

Stig Vevatne

# Stabilitetsanalyser av koblingssonen i Fløyfjellstunnelen i Bergen

Masteroppgave i Geologi Realfag  
Veileder: Eivind Grøv (IGP)  
Medveileder: Øystein Lid Oppsal (Sweco Norge AS)  
Mai 2019

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



## Ingeniørgeologi Masteroppgave 60p

**Studentens navn:** Stig Vevatne

**Studieretning:** Miljø- og geoteknologi, ingeniørgeologi

**Tittel:** \_\_\_\_\_

**Faglærer:** Prof. II Eivind Grøv

**Samarbeidspartner, bedrift el.l:** Stabilitetsanalyser av koblingssonen på Fløyfjellstunnelen i Bergen

**Utfyllende tekst for oppgaven:** Det er planlagt bygging av en koblingssone i Fløyfjellstunnelen i Bergen. Sonen skal koble nye grentunneler på den eksisterende tunnelen. Fløyfjellstunnelen ble drevet i årene mellom 1984 og 1986 og en tunnelboremaskin (TBM) ved navn Madam Felle ble benyttet. Fløyfjellstunnelen består av to tunnellop som begge inneholder 2 kjørefelt. Det nordgående løpet er ca. 3,8 km og det sørgående er 3,2km langt. Koblingssonen skal bygges i den nordlig ende av tunnelen. Det vil i denne forbindelse bli drevet ut to nye løp mot nord.

Sweco Norge AS har på engasjement for Statens Vegvesen utført prosjekteringen av de nye tunnelene og koblingssonen og begge partene vil bistå i gjennomføringen av Masteroppgaven. Det har vært et ønske fra prosjektet å knytte til seg en student til å vurdere og evaluere i større detalj ingeniørgeologiske og bergtekniske utfordringer i koblingssonen, og gjøre numerisk analyse.

Utformingen av tunnelene i selve koblingssonen er komplisert geometrisk og er knyttet til flere tekniske utfordringer. Det er blant annet prosjektert slanke vertikale bergpillarer, det finnes kritiske tverrsnitt med tunneler over og ved siden av hverandre, sikringsproblematikk. Det er også angitt en løsning der man legger flere tunnelgrener i et stort bergrom. Løsningen for koblingssonen innehar med andre ord en rekke bergmekaniske og ingeniørgeologiske utfordringer som vil undersøkes denne Masteroppgaven. Kandidaten skal benytte ulike verktøy for å analysere situasjonen i koblingssonen og disse vil innebære empiriske, analytiske og numeriske metoder. Kandidaten skal identifisere svakheter ved løsningen som er prosjektert og vurdere dens byggbarhet, kandidaten skal også se på alternative løsninger som kan potensielt være tids- og ressursbesparende.

**Innleveringsfrist:** 15. mai 2019

---

**Faglærer**

# Forord

Denne oppgaven setter punktum på et toårig masterstudie i ingeniørgeologi ved NTNU og 5år med geologi studie. Oppgaven har vært utfordrende og lærerik. Jeg har fått utfolde meg med problematikk som er virkelighetsrelevant og spennende.

Jeg vil begynne med å takke min hovedveileder Eivind Grøv for påfyll av kaffe, spennende ideer og faglige innspill.

Oppgaven er skrevet i samarbeid med Sweco Norge AS, og jeg er takknemlig ovenfor Michale Knüsel, Sara Skutlaberg og Gunnar Birgisson som stilte med en utfordrende oppgave og gjorde informasjon tilgjengelig.

Takk til medveilederen Øystein Lid Oppsal for to hustrige netter i Fløyfjellstunnelen med godt humør.

Vil også rette en takk til Mari Åmellem Brøto fra SVV som gjorde grunnlagsmateriale tilgjengelig, og hjalp meg med å få til befaring i Fløyfjellstunnelen.

Takk også til Nghia Trinh med hjelp relatert til numerisk analyse.

Vil takke familien for støtte gjennom året

Selfølgelig rettes også en takk til Lesesal F-176: Jostein, Martin, Tonje, Sofie, Hanne og Alf.

Tilsutt; til alle Brannsupportere og Bergensere som stod i kø utenfor Fløyfjellstunnelen etter Brannkamp den 08.okt 2018; Sorry

# Sammendrag

Fløyfjellstunnelen i Bergen skal forlenges fra Sandviken til Eidsvåg i forbindelse med utvidelse av Bybane nettverket fra Bergen sentrum til Åsane. Forelengelsen skal komme i form av koblingssone med av- og påkjøringsramper ved Sandviken. Under oppstarten av denne oppgaven forelå det to ulike alternativer for koblingssonen hvor tunneler går inn og ut av bergrom. Det første alternativet (Alt.1) danner et ca. 47m bredt bergrom, og det andre (Alt.2b) fører til et ca.33m bredt bergrom. Grunnlaget for vurderingene i oppgaven baserer seg på ingeniørgeologisk kartlegging, prøveinnsamling, laborietester, grunnlagsmateriale, tilgjengelig litteratur, Unwedge analyse, analytiske metoder og numerisk analyse i RS.2. Hovedfokus har vært å redgjøre for mulige stabilitetsproblemer for koblingssone alternativene.

Det ble definert fire sprekkeseett under ingeniørgeologisk kartlegging. Strøkretningen på tre av sprekkeseettene fulgte retningen på koblingssonen. Unwedge analyse av sprekkeseettene viste flere ustabile kiler. Antall kiler var størst for Alt.1. Det ble observert et 15m høyt arr midt i tunnelen fra tidligere nedfall, dette tyder på tilstedeværelsen av svakere soner i tunnelen.

Norsk tommelfingeregler gav fare for sprakeberg ved bergrommet topografiske posisjon. Skattepliktig areal metode og numerisk analyse tyder på at de smale pilarene sentralt i bergrommene vil bli vanskelig å ivareta.

Det ble kjørt numerisk analyse i RS.2 med og uten sprekkeseett. Analyse uten sprekkeseett viste deformasjon i vederlaget for begge bergroms alternativene og i vegg for Alt.1. Det gav også deformasjon langs pilarene mellom løpene inn mot bergrommene. Ferdigstilling og sikring etter Q-verdi viste stabilt bergrom. Analyse med sprekkeseett viste avspenning i henget som følge av retningen på sprekkeseettene. Størrelsen på henget ble avgjørende for stabiliteten, og Alt.1 viste seg som mindre stabilt enn Alt.2b. Sikring etter Q-verdi var ikke tilstrekkelig i denne modellen.

Basert på resultatene fra de ulike analysene er det flere bergtekniske og ingeniørgeologiske utfordringer. Begge alternativene er trolig byggbare, men Alt.2b anbefales. Dette alternativet gir et mindre bergrom som reduserer avspenning og mulig kiler som kan bli ustabile. Det er mindre spenningsrelaterte problemer både i midten og inn/utløpene til Alt.2b. Fire ulike alternativer til oppbygning av koblingssone med fokus på stabilitet, tidsbesparelse og ressursbruk vil også bli presentert. Det vil også bli foreslått videre arbeid.

# Abstract

The Bergen light rail network is to be expanded from Bergen Sentrum to Åsane. As a part of this project Fløyfjellstunnelen in Bergen is going to be lengthened from Sandviken to Eidsvåg with a tunnel junction in a rock cavern. At the start of this thesis, two different designs for this junction was presented. The first alternative (Alt.1) is a close to 47m wide cavern, while the second alternative (Alt.2b) creates a near 33m wide cavern. This thesis aims to examine and present stability problems related to the construction of both. The foundation of the thesis is based on engineering geological mapping, sampling, laboratory testing, Unwedge analysis, analytical methods, numerical analysis in RS.2 and existing material/literature.

Four different joint sets were found during the engineering geological mapping. Three of these had orientation following the direction of the planned junction. Unwedge analysis of all joint sets resulted in several unstable wedges. Alt.1 had the highest number of unstable wedges. A 15m high scar from a former fallout was observed and this indicates the presence of weaker zones in the tunnel.

Norwegian rule of thumb indicates that rock spalling might happen due to the topographic position of the caverns. The tributary area approach and numerical analysis indicate that the thin pillars in the center for both caverns is unstable and difficult to maintain.

Two different numerical analyses with and without joint sets were used. Analysis without joint sets showed deformation in the crossover between wall and roof for both alternatives. Alt.1 has deformation in the wall. Deformation is also present in the pillars created between the tunnels when they enter the caverns. Both caverns were stable after construction with support. Numerical analysis with three joint sets showed destressing of wedges in the roof of both alternatives. In this model, the width of the roof was vital for the magnitude of destressing in the roofs. The larger Alt.1 was more unstable than Alt.2b. Neither were stable with support after the Q-system.

The different results indicate several rock mechanical and engineering geological challenges. Both alternatives are probably feasible, but Alt.2b is recommended. This alternative gives a smaller cavern which reduces destressing in the roof, and the number and size of possible unstable wedges. Problems related to concentration of stress is also smaller. Four different alternative design for the junction with focus on stability, time-saving and resource usage are also presented. Further work is also suggested.

# Innholdsfortegnelse

1	Innledning .....	1
2	Informasjon om prosjektet. ....	2
3	Teori.....	6
3.1	Løsmasse.....	6
3.2	Berggrunnsgeologi .....	6
3.2.1	Den kaledonske fjellkjeden .....	6
3.2.2	Bergensbuene og Bergensbueskjærsonene.....	7
3.3	Bergspenningsforhold .....	11
3.4	Spenninger i utgravd bergmasse .....	13
3.5	Pilar brudd .....	15
3.6	Bergets egenskaper.....	16
4	Grunnlagsmateriale.....	20
4.1	Fløyfjellstunnelen.....	20
4.1.1	Bergarter, foliasjon, skifrihet og sprekker.....	20
4.1.2	Arbeidssikring.....	22
4.1.3	Senere ingeniørgeologiske vurderinger.....	22
4.2	Bergrom og kryssningssoner .....	23
4.2.1	Ulriken/Svartediket vannbehandlingsanlegg.....	23
4.2.2	Follobanen-Ekeberg kryssningssone .....	24
4.2.3	Gjøvik Olympisk Fjellhall.....	27
5	Metodikk .....	29
5.1	Kartgrunnlag .....	29
5.2	Data innsamling .....	30
5.2.1	Fjernanalyse.....	30
5.2.2	Ingeniørgeologisk kartlegging.....	30
5.2.3	Bergmasse klassifisering .....	30
5.2.4	Laboratoritester.....	35
5.2.5	Barton-Bandis formulering for skjærfastheten til sprekker.....	42
5.3	Analytiske metoder .....	45
5.3.1	Skattepliktig areal metode .....	45

5.3.2	Norsk Tommelfingerregel .....	46
5.4	Numerisk modellering .....	47
5.5	Unwedge .....	49
6	Datainnsamling og observasjoner.....	50
6.1	Spenningsforhold .....	50
6.2	Fjernanalyse .....	54
6.3	Lokale forhold.....	55
6.4	Sikring .....	57
6.5	Oppsprekking og sprekkesett.....	58
6.6	Arr etter nedfall.....	60
6.7	Q-verdi.....	62
6.8	GSI (Geologica Strength Index) .....	63
6.9	Barton-Bandis formulering for skjærfastheten til sprekker.....	63
6.10	Innhenting av prøver .....	66
6.11	Laboratoriettester.....	66
7	Analytisk metode.....	72
7.1	Skattepliktig Areal Metode.....	72
7.1.1	Bergartsstyrke og egenvekt .....	72
7.1.2	Alt.1 Pilar sentralt i bergrommet .....	74
7.1.3	Alt.2b Pilar .....	76
7.2	Norsk Tommelfinger regel .....	78
8	RS.2 Analyse.....	79
8.1	Spinning- og strukturorientert analyse.....	79
8.2	Oppbygging av RS.2 Analysene .....	80
8.2.1	Materialtekniske parametere.....	80
8.2.2	Skjærfastheten og orienteringen til sprekker.....	81
8.2.3	Spenningsdata .....	83
8.2.4	Utgravings sekvens og profil.....	83
8.2.5	Grenseforhold og diskretisering .....	83
8.2.6	Flytegrense (Yield-stress).....	84

8.2.7 Sikringsparametere .....	84
8.3 Numerisk analyse av materialets flytegrense.....	87
8.3.1 Alt.1 profil 315 .....	87
8.3.2 Alt.1 profil 340 .....	88
8.3.3 Alt1 profil 360 .....	89
8.3.4 Alt.1 profil 380 .....	90
8.3.5 Alt.2b profil 315 .....	91
8.3.6 Alt.2b profil 340 .....	92
8.3.7 Alt.2b profil 380 .....	93
8.4 Numerisk analyse av spenning og pilarstyrke .....	94
8.4.1 Alt.1 profil 315 .....	94
8.4.2 Alt.1 profil 340 .....	95
8.4.3 Alt.1 profil 360 .....	96
8.4.4 Alt.1 profil 380 .....	97
8.4.5 Alt.2b profil 315 .....	98
8.4.6 Alt.2b profil 340 .....	98
8.4.7 Alt.2b profil 380 .....	100
8.5 Numerisk analyse med sikring.....	101
8.5.1 Alt.1360.....	101
8.5.2 Alt.2b 360.....	101
8.6 Numerisk analyse av Alt.1 med sprekkesett.....	102
8.6.1 Uten sikring .....	102
8.6.2 Sikret etter Q-systemet.....	103
8.7 Numerisk analyse av Alt.2b med sprekkesett.....	105
8.7.1 Uten sikring .....	105
8.7.2 Sikret etter Q-systemet.....	106
8.8 Tilbake kalkulering mellom de ulike numeriske modellene .....	108
9 Unwedge analyse av Alt.1 og Alt.2b.....	110
9.1 Parametere til Unwedge analyse .....	110
9.2 Unwedge analyse uten spenning eller sikring.....	113
9.3 Unwedge analyse med innspenning .....	117
9.4 Unwedge analyse med sikring .....	119
10 Diskusjon .....	121



10.1	Ingeniørgeologiske forhold .....	121
10.1.1	Bergart.....	121
10.1.2	Sikring .....	122
10.1.3	Spenning.....	122
10.1.4	Oppsprekking.....	123
10.1.5	Foliasjon og folding .....	125
10.1.6	Bergmasse klassifisering .....	127
10.1.7	Barton og Bandis formulering for sprekkers skjærstyrke .....	127
10.2	Analytiske metoder.....	128
10.2.1	Skattepliktig arealmetode .....	128
10.2.2	Norsk tommelfingerregel .....	128
10.3	Numerisk analyse.....	129
10.3.1	Spenningsindusert ustabilitet.....	129
10.3.2	Strukturstyrt analyse.....	133
10.3.3	Tilbakekalkulering mellom modellene.....	135
10.4	Unwedge analysene av Alt.1 og Alt.2b .....	136
10.5	Forundersøkelser og fremgangsmåter i andre prosjekt.....	138
10.6	Byggbarhet til Alt.1 og Al.t.2b.....	139
10.7	Alternative løsninger.....	142
11	Konklusjon .....	146
12	Forslag til videre arbeid .....	148
13	Referanser .....	149
14	Vedlegg .....	152

# 1 Innledning

Det er gått ca. 30år siden Madam Felle, en Robbins TBM maskin, boret seg gjennom Fløyfjellstunnelen i Bergen (Hegrenæs 1985). Ny bybanetrasè mellom sentrum og Åsane og ønske om å legge mer trafikk utenom Ytre Sandviken gjør at Fløyfjellstunnelen nå skal forlenges fra Sandviken til Eidsvåg (Blågestad 2018). I denne forbindelsen skal det bygges en koblingssone i bergrom hvor eksisterende og nye løp kobles sammen. Forlengelsen av tunnelen og tilhørende koblingssone er planlagt der tunnelen begynner å svinge ut mot Sandviken. Det foreligger to alternativer til utforming av bergrommet (Statens vegvesen 2018a). Hvor alternativ 1 består av ca. 47m bredt bergrom, og alternativ 2b vil danne et ca 33m bredt bergrom.

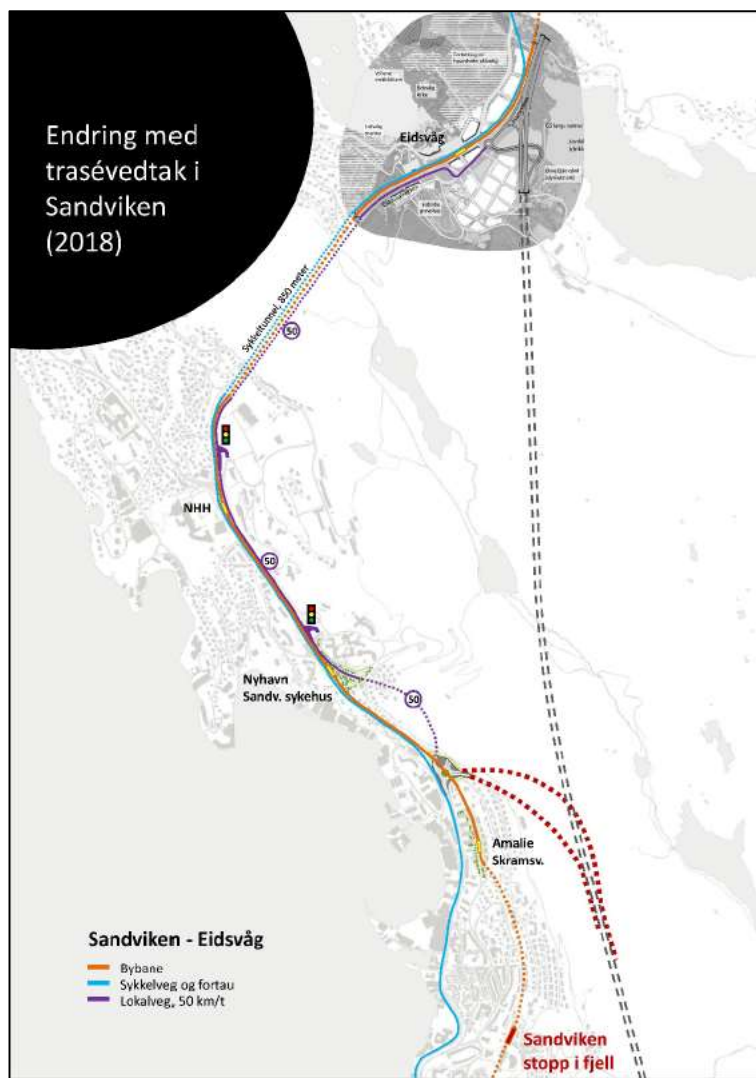
Sweco Norge AS ble engasjert av Statens Vegvesen for å gjøre en numerisk modellering av ulike alternative løsninger for bergrom til koblingssonen. I denne forbindelse var Sweco Norge AS og Statens Vegvesen interessert i å ha en masterstudent til å se nærmere på ingeniørgeologiske og bergtekniske problemer for prosjektet.

Opgaven vil omhandle ingeniørgeologisk og bergtekniske problemer tilknyttet koblingssonen. Empiriske tilnærminger og analytiske metoder sammen med numerisk analyse brukes for å undersøke stabiliteten. Resultatene fra metodene vil danne en oversikt over potensielle problemer tilknyttet de to koblingssonealternativene presentert i Statens vegvesen (2018a) (Vedlegg 1 & 2). Undersøkelsene vil brukes som grunnlag for å diskutere byggbarheten for begge alternativene, og anbefaling. Fire ulike alternativer til koblingssonen med fokus på stabilitet, tidsbruk og innsparing av ressurser vil også bli presentert. Det vil bli gitt forslag til videre arbeid.

Opgaven vil ikke foreslå endelig sikring for bergrommene da dette vil kreve grundigere synfaring, men viser hvordan sikring etter Q-verdi funnet under ingeniørgeologisk kartlegging virker i analysene. Det vil heller ikke bli beregnet sikringskostnader eller drivekostnader for de to ulike alternativene. Kostnadsbesparelsen for de andre alternativene baserer seg på mindre problemer relatert til stabilitet. Utdriving eller gjennomføring av alternativene som presenteres i oppgavne vil ikke bli foreslått.

## 2 Informasjon om prosjektet.

I forbindelse med forlengelse av Bybanen fra Bergen sentrum til Åsane, vedtok Bystyret den 31.01.2018 at bybanetraseet skal gå gjennom Sandviken NØ for Bergen sentrum (Blågestad 2018). Som en del av dette prosjektet skal Fløyfjellstunnelen forlenges til Eidsvåg slik at hoveddelen av biltrafikken i Ytre Sandviken flyttes inn i tunnel, og dagens motorvei frigjøres til bybanetrase, sykkeltrase og lokalvei. Fløyfjellstunnelen går i dag mellom Sandviken og Kalfaret i Bergen og består av to adskilte løp med to kjørefelt i hvert løp. Tunnelen er en del av Europavei 16 og 39. Ved forlengelse av tunnelen skal det opprettes en koblingszone hvor eksisterende sørgående tunnel skal benyttes som påkjøringsrampe, og ny avkjøringsrampe skal opprettes i det nye nordgående løpet (Figur 1) (Statens vegvesen 2018b).

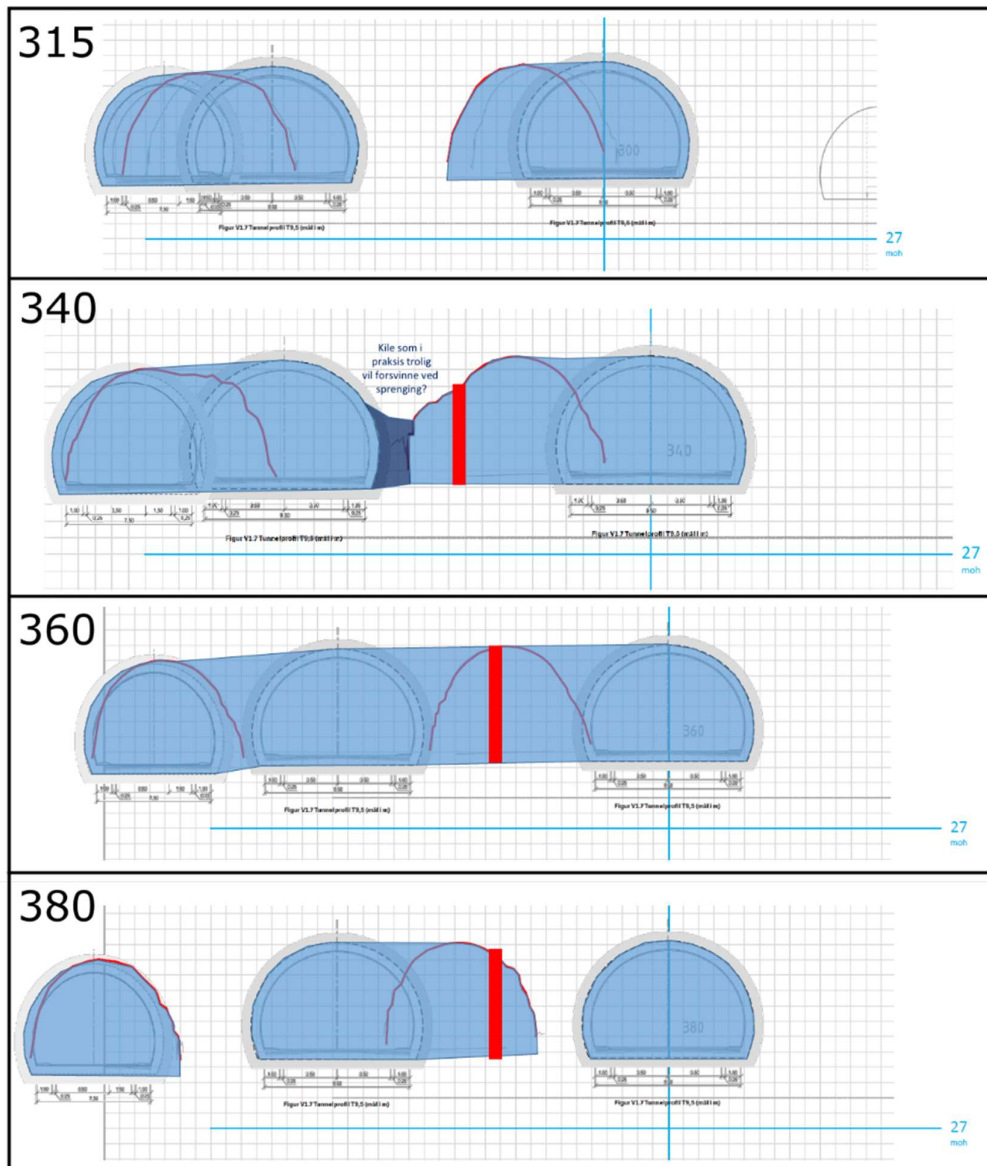


Det foreligger to ulike alternativer for koblingssoner; alternativ 1(Alt.1) og alternativ 2b(Alt.2b). I planleggingen av sammenkoblingssonen er det utarbeidet Novapoint genererte tverrprofil per 20m (Figur 2 & 3, og Vedlegg 1 & 2) (Statens vegvesen 2018a). På disse tverrprofilene har man lasermålinger fra eksisterende løp, plassering av nye teoretiske løp, og tegnet forslag til bergrom. De teoretiske løpene består av T9,5 for hovedløp og T7,5 for tunnelramper. Profiler i grunnlagsmaterialet per 5m er fremstilt ved interpolering og verifisering mellom de Novapoint genererte tverrprofilene. Tunnelsidene vil dermed ikke stemme helt overens med virkeligheten.

### **Alternativ 1 (Vedlegg 1)**

- Fase 1: Dagens situasjon i Fløyfjellstunnelen.
- Fase 2: Bygger ut nordgående løp, som settes i trafikk.
- Fase 3: Bygger en 80m lang ca. 800mm tykk forsterkningsvegg i eksisterende løp.
- Fase 4: Sprenger forsiktig ut bergmassen mellom dagens to løp.
- Fase 5: Ferdigstilt bergrom hvor forsterkningsvegg også er tett brannvegg.

Alternativet vil innebære det største bergrommet. Skissene i grunnlagsmaterialet viser et bergrom med flatt heng, hvor man trolig ikke klarer å ivareta bergpillarene. Fire kritiske profiler til numerisk analyse ble valgt; 315, 340, 360 og 380 (Figur 2). Endene bergrommet analyseres med profilene 315 og 380. Den sentrale pilaren analyseres med profile 340. De bredeste partiene til bergrommet analyseres med profil 360. Stabiliteten på pilar sentralt i profil 340 vil også bli beregnet med skattepliktig arealmetode.

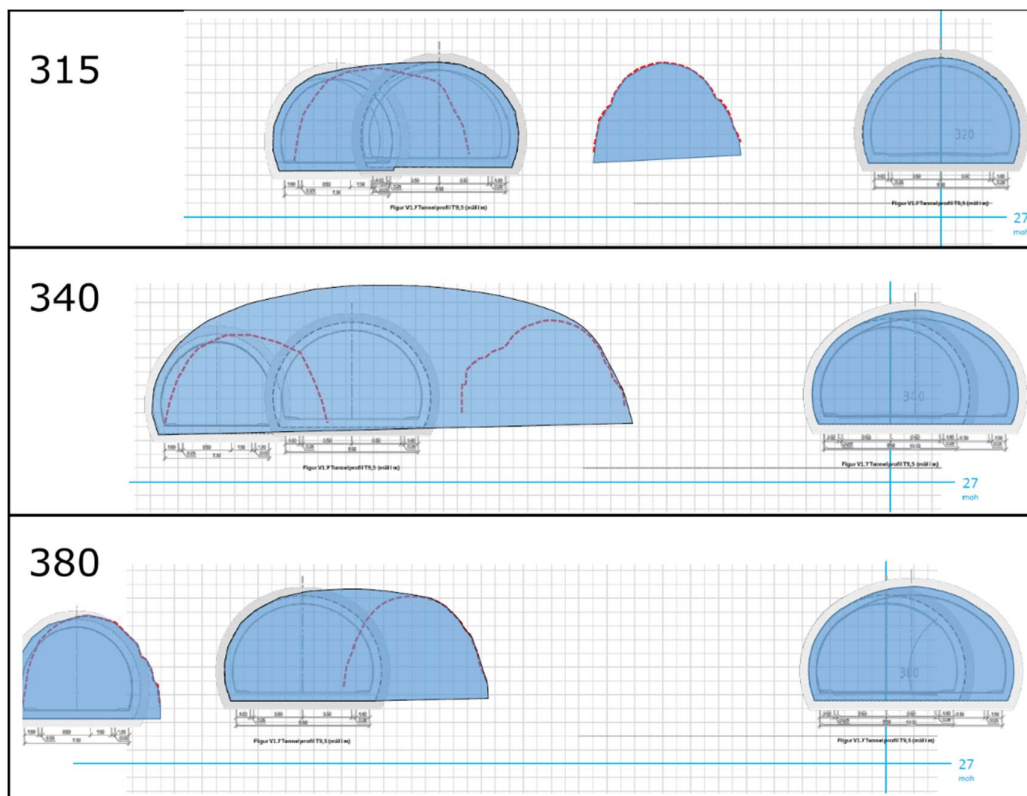


Figur 2 De fire kritiske snittene i Alt.1 (Statens vegvesen 2018a).

## Alternativ 2b (Vedlegg 2)

- Fase 1: Dagens situasjon i Fløyfjellstunnelen.
- Fase 2: Forlengelse av dagens tunnel i retning Eidsvåg sprenges i to stuffer mot Eidsvåg. Disse stenges, og det etableres et midlertidig kjøresterkt rekkverk.
- Fase 3: Begge hovedløp og rampetunnelene mot Sandviken drives fra Eidsvåg
- Fase 4: Klargjøring/sammenkobling/systemtest nordgående løp
- Fase 5a: Nordgående løp settes i trafikk
- Fase 5b: Bygge brannvegg før gjennomsprenging (Vedlegg 2 viser bare steg 5b)
- Fase 6a: Utsprengning av resten mellom dagens to løp.
- Fase 6b: Klargjøre sørgående løp, kortest mulig sprengingsperiode.
- Fase 7: Åpne begge løp og kryssramper til/fra Sandviken.

Alternativ 2b har tre tunnellop som møtes og danner et bergrom. Det ble valgt ut tre kritiske profiler for nærmere undersøkelse med numerisk analyse; 315, 340 og 380 (Figur 3). Bredden på bergrommet er ganske likt langs hele lengden. Profil 340 brukes til å representere bredden i tillegg til pilaren sentralt i bergrommet. Profilene 315 og 380 viser inn/utløp. Stabiliteten på pilar sentralt i profil 340 vil også bli beregnet med skattepliktig arealmetode.

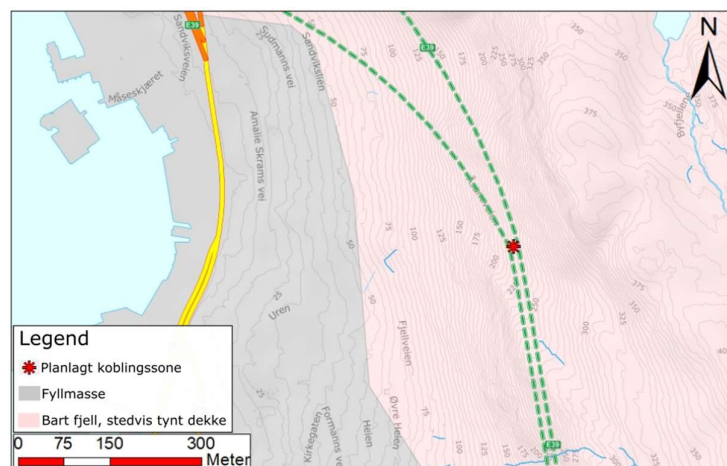


Figur 3 De tre kritiske snittene i Alt.2b (Statens vegvesen 2018a)

## 3 Teori

### 3.1 Løsmasse

Løsmassekart viser bart fjell med stedvis tynt dekke over den planlagte koblingssonen (Figur 4).



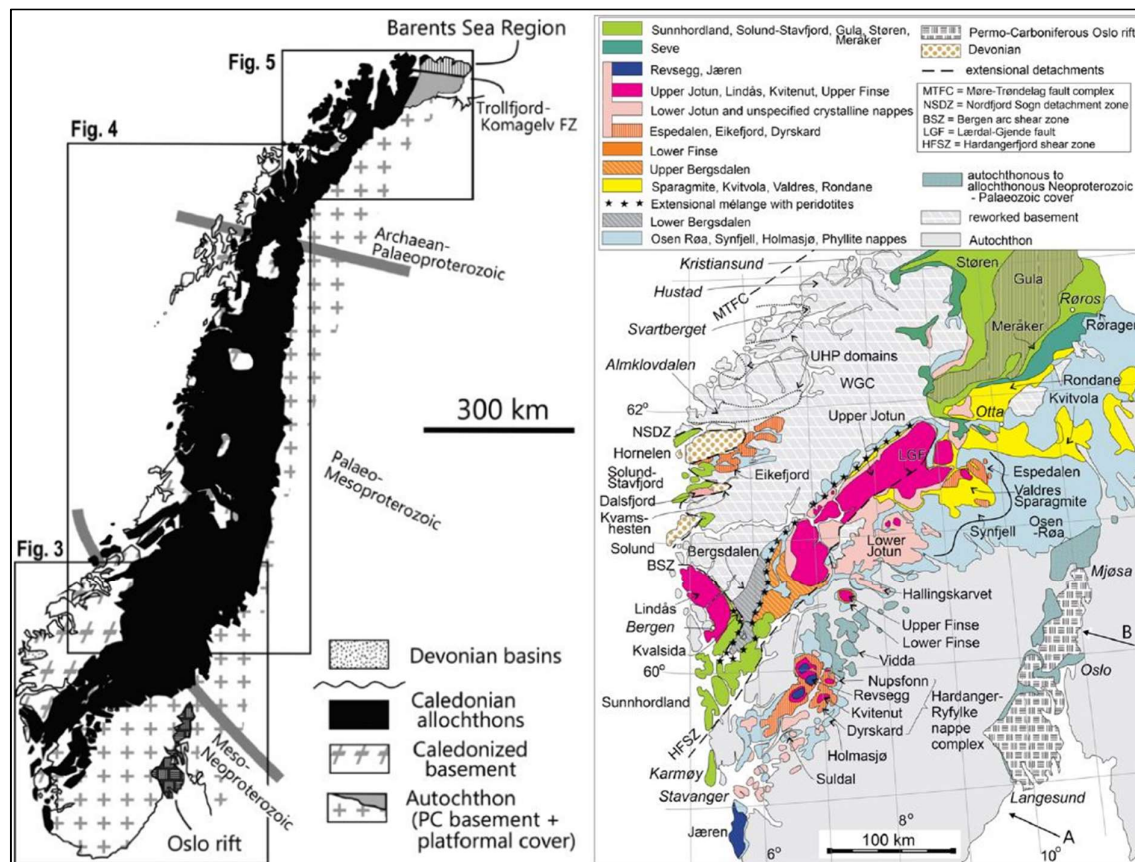
Figur 4 Løsmassekart over område rundt den planlagte koblingssonen. Kartets datum er WGS 1984 UTM sone 32. Kartgrunnlaget er NGU sitt løsmassekart.

### 3.2 Berggrunnsgeologi

#### 3.2.1 Den kaledonske fjellkjeden

Den kaledonske fjellkjeden strekker seg over 1500km i Norge, fra Stavangerområdet i sør til Barentshavet i N (Figur 5) (Corfu et al. 2014). Grunnfjellet Ø for og under beltet består fra N til S av bergarter fra Arkeikum til Neoproterozoikum fra det Fennoskandiske skjoldet. Disse er inkonformt overlatt av tynne Neoproterozoiske til Paleosoiske sedimentære lag. Bergarter på den Fennoskandiske skjoldet har i ulik grad blitt utsatt for deformasjon, metamorfose og/eller forskyvning. Lokalt finnes yngre dekker i dagen som det laveste strukturelle nivået i flere tektoniske vindu i den kaledonske fjellkjeden. Dette grunnfjellet er overlatt av flere alloktone tektoniske enheter som består av både metavulkanske og metasedimentære bergarter som er avgrenset med store skyve-, ekspansjons- og sidelengs forkastninger. I N og V forsvinner den kaledonske fjellkjeden under nyere Paleozoisk til Kenozoiske sedimentære bergarter avsatt før og under åpningen av Nord Atlanterhavet. Generelt består de store tektoniske strukturene i den kaledonske fjellkjeden av skyvedekker med en overordnet V til SV orientering. Skyvedekkerne

blir igjen deformert av ekspanderende forkastninger med V til NV orientering, og storskala åpen bøyning. Dette resulterer i oppstabling og nedsynkning av grunnfjellet.



Figur 5 Kart over den kaledonske fjellkjeden i Norge med fokus på Sør-Norge (Corfu et al. 2014).

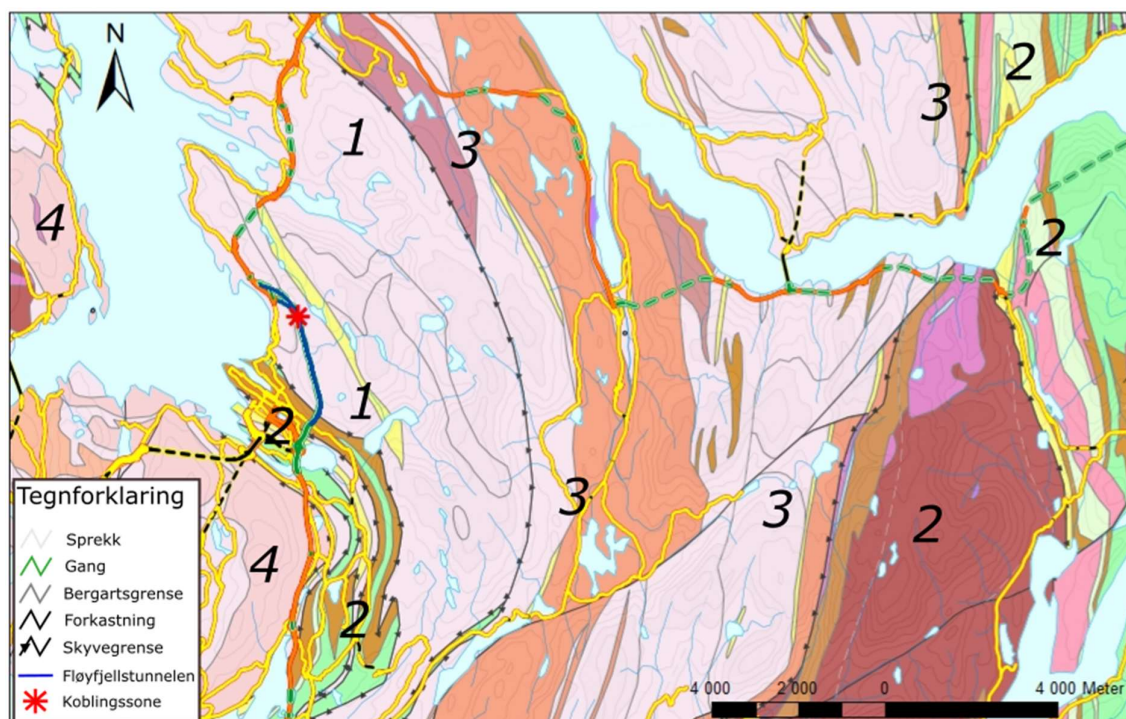
Sør-vest landet består av flere oppstabilede skyvedekker som Jotundekkekomplekset, og Bergsdalen-, Lindås- og Eikefjorddekket (Figur 5). Disse dekkene eller dekkekompleksene består hovedsakelig av krystalline bergarter, med varierende magmatisk- og metamorfosegrad. I tillegg til dekkene er det tre store ekstensive skjærsoner/forkastningssystemer med orientering mot SV og fall mot NV. Disse systemene består av Hardangerfjord skjærsonen og dens forlengelse Lærdal-Gjende forkastningen, Bergensbueskjærsonen, Nordfjord-Sogn bruddsonen, og deler av Møre-Trøndelag forkastningsskompleks (Figur 5).

### 3.2.2 Bergensbuene og Bergensbueskjærsonene

Bergensbuene er ansett for å være en sekvens av kaledonske dekker som ligger i en stor nedsynkning i den baltiske grunnen (Fossen & James Dunlap 2006). Nedsynkningen er forbundet med ekstensive Bergensbue-skjærsonene i øst. Den mindre og større Bergensbueskjærsonen ble formet under orogenesisk kollaps ved ekstensjon etter at den kaledonske



oppstablingen av dekker hadde stoppet opp. De Protozoiske bergartene i Lindås dekket er flankert i vest av Blåmanendekket. Dekkene ligger i kjernen av det som tilsynelatende kan beskrives som en synformal struktur og overligger de hovedsakelig nedre Paleozoiske bergartene i den store og mindre Bergensbuen som utgjør Hardangerfjorddekke. Den mindre bergensbuen går igjennom det som i dag er Bergen (Figur 6), og den store Bergensbuen går igjennom Trengereid og Tysse øst for Arna og kan sees (Figur 5).



Figur 6 De ulike dekkeenhetene i Bergensområde; Blåmannsdekket(1), Hardangerfjordkomplekset(2), Lindåsdekket(3) og Øygardenkomplekset(4). Vegnettet omkring Bergen er merket grønn for europavei i tunnel, oransje viser europavei, gult er fylkesvei. Kartets datum er WGS 1984 UTM sone 32. Kartgrunnlaget er NGU sitt bergrunnskart i målestokk 1:250 000.

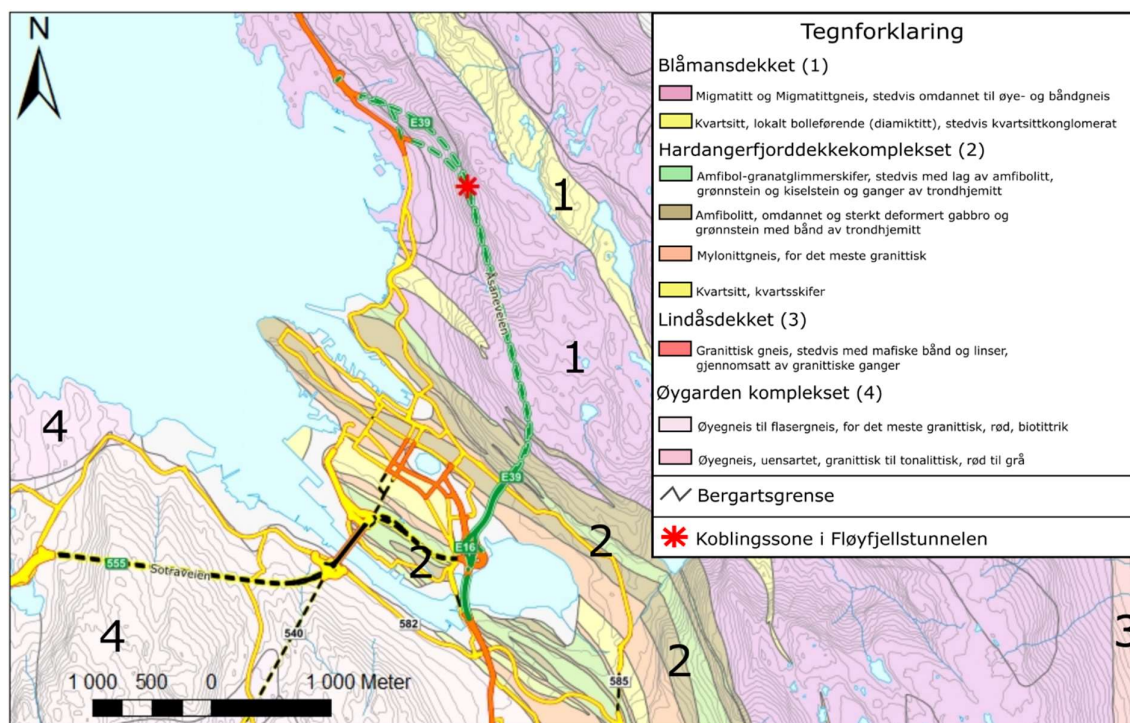
Fra Fossen og James Dunlap (2006) kommer det frem at det er 4 hovedenheter omkring den mindre Bergensbuen (Figur 7); Lindåsdekket, Blåmannen-Bergsdalendekket, Øygarden komplekset og sen proterozoiske-paleozoiske bergarter. Ut ifra NGU sin kartdatabase kan en se at det er flere ulike bergarter innenfor de ulike dekkeenhetene. NGU sin klassifisering i kartene varierer fra Fossen og James Dunlap (2006). Figur 7 viser oversikt over bergartene rundt Fløyfjellstunnelen.

Lindåsdekket består i området rundt Fløyfjellstunnelen hovedsakelig av Anortositt, stedvis metagabbro og granittisk og syenittisk gneis i veksling med kvartsittisk bergart.

Blåmanendekket består av migmatitt og migmatittgneis, stedvis omdannet til øye- og båndgneis, samt kvartsitt, lokalt bolleførende (diamiktitt), stedvis kvartskonglomerat.

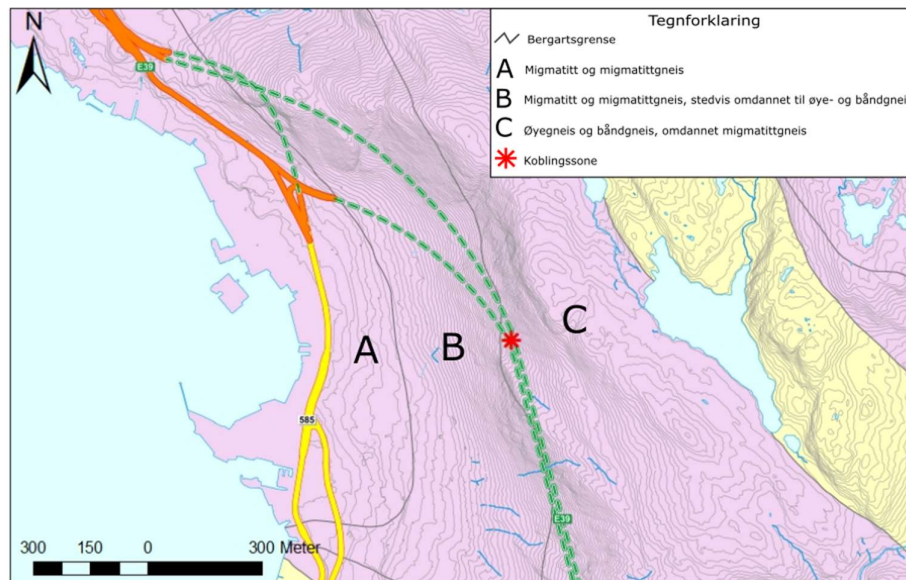
Hardangerfjord komplekset (definert som sen proterozoiske-paleozoiske bergarter i Fossen og James Dunlap (2006)) består av amfibolitt, amfibol-granatglimmerskifer, mylonittgneis, kvartsglimmerskifer og kvartsitt/kvartsskifer.

Øygarden komplekset: Øyegneis til flasergneis, for det meste granittisk rød og biotittrik, øyegneis uensartet granittisk til tonalittisk rød til grå, Amfibolitt og metagabbro



Figur 7 Oversikt over bergartene i de ulike dekkenhetene omkring Fløyfjellstunnelen. Kartets datum er WGS 1984 UTM sone 32. Kartgrunnlaget er NGU sitt bergrunnskart i målestokk 1:50 000.

Ved å gå nærmere inn på Blåmansdekket rundt koblingssonen (Figur 8) kan man observere at bergarten endrer seg lokalt. Det er tre ulike inndelinger innen samme farge. For å tydeliggjøre endringen i fjellet er disse i kartet avmerket med A, B, og C. A tilsvarer migmatitt og migmatittgneis, B er en stedvis omdanning til øye og båndgneis, og C er øyegneis, båndgneis og omdannet migmatittgneis. Koblingssonen er plassert i skillet mellom B og C.



Figur 8 Oversikt over endring av Bergarten innenfor Blåmannsdekket ved den planlagte koblingssonen i Fløyfjellstunnelen. Kartets datum er WGS 1984 UTM sone 32. Kartgrunnlaget er NGU sitt berggrunnskart i målestokk 1:50 000.

Ved å bruke NGU sitt berggrunns kart over Bergen i målestokk 1:50 000 (Fossen & Ragnhildstveit 2008) får en mer detaljert informasjon over geologiske strukturer som foliasjon, folder, forkastninger og sprekker. Av kartet kan man observere at foliasjonen rundt fløyfjellstunnelen har ett fall mot NØ med fallvinkel mellom 30° og 60°, hovedsakelig 40-55°. Foldekaksene i området rundt fløyfjellstunnelen spesielt inn mot selve bergensbueskjæersonen har en orientering SØ-NV med lavt fall i begge retninger. Fløyfjellstunnelen er også avskåret av en større sprekk/forkastning (Vedlegg 3). Bergartsfordelingen etter Fossen og Ragnhildstveit (2008) viser lignende inndelings som Figur 7, og her er bergartene for A, B og C beskrevet som følger;

A: Migmatitt til migmatittgneis, granittisk til intermediær med pegmatitt-, garnitt- og amfibol ganger.

B: Migmatitt til migmatittgneis, granittisk til intermediær med pegmatitt-, granitt-amfibol ganger, stedvis omdannet til øye- og båndgneis.

C: Øyegneis til båndgneis, omdannet migmatittgneis.

Dette stemmer godt overens med tidligere bergarts beskrivelse fra NGU, men viser også at det er flere ganger av ulik komposisjon i berget.

### 3.3 Bergspenningsforhold

Før spenningsmåling var mulig antok man at den vertikale spenningen i bergmassen skyldes gravitasjonens påvirkning på massetettheten til bergmassen (Myrvang 2001). Forutsatt en plan horisontal flate vil den vertikalespenningen gis med formel 3-1.

$$\sigma_v = pgz \quad [3 - 1] \text{ (Myrvang 2001)}$$

$p$  = massetettheten til overliggende berg ( $kg/m^3$ )

$g$  = gravitasjonsdrevet akselerasjon ( $m/s^2$ )

$z$  = dybden ( $m$ )

$\sigma_v$  = vertikal spenning

En bergmasse kan ikke ekspandere fritt horisontalt, som fører til gravitasjonsindusert horisontal spenning. De horisontale spenningene bestemmes av tøyningsegenskapene til bergmassen. Utgangspunktet for beregningene ligger i Hooke's lov. Ulike materialer tøyres ulikt, og beskrives av konstanten Poisson's forholdstall ( $\nu$ ). Formel for teoretisk horisontal spenning er 3-2.

$$\sigma_h = \left( \frac{\nu}{1-\nu} \right) \sigma_v \quad [3 - 2] \text{ (Myrvang 2001)}$$

$\sigma_h$  = horisontal spenning

$\nu$  = poisson's forholdstall

Typisk Poisson's forholdstall for Norske bergarter som gneis og granitt er lavere enn 0,25 som gir lav gravitasjonsindusert horisontalspenning. Plane horisontale flater er sjeldne i Norge, og spenningsforholdene avviker ofte fra gravitasjonsinduserte spenningsforhold.

Flere in-situ målinger av spenning i Norge viser at den teoretisk gravitasjonsspenningen passer godt sammen med de målte vertikalspenningene. De horisontale spenningene har gjerne lagret geologisk betingede spenninger. Ofte blir da horisontalspenningene større enn vertikalspenningene.

Ulike former for geologisk aktivitet som kvasiplastisk folding, størkning, erosjon, bevegelse i saltdomer og tektonisk aktivitet har vært med og dannet disse spenningene. Den kvasiplastiske foldingen kan forekomme i regional forbindelse ved fjellkjededanning, og bli så store at det dannes sprekker og forkastninger. Tektoniske spenninger bygger seg opp ved sorskala tektoniske krefter virker på litosfæriske plategrenser.

Spenninger som etter elastistetsteorien er «innelåste» spenninger dannet i forbindelse med bergets historie og kalles residualspenninger. De danner et sett spenninger som er i indre

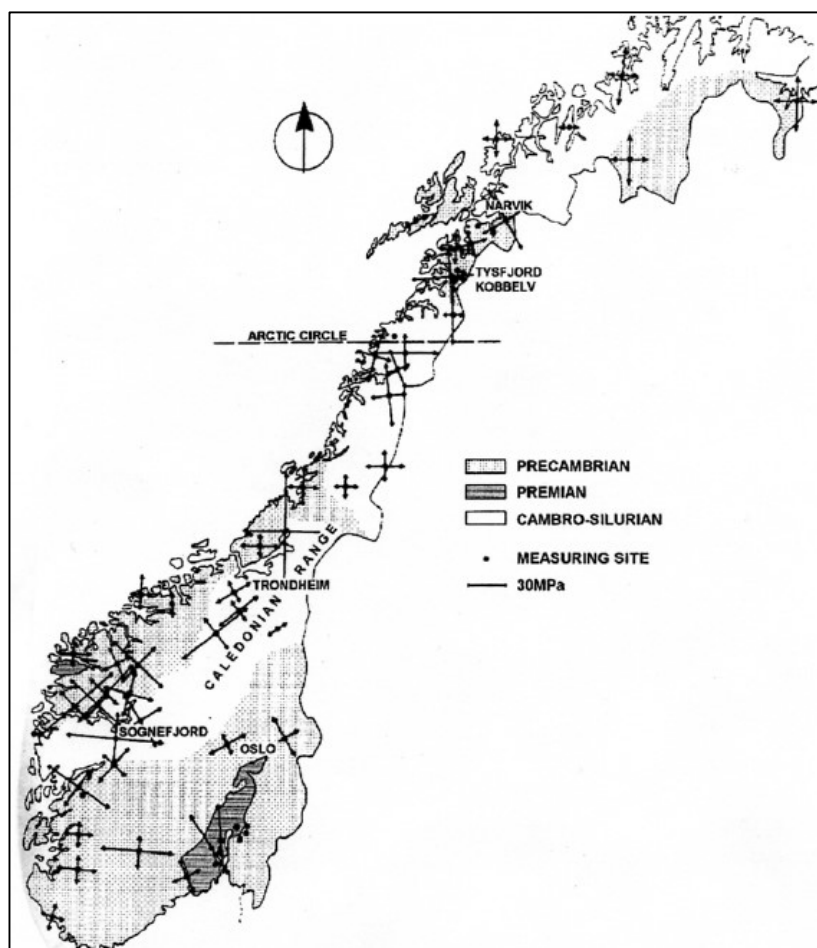
likevekt. De fleste bergspenningsmålinger klarer ikke skille mellom residualspenninger og ytre spenninger.

Spenningen vil også være påvirket av geologiske strukturer og heterogenitet. Disse strukturene og heterogenitetene kan ha innvirkning på størrelsen og fordelingen av spenningen.

Ofte angis forholdet mellom horisontal spenning og vertikal spenning som en K-faktor [3 – 1].

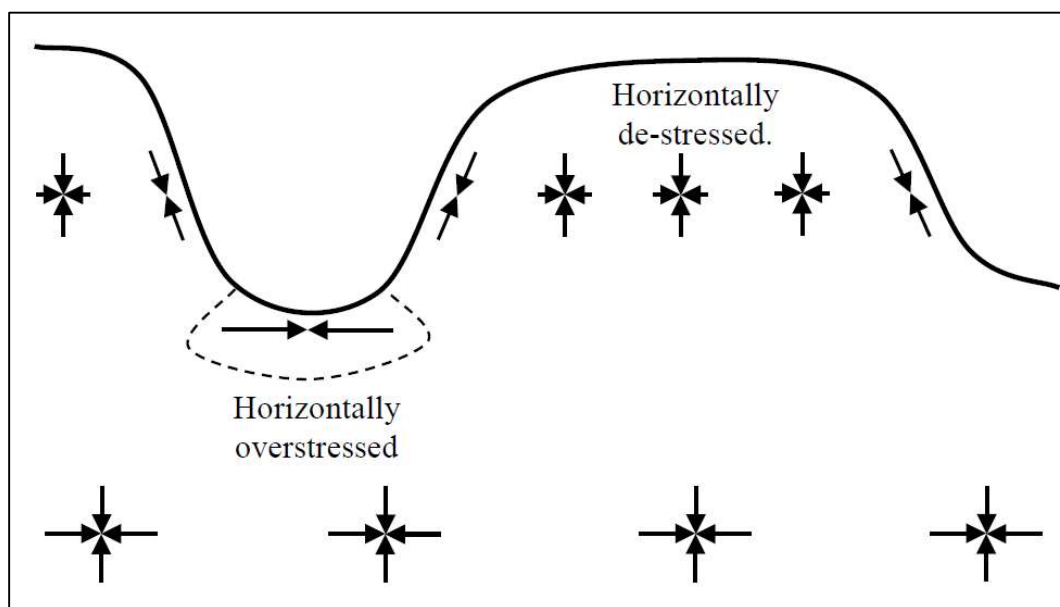
$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad [3 - 3] \text{ (Myrvang 2001)}$$

Spenningmålinger utført på fastlands Norge viser at  $\sigma_H > \sigma_v$  og at  $\sigma_H$  er orientert NV-SØ til N-S (Myrvang 2001)(Figur 9). «Ridge push» fra Atlanterhavsryggen antas å være den viktigste årsaken til spenningsorienteringene, og at spenningene er kompressive i store deler av Skandinavia (Fossen & Gabrielsen 2013). Det horisontale spenningsfeltet i Norge er hovedsakelig anisotrop ( $\sigma_H > \sigma_h$ )(Myrvang 2001).



Figur 9 Orienteringen av horisontale spenninger i Norge (Myrvang 2001)

Topografisk effekt er når hovedspennings retningene avhenger av topografiske overflaten (Myrvang 2001). Typisk eksempel på topografisk påvirkning av spenningsbilde er retning og størrelse på hovedspenningene i fjord- og dallandskap. Horisontalspenningen vil være den største hovedspenningen i dalbunnen/fjorden (Figur 10). I dalsiden med gravitativt spenningsfelt vil  $\sigma_1$  være parallell med overflaten og steilt stående,  $\sigma_2$  vil være horisontal og parallell med dalsiden og  $\sigma_3$  står normalt på overflaten. Ved overflaten vil  $\sigma_3$  bli lik null. Gitt høye horisontale spenninger vil en kunne få at  $\sigma_1$  er parallell med dalsiden og horisontal,  $\sigma_2$  parallell med overflaten, og  $\sigma_3$  normal på overflaten.



Figur 10 Fordeling av spenning i et dal/platå landskap, skisse hentet fra Li (2018).

### 3.4 Spenninger i utgravd bergmasse

Utgravning av fjell endrer det opprinnelige spenningsbildet (Li 2018). Spenningen vil hovedsakelig endre seg i planet vinkelrett på tunnelaksen. Spenningsendringen langs tunnelaksen er som oftest liten til ubetydelig. Hvis det er stor differanse mellom minste og største hovedspenning ( $\sigma_1 \gg \sigma_3$ ) vil det kunne oppstå bergspenningsproblem som sprakberg (Figur 11). Spenningsfordelingen etter utgravning av en sirkulær åpning kan beskrives ved å bruke Kirschs ligninger 3-4 og 3-5.

$$\sigma_{\theta maks} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad [3 - 4] \text{ (Li 2018)}$$

$$\sigma_{\theta min} = 3\sigma_3 - \sigma_1 \quad [3 - 5] \text{ (Li 2018)}$$

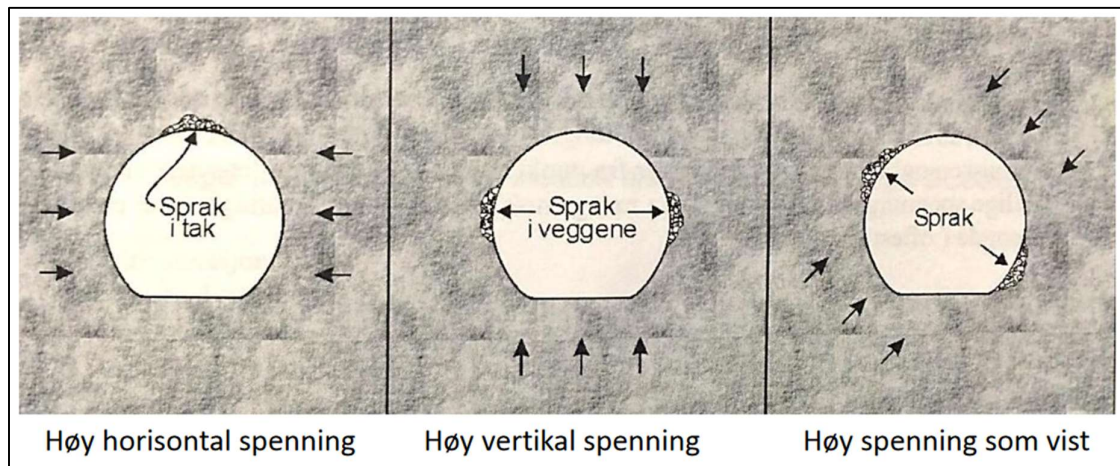
$\sigma_1$  = Største hovedspenning

$\sigma_3$  = minste hovedspenning

$\sigma_{\theta maks}$  = Største tangentielle spenning

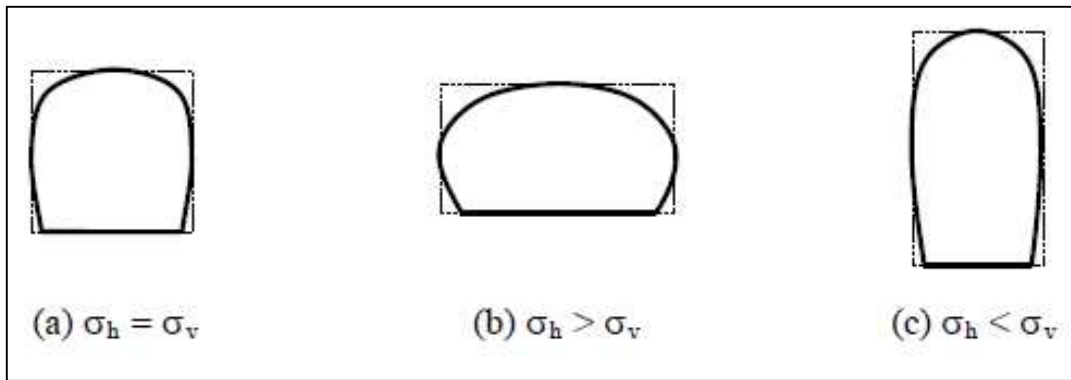
$\sigma_{\theta min}$  = minste tangentielle spenning

Dersom den minste tangentielle spenningen utregnet med Kirsch er mindre en bergartens tensile styrke vil det oppstå tensjonssprekker. Det samme gjelder hvis den største tangentielle spenningen er høy nok, vil kompresjons brudd forekomme (Li 2018). I følge Diederichs (2014) kan spraking i berg oppstå ved på 40-60% av den enaksiale trykkfastheten hvis det ikke er omslutningsspenning.



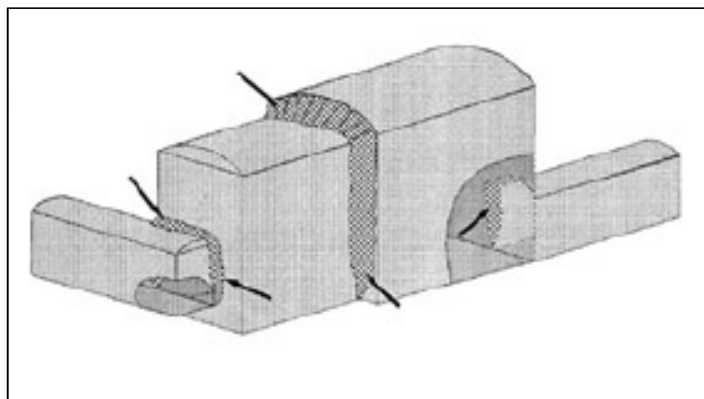
Figur 11 Spenningsproblem i form av spraking ved ulike orienteringer av største hovedspenning  $\sigma_1$  (Myrvang 2001).

Ulike utforminger av bergrom passer bedre ved ulike spenningsforhold (Li 2018). Generelt er det viktig å ha en så jevn kontur som mulig på åpningen for å unngå spenningskonsentrasjon. For å oppnå dette kan man forme bergrommet etter de lokale spenningsforholdene. En sirkulær åpning vil være ønskelig når de horisontale og vertikale spenningene er like, og de tangentielle spenningene fordeles jevnt (Figur 12). Gitt en vertikal spenning som er høyere enn den horisontale spenningen, vil den ønskelige tunnel utformingen være vertikal ellipse. Dersom horisontal spenning høyere enn den vertikale vil en horisontal ellipse være en gunstig tunnel kontur.



Figur 12 Utforming av åpninger i berg under moderate spenning hvor spenningsindusert ustabilitet i berg er mulig (Li 2018) .’

For bergrom er det også problematisk med områder som mangler tilstrekkelig sidestøtte og/eller innspenning (Engelstad 2016). Figur 13 viser områder utsatt for deformasjon som avsmalnende kanter og overganger der formen til åpningen endrer seg.



Figur 13 Områder rundt et bergrom hvor det ikke har tilstrekkelig innspenning som kan føre til ustabilitet (Engelstad 2016).

### 3.5 Pilar brudd

En bergpilar er bergmasse som står igjen etter utgravning av omliggende bergmasse (Li 2018). Bergpilarer finnes med mange ulike tverrsnitt. De vanligste er sirkulære, kvadratiske eller rektangulære. Rektangulære pilarer er som oftest dannet mellom to parallelle åpninger. Spenningsfordelingen i en bergpilar avhenger av form, bredde og bergmassen. Ved elastisk deformasjon vil spenningskonsentrasjonen skje i ytterkanten av pilaren. Et typisk forløp for en pilar som deformeres fra stabil til ustabil går som følger (Figur 14);

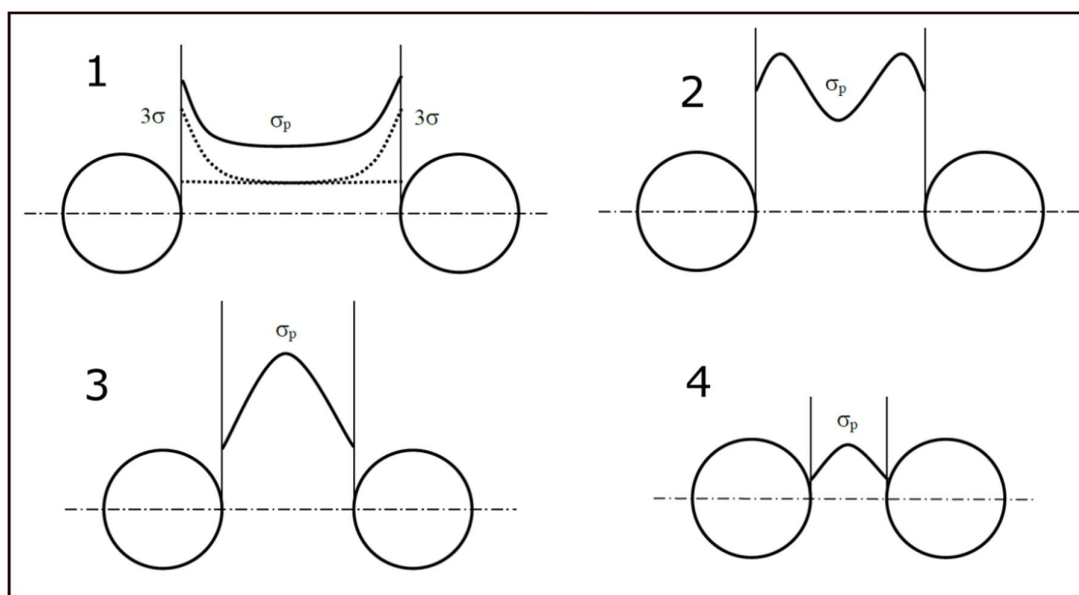
- 1 - Elastisk deformasjon med spenningskonsentrasjon i ytterkant av pilaren.



2 - Avsmalning av pilaren når tilslutt et kritisk punkt hvor spenningskonsentrasjonen i ytterkant er lik bergmassens styrke og det oppstår brudd. Dannelsen av brudd svekker pilarens styrke og den maksimale pilarspenningen beveger seg innover.

3- Videre uttak av bergmasse fra ytterkanten av pilaren vil føre til at den maksimale pilarstyrken beveger seg innover til den ender i midten. Hvis maks pilarstyrke møtes i midten har hele pilaren gått i brudd, dette regnes som et ekstremt tilfelle.

4 - Etter at hele pilaren har gått i brudd beholdes formen med spenningstopp i midten, men toppen reduseres gradvis ettersom mer masse blir tatt ut.



Figur 14 Bruddforløp i en bergpilar i fire steg (Li 2018).

## 3.6 Bergets egenskaper

### Enaksial trykkfasthet

Enaksial trykkfasthet til en bergart er det punktet hvor det oppstår brudd når bergarten utsettes for spenning i en retning (Li 2018). Den vanligste måten å bestemme enaksial trykkfasthet er ved enaksial trykkfasthets test, også kalt UCS-test (unaxial compressive strength). Denne testen er også den vanligste for å bestemme Poissons forholdstall ( $\nu$ ) og Youngs modulen (E).

## E-modul og Poisson`s forholdstall

Youngs modulus (E) og Poisson`s forholdstall ( $\nu$ ) er to viktige deformasjons parametere i en bergart (Li 2018). Begge er avhengig av formforandring kalt tøyning. Denne formforandringen er enhver endring i form med eller uten endring av volum (Fossen 2016). Tøyningen defineres som endring i lengde delt på den originale lengden (Li 2018). Formelen for tøyning vises i formel 3-5.

$$\varepsilon_z = \Delta l / l \quad [3 - 5] \text{ (Li 2018)}$$

$\varepsilon_z = \text{tøyning (enhet: microstrain)}$

$\Delta l = \text{endring av lengde}$

$l = \text{original lengde}$

Youngs modulus defineres ved forholdet mellom tøyning og påført spenning. Definisjonen er gitt etter Hook`s lov for et lineært elastisk materiale vist med forholdet mellom aksial spenning og tøyning 3-6.

$$\sigma_z = E \varepsilon_z \quad [3 - 6] \text{ (Li 2018)}$$

$\sigma_z = \text{aksial spenning}$

$E = \text{Young`s modulus}$

$\varepsilon_z = \text{tøyning}$

Ved aksial kompresjon av ett prøvestykke vil det i tillegg til forkorting i aksial retning oppstå ekstensjon i radiell retning. Denne radielle ekstensjonen får da negativt fortegn siden kompresjonen blir regnet som positiv (Li 2018). Forholdet mellom tøyning i aksial og radiell retning er konstant for ett gitt elastisk materialet via konstanten Poisson`s forholdstall ( $\nu$ ) 3-7.

$$\nu = -\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z} \quad [3 - 7] \text{ (Li 2018)}$$

$\nu = \text{poisson`s forholdstall}$

$\varepsilon_z = \text{aksial tøyning}$

$\varepsilon_x = \text{radiell tøyning (x - retning)}$

$\varepsilon_y = \text{radiell tøyning (y - retning)}$

Negativt fortegn er brukt i formelen for at Poisson`s forholdstall skal bli positiv.

## Deformasjon og oppsprekking av Bergarter

Materialeegenskapene til en bergart kan deles inn etter bruddutviklingen (Li 2018). Lineært elastisk materiale har et lineært forhold mellom påført spenning og materialets tøyning (Figur 15a). Materialet skal returnere til utgangsposisjonen etter deformasjon uten formforandring. Elasto-plastisk materiale har et ikke lineært forhold mellom spenning og tøyning. Materialet har et ulineært deformasjons forløp og kan deformeres plastisk med permanent formforandring. En bergart vil aldri oppføre seg som et perfekt elastisk materiale, et elastoplastisk forløp med hystereser er mer representativt for deformasjonen til en bergart (Figur 15b). Hystereser er endringen av tøyning-spenning forholdet når en bergart bli belastet etter å ha blitt permanent deformert. Bruddutviklingen til en bergart deles inn i 4 steg, her beskrevet i form av en enaksial trykktest (Figur 15c)

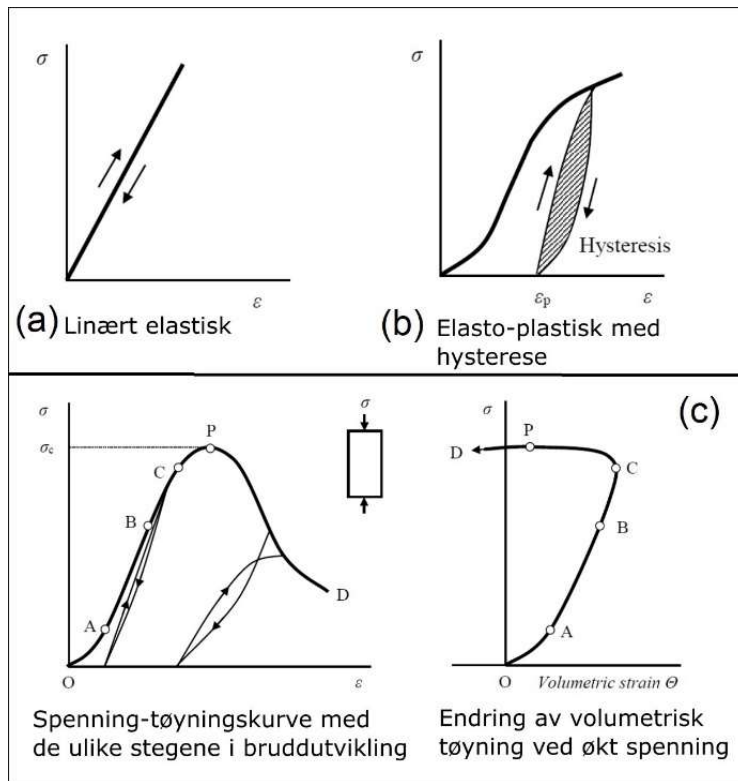
Steg I(O-A): Bergarten deformeres ulineært grunnet lukking av eksisterende mikrosprekker og porer i bergarten. Deformasjonen regnes som relativt elastisk.

Steg II(A-B): Deformasjonen er tilnærmet lineær elastisk. Det er i denne delen av deformasjonen hvor Young's modulen og Poissons's forholstall måles.

Steg III(B-C): Utvidelse og ulineær deformasjon. Plastisk deformasjon skjer i form av mikrosprekker i berget, som fordeler seg utover materialet. Punkt C merker overgangen mellom dannelse av mikrosprekker til oppsprekking av selve berget.

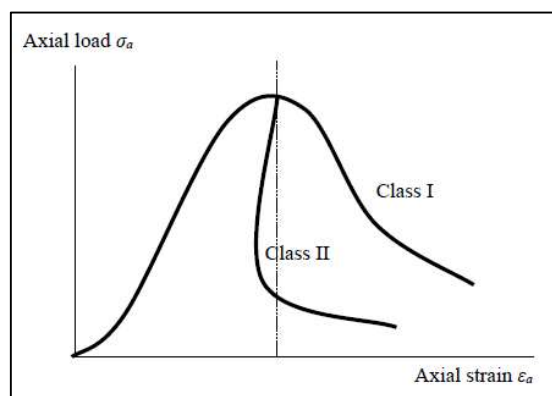
Steg IV(D-E) Steget preges av økende dannelse av mikrosprekker og volum av prøvestykket. Mikrosprekkene går sammen og danner større sprekker som kulminerer i det endelige sprekkplanet (P).

Sprekkeplanet P tilsvarer den enaksiale trykkfastheten. Volumøkningen etter at enaksial trykkfasthet er nådd, skyldes tøyning etter brudd. Bruddet regnes som ustabil når det ikke kreves høyere spenning for at det skal propagere.



Figur 15 (a) viser spenning-tøyings forholdet for linært elastisk materiale. (b) viser spenning-tøyings forholdet for elasto plastisk materiale. (c) viser forløpet til sprekkdannelse vist med spenning-tøyings kurve (Li 2018).

Bergartens oppførsel etter brudd kan deles inn i to klasser (Figur 16) (Wawersik & Fairhurst 1970). Hvis det kreves arbeid på prøvestykket for at den lastbærende kapasiteten skal avta, klassifiserer bergartens oppførsel som Klasse 1. For en Klasse 2 atferd må energi fjernes fra materialet for å få kontroll på oppsprekkingen.



Figur 16 Klasse 1 og Klasse 2 spenning-tøyings atferd ved enaksial kompresjons test (Wawersik & Fairhurst 1970).

## 4 Grunnlagsmateriale

### 4.1 Fløyfjellstunnelen

Fløyfjellstunnelen binder sammen Sandviken og Kalfaret i Bergen, og er en del av Europavei 16 og 39. Tunnelen har to separerte løp med to kjørefelt i hvert løp. Det sørgående løpet er ca. 3,2km langt og det nordgående ca. 3,8 km (Figur 17). Utgravning av Fløyfjellstunnelen pågikk i perioden 1984 til 1986 med tunnelboremaskinen (TBM) Madam Felle, en Robbins maskin med profildiameter på 7,8m (Hegrenæs 1985). Boringen av Fløyfjellstunnelens nordgående løp skjedde mellom 12 september 1984 og 2 september 1985. Driving av sørgående løp ble igangsatt i midten av desember 1986 (Hegrenæs 1987). Profilen som ble boret med Madam Felle sitt 7,8m brede skjold var ikke stort nok til å tilfredsstillte kravet til en to-felts motorveg med full høyde. For å få stort nok profil ble de nedre hjørnene strosset ut til sammen ca. 11m<sup>2</sup>.



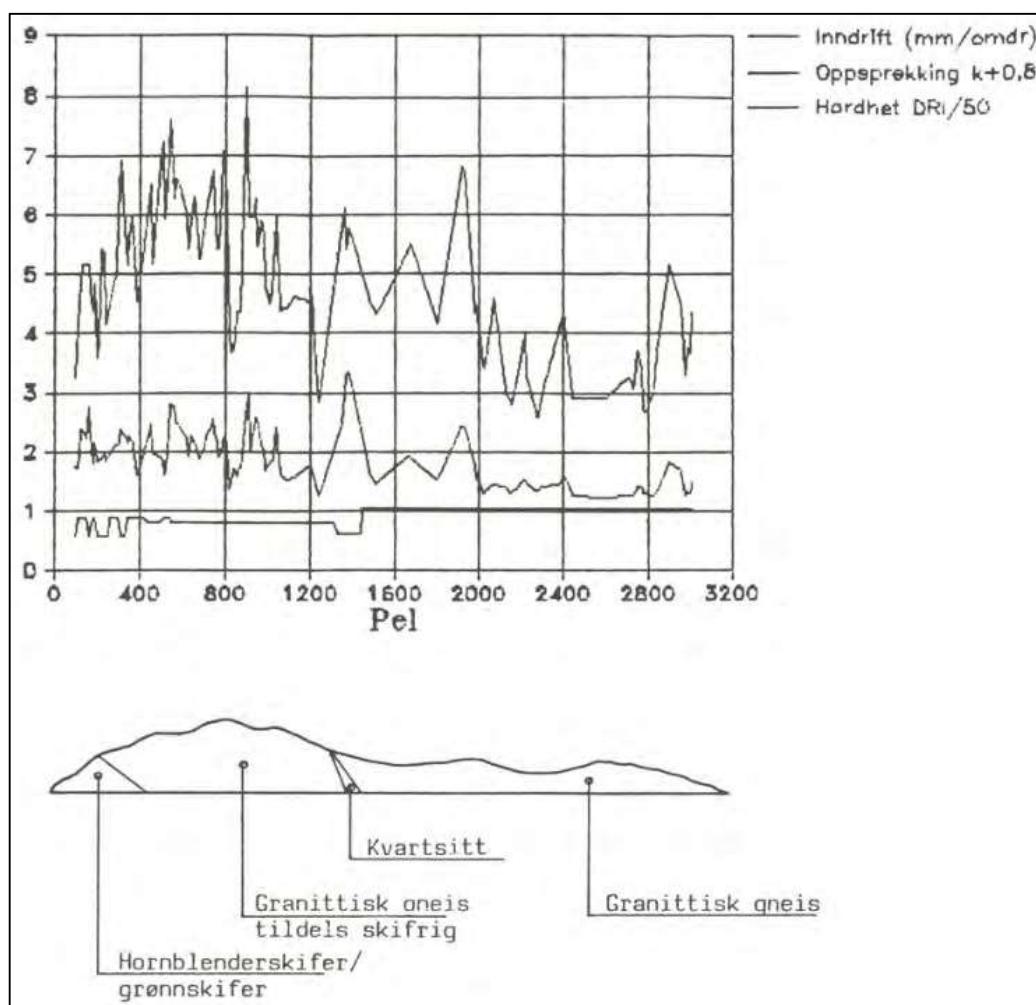
Figur 17 Oversiktsbilde over planlagt Fløyfjellstunnelen i Bergen (Hegrenæs 1985).

#### 4.1.1 Bergarter, foliasjon, skifrihet og sprekker

Langs traseen til Fløyfjellstunnelen er det fire ulike bergarter, to typer granittiske gneiser, hornblendeskifer og kvartsitt (Hegrenæs 1985). De granittiske gneisene utgjør ca. 80% av tunnelen. Nord for kvartsitten (Figur 18) er den middels til grovkornet, svakt foliert og relativt lite oppsprukket. Den enaksiale trykkfastheten er på ca. 150 MPa og en Dri på 50 (Hardhet =1). Sør for kvartsitten er den granittiske gneisen mer foliert, enkelte partier er sterkt forskifret, og har relativt høy oppsprekingsgrad. Den enaksiale trykkfastheten er lavere på omkring 130MPa

og DRi på rundt 40. Kvartsitten utgjør ca. 5% av bergmassen langs traseen, den er middels til finkornet, svakt foliert, men relativt sterkt oppsprukket. DRien er på ca. 40. Resterende tunneltrase består av finkornet hornblendeskifer med velutviklet skifrihet. Enaksial trykkfasthet varierer mellom 100-200 MPa og DRI på 40-50. Berget er relativt mye oppsprukket, og det er 10-20 m mektige gneisjoner spredt i hornblendeskiferen.

Skifriheten og foliasjonen går i området NV-SØ, og fallet varierer mellom 80 mot NØ og 50 mot SV. Sprekkene i området er hovedsakelig parallelle med skifrihet/foliasjon, men noen er steile med retning NØ-SV (normalt på foliasjon/skifrihet).



Figur 18 Ulike bergarter under driving av nordgående løp av Fløyfjellstunnelen, og avleste verdier for inndrift, oppsprekking og hardhet. (Hegrenæs 1987).

## 4.1.2 Arbeidssikring

Hoveddel av all arbeidssikring som ble gjort, foregikk på de første 1000m fra syd. Oppsprekkingen i denne delen av tunnelen antas av Hegrenæs (1985) å ville ha krevd omfattende sikringsarbeid ved konvensjonell driving. Til sammen ble det brukt 350 2,4m bolter, og det er brukt 30 m<sup>2</sup> sprøytebetong (Hegrenæs 1985). Endelig sikring bestod i hovedsak av rensk og bolting, bare noen få steder krevde sprøytebetong.

Under endelig sikring ble det i hovedsak gjort rensk og bolting, kun få plasser var det behov for sprøytebetong. Sikring mot vanddrypp og frost isolasjon ble gjort med polyetylenplater som boltes direkte til fjellet (Hegrenæs 1987).

Total boltebruk kom på 350 i sørgående løpet og 105 i det nordgående (Blindheim et al. 1998).

## 4.1.3 Senere ingeniørgeologiske vurderinger

### **Statens Vegvesen**

I løpet av 2017 og 2018 ble det gjennomført vurderinger av sikringsbehov i Fløyfjellstunnelen. Dette skjedde i forbindelse med fjerning av PE-skum og besiktigelse av flatene bak. Den første vurderingen ble gjort 09.03.2017 i sørgående løp (Bjørlien 2017), og beskriver et parti med meget oppsprukket berg funnet ca. 16m inn fra Sandviken. Berget i TBM konturen ble observert som glatt og fin, men var løs ved testing med spett. Man kunne ikke konkludere om hvor langt videre dette partiet fortsetter og om det går over henget til den venstre siden av tunnelen. Q-verdien for partiet ble funnet til 4,17 og 2,06 ca. 14-19m fra tunnelportalen i Sandviken. Til sikring ble det anbefalt sprøytebetong på 100mm tykkelse og systematisk bolting med kombinasjonsbolter (c/c 1.75m). Et annet part ca. 40m inn fra Sandviken er det en sleppe i høyre vegg like nedenfor vederlaget i overgangen mellom utstrosset og TBM kontur. Noe leire ble observert i sleppen, og den har en tilnærmet horisontal orientering. Bergarten ble tolket til granittisk gneis med glimmersone. Sprøytebetong ble ansett som tilstrekkelig sikring.

Den 02.06.2017 ble sikringsbehovet vurdert for et annet parti med lagdelt berg og foliasjonssprekker (Brøto 2017). Q-verdien ble beregnet til å være 7,5 og 80mm sprøytebetong og systematisk bolting c/c 2m med kombinasjonsbolter ble anbefalt. Nok en vurdering ble gjort 05.01.2018 (Brøto 2018), og det ble avdekket tett oppsprukket berg spesielt i øvre del av veggen. Q-verdien ble beregnet til å være på 6,75. Anbefalt sikring for dette partiet ble systematisk bolting med c/c 3m og 80mm sprøytebetong.

## Sweco

I 2018 ble det gjennomført befarings av Sweco Norge AS i sørgående og nordgående tunnellop ved planlagte koblingssonen (Birgisson 2018). Befaringen avdekket at bergkvaliteten i nordgående var dårligere enn i sørgående løp. Berget i sørgående løp var dekket med ett tynt lag sprøytebetong og nordgående løp med maling. Varierende Q-verdi ble funnet i sørgående- og nordgående løp, henholdsvis 7-25 og 3-25. For den kritiske delen av koblingssonen ble Q-verdien funnet til å være mellom 7,5 og 17,5.

## 4.2 Bergrom og krysningssoner

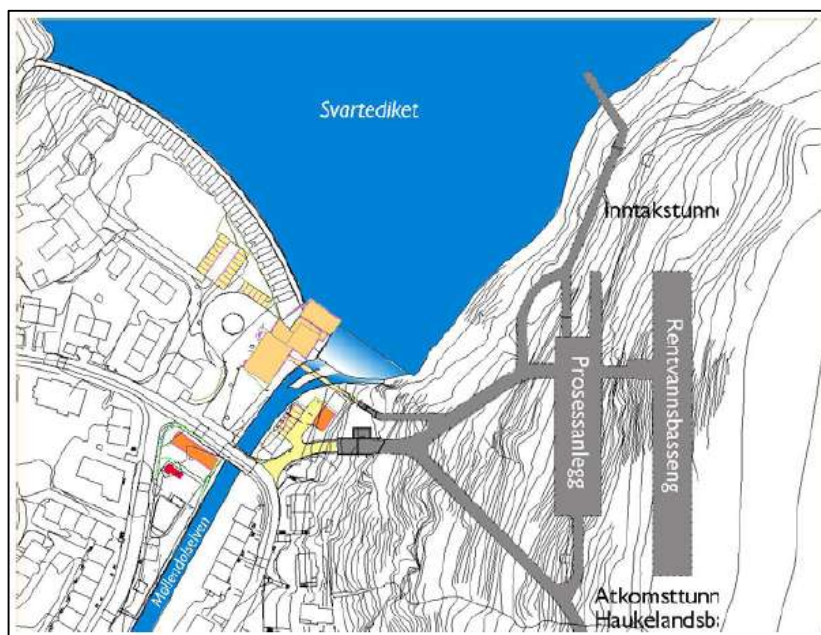
Naturen har vist at bergrom med bredde større 50m har eksistert i uminnelige tider og over hele verden (Broch et al. 1996). Flere gruver i den geologiske provinsen Fenno-Skandia (Finland, Sverige og Norge) har bredder på 60-90m. Disse rommene har ofte flate tak og er usikret. Inspeksjon der det har vært mulig viser god stabilitet, men oppover bevegelser bel observert relatert til høye horisontale spenninger.

### 4.2.1 Ulriken/Svartediket vannbehandlingsanlegg

Svartediket er Bergensområdets eldste vannforsyning, og har siden 1855 levert vann til Bergen sentrum og nærliggende områder (Flatin 2016). Det er det største av fem vannbehandlingsanlegg som utgjør den kommunale vannforsyningen. I forbindelse med endring fra minimums behandlingsanlegg til avansert behandlingsanlegg, skulle de nye delene av anlegget legges i fjell.

Planleggingen av anlegget startet i 2000, bygging begynte i 2004 og ferdigstilt i 2007. De to første årene gikk med til å bygge undergrunnsanlegg som består av 2.8km med tunnel, med kryssjikt som varierer mellom 17 og 78m<sup>2</sup>, og bergrommene har et totalt volum på 50 000m<sup>3</sup>. De største bergromme er prosessrommet, rentvannsbassenget, og pumpestasjonen. Figur 19 viser prosessanlegget og rentvannsbassenget. Av disse var det i prosessrommet de største ingeniørutfordringene oppsto. Bergrommet har en bredde på 22m, vegg på 4m og høyde på 10-19m i midten. Utgravingen ble utført med tradisjonell stegvis fremdrift der toppen tas ut først og sikres, før man driver stegvis videre nedover.





Figur 19 Ulriken/Svartediket vannbehandlingsanlegg med rentvannsbasseng, prosessanlegg og tilhørende tunneler (Flatin 2016).

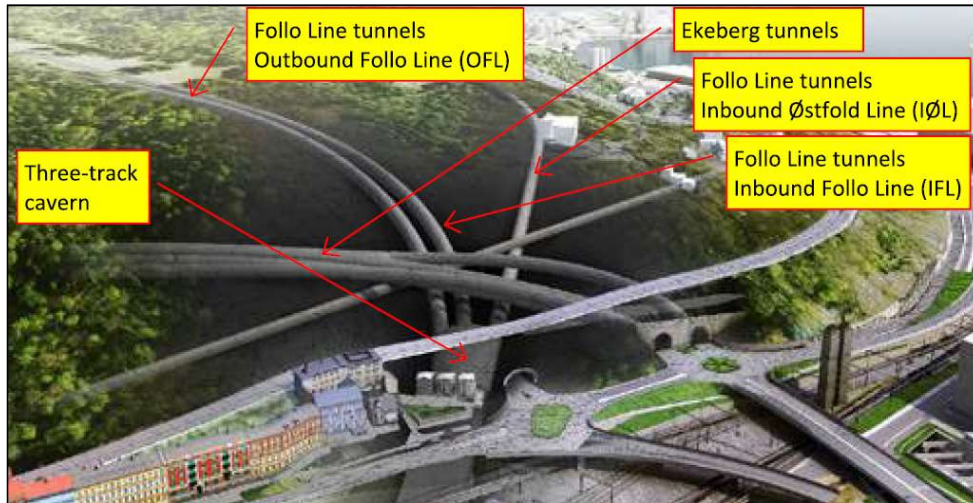
Prosjektet hadde flere ingeniørgeologiske utfordringer. Sprengingsarbeid nært bebygde område førte til strenge rystelseskrav og krav om rystelsesmålinger. Bergrunnen i området består av grønnskifer, glimmerskifer og amfibolitt. Grunnen gav flere stabilitetsproblemer som store blokknedfall. Disse ble sikret med lange bolter og armerte sprøytebetongbuer. En annen utfordring var en svakehtsone som gikk parallelt med Haukeland reservoaret og skapte høy vanninntrenging og utfordrende drivingsforhold. Utfordringen ble løst med å endre retningen på tunnelen. Generelt gikk utgravningen av anlegget uten spesielt store problemer, men det ble ansett som nødvendig å bruke betydelige mengder sikring med bolter og fiberforsterket sprøytebetong.

#### 4.2.2 Follobanen-Ekeberg krysningssone

Bane Nor bestemte seg for et trasèvalg for Follobanen prosjektet hvor Follobanetunnelene vil krysse under Ekeberg tunnelene med kort avstand ned i 3,7m på det minste (Figur 20) (Trinh et al. 2018). I denne forbindelsen ble Sintef Byggforsk engasjert for å gjøre en bergmekanisk oppfølging i form av måleprogram og tredimensjonal sekvensiell numerisk analyse. Prosjektet ble gjennomført med følgende krav:

1. Skal ikke ha negativ effekt på Ekeberg tunnelene

2. Ingen trafikkstans i Ekebergtunnelen under konstruksjon av Follobanetunnelene. Ekebergtunnelene skal være stabile til enhver tid.
3. Enhver fare for ustabilitet i de eksisterende tunnelen må bli kartlagt på forhånd for å gjennomføre avvergende tiltak.



Figur 20 Oversikt over kryssningssonen i Follobaneprojektet (Trinh et al. 2018) (Bane Nor 2018).

For å tilfredstille kravene og studert stabiliteten benyttet Sintef en tredelt tilnærming som kombinerer undersøkelser, numerisk modellering og overvåkning.

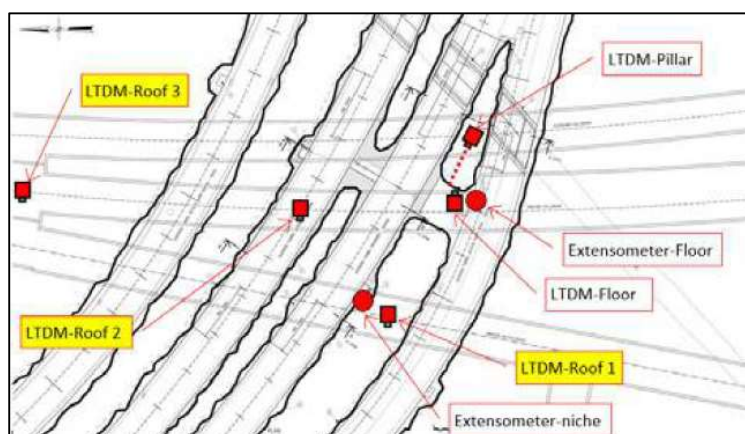
Undersøkelsene bestod av geologisk kartlegging av bergmasse karakteristikkene, spenningsmålinger i kritiske områder og laboratorietest for å anskaffe de mekaniske egenskapene til det intakte berget. Bergmassen ble antatt til å være middels til god kvalitet, med en svakhetssone mellom 1 til 5m som krysser koblingssonen. Spenningen i koblingssonen ble målt ved tre lokaliteter, og det ble i tillegg brukt tre målinger 1200m sør for koblingssonen.

Numerisk modellering bestod av en tredimensjonal modell av eksisterende og fremtidige tunnellop. Konstruksjonen av de nye løpene ble modelert til å følge den planlagte stegvise sprengningen. Modellen gav resultat i form av spenningsendringer, bevegelser og deformasjonssoner. Ut fra skanning av eksisterende tunnellop og tegning av nye Follobanen's løp ble det opprettet en numerisk modell i 3D med FLAC3D koder. Numerisk modell med spenningsdata 1200m fra koblingssonen stemte bra med lokale spenningsmålinger rundt tunnelen.

Prosessen for utgravningen ble simulert ved at man først modlerte frem de eksisterende in-situ forholdene før utgravning. Deretter gravde man ut eksisterende Ekeberg tunneler til man nådde spenning og deformasjons situasjonen før utgravning av Follobanen. Ved å gjøre dette fikk man

en tidlig verifisering av modellen. Deretter ble innkommende Østfoldbanen fulgt av nye Follobanetunnelene og tilslutt der de møtes i et bergrom simulert med stegvis utgravning.

Overvåkningsprogram ble igangsatt for å registrere bevegelse og spenningsendring i koblingssonene under bygging av Follobanetunnelene. Programmet hadde to mål; kalibrere den numeriske modellen og gi en tidlig advarsel hvis negative spenningsendringer registreres eller deformasjon begynte å virke på Ekeberg tunnelene. Overvåkningsprogrammet bestod av Langtidsdørsstoppere og ekstensometer plassert i koblingssonen (Figur 21). Informasjonen ble brukt til kalibrering av numerisk model og forbedring av modellen under tidlige utgravningsstadier. Registrering av uforutsette utviklinger i en tidlig fase gjorde analyser og tiltak mulig. Tidlige data fra overvåkning kunne brukes sammen med bergmassen oppførsel til å teste varselsystemet lenge før konstruksjon av kritisk område.

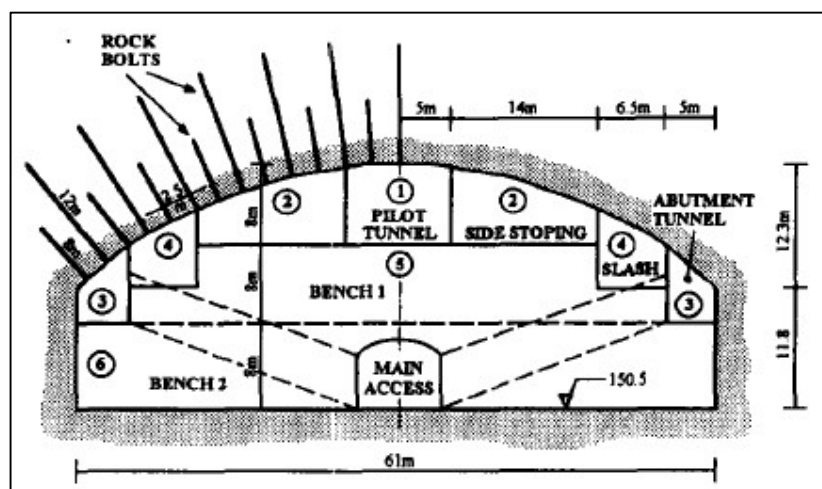


Figur 21 Overvåkning av spenning og bevegelse i koblingssonen (Trinh et al. 2018).

Modellen viste at bevegelsen i Ekebergtunnelen økte med utgravning av Østfoldbane løpene og Follobane løpene til totalt 2-3mm etter utgravning. Maksimal bevegelse i koblingssonen ble estimert til å ikke kunne overstige 4 til 6mm. Erfaringene viste at den bergmekaniske prosedyren fungerte godt og gir pålitelig informasjon til vurdering av sikkerheten for både de nye og eksisterende tunnelene. Med hjelp fra andre komponenter blir modellen for krysningssonen mellom Ekebergtunnelen og Follobanetunnelene et pålitelig verktøy for planlegging og konstruksjon.

### 4.2.3 Gjøvik Olympisk Fjellhall

I Gjøvik ble det i forbindelse med OL i 1994 oppført en fjellhall med en bredde på 61m, lengde på 91m og maksimal høyde på 25m (Broch et al. 1996). Den store bredden på fjellhallen ble sett på som spesielt interessant da dette normalt regnes som den kritiske dimensjonen på et bergrom. Bergrommet ble sprengt ut stegvis etter anvisning i Figur 22. Overberget varierte mellom 25 og 50m.

