

Analyse av vibrasjonsmålinger fra Eiganestunnelen og numerisk modellering av internkrysning ved E39 Rådal-Nordås-Flyplassvegen og krysning av Folldalstunnelen.

Hilde Lund Kolden

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2016

Hovedveileder: Charlie Chunlin Li, IGB

Medveileder: Alexander Korssund, Implenia

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk

MASTERKONTRAKT

- uttak av masteroppgave

1. Studentens personalia

Etternavn, fornavn Kolden, Hilde Lund	Fødselsdato 25. feb 1990
E-post	Telefon

2. Studieopplysninger

Fakultet Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi	
Institutt Institutt for geologi og bergteknikk	
Studieprogram Tekniske geofag	Studieretning Ingeniørgeologi og bergmekanikk

3. Masteroppgave

Oppstartsdato 15. jan 2016	Innleveringsfrist 10. jun 2016
Oppgavens (foreløpige) tittel E39 Rådal-Nordås-Flyplassvegen: Numerisk modellering av internkrysning og krysning av Follidalstunnelen og vibrasjonsmålingsanalyser.	
Oppgavetekst/Problembeskrivelse Numerisk modellering med fokus på elastisk spenningsanalyse i krysningsområdet mellom Follidalstunnelen, rv580 Flyplassvegen og E39 Nordås-Rådal med Examine3D. Spenningsfordeling i bergpartiene mellom tunnelene skal presenteres i detalj. Vibrasjonsmålingsanalyser skal gjennomføres i tilknytning til tunneldriving av E39 Rådal-Nordås og rv580 Flyplassvegen. Vibrasjonsdata knyttet til andre tunnelprosjekter kan også bli involvert i analyser. Arbeidet inkluderer å samle vibrasjonsmålingsdata fra tunnelprosjekter, koble sammen vibrasjonsmålingsdata med salvedata, geologi og overdekning, lære om prinsippene og utføring av vibrasjonsmåling, og se på tiltak for å redusere vibrasjoner og lufttrykk.	
Hovedveileder ved institutt Professor Charlie Chunlin Li	Medveileder(e) ved institutt
Ekstern bedrift/institusjon Implenia	Ekstern veileder ved bedrift/institusjon Alexander Korssund
Merknader 1 uke ekstra p.g.a påske.	

4. Underskrift

Student: Jeg erklærer herved at jeg har satt meg inn i gjeldende bestemmelser for mastergradsstudiet og at jeg oppfyller kravene for adgang til å påbegynne oppgaven, herunder eventuelle praksiskrav.

Partene er gjort kjent med avtalens vilkår, samt kapitlene i studiehåndboken om generelle regler og aktuell studieplan for masterstudiet.

Trondheim 14/1, 2016

Sted og dato

Slitte Lund Fjell

Student

Olav I.

Hovedveileder

Originalen lagres i NTNUs elektroniske arkiv. Kopi av avtalen sendes til instituttet og studenten.

SAMMENDRAG

Prosjektet Rådal – Nordås – Flyplassveien skal forbedre og effektivisere transportveien mellom Os og Bergen. Prosjektet omfatter vegtunneler i en trekantforbindelse, med flere tunnelkryssninger, der to av dem har svært liten vertikal avstand. Det er gjennomført elastisk spenningsanalyse i EXAMINE^{3D} av disse to kryssningsområdene. Den største begrensning i numerisk analyse ligger i påliteligheten til inngangsparameterne. Inngangsparameterne er basert på litteratur og resultater fra nærliggende prosjekter. Det er vurdert hvordan modellen påvirkes av endringer i bergartsparametere som UCS og E-modul og in situ spenninger.

Eiganestunnelen er en del av E39 Kyststamvegen mellom Kristiansand og Trondheim. Den 3,7 km lange tunnelen skal gå mellom Schancheholen og Smiene. Drivingen av tunnelen foregår under bebygde områder som fører til utfordringer med hensyn på sprengningsinduserte vibrasjoner som kan skade eksisterende byggverk.

Datagrunnlaget baseres på sprengningsplaner og vibrasjonsmålinger. Målingene av toppverdien av svingehastighet er analysert med fokus på samtidig detonerende ladning, avstand og geologi. Ved plotting av svingehastighet og avstand mellom sprengningssted og målepunkt som funksjon av profilnummer i tunnelen, var det tydelig korrelasjon mellom avstand og svingehastighet. Det ble vurdert om geologiske strukturer som svakhetssoner og sprekker kunne innvirke på den maksimale svingehastigheten. Begrenset datagrunnlag førte til at tolkningen av geologiens betydning ikke var entydig.

Det er foretatt en enkel regresjonsanalyse der grunnkoeffisienter for området har blitt estimert. Det var stor spredning i dempingskoeffisienter og fjellkonstanter. Ligningen fra regresjonsanalysen kan benyttes til å beregne samtidig detonerende ladingsmengde for videre salver og kan suppleres med data fra flere salver. Ligningen fra regresjonsanalysen stemmer godt overens med ligningen for estimering av svingehastighet fra NS8141-1:2012.

ABSTRACT

The project Rådal - Nordås - Flyplassveien is designed to improve the road between Os and Bergen. It is a complex tunnel system, which involves several tunnels crossing each other, where two of the crossing areas have limited vertical distance. It has been carried out an elastic stress analysis in EXAMINE^{3D} of these two intersection areas. The greatest limitation in the numerical modelling is the reliability of the input parameters. The input parameters are based on literature and results from nearby projects. It has been considered how the model is affected by changes in the rock properties UCS and Young's modulus, Hoek-Brown parameters and in situ stresses.

The Eiganes tunnel is part of the E39 Kyststamvegen between Kristiansand and Trondheim. The tunnel between Schancheholen and Smiene is 3.7 km long, and is built underneath a populated area. This leads to challenges with respect to blast induced vibrations that could damage existing structures.

The data were obtained from blast reports and vibration measurements. Measurements of the peak particle velocity are analyzed focusing on simultaneously detonating charge, distance and geology. Through plotting peak particle velocity and the distance between the blasting site and the measuring point as a function of profile numbers in the tunnel, there was an apparent correlation between the distance and the peak particle velocity. It was also considered whether geological structures like weakness zones and joints could affect the peak particle velocity. The limited data made the interpretation of the influence of the geology difficult, and the results was ambiguous.

A simple regression analysis has been carried out, where ground coefficients for the area has been estimated. There was great variation in the coefficients. The equation of the regression analysis can be used to calculate the amount of simultaneously detonating charge for further blasts and can be updated with data from prospective blasts. The equation from the regression analysis agrees well with the equation for estimating the peak particle velocity from NS8141-1: 2012.

FORORD

Denne masteroppgaven er skrevet ved Institutt for geologi og bergteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet i Trondheim våren 2016. Oppgaven er delvis en videreførelse av prosjektoppgaven skrevet høsten 2015.

Oppgaven er gjennomført i samarbeid med Implenia med prosjektleder ved K11 Rådal – Nordås – Flyplassveien Alexander Korssund som medveileder. Takk til Aleksander Korssund som har vært tilgjengelig for spørsmål. Takk til Charlie C. Li, veileder fra NTNU, for innspill og kommentarer.

Stor takk til prosjektleder Fredrik Okkenhaug og prosjektingeniør Safra Abdeen ved Eiganestunnelen for innspill og omvisning ved Eiganestunnelen. En spesiell takk til Safra Abdeen for all hjelp til å få tilgang til datagrunnlaget og opplæring i dataprogrammene.

Hilde Lund Kolden

Trondheim, juni 2016

INNHOOLD

1	Innledning.....	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Mål og fokus.....	2
1.3	Metode og oppbygning.....	3
1.4	Begrensninger.....	3
2	Sprengningsforløpet og sprengningsteori.....	5
3	Bølger.....	7
4	Vibrasjonsfaktorer.....	10
5	Propagering av bølger	11
5.1	Samtidig detonerende ladning	11
5.2	Avstand og vibrasjoner.....	11
6	Geologiens påvirkning på vibrasjoner.....	12
6.1	Oppsprekking.....	13
6.2	Bergmassekvalitet.....	14
7	Sprengningsindusert frekvens	15
8	Vibrasjoners påvirkning på byggverk	16
9	Målemetode.....	19
10	NS 8141 Vibrasjoner og støt i byggverk - utgått	20
10.1	Beregning av grenseverdi	20
11	NS 8141-1:2012+A1:2013 - Revidert standard	23
11.1	Beregning av grenseverdi	23
12	Beregning av svingehastighet.....	25
12.1	Beregning av svingehastighet fra NS8141-1:2012	26
13	Tiltak ved høye rystelser	28
14	Luftrykkstøt.....	29
15	Eiganestunnelen	31

15.1	Geologi.....	32
16	Sprengning og vibrasjonsmålinger.....	35
16.1	Vibrasjonsmålinger.....	36
16.2	NCVIB og Blastmanager.....	36
17	Vurderingsområdet: Pel 1340-1590.....	39
18	Metode.....	41
18.1	Påvirkningen av samtidig detonerende ladning og avstand.....	41
18.2	Regresjonsanalyse.....	42
18.3	Frekvens.....	42
19	Resultat.....	43
19.1	Avstand og ladning per tennerintervall.....	43
19.2	Vibrasjoner og avstand.....	44
19.3	Svingehastighet som funksjon av avstand.....	50
19.4	Vibrasjoner og samtidig detonerende ladning.....	51
19.5	Svingehastighet som funksjon av samtidig detonerende ladning.....	57
19.6	Regresjonsanalyse.....	58
19.7	Fjellkonstanten K.....	59
19.8	Frekvens og svingehastighet.....	60
19.9	Svakhetssoner.....	61
20	Diskusjon.....	65
20.1	Avstand.....	65
20.2	Ladningsmengde.....	65
20.3	Regresjonsanalyse.....	66
20.4	Fjellkonstant K.....	66
20.5	Geologi og vibrasjoner.....	67
20.6	Ligningen for beregning av svingehastighet.....	70
20.7	Frekvensanalyse og skadepotensial.....	71

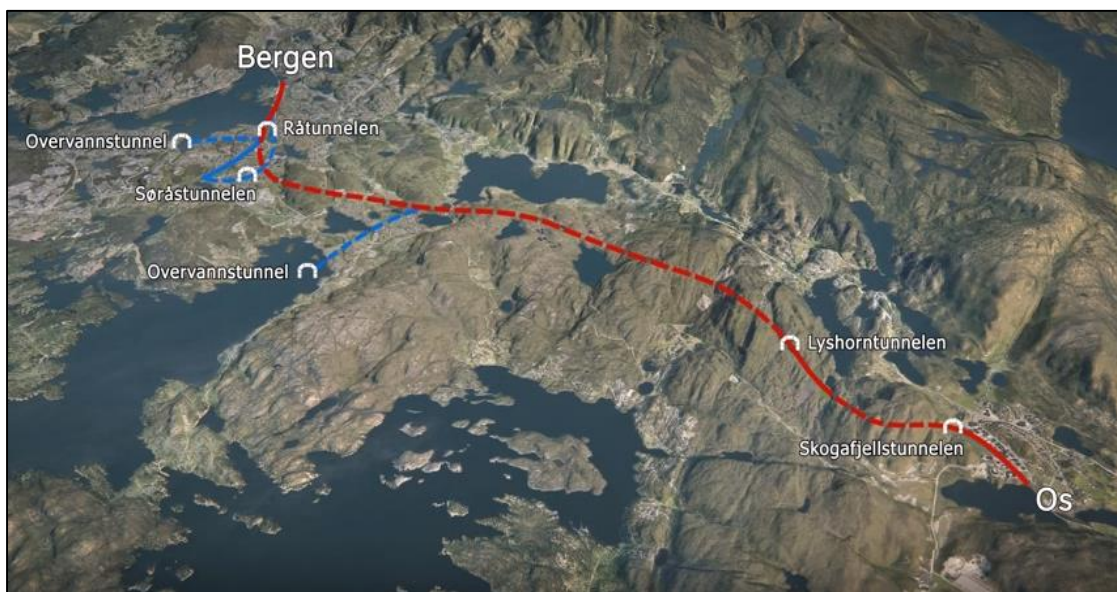
21	Konklusjon	73
22	Videre arbeid	73
23	Numerisk analyse av bergrom	75
23.1	Grenseelementmetoden (BEM).....	77
24	Bergmasseklassifisering	78
24.1	Q-systemet	78
24.2	Geological Strength Index (GSI)	79
25	Bruddkriterier	80
25.1	Mohr-Coulomb bruddkriterium	80
25.2	Hoek-Brown bruddkriterium	81
26	Bergmassens evne til deformasjon	82
26.1	Elastisitet og plastisitet	82
27	Spenninger.....	84
28	Rådal – Nordås – Flyplassvegen	87
28.1	Tunneltraseene	87
28.2	Grunnforhold.....	88
28.3	Tunnelkrysningsområder	90
29	Numerisk modellering.....	93
29.1	Inngangsparameter	93
30	Resultater.....	99
30.1	Resultater krysningsområde 1	99
30.2	Kryss 1: Middelerverdier og gravitative spenninger.....	101
30.3	Kryss 1: Middelerverdier med spenningsmålinger fra Mongstad.....	106
30.4	Kryss 1: Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter	111
30.5	Kryss 1: Minimumsverdier av Hoek-Brown konstanter	116
30.6	Kryss 1: Maksimumsverdier av UCS og E-modul.....	121
30.7	Kryss 1: Minimumsverdier av UCS og E-modul.....	126

30.8	Resultater krysningsområde 2	130
31	Diskusjon.....	135
31.1	Krysningsområde 1	135
31.2	Krysningsområde 2	138
32	Konklusjon	139
33	Videre arbeid	139
34	Litteratur.....	141

1 INNLEDNING

1.1 BAKGRUNN

Urbanisering fører til nye krav for infrastruktur, transportsystem blir lagt under bakken når det er begrenset plass på overflaten. Ved tunneldriving i Norge er boring og sprengning den mest brukte metoden. Presisjon og utforming av sprengningen er spesielt viktig i urbane miljø. Det er utfordrende å drive tunnel i bebygde områder da byggverkene over tunnelen også vil være en faktor ved sprengning. Sprengning genererer vibrasjoner i bakken og vibrasjoner kan forårsake skader på eksisterende strukturer og være til ubehag for mennesker.



Figur 1 Oversikt over ny trase mellom Os og Bergen (Ottesen, 2015)

Ny E39 mellom Svevatjørn i Os og Rådalen i Bergen (figur 1) har vært planlagt i lang tid. Dagens E39 mellom Bergen og Os går gjennom et boligstrøk med skoletrafikk og har mange kryss som gir dårlig fremkommelighet. Veien har vært svært ulykkesutsatt til tross for 50- og 60-soner. Ved å legge 14,7 km av den totale veglengden på 17,7 km i tunnel og bygge et stort vegkryss skal reisetiden reduseres fra 35 minutter til 17 minutter i tillegg til å forbedre fremkommelighet, trafikktrygghet og miljø. Prosjektet Rådalen – Nordås – Flyplassveien omfatter vegtunneler i en trekantforbindelse, E39 mellom Rådalen og Nordås og Rv580 mellom Skeievatn og Sørås/Nordås. Tunnelene skal krysse under bybanetunnelen Folldalstunnelen.



Figur 2 Oversikt over tunneltraseene Eiganestunnelen, Hundvågtunnelen og Ryfylketunnelen (Statens Vegvesen, 2016)

Eiganestunnelen er en del av prosjektet E39 Eiganestunnelen og Rv 13 Ryfast (figur 2). Tunnelen er 3,7 km lang og går fra Schancheholen til Smiene med av- og pårampe ved Madlaveien. Prosjektet er en del av E39 Kyststamvegen mellom Kristiansand og Trondheim. Byggingen av Eiganestunnelen vil gi større kapasitet for gjennomgangstrafikk og som lokalvei.

1.2 MÅL OG FOKUS

I prosjektet Rådal – Nordås – Flyplassveien er det flere tunnelkryssninger. I to av kryssningsområdene er det svært begrenset vertikal avstand mellom tunnelene. Den begrensede avstanden mellom to tunneler kan skape spenningsproblemer. I oppgaven er det vurdert hvordan spenningsfordelingen i to kryssningsområder utarter seg i detalj ved bruk av numerisk analyse.

En utfordring i forbindelse med driving av tunnel i urbane områder er vibrasjoner i bakken. Vibrasjoner kan forårsake skade på bygninger og være til plage for mennesker. I forbindelse med prosjektoppgaven ble det planlagt at masteroppgaven skulle omhandle sprengningsinduserte vibrasjoner i forbindelse med drivingen av tunnelene i prosjektet Rådal – Nordås – Flyplassveien. Det ble etter hvert klart at datagrunnlaget fra prosjektet ville komme litt for sent til å benyttes i analysene. Analysen av sprengningsinduserte vibrasjoner er derfor basert på vibrasjonsdata fra Eiganestunnelen. Dette prosjektet har tilsvarende utfordringer med hensyn på vibrasjoner og bebyggelse.

I analysene av sprengningsinduserte vibrasjoner er det evaluert hvordan faktorer som avstand mellom sprengningssted og målepunkt, samtidig detonerende ladning og geologi påvirker svingehastigheten.

1.3 METODE OG OPPBYGNING

I forbindelse med vibrasjonsanalysene ble det gjort litteraturstudie av sprengningsinduserte vibrasjoner. Et besøk til Eiganestunnelen var også en del av arbeidet med masteroppgaven. Det innebar omvisning i tunnelene, få et overblikk over geologien og driveforholdene. Innblikk i sprengningsplaner og utføringen av ladning og tenning av salver. Datagrunnlaget fra Eiganes ble bearbeidet for analysering av målte toppverdier av svingehastighetene.

For den numeriske analyse var det gjort noe forarbeid i prosjektoppgaven. I masteroppgaven er det hentet inn mer data for de ulike bergartsparemetere og spenningene for å verifisere verdiene. De to krysningssområdene er modellert i større detalj, og krysningssområde 1 er modellert med ulik variasjon i paremetere for å vurdere sensitiviteten til modellen for endringer i de ulike paremetere.

1.4 BEGRENSNINGER

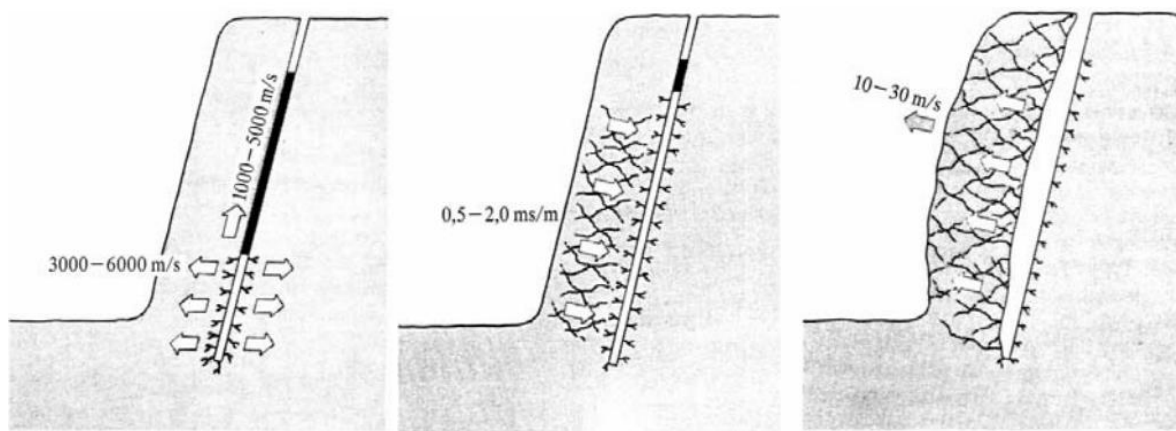
Forfatteren har ikke hatt anledning til å undersøke de geologiske forholdene. Strekingen som evalueres i oppgaven var ferdig drevet på dette tidspunktet og sikring installert. Det var ikke mulig å få innsyn i data fra Statens Vegvesen, da alt er konfidensielt på gjeldende tidspunkt. Det er brukt mye tid på å bearbeide grunnlagsmateriale fra entreprenør, men det er utfordrende gi en vurdering av påvirkningen av geologiske strukturer uten detaljert kartlegging fra tunnel.

I numeriske analyser er inngangsparemetere viktige for et pålitelig resultat. Bergartsparemetere er hentet fra litteratur og nærliggende prosjekt. Det er knyttet usikkerhet til disse inngangsparemetere og dermed resultatet av den numeriske modelleringen.

EIGANESTUNNELEN

2 SPRENGNINGSFORLØPET OG SPRENGNINGSTEORI

Detonasjon av sprengstoff i et borehull genererer store mengder energi og store dynamiske spenninger når reaksjonsgassene ekspanderer mot borehullsveggen. Detonasjonsstøtet blir overført til det omliggende berget og det dannes bølgebevegelse i grunnen som brer seg sfærisk fra borehullet. Støtbølgen vil propagere gjennom bergmassen med hastighet på 3000-6000 m/s, avhengig av grunnforhold (Ahtola et al., 1999). Som følge av støtbølgen vil bergmassen gjennomgå sammentrykking ved radielle og tangentielle trykkspenninger slik at det dannes riss i borehullsveggen (figur 3a). Rissdannelsen skjer svært raskt, før det har skjedd noen merkbar bevegelse i bergmassen. I umiddelbar nærhet til borehullet dannes det en knusningsone, med diameter på om lag det dobbelt av ladningens diameter, der bergmassen er fullstendig oppknust. Rissonen vil være 4-6 ganger ladningens diameter, og er karakterisert av radielle riss (Steensgaard, 2002).



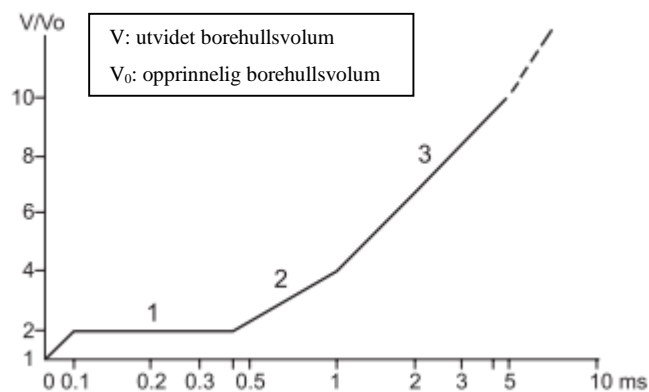
Figur 3 Sprengningsforløpet: a) Kompresjon og rissdannelse i bergmassen. b) Refleksjon av støtbølge fra fri flate. c) Gassekspansjon (Ahtola et al., 1999).

Når bølgen fra et detonerende borehull brer seg utover, vil den treffe en fri fjellflate eller en sprekkeflate. Når bølgen treffer et materiale med annen tetthet og elastisitet vil noe av energien reflekteres som strekkspenninger, og resten vil fortsette i det nye materialet. Ved overgang mellom bergmasse og luft vil det ikke overføres energi fra bølgene i bergmassen til luften og det blir en nesten total refleksjon av bølgeenergien (figur 3b). Støtbølgen har en hastighet på 500-2000 m/s etter refleksjon (Ahtola et al., 1999).

Samtidig med detonasjonsstøtet, vil sprengstoffdetonasjon skape store mengder gass. Den frigjorte gassen hindres i å ekspandere og skaper høyt trykk i borehullet. Den varme, ekspanderende gassen vil trenge inn i rissene og sprekkeene dannet av støtbølgen. Trykket fører til utvidelse av riss og sprekker, og bevegelse mot fri flate slik at berget brytes løs (figur 3c).

Ekspansjonsforløpet i et borehull er framstilt grafisk i figur 4. Grafen viser tre trinn i ekspansjonsforløpet:

1. Støtbølgen. Borehullets volum fordobles, og forblir dette volumet til radielle sprekker oppstår.
2. I tillegg til opprinnelige sprekker, oppstår det nye sprekker hovedsakelig ved påvirkningen mellom spenningene rundt borehullet og strekkspenningene fra refleksjonen av støtbølgen ved fri flate. Reaksjonsprodukter ekspanderer fra borehullet inn i sprekkeene.
3. Gassen ekspanderer og akselererer bergmassen.



