkning. Tunnelen er allerede overvåket ved flere punkter, slik at en slik installasjon ville ikke ha gitt store kostnader.

8.5 Beregningsmetodene

8.5.1 Stagforankring

Bruk av forspente stag er en vanlig sikringsmetode i bergarbeider, og brukes til mange ulike formål verden over. Stagene kan bestå av solide stangstag, en kabel eller flere kabler koblet sammen til et lissestag. Mulighetene og kapasitetene er mange, og det er derfor viktig å finne det staget som skulle passe best til den gitte situasjonen. Beregningsmetoder for å beregne stages kapasitet er hyppig diskutert i ulike håndbøker og tidsskrifter verden over. Dette gjør det lett å få et godt resultat under designprosessen. Beregningsmetodene krever at brukeren har oppgitt bergets mekaniske egenskaper ved den gitte lokasjonen. En svakhet ved disse beregningene er at de generelt er konservative. Spesielt gjelder dette beregningene rundt stagers kapasitet mot brudd i berget. Likevel gir dette en ekstra sikkerhet i beregningene, uten at det resulterer i unormalt lange stag.

Beregningsmetoden brukt i avsnitt 8.1 antas å være en god metode for beregning av ulike typer stags kapasitet. Den tar hensyn til alle de fire bruddmekanismene, samtidig som den har lav brukerterskel. Beregningsmetoden er ikke spesielt tilpasset et portalområde eller tunnel med liten overdekning, men gjelder som en generell beregningsmetode uansett bruksområde.

8.5.2 Betongdrager og forspente stag

Slik beregningen er utført i avsnitt 8.2, er situasjonen beskrevet som et skråningsstabilitetstilfelle. Det er derfor nødvendig med parametere som beskriver skjærmotstanden langs et eventuelt bruddplan i berget. Det er derfor nyttig å ha tilgang til å kunne vurdere sprekkens karakter ved den gitte lokasjonen. Det er utarbeidet flere ulike bruddkriterier langs bruddplan i berg, der alle disse kan brukes i disse beregningene. På den måten kan brukeren selv velge det bruddkriteriet som passer best basert på hvilke parametere som skulle være tilgjengelig.

Beregningsmetoden i avsnitt 8.2 er generelt forenklet, samtidig som den angir en sikkerhet som vil være lavere enn den er i virkeligheten. Dette er hovedsakelig fordi et eventuelt ras vil kreve at bruddblokken avløses i sidene, parallelt med tunnelen. Det er dermed vanskelig å angi hvilken sikkerhet som er tilfredsstillende. Selv om det kan godtas en sikkerhet under en, er det forfatterens mening at det alltid bør etterstrebtes en sikkerhet over en ved bruk av denne beregningsmetoden.

Beregningsmetoden er likevel en måte å tallfeste en komplisert situasjon på, og vil være nyttig så lenge brukeren er klar over alle de forenklingene som er tatt. Beregningsmetoden har på denne måten også et utviklingspotensial.

8.5.3 Numerisk analyse

Bruk av numeriske analyser for tverrsnittsprofiler er et nyttig hjelpemiddel i mange ulike ingeniørgeologiske problemstillinger. Erfaringene fra modellene av dagsone vest har også vært nyttige og gode. De deformasjonene som er målt i den numeriske modellen stemmer overens med de virkelige deformasjonene målt i tunnelen. Dette viser at det ved hjelp av korrekte inputparametere er mulig å konstruere korrekte modeller for tunneler med liten overdekning. Slik modellering kan være nyttig ved flere aspekter av tunneldriving med liten overdekning:

- Vurdering av nødvendig sikringstiltak.
- Sammenlikne effekten av ulike sikringstiltak.
- Vurdere effekten av å dele opp stoffen under driving.
- Vurdere deformasjon og setninger i grunnen over tunnelen.
- Se deformasjonsområdet propagasjon til overflaten.

Nyttigheten ved bruk av sideprofiler i numeriske modeller til analyser av tunneler med liten overdekning kan diskuteres. Med de brukte inputdata var det vanskelig å lage en numerisk modell der deformasjonene stemte med de målte deformasjonene. På grunn av at det interne trykket fra sikringstiltakene ble større enn de vertikale lastene enkelte steder, ble deformasjonen her snudd om til positive verdier. Dette påvirket igjen hele modellen. Dette er

en indikasjon på at bruk av interne trykk for å beskrive sikringen i grunne tunneler ikke er en ideell fremgangsmåte. En annen faktor som påvirket resultatene var de store deformasjonene som inntraff i overgangsonen mellom den frie og den fastlåste sonen. I en optimal modell ville det ha vært forventet en jevnt fordelt deformasjon langs hele tunnelhengen. Nytteverdien ved bruk av numeriske sideprofilmodeller for tunneler med liten overdekning vurderes derfor til å være liten. Modellene kan likevel være til nytte for vurderinger rundt nødvendig sikring av stoff, og nødvendig internt trykk fra sikringstiltakene for å motstå trykket fra de overliggende massene.

8.5.4 Pilarberegninger

Beregning av nødvendig pilardimensjon og kapasitet har tidligere ikke vært en vanlig problemstilling for norske tunneler. Erfaringer må derfor hentes fra gruvebransjen, der dette er et omdiskutert tema.

Metoden brukt i pilarberegningene er meget forenklet, men gir likevel en pekepinne på situasjonen. Metoden gjør det derfor mulig å avgjøre om pilarens dimensjoner kan reduseres eller må økes. Med tanke på sikringens virkning på pilaren, er bidraget fra slike tiltak vanskelig å tallfeste i beregningene.

Generelt indikerer beregningene at kreftene skapt av overliggende massene, for grunne tunneler, er for lave i forhold til den generelle norske bergartsstyrken til å gi brudd i en pilar. Vurderingene rundt pilarens dimensjoner er derfor heller et spørsmål om praktisk gjennomførbarhet. Pilaren trenger ikke ha store dimensjoner så lenge den ikke påføres skader under konstruksjonsfasen.

8.5.5 Inputparametere

Alle beregningene som gjøres i ulike ingeniørgeologiske problemstillinger gir et svar som er like representativt som de inputparametrene som brukes. Innsamling og vurdering av inputparametre er derfor like viktig som å gjøre beregninger. Et problem i denne sammenheng er at beregningene ofte må gjøres i forkant av et prosjekt. Tilgangen på representativt fjell å gjøre målinger på er derfor dårlig. Dermed blir tidlig ingeniørgeologisk kartlegging, tidligere erfaringer og referanseverdier bakgrunnen for valg av inputparametrene.

I denne oppgaven er det brukt ulike empiriske sammenhenger, erfaringer og forskning fra hele verden under vurderingen av de ulike inputparametere. Resultatet fra blant annet den numeriske modelleringen har gitt godt samsvar mellom virkelighet og modell. Dette viser slike hjelpemidler er nyttige, og at det ved hjelp av empiriske sammenhenger og forskning er mulig å skape gode modeller. Likevel kommer en ikke bort fra at alle vurderingene som er gjort har krevd informasjon som har blitt hentet i felt og fra laboratorietester.

8.6 Erfaringer fra dagsone vest

Arbeidet ved dagsone vest, det vestre påhugget til Strindheimtunnelen, har per 07.05.2012 vært vellykket uten store problemer. Geologien har vært god, noe som har gitt god stabilitet bortsett fra elastiske deformasjoner i hengen nærmest portalområde på opp mot 8mm, se Figur

36. Dette bekrefter viktigheten av betongdrageren og de forspente stagene. Selv om det har inntruffet 8mm deformasjon, må denne delen av sikringen antas som vellykket. Den generelle sikringen bestående av spilingbolter og sprøytbetongbuer har også stor innvirkning på disse resultatene, og kan derfor også antas å være tilfredsstillende. I Trondheimsområdet generelt er det målt høye horisontalspenninger nær overflaten. Dette kan også forventes å være tilfellet ved dagsone vest, noe deformasjonsmålingene viser. Det som likevel ble registrert ved dagsone vest var at de horisontale spenningene hadde størst innvirkning under driving av det første løpet. Etter hvert som det andre løpet ble drevet, snudde deformasjonene fra å være positive til negative. Dette kan forklares med at spenningsfeltet ble forflyttet lengre fra tunnelen under drivingen av det andre tunnellopet.