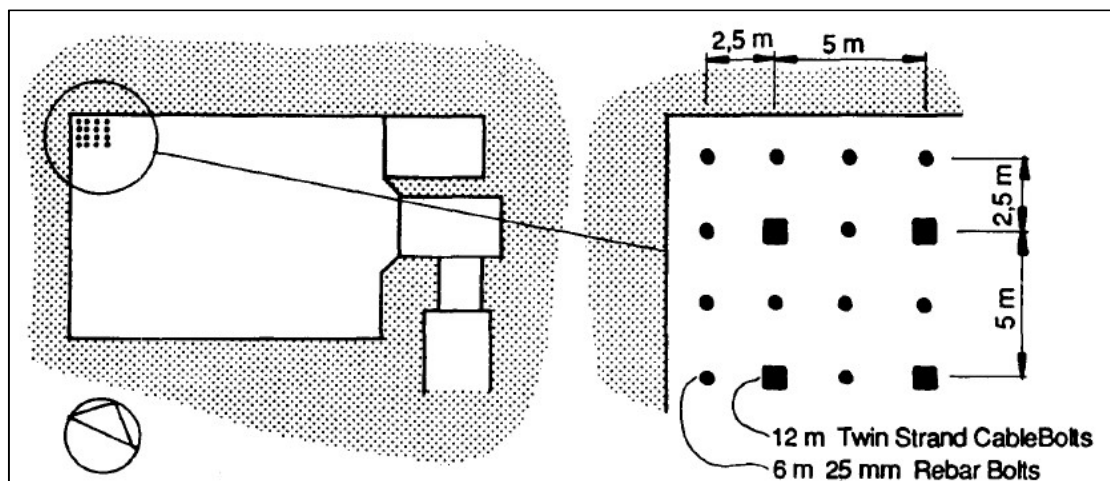


Figur 22 Stegvis utgravning og anvisning av bolter til Gjøvik Olympiske Fjellhall (Broch et al. 1996).

Berggrunnen bestod av prekambrisk gneis med varierende komposisjon fra granittisk til kvartsdiorittisk. Berget hadde ett nettverk av mikrosprekker fylt eller belagt med kalsitt eller epidot. Resultatet er en oppsprukken bergart med en gjennomsnittlig RQD på omkring 70. Sprekkene ble vurdert til å være irregulær, hadde ru sprekkoverflate, og med stor variasjon i strøk og fall. Sprekkeavstanden mellom de mest utholdende sprekkene er ofte flere meter. Sprekkekarakteren er generelt preget av lav utholdenhet, moderat til markert ruhet og som regel uten sprekketrylling. Typisk Q-verdi ble funnet til å være rundt 30 for bergmassen av god kvalitet. For bergmassen med dårligst kvalitet var gjennomsnittlig rundt 12. Forundersøkelsene til prosjektet bestod av geologiske- og bergmekaniske undersøkelser bestående av spenningsmålinger med 3D overcoring, hydraulisk splitting, laboratorietest av mekaniske egenskaper, bergmasse klassifisering med Q-systemet, borekjerne analyse, crosshold seismisk tomografi, og konvensjonelle ingeniørgeologiske undersøkelser.

Spenningsmålingene gav horisontal spenning på omkring 3-5MPa, med lav vertikalspenning (ca. 1MPa) grunnet lite overberg. Videre ble numerisk modellering med BEM, FEM, UDEC og FLAC koder gjennomført. Den endelige konklusjonen ble at et bergrom med bredde på 61m kunne konstrueres. Q-systemet ble benyttet til å finne mulige krav til sikring, men bredden på

bergrommet var over de ekstreme tilfellene i systemet. Sikringen av hengt ble derfor gjort på grunnlag av generelle erfaring fra andre store utgravninger heller enn sofistikerte klassifiseringssystem. Midlertidig sikring bestod av 4m lange mekaniske bolter der det var nødvendig. Den systematiske boltingen består av 6m lange fullt innstøpte kamstålbolter og 12m lange dobbel tråkabelbolter med c/c på 2,5m (Figur 23). Kamstålboltene hadde en diameter på 25mm og kapasitet på 22 tonn. Kablene har en diameter på 12,5mm og en kapasitet på 16,7 tonn før den går i brudd. Generelt ble de 6m lange boltene montert før de 12m lange kablene. Dette ble gjort i de 10m brede pilottunnelene, den 38m brede utstrossingen på toppen og i de 6m brede anslagstunnelene. Etter utspregning av de gjenværende langsgående pilarene mellom anslagstunnelene ble de siste boltene montert. Det ble brukt to lag med fiberforsterekt sprøytebetong, begge på 50mm som til sammen gav en tykkelse på 100mm.



Figur 23 Boltmønsteret brukt i hengt til Gjøvik Olympiske Fjellhall (Broch et al. 1996).

# 5 Metodikk

## 5.1 Kartgrunnlag

Kartgrunnlaget i oppgaven er utarbeidet i programvaren ArcGIS 10.6. Det er benyttet flere ulike WMS kart i oppgaven, basiskartene består av Topografisk Norgeskart 4 og Topografisk Norgeskart 4 Gråtone. Disse er hovedsakelig brukt for å fremstille høydekoter på bergrunnskart, men også oversiktskart. Til orientering i kart og fremstilling av tunnel og veier ble kartdata Vegnett brukt. For å skaffe høydemodeller til fjernanalyse, analytiske metoder og annet der bratthet, fjellskygge eller høyde over havet er av interesse ble det benyttet LiDAR data (Light detection and Ranging). Dette er en terrengmodell med en oppløsning på ca. 1m. Løsmassekart og bergrunnskart er hentet fra NGU sine digitale karttjenester.

Topografisk Norgeskart 4 WMS:

<https://openwms.statkart.no/skwms1/wms.topo4?>

Topografisk Norgeskart 4 Gråtone WMS:

<https://openwms.statkart.no/skwms1/wms.topo4.graatone?>

Vegnett WMS:

<https://openwms.statkart.no/skwms1/wms.vegnett?service=wms&request=getcapabilities>

Løsmassekart WMS:

<http://geo.ngu.no/mapserver/LosmasserWMS>

Bergrunnskart WMS:

<http://geo.ngu.no/mapserver/BerggrunnWMS>

<http://geo.ngu.no/mapserver/BerggrunnN50WMS>

LiDAR data:

<https://hoydedata.no/LaserInnsyn/>

## 5.2 Data innsamling

### 5.2.1 Fjernanalyse

Fjernanalyse (remote-sensing) er en analyse der høydemodeller brukes til å kartlegge geologiske og morfologiske strukturer i terrenget (Scheiber et al. 2015). Analysen ble gjort for å skaffe en oversikt over større strukturer i området omkring koblingssonen. Kartgrunnlaget er en lidarmodell med detalj nivå på ca. 1m. For å fremheve ulike strukturer ble det brukt ulike vinkler på solen i forhold til nord (azimuth) og horisonten (altitude). For azimuth ble vinklene 0°, 90°, 180°, 270°, altitude vinkelen ble holdt konstant på 45°. Helningskart og høydemodell ble brukt for å få oversikt over terrengets topografi.

### 5.2.2 Ingeniørgeologisk kartlegging

Den ingeniørgeologiske kartleggingen skal samle informasjon om alle faktorer som kan skape vanskeligheter for prosjektet (Nilsen 2014). Det ble kartlagt sprekker, definert Q-verdier, GSI verdier, målt rekylverdier med Schmidthammer, og definert ruhet i form av JRC verdier. Målingene av sprekkenes orientering i form av fall og fallretning ble gjennomført med kompasset Silva Expedition S, med inklinometer. Dataene ble systematisert i programmet Dips7.

### 5.2.3 Bergmasse klassifisering

#### Q-systemet

Q-systemet er et klassifiseringssystem for bergmassers stabilitet i åpninger i undergrunnen (NGI 2015). I systemet brukes 6 ulike parametere til å tallfeste kvaliteten til bergmassen i en Q-verdi. Videre kan Q-verdien benyttes til å finne egnet permanent sikring ved å se den i sammenheng med bergrommet/tunnelens dimensjon i bredde/høyde og sikkerhetskravet (ESR). Parameteren som brukes for å finne Q-verdien gitt i formel 5-1.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad [5 - 1] \text{ (NGI 2015)}$$

Hvert av leddene i denne formelen definerer en del av bergmassen. RQD/J<sub>n</sub> gir oppsprekkingsgraden, J<sub>r</sub>/J<sub>a</sub> gir friksjonsforholdet langs sprekkeflaten, og J<sub>w</sub>/SRF definerer spenningsforholdene. Skjema for Q-systemet brukt i felt er gitt i vedlegg 4.

- RQD (Rock Quality Designation) er summen av lengden (mellom naturlige leddene) av alle kjernestykker mer enn 10 cm lang (eller kjernediameter x 2) i prosent av den totale

kjernelengden, I tunnel kan man skaffe seg en tredimensjonal oversikt og dermed finne RQD etter antall sprekker per m<sup>3</sup>.

- Jn (Joint set number) er tallfesting basert på antall sprekkesett.
- Jr (Joint roughness number) er sprekkeruhetstallet og er definert ut ifra karakteren til sprekkeflaten, ru, glatt, bølget eller plan.
- Ja (Joint alteration) er en tallfesting av sprekkefyllingen som er avgjørende for friksjonen.
- Jw (Joint water) tallfester innvirkningen vann har på sprekker.
- SRF (Stress reduction factor) er en spenningsfaktor som beskriver forholdet mellom bergspenninger og bergartstyrken.

For å definere egnet permanent sikring kreves det en Q-verdi, tallfesting av ERS (Excavation Support Ratio) ut i sikkerhetsklasse i egen tabell og den største dimensjonen til undergrunns åpning gitt ved høyde eller bredde. ESR verdien og dimensjonen til åpningen danner tilsammen en ekvivalent dimensjon 5-2.

$$\text{Ekvivalent dimensjon} = \frac{\text{bredd eller høyden til åpningen}}{ESR} \quad [5 - 2] \text{ (NGI 2015)}$$

Den ekvivalente dimensjonen settes opp mot Q-verdien i egen tabell og ulike sikringskategorier og sikringsegenskaper.

### **GSI (Geological Strength Index)**

GSI (Geological strength index) er et system som brukes til å karakterisere bergmassen. Målet med karakteriseringen er å gi pålitelig inngangsdata til flere ulike analyser (Marinos et al. 2005). Den er nyttig som en del av bergmassens egenskaper i en numerisk analyse, eller formelløsning for utforming av tunneler. GSI skiller seg tydelig fra Q-systemet ved at det ikke har noe sikrings estimat, og skal kun benyttes til estimering av bergmassens egenskaper. I vedlegg 5 kan man se GSI klassifiseringen for homogene bergmasser. Klassifiseringen baserer seg på forholdet mellom struktur og overflate kvalitet.

Et modifisert diagram for GSI ble foreslått av Sonmez og Ulusay (1999) og er ifølge internrapport nr. 2365 fra Statens Vegvesen (Pedersen 2004) mer brukervennlig. Et modifisert digram blir presentert av Pedersen (2004) (Vedlegg 6). Metoden baserer seg på SR (structure rating) og SCR (surface condition rating). SR baserer seg på volumetrisk sprekketall Jv som defineres ut ifra antall sprekker og deres sprekkeavstand a i meter,  $Jv = 1/a_1 + 1/a_2$  osv. SCR er summen av tallsatte rater for ruhet (Rr), forvitring (Rw) og sprekkefylling (Rf).



I GSI systemet antar man tilstrekkelig mengder tilfeldig orienterte diskontinuiteter slik at bergmassen oppfører seg isotropisk (Marinos et al. 2005). Systemet brukes ikke på bergmasser som har tydelige dominerende strukturelle orienteringer. GSI kan med en viss forsiktighet brukes der disse strukturelle orienteringene ikke styrer bruddet eller deformasjonen. Det passer heller ikke å gi GSI verdier til utgravde stuffer i sterkt berg med få diskontinuiteter med avstand som ligner dimensjonene på tunnelen. I slike situasjoner vil stabiliteten i tunnelen styres av samhandling mellom diskontinuitetene. Hoek et al. (1995) foreslår en korrelasjon mellom GSI og  $Q'$ -verdi ( $J_w = 1$  og  $SRF = 1$ ) gitt i 5-3 og 5-4.

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} x \frac{J_r}{J_a} \quad [5 - 3] \text{ (Hoek et al. 1995)}$$

$$GSI = 9 x \ln(Q') + 44 \quad [5 - 4] \text{ (Hoek et al. 1995)}$$

### **Bruddkriterium**

Gjennom tidene er det blitt utarbeidet flere teorier/kriterier for hvordan brudd oppstår og utvikler seg i bergarter (Myrvang 2001). Bruddkriteriene baserer seg på en antagelse om at det er en bestemt mekanisme bak bruddet, og at denne setter inn når den mekaniske styrken overskrides. Ut fra dette forsøker man å finne hovedspenningskombinasjonene som ligger bak en slik tilstand. Noen av de klassiske bruddkriteriene er Tresca-kriteriet, Mohr-Coulomb kriteriet, Von Mises og Drucker-Prager

Generalisert Hoek-Brown ble først introdusert i 2002 (Hoek et al. 2002), som følge av at det originale kriteriet ble benyttet utenfor sitt tiltenkte bruksområde grunnet mangel på alternativer. Endringen fra tidligere Hoek Brown bruddkriterium er at spenningskurven kan bli justert ved bruk av en variabel  $a$ . Dette er per i dag den endelige varianten for å beregne styrken til oppsprukket bergmasse.

Ligningen er som følger 5-5

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad [5 - 5] \text{ (Hoek et al. 2002)}$$

$\sigma_1'$  = Største effektive hovedspenning

$\sigma_3'$  = minste effektive hovedspenning

$\sigma_{ci}$  = enaksialtrykkfasthet av det intakte materialet

Hvor  $m_b$  er en redusert verdi for materialkonstanten  $m_i$  (konstant for intakt berg) etter 5-6






$$m_b = m_i * \exp\left(\frac{GSI-1}{24-14}\right) \quad [5 - 6] \text{ (Hoek et al. 2002)}$$

Parameterne  $s$  og  $a$  er konstanter gitt av formlene 5-7 og 5-8.

$$s = \exp\left(\frac{GSI-1}{9-3D}\right) \quad [5 - 7] \text{ (Hoek et al. 2002)}$$

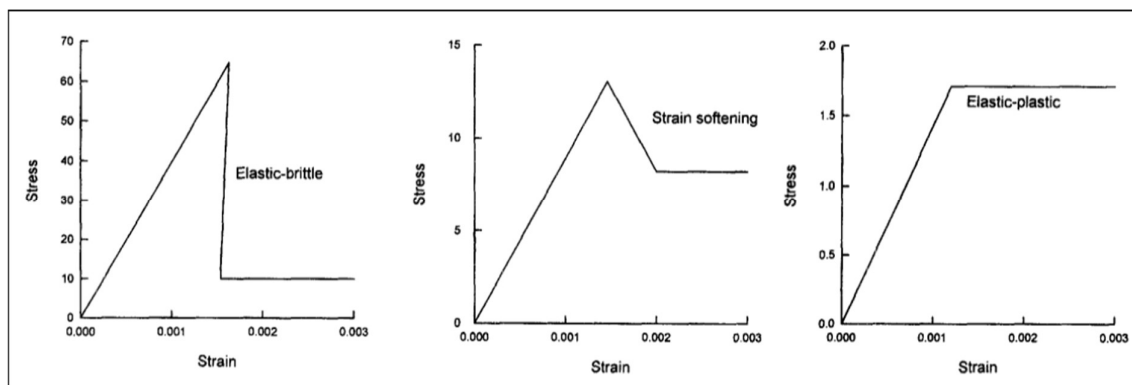
$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad [5 - 8] \text{ (Hoek et al. 2002)}$$

$D$  er forstyringsfaktor som beskriver bergets svekkelse etter sprengning eller spenningsavløsning (Figur 24). Man finner den enaksiale trykkfastheten til materialet ved å sette  $\sigma_3 = 0$  i formelen for generalisert Hoek Brown.

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of $D$
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.  Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$  $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting  $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal.  In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting  $D = 0.7$ Mechanical excavation

Figur 24 Estimering av forstyringsfaktor ( $D$ ) (Hoek et al. 2002).

Ved numerisk analyse av bruddforløpet i bergmasser kreves det estimat for styrken til berget etter brudd (Hoek & Brown 1997). I slike modeller brukes gjerne Hoek Brown kriteriet som et plastifiserings kriterium i en analyse basert på plastisitetsteori. Det er ikke definerte regler for slike problemer, men erfaringsmessig brukes sprø-elastisk, deformasjons svekking og Elastisk-plastisk (Figur 25).



Figur 25 Tre ulike måter å estimere styrken til berget etter brudd; sprø elastisk, deformasjons svekking og elastisk-plastisk. (Hoek & Brown 1997)

Hard bergmasse av veldig god kvalitet vil være sprø-elastisk, som resulterer i bergslag og avskaling. På Figur 25 kan man observere brå endring i styrke når maksimal styrke er nådd. Dette er forbundet med betydelig utvidelse. En bergart av mer moderat kvalitet kan man beskrive oppførselen etter brudd ved å redusere GSI verdien til berget. Svekkingen av berget beskriver da et forløp med deformasjonssvekking. Figur 25 viser at deformasjon etter brudd krever lavere og konstant spenning. Veldig svake bergarter vil ha et elastisk-plastisk forløp, og man antar som vist på et perfekt plastisk materiale. Deformasjonen skjer uavbrutt, på konstant spenningsnivå og er ikke forbundet med endring i volum.

## 5.2.4 Laboratoritester

### Enaksial trykkfasthetstest

Det internasjonale samfunn for bergmekanikk (International Society for Rock Mechanics) sin kommisjon for standardisering av laboratorie og feltforsøk la i 1979 ned forslag til teknikker og prosedyrer for å bestemme enaksial trykkfasthet (ISRM 1979). Forslag etter ISRM er som følger;

- En passende maskin skal benyttes til påføring og måling av aksiell last på prøvestykket. Maskinen skal ha tilstrekkelig kapasitet og kunne tilføre last i en rate på 0,5MPa/s – 1MPa/s.
- Stål disk med Rockwell hardhet på minimum HRC58 skal plasseres på endene til prøvestykket. Diameteren til platene skal være mellom  $D$  og  $D + 2\text{mm}$ ,  $D$  er diameteren til prøvestykke. Tykkelsen på platen skal minimum være 15mm eller  $D/3$ . Overflaten til platene skal være flat, med en flathet på over 0,005mm.
- En av de to plantene skal ha et sfærisk sete. Det sfæriske setet skal plasseres på den øvre enden av prøvestykke. Setet skal være forsiktig smurt med mineralolje slik at det låser seg under dødvekten fra lasthodet. Prøvestykke, platene og det sfæriske sete skal være sentrert og plasser presist over hverandre. Disse skal også sentreres i forhold til pålastningsmaskinen. Kurvaturen sentrert på setets overflate skal passe med senteret på toppenden av prøven.
- Testen gjennomføres på sylindrisk prøvestykke med ~54mm diameter. Forholdet mellom lengde og diameter skal være på 2,5 -3. Diameteren bør være minimum ti ganger større en det største kornet på prøvestykke.
- Endene på prøvestykket skal være flate med en margin innen 0,02mm og ikke fravike vinkelrettheten til akselen på prøvestykket med mer enn 0,001 rad eller 0,05mm, gitt ett prøvestykke på 50mm.
- Sidene på prøvestykket skal være glatt/fri fra irregulæriteter, og rett innenfor 0,3mm over den fulle lengden.
- Det er ikke lov å bruke andre kuttematerialer eller andre overflatebehandlinger enn mekanisk.
- Diameteren på prøvestykket skal måles til nærmeste 0,1mm. Dette gjøres ved å ta gjennomsnittet av to dimaetere målt på toppen, midten og nederst på prøvestykket. Målingene skal også gjøres med rett vinkel på hverandre. Den gjennomsnittlige

diametern skal benyttes til å kalkulere kryssjiktet. Høyden på prøven skal bestemmes til nærmeste 1mm.

- Prøvene skal ikke være lagret lengre enn 30 dager for å ivareta naturlig vanninnhold.
- Når prøvestykket er klargjort settes det mellom to flate plater. Spenningen påføres konstant med 0,5-1 MPa/s på prøvestykket til det oppstår brudd. Under på lasting av prøvestykket skal aksiell og radiell formforandring avleses og loggføres grafisk. Alternativt skal spenningen påføres ved konstant hastighet slik at brudd oppstår innenfor 5-10min.
- Maksimum last på prøvestykke ska noteres i Newton.
- Det er krav om at det utføres minst 5 UCS-tester for hver enkelt bergart for at resultatet skal være pålitelig.
  
- Tøyningsmålere som bruker elektrisk motstand, linær varibale differential transformer (LVDT), kompressometere, optisk enhet eller andre passende måleinstrument skal benyttes. Disse skal være utformet slik at gjennosnittet av to radielle og to aksielle tøyningsmålinger, med lik avstand kan bestemmes for hver økning av last. Enhetene bør være robuste og stabile med tøyningssensitivitet omkring  $15 * 10^{-6}$ .
- Aksiell og radiell tøying skal bestemmes med en treffsikkerhet på 2% av avlesningen, og presisjon på 0,2% av full skala.
- Hvis elektrisk resistanse målere brukes skal lengden på enhetene der aksiell og radiell tøying bestemmes være minimum 10 kornstørrelser, og enheten skal gripe mer enn  $D/2$  av prøvestykkets ende. Hvor D er diameteren på prøvestykket.
- Hvis ring mikrometer av LVDT typen benyttes til måling av aksiell deformasjon grunnet last, skal enheten instilles slik at det avleses i 0,002mm enheter med treffsikkerhet innenfor 0,002mm i hvilken som helst 0,02mm rekke, og innenfor 0,005mm i hvilken som helst 0,25mm rekke. Ring mikrometeret eller LVDT enheten skal gripe mer enn  $D/2$  av prøvestykkets ende, hvor D er diameteren på prøvestykket.
- Det skal benyttes apparat som kan notere last og deformasjon; fortrinnsvis i form av en X-Y kurve. Apparatet skal kunne notere last-deformasjons kurver direkte.

Aksiell tøyning  $\varepsilon_a$  kan kalkuleres ut i fra formel [5 – 9].

$$\varepsilon_a \frac{\Delta l}{l_0} [5 - 9] \quad (\text{ISRM 1979})$$

$\varepsilon_a =$  aksiell tøyning

$\Delta l =$  endring i aksiell lengde

$l_0 =$  original aksiell lengde

Radiell tøyning  $\varepsilon_r$  kan kalkuleres ut i fra formel [5 – 10].

$$\varepsilon_r \frac{\Delta d}{d_0} [5 - 10] \quad (\text{ISRM 1979})$$

$\varepsilon_r =$  radiell tøyning

$\Delta d =$  endring i diameter

$d_0 =$  original diameter

Den enaksiale trykkfastheten ( $\sigma$ ) til prøvestykket finner man med formel [5 – 11].

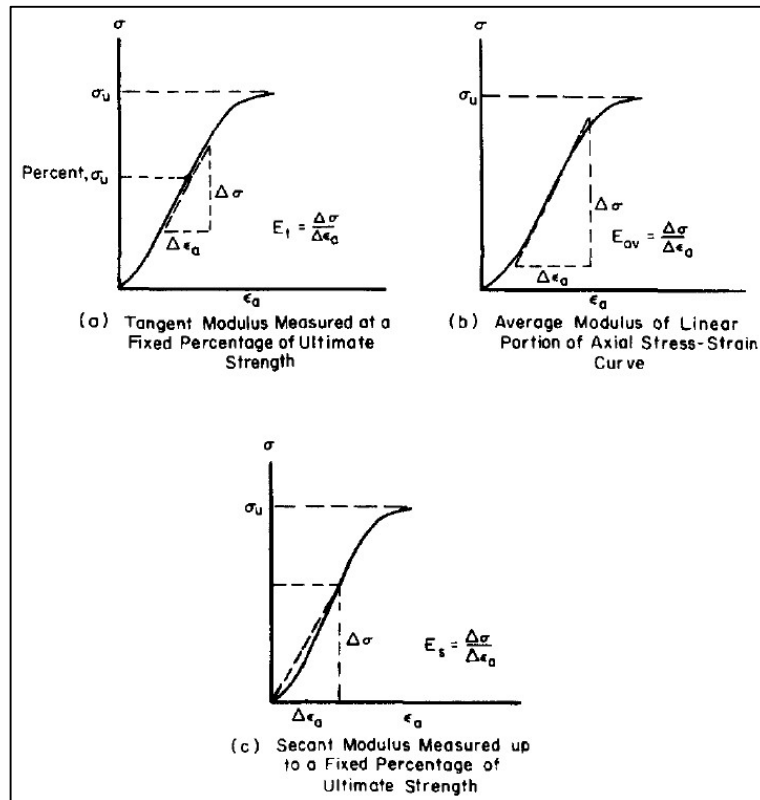
$$\sigma = \frac{P}{A_0} [5 - 11] \quad (\text{ISRM 1979})$$

$\sigma =$  Enaksiale trykkfastheten

$A_0 =$  Opprinnelig overflate

$P =$  Maks kompressiv last

Aksiell Young`s modul ( $E$ ) er definert ved å finne endring i aksiell spenning i forhold til endring i aksiell tøyning som følge av spenningsendringen. Flere metoder kan benyttes som vist i Figur 26a-c. Tangent Modulus  $E_t$  måles i et spenningsnivå definert ved noen fastsatte prosenter av den maksimale styrken, som regel benyttes spenningsnivået der spenningen er 50% av den enaksiale trykkfastheten. Gjennomsnittlig Young`s modul ( $E_{avr}$ ) bestemmes ut i fra gjennomsnittet på den mer eller mindre rette linjen på spenning-tøynings kurven. Sekant Young`s modul ( $E_s$ ) måles fra spenningen er null til en fastsatt prosent av den maksimale styrken, vanligst er 50%.



Figur 26 Metoder for kalkulering av E-modul (Youngs modulus) fra aksial spenning-tøyningskurve (ISRM 1979)

Poisson's forholdstall ( $\nu$ ) finner man ved å videre sette Youngs modulen inn i formel [5 – 4]

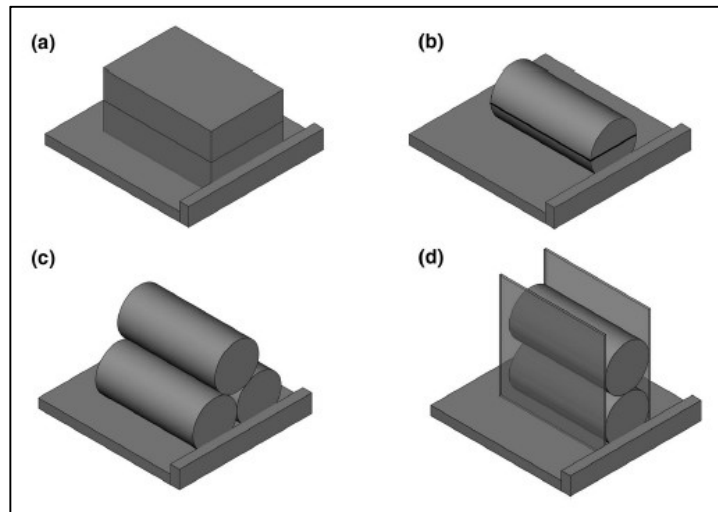
$$\nu = \frac{E}{\text{helningen til kurven for radiell tøyning}} [5 - 12] \quad (\text{ISRM 1979})$$

$\nu$  = poisson's forholdstall

E = Young's modulus

### Tilttest

Tilttesten gjennomføres for å finne upåvirkede friksjonsvinkelen  $\phi_b$ . Den er viktig ved estimering av skjærstyrken til diskontinuiteter. ISRM foreslår prosedyre og krav til gjennomføring for å finne  $\phi_b$  for plane bergartsflater ved bruk av tilttest (ISRM 2018). To oppsett for kontakttype er foreslått; overflate kontakt og lineær kontakt. Innenfor kontakt typene er det igjen to ulike metoder for hver kontakttype (Figur 27). For lineær kontakt er det rektangulære prøvestykker eller kuttete kjerne prøver (Figur 27a & b). Ved overflate kontakt er to eller tre kjerner stablet oppå hverandre (Figur 27c & d). Metoden med bruk av tre kjerner kalles Simpsons metode.



Figur 27 Ulike oppsett for tilttest etter kontakttype. hvor a (rektangulære prøvestykker) og b (kuttet kjernestykke) som er av typen linær kontakt. c og d viser overflate kontakt, hvor c viser Simpsons metode, og d er oppsett med to kjerner.

Flere ulike apparater kan benyttes til å finne  $\phi_b$ . Felles for dem er at de består av et fast plan med horisontal utgangsposisjon som kan roteres rundt en akse. Ideelt skal tilte hastigheten være konstant og tilteprosessen skal kunne stoppes. For å unngå innvirkningen av vibrasjoner fra utstyr anbefales tilte hastighet for automatiske jevntgående maskiner mellom 10-20°/minutt. For håndstyrte maskiner hvor større vibrasjoner over 0,01g kan forekomme er anbefalt tilte hastighet mellom 5-10°/minutt.

Tilteapparatet må ha en innretning til avlesning av tilte vinkelen med minimum nøyaktighet på  $\pm 0,5^\circ$ . Instrumentering som registrer både vertikal og horisontal akselerasjon anbefales. Det er krav til tilleggsmateriell for festing/posisjonering av nedre del av prøve før testen begynner.

For lineære tester kan en benytte kjerneprøver som er boret ut med impregnerte diamantborer både i felt og labratorium. Forholdet mellom lengde og diameter skal være minst 2,5, og det foretrekkes kjerner med diameter på minimum 50mm.

Forslag til prosedyre etter ISRM; Hver test inneholder flere ulike repetisjoner av følgende sekvens.

- Nedre del av prøvestykket eller stykkene er festet til tilteplattformen. Plattformens eller kontaktens horisontalitet må sikres med sprit eller elektronisk måling.
- Før hver tilttest repetisjon må overflaten renskes og bergmelet må fjernes. Det anbefales 5 tester for hvert prøvestykke



- Øvre del av prøvestykke må settes opp på de andre delene med korresponderende overflater og med relativ posisjon ivaretatt og verifisert. Dette for at man skal kunne reproducere testen i flere repetisjoner. Gliding skal skje langs maksimum dimensjonen til prøvestykket.
- Avles og noter vinkelen til tilteplattformen når gliding starter med en minimums treffsikkerhet på 0,5°
- Temperatur °C og relativ luftfuktighet i prosent skal noteres for hver repetisjon
- En konstant fastsatt rotasjons hastighet mellom 5° til 20°/minutt brukes til tilting av prøvestykkene til øvre del begynner å gli, da stoppes prosessen.
- Maksimal utglidningsdistanse skal ikke overkomme 10% av maks lengde på prøvestykket slik at man unngår å slite ut eller polere kontaktoverflatene.
- Noter tilt vinkel  $\beta$  som forskjellen mellom vinkel ved horisontal posisjon og vinkelen når det begynner å gli.

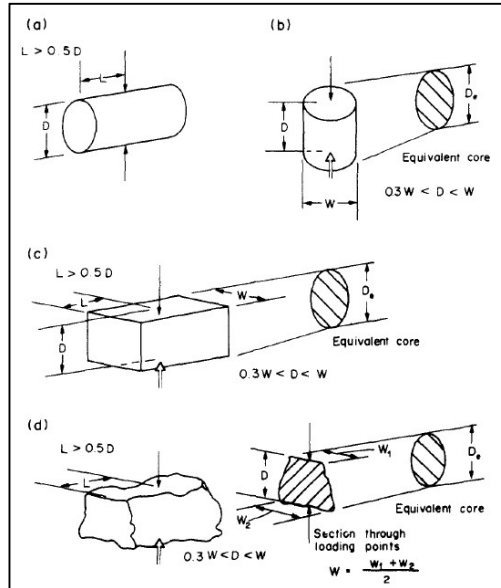
Vinkelen som representerer  $\phi_b$  finner man ved å ta median av de fem gjennomførte repetisjonene. Ved bruk av Stimpson metoden regnes den upåvirkede friksjonsvinkelen etter formel 5-13.

$$\phi_b = \text{median} \left[ \tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{3}}{2} \tan(\beta_{i=1,\dots,5}) \right) \right] \quad [5 - 13] \text{ (ISRM 2018)}$$

### **Punktlast test**

Punktlasttesten er en indekstest for å klassifisere styrken til berg materiale og ISRM har foreslått prosedyre og krav til gjennomføring av testen (ISRM 1985). Metoden kan også brukes til å finne andre styrke parameteren som enaksial trykkfasthet og styrkeanisotropi. Testen måler størrelseskorrigert punktlastindeks  $I_{s(50)}$  for bergartsstykke og styrkeanisotropindeks  $I_{a(50)}$  gitt ved retning med størst og minst  $I_{s(50)}$ . Prøvestykkene kan være i form av utborede kjernestykker (diametral og axial test), ut kuttete blokker (blokk test), eller i form av irregulære stykker (irregulær styrke test).

Det er flere krav til prøvestykkene før de er godkjent til gjennomføring av punktlasttesten (Figur 28). På prøven som skal gjennomgå diametral test må lengden inn fra den sirkulære flaten L være minst halvparten av legenden mellom på lastningspunktene D (Figur 28a). For en aksiell test må distansen mellom pålastningspunktene D være mellom 0,3 og 1 ganger bredden W (Figur 28b). Ved test på blokk eller irregulære stykker gjøres dette etter dimensjonering gitt i Figur 28c og d.



Figur 28 Anbefalte krav til prøvestykker i en punktlasttest; diametral test (a), aksial test (b), blokk test (c) og Irregulært stykke test (d) (ISRM 1985).

Testen gjennomføres ved at bergartstykket settes under last via to avkortede sfæriske kjegleformede stålplater. Lasten økes helt til stykket går i brudd og kraften  $P$  ved brudd avleses. For at testen skal kunne godkjennes må sprekken gå igjennom begge pålastningspunktene. Punktlastindeksen defineres i formel 5-14.  $A$  er arealet til det minste krysssjiktet mellom de to lastpunktene ( $A = W * D$ , hvor  $W$  er bredden og  $D$  er distansen mellom lastpunktene).

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad [5 - 14] \text{ (ISRM 1985)}$$

$P$  = kraften ved brudd

$D_e$  = kjernediameter, og tilsvarer diameteren når den lastes diametral test.

$$D_e^2 = \frac{4A}{\pi} \text{ (aksial, blokk og irregulær klump test)}$$

Indeksen  $I_s$  varierer med  $D_e$ , og må derfor korrigeres hvis man tester prøver av ulik størrelse. Korrigeringsfaktoren  $F$  er gitt ved 5-15.

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0,45} \quad [5 - 15] \text{ (ISRM 1985)}$$

Ved å bruke korrigeringsfaktoren kan punktlastindeksen defineres for  $D = 50\text{mm}$  (5-16).

$$I_{s(50)} = F * I_s \quad [5 - 16] \text{ (ISRM 1985)}$$

$I_{s(50)}$  = korrigert punktlastindeks

Den enaksiale trykkfastheten til bergarten er tilknyttet korrigert punktlastindeks med 5-17.

$$\sigma_c = 22I_{s(50)} \quad [5 - 17] \text{ (ISRM 1985)}$$

$\sigma_c$  = Enaksial kompresjonsstyrke

Anisotropien  $I_{a(50)}$  viser styrkeforholdet til berget som følge av belastningsretning gitt ved 5-18.

$$I_{a(50)} = \frac{I_{s(50)w}}{I_{s(50)s}} \quad [5 - 18] \text{ (ISRM 1985)}$$

$I_{a(50)}$  = Anisotropien

$I_{s(50)s}$  = Gjennomsnittlig korrigert punktlastindeks i den sterkeste retningen

$I_{s(50)w}$  = Gjennomsnittlig korrigert punktlastindeks i den svakeste retningen

### 5.2.5 Barton-Bandis formulering for skjærfastheten til sprekker

Begrepet bergsprekk brukes om mekaniske diskontinuiteter av geologisk opprinnelse som krysser bergmassen nær overflaten (Barton & Nicholas 1973). Barton utga i 1973 et empirisk skjærstyrke kriterium for sprekker basert på direkte skjærtester utført på modeller av tensjonsprekker (Barton & Nicholas 1973). Selv om skjærstyrken til en enkel sprekk vil avhenge av bergmassens egenskaper, vil også overflateforholdene være betydelig. Barton-Bandis formulering for skjærfastheten til sprekker baserer seg på overflateegenskapene til sprekken gitt med ruhet (JRC), forvitring (JCS), men også bergmasse egenskaper i form av upåvirket friksjonsvinkel ( $\Phi_b$ ) og effektiv normalspenning  $\sigma_n$ . Den upåvirkede friksjonsvinkelen gjelder glatte, plane overflater i ferskt fjell og kan regnes som en materialkonstant. Det kom også frem at de fleste bergarter kan ha en residual friksjonsvinkel som er tilnærmet lik den upåvirkede friksjonsvinkelen hvis bergarten er uforvitret. Videreutvikling av kriteriet førte til innføringen av residual friksjonsvinkel  $\phi_r$  som representerer den minste skjærstyrken (Barton & Choubey 1977). Dette er da friksjonsvinkelen etter at skjærbevegelse har skjedd. Rapporten beskriver bruken av Schmidhammer til å definere JCS. Den residuale friksjonsvinkelen er residual forholdene etter skjær bevegelse. Følgende empiriske ligning (5-19) ble presentert;

$$\tau = \sigma_n \tan \left( JRC * \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right) \quad [5 - 19] \text{ (Barton & Choubey 1977)}$$

$\sigma_n$  = Effektiv normalspenning

JRC = Joint roughness coefficient

JCS = Joint compressive strength

$\Phi_r$  = Residual friksjonsvinkel

$\tau$  = Skjærfasthet

Empiriske tilnærminger til parameterne i kriteriet førte senere til utarbeidingen av Barton-Bandis empiriske metode (Barton & Bandis 1990). Her vises det hvordan skjærstyrken ( $\tau$ ) kan defineres ut i fra sprekkens ruhet i felt gitt i JRC, målinger av sprekkens kompressible styrke (JCS), og ved å bestemme residual friksjons vinkel  $\phi_r$ . Estimering av skjær styrke basert på Bartons prinsipper er beskrevet i ISRM (1978). En mer dyptgående prosedyre for å bestemme parameterne til Barton-Bandis sin formulering for skjærfasthet er beskrevet i Grøneng og Nilsen (2009). Denne prosedyren er brukt som grunnlag for fremgangsmåten i denne oppgaven.

Barton Bandis formulering for skjærstyrken til sprekker baserer seg på tre indeks parametere. Det er sprekkeruhets koeffisient (JRC), den kompressible styrken til sprekkeoverflaten (JCS), og residual friksjonsvinkel ( $\phi_r$ ) (Grøneng & Nilsen 2009). Total oversikt over ulike metoder satt opp i Tabell 1. JRC og JCS avhenger av skala, og minker med økt skala. Målt skala ( $L_0$ ) må derfor korreleres til in-situ størrelsen på blokken ( $L_n$ ).

*Tabell 1 Ulike måter å bestemme parameterne for Barton-Bandis formulering for skjærfastheten til sprekker (Grøneng & Nilsen 2009)*

Parameter	Felt	Laboratorie
$\Phi_b$		Tilt test
$\Phi_r$	Direkte skjærboks test Definering av Ja etter Q-metoden	Definert etter $\Phi_b$ og prelleverdiene fra Schmidt hammer
JRC	Måling av ruhets amplitude(r) Matche med ruhets profil Definering av Jr i Q-metoden	Tilt test på sprukne kjerner «push or pull test»
JCS	Schmidt hammer på sprekkevegger	Enaksial kompressiv styrke test Punktlast testen

For å finne upåvirket friksjonsvinkel ( $\phi_b$ ) benyttes en laboratorietesten Tilttest som er en skjærttest under veldig lav normalspenning. Framgangsmåten her er nærmere beskrevet i kapittel 5.2.4.

Ut ifra upåvirket friksjonsvinkel ( $\phi_b$ ) og prelleverdier fra Schmidthammer kan man finne residual friksjonsvinkel  $\phi_r$ . Prelleverdiene er definert ved bokstavene R og r, hvor R står for en fersk tørr sprekkeoverflate og r for en våt forvitret sprekkeoverflate (5-20).

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \left( \frac{r}{R} \right) \quad [5 - 20] \text{ (Barton \& Choubey 1977)}$$

Det kan være utfordrende å finne våte sprekkeoverflater hvor man kan gjennomføre målinger. For å fullføre kriteriet bør målinger gjøres når det regner eller skal man ta prøvestykker til lagring i vann før testing. Hvis den naturlige overflaten er uforvitret kan  $\phi_r$  settes til å være lik  $\phi_b$ .

JRC er en empirisk indeks for overflate ruhet og går fra 0 (plan glidespeil overflate) til 20 (ru undulerende overflate). Som vist i Tabell 1 kan JRC defineres på flere måter. I en befaringsituasjon brukes gjerne måling av amplitude, ruhetsprofil eller Q-systemets  $J_r$ . Måling av amplitude i felt gjøres ved at man plasserer linjalen eller staven langs med sprekkeoverflaten for å måle amplituden med en mindre linjal, dette skal helst gjøres i 4 retninger. Resultatet må justeres for skala effekt. Profilometer kan også brukes, og gir en indikasjon på forventet JRC for ulike sprekker med lengder som varierer mellom 20 og 100cm Vedlegg 7. Ruhet gitt i JRC er også relatert til ruhet i Q-systemet (Barton 1988). For å korrelere JRC funnet i laboratoriet eller felt kan det justeres for skalaeffekt. Dette gjøres etter 5-21.

$$JRC_n = JRC_0 \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{(-0,02JRC_0)} \quad [5 - 21] \text{ (Bandis et al. 1981)}$$

$JRC_n = JRC$  i feltskala

$JRC_0 = JRC$  i laboratorieskala

$L_n =$  Lengde i feltskala

$L_0 =$  Lengde i laboratorieskala

I laboratoriet kan det gjøres Tilttest med sprukne kjerner eller en «push and pull test» for å finne JRC, dette er ikke gjort i denne oppgaven og vil ikke bli nærmere beskrevet.

Sprekkens kompressible styrke gitt ved JCS vil være lik den enaksiale trykkfastheten til en bergart ( $\sigma_c$ ) som ikke er forvitret. Den kan dermed bestemmes med laboratorietestene; punktlasttest og enaksial trykkfasthets test. Begge er nærmere beskrevet i Kapittel for laboratorietest. Ofte vil ikke en sprekkevegg i praksis være helt uforvitret og JCS vil da bli mindre enn  $\sigma_c$ . I feltarbeid vil måling av prelleverdier skje ved bruk av Schmidhammer på sprekkeflaten. Det skal da gjøres 20 målinger på hver flate. Gjennomsnittsverdien for de 10 høyeste av målingene brukes til å finne verdien til JCS basert på skjema (Vedlegg 8). På grunn av at prelleverdiene til hammeren avhenger av slagretning i forhold til gravitasjon må retningen tas med i beregningene. Prelleverdien sees opp mot retning og massetettheten til bergarten og

man får JCS. Dersom man har en L-type hammer vil verdier mellom 10 og 60 være pålitelige til korrelering med JCS.

## 5.3 Analytiske metoder

### 5.3.1 Skattepliktig areal metode

Funksjonen til en bergpilar er å støtte taket etter en utgravning ved å ta opp spenning (Li 2018). Spenningsfordelingen i pilaren varierer etter form, størrelse og kvaliteten på bergmassen. For beregning av stabiliteten til bergpilarer i gruver med planær malmkropp regner man at lasten av overliggende berg bæres av pilaren. Dersom man har en systematisk utgravning med rektangulære pilarer vil lasten på pilaren være lik vekten av en overliggende kolonne med bergmasse. Denne metoden heter skattepliktig areal metode.

Metoden ser på forholdet mellom pilarens styrke i form av enaksial trykkfasthet på intakt berg og spenningene i pilaren som oppstår som følge av overliggende bergmasse. Oversikt over lengdene og arealene som inngår i beregningene er vist i Figur 29. Formelen er gitt som 5-22.

$$\sigma_p = \frac{A_t}{A_p} \sigma_v \quad \text{Eller} \quad \sigma_p = \frac{(W+B)(L+B)}{WL} \sigma_v \quad [5 - 22] \text{ (Li 2018)}$$

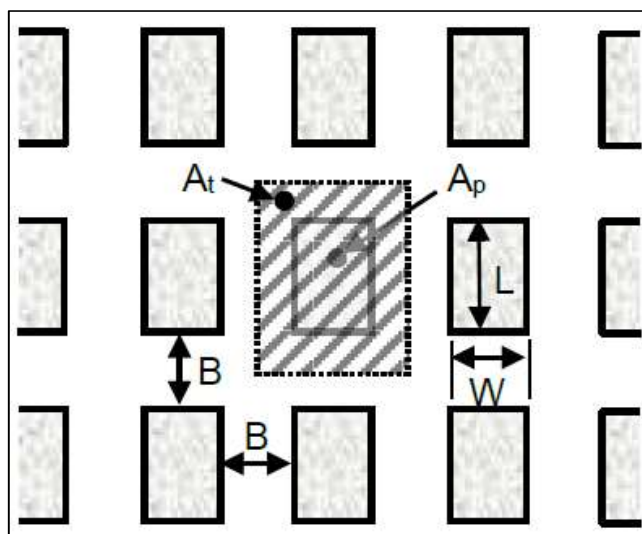
$\sigma_p$  = Pilar spenning

$\sigma_v$  = Vertikal spenning ved pilaren ( $\sigma_v = pgz$ )

$A_p$  = Kryssjiktet til pilaren

$A_t$  = Kryssjiktet til bergkolonnen

$W$  = bredde av pilar,  $L$  = lengde av pilar, og  $B$  = hulrom mellom piliarene



Figur 29 Lengde ( $L$ ), bredde ( $W$ ) og hulrom mellom piliarene ( $B$ ), kryssjiktet til bergkolonnen ( $A_t$ ), kryssjiktet til pilaren ( $A_p$ ) som inngår i skattepliktig arealmetode (Li 2018).

Pilarspenningen må sees opp mot pilarens styrke. Denne bør i den innledende fasen settes til halvparten av den enaksiale trykksfastheten til bergarten. Ved å gjøre dette kan man både over og underestimere styrken, og det blir vanskelig å si noe eksakt om pilarstyrken. I denne oppgaven er pilarstyrke beskrevet med Obert-Duvall formelen 5-23.

$$S_p = S_0 \left( 0,778 + 0,222 \frac{W}{L} \right) \quad [5 - 23] \text{ (Li 2018)}$$

$S_p$  = *Pillar styrke*

$S_0$  = *Enaksial trykksfasthet styrke an et kubisk prøvestykke*

$W$  = *pillar bredde*

$L$  = *Pillar Høyde*

Når både pilarstyrke og pilarspenning er definert vil man kunne beregne sikkerhetsfaktoren (SF) på pilaren. En pilar i gruvedrift har gjerne en SF mellom 1,5 og 2. Det understrekes at dette ikke er et endelig svar, men må sees opp mot lokal erfaring og hvor lang tid pilaren skal stå. Sikkerhetsfaktor er gitt ved formel 5-24.

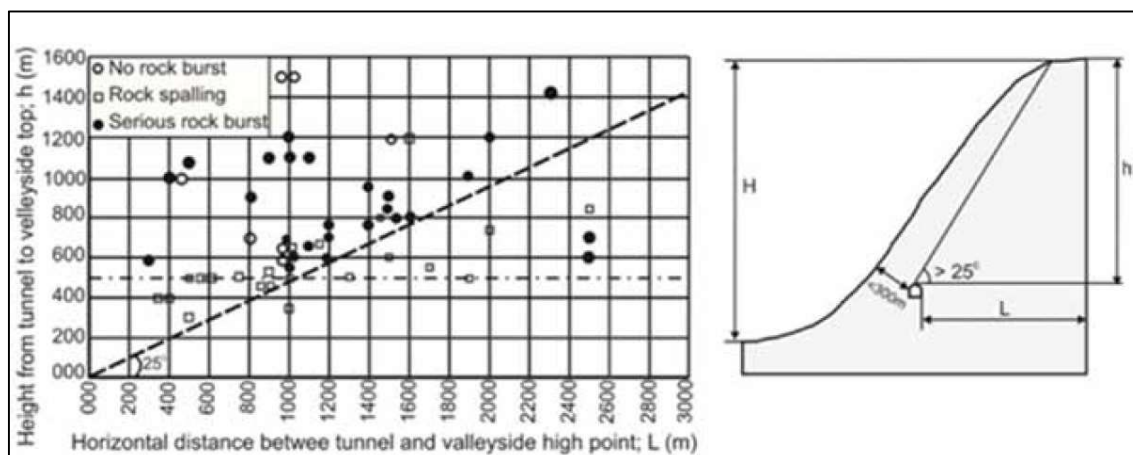
$$SF = \frac{S_p}{\sigma_p} \quad [5 - 24] \text{ (Li 2018)}$$

Høyden på en pilar bør heller ikke overskride det dobbelte av bredden. I denne oppgaven benyttes metoden for å beregne stabiliteten til bergpilaren sentralt i Alt.1 og Alt.2b. Pilarspenningen antas i metoden å være jevnt fordelt over hele pilaren. Erfaring viser at spenningen vil være størst i hjørner eller vegger for deretter å avta innover i bergmassen. Spenningsfeltet på pilarene antas å være enaksielt og vertikalt, som ikke stemmer med en del spenningsmålinger i Norge og man mister den forsterkende effekten av innspenning. Pilarstyrken i metoden blir dermed gjerne lavere enn det som kan observeres.

### 5.3.2 Norsk Tommelfingerregel

Mange av tunnelene konstruert i Norge benyttes til jernbane, vei og vannkraft. Tunnelene krysser ofte gjennom bratte dalsider og i mange av dem har man opplevd stabilitetsproblem i form av sprakeberg og bergslag (Panthi 2018). Allerede i 1965 studerte Professor Rolf Selmer Olesen fra NTH (Norges Tekniske Høgskole) over 60 tunneler som passerer parallelt med retningen på dalsiden og man hadde opplevd sprakeberg og bergslag (Olsen 1965). Mange av tunnelene gikk igjennom fjellet slik at den vertikale høyden var lav i forhold til høyden mellom tunnelen og platået i toppen av dalsiden (Panthi 2018). De fleste tunnelene har heller ikke lang avstand til overflaten, ofte mindre enn 300m.

Tunneler med vertikal høyde på mindre enn 500m og vinkel mellom tunnelens posisjon og plata mindre enn  $25^\circ$  hadde lite problem med sprakeberg og bergslag (Figur 30). De fleste tunneler som går over denne grensen hadde stabilitetsproblem assosiert med sprakeberg eller bergslag.



Figur 30 Er basert på Olsen (1965), og hentet fra Panthi (2018). Viser tunneler med sprakeberg, bergslag og stabile forhold sett i opp mot horisontal distanse mellom tunnel og platået på toppen av dalsiden, høyden til tunnelen i forhold til platået, og grensen ved  $25^\circ$ .

## 5.4 Numerisk modellering

Numeriske metoder er en av flere måter å kunne beregne spenningsendring ved utgraving av bergmasse under bakken. Beregningene gjort ved numeriske metoder er ikke eksakt, men vil i de fleste tilfeller gi tilfredsstillende resultat (Myrvang 2001). Økende bruk av data og rask utvikling av programvare har fremmet bruken av numeriske metoder (Trinh et al. 2016). Metoden regnes som den mest fleksible og komplekse metoden innenfor flere ulike disipliner. Kvaliteten på modellen avhenger mye av dataen benyttet i modellen, og må benyttes som en del av flere undersøkelser. En kombinasjon av spenningsmålinger, laboriettester, numerisk modelleringer og overvåkning bør komplementere hverandre. Etter ferdigstilling av prosjekt kan modellen oppdateres og forbedres ved nye visuelle observasjoner og resultater fra overvåkning.

Det finnes i dag flere ulike metoder for numerisk modellering. Felles for disse er at de diskretiserer et stort bergningsareal (interesseområde) og deler dette inn i mindre elementer med en begrenset størrelse (finite elements) (Maidl et al. 2014). Resultatet blir at funksjonen som ellers hadde bestått av uendelig mange parametere for hvert eneste punkt i arealet blir erstattet med et begrenset antall. Ligningssystemet dannet av diskretiseringen vil gi en tilnærming, med en presisjon som avhenger av selve diskretiseringen.



I følge Maidl et al. (2014) brukes det 4 ulike numeriske prosesser i forbindelse med geotekniske utfordringer.

- Finite boundary method (FDM)
- Finite element method (FEM)
- Boundary element method (BEM)
- Kombinasjon av FEM og BEM

Ved bruk av FDM vil de partielle derivatene i differensialligningene i punktene i «meshet» bli erstattet av algebraiske operasjoner. Metoden er vanskelig å bruke når grensene for kalkuleringsområdet ikke er lineære, og er ikke viktig i tunnel sammenheng.

FEM vil tilnærmer funksjonen med estimering av en graf inne i elementet (Maidl et al. 2014). Forholdet mellom nodene blir da ikke bestemt av diskretiseringen, og det er ingen geometriske begrensninger. Dette gjør at det er godt egnet til modellering av tunneler og er mye brukt. Det er mulig å modelere både plastisk og tidsavhengige atferd. Metoden bruker stegvis konstruksjon i modelleringen for å best mulig tilnærme seg et reelt konstruksjonsforløp. For hvert steg antar metoden at endring i last på grunn og sikring gjentar seg.

BEM skiller seg fra FDM og FEM ved at det er grenser som blir deskretisert og ikke hele tunnel arealet. Grensen trenger ikke bare være tunnel periferien, men kan også være forkastninger eller andre geologiske avgrensinger. Resultatene fra analysen kan bare direkte knyttes til den definerte grensen. Oppfølgende beregninger kan finne spenninger og endringer basert på modellen. En klar ulempe med BEM er at det kun kan modelleres med elastiske materiale egenskaper.

Kombinasjonen av FEM og BEM passer godt til modellering av tunneler siden en kan utnytte fordelene med begge og kompensere deres svakheter. I nærheten av tunnelprofilen vil en kunne benytte plastiske materialegenskaper, mens man utenfor denne plastiske sonen kan ha materiale med elastiske egenskaper. Resultatet blir en god tilnærming til virkeligheten, med lav diskretiseringstid.

Til analyse av kritiske profiler for koblingssonen i Fløyfjellstunnelen benyttes numerisk analyse med modelleringsverktøyet RS.2 (Rocscience 2019d). Dette er et FEM basert verktøy satt i et todimensjonalt rom og brukes mye i jord- og berggrunnsanalyser. Man kan enkelt lage og kjøre kompliserte modeller i flere steg.

## 5.5 Unwedge

Unwedge er et tredimensjonalt program utviklet av Rocscience Inc for stabilitetsanalyse og visualisering i underjordiske åpninger i fjell med diskontinuiteter som sprekker, forkastninger, skjærsoner og lagsoner. (Rocscience 2019b). Programmet analyserer kileutglidninger der diskontinuitetene er gjennomgående og det ikke forekommer spennings induuerte brudd. Bevegelsen av kilene antas av programmet å skje på sprekkeoverflaten og at kilen beveger seg som en samlet enhet uten intern deformasjon.

Programmet benytter tre strukturelle plan som gir kilene tetraedrisk form. Har man identifisert mer enn tre store plan skal alle kombinasjoner av disse planene vurderes. Prismeformede kiler kan også dannes hvis to av planene stryker i samme retning.

Unwedge har følgende begrensninger og antagelser som bør vurderes når man tolker resultater (Rocscience 2019b):

- Alle diskontinuiteter antas å være helt plan og kontinuerlige
- Sprekkene kan oppstå hvor som helst i bergmassen
- Bergrommet antas å ha et konstant tverrsnitt langs hele aksene
- Sprekkeoverflaten antas å være vedvarende og går igjennom hele volumet.
- Kilene som beregnes er alltid den største mulige kilen som kan oppstå rundt tunnelen/bergrommet
- Analysen tar utgangspunkt i at kilene blir utsatt for tyngdekraft på grunn av kilens vekt. Det vil si at spenningsforholdene i bergmassen omkring åpningen bli ikke tatt hensyn til. Antagelsen fører til noe unøyaktighet og generelt en lavere sikkerhetsfaktor.

## 6 Datainnsamling og observasjoner

### 6.1 Spenningsforhold

Det er ikke gjort spenningsmålinger i Fløyfjellstunnelen og informasjon om spenning må derfor baseres på andre tilgjengelige spenningsdata. Målinger som var tilgjengelige i Bergensområde er vist i Figur 31.

Rapport utarbeidet av Sweco Norge AS (Birgisson 2018) inneholder målinger gjennomført av Sintef ved Haukelandsstasjonshall. Målingene ble gjort i gneis tilsvarende som i Fløyfjellstunnelen. Resultatet fra målingene viser at den største horisontale spenningen er ca. 5 ganger større enn vertikalspenningen og har retning ca. NV-SØ. Resultat fra hydraulisk splitting i to kjerneborehull gir følgende omtrentlige resultat;

KBH 5;

$$\sigma_1 = \sigma_H = 5,1\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \sigma_h = 3,5\text{MPa}$$

$$\sigma_3 = \sigma_v = 1\text{MPa}$$

KBH 7;

$$\sigma_1 = \sigma_H = 2,7\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \sigma_h = 1,1\text{MPa}$$

$$\sigma_3 = \sigma_v = 0,5\text{MPa}$$

Annen spenningsdata ble funnet i Hanssen (1997) hvor alle tilgjengelige og komplette spenningsmålinger gjort med NTH-målecelle ble samlet og re-evaluert for å finne informasjon om regionale spenningsforhold. De nærmeste spenningsdataene i avhandling er hentet fra Mongstad produksjonsanlegg og Sture terminal som begge eies av Equinor. Anleggene ligger henholdsvis ca. 48km nord for Bergen (Mongstad) og 36km nord, nord-vest for Bergen (Sture). Tabell 2 viser målingene gjort ved anleggene.

Målingene på Mongstad er gjort i diorittisk til migmatittisk gneis helt i kanten av Lindåsdekket (Figur 5). Målingene gjort på Sture er gjort i diorittisk til granittisk gneis, migmatitt som også finnes i Lindåsdekket (Figur 5). Data om bergart er hentet fra NGU sin kartdatabase Målestokk 1:250 000.

Tabell 2 Oversikt over spenningsmålinger etter Hanssen (1997)

Borehull	$\sigma_v$	$\sigma_H$	$\sigma_h$	$\sigma_v$ (Teoretisk)	Overdekning	Kvalitet
Sture1	0,1	1,1	0,1	2,2	90	D
Sture2	-0,4	1,4	-0,3	1,3	50	C
Mongstad1	3,7	5,8	4,7	2,2	75	C
Mongstad2	2,7	3,9	1,6	2,1	75	D

Spenningsdata i Bergensområde er gjort tilgjengelig av Eivind Grøv Professor ved Institutt for Geovitenskap og Petroleum ved Norges Tekniske og Naturvitenskapelige Universitet (Mailutveksling 22.11.2018). Dataen beskriver i korte trekk to horisontale hovedspenningskomponenter og en vertikal. Den største horisontale hovedspenningen ligger mellom 5MPa og 8MPa og den minste horisontale hovedspenningen ligger mellom 1MPa og 4MPa. De horisontale hovedspenningene har orientering NV-SØ og NØ-SV. Retningen på den største hovedspenningen varierer lokalt. Den vertikale spenningen er målt til å være tilnærmet lik eller litt høyere enn den teoretiske.

Tar man utgangspunkt i de tilgjengelige spenningsdata, vil man ut i fra målingene gjort ved Haukelandstasjonshall, Mongstad og Sture finne differansen mellom de vertikale og horisontale spenningene (Tabell 3).

*Tabell 3 Tilgjengelige spenningsdata fra målinger og differansen mellom hovedspenningene.*

Borehull	$\sigma_v$ (MPa)	$\sigma_H$ (MPa)	$\sigma_h$ (MPa)	$\sigma_H / \sigma_v$	$\sigma_h / \sigma_v$
KBH 5	1	5,1	3,5	5,1	3,5
KBH 7	0,5	2,7	1,1	5,4	2,2
Sture1	0,1	1,1	0,1	11	1
Sture2	-0,4	1,4	-0,3	-	-
Mongstad1	3,7	5,8	4,7	1,6	1,3
Mongstad2	2,7	3,9	1,6	1,4	0,6

Målingene gjort på Sture viser uventede resultater. Tensil vertikal- og horisontal spenning i Sture2 og differanse på 11 mellom største horisontal spenning og minste horisontal spenning og vertikal spenning antas ikke å være representativt og vil ikke bli brukt videre. De vertikale spenningene passer heller ikke med de teoretisk beregnede vertikale spenningene.

Spenningsmålingene gjort ved Mongstad viser at horisontals spenningen er størst, og om den andre horisontalspenningen eller vertikalspenningen er nest størst varierer (Tabell 3). De vertikale spenningene er generelt større enn de teoretiske vertikale spenningene (Tabell 3). Målingene er gjort i betydelig avstand nord for koblingssonen og må dermed sees i en regional sammenheng.

Spenningsmålingene gjort ved Haukeland stasjonshall er geografisk sett den nærmeste målingen til den planlagte koblingssonen. Målingene viser en betydelig differanse mellom de

horisontale og vertikale spenningene. Differansen mellom største horisontale hovedspenning og vertikal spenning er ca. 5, og differansen mellom minste horisontale hovedspenning og vertikalspenning er mellom 2,2 og 3,5.

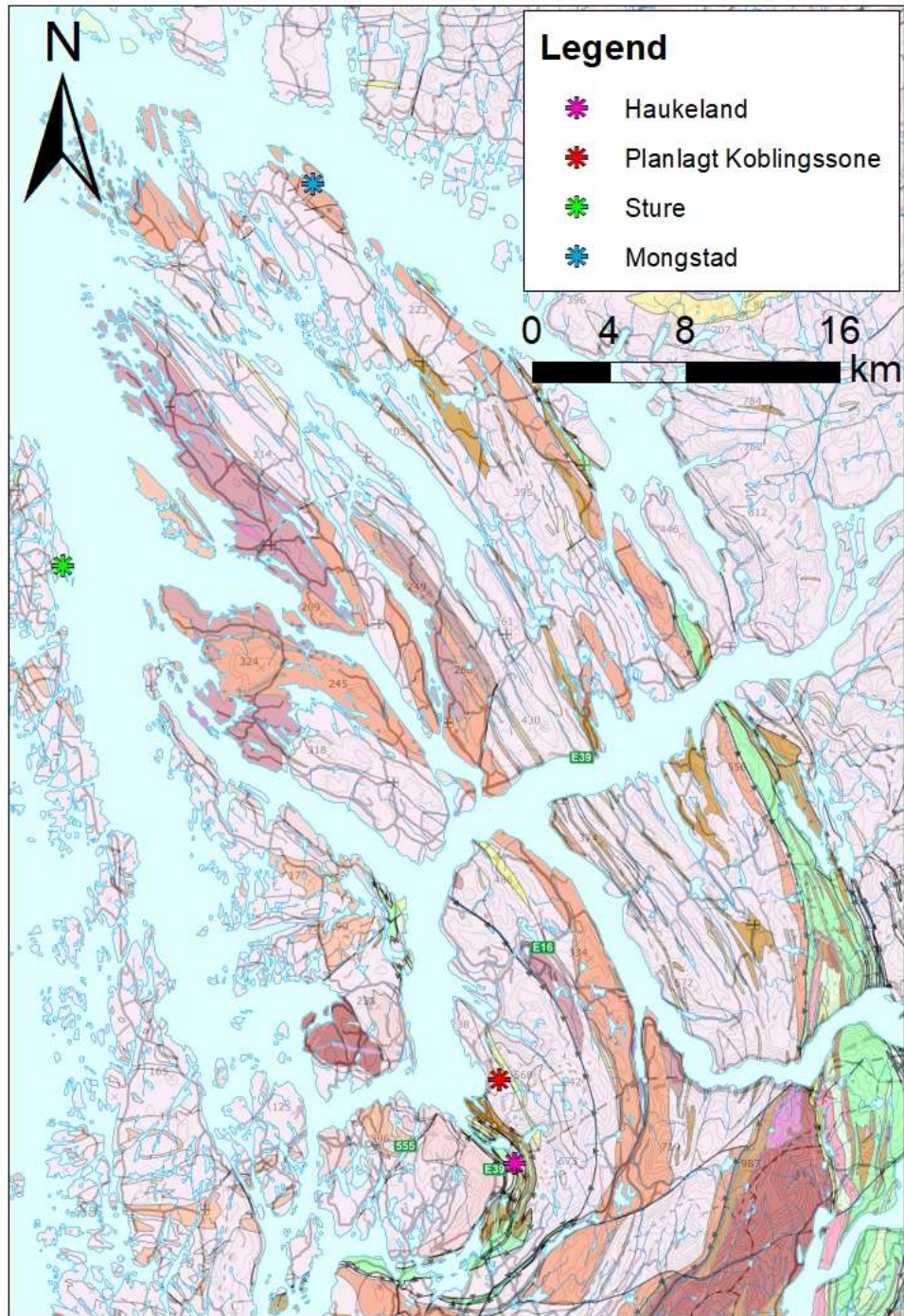
Retningen til spenningene er ifølge Birgisson (2018) NV-SØ for største hovedspenning. Data gjort tilgjengelig av Eivind Grøv har horisontalspenningen NØ-SV og NV-SØ orientering, og det varierer hvilken som er den største hovedspenningsretningen. Ved å se disse spenningsmålingene i sammenheng med den regionale dataene gjort tilgjengelig av Eivind Grøv som antyder;  $\sigma_H = 5-8\text{MPa}$ ,  $\sigma_h = 1-4\text{MPa}$  og  $\sigma_v = \sigma_{v(\text{teoretisk})} + \sigma_{\text{residual}}$ , kan man danne seg et omtrentlig bilde av spenningsforholdet ved koblingssonen. Ut ifra tilgjengelige data fra området antas det en korrelasjonsfaktor K på 2 for forholdet mellom  $\sigma_H$  og  $\sigma_v$ , for  $\sigma_h$  og  $\sigma_v$  settes k verdien til å være 1,4. Dette regnes som et konservativt estimat. Den vertikale spenningen for området regnes å være styrt av overberget på 160m (Vedlegg 9). Egenvekten brukt i beregningen er satt til medianen av de fem målte massetetthetene i Tabell 9. Median verdien er på  $2658,97\text{kg/m}^3$  som tilnærmet blir  $0,02659\text{MN/m}^3$ .

$$\sigma_v = \rho g z$$

$$\sigma_v = 0,02659 * 160 = 4,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_H = 2 * \sigma_v = 2 * 4,25 = 8,5 \text{ MPa}$$

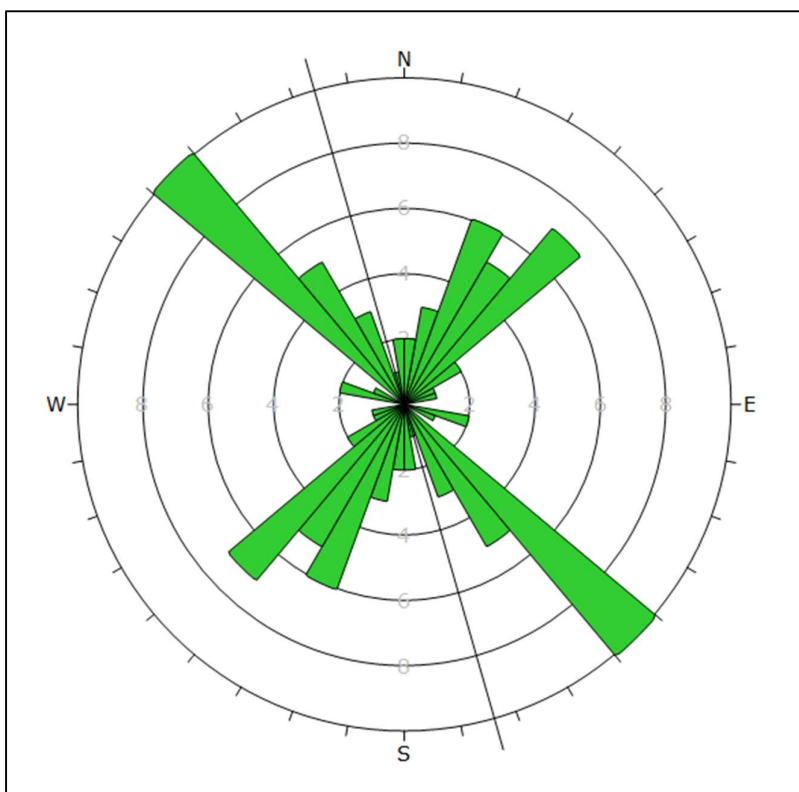
$$\sigma_h = 1,4 * \sigma_v = 1,4 * 4,25 = 5,95 \text{ MPa}$$



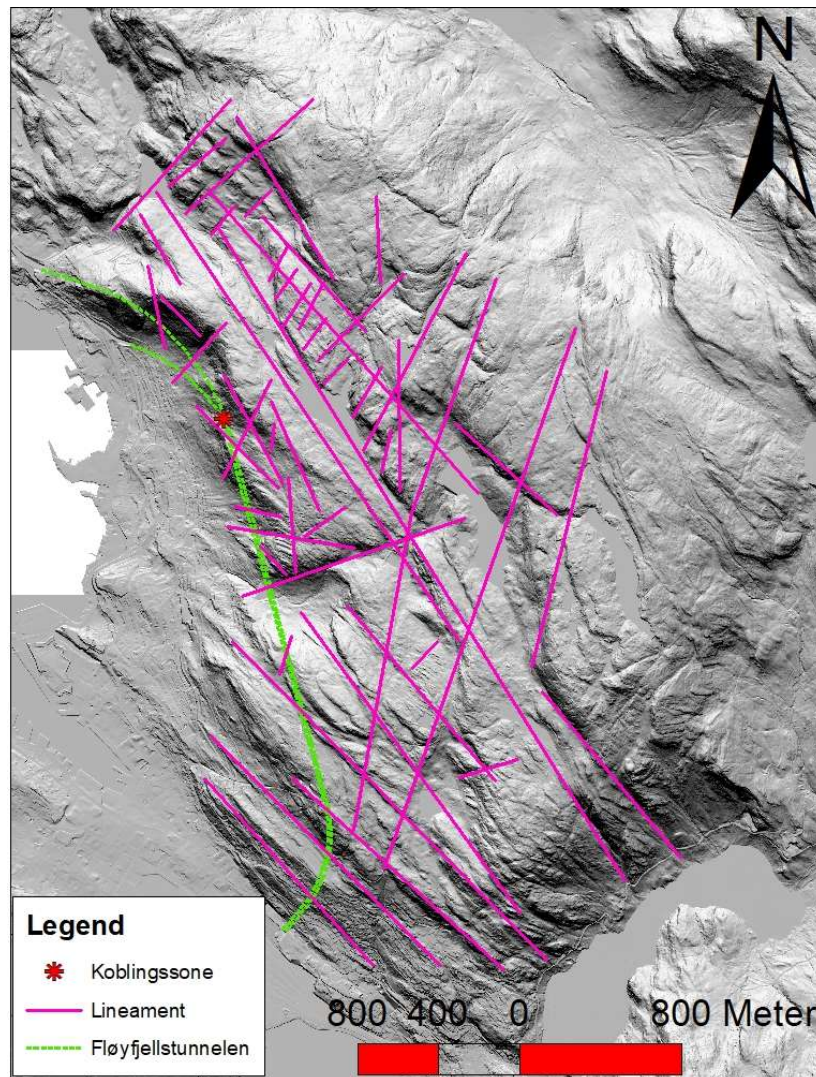
Figur 31 Posisjonen til spenningsmålingene benyttet i oppgaven, og deres beliggenhet i bergrunnen. Kartets datum er WGS 1984 UTM sone 32. Kartgrunnlaget er NGU sitt bergrunnskart i målestokk 1:250 000.

## 6.2 Fjernanalyse

Det ble gjennomført en fjernanalyse for å se hovedtrendene til lineamentene i området omkring Fløyfjellstunnelen og det planlagte berggrommet (Vedlegg 10a-d). Ut ifra denne analysen ser man to hovedretninger på lineamentene SØ-NV og SV-NØ (Figur 32). Retningen på Fløyfjellstunnelen ble funnet til å være 344°. Det er to små inntegnede lineament i nærheten av koblingssonen. Oversikt over alle linament funnet ved fjernanalyse gis i Figur 33.



*Figur 32 Orienteringene til lineament funnet rundt Fløyfjellstunnelen og den planlagte koblingssonen. Retningen på Fløyfjellstunnelen er tegnet inn som 344°.*



Figur 33 Oversikt over lineament inntegnet i område ved Fløyfjellstunnelen. Bakgrunns kartet er skyggekart med lys fra øst 90°, med altitude på 45°. Ikke alle lineamentene er like lett å se på dette kartet da flere solvinkler ble brukt i analysen.

### 6.3 Lokale forhold

Ved den ingeniørgeologisk kartleggingen av Fløyfjellstunnelen 7.10.18 for nordgående løp og 8.10.18 for sørgående løp, ble veggene observert til å være dekket av et tykt lag gråmaling (Figur 34). Deler av tunnelen var sikret med sprøytebetong, og bergflaten kunne bare observeres på enkelte umalte flater, i tverrforbindelsen (Figur 35), og i det glatte TBM hengeret. Strøk og fall målinger ble gjort på markerte sprekkeflater, hengeret bestod av glatt TBM kontur og gav kun oversikt over de mest gjennomgående sprekkeflaten. Det var ikke mulig å observere eller måle foliasjonen til bergarten i tunnelen på grunn av malingen.





*Figur 34 Overflaten til bergmassen ved den sprengte konturen under ingeniørgeologisk kartlegging.*

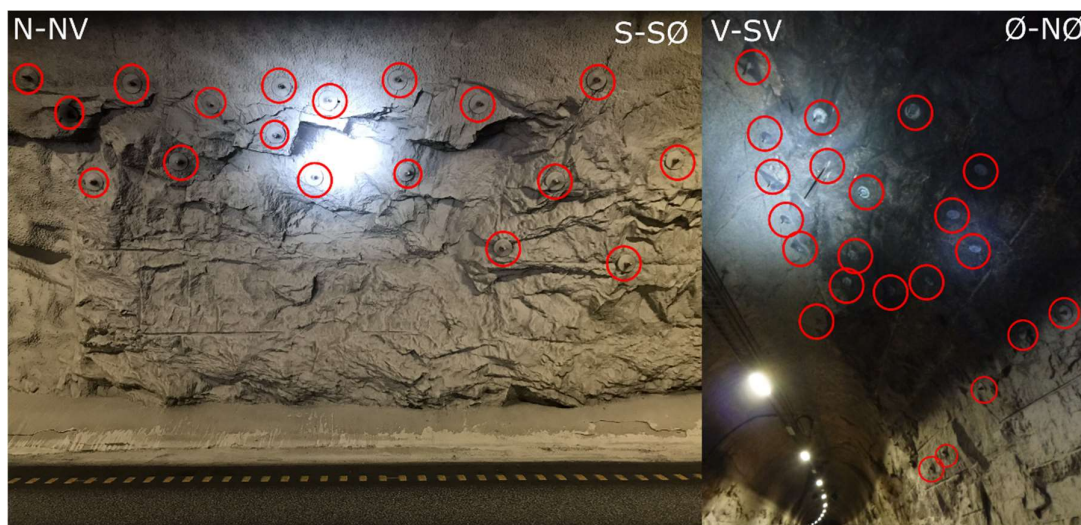
Berget ved tverrslaget ble observert til å være tydelig foliært, med lysere og mørkere lag (Figur 35).



*Figur 35 Berget ved koblingsdøren mellom de to tunnellopene.*

## 6.4 Sikring

Under ingeniørgeologisk kartlegging ble de fleste boltene observert i overgangen mellom TBM og utsprengt kontur. I området hvor det er åpning mellom tunnelene kan man igjen se mye bolting (Figur 36). Bolting ble også observert opp i TBM hengt gjerne langs gjennomgående sprekker eller soner med oppsprekking som går fra sprengt kontur og videre opp i TBM konturen (Figur 37). Det er også økt bruk av bolter der hvor bergmassen er mer oppsprukket. Bruk av fiberforsterket sprøytebetong er begrenset til mindre soner. Det ble også observert vannsikring over mindre områder i det nordgående løpet.



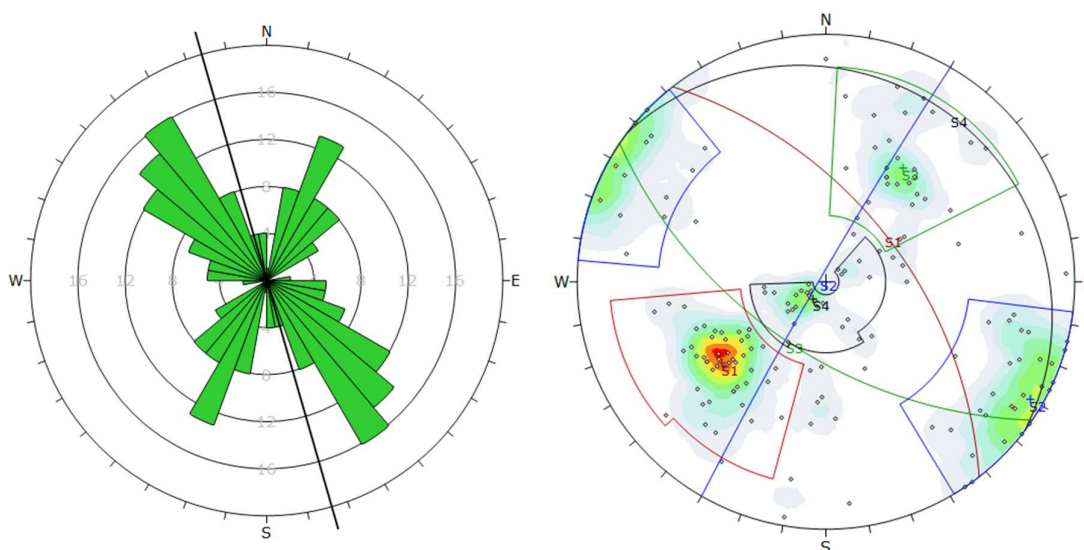
Figur 36 Boltingen observert i tunnelen i overgangen mellom TBM og utsprengt kontur, og i utflatende overganger der det er sprengt inn. Boltene er avmerket med rød sirkel.



Figur 37 Bolting opppe i TBM konturen i hengt som følge av større sprekker. Boltene er avmerket med rød sirkel.

## 6.5 Oppsprekking og sprekkesett

Sprekkerosetten (Figur 38) viser at det er to tydelige hovedretninger på sprekke i Fløyfjellstunnelen som går NV-SØ og NØ-SV. Stereoplot viser at sprekke målingene fra ingeniørgeologisk gir fire ulike Sprekkesett S1, S2, S3 og S4 (Figur 38).



Figur 38 Til venstre er en sprekerose som viser retningen til sprekke målt i Fløyfjellstunnelen og retningen til Fløyfjellstunnelen (344°). Til høyre er stereoplot med polene fra sprekke målingene. Ut fra disse er det definert fire sprekkesett S1, S2, S3 og S4.

Sprekkesett S1 observert gjennomgående over hele hengt hvor sprekken kunne observeres å gå opp mot 50m (Figur 39). Overflaten var stedvis undulerende med gjennomsnittlig fall på 55° mot NØ. Sprekken har soner med gjennomgående sprekker med liten sprekkeavstand. Avstanden mellom disse sonene varierende og var vanskelig å definere. Soner med mørkt materialet kunne også observeres over hele hengt, med orientering som tilsvarte S1. Noen av sonene har kinematiske indikatorer (Figur 40). Disse sonene viser ofte en større grad av oppsprekking der de når den utsprengte konturen. Sprekkesett S1 ble observert til å undulere.

Sprekkesett S2 består av litt undulerende sprekker med høy fallvinkel på mot NV, gjennomsnittlig fall på 87° (Figur 38). Sprekkeavstanden ligger på mellom 10-100cm lokalt, men har også større avstand mellom markante sprekker som går over hele hengt (Figur 39).

Sprekkesett S3 ble observert til å ha en sprekkeavstand varierende mellom 5-100cm og gjennomsnittlig fall på 58° mot S-SV. Det tilnærmet horisontale sprekkesettet S4 ble observert til å ha en sprekkeavstand på 30-100cm. Sprekkesett S4 er også observert til å undulere og har gjennomsnittlig lavt fall mot NØ. Både sprekkesett S3 og S4 bestod av soner med oppsprekking

som gikk igjen. Oversikt over sprekkesettene orientering fra stereoplot analysen og sprekkeavstand vises i Tabell 4.

Tabell 4 Viser strøk, fall, fallretning og sprekkeavstand for sprekkesettene S1-S4.

Sprekkesett	Fall	Fallretning	Strøk	Sprekkeavstand
S1	56°	52°	322°	-
S2	87°	300°	210°	10-100 cm
S3	58°	214°	124°	5-100 cm
S4	10°	37°	307°	30-100 cm



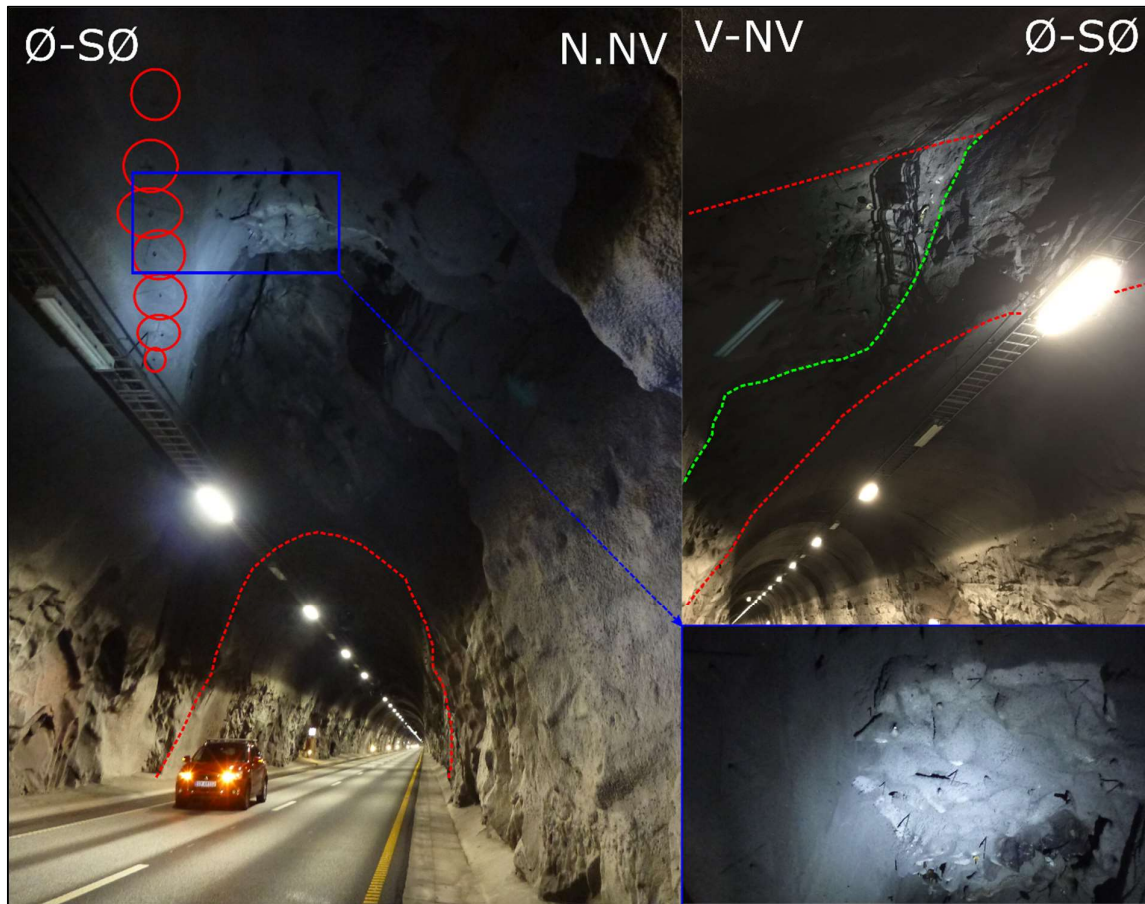
Figur 39 Eksempler på sprekker fra de ulike sprekkesettene observert i felt.



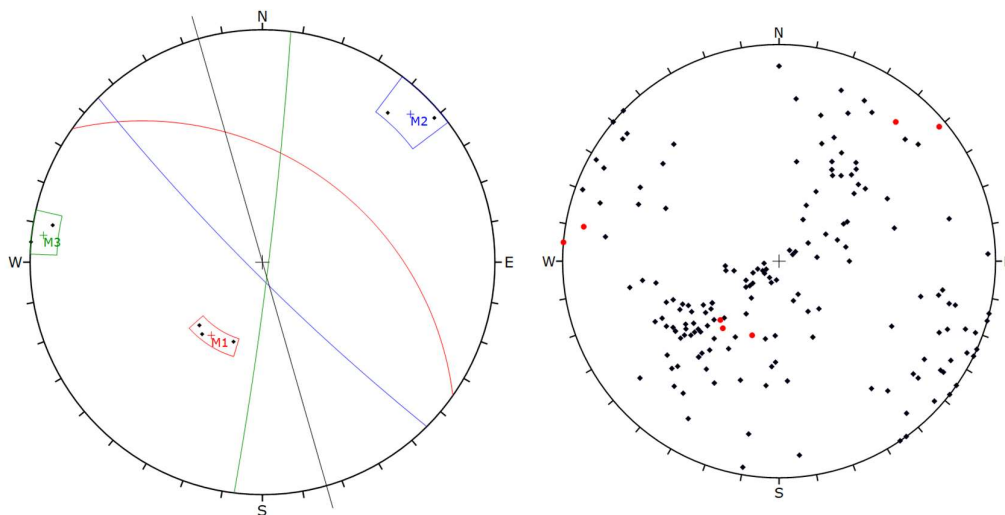
*Figur 40 Sone med mørkt mineral og kinematisk indikator som går over hengt til tunnelen. Sonen har ved måling omtrent samme orientering som en S1 sprekk. Det er også større grad av oppsprekking der sonen treffer veggen i tunnelen.*

## 6.6 Arr etter nedfall

Under ingeniørgeologisk kartlegging tipset en lokal anleggsarbeider om et «spir» midt i tunnelen etter en tidligere nedfall. Arret ble funnet ca. 1570m fra sørliggende tunnelåpning i sørgående løp. Den utraste overflaten ble observert til å gå ca. 15m opp, dvs ca. 6-7m over konturen (Figur 41). Arret gikk diagonalt med tunnelen og over hele hengt. Bergmassen oppe i kjernen av arret er mer oppsprukket, og stedvis ble fukt observert. Her var det også benyttet mer sikring i form av sprøytebetong og bolter. Man kan observere at en del av boltene stikker ut av sprøytebetongen. Flere sprekkeorienteringer kunne observeres opp mot kjernen av arret.



Figur 41 Arret etter nedfall i sørgående løp. Inne i arret er det en mer oppsknust kjerne. Bolting er tettere i og omkring kjernen. Bilde oppe til høyre viser sprekkeplan fra annen vinkel, og flere sprekkeplan som går opp i arret. Bolter langs med arret er markert med røde sirker.



Figur 42 Orienteringen for sprekke M1, M2 og M3, og tunnelens retning ( $344^\circ$ ) avmerket med svart strek. Til høyre er M1, M2 og M3 i rødt plassert sammen med de andre sprekkeorienteringene fra koblingssonen.

Det ble målt fall og fallretning på tilgjengelige sprekker ved arret. Figur 42 viser stereoplot med målinger gjort ved arret sammen med retningen til Fløyfjellstunnelen (344°). Ut i fra stereoplotet får man tre sprekkesett (M1, M2 og M3) med fall, fallretning og strøk vist i Tabell 5. Korrelering mellom målinger gjort ved koblingsonen viser også like orienteringer som sprekkesett S1, S2 og S3 (Figur 42).

Tabell 5 Oversikt over fall, fallretning og strøk for de tre sprekkeorienteringene målt ved spiret.

Sprekke målinger	Fall	Fallretning	Strøk
M1	42°	35°	305°
M2	84°	225°	135°
M3	87°	97°	007°

## 6.7 Q-verdi

TBM kurvatur i hengt og maling på veggene i tunnelen gjorde det vanskelig å sette Q-verdier. Det er knyttet usikkerhet til parameterne, SRF, Ja, og Jr som ble satt til 1. RQD og Jn kunne settes selv om fjellet ikke var synlig i dagen, og vann i tunnelen kunne observeres. Under ingeniørgeologisk kartlegging ble det gjennomført 10 målinger av Q-verdi 5 i hvert løp (Tabell 6). Ut ifra disse kommer det frem at fjellet i nordgående løp er gjennomsnittlig bedre med Q-verdi mellom 17,5-30. Verdiene i det sørgående løpet varierer mellom 16,25 og 20. Generelt er disse verdiene innenfor klasse B som bergmasse av god kvalitet.

Tabell 6 Q-verdier definert i felt for nordgående og sørgående løp. Generelt er Q-verdiene lavere for det sørgående løpet.

Nordgående	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF	Q-verdi
1	80-85	9-12	3	1	1	1	20-28,3
2	85-90	9	3	1	1	1	28,3-30
3	70	12	3	1	1	1	17,5
4	75	12	3	1	1	1	18,75
5	75	12	3	1	1	1	18,75
Sørgående							
1	65	12	3	1	1	1	16,25
2	70	12	3	1	1	1	17,5
3	75-80	12	3	1	1	1	18,75-20
4	75-80	12	3	1	1	1	18,75-20
5	65	12	3	1	1	1	16,25

Laboratoriarbeid gjort etter felt gjorde det mulig å finne SRF verdi. En  $\sigma_{ci}$  på 170MPa, og en  $\sigma_1$  satt til  $2 * 4,25 = 9$ MPa, gav en etter beregning forholdstallet 20.

$$\frac{170MPa}{2 * 4,25MPa} = 20$$

Dette vil i følge NGI (2015) gi moderat spenning, med favoriserende spenningsretninger. SRF verdien blir da på 1.

## 6.8 GSI (Geologica Strength Index)

Det ble definert GSI verdi i felt ved bruk av to ulike skjema. GSI ble definert ved å bruke skjema fra Marinós et al. (2005) begge nettene. Det ble funnet verdier for nordgående tunnel på 60-70, og 45-55 i sørgående løp. Grunnet vanskelige forhold under ingeniørgeologisk kartlegging ble det besluttet å gjøre et forsøk med bruk av et modifisert GSI diagram fra Pedersen (2004). Dette ble brukt i sørgående løp og gav to GSI verdi mellom 50 og 60.

$$J_v = 10, R_r = 5, R_w = 5, \text{ og } R_f = 4$$

$$SR = 40, SCR = 14 \rightarrow GSI = 55 (50-60)$$

Ved å bruke formelen  $GSI = 9 \ln(Q') + 44$  foreslått av Hoek et al. (1995) for å finne GSI ut ifra  $Q'$  blir GSI verdien mellom 69 og 75.  $Q'$  er  $Q$ -verdi hvis man tar utgangspunkt i at  $J_w/SRF = 1$ .

$$GSI = 9 * \ln(16,25) + 44 = 69$$

$$GSI = 9 * \ln(30) + 44 = 75$$

## 6.9 Barton-Bandis formulering for skjærfastheten til sprekker

Schmidthammer ble kontrollert av undertegnede og Gunnar Vistnes, overingeniør ved institutt for geovitenskap og petroleum før ingeniørgeologisk kartlegging.

Prelleverdier ble målt ved bruk av Schmidthammer på tre ulike flater i tunnelen. Ruhetsmåling med ruhetsprofil (15cm) ble gjennomført på samme flatene (Figur 43). Flatene der måling var mulig befant seg i sørgående løp.





Figur 43 Test med Schmidthammer på en frisk bergflate i tunnelen. Bildet er hentet fra Måling 1.

Det ble gjort 20 prelleverdi målinger på hver flate hvor de 10 høyeste verdiene ble benyttet til å finne JCS (Tabell 7). Det ble ikke observert våte og/eller forvitrede sprekker hvor man kunne måle r.

Tabell 7 Schmidthammer- og ruhetsmålinger målinger ved tre lokaliteter i det sørgående løpet. De 10 høyeste prelleverdiene for de ulike sprekke er farget grønt.

Måling 1 (294/78) (S2)	JRC	Måling 2(320/32)	JRC	Måling 3 (280/75)(S2)	JRC
57,00	12,00	52,00	16,00	50,00	12,00
44,00	16,00	33,00	18,00	36,00	16,00
44,00		56,00		30,00	
44,00		48,00		36,00	
37,00		46,00		36,00	
40,00		33,00		44,00	
41,00		56,00		40,00	
55,00		52,00		40,00	
50,00		41,00		51,00	
52,00		43,00		40,00	
38,00		36,00		48,00	
37,00		46,00		22,00	
49,00		36,00		25,00	
54,00		44,00		54,00	
49,00		58,00		33,00	
54,00		58,00		43,00	
44,00		54,00		47,00	
32,00		41,00		48,00	
33,00		58,00		43,00	
45,00		50,00		46,00	

Avmerket med grønt er de 10 høyeste verdiene for hver enkelt måling. Måling 1 og 3 ble gjort ca. 90° på tilnærmet vertikale sprekker (S2), måling 2 ble gjort ca. 45° opp mot en sprekk som ikke er definert av noen av sprekkesettene, nærmeste sprekkesett er S1.

Siden vinklingen av Schmidhammeren er viktig for oppnådd prelleverdi, må verdiene justeres for dette etter Vedlegg 8 (Tabell 8). Flatene hvor det ble målt med Schmidhammer ble også testet med geologisk hammer, resultatet var klink berg på alle flatene.

*Tabell 8 Justerte gjennomsnittlige prelleverider for de 3 flatene som ble målt.*

Måling	Gjennomsnittlig Prelleverdier
1	50,9
2	54,2 (45° vinkel opp)
3	47,4

Etter å ha justert vinklene, finner man en JCS mellom 130 og 145 MPa.

JRC verdiene baserer seg på 15cm lang ruhetsmåler og sammenlignet med foreslåtte 10cm profil. Målingene gir en  $JRC_{15}$  mellom 12 og 18, hvor to av målingene er 12–16. En JRC verdi på 14 ble vurdert som mest representativt. Målingene representerer bare en ruhet over 15cm, og for å få rett skala i forhold til blokkstørrelse på 1m, brukes ligningen som justerer JRC i forhold til skala. Den justerte JRC verdien blir da 8,2.

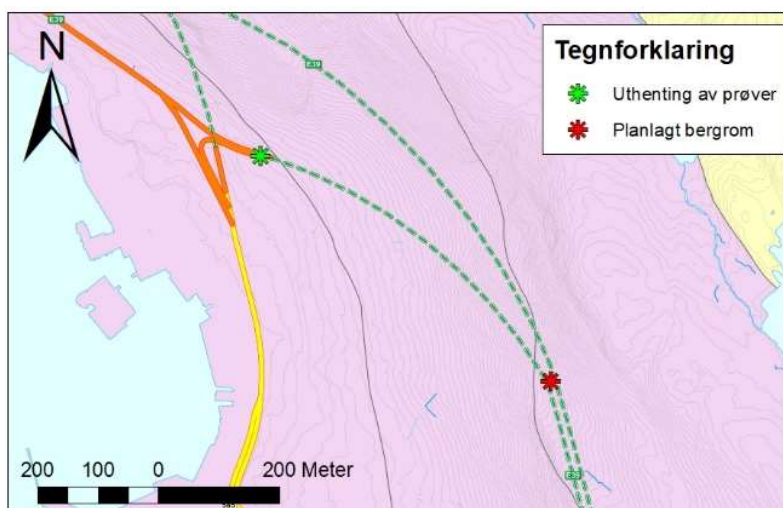
$$JRC_n = JRC_0 \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{(-0,02JRC_0)} \quad (\text{Bandis et al. 1981})$$

$$JRC_n = 14 \left( \frac{100}{15} \right)^{(-0,02*14)}$$

$$JRC_n = 8,2$$

## 6.10 Innhenting av prøver

Prøver til laboratoriearbeid ble innhentet den 8.10.18 i nordenden av det sørgående løpet. Grunnet vanskelige forhold inne i selve tunnelen, ble prøvene hentet ved utgangen nærmest den planlagte koblingssonen (Figur 44). Det ble funnet tre blokker som på stedet ble vurdert som egnet til laboratoriearbeid. Prøvene ble tatt i område preget av migmatitt til migmatittgneis, mens bergrommet er planlagt bygget i overgangen mellom stedvis omdanning øye- og båndgneis til øyegneis/båndgneis og omdannet migmatittgneis.



Figur 44 Prøvene til laboratoriearbeid ble hentet NV for det planlagte bergrommet til koblingssonen. Kartets datum er WGS 1984 UTM sone 32. Kartgrunnlaget er NGU sitt bergrunnskart i målestokk 1:50 000

## 6.11 Laborariettester

### Visuell inspeksjon og boring.

Laboratoriearbeid startet den 28.11.2018 med rengjøring av prøvene og visuell inspeksjon av foliasjonsretning, sprekker, riss og andre strukturer (Figur 45). Observasjon viste at blokk B inneholdt en plum av Alkalifeltspat som kan ha innvirkning på testresultatet. Prøvene ble boret med boreretning vinkelrett på foliasjonen, med borehode på 50mm. Til sammen ble det boret ut og kuttet åtte prøver, videre ble fem prøver valgt til enaksial trykktest ut ifra visuell inspeksjon. Planen var i utgangspunktet å gjøre Tilttest på alle kjernene, men på grunn av en misforståelse mellom undertegnede og NTNU sin bergmekaniske laboratorie ble enaksial trykkfasthetstest gjennomført før tilttest, og bare 3 kjerner var igjen til Tilttest. Diverse reststykker etter utskjæring av prøvestykker ble brukt i punktlasttest.