Figur 4 Ekspansjon av borehull som funksjon av tid (Ahtola et al., 1999)

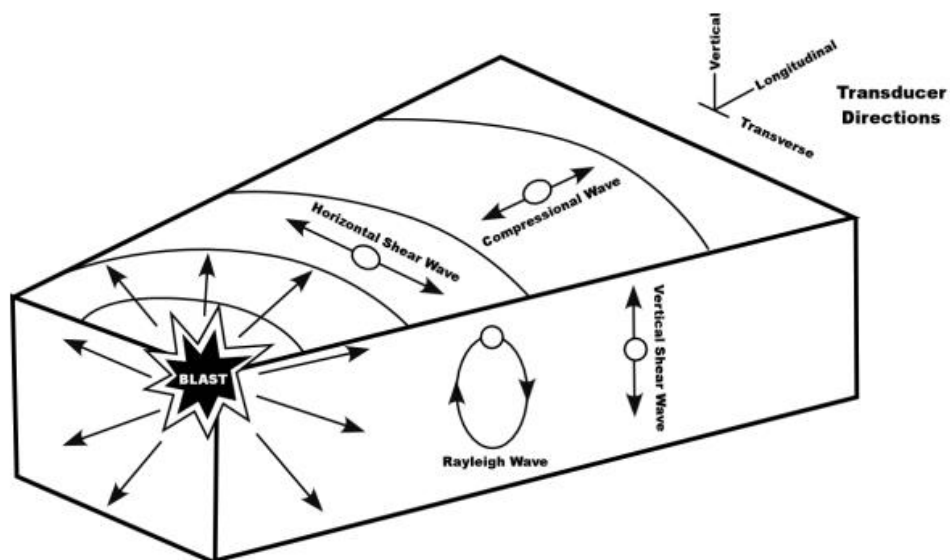
3 BØLGER

Sprengningsinduserte vibrasjoner er komplekse svingninger i berggrunnen, sammensatt av flere typer seismiske bølger. Seismiske bølger deles inn i volumbølger og overflatebølger basert på forplantningsmåte. Volumbølger forplanter seg i hele mediet, mens overflatebølger beveger seg nær overflaten av mediet eller langs grenseflater mellom to lag med ulike elastiske egenskaper.

Det er som regel tre typer seismiske bølger som blir observert:

- Volumbølger: Kompresjonsbølger (P-bølger) beveger seg i bølgens forplantningsretning, i form av vekselvis trykk- og strekkspenninger.
- Volumbølger: Skjærbølger (S-bølger) beveger seg normalt på bølgens forplantningsretning og induserer skjærspenninger i materialet.
- Overflatebølger: For Rayleigh-bølger beveger partiklene seg i en vertikal oval bevegelse på langs av utbredelsesretningen.

De ulike bølgetypenes bevegelse er illustrert i figur 5.



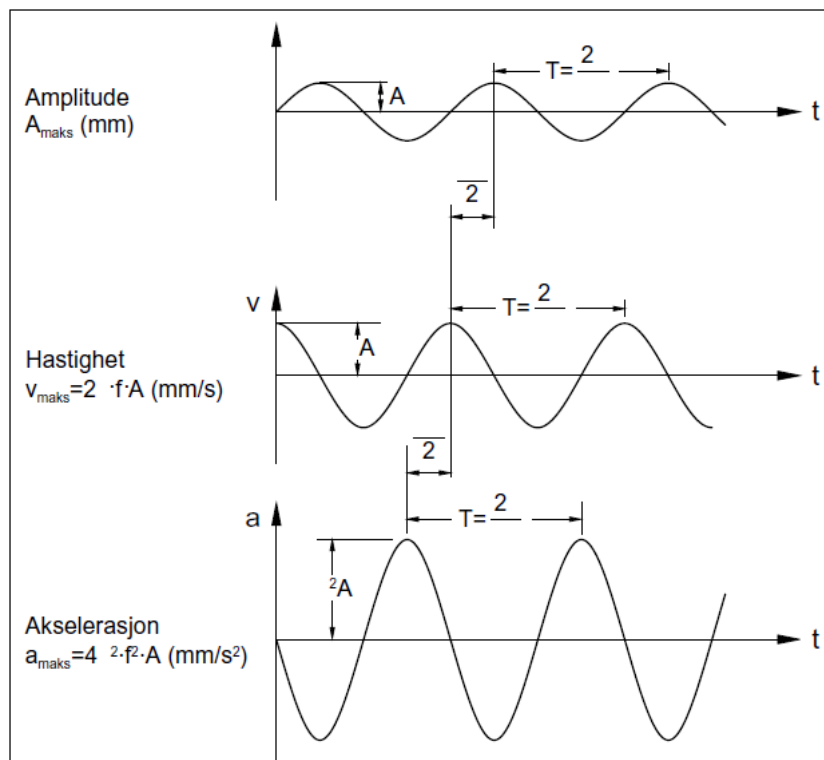
Figur 5 Partikkelbevegelse ved ulike bølgetyper (Richards et al., 2005)

Bølgetypene forplanter seg med ulik hastighet. P-bølgene har størst hastighet, hastigheten til S-bølgene er om lag 50-60 % av hastigheten til P-bølgene (Richards et al., 2005). Rayleigh-bølger har noe lavere hastighet, men kan skjernes på lenger avstand enn volumbølgene på grunn av lavere demping.

I forbindelse med sprengningsvibrasjoner skilles det normalt ikke mellom bølgetypene ved registrering av vibrasjoner. Analyser baseres på den totale bevegelsen i grunnen. Det er likevel viktig å ha en forståelse for de ulike bølgetypenes oppførsel og hvordan bergmassen påvirker bølgene.

På grunn av varierende tennerintervall og ulike bølgehastigheter ved detonasjon av salver vil seismiske bølger overlappe hverandre. Sprengningsinduserte vibrasjoner er en blanding av alle bølgetypene og rystelsesbildet ved sprengningsarbeider er vanligvis uregelmessig og komplisert. For å kunne utføre beregninger og vurdere måleresultater forenkles bølgene til tilnærmet sinusfunksjon (harmoniske svingninger), en slik bølge er illustrert i figur 6. Noen egenskaper som benyttes for å beskrive bølgen er:

- Amplitude (A): En partikkels maksimale utslag fra likevektsposisjon [mm]. Kan benyttes til å betegne intensiteten til bølgen.
- Periode (T): Tiden en partikkel bruker på én syklus [s].
- Frekvens (f): Antall svingninger per sekund [Hz].
- Bølgelengde (λ): Lengden på én periode [m].



Figur 6 Sammenheng mellom amplitude, svingehastighet og akselerasjon (Moger, 1998)

Vibrasjoner kan beskrives ved:

- Forskyvning (y): partikkelens maksimale utslag fra likevektsposisjonen [mm].
- Svingehastigheten (v): partikkelens hastighet under forflytning [m/s].
- Partikkelakselerasjon (a): endring i partikkelens hastighet [m/s^2]. Den deriverte av svingehastigheten.

Sammenhengen mellom uttrykkene er vist i figur 6.

Det er vanlig praksis å benytte svingehastighet som et mål på risikoen for skade på et byggverk. Svingehastigheten v kan beregnes med følgende ligning:

$$v = 2\pi fA \quad \text{[ligning 3.1]}$$

Der,

v : svingehastighet [mm/s]

f : frekvens [Hz]

A : amplitude [mm]

4 VIBRASJONSAKTORER

Energien som ikke går med i brytningen av berget, danner svingninger i bergmassen. Karakteristikken av disse vibrasjonene er avhengig av mange variabler. Tabell 1 gir en oversikt over de kontrollerbare og ukontrollerbare variablene for sprengningsinduserte vibrasjoner.

Tabell 1 Variabler som påvirker vibrasjoner (Moger, 1998)

<i>Kontrollerbare variabler</i>		<i>Ukontrollerbare variable</i>
<u>Boring</u> <ul style="list-style-type: none"> • Forsetning • Hullavstand • Underboring • Hullhelning • Antall raster 	<u>Ladning</u> <ul style="list-style-type: none"> • Sprengstofftype • Sprengstoffenergi • Utslagsretning • Detonasjonshastighet • Ladet lengde • Fordemning 	Grunnforhold/topografi Geologi Bergartsegenskaper Oppsprekking Værforhold (luftsjokk)
<u>Initiering</u> <ul style="list-style-type: none"> • Initieringssystem • Rastvis forsinkelse • Sideveis forsinkelse • Enhetsladning • Forsinkelse i borehull • Tennernøyaktighet 	Annet <ul style="list-style-type: none"> • Avstand til objekt 	

Geologiske variabler er ukontrollerbare. Faktorene fra boring, initiering og ladning kan kontrolleres til en viss grad, og kan optimaliseres til grunnforholdene. De viktigste faktorene med hensyn på vibrasjoner er avstand mellom sprengningssted og målepunkt, samtidig detonerende ladningsmengde (ladning per tennerintervall), bergartsparemetere og oppsprekking (Siskind, 2000).

5 PROPAGERING AV BØLGER

5.1 SAMTIDIG DETONERENDE LADNING

En vesentlig faktor ved sprengningsinduserte vibrasjoner er ladning per tennerintervall. Faktoren kan justeres underveis i drivingen ved for høye toppverdier av svingehastighet. Reduksjon i samtidig detonerende ladning vil redusere vibrasjonsnivået. Maksimal ladning per tennerintervall kan beregnes når svingehastigheten og avstanden mellom sprengningssted og målepunkt er kjent.

Med mange tennernummer kan salvens totale sprengstofforbruk fordeles over flere intervaller, og gir mulighet til å bruke en større mengde sprengstoff per salve.

5.2 AVSTAND OG VIBRASJONER

Bølgene mister energi når de propagerer gjennom bergmassen og amplituden minker med økende avstand fra vibrasjonskilden. Energitalpet er forårsaket av to faktorer, geometrisk spredning og demping gjennom absorpsjon og transmisjonstap.

Geometrisk spredning innebærer at bølgen brer seg over et stadig større område fra kilden og bølgeenergien minker i tetthet ved at bølgeenergien fordeles over en stadig voksende konsentrisk bølgefront.

Absorpsjon er at noe av bølgeenergien vil absorberes av materialet det passerer gjennom. Energitalpet kan være forårsaket av varmetap eller mekanisk deformasjon ved rissdannelse. Transmisjonstap forekommer ved at deler av energien vil gå over til andre former når en seismisk bølge treffer en grenseflate (Landrø, 2008).

Adsorpsjon og transmisjonstap er forårsaket av at bergmassen ikke er perfekt elastisk og vibrasjonsenergien reduseres på grunn av friksjon og kohesion mellom partiklene. Graden av demping vil være avhengig av grunnforholdene og vibrasjonsfrekvensen (Sintef Byggforsk, 1998).

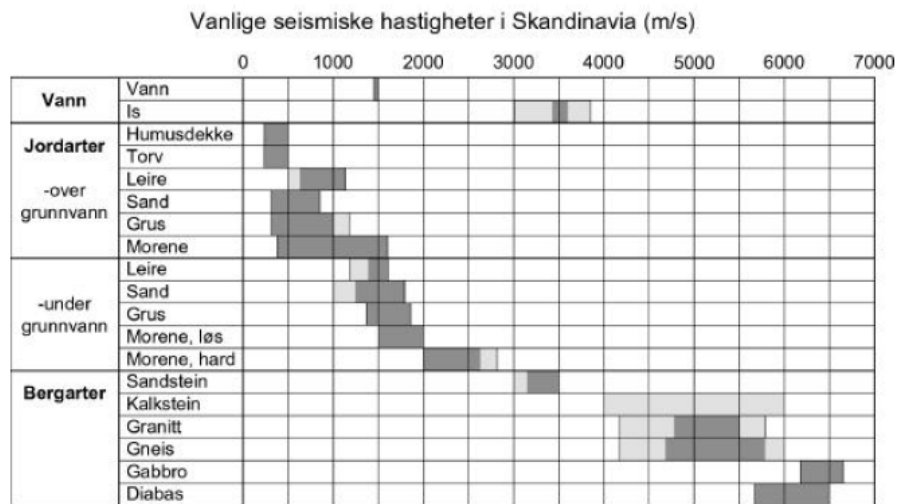
6 GEOLOGIENS PÅVIRKNING PÅ VIBRASJONER

Vibrasjoner fra en salve består av bølger fra mange tennerintervall og forplantningen påvirkes av de fysiske og strukturelle egenskapene til mediet bølgen forplanter seg gjennom. I et isotropt, homogent og kontinuerlig medium blir seismiske bølger spredt og dempet likt i alle retninger. Berggrunnen er imidlertid sjelden noe av dette. Bølgene vil dempes ulikt, avhengig av strøk og fall til foliasjon og lagdeling, skifriheten, avstanden mellom svakhetsplan og vekslende grunnvannsstand (Persson et al., 1994).

Bergmassens karakteristikk avgjør hvor stor del av detonasjonsenergien som går ut i den omliggende bergmassen. Rystelsene vil bli betraktelig større i tungsprengt berg med stor grad av innspenning enn i lettsprengt berg med liten innspenning.

Geologiske strukturer som foliasjon og slepper mellom sprengingspunkt og målepunkt virker inn på svingehastigheten. Graden av demping vil avhenge av deres orientering i forhold til forbindelseslinjen mellom sprengningssted og målepunkt. Bølgens innfallsvinkel med hensyn til grenseflaten vil påvirke andelen reflektert og refraktert energi. Det vil være mest demping om forbindelseslinjen er tilnærmet normalt på strukturen. Vibrasjoner kan forplante seg langs strukturer om de har samme retning som forbindelseslinjen og skape konsentrasjon av rystelser på overflaten (Christiansen, 1997).

Propageringshastigheten til bølgene avhenger av bergmassens elastiske egenskaper. I figur 7 er det en oversikt over seismiske hastigheter i ulike grunnforhold. Løsmasser har lavere seismiske hastigheter enn bergarter og vil gi vesentlig demping av sprengningsinduserte vibrasjoner (Christiansen, 1997). Stive, kompetente bergarter med høy trykkfasthet og høy seismisk hastighet har god overføringsevne (Moger, 1998).



Figur 7 Seismiske hastigheter i løsmasser og fjell (Moger, 1998)

Variasjon i grunnforholdene påvirker karakteristikken til vibrasjonene. Spredningen i dataene ved plotting av svingehastighet mot skalert avstand kan gi inntrykk av grunnforholdene ((Siskind, 2000), (Persson et al., 1994)).

6.1 OPPSPREKKING

Bergmassen er påvirket av sprekker, svakhetssoner og foliasjon av ulike typer. Oppsprekkingen har stor påvirkning på hvordan bergmassen bærer last, deformeres og bruddforløpet. Samspillet mellom diskontinuitetene gjennom refleksjon, refraksjon og adsorpsjon er en viktig faktor i dempingen av bølger (Resende et al., 2010). Sprekkeavstand, antall sprekker og innfallsvinkelen til støtbølgene med hensyn på sprekkeorientering er eksempler på egenskaper til oppsprekkingen som påvirker dempingen.

Når en bølge treffer en sprekke vil bølgens amplitude og frekvensinnhold endres. Innfallsvinkelen mellom bølgens forplantningsretning og sprekken er kritisk for forplantningen og refleksjonen av bølger. Dempingen er størst når bølgens forplantningsretning er normalt på strøket til oppsprekkingen og minst når retningen er parallell med strøket til oppsprekkingen. Vanligvis øker antallet sprekker som bølgen må bevege seg over når vinkelen mellom forplantningsretningen og strøket til sprekken øker (Wu et al., 1998). Større oppsprekkingsgrad vil reflektere mer bølgeenergien og gi et lavere rystelsesnivå (Moger, 1998).

Sprekkeavstanden i forhold til bølgelengden er avgjørende for om sprekker i bergmassen vil påvirke bølgene. Et sprekkesett vil ha stor påvirkning på forplantning av bølger med bølgelengder som er en fjerdedel eller mindre enn sprekkeavstanden, mens for bølger med

lengere bølgelengder er effekten mindre. Sprekkene virker som filter på bølger med bølgelengde mindre enn sprekkavstanden (Hao et al., 2001).

Sprekkene i bergmassen filtrerer ut høyfrekvent innhold og støtbølgen reduseres både i amplitude og frekvens. I nærheten av sprengningsstedet har vibrasjonene stort innhold av høyfrekvente komponenter, oppsprekkingen vil derfor ha stor dempingseffekt i dette området (Hao et al., 2001). Størrelsen på skadesonen rundt borehullet vil påvirke dempingen av bølgene. Større ladningsmengde fører til større skadesone, som kan dempe mer av de høyfrekvente komponentene av bølgen (Wu et al., 1998).

Sprekkes påvirkning på forplantningen til støtbølgen kan benyttes til å vurdere bergmassekvaliteten (Wu et al., 1998).

6.2 BERGMASSEKVALITET

Svingehastigheten til vibrasjonene kan estimeres ved å benytte empiriske sammenhenger, som angir svingehastighet som en funksjon av grunnkoeffisienter og skalert avstand. Modellene er stedsavhengige og kan ikke generaliseres til å benyttes ved andre lokaliteter.

Kumar et al. (2016) har utledet en ligning for svingehastighet som tar hensyn til variasjon i bergmassekvalitet. Gjennom data fra 1089 sprengninger har Kumar et al. (2016) foreslått en generalisert empirisk modell for toppverdi av svingehastigheten som inkluderer UCS, RQD og GSI. Ligning 6.1 kan benyttes til å estimere svingehastighet for bergmasse med tilsvarende bergmassekvalitet. Ved mangel på prøvesprengninger kan ligningen gi en estimering av svingehastighet.

For UCS er ligningen som følger:

$$v = \frac{UCS^{0,642} \times D^{-1,463}}{\gamma} \quad [\text{ligning 6.1}]$$

Der,

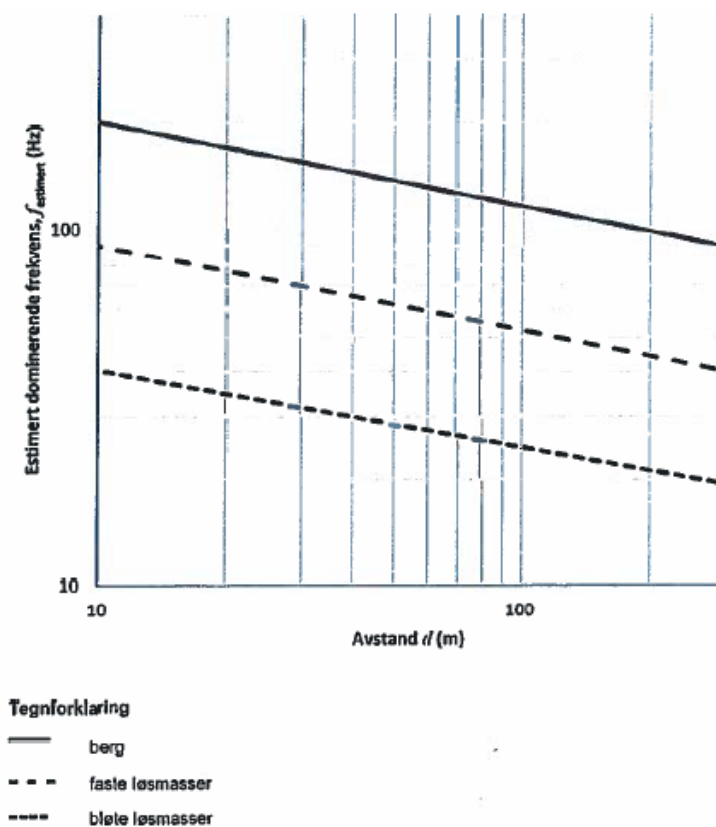
- v : beregnet svingehastighet [mm/s]
- UCS : enaksiell trykkfasthet [MPa]
- D : skalert avstand = avstand/ladning per tennerintervall [kg/m]
- γ : spesifikk vekt [kN/m³]

(Kumar et al., 2016)

7 SPRENGNINGSINDUSERT FREKVENNS

Den sprengningsinduserte frekvensen i bakken er i hovedsak avhengig av grunnforholdene og avstand mellom sprengningssted og målepunkt (figur 8). Den dominerende frekvensen for vibrasjoner som forplanter seg gjennom bløte bergarter, morene, sand, grus og leire er generelt lavere enn vibrasjoner som forplanter seg gjennom harde bergarter (Persson et al., 1994). Frekvensen dempes raskt med avstanden fra sprengningsstedet, og bølger med høy frekvens dempes raskere enn bølger med lav frekvens (Moger, 1998).

Frekvensområdet til sprengningsinduserte vibrasjoner ligger vanligvis rundt 10-100 Hz, med dominerende frekvenser rundt 40-70 Hz (Moger, 1998).



Figur 8 Estimert dominerende frekvens ved sprengning for ulike type grunnforhold (Norsk Standard, 2014)

8 VIBRASJONERS PÅVIRKNING PÅ BYGGVERK

Risikoen for skader på bygninger baseres på strukturens og vibrasjonenes egenskaper. Typiske egenskaper til strukturen som innvirker er bygningens dimensjoner, materialer, konstruksjonsmetode, tilstanden til bygningen og fundamenteringstype.

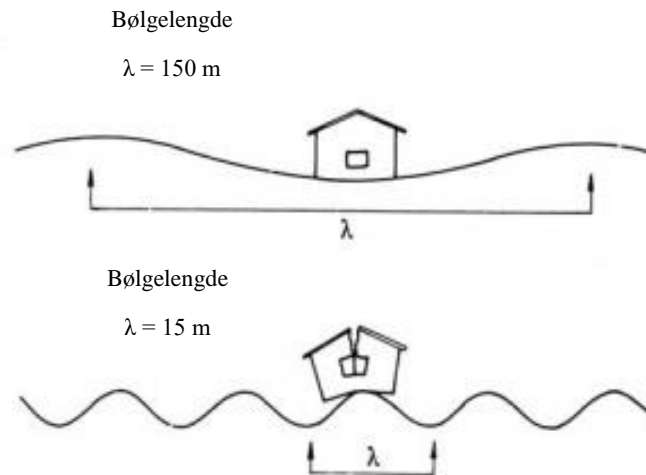
Vibrasjoner kan skade bygninger og fundamenter ved forlenging, forskyvning eller bøying, avhengig av de elastiske egenskapene til bygningsmaterialene. Det oppstår sprekker når strekkspenningene blir så store at tøyningsgrensen overskrides. Betong og mur har lav strekkfasthet og er derfor spesielt utsatt for skader fra vibrasjoner. Det oppstår strekktøyninger på grunn av svinn i betong- og trematerialer som tørker. Konstruksjonen er derfor mer sårbar under tørking og selv svake vibrasjoner kan skape sprekke dannelse.

Intensiteten, frekvensområdet og bølgelengden til vibrasjonene, i tillegg til forplantningsretningen til bølgefronten i forhold til bygningens akse virker inn på skaderisikoen. Bølgelengden er forholdet mellom utbredelseshastigheten c [m/s] og bølgefrequensen f [Hz]:

$$\lambda = \frac{c}{f} \quad \text{[ligning 8.1]}$$

Bølgelengde og frekvens har stor påvirkning på hvordan vibrasjonene virker på bygninger. En seismisk bølgefront med høy hastighet har lengre bølgelengde enn en bølge med samme frekvens, men med lavere hastighet. Det er større fare for skade på bygninger ved korte bølgelengder siden endene av huset vil bli påvirket av ulik type bevegelse (Ahtola et al., 1999). Som figur 9 illustrerer er forskyvningen for liten til å forårsake skade når bølgelengden er kortere enn bygningsdimensjoner, om ikke vibrasjonshastigheten er svært høy. Når bølgelengden er mye lengre enn bygningsdimensjonene, vil bygningen forflyttes opp og ned uten ødeleggelse. Skaderisikoen øker om bølgelengden er lik bygningens dimensjoner, bygningen vil spennes og bøyes med unduleringen av bakken.

Risikoen for skader øker med økende svingehastigheter, risikoen er i tillegg avhengig av bølgefrequensen. Ved høye frekvenser må det vanligvis høye svingehastigheter før det oppstår skader, mens ved lave frekvenser vil det være risiko for skade både ved høye og lave svingehastigheter ((Richards et al., 2005), (Siskind, 2000)).