Utfordringene ved bergarbeidene har hovedsakelig vært de strenge kravene til arbeidsrekkefølge, plassmangel og sprengningsarbeidet. På grunn av det store tverrsnittet og den dårlige stabiliteten, har det hele tiden vært viktig å ha bærende elementer i form av sikring i en viss avstand fra stoff. Arbeidsrekkefølgen har derfor vært viktig. Samtidig har plassmangelen i byggegropen gjort dette arbeidet krevende. Sprengningsarbeidet har blitt mye dyrere enn antatt i anbudet. Dette har hovedsakelig hatt bakgrunn i ekstraordinære rystelser, samt nødvendigheten for oppdeling av salver grunnet den dårlige stabiliteten. Et annet faktum som har vanskeliggjort sprengningen er bergpilaren mellom de to tunnellopene. Det har ikke vært noen problem å få en god kontur uten skader på pilaren, men dette arbeidet har vært teknisk krevende da det er små marginer.

I avsnitt 3.3 er tunneldriving ved liten overdekning diskutert ut fra tidligere erfaringer i Norge. Sammenliknet med den valgte sikringen og drivemetoden ved dagsone vest er det mange likhetstrekk. Det er ved dagsone vest brukt en betongdrager og forspente stag i portalområdet, det er utført omfattende forinjeksjon, det er brukt korte salvelengder med oppdeling av stoffen, det er utført monitorering av begge tunnelhengene, det er sikret med spilingbolter før hver salve og den permanente sikringen består av armerte sprøytbetongbuer. Alt dette er fellesnevnerne for tunneldriving ved liten overdekning i Norge. Prosjektet ved dagsone vest har så langt vært vellykket, noe som bekrefter denne metodens styrke ved tunneldriving under slike forhold.

9 Konklusjon

Prosjektet ved dagsone vest er på mange måter unikt, men samtidig også et bilde på fremtidens tunnelprosjekter. De erfaringer som gjøres her vil derfor være nyttig for fremtidige prosjekter og for generell tunneldriving med liten overdekning. Prosjektet er per 15.05.2012 ikke ferdigstilt, men sprengningsarbeidene ved dagsone vest er ferdig. Det har ikke vært store stabilitetsproblemer bortsett fra noe elastisk deformasjon i tunnelhengen. Hovedutfordringene har vært sprengningsarbeidene, organisering av arbeidsrekkefølgen og plassmangel. Dette er typiske utfordringer for tunnelarbeider i urbane strøk.

Sikring og drivemetodene ved dagsone vest har mange fellestrekk sammenliknet med tunneler som er blitt drevet med liten overdekning i Norge. Bruk av betongdrager og forspente stag i portalområdet, omfattende forinjeksjon, korte salvelengder med oppdeling av stoffen, monitorering av tunnelhengen, sikring med spilingbolter før hver salve og armerte sprøytbetongbuer som permanente sikring er blitt en utprøvd og optimal metode for tunneldriving under slike forhold.

Bergsikringen av påhugget ved dagsone vest har vært tilfredsstillende, men med små sikkerhetsmarginer for enkelte av sikringstiltakene. Dette gjelder betongdrageren og de forspente stagene som er installert over tunnelhengen. Det er forfatterens mening at det her burde vært installert ytterligere stag, da beregningene indikerer en lav sikkerhet. Med grunnlag i den numeriske tverrsnittsmodellen er den generelle sikringen optimal, da en endring i dimensjoner, c/c avstander og boltelengder ikke gir betydelig lavere deformasjoner. Pilaren mellom de to tunnellopene har tilfredsstillende sikkerhet, hovedsakelig grunnet bergets styrke. De pilarberegninger som er gjort indikerer at pilarstabiliteten, for vanlige norske bergarter av god kvalitet, heller er et spørsmål om utførelse enn styrke. Så lenge sprengningsarbeidet utføres på en god måte uten at det oppstår skader på pilaren, vil pilaren ha god sikkerhet mot å gå i brudd. Dette gjelder også ved lave bredde/høyde forhold ned mot 0,25 som er tilfellet ved dagsone vest.

Analysemetodene brukt i denne oppgaven har vært nyttige, og antas å være gode så lenge brukeren er klar over de forenklinger som er gjort. Berg er et inhomogent og anisotrop medium, slik at er viktig å gjøre gode vurderinger for å finne representative inputparametere når slike beregninger gjøres. Forfatteren har i denne sammenheng funnet det nyttig å bruke internasjonal litteratur, håndbøker og feltbefaringer som et hjelpemiddel. På denne måten er det mulig å bruke ulike fremgangsmåter for å finne bergartsparametre, noe som også gir et sammenlikningsgrunnlag.

Påhugget ved dagsone vest er, basert på vurdering av reelle kostnadsdata, det mest kostnadseffektive av de to mulige påhuggsalternativene. Vurderingene antyder likevel at dette ikke ville vært tilfellet hvis den opprinnelige plasseringen ikke hadde krevd flytting av hus rundt byggegroppen. Dette er en problemstilling som er gjeldene for alle tunnelprosjekter. Det kan enten velges et påhugg med liten overdekning og liten påvirkning på omgivelsene, eller et påhugg med større overdekning, der det kreves at det fjernes store mengder masser inn mot påhugget. Av de analyser som er gjort i denne oppgaven, må en slik vurdering gjøres basert på gjennomførbarhet, omgivelsene, kostnadene, tidsforbruk og estetikk.

Litteraturliste

- Asting, G. (2004). Nytt dobbeltspor Jong - Asker, godt foberedt kontrakt - en nøkkel til godt resultat. *Fjellsprengningsdagen 2004*.
- Barton, N. (1973). Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering geology*, 7: 287-332.
- Barton, N. & Bandis, S. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. *Proceedings: International conference on rock joints, Balkema, Rotterdam*.
- Birgisson, G. (2012). Endelig element modellering og inngangsparametre for vurdering av stabilitet i tunnelportal ved profil 287 for E6 vest Strindheimtunnelen. *Sweco Norge AS*.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Uno, H., Tasaka, Y. & Minami, M. (2004). Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 41: 3-19.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y. & Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 44: 247-265.
- Crowder, J. J. & Bawden, W. F. (2004). Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research. *Lassonde Institute, University of Toronto*.
- Frogner, E. & Rongved, N. (2004). Nytt dobbeltspor Jong - Asker, Felles erfaringer fra anleggsgjennomføring. *Fjellsprengningsdagen 2004*.
- Grøneng, G. & Nilsen, B. (2009). Procedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation. *NTNU - Geology and mineral resources engineering*.
- Gylland, A. S. (2012). *Generelle egenskaper for kvikkleire*: Personlig e-mail sendt den 20.03.2012 til Institutt for bygg, anlegg og transport ved NTNU
- Haugen, T. (2011). Byggegropp Møllenberg - Løsninger og utfordringer. *Geoteknikkdagen 2011*
- Heidelberg Cement. Grunnforsterkning med kalksement. *Informasjonsbrosjyre hentet 10.04.2012 fra http://www.heidelbergcement.com/NR/rdonlyres/88277060-5768-47DD-A8AC-C7563D5E5A73/0/Kalksement_original.pdf*.
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 34: 1165-1186.
- Hoek, E. (2004). Discussion paper # 3, Numerical modelling for shallow tunnels in weak rock Hentet 31.01.2012 fra http://www.dicea.unifi.it/geotecnica/hoek_shallow.pdf.

- Hoek, E. & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 43: 203-215.
- Hoek, E. (2007). Practical Rock Engineering. Hentet 20.01.2012 fra http://www.rocscience.com/education/hoeks_corner.
- Holmøy, K. H. & Aagaard, B. (2002). Spiling bolts and reinforced ribs of sprayed concrete replace concrete lining. *Tunneling and Underground Space Technology*, 17: 403-413.
- Holsbrekken, E. & Nesje, L. (2008). Tunneldrift i en moderne jungel - Status nytt dobbeltspor Lysaker-Sandvika. *Fjellsprengningsdagen 2008*.
- ISRM. (1978). Suggested methods for determining sound velocity. *International Society for Rock Mechanics*.
- ISRM. (1979). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *International Society for Rock Mechanics*.
- ISRM. (1985). Suggested methods for determining point load strength. *International Society for Rock Mechanics*.
- Johnsen, H. I. & Beitnes, A. (2011). E6 Trondheim - Stjørdal, parsell Trondheim, Dagsone vest - Spesielle utfordringer krever spesielle løsninger. *Fjellsprengningsdagen 2011*.
- Littlejohn & Bruce. (1975). Rock anchors - Design and quality control. *Geotechnics Research Group, University of Aberdeen, Scotland*.
- Løset, F. (2006). *Norges tunnelgeologi*: Norges Geotekniske Institutt (NGI).
- Marinos, P. & Hoek, E. (2000). GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne. 1422-1442*.
- Martin, C. D. & Maybee, W. G. (2000). The strength of hard-rock pillars. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 37: 1239-1246.
- Myrvang, A. (2001). *Kompendium i Bergmekanikk*: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- NFF. (2000). *Håndbok nr. 2 - Engineering geology and Rock engineering*: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.
- NFF. (2002). *Håndbok nr. 1 - Berginjeksjon*: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.
- NFF. (2008). *Håndbok nr. 5 - Tung sikring i undergrunnsanlegg*: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.
- Nilsen, B. & Dahlø, T. S. (1994). A study of cases of instability in hard rock tunnels. *Proceedings from the 7th international IAEG congress in Rotterdam*.