*Figur 45 Blokkene hentet under befaring etter spyling*

### **Enaksial trykkfasthet, E-modul, Poissons forholdstall, og massetetthet.**

Enaksial trykkfasthetstest ble gjennomført den 10.12.18 til 11.12.18. Maskinen som ble brukt var en GCTS RTR-4000 bergpresse (Figur 46). Testen ble gjennomført av Gunnar Vistnes, overingeniør ved institutt for geovitenskap og petroleum. De fem mest egnede stykkene ble brukt i testen. Før forsøkene startet ble prøvestykkene utstyrt med målere for radiell og aksiall tøying. Prøvene ble satt under last med  $350 \mu\epsilon/\text{min}$  mot flatene helt til bergarten gikk i brudd. Pøvene etter brudd kan sees i Vedlegg 11, og fullstendig resultat i vedlegg 12. Spenning og tøying blir fortløpende notert under hele forsøket og dannet grunnlaget for spenning-tøyningskurver (Vedlegg 13a-e). Ved hjelp av spenning-tøyningskurven kan man videre beregne E-modulen og Poisson's forholdstall. Apparatet målte også P-bølge hastigheten gjennom berget og vekten av prøvestykkene.



*Figur 46 GCTS RTR-4000 bergpresse fra Bergmekanisk laboratorie på NTNU*

Resultatene fra laboratoriearbeidet er oppsummert i Tabell 9. E-modulen er her definert som tangent ved punktet hvor spenningen er 50% av den enaksiale trykkfastheten. Det valgte intervallet er gitt ved målingene innenfor 10% det vil si +/-5% ut ifra 50% av den enaksiale trykkfastheten. Poisson's forholdstall er gitt ved den radielle tøyningen delt på den aksielle tøyningen innenfor tangentområdet.

Tabell 9 Oversikt over viktig data fra enaksial trykkfasthet test.

Prøve	UCS (MPa)	E (GPa)	$\nu$	D (mm)	L (mm)	m (g)	gangtid ( $\mu$ s)	tetthet (kg/m <sup>3</sup> )	vp (m/s)
1	168,10	55,11	0,28	50,81	132,22	712,85	34,40	2658,97	3843,60
2	105,20	55,21	0,26	50,75	132,52	715,45	32,40	2668,92	4090,12
3	209,40	64,26	0,34	50,73	132,54	711,98	30,40	2657,67	4359,87
4	221,20	66,24	0,35	50,87	131,30	712,32	29,90	2669,30	4391,30
5	172,20	56,84	0,26	50,78	131,29	706,53	33,30	2657,20	3942,64

Prøve 2 hadde en betraktelig lavere enaksial trykkfasthet enn de resterende prøvene. Den hadde en fin stigende kurve med et plutselig brudd. Etter samtale med Gunnar Vistnes overingeniør ved institutt for Geovitenskap og Petroleum (12.12.2018), kom det frem at svakheten i prøven trolig skyldtes et mikroriss. Fordi bruddet oppsto etter avlesning av både E-modulen og Poissons forholdstall, kan disse brukes. Prøve 3 og 4 hadde betraktelig høyere enaksial styrke enn prøve 1, 2 og 5. En mulig forklaring på variasjonen skyldes at kjernene kommer fra ulike blokker, og/eller plumen av alkalifeltspat. Prøve 1, 2 og 5 kommer fra blokk C, og 3 og 4 kommer fra blokk B. Det var ikke mulig å ta ut kjerner fra blokk A med korrekt dimensjon og uten tydelige svakheter. I tillegg til at prøve 1, 2 og 5 har en lavere enaksial trykkfasthet enn prøve 3 og 4, har de også lavere P-bølge hastighet, E-modul og Poissons forholdstall. Tettheten på berget i de ulike prøvene varierte mellom 2657,2kg/m<sup>3</sup> til 2669,3kg/m<sup>3</sup>.

Prøve 4 ble kjørt til 172MPa med 350  $\mu$ e/min, deretter ble det vudert som hensiktsmessig å ta av måleutstyr for å skåne det mot de høye spenningene som ville kreves for å få prøven til å gå i brudd. Stempelet ble da justert til å påføre 0,2 MPa/s til brudd.

## Punktlasttest

Punktlasttesten ble gjennomført med GCTS mobil punktlastpresse (Figur 47). Det ble gjennomført både diametrale og aksielle tester.



Figur 47 Oppsett for punktlasttest med GCTS mobil punktlastpresse, midtste bilde viser prøvestykke plassert inne i maskinen før en aksial test. Siste bilde viser oppmåling av lengden mellom bruddpunktene(D).

Før diametrale tester måles diameteren til borekjernen, og lastpunkt plasseres for å oppnå flest mulig tester samtidig som størrelseskravene ivaretas. Diameteren til borekjernen måles også før aksielle tester, etter testen måles distansen mellom lastpunktene (Figur 47). Etter at lastpunkt var valgt ble det tilført last med en gjennomsnittsfart på 0,2 KN/s til brudd. Gjennomsnittsfarten var ikke presis da dette gjøres ved at man pumper opp trykk for hånd. Kraften som skulle til for å bryte stykket noteres og brukes videre til å beregne enaksial trykkfasthet og anisotropi (Tabell 10).

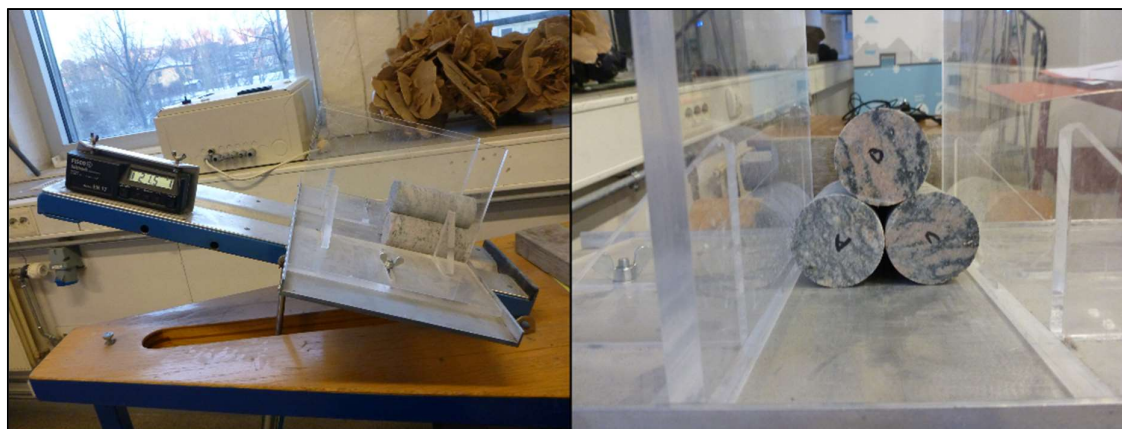
Tabell 10 Oversikt over ulike diametrale tester, aksielle tester, punktlastindeks, kommentarer og beregnet UCS. Betegnelse d// står for diametrale tester og a- står for aksielle tester. Dnq står for ikke godkjent test.

No	Type	W(mm)	D(mm)	P (N)	De <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	De	Is	F	Is(50)	kommentar	UCS (MPa)
1	d//		50,80	6790	2580,64	50,80	2,63	1,01	2,65		58
2	d//		50,90	21590	2590,81	50,90	8,33	1,01	8,41		185
3	d//		50,80	14260	2580,64	50,80	5,53	1,01	5,57		123
4	d//		50,80	13760	2580,64	50,80	5,33	1,01	5,37		118
5	d//		50,90	22570	2590,81	50,90	8,71	1,01	8,79		193
6	d//		50,90	19890	2590,81	50,90	7,68	1,01	7,75		170
7	a-	50,70	dnq	dnq						brøt i glimmer	0
8	a-	50,60	37,40	23810	2409,53	49,09	9,88	0,99	9,79		215
9	a-	50,70	31,00	15910	2001,15	44,73	7,95	0,95	7,52		165
10	a-	50,80	36,70	23960	2373,78	48,72	10,09	0,99	9,96		219
11	a-	50,90	38,30	21720	2482,14	49,82	8,75	1,00	8,73		192
12	a-	50,80	31,40	17570	2030,97	45,07	8,65	0,95	8,21		181
13	a-	50,80	35,30	18150	2283,22	47,78	7,95	0,98	7,77		171
14	a-	50,80	38,60	22560	2496,67	49,97	9,04	1,00	9,03		199
15	a-	50,80	34,70	23440	2244,42	47,38	10,44	0,97	10,17		224
16	a-	50,90	dnq	dnq						brøt i glimmer	0
17	a-	50,80	28,20	16490	1823,99	42,71	9,04	0,92	8,36		184
18	a-	50,70	dnq	>12720				0,00	0,00	ugyldig brudd	0

Den første prøven som ble kjørt gav markant lavere verdi enn resterende forsøk. Dette ble kommentert under selve forsøket, men det ble ikke funnet noe klar årsak til bruddet. Resultatet fra testen regnes som gyldig. Muligens kan det skyldes et mikroriss som potensielt var tilfelle for prøvestykke nr. 2 i den enaksiale trykkfasthetstesten. Forholdet mellom  $I_{S50}$  diametralt og aksialt gir anisotropi  $I_a$  på 1,38, der de aksielle testene har høyere styrke enn de diametrale. Bergarten er da etter Panthi (2006) litt anisotrop, som er typisk for høy grads metamorfe bergarter som kvarts og feltspatrike gneiser og migmatitter. De aksielle testene gir beregnet enaksiale trykkfastheten mellom 165MPa og 224MPa, og de diametrale testene gir mellom 58MPa og 193MPa. Bruddene som ikke var gyldige skyldtes at sprekken ikke gikk gjennom begge lastpunktene, og/eller brudd i glimmermineral.

### Tilttest

Tre kjerner ble brukt for å finne den upåvirkede friksjonsvinkelen  $\phi_b$  ved tilttest. Testen ble gjennomført ved at kjernene ble plassert oppå hverandre etter Simpsons metode (Figur 48). Ved å bruke denne metoden kunne borekjernene i ettertid benyttes i andre former for tester. Det ble gjort ti forsøk med en kjerne øverst og de to andre nederst etterfulgt av rulling av kjerneprøvene slik at alle de tre kjernene fikk ligge øverst.



*Figur 48 Oppsett for Tilttest etter Simpsons metode med pennautomatisk bord.*

Testingen ble gjort med pennautomatisk bord som løftet seg og prøvene opp med  $0,4^\circ/s$ . Apparatet ble stoppet ved første antydning til bevegelse. Før test ble igangsatt dyttet man lett i prøvene for å forsikre seg om at det ikke er en markant motstand, viktig at dette gjøres forsiktig slik at det ikke dannes glideplan. I Tabell 11 kan man se de målte friksjonsvinkelene for de ulike prøvene og den beregnede upåvirkede friksjonsvinkelen  $\phi_b$  etter Simpson metoden. Luftfuktigheten i rommet ble målt til å være på 17%

Videre kan en beregne residual friksjonsvinkel  $\phi_r$  ut ifra prelleverider på Schmidhammer og  $\phi_b$ . Mangel på flater som var våte og forvitret gav mangel på r og R verdier til å finne residual friksjonsvinkel ( $\phi_r$ ). Det antas derfor at sprekkene i tunnelen er uforvitret og at  $\phi_b = \phi_r$ .

Tabell 11 Resultater fra tilttest

No.	Prøve A	Prøve B	Prøve C	$\Phi_b$
1	36,6	34,8	33,5	<b>30,81</b>
2	37,1	38,9	34,4	
3	34,9	34,7	35,7	
4	32,7	32	36,5	
5	35,6	35,4	32,4	
6	31,9	35,4	36,9	
7	32,4	36,2	34,4	
8	31,2	33,8	36,3	
9	31,8	31,1	34,2	
10	35	32,3	33,8	

Det ble observert flere feilkilder som kan ha påvirket resultatet av tilttestene. Prøvestykkene hadde riller langs sidene som stammet fra utboring av kjerneprøvene (Figur 49). Feltpatkrystallene i prøvene ble observert til å stikke lenger ut enn glimmermineralene, og dermed danner de en ekstra ruhet. Tilttesthastigheten til det pennautomatiske bordet foregikk i 0,4°/s som er over den anbefalte verdien på 20°/min (0,33°/s). Dette gir en mer upresis vinkel når man stopper bordet. For å skaffe et bedre statistisk resultat og utjevning av friksjon fra riller og feltpat, ble det gjennomført ti tester pr prøvestykke i stedet for fem. Dette ble gjort etter samtale med Gunnar Vistnes overingeniør ved institutt for Geovitenskap og Petroleum (12.12.2018).



Figur 49 Riller dannet langs prøvestykket fra boring.



# 7 Analytisk metode

## 7.1 Skattepliktig Areal Metode

### 7.1.1 Bergartsstyrke og egenvekt

For å finne en representativ bergartsstyrke benyttes generalisert Hoek Brown bruddkriteriet. Beregningen er gjennomført i programmet RocData fra Rocscience Inc som finner bergparametere ut ifra et definert bruddkriteriumet (Rocscience 2019c). For at bruddkriteriet skal være gyldig antas det en homogen bergmasse. Inngangsparameterene dataen som trengs i RocData er enaksial trykkfasthet, GSI (Geological Strength Index),  $m_i$  (materialkonstant) og D (forstyringsfaktor).

#### **Enaksial trykkfasthet**

Den enaksiale trykkfastheten blir bestemt basert på enaksial trykktest, med supplerer fra de aksielle punktlasttestene. De enaksiale testene viser ulike resultat etter hvilken blokk det utborede prøvestykket kommer fra. Borekjernene fra den ene blokken gav  $\sigma_c$  (enaksial trykkfasthet) på 168,1MPa og 172,2MPa og den andre blokken gav  $\sigma_c$  på 209,4MPa og 221,2MPa. Generelt kan man observere mer glimmermineral på prøvene med lavere  $\sigma_c$ . Prøvene med høyere  $\sigma_c$  var hentet fra blokken med alkalifeltspat plumen, og kan dermed gi resultat som ikke representerer bergarten som en helhet like godt. På de ni aksiale punktlasttestene som ble gjennomført varierte den beregnede enaksiale trykkfastheten mellom 165MPa og 224MPa. Skillet mellom svakt og sterkt berg er ikke like tydelig i dette datasettet med verdier på 190- og 180MPa. Det ansees som mest hensiktsmessig å kjøre en konservativ beregning og derfor settes  $\sigma_c$  til 170 MPa.

#### **GSI (Geological Strength Index)**

To ulike skjemaer ble benyttet for å finne GSI verdi i felt, i tillegg til omregning fra Q-systemet. De ulike metodene gav varierende resultat, men generelt gav beregninger fra Q-systemet høyere GSI verdier enn det som ble satt i felt.

Ved bruk av skjema i nordgående løp (Vedlegg 5) ble GSI funnet til å være 45-55 og 60-70 på to ulike lokaliteter. Bruk av skjema i sørgående løp (Vedlegg 6) ble GSI funnet til å være 55 for to lokaliteter i sørgående løp.

GSI på 55 ansees ut i fra dette til å være mest representativt for bergmassen i koblingssonen.

#### **Materialkonstanten $m_i$**

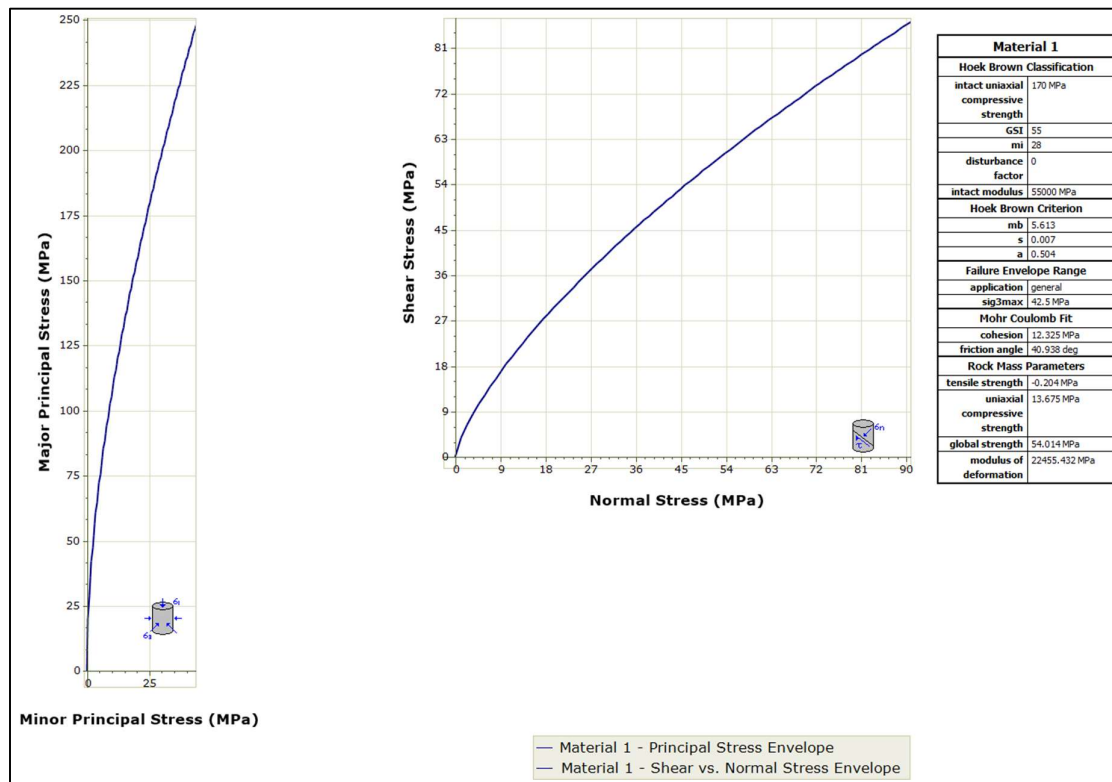
Materialkonstanten  $m_i$  er en definert konstant som man finner for forskjellige bergarter i programmet- I denne analysen brukes  $m_i = 28$  for gneis (Hoek & Karzulovic 2000). Dette regnes som et konservativt estimat for koblingssonen som ligger i overgangen mellom Øyegneis til båndgneis, omdannet migmatittgneis migmatitt til migmatittgneis.

## Forstyringsfaktor D

Forstyringsfaktor (D) settes til 0 fordi man antar en kontrollert og forsiktig kontursprengning (Figur 24) (Hoek et al. 2002).

## Bergart styrke

Gitt en bergart med  $\sigma_c = 170$  MPa,  $GSI = 55$ ,  $m_i = 28$  og  $D = 0$  finner man i RocData at trykkfastheten til berget er 54MPa (Global Strength)(Figur 50).



Figur 50 Grafisk fremstilling av styrken til bergarten med i forholdet Skjærspenning mot normalspenning og største mot minste hovedspenning gitt;  $\sigma_c = 170$  MPa,  $GSI = 55$ ,  $m_i = 28$  og  $D = 0$ .

## Egenvekt

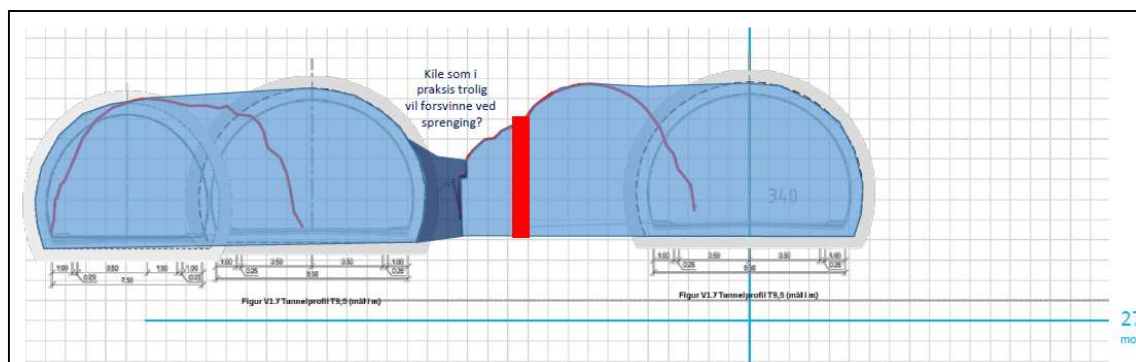
Egenvekten brukt i beregningen er satt til medianen av de fem målte tetthetene i Tabell 9.

Median verdien er på 2658,97kg/m<sup>3</sup> som tilnærmet blir 0,02659MN/m<sup>3</sup>.

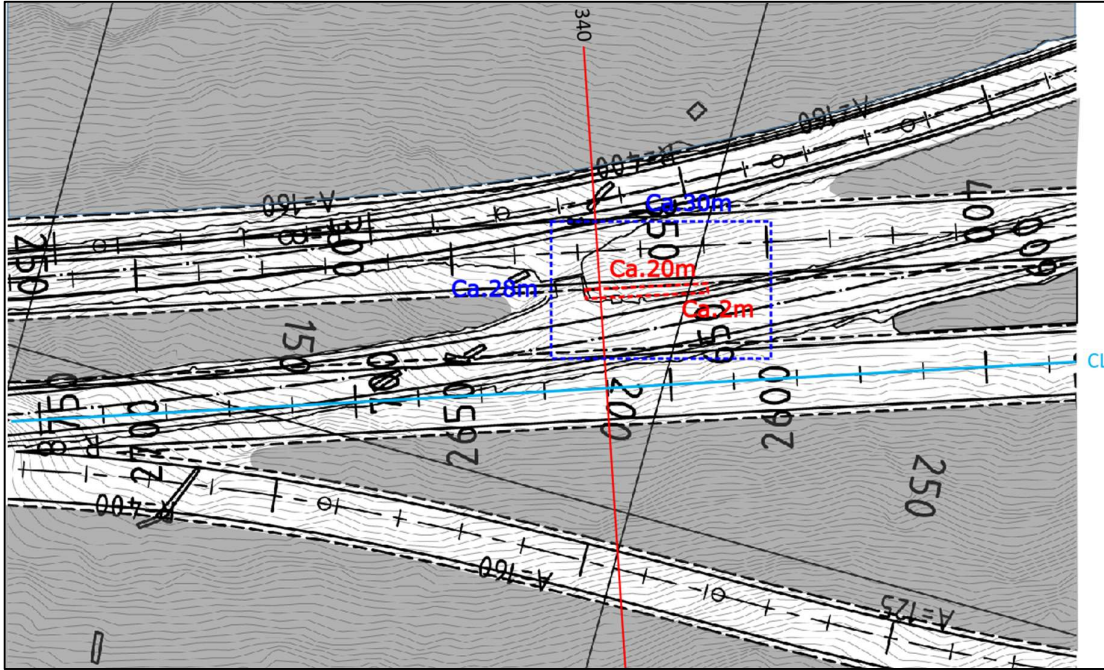
## 7.1.2 Alt.1 Pilar sentralt i bergrommet

Fokuset i beregningen er pilaren midt i bergrommet (Figur 51). Denne forventes å forsvinner som en del av usprengningen (Statens vegvesen 2018a). Pilaren er plassert mellom eksisterende nordgående løp og fremtidig sørgående løp. Dersom man regner med at denne pilaren blir stående igjen og antar at den beholder sin styrke til tross for sprengningsarbeidet, kan man ved hjelp av skattepliktig areal metode se om den er stabil i gruvesammenheng. Beregning med denne metoden tar ikke hensyn til sprengningsarbeid, oppsprekking eller andre viktige faktorer for stabiliteten.

For å kunne beregne pilarspenning og styrke må man definere størrelsen på pilaren og bergkolonnen pilaren skal holde oppe. Ved å bruke bredden på pilaren hentet fra profilet 340 Alt.1 (Figur 51) og vurdere arealet til bergkollonen og pilaren (Figur 52). Det ble under beregning av areal satt opp en forenklet og konservativ modell med tanke på mengde overlaster tatt opp av pilaren.



Figur 51 Pilaren som blir beregnet er i ut i fra Statens vegvesen (2018a) antatt å trolig forsvinner ved sprengning. Profil 340 gir oversikt over pilarbredde på ca. 2m og høyde på ca. 9m.



Figur 52 Forenklet oversikt over arealet til bergkollonnen og pilaren. Pilaren er avmerket i rødt og berkollonnen i blått. Profilinje for profil 340 er merket med rød strek gjennom bergrommet.

$$\sigma_v = 0,02659 * 160 = 4,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{A_t}{A_p} \sigma_v = \frac{28 \text{ m} * 30 \text{ m}}{2 \text{ m} * 20} * 4,25 \text{ MPa} = 89 \text{ MPa}$$

$$S_p = S_0 * \left( 0,778 + 0,222 \frac{W}{L} \right)$$

$$W = 2 \text{ m (Profil)}, L = 9 \text{ m (Profil)}, \text{ og } S_0 = 54 \text{ MPa}$$

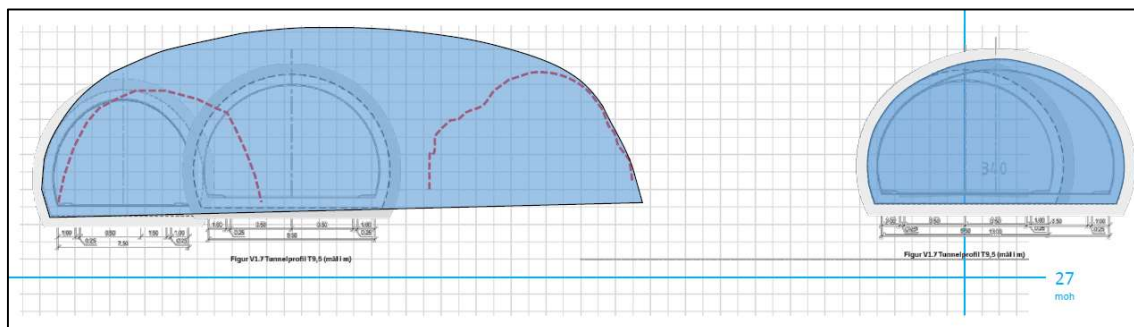
$$S_p = 54 * \left( 0,778 + 0,222 \frac{2}{9} \right) = 45 \text{ MPa}$$

$$SF = \frac{S_p}{\sigma_p} = \frac{45}{89} = 0,51$$

Sikkerhetsfaktoren på 0,51 er under det som er vanlig for pilarer til bruk i gruvesammenheng (SF = 1,5 - 2).

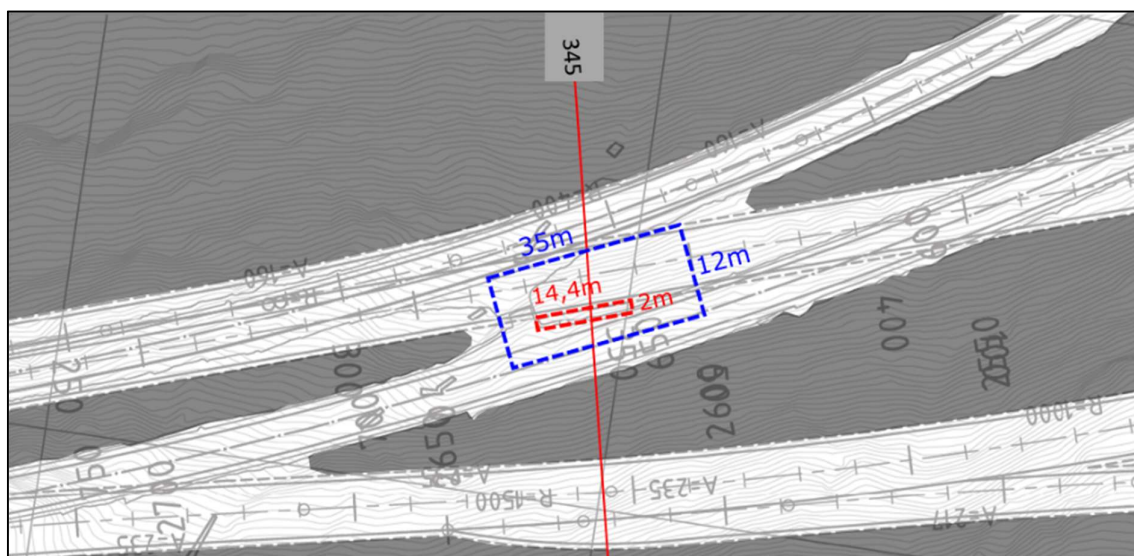
### 7.1.3 Alt.2b Pilar

Det er også mulighet for å beholde en tilsvarende pilar som den i Alt.1 i Alt.2b. Denne befinner seg mellom det nye planlagte sørgående løpet og eksisterende nordgående løp (Figur 53). Det blir i Statens vegvesen (2018a) beskrevet at denne pilaren vil forsvinne som en del av sprengningen. Dersom man antar at den står igjen relativt uskadet, og lite oppsprukket, kan man ved hjelp av skattepliktig arealmetode finne ut om pilaren er stabil sett i gruvesammenheng.



Figur 53 Profil 340 med bergpilar mellom eksisterende nordgående løp og nytt planlagt sørgående løp (Statens vegvesen 2018a). Bredden på pilaren er estimert til å være 2m.

For å beregne sikkerhetsfaktoren etter den skattepliktige arealmetoden må man definere hvor stor bergsøyle som vil bli holdt oppe av pilaren, og hvor bred pilaren er (Figur 54). Denne fremstillingen er en forenkling av spenning og lastfordelingsbilde.



Figur 54 Oversikt over arealet til berkolonne og pilar, med profillinje for profil 340.

$$\sigma_v = 0,02659 * 160 = 4,25MPa$$

$$\sigma_p = \frac{A_t}{A_p} \sigma_v = \frac{35m * 12m}{14.4m * 2m} * 4,25MPa = 62 MPa$$

$$S_p = S_0 * \left( 0,778 + 0,222 \frac{W}{L} \right)$$

$$W = 2m (Profil), L = 9m(Profil), og UCS \approx S_0 = 54MPa$$

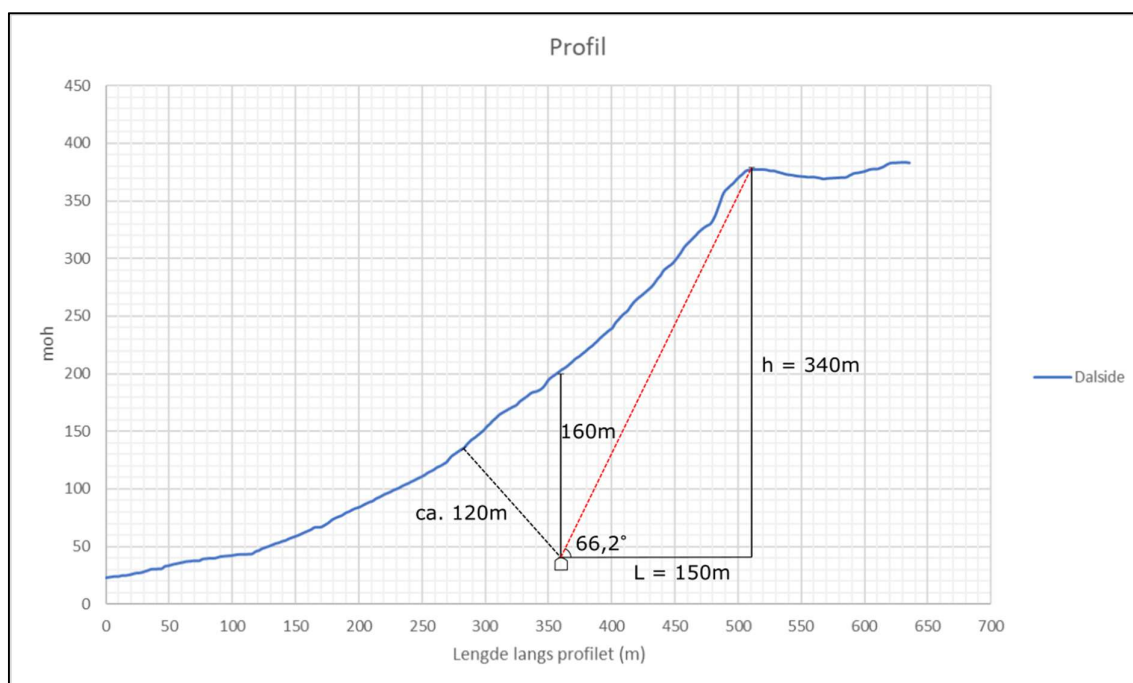
$$S_p = 54 * \left( 0,778 + 0,222 \frac{2}{9} \right) = 45 MPa$$

$$SF = \frac{S_p}{\sigma_p} = \frac{45}{62} = 0,73$$

En SF på 0,73 er lavere enn 1,5-2 som ansees som vanlig for gruvedrift.

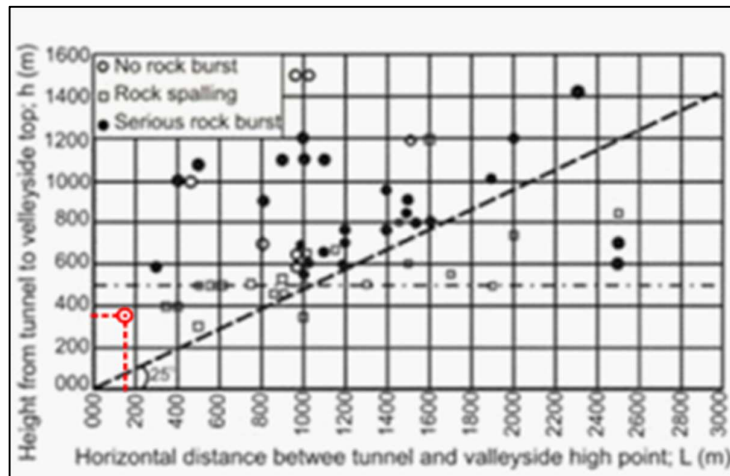
## 7.2 Norsk Tømmefinger regel

Ved å lage profil og plassere Fløyfjellstunnelens posisjon i forhold til topografien på dalsiden får man følgende oppsettet vist i Figur 55. Koblingssonen er inntegnet mellom kote 30 og 40 etter tunnelens posisjon i vedlegg 14. Lengden mellom tunnel og platå er 150m, høyden fra tunneltak opp til platå er 340m, høyden opp til dagen er 160m og korteste vei til overflaten er ca. 120m. Vinkelen mellom horisontallinja og korteste vei fra bergrom til platå er  $66,2^\circ$ .



Figur 55 Profil av fjellsiden over koblingssonen i meter over havet, innsatt med lengden  $L$ , korteste vei til overberg, lengden rett opp til overberg, vinkel mellom platå og tunnel, og tilsatt høyden ( $H$ ) fra tunnel til platå

Dersom man fører inn horisontallengde fra platå til tunnel mot høyden fra tunnel til platået, ligger ikke tunnelen innenfor det som regnes som sikkert etter tommefingerregelen. Koblingssonen tilfredstiller det første kriteriet ved at den har mindre enn 500m overberg. Vinkelen mellom horisontallinja og korteste vei fra bergrom til platå er over  $25^\circ$  ( $66,2^\circ$ ) (Figur 56). Dermed oppfyller ikke koblingssonen det andre kriteriet. Man kan også se i Figur 56 at sprakeberg har skjedd med mindre enn 500m til overberg og vinkel på over  $25^\circ$ . Området for bergrommet kan dermed være utsatt for sprakeberg, men trolig ikke seriøse bergslag.



Figur 56 Skjema for norsk tommelfingerregel for sprakeberg og bergslag ved plassering av tunnel. Koblingssonens posisjon i skjemaet er avmerket i rødt.

## 8 RS.2 Analyse

### 8.1 Spenning- og strukturorientert analyse.

De numeriske modellene tar utgangspunkt i informasjon innhentet ved ingeniørgeologisk kartlegging og laboratorietest. I tillegg benyttes data fra geologiske kart, planleggingsrapporter, konferansenotater, og annen tilgjengelig litteratur. Til sammen danner dette grunnlaget for parameterne i de ulike profilene. Valg av profiler er hentet fra Figur 2 for Alt.1 og Figur 3 for Alt.2b. Alle profilene er sett mot N-NV. Det blir kjørt analyser for spenningsinduserte ustabiliteter hvis man definerer bergmassen som isotopisk og GSI verdien representerer all oppsprekking.

Nærmere undersøkelse av sprekkesettene gir mulighet for å argumentere for at de fire sprekkesettene har tydelige dominerende strukturelle orienteringer, og man kan med sprekkesett S1 og S2 observere diskontinuiteter med avstand som ligner dimensjon på tunnelen. Dette er gode begrunnelser for at GSI ikke er tilstrekkelig til å beskrive oppsprekkingen i bergmassen etter Marinos et al. (2005). Derfor er det også modellert med sprekkenettverk for å undersøke hvordan disse påvirker stabiliteten sammen med spenning og deformasjon av bergmassen. Det vil bare bli gjennomført strukturorienterte analyser for tverrsnittene Alt.1-360 og Alt.2b-340 da dette er tverrsnittene hvor bergrommene er på sitt bredeste.



## 8.2 Oppbygging av RS.2 Analysene

### 8.2.1 Materialtekniske parametere

#### **Enaksial trykkfasthet ( $\sigma_c$ )**

Redgjøring for antatt enaksial trykkfasthet er gjort i kapittel 7.1.1. Det ansees også for de numeriske analysene som mest hensiktsmessig å kjøre en konservativ analyse og derfor settes  $\sigma_c$  til 170 MPa.

#### **Youngs modulus (E)**

Youngs modulus ble målt på kjernene som ble brukt i den enaksiale trykktesten og varierer mellom 55GPa for blokkene med lavere  $\sigma_c$  og 64/66GPa for blokken med høyere  $\sigma_c$ . Modellen ble kjørt med en E-modul på 55GPa som passer med en  $\sigma_c$  på 170 MPa fra enaksial trykkfasthet testene.

#### **Poisson's forholdstall ( $\nu$ )**

Her spriker de målte verdiene mellom 0,26/0,28 for blokken med lavere  $\sigma_c$  og 0,34/0,35 for blokken med høyere  $\sigma_c$ . I modellen benyttes Poissons's forholdstall på 0,27 som passer godt med  $\sigma_c$  på 170 MPa etter de enaksiale trykkfasthet testene.

#### **GSI (Geological Strength Index)**

Valg av representativ GSI for bergmassen ble gjort i kapittel 7.1.1. GSI blir også her satt til 55 da dette antas å være mest representativt for bergmassen ved koblingssonen.

For modellene med definert sprekkenettverk vil ikke GSI verdien være den samme da den delen av oppsprekking som er sprekkenettverkene ikke lenger representeres av GSI. Den mest naturlige antagelsen ble å sette GSI verdien til den høyeste verdien som ble observert i felt på 70. Grunnen til at GSI verdien ikke settes til 100 er at det regnes for å være oppsprekking innad i blokkene som blir adskilt av sprekkesettene.

Ifølge Nghia Quoc Trinh førsteamanuensis ved Institutt for Geovitenskap og Petroleum på Norges Tekniske Naturvitenskapelige Universitet (Mailutveksling den 25.01.2019) angående residualverdier for GSI i en plastisk analyse, kan verdien settes til 2/3 av den opprinnelige GSI verdien. Det er ikke noe klare argumenter for dette, men det er en mye brukt antagelse. De residuale GSI verdiene blir da på 37 for model med GSI på 55 og 47 for modell med GSI på 70.

### **Materialekonstanten ( $m_i$ )**

Redgjøresle for valg av  $m_i$  er gjort i kapittel 7.1.1,  $m_i = 28$  for gneis.

### **Forstyringsfaktor (D)**

Boring og strossing av eksisterende tunnel antas å ha vært skånsom og forstyrrelses faktor er gitt til å være  $D = 0$  (Figur 24). Det antas også at sprengningen av bergrommet til koblingssonen er skånsom.

### **Egenvekt**

Egenvekten brukt i beregningen er satt til medianen av de fem målte massetetthetene i Tabell 9 (Kapittel 6.1). Median verdien er på  $2658,97\text{kg/m}^3$  som tilnærmet blir  $0,02659\text{MN/m}^3$ .

*Tabell 12 Oversikt over materialetekniske parametere*

	Migmatittgneis/øyegneis
Enaksial trykkfasthet (MPa)	170
Youngs modulus (GPa)	55
Poissons forholdstall ( $\nu$ )	0,27
GSI (uten sprekkese	55 (residual = 37)
GSI (med Sprekkese	70 (residual = 47)
Materialkonstant ( $m_i$ )	28
Forstyringsfaktor (D)	0
Egenvekt ( $\text{MN/m}^3$ )	0,02659

### **Bruddkriterium**

Bruddkriteriet som er benyttet i den numerisk analyse av koblingssonen er Generalisert Hoek Brown bruddkriterium. Dette benyttes da det er ønskelig å se på styrken til bergmassen og simulere deformasjonen i berget gitt en svekkelse av styrken etter deformasjon.

#### **8.2.2 Skjærfastheten og orienteringen til sprekker**

JCS verdiene fra felt varierer mellom 130MPa og 145MPa, hvor 130MPa brukes som konservativ estimat. Det ble ikke observert våte og/eller forvitrede sprekker hvor man kunne måle  $r$ , derfor antas sprekkeene i tunnelen for å være uforvitret, tørr og for aldri å ha vært utsatt for skjærbevegelse. Mangel på data til å beregne  $\phi_r$  gjør at man antar at sprekkeene i området er

uforvitret og  $\phi_b$  (30,81°) brukes. For ruhet benyttes JRC verdien på 8,2 etter skalajustering fra 15cm til 1m .

*Oversikt over parametere til sprekkene i RS.2 modellene.*

$\Phi_r$	=	30,81°
JRC	=	8.2
JCS	=	130 MPa
Normal Stiffnes	=	100000 MPa
Shear Stiffness	=	10000 MPa
Initial Joint deformation	=	off

Sprekkesett S3 har en fallretning som er tilnærmet parallell med retningen på tunnelen og vil dermed ikke vises i det todimensjonale profilet. Sprekkeavstanden funnet i felt modifieres for å lage en modell som ikke krever for stor beregningskapasitet, men fremdeles viser de kritiske strukturene. Oppsettet for sprekker i modellen er gjort ved å bruke funksjonen sprekkennettverk i RS.2 (Joint Network). For å skape en representativ modell defineres tunnelens retning. Sprekkene defineres med orientering og sprekkavstand som vist i Tabell 13. Sprekkeavstanden vist i Tabell 13 er høyere enn den som er funnet i felt (Kapittel 6.1). Modellen er bygd opp slik at man oppnår en god oversikt over stabilitetsproblemet med større sprekkavstand. En lav sprekkavstand vil føre til en mer kompleks modell som tar lengre tid å kjøre og med større sannsynlighet for feilberegninger i programmet. Ved å bruke en modell med større sprekkavstand enn observert i felt brukes GSI for representere en del av oppsprekkingen som forsvinner.

*Tabell 13 Oversikt over tunnelorientering, sprekkenes orientering og representativ statistisk sprekkavstand.*

	<b>S1</b>	<b>S3</b>	<b>S4</b>
Sprekkemodell	Parallell statistisk	Parallell statistisk	Parallell statistisk
Tunnel retning	344°(Alt.1) 323°(Alt.2b)	344°(Alt.1) 323°(Alt.2b)	344°(Alt.1) 323°(Alt.2b)
Fall	56°	58°	10°
Fallretning	52°	214°	37°
Gjennomsnittlig sprekkavstand (m)	15	2	2
Std dev (m)	3	1	1
min sprekkavstand (m)	5	1	1
max sprekkavstand (m)	20	5	5
Utholdenhet	Gjennomgående	Gjennomgående	Gjennomgående
Farge	Oransje	Grønn	Lilla

### 8.2.3 Spenningsdata

Størrelsesforholdet og retningen på spenningene er usikre grunnet mangel på in-situ målinger. Det antas et spenningsforhold på  $\sigma_H=8,5\text{MPa}$ ,  $\sigma_h=5,95\text{MPa}$  og  $\sigma_v = 4,25\text{MPa}$  basert på det tilgjengelige datagrunnlaget. I den numeriske analysen vil det bli benyttet gravitativ pålastning, og siden de horisontale spenningene er større vil de bli definert av forholdstall.

For forholdet mellom  $\sigma_H$  og  $\sigma_v$  er forholdstallet 2 og forholdet mellom  $\sigma_h$  og  $\sigma_v$  er 1,4.

Den vertikale spenningen for området regnes å være styrt av overberget på 160m. Retningen på  $\sigma_H$  regnes å være tilsvarende retningen på koblingssonen/Fløyfjellstunnelen, og retningen på  $\sigma_h$  er da vinkelrett på koblingssonen/Fløyfjellstunnelen.

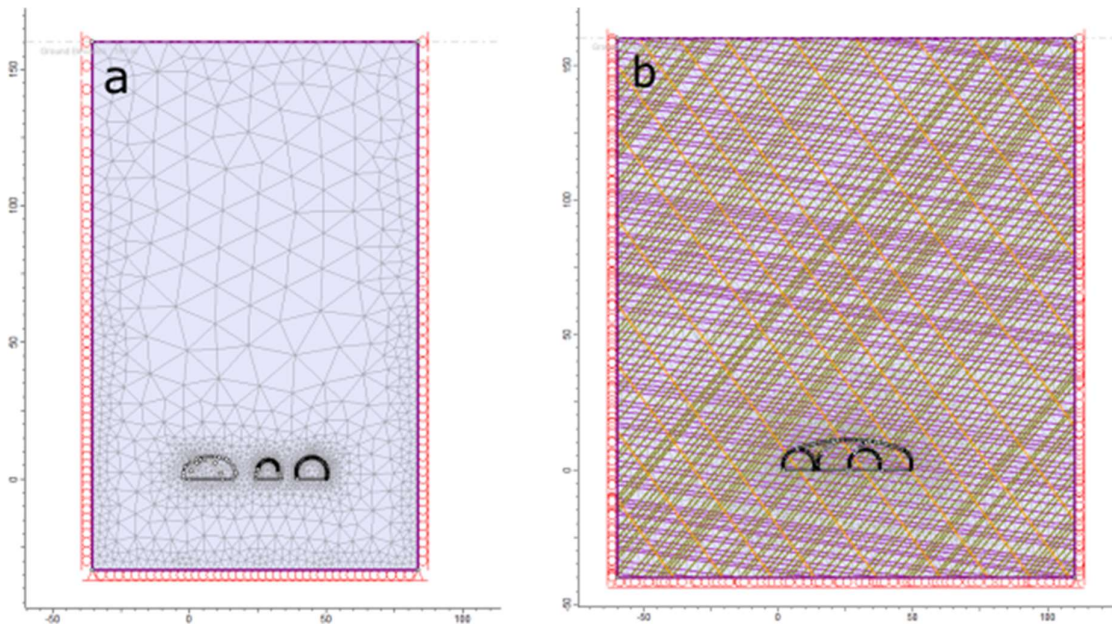
### 8.2.4 Utgravings sekvens og profil

Geometrien på utgravningene i analysene blir forenklinger basert på (Statens vegvesen 2018a) (Figur 2 & 3). Rekkefølgen på drivingen blir simulert ved å bruke stegvis utgravning etter faseplanen (Statens vegvesen 2018a). Det vil for Alt.1360 og Alt.2b 340 bli modellert større sammenhengende bergrom som går over hele profilet for å kartlegge hvilken innvirkning dette har på stabiliteten.

### 8.2.5 Grenseforhold og diskretisering

Den eksterne beregningsoverflaten settes i alle modellene til å være 4 ganger det utgravde området. Deretter dras grensen opp til den når koten på 160m for å få ønsket overdekning over modellen. Beregningsmønsteret «meshet» er gradert med 3 nodede triangler, og med 110 som standard for antall noder. Etter diskretiseringen defineres begrensingene langs den ytre grensen av beregningsoverflaten. Det benyttes bevegelserbegrensning langs aksene for bunnen og sidene på beregningsområdet, slik at man tillater deformasjon langs aksene. Den øverste overflaten på beregningsområde defineres til fri overflate, og lasten sette gravitativt. Modellen låses i de to nederste hjørnene for å unngå uønsket deformasjon.

Etter ferdig oppsett vil modellene for spenningsstyrt deformasjon se tilnærmet lik ut som modellen for Alt.1 profil 315(Figur 57a) og modellene for strukturstyrt deformasjon se ut som Figur 57b. Variasjonen av løpenes størrelse og plassering vil endre størrelsen på beregningsområdet.



Figur 57 Oppsett for modellene med og uten sprekkesett. Begge modellene har 160m overberg mot fri flate. Det er åpent for deformasjon langs sidene, men de nedre hjørnene er låst. Modell a er uten sprekkesett (Alt.1 315) og med b er med sprekkesett (Alt.1 360).

Alle modellene blir konstruert med et første steg uten utgravning for å kunne se om inngangsparameterene i modellen fungerer eller om modellen viser feil før utgravningens påvirkning. Før tolkning av resultat begynner, sjekkes modellene for om bevegelse, spenningsforhold og deformasjon stemmer med antatt in-situ forhold.

### 8.2.6 Flytegrense (Yield-stress)

I modelleringsprogrammet RS.2 kan man vise deformasjon av bergmasse, bolter og sprøytebetong som har plastiske egenskaper med «Yielding» (Rocscience 2019e), på norsk flyting. Avhengig av materialets egenskaper kreves det en viss spenning før materialet går fra elastisk til plastisk deformasjon. Spenningen på det punktet hvor overgangen i deformasjonsform skjer kalles «yield stress» (Fossen 2016), på norsk flytegrense. Når materialet da «yields» (flyter) i programmet betyr det ikke at det er gått i totalt brudd, men at den plastiske deformasjonen har begynt. Materialet kan da fremdeles bære last definert med residual styrke.

### 8.2.7 Sikringsparametere

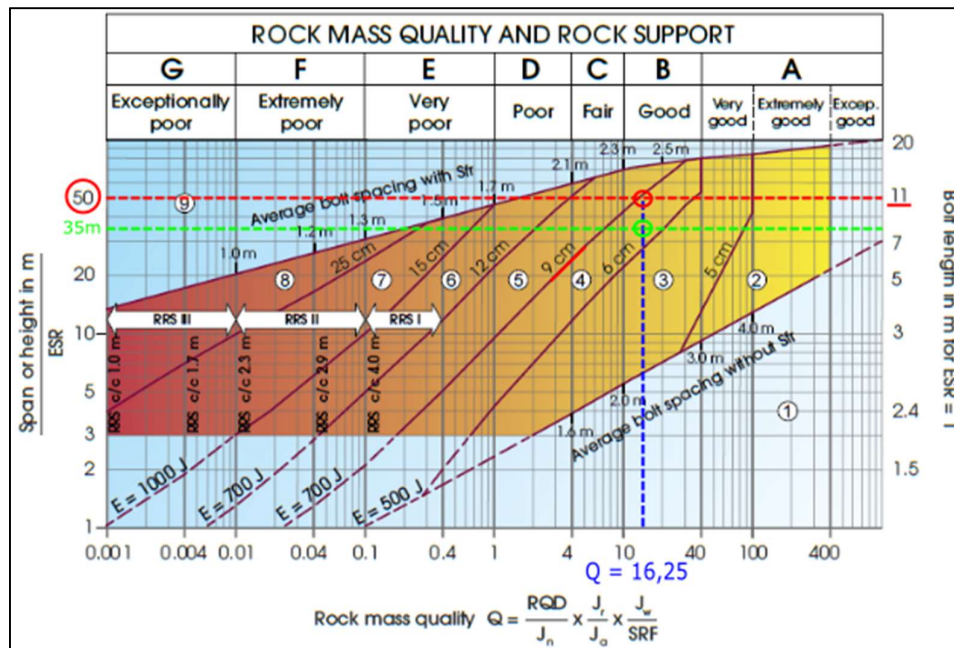
Modell med sikring vil bli kjørt for Alt.1 360 og Alt.2b 340 med og uten sprekkesett. Q-verdiene funnet i felt ble benyttet til å skape en grunnleggende oversikt over anbefalt sikringsomfang. Forslag om sikringsomfang etter Q-systemet baserer seg ikke bare på Q-verdien (NGI 2015). Man må også se på dimensjonen av tunnelen og bruksformål. Ut ifra

grunnlagsmaterialet finner man at en god representasjon av bredden på Alt.1 er på ca. 50m, og Alt.2b på ca. 35m. Bergrommet kommer til å bli en del av Europaveinnettverket og har derfor en ESR (Excavation Support Ratio) på 1. Disse to parameterne gir til sammen en ekvivalent dimensjon.

$$\text{Ekvivalent dimensjon} = \frac{\text{Bredde eller høyde av tunnel i meter}}{\text{ESR}} \quad (\text{NGI 2015})$$

$$\text{Ekvivalent dimensjon} = \frac{50}{1} = 50 \text{ (Alt.1)} \quad \& \quad \frac{35}{1} = 35 \text{ (Alt.2b)}$$

Dette settes inn i skjema sammen med den laveste Q-verdien funnet i felt på 16,25 (Figur 58) og anbefalt sikring kan avleses. Begge bergrommene havner innenfor sikringskategori 4 med fiberforsterket sprøytebetong 6-9cm og bolting. Videre vil det benyttes 9cm tykkelse på sprøytebetongen for begge bergrommene. Bolteavstanden for begge bergrommene er på ca. 2,4m. Boltelengden for Alt.1 blir på 11m, og Alt.2b på 8m. Det eksisterer ikke 11m lange CT-bolter (Vik Ørsta AS 2019b). Modellene vil benytte 4m og 7m lange bolter. Sikringen vil bli installert slik at det er en del av den ferdigstilte sikringen for bergrommet.



Figur 58 Sikringsanbefaling etter Q-systemet med en Q-verdi på 16,25 og ekvivalent dimensjon for Alt.1(50m) og Alt.2b (35m) (NGI 2015).

## **Bolter**

Sikringsdataen for bolter baserer seg på produktark fra Vik Ørsta sin CT-bolt med diameter på 22mm (Vik Ørsta AS 2019a). Det er ønskelig å bruke CT-bolter da man vil kunne sikre potensielle ustabiliteter umiddelbart, deretter gyses boltene fast med betong for å skape en permanent sikring.

### Sikringsegenskaper CT-bolt

Boltetype 2	CT-bolt
Bolt diameter	22mm
Bolt modul	200GPa
Tensil kapasitet	0,29MN
Residual tensil kapasitet	0,01MN
Lengde	4m, 7m
C/C	2,4m

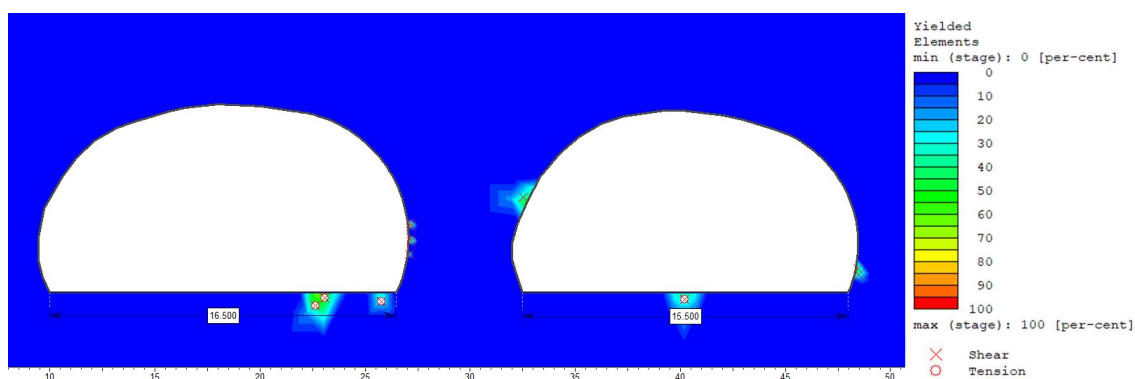
## **Sprøytebetong**

Materialtekniske parametere som E-modul og Poisson's forholdstall for sprøytebetong er hentet fra Mao et al. (2011). Dette gir da en E-modul på 20GPa og et Poissons forholdstall på 0,2. For modellene i denne oppgaven er standardverdier for trykk- og strekkfasthet brukt.

## 8.3 Numerisk analyse av materialets flytegrense

### 8.3.1 Alt.1 profil 315

Alt.1 profil 315 består av to eksisterende løp som utvides. Oversikt over utdrivingen og materiale som når flytegrense gis i vedlegg 15a. Modellen viser at materialet i henget når flytegrensen ved utgraving av de eksisterende løpene. Utviding av nytt sørgående løp fører til at materialet når flytgrensen med skjær og og tensil styrke sentralt i henget. Ferdigstilling av nordgående og sørgående løp fjerner materialet som når flytegrensen i henget. Materiale i konturen inn mot pilaren i det nye sørgående løpet når flytegrensen (Figur 59).



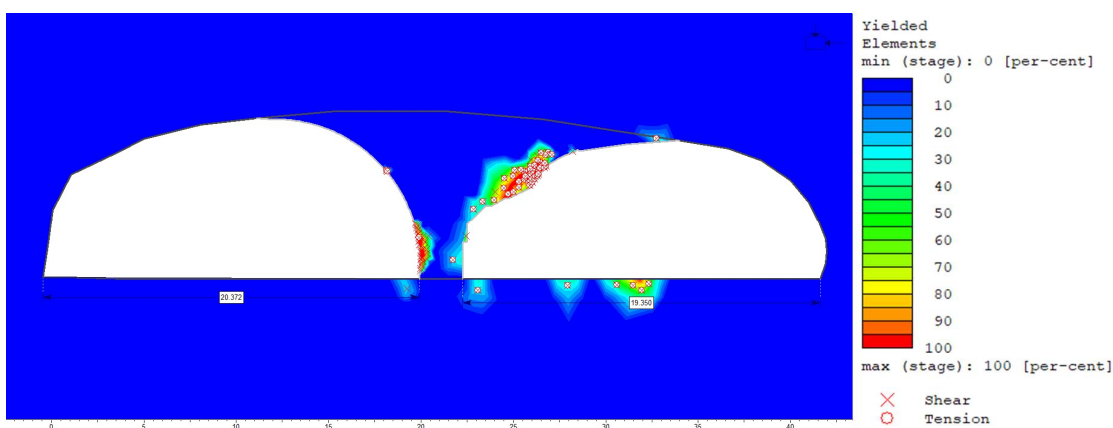
Figur 59 Materiale når flytegrensen inn mot pilaren langs nytt sørgående løp etter ferdigstilling av Alt.1 profil



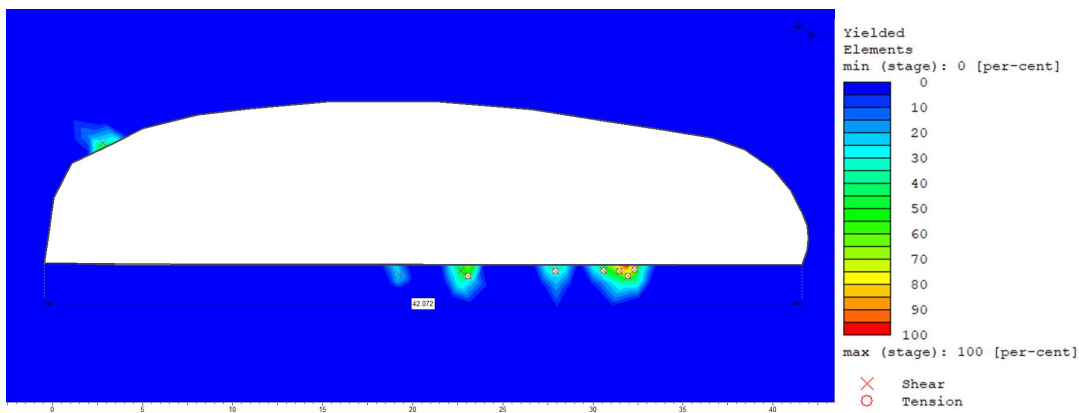
### 8.3.2 Alt.1 profil 340

Før utgraving når materialet flytegrensen på eksisterende nordgående løp i den flatere overgangen mellom utsprengt kontur og TBM (Vedlegg 16). Utviding av nordgående løp til å inneholde nytt nordgående løpe fører til at mer materiale deformeres i denne overgangen.

Etablering av nytt sørgående løp tilknyttet det eksisterende fører til at det danner seg en pilar hvor materialet når flytegrensen ved skjær langs det nyopprettede løpet (Figur 60). Materialet når bare flytegrensen ved et punkt oppe i vederlaget til venstre langs det sørgående løpet etter ferdigstilling av bergrom (Figur 61).



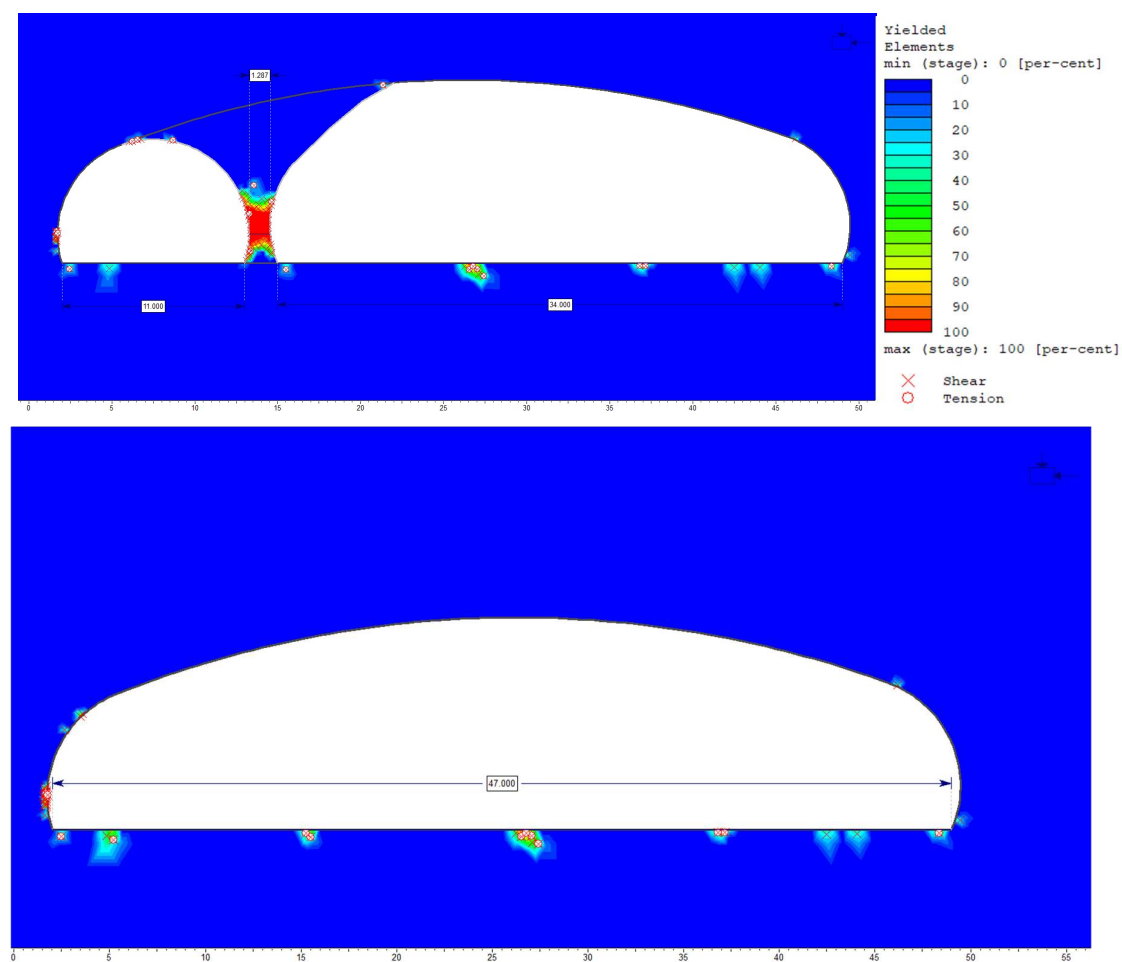
Figur 60 Materiale når flytegrensen langs nytt sørgående løp inn mot pilaren og langs den avflatede konturen i til det eksisterende nordgående løpet.



Figur 61 Kun et materialepunkt når flytegrensen i vederlaget etter fullføring av hengen.

### 8.3.3 Alt1 profil 360

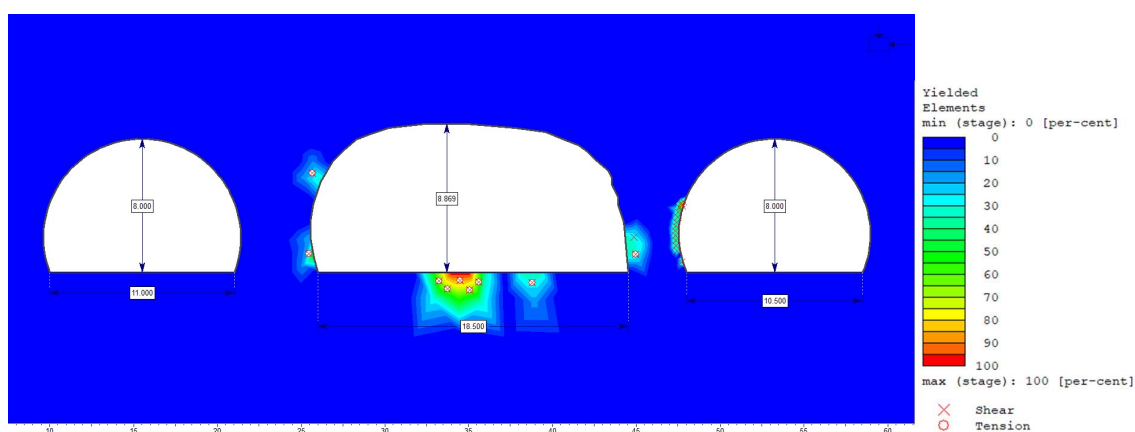
Sekvens for utgravning av bergrom er vist i vedlegg 17. Ved utviding av bergrommet til å romme nordgående avkjørselstunnel, nytt nordgående løp og nytt sørgående løp dannes det en pilare på ca.1,3m mellom bergrommet og eksisterende tunnel. Materialet når flytegrensen i pilaren i form av skjærdeformasjon (Figur 62). Denne pilaren er en avsmalning mellom to løp og vil forsvinne som en del av bergromsoppbyggingen. Materialet på venstresiden av eksisterende sørgående løp når flytegrensen ved utsprenning frem til pilaren, og øker etter fjerning av pilaren. Materialet over sørgående løp når også flytegrensen i større grad etter fjerning av pilaren (Figur 62).



Figur 62 I pilaren mellom utsprengt bergrom og sørgående løp har materialet nådd flytegrensen i form av skjærdeformasjon. Etter ferdigstilling når bergmassen flytegrensen i vederlaget og veggen på venstre side.

### 8.3.4 Alt.1 profil 380

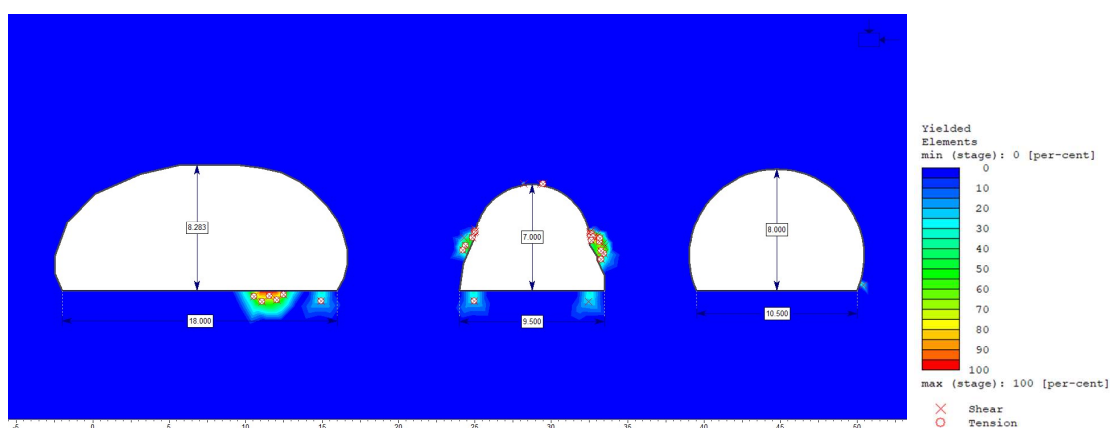
Utgravningssekvensen til Alt.1 profil 380 vises i vedlegg 18. I første steg drives et nytt nordgående løp, dette medfører at materialet langs konturen av det nye løpet inn mot pilaren når flytegrensen i form av skjærdeformasjon. Deretter utvides den eksisterende nordgående løp slik at den utgjør det nye sørgående løpet. Konturen langs nytt nordgående løp når flytegrensen i pilaren inn mot eksisterende nordgående løp (Figur 63). En del materiale når flytegrensen gulvet ved det punktet hvor tunnelen utvides. Materialet i den bredere pilaren mellom eksisterende og nytt sørgående løp når i liten grad flytegrensen.



Figur 63 Oversikt over materiale som når flytegrensen i Alt.1 profil 380. Materilaet når flytegrensen i form av skjærdeformasjon langs konturen på nytt nordgående løp inn mot nytt sørgående.

### 8.3.5 Alt.2b profil 315

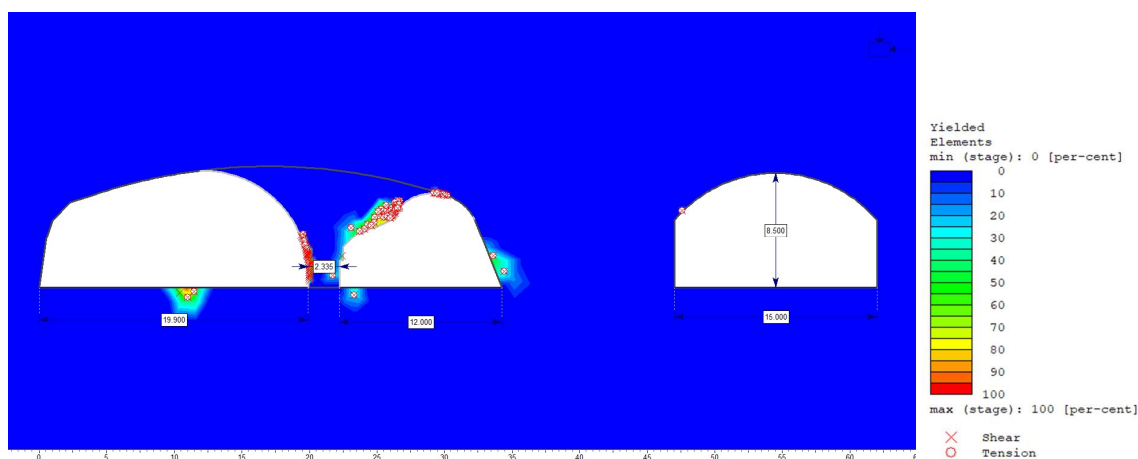
Ved de eksisterende løpene ser man at bergmassen når flytegrensen flere steder i henget på det sørgående løpet og i overgangen mellom sprengt- og TBM kontur på det nordgående (Vedlegg 19a). Når det nye nordgående løpene utgraves gir det ikke betydelig deformasjon rundt det nye løpet, men mer av materialet i konturen på eksisterende nordgående tunnel når flytegrensen ved skjærdeformasjon. Mengden materialet som når flytegrensen i konturen på eksisterende nordgående løp øker som følge av ferdigstilling av nytt sørgående løp (Figur 64). Ved ferdigstilling av løpene når mer av materialet på konturen til midtgående løp flytegrensen ved skjærdeformasjon. Det er også en del materiale som når flytegrensen der sørgående løp utvides. Tilsvarende skjer også ved endelig utvidelse av sørgående løp med materialet i konturen på midtgående løpet.



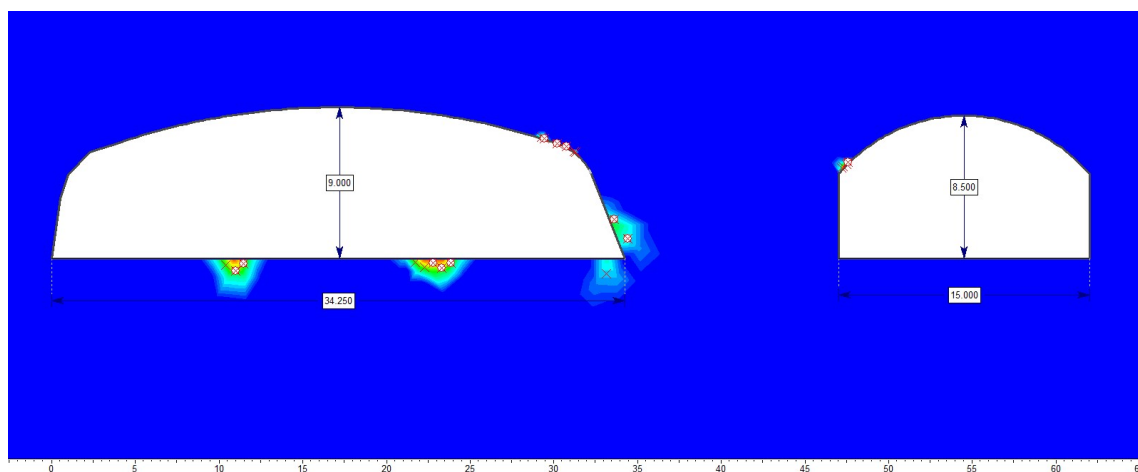
Figur 64 Materialet når flytegrensen mellom TBM og sprengt kontur i eksisterende nordgående løp.

### 8.3.6 Alt.2b profil 340

Allerede før utgraving av nye løp når materialet i den utflatende delen av det eksisterende nordgående løpet flytegrensen (Vedlegg 20a). Utgraving av nytt nordgående løp med avkjøringsrampe tilfører litt deformasjon til det avflatende henget på eksisterende løp. Utviding av eksisterende nordgående løp gir en ca. 2,3m bred pilar mellom nytt sørgående løp og eksisterende nordgående løp (Figur 65). Materiale i pilaren når flytegrensen ved skjær og i litt større grad enn når bergnabben var tilstede. Noen materialepunkt i det nye nordgående løpet når også flytegrensen som følge av utgravningen av nytt sørgående løp. Ved ferdigstilling av bergrommet opptrer det ifølge modellen stabilt med litt materiale som når flytegrensen langs konturen i høyre vederlaget (Figur 66).



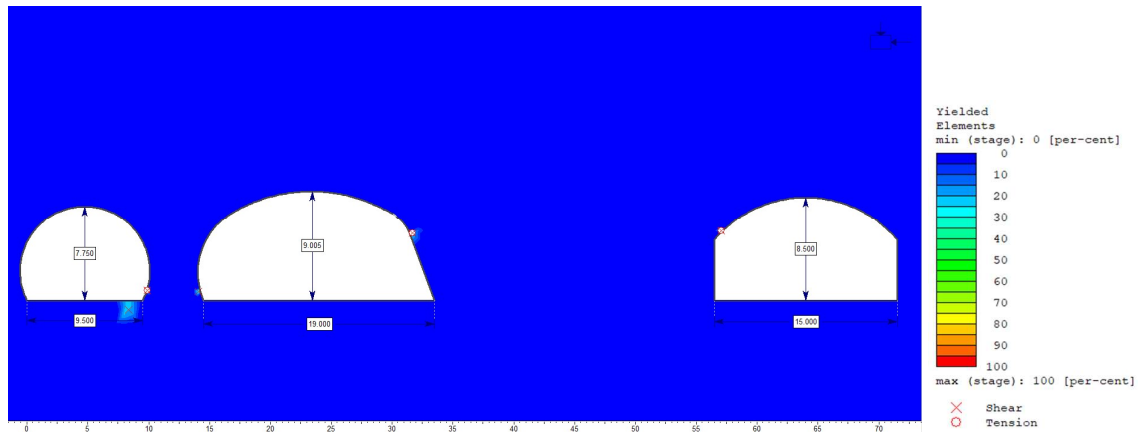
Figur 65 Materiale når flytegrensen i det avflatende henget. Utviding av nytt sørgående løp danner pilar hvor materialet når flytegrensen i form av skjærdeformasjon inn mot nytt sørgående løp.



Figur 66 Endelig ferdigstilling av bergrom i Alt.2b profil 340 viser materiale som når flytegrensen i høyre vederlag.

### 8.3.7 Alt.2b profil 380

I de eksisterende løpene kan man observere at materialet når flytegrensen i skjær i henget på det nordgående løpet (Vedlegg 21a). Utgravning av nytt nordgående løp og utviding av nytt sørgående fører ikke til at mye materiale når flytegrensen. De få materialpunktene det skjer på kan sees i Figur 67.

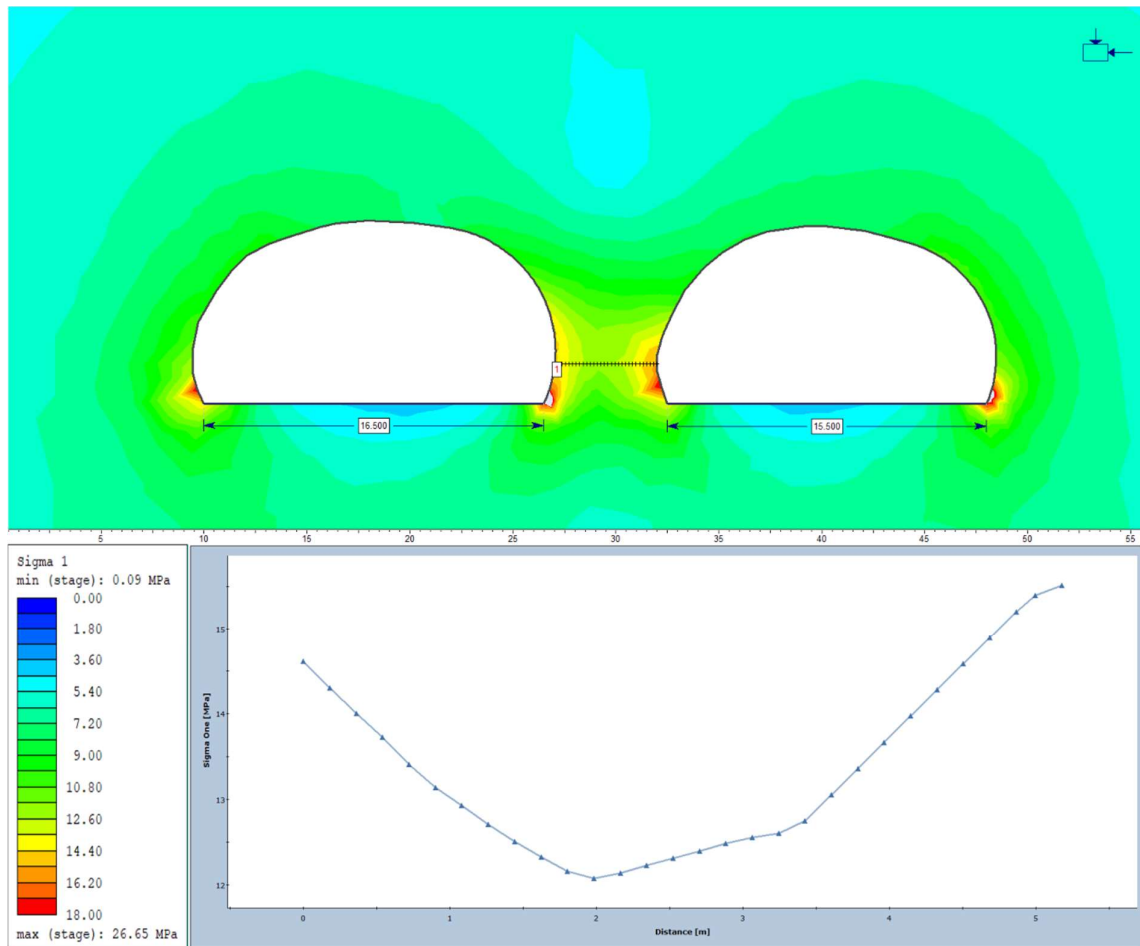


Figur 67 Ferdigstilling av løp viser lite problem i form av materiale som når flytegrensen.

## 8.4 Numerisk analyse av spenning og pilarstyrke

### 8.4.1 Alt.1 profil 315

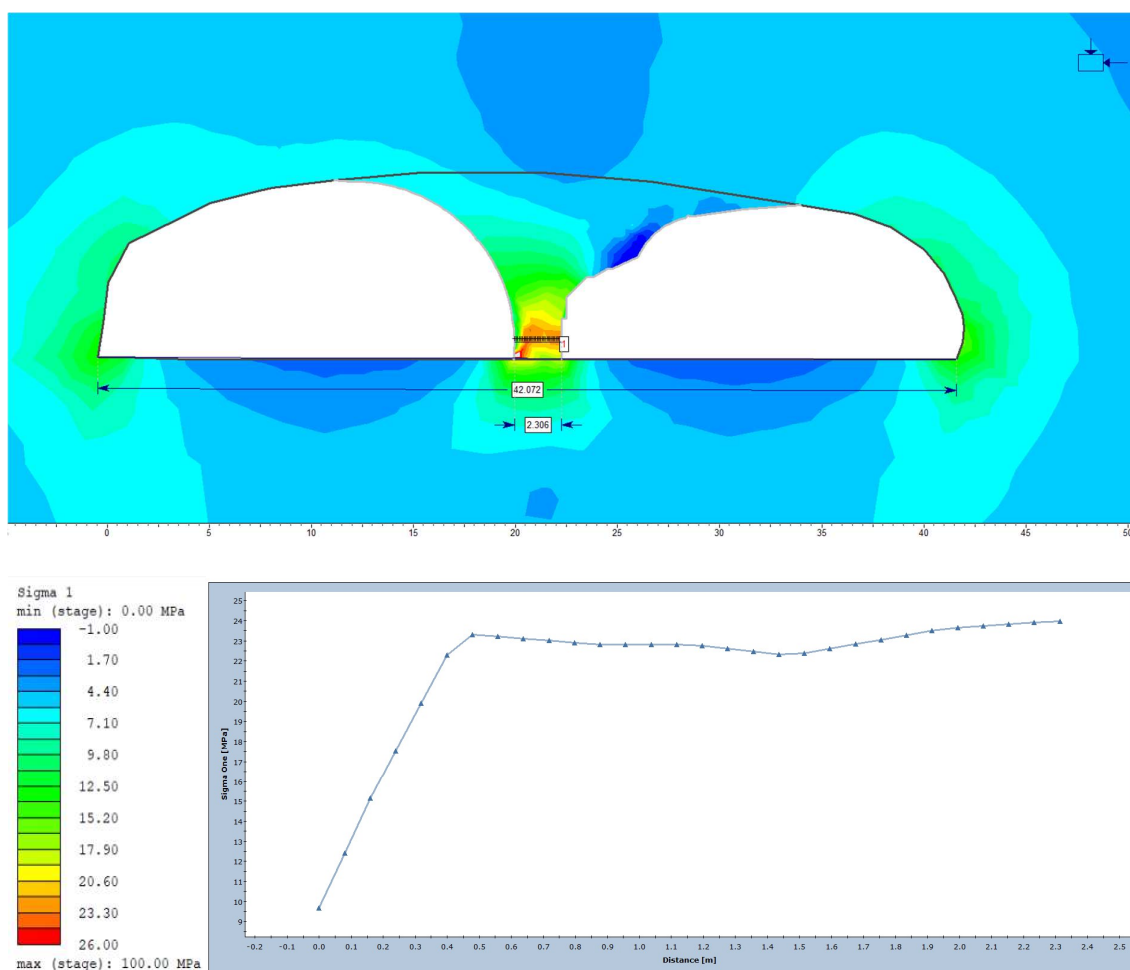
Spenningsfordelingen i pilaren til profil 315 består av ca. 12MPa sentralt, med spenningstopper på 14,5MPa og 17MPa langs konturen (Figur 68). De høyeste spenningene er i nederste høyre hjørne for begge løpene med spenning opp mot 27MPa.



Figur 68 Spenningsfordeling gjennom rundt tunnelene og i pilaren for Alt.1 profil 315. Grafisk fremstilling av spenningen gjennom pilaren gir spenningstopper som ligger i konturen.

## 8.4.2 Alt.1 profil 340

Før utgraving av nye løp til koblingssonen er det allerede avspenning i henget på eksisterende nordgående løp (Vedlegg 16b). Når dette løpet utvides, øker området som avspennes. Utgraving av de to bergrommene danner en pilar mellom dem med en bredde på ca. 2,3m. Spenningsfordelingen gjennom pilaren (Figur 69) er preget av at spenningstoppen (23,3MPa) på venstre side har beveget seg ca. 0,5m inn i pilaren. Spenningstoppen i den andre siden ligger fremdeles på konturen med (24MPa) (Figur 69). Det laveste punktet sentralt i pilaren ligger på 22,3MPa, som gir en lav differanse mellom topp og bunnpunkt.

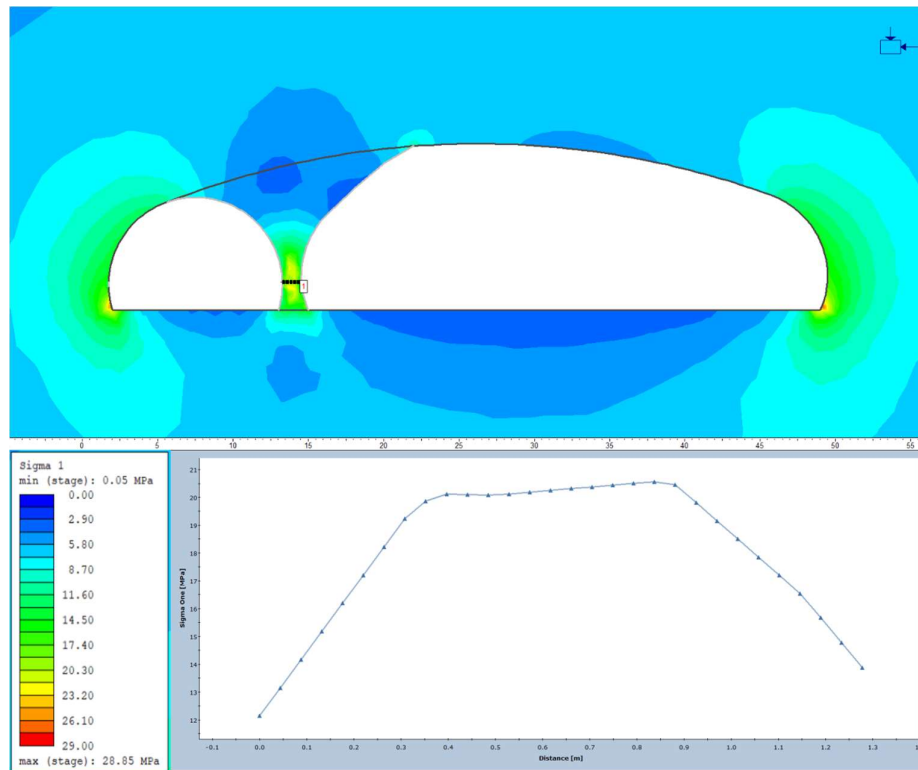


Figur 69 Spenningsfordelingen rundt profil 340 Alt.1. Avspenning i overgangen mellom utflatende sprengt kontur og TBM kontur. Spenningskonsentrasjon i pilar med en spenningstopp som har beveget seg innover ca. 0,5m.

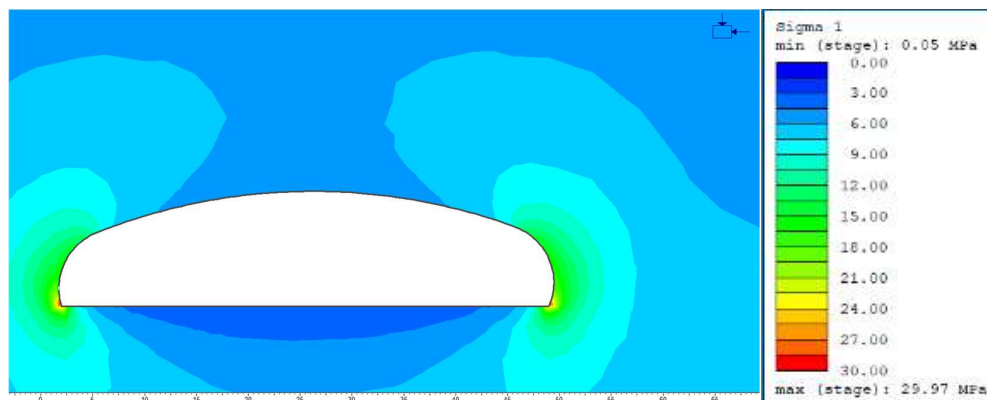


### 8.4.3 Alt.1 profil 360

Spenningskonsentrasjonen i pilaren er på det høyeste ca. 23MPa og er sentralt i pilaren (Figur 70). Grafisk fremstilling av fordeling av  $\sigma_1$  viser spenningstopper på ca. 20MPa omkring 0,4m inne i pilaren, med lav forskjell på spenningstopperne og spenningen sentralt i pilaren. Bruddet har beveget seg innover, men har ikke helt nådd senter enda. Etter driving gjennom pilaren vil spenningen konsentreres på ytterkantene nede i kanten på konturen (Figur 71), det er også her spenningen er høyest før pilaren fjernes.



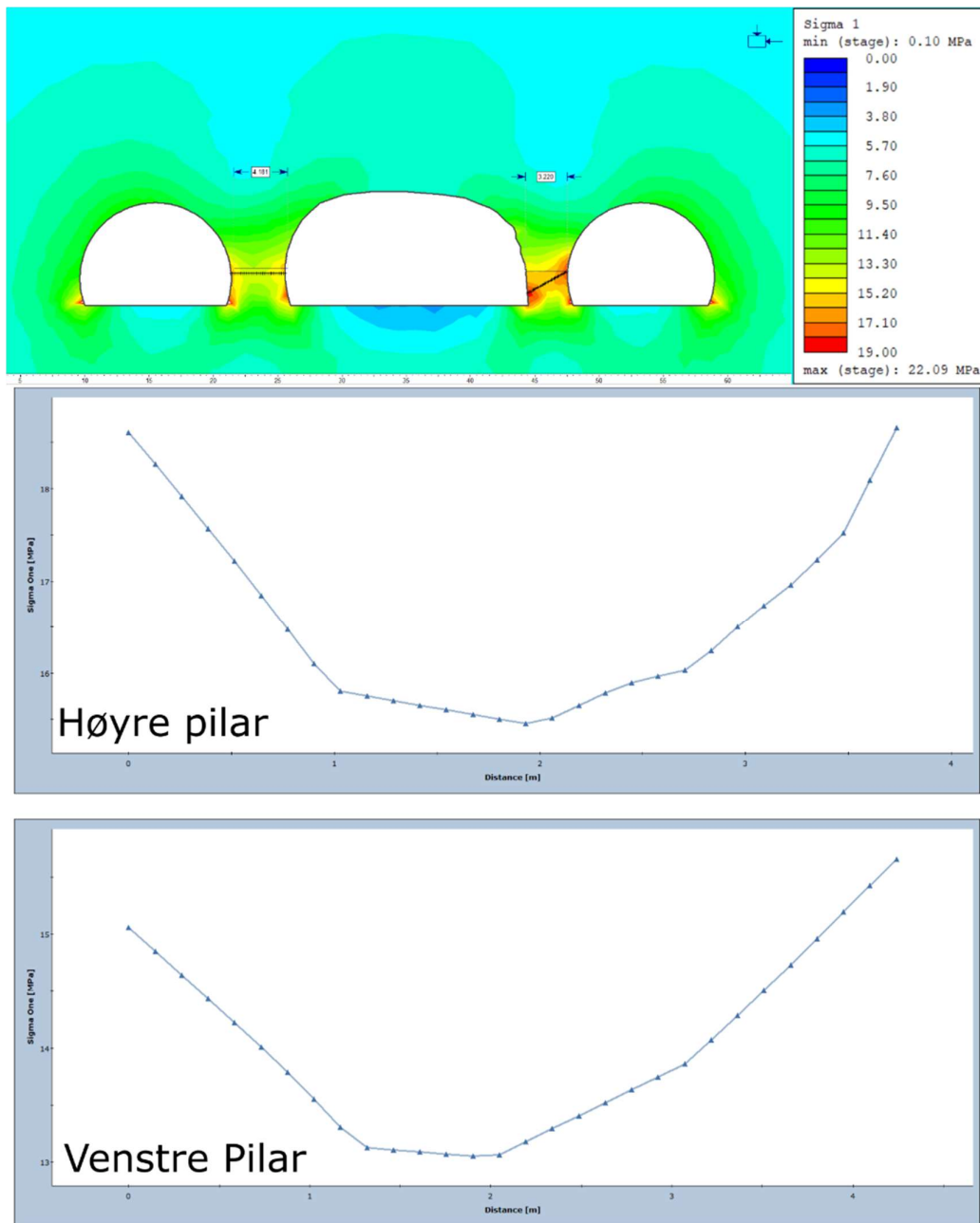
Figur 70 Fordeling av spenning før ferdigstilling av bergrom. Spenningen i pilaren er konsentrert i sentrum (ca.23MPa). Grafisk fremstillinger viser at spenningstoppen nærmer seg senter av pilar.



Figur 71 Spenningsfordeling rundt bergrom Alt.1 profil 360 etter fjerning av pilar.

### 8.4.4 Alt.1 profil 380

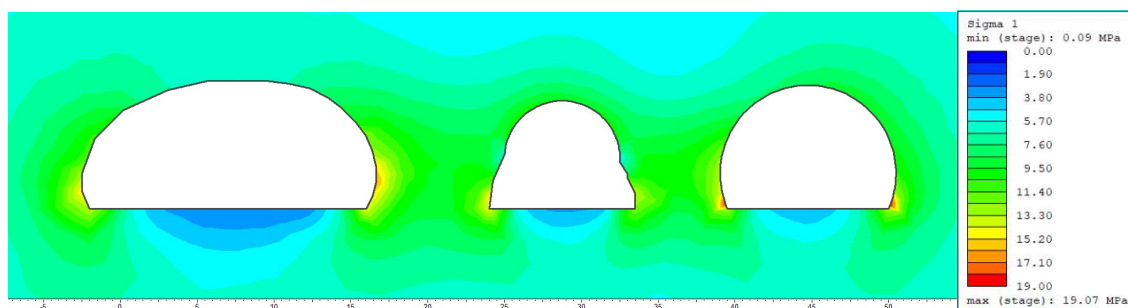
Som for tidligere profiler er spenningen konsentrert i den skarpe kanten nede i løpene (Figur 72). Den grafiske fremstillingen av spenningsfordelingen gjennom de to pilarene i profilet viser toppunkt langs konturen, med lavere spenninger innerst i pilaren. Spenningen i den smalere pilaren på høyre side er større og mer konsentrert enn pilaren på venstre side. Pilaren til høyre har en spenning på 18MPa - 19 MPa, og pilaren til venstre ca. 15MPa.



Figur 72 Spenningen er høyest i hjørnene til tunnelene i profil 380 (Alt.1). Grafisk fremstilling av spenning i de to pilarene viser høyere spenning i den smalere pilaren, og at spenningstoppunktet er i konturen for begge.

### 8.4.5 Alt.2b profil 315

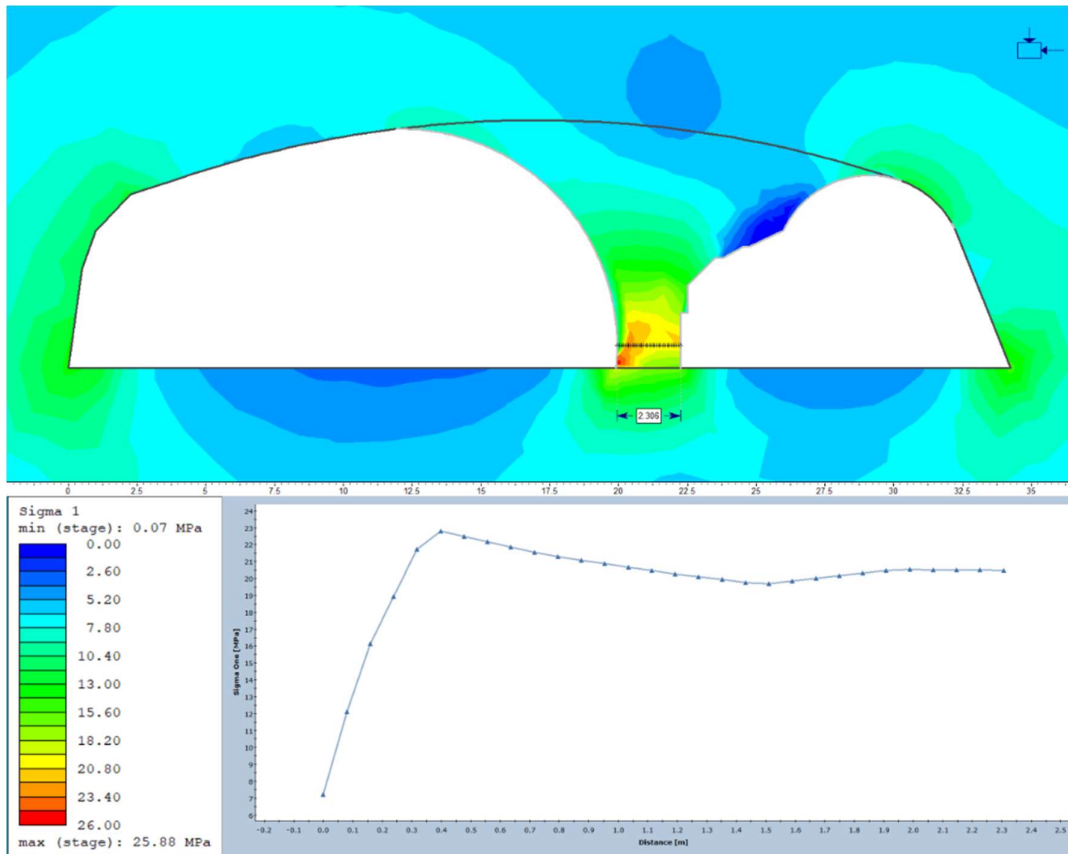
Utgravningene av løpene etter sekvensen gitt i vedlegg 19b gir minker avspenning i overgangen mellom TBM kontur og sprengt kontur på det eksisterende nordående løpet. Utenom avspenningen konsentrere spenningen seg i nedre del av veggen mot den krappe overgangen vegg/gulv (Figur 73).