Figur 9 Påvirkningen av bølgelengde på skadepotensialet (Ahtola et al., 1999)

Frekvensen på sprengningsinduserte vibrasjonene ligger rundt 10-100 Hz. Lavere frekvenser har større skadepotensialet fordi egenfrekvensen til bygninger vanligvis ligger mellom 5 og 15 Hz (Ozer, 2008). Det kan oppstå resonans i bygninger om bølgens frekvens og bygningens egenfrekvens sammenfaller. Det fører til at vibrasjonene i strukturen øker eksponentielt. Frekvenser i området 10-20 Hz utgjør derfor en større skaderisiko enn frekvenser i området 50-300 Hz (Moger, 1998).

Siden skaderisikoen er i stor grad avhengig av frekvensen i tillegg til svingehastigheten har det blitt foreslått ulike grenseverdier ved ulike svingehastigheter. To eksempler er US Burea of Mines RI 8507 og DIN 4150-3 (Kuzu, 2008) (tabell 2).

Tabell 2 Grenseverdier for ulike frekvenser (Kuzu, 2008)

<i>US Burea of Mines RI 8507</i>			<i>DIN 4150-3</i>			
	<i>Toppverdi av svingehastighet (mm/s)</i>			<i>Toppverdi av svingehastighet (mm/s)</i>		
<i>Bygningstype</i>	<i>< 40 Hz</i>	<i>≥ 40 Hz</i>	<i>Bygningstype</i>	<i>< 10 Hz</i>	<i>10 – 50 Hz</i>	<i>50 – 100 Hz</i>
Moderne bolighus	18,75	50	Industribygning	20	20 - 40	40 – 50
Eldre bolighus	12,50	50	Bolighus	5	5 - 15	15 – 20
			Sensitive strukturer	3	3 - 8	8 - 10

Bygninger fundamentert på bløt grunn gis lavere grenseverdi for svingehastighet siden frekvensen generelt er lavere i løsmasser. I løsmasser er det større risiko for skade nærmere sprengningsstedet, mens i fast berg dempes frekvensen saktere og skaderisikoen er større lengre unna. Størrelsen på vibrasjonene vil også avhenge av om det sprenges bak, foran eller til siden for byggverket.

I følge Persson et al. (1994) kan skade på bygninger forårsaket av vibrasjoner deles inn i:

- Direkte vibrasjonsskade
- Akselerert aldring
- Indirekte vibrasjonsskade

Direkte skade skyldes direkte påvirkning av vibrasjoner på byggverk som tidligere var uskadde og med normal spenningstilstand. Akselerert aldring kan skje med bygninger som ikke er fundamentert på fjell ved at dynamiske spenninger fra vibrasjoner akselerer setning av bygningen. I spesielle tilfeller kan setninger i grunnen senere resultere i skade på bygningen, dette kalles indirekte vibrasjonsskade på bygningen.

9 MÅLEMETODE

Det er fire parametere som kan benyttes for å definere størrelsen til vibrasjoner i bakken. Disse er partikkelforskyvning, svingehastighet, partikkelakselerasjon og frekvens.

I dagens standarder er svingehastighet den foretrukne parameteren, da denne er funnet til å ha best korrelasjon med skaderisiko (Mohamed, 2010).

Vibrasjoner kan måles i tre retninger vinkelrett på hverandre, siden partiklene svinger i tre dimensjoner:

- Vertikal
- Longitudinal eller radiell (i retning av sprengningen)
- Transversal (vinkelrett på sprengningsretning)

Måleinstrumentene skal plasseres der vibrasjonene kommer inn i bygningene. Vibrasjoner måles derfor direkte på fundamentene i kjeller eller på bærende konstruksjonsdeler nær fundamentet (Norsk Standard, 2013).

Den vertikale svingehastigheten er den foretrukne måleparameteren siden skade på byggverk vanligvis er av vertikal bevegelse på strukturen. Om det er liten avstand, bør også horisontal svingehastighet (og longitudinal) måles.

Data fra vibrasjonsmålingene blir registrert og direkte overført.

10 NS 8141 VIBRASJONER OG STØT I BYGGVERK - UTGÅTT

I Norge er det utarbeidet en standard for fastsettelse av maksimal tillatt svingehastighet. Standarden gir veiledende grenseverdier som bygger på erfaring om sammenhengen mellom vibrasjoner og støt og virkningen på ulike typer byggverk. Målet med grenseverdiene er å unngå skader på bygninger forårsaket av sprengning. De fastsatte grenseverdiene er verdier som bygningen skal tåle ved gjentatte eksponeringer.

Grenseverdiene i den utgatte standarden var i stor grad avhengig av grunnforholdene bygningen var fundamentert på.

10.1 BEREGNING AV GRENSEVERDI

Fram til 2012 ble det benyttet grenseverdi for toppverdi av den vertikale svingehastigheten fastsatt etter følgende ligning:

$$v_f = v_0 \times F_k \times F_d \times F_t \quad [\text{ligning 10.1}]$$

Der,

v_f : toppverdi av vertikal svingehastighet [mm/s]

v_0 : ukorrigert toppverdi av vertikal svingehastighet [mm/s]

F_k : konstruksjonsfaktor

F_d : avstandsfaktor

F_t : tidsfaktor

(Norsk Standard, 2001)

10.1.1 VERTIKAL UKORRIGERT SVINGEHASTIGHET v_0

Den ukorrigerte svingehastigheten varierer med grunnforholdene. Verdier for v_0 basert på grunnforhold er gitt i tabell 3.

Tabell 3 Verdier for ukorrigert svingehastighet ved ulike grunnforhold (Moger 1998)

Grunnforhold	Ukorrigert toppverdi v_0
Løs lagret morene, jord, grus Seismisk hastighet < 2000 m/s	18
Fast lagret morene, skifer, bløt kalkstein Seismisk hastighet 2000-4000 m/s	35
Granitt, gneis, kvartsitt med seismiske hastigheter > 4000 m/s	79

10.1.2 KONSTRUKSJONSFAKTOR F_k

Konstruksjonsfaktoren består av en byggfaktor og en materialfaktor. Byggfaktoren er basert på type byggverk og dets følsomhet til rystelser, verdier i tabell 4. Materialfaktoren avhenger av det svakeste anvendte materialet i byggverket, verdier i tabell 5.

$$F_k = F_b \times F_m \quad [\text{ligning 10.2}]$$

Der,

F_b : byggfaktor

F_m : materialfaktor

Tabell 4 Verdier for byggfaktor for ulike byggverk (Moger, 1998)

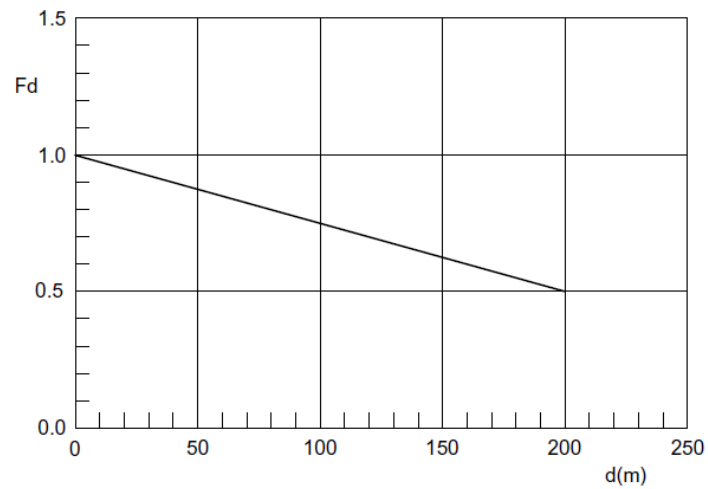
Klasse	Type byggverk	Byggfaktor F_b
1	Tunge konstruksjoner som broer, kaier	1,7
2	Industri og kontorbygg	1,2
3	Vanlige bygg	1,0
4	Spesielt følsomme byggverk, museer, store spennvidder	0,65
5	Historiske bygg	0,5

Tabell 5 Verdier for materialfaktor for ulike byggematerialer (Moger, 1998)

Klasse	Materiale	Materialfaktor F_m
1	Armert betong, stål, tre	1,2
2	Uarmert betong	1
3	Gassbetong	0,75

10.1.3 AVSTANDSFAKTOR F_D

Avstandsfaktoren er en funksjon av avstanden mellom sprengningssted og målepunktet. Avstanden kan leses av på figur 10. På grunn av at vibrasjonene har høyere frekvenser nærme sprengningsstedet tillattes det høyere svingehastighet enn ved større avstander.



Figur 10 Avstandsfaktor som funksjon av avstand mellom sprengningssted og målepunkt (Moger, 1998)

10.1.4 TIDSFAKTOR F_T

Tidsfaktoren avhenger av varigheten av sprengningsarbeidet. Verdier for F_T er gitt i tabell 6.

Tabell 6 Verdier for tidsfaktor (Moger, 1998)

<i>Varighet av sprengningsarbeid</i>	<i>Tidsfaktor F_t</i>
Under 12 mnd	1,0
Over 12 mnd	0,75

11 NS 8141-1:2012+A1:2013 - REVIDERT STANDARD

I 2012 ble det lansert en ny standard for vibrasjoner og støt. I den reviderte standarden er det inkludert blant annet lufttrykkstøt, påvirkning av vibrasjoner på tunneler og bergrom og utløsning av skred i sensitive masser.

I den utgåtte standarden var grenseverdien avhengig av byggverkets karakteristikk, grunnforhold og avstand, i den nye standarden er fastsetting av grenseverdiene kun avhengig av byggverkets egenskaper. Fast berg, korte avstander og direkte fundamentering gir opphav til vibrasjoner med høye frekvenser, mens bløt grunn, lang avstand og «myk» fundamentering gir lav frekvens. Tidligere fikk målepunkt på berg høye grenseverdier for svingehastighet, mens grenseverdier til målepunkt på løsmasser var lave, dette er utjevnet i den nye standarden.

Den nye standarden har tatt hensyn til at vibrasjoner med lave frekvenser er mer skadelige for byggverk enn vibrasjoner med høyere frekvenser ved å benytte frekvensveid svingehastighet som vibrasjonsmål i stedet for uveid svingehastighet. Frekvensveid svingehastighet legger mer vekt på vibrasjoner med lave frekvenser og mindre på vibrasjoner med høye frekvenser.

11.1 BEREGNING AV GRENSEVERDI

Ligningen for beregning av grenseverdi for byggverk:

$$v_f = v_0 \times F_b \times F_m \times F_t \times F_v \quad \text{[ligning 11.1]}$$

Der,

v_f : toppverdi av frekvensveid svingehastighet [mm/s]

v_0 : basisverdien for vertikal frekvensveid svingehastighet, fastsatt til 35 mm/s

F_b : byggverksfaktor

F_m : byggmaterialfaktor

F_t : byggtilstandfaktor

F_v : varighetsfaktor

(Norsk Standard, 2013)

11.1.1 BYGGVERKSFAKTOR F_B

Byggverksfaktoren er basert på type byggverk og dets følsomhet til rystelser. Verdier for F_B basert på type byggverk er gitt i tabell 7.

Tabell 7 Verdier for byggverksfaktor (Norsk Standard, 2013)

Type byggverk	Byggverksfaktor F_b
Tunge konstruksjoner, for eksempel broer, kaier og forsvarsanlegg	1,7
Industri- og kontorbygg	1,2
Vanlige boliger	1,0
Spesielt følsomme bygninger, for eksempel bygninger med høye hvelv, ømtålige bygningsdetaljer og historiske bygninger	0,7

11.1.2 BYGGMATERIALFAKTOR F_M

Byggmaterialfaktor er avhengig av hovedmaterialet i byggverkets bærende deler. Det svakeste materialet bestemmer byggematerialfaktoren. Verdier for F_M er gitt i tabell 8.

Tabell 8 Verdier for byggmaterialfaktor for hovedmaterialer (Norsk Standard, 2013)

Hovedmateriale	Byggmaterialfaktor F_m
Armert betong, stål og tre	1,2
Uarmert betong, tagl, betonghullstein, murverk, o.l.	1,0
Porebetong o.l.	0,8

11.1.3 BYGGTILSTANDFAKTOR F_T

Byggtilstandfaktor avhenger av tilstanden på byggverket med tanke på ømtålighet for vibrasjoner, t.d. eksisterende setningsskader. Verdier for F_T er gitt i tabell 9.

Tabell 9 Verdier for byggtilstandsfaktor (Norsk Standard, 2013)

Byggverkets tilstand	Byggtilstandsfaktor F_t
Normal	1,0
Ømtålig	0,8

11.1.4 VARIGHETSFAKTOR F_v

Varighetsfaktoren tar hensyn til ulempene ved langvarige vibrasjonspåkjenninger fra for eksempel gruvedrift, verdier i tabell 10.

Tabell 10 Verdier for varighetsfaktor (Norsk Standard, 2013)

Type sprengningsvirksomhet	Varighetsfaktor F_v
Midlertidig (mindre enn 12 mnd)	1,0
Langvarig (steinbrudd, gruve)	0,7

12 BEREGNING AV SVINGEHASTIGHET

Anisotrope og inhomogene grunnforhold gjør beregning av vibrasjoners forplantning kompleks. Dette fører til begrensninger for teoretiske analyser og vanskelig å utlede en propageringslov for å anslå vibrasjoner i grunnen. Empiriske sammenhenger basert på målinger av sprengningsinduserte vibrasjoner fra ulike anlegg er derfor utledet.

Avstanden og ladningsmengden kontrollerer i stor grad intensiteten til vibrasjonene. Svingehastigheten minker proporsjonalt med avstanden og invers proporsjonalt med ladning per intervall.

Det generelle uttrykket for svingehastighet er:

$$v = K \times \frac{Q^\alpha}{d^\beta} \quad [\text{likning 12.1}]$$

Der,

v : vertikal svingehastighet [mm/s]

K : «fjellkonstant»

Q : ladning per tennerintervall [kg]

d : avstand mellom salve og målepunkt [m]

α : ladningskomponent, faktor for sprengstoffutnyttelse

β : dempingskoeffisient

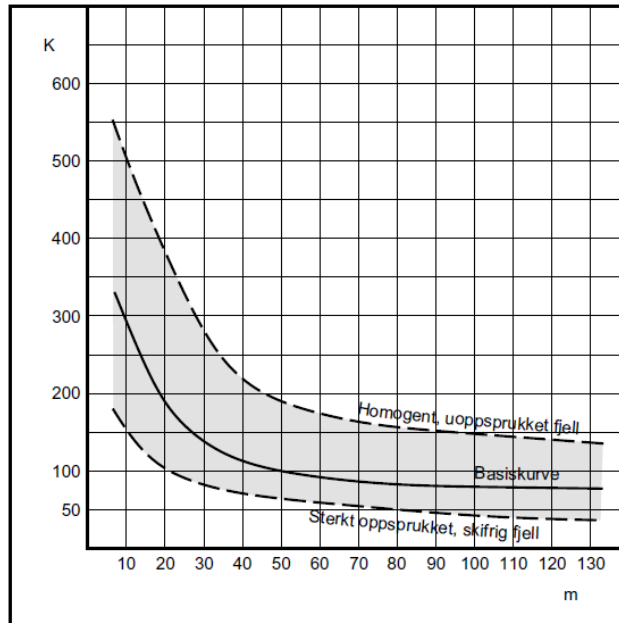
Ved å løse ligningen med hensyn på Q og bruke verdier fra vibrasjonsmålingene kan man optimalisere ladningen per tennerintervall for å unngå overskridelser av grenseverdier for toppverdien av svingehastighet.

I Norge er det vanlig praksis å sette $\alpha = 0,5$ og $\beta = 1$, som gir uttrykket:

$$v = K \times \frac{Q^{0,5}}{d} \quad K = 50 - 700 \quad [\text{likning 12.2}]$$

(Moger, 1998)

Ved å fastsette koeffisientene α og β legges alle variablene i verdien K som kan føre til stor variasjon i verdiene av K fra salve til salve på samme anlegg (Moger, 1998). K -verdien er avhengig både av grunnforholdene og avstanden mellom sprengningssted og målepunkt, som figur 11 viser.



Figur 11 Fjellkonstanten K som funksjon av avstand og bergforhold (Moger, 1998)

12.1 BEREGNING AV SVINGEHASTIGHET FRA NS8141-1:2012

Veiledningen til NS8141-1: 2012 + A1:2013 gir retningslinjer til fastsettelse av grunnkoeffisientene basert på type byggverk og byggverkets plassering med hensyn på sprengningssted, figur 12. Uttrykket for svingehastighet:

$$v_f = K_G \times \left(\frac{d}{\sqrt{Q}}\right)^{-a} \quad [\text{likning 12.3}]$$

Der,

v_f : toppverdi av frekvensveid svingehastighet [mm/s]

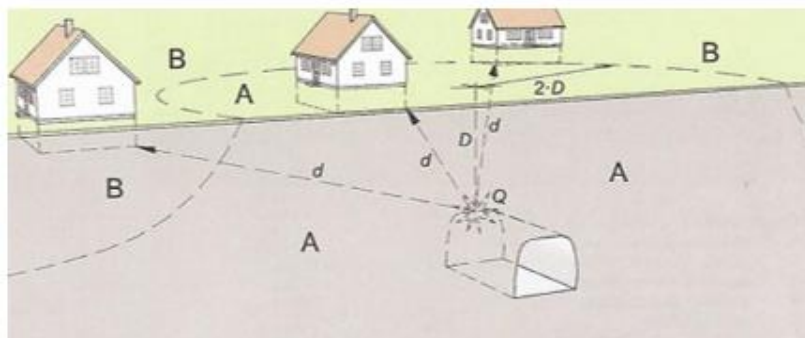
K_G : grunnkoeffisient basert på byggverkets plassering med hensyn på sprengningsstedet, verdier gitt i tabell 11.

d : avstanden mellom sprengningsstedet og målepunktet [m]

Q : enhetsladning per tennerintervall [kg]

a : konstant avhengig av type byggverk og byggverkets plassering med hensyn på sprengningsstedet, verdier gitt i tabell 12.

(Norsk Standard, 2014)



- A - trykkbølgesone
- B - overflatebølgesone
(horisontalavstand $> 2 \cdot D$ (minst 30 m))
- D - dybde til nærmeste deladning
- d - avstand (skråavstand)
- Q - sprengladning

Figur 12 Sone A og B ved sprengning av tunnel under bebyggelse (Norsk Standard, 2014)

Tabell 11 Verdier for grunnkoeffisient K_G (Norsk Standard, 2014)

Type byggverk	Grunnkoeffisient K_G for sone	
	A	B
Byggverk på overflaten	470	180
Tunneler og bergrom	200	-

Tabell 12 Verdier for eksponent a (Norsk Standard, 2014)

Type byggverk	Eksponent a for sone	
	A	B
Byggverk på overflaten	1,24	0,96
Tunneler og bergrom	1,24	-

13 TILTAK VED HØYE RYSTELSER

Faktorene som påvirker sprengningsinduserte vibrasjoner kan deles inn i kontrollerbare og ukontrollerbare (kapittel 4). Avstand og geologi er ukontrollerbare, mens sprengningsutformingen kan justeres i større grad.

Fordele total ladningsmengde på stort antall tennernummer:

- Ved å øke antallet tennernummer og frekvensen på forsinkelsestidene kan den totale ladningsmengden fordeles over flere tennerintervall.
- Reduksjon i salvestørrelse fører til reduksjon i total ladningsmengde. Salvestørrelsen kan endres ved å redusere salvelengden eller delte tverrsnitt med pilot eller toppstoll.

Andre tiltak går på sprengningsutformingen:

- Optimalisere tennplan for minst mulig innspenning slik at berget brytes på «letteste» måte (Persson et al., 1994). De mest innspente hullene er i vederlaget og i overgangen mellom såle og vegg.
- Korte forsinkelsesintervall mellom tennere bidrar til bedre frigjøring og bedre kontur.
- Valg av kutt vil påvirke utslaget og dermed bidra til å påvirke vibrasjonsnivået. Kilkutt er beste valget i forbindelse med høyt vibrasjonsnivå (Weman, 2015).
- Skape størst mulig utslagsvinkel.

Sprengstofftype:

- Sprengstoff med høy detonasjonshastighet og høyt energiinnhold fører til mer konsentrert energipuls (Christiansen, 1997).

Hullavstand:

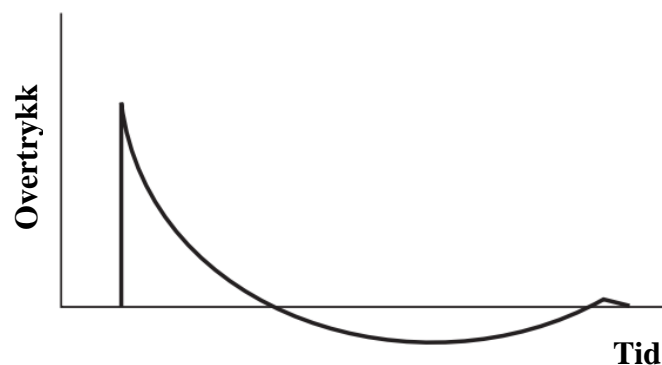
- For lang avstand mellom borehullene kan føre til at borehullet piler eller bryter tungt, da vil majoriteten av detonasjonsenergien produsere vibrasjoner.
- For tett plassering av borehull kan føre til overslag mellom hullene og dermed øke ladningen per tennerintervall (Christiansen, 1997).

Mange tiltak for reduserte vibrasjoner medfører redusert inndrift, som igjen gir økt tidsforbruk og økte kostnader.

14 LUFTRYKKSTØT

Luftrykkstøt er trykkbølger som propagerer gjennom lufta. Det er kortvarig økning og svingning i luftrykk omkring det statiske trykket som brer seg ut som trykkbølger i luft. Luftrykkstøt kan oppstå ved sprengning eller ved passering av tunge kjøretøy. De elastiske egenskapene til luft er funksjon av luftrykk, temperatur og fuktighet, høyde over havet, tid på dagen og vindforholdene. Lav luftfuktighet, lette overflatevinder og høyt atmosfæretrykk kan føre til at luftrykksbølgene føles mer intense.

Trykkintensiteten avhenger av størrelsen på sprengladningen og graden av innspenning. Når en trykkbølge passerer en gitt posisjon, vil luftrykket øke raskt til en verdi over det omkringliggende luftrykket. Det vil deretter senkes relativt sakte til et trykk under det omkringliggende luftrykket før det returnerer til det atmosfæriske trykket etter en serie av svingninger (figur 13).



Figur 13 Kurve for luftrykksbølgen (Ahtola et al., 1999)

Luftrykkstøt ble inkludert i den reviderte standarden NS8141-1:2012+A1:2013. Luftrykkstøt skal måles i tillegg til vibrasjoner om det er fare for at skade som følge av luftrykkstøt. Veiledende grenseverdi for toppverdien av refleksjonstrykk fra sprengning målt ved byggverk med avstand over 20 m fra tunnelåpningen er fastsatt til $p_0 = 500$ Pa. For avstander under 20 m må grenseverdier og behov for tiltak vurderes spesielt. Grenseverdien for luftrykkstøt er basert på erfaringer fra Sverige (Norsk Standard, 2014).

Tiltak for å kontrollere luftsjokk går ut på å utforme salvene slik at kastretningen er bort fra boligområder, opprettholde ønsket forsetning for å unngå ventilering i toppen, unngå for lange tidsintervaller for å forhindre ventilering inne i salva. Værforholdene innvirker på luftsjokket, bør derfor unngå å skyte salver om vinden blåser mot kritiske områder.

15 EIGANESTUNNELEN



Figur 14 Oversikt over tunneltraseene Eiganestunnelen, Hundvågtunnelen og Ryfylketunnelen (Statens Vegvesen, 2016)

Den 3,7 km lange Eiganestunnelen skal gå mellom Schancheholen og Smiene i to løp. Tunnelen er en del av E39 Kyststamvegen mellom Kristiansand og Trondheim. Formålet med byggingen av Eiganestunnelen er å avlaste det lokale vegnettet og skape et trafiksikkert vegsystem som både stamveg og lokal hovedveg. Tunnelen medfører bedre framkomst ved at kapasiteten økes og reisetiden reduseres.