- Nilsen, B. & Broch, E. (2009). *Ingeniørgeologi berg, Grunnkurskompendium*: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Panthi, K. (2006). *Analysis of engineering geological uncertainties related to tunneling in Himalayan rock mass conditions*: Doktoravhandling ved NTNU.
- Panthi, K. (2012a). Assessment on stress induced instability in a tunnel project of the Himalaya. *Proc. 12th ISRM Congress in Beijing*.
- Panthi, K. (2012b). Residual friksjonsvinkel. *Diskusjon den 07.03.2012 ved institutt for geologi og bergteknikk, NTNU*.
- Rocscience. (2007). Roclab - Rock mass strength analysis using the Hoek-Brown failure criterion, User guide. *Rocscience Inc*.
- Statens Vegvesen. (2000). *Håndbok 216 - Fjellbolting*.
- Statens Vegvesen. (2006a). E6 Øst Nidelv bru - Grillstad, Ingeniørgeologisk rapport for fjelltunnel (Ud450J nr. 14).
- Statens Vegvesen. (2006b). E6 Øst Nidelv bru - Grillstad, Logging av kjerneborhull for fjelltunnel (Ud45oJ nr. 15).
- Statens Vegvesen. (2009a). E6 Trondheim - Stjørdal, Parsell Trondheim Dagsone vest - Sammendrag grunnforhold løsmassetunnel.
- Statens Vegvesen. (2009b). Geoteknikk, E6 Trondheim-Stjørdal - Poretrykksmålinger dagsone vest (Ud450J-20).
- Statens Vegvesen. (2010a). *Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler, rapport nr. 2538*: Statens Vegvesen ved teknologiavdelingen.
- Statens Vegvesen. (2010b). *Håndbok 016 - Geoteknikk i vegbygging*.
- Statens Vegvesen. (2010c). *Håndbok 021 - Vegtunneler*.
- Stjern, G. (1995). *Practical performance of rock bolts*: Doktoravhandling ved NTNU.
- Tomlinson, M. J. (1995). *Foundation design & construction*. 6 utg.: Addison Wesley Longman Limited.
- Trinh, Q. N. (2006). *Analysis of a cave-in problem in a hydropower tunnel in Vietnam*: Doktoravhandling ved NTNU.
- Trinh, Q. N. & Broch, E. (2008). Tunnel Cave in - Convergence confinement and 2D analyses. *Proc. 1st Southern hemisphere international rock mechanics symposium*.
- U.S.DoT. (1999). *Ground anchors and anchor systems*. Washington: U.S. Department of Transportation.

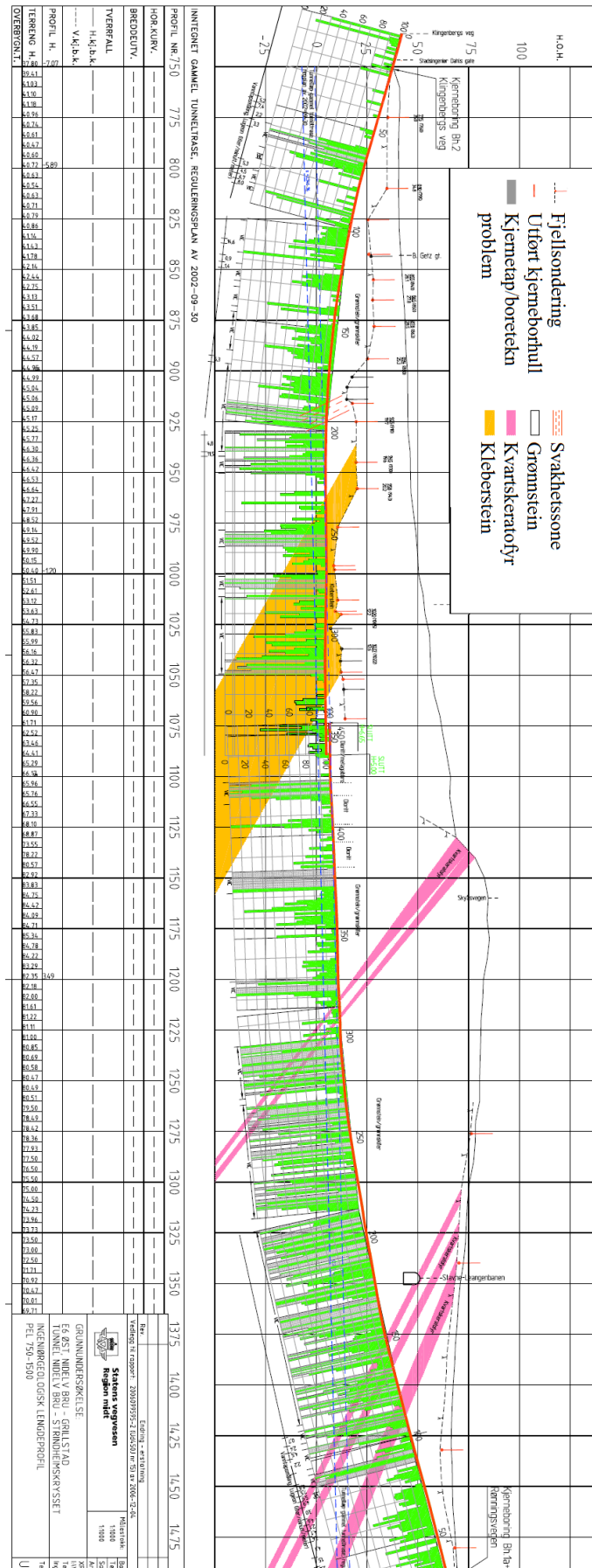
Wylie, D. C. & Mah, C. W. (2004). *Rock slope engineering*: Spon Press.

Vedlegg

Innholdsfortegnelse

Innholdsfortegnelse.....	A1
Vedlegg 1-1: Profil 1/2 over Strindheimtunnelen.....	A2
Vedlegg 1-2: Profil 2/2 over Strindheimtunnelen.....	A3
Vedlegg 1-3: 2D Resistivitetsmålinger 1/2.....	A4
Vedlegg 1-4: 2D Resistivitetsmålinger 2/2.....	A5
Vedlegg 1-5: Sprekkerose for Strindheimtunnelen.....	A6
Vedlegg 1-6: Stereonett for Strindheimtunnelen.....	A7
Vedlegg 1-7: Kjernelogg fra kjerneboring ved dagsone vest.....	A8
Vedlegg 1-8: Kostnader ved dagsone vest.....	A9
Vedlegg 2-1: Beregning av tilsynelatende fall på tunnelpåhugget.....	A10
Vedlegg 2-2: Excelark for beregning sikkerheten ved stagforankring 1/2.....	A11
Vedlegg 2-3: Excelark for beregning sikkerheten ved stagforankring 2/2.....	A12
Vedlegg 3-1: Alternativt skjema for bestemmelse av GSI.....	A13
Vedlegg 3-2: Q - systemet.....	A14
Vedlegg 3-3: Internt trykk fra ulike sikringstiltak.....	A15
Vedlegg 4-1: Resultater fra laboratorietester 1/2.....	A16
Vedlegg 4-2: Resultater fra laboratorietester 2/2.....	A17
Vedlegg 4-3: Bilder fra laboratorietester 1/4.....	A18
Vedlegg 4-4: Bilder fra laboratorietester 2/4.....	A19
Vedlegg 4-5: Bilder fra laboratorietester 3/4.....	A20
Vedlegg 4-6: Bilder fra laboratorietester 4/4.....	A21