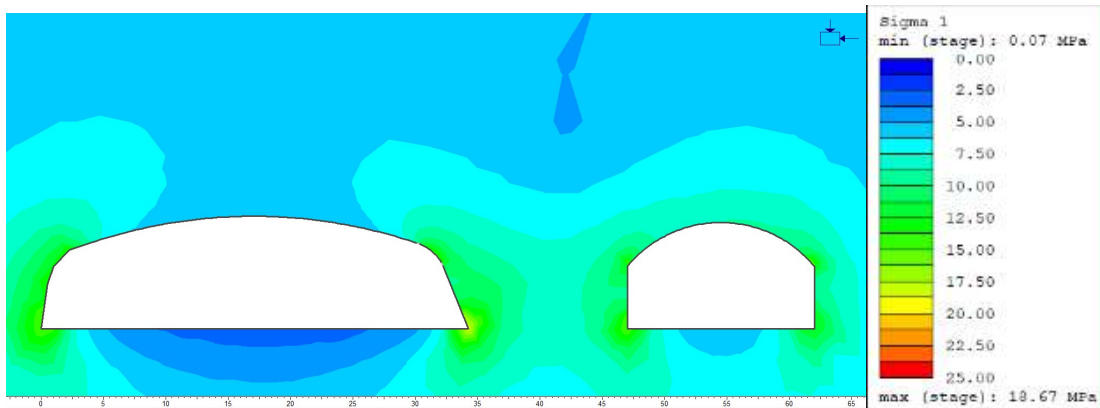
Figur 73 Avspenning i overgang mellom TBM og sprengt kontur. Spenningen konsentrerer seg langs vegg ned mot overgang vegg gulv.

### 8.4.6 Alt.2b profil 340

Ved første utviding av nytt sørgående løp dannes det en pilar mellom eksisterende nordgående løp og bergrommet. Etter planen skal denne pilaren sprenges vekk for å danne det endelige bergrommet. Grafisk fremstilling av spenning gjennom pilaren viser toppunkt på 23MPa ca. 0,4m inn fra nytt sørgående løp (Figur 74). Det andre toppunktet ligger langs konturen på eksisterende nordgående løp. Spenningen sentralt i pilaren er på ca. 19-20MPa, med litt over 20MPa langs konturen på eksisterende nordgående løp. Spenningsdifferansen mellom toppunktet og sentrale deler av pilaren er liten. Etter fjerning av pilaren konsentres spenningen langs kantene nede ved gulvet til bergrommet (Figur 75).



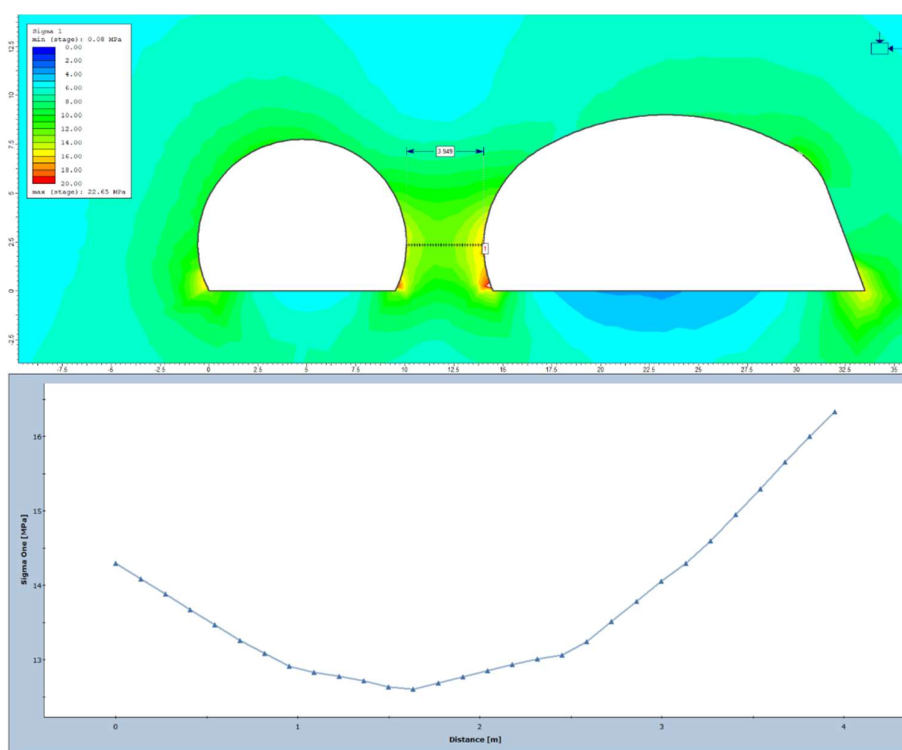
Figur 74 Spenningen konsentrer seg i pilaren. Grafisk fremstilling viser at spenningstoppen har beveget seg inn i fra nytt sørgående løp. Den andre spenningstoppen ligger fremdeles i konturen. Avspenning kan observeres i den utflatende konturen i eksisterende nordgående løp.



Figur 75 Spenningsfordeling etter fjerning av pilaren for profil 340 Alt. 2b.

### 8.4.7 Alt.2b profil 380

Ved utsprengning av eksisterende nordgående løp til ny sørgående løp dannes det en pilar mellom denne og eksisterende sørgående løp. Pilaren har i profil 380 en bredde på ca. 4m og de spenningstoppene ligger langs konturen med ca. 14,5MPa langs eksisterende sørgående løp og ca. 16MPa i konturen på nytt sørgående løp (Figur 76). Sentralt i konturen er spenningen under 13MPa. Spenningen i profilet er størst i den krappe overgangen mellom vegg og gulv.

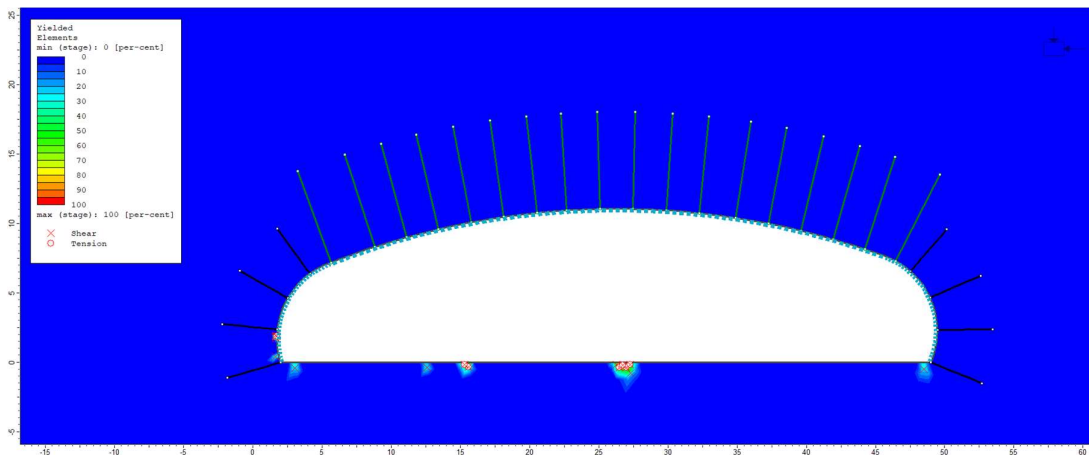


Figur 76 Spenningen er størst i overgangen gulv-heng. De grafiske fremstilte spenningstoppene befinner seg i konturen, med lavere spenning sentralt i pilaren.

## 8.5 Numerisk analyse med sikring

### 8.5.1 Alt.1360

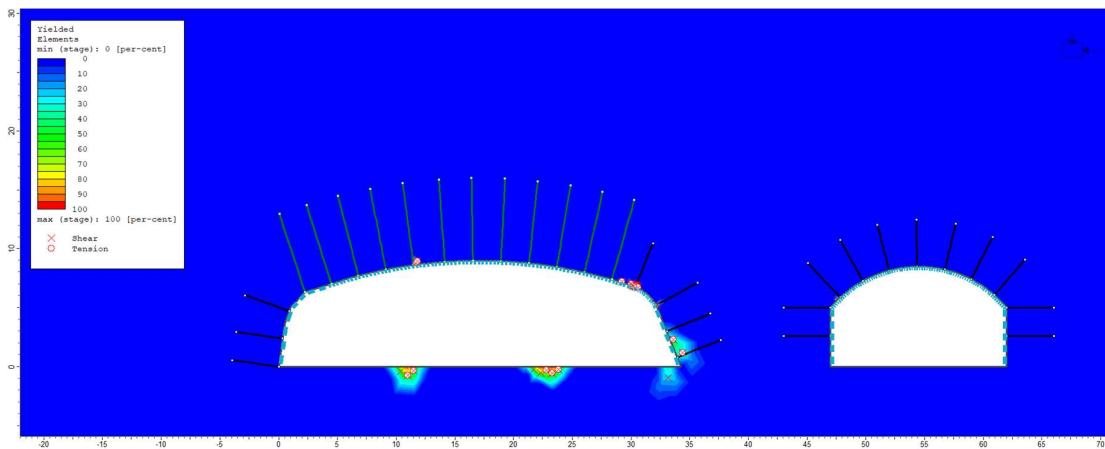
Ved ferdigstilling av Alt.1 360 med sikring av de delene som blir utgravd som del av bergrommet går ingen av boltene eller sprøytebetongen i brudd. Utgravningssekvensen kan sees i vedlegg 22. Mengden materiale som når flytegrense etter ferdigstilling er sentrert i veggen på venstre side av bergrommet. Etter ferdigstilling av bergrom nådde 17 materiale punkter flytgrensen (Figur 77).



Figur 77 Sikring reduserer mengden materiale som når flytegrensen. Sikringene når ikke flytegrensen.

### 8.5.2 Alt.2b 360

Ferdigstilling av bergrom Alt.2b med sikring viser ingen sikringer som når flytegrensen. Modeleringssekvensen med sikring kan sees i vedlegg 23. Materiale som når flytegrensen er sentrert oppe i høyre side av vederlaget. Tilsammen nådde 36 materilaepunkter flytegrensen etter ferdigstilling av bergrom (Figur 78).



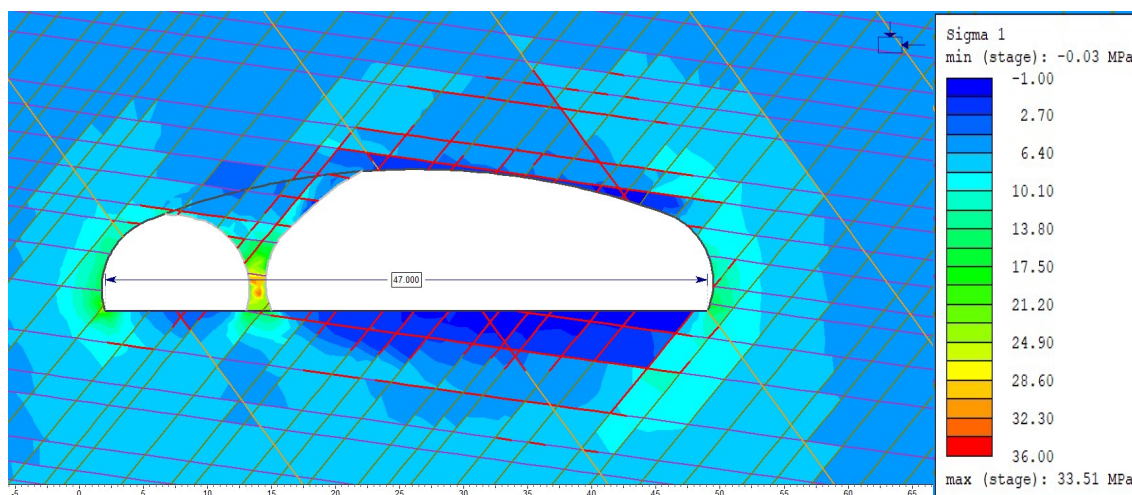
Figur 78 Ingen av sikringsmidlene når flytegrensen, og materialepunkter som når flytegrensen reduseres.

## 8.6 Numerisk analyse av Alt.1 med sprekkeseett

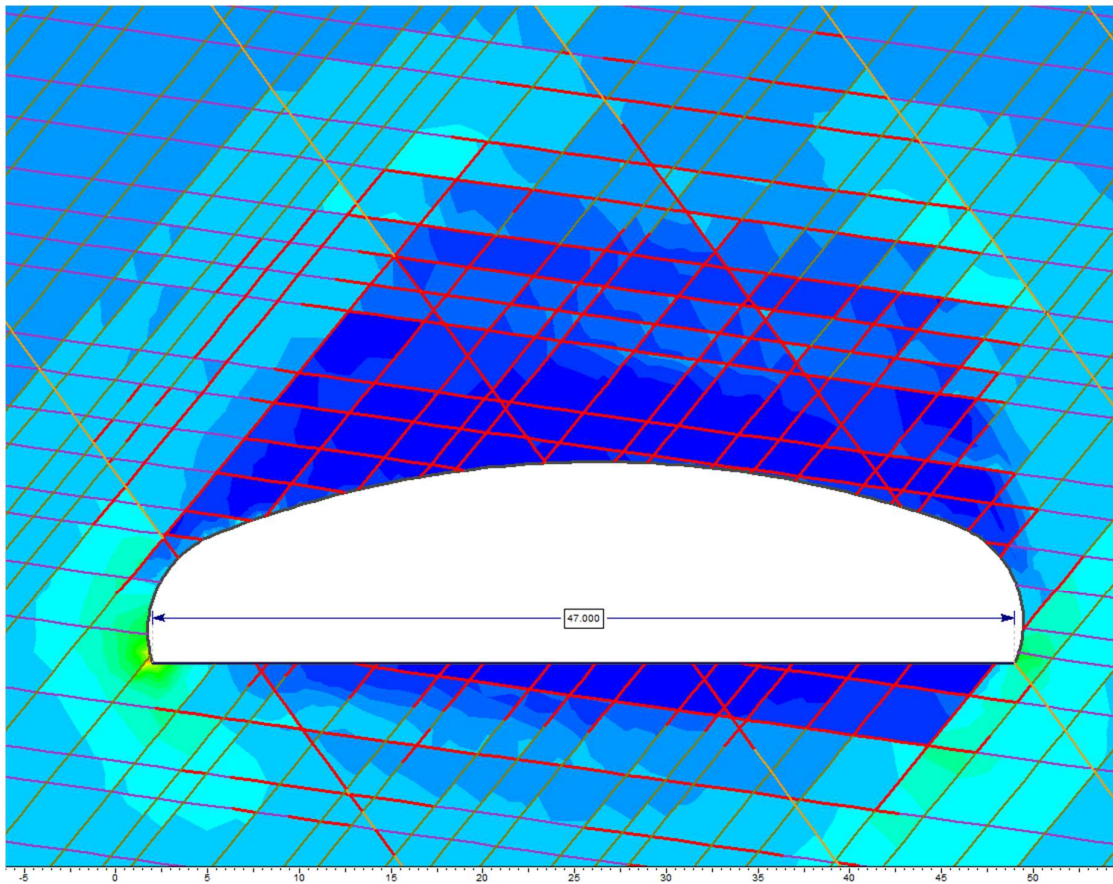
### 8.6.1 Uten sikring

Den numeriske analysen viser at flytegrensen nås både for materiale og sprekker for de eksisterende løpene (vedlegg 24). Ved utviding av eksisterende nordgående løp når flere sprekkeloverflater flytegrensen, det er spesielt tydelig at de tilnærmet horisontale sprekkene i S4 ser ut til å gå i brudd sammen med S3. Videre utgravning med nytt sørgående løp fører til at flere sprekker flytegrensen (Figur 79). S4 når flytegrensen langs henget, og S3 når flytegrensen der de krysser S4 og langs med konturen i pilaren. Pilarens deformasjon er i denne modellen styrt av styrken på sprekkelflatene og bergmassen. I modellen er spenningen høyest i sentrum av pilaren, og den vil trolig gå i brudd. Pilaren dannes mellom to løp som møtes inn mot bergrommet, og vil trolig ikke stå som følge av utgravningen. Fjerning av pilaren fører til en markant økning av sprekkeloverflater som når flytegrensen og avspenning over henget (Figur 80). Avspenningen og de svekkede sprekkene danner flere ustabile kileorienteringer.

<b>Steg:</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
Flytegrense sprekker	50	165	346	750
Flytegrense materialpunkt	26	56	223	476



Figur 79 Sprekkene langs med konturen på bergrommet når flytegrensen. Spenningen i pilaren er sentrert mot midten.



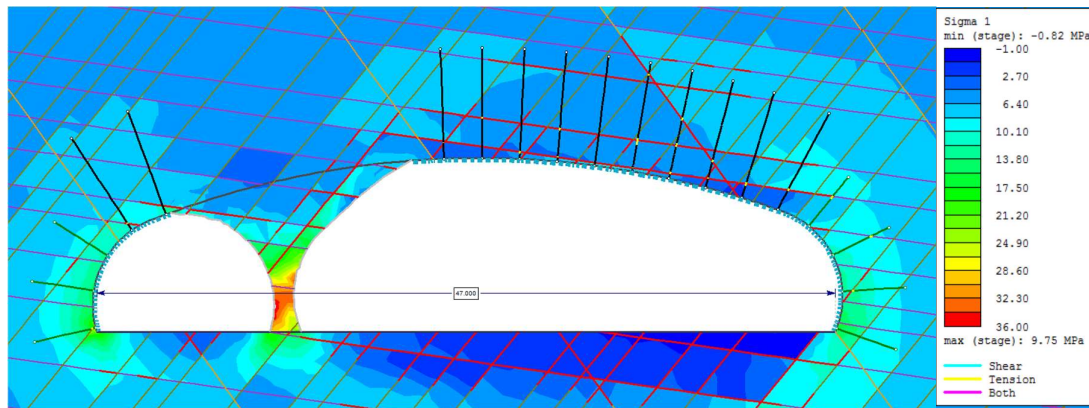
Figur 80 Mengden sprekker som når flytegrensen går langt opp over henget, samtlige av kilene avgrenset med sprekker som har nådd flytegrensen, er avspent, og/eller har tensil spenning. Legende er lik Figur 79.

## 8.6.2 Sikret etter Q-systemet

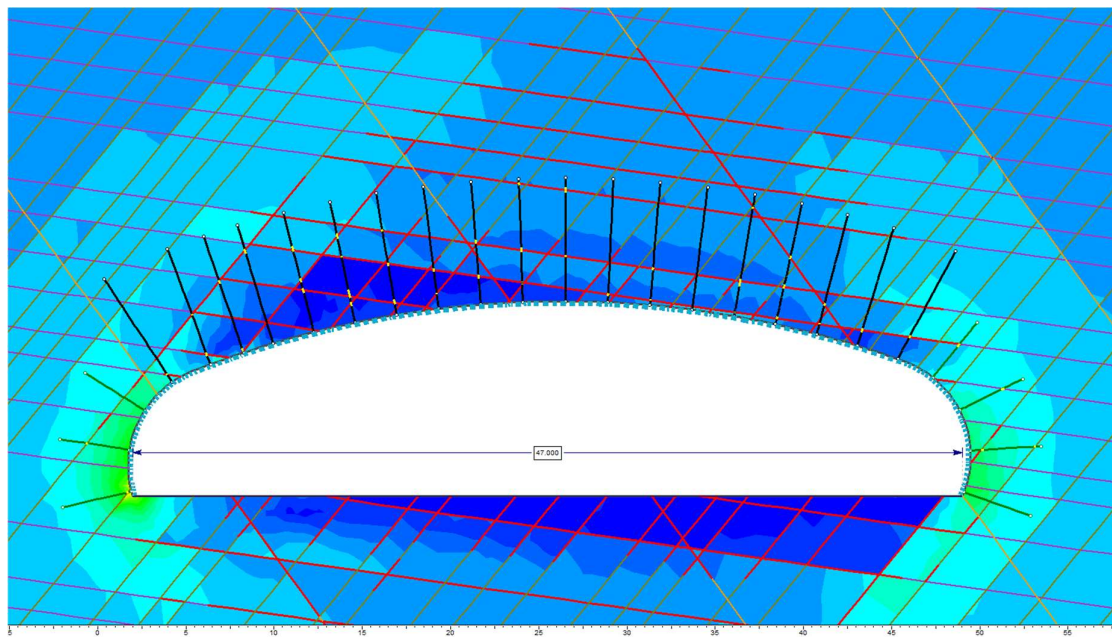
Sikringen av bergrommet skjer i rekkefølge vist i vedlegg 25, med sikring av de delene som blir en del av bergrommet for hvert steg. Sikringen er med på å redusere antall sprekker og materialepunkt som når flytegrensen. Flere av boltene i modellen når flytegrensen med tensil deformasjon. Boltene når flytegrensen der boltene krysser sprekken (Figur 81 & Figur 82). Ikke alle sprekken når flytegrensen der hvor boltene har nådd sin tensile kapasitet. Ved ferdigstilling av bergrommet oppstår en avspent kile i venstre side. Flere av boltene som krysser sprekkeflatene på denne kilen når flytegrensen. Andre bolter som tidligere er blitt installert når flytegrensen når bergrommet ferdigstilles (Figur 82). Mengden kiledannelse og avspenning som dannes uten sikring reduseres som følge av bergsikring. Boltene som når flytegrensen kan regnes for å ha gått i brudd da boltene i utgangspunktet er meget stiv. Sprøytebetongen går ikke i brudd. Antall sprekker og materialepunkt som har nådd flytegrensen minker som følge av sikring. Mangel på sikring i gulvet, gjør at innvirkningen av sikring ikke blir like tydelig i stegvis oversikt, men er tydeligere i figurene.



Steg:	1	2	3	4
Flytegrense joint:	50	159	317	531
Flytegrense materialepunkt:	18	39	107	159
Flytegrense sprøytebetong:	0	0	0	0
Flytegrense bolt:	1	10	24	51



Figur 81 Sikring av bergrommet før fjerning av pilar. Flere bolter når flytegrensen men ikke sprøytebetongen



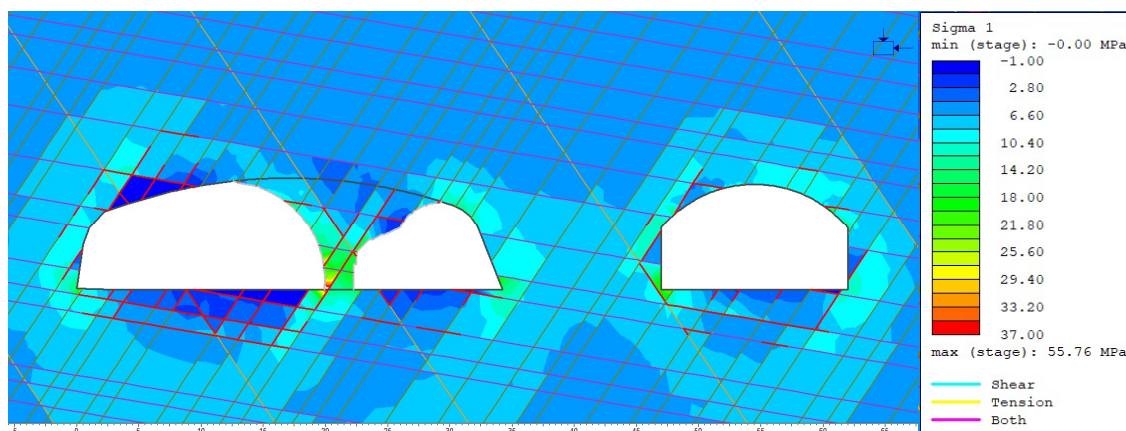
Figur 82 Bergrommet ferdigstilt med sikringsanbefaling etter Q-systemet. Flere bolter når flytegrensen men ikke sprøytebetongen. Legende er lik Figur 81.

## 8.7 Numerisk analyse av Alt.2b med sprekkesett

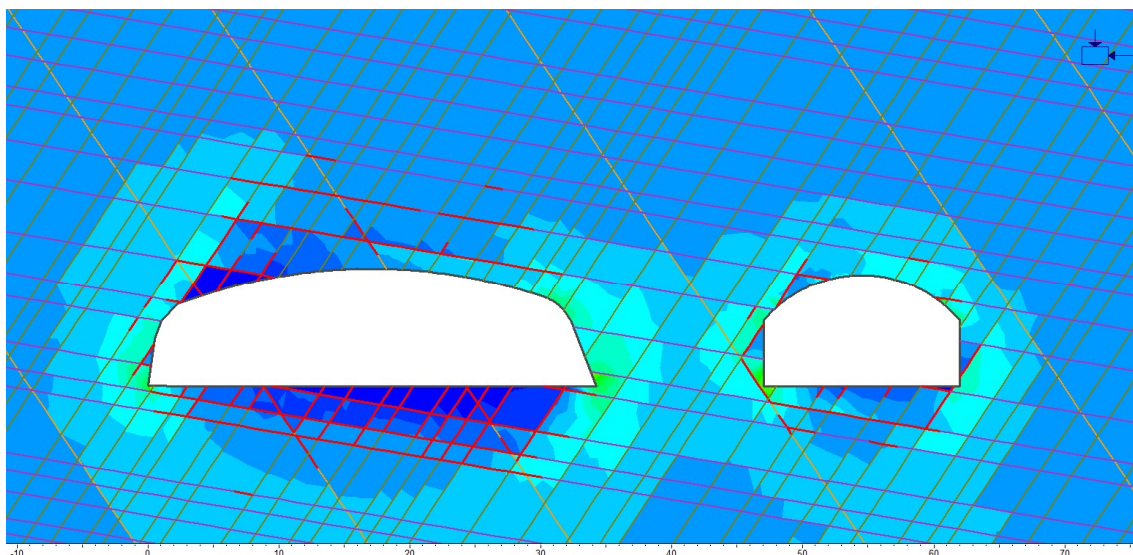
### 8.7.1 Uten sikring

Allerede i de eksisterende løpene kan det ut ifra analysen observeres sprekker langs veggen og materiale som når flytegrensen (Vedlegg 26). Det nye nordgående løpet som inneholder nytt nordgående løp og ny avkjøringsrampe danner noen kiler i henget og veggene. Utviding av eksisterende sørgående løp med nytt sørgående løp danner en avspent kile i henget på venstre side, og flere sprekker når flytegrensen i pilaren mellom de sørgående løpene og det eksisterende nordgående løpet (Figur 83). Endring av spenningsbilde som følge av utgravninger, fører til at noen sprekker ved det nye nordgående løpet når flytegrensen. Ved fjerning av pilaren og ferdigstilling av bergrom oppstår det tensile spenninger i den allerede avspente kilen (Figur 84). Flere av de horisontale sprekkenene når flytegrensen. Også nå endres spenningsbildet for det nordgående løpet og enda en sprekke over dette løpet når flytegrensen.

<b>Steg:</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
Flytegrense sprekke:	55	116	191	287
Flytegrense materialepunkt:	18	42	99	136



Figur 83 Utgraving av bergrom før pilar fjernes. Spenningen er konsentrert nedre venstre hjørne på pilaren og flere sprekker har nådd flytegrensen. Det har dannet seg en avspent kile i venstre side på utvidet sørgående løp.

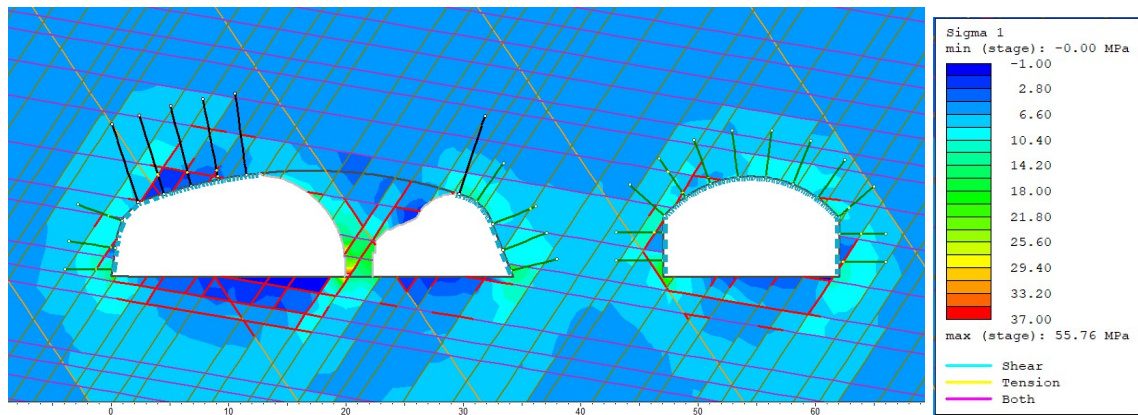


Figur 84 Ferdigstilling av bergrom gir nå en markant avspent kile med tensil spenning i venstre hjørne. Spenningen er konsentrert i hjørnene nede på bergrommene hvor det er en tydelig kant.

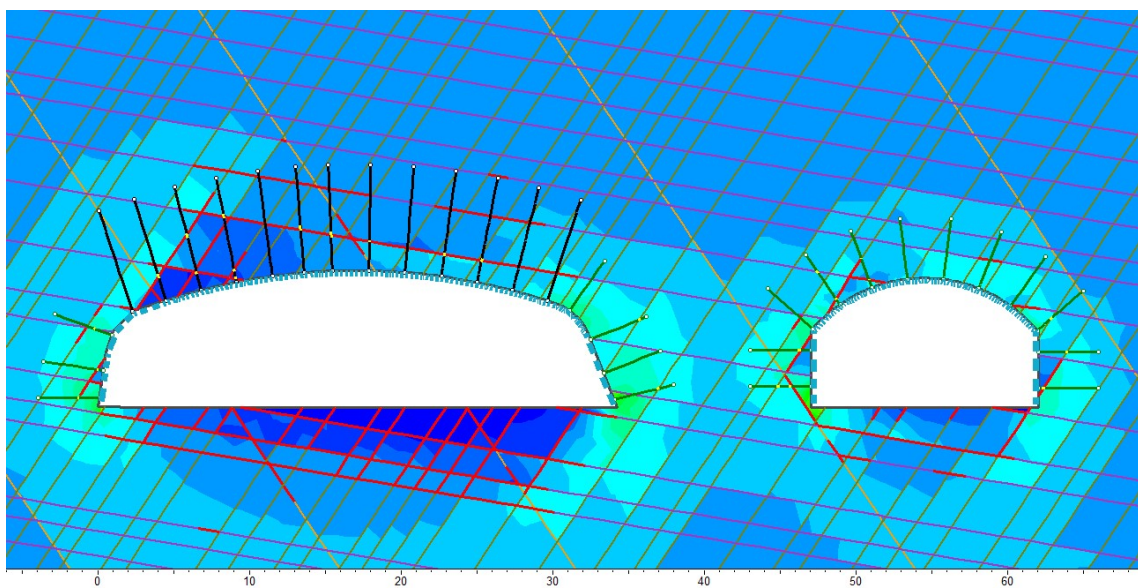
### 8.7.2 Sikret etter Q-systemet

Sikringsforløpet vises i vedlegg 27, og allerede under analyse av de eksisterende løp når boltene flytegrensen. Flere bolter når flytegrensen i det nye nordgående løpet med tunnelrampe. De fleste boltene langs veggene på nytt nordgående løp når flytegrensen, men også boltene som krysser sprekkene som har nådd flytegrensen i hengt. Flere bolter når flytegrensen uten at sprekkene har nådd den. Utgraving av nytt sørgående løp (Figur 85) fører til at flere bolter i det nye nordgående løpet når flytegrensen. Det dannes også en avspent kile i venstre hjørne på nytt sørgående løp. To av tre bolter som krysser kilen når flytegrensen. Ved ferdigstilling av bergrommet når alle boltene som krysset kilen i venstre siden av bergrommet flytegrensen (Figur 86). Den horisontale sprekken som går over bergrommet på høyre side fører til at flere bolter der når sin tensile kapasitet. Antall sprekker og materialepunkt som har nådd flytegrensen minker som følge av sikring. Mangel på sikring i gulvet, gjør at innvirkningen av sikring ikke blir like tydelig i stegvis oversikt, men er mer visuell i figurene.

<b>Steg:</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
Flytegrense sprekk:	55	114	183	275
Flytegrense materialepunkt:	17	39	92	120
Flytegrense liner:	0	0	0	0
Flytegrense bolt:	3	11	16	30



Figur 85 Sikring av bergrom før fjerning av pialren. Flere bolter i heng og vegg når flytegrensen, men ikke sptøytebetong.

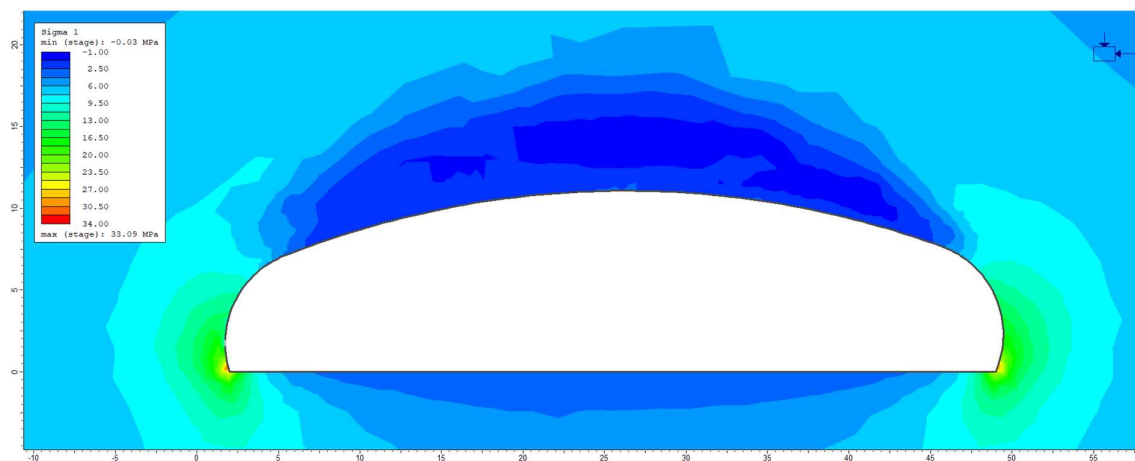


Figur 86 Bergrom og avkjøringsramper etter ferdigstilling. Flere bolter i heng og vegg når flytegrensen, men ikke sprøytebetongen.

## 8.8 Tilbake kalkulering mellom de ulike numeriske modellene

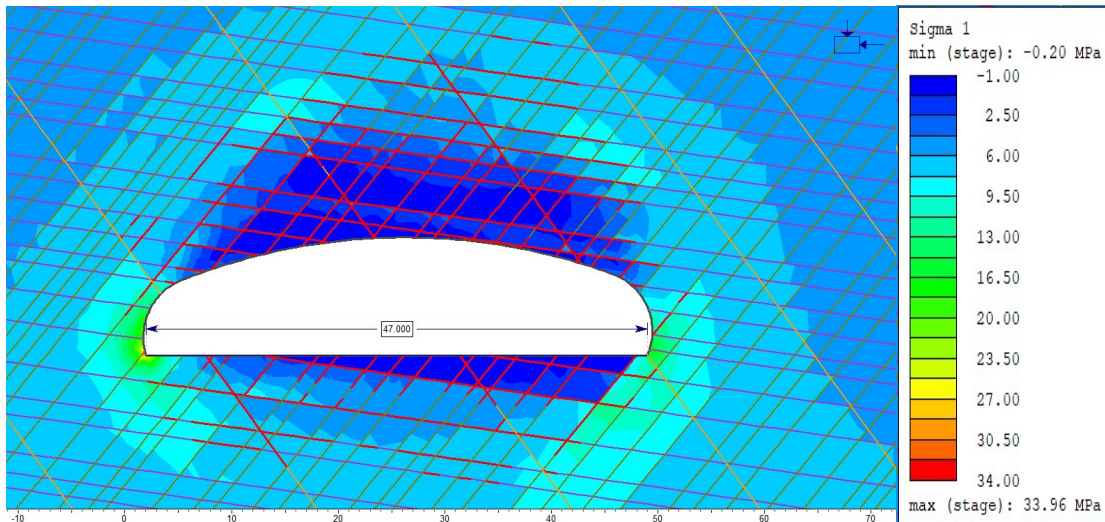
Modellering med sprekkesett for både bergrommene Alt.1 og Alt.2b gav avspenning i henget ved ferdigstilling i usikret og sikret tilstand. Tilsvarende avspenning ble ikke observert i modellene hvor GSI alene representerte oppsprekkingen. Begge modellene er ment til å representere forholdene og deformasjon i bergmassen omkring bergrommene basert på ingeniørgeologisk kartelgging, laboratoriedata og geologisk forståelse. Det er dermed interessant å finne ut hvor stor forskjell det er i parameterne og hvordan de må justeres for å gi lignende resultat. Tre slike tilbake kalkuleringer gjennomføres; to med forholdene mellom GSI og sprekkesett, og en for innspenning.

Den første tilbake kalkuleringen tar utgangspunkt i at modellene med sprekkesett får avspenning noe som ikke var tilstede i modellene hvor GSI representerte oppsprekking. Modellen for Alt.1 profil 340 med største bergrom ble kjørt med senket GSI og residual GSI helt til avspenning i henget ble oppnådd. Denne avspenningen ble sammenlignbar med modellen med sprekkesett ved GSI = 45, og residual GSI = 30 (Figur 87).



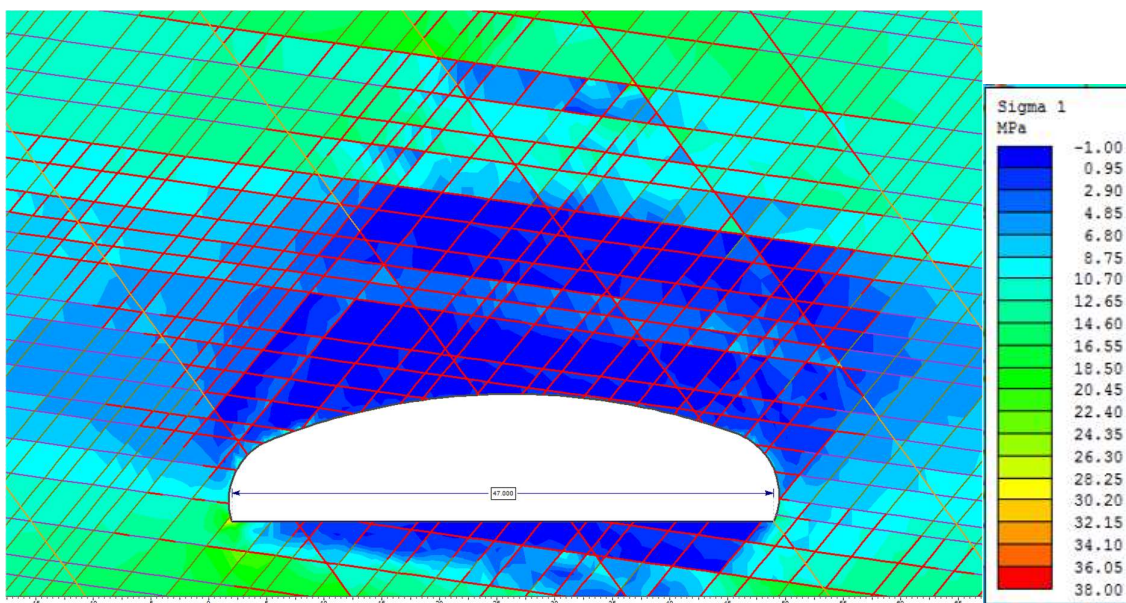
Figur 87 Tilbakekalkulering med senking av GSI til avspenning forekommer i henget. GSI ble senket fra 55 til 45 for å danne avspenning.

Hvis man tilbake kalkulerer den andre retningen heves GSI verdien til innspenning forekommer. Dermed ble GSI verdien økt på modellen for Alt.1 profil 360 for å se når avspenningen forsvant. Det viste seg at ved en GSI på 100 og residualverdi på 67 var fremdeles sprekkesettene i henget avspent (Figur 88).



Figur 88 Tilbakekalkulering med økning av GSI verdien viste at selv med en GSI på 100, som tilsvarer null oppsprekking er det fremdelere avspenning i henget.

Tilbake kalkulering med økning av innspenning i form av  $\sigma_h$  på Alt.1 profil 360. Den horisontale spenningen langs med bergrommet ble holdt konstant med forholdstallet 2 som i de andre modellene. Spenningen som virker vinkelrett på bergrommet ble økt opp til forholdstallet 4 som gir  $\sigma_h$  på 17MPa. Spenningen ble ikke økt utover dette da denne horisontalspenningen allerede er vanskelig å rettferdiggjøre. Resultatet av modelleringen med den økte spenningen viser ikke noe betydelig avspenning i henget, men heller et økt område med sprekker som blir avspent. Trolig som følge av økt mengde deformasjon (Figur 89).



Figur 89 Tilbake kalkulering med økt innspenning øker mengden sprekker som når flytegrensen markant, det øker også mengden avspenning i henget.

## 9 Unwedge analyse av Alt.1 og Alt.2b

Unwedge gir et tre-dimensjonalt overblikk over kileutglidninger, størrelsen på kilene og stabiliteten. Både Alt.1, Alt.2b og arret etter nedfallet blir undersøkt med Unwedge.

### 9.1 Parametere til Unwedge analyse

#### Geometri

Geometrien til Alt.1, Alt.2b og profilet ved arret er funnet ved bruk av SVV sin grunnlagsdata (Statens vegvesen 2018a). Høyden på veggene til Alt.1 er satt til 6m, høyden i senter til 12m, bredden til 47m, og lengden til 65m. Trenden til bergrommet er satt til  $344^\circ$  med fall på  $0^\circ$ . Geometrien til Alt.2b har en bredde på 33m, høyden på veggene er 5m, høyden i sentrum er 10m, lengden er 50m og bergrommet har en trend på  $323^\circ$ . På lokaliteten ved spiret har tunnelen en retning på  $344^\circ$  og fall på  $0^\circ$ , og tunneldimensjonen er i modellen satt til en bredde på 10m og høyde på 8m, og en buet kontur. Det vil ikke bli tatt hensyn til kiler i endene av bergrommene siden tunnelene fortsetter videre etter koblingssonen.

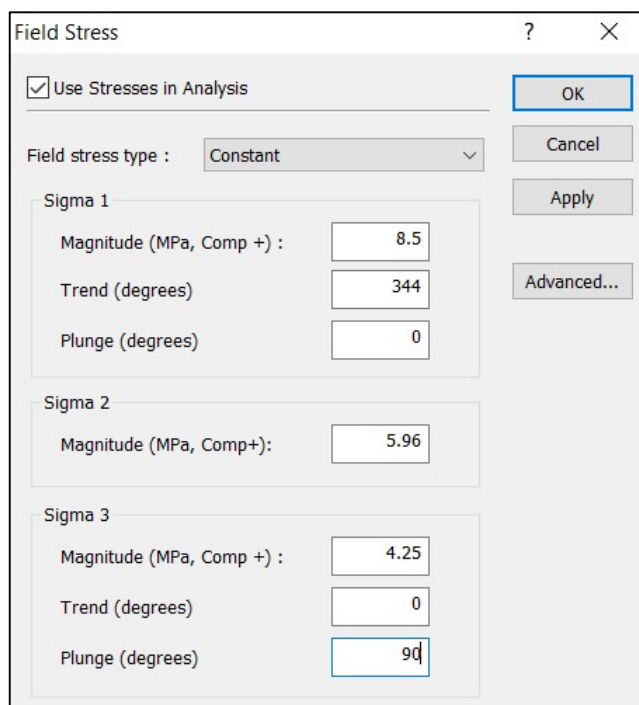
#### Spenningsforhold

Utrasing av kiler formet under bakken er en typisk problemstilling i et oppsprukket bergmasse (Curran et al. 2004). Kilene dannes ved at sprekker krysser hverandre og den frie overflaten. Tyngdekraften eller andre krefter kan virke på kiler i tak og vegger og få dem til å gi etter for deretter å falle, gli eller rotere ned/ut. Flere ulike faktorer som geometri, styrken på sprekkeplan, og spenningsforhold i bergmassen er med på å styre stabiliteten til kilene.

Unwedge analysen tar utgangspunkt i at kilene kun utsettes for tyngdekraften (Rocscience 2019b). Dette gir i følge Curran et al. (2004) et konservative estimat. En kile i hengt vil ifølge en Unwedge analyse falle under egenvekt med sikkerhetsfaktor på 0, i praksis er kiler i hengt på dyptliggende bergrom observert til å være stabile. Forklaringen kan ligge i innklemmingseffekten påført av at innspenning kan mobilisere tilstrekkelig skjærmotstand langs sprekkeoverflaten til å stabilisere kilen.

Programmet anbefaler ikke bruk av innspenning i utregning av langtids sikkerhetsfaktor siden enhver bevegelse på kilen vil fjerne den gunstige effekten av innspenningen (Rocscience 2019a). Sikkerhetsfaktoren blir ikke senket av spenningen og fungerer kun til å klemme kilen på plass.

Det blir gjennomført Unwedge analyser med innspenning for å se spenningens påvirkning på kilene i tredimensjonalt rom. Resultatet fra analysen brukes videre med de begrensningene de innebærer. Spenningsdataen brukt i Unwedge analysen er lik forholdene brukt i RS.2 analysen (Figur 90). Retningen på største hovedspenning er satt til 344° for Alt.1 og Alt.2b.



Figur 90 Spenningsforholdene brukt i Unwedge analysen.

## Sikring

Under driving av tunnel vil nedfall eller utglidning av kiler kunne skje i det øyeblikket hele kilen har en fri overflate. Sikring må derfor installeres øyeblikkelig for å ha effekt. I Unwedge analysen tas det utgangspunkt i data for gyste CT-bolter og fiberforsterket sprøytebetong. I programmet representeres dette ved å bruke boltetypen Grouted Dowel der 100% av boltelengden er gyst med sement. Det brukes også her 7m og 4m lange bolter med en c/c på 2.4m. Henget på bergrommet har 7m lange bolter, og veggene har 4m lange bolter.

Sikringsegenskapene: Grouted Dowel (Gyst bolt)

Tensil kapasitet: 0.29 MN

Plate kapaistet: 0.1 MN (Standard)

Styrke på gyst lengde 0.34 MN/m<sup>3</sup> (Standard)



Styrken på sprøytebetongen er satt etter standardinnstillingene i programmet. Med en skjærstyrke på 1MPa og enhetvekt på 0,026 MN/m<sup>3</sup>. Tykkelsen på sprøytebetongen er satt til 9cm og 20cm.

### **Sprekkedata**

For Alt.1 og Alt.2b brukes sprekkesettene S1-S4 som grunnlag for analysene. Forholdene langs sprekkeflatene baserer seg på Barton & Bandis sitt skjærstyrkekriterium med samme data som i RS.2 analysen. Siden det er 4 sprekkesett som skal analyseres gjøres det til sammen fire analyser for å få frem alle kombinasjoner. I arret benyttes orienteringer hentet fra lokaliteten og samme skjærstyrke som for S1-S4.

## 9.2 Unwedge analyse uten spenning eller sikring

### Alt.1

De fire Unwedge analysene med S1, S2, S3 og S4 uten innspenning og sikring danner ustabile kiler ved alle sprekkesettkombinasjonene (Tabell 14 & Figur 91). Det ble dannet kiler i både heng og vegg. Den største kilen som ikke er dannet under bergrommet er nr.8 for sprekkesettene S1, S2, og S3, denne kilen går diagonalt over hele hengen til hele bergrommet og opp i fjellet over. Vekten på kilen er 52,22MN, og grunnet fritt fall er SF 0. Delen av kilen som stikker lengst opp i bergmassen er i NV del av bergrommet. Sprekkesett S1, S2 og S3 danner også veggkiler (nr.4 og 5) og en mindre kile i hengen (nr. 6) som alle har en SF på under 1,5.

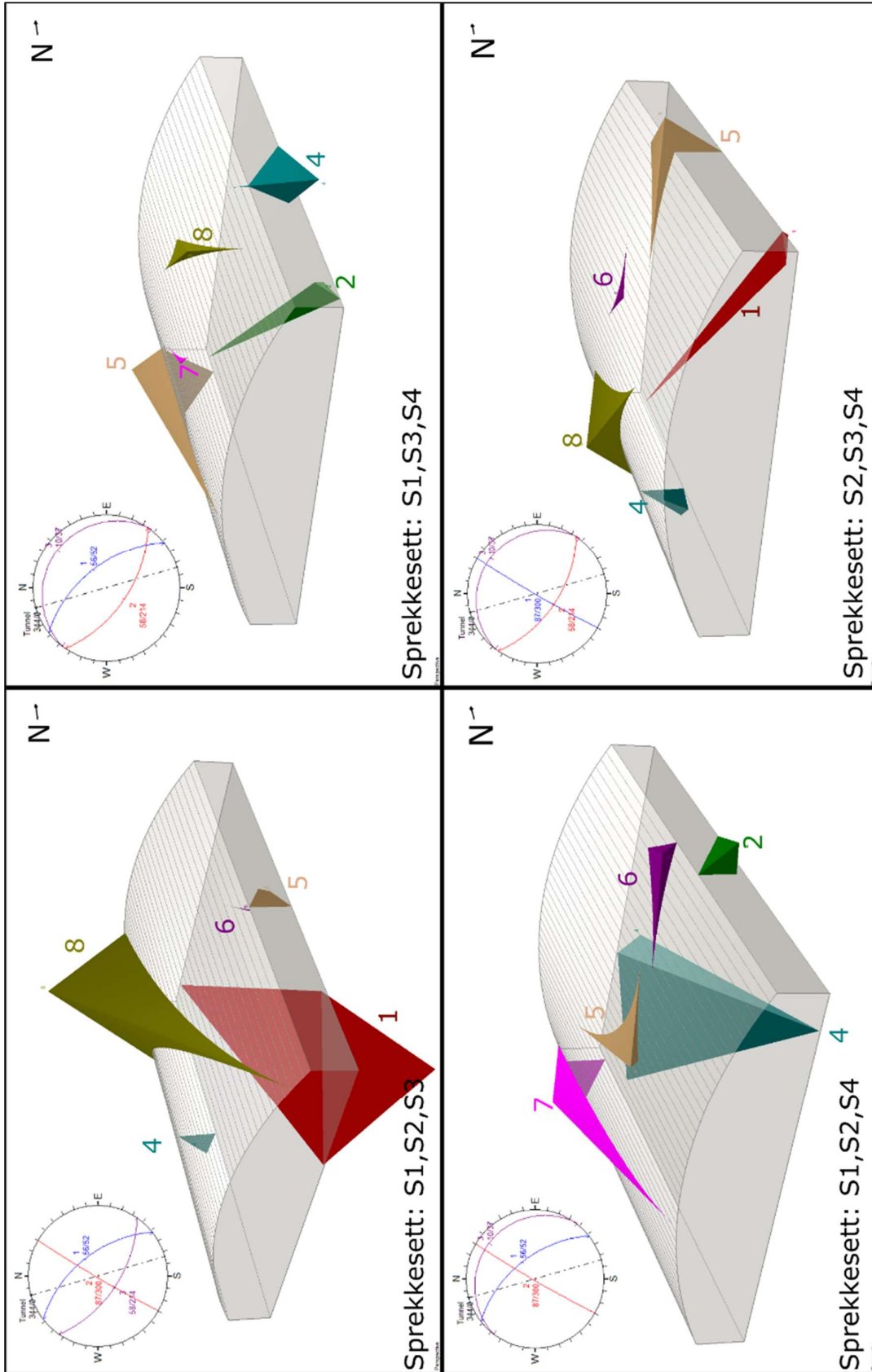
Ved å bytte ut S3 med S4 får man nye kiler, også her er den største kilen (nr.7) med SF på 1,27 og vekt på 4,96MN plassert i NV del av bergrommet. Kilen går fra veggen på bergrommet og diagonalt inn mot midten. Fra sentrale deler av bergrommet og mot øst er det to kiler i hengen nr. 5 og 6. Av disse er det bare nr. 6 som har en SF under 1,5 med en vekt på 0,39MN.

Ved bruk av sprekkesettene S1, S3, og S4 kan man observere en kile med lignende form som nr.7(S1, S2 og S4), men denne kilen har en høyere SF (11,57) og vekt (13,79MN). Av kilene som dannes av sprekkesett S1, S3 og S4 er det bare kile nr.8 som har en SF under 1,5 siden den er i fritt fall. Vekten på denne kilen er 0,03MN og befinner seg i østlige del av bergrommet.

Unwedge analysen av de tre sprekkesett S2, S3 og S4 danner fire ulike kiler i vegg og heng. To av kilene dannes i hengen, begge har en SF under 1,5. Kile nr.8 dannes i NV del av heng og er i fritt fall med SF på 0. Vekten på denne kilen er 6,44MN. Kile nr.6 befinner seg sentralt i bergrommet og er meget liten. I den østlige delen av bergrommet igjennom heng og vegg går kile nr.5 med SF på 1,1 og vekt på 1,59MN.

Tabell 14 Oversikt over sikkerhetsfaktor (SF) og vekt (MN) fra Unwedge analysene for Alt.1 uten innspenning og sikring.

Alt1								
Kile	S1S2S3		S1S2S4		S1S3S4		S2S3S4	
	SF	Vekt(MN)	SF	Vekt(MN)	SF	Vekt(MN)	SF	Vekt(MN)
2			47,13	0,64				
4	1,32	0,15			46,38	3,42	9,32	0,40
5	1,24	0,15	1,96	0,39	11,57	13,79	1,10	1,59
6	0,14	0,00	0,14	0,14			0,14	0,03
7			1,23	4,96	1,69	0,01		
8	0,00	52,22			0,00	0,33	0,00	6,44



Figur 91 De ulike kilene dannet med sprekkesett S1, S2, S3 og S4 for bergrom i Alt.1.

## Alt.2b

Oversikt over alle kilene og størrelse kan observeres i Tabell 1 & Figur 92. Sprekkesettene S1, S2 og S3 danner til sammen tre ulike kiler i heng og vegg. Kile nr. 8 er i den NV-delen av henget, vekten på kilen er 47,81MN og den er utsatt for fritt fall som gir en SF på 0 Tabell 15. At orienteringen på bergrommene er ulik og at det har innvirkning på kilene kan sees på kile nr.8 da denne kilen følger bergrommet i henget, mens kile nr.8 for Alt.1 (S1, S2 og S3) går diagonalt over henget. Kilene i veggen består av kile nr. 4 og 5, begge har en vekt på 0,33MN og SF på omkring 1,3.

Analysen med sprekkesettene S1, S2, og S4 resulterer i dannelsen av 2 kiler i henget på bergrommet nr. 2 og 6. Kile nr.2 har en SF på 1,78 med egenvekt på 4,6 MN og er i den vestlige delen av bergrommet. Nr. 6 befinner seg i østlig del av bergrommet og har en SF på 0,1 med en vekt på 1,9 MN. D

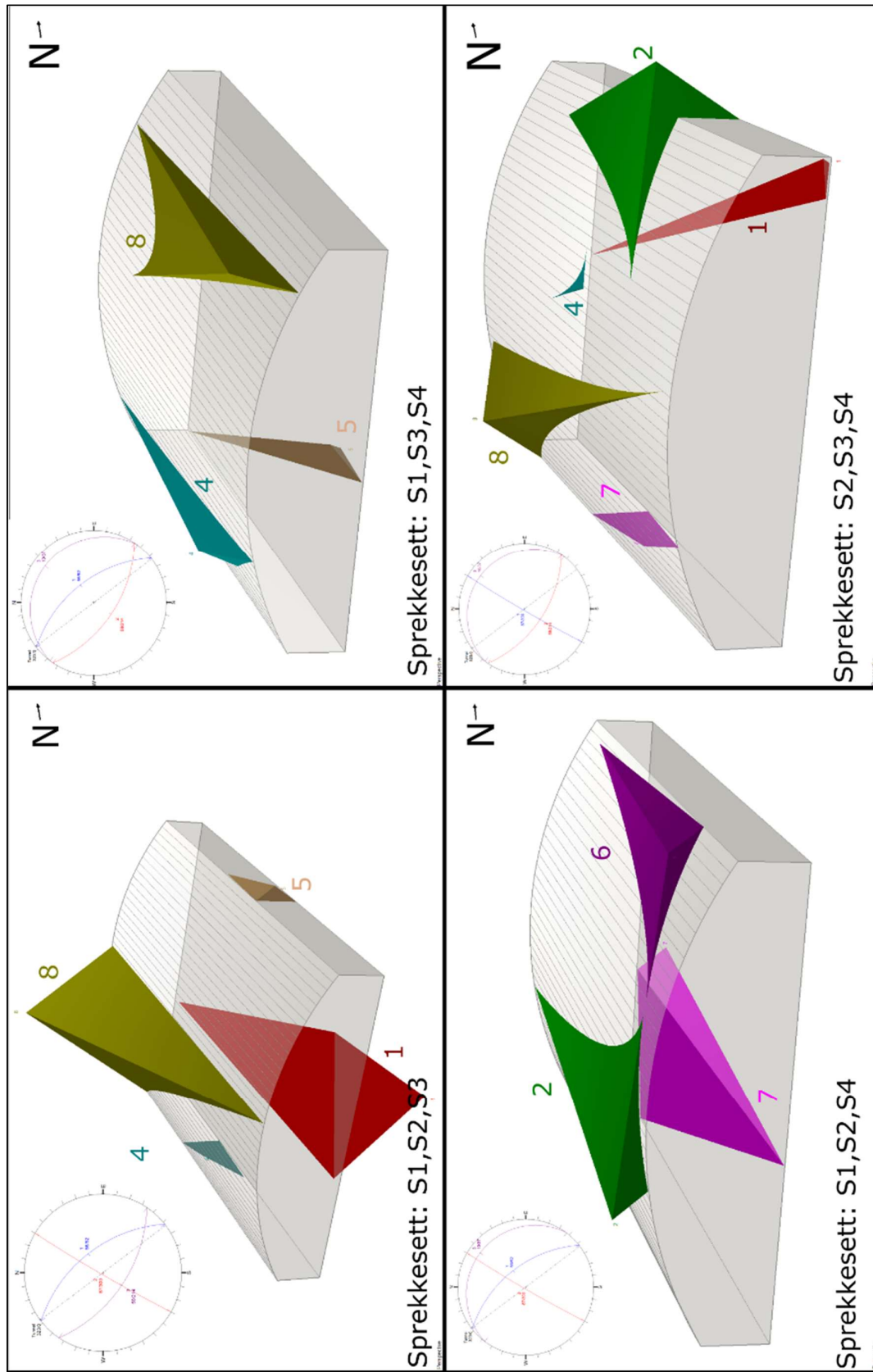
Sprekkesettene S1, S3 og S4 danner også to kiler i henget. Den største av disse er kile nr.8 som veier 3,22MN og har en SF på 0 grunnet fritt fall. Kile nr.4 med vekt på 1,46 MN har SF på 1,29 som tilsier at den utsettes for friksjon og ikke er under fritt fall.

I analysen med S2, S3 og S4 dannes det 2 kiler i vegg og 2 i heng. Kilen nr.4 og 8 befinner seg i henget, mens nr.2 og .7 er i veggen, hvor nr.2 går over i henget. Av kilene er nr.4 den minste og plassert sentralt i bergrommet med vekt på 0,004 MN og SF på 0,14. Den største kilen er nr.8 plassert NV i bergrommet med en vekt på 4,91 MN, og med SF på 0.

Kile nr.8 er plassert i den vestlige delen og har en SF på 0 og en vekt på 4,91MN. For kilene langs veggen er nr.2 den største med en vekt på 3,94 MN og har en SF på 1,09 og er plassert i den østlige delen. Kile nr.7 har en SF på 9,55 og en vekt på 0,54MN.

Tabell 15 Oversikt over sikkerhetsfaktor (SF) og vekt (MN) fra Unwedge analysene for Alt.2b uten innspenning og sikring.

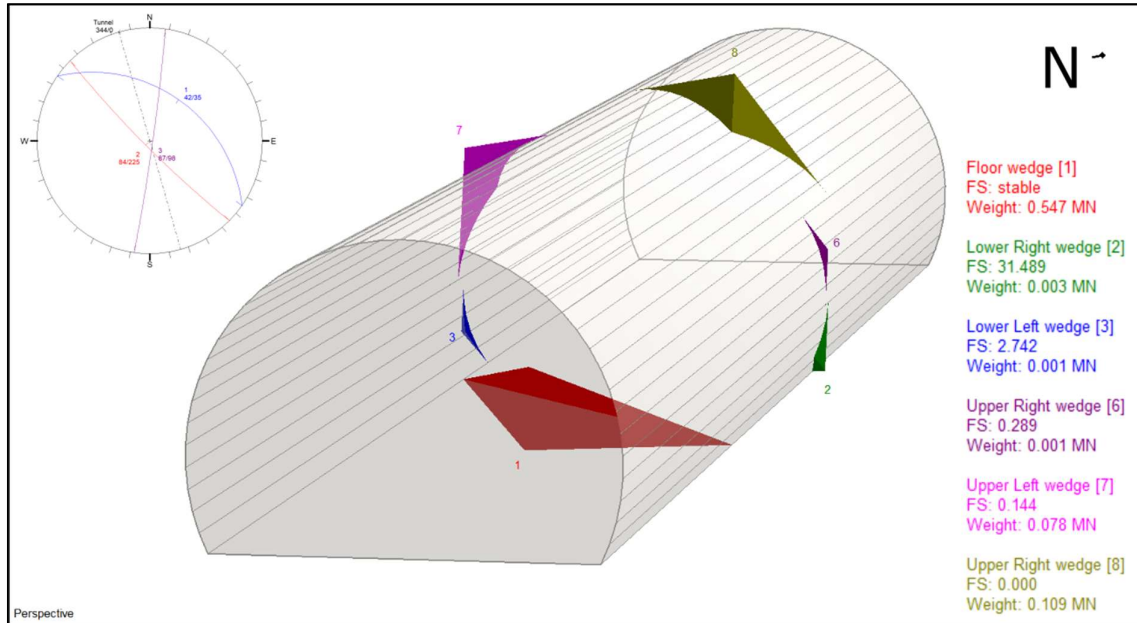
Alt.2b								
Kile	S1S2S3		S1S2S4		S1S3S4		S2S3S4	
	SF	Vekt(MN)	SF	Vekt(MN)	SF	Vekt(MN)	SF	Vekt(MN)
2			1,78	4,60			1,09	3,94
4	1,34	0,33			1,29	1,46	0,14	0,00
5	1,28	0,33						
6			0,10	1,90				
7							9,55	0,54
8	0,00	47,81			0,00	3,22	0,00	4,91



Figur 92 De ulike kilene dannet med sprekkeseett S1, S2, S3 og S4 for bergrom i Alt.2b.

## Unwedge analyse med sprekkedata fra arret i tunnel.

Analyse av sprekkeplan/settene M1, M2 og M3 fra foten av arret gav seks ulike kiler (Figur 93). Kile nr.7 og nr.8 samsvarer med observasjoner under ingeniørgeologisk kartlegging. Vekten på kilene var 0,08MN for nr. 7 og 0,11MN for nr.8. Begge hadde SF under 1,5 med 0 for nr.8 og 0,14 for nr.7. Den siste kilen med SF under 1,5 er nr.6 med en SF på 0,29 og med vekt på 0,001MN.



Figur 93 Kilene i tunnellopet med sprekkesettene (M1, M2 og M3) fra arret i spiret.

## 9.3 Unwedge analyse med innspenning

I Tabell 16 kan man se økning i sikkerhetsfaktoren som følge av innspenning. Spesielt tydelig innvirkning er det på nr.8 kilene som alle befinner seg i henget på tunnelen. For Alt.1 stiger sikkerhetsfaktoren for kile nr.8 fra 0 hos alle til 1,04, 1,22 og 1,73. Kile nr.6 dannet av sprekkesett S1, S2 og S4 er fremdeles en ustabil kile. Innspenningen har mindre innvirkning på kilene som er blitt avflatet i henget. Et eksempel på dette er kile nr.6 (S1, S2 og S4) som etter innspenning fremdeles har en lavere SF en kile nr.8, selv om den har SF på 0,14(Alt.1) og 0,10 (Alt.2b) før innspenning.

Noe av de samme resultatene for kile nr.8 i Alt.1 går igjen i Alt.2b, hvor innspenningen ser ut til å ha tilsvarende effekt ved at SF etter innspenning er 0,84, 1,25, og 1,73. Den største

forskjellen ligger i kilen dannet i S2, S3 og S4 som er litt mer ustabil i Alt.2b. Kile nr.6 (S1, S2 og S4) er også mer ustabil i Alt.2b med SF på 0,7.

Økning i SF: Alt.1 kile nr.7 (S1, S3, S4), Alt.1 kile nr.5 (S2, S3, S4) og Alt.2b kile nr.2 (S2, S3, S4)

Ingen endring i SF: Alt.1 kile nr.5 (S1, S3, S4)

Ingen av kilene som bare går i vegg får lavere SF som følge av innspenningen;

Alt.1: Kile nr. 4 og 5 (S1, S2, S3) – nr.2 (S1, S2, S4) – nr.4 (S1, S3, S4) – nr.4 (S2, S3, S4)

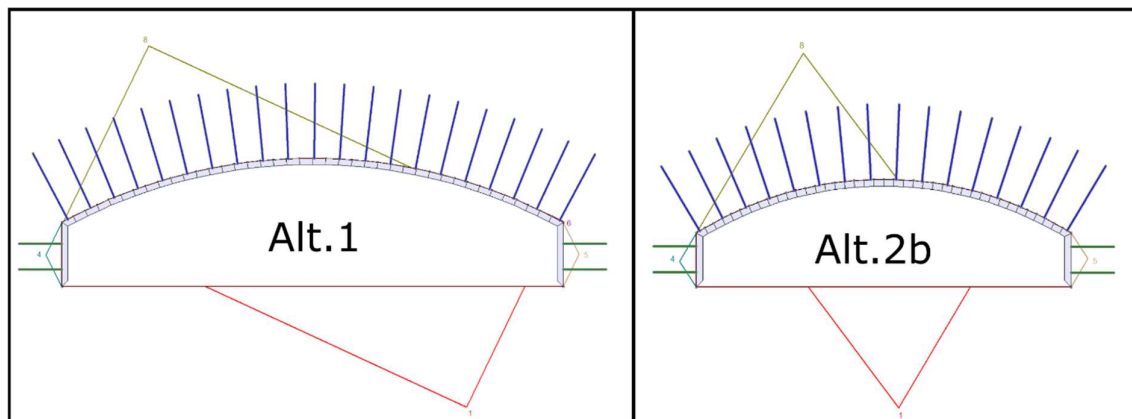
Alt.2b: Kile nr. 4 og 5 (S1, S2, S3) – nr.7 (S2, S3, S4)

Tabell 16 Sikkerhetsfaktor (SF) før og etter innspenning for Alt.1 og Alt.2b. Plassering av kilene i bergrom er gitt med; H = Heng, HV = Heng og vegg og V = Vegg.

Alt. 1								
Kile nr.	SF med innspenning				SF uten innspenning			
	S1-S2-S3	S1-S2-S4	S1-S3-S4	S2-S3-S4	S1-S2-S3	S1-S2-S4	S1-S3-S4	S2-S3-S4
2		47,13 (V)				47,13 (V)		
4	1,32 (V)		46,38 (V)	9,32 (V)	1,32 (V)		46,38 (V)	9,32 (V)
5	1,24 (V)	2,18 (H)	11,57 (HV)	1,50 (HV)	1,24 (V)	1,96 (H)	11,57 (V)	1,10 (HV)
6	0,14 (H)	0,87 (H)		0,14 (H)	0,14 (H)	0,14 (H)		0,14 (H)
7		1,92 (HV)	1,69 (H)			1,23 (HV)	1,69 (H)	
8	1,73 (H)		1,22 (H)	1,04 (H)	0 (H)		0 (H)	0 (H)
Alt.2b								
Kile nr.	SF med innspenning				SF uten innspenning			
	S1-S2-S3	S1-S2-S4	S1-S3-S4	S2-S3-S4	S1-S2-S3	S1-S2-S4	S1-S3-S4	S2-S3-S4
2		1,90 (H)		1,52 (HV)		1,78 (H)		1,09 (HV)
4	1,34 (V)		1,64 (H)	0,14 (H)	1,34 (V)		1,29 (H)	0,14 (H)
5	1,28 (V)				1,28 (V)			
6		0,70 (H)				0,10 (H)		
7				9,55 (V)				9,55 (V)
8	1,73 (H)		1,25 (H)	0,89 (H)	0 (H)		0 (H)	0 (H)

## 9.4 Unwedge analyse med sikring

Oppsett for sikring av bergrom for Alt.2b og Alt.1 med kilene som dannes med sprekkesettene S1, S2 og S3 er vist i Figur 94.



Figur 94 Oppsett for sikring av Alt.2b og Alt.1, 7m lange bolter i henget med c/c 2.4m og 4m lange bolter i vegg med c/c 2,4m. Sprøytebetong er lagt langs vegg og heng, og med 9cm. Størrelsesforhold mellom alternativene er ikke etter skala.

Oversikt over sikkerhetsfaktor (SF) før og etter sikring kan sees i Tabell 17. Sikringen øker SF for kilene i Alt.1 til over 1,5 for alle kilene utenom nr.8 med sprekkesett S1, S2 og S3 som får en SF på 0,52. Den nest laveste SF verdien kommer fra kile nr.8 (S2, S3 og S4) med en SF på 2,17. Mange av de mindre kilene får høy sikkerhetsfaktor som følge av sikringen. Alt.2b har færre små kiler og den gunstige effekten av sikringen er ikke like tydelig. Også her er den mest ustabile kilen nr.8 med sprekkesettene S1, S2 og S3 med en SF på 0,52. Den nest laveste SF verdien kommer også av kile nr.8 (S2, S3 og S4) med SF på 1,53. For Alt.2b har også kile nr.2 (S2, S3, og S4) en lav SF på 3,11 etter sikring, som er en økning på 2,02 fra usikret.



Tabell 17 Sikkerhetsfakto før og etter sikring

Alt.1								
Kile nr.	SF med sikring etter Q-systemet				SF uten sikring			
	S1-S2-S3	S1-S2-S4	S1-S3-S4	S2-S3-S4	S1-S2-S3	S1-S2-S4	S1-S3-S4	S2-S3-S4
2		294,86				47,13		
4	18,26		111,55	39,85	1,32		46,38	9,32
5	22,29	14,77	11,52	7,28	1,24	1,96	11,57	1,10
6	1278,78	13,89		54,27	0,14	0,14		0,14
7		4,08	247,5			1,23	1,69	
8	0,61		16,79	2,17	0,00		0,00	0,00
Alt.2b								
Kile nr.	SF med sikring etter Q-systemet				SF uten sikring			
	S1-S2-S3	S1-S2-S4	S1-S3-S4	S2-S3-S4	S1-S2-S3	S1-S2-S4	S1-S3-S4	S2-S3-S4
2		3,97		3,11		1,78		1,09
4	15,56		9,35	29,51	1,34		1,29	0,14
5	18,13				1,28			
6		6,39				0,10		
7				16,49				9,55
8	0,52		4,83	1,53	0,00		0,00	0,00

Effekten av sikringen har ifølge analysen vært god. Det er i hovedsak kile nr.8 i sprekkeseftene S1, S2 og S3 og S2, S3 og S4 som fremdeles er ustabile eller på nærheten av å være det. Av disse har sikringen mindre effekt på kilen dannet av S1, S2 og S3. Denne kilen er også den som i analysen går lengst opp i hengt og dermed kommer ikke alle boltene igjennom kilen (Figur 94)

# 10 Diskusjon

## 10.1 Ingeniørgeologiske forhold

### 10.1.1 Bergart

Bergarten observert ved tverrdøren er preget av kaotisk foliasjon, folding og innslag av mørkt matt mineral (Figur 35). Overflatekartleggingen av bergmasse og bergart var vanskelig grunnet tykt lag med maling (Figur 34), sprøytebetong og avrundet TBM kontur i henget. Man kunne observere mørke soner i henget som fulgte retningen på tunnelen. Ofte var disse relatert til oppsprekking i utsprengt kontur. Bergrunnskart viser at koblingssonen ligger i overgangen mellom sone med øyegneis, båndgenis og migmatitt gneis og sone med migmatitt og migmatittgneis, granittisk til intermediær med pegmatitt-, granitt, amfibolittganger, stedvis omdannet til øye og båndgneis (Fossen & Ragnhildstveit 2008). De mørke området i henget på tunnelen kan være amfibolganger (Figur 40).

Labratorieprøvene ble hentet utenfor sørgående tunnellop. De egenskapene som ble funnet ved de ulike testene i labratorie kan derfor avviken noe med in-situ forholdene. Bergarten der prøvene ble hentet består i følge Fossen og Ragnhildstveit (2008) av migmatitt til migmatittgneis. Ved visuell inspeksjon av prøvene, ble de tolket som øyegneis. Plum i en av blokkene kan tyde på migmatisering. Anisotropi på 1,38 fra punktlastest er typisk for høy grads metamorfe bergarter som kvarts og feltspatrike gneiser og migmatitter (Panthi 2006). Variasjonen i den enaksiale trykkfastheten, Poisson's forholdstall og E-modul til prøvene indikerer lokale styrkeforskjeller i bergarten. At styrken på prøvene varierte mellom de ulike blokkene prøvene kom fra indikerer at variasjonen i bergetsstyrken kan være lokal. Det kan også være resultat av alkalifeltspat plumen som ble observert i en av blokkene. Den enaksiale trykkfastheten på 150MPa gitt i Hegrenæs (1985) er lavere en verdiene funnet labratorie på mellom 168MPa og 220MPa (Enaksial trykkfasthet test) og mellom 165MPa og 224MPa (omregnet fra aksielle punktlasttester). Punktlastesten hadde ikke like stort sprik mellom de største og minste enaksiale trykkfasthetene som ble beregnet, dette kan tyde på mindre innvirkning av plumen. Testen er heller ikke like presis da det er en indirekte metode for å finne enaksial trykkfasthet og opppumpingen av kraft på prøvene ble gjort for hånd.

Bergarten i område omkring den planlagte kolbingssonen er massiv, hard, sterk og litt anisotrop. Graden av anisotropi vil variere med foliasjonen. Prøvestykkene brukt i labratoriearbeid (Figur 45) ble observert til å ha en ulik foliasjon sammenlignet med observasjon av berget ved

tverrdøren (Figur 35). Trolig vil det kunne være lokale styrkeforskjeller i berget omkring koblingssonen.

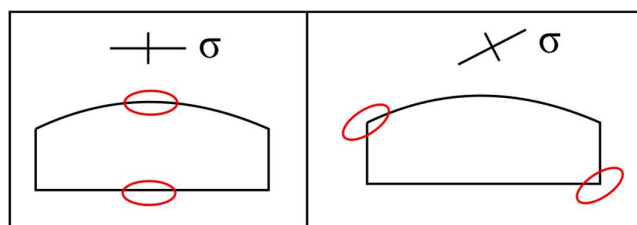
### 10.1.2 Sikring

Under ingeniørgeologisk kartlegging ble størst tetthet av bolter observert i overgangen mellom utsprengt kontur og TBM kontur og i hengt ved tverrdøren. Antall bolter brukt ved ulike partier i Fløyfjellstunnelen kan relateres til bergmassens oppsprekking. Mindre soner dekket med sprøytebetong ble observert. Disse dekker trolig partiene hvor bergmassen i større grad er oppsprukket. Det ble observert vannsikring over smale partier i nordgående løp. Den begrensede mengden sprøytebetong brukt ved koblingssonen tyder på at tett oppsprekking ikke var et utbredt problem.

Flere sikringsnotater (Bjørlien 2017; Brøto 2017; Brøto 2018) viser at PE-skum har skjult partier med oppknust berg, leirslepper eller annet som måtte ettersikres. Dette kan også være tilfelle bak malingen i Fløyfjellstunnelen. Slike strukturer kan bli ustabile ved utgravning av bergrom.

### 10.1.3 Spenning

Det var ikke gjort spenningsmålinger i Fløyfjellstunnelen. Spenningsdataen brukt i numerisk analyse og Unwedge er basert på estimat fra tilgjengelig spenningsdata i kapittel 6.1. I den numeriske analysen antas det innspenning vinkelrett på bergrommet. Mangelen på spenningsdata i koblingssonen gjør at man ikke vet sikkert størrelsen på spenningen, eller hvor stor innvirkning topografi eller andre faktorer har på retningen. Spenningsestimater i oppgaven antar høye horisontale spenninger. Høye horisontale spenninger vil ha gunstig innspennings effekt på bergrom med brede heng. Dersom spenningen viser seg å være lavere enn det som antas, kan avspenningsproblematikk i hengt bli et større problem. Retningen på spenningen er også usikkert, spenning som i større grad følger topografien vil påvirke bergrommene annerledes enn om det står vinkelrett på bergrommet. Da vil spenningen sentrere seg i vederlaget og kant gulv-vegg, og spenningsindusert deformasjon kan forekomme her (Figur 95).



Figur 95 Spenningskonsentrasjon og mulig deformasjon (rød sirker) etter retning på største hovedspenning.

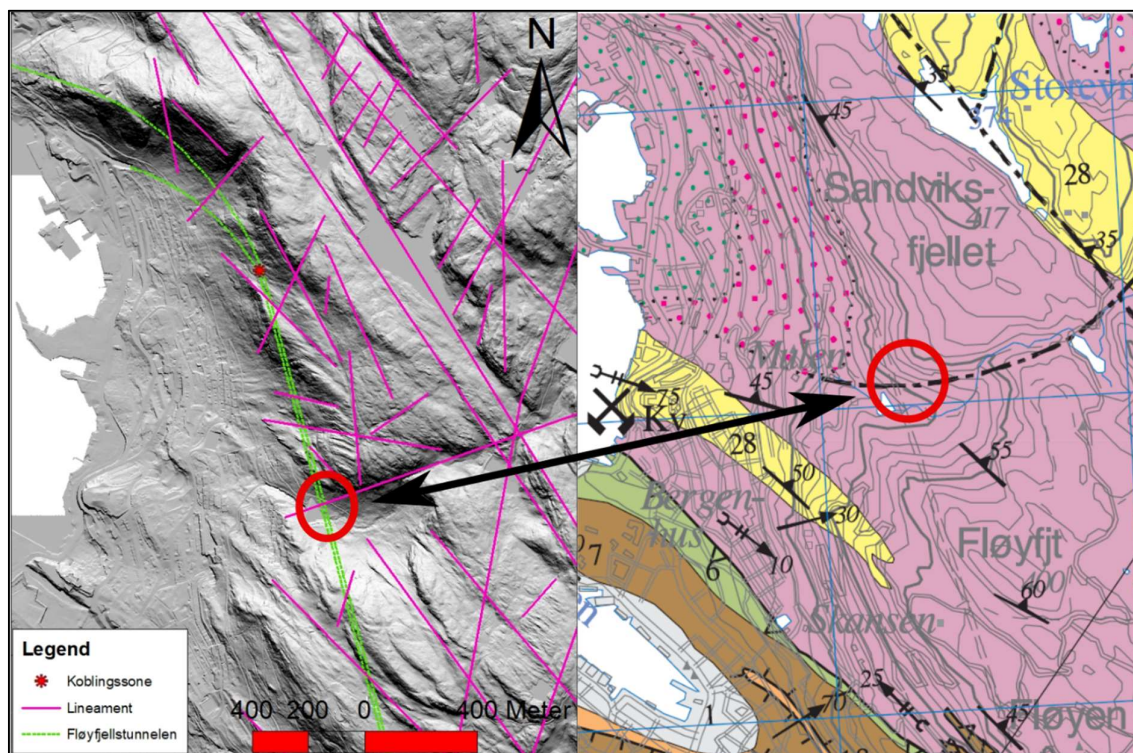
#### 10.1.4 Oppsprekking

Fire ulike sprekkeseett (S1, S2, S3 og S4) ble definert basert på ingeniørgeologisk kartlegging i Fløyfjellstunnelen. Tilstedeværeslen av fire ulike sprekkeseett gir mulighet for dannelse av flere ulike blokker. Av sprekkeseettene har S1, S3 og S4 retning som er relativt parallell med tunnelens akse (NV-SØ). Sprekkeseett S2 har retning NØ-SV med steilt fall. Det mest gjennomgående sprekkeseettet var S1. Sprekkeseettet kunne observeres i en 50m lang strekning i henget på tunnelen. Disse gjennomgående sprekkene kunne måles i tunnelkonturen på hver sin side og følges over henget. Sprekkeseettet forekom gjerne som soner med flere sprekker med lik orientering. Sonene ble observert flere steder, men det var vanskelig å definere en sprekkeseett. Sprekkeseett S2 kunne også følges over henget og måles i begge veggene på tunneløpet. Både S1 og S2 hadde svart mineral i noen sprekkeseetter. Dette var bare mulig å observere i henget. Sprekkeseett S3 og S4 ble ikke observert til å være like gjennomgående, og ble heller ikke observert med svart mineral langs sprekkeseetter.

Områder med mørkt mineral med lignende orientering og utholdenhet som S1 ble observert i henget på tunnelen, dette er troliog amfibolitt ganger. Sprekkeseett S2, S3 og S4 ble funnet til generelt å være mindre enn S1, men også disse sprekkene fremkommer som soner med oppsprekking. Avstanden mellom sonene var mindre enn avstanden for S1 sonene, og sprekkene kunne observeres jevnere fordelt enn S1. Flere av sprekkene ble observert til å ha en undulerende overflate.

Orienteringene på lineament funnet ved fjernanalyse stemte godt overens med retningen på sprekkeseetter som ble målt (Figur 32 & Figur 38). Fjernanalysen indikerer tilstedeværelsen av to små lineament med NV-SØ orientering. Disse ble ikke sett igjen i felt, men kan muligens ha tilsvarende orienteringer som sprekkeseett S1. Det er knyttet noe usikkerhet til bruk av LiDAR til fjernanalyse. Usikkerhetene er i følge Scheiber et al. (2015) hovedsakelig knyttet til tre faktorer; skala, lysretning og personlig forståelse av hva et lineament er.

Under ingeniørgeologisk kartlegging i det sørgående løpet ble det observert et 15m høyt arr fra tidligere nedfall sentralt i Fløyfjellstunnelen (Figur 41). Nedfallet observert i felt kan muligens knyttes mot linamentet og sprekk/mulig forkastning. Både fjernanalyse (Figur 33) og Fossen og Ragnhildstveit (2008) viser linament eller sprekk/mulig forkastning som krysser Fløyfjellstunnelen i området. Det var dermed mulig å korrelere observasjon fra ingeniørgeologisk kartlegging med fjernanalyse og bergrunnskart (Figur 96). Nedfallet kan være forårsaket av denne store sprekk/forkastningen.



Figur 96 Lineasjon fra fjernanalyse kan sees igjen i kart fra Fossen og Ragnhildstveit (2008). Kartutsnittene er ikke justert til lik størrelse.

Grunnlagsmaterialet fra Fløyfjellstunnelen (Hegrenæs 1985; Hegrenæs 1987) gav ingen indikasjon på at en slik nedfall hadde forekommet. De tre sprekkeflatene M1, M2 og M3 målt i foten av arret, viste relativt lik orientering med sprekkesettene S1, S2 og S3 (Figur 42). Oppe i arret var berget mer oppknust. Sikringen i arret bestod av tett bolting og sprøytebetong (Figur 41). Oppknusningen kan skyldes lineasjonen/sprekk mulig forkastning (Figur 96), men det er også mulig at samspillet mellom sprekkesett S1, S2 og S3 står bak. Dersom sprekkesettene møtes i en kile, hvor av sprekkesettene (S2 og S3) har sprekkeavstand mindre enn 1m, og S1 kommer inn som en mer oppsruknet sone, kan det muligens danne et slikt nedfall. En kombinasjon av oppsprekking langs sprekkesett og kryssende sprekk/mulig forkastning er trolig tilfelle. Dersom en tilsvarende nedfall utvikler seg i hengt på koblingssonen, vil dette kunne medføre store stabilitets problemer.

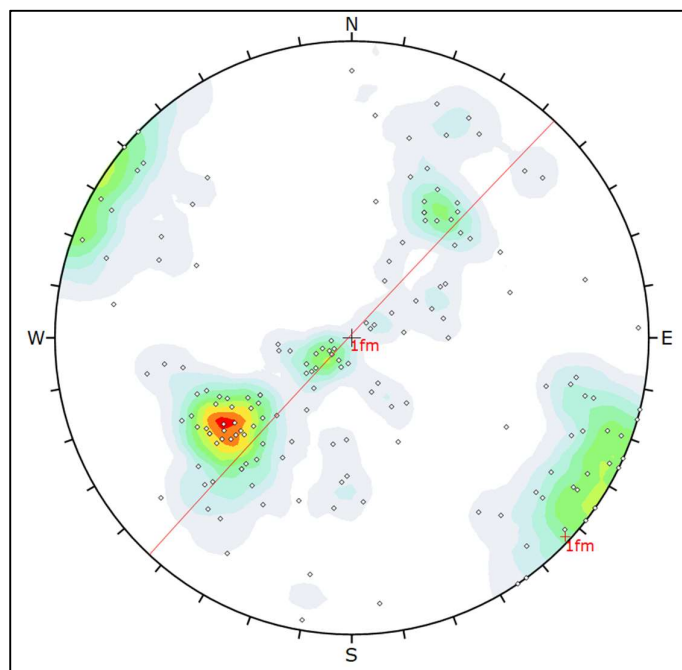
Bjørlien (2017) beskriver en sone med oppsprukket berg 16m inn i Fløyfjellstunnelens sørgående løp fra Sandviken. TBM konturen ved denne sonen ble beskrevet som glatt og fin, men viste seg å være løs når man tok spettet oppi det. Dette viser problemet med kartlegging av glatt og fin TBM kontur. En leirsleppe ca .40m inn i tunnelen ble også observert (Bjørlien 2017). Observasjonene viser at områder med svakere eller mer oppsprukket berg og leirslepper

er observert i nærheten av den planlagte koblingssonen. Tilstedeværelsen av tilsvarende soner og slepper er mulig for koblingssonen. Forholdene under den ingeniørgeologiske kartleggingen gjør at slike soner og slepper kan være skjult under maling og i TBM konturen.

Stabilitetsproblemene relatert til utbyggingen av Ulriken Vannbehandlingsanlegg var i hovedsak relatert til blokknedfall og svakhetsoner (Flatin 2016). Anlegget ligger ikke mer enn ca. 4km unna koblingssonen i bergartene grønnskifer, glimmerskifer og amfibolitt. Under driving av Fløyfjellstunnelen ble hoveddelen av arbeidssikringen utført de første 1000m (Hegrenæs 1985). Deler av disse 1000m går i samme bergarter som Ulriken Vannbehandlingsanlegg. I følge Flatin (2016) var de største ingeniørgeologiske utfordringene for Vannbehandlingsanlegget relatert til blokkutfall og svakhetssoner. Løsningen var foruten bergsikring å endre plasseringen på bergrommet. De to ulike alternativene for koblingsone har låste orientering som følge av retningen på Fløyfjellstunnelen (Vedlegg 1 og 2). Denne løsningen er dermed ikke mulig for koblingssonen om man skulle finne svakere soner. Alt.2b har den fordelen at bergrommet er mindre ved at nytt nordgående løp legges utenom bergrommet. Dette alternativet vil dermed minke sannsynligheten for å treffe på svakere berg.

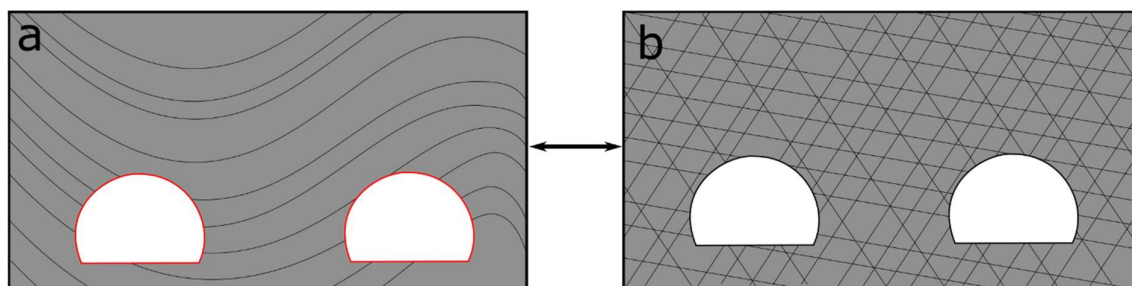
### 10.1.5 Foliasjon og folding

Det var ikke mulig å få god oversikt over foliasjonen til bergarten i koblingssonen. Fossen og Ragnhildstveit (2008) har foliasjons målinger med fall mot NØ, fallvinkelen varierer mellom 30° og 60°, hovedsakelig 40-55° (Vedlegg 3). Foliasjonen i Fløyfjellstunnelen er i følge Hegrenæs (1985) orientert NV-SØ med fall mellom 80 mot NØ og 50 mot SV. Oppsprekkingen beskrives til å hovedsakelig forekomme langs foliasjonen, eller vertikal med retning tilnærmet vinkelrett på foliasjonen. Sprekkesettene S1, S3 og S4 (Figur 39) faller innenfor orienteringer som potensielt kan være foliasjon etter Hegrenæs (1985). Sprekkesett S1 passer god sammen med foliasjonen etter bergrunnskartet til Fossen og Ragnhildstveit (2008). En foldeanalyse (Figur 97) av sprekkeseettene S1, S3 og S4 gir en foldeaske med trend på 133° og stup på 1°.



Figur 97 Foldeanalyse av S1, S3 og S4 viser en foldeakse med orientering:  $1 \rightarrow 133$ .

Denne foldeasken passer godt inn med foldeaskene fra Fossen og Ragnhildstveit (2008) innenfor samme gneis kompleks. Foldene fra berggrunnskartet har lav stupning mot NV eller SØ. En mulighet er at sprekkesettene S1, S3 og S4 er målinger gjort langs foliasjonsparallelle sprekker med en foldet foliasjon (Figur 98a) og ikke tre ulike sprekkesett (Figur 98b). Den store variasjonen i foliasjon beskrevet av Hegrenæs (1985) vil da i berggrunnskartet Fossen og Ragnhildstveit (2008) vises med folding.



Figur 98 Skisse av to tenkte alternativer for oppbygningen av bergmassen ved koblingssonen. Alternativ a viser en bergmasse bestående av foldet foliasjon hvor de ulike sprekkesettene definert i felt skyldes foliasjonsfolding og hvor man måler. Alternativ b er at alle sprekkesettene målt i felt er sprekker og ikke del av en foliasjon, som gir en mer oppstykket bergmasse.

I hvor stor grad foliasjonen ved Fløyfjellstunnelen er foldet er usikkert. Hegrenæs (1985) er ikke er presis på hvor foliasjonen beskrives, trolig gjelder beskrivelse for hele tunnelen. Oppsprekkingen beskrives også til å hovedsakelig forekomme langs foliasjoen, som ikke utelukker annen oppsprekking. Det er dermed mulig at flere sprekker enn foliasjonssprekkene

og sprekkeene vinkelrett på foliasjonen kan forekomme. Under den ingeniørgeologiske kartleggingen ble det ikke gjort observasjoner som tilsier at oppsprekkingen av sprekkesett S1, S3 og S4 kom fra samme foliasjon. Den større sprekkeavstanden til S1 i forhold til S3 og S4 og at S1 er mye mer utholdende enn S3 og S4 tyder på at det ikke er samme oppsprekking. Trolig vil nok realiteten være en kombinasjon av av skisser situasjon i Figur 98a Figur 98b.

### 10.1.6 Bergmasse klassifisering

To ulike klassifiseringssystemer ble brukt for å skaffe data om bergmasse kvaliteten. Q-systemet ble benyttet for å finne sikringsestimater, og GSI ble brukt i forbindelse med analytiske beregninger og numerisk modellering. Forholdene med malt vegg og TBM kontur i henget vanskeliggjorde bruk av begge klassifiseringssystemene, spesielt utfordrende var klassifisering av overflateforholdene. Dermed ble forholdene til sprekkeoverflaten satt til definerte overflateforhold.

- Ja, og Jr ble satt til 1 for Q-systemet
- Overflaten ble etter GSI systemet satt som bra, med glatte, litt forvitrede overflater dekket med jern flekker.

Variasjonen i klassifiseringssystemene ble deretter hovedsakelig bestemt av mengden oppsprekking. Forholdene kunne ikke kartlegges helt korrekt etter systemene. Dette danner usikkerhet i grunnlaget for sikringsestimater og styrkeberegningene som benytter GSI.

### 10.1.7 Barton og Bandis formulering for sprekkers skjærstyrke

Mangelen på statistiske data skaper usikkerhet rundt skjærfastheten til sprekkeene. Schmidthammer og ruhetsmålinger ble gjort på tre flater under ingeniørgeologisk kartlegging. Disse var de eneste egnede flatene som ble funnet. Dataene fra de tre sprekkeene ble likevel brukt da dette var de eneste tilgjengelige dataene. Det var ikke stor avvik i dataen for de tre overflatene, dermed ble samme estimat brukt på alle sprekkeene.

I tilttest ble det funnet flere feilkilder som kan ha påvirket resultatet.

- Utboringen av kjernene skapte riller på tvers av prøvene som kan ha gitt ekstra friksjon.
- Feltpat krystallene i prøven ble observert til å stikke lenger ut enn glimmer mineralene og kvartsen som også skaper ekstra ruhet.
- Testingen ble gjort med pennautomatisk bord som løftet seg og prøvene opp og prøvene opp med  $0,4^\circ/\text{s}$ , dette er en tilte hastighet som er høyere enn anbefalt hastighet på  $0,33^\circ/\text{s}$ .
- Det ble gjennomført 10 tester i stedet for 5 som er anbefalt.



Prøvene brukt i Tilttest er ikke hentet på samme område som ruhet og prelleverdier som kan gi avvikende verdier. Glimmermaterial som gikk i brudd ved punktlasttest og amfibolittgangene observert i tunnelehenget vil også kunne endre egenskapene til sprekkeoverflatene. Det ble ikke observert tilstedeværelse av betydelige mengder vann i tunnelen foruten noen områder i nordgående løp hvor vannsikring kunne observeres. Tilstedeværelse av vann vil senke skjærfastheten på sprekken. Det er dermed mange usikkerhets momenter for sprekkenes skjærfasthet som vil forplante seg inn i resultatene fra numerisk analyse og Unwedge.

## 10.2 Analytiske metoder

### 10.2.1 Skattepliktig arealmetode

Den skattepliktige arealmetoden viste en sikkerhetsfaktor på 0,51 for pilaren som blir stående igjen i bergrom Alt.1 og 0,74 for Pilaren som står igjen for Alt.2b (Kapittel 7.1.2-7.1.3). Begge sikkerhetsfaktorene er under 1,5-2 og regnes derfor som ustabil i gruvesammenheng. Man kan ikke regne med å bygge bergrom hvor pilaren står som støtte uten sikring.

Analysen ble gjennomført med relativt konservativ størrelse på bergkolonnene. Større deler av lasten vil nok fordele seg utover bergmassene i veggene omkring bergrommet. Metoden tar ikke hensyn til innspenning, og antar jevn fordeling av spenning gjennom hele pilaren. Mangelen på innspenning i metoden stemmer dårlig overens med det antatte spenningsbildet med høy innspenning. Pilarbredden bør ifølge (Myrvang 2001) være minimum halvparten av høyden, dette der det ikke plass til i bergrommet ifølge grunnlagsdata (Statens vegvesen 2018a).

### 10.2.2 Norsk tommelfingerregel

For å se om bergrommet står i fare for å bli utsatt for sprakeberg eller bergslag ble norsk tommelfingerregel brukt. Metoden viste at med overberg på 160m, korteste vei til overflaten på 120m, lengde til platå på 150m og platåhøyde på 340m, og vinkel mellom platå og bergrom på  $66,2^\circ$  at problem i forhold til sprakeberg er en mulighet, men siden høyden til platåets overflate er mindre enn 500m vil man ifølge analysen ikke få bergslag.

Norsk tommelfingerregel vil ikke gi mer enn en indikasjon på om sprakeberg eller bergslag er sannsynlig (Panthi 2018). Det vil dermed ikke gi et klart bilde med tanke på in-situ forhold.

## 10.3 Numerisk analyse

### 10.3.1 Spenningsindusert ustabilitet

Numerisk analyse ble gjennomført for fire profiler i Alt.1 og tre profiler i Alt.2b for å få en god oversikt over spenningsfordelingen og deformasjon i bergmassen ved de ulike delene av begge koblingssonene.

#### Alt.1

De fire profilene som ble analysert for Alt.1 er 315, 340, 360 og 380. Målet med fire ulike analyser var å få oversikt over spenningsfordeling og deformasjon i partiene der koblingssonen kommer sammen (profil 315 og profil 380). Profil nr 340 ble analysert for å se spennings innvirkning på pilaren sentralt, og effekten av å fjerne den. Analysen av profil 360 ønsket å fremme ustabiliteten i bergrommet når den er på sitt bredeste.

I profil 315 Alt.1 utvides begge de eksisterende løpene. Materialet som når flytegrensen underveis i analysens stegvise utgravning skyldes trolig ugunstig kontur opptegning. Ved ferdigstilling av løpene har materialet inn mot pilaren langs nytt sørgående løp nådd flytegrensen (Figur 59). Grafisk fremstilling av spenningsfordelingen gjennom pilaren viser spenningstopper langs konturen (Figur 68). Dette er typisk spenningsfordeling gjennom en stabil pilar (Kapittel 3.5). Materiale som når flytegrensen kunne ikke observeres i form ved bevegelse av spenningstoppen inn i pilaren. At materialet når flytegrensen betyr ikke at det går i brudd, men at deformasjon begynner og at det tar last med sin residuale styrke. Pilaren er utsatt for deformasjon, men ikke nødvendigvis brudd. Faren for deformasjon i pilaren er tilstede, men dette vil trolig kunne sikres og pilaren vil trolig bli stabil.

Numerisk analyse av profil 340 for Alt.1 viser en stegvis utgravning hvor man utvider både nordgående og sørgående løp til man har igjen en sentral pilar. Allerede før utgravning begynner har materialet i den avflatende delen av nordgående løp nådd flytegrensen. Sett opp mot modell med spenning skyldes deformasjonen trolig avspenning. Det ble i felt observert bolting i tilknytning til det avflatende området ved tverrdøren (Figur 37). Det er mulig at denne sikringen skyldes mangel på innspenning av bergmassen her. Utviding av nytt nordgående løp øker avspenningen og mengden materiale som når flytegrensen i dette avflatende partiet. Etter utviding av sørgående løp og før ferdigstilling av bergrom dannes det en pilar. I pilaren kan det observeres at materialet når flytegrensen inn mot det utvidede sørgående løpet (Figur 60). Grafisk fremstilling av spenningsfordelingen gjennom hele pilaren viser at spenningstoppen har beveget seg inn i samme område som modellen viser deformasjon (Figur 69). Dette tyder på

brudd i den delen av pilaren hvor spenningen har flyttet seg innover. Dette er i følge spenningsforløpet for pilarbrudd (Kapittel 3.5) typisk for en svekket pilar. Differansen mellom spenningstoppen som har beveget seg innover og minste spenning i pilaren er liten. Mengden spenning som skal tilføres pilaren før den blir ustabil er dermed ikke stor. Skattepliktig areal metode tilsier med en sikkerhetsfaktor på 0,51 at pilaren ikke er bred nok. Den numeriske analysen viser en pilar som delvis er gått i brudd. Den skattepliktige areal metoden er trolig konservativ i sine antagelser (størrelse på bergkolonne og innspenning). Den numeriske analysen tar ikke hensyn til at pilaren ender ut i bergrommet, og mister dermed en del av lasten. Begge metodene antyder en ustabil pilar som trolig ikke vil kunne benyttes som stabiliserende tiltak. Om man skal forsøke å benytte pilaren vil det kreve meget forsiktig sprengning, fulgt av tilstrekkelig sikring med bolter og sprøytebetong slik at pilaren er stabil med tanke på tunnelens levetid. Det er begrenset område tilgjengelig til sikring av pilaren, og sikringen må tilpasses slik at det ikke går utover trafikkrommet. Etter fjerning av pilaren dannes et bredt bergrom med få problemer. Ivaretagelse av pilaren virker dermed ikke gunstig.