Eiganestunnelen er vurdert til å være i geoteknisk kategori 3: høy vanskelighetsgrad og pålitelighetsklasse CC/RC 3, tabell 13.

Tabell 13 Geoteknisk kategori (Nilsen et al., 2011)

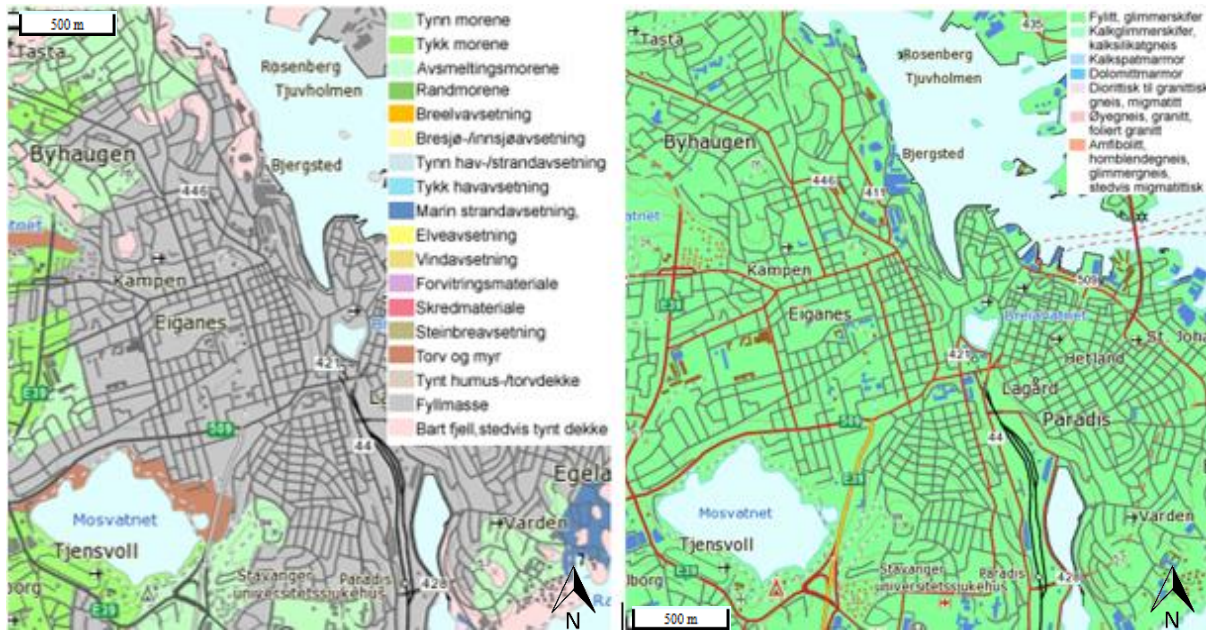
Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	3

Et prosjekt får høy vanskelighetsgrad når det er uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold, der grunnforholdene bare kan delvis fastlegges. CC/RC 3 tilsier undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller (Nilsen et al., 2011).

Eiganestunnelen skal bygges under tett bebyggelse og med tidvis begrenset fjelloverdekning. Det er vanskelig å gjennomføre kartlegging og undersøkelser i urbant miljø og med løsmasseoverdekning.

15.1 GEOLOGI

Det har blitt gjennomført mange grunnundersøkelser i området i forbindelse med prosjektering av den undersjøiske Ryfasttunnelen. Blant annet bergkontrollboringer, kjerneboring, seismisk tomografi og ingeniørgeologisk kartlegging er gjennomført i nærområdet til Eiganestunnelen.



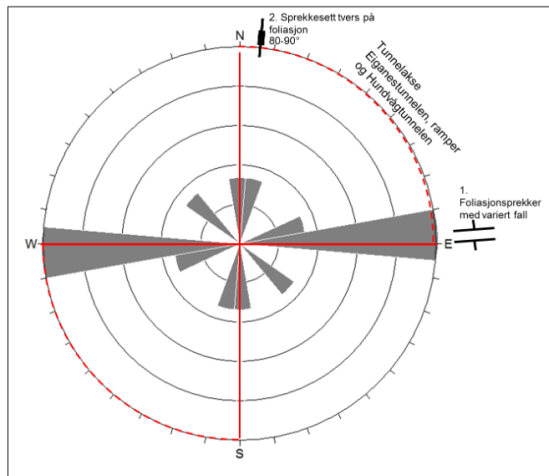
Figur 15 Høyre: Utsnitt av løsmassekart fra NGU.no (1:50 000). Venstre: Utsnitt av berggrunnskart fra NGU.no (1:50 000)

Som løsmassekartet i figur 15 viser er store deler av området dekt av løsmasser i form av fyllmasser. Løsmassedekket varierer i tykkelse, om lag 1-5 m, med noen områder med bart fjell (Norconsult, 2013).

Berggrunnen rundt Stavanger består av langtransporterte kaledonske skyvedekker over det stedegne, prekambriske grunnfjellet av ulike typer gneiser. Skyvedekkerne i området kan deles inn i tre enheter, bestående hovedsakelig av fyllitter og gneiser. Eiganestunnelen vil gå den nederste dekkeenheten, Visteflaket. Fyllitter og kvartsrik fyllitt med spredte lag av meta-arkose og kvartsitt er typisk for den geologiske enheten. Bergmassen langs Eiganestunnelen består av fyllitt som varierer mellom planskifrig til småfoldet med innhold av kvartslinser (figur 15) (Norges Geologiske Undersøkelse, 2016).

De to dominerende sprekkeseettene i fyllitten er parallelt med foliasjonen og normalt på foliasjonen, som illustrert på sprekkerosen i figur 16. De gjennomsettende sprekkene har sprekkavstand på mellom 0,5 – 3 m eller mer. Det ble gjort kjerneboringer i

Stavangerområdet, resultatene i fyllitt som tilsvarte godt berg indikerte verdier for RQD rundt 60-80 (Norconsult, 2013).



Figur 16 Sprekkerose for Eiganestunnelen (Norconsult, 2013)



Figur 17 Eksempel på bergmassens kvalitet

Fyllitt har ofte liten friksjon langs sprekkeplan på grunn mineraler som kloritt, glimmer og grafitt. Bergarten spalter lett langs skifrihetsplanene. Fyllitt er en tungsprengt bergart som krever høyt spesifikt sprengstofforbruk.

Det var forventet å være variasjoner i bergmassekvaliteten til fyllitten på strekningen (figur 17 og figur 18). Tunnelen skal passere flere svakhetssoner og det er tidvis liten overdekning som gir områder med redusert bergmassekvalitet på grunn av dagberg (Norconsult, 2013).

Det har blitt gjennomført spenningsmålinger i form av overboring ved Tastevarden i Stavanger. Resultatene indikerte største hovedspenning i retning øst-vest, med en størrelse på 5,6 MPa (Holmøy et al., 2012).



Figur 18 Fyllitten i Eiganestunnelen

16 SPRENGNING OG VIBRASJONSMÅLINGER

Eiganestunnelen har et normaltverrsnitt på T9,5, men tunnelprofilet varierer langs traseen på grunn av påhugg, ekstra sikring og vifter m.m.

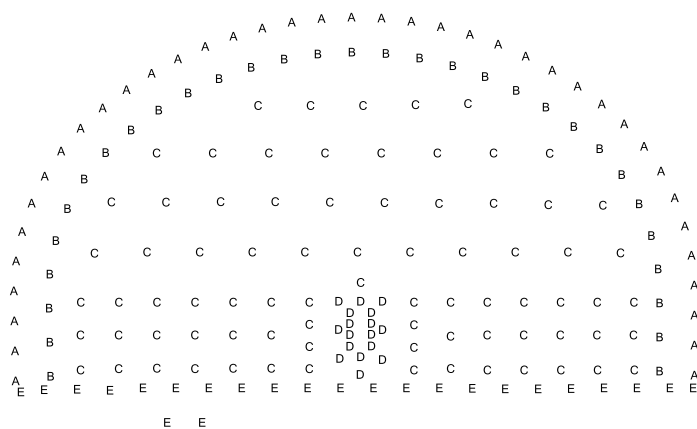
Sprengstoffet som benyttes er et primerfølsomt bulkemulsjonssprengstoff. Sprengstoffet gir muligheter for å variere ladetettheten i hullene. Ved å variere ladningstettheten kan man gjøre forsiktig sprengning for å redusere vibrasjoner. Detonasjonshastighet til sprengstoffet er 3000-5000 m/s (Orica Mining Services, 2011).

Tennplanene blir optimalisert med hensyn på geologien og erfaringer fra tidligere salver. Det blir konstruert oppdaterte tennplaner for hver salve. Blokking av salver har blitt mye brukt for å redusere rystelsene, som vist på figur 20.

I figur 19 er det gitt eksempel på borplan for parsell 12 i Eiganestunnelen. Det er stor variasjon i borplanene på grunn av stadig tverrsnittendringer langs tunnelen. I tabell 14 er det oppgitt sprengningsparametere for salve 939.

Tabell 14 Sprengningsparametere for salve 939 ved pel 1392 i parsell 12

SalveID	939
Bergart	Fyllitt
Tverrsnittsareal (m ²)	73
Inndrift	3 m
Total ladning per salve (kg)	707,96
Spesifikk ladning	3,23
Maks ladning per intervall (kg)	4,6



Figur 19 Borplan pel 1390-1450 Eiganestunnelen parsell 12



Figur 20 Salve med blokking i Eiganestunnelen

16.1 VIBRASJONSMÅLINGER

I overkant av 250 målepunkt er installert hittil i prosjektet. Det er Nitro Consult som har ansvaret for gjennomføring av målingene.

Vibrasjonsmålingene er utført etter den utgått standarden NS8141 i analyseområdet. Det vil si at grenseverdiene for målepunktene er 40 mm/s for bygninger fundamentert på fjell og 25 mm/s for bygninger på løsmasser, med noen unntak for sensitive bygninger og utstyr.

Av de 68 målepunktene som ble evaluert, var grenseverdien satt til 40 mm/s for 57 av disse. Ni av de resterende målepunktene var på bygninger fundamentert på løsmasser og hadde derfor grenseverdi på 25 mm/s. To målepunkter var plassert på en bygning med sensitiv datautstyr med grenseverdier på 25 mm/s og 20 mm/s. Målepunktene er vist på kartet i figur 20.

I området som har blitt evaluert har det ikke vært nødvendig med målinger av lufttrykkstøt.

16.2 NCVIB OG BLASTMANAGER

Vibrasjonsdataene er hentet fra NCVIB. NCVIB er et webbasert system som registrerer vibrasjonsdata og lufttrykkstøt. Det er informasjon om grenseverdier, frekvensinnhold og muligheter for å se kurveforløp med mer.

Informasjon om salvene er hentet fra Blastmanager, også et webbasert program. Her ligger det salveplaner og salverapporter sammen med rystelsesberegninger med fjellkonstanter, avstander og ladningsmengder. For beregning av rystelser bruker Blastmanager ligning 12.2, med ladningskomponenten $\alpha = 0,5$ og dempingskoeffisienten $\beta = 1$.

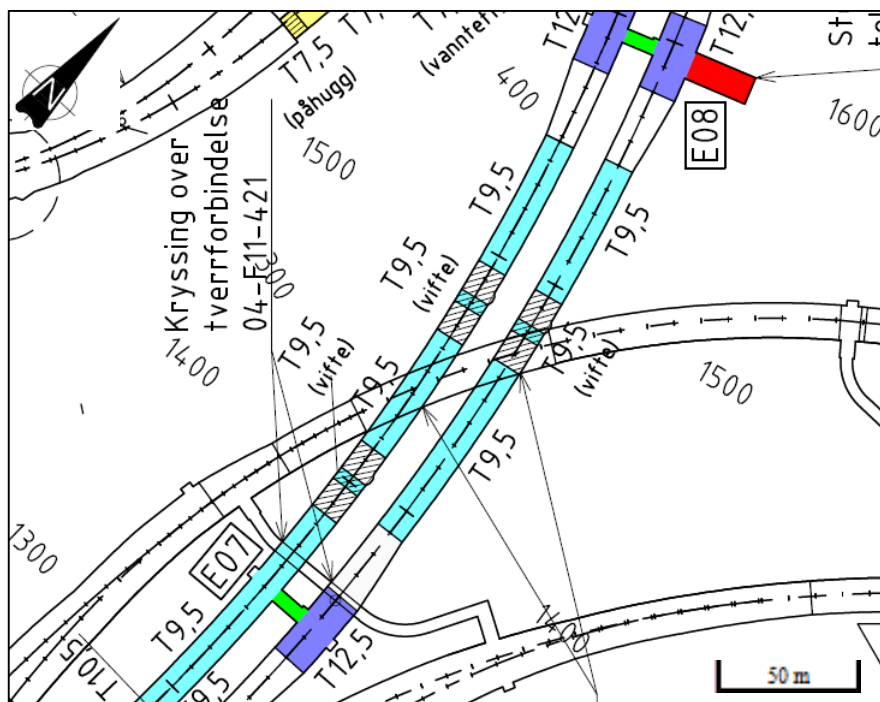


Figur 21 Målepunkter i vurderingsområdet

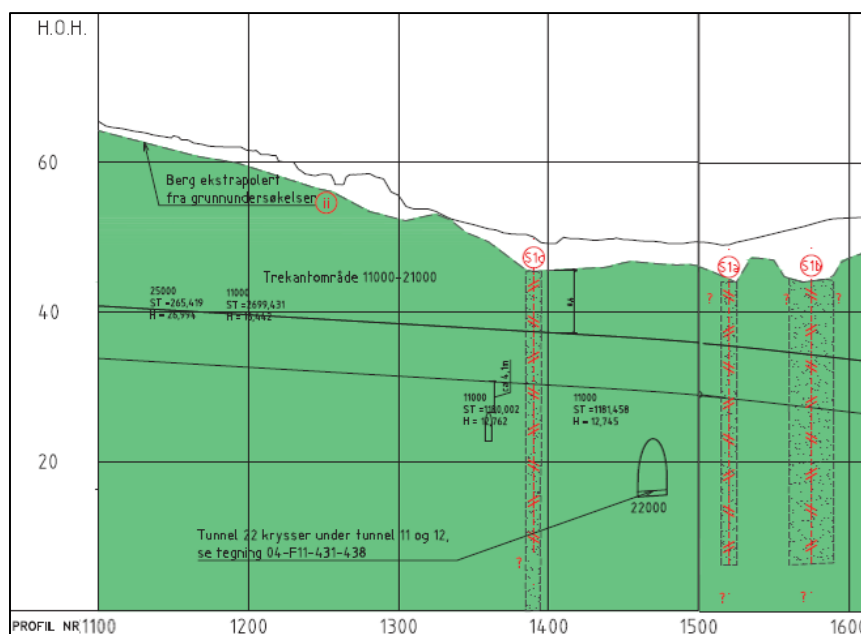
17 VURDERINGSOMRÅDET: PEL 1340-1590

Ved driving av tunnel i områder med mye bebyggelse kan det være krevende å holde vibrasjonsnivået under grenseverdiene. Under drivingen av Eiganestunnelen var det spesielt en strekning som var problematisk. På denne strekningen var det flere overskridelser av grenseverdiene for ulike salver og i flere målepunkt. Parsell 11 og 12 i Eiganestunnelen mellom pel 1340 – pel 1590 har blitt evaluert, figur 22.

Det er begrenset overdekning på deler av strekningen. Overdekningen mellom profil 1370 og 1590 er beregnet til å være mellom 7-12 m fra teoretisk tunnelheng. Det var derfor antatt at bergmassekvaliteten ville være redusert i dette området. I forundersøkelsene ble det kartlagt tre svakhetssoner på strekningen, figur 23. Disse ble antatt å ha orientering på tvers av tunnelaksene. To av svakhetssonene er vurdert til å ha lav stabilitet med mulighet for blokkutfall og utrasing (Norconsult, 2013). De tre svakhetssonene er parallelle, og ble vurdert til å ha steilt fall.



Figur 22 Den evaluerte strekningen, pel 1340-1590 i Eiganestunnelen (Norconsult, 2013)



Figur 23 Snitt av Eiganestunnelens nordgående løp, parsell 11, pel 1100-1600 (Norconsult, 2013)

Siden det ikke var mulig å få tilgang til data fra Statens Vegvesen, måtte bergmassekvaliteten vurderes indirekte. Dette er gjort ved å gå gjennom kontrollørmeldinger fra byggherre til entreprenør om endring i sikringsmengder, og benytte sikringsmengdene til å finne tilsvarende sikringsklasse og Q-verdi. Dette gir et svært lite detaljert datagrunnlag, men det er et utgangspunkt for analyser.

17.1.1 PARSELL 11

Tabell 15 Vurdering av sikringsklasse for parsell 11 med utgangspunkt i kontrollørmeldinger fra Statens Vegvesen

Pelnummer	Antatt sikringsklasse	Q-verdi	Merknader
1357-1387	1	10-100	
1387-1492	3	1-4	Liten overdekning
1492-1536	3	1-4	Liten overdekning Spiling fra 1510 til 1536
1536-1608	3	1-4	

17.1.2 PARSELL 12

Tabell 16 Vurdering av sikringsklasse for parsell 12 med utgangspunkt i kontrollørmeldinger fra Statens Vegvesen

Pelnummer	Antatt sikringsklasse	Q-verdi	Merknader
1340 – 1398	3	1-4	Kryssende sleppe
1398 – 1408	4	0,1-1	Veldig liten overdekning
1408 – 1440	3	1-4	
1440 –	3	1-4	Liten overdekning
– 1610			Spilling, men tverrutvidelse for E08

18 METODE

18.1 PÅVIRKNINGEN AV SAMTIDIG DETONERENDE LADNING OG AVSTAND

Sprengningsinduserte vibrasjoner er påvirket av avstanden mellom sprengningssted og målepunkt og ladningsmengden per tennerintervall. Som uttrykt i ligning 12.1 øker svingehastighet proporsjonalt med ladning per tennerintervall og invers proporsjonalt med avstanden. I tillegg er svingehastigheten påvirket av to grunnkoeffisienter, «fjellkonstanten» K og dempingskoeffisient β , og ladningskomponenten α .

Dempingen av vibrasjoner i grunnen uttrykt som toppverdien av svingehastighet kan evalueres basert på skalert avstand, ofte forkortet til SD (scaled distance). Skalert avstand er en funksjon av avstanden mellom sprengningssted og målepunkt og maksimum ladning per tennerintervall.

Ligningen for skalert avstand er:

$$SD = \frac{d}{\sqrt{Q}} \quad [\text{ligning 20.1}]$$

Der,

SD : skalert avstand [$\text{m}/\text{kg}^{1/2}$]

d : avstand mellom sprengningssted og målepunkt [m]

Q : maksimum ladning per tennerintervall [kg]

(Mohamed, 2010)

18.1.1 AVSTAND OG SVINGEHASTIGHET

For å vurdere påvirkningen av avstanden mellom salve og målepunkt på svingehastighet kan disse parameterne plottes som funksjon av profilnummer. Dette gjør det mulig å se hvordan avstanden og svingehastigheten varierer langs tunnelstrekningen for et gitt målepunkt. Dette ble gjort ved analyse av sprengningsinduserte vibrasjoner ved driving av Romeriksporten for å vurdere hvordan geologiske parametere påvirket svingehastigheten (Christiansen, 1997).

Med utgangspunkt i konklusjonene fra Romeriksporten ble det utarbeidet noen arbeidshypoteser som skulle undersøkes i området:

- Påvirkes svingehastigheten av geologiske strukturer. Det er større demping i løsmasser, er det også mer demping ved svakhetssoner?
- Hvordan er fjellkonstanten påvirket av avstanden?

18.1.2 LADNING PER TENNERINTERVALL OG SVINGEHASTIGHET

Tilsvarende som for avstand, ble ladningen per tennerintervall og svingehastigheten plottet mot profilnummer. Det gir et inntrykk for hvordan svingehastigheten varierer med samtidig detonerende ladning.

18.2 REGRESJONSANALYSE

Regresjonsanalysene finner den beste tilpasningen av dataene basert på minste kvadrater metode. Minste kvadraters regresjonslinje er den linjen som gjør kvadratsummen av vertikalavstander minst mulig. Regresjonslinjen legges i praksis slik at 50 % av verdiene ligger under regresjonslinjen, og de resterende 50 % ligger over linjen. Svingehastigheten plottes lineært mot skalert avstand. Inngangsparameterne transformeres til logaritmiske verdier.

Ved å gjøre en enkel regresjonsanalyse kan grunnkoeffisientene vurderes for sprengingsområdet når det er gjort tilstrekkelig målinger av svingehastighet ved ulike avstander og for mange salver. Regresjonsanalyse gir grunnkoeffisientene for å beregne toppverdien av svingehastighet i ligningen (Ozer, 2008):

$$v = K(SD)^{-\beta} \quad \text{[ligning 20.2]}$$

Der,

v : toppverdi av svingehastighet [mm/s]

K : «fjellkonstanten»

SD : skalert avstand

β : dempingskoeffisient

Ved å bestemme grunnkoeffisienter for det aktuelle området reduseres usikkerheten i ligningen for å beregne svingehastigheten videre i drivingen.

Sammenhengen mellom svingehastighet og skalert avstand er mye brukt, og blir ansett som svært pålitelig (Ozer, 2008). Konstantene man finner fra regresjonsanalyse kan benyttes i tilsvarende geologi med tilsvarende bergmassekvalitet. Men det må tas i betraktning at bruken av regresjonsresultatene i sprengningsplaner kan gi uregelmessige resultater (Ozer, 2008).

18.3 FREKVENNS

Skadepotensialet er avhengig av både svingehastighet og frekvens, for å evaluere hvordan frekvensen og svingehastigheten varierer innenfor analyseområdet er toppverdien av svingehastighet plottet med den tilhørende frekvensen.

19 RESULTAT

Datagrunnlaget i oppgaven baseres på data fra ladeplaner, salverapporter og vibrasjonsmålinger.

Toppverdiene av svingehastighetene er plottet mot forskjellige variabler for å se på hvordan de innvirker på vibrasjonene. Verdiene av svingehastighetene er hentet fra Blastmanager og er plottet langs tunnelstrekningen for hvert målepunkt innenfor analyseområdet. Det er lagt ved en Excel-fil med grafer for alle målepunktene i analyseområdet.

19.1 AVSTAND OG LADNING PER TENNERINTERVALL



Figur 24 Kartutsnitt over analyseområdet (Nitro Consult, 2016)

Det er valgt ut noen målepunkt der det blir analysert hvordan avstanden og samtidig detonerende ladning påvirker svingehastigheten. Disse er innenfor området i figur 24. I tabell 17 er det gitt en oversikt over grenseverdier og eventuelle overskridelser for målepunktene.