Vedlegg 1-2: Profil 2/2 over Strindheimtunnelen (Statens Vegvesen, 2006a)



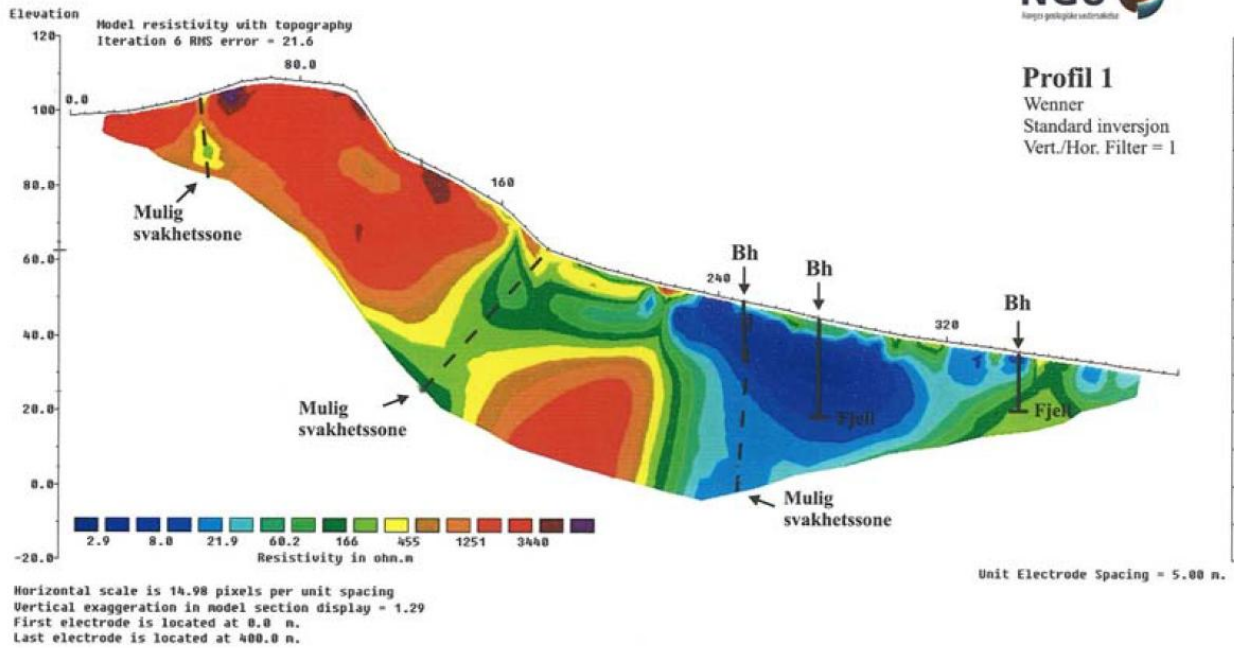
Vedlegg 1-3: 2D resistivitetsmålinger 1/2 (Statens Vegvesen, 2006a)

2D resistivitetsmålinger utført av NGU

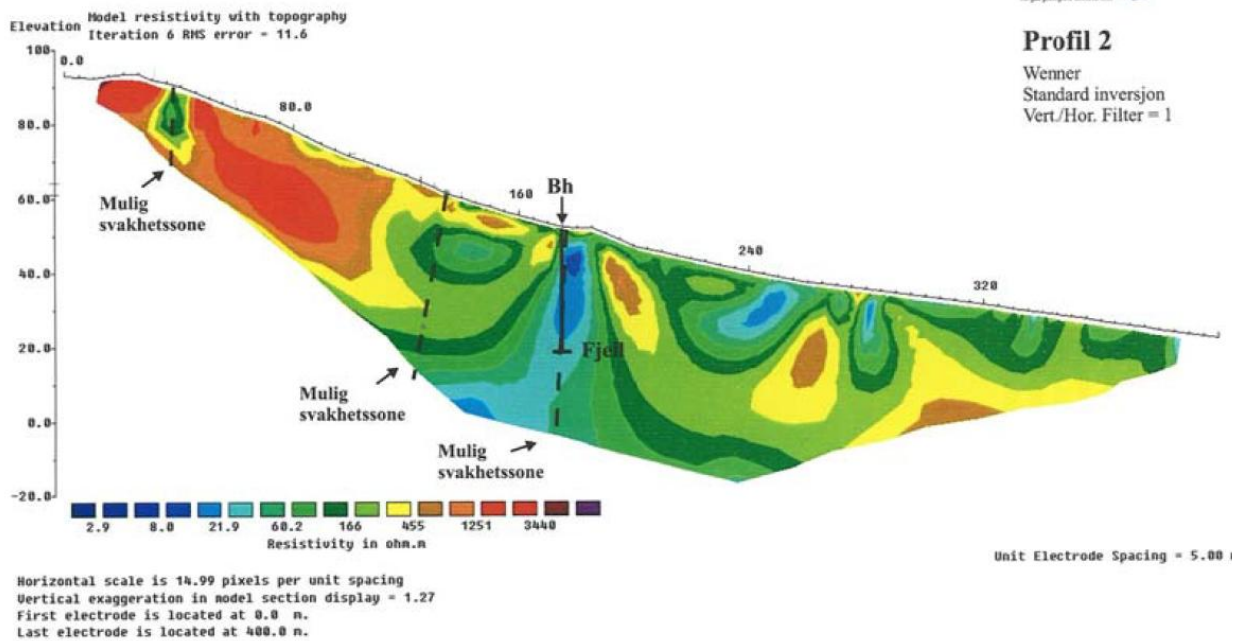


Vedlegg 1-4: 2D resistivetsmålinger 2/2 (Statens Vegvesen, 2006a)

Bakkaune

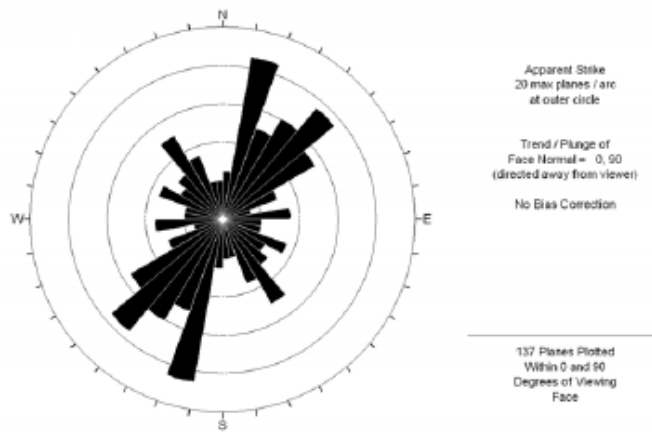


Bakkaune

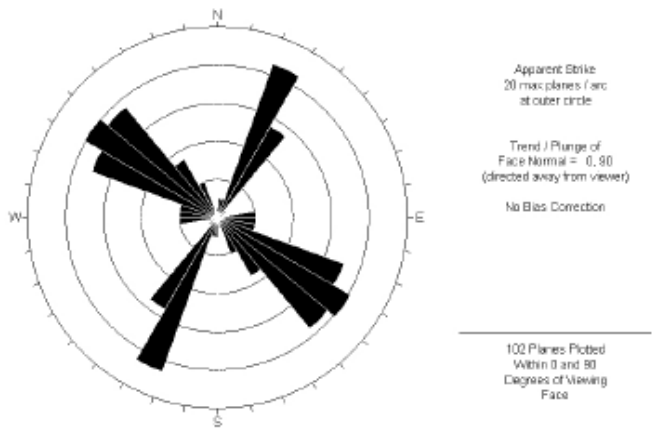


Vedlegg 1-5: Sprekkerose for Strindheimtunnelen (Statens Vegvesen, 2006a)