Profil 360 Alt.1 viser bergrommet ved dens største utbredelse. Ved utgraving vil man ved ferdigstilling av de nye løpene ha en smal pilar mellom eksisterende sørgående løp og nye nordgående løp. Pilaren er ikke gjennomgående, men en utstikker som følge av at bergrommet etter hvert går over i flere løp. Trolig vil pilaren forsvinne som en del av sprengning for å unngå for krappe kanter i bergrommet. Analyse med materialeflyt viser deformasjon gjennom hele pilaren. Grafisk fremstilling av spenningsfordelingen viser at spenningstoppene har beveget seg innover mot midten fra begge sider. Sammenlignet med pilarbrudd Kapittel 3.5 har pilaren nådd trinn 3 som tilsvarer brudd gjennom hele pilaren. Dette regnes som et ekstremt tilfelle. Denne pilaren tolkes til å ville gå i brudd. Ved ferdigstilling av bergrommet forskyves spenningene ut mot siden (Figur 71), og materialet når flytegrensen i vederlaget og vegg på venstre side. At materialet når flytegrensen på den siden skyldes trolig oppsettet for utgraving med at pilaren til venstre fjernes sist. Trolig vil spenningen fordele seg jevnere utover og gi deformasjon vederlaget og veggen på begge sider. Etter sikring reduseres mengden materialepunkt som når flytegrensen, og ingen av sikringen går i brudd. Bergrommet er i følge modellen stabilt etter sikring.

Alt.1 profil 380 har en utgravningssekvens som kommer til å ende med to pilarer. Materialet når flytegrensen inn mot pilaren etter at det nye nordgående løpet blir drevet ut. Mengden materiale som når flytegrensen inn mot det nye nordgående løpet øker ved påkobling av nytt sørgående løp til eksisterende nordgående (Figur 63). Det er lite tegn til deformasjon i pilaren

som dannes mellom eksisterende og nytt sørgående løp. Grafisk fremstilling av spenningsfordelingen gjennom begge pilarene viser spenningstopper i konturen (Figur 72). Dette vil etter kapittel 3.5 kunne tolkes som stabile pilarer. Materialet som når flytegrensen inn mot pilaren ved det nye nordgående løpet kan ikke sees igjen som forskyvning av spenningstopp i den grafiske fremstillingen. Dette tyder på deformasjon som ikke nødvendigvis ender i brudd. Pilaren er trolig stabil, men bør sikres ut i fra fare for deformasjon i konturen.

### **Alt.2b**

Profilene analysert for Alt.2b er 315, 340 og 380. Ved å analysere disse tre profilene vil man få oversikt over spenningsendringen inn og ut av koblingssonen (profil 315 og profil 380). Profil 340 muliggjør analysing av bergpilar sentralt i rommet og spenningsfordeling ved fjerning av pilaren som tilsvarer rommet på sitt bredeste.

Alt.2b profil 315 viser problemer med avspenning i overgangen mellom sprengt kontur og TBM kontur i det eksisterende nordgående løpet. Avspenningen avtar gradvis med utgravning av nytt nordgående løp og forstørring av sørgående løp der nytt sørgående løp skal gå videre (Figur 73). Avspenningen ved det eksisterende løpet stemmer med at materialet når sin tensile flytegrense i samme område (Figur 64). Ved minkende avspenning som følge av utgravning når materialet flytegrensen i form av skjærdeformasjon i dette området. At man kan ha stabilitetsproblemer i overgangen ved konturen, er ikke veldig kritisk da denne delen av tunnellopet ikke vil brukes til biltrafikk etter ferdigstilling av koblingssonen. Økning av materiale som når flytegrensen i overgangen sprengt kontur og TBM kontur viser at utgravningen kan ha en destabiliserende effekt på eksisterende løp. Under ingeniørgeologisk kartlegging ble det observert mer sikring i overgangen mellom utsprengt kontur og TBM kontur. Avspenning kan forklare sikringen ved at overgangen i kontur i større grad tillater fritt nedfall. Det kan være aktuelt med økt sikring med tanke på faren for deformasjon funnet i analysen.

Allerede før nye utgravninger begynner i profil 340 Alt.2b er materialet i henget på den avflatede delen av nordgående løp nådd flytegrensen. Utgravning av nytt nordgående løp øker ikke ustabiliteten betydelig, men litt materiale når flytegrensen i vederlaget på den venstre siden av det nye løpet. Når det nye sørgående løpet utgraves i sammenheng med det eksisterende sørgående løpet når materialet langs konturen flytegrensen i form av skjærdeformasjon (Figur 66). Grafisk fremsilling av spenningsforholdene gjennom pilaren viser at spenningstoppen har beveget seg ca. 0,4m innover i pilaren på siden til det nye sørgående løpet (Figur 74).

Differansen mellom spenningstoppene og bunnpunktet sentralt i pilaren er liten. Bevegelsen av spenningstoppen passer godt sammen med materialet som når flytegrensen i pilaren. Pilaren tolkes ut i fra analysen til å være svekket (Kapittel 3.5). Beregninger med skattepliktig areal metode for samme pilar, gav en sikkerhetsfaktor på 0,73. Lav sikkerhetsfaktor og svekket pilar i RS.2 analysen antyder en pilar som ikke er stabil. Trolig vil nok ikke pilaren kunne benyttes som stabiliserende tiltak. Om man skal ivareta pilaren vil det kreve forsiktig sprengning og tilstrekkelig sikring i form av bolter og sprøytebetong slik at man vet at pilaren er stabil i tunnelens levetid. Område tilgjengelig til sikring av pilar uten at det går utover trafikkrom er begrenset. Ved ferdigstillingen av bergrommet i Alt.2b når materialet flytegrensen i vederlaget til høyre i form av skjær deformasjon, og deformasjonen øker i øverste venstre hjørne på nytt nordgående løp. Fjerningen av pilaren fjernet problemene relatert til avspenning i utsprengt kontur og ustabil pilar. Materiale som når flytegrensen etter ferdigstilling er sentrert opp i høyre vederlag (Figur 67). Denne deformasjonen vil nok fordele seg på vederlagene på begge sider. Analyse av ferdigstilt bergrom med sikring viser redusert mengde materialepunkt som når flytegrensen. Sikringen går ikke i brudd, og bergrommet er i følge modellen stabilt.

I Profil 380 i Alt.2b har materialet allerede nådd flytegrensen i hengt på eksisterende nordgående løp og nede mot høyre side av nordgående løp. Utgravningssekvensen danner følge modellen ikke noe ekstra stabilitet, og ved ferdigstilling er det lite materiale som har nådd flytegrensen. Der det har nådd flytegrensen er i venstre vederlag på nytt nordgående løp, og nede i venstre hjørne på eksisterende nordgående løp. Grafisk fremstilling av pilaren mellom eksisterende og nytt sørgående løp er spenningstoppene posisjonert langs konturen. Mangelen på deformasjon og spenningsfordelingen gjør at pilaren tolkes som stabil etter forløp i kapittel 3.5.

### **Sammendrag; spenningsfordeling og stabilitet**

Pilaren som dannes for Alt.1 og Alt.2b 340 er den samme pilaren, men med ulike lastforhold ut i fra oppbygning av bergrommene (Figur 69 og Figur 74). Av disse to alternativene må pilaren i Alt.1 ta større last enn Alt.2b. Spenningen er større i Alt.1 og spenningstoppen har beveget seg lenger inn ( $0,5\text{m} > 0,4\text{m}$ ), og pilaren er i større grad deformert. Dette viser den gunstige effekten Alt.2b med et mindre løp i bergrom har på pilaren. Pilarene i begge modellene er tolket som svekket og dårlige sikringstiltak for bergrommene. Begge profilene viste mindre problemer etter fjerning av den avspente delen av hengt og pilaren. Bergrommene etter ferdigstilling fremstår i følge modellen som stabile, med noe mer deformasjon i høyre

vederheng for Alt.2b. Det er vanskelig å se noe grunnlag for å anbefale ivaretagelse av pilarene ut i fra modellen. Dersom pilarene skal ivaretaes, vil det trolig kreves det en ytterst forsiktig sprengning fulgt av sikring med bolter og sprøytebetong. Det oppstår materialeflyt i veggen på Alt.1 profil 360. Dette forekommer ikke i Alt.2b profil 340. Den større bredden på veggen i Alt.1 har dermed ført til høy nok spenningskonsentrasjon i veggen til at den kan deformeres. Det er fare for deformasjon i vederlaget på begge bergrommene når de er på sitt bredeste. deformasjon i vederlaget etter ferdigstilling og er stabile etter sikring.

Analyse av tversnittene ved inn og uttløp av koblingssonen viser at det kan oppstå deformasjon i vederlaget, langs pilarene og nedfall i avspent kontur som dannes mellom tunnelene inn i bergrommene. Ingen av pilarene i inngangene går brudd, men materialet når flytegrensen ved flere profiler (Alt.1 315, Alt.1 380, Alt.2b 315). Dette tyder på at materialet deformeres, men ikke går i brudd. Analysene viser pilarene i todimensjonale profil. Spenning i pilarene vil trolig øke betraktelig inn mot bergrommene der det treffer en ny åpen flate. Deformasjon i pilarene ved innløpene til bergrommene er trolig mulig. Av de to alternativene er det flere bergløp som går inn i et bergrom i alternativ 1. Dermed oppstår det flere slike pilarer, og spenningen på dem blir høyere enn for Alt.2b. Av Engelstad (2016) kommer det frem at stabilitetsproblemer kan oppstå i områder hvor det mangler sidestøtte. Dette vil trolig kunne bli tilfelle for flere av tunnelene som går inn i bergrommet.

### 10.3.2 Strukturstyrt analyse

Numerisk analyse med sprekkeseettene S1, S3 og S4 ble gjennomført for profil 360 i Alt.1 og profil 340 i Alt.2b. Disse profilene ble valgt for å se innvirkningen av oppsprekkingen i henget der bergrommene er på sitt bredeste.

#### **Spenningsfordeling og stabilitet**

Modellene med sprekkeseett S1, S3 og S4 får avspenning i henget under driving og etter ferdigstilling av bergrommene til både Alt.1 profil 360 (Figur 79 & Figur 80) og Alt.2b profil 340 (Figur 83 & Figur 84). Avspenningen i Alt.1 profil 360 dannes i førsteomgang ved at sprekkeseettene S3 og S4 når flytegrensen og danner kiler når de ulike tunnelene kobles på hverandre. Ved ferdigstilling av bergrommet øker mengden avspente kiler og sprekker betraktelig. Sprekkeseett S1 ble en del av flere avspente kiler og ustabiliteten forplantet seg lenger opp i bergmassen over henget. At orienteringen av bergrommene er ulik virker ikke å bety noe for hvilke kiler som dannes.

Avspenning i henget relatert til sprekkesettene forekom også i Alt.2b profil 340. I denne analysen ble ikke sprekkesett S1 en del av de avspente kilene i like stor grad, og stabilitetsproblemet for bergrommet er i hovedsak relatert til en avspent kile dannet av sprekkesett S3 og S4 i den vestre delen av bergrommet. Man kan ikke i dette alternativet observere en ustabil situasjon langt opp i bergmassen over henget som dannes i Alt.1 profil 360. Dermed ansees Alt.2b for å være et mer stabilt alternativ for koblingssonen i følge denne modellen. For begge analysene oppstod det tensil spenning i blokkene i henget som tyder på at spenningen virker på kilene ved å dytte dem ned.

Modellene fremhevet den stabiliserende nytten til pilarene. Ved å ha pilarer unngikk man i modellene en del avspenning og kiledannelse. Funksjonaliteten til pilarene kom spesielt godt frem ved fjerning av den smale pilaren i Alt.1 før ferdigstilling av bergrommet. I virkeligheten blir denne pilaren fjernet på grunn av koblingssoenens geometri, og er sannsynligvis ikke stabil. Når den ble fjernet ble mange flere kiler avspent og ustabile. Dette kan også observeres i Alt.2b. Flere horisontale sprekkesett ble ustabile etter fjerning av pilaren. Dette er et godt argument for å ivareta pilaren, men sannsynligvis kan den ikke ivaretaes. Både numerisk analyse av pilarstabilitet og skattepliktig arealmetode tyder på en ustabil pilar.

Profil 340 Alt.1 har en tilsvarende pilar som Alt.2b, men med et heng på ca. 45m. Denne pilaren vil kunne ha en stabiliserende effekt på bergrommets stabilitet i en analyse med sprekkesett. Pilaren er etter numerisk analyse av pilarspenning og skattepliktig arealmetode mindre stabil en pilaren til Alt.2b, som allerede regnes som ustabil. Man kan dermed ikke planlegge utbygging av Alt.1 eller Alt.2b med utgangspunkt i at man skal beholde pilarene for å ivareta stabiliteten. Etter fjerning av pilaren er Alt.1 betydelig mindre stabil enn Alt.2b med avspente kiler og sprekker som har nådd flytegrensen langt over henget. Stabilitetsproblemet relatert til Alt.2b er hovedsakelig en avspent kile oppe i venstre side.

### **Sikringens innvirkning**

Alt.1 krever mer sikring enn Alt.2b. Bolter når flytegrensen i begge analysene. I Alt.1 når 55 punkter langs boltene flytegrensen, mens det for Alt.2b er 30 punkter. Man kan regne med punktene der hvor materialet i boltene når flytegrensen som brudd siden boltene er stive. Bruddene i boltene er hovedsakelig tensjonsbrudd som oppstår i krysningpunktene mellom sprekkesett og bolt. Dette tyder på bevegelse langs sprekke. At sprøytebetongen holder mens boltene går i brudd kan tyde på at denne sikringen er mer duktil, og dermed tar av mer spenning

ved deformasjon. Færre bolter går i brudd i modellen for Alt.2b enn for Alt.1. Begge alternativene er preget av sikring som deformeres (kapittel 8.5.2 og 8.6.2).

### 10.3.3 Tilbakekalkulering mellom modellene

Siden modellene med sprekkeseffene S1, S3 og S4 viste avspenning i heng som ikke ble observert med modellene som kun bruker GSI, ble det gjort tilbakekalkulering for å se om modellene kunne korreleres.

Tilbakekalkulering med senking av GSI i modell for Alt.1 profil 360 ble gjort for å finne lignende avspenning i heng. Avspenning i hengt oppstod ved  $GSI = 45$ . Det krevdes en senkning av GSI med 10 for at modellene skulle korrelere.

En tilsvarende kalkulering med økning av GSI i modell med sprekkeseff for Alt.1 profil 360 klarte ikke å fjerne avspenningen i hengt. Dette viser viktigheten av sprekkeseffene og hvordan spenningen virker på dem. Økning av GSI verdi hadde liten påvirkning på hvilke blokker som ble ustabile. Det er dermed tydelig at orienteringen av sprekkene er sentralt for dannelsen av avspenning.

Den siste tilbakekalkuleringen ble gjort ved å heve horisontalspenningen til 17MPa, fire ganger større enn vertikal spenning. Resultatet ble en større sone med ustabilitet og mange flere sprekker som går i brudd.

De ulike resultatene fra de numeriske analysene med og uten sprekkeseff viser hvor viktig inngangsparameterene er for resultatet. Kvaliteten på numeriske analyser er avhengige av inngangsparameterene (Trinh et al. 2016). Modellene krevde flere inngangsparametere som er funnet ut i fra befaring og laborietester. Usikkerhetene som oppstod under definering av disse parameterene blir dermed med videre inn i modellen. Tolkning av bergmassen som isotropisk eller ikke etter Marinos et al. (2005) har stor innvirkning på modellene som dannes. Resultatet fra modellen med sprekkeseffene lar seg ikke tilbakekalkulere og viser viktigheten av sprekkenes orientering i berget. Modellene viser med varierende utgangspunkt ulike problemer. Deformasjon fra spenning i vederheng og vegg er ikke vist i modellene med sprekkeseff, mens modellene med sprekkeseff viser en avspenning av kiler som ikke vises i modellen uten. Bruken av begge modellene viser at både avspenning av kiler i hengt og spenningsindusert ustabilitet i vederlaget og veggene kan forekomme. Flere undersøkelser vil kunne forbedre modellene, og tilslutt føre til en enkelt modell som gir bedre og mer samlet oversikt over de faktiske forholdene.



## 10.4 Unwedge analysene av Alt.1 og Alt.2b

Den største kilen (nr. 8) dannes av sprekkesettene S1, S2 og S3, for Alt.1 blir kilen 52,2MN og for Alt.2b blir 47,8MN. Kilene er nesten like store til tross for at det er betydelig forskjell i størrelse på bergrommene. Trolig skyldes den lave forskjellen i størrelse på kilene orienteringen på bergrommet, dette kan tydelig observeres ved at kilen går diagonalt over i Alt.1, mens den går langs med bergrommet i Alt.2b. Det er viktig å påpeke at kilen som dannes i Alt.2b også vil kunne dannes i Alt.1 selv om Unwedge analysen ikke viser det. Dette skyldes at variasjonen i orientering stammer fra det ekstra løpet til Alt.1 endrer den lengste aksen på bergrommet. Hele Alt.2b inngår originalt i Alt.1. Beregningene av orienteringene er dermed trolig gjort med større forskjell enn det som muligens er reelt. Dette skaper da en feilkilde for størrelsesforholdet på kilene mellom de to alternativene. Unwedge analysen viser til tross for dette den ugunstige orienteringen til flere av sprekkesettene ved at flere kiler følger hengt på bergrommet og dermed blir store. Analysen gir overblikk over utvalget av kiler som kan oppstå i hengt på bergrommene.

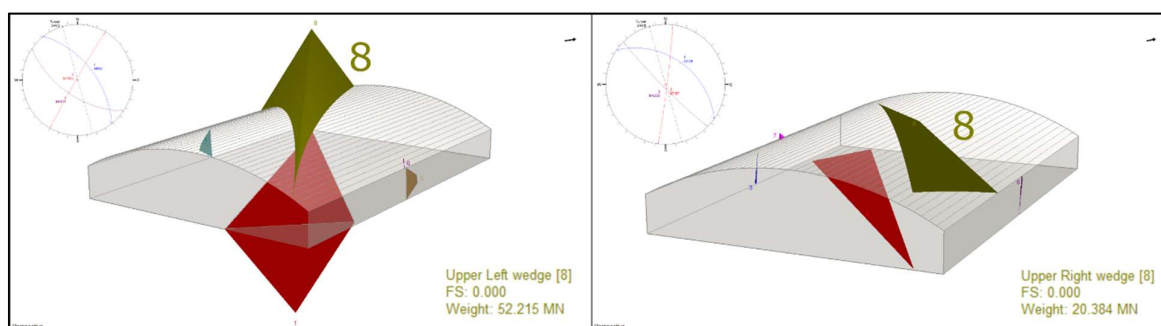
Det er færre kileorienteringer for Alt.2b enn for Alt.1 og noen kiler har forsvunnet helt, men andre dannes generelt større kiler i Alt.2b enn i Alt.1. De mest visuelle eksemplene er kile nr. 2 og 6 for Alt.2b (S1, S2, S4) som kan sees igjen i mindre format som Kile nr. 2 og 6 for Alt.1 (S1, S2, S4). Med de samme sprekkene har kile nr. 5 og 4 forsvunnet helt i Alt.2b. Sprekkeorienteringene som gir likest resultat i bergrommene er S2, S3 og S4. Med fire sprekkesett kan ikke Unwedge analysen vise alle tilgjengelig ustabile kiledannelser, men det viser at det er flere ustabile orienteringer enn det RS.2 analysen gir inntrykk av. Kilene som dannes i RS.2 analysen kan sees igjen i Unwedge ved kilen nr.8 (S2, S3 og S4) som passer med kilene med S3 og S4 i numeriske analyse. Den potensielt store ustabiliteten vist med numerisk analyse i Alt.1 360, ses igjen i Unwedge med dannelsen av den store kilen i hengt med S1, S2 og S3.

Ved å sette innspenning på kilene kan man se noe av det samme resultatet som i RS.2 analysen, kilene som er flate får mindre innvirkning av sprekkene og kilene som er bygd opp av sprekker med brattere fallretning blir lettere innspent. Virkningen av innspenningen er tydeligst på nr. 8 kilene for begge bergrom, der er SF før innspenning 0, mens etter har alle fått økt den opp til mellom 0,89 og 1,73. At flate kiler ikke får økt SF like mye observeres eksempelvis for kile nr.6 (S1, S2 og S4) som har en SF på 0,14 før innspenning og får SF på 0,87(Alt.1) og 0,7(Alt.2b). Kilene plassert i veggen ser ikke ut til å dra nytte av innspenningen som er naturlig siden de har en fri flate i spenningsretningen. Det ligger også i Unwedge programmet sin natur

at den ikke modellerer innspenning på noen annen måte en gunstig. Dette stemmer ikke overens med numerisk analyse hvor tensil spenning oppstår i kilene.

Kilene som er avgrenset med horisontalt sprekkesett blir i analysene uten sprekkeavstand veldig lange og dekkes til av flere bolter. Der sikringen får mindre effekt er på kilene dannet av sprekker med høyt fall siden de stikker brattere opp i bergmassen og blir ikke dekket av like mange bolter i forhold til tyngden. I analysen med sikring blir den mest kritiske kilen nr.8 (S1, S2 og S3). Kilene i Unwedge Analysen har den størst tenkelige utbredelsen de kan få gitt bergrommets og sprekkenes orientering. Det regnes som lite sannsynlig at slike massive kiler oppstår, boltingen vil bedre effekt på mindre kiler. Sprekkene er også observert til å undulere som Unwedge analysen ikke tar hensyn til.

Unwedge analysen av arret etter nedfallet viser en mindre kile en arret som ble observert under ingeniørgeologisk kartlegging. Analysen viste en mindre kile enn nedfallet som ble observert. Dette kan tyde på at arret ikke skyldes en ren kileutglidning, men heller kan relateres til lineament/sprekk mulig forkastning. Det ble også i felt observert flere sprekkeorienteringen inn mot kjernen av nedfallet. Når orienteringene som ble målt under kartleggingen av arret brukes i Unwedge analyse med bergrom Alt.1, kan man tydelig se at kilen dannes diagonalt på andre siden av bergrommet (Figur 99) i forhold til kile nr.8 (S1, S2 og S3). Dette viser at kilene som dannes ikke nødvendigvis dannes på den siden av bergrommet som modellene viser, men også på den andre.



Figur 99 Kile nr.8 dannet ved sprekkesett S1, S2 og S3 i Unwedge til venstre, og Unwede analyse med orienteringene fra arret i spiret. (M1, M2 og M3) til høyre.

## 10.5 Forundersøkelser og fremgangsmåter i andre prosjekt

Gjøvikhallen, er et kjent Norsk ingeniørgeologisk prosjekt beskrevet av Broch et al. (1996). Gjøvikhallen er større og har mindre overberg enn Alt.1 for Fløyfjellstunnelen, men Alt.1 har en bredde som nærmer seg 50m og vil bli tungt trafikkert. Før og under bygging av Gjøvikhallen ble det gjort spenningsmålinger, laboratorietester, bergmasse klassifisering med Q-systemet, borekjerne analyse, crosshold seismisk tomografi, og konvensjonelle ingeniørgeologiske undersøkelser. Videre ble numerisk modellering med BEM, FEM, UDEC og FLAC koder. Dette er en betydelig mer detaljert og sikker gjennomgang for å sikre gjennomførbarheten til et prosjekt. Det er ikke tilgjengelig spenningsdata for Fløyfjellstunnelen når undertegnede skriver dette. Bergmasseklassifiseringen og ingeniørgeologisk kartlegging er gjort på malt overflate, og det er etter undertegneds kjennskap ikke blitt gjort prøveboringer. Usikkerhetene fra felt vil da forplante seg videre inn i de ulike analysene som videre er brukt for å se på stabiliteten. Gjøvikhallen ble ikke sikret etter Q-systemet da dimensjonen ikke passet med systemet (Broch et al. 1996). Dette kan også bli tilfellet ved Alt.1 og Alt.2b hvis senere kartlegging viser en lavere Q-verdi. Det viste seg også at innspenning på 3-5MPa var nok til å bygge Gjøvikhallen (Broch et al. 1996). Dette er lavere innspenning enn det som er antatt for koblingssonen, som har smalere heng.

Dette kommer tydeligst frem i de numeriske analysene. Sammenligner man bakgrunnsdata for den sekvensielle tredimensjonale analysen brukt i utarbeidingen av krysningssonen mellom nye Follobanen og Ekebergstunnelen presentert av Trinh et al. (2018), kan man se forskjell i datainnsamling og gjennomføring. Den numeriske analysen brukt i dette prosjektet var bare en del av en tredelt fremgangsmåte bestående av undersøkelser, numerisk modellering og overvåkning (Trinh et al. 2018). Undersøkelsene i dette prosjektet bestod av spenningsmålinger, laboratoriearbeid og bergmasseklassifisering. Den numeriske modellen ble heller aldri ansett som ferdigstilt, men ble justert etter hvert som overvåkingen gav data modellen kunne tilpasses etter. Det å velge mellom alternativene for koblingssonen krever ikke et like detaljert oppsett for bruk av numerisk analyse, men videre i prosjektet med koblingssonen kan det være gunstig å bearbeide modellene for å få bedre prognoser for hva som venter etter neste salve. Det er flere usikkerhetsmomenter i modellene som mangel på spenningsdata, bergmasse klassifisering på malt overflate, og laboratorie prøver hentet et stykke fra koblingssonen. Denne usikkerheten kan reduseres ved å gjennomføre flere og mer presise forundersøkelser slik at man får en bedre modell og et sterkere verktøy til tolkning av koblingssonen.

## 10.6 Byggbarhet til Alt.1 og Alt.2b

De empiriske tilnærmingene, analytiske metodene og numeriske analysene gir en oversikt over potensielle utfordringen ved bygging av koblingsone Alt.1 og Alt.2b.

Bergarten i koblingssonen har en høy enaksial trykkfasthet, er litt anisotrop og hard. Det var ikke lett å få oversikt over forholdet mellom foliasjon, folding og oppsprekking. Dette vil kunne ha betydelig effekt på stabiliteten av koblingssonen. Det ble under den ingeniørgeologiske feltkartleggingen funnet fire ulike sprekkesett. Orienteringene på sprekke i forhold til orienteringene på bergrommene viste i Unwedge analysene at det oppstår flere ustabile kiler i henget og veggene på bergrommene. Nedfall av kiler er dermed en reell utfordring for konstruksjonen av koblingssonen. Flere av kilene viser hvordan tre av sprekkesettene har tilnærmet likt strøk som bergrommene og at det i Unwedge dannes store kiler. I realiteten vil nok kilene ikke dannes med slik størrelse på grunn av sprekkavstanden i sprekkesettene.

Unwedge analysene med sikring viste god effekt på kilene. Kun kilene som gikk lengst opp i henget fikk ikke sikkerhetsfaktor på over 1,5. Redusert størrelse på kilene vil gjøre sikringen mer effektiv. Unwedge analysen av innspenning viser at kilene som går lenger opp i henget får bedre effekt av innspenning.

Observasjonene gjort av Bjørlien (2017) og arret etter nedfallet tyder på at svakhetsoner vil kunne medføre problem. Størrelsen på bergrommet Alt.1 gjør at denne vil være mer utsatt for å kunne bli truffet av en svakhetsonen enn Alt.2b.

Norsk tommelfingerregel viste at problemer relatert til sprakeberg vil være mulig for bergrommene slik de er plassert i topografien.

Skattepliktigareal metode ble benyttet på den smale pilaren sentralt i begge bergrommene. Disse er i begge alternativene antatt fjernet som en del av ferdigstilling av bergrommene, og ville i følge analysen ikke vært gunstig dimensjonerte. Numerisk analyse uten sprekkesett gav svekkede pilarer med deformasjon langs det nye sørgående løpet for begge alternativene. Pilaren regnes ikke som stabil og vil trolig ikke stå igjen etter sprengningsarbeid. Av pilarene var SF høyere og spenningen mindre i pilaren til Alt.2b. Dersom man skal forsøke å ivareta pilaren er Alt.2b et bedre utgangspunkt. Den gunstige effekten av pilaren kom frem i numerisk analyse med sprekkesett der pilarene hindret avspenning i henget. Det er ikke plass til tung sikring av pilarene i forhold til tilgjengelig plass til trafikk ut mot det nye sørgående løpet, ellers hadde betong innstøping av pilarene muligens kunne vært en løsning.

Den samme numeriske analyse viste mulighet for deformasjon langs konturen av pilarene som dannes mellom tunnelene der de kommer inn i bergrommet. Dette er et problem for begge alternativene, men større for Alt.1 der det er fire løp som møtes i samme bergrom. Etter ferdigstilling viser modellene stabile bergrom, men med mulighet for deformasjon i veggen for Alt.1 og i vederlaget for både Alt.1 og Alt.2b. Både de mulige spenningsproblemene i pilarene og denne deformasjonen stemmer godt overens med norsk tommelfingerregel som sier at sprakeberg, er en mulighet for koblingssonens topografiske posisjon (ikke bergslag). Etter sikring av bergrommene reduseres mengden materiale som når flytegrensen og sikringen går ikke i brudd. Begge alternativene danner etter denne modellen stabile bergrom etter ferdigstilling.

Numerisk analyse med sprekkeseett viser innvirkningen av sprekkeseettens retning i forhold til innspenning og at det dermed kan dannes avspente kiler i hengt på bergrommet. Sikringen brukt i denne analysen går i brudd. Dette skjer til forskjell fra analysen uten sprekkeseett. Forskjellen i stabilitet kom tydelig frem i denne analysen ved at mengden avspenning og antall sprekker som nådde flytegrensen var betydelig større i Alt.1 enn i Alt.2b. Bolter installert i begge modellene gikk i brudd, og ingen av bergrommene kan antas å være stabil under forholdene i modellen. Videre sikring for å skape et stabilt bergrom ville vært enklere med Alt.2b som utgangspunkt. Modellen med sprekkeseett benytter de tre sprekkeseettene som også kan være oppsprekking av foliasjonen. Dette medfører en usikkerhet i om mengden avspenning vist i modellen vil være reell for koblingssonen.

Forskjellen i de numeriske analysene med og uten sprekkeseett ble forsøkt tilbakekalkulert slik at man får tilsvarende resultat. Alt.1 profil 360 ble benyttet. Avspenning i hengt ble oppnådd ved å senke GSI verdien. Man kunne ikke fjerne avspenning i modellen med sprekkeseett ved høyere innspenning eller hevet GSI. Dette tyder på viktigheten av orienteringen til sprekke for dannelse av avspente kiler. Grunnleggende ligger forskjellene i modellen i hvordan man tolker oppsprekkingen. Kravene til bruk av GSI presentert av Marinos et al. (2005) gir åpning for å tolke oppsprekkingen som isotropisk slik at man benytter GSI eller ikke isotrop med klare sprekkeretninger. Ulik tolkning danner to ulike modeller med tydelige innvirkninger på stabiliteten. Ingen av modellene vil være helt korrekt men belyser ulike problemer. Modellene uten sprekkeseett gir ikke god indikasjon på avspenningsproblemene som kan forekommer relatert til retningen på sprekke, men viser faren for dannelse av spenningsindusert deformasjon. Modellen med sprekkeseett viser avspenning av kilen, men ellers få spenningsinduserte problem.

Grunnlagsmaterialet fra Statens vegvesen (2018a) presentert faser for utgravning av de ulike tunnellopene (Kapittel 2). Dette faseoppsettet foreslår at trafikk settes i nordgående løp etter ferdigstilling (Fase2). Deretter sprenger man forsiktig ut resten av bergrommet. Det eneste som skal skille trafikken i nordgående løp og sprengningen i sørgående løp blir da en 0,8m bred betong vegg. Trolig vil det være stengning under selve sprengningsarbeidet. En tilsvarende løsning er også foreslått for Alt.2b hvor trafikk settes på nytt Nordgående løp (Fase 5). Deretter skal bergrommet i Alt.2b sprenges ut mens nordgående løp er trafikkert. Numerisk analyse gjort viser at fjerning av masser endrer spenningsbildet og vil kunne føre til økt ustabilitet i løpene som er satt i trafikk. Sprengningsarbeidet vil føre til rystelse i fjellet som kan løsne blokker. Utsprengning av nytt sørgående løp samtidig som nytt nordgående løp er delvis åpen for trafikk vil være ugunstig. Det vil medføre en meget kompleks situasjon hvor feilmarginen er lav. Alt.2b vil ikke være like kompleks da tunnellopet ikke er direkte tilkoblet bergrommet, men også her må sikring av løp være dimensjonert for den ekstra spenningen og rystelsen utgravningen vil medføre.

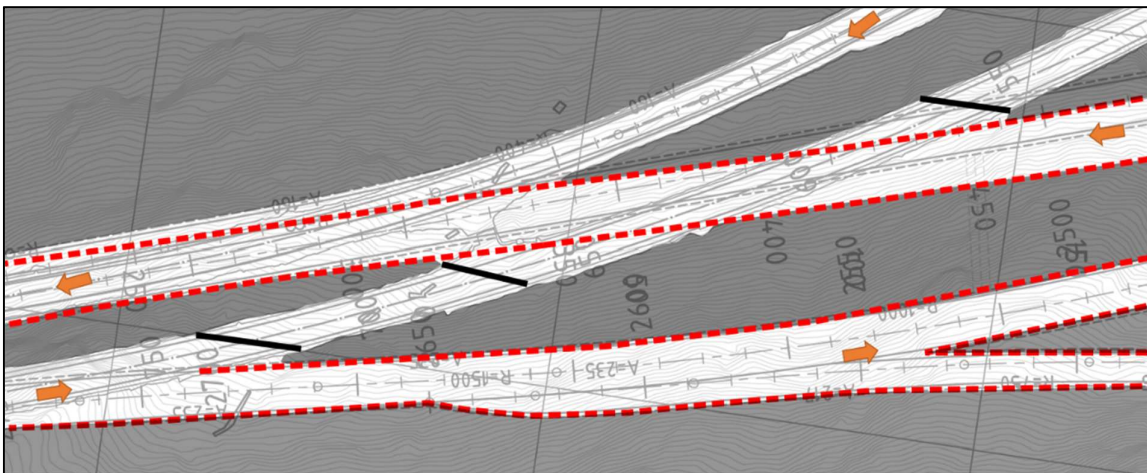
Trolig vil nok begge alternativene for koblingssonen kunne gjennomføres, men med ulike vanskelighetsgrad og krav til driving og sikring. Alt.1 er større enn Alt.2b og dette medfører flere utfordringer. Det er større fare for deformasjon i pilarene mellom tunnellopene inn mot koblingssonen. Med bredere heng øker både mengden kileorienteringer som kan dannes og sannsynligheten for avspenning av disse. Utgravningen av større bergrom øker sannsynligheten for at man treffer på en knusningsone i selve bergrommet. Faseoppsettet hvor man skal ha åpne nordgående løp for trafikk og samtidig sprengte ut ett bergrom gjør igjen den ingeniørgeologiske vanskelighetsgraden større. Alt.1 vil trolig kreve forsiktigere sprenging, mer sikring, forundersøkelser og er et vanskeligere prosjekt å gjennomføre enn Alt.2b. Mindre fare for avspenning i henger, og mindre konsentrasjon av spenning i mellom løpene inn i bergrommet, lavere spenningskonsentrasjon i vegg og vederlag, og færre kiler eller blokker som kan falle ned gjør Alt.2b til et bedre alternativ for koblingssonen.

## 10.7 Alternative løsninger

Undersøkelsene gjort på Alt.1 og Alt.2b tyder på at problemene til området rundt koblingssonen hovedsakelig er relatert til avspenning og nedfall av blokker fra heng. Spenningsindusert ustabilitet i pilarene inn mot bergrommet og vederheng og vegg når bergrommet er på sitt bredeste er også mulig. Ut i fra dette kan andre løsningsalternativer for koblingssonen være bedre i forhold til stabilitet, tidsbruk og/eller ressurser. Skisse av Alt.2b fra Statens vegvesen (2018a) er brukt som grunnlagsmateriale for utarbeiding av de nye alternativene. De ulike alternativene som foreslåes baserer seg på en komprimering av Alt.2b, bruke eksisterende løp, eller legge nytt løp under eksisterende. Det er ikke tatt hensyn til linjeføring for motorveg eller ulike faser for utdriving i utarbeiding av alternativene.

### Kolblingsone i form av en mindre variant av Alt.2b

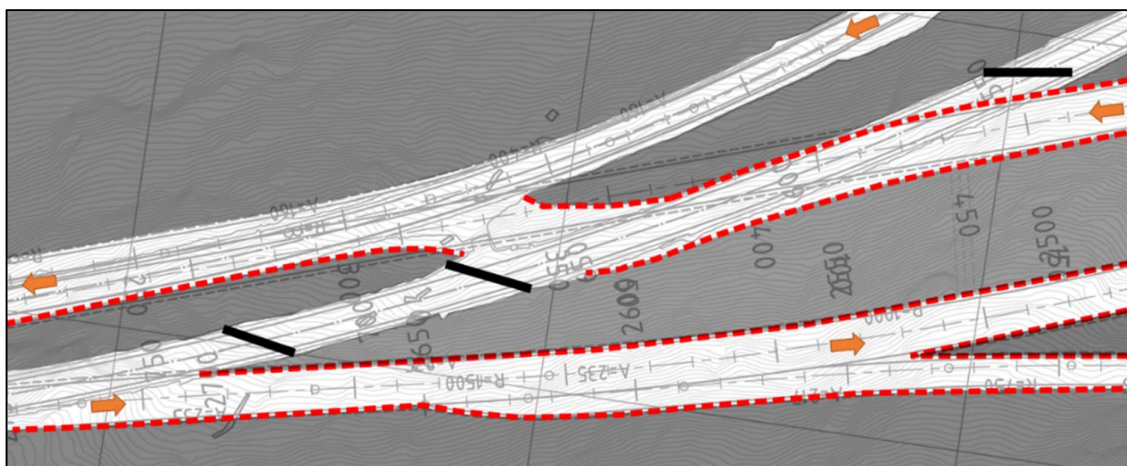
Det første alternativet (Figur 100) foreslår en modifisering av Alt.2b hvor det nye sørgående løpet legges litt nærmere det nye nordgående løpet. Pilaren sentralt i Alt.2b fjernes som en del av nytt sørgående løp. Alternativet reduserer lengden på bergrommet i koblingssonen, dette er gunstig da oppsprekkingen i stor grad har denne retningen. Mengden bergmasse som må tas ut blir ikke nødvendigvis betydelig redusert. Mindre bergrom vil gjøre prosjektet mindre komplekst og redusere mengden sikring og tidsbruk til forundersøkelser



Figur 100 Skisse av mindre bergrom basert på Alt.2b. nye løp legges i samme høyde som eksisterende. Svarte linjer viser stengte løp

## Koblingssone ved å benytte eksisterende nordgående løp

Ved å legge nytt sørgående løp inn i eksisterende nordgående løp vil man redusere mengden masse som skal tas ut, og man unngår å bygge en koblingssone i bergrom (Figur 101). Ved gjennomføring av dette alternativet vil store deler av de bergtekniske og ingeniørgeologiske utfordringene knyttet til prosjektet forsvinne. Presisjonen og detaljgrunnlaget for forundersøkelsene kan reduseres sammen med mengden sikring og drivekostnader.

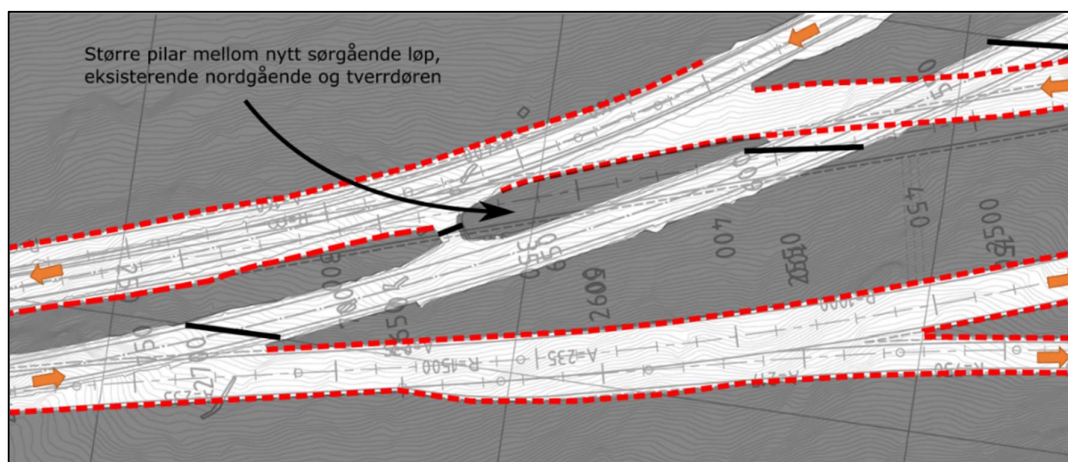


*Figur 101 Koblingssone der eksisterende nordgående løp benyttes som nytt sørgående løp. Svarte linjer viser stengte løp*



## Koblingssone ved å benytte eksisterende sørgående løp

I stedet for å benytte eksisterende nordgående løp kan man benytte seg av det sørgående løpet (Figur 102). Ved å gjøre dette oppstår det en sentral pilar der hvor eksisterende nordgående løp befinner seg. De gunstige resultatene av en slik løsning avhenger av om pilaren er stabil og eventuelt hvor mye sikring som vil kreves for å gjøre pilaren stabil. Erfaring fra andre pilarer som er modelert i denne oppgaven tilsier at denne trolig vil være stabil. Mengden bergmasse som fjernes vil øke sammenlignet med alternativet der man legger løpet gjennom eksisterende nordgående løp.



Figur 102 Nytt sørgående løp følger eksisterende løp lenger og danner større pilar mellom eksisterende nordgående og nytt sørgående løp. Svarte linjer viser stengte løp



# 11 Konklusjon

- Oppsprekkingen av bergmassen er sentralt for tolkningen av mulige ustabiliteter i koblingssonen. Fire ulike sprekkeseett ble observert under ingeniørgeologisk kartlegging. Unwedgede analyse med de fire ulike sprekkeseettene dannet flere ustabile kiler. Retningen på tre av sprekkeseettene (S1, S3 og S4) tilsvarer retningen på tunnelen, og det dannet seg store kiler som fulgte henget på begge koblingssone alternativene. Sikring mot nedfall av kiler kan bli en betydelig utfordring for koblingssonen.
- Det er knyttet usikkerhet til om sprekkeseett S1, S3 og S4 er oppsprekking langs samme foldede foliasjon. Om dette er tilfelle vil det kreve justeringer i flere av modellene og analysene i denne oppgaven.
- Tilstedeværelse av oppknuste soner i koblingssonen kan skape problemer. Det 15m høye arret sentralt i sørgående løp og tidligere observasjoner av oppknust berg og leirslepper nær sørgående løp sin inngang viser tilstedeværelse av soner med svakere berg i tunnelen.
- De to smale pilarene vil ifølge skattepliktig arealmetode og numerisk analyse av spenningen gjennom pilaren bli svekket, og vil nok ikke være stabile nok til å bli stående i tunnelen. Pilaren i Alt.1 er mer ustabil en pilaren i Alt.2b. Etter ferdigstilling av bergrommene vil de på sitt bredeste være relativt stabile, installering av sikring redusere deformasjonen og bergrommet er stabilt uten brudd i sikring.
- Norsk tommelfingerregel viste at mulige problemer med sprakeberg kan oppstå i den topografiske plasseringen til koblingssonen.
- Det kan ifølge den numeriske analysen oppstå deformasjon i pilarene inn og ut av bergrommet til koblingssonene. Utfordringen er større i Alt.1 der flere tunneler møtes i bergrom og det dannes flere pilarer mellom løpene inn mot bergrommet.
- Numerisk analyse med sprekkeseett dannet avspenning av kiler i henget, og viser viktigheten av sprekkenes orientering for stabiliteten på bergrommet. Størrelsen på henget til bergrommene var sentralt for mengden avspente kiler, og Alt.2b er etter modellen mindre

ustabil. Ingen av alternativene var stabile etter sikring med Q-systemet. Denne modellen viser en mye mer utfordrende situasjon enn modellen uten sprekkeseett.

- Tilbake kalkulering mellom modellene viste at reduisering av GSI oppnådde avspenning i henget på modellen uten sprekkeseett, men at man ikke kunne fjerne avspenningen av kilene ved å øke innspenning eller GSI i modellene med sprekkeseett. Innvirkningen av orienteringene på sprekkeseettene kunne ikke tilbakekalkuleres som understreker viktigheten av dem på stabiliteten. De ulike resultatene gitt i de to ulike modellene fremhever viktigheten av å danne en godt tilpasset modell for prosjektet. Forskjellen på modellene viser også hvordan forskjellig tolkning av bergmasse gir ulike resultat. Begge modellene er nyttige til å forstå forholdene i koblingssonen.
- Sannsynligvis er begge alternativene for koblingssonen mulig å gjennomføre. Alt.2b anbefales av de to alternativene siden den har mindre problemer relatert til nedfall, spenningsinduser defomrasjon, avpenning og en lettere faseplan. Det presenteres fire ulike alternativer til utforming av koblingssone. Målet med disse er å gi forslag som kan øke stabiliteten, redusere tidsbruk, og/eller ressursbruk.

## 12 Forslag til videre arbeid

- For å redusere usikkerhetene relatert til oppsprekking, foliasjon og tilstedeværeslen av svakehetsoner/oppknusning eller slepper anbefales det gjennomføring av kjerneboring og borekjerneanalyse. Overflatekartlegging i Fløyfjellstunnelen er utfordrende og borekjernen kan supplere det eksisterende datagrunnlaget. Kjerneboringen vil kunne vise om oppsprekkingen er langs en foldet foliasjon.
- Spenningsmålinger gjort i nærheten av og rett ved koblingssonen vil gi mulighet til å kunne korrelere spenningdata slik at man kan oppnå et mer presist bilde av spenningsforholdene. Videre arbeid blir å gjennomføre spenningsmålinger og analysere disse.
- For å sikre bedre korrelasjon mellom numerisk model og data bør det gjøres laboratoriearbeid i form av enaksial trykkfasthet, og punktlast test av prøver hentet i koblingssonen.
- Numerisk analyse med definerte sprekkesett i RS.2 bør korreleres opp mot lik oppsprekking, men gjort med en BEM programvare som er bedre egnet på beregninger lang sprekkeplan.
- Tredimensjonal numerisk analyse av koblingssonen bør gjøres for å få en bedre oversikt over fordelingen av spenning, og områder hvor det oppstår avspenning på grunn av begrenset sidestøttet eller innspenning.
- Det kan være nyttig å revurdere bergrom som det eneste alternativet til koblingssone. Denne oppgaven presenterer flere skisser til alternative løsninger for koblingssonen. Et kort studie av disse ville kunne redgjøre for om de kan erstatte Alt.2b.

## 13 Referanser

- Bandis, S., Lumsden, A. & Barton, N. (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 18 (1): 1-21.
- Bane Nor. (2018). *Bane Nor skal ut med fire nye kontrakter i Follobanen*. Tilgjengelig fra: <https://www.banenor.no/prosjekter/prosjekter/follobanen/om-follobaneprojektet/innhold/2018/bane-nor-lyser-ut-fire-nye-kontrakter-i-follobanen/> (lest 29.04.2019).
- Barton, N. & Nicholas, J. (1973). Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering geology*, 7 (4): 287-332.
- Barton, N. & Choubey, V. J. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock mechanics*, 10 (1-2): 1-54.
- Barton, N. (1988). *Predicting the behaviour of underground openings in rock*. Technical Report nr.178. Oslo: Norwegian Geotechnical Institute.
- Barton, N. & Bandis, S. (1990). *Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice*. Rock Joints, Loen, Norway. 603-610 s.
- Birgisson, G. (2018). Numerisk analyse av koblingssonen, E39 Forlengelse Fløyfjellstunnelen, 10206072. OSLm Berg- og Anleggsteknikk.
- Bjørlien, J. (2017). Vurdering av behov for sikring i Fløyfjellstunnelen. I: Geo- og Skredseksjonen Statens vegvesen (red.). *Notat*.
- Blindheim, O. T., Johansen, E. D. & Hægrenes, A. (1998). Bored road tunnels in hard rock. *NFF publikasjon nr. 11 Norwegian TBM tunnelling*.
- Blågestad, N. (2018). *Har valgt trasé for Bybanen gjennom Sandviken* Begen: Bergen Kommune. Tilgjengelig fra: <https://www.bergen.kommune.no/politikk/bystyret/bystyret-2015-2019/7014/7018/article-152126>.
- Broch, E., Myrvang, A. M. & Stjern, G. J. (1996). Support of large rock caverns in Norway. *Tunnelling Underground Space Technology*, 11 (1): 11-19.
- Brøto, M. (2017). E39 Fløyfjellstunnelen hp 19 km 13.300. Vurdering av sikringsbehov. I: Geo- og skredseksjonen, S. v. (red.). *Notat*.
- Brøto, M. (2018). Ev 39 hp 19km 13,245 Fløyfjellstunnelen-Vurdering av sikringsbehov. I: Geo- og skredseksjonen, S. v. (red.). *Notat*.
- Corfu, F., Andersen, T. & Gasser, D. (2014). The Scandinavian Caledonides: main features, conceptual advances and critical questions. *Geological Society, London, Special Publications*, 390: SP390. 25.
- Curran, J., Corkum, B. & Hammah, R. (2004). *Three-dimensional analysis of underground wedges under the influence of stresses*. Gulf Rocks 2004, the 6th North America Rock Mechanics Symposium (NARMS): American Rock Mechanics Association.
- Diederichs, M. (2014). *When does brittle failure become violent? Spalling and rockburst characterization for deep tunneling projects*. Proceedings: World Tunneling Conference.
- Engelstad, Ø. (2016). *Planning, design and construction of large rock caverns (Norwegian Rock Caverns)*. Publication no.25. Oslo: Norwegian tunneling society
- Flatin, A. (2016). *Ulriken/Svartediket water treatment plant (Norwegian Rock Caverns)*. Publication 25. Oslo, Norway: Norwegian Tunneling Society.
- Fossen, H. & James Dunlap, W. (2006). Age constraints on the late Caledonian (Scandian) deformation in the Major Bergen Arc, SW Norway. *Norwegian Journal of Geology/Norsk Geologisk Forening*, 86 (1).
- Fossen, H. & Ragnhildstveit, J. (2008). *Bergrunnskart Bergen 1114 I, M 1:50.000*.

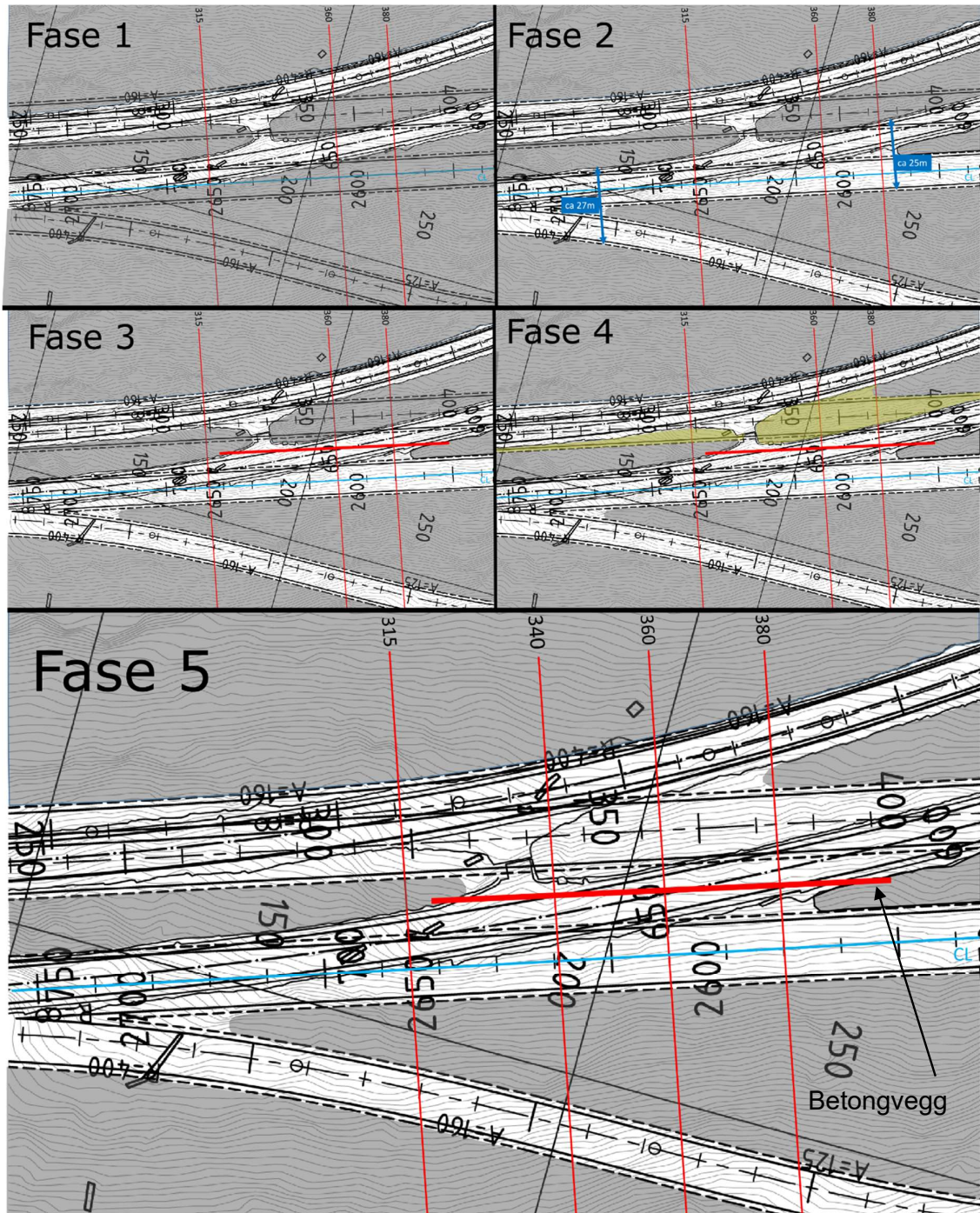
- Fossen, H. & Gabrielsen, R., H. (2013). *Strukturgeologi (2utg)*. Bergen: Fagbokforlaget Vigmostad og Bjørke.
- Fossen, H. (2016). *Structural geology (2nd edition)*. Cambridge CB2 8BS United Kingdom: Cambridge University Press.
- Grøneng, G. & Nilsen, B. J. (2009). *Procedure for determining input parameters for Barton–Bandis joint shear strength formulation*, 21. Trondheim: Institutt for Geologi og Bergteknikk NTNU.
- Hanssen, T. H. (1997). *Investigation of some rock stress measuring techniques and the stress field in Norway*. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology, Department of Geology and Mineral Resources Engineering.
- Hegrenæs, A. (1985). *Fullprofilboring av vegtunnel i Bergen*. Fjellsprengningskonferansen, Oslo: Statens Vegvesen.
- Hegrenæs, A. (1987). *Erfaringer fra Fløyfjellstunnelen i Bergen*. Fjellsprengningskonferansen, Oslo: Statens Vegvesen.
- Hoek, E., Kaiser, P. K. & Bawden, W. F. (1995). *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: Balkema.
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 34 (8): 1165-1186.
- Hoek, E. & Karzulovic, A. (2000). *Rock mass properties for surface mines*. Slope Stability in Surface Mining. Littleton: Society for Mining, Metallurgical and Exploration. 59-70 s.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of NARMS-Tac*, 1: 267-273.
- ISRM. (1978). *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses*. Commission on the standardization of Laboratory and Field Tests in Rock Mechanics, ISRM., 15, 6.
- ISRM. (1979). *Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials: Part 1. Suggested method for determining deformability of rock materials in uniaxial compression: Part 2*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 16. 137-140 s.
- ISRM. (1985). *Suggested method for determining point load strength*. International Society for Rock Mechanics Commission on Testing Methods, 22, 2: Elsevier. 51-60 s.
- ISRM. (2018). *ISRM Suggested Method for Determining the Basic Friction Angle of Planar Rock Surfaces by Means of Tilt Tests*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 51, 12. 3853-3859 s.
- Li, C. C. (2018). *Rock Mechanics (TGB 4210 Compendium)*. Trondheim: NTNU.
- Maidl, B., Thewes, M. & Maidl, U. (2014). *Handbook of Tunnel Engineering II: Basics and Additional Services for Design and Construction*. Berlin: Ernst & Sohn
- Mao, D., Nilsen, B. & Lu, M. J. (2011). Analysis of loading effects on reinforced shotcrete ribs caused by weakness zone containing swelling clay. *Tunnelling Underground Space Technology*, 26 (3): 472-480.
- Marinos, V., Marinos, P. & Hoek, E. (2005). The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64 (1): 55-65.
- Myrvang, A. (2001). *Bergmekanikk (kompendium)*. Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk.
- NGI. (2015). Using the Q-system Rock mass classification and support design.
- Nilsen, B. (2014). Ground investigation for Norwegian tunneling. *NFF Publ. NO. 23*, Norwegian Tunneling Society: 19-33.
- Olsen, S. R. (1965). Stabiliteten i tunneler i dalsider (The stability in tunnels in valley-side slopes). *IVA rapport*, 142: 77-83.

- Panthi, K. K. (2006). *Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnelling in Himalayan rock mass conditions*. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology, Department of Engineering Science and Technology.
- Panthi, K. K. (2018). Methods Applied in the Prediction of Brittle Failure in Tunnels and Underground Caverns. *Hydro Nepal* (NO.22).
- Pedersen, K. B. (2004). Intern rapport nr.2365 Bergmasseklassifikasjon. Oslo: Statens Vegvesen.
- Rocscience. (2019a). *Field Stress Overview*. Tilgjengelig fra: [https://www.rocscience.com/help/unwedge/unwedge/Field\\_Stress.htm](https://www.rocscience.com/help/unwedge/unwedge/Field_Stress.htm) (lest 25.04.2019).
- Rocscience. (2019b). *Program Assumption*. Tilgjengelig fra: [https://www.rocscience.com/help/unwedge/unwedge/Program\\_Assumptions.htm](https://www.rocscience.com/help/unwedge/unwedge/Program_Assumptions.htm) (lest 03.01.2019).
- Rocscience. (2019c). *RocData*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/software/rocdta> (lest 08.05.2019).
- Rocscience. (2019d). *RS2*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/software/rs2> (lest 23.02.2019).
- Rocscience. (2019e). *Show Yield*. Tilgjengelig fra: [https://www.rocscience.com/help/rs2/phase2\\_interpret/Show\\_Yield.htm](https://www.rocscience.com/help/rs2/phase2_interpret/Show_Yield.htm) (lest 27.02.2019).
- Scheiber, T., Fredin, O., Viola, G., Jarna, A., Gasser, D. & Łapińska-Viola, R. (2015). Manual extraction of bedrock lineaments from high-resolution LiDAR data: methodological bias and human perception. *GFF*, 137 (4): 362-372.
- Sonmez, H. & Ulusay, R., J (1999). Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36 (6): 743-760.
- Statens vegvesen. (2018a). Alternativ 1 & Alternativ 2b (Plantegninger og tverrprofiler av tunnellopene for alternativ 1 og alternativ 2b som viser faseplanene for utgraving av tunnelen. Tverrprofilene er for hver femte meter fra profil 300 til 400 for begge alternativene. Tverrprofilene viser lasermålte eksisterende løp pluss nye teoretiske løp (T-9,5 er hovedløp og T-7,5 er tunnelramper)).
- Statens vegvesen. (2018b). Forlenget Fløyfjellstunnel (Forslag til sammenkoblingssoner).
- Trinh, N. Q., Holmøy, K. H., Larsen, T. & Myrvang, A. (2016). *Continued Rock Stress and Displacement Measurements Combined With Numerical Modeling as an Active, Realistic Rock Engineering Tool*. ISRM International Symposium on In-Situ Rock Stress: International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.
- Trinh, N. Q., Holmøy, K. H. & Sagen, H. W. (2018). *Numeriske analyser for veikryss mellom Follobanen og Ekeberg tunneler*. Fjellsprengningskonferansen, Oslo.
- Vik Ørsta AS. (2019a). *CT-Bolt M22 Produktark*: Vik Ørsta AS. Tilgjengelig fra: [https://www.vikorsta.no/globalassets/vik-orsta/berg/produktark/ct-bolt-m22\\_2016\\_01\\_en\\_small-1.pdf](https://www.vikorsta.no/globalassets/vik-orsta/berg/produktark/ct-bolt-m22_2016_01_en_small-1.pdf) (lest 18.01.19).
- Vik Ørsta AS. (2019b). *CT-Bolt@M22*. Tilgjengelig fra: <https://www.vikorsta.no/bergsikring/sikringsbolter/ct-bolt-m22/> (lest 06.05.2019).
- Wawersik, W. & Fairhurst, C. (1970). *A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts: Elsevier. 561-575 s.

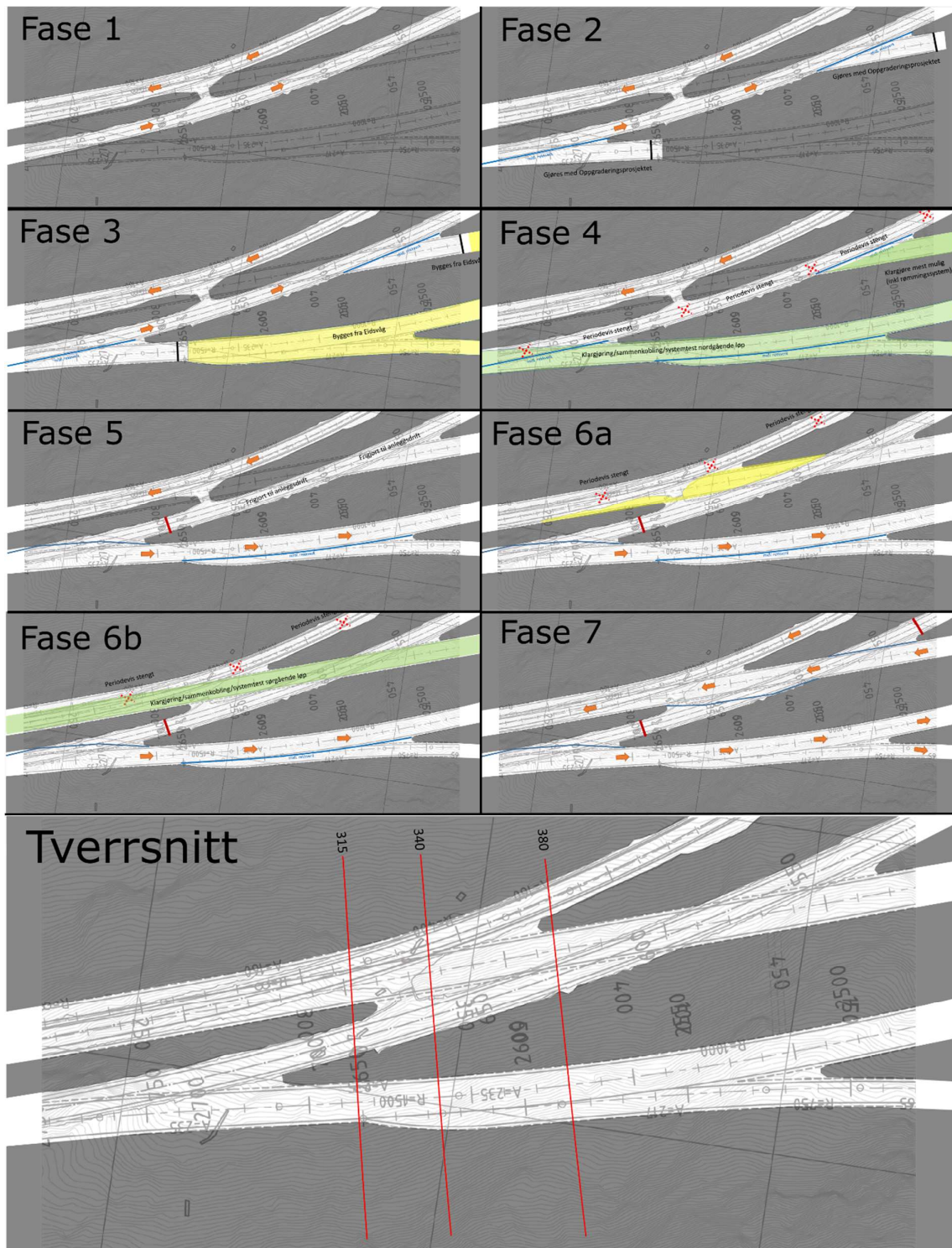


## 14 Vedlegg

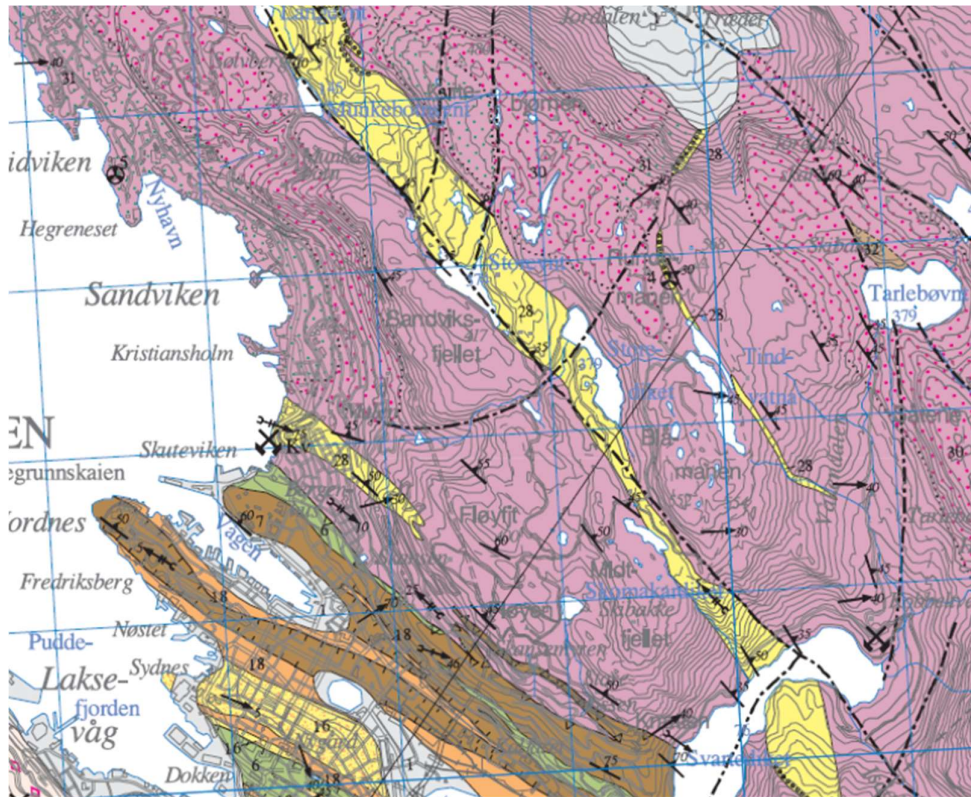
# Vedlegg 1. Alternativ 1 (Alt.1) (Statens Vegvesen 2018a)



# Vedlegg 2. Alternativ 2b (Alt.2b) (Statens vegvesen 2018a)



# Vedlegg 3. Bergrunnskart (Fossen & Ragnhildstveit 2008)



GEOLOGISKE GRENSE, LINJER OG SYMBOL GEOLOGICAL BOUNDARIES, LINES AND SYMBOLS	
	Bergartsgrense, sikker <i>Lithological boundary, certain</i>
	Bergartsgrense, usikker <i>Lithological boundary, uncertain</i>
	Bergartsgrense, overgangsmessig <i>Lithological boundary, transitional</i>
	Skyvegrense/skjærsoner intern i Hardangerfjorddekket <i>Thrust boundary/shear zone within the Hardangerfjord Nappe Complex</i>
	Skyveforkastning under Hardangerfjorddekket <i>Thrust boundary of the Hardangerfjord Nappe Complex</i>
	Skyveforkastning under Lindåsdekket <i>Thrust boundary of the Lindås Nappe</i>
	Skyveforkastning under kortskjovne kambrosilurbergarter <i>Thrust boundary of parautochthonous Cambro-Silurian rocks</i>
	Forkastning <i>Fault</i>
	Stor sprekk, mulig forkastning <i>Major joint, possible fault</i>
	Primær lagning i dypbergarter med planets helning angitt (70° mot SØ) <i>Primary layering in plutonic rocks with dip indicated (70° towards SE)</i>
	Skiifighet, foliasjon med planets helning angitt (40° mot SØ, lodrett = 90°) <i>Schistosity, foliation with dip indicated (40° towards SE, vertical = 90°)</i>
	Foliasjon, proterozoisk, med planets helning angitt (40° mot SØ, lodrett = 90°) <i>Foliation, Proterozoic, with dip indicated (40° towards SE, vertical = 90°)</i>
	Foldeakse, uspesifisert, med stupning angitt (40° mot SØ, vannrett) <i>Fold axis, unspecified, with plunge indicated (40° towards SE, horizontal)</i>
	Foldeakse, tidligkaledonsk, med stupning angitt (40° mot SØ, vannrett) <i>Fold axis, early Caledonian, with plunge indicated (40° towards SE, horizontal)</i>
	Foldeakse, senkaledonsk, med stupning angitt (40° mot SØ, vannrett) <i>Fold axis, late Caledonian, with plunge indicated (40° towards SE, horizontal)</i>
	Strekingslineasjon med stupning angitt (40° mot SØ, vannrett) <i>Stretching lineation with plunge indicated (40° towards SE, horizontal)</i>

# Vedlegg 4. Q-systemet skjema benyttet under kartlegging

## Parameterverdier for Q-systemet

1	Oppsprekkingsgrad (Rock Quality Designation)	po. i Q	RQD
A	Meget stort 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  $\leq 10$  (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 sprekkeseit	J <sub>s</sub>
A	Massivt, ingen eller få sprekker	0,5-1,0
B	Ett sprekkeseit	2
C	Ett sprekkeseit + sporadiske sprekker	3
D	To sprekkeseit	4
E	To sprekkeseit + sporadiske sprekker	6
F	Tre sprekkeseit	9
G	Tre sprekkeseit + sporadiske sprekker	12
H	Fire eller flere sprekkeseit, meget stort oppsprukket, sulker/bå-berg osv.	16
E	Oppknullt berg, jordaktig	20

Anm.: i) Ved tunnelys brukes (3 x J<sub>s</sub>)  
ii) I portaler brukes (2 x J<sub>s</sub>)

3	Sprekkeruhets-tall	J <sub>r</sub>
a) <i>Bergkontakt og b) bergkontakt for 10 cm skjærdelingsjon</i>		
A	Diskontinuerlig, hakvete (ru eller glatte)	4
B	Ru, belgete	3
C	Glatte, belgete	2
D	Glatte, belgete	1,5
E	Ru, plane	1,5
F	Glatte, plane	1
G	Glatte, plane	0,5

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

3	Sprekkeruhets-tall	J <sub>r</sub>
c) <i>Ingen bergkontakt ved skjærdelingsjon</i>		
H	Sprekketylling med leir, silt, sand, grus eller knust berg tykk nok til å hindre bergkontakt	1

Anm.: i) Når sprekketyllingen i det aktuelle sprekkeseitet er mer enn 3 m adtrosses i H ruhetstallet.  
ii) J<sub>r</sub> = 0,5 brukes for plane sprekker med glidespill og lineasjon der lineasjon er orientert langs sannsynlig bevegelsesretning

4	Tall for sprekketylling	Φ <sub>v</sub> (ca)	J <sub>v</sub>
a) <i>Bergkontakt</i>			
A	Sannsynvokste sprekker med harde mineraler som kvarts, ferspat, apatit		0,75
B	Uomvendte sprekkeløst, bare overflatekollisjon	25-35°	1
C	Svak omvendte sprekkeløst, oppbløst mineralbelegg, sandpartikler, oppknullt berg, uten leir	25-30°	2
D	Sillig eller sandig sprekkeløst, litt leir (få svallaleire)	20-25°	3
E	Oppbløst leirbelegg med lav fraksjon i øke kopolitt eller glimmer. Også kloritt, talk, gips, grafit o.a. Kun små mengder svallaleire.	5-16°	4

4	Tall for sprekketylling	Φ <sub>v</sub> (ca)	J <sub>v</sub>
b) <i>Bergkontakt for 10 cm skjærdelingsjon (ynn mineraltylling)</i>			
F	Sandige partikler, oppknullt berg, lite leir	25-30°	4
G	Sterkt overkonsolidert (hardpakket), oppbløst tylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	18-24°	6
H	Middels eller litt overkonsolidert tylling av oppbløst leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	12-16°	8
J	Fylling av svallaleire (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm). J <sub>v</sub> -verdien avhenger av prosentvis innhold av svallaleire.	6-12°	8-12

4	Tall for sprekketylling	Φ <sub>v</sub> (ca)	J <sub>v</sub>
c) <i>Ingen bergkontakt ved skjærdelingsjon (tykk mineraltylling)</i>			
K	Soner og bånd av knust eller desintegert berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) oppbløst tylling.	16-24°	6
L	Soner og bånd av knust eller desintegert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert oppbløst tylling.	12-16°	8
M	Soner og bånd av leir eller knust eller desintegert berg. J <sub>v</sub> -verdien avhenger av prosentvis innhold av svallaleire.	6-12°	8-12
N	Tykke, kontinuerlig soner eller bånd med leir, silt eller sand. Sterkt overkonsolidert (hardpakket), oppbløst tylling.	16-24°	10
O	Tykke, kontinuerlig soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert, oppbløst tylling.	12-16°	13
P	Tykke, kontinuerlig soner eller bånd med leir. J <sub>v</sub> -verdien avhenger av prosentvis innhold av svallaleire.	6-12°	13-20

5	Sprekketvannfølelse	J <sub>w</sub>
A	Tørre bergrom, luft eller spredte drypp	1
B	Dryppregn, Stedvis utvasking av sprekketylling.	0,68
C	Stor innlekkasje eller høyt trykk i berg med sprekker uten fylling	0,6
D	Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekketylling.	0,33
E	Meget stor innlekkasje eller vanntrykk ved utspengning, avtøgende med tiden.	0,2-0,1
F	Meget stor innlekkasje eller vanntrykk. Ikke avtøgende med tiden. Ofte utvasking av knust bergmasse	0,1-0,05

Anm.: i) Faktorene C til F er anslåtte. J<sub>w</sub>-verdien økes når droneringsfaktak blir utført.  
ii) Spesielle stabilitetsproblemer ved ledningsanlegg er ikke vurdert

6	Spenningsfaktor	SRF
a) <i>Svakhetszoner som skjærer tunnelen og som kan medføre nedfall</i>		
A	Hypig oppreden av svakhetszoner som inneholder leir eller kjemisk omvendt berg. Avspenn sideberg. Alle dybder.	10
B	Hypig oppreden av svakhetszoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Avspenn sideberg. Alle dybder.	7,5
C	Enkle svakhetszoner med eller uten leir eller kjemisk omvendt berg. Anleggets dybde $\leq 50$ m.	5
D	Ukonsoliderte, åpne sprekker, sterkt oppsprukket, sulker/båberg. Alle dybder.	5
E	Enkle svakhetszoner med eller uten leir eller kjemisk omvendt berg. Anleggets dybde $> 50$ m.	2,5

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

6	Spenningsfaktor	SRF
b) <i>Harde, kompetente bergarter, bergtykkelsesproblemer</i>		
H	Leve spenninger, åpne sprekker. Utfall av blokker pga. lav spenning. Vanligvis nær overflaten.	2,5
J	Middels høye spenninger, gunstige spenningsforhold.	1
K	Høye spenninger. Vanligvis gunstige stabilitetsforhold. Kan være ugunstig for veggstabilitet.	0,5-2
L	Moderat avskalling eller mer enn 1 time i massivt berg.	5-10
M	Avskalling og bergslutt etter få minutter i massivt berg.	50-200
N	Inntren bergaleg og umiddelbart dynamisk delingsjonsbrudd i massivt berg.	200-400

Anm.: i) I tillegg med sterk anisotropi, jomfuldig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når  $0,5 \leq \sigma_1 / 10 \leq \sigma_3$ , reduseres  $\sigma_1$  til  $0,75 \sigma_1$ . Når  $0,5 \leq \sigma_1 / 10$ , reduseres  $\sigma_2$  til  $0,5 \sigma_2$ , hvor  $\sigma_2 =$  maks. trykkfakt.  $\sigma_1$  og  $\sigma_2$  er henholdsvis største og minste hovedspenning og  $\sigma_3 =$  maksimal bergartspenning (antatt fra elastisitetsteori).  
ii) Når tunnelens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spenningsvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, utover ved høye horisontalspenninger (se H)

6	Spenningsfaktor	SRF
c) <i>Tyrbereg: plastisk flytning av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger</i>		
O	Moderat tyrbereg	1-5
P	Intens tyrbereg	5-10

Anm.: i) Tilfeller av tyrbereg kan forekomme for dybder H-360 Q1/8 (Singh et al., 1992). Bergmassens trykkfakt kan estimeres fra  $\sigma_1 = \sigma_3 / 100 \times 0,7 \times g \times C / 1/3$  (MPa) hvor  $g =$  bergartens egenvekt i kN/m<sup>3</sup>, og  $\sigma_3 =$  bergmassens trykkfakt.







6	Spenningsfaktor	SRF
d) <i>Svallende berg: Fjernisk svekkelse som avhenger av tilgangen på vann</i>		
R	Moderat svelling	5-10
S	Intens svelling	10-15

Anm.: For J<sub>v</sub> og J<sub>w</sub> brukes verdier fra det sprekkeseitet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke,  $\tau = \sigma_2 \tan^2(45^\circ/J_v)$ . Velg sprekkeseit eller diskontinuitet hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.

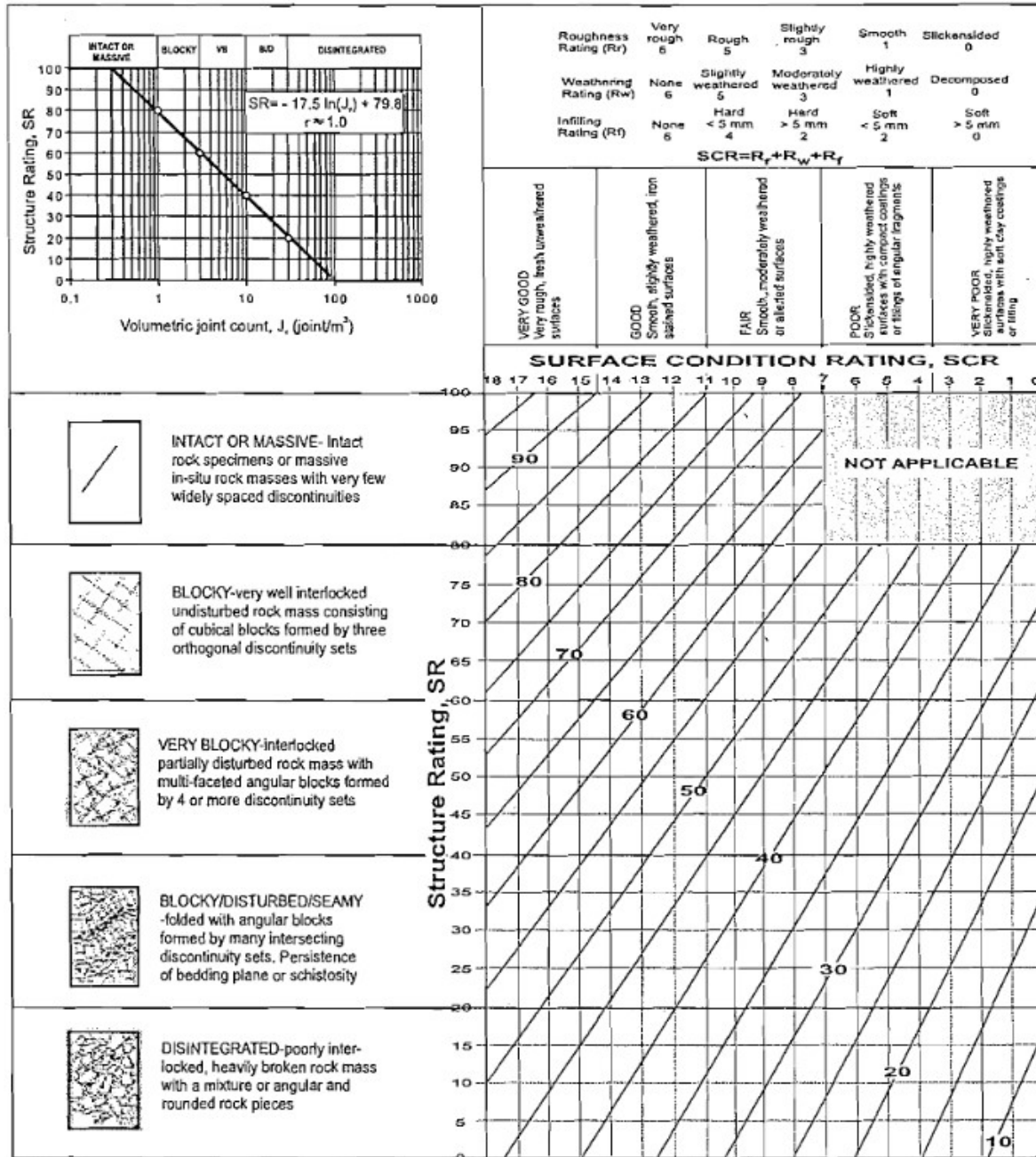
$$Q = \frac{RQD}{J_r} \times \frac{J_s}{J_w} \times \frac{J_v}{SRF}$$

Tunnelbrygge brukes  $3 \times J_v$   
I portaler  $2 \times J_v$

# Vedlegg 5. GSI (Marinos et al. 2005)

<p><b>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</b></p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10
		DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓				

# Vedlegg 6. GSI (Pedersen 2004)

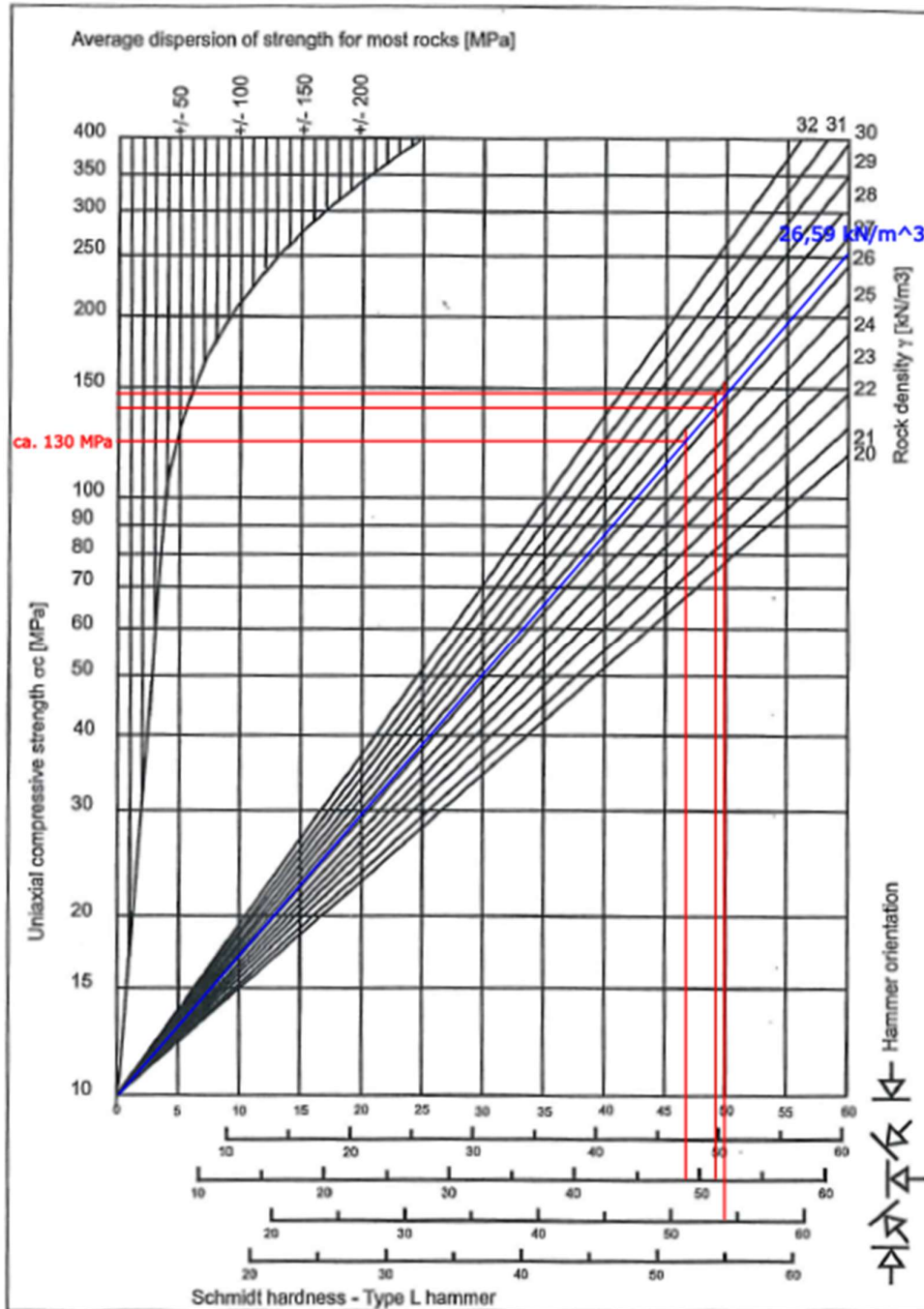


# Vedlegg 7. Ruhetsprofil (Grøneng & Nilsen 2009)

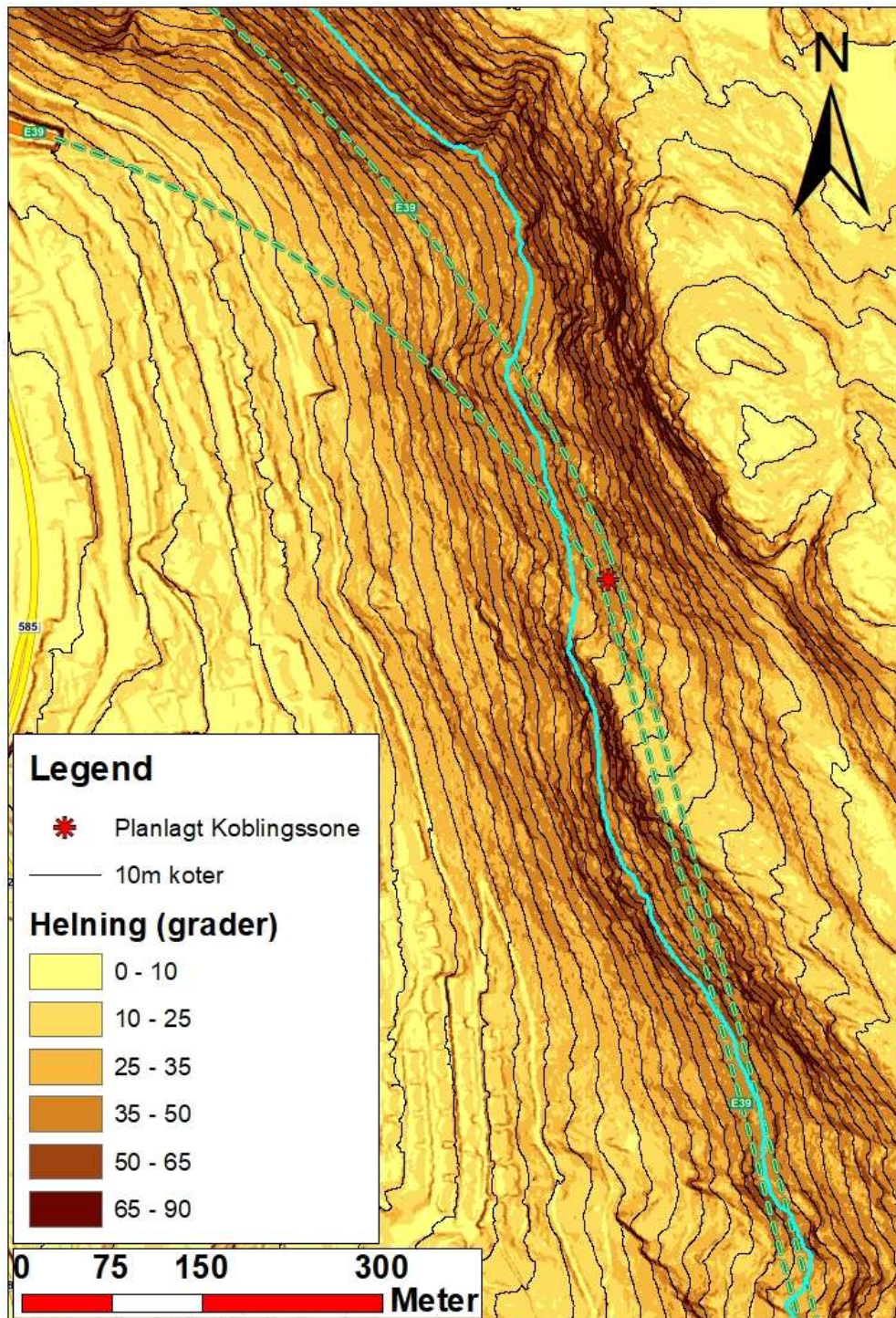
Relationship between $J_r$ and $JRC_n$ Subscripts refer to block size (cm)		$J_r$	$JRC_{20}$	$JRC_{100}$
I	rough	4	20	11
	smooth			
	slickensided			
Stepped				
IV	rough	3	14	9
	smooth			
	slickensided			
Undulating				
VII	rough	1.5	2.5	2.3
	smooth			
	slickensided			
Planar				



# Vedlegg 8. Enaksial trykkfasthet basert på prelleverdi fra schmidthammer (Grøneng & Nilsen 2009)

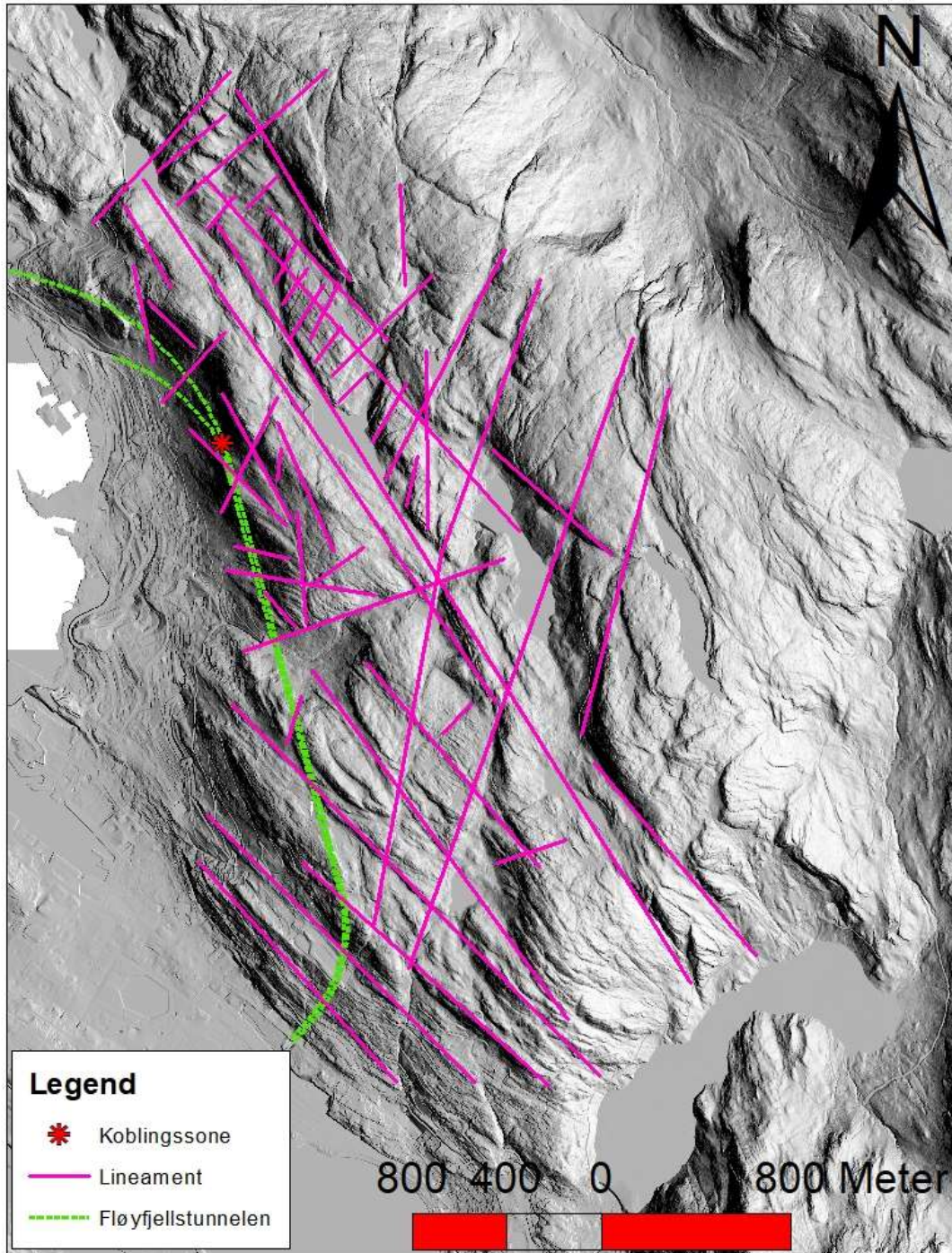


## Vedlegg 9. Kote 200m avmerket i blått



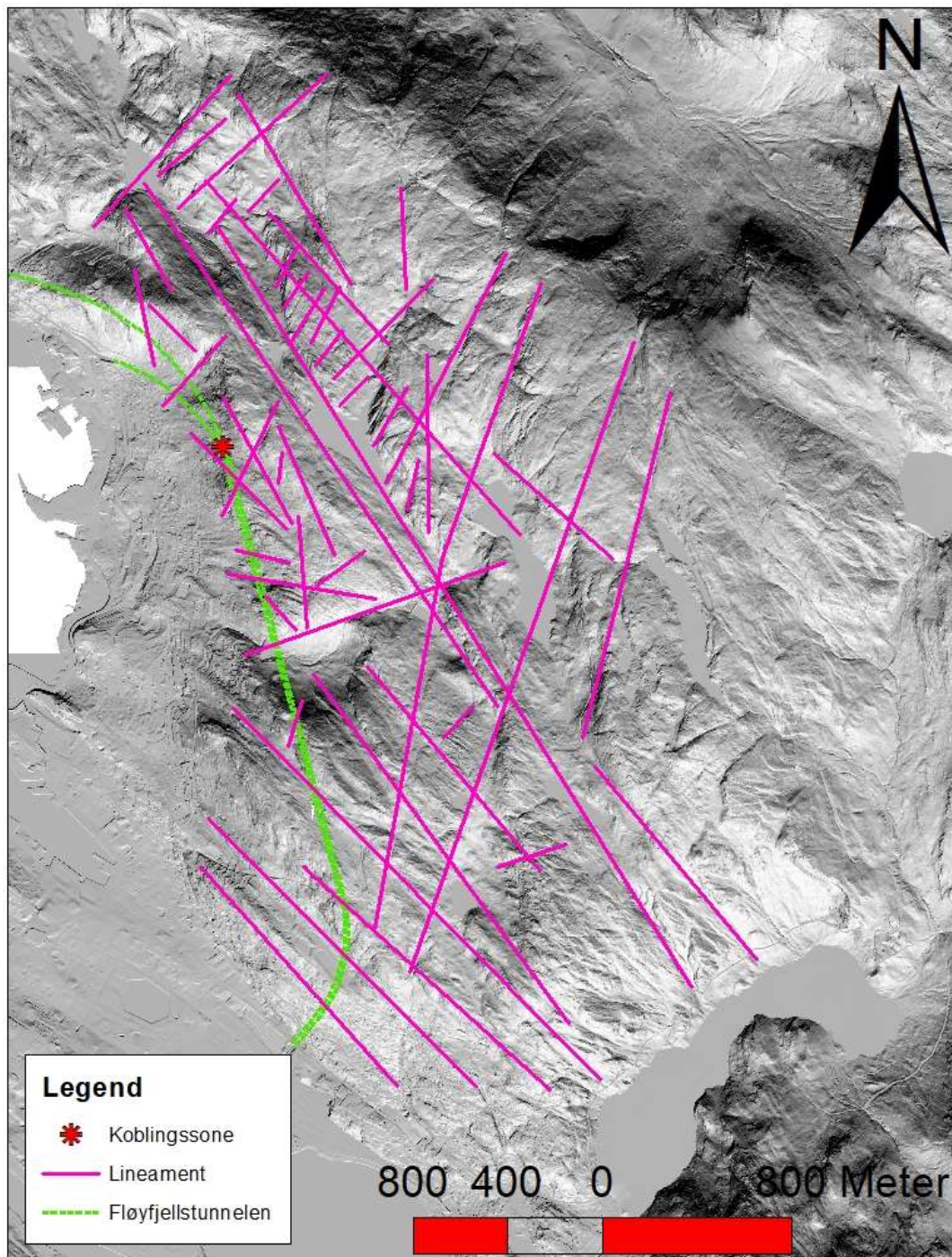
Kart benyttet til å finne moh ved koblingssonen. Tunnetaket regnes å være på ca. 40moh, og overberget på 200 moh