Tabell 17 Oversikt over målepunkter

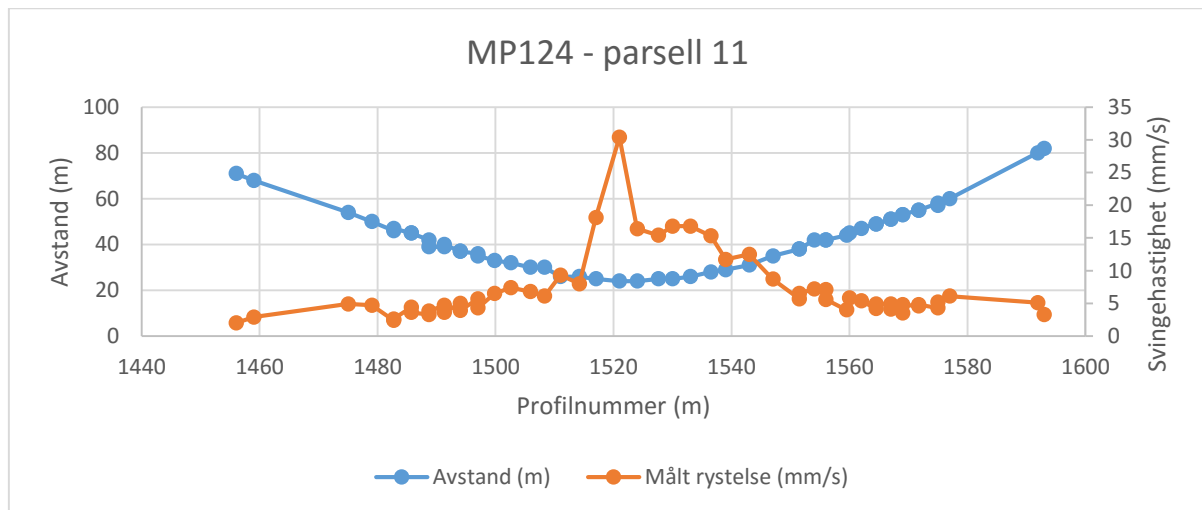
Målepunkt	Grenseverdi	Overskridelser
MP124	40 mm/s	0
MP125	40 mm/s	0
MP126	40 mm/s	0
MP127	40 mm/s	0
MP128	40 mm/s	0
MP141	40 mm/s	0
MP142	40 mm/s	0
MP146	25 mm/s	2
MP153	40 mm/s	3

19.2 VIBRASJONER OG AVSTAND

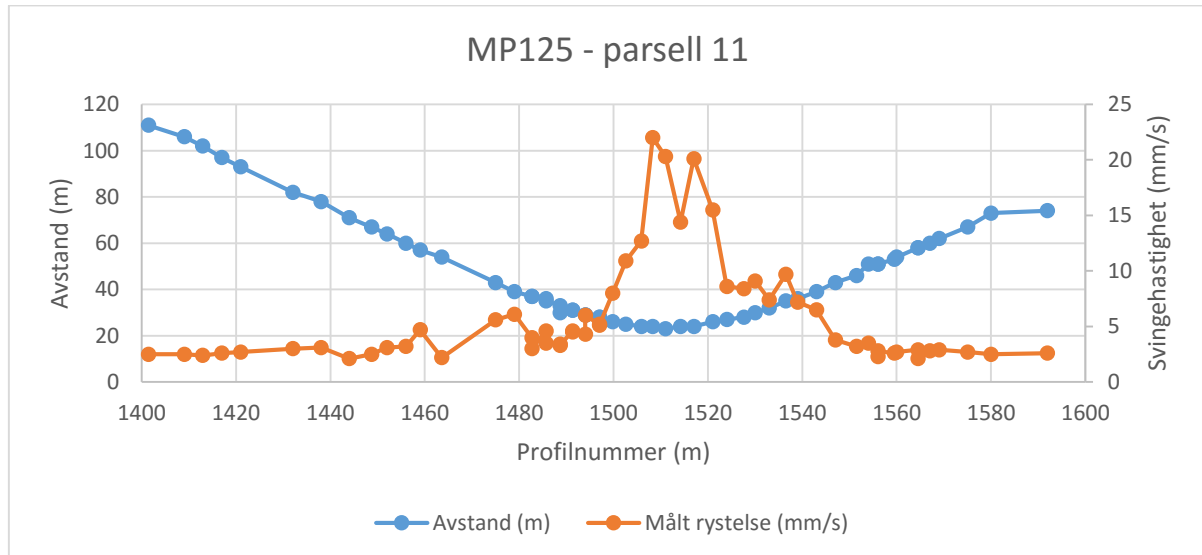
For å vurdere hvordan vibrasjonene endres med avstanden mellom sprengning og målepunkt ble toppverdien av svingehastigheten og avstanden plottet som funksjon av profilnummer.

Noen utvalgt plott fra området i figur 24 er gitt i figur 25 – figur 42.

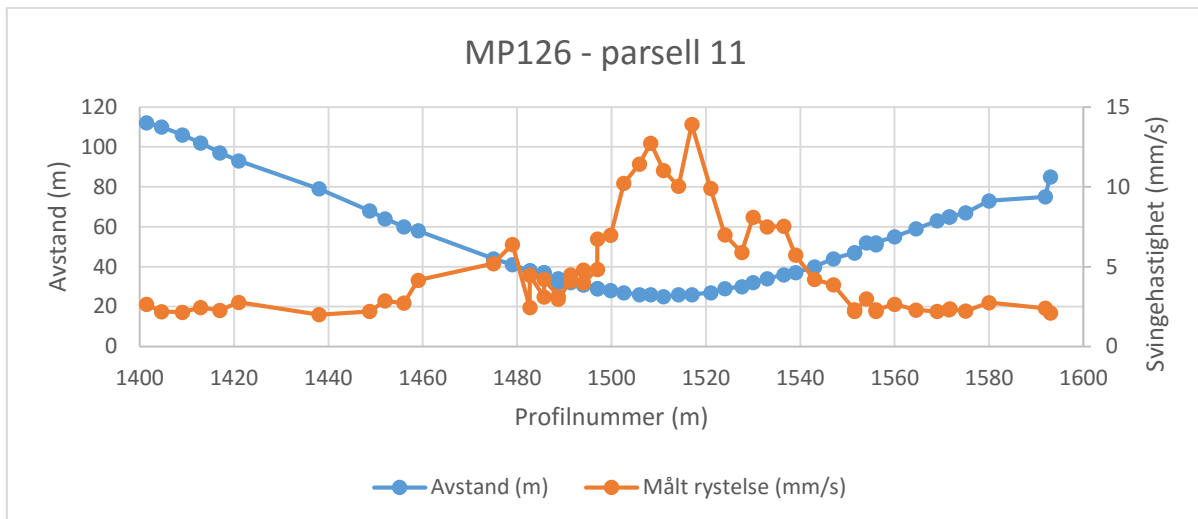
19.2.1 PARSELL 11



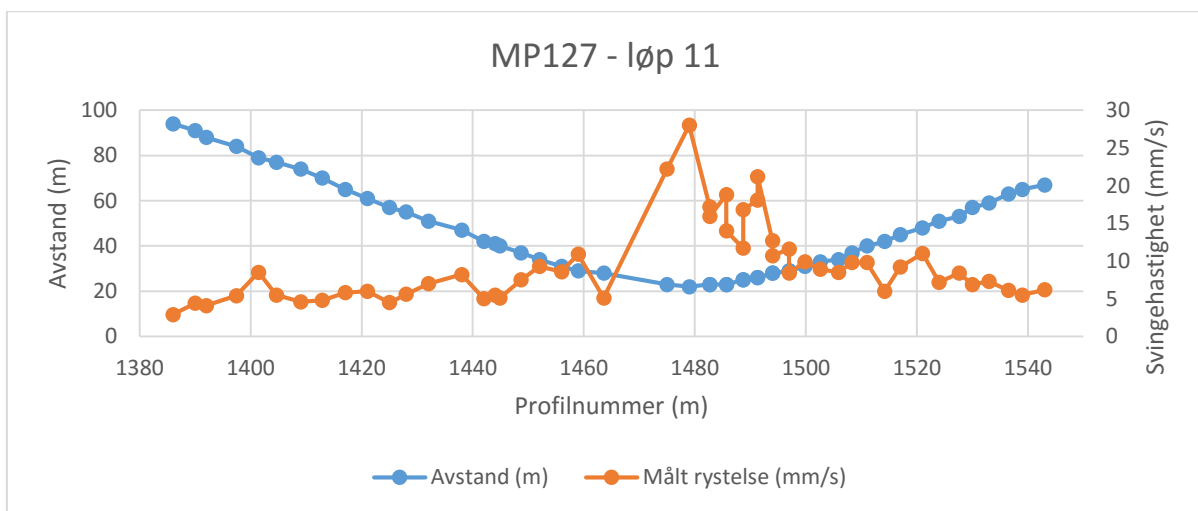
Figur 25 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1455-1595 i parsell 11 for målepunkt 124



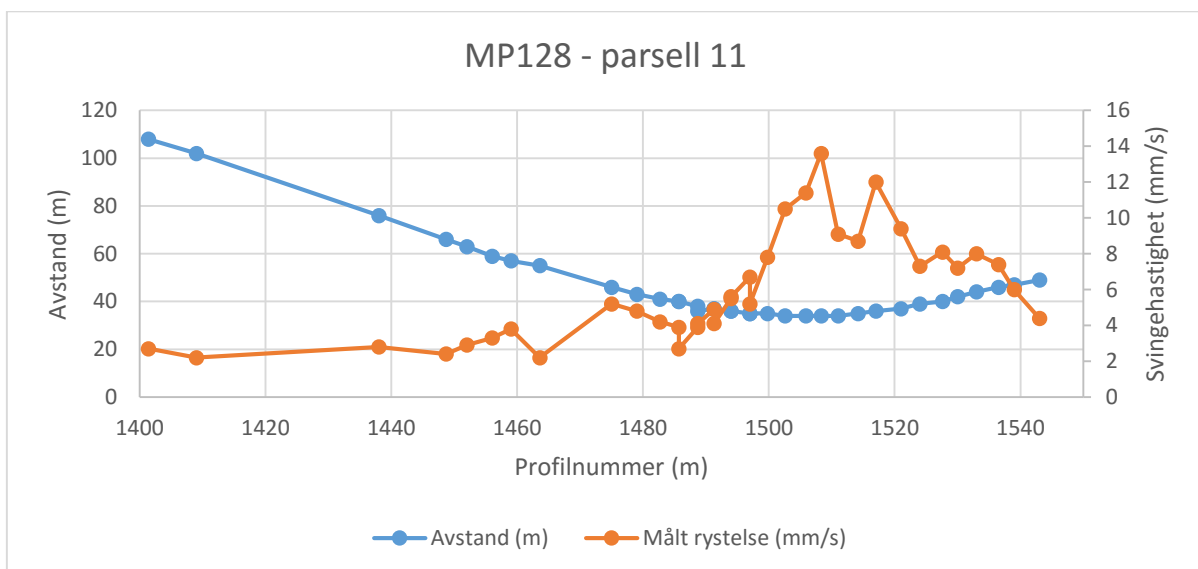
Figur 26 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1400-1590 i parsell 11 for målepunkt 125



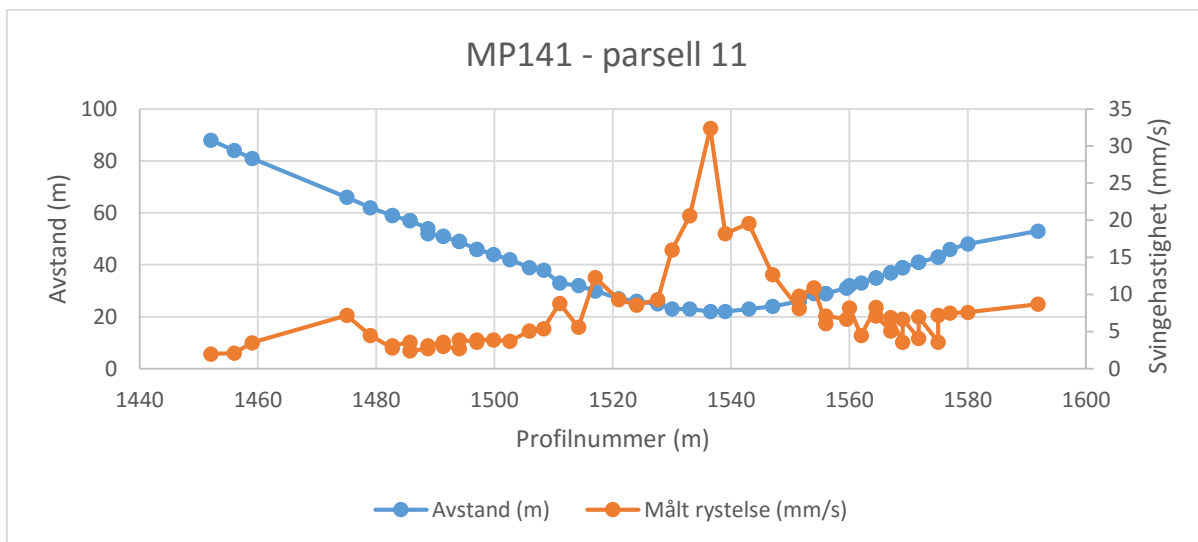
Figur 27 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1400-1590 i parsell 11 for målepunkt 126



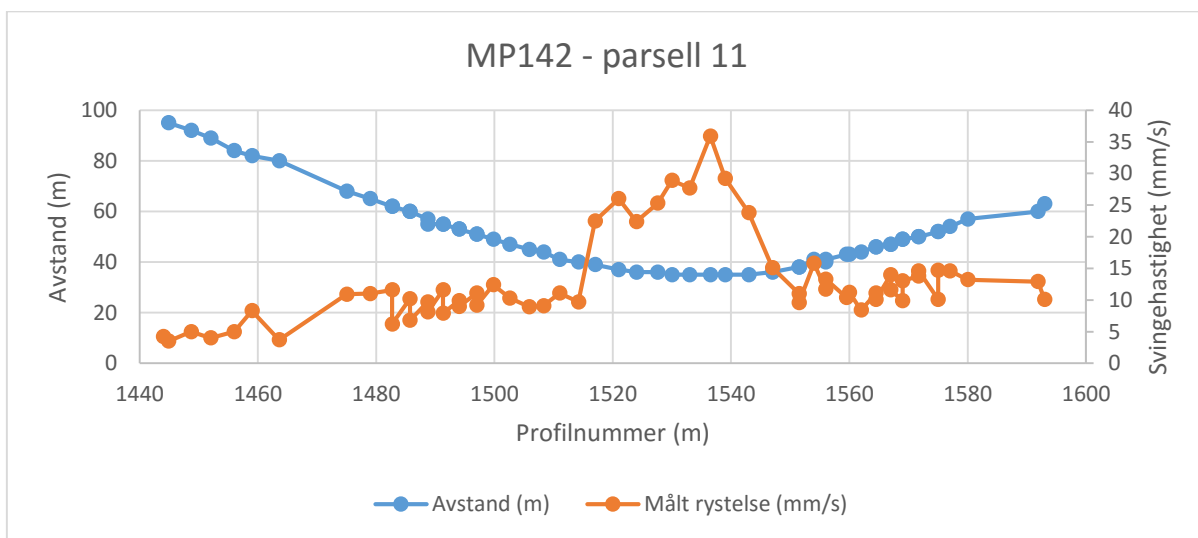
Figur 28 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1385-1545 i parsell 11 for målepunkt 127



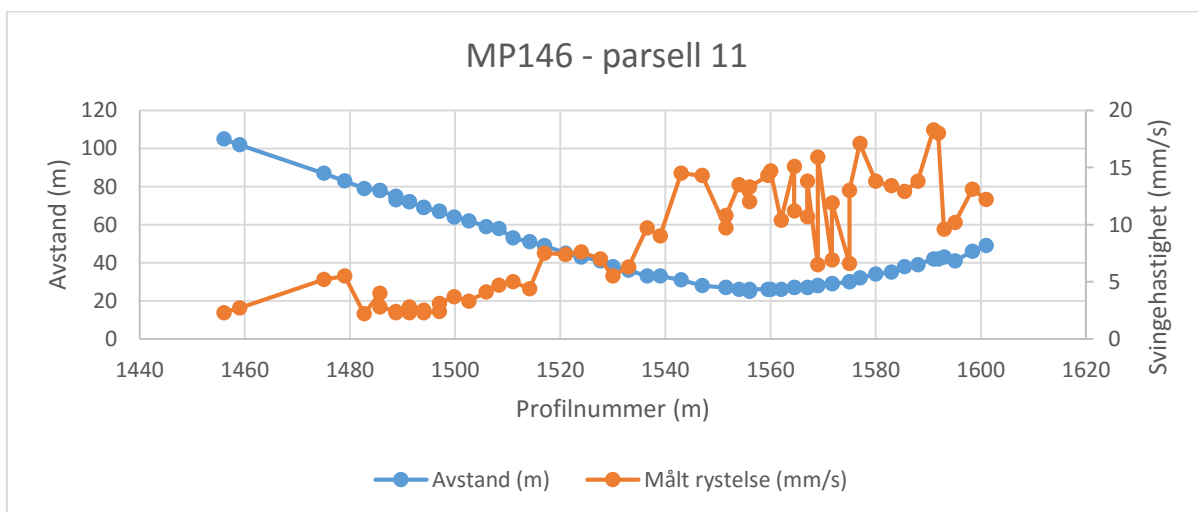
Figur 29 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1400-1540 i parsell 11 for målepunkt 128



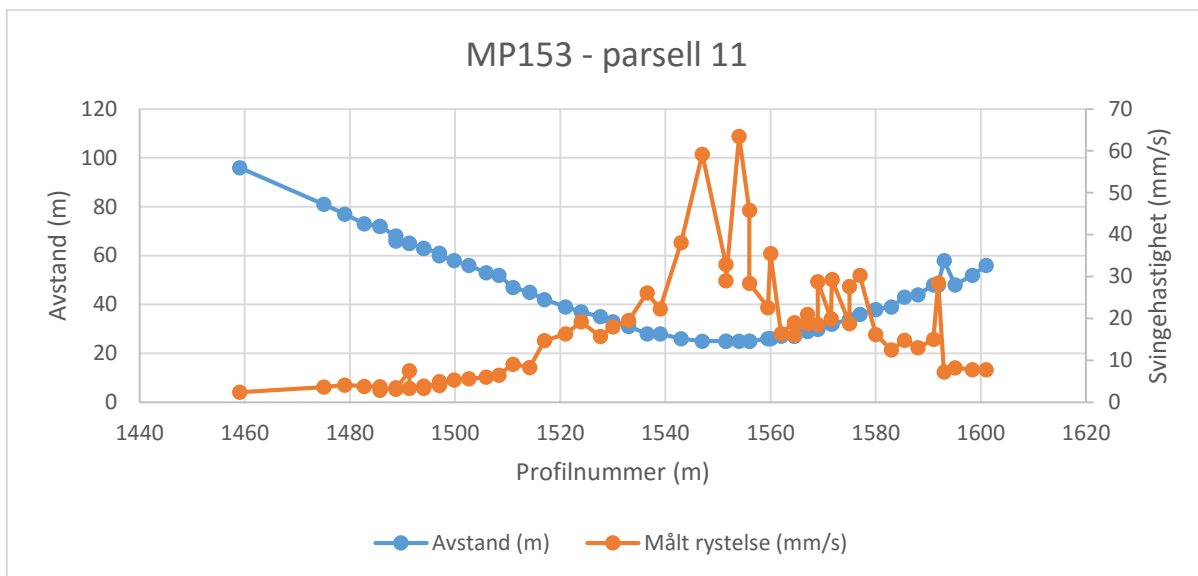
Figur 30 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1450-1590 i parsell 11 for målepunkt 141



Figur 31 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1440-1590 i parsell 11 for målepunkt 142

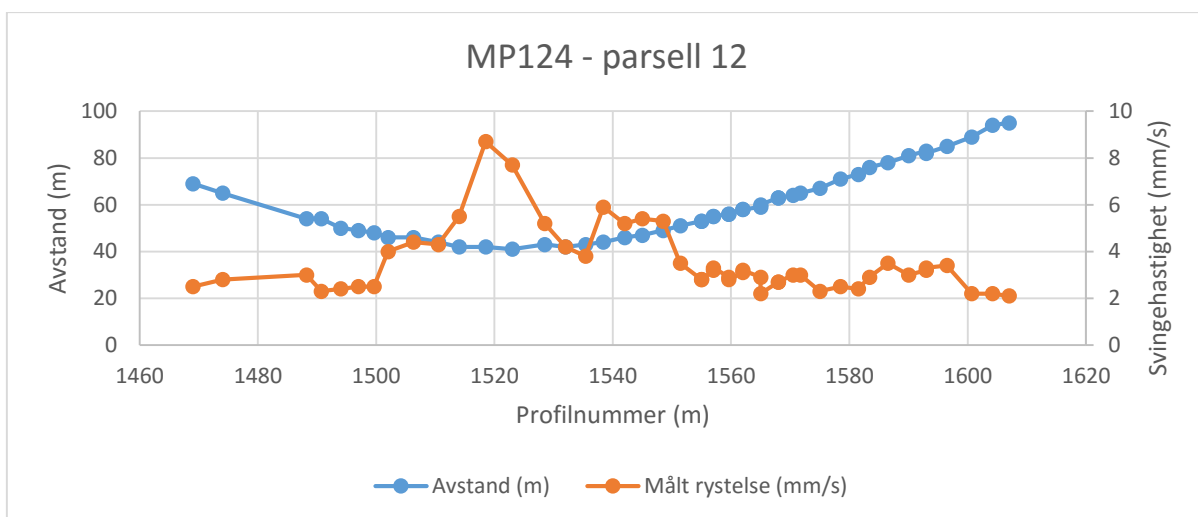


Figur 32 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1450-1600 i parsell 11 for målepunkt 146

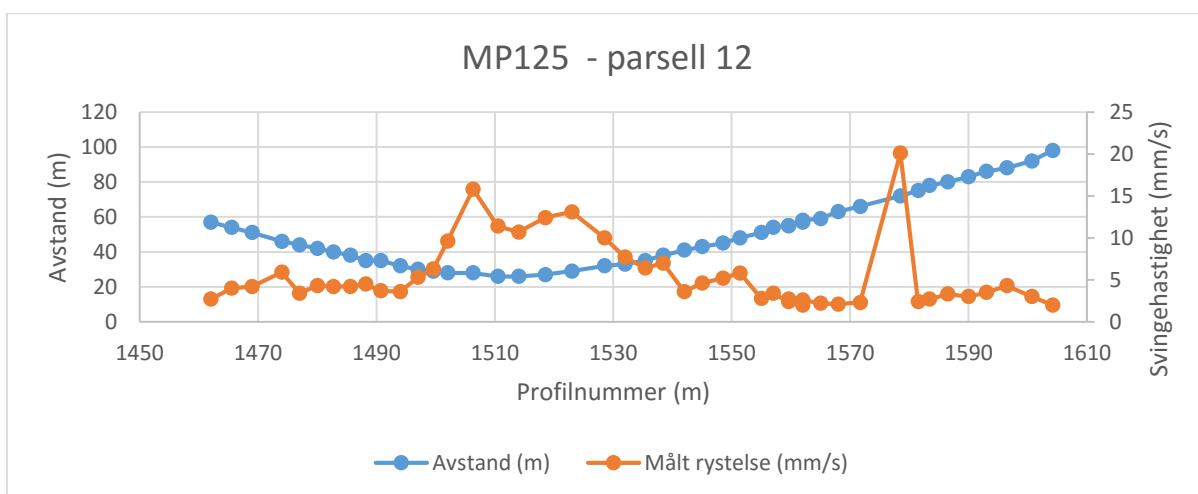


Figur 33 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1460-1600 i parsell 11 for målepunkt 153