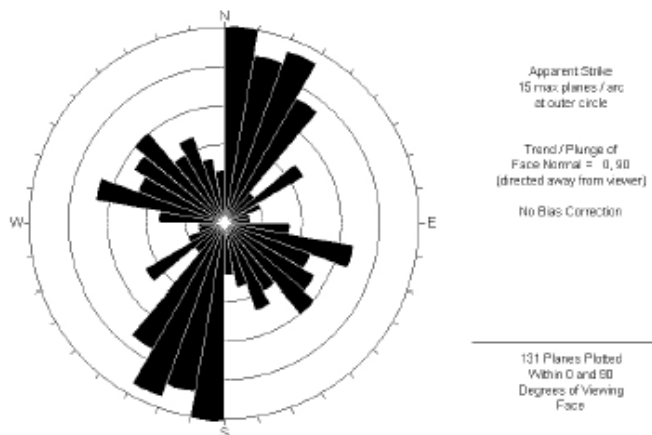
Sprekkeroser



Sprekkerose A: vestre del: profil 400 – 1000



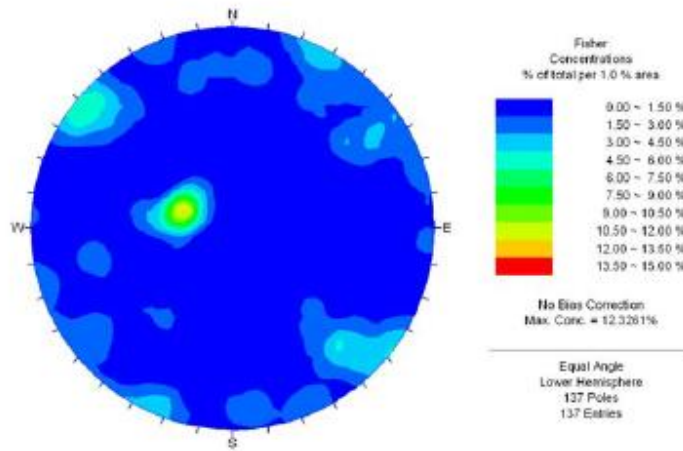
Sprekkerose B: Tyholtunnelen: 100 m til begge sider av E6 Øst tunneltrase, ca profil 1350



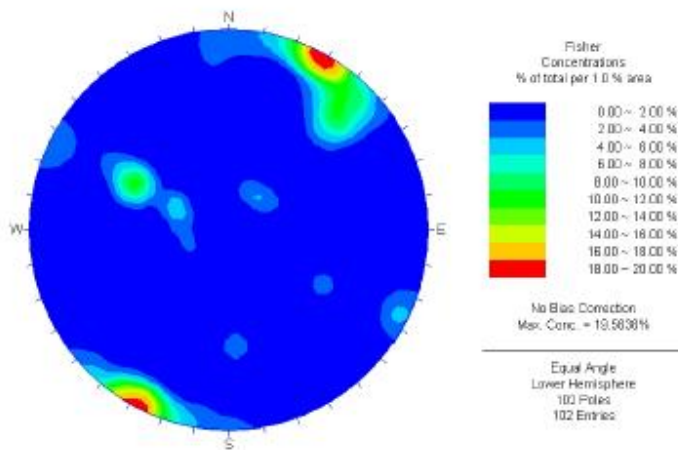
Sprekkerose C: østre del: profil 1000-2100

Vedlegg 1-6: Stereonett for Strindheimtunnelen (Statens Vegvesen, 2006a)

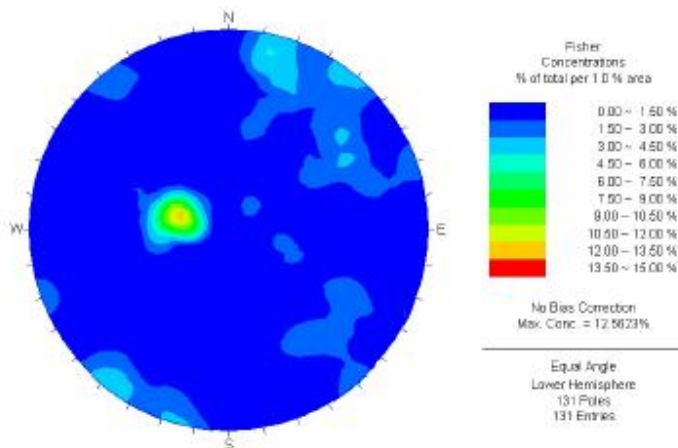
Stereonett



Vestre del: profil 400 – 1000



Tyholtunnelen: 100 m til begge sider av E6 Øst tunneltrase, ca profil 1350



Østre del: profil 1000-2100

Vedlegg 1-7: Kjernelogg fra kjerneboring ved dagsone vest (Statens Vegvesen, 2006b)

E6 Øst, Nidelv bru - Grillstad, Kjernelogg Øvre Møllenberg BH 1											
Dybde	ROD-diagram										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ROD-verdi	Art. spr.										
Mais kjernelengde pr. lende	Majs lende										
Kjerne oppnå	Kjerne oppnå										
	= Oppsprukket										
	= Oppknust										
	= Kjernefap										
	= Oppsprukket/brudd										
Kommentar											
120 - 121											
121 - 122											
122 - 123											
123 - 124											
124 - 125											
125 - 126											
126 - 127											
127 - 128											
128 - 129											
129 - 130											
130 - 131											
131 - 132											
132 - 133											
133 - 134											
134 - 135											
135 - 136											
136 - 137											
137 - 138											
138 - 139											
139 - 140											
140 - 141											
141 - 142											
142 - 143											
143 - 144											
144 - 145											
145 - 146											
146 - 147											
147 - 148											
148 - 149											
149 - 150											

Grønnstein
 \Vekstende grønne nyanser,
 "spraglede" Vekstende innslag
 av epidot, kalkspat- og kvarts-
 årer.
 Kvartskerofyrr (127,1-127,9)

Jr = 2. Ja = 1-2. 2 sprekkesett

Pegnatt (fra 139,1)
 Vekstende grønn til rosa farge.
 Lys med mørke speitt.
 Grovkornet.
 Kvartskerofyrr (140-141)
 Kvartsgang (145,7-146,9)

Jr = 2. Ja = 1-2. 2 sprekkesett

Vedlegg 1-8: Kostnader ved dagsone vest

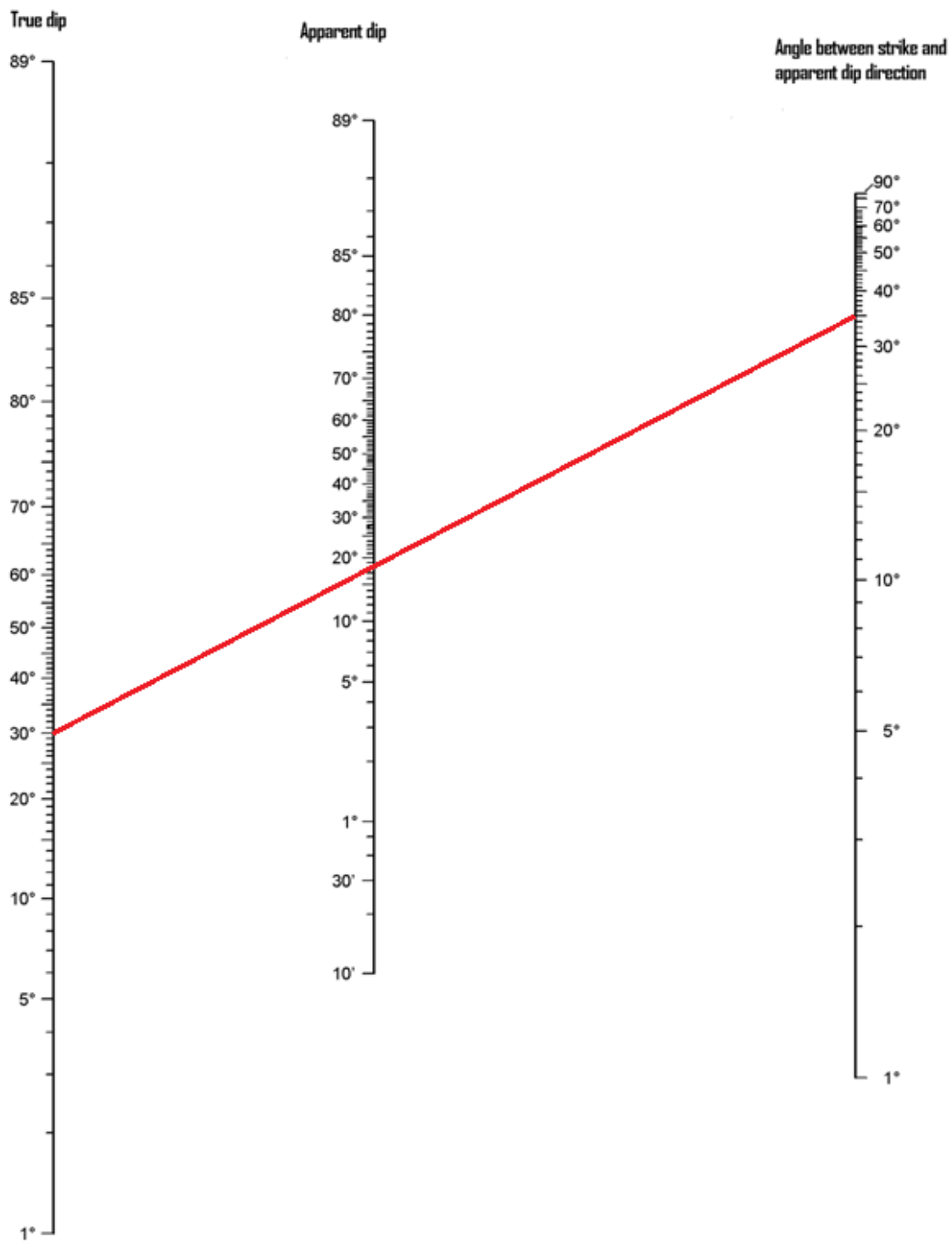
Aktivitet	Enhet	Enhet per time	Enhets pris [kr]	Total kostnad ved dagsone vest [kr]
Sement	kg		7	315 000
Injeksjonsboring	m	60	40	203 720
Injeksjonstid	time	1	4500	442 170
Rensk	time	1	2200	71 500
Spilingbolt foran stuff, 6m	stk	6	1000	399 000
Kombinasjonsbolt (CT-bolt), 3m	stk	12	550	137 500
Kombibolt (CT-bolt), 4m	stk	12	650	40 950
Radiell bolt bak stuff, 3m	stk	25	350	6300
Sprøytebetong	m ³	6	3000	1 293 000
Merkostnad sprøytebetongbuer	m	4	1200	176 480
Sprøytebetongbue ^[1]	stk	0,125	33600	
Ekstrakostnad for delte salver (todelt)	m ^[2]	0,5	20 000	200 000
Ekstrakostnad for delte salver (tredelt)	m ^[2]	0,3	30 000	
Ekstrakostnad for delte salver (femdelt)	m ^[2]	0,2	50 000	1 000 000
Ekstrakostnad for korte salver (2 meter)	m	0,3	25 000	750 000
Ekstrakostnad for korte salver (3 meter)	m	0,5	15 000	
Sprengning	m ³	20	750	2 250 000
Dekking (todelt)	m	1	3000	30 000
Dekking (tredelt)	m	0,5	15 000	
Dekking (femdelt)	m	0,3	20 000	400 000
Massestabilisering	m ³		225 ^[3]	
Totalt				7 715 620