# Vedlegg 10a. Fjernanalyse



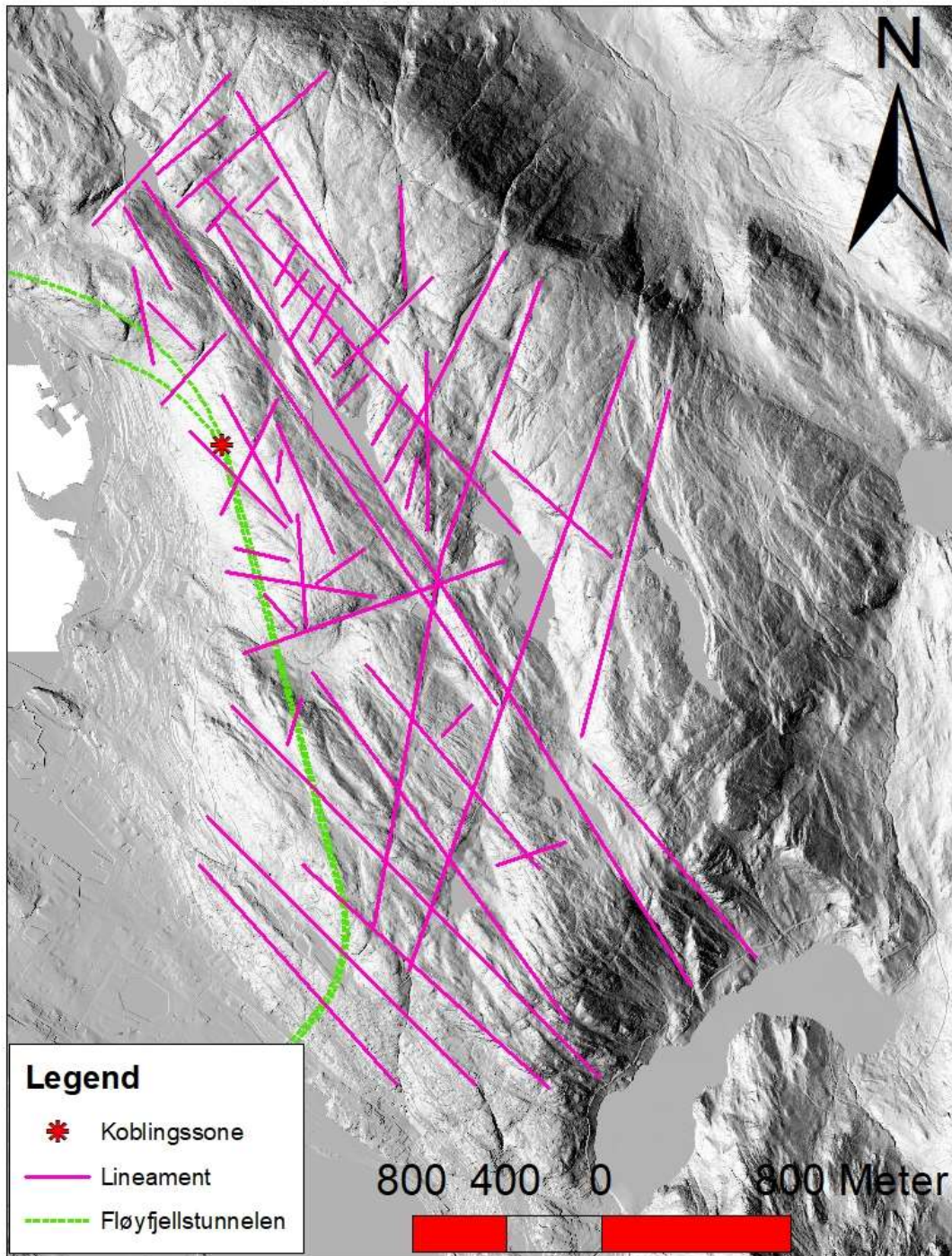
Azimuth 90°

## Vedlegg 10b. Fjernanalyse



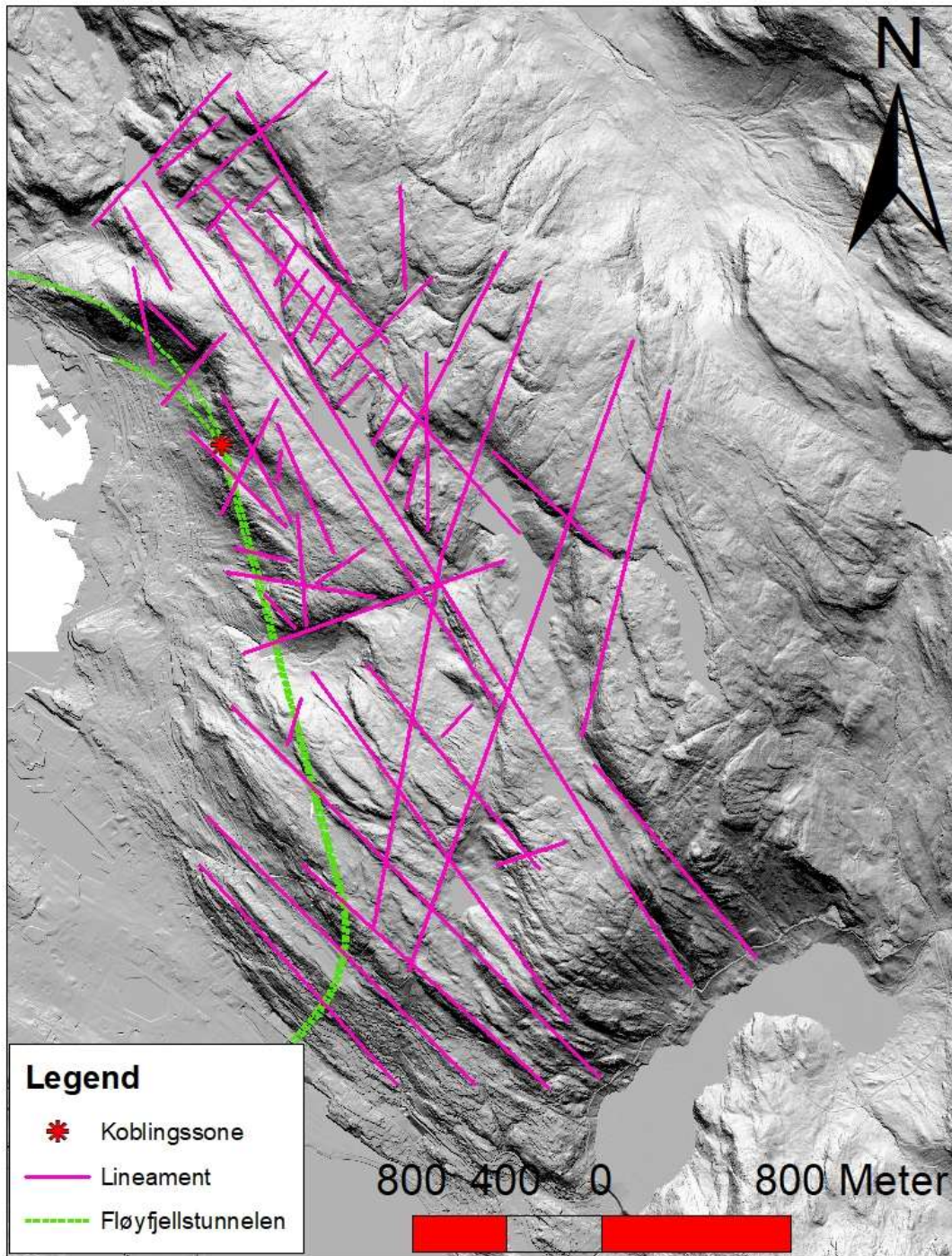
Azimuth 180°

# Vedlegg 10c. Fjernanalyse



Azimuth 270°

# Vedlegg 10d. Fjernanalyse



Azimuth 0°

# Vedlegg 11. Prøvestykker etter enaksial trykkfasthets test.

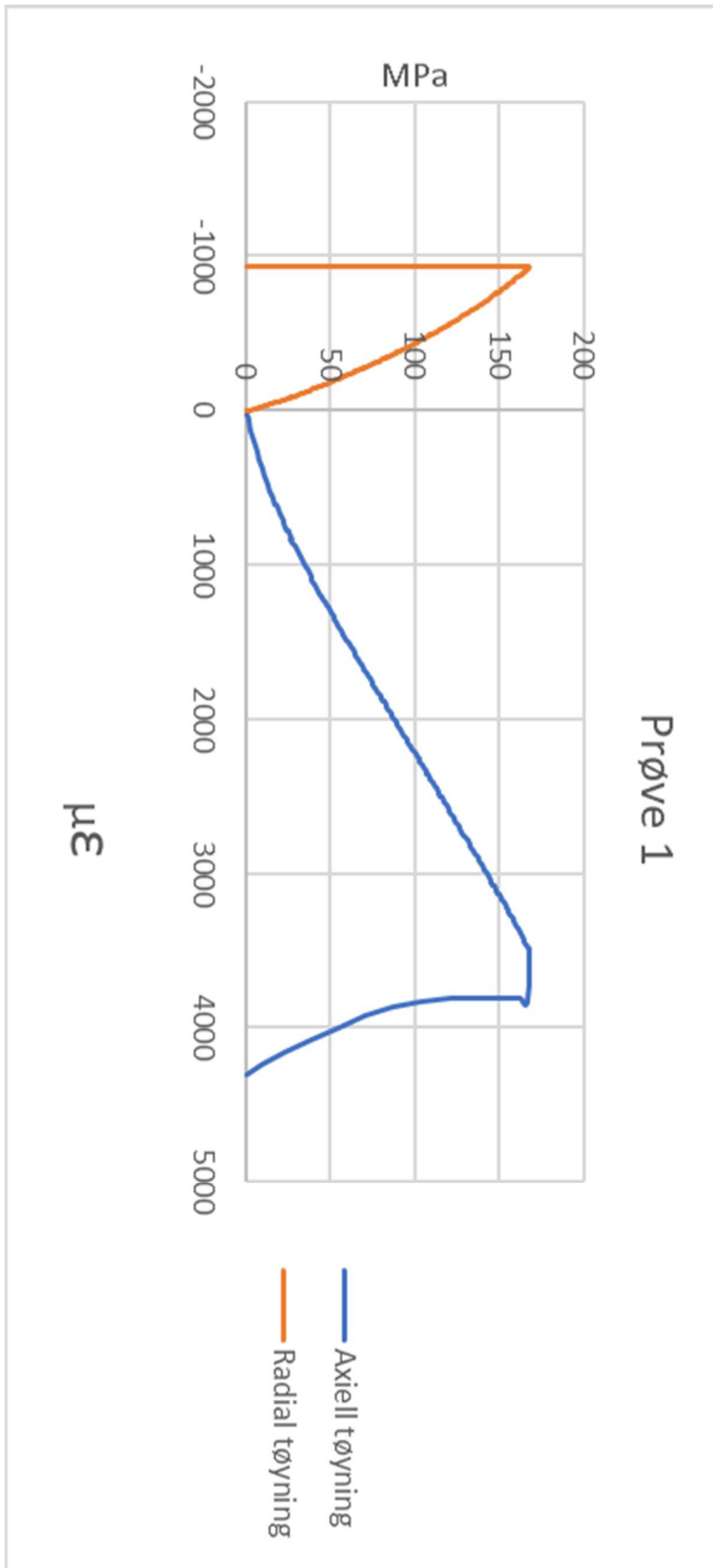


## Vedlegg 12 Resultat Enaksial trykkfasthettest

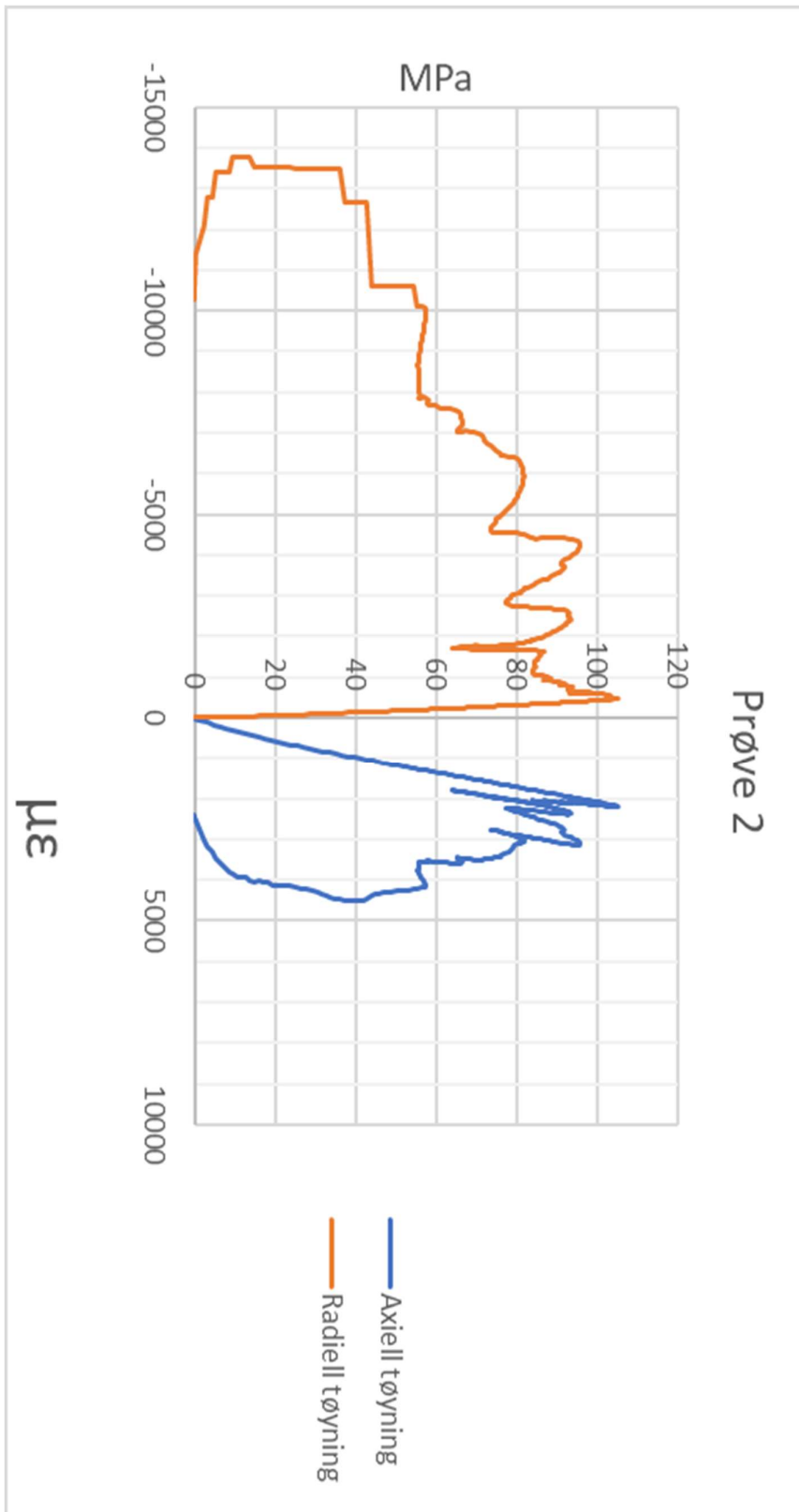
UCS (MPa)	E-modul (GPa)	Poissons Ratio	Tangent Point	Interval (MPa)	B1	B2
168,10	55,11	0,28	79,80	16,50	-22,31	16,62
105,20	55,21	0,26	66,80	10,70	-14,95	14,85
209,40	64,26	0,34	105,20	20,60	-24,48	31,73
221,20	66,24	0,35	110,40	17,50	-23,88	37,10
172,20	56,84	0,26	86,50	17,00	-22,20	18,74
Cursors	D	L	m (g)	gangtid (µs)	tetthet (kg/m <sup>3</sup> )	vp (m/s)
201;86;77;97;	50,81	132,22	712,85	34,40	2658,97	3843,60
106;57;52;64;	50,75	132,52	715,45	32,40	2668,92	4090,12
284;88;76;101;	50,73	132,54	711,98	30,40	2657,67	4359,87
194;100;90;111;	50,87	131,30	712,32	29,90	2669,30	4391,30
186;66;57;76;	50,78	131,29	706,53	33,30	2657,20	3942,64



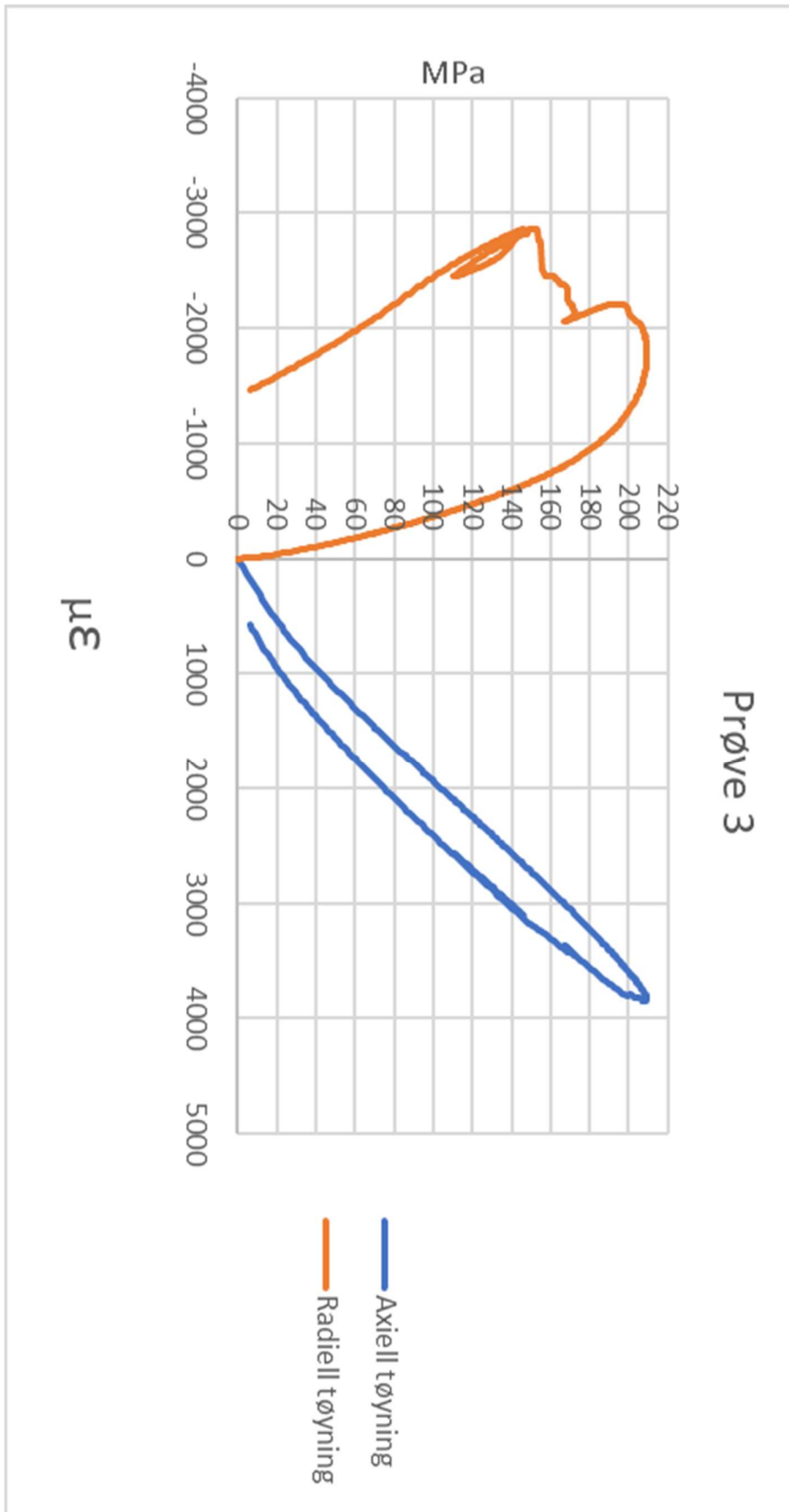
# Vedlegg 13a. Enasikal trykkfasthet Prøve nr.1



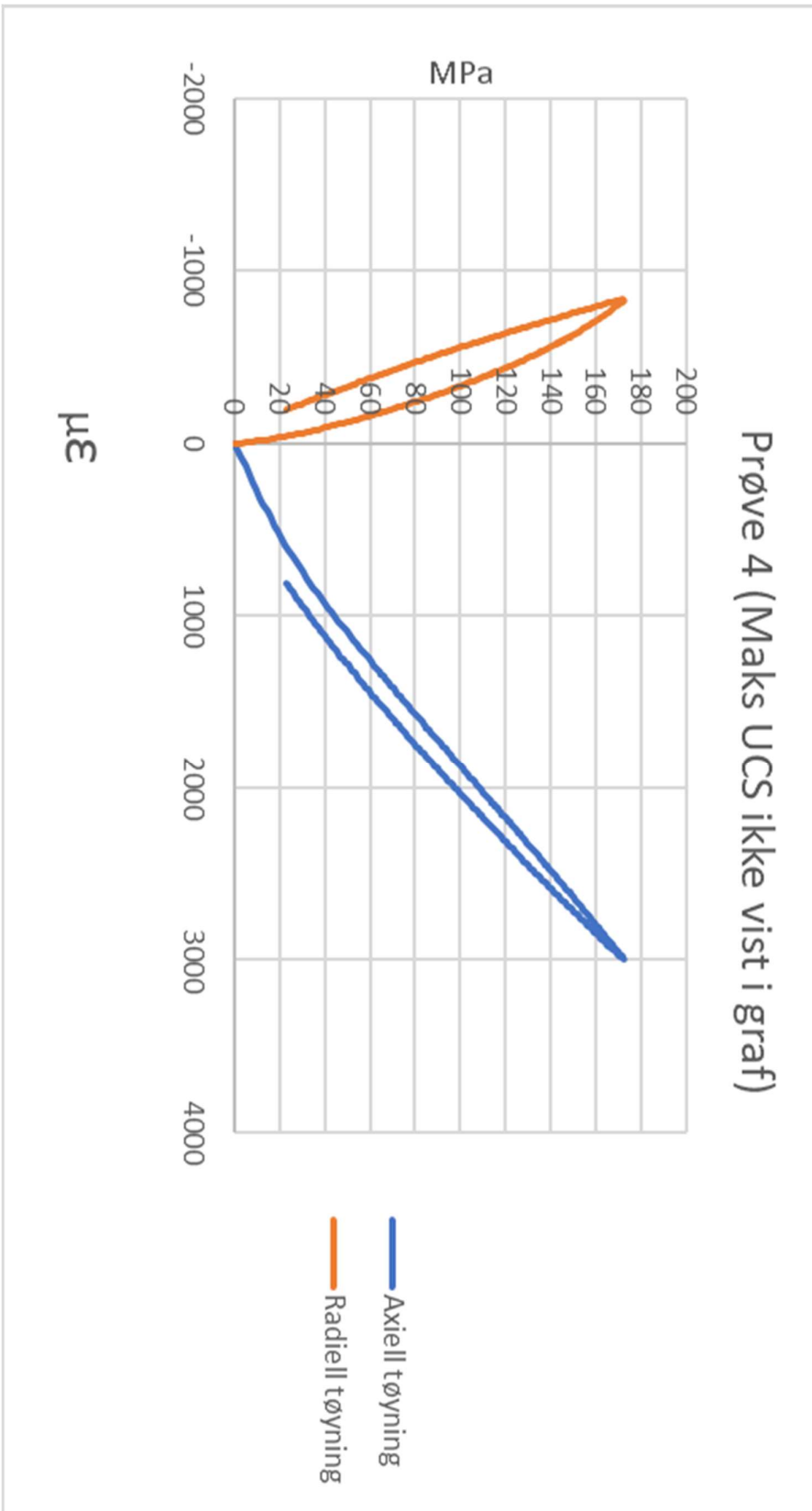
# Vedlegg 13b. Enasikal trykkfasthet Prøve nr.2



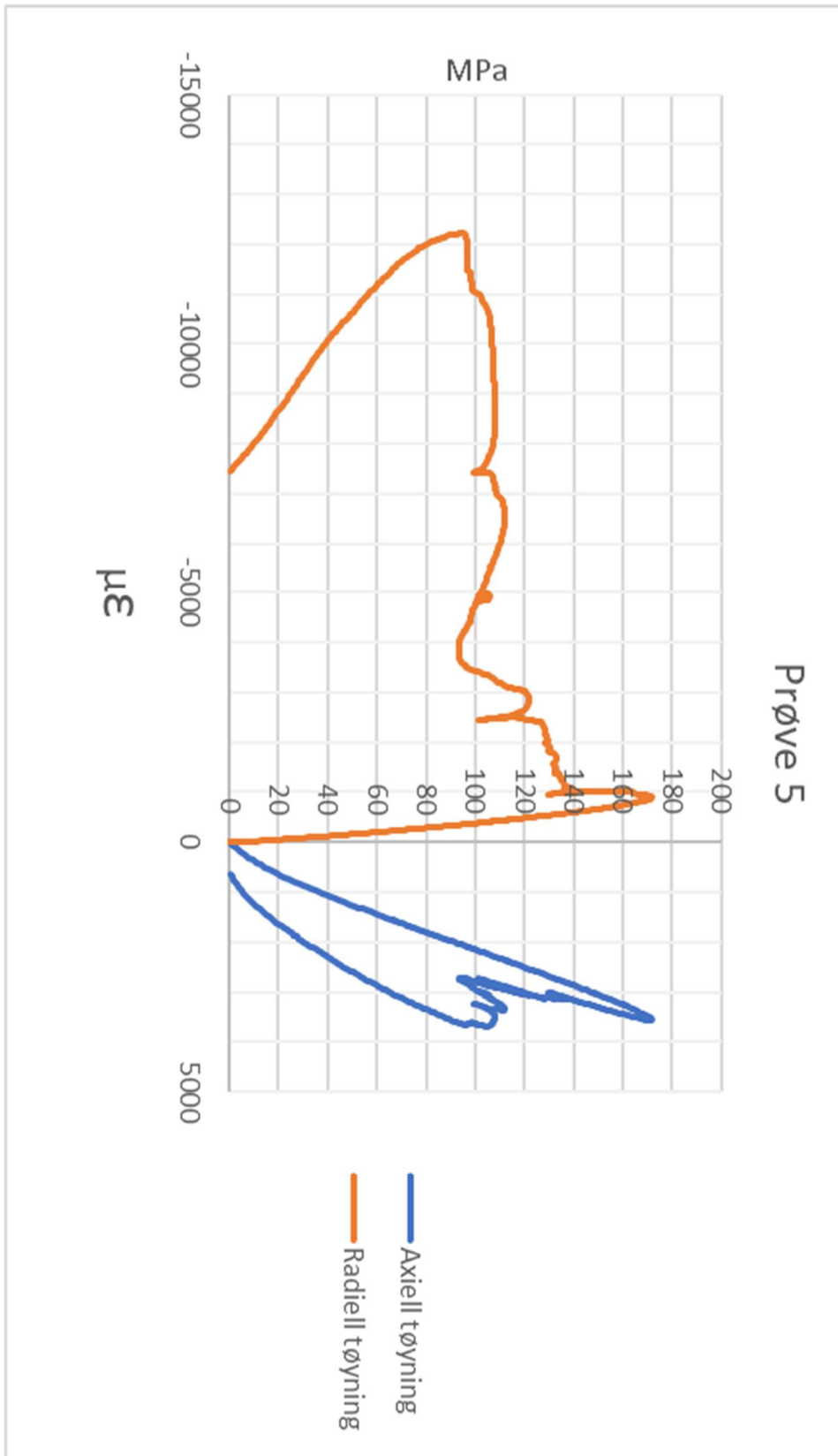
# Vedlegg 13c. Enasikal trykkfasthet Prøve nr.3



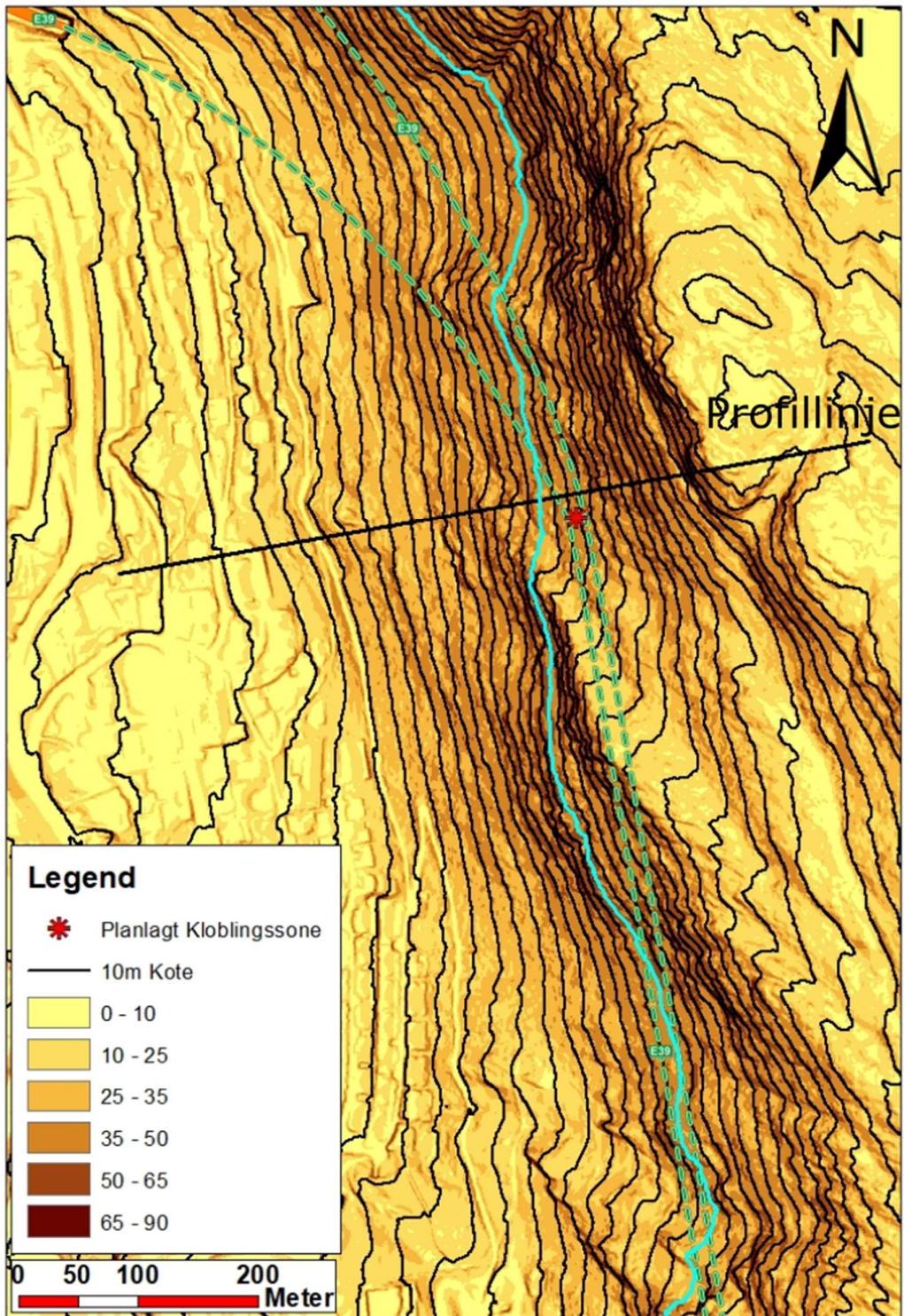
# Vedlegg13d. Enasikal trykkfasthet Prøve nr.4



# Vedlegg13e. Enasikal trykkfasthet Prøve nr.5

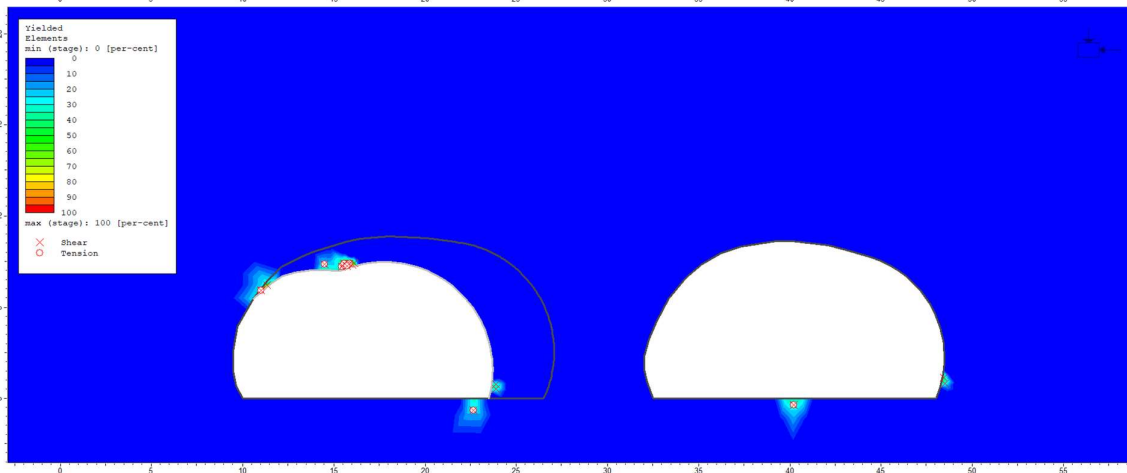
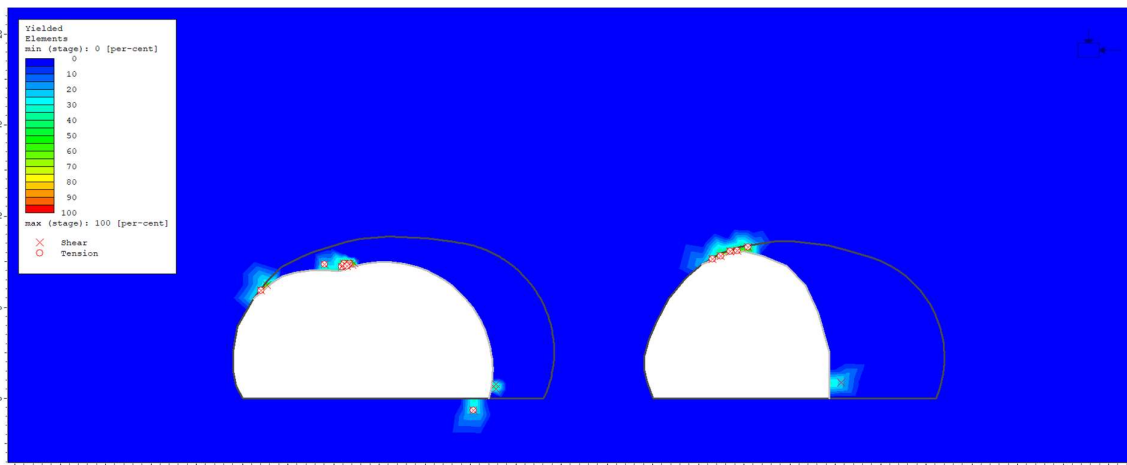
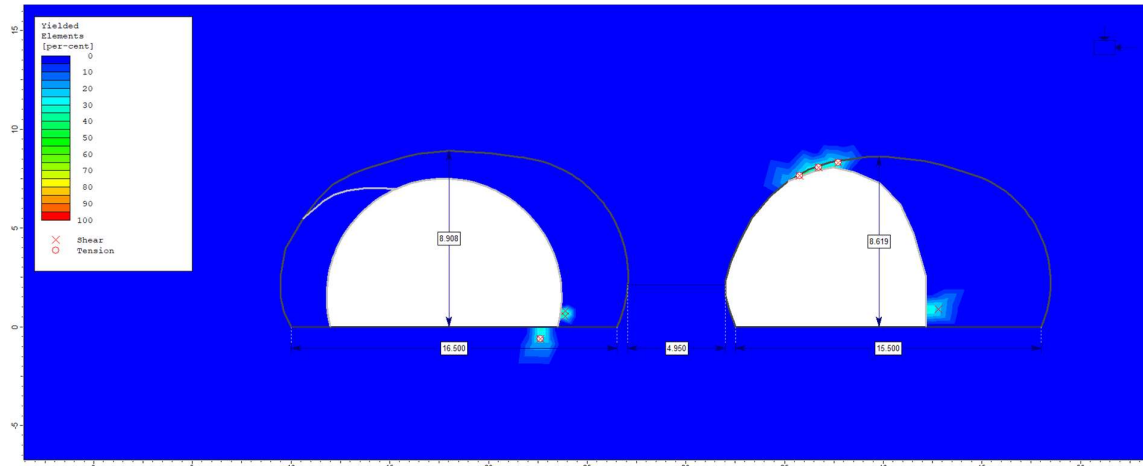


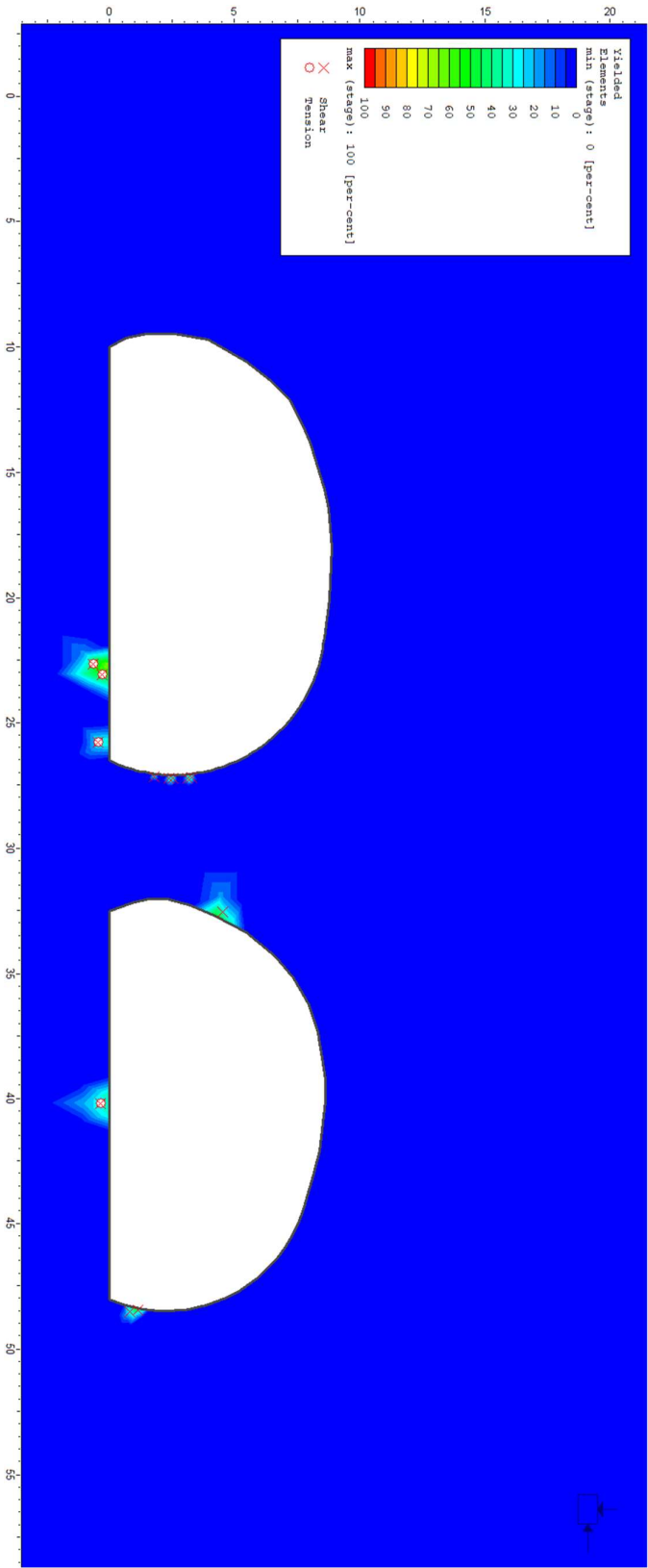
# Vedlegg 14. Profillinje, Kote 200m avmerket i blått



Profillinje benyttet ved Norsk tommelfinger regel.

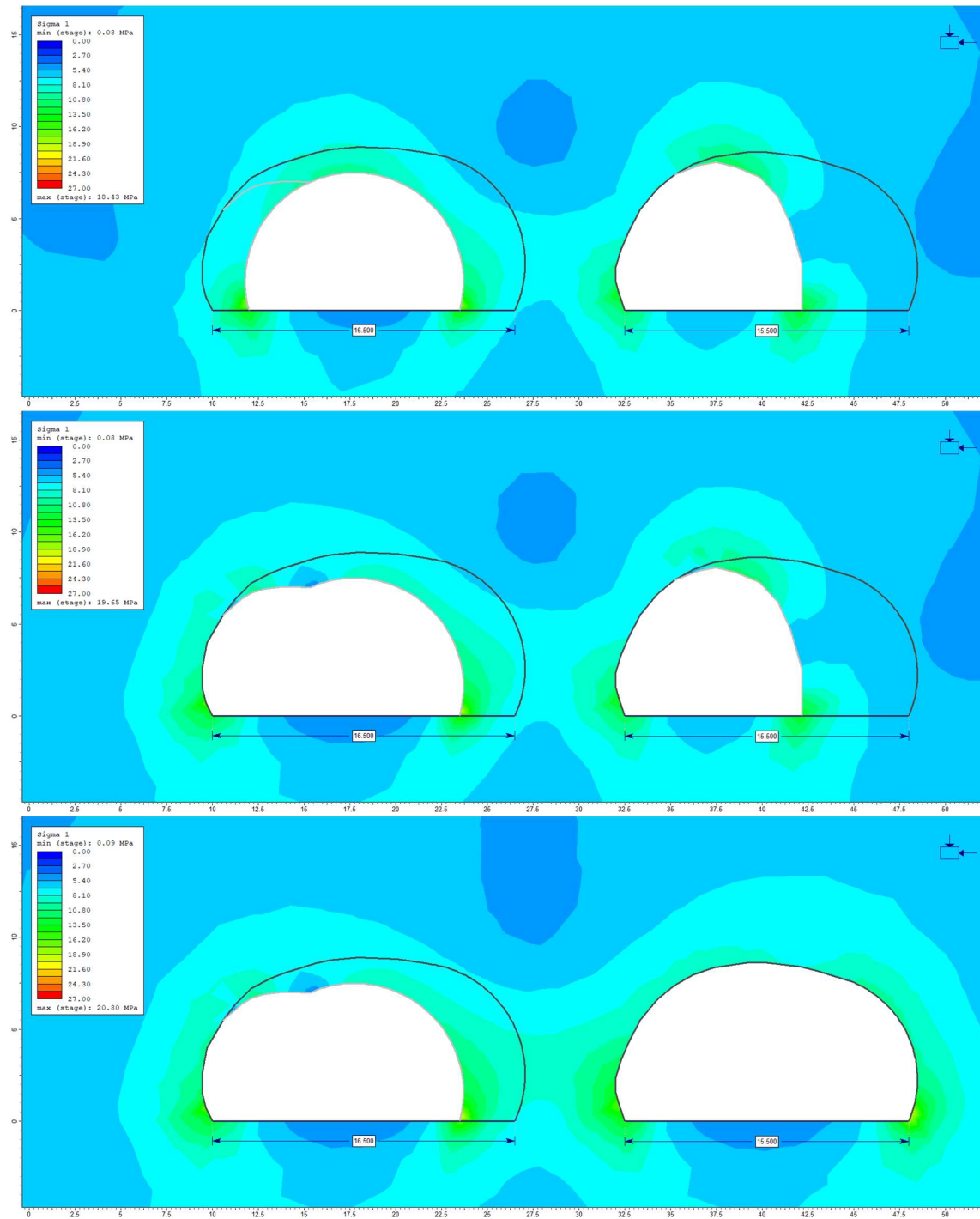
# Vedlegg 15a. Alt.1 profil 315. Flytegrense

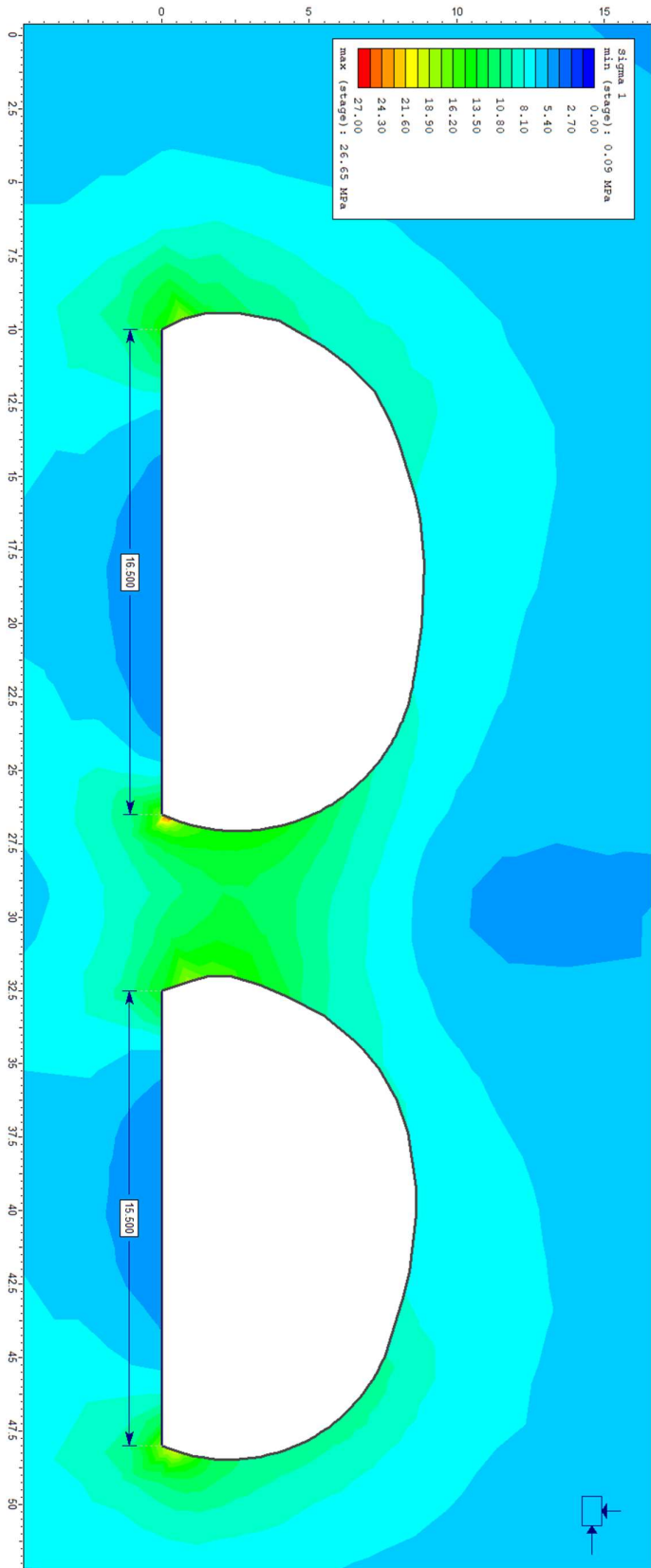




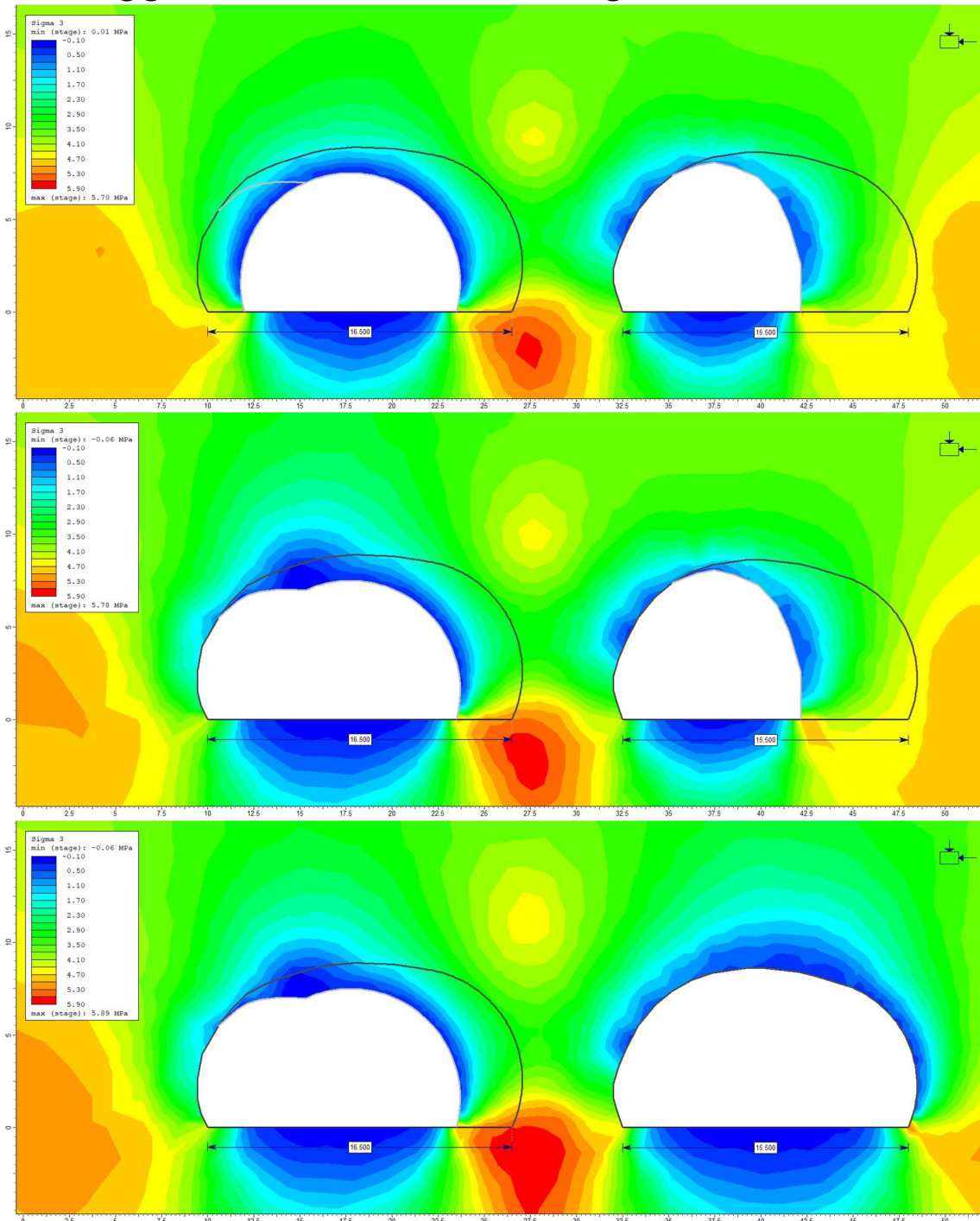


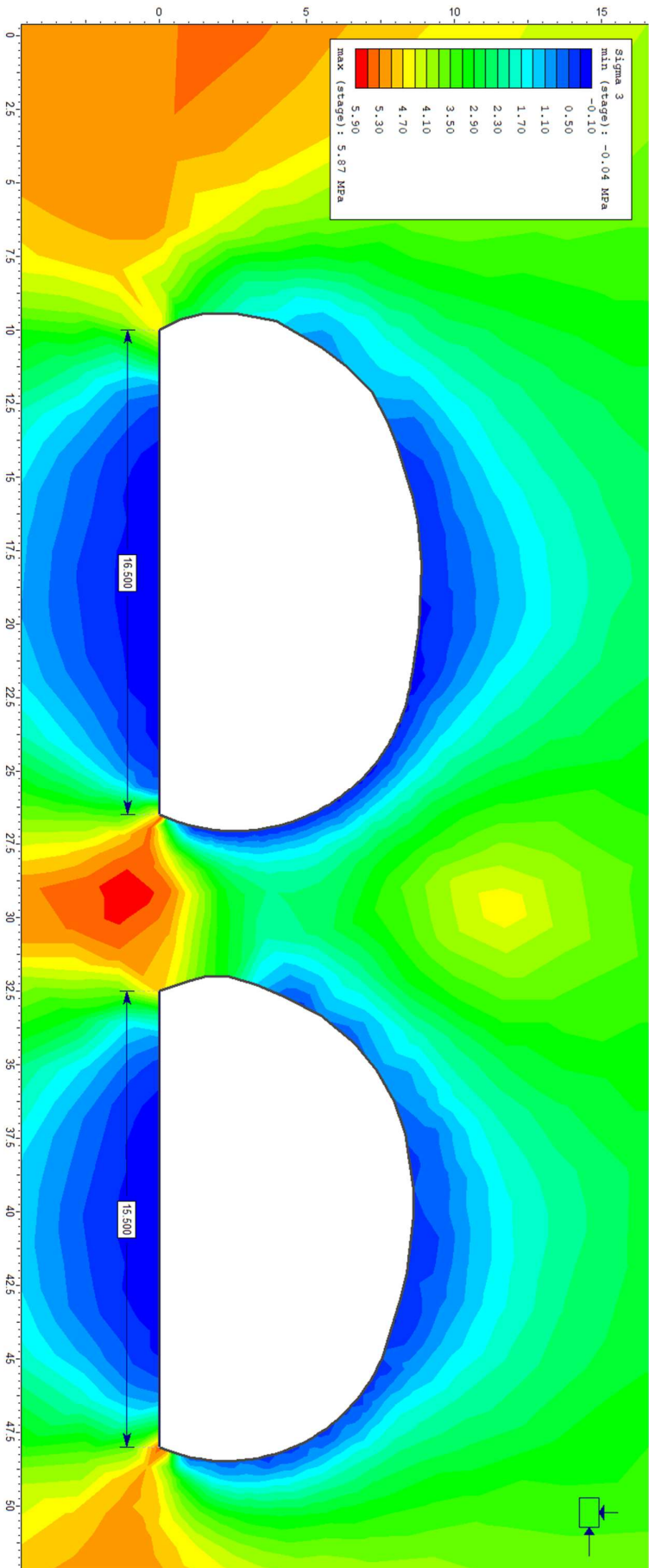
# Vedlegg 15b. Alt.1 Profil 315. Sigma 1



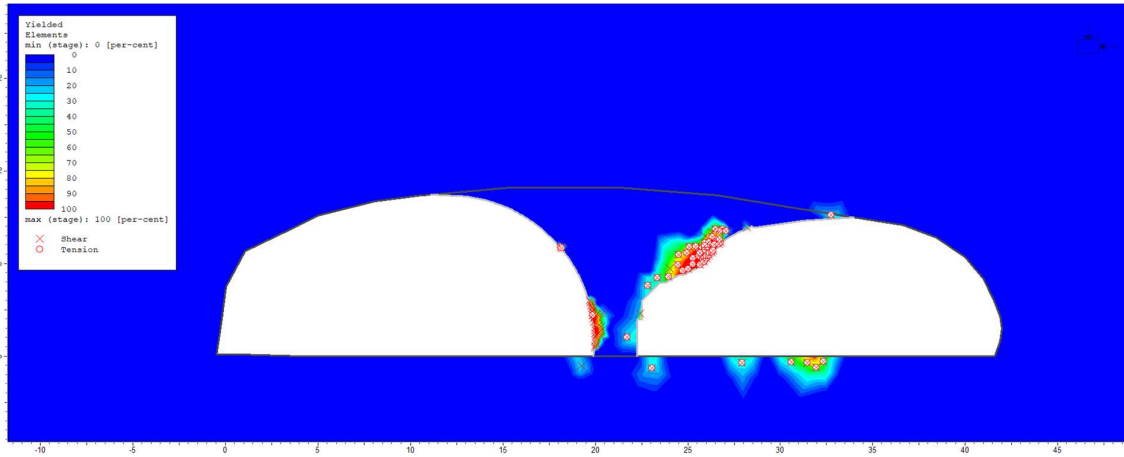
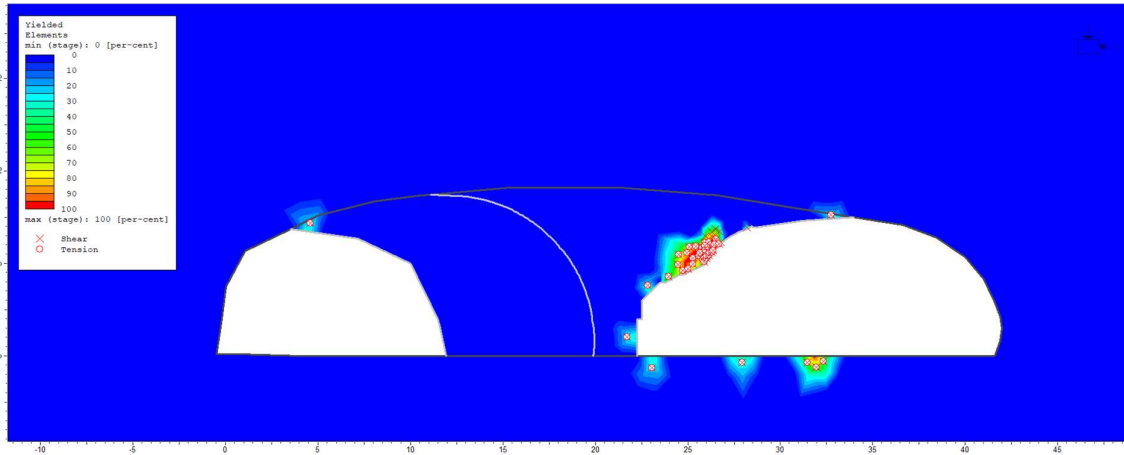
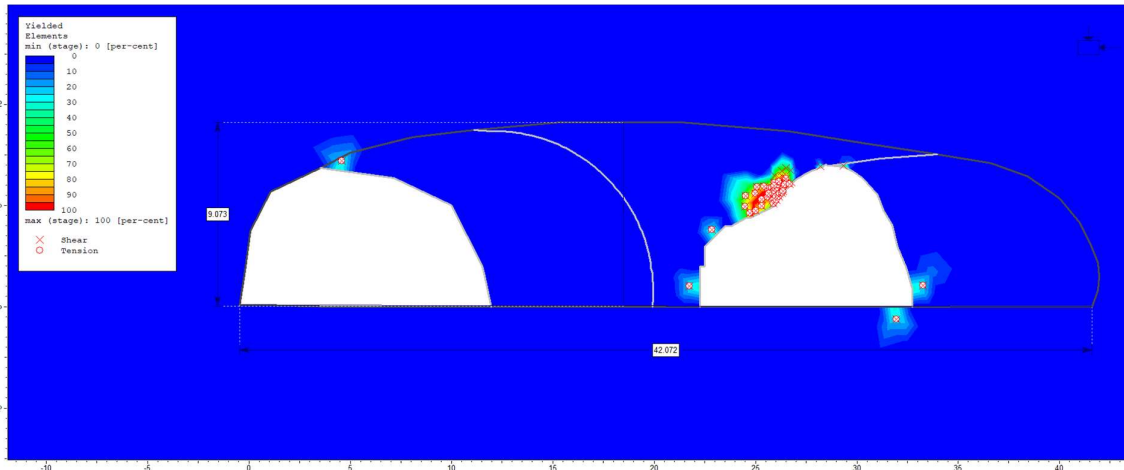


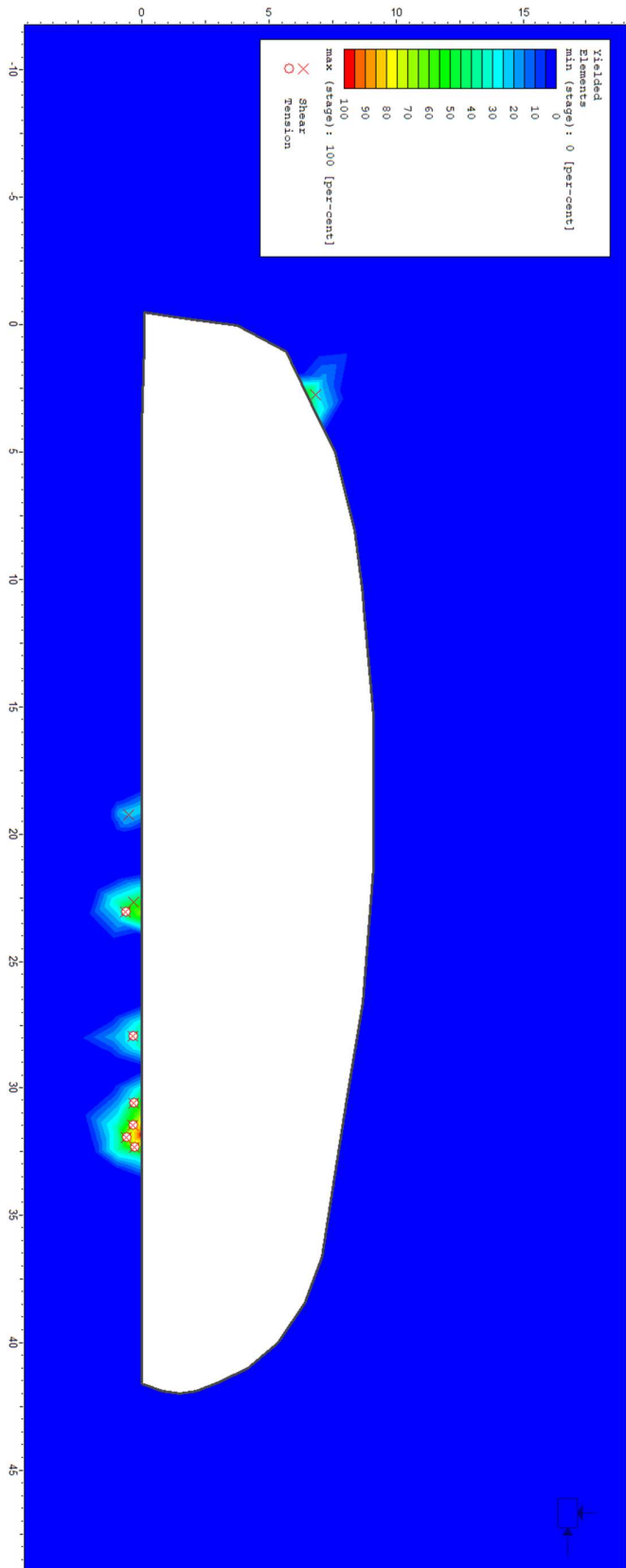
# Vedlegg 15c Alt.1 Profil 315. Sigma 3



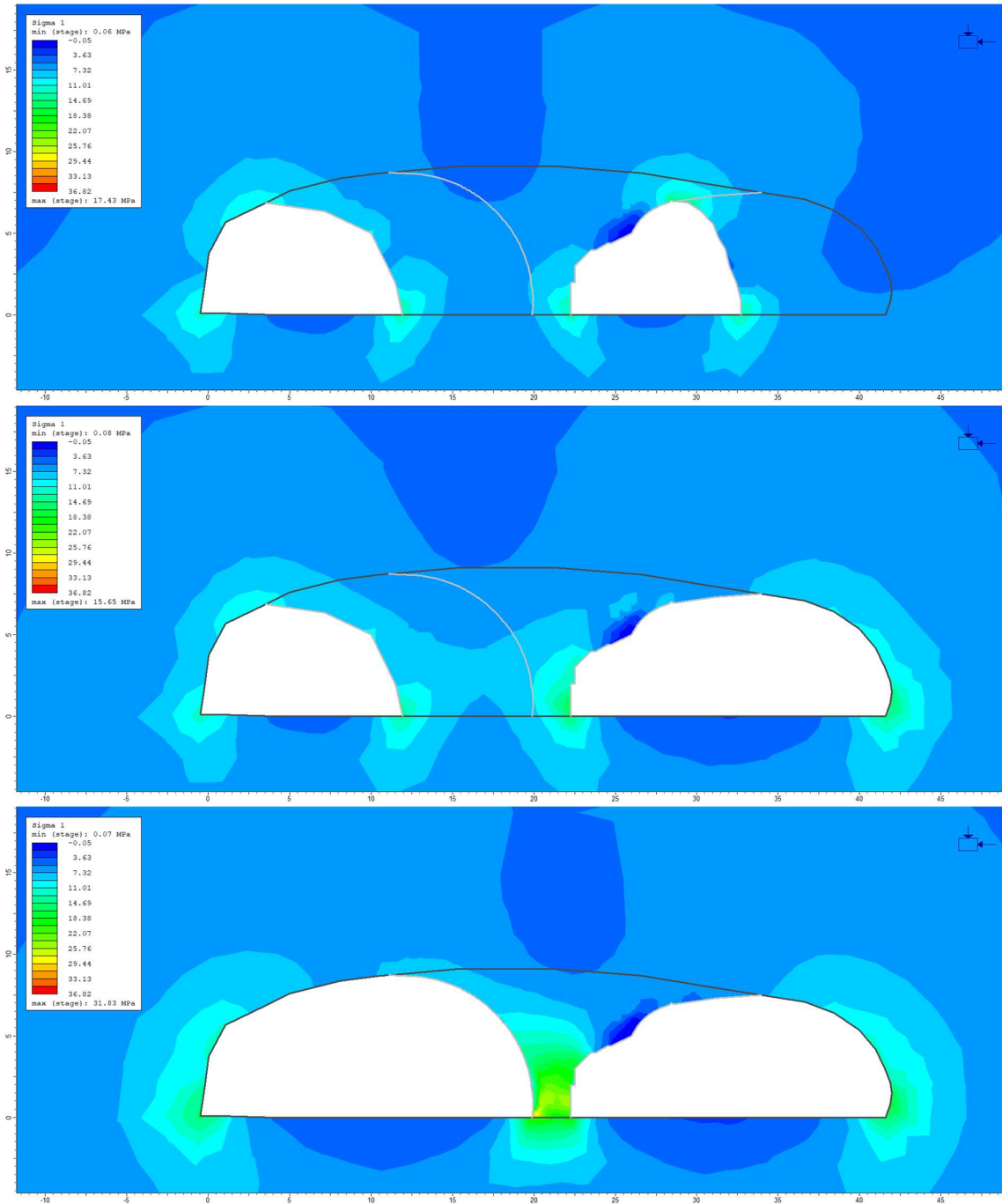


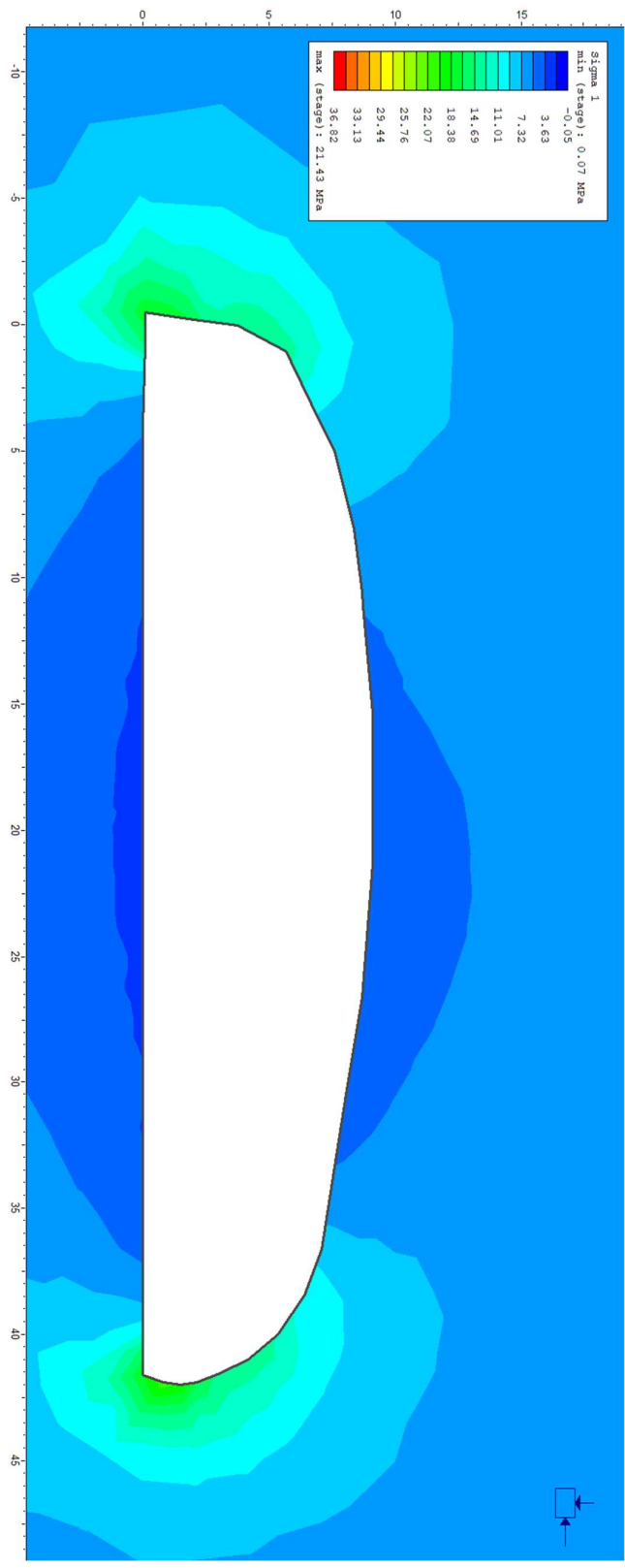
# Vedlegg 16a. Alt.1 Profil 340. Flytegrense





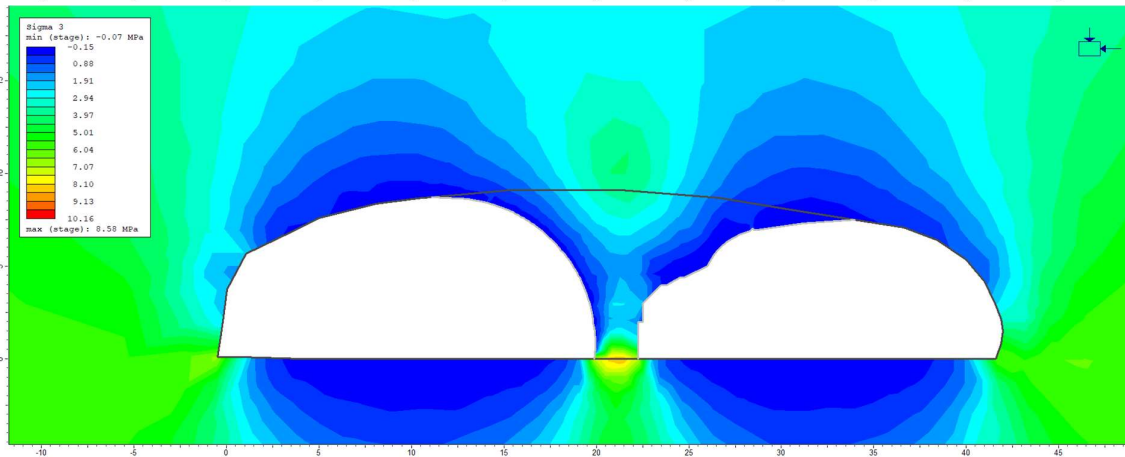
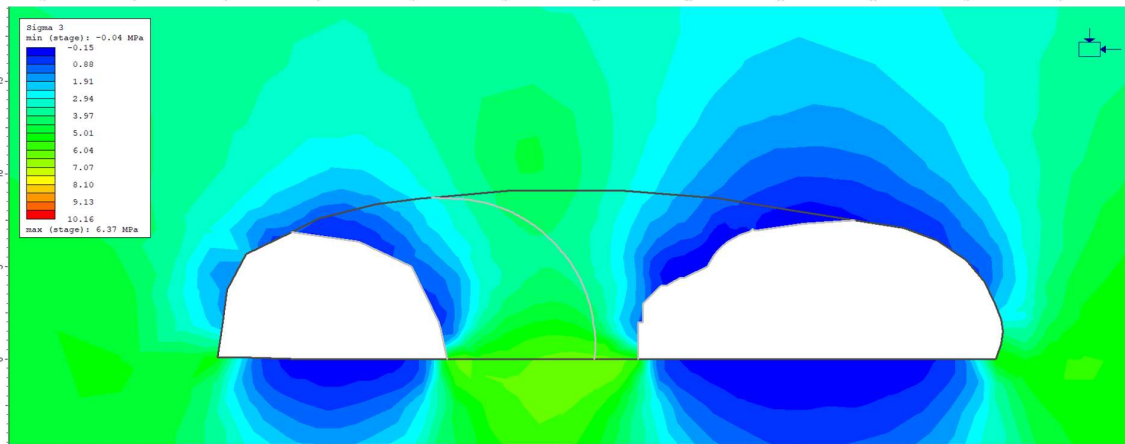
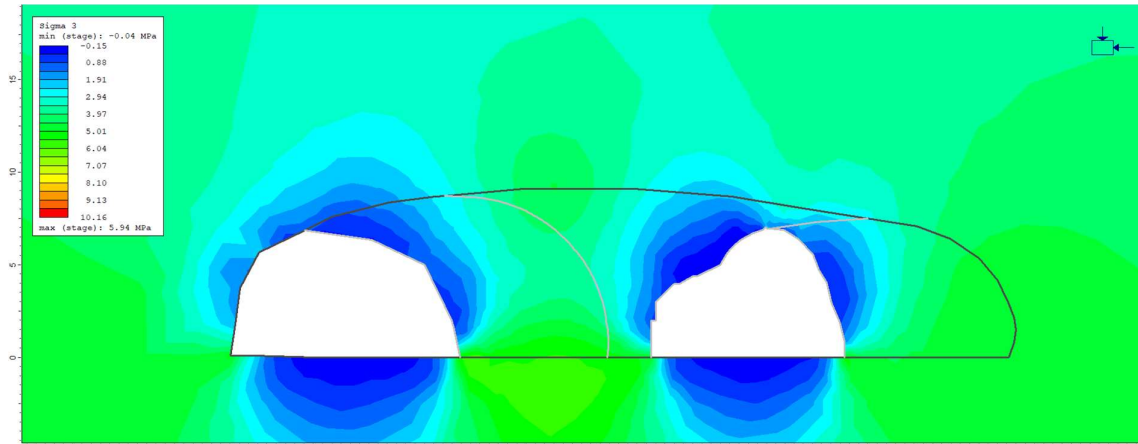
# Vedlegg 16b. Alt.1 Profil 340. Sigma 1

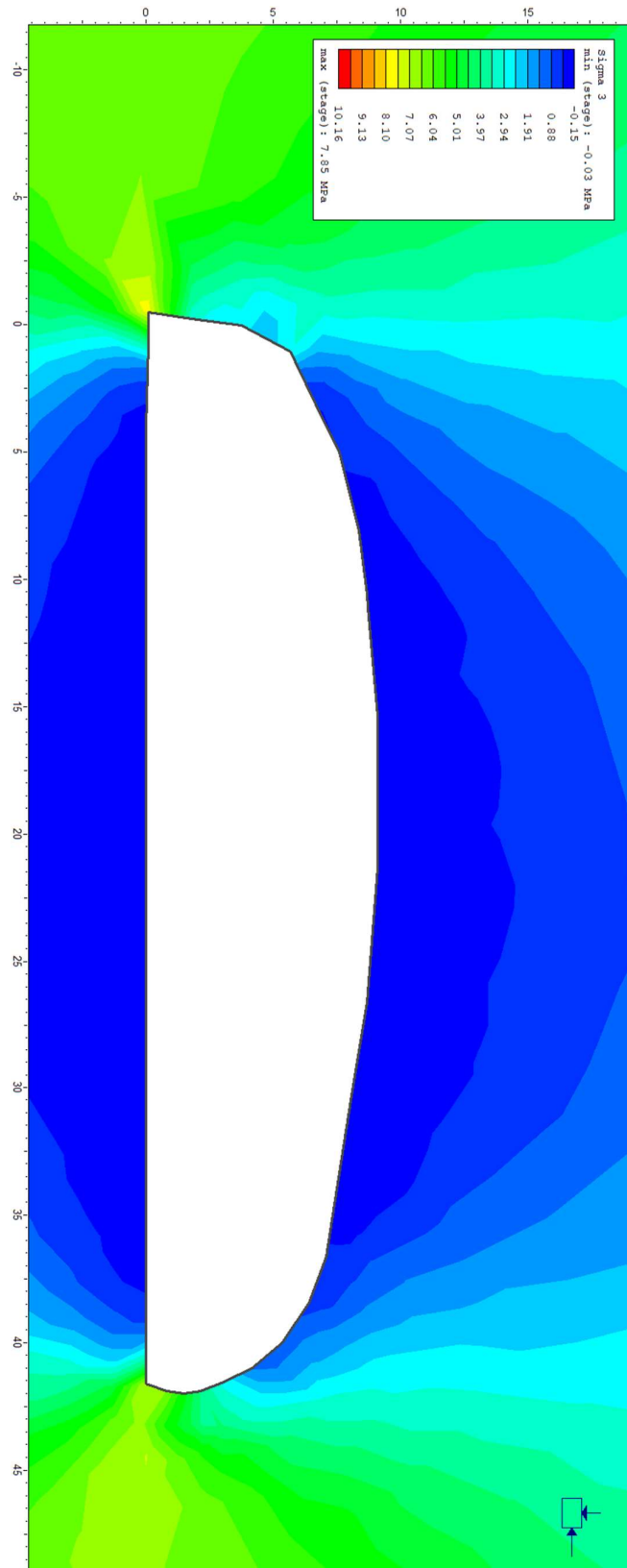




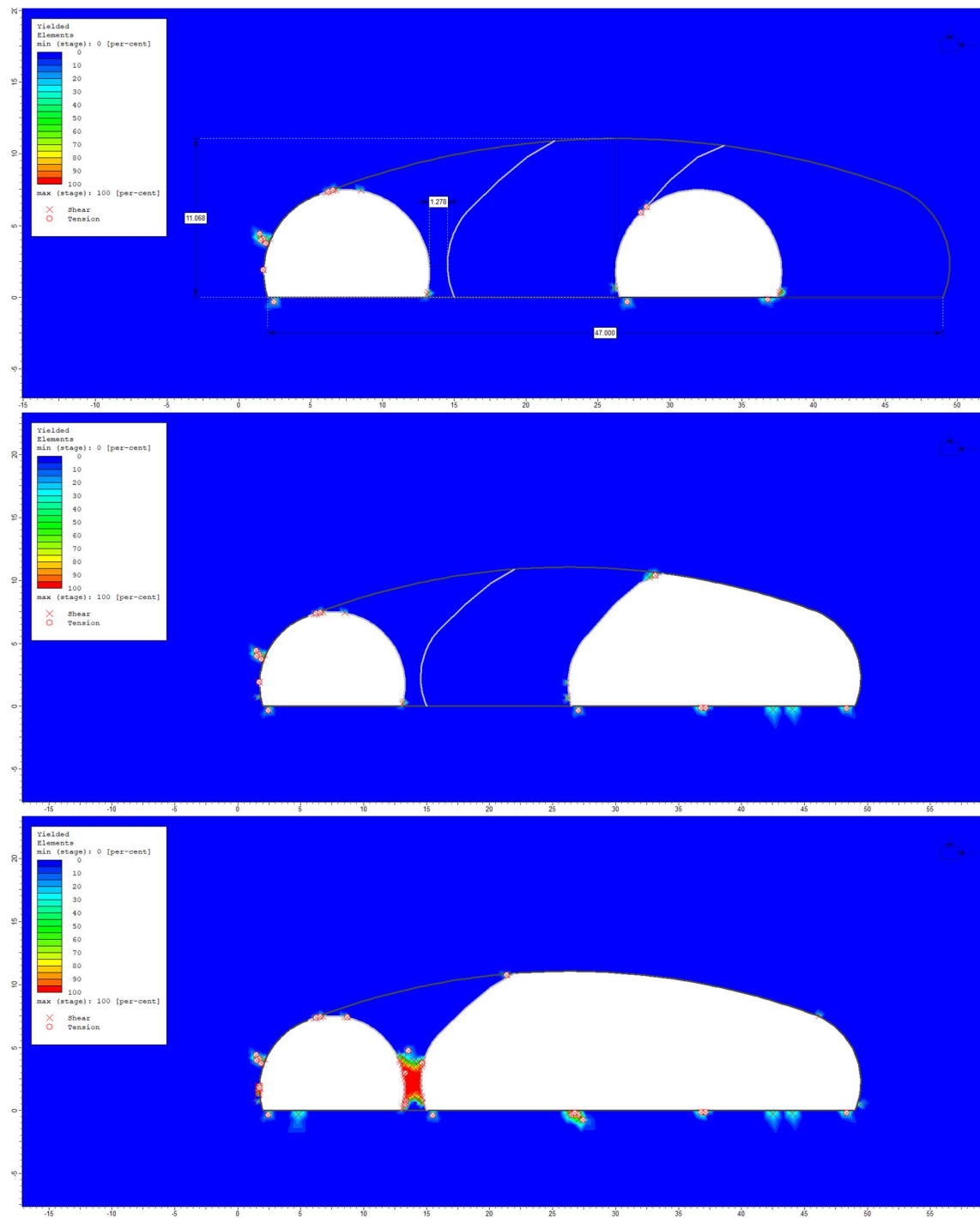


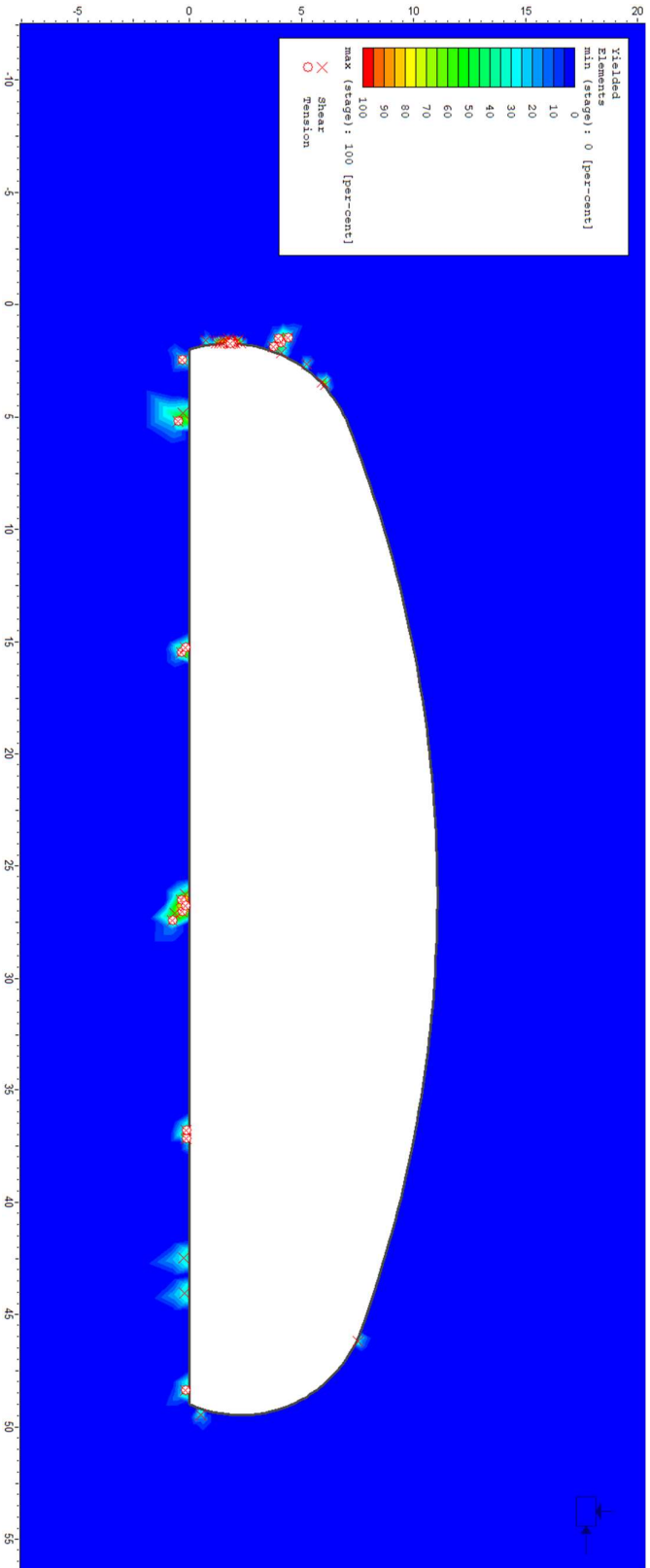
# Vedlegg 16c. Alt.1 Profil 340. Sigma 3



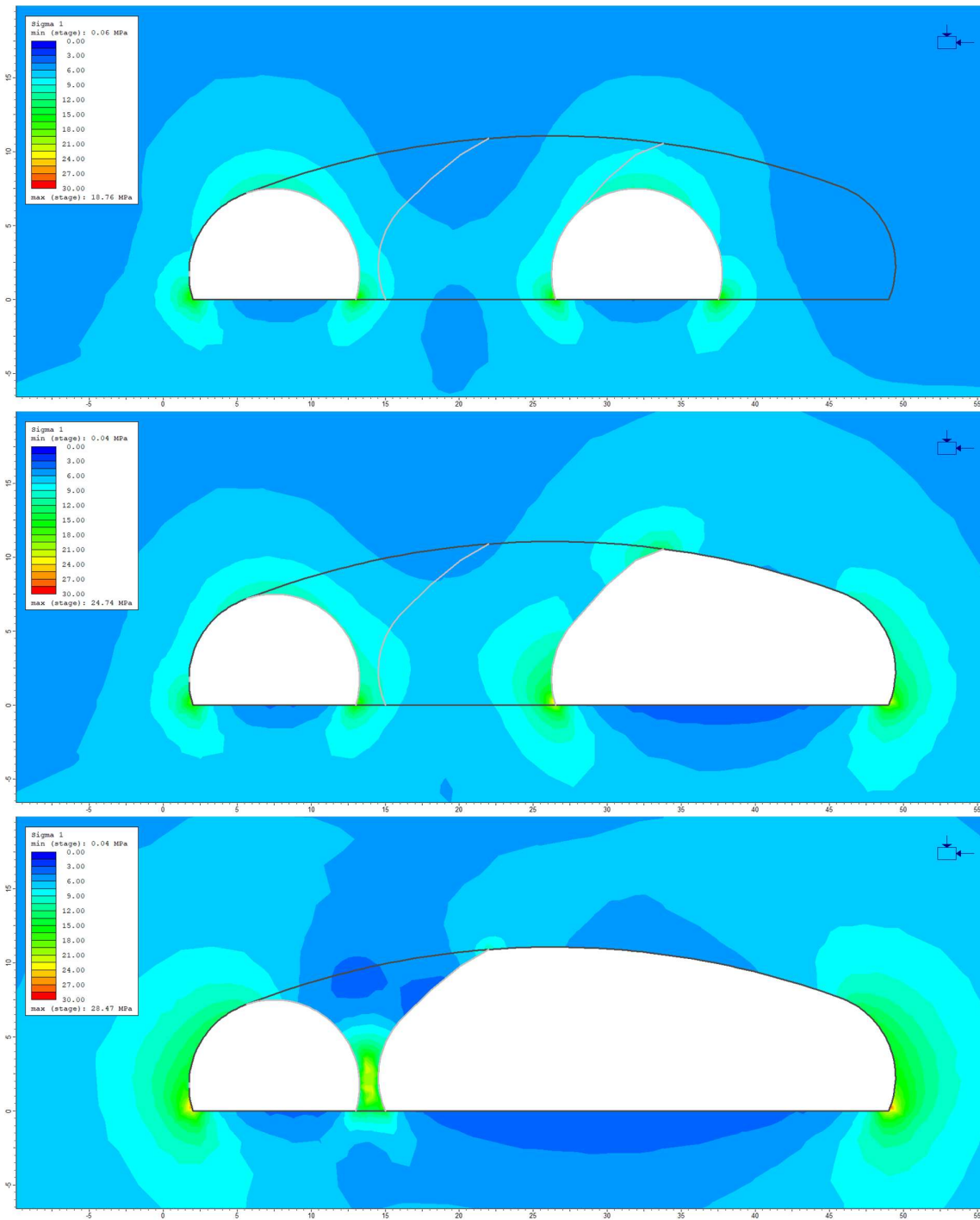


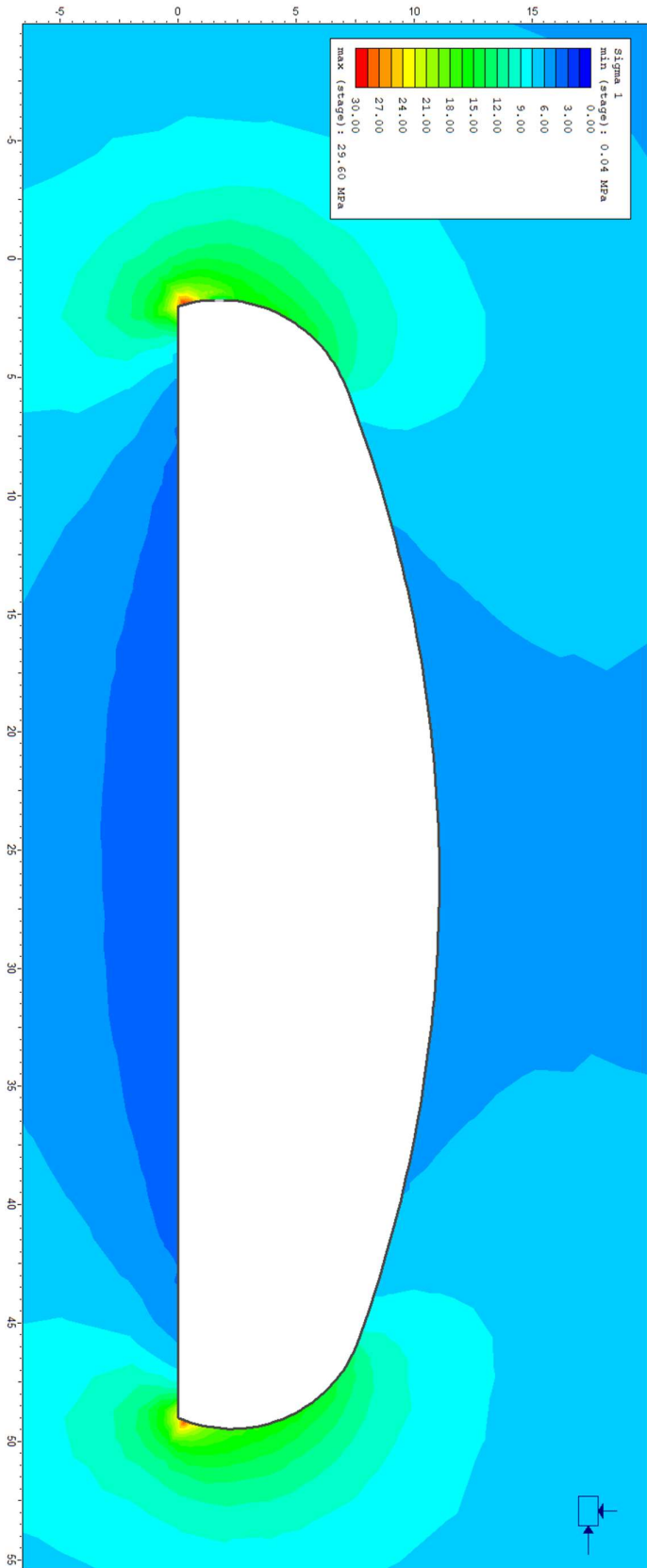
# Vedlegg 17a. Alt.1 Profil 360. Flytegrensen



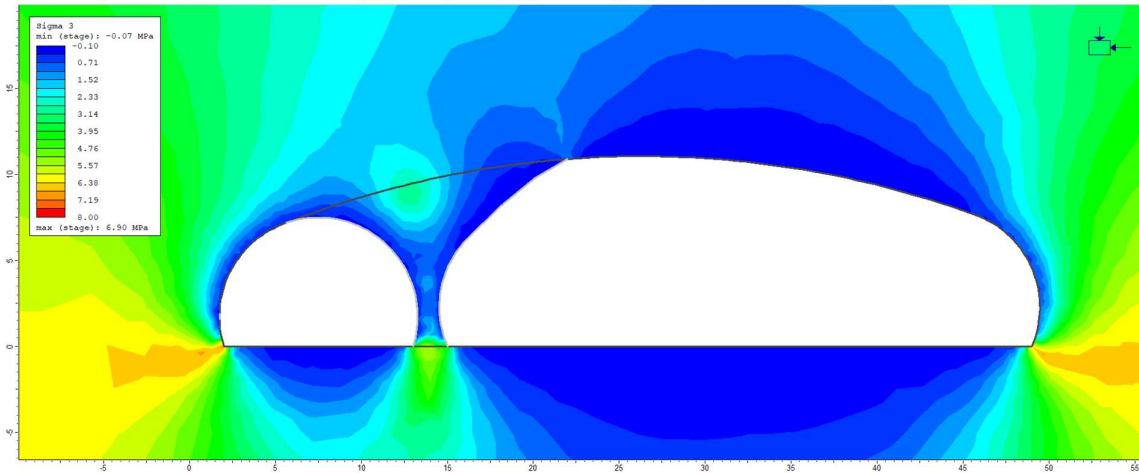
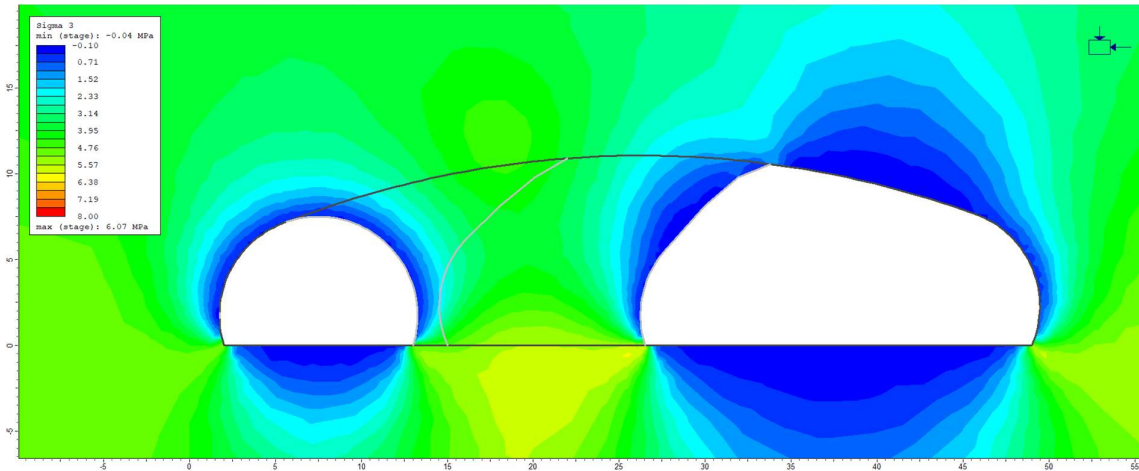
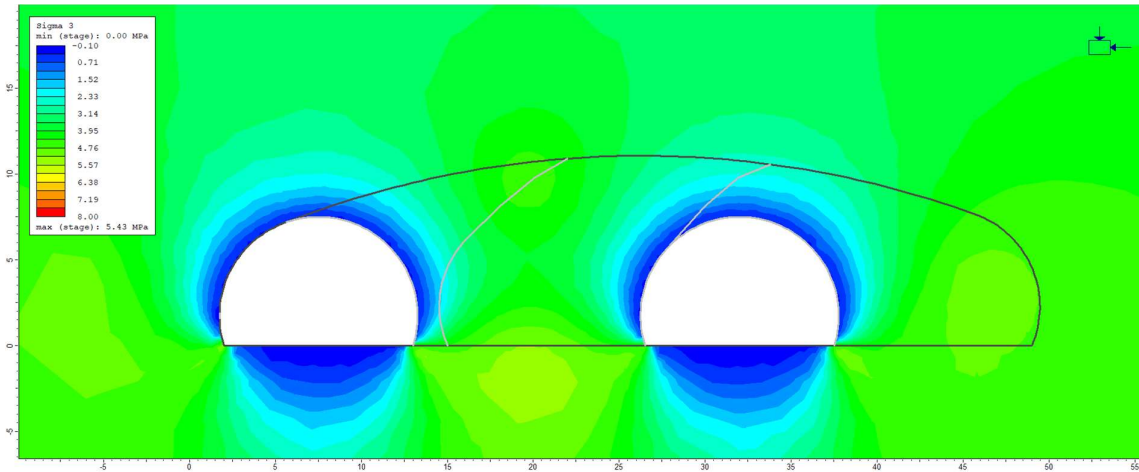


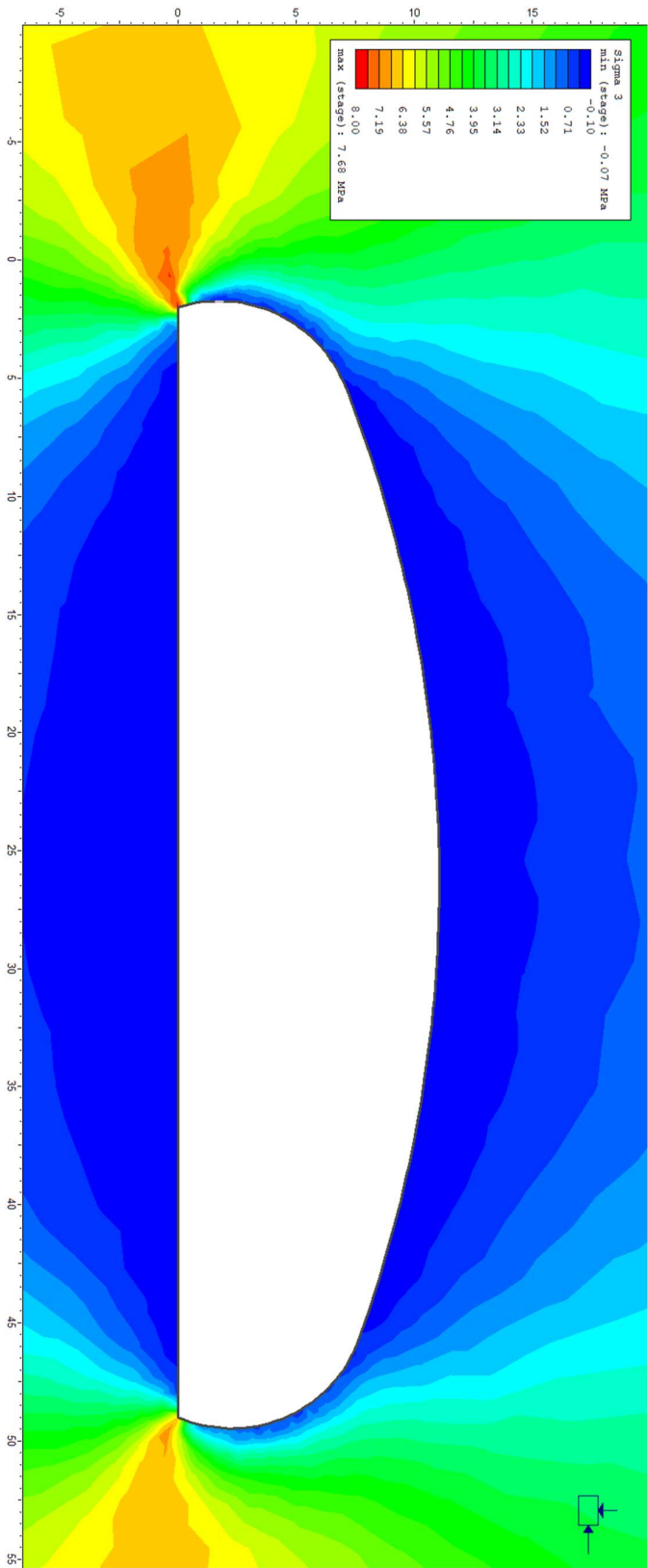
# Vedlegg 17b. Alt.1 Profil 360. Sigma 1