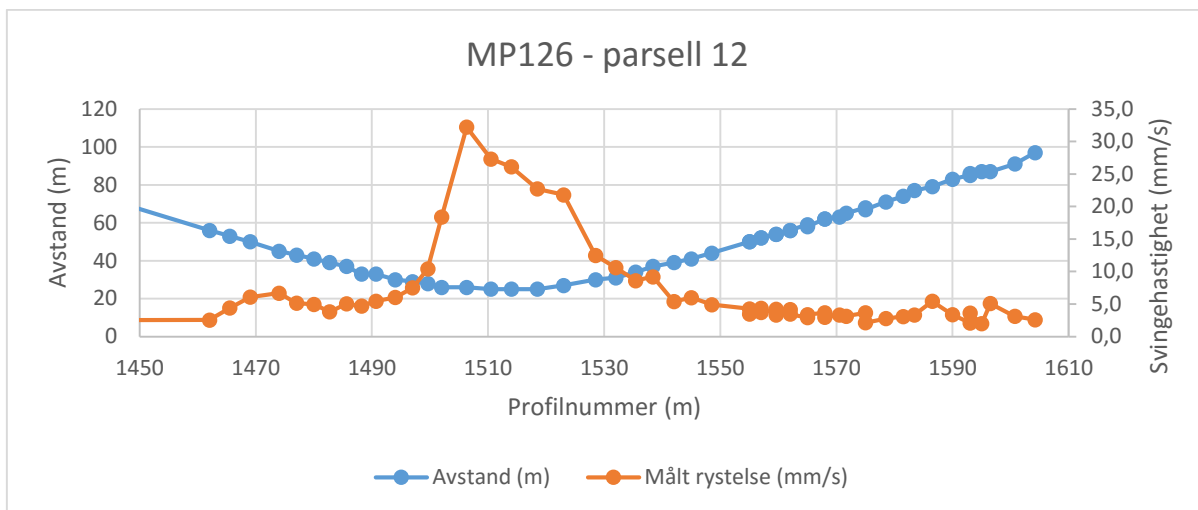
19.2.2 PARSELL 12



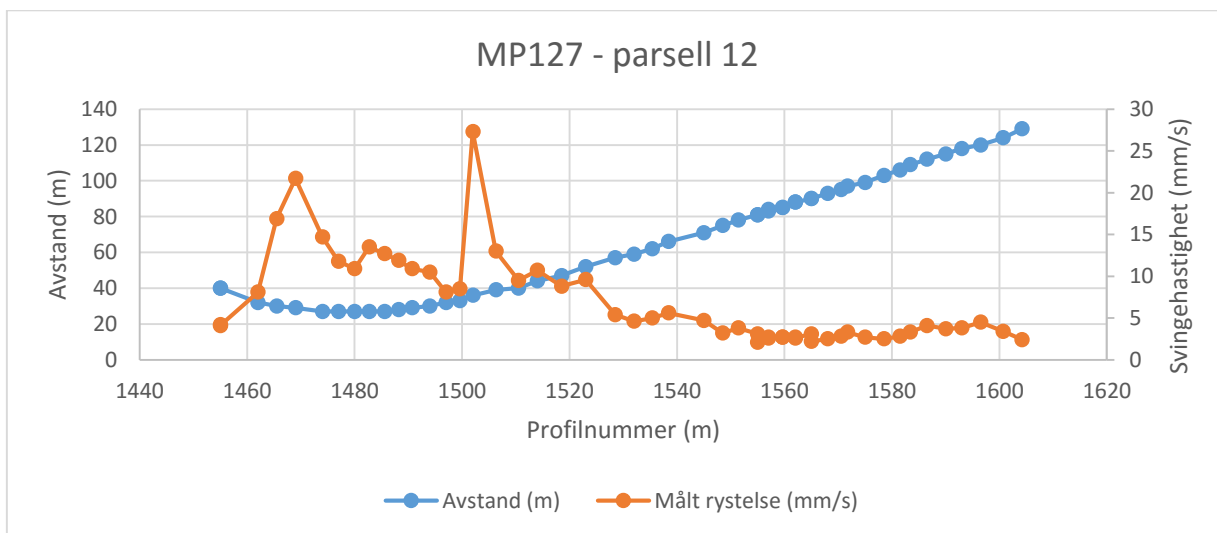
Figur 34 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1470-1610 i parsell 12 for målepunkt 124



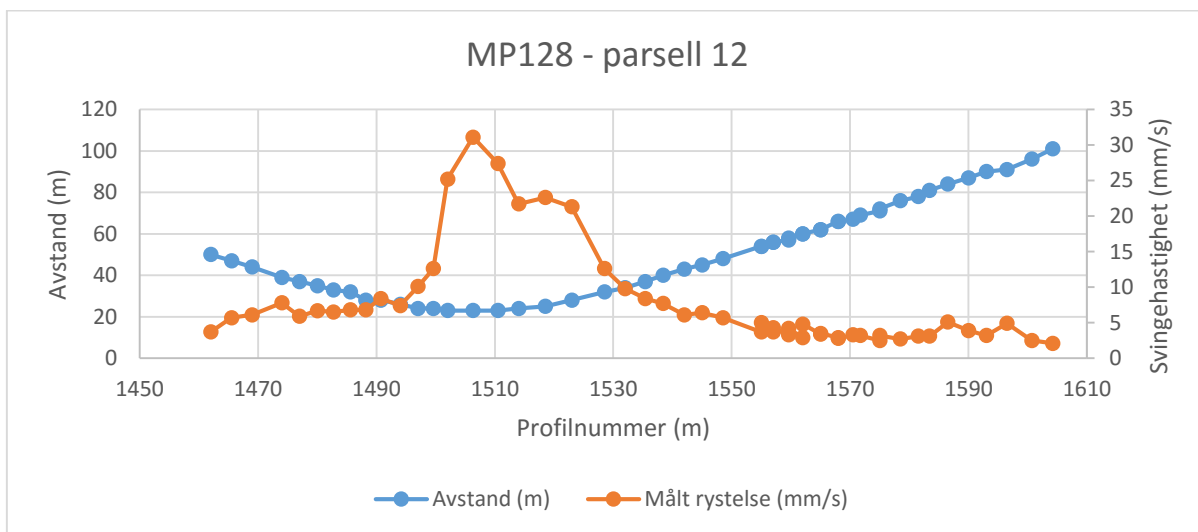
Figur 35 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1460-1600 i parsell 12 for målepunkt 125



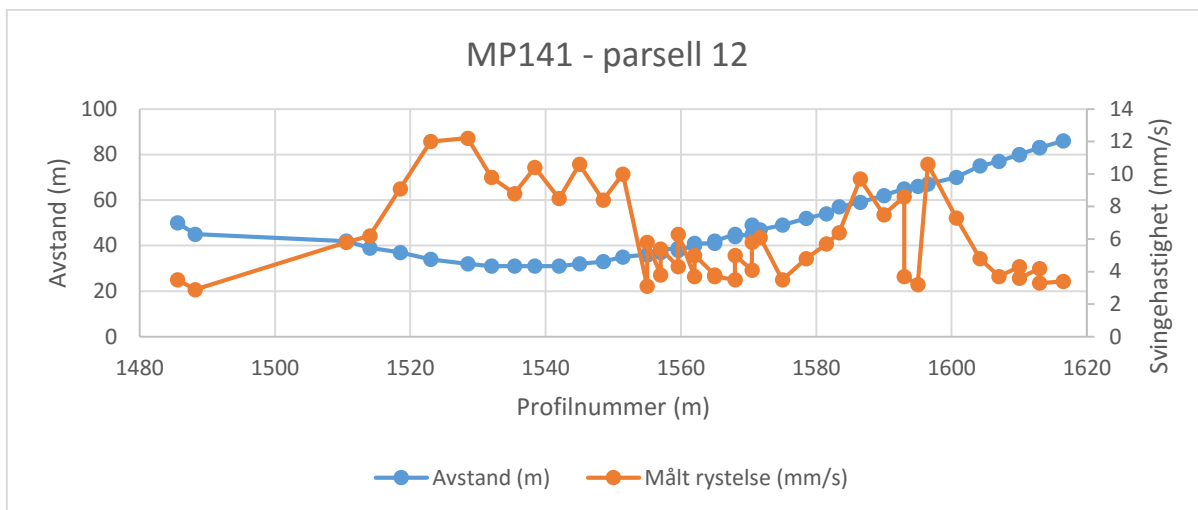
Figur 36 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1450-1600 i parsell 12 for målepunkt 126



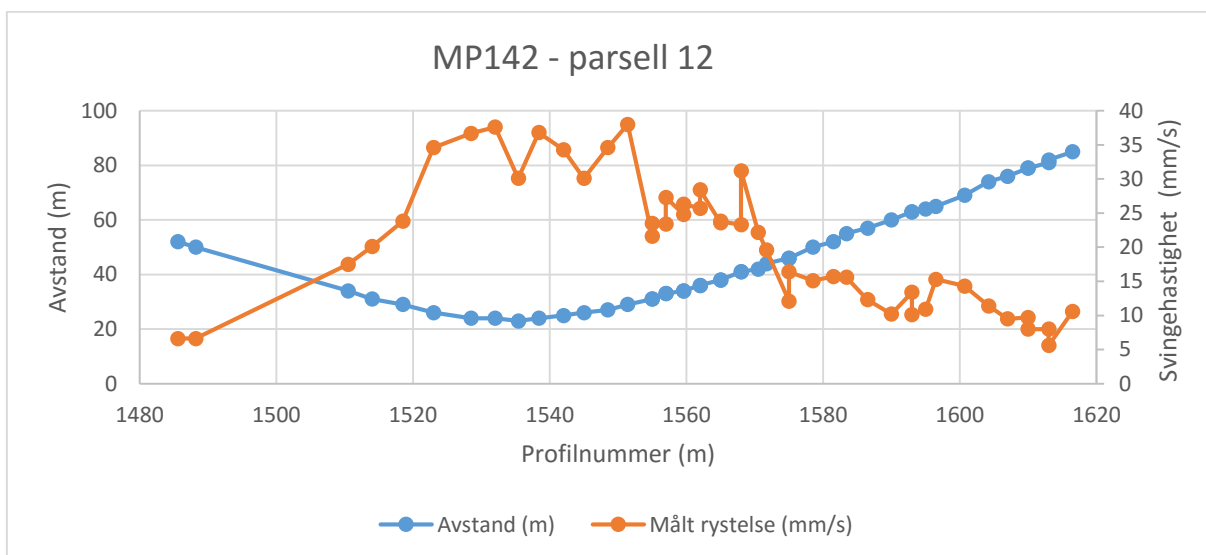
Figur 37 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1450-1600 i parsell 12 for målepunkt 127



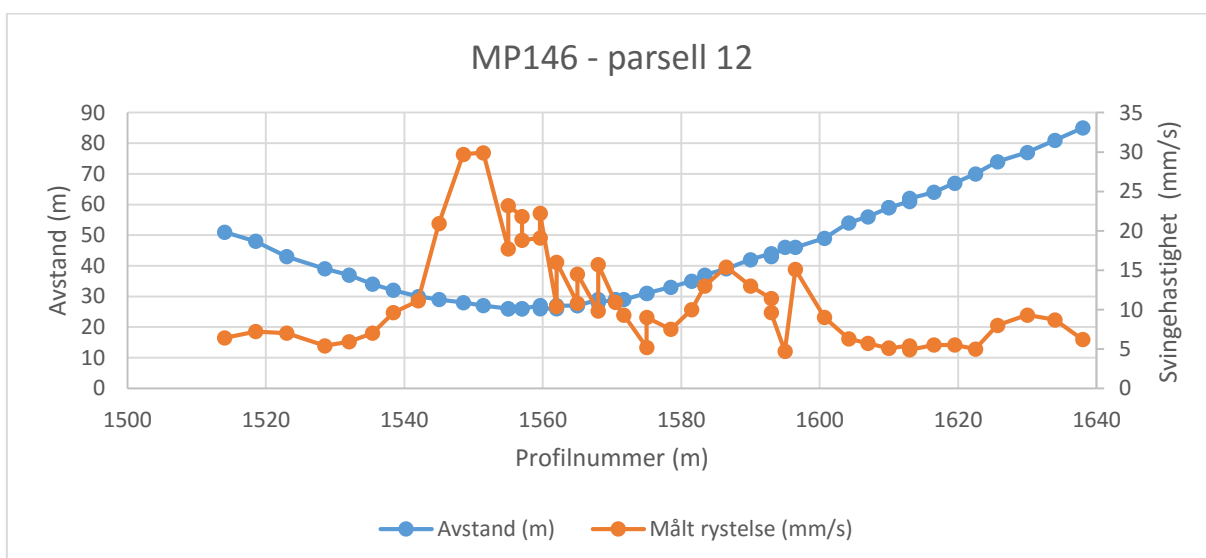
Figur 38 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1460-1605 i parsell 12 for målepunkt 128



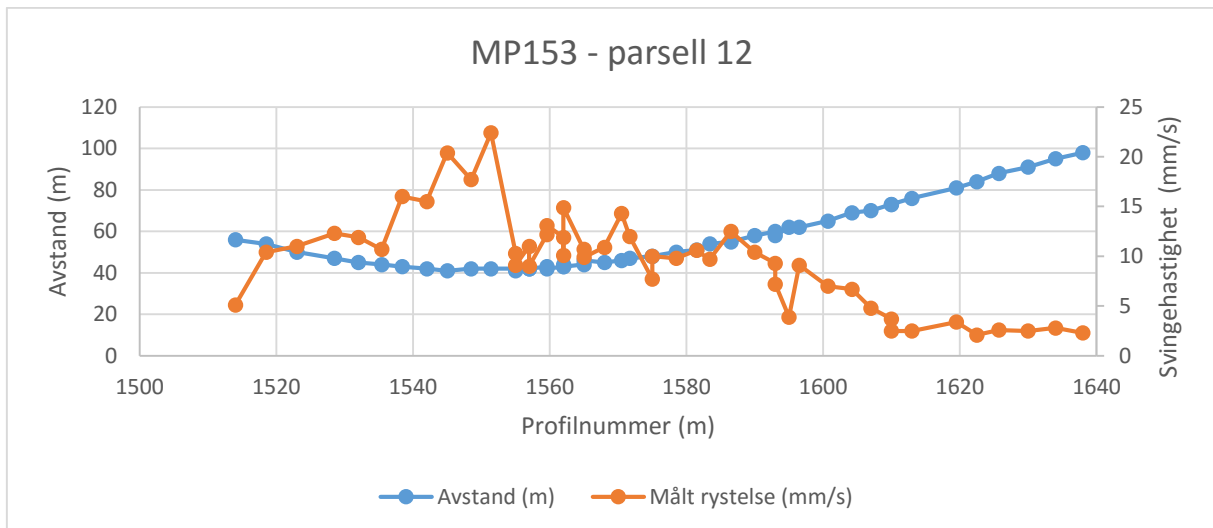
Figur 39 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1490-1615 i parsell 12 for målepunkt 141



Figur 40 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1490-1615 i parsell 12 for målepunkt 142



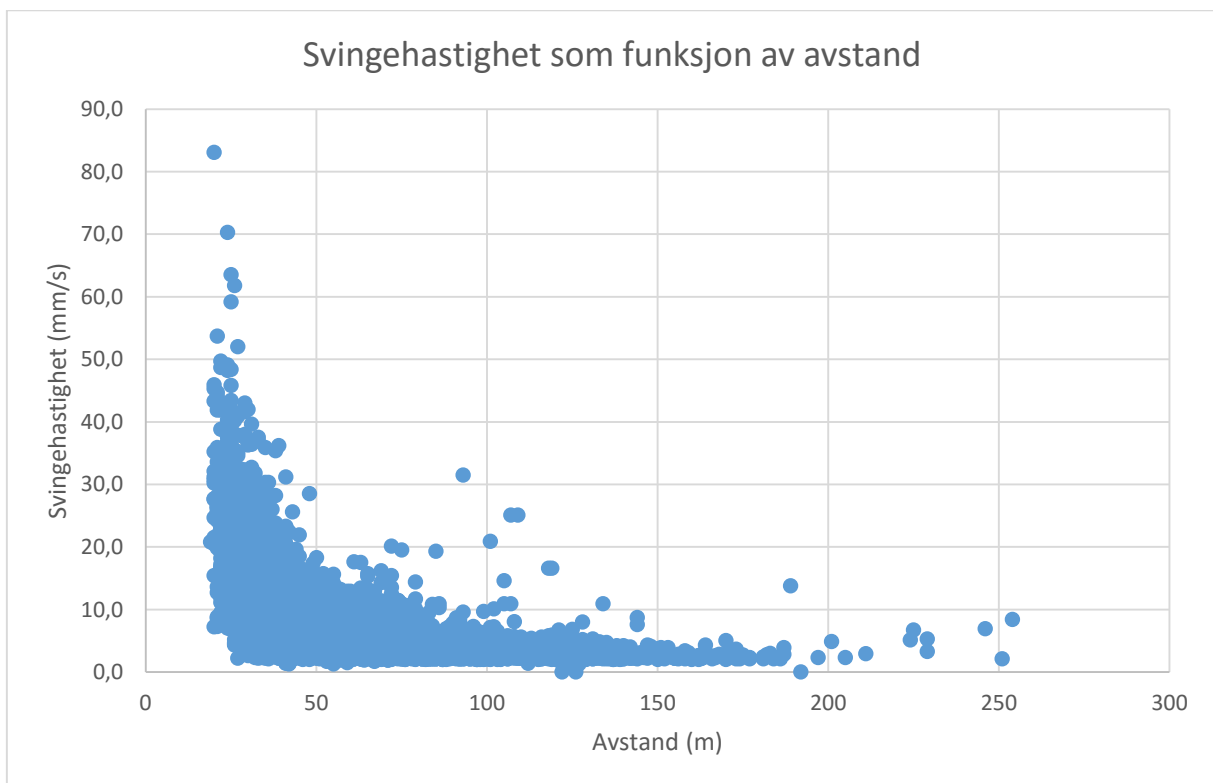
Figur 41 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1510-1635 i parsell 12 for målepunkt 146



Figur 42 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1510-1635 i parsell 12 for målepunkt 153

19.3 SVINGEHASTIGHET SOM FUNKSJON AV AVSTAND

For å analysere hvordan svingehastigheten varierer med avstanden i hele analyseområdet er svingehastigheten fra alle målepunktene mellom Kong Carls gate og Kannikgata plottet som funksjon av avstanden i figur 43.

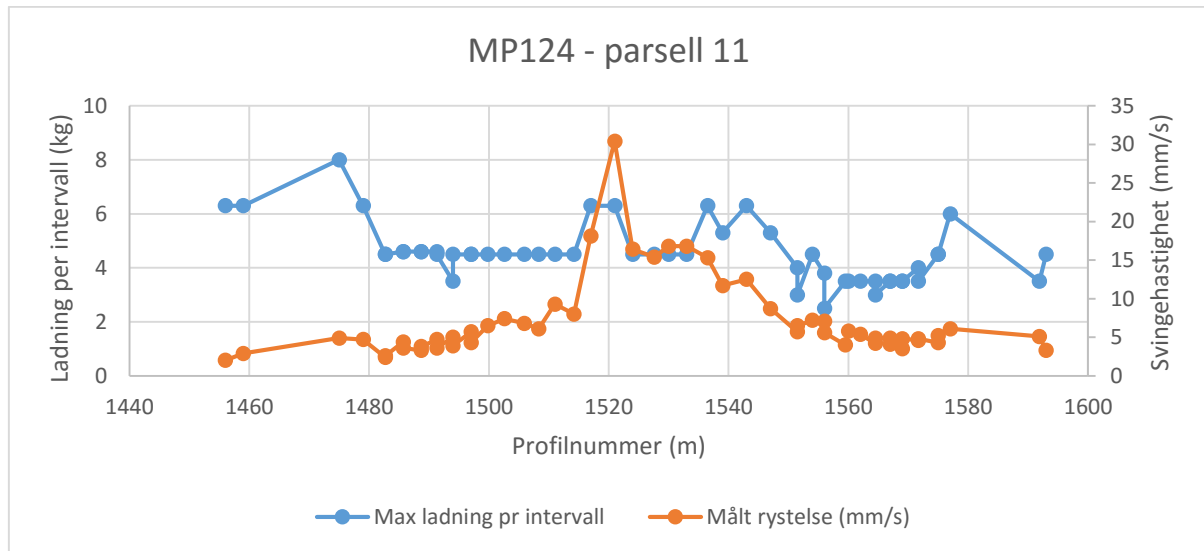


Figur 43 Svingehastighet som funksjon av avstand fra salver i parsell 11 og parsell 12 til målepunkter mellom Kong Carls gate og Kannikgata

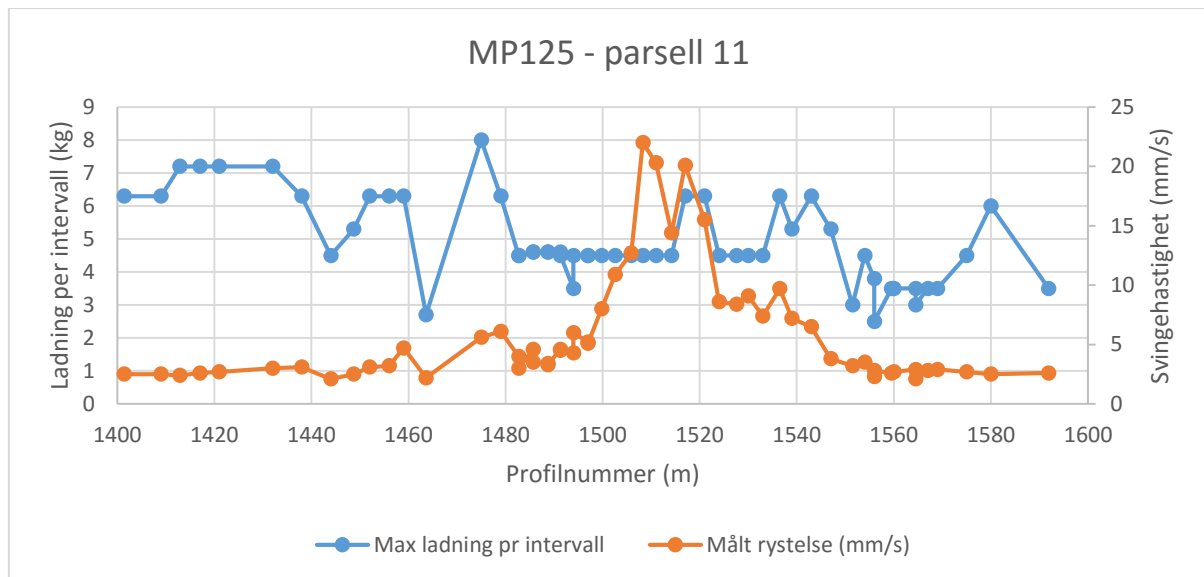
19.4 VIBRASJONER OG SAMTIDIG DETONERENDE LADNING

I likhet med avstand, er også ladning per tennerintervall en viktig faktor for størrelsen til vibrasjonene. I figur 44 – figur 61 er samtidig detonerende ladning og toppverdien av svingehastighet plottet som funksjon av profilnummer i parsellene.