^[1] Sprøytebetongbue langs tunnelens profil = 28m

^[2] 1 meter tunnel med tverrsnitt = 96m²

^[3] Gjennomsnittskostnad hentet fra (Heidelberg Cement)

Vedlegg 2-1: Beregning av tilsynelatende fall på tunnelpåhugget



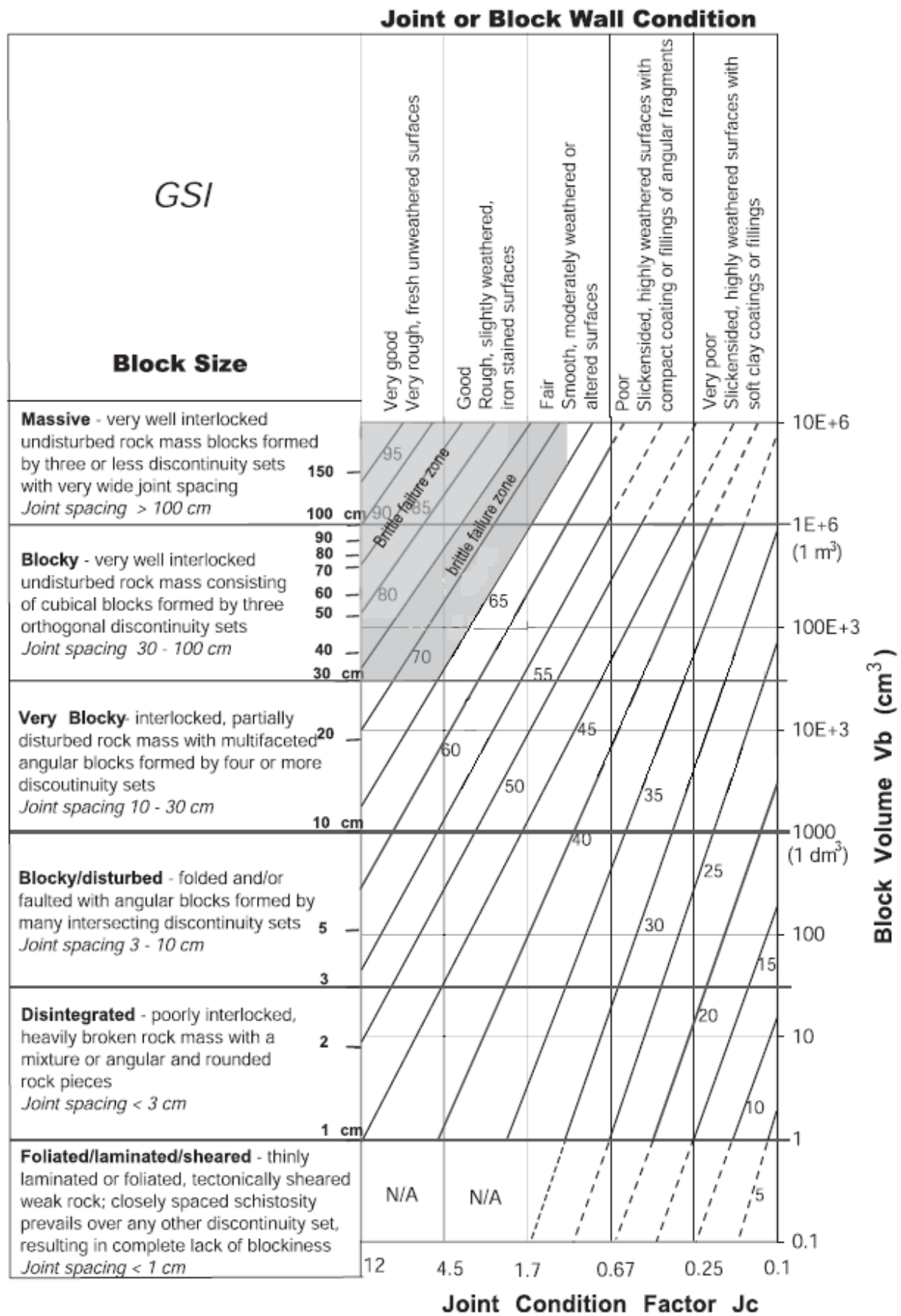
Vedlegg 2-2: Excelark for beregning sikkerheten ved stagforankring 1/2

Inndata		Del	1	2	3	4	
Generelt			Verdi	Verdi	Verdi	Verdi	Enhet
Tetthet berg	ρ_b		2800	2800	2800	2800	kg/m ³
Partialfaktor - friksjonsvinkel	γ_φ		1,25	1,25	1,25	1,25	
Partialfaktor - kohesjon	γ_c		1,25	1,25	1,25	1,25	
Avstand mellom hver stagrekke			2,25	2,25	2,25	2,25	m
Avstand mellom hver spilingbolt			0,30	0,30	0,30	0,30	m
Stag 1							
Oppspenning	B1		437	437	437	437	kN
Vinkel (enten θ eller α)	α						grader
	θ		70	70	70	70	grader
Stag 2							
Oppspenning	B2		437	437	437	437	kN
Vinkel (enten θ eller α)	α						grader
	θ		90	90	90	90	grader
Spilingbolt							
Oppspenning	B3		100	100	100	100	kN
Vinkel (enten θ eller α)	α						grader
	θ		60	60	60	60	grader
Barton og Bandis							
Joint roughness coefficient	JRC		5,54	5,54	5,54	5,54	
Joint compressive strength	JCS		80,9	80,9	80,9	80,9	Mpa
Residual friksjonsvinkel	Φ_r		24,5	24,5	24,5	24,5	grader
Geometri							
Høyde	H		4,5	4,5	4,5	4,5	m
Sprekkevinkel	β		66	68	70	72	grader
Volum av blokk med bredde 1m	V		15,5	15,1	14,7	14,3	m ³
Eksterne laster							
Vertikal jordlast	Jv		322	322	322	322	kN/m
Horisontal jordlast	Jh		436	436	436	436	kN/m
Betongdrager	D		173	173	173	173	kN/m
Spunnrør	S		213	213	213	213	kN/m
Vanntrykk							
Vanntrykk	U		266,0	262,1	258,6	255,5	kN/m