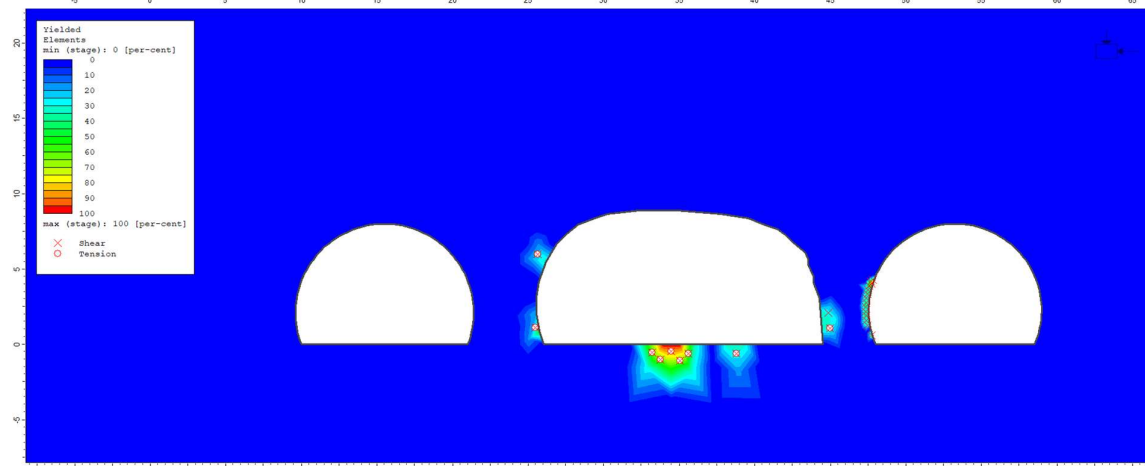
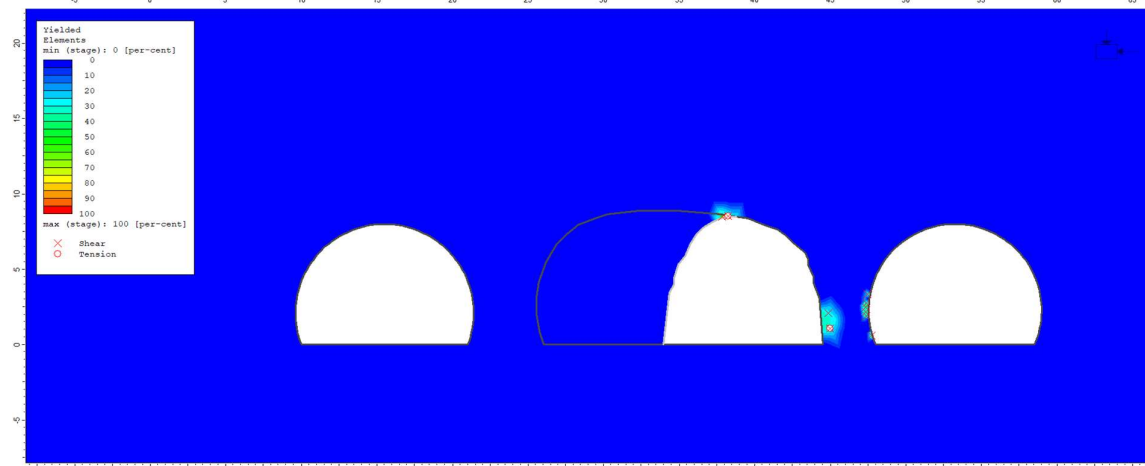
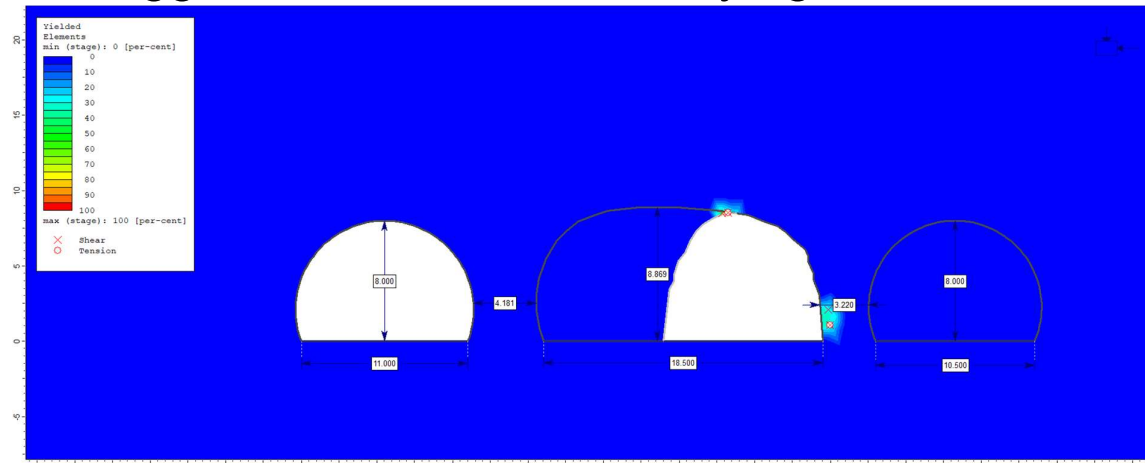
# Vedlegg 17c. Alt.1 Profil 360. Sigma3



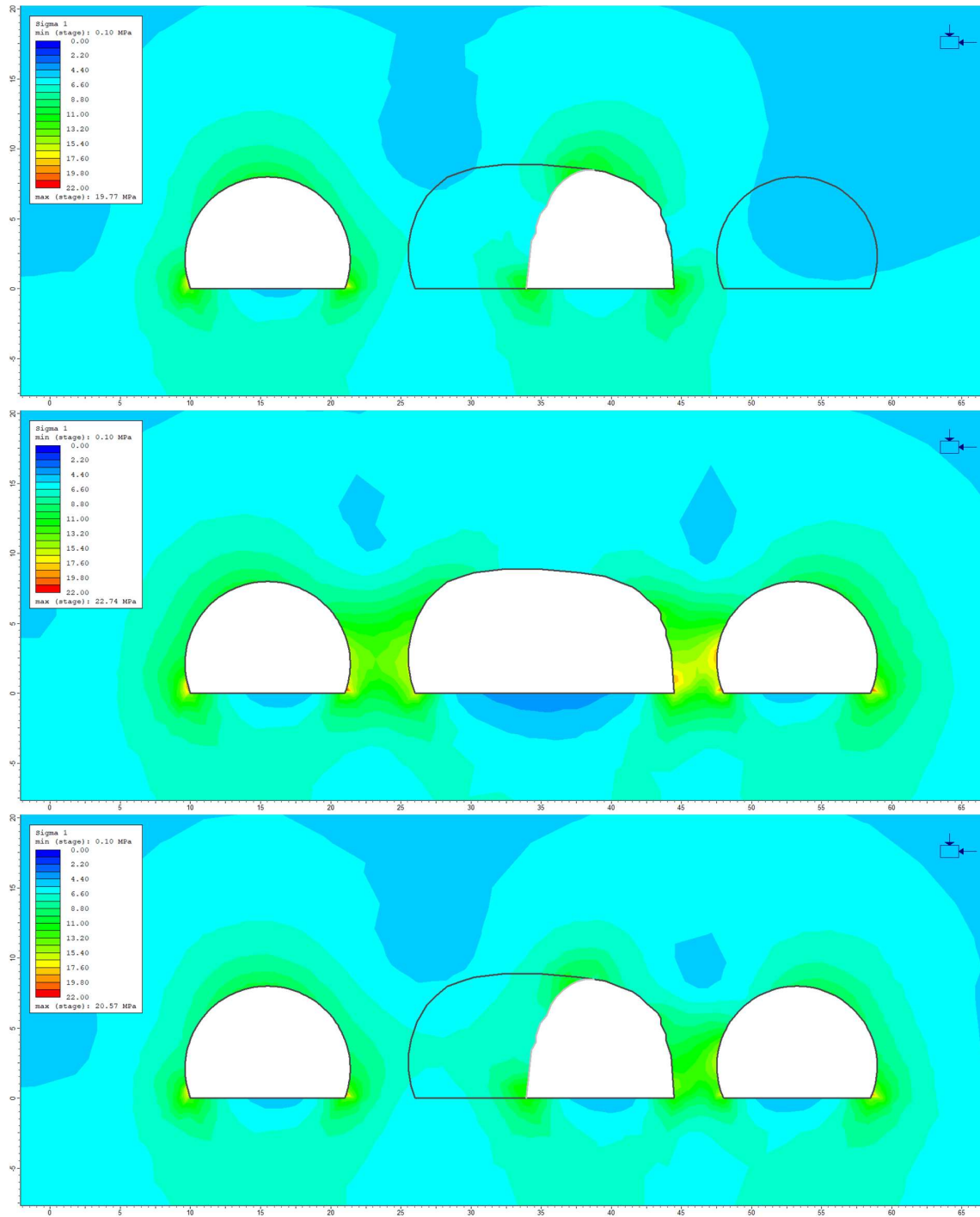




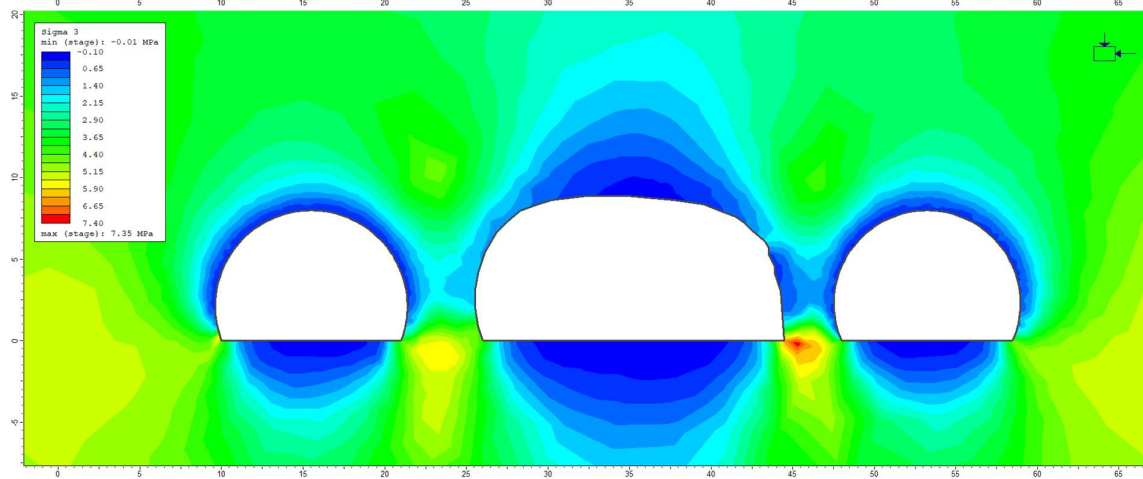
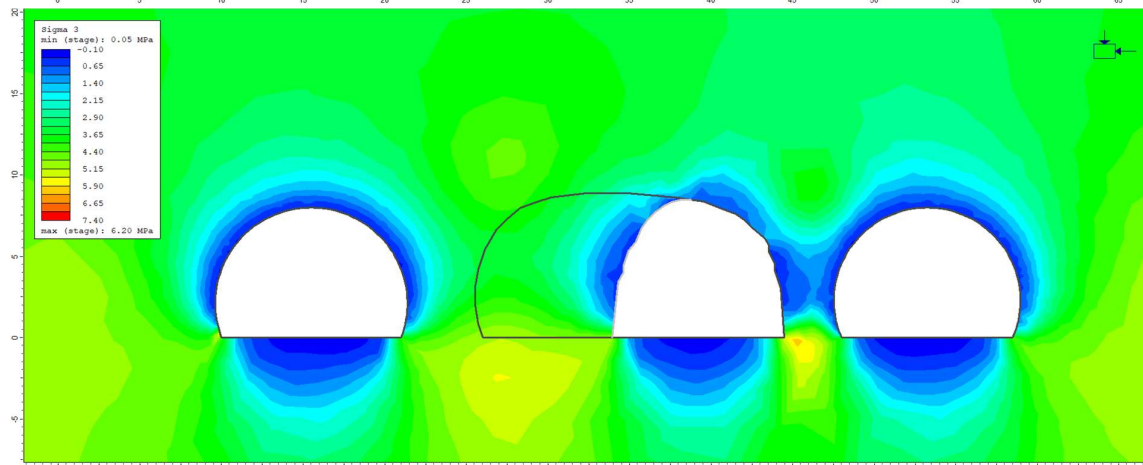
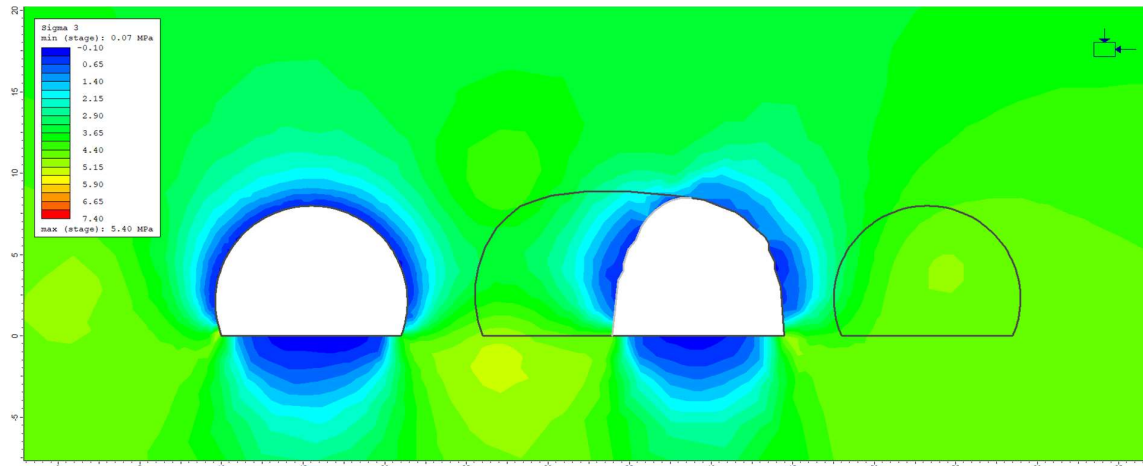
# Vedlegg 18a. Alt.1 Profil 380. Flytegrense



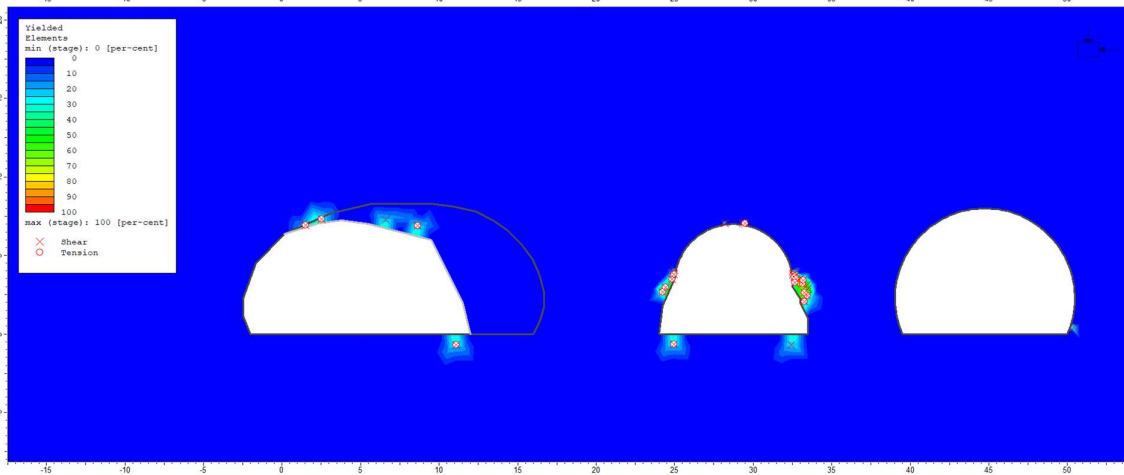
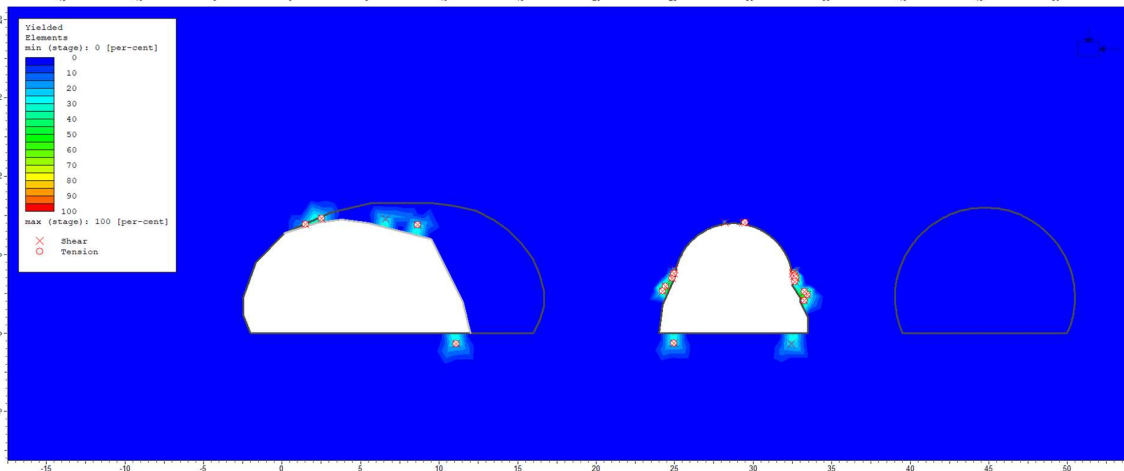
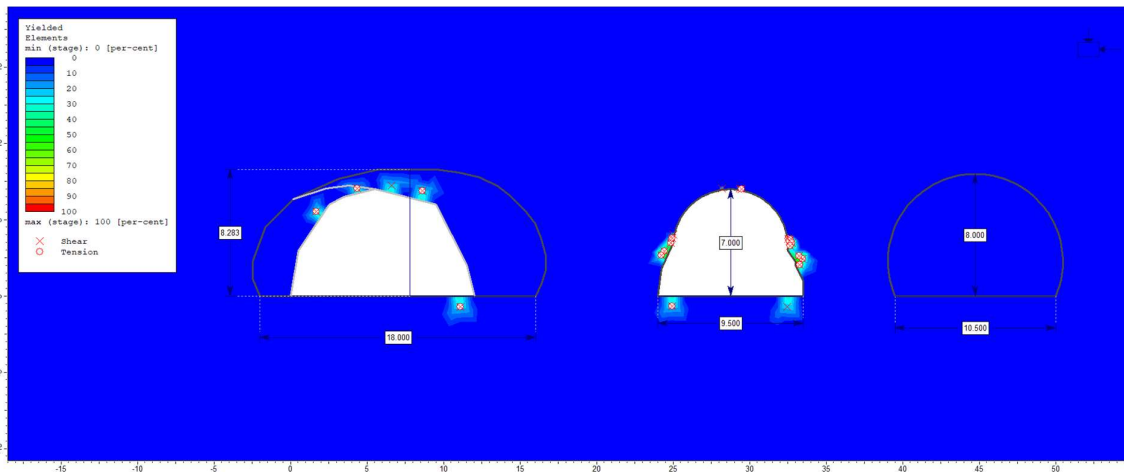
# Vedlegg 18b. Alt.1 Profil 380 Sigma 1

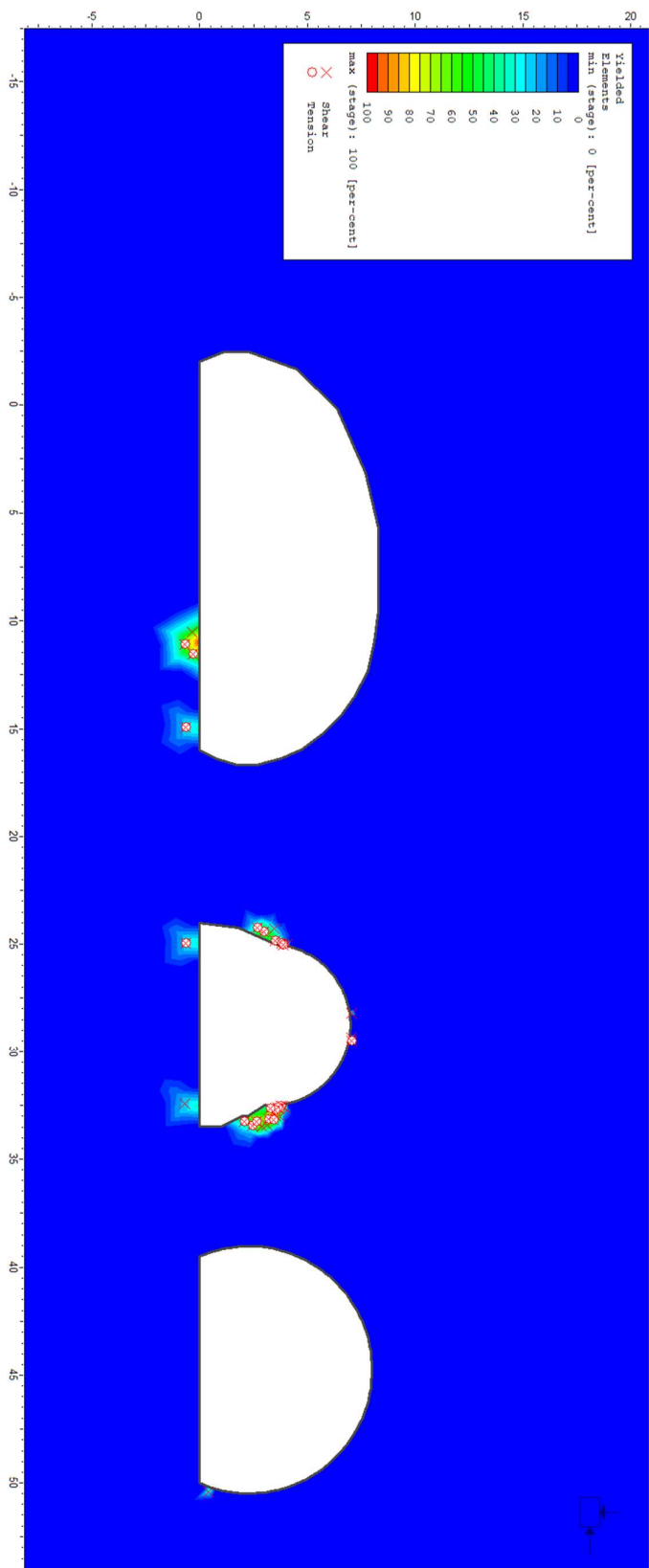


# Vedlegg 18c. Alt.1 Profil 380. Sigma 3

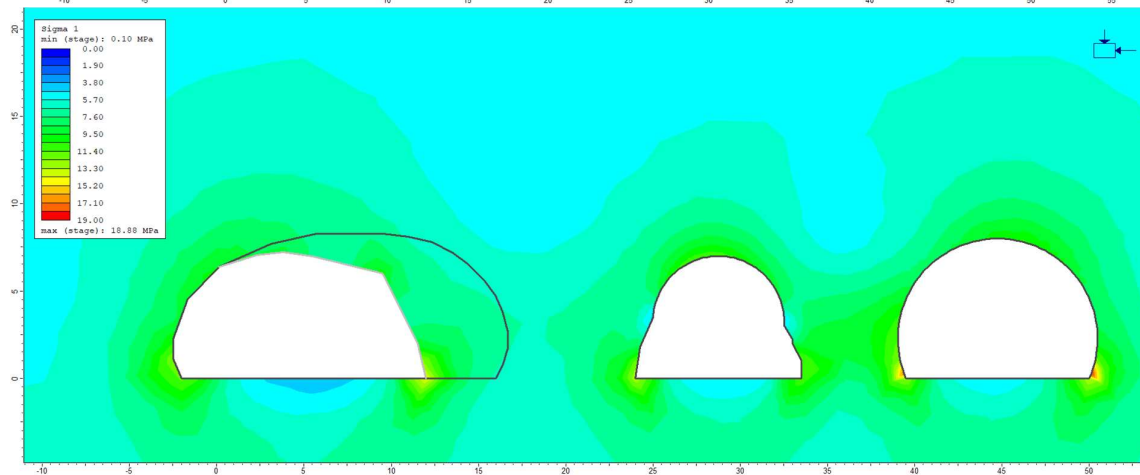
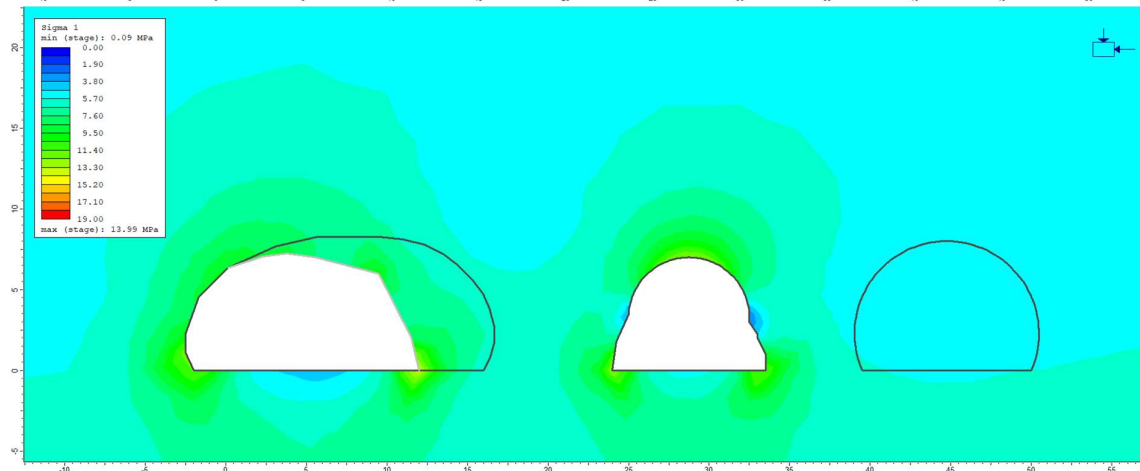
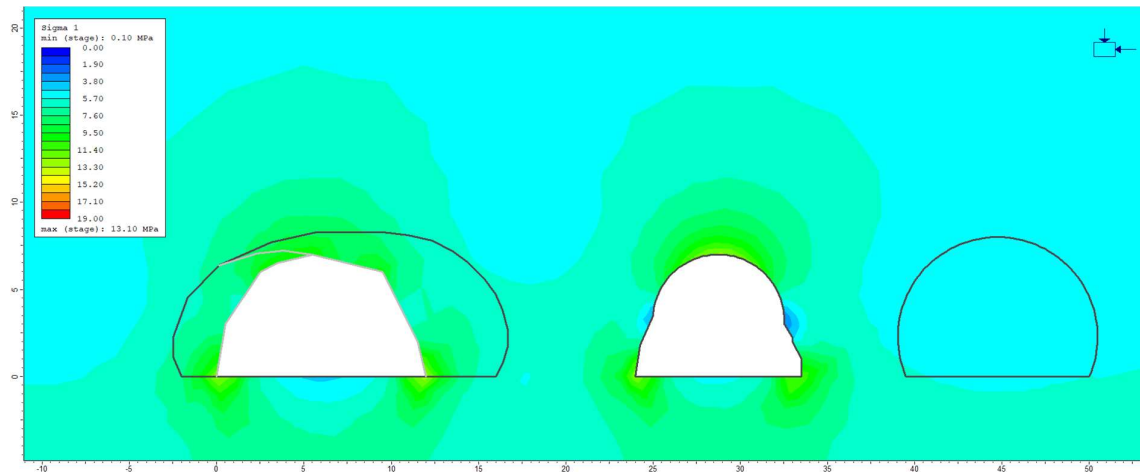


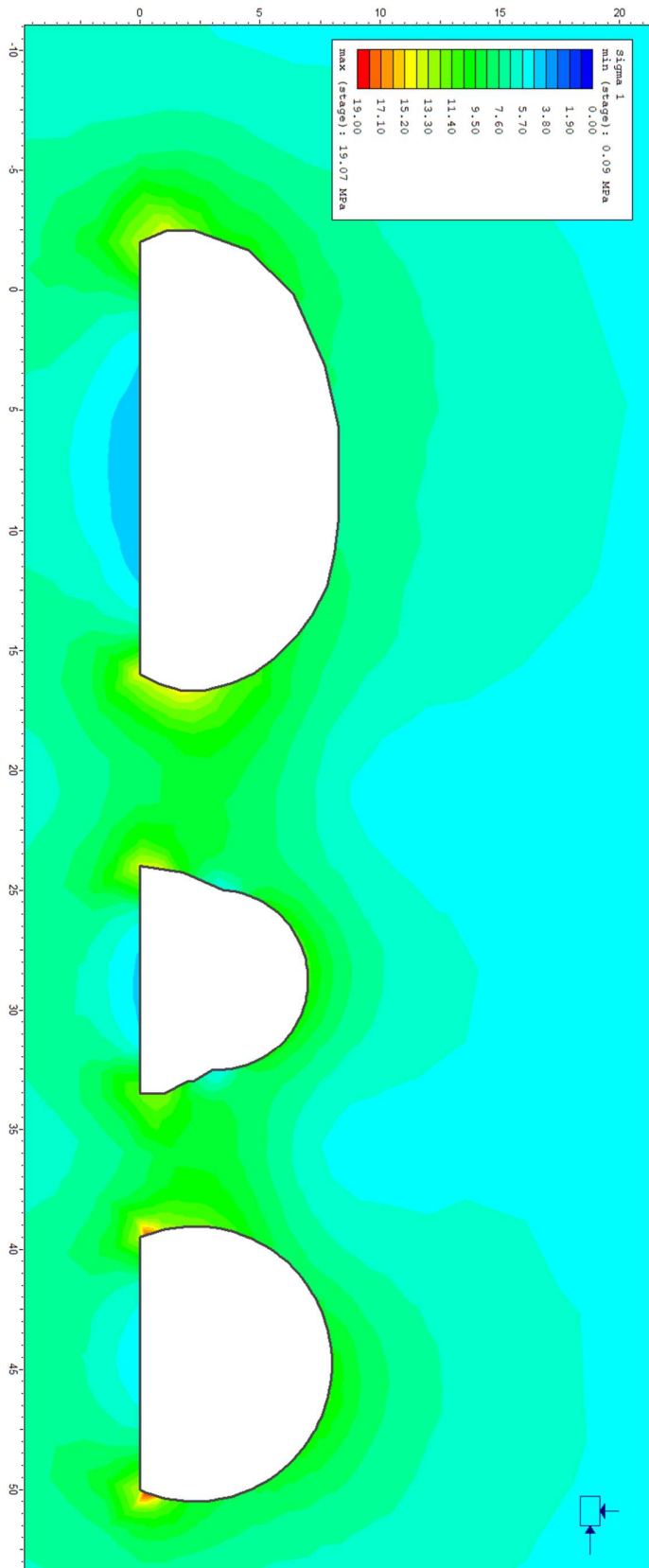
# Vedlegg 19a Alt.2b Profil 315. Flytegrense



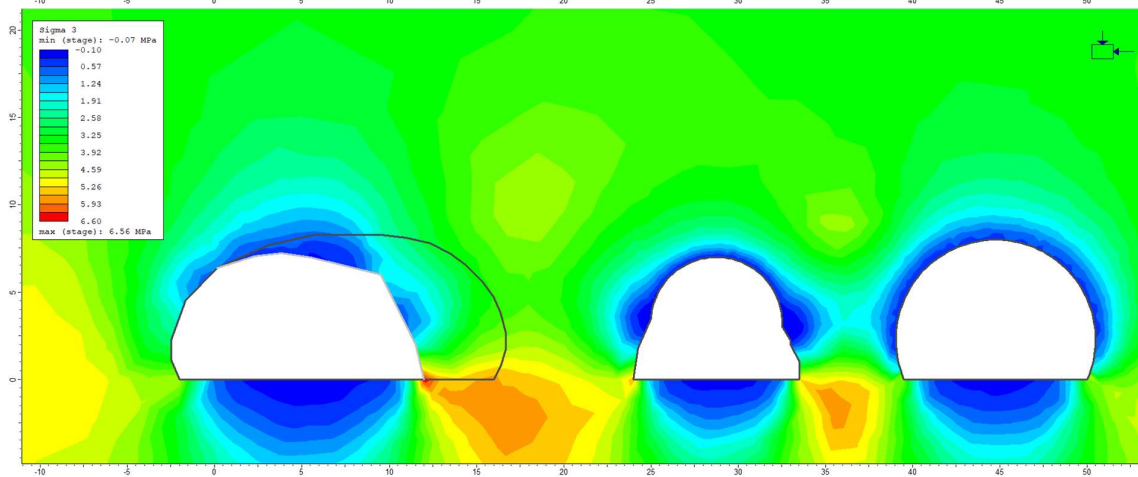
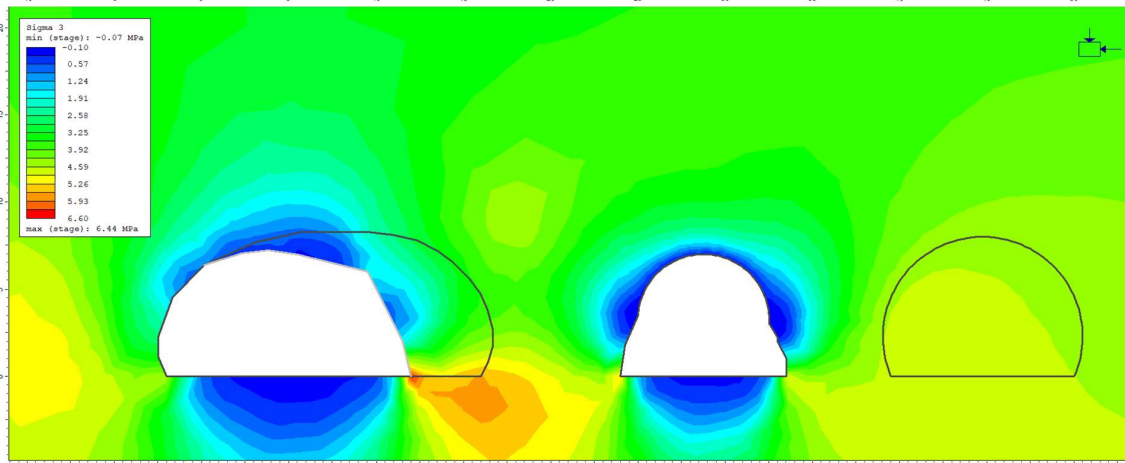
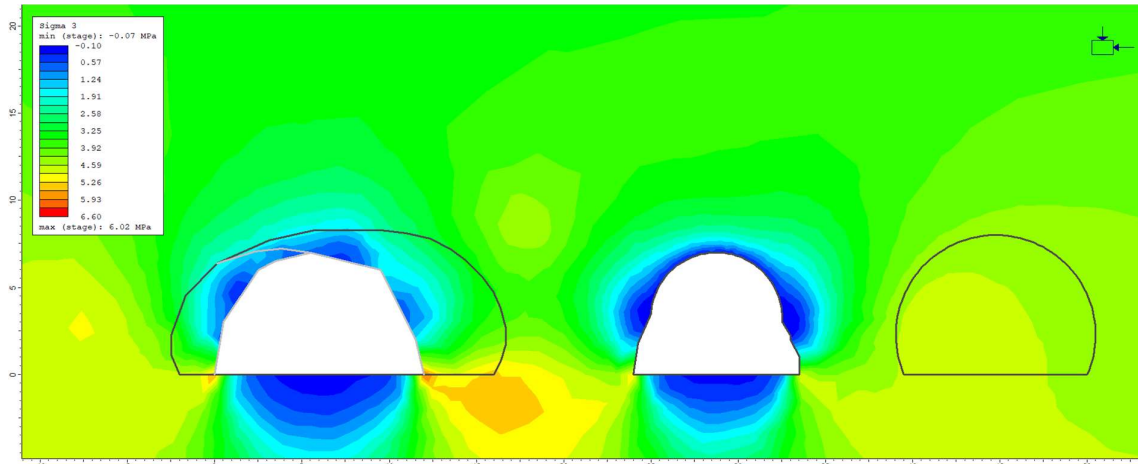


# Vedlegg 19b. Alt.2b Profil 315. Sigma1

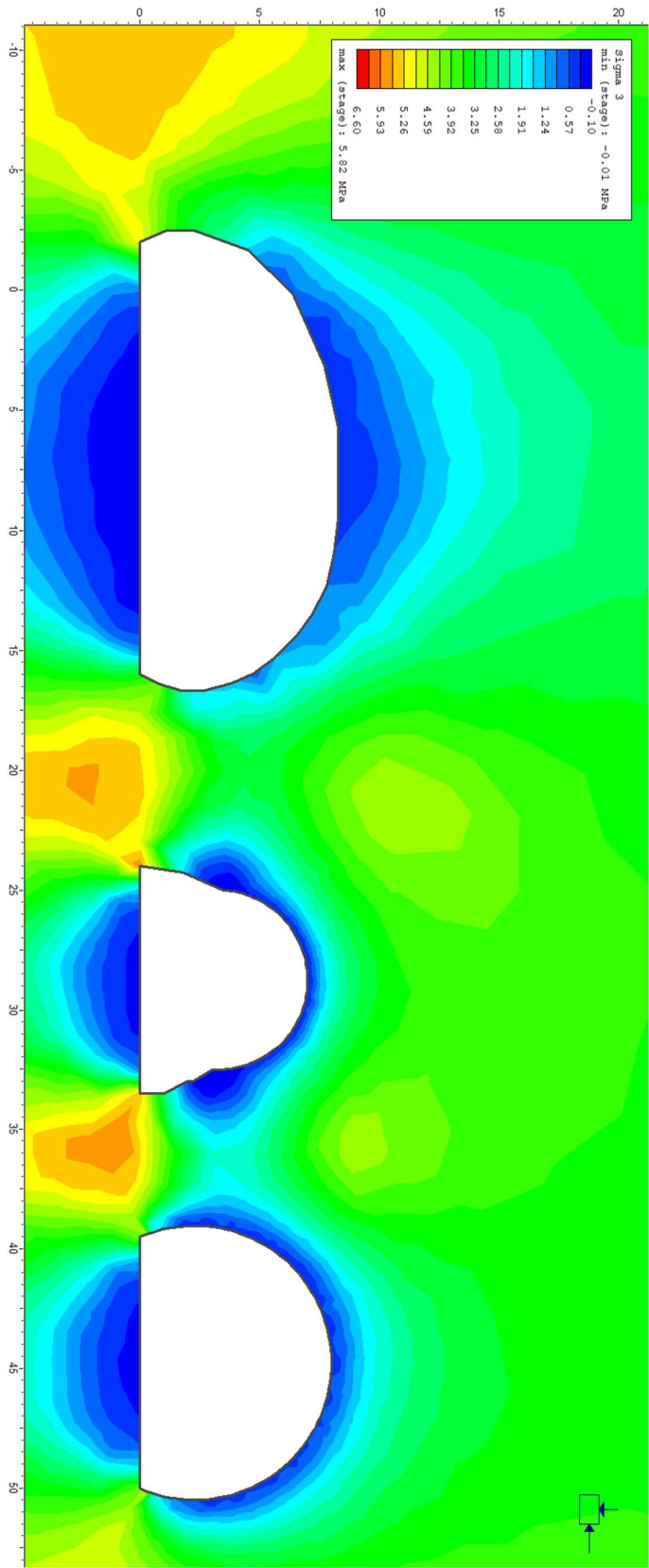




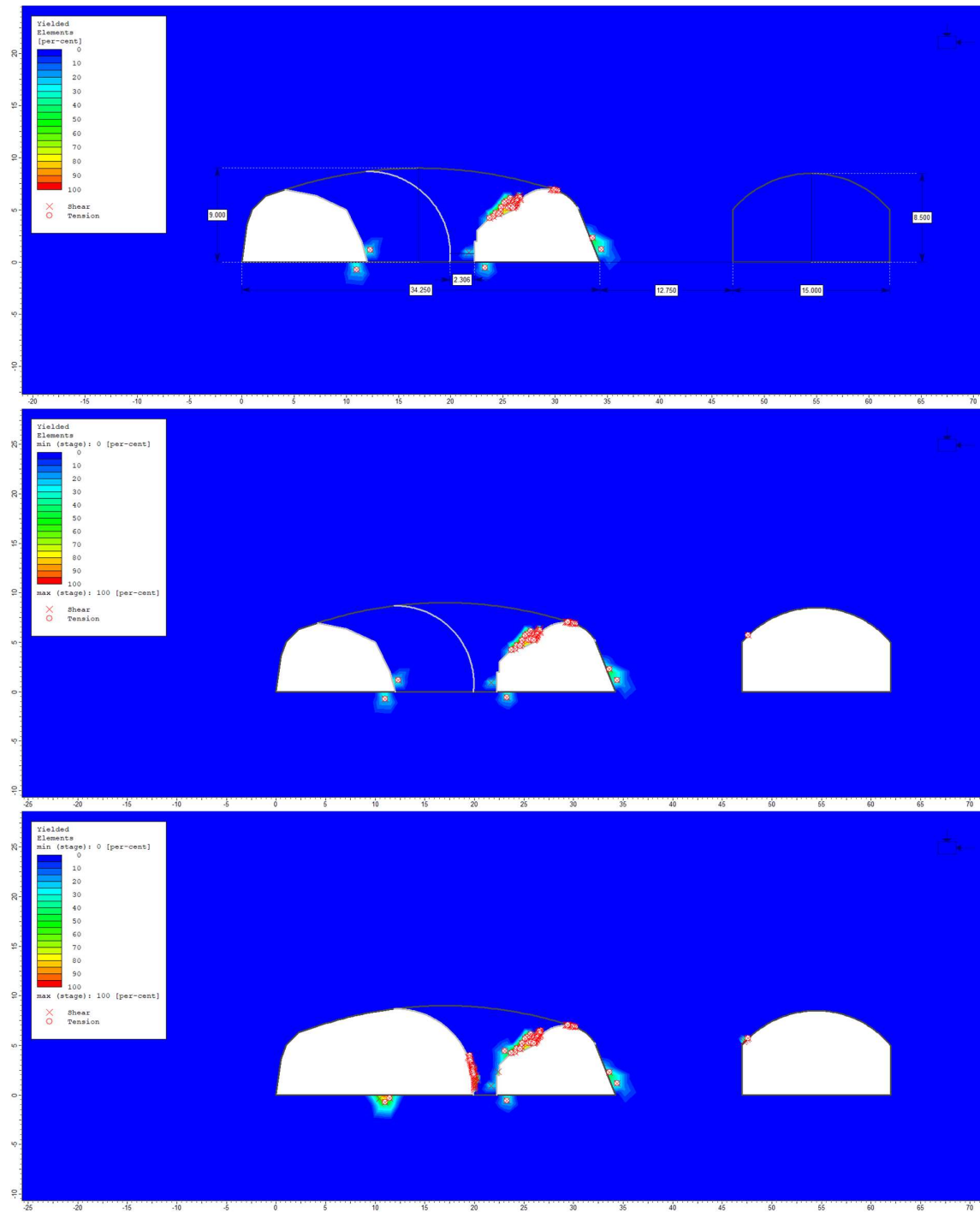
# Vedlegg 19c. Alt.2b Profil 315. Sigma 3

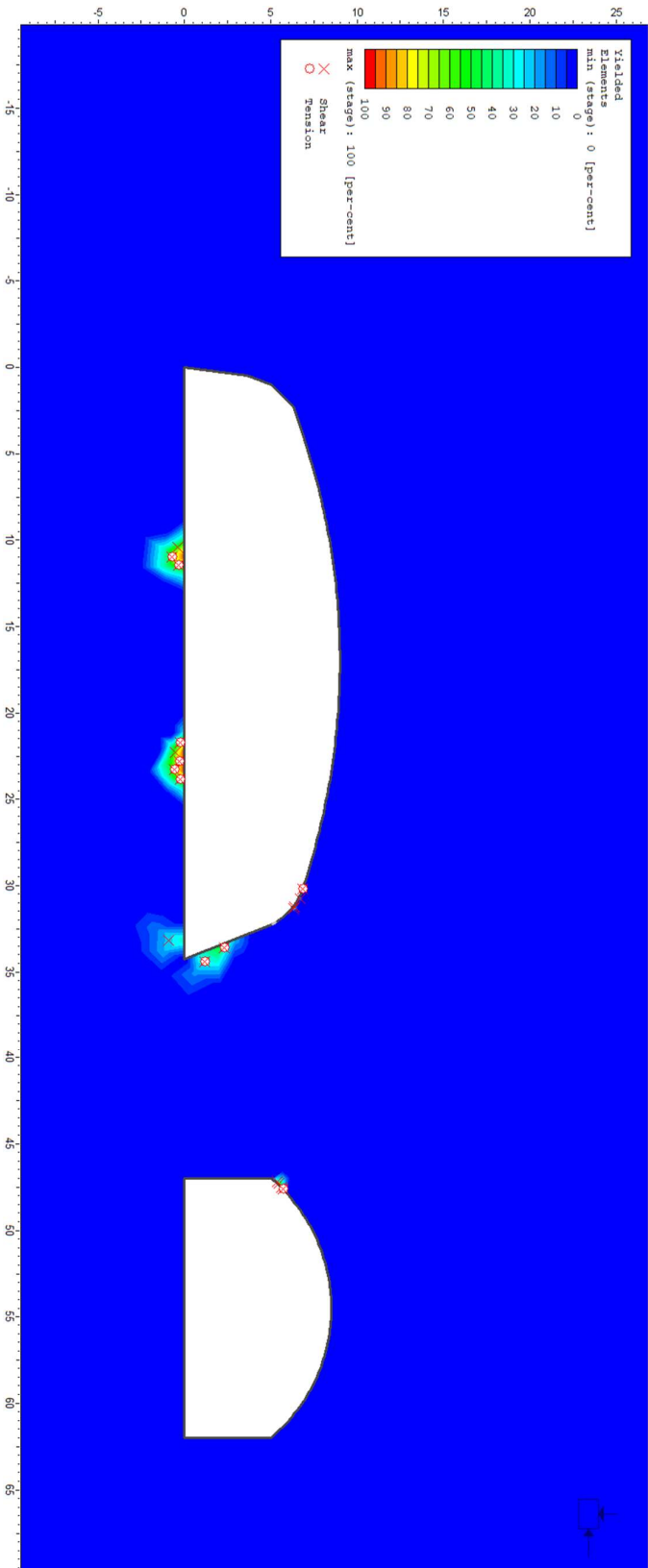




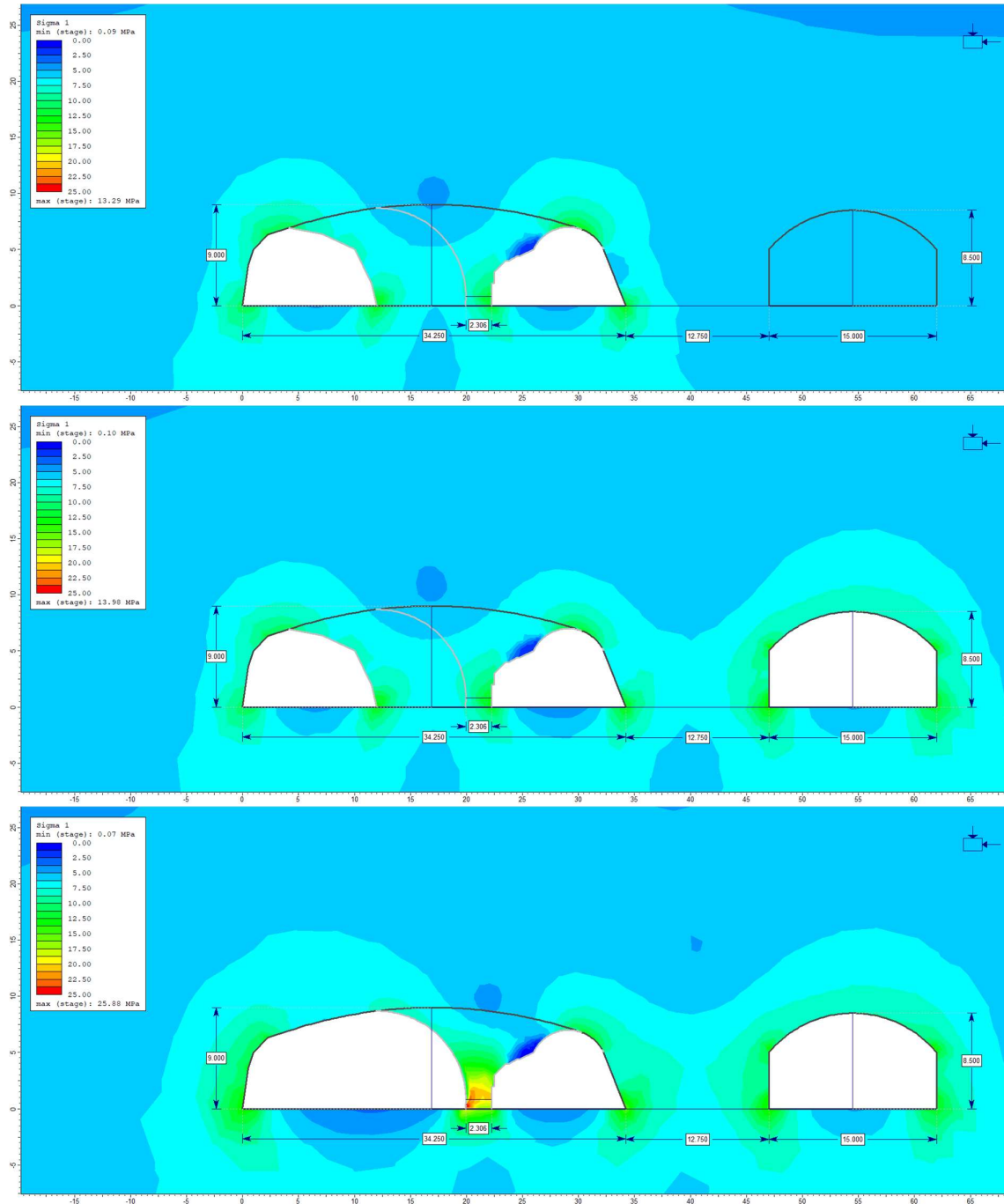


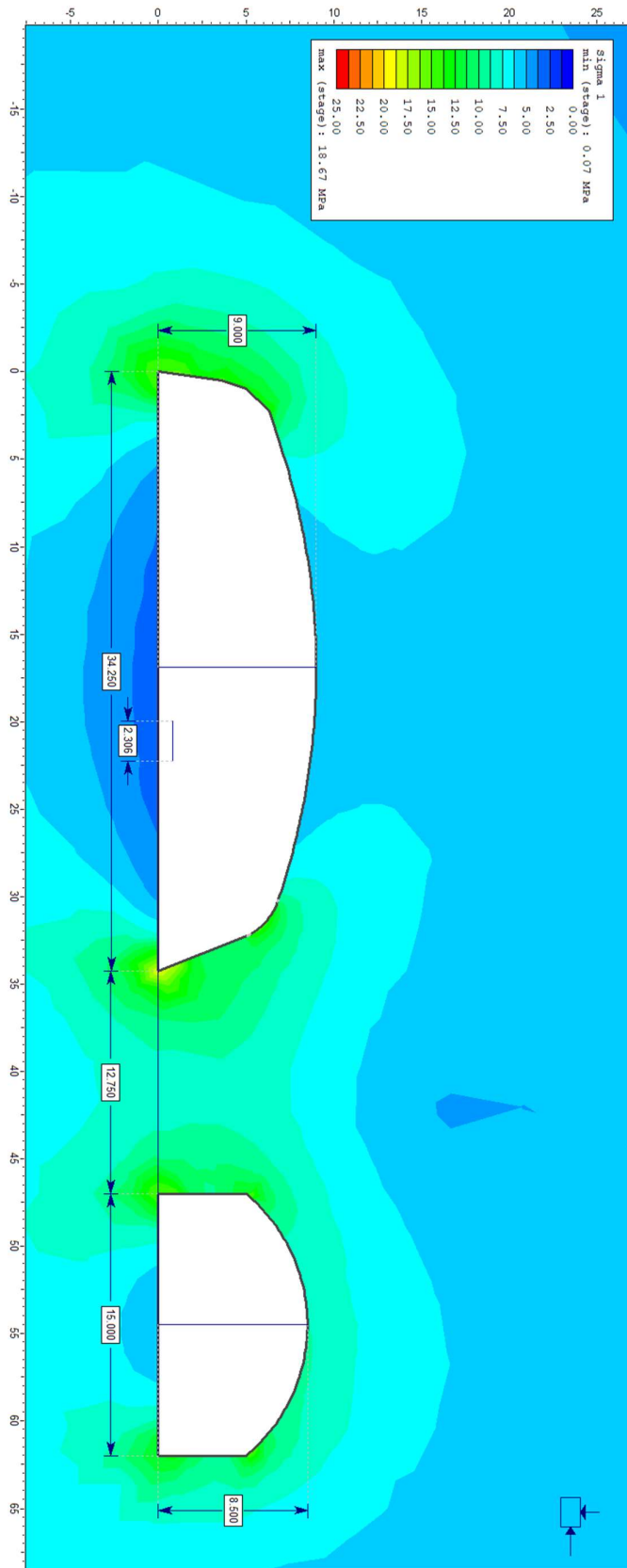
# Vedlegg 20a Alt.2b Profil 340. Flytegrense



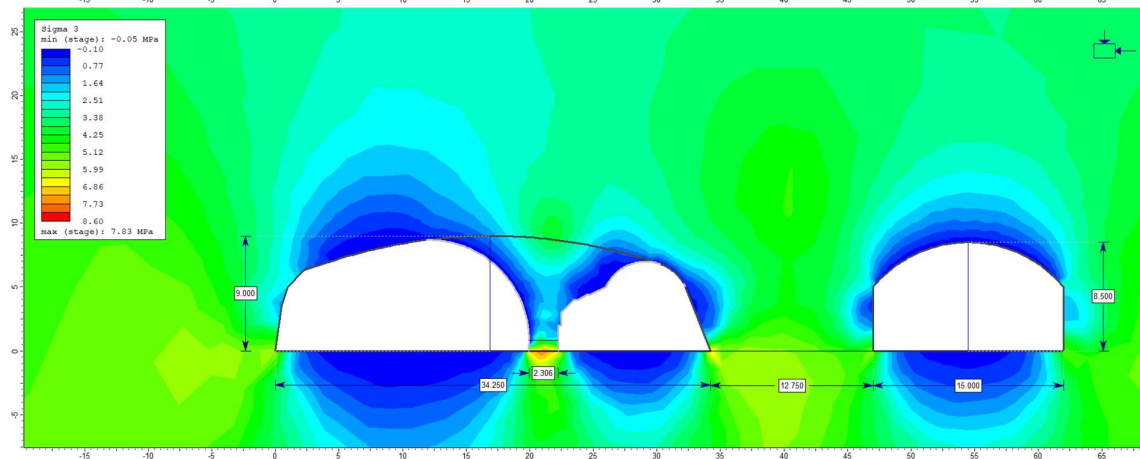
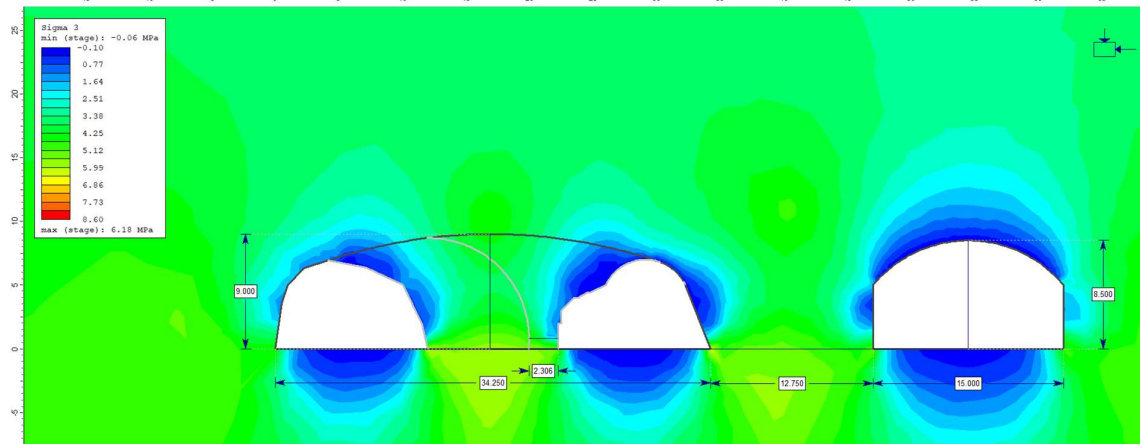
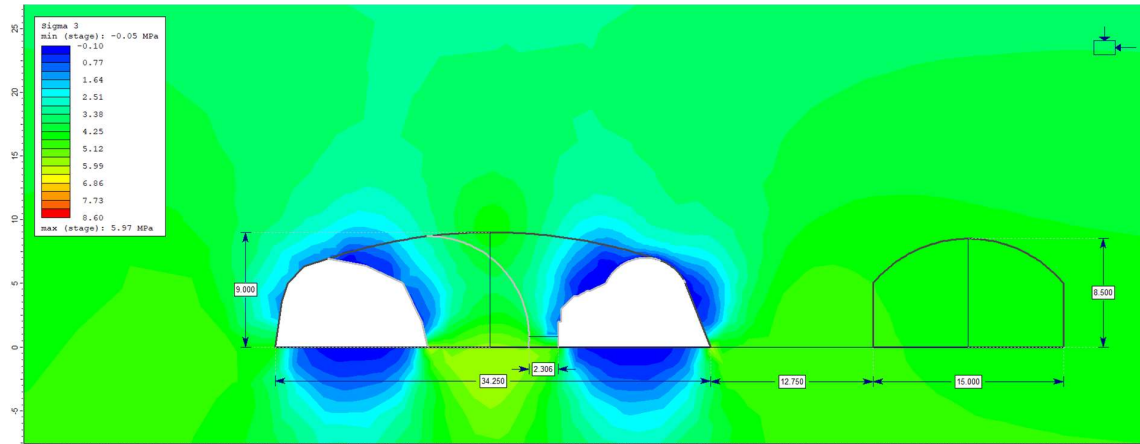


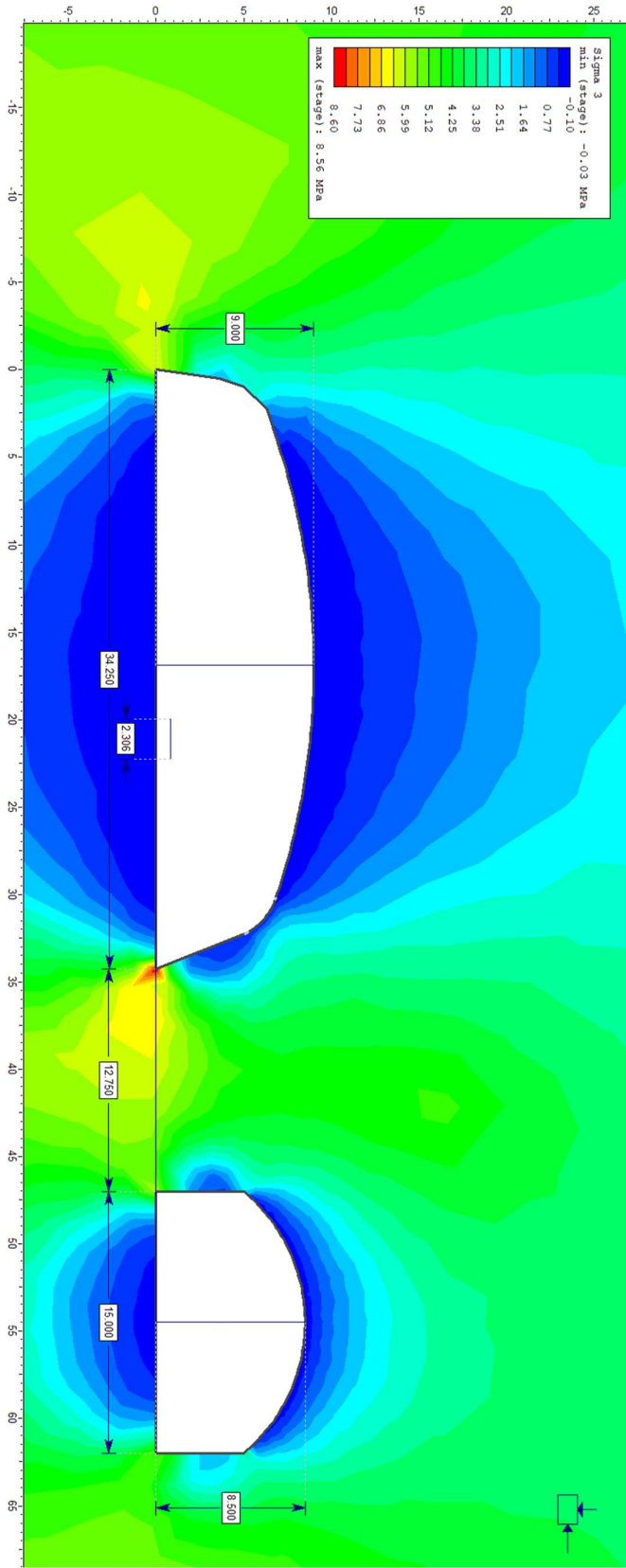
# Vedlegg 20b. Alt.2b Profil 340. Flytegrense



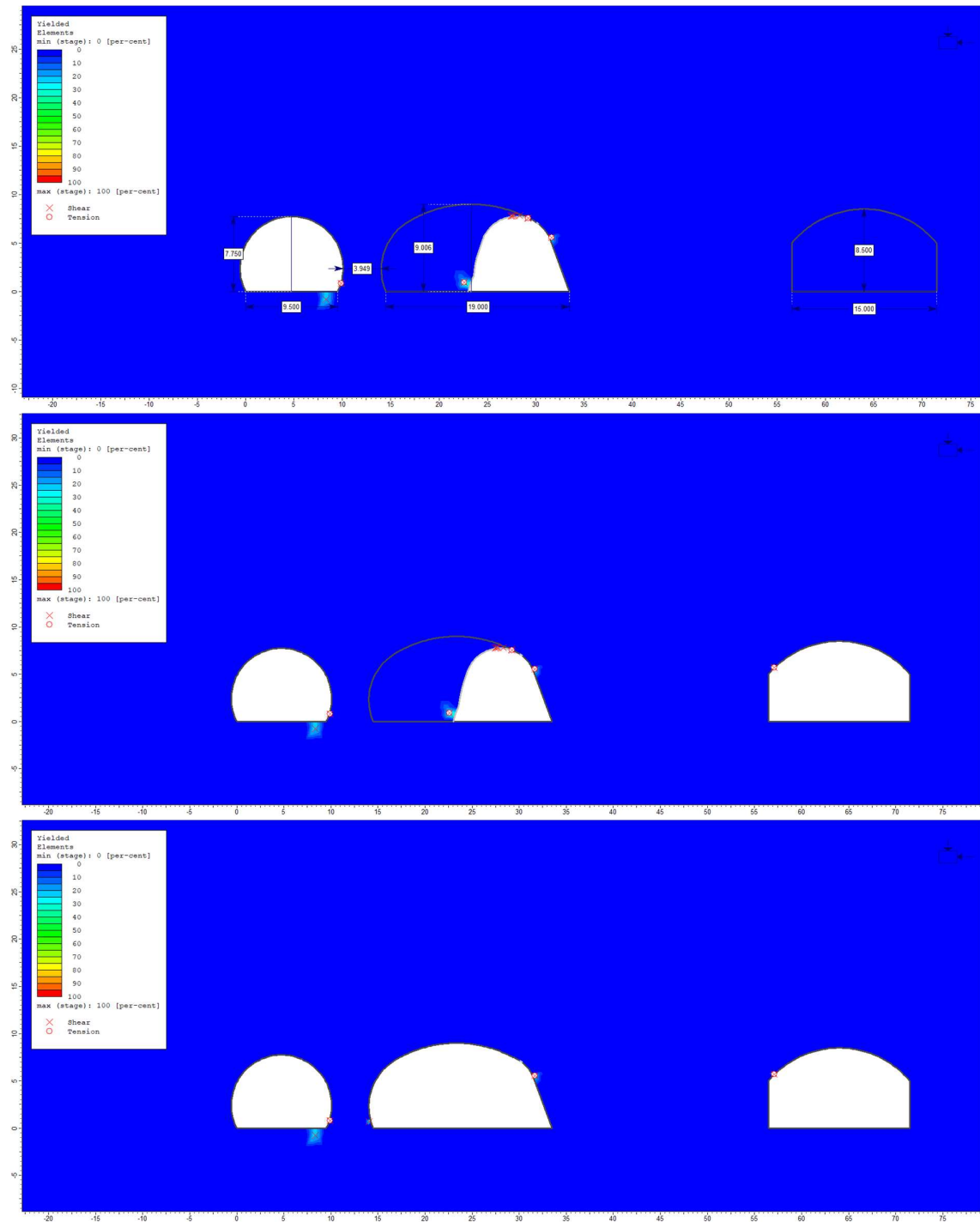


# Vedlegg 20c. Alt.2b Profil 340. Sigma 3



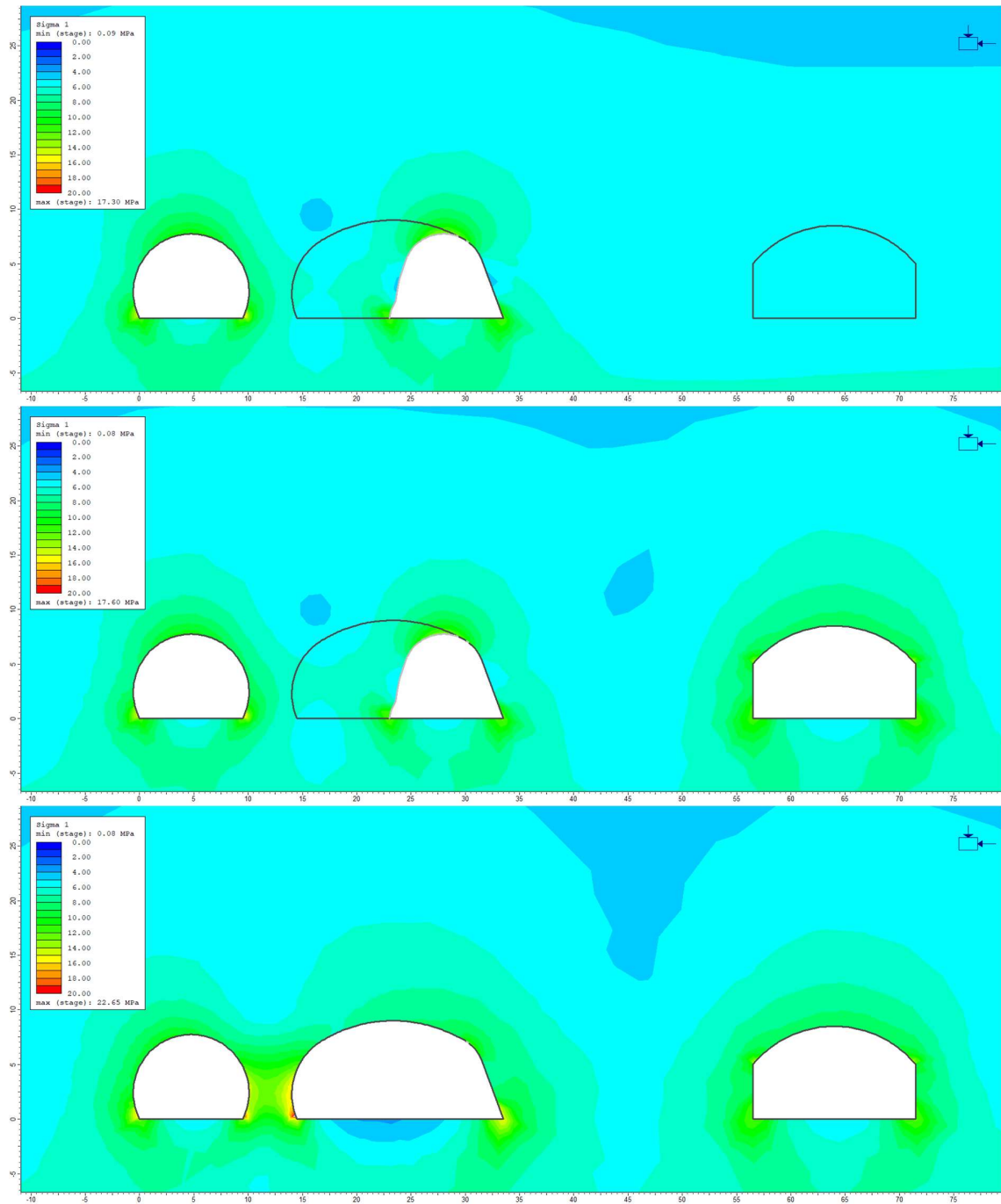


# Vedlegg 21a. Alt.2b Profil 380 Flytegrense

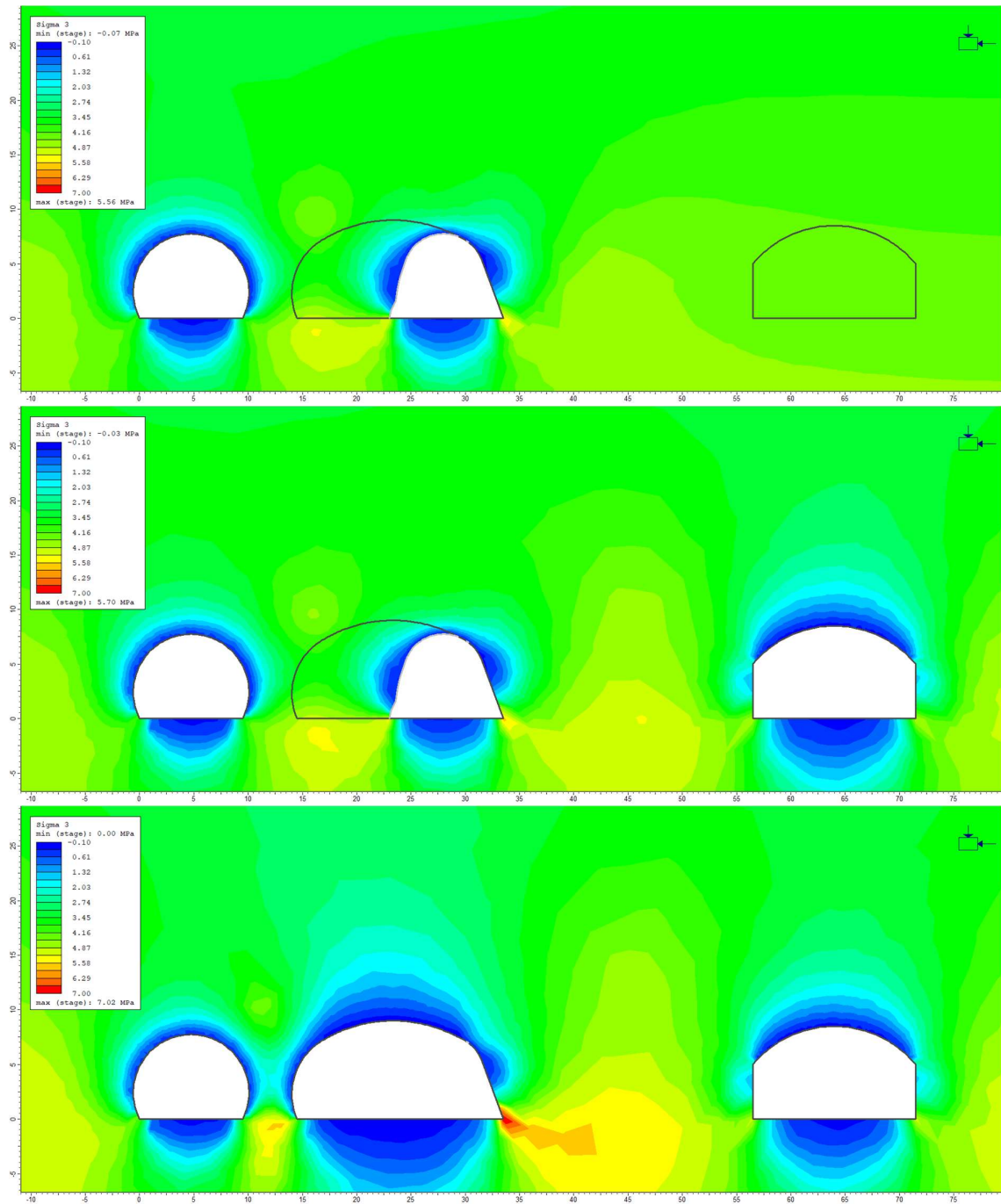




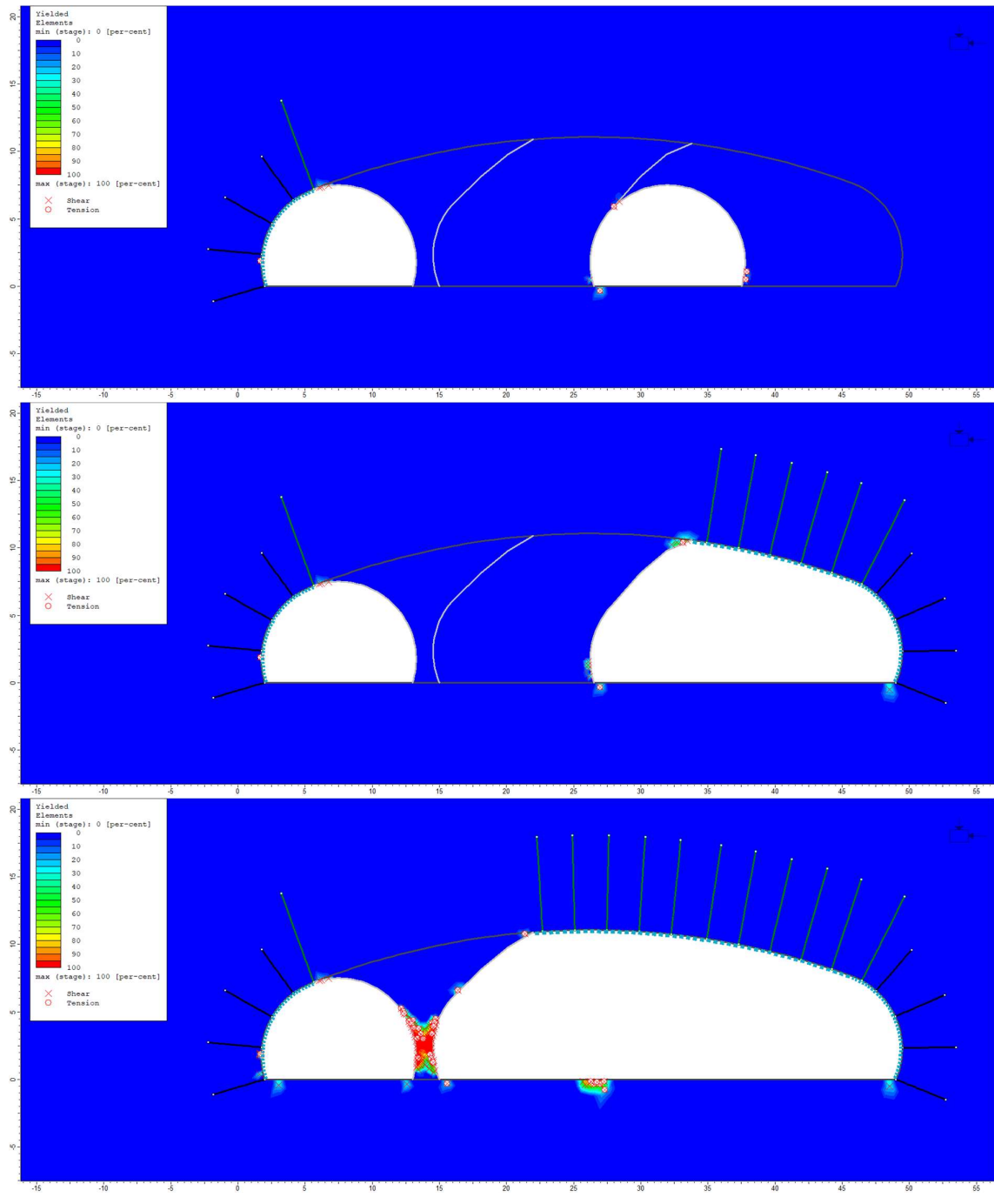
# Vedlegg 21b Alt.2b Profil 380 Sigma 1

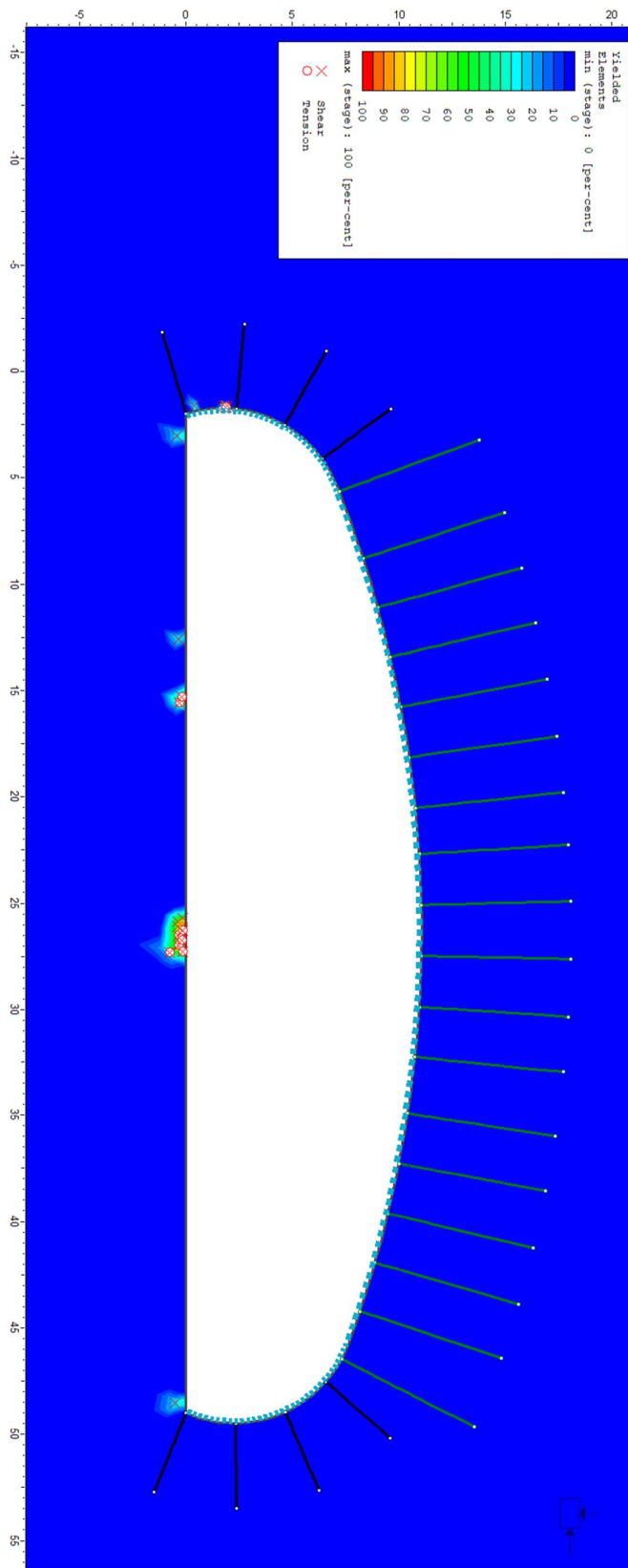


# Vedlegg 21c Alt.2b Profil 380 Sigma 3

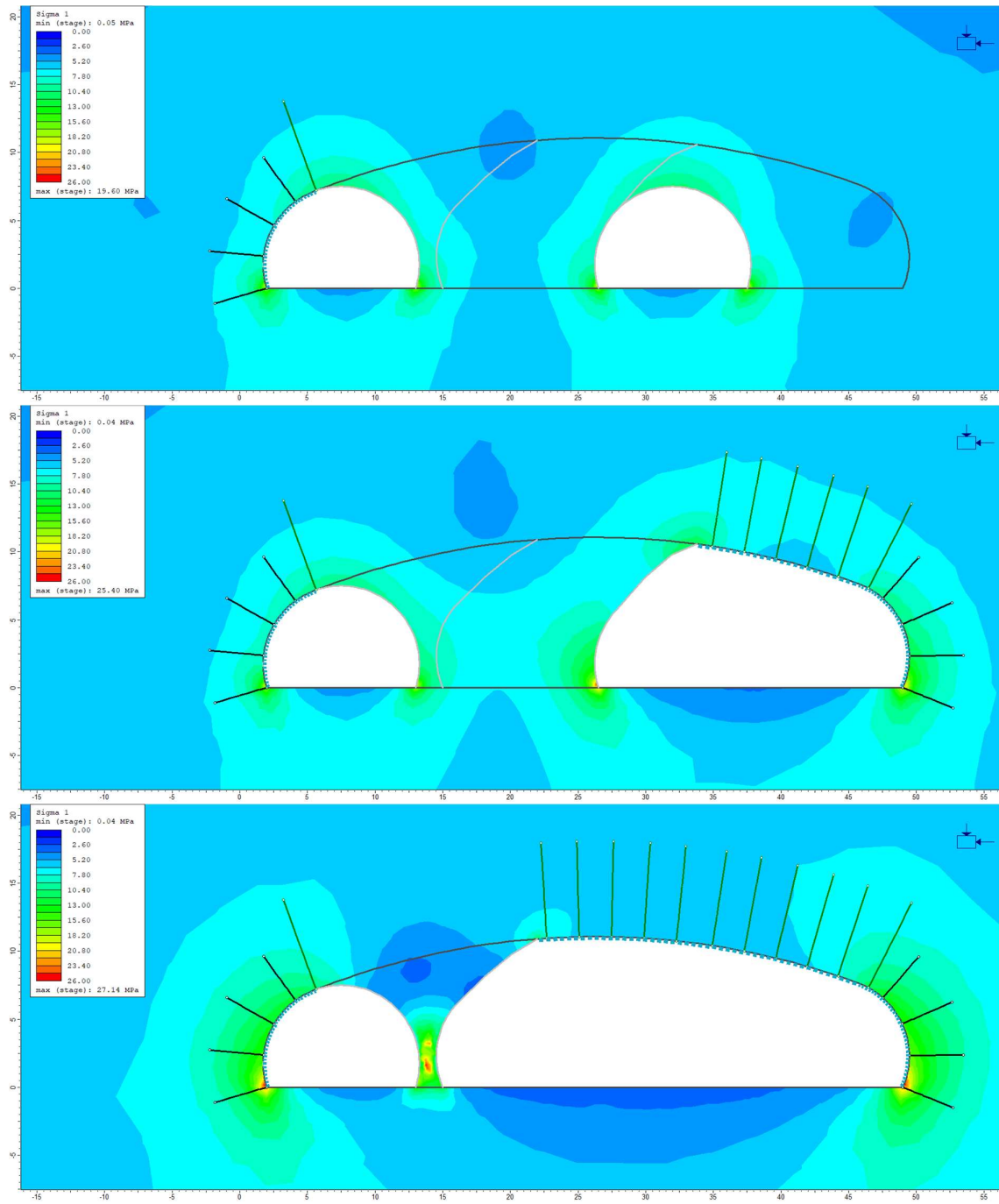


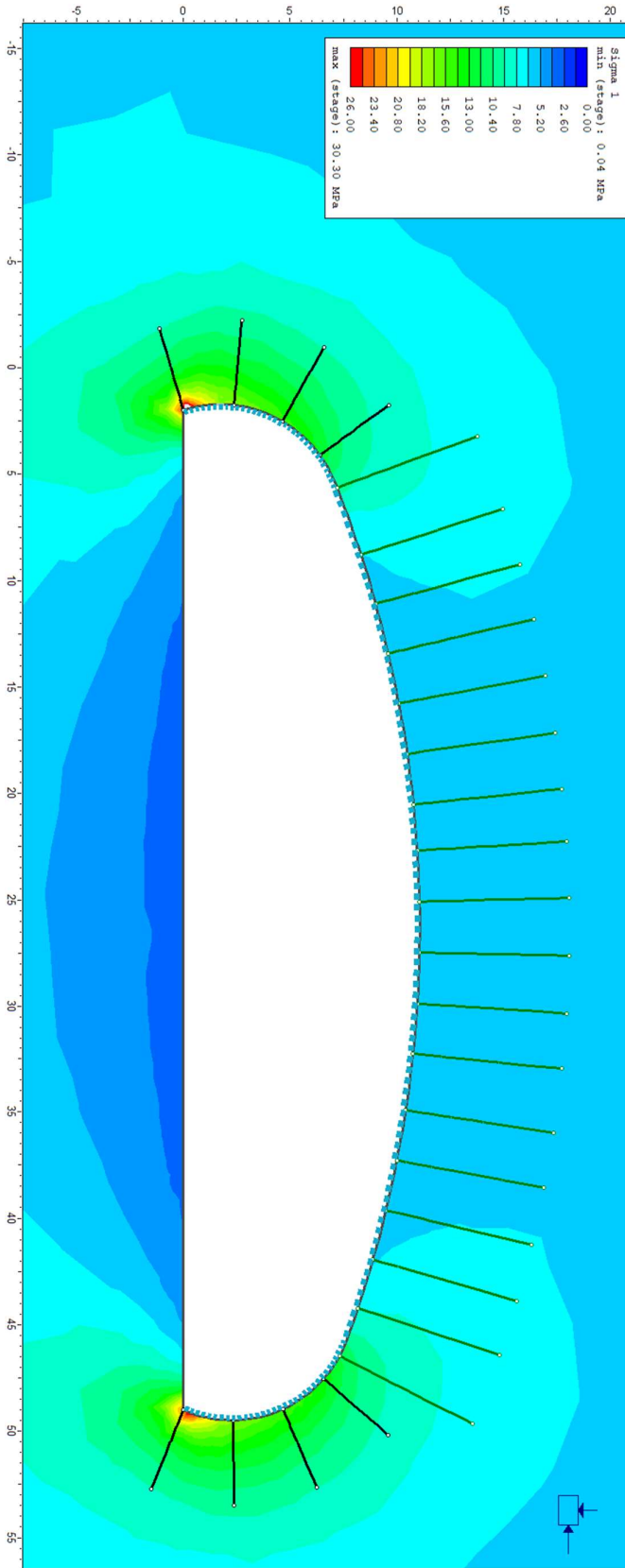
# Vedlegg 22a Alt.1 Profil 360 Flytegrense (Sikret)



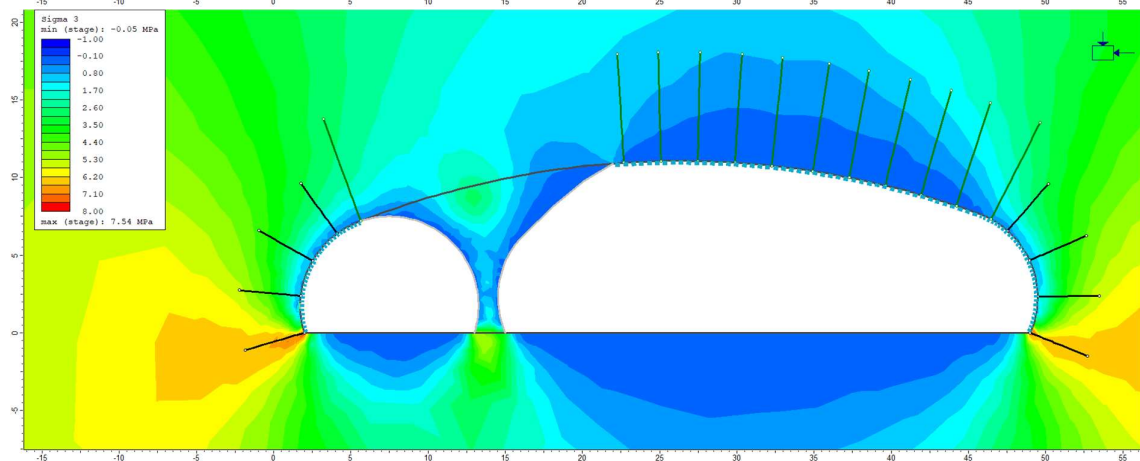
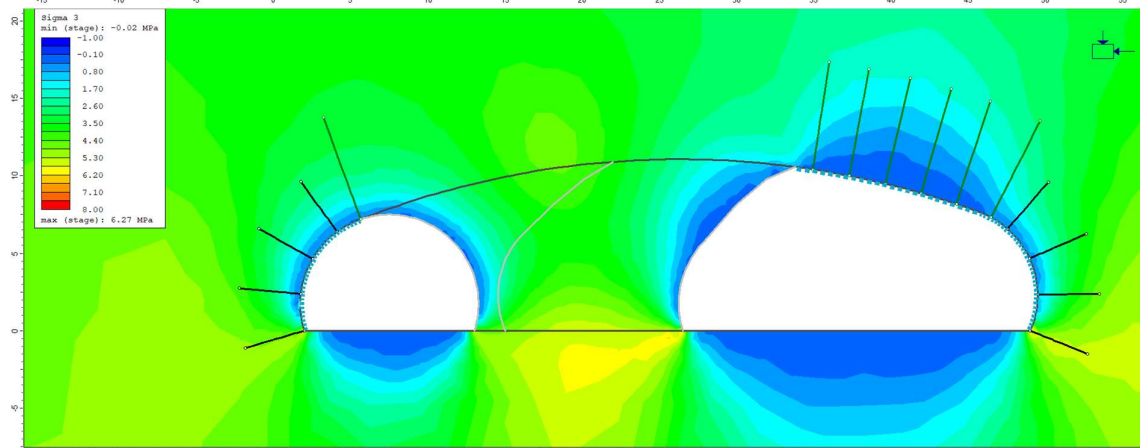
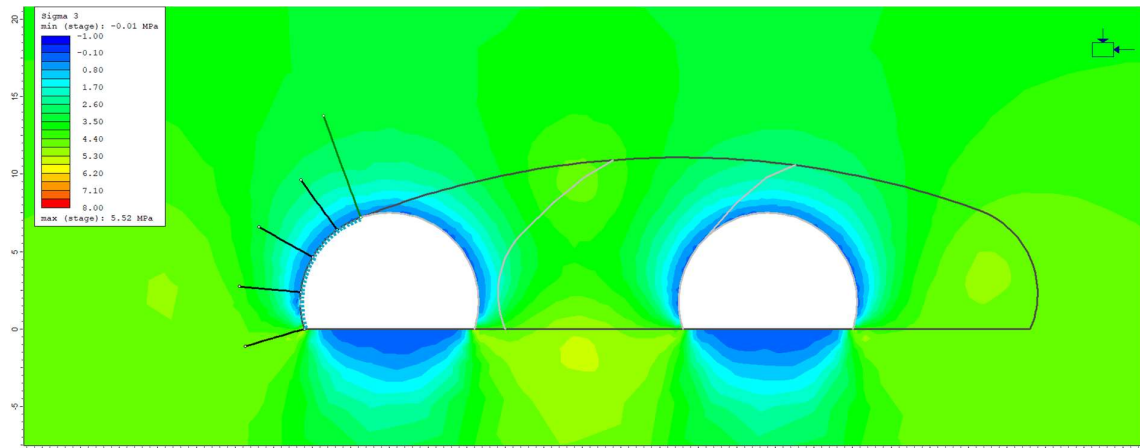


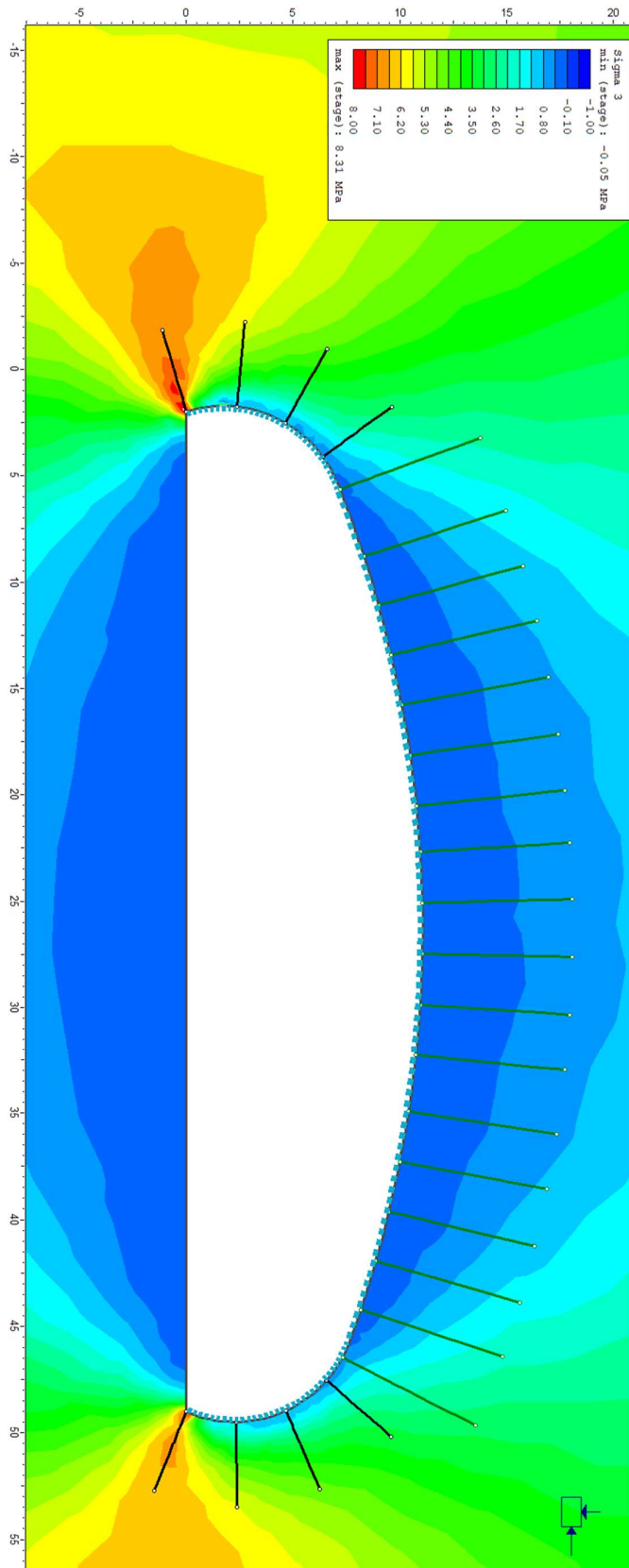
# Vedlegg 22b Alt.1 Profil 360 Sigma 1 (Sikret)





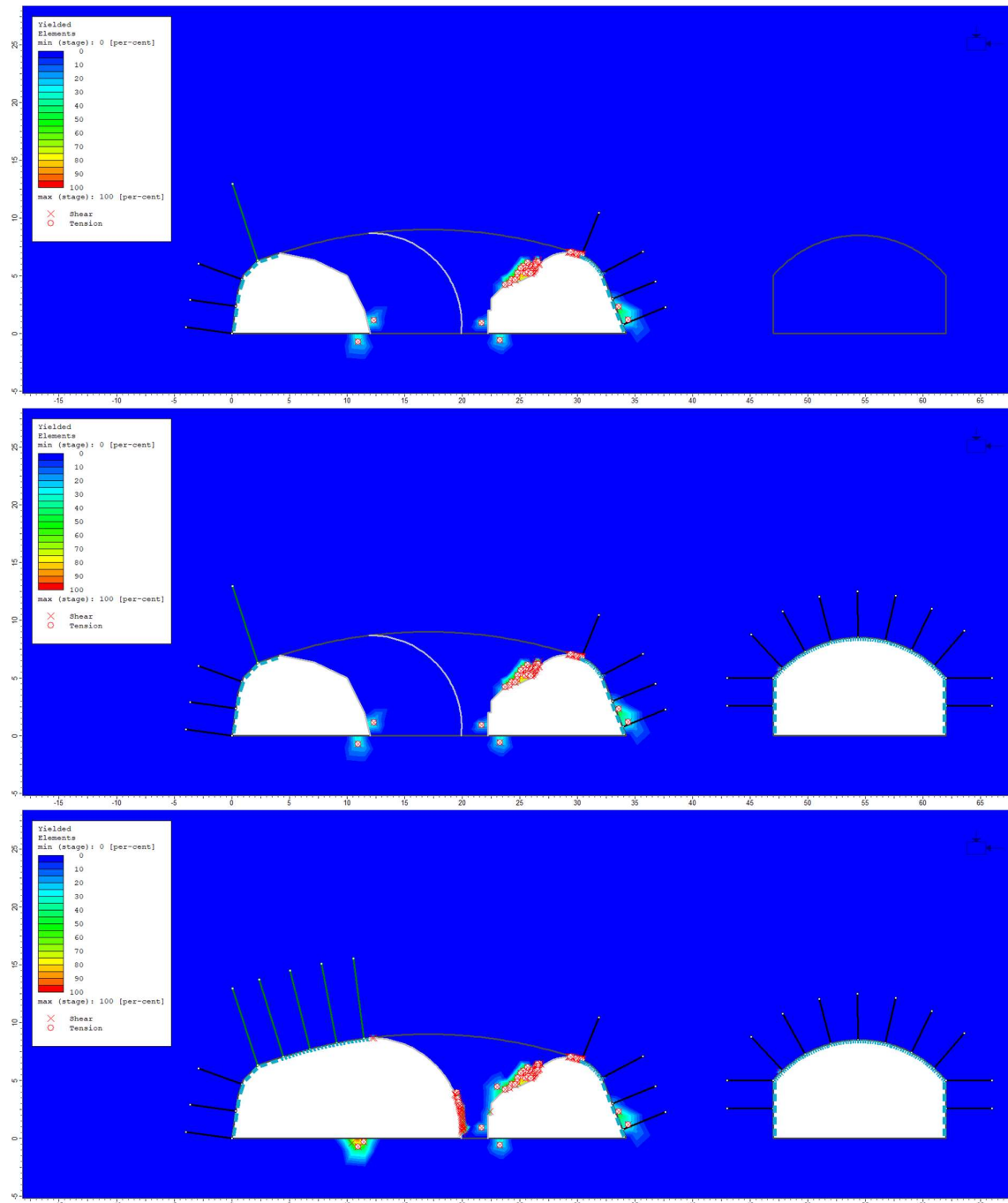
# Vedlegg 22c Alt.1 Profil 360 Sigma 3 (Sikret)