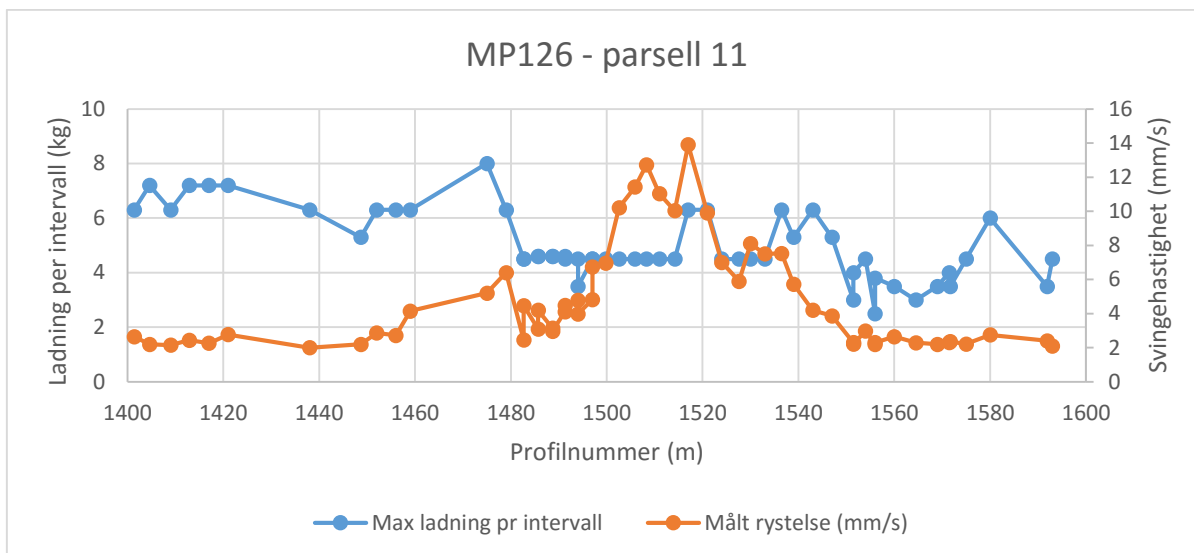
19.4.1 PARSELL 11



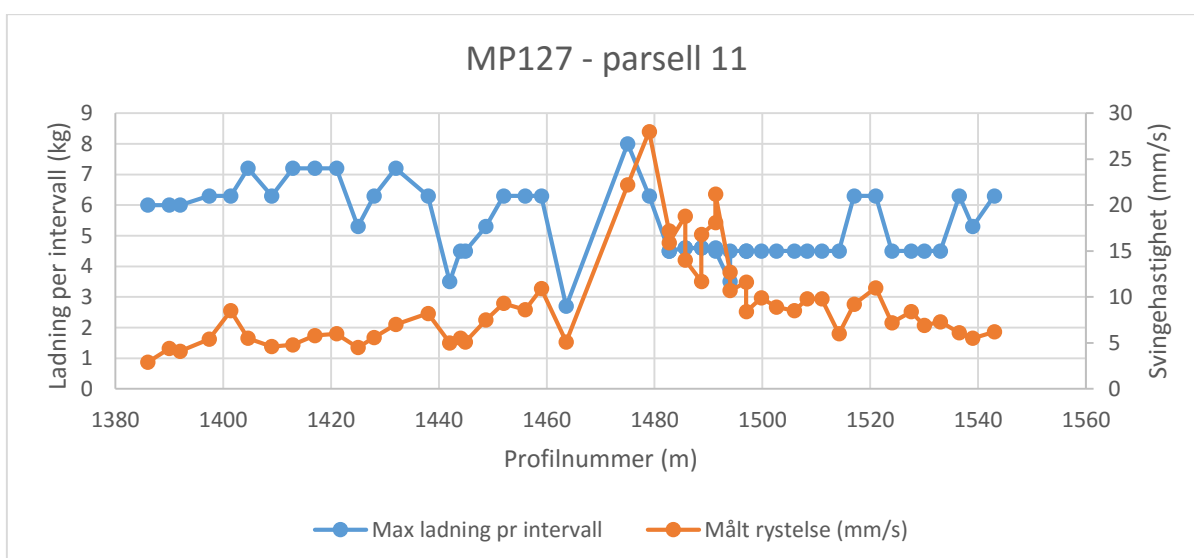
Figur 44 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1455-1590 i parsell 11 for målepunkt 124



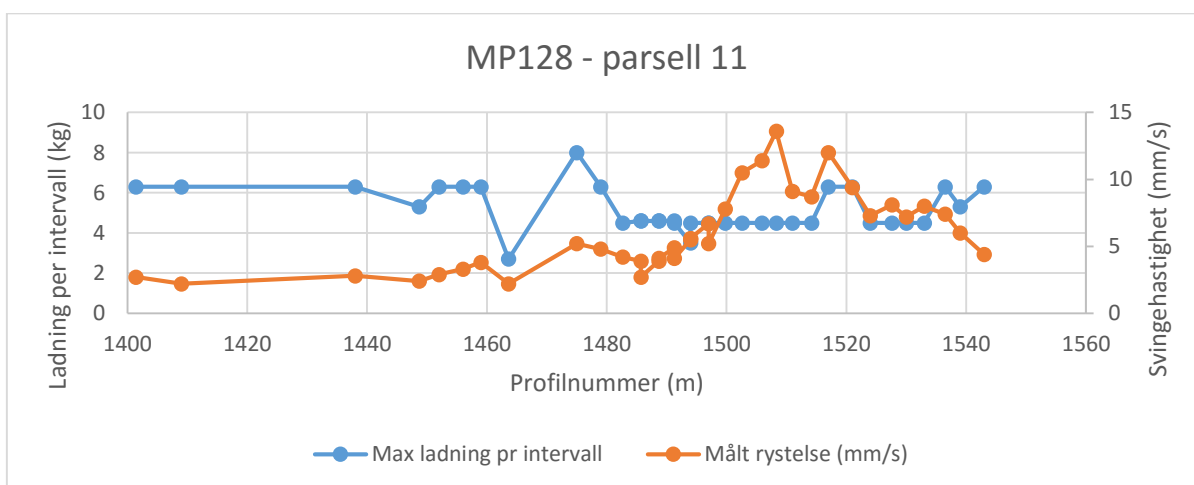
Figur 45 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1400-1590 i parsell 11 for målepunkt 125



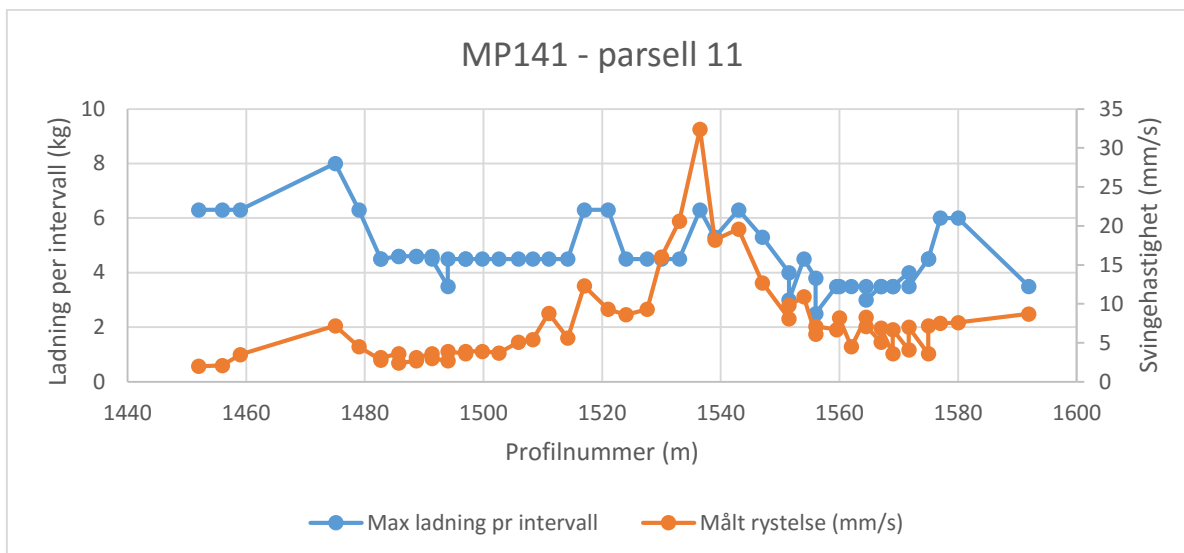
Figur 46 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1400-1590 i parsell 11 for målepunkt 126



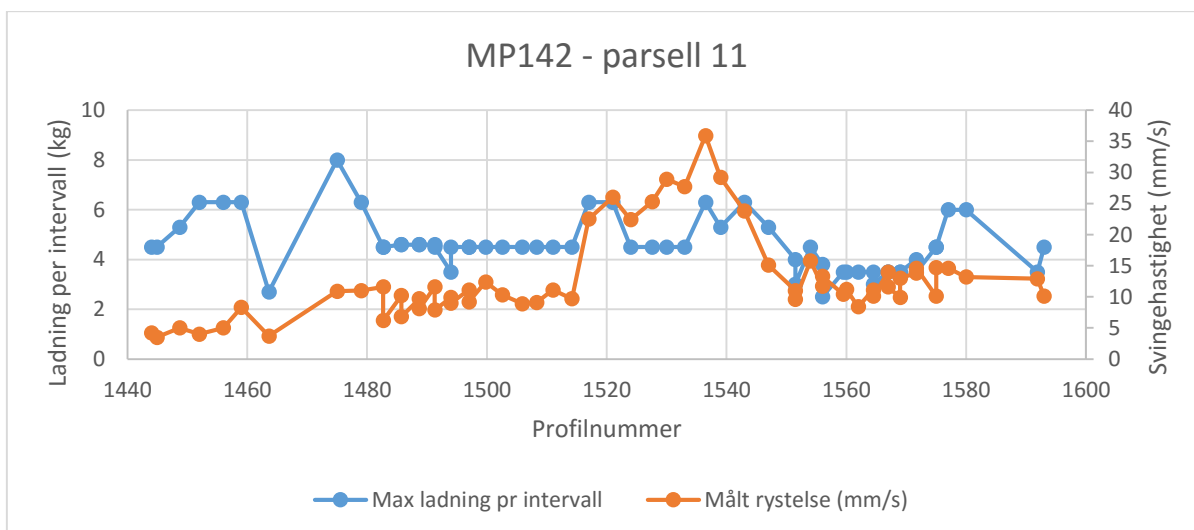
Figur 47 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1385-1545 i parsell 11 for målepunkt 127



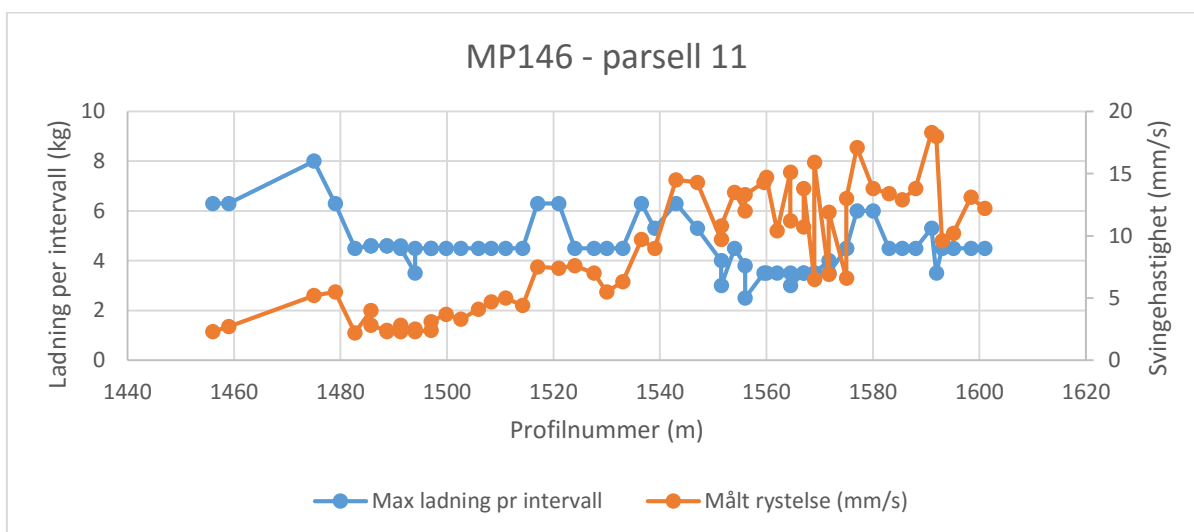
Figur 48 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1400-1545 i parsell 11 for målepunkt 128



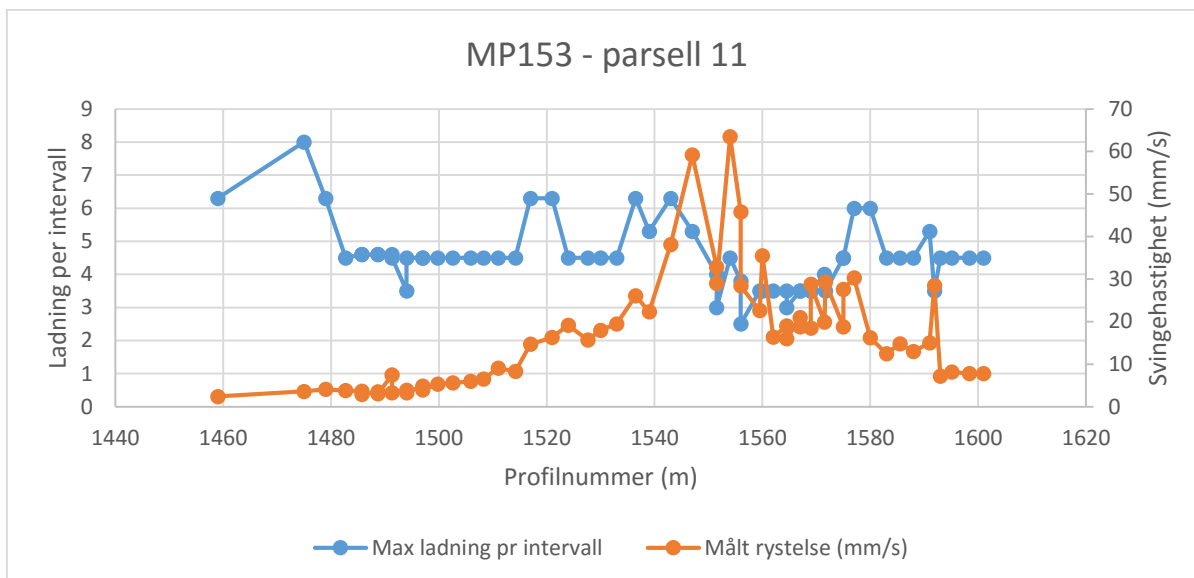
Figur 49 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1450-1590 i parsell 11 for målepunkt 141



Figur 50 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1440-1590 i parsell 11 for målepunkt 142

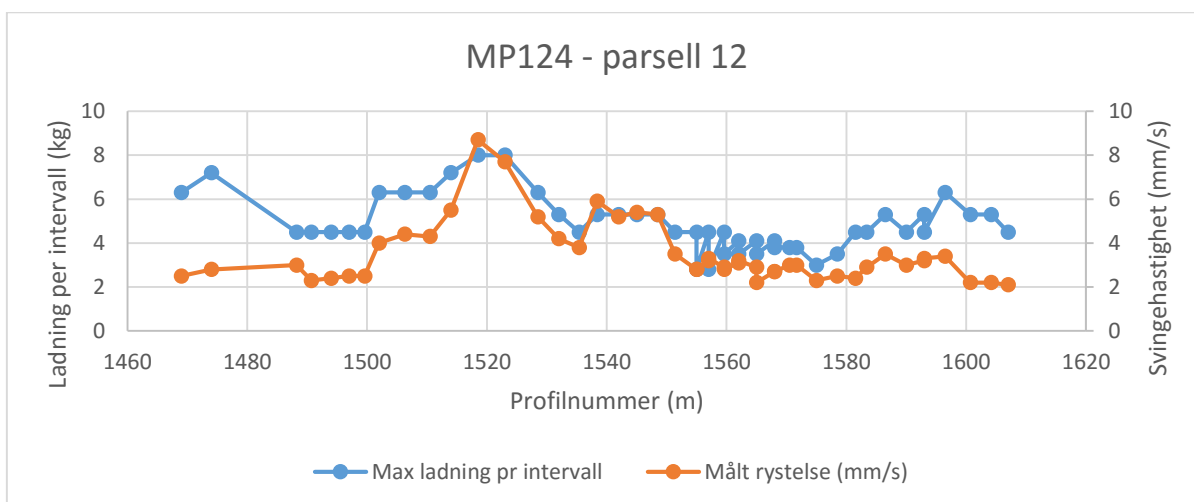


Figur 51 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1450-1600 i parsell 11 for målepunkt 146

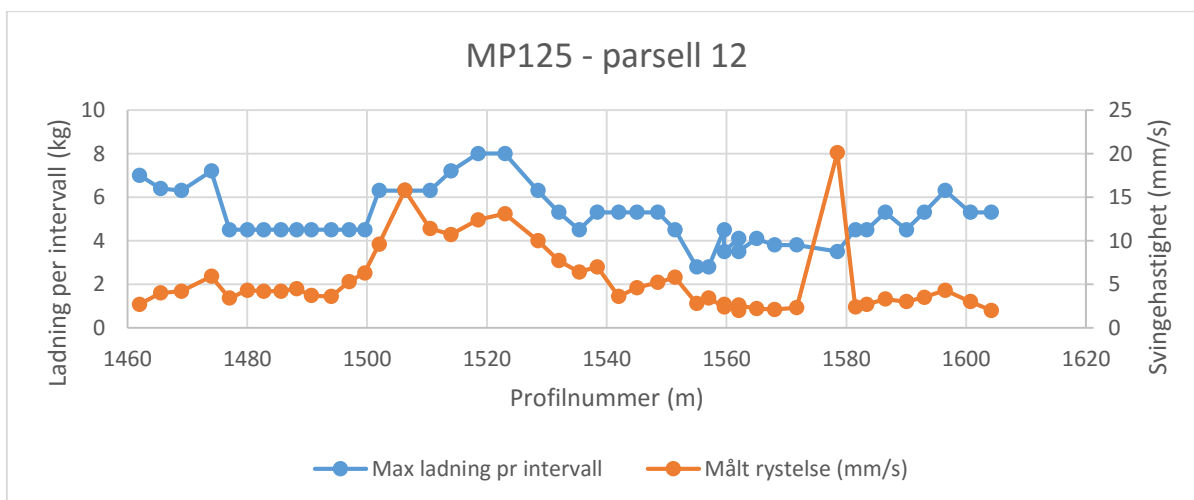


Figur 52 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1460-1600 i parsell 11 for målepunkt 153

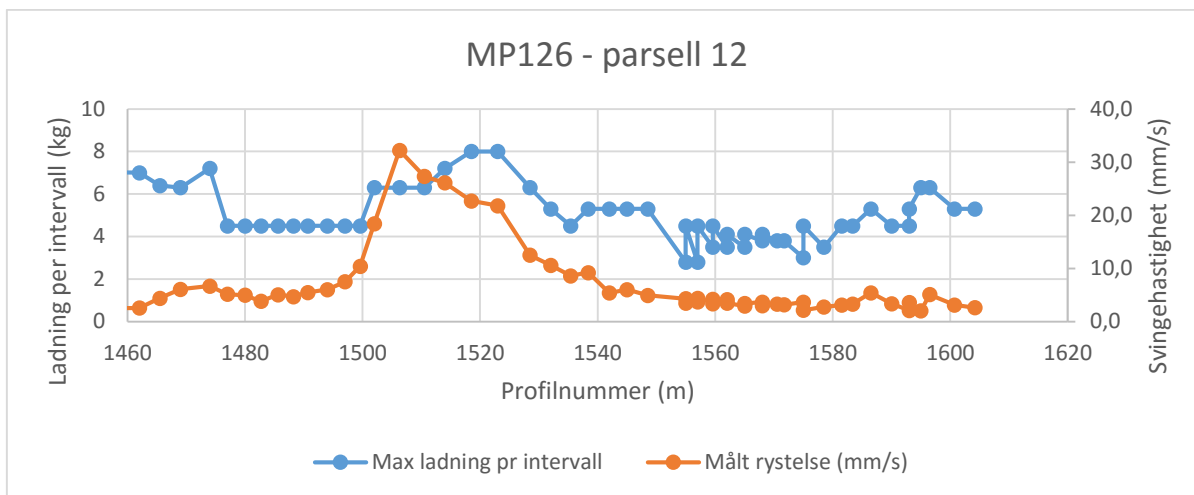
19.4.2 PARSELL 12



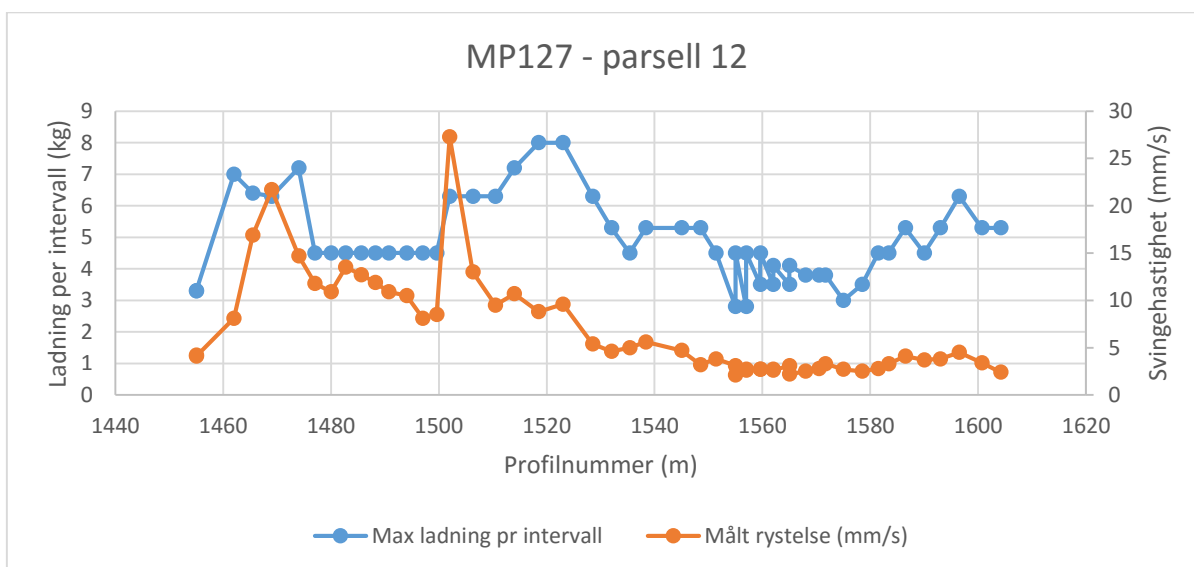
Figur 53 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1470-1610 i parsell 12 for målepunkt 124



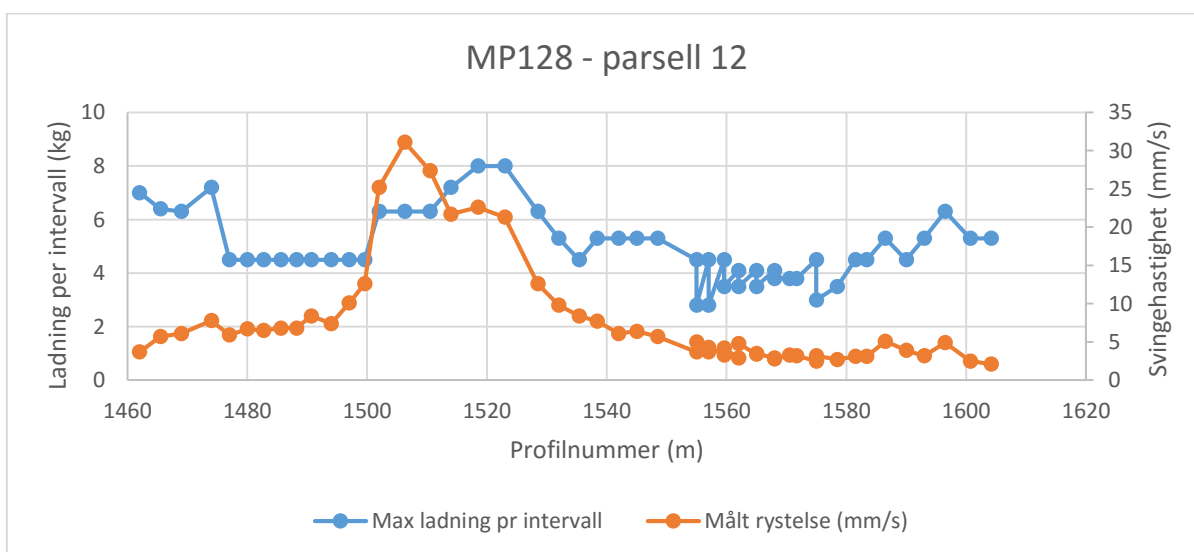
Figur 54 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1460-1605 i parsell 12 for målepunkt 125



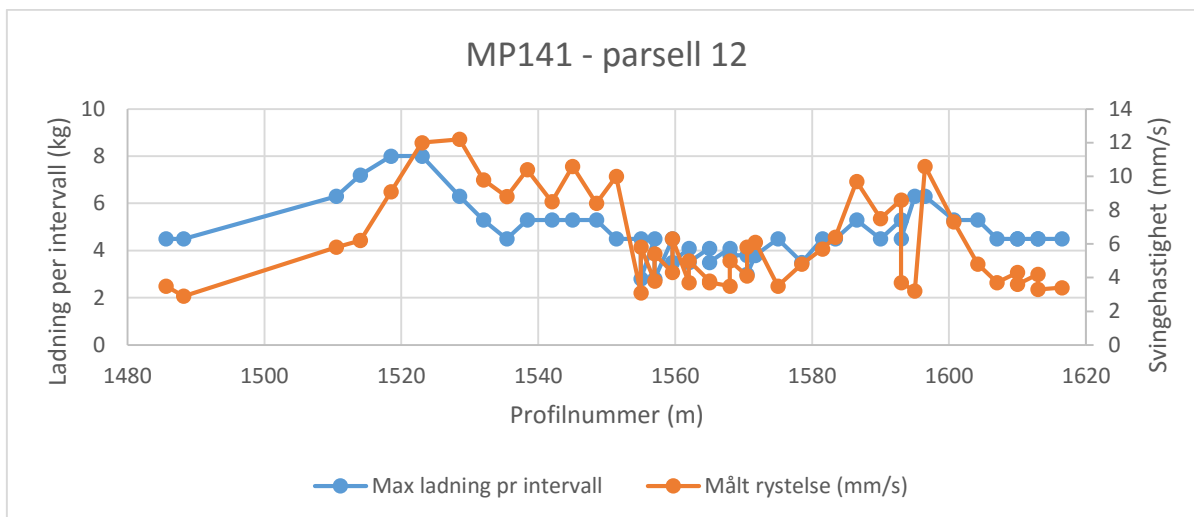
Figur 55 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1460-1605 i parsell 12 for målepunkt 126