Vedlegg 2-3: Excelark for beregning sikkerheten ved stagforankring 2/2

Utregninger						
(Regnes som 3D modell der blokken har bredde 1 meter inn i planet)						
Generelt		Verdi	Verdi	Verdi	Verdi	Enhet
Tyngdeakselerasjon	g	9,81	9,81	9,81	9,81	m/s ²
Tetthet vann	ρ_w	1000	1000	1000	1000	kg/m ³
Geometri						
Bredde av sprekkeplanet	b	1,00	1,00	1,00	1,00	m
Lengde av sprekkeplanet	L	4,93	4,85	4,79	4,73	m
Areal av sprekkeplanet	A	4,93	4,85	4,79	4,73	m ²
Vekt av blokk	W	427,07	415,61	404,47	393,61	kN
Stag 1						
Vinkel	α	46,00	48,00	50,00	52,00	grader
	θ	70,00	70,00	70,00	70,00	grader
Stag 2						
Vinkel	α	66,00	68,00	70,00	72,00	grader
	θ	90,00	90,00	90,00	90,00	grader
Spilingbolt						
Vinkel	α	36,00	38,00	40,00	42,00	grader
	θ	100,00	100,00	100,00	100,00	grader
Normalkrefter på sprekkeplanet						
Vekt av blokk	W_n	173,71	155,69	138,34	121,63	kN
Vannkraft	U	266,00	262,08	258,60	255,51	kN
Stag 1	B1	139,71	144,34	148,78	153,05	kN
Stag 2	B2	177,43	180,08	182,51	184,72	kN
Spilingbolt	B3	195,93	205,22	214,26	223,04	kN
Vertikal jordlast	J_v	130,97	120,62	110,13	99,50	kN
Horisontal jordlast	J_h	398,31	404,25	409,71	414,66	kN
Betongdrager	D	70,37	64,81	59,17	53,46	kN
Spuntrør	S	86,63	79,79	72,85	65,82	kN
Sum normalkraft	N	310,44	284,21	257,74	231,06	kN
Skjærkrefter på sprekkeplanet						
Vekt av blokk	W_s	390,15	385,35	380,08	374,35	kN
Stag 1	B1	134,92	129,96	124,84	119,58	kN
Stag 2	B2	79,00	72,76	66,43	60,02	kN
Spilingbolt	B3	269,67	262,67	255,35	247,71	kN
Vertikal jordlast	J_v	294,16	298,55	302,58	306,24	kN
Horisontal jordlast	J_h	177,34	163,33	149,12	134,73	kN
Betongdrager	D	158,04	160,40	162,57	164,53	kN
Spuntrør	B_s	194,59	197,49	200,15	202,58	kN
Sum skjærkraft	S	730,69	739,74	747,88	755,12	kN
Spenninger						
Normalspenning	σ_n	0,06	0,06	0,05	0,05	Mpa
Skjærspenning	τ_s	0,15	0,15	0,16	0,16	MPa
Mohr Coulomb						
dTau/dSign		0,82	0,82	0,83	0,83	
Friksjonsvinkel	ϕ	39,22	39,40	39,60	39,83	grader
Skjærstyrke		0,06	0,05	0,05	0,04	Mpa
Kohesjon	c	0,00	0,00	0,00	0,00	MPa
Resultat						
Drivende		0,15	0,15	0,16	0,16	Mpa
Stabiliserende		0,04	0,04	0,04	0,04	Mpa
Stabiliserende/Drivende		0,30	0,28	0,25	0,22	

Vedlegg 3-1: Alternativt skjema for bestemmelse av GSI (Cai et al., 2004)



Vedlegg 3-2: Q-systemet (Statens Vegvesen, 2010)

1	Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation)	pr. m ³	RQD
A	Meget sterkt oppsprukket	>27	0-25
B	Sterkt oppsprukket	20-27	25-50
C	Moderat oppsprukket	13-19	50-75
D	Lite oppsprukket	8-12	75-90
E	Meget lite oppsprukket	0-7	90-100

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

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

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

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

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

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

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

4	Tall for sprekketylling	Φ _r (ca)	J _a
a) Bergkontakt			
A	Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts, feltspat, epidot		0,75
B	Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon	25-35°	1
C	Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir.	25-30°	2
D	Sittig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svelleleire)	20-25°	3
E	Oppbløtelig leirbelegg med lav friksjon f.eks kaolinit eller glimmer. Også kloritt, talk, gips, grafit o.a. Kun små mengder svelleleire.	8-16°	4

b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineraltylling)			
F	Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30°	4
G	Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtelig tylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	16-24°	6
H	Middels eller litt overkonsolidert tylling av oppbløtelig leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	12-16°	8
J	Fylling av svelleleire (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm). Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12

c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineraltylling)			
K	Soner og bånd av knust eller desintegret berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) uoppbløtelig tylling.	16-24°	6
L	Soner og bånd av knust eller desintegret berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtelig tylling.	12-16°	8
M	Soner og bånd av leir eller knust eller desintegret berg. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
N	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir, silt eller sand. Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtelig.	16-24°	10
O	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert, oppbløtelig.	12-16°	13
P	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	13-20

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

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

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

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

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

Anm.: ii) I tilfeller med sterkt anisotropi, jomfruelig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når 5 ≤ σ₁ / 10 ≤ σ₃, reduseres σ₂ til 0,75 σ₃. Når σ₁/σ₃ > 10, reduseres σ₂ til 0,5 σ₃, hvor σ₃ = enaksial trykkfasthet, σ₂ og σ₃ er henholdsvis største og minste hovedspenning og σ₂ = maksimal tangentialspenning (antatt fra elastisitetsteorien).
iii) Når tunnelhødens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, tatt ved høye horisontalspenninger (se H)

c) Tyteberg: plastisk flytning av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger			σ ₂ /σ ₃	SRF
O	Moderat tyteberg		1-5	5-10
P	Intens tyteberg		>5	10-20

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

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

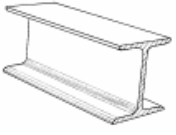
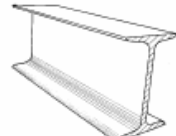
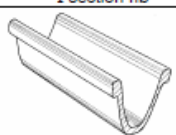

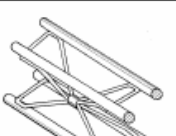

Anm.: For J_r og J_a brukes verdier fra det sprekkesettet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke. τ = σ₂ tan⁻¹(J_r/J_a). Velg sprekkeseett eller diskontinuitet hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.


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

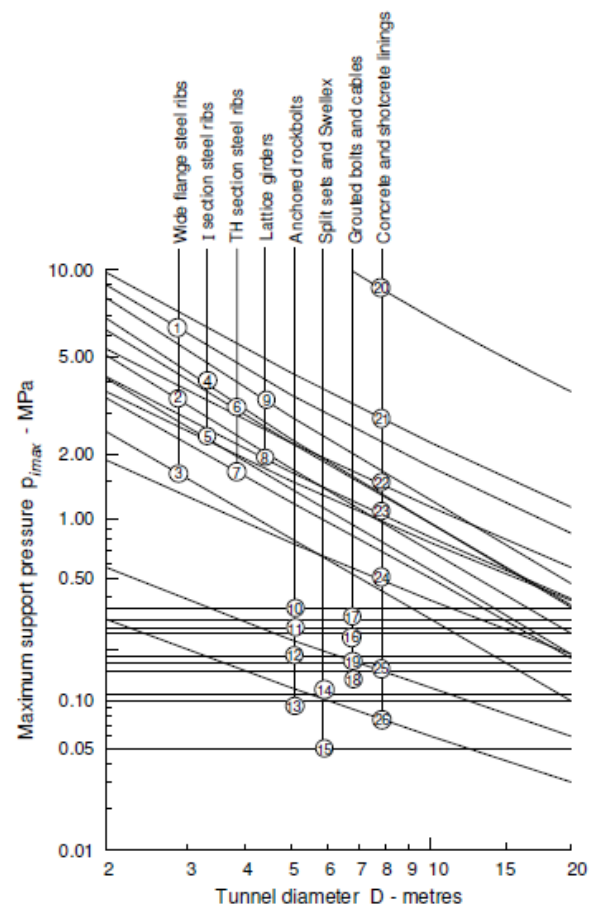


Statens vegvesen

Vedlegg 3-3: Internt trykk fra ulike sikringstiltak (Hoek, 2007)