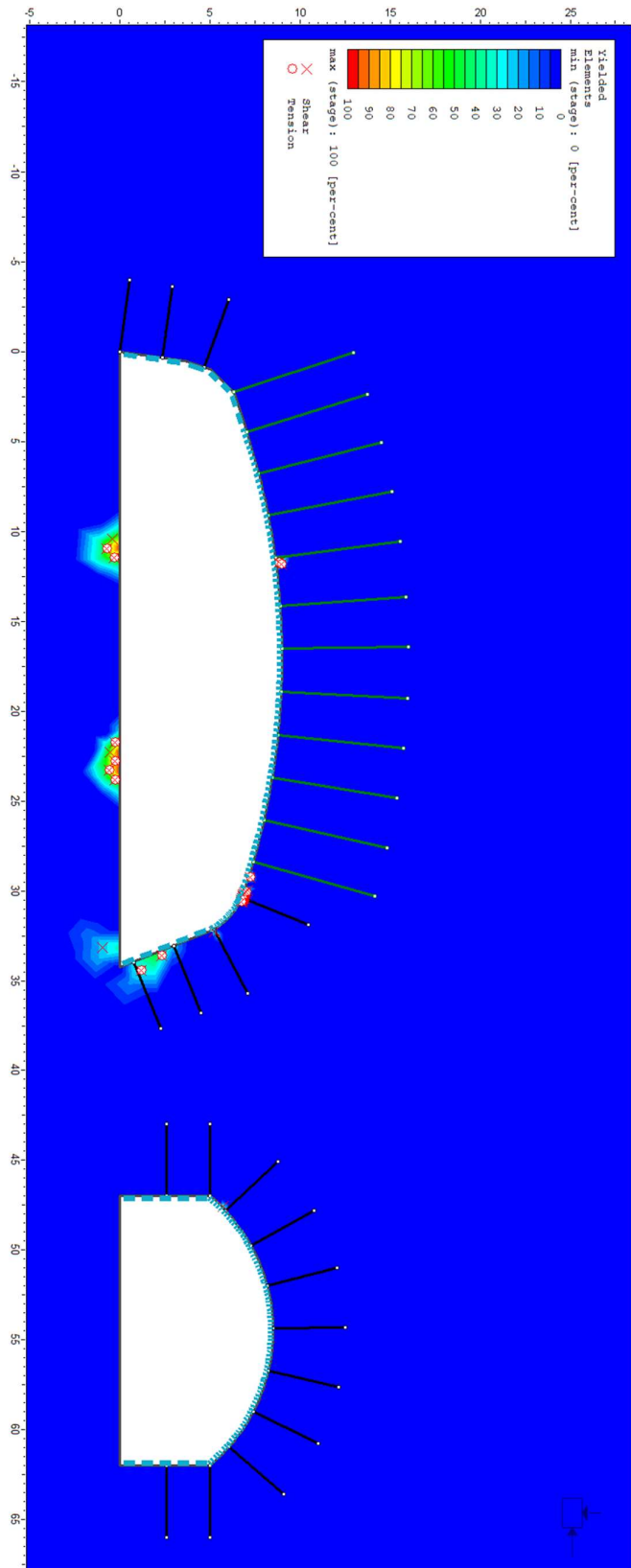




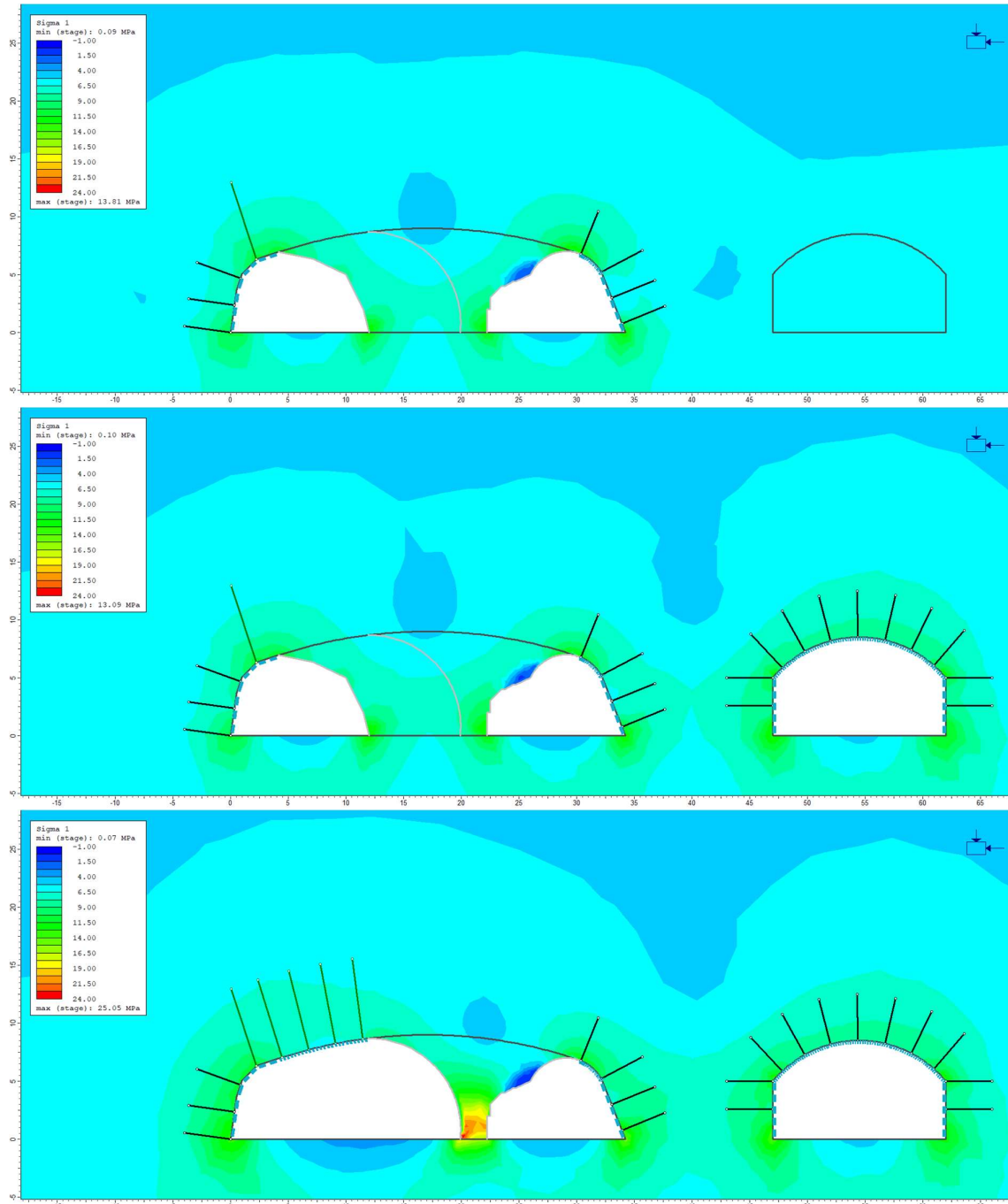


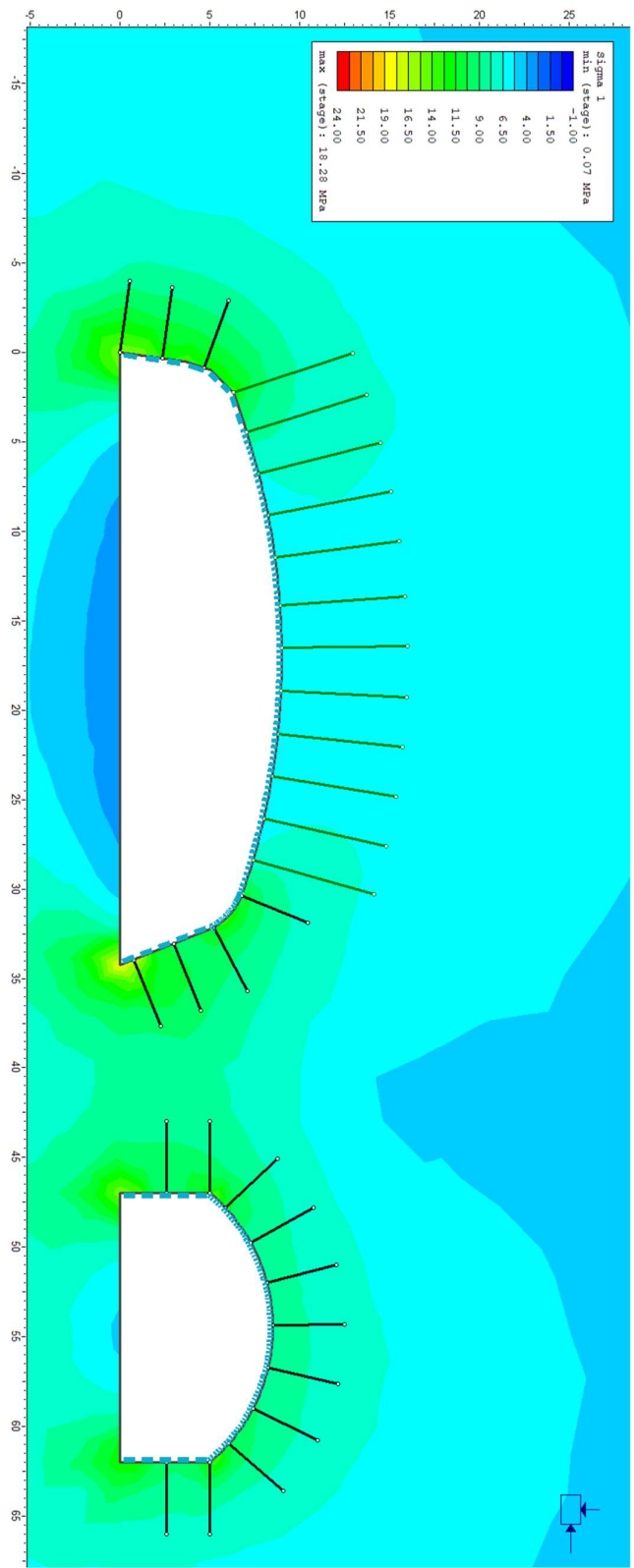
# Vedlegg 23a Alt.2b Profil 340 Flytegrense (Sikret)



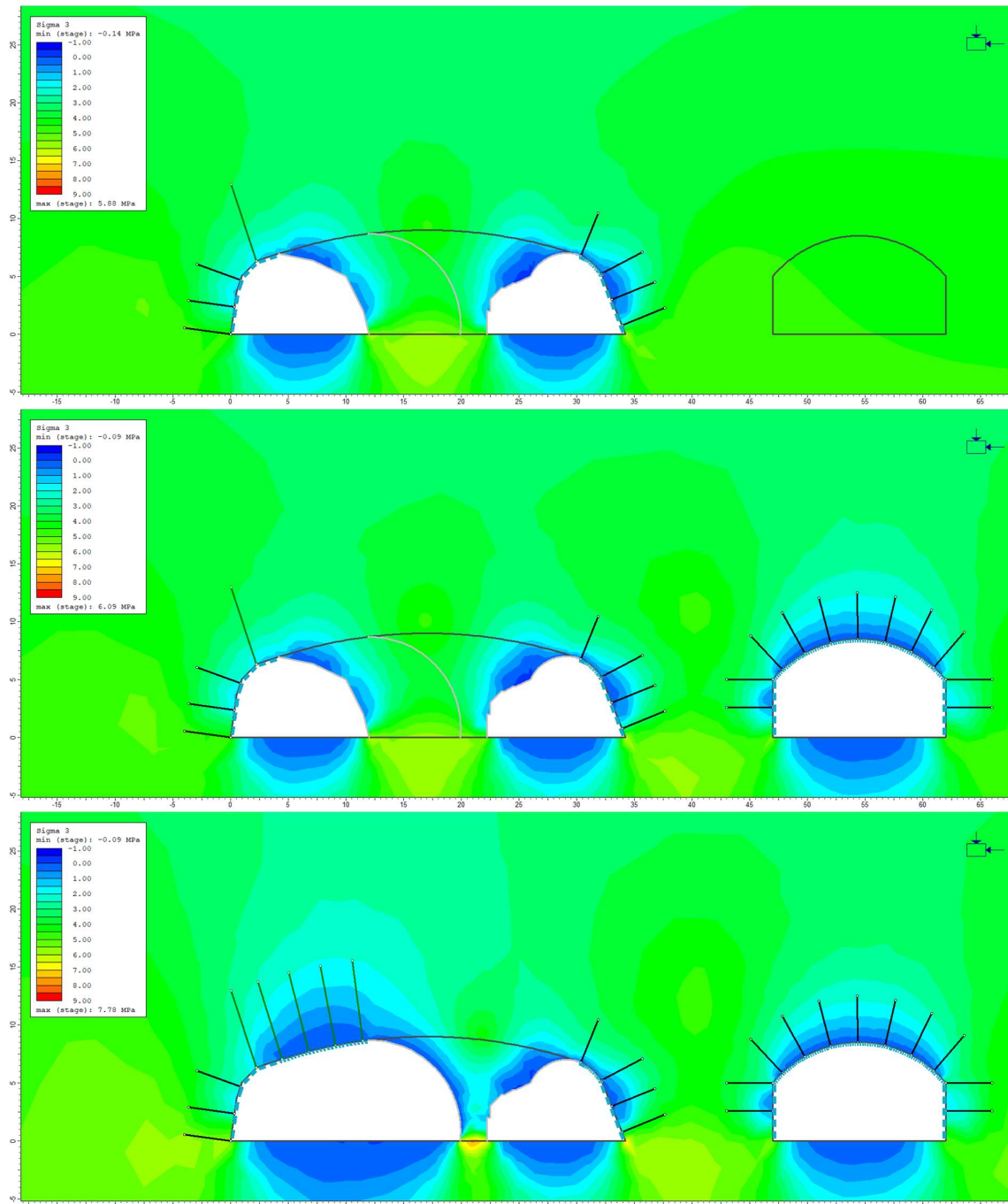


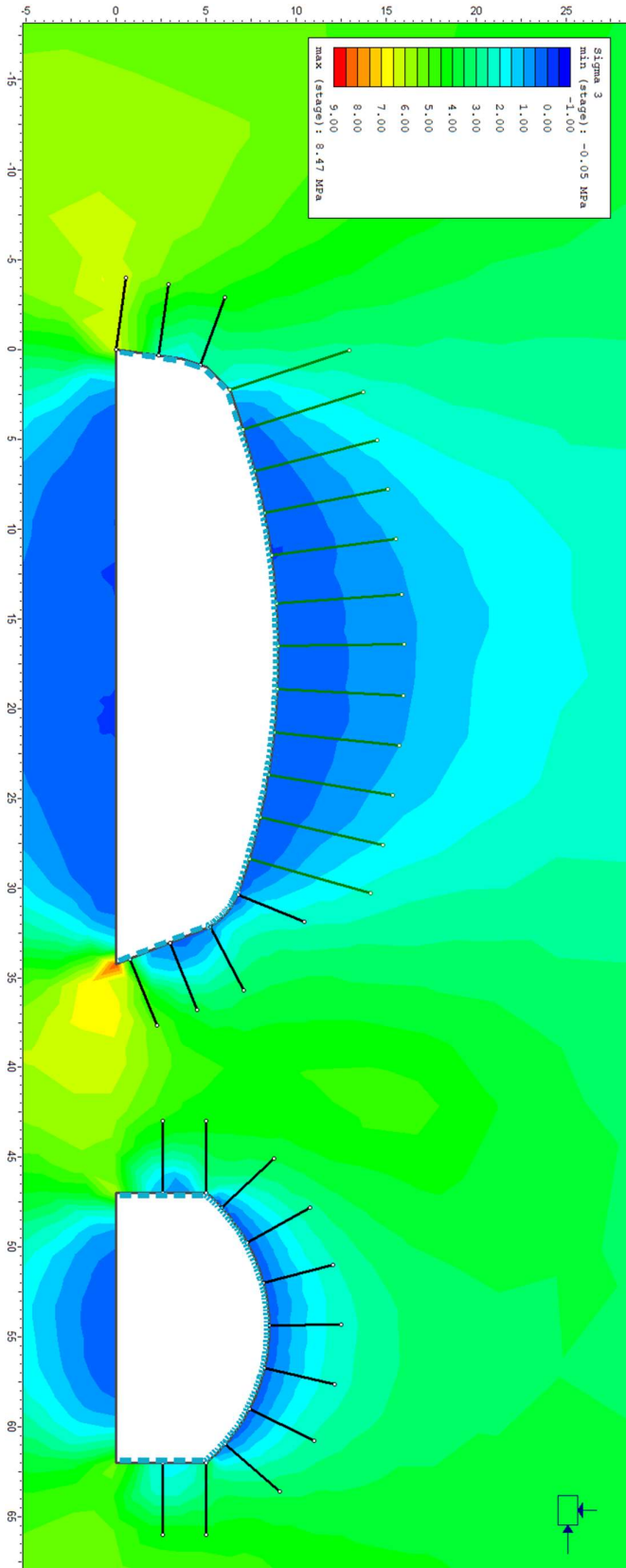
# Vedlegg 23b Alt.2b Profil 340 Sigma 1 (Sikret)



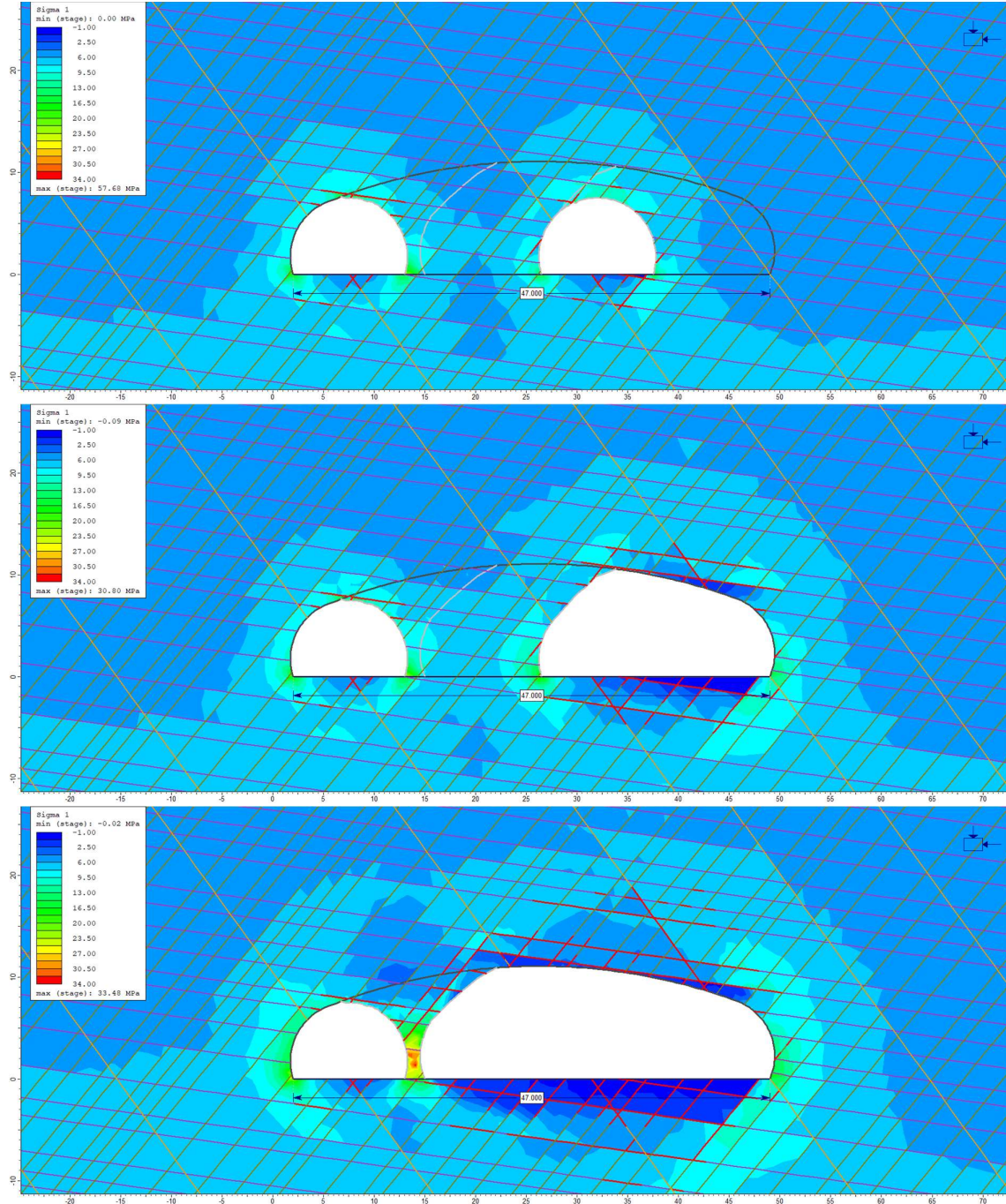


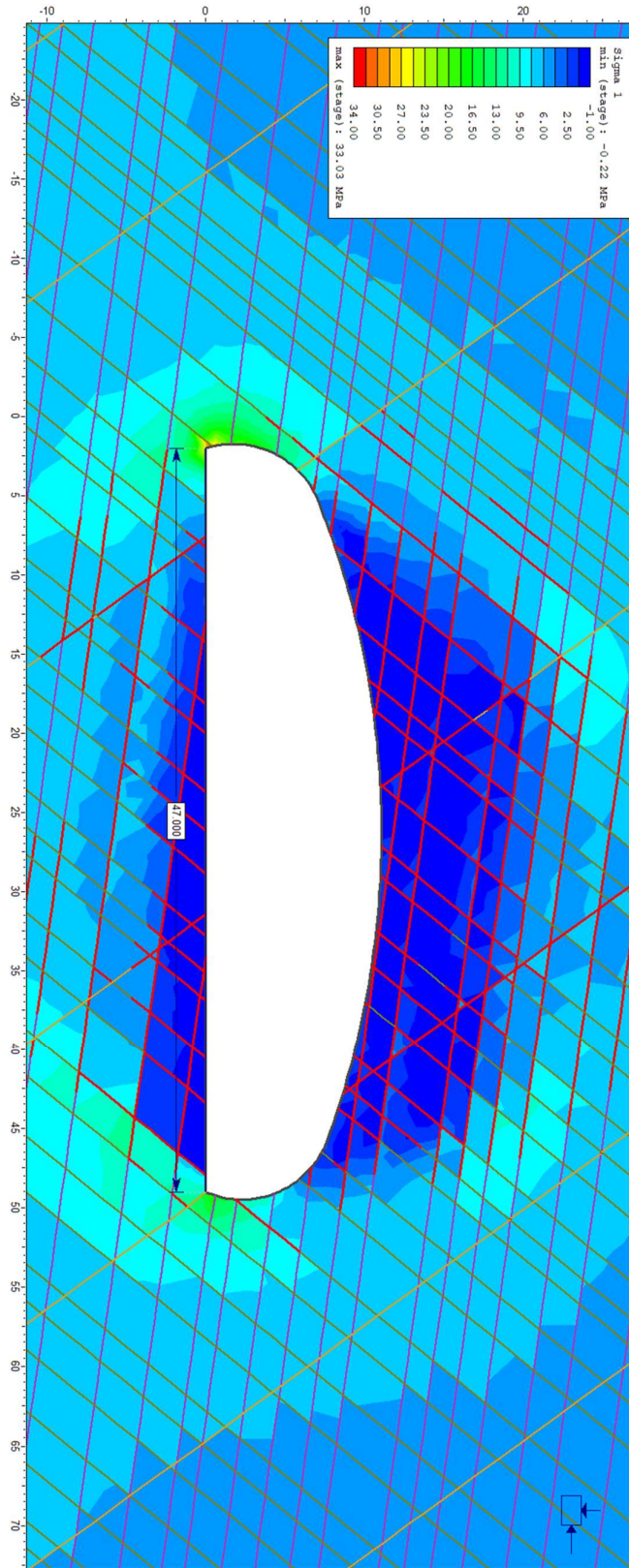
# Vedlegg 23c Alt.2b Profil 340 Sigma 3 (Sikret)





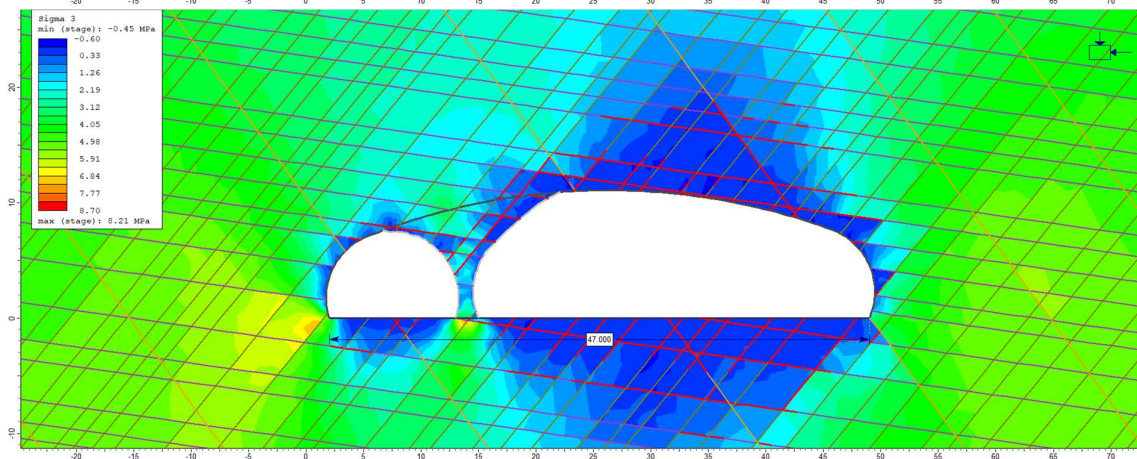
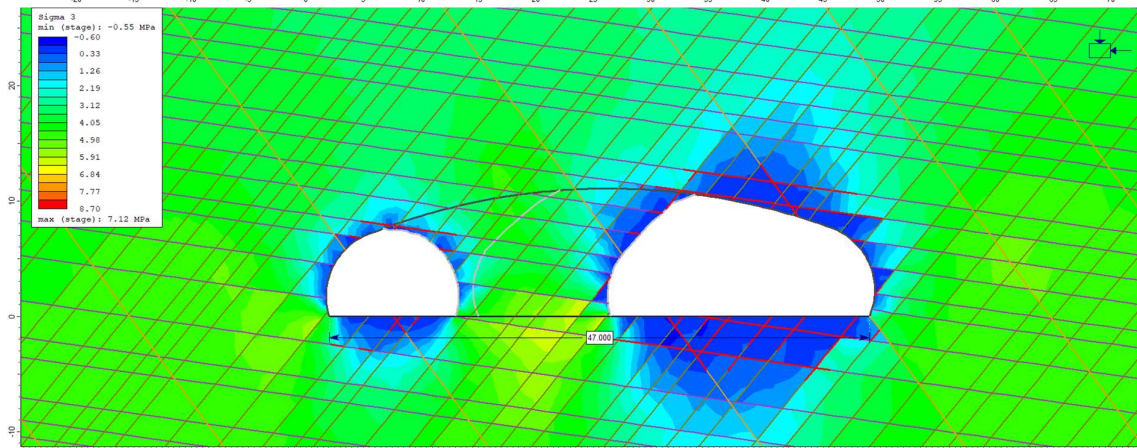
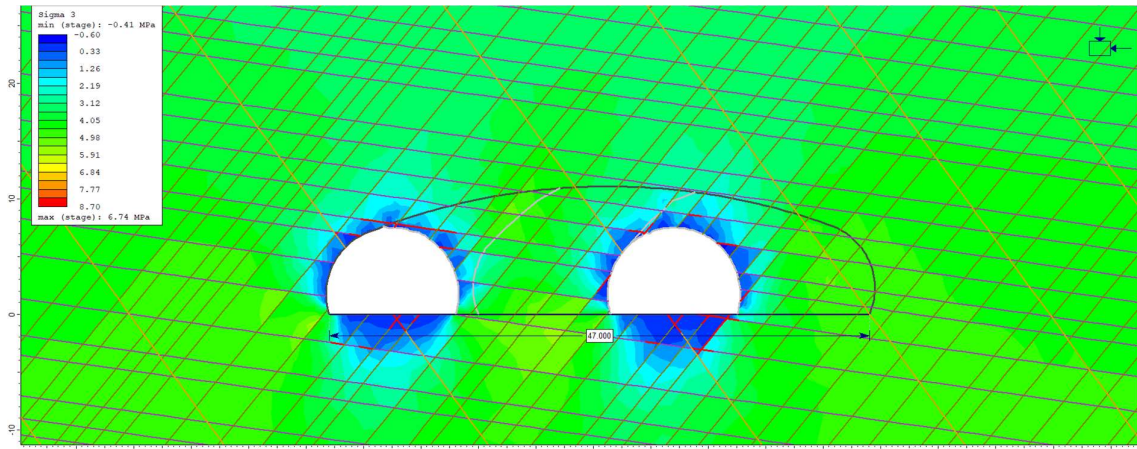
# Vedlegg 24a. Alt.1 Profil 360. (S1, S3 og S4) Sigma 1

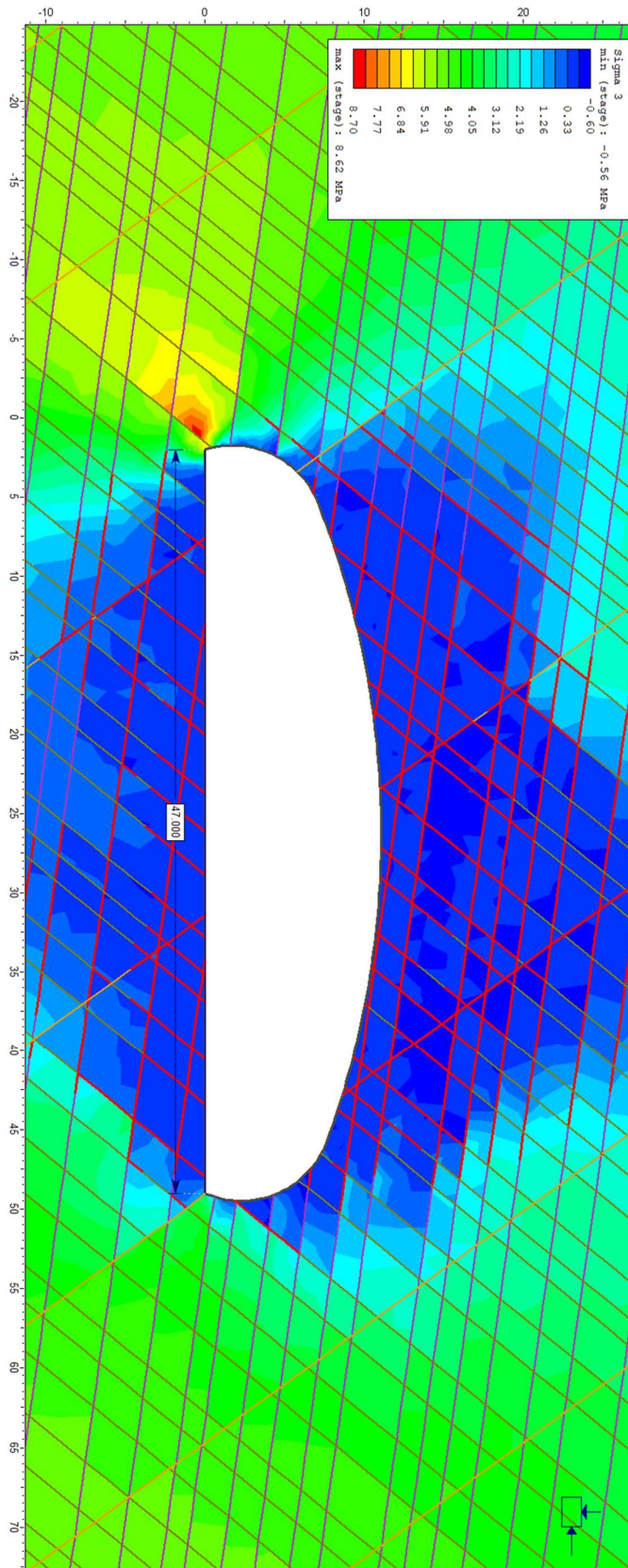




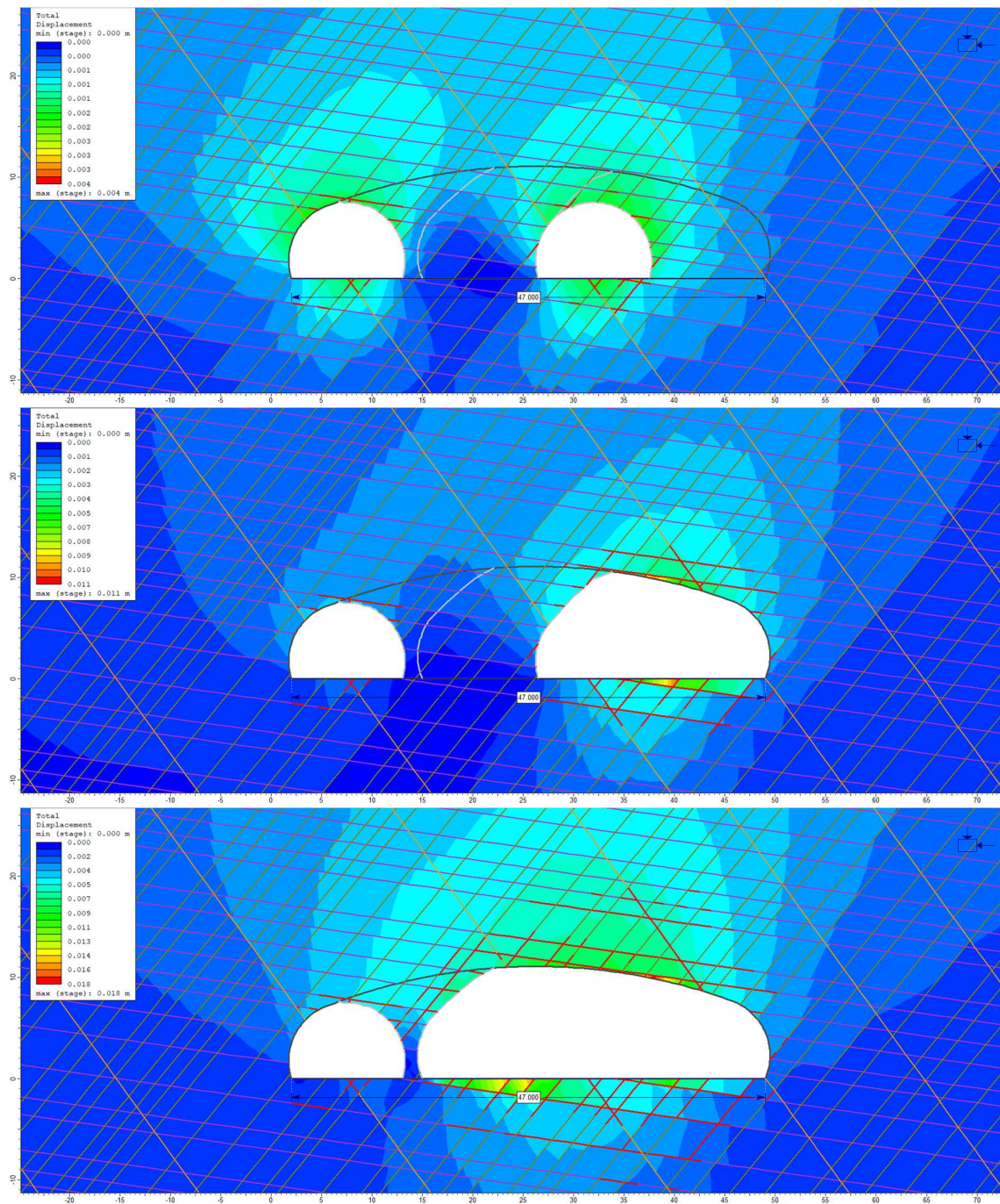


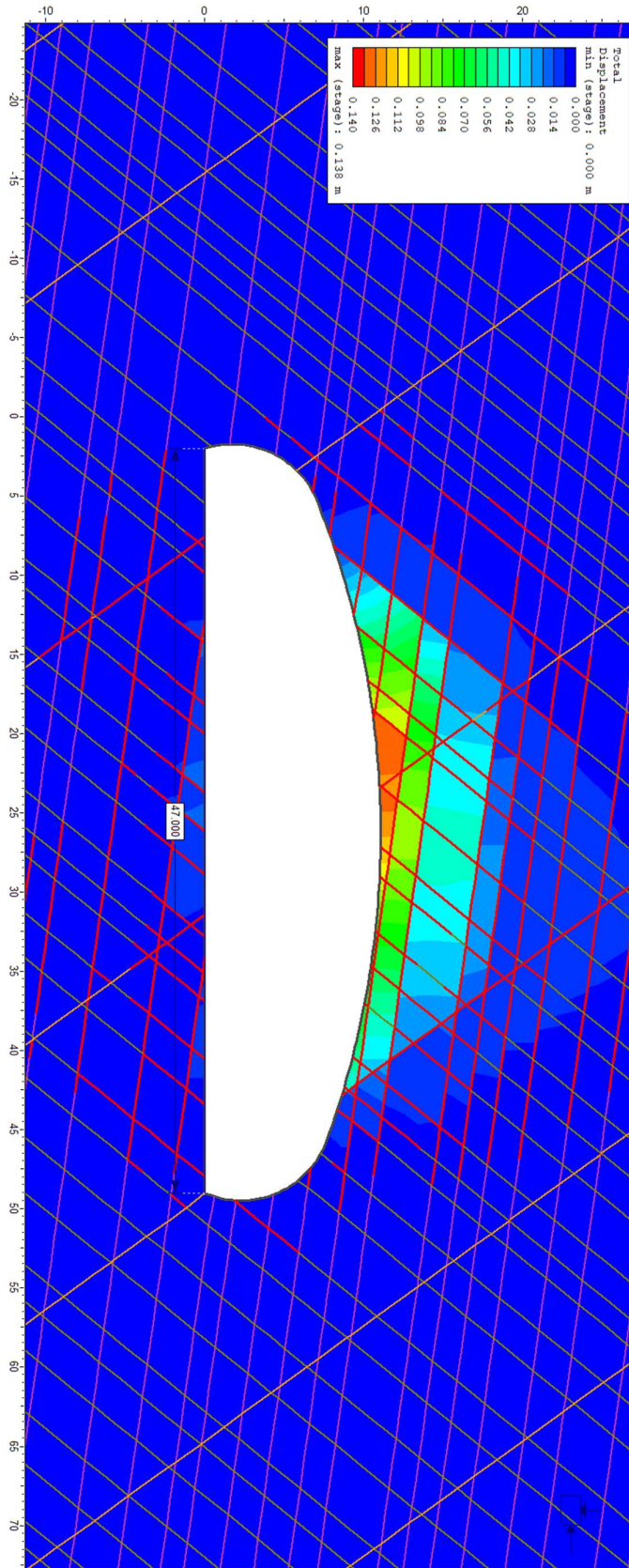
# Vedlegg 24b. Alt.1 Profil 360. (S1, S3 og S4) Sigma 3



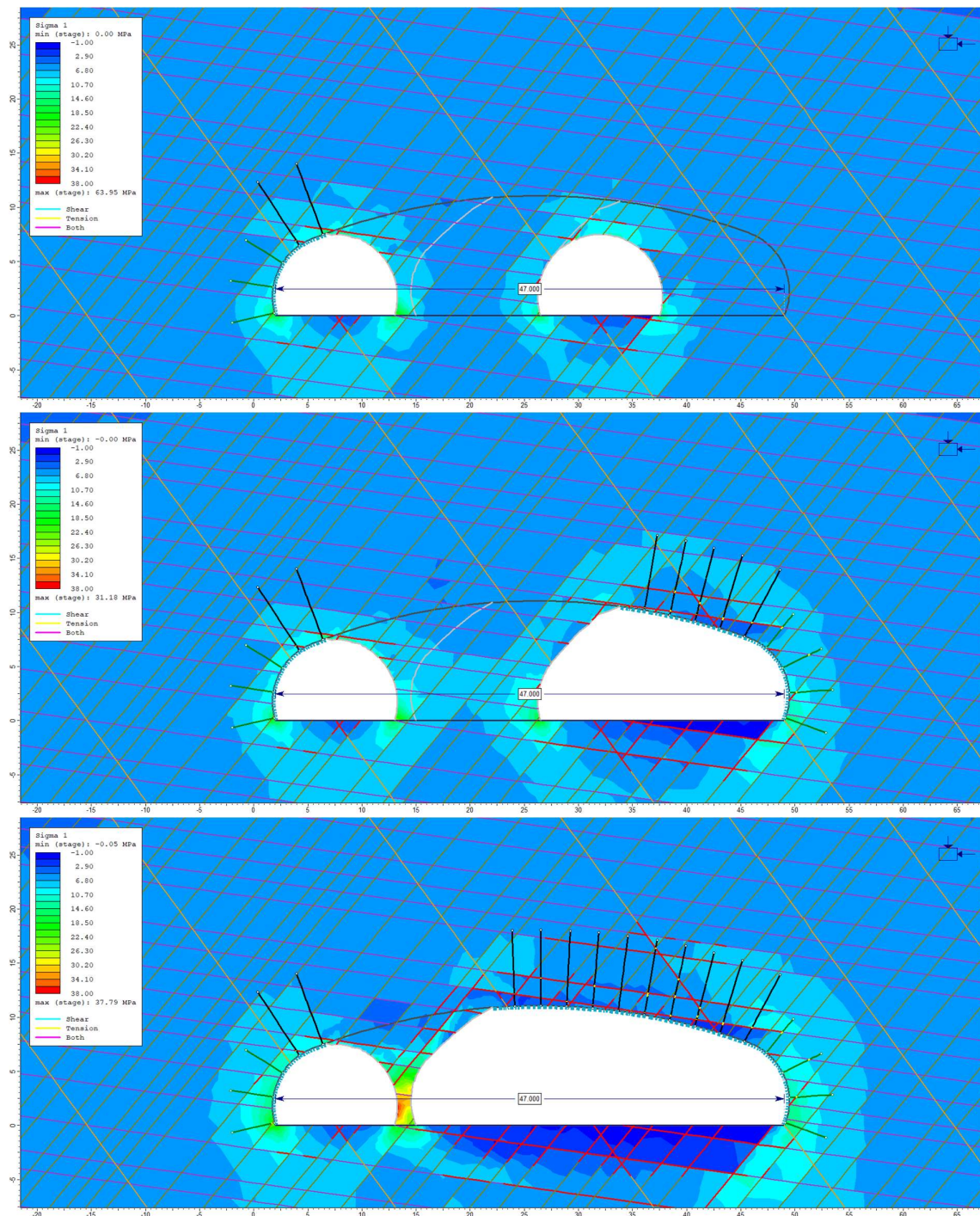


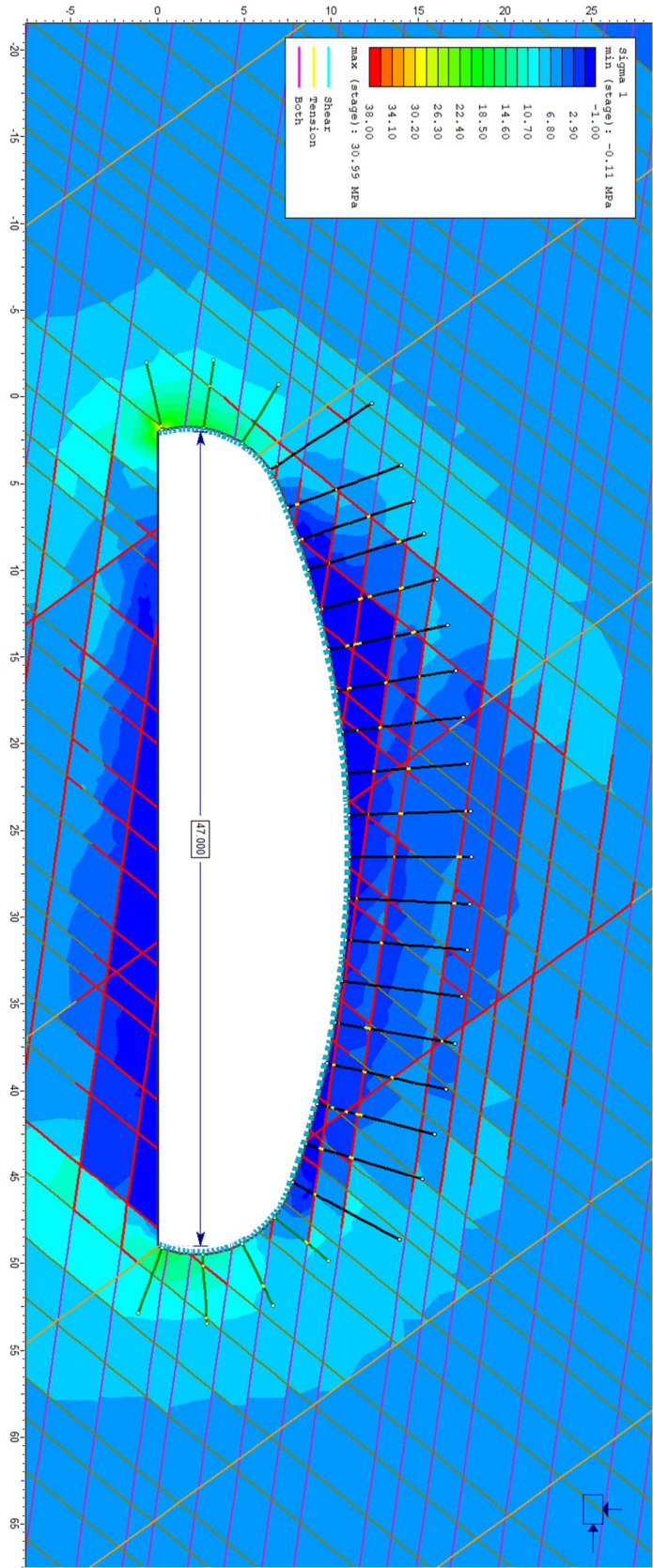
# Vedlegg 24c. Alt.1 Profil 360. (S1, S3 og S4) Bevegelse





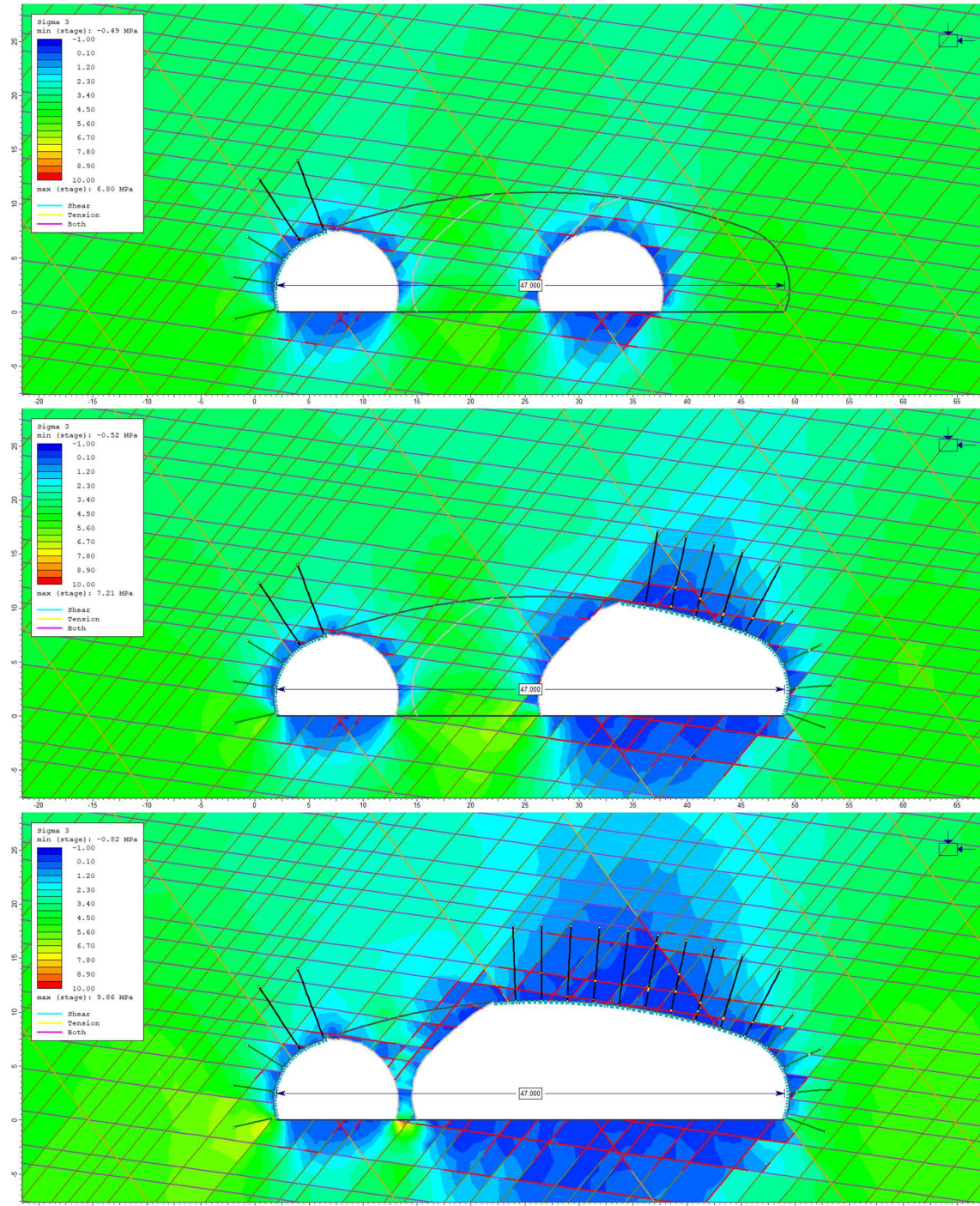
# Vedlegg 25a. Alt.1 Profil 360. (S1, S3 og S4) Sigma 1. Sikret

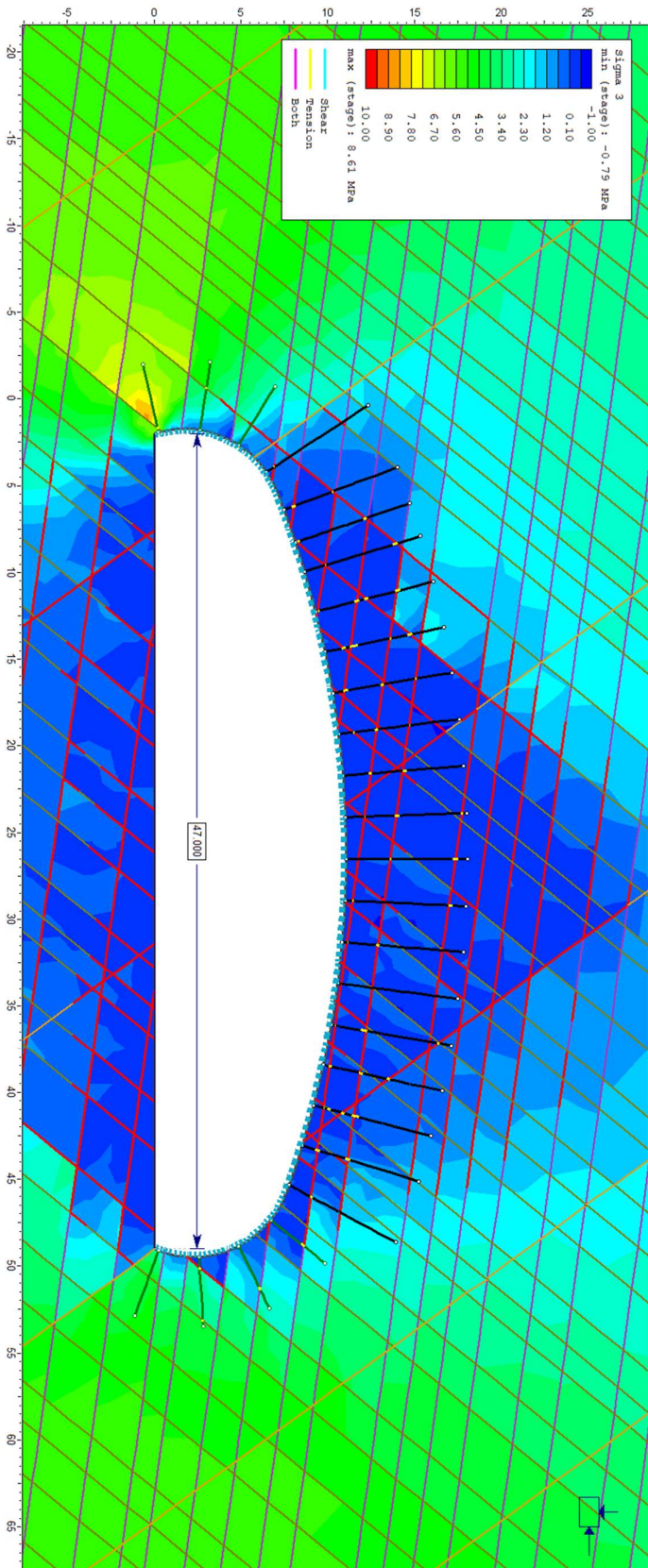




# Vedlegg 25b Alt.1 Profil 360 (S1, S3 og S4)

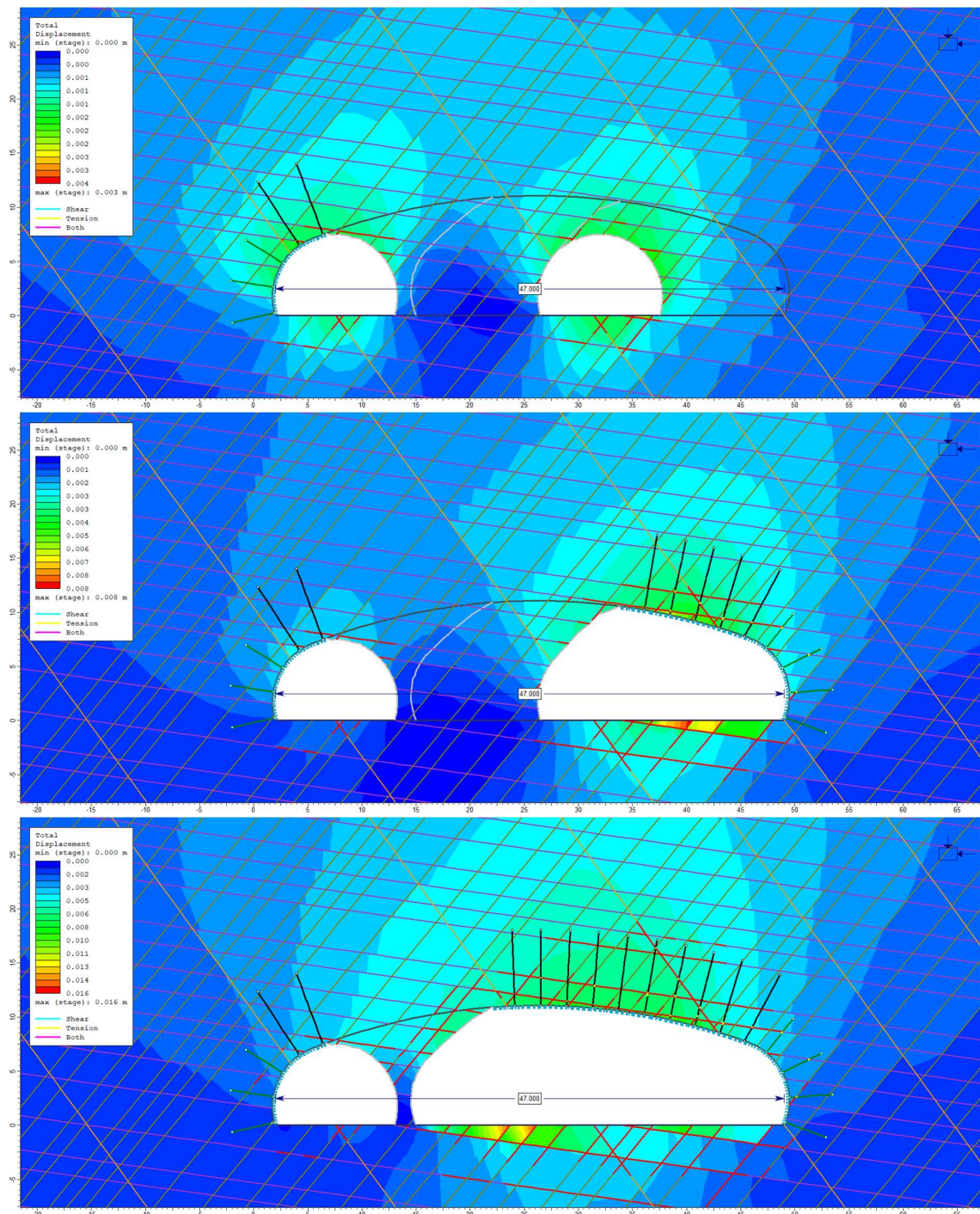
## Sigma 3 Sikret

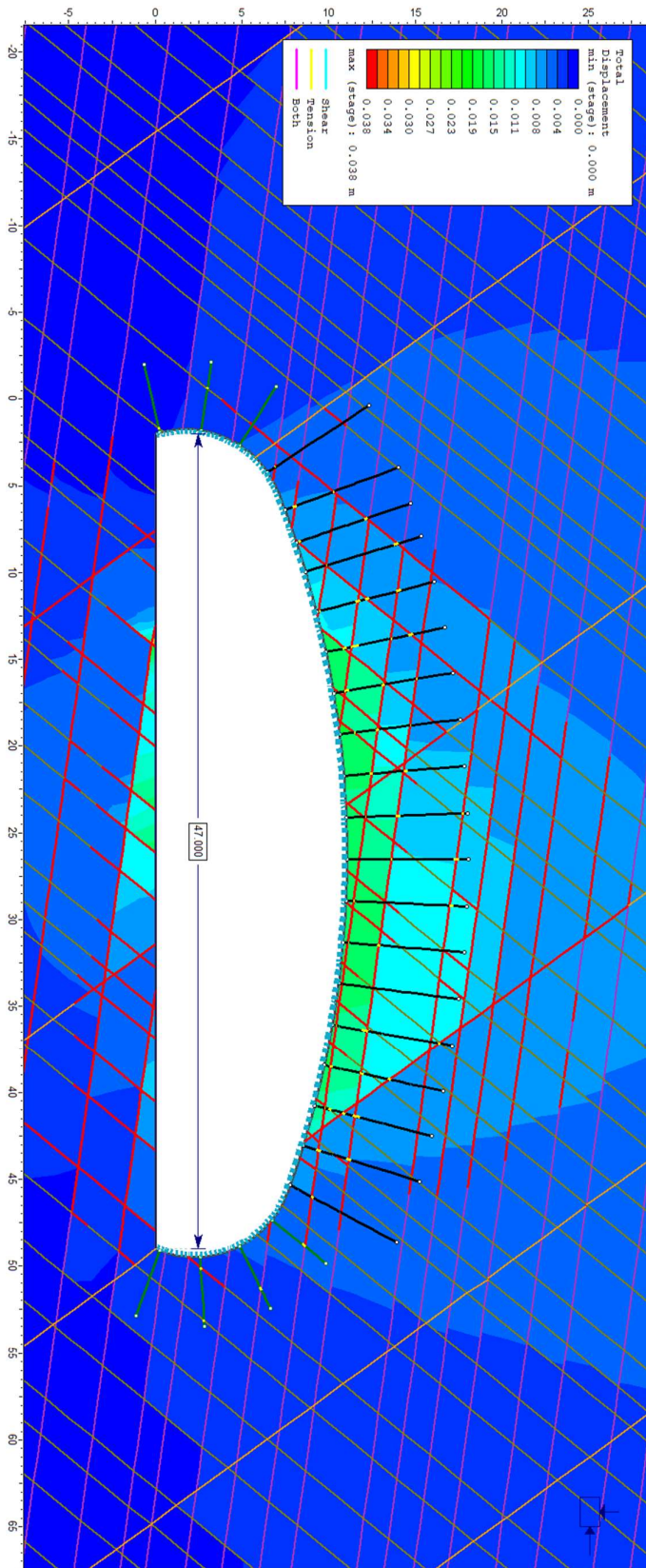




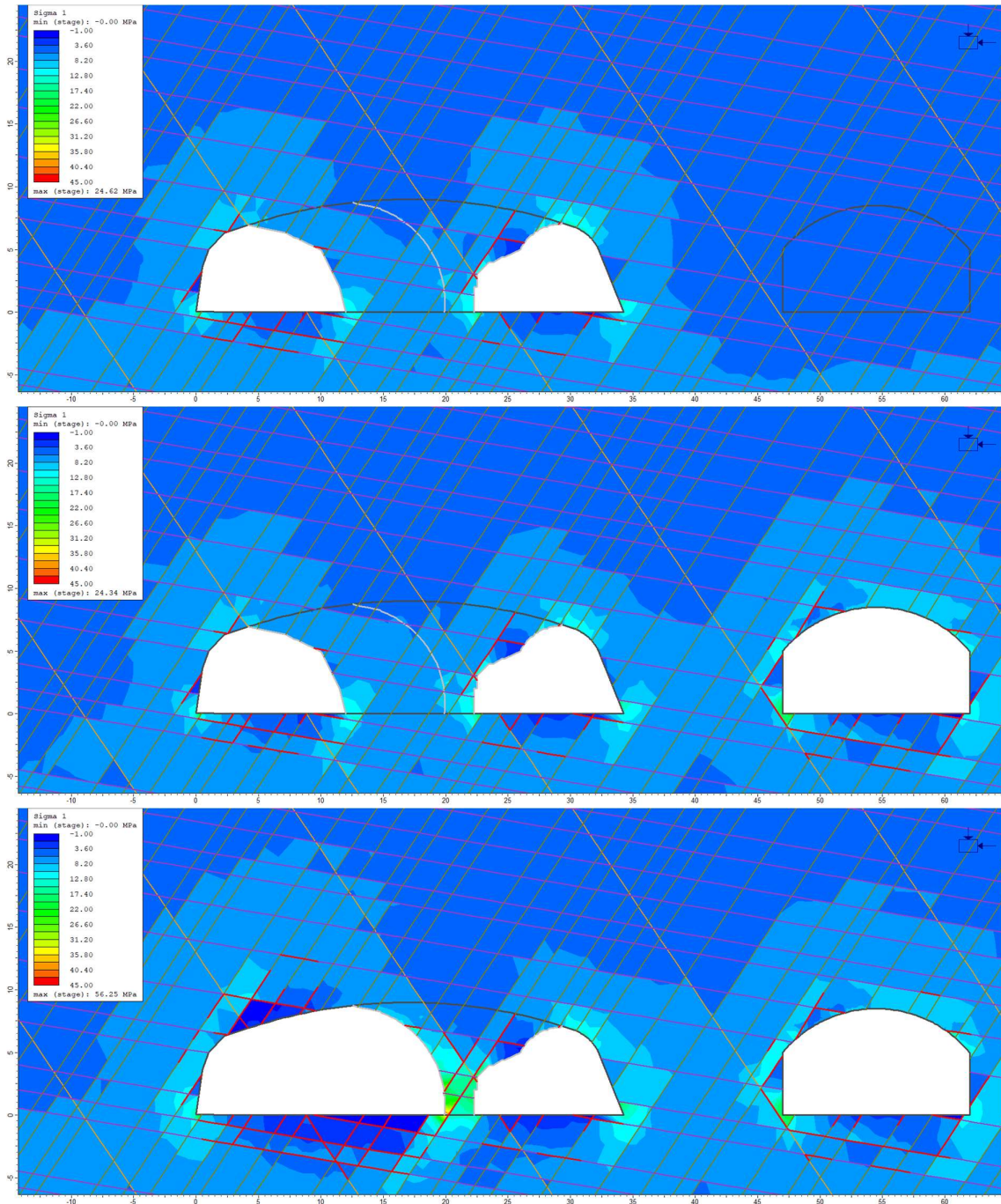


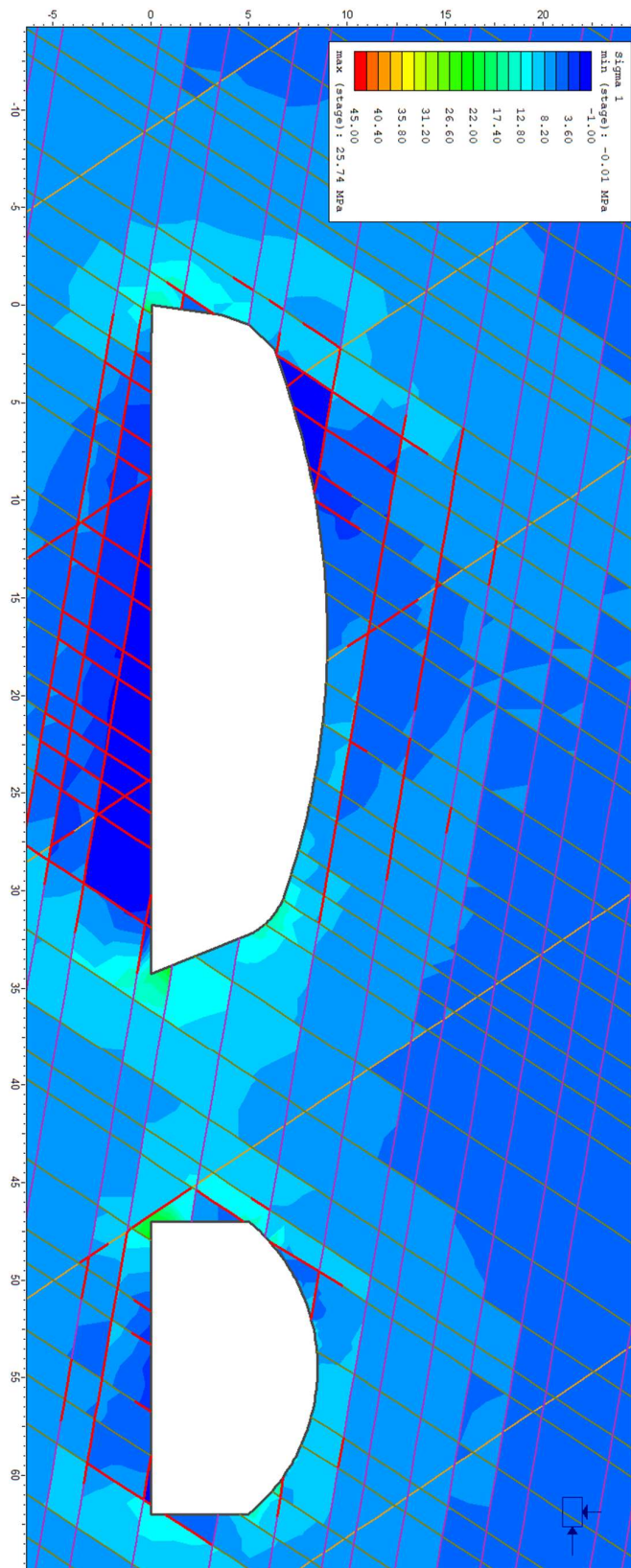
# Vedlegg 25c. Alt.1 Profil 360. (S1, S3 og S4) Sigma 1 Sikret



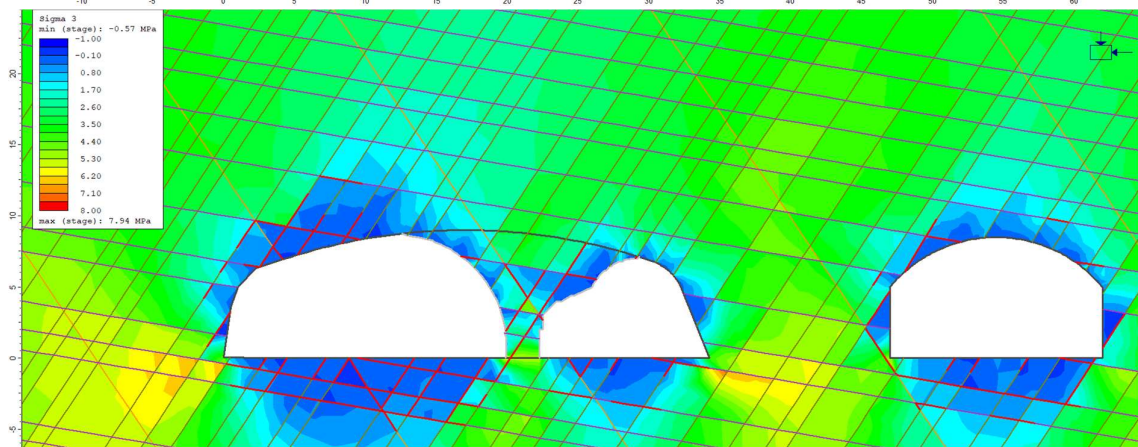
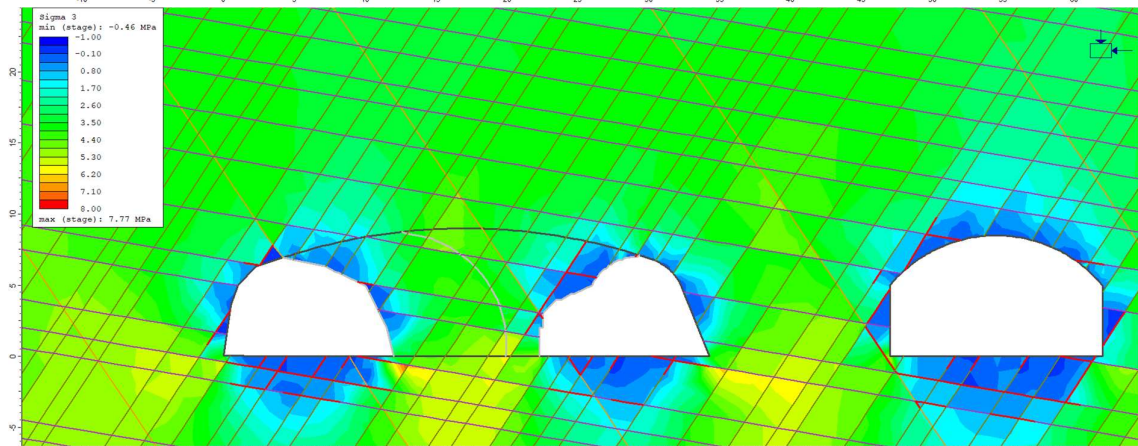
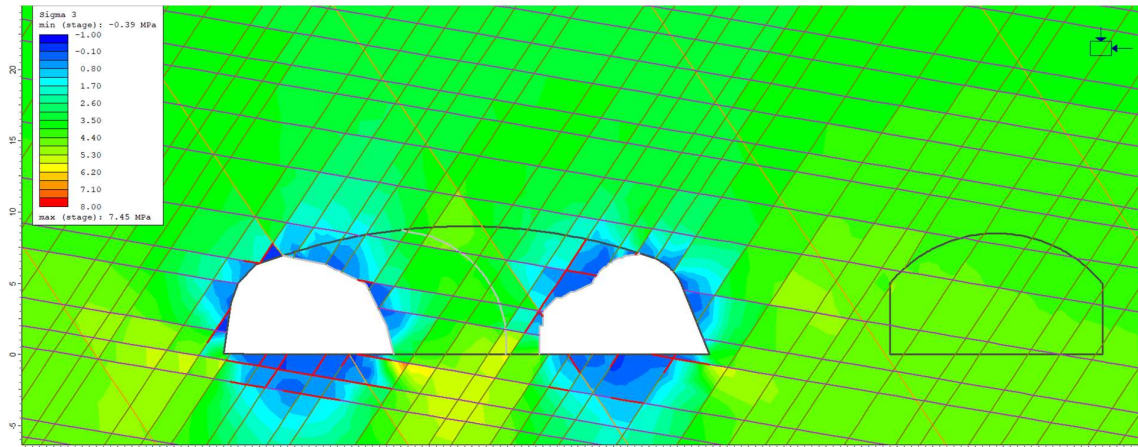


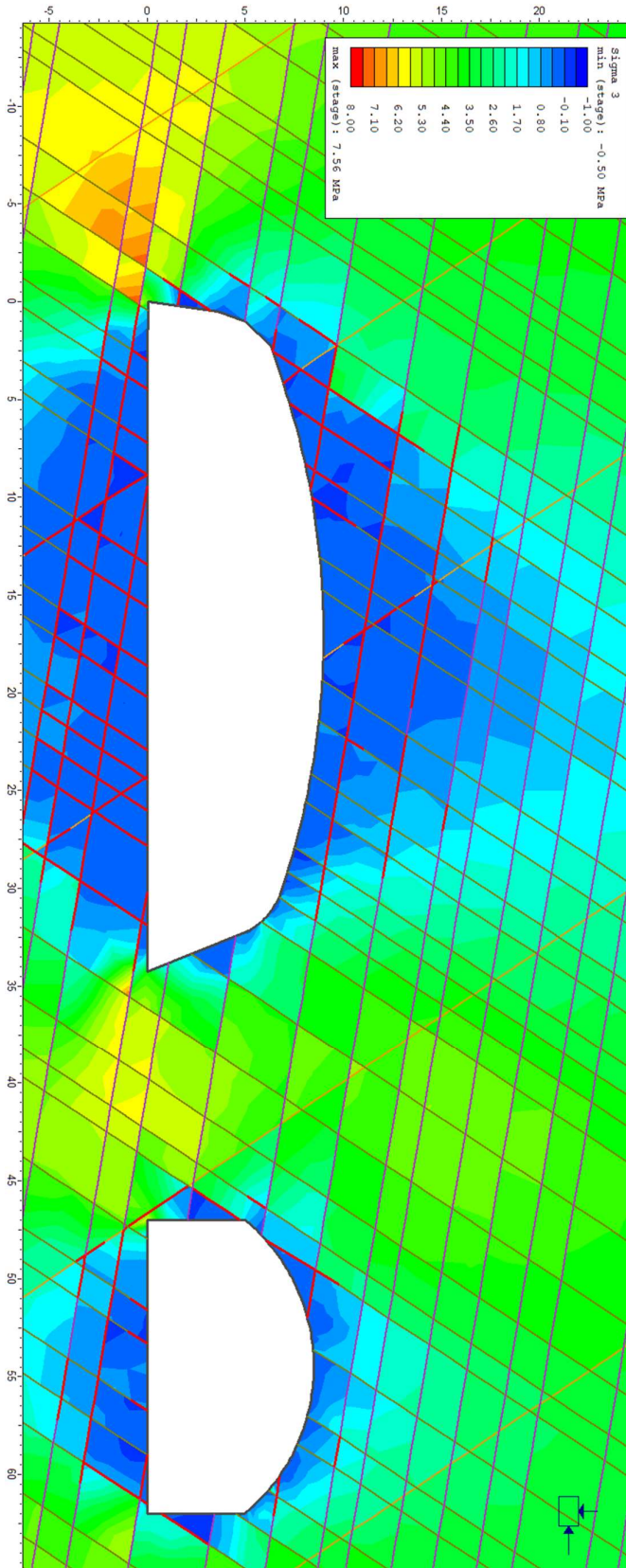
# Vedlegg 26a. Alt.2b Profil 340. (S1, S3 og S4) Sigma 1



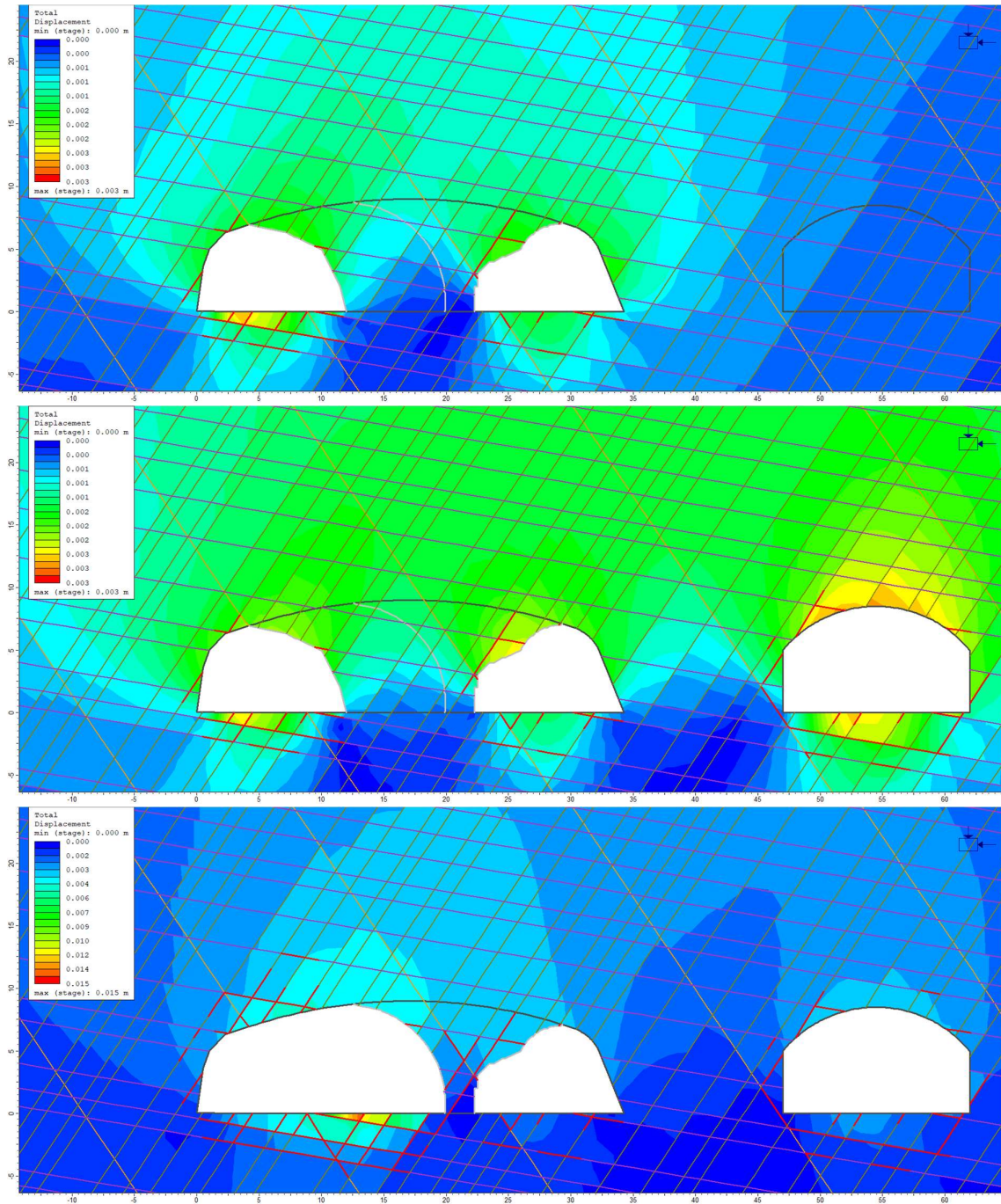


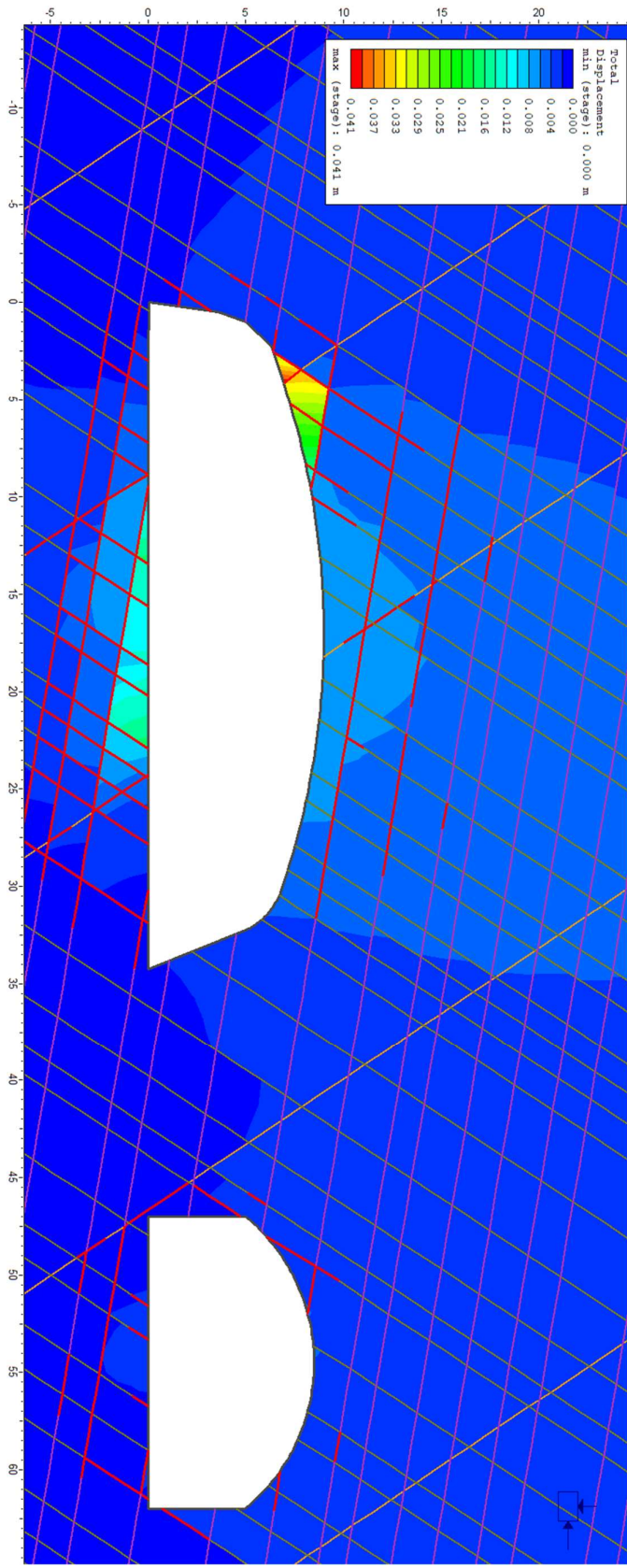
# Vedlegg 26b. Alt.2b Profil 340. (S1, S3 og S4) Sigma 3





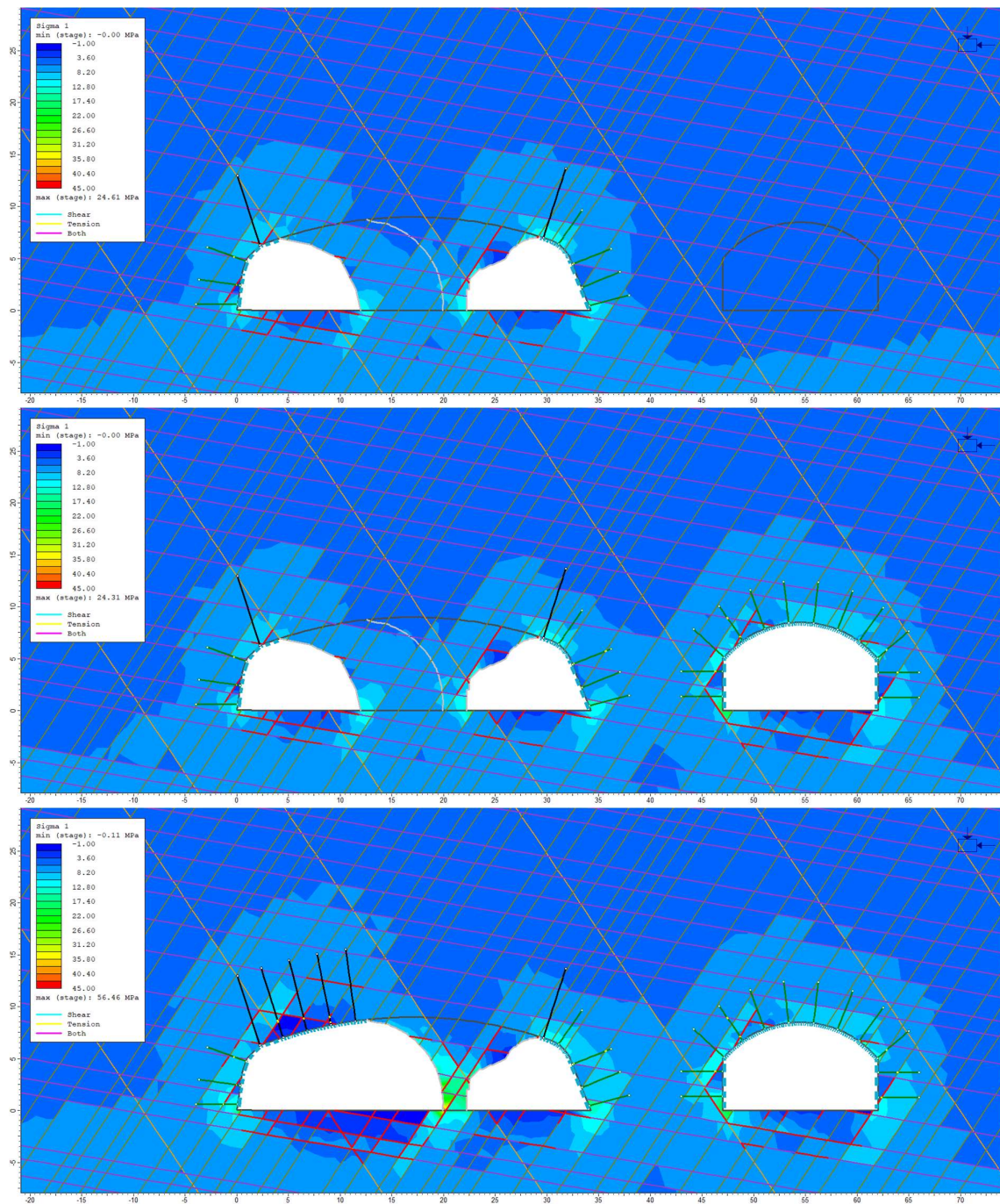
# Vedlegg 26c. Alt.2b Profil 340. (S1, S3 og S4) Bevegelse

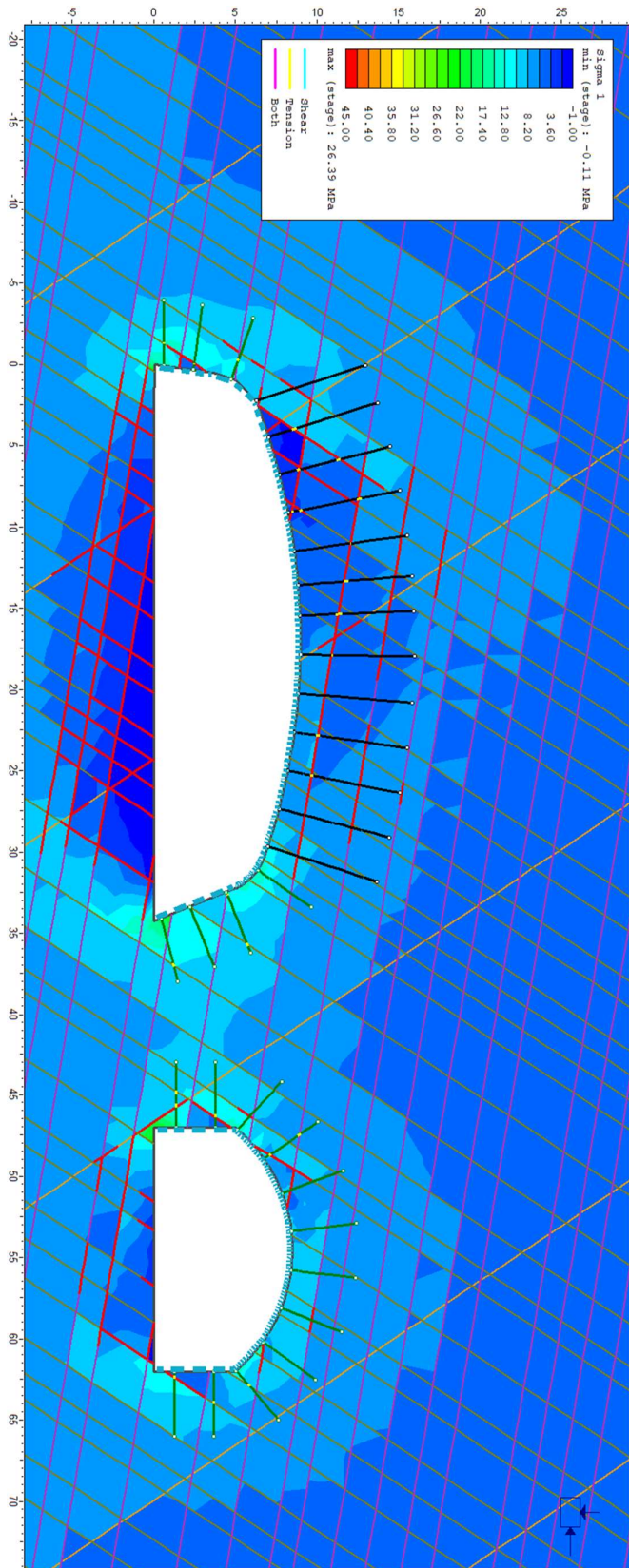




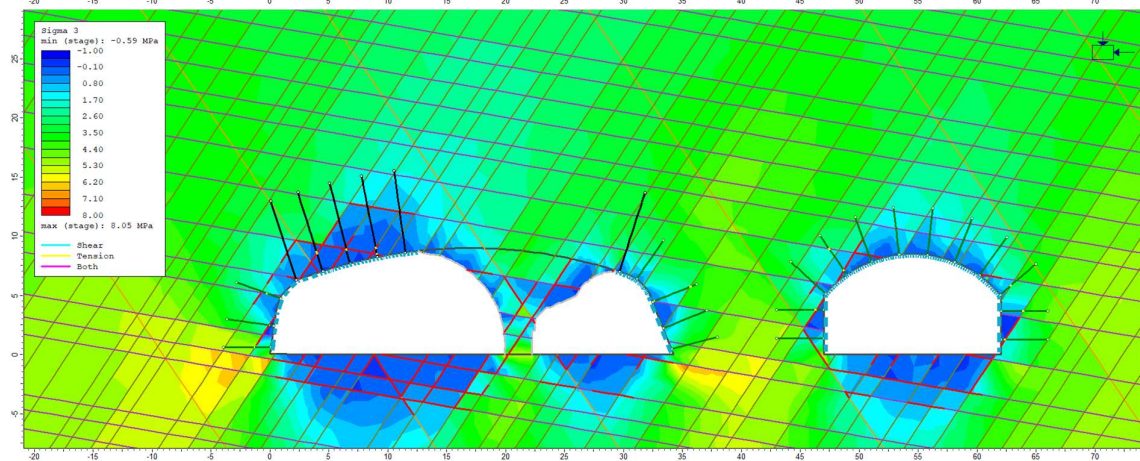
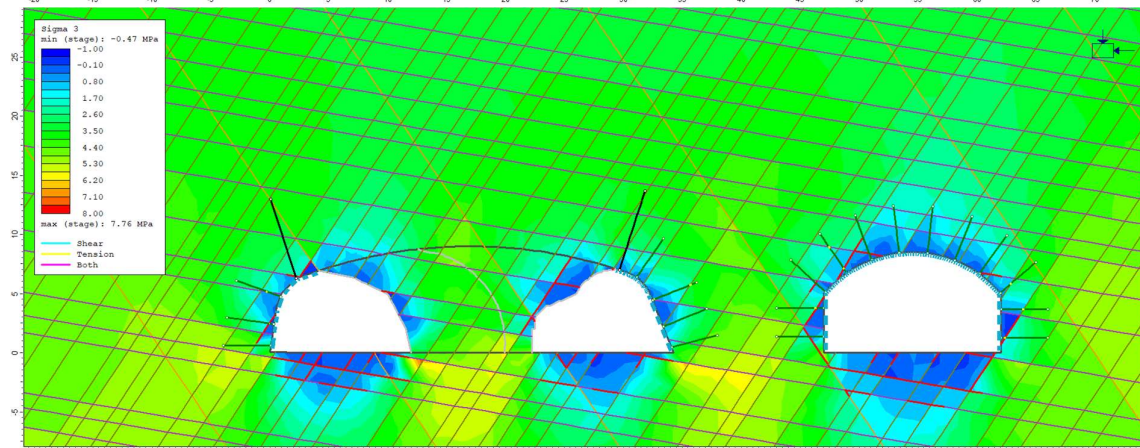
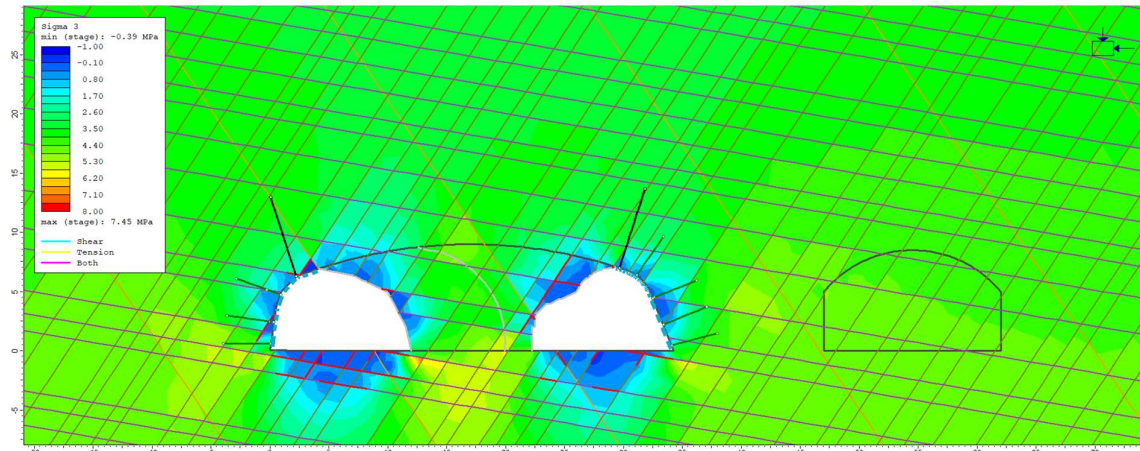


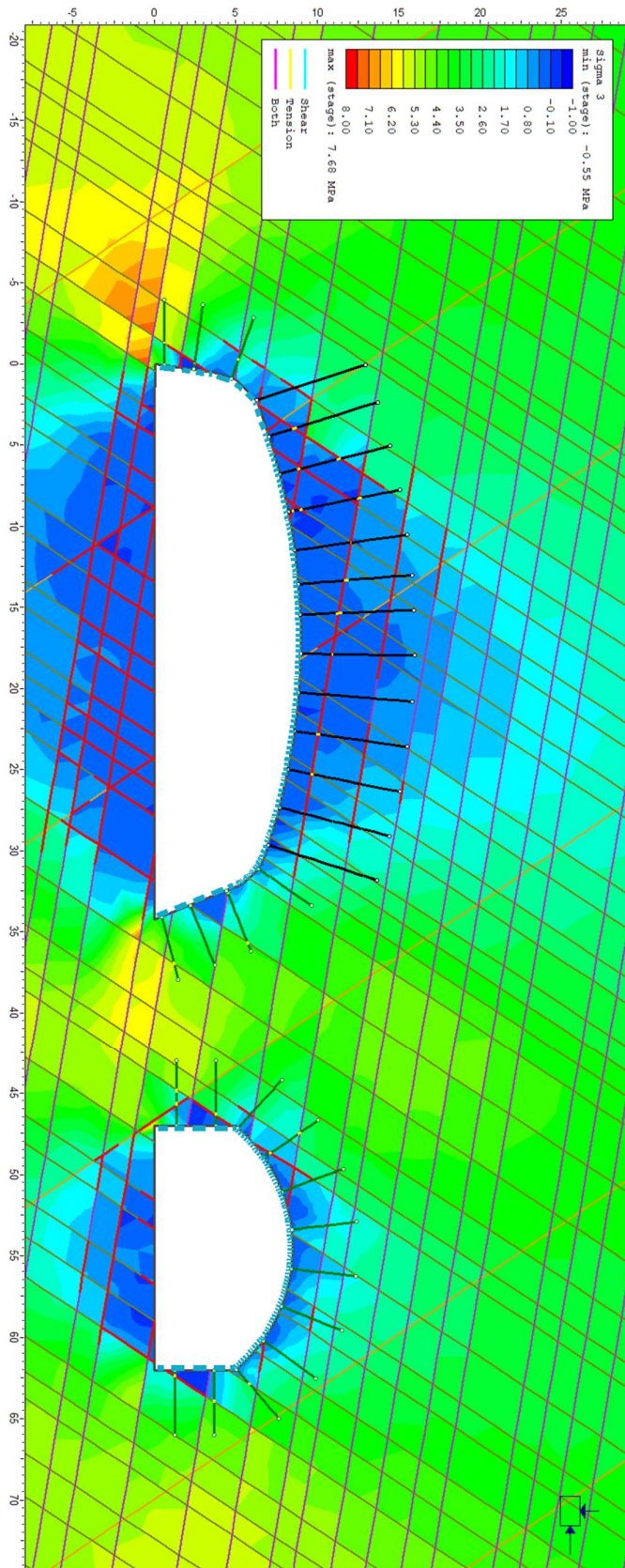
# Vedlegg 27a. Alt.2b Profil 340. (S1, S3 og S4) Sigma 1 Sikret





# Vedlegg 27b. Alt.2b Profil 340. (S1, S3 og S4) Sigma 3 Sikret





# Vedlegg 27c. Alt.2b Profil 340. (S1, S3 og S4) Bevegelse Sikret