Support type	Flange width - mm	Section depth - mm	Weight - kg/m	Curve number	Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter D (metres) and a set spacing of s (metres)
 Wide flange rib	305	305	97	1	$p_{i\max} = 19.9D^{-1.23}/s$
	203	203	67	2	$p_{i\max} = 13.2D^{-1.3}/s$
	150	150	32	3	$p_{i\max} = 7.0D^{-1.4}/s$
 I section rib	203	254	82	4	$p_{i\max} = 17.6D^{-1.29}/s$
	152	203	52	5	$p_{i\max} = 11.1D^{-1.33}/s$
 TH section rib	171	138	38	6	$p_{i\max} = 15.5D^{-1.24}/s$
	124	108	21	7	$p_{i\max} = 8.8D^{-1.27}/s$
 3 bar lattice girder	220	190	19	8	$p_{i\max} = 8.6D^{-1.03}/s$
	140	130	18		
 4 bar lattice girder	220	280	29	9	$p_{i\max} = 18.3D^{-1.02}/s$
	140	200	26		
 Rockbolts or cables spaced on a grid of $s \times s$ metres	34 mm rockbolt			10	$p_{i\max} = 0.354/s^2$
	25 mm rockbolt			11	$p_{i\max} = 0.267/s^2$
	19 mm rockbolt			12	$p_{i\max} = 0.184/s^2$
	17 mm rockbolt			13	$p_{i\max} = 0.10/s^2$
	SS39 Split set			14	$p_{i\max} = 0.05/s^2$
	EXX Swellex			15	$p_{i\max} = 0.11/s^2$
	20mm rebar			16	$p_{i\max} = 0.17/s^2$
	22mm fibreglass			17	$p_{i\max} = 0.26/s^2$
	Plain cable			18	$p_{i\max} = 0.15/s^2$
	Birdcage cable			19	$p_{i\max} = 0.30/s^2$

Support type	Thickness - mm	Age - days	UCS - MPa	Curve number	Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter D (metres)
 Concrete or shotcrete lining	1m	28	35	20	$p_{i\max} = 57.8D^{-0.92}$
	300	28	35	21	$p_{i\max} = 19.1D^{-0.92}$
	150	28	35	22	$p_{i\max} = 10.6D^{-0.97}$
	100	28	35	23	$p_{i\max} = 7.3D^{-0.98}$
	50	28	35	24	$p_{i\max} = 3.8D^{-0.99}$
	50	3	11	25	$p_{i\max} = 1.1D^{-0.97}$
	50	0.5	6	26	$p_{i\max} = 0.6D^{-1.0}$



Vedlegg 4-1: Resultater fra laboratorietester 1/2

Resultater fra tetthetsmålinger

Kjerne nr.	Diameter [mm]	Lengde [mm]	Vekt [g]	Bulk tetthet [g/cm ³]
1	49,2	128,0	696,2	2,9
2	49,2	128,1	683,6	2,8
3	49,2	128,0	684,0	2,8
4	49,2	128,1	682,9	2,8
5	49,2	128,1	689,1	2,8
Gj.snitt	49,2	128,1	687,2	2,8
Std.avvik	0	0,1	5,6	0,0

Resultater fra lyd hastighet, E-modul, Poissons forholdstall, UCS, bruddvinkel og tilttest

Kjerne nr.	Lyd hastighet [m/s]	E-Modul [GPa]	Poissons tall	UCS [Tonn]	UCS [MPa]	Bruddvinkel [grader]
1	2741	19,2	0,03	34,5	178,1	23
2	2714	24,0	0,25	36,8	190,0	16
3	2741	23,6	0,07	27,3	140,9	19
4	2809	24,9	0,06	43,3	223,5	17
5	2892	25,6	0,06	47,4	244,7	*
Gj.snitt	2779	23,5	0,09	37,9	195,5	18,8
Std.avvik	72	2,5	0,09	7,8	40,4	3,1

* ødelagt etter testing av enaksial trykkfasthet

Resultater fra tilttest:

	Kjerne 1	Kjerne 2	Gjennomsnitt
Retning	Glidvinkel [grader]	Glidvinkel [grader]	Glidvinkel [grader]
1	25,3	31,0	
2	28,0	27,9	
3	29,5	28,5	
4	28,7	31,1	
Gj.snitt	27,9	29,6	28,8
Std.avvik	1,8	1,7	1,9

Vedlegg 4-2: Resultater fra laboratorietester 2/2

Resultater fra diametral punktlasttest:

<u>Prøvenr</u>	<u>Diameter</u> [mm]	<u>Bruddlast</u> [kN]	<u>Ekvivalent</u> <u>diameter</u> [mm]	<u>Ukorrekt</u> <u>punktlast</u> [MPa]	<u>Korreksjons-</u> <u>faktor</u>	<u>Is50</u>
1	35,5	10,5	0,0013	8,3	0,9	7,1
2	35,5	4,9	0,0013	3,9	0,9	3,3
3	35,5	11,0	0,0013	8,7	0,9	7,4
4	35,5	10,5	0,0013	8,3	0,9	7,1
5	35,5	7,5	0,0013	5,9	0,9	5,1
6	35,5	9,5	0,0013	7,6	0,9	6,5
7	49,2	13,6	0,0024	5,6	1,0	5,6
8	49,2	13,5	0,0024	5,6	1,0	5,5
Gj.snitt						6,0
Std.avvik						1,4

Resultater fra radiell punktlasttest:

<u>Prøvenr</u>	<u>Diameter</u> [mm]	<u>Brudd</u> <u>tykkelse</u> [mm]	<u>Brudd</u> <u>last</u> [kN]	<u>Ekvivalent</u> <u>diameter</u> [mm]	<u>Ukorrekt</u> <u>punktlast</u> [MPa]	<u>Korreksjons-</u> <u>faktor</u>	<u>Is50</u>
1	34	18	9,2	0,0008	11,9	0,8	10,0
2	34	19	8,8	0,0008	10,7	0,8	9,0
3	34	23,5	6,7	0,0010	6,6	0,8	5,6
4	34	15	7,3	0,0006	11,2	0,8	9,4
5	34	17,5	11,5	0,0008	15,2	0,8	12,8
6	49,2	36	24,7	0,0023	11,0	1,0	10,9
Gj.snitt							9,6
Std.avvik							2,4

Vedlegg 4-3: Bilder fra laborietester 1/4

Fem kjerner brukt til lydastighet, E-modul, poissons forholdstall og enaksiell trykkfasthet



Skade på kjerne 1



Skade på kjerne 5



Vedlegg 4-4: Bilder fra laborietester 2/4

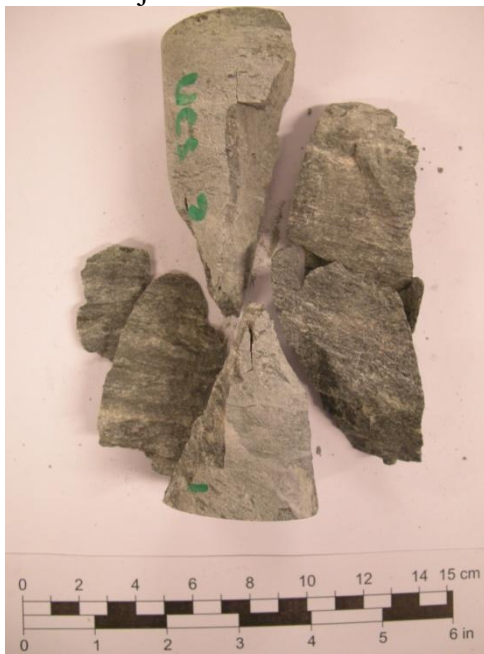
Kjerne 1 etter brudd



Kjerne 2 etter brudd



Kjerne 3 etter brudd



Kjerne 4 etter brudd



Vedlegg 4-5: Bilder fra laborietester 3/4

Kjerne 5 etter brudd



35,5mm kjerner etter diametraltest



49,2mm kjerne etter diametraltest



Vedlegg 4-6: Bilder fra laboratorietester 4/4

Kjerner etter aksialtest



Kjerner til tilttest