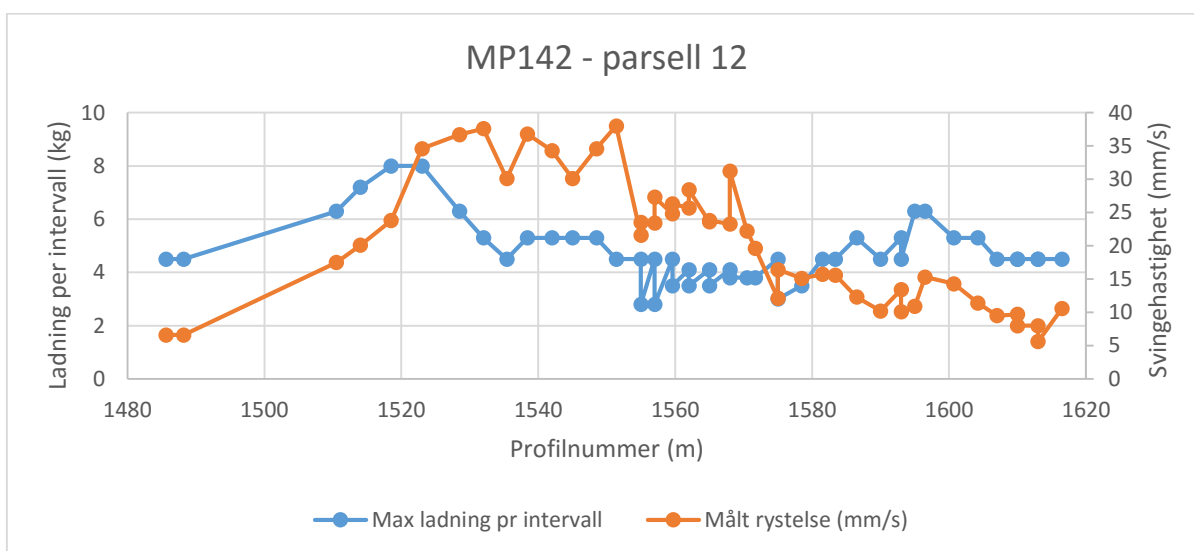
Figur 56 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1450-1610 i parsell 12 for målepunkt 127



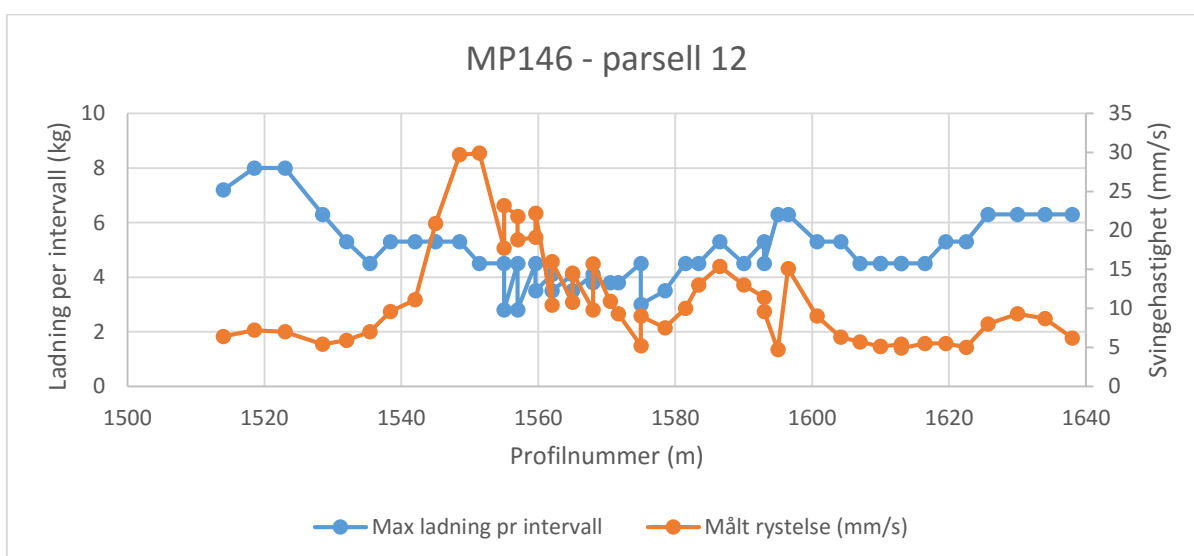
Figur 57 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1460-1605 i parsell 12 for målepunkt 128



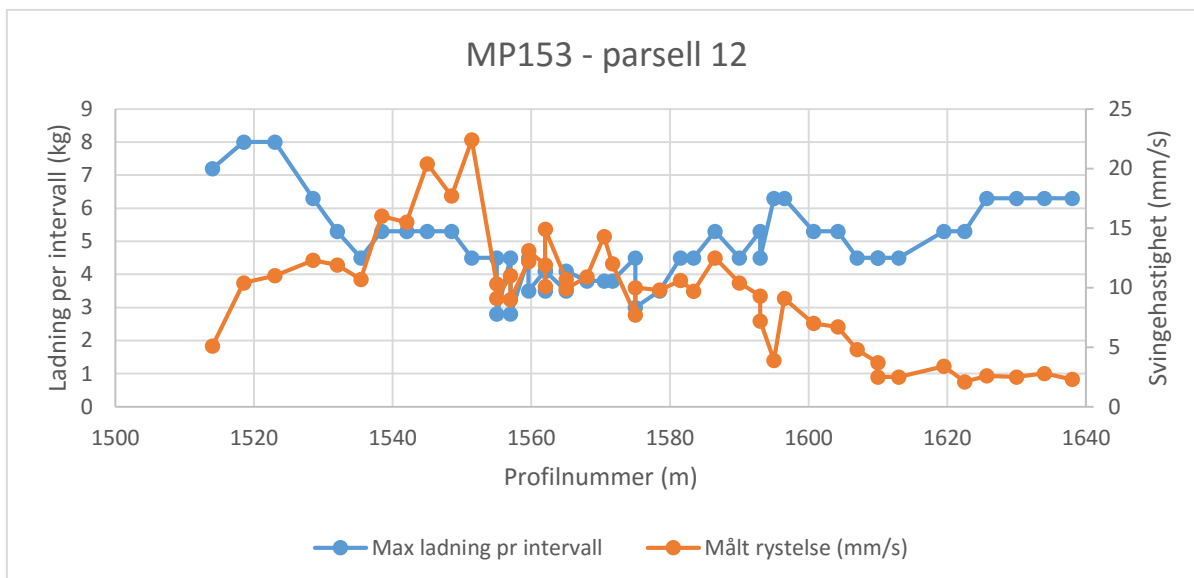
Figur 58 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1490-1615 i parsell 12 for målepunkt 141



Figur 59 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1490-1615 i parsell 12 for målepunkt 142



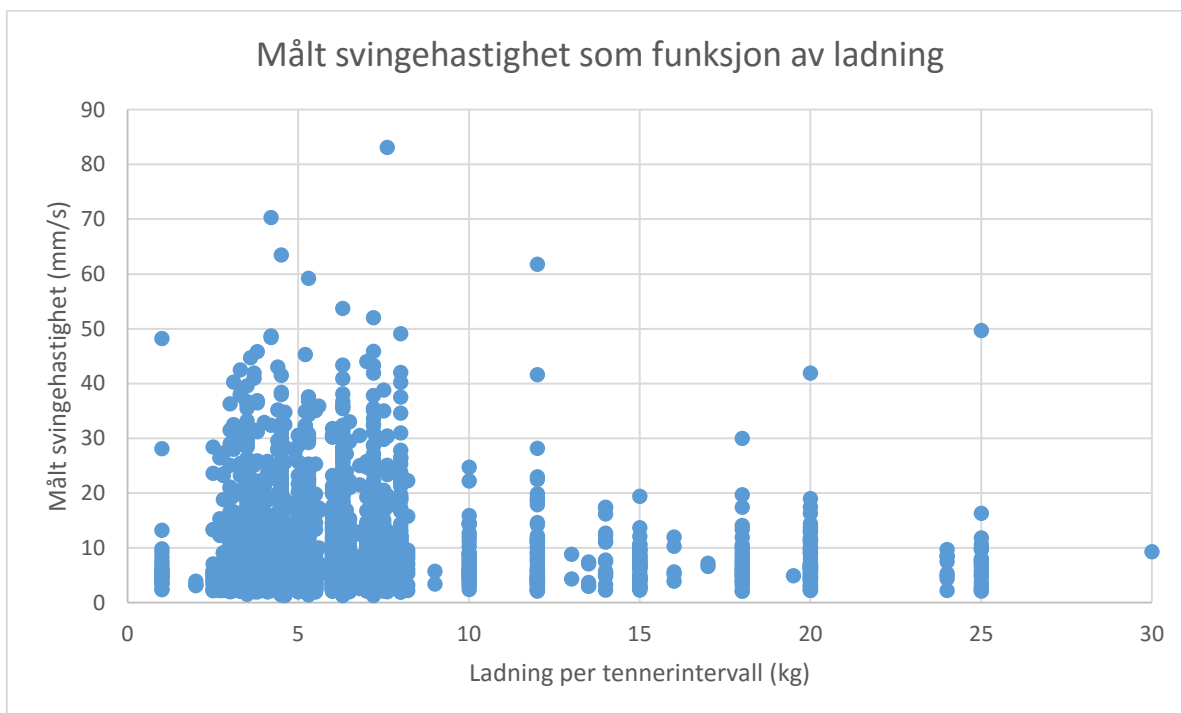
Figur 60 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1510-1640 i parsell 12 for målepunkt 142



Figur 61 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1510-1640 i parsell 12 for målepunkt 153

19.5 SVINGEHASTIGHET SOM FUNKSJON AV SAMTIDIG DETONERENDE LADNING

For å analysere hvordan svingehastigheten varierer med samtidig detonerende ladning i hele analyseområdet er svingehastigheten plottet som funksjon av maksimumsladning per tennerintervall i figur 62.

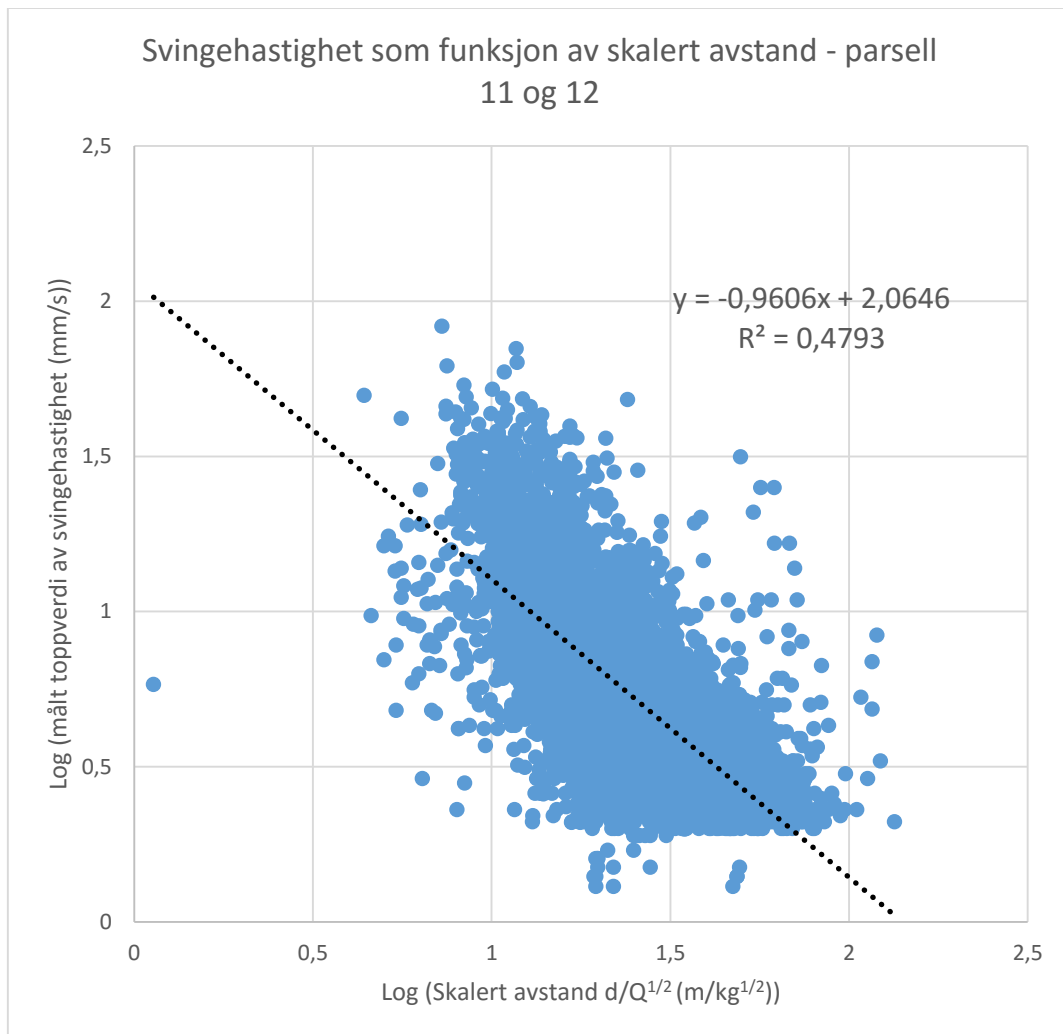


Figur 62 Svingehastighet (mm/s) som funksjon av ladning per tennerintervall fra målepunkter mellom Kong Carls gate og Kannikgata

19.6 REGRESJONSANALYSE

Det ble utført en enkel regresjonsanalyse i Excel for å undersøke forholdet mellom svingehastighet og den skalert avstanden.

Plottet i figur 63 er basert på 68 målepunkt og 5953 registreringer i området mellom Kong Carls gate og Kannikgata.



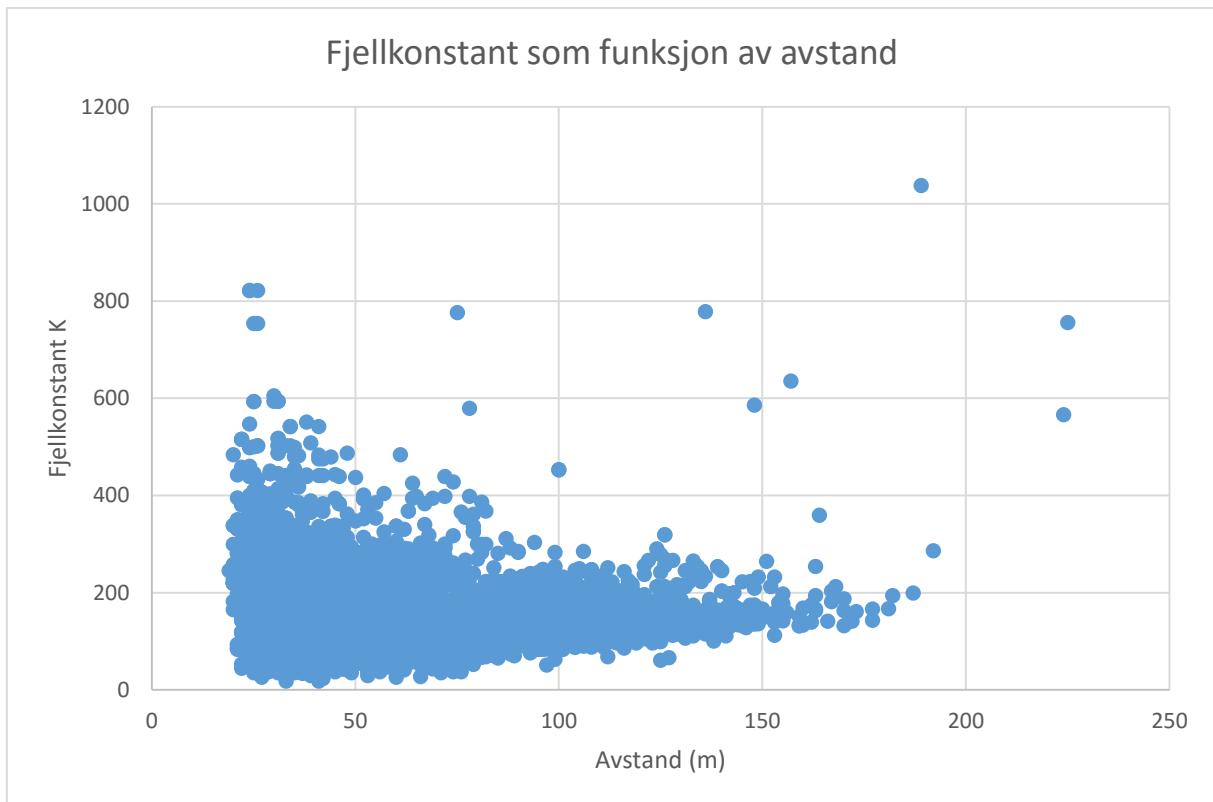
Figur 63 Log(v) mot log (d/Q^{1/2}) for parsell 11 og 12 mellom Kong Carls gate til Kannikgata

Den lineære regresjonslinjen ga en dempingsfaktor på $\beta = -0,9606$ og «fjellkonstanten» $K = 116$. Som gir ligningen:

$$v = 116 \left(\frac{d}{\sqrt{Q}} \right)^{-0,9606}$$

19.7 FJELLKONSTANTEN K

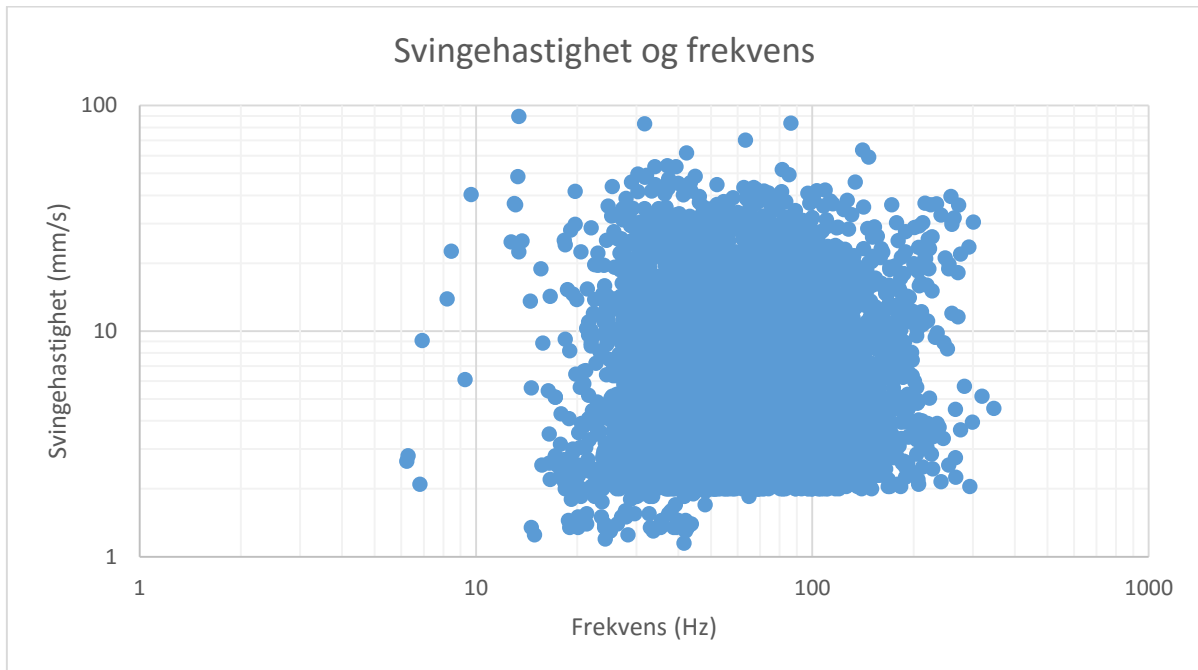
Fjellkonstanten K er en funksjon av avstanden mellom sprengingsstedet og målepunkt og grunnforhold. I figur 64 er fjellkonstanten plottet mot avstanden. Verdiene for K er hentet fra Blastmanger. I Blastmanger blir K estimert basert på målt svingehastighet fra forrige salve og avstand og ladning per tennerintervall fra den aktuelle salven. Blastmanger bruker ligning 12.2 for å regne ut K, med $\alpha = 0,5$ og $\beta = 1$.



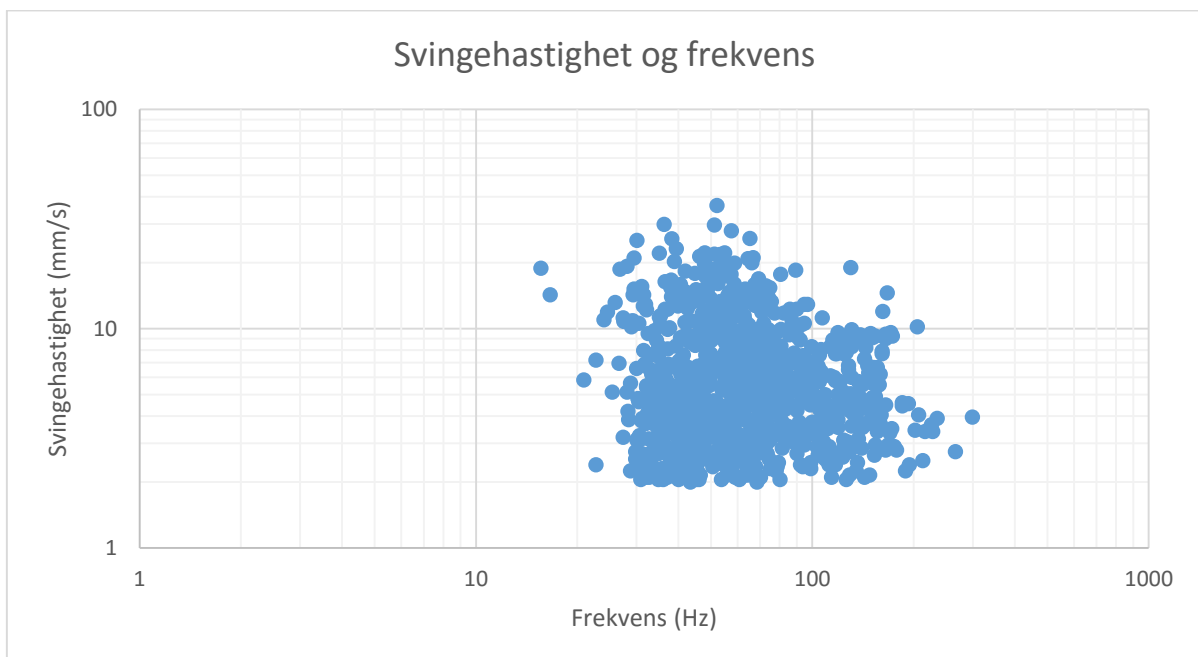
Figur 64 Fjellkonstanten plotta mot avstanden for Eiganestunnelen for målepunkta mellom Kong Carls gate og Kannikgata

19.8 FREKVENS OG SVINGEHASTIGHET

Figur 65 viser svingehastighet plottet mot frekvens. Plottet er basert på registreringer fra 10176 hendelser innenfor området mellom Kong Carls gate og Kannikgata. Figur 66 er basert på målinger av svingehastighet og frekvens fra målepunkter fundamentert på løsmasser i samme område.



Figur 65 Svingehastighet (mm/s) plottet mot frekvens(Hz) for alle målepunkt i området mellom Kong Carls gate og Kannikgata



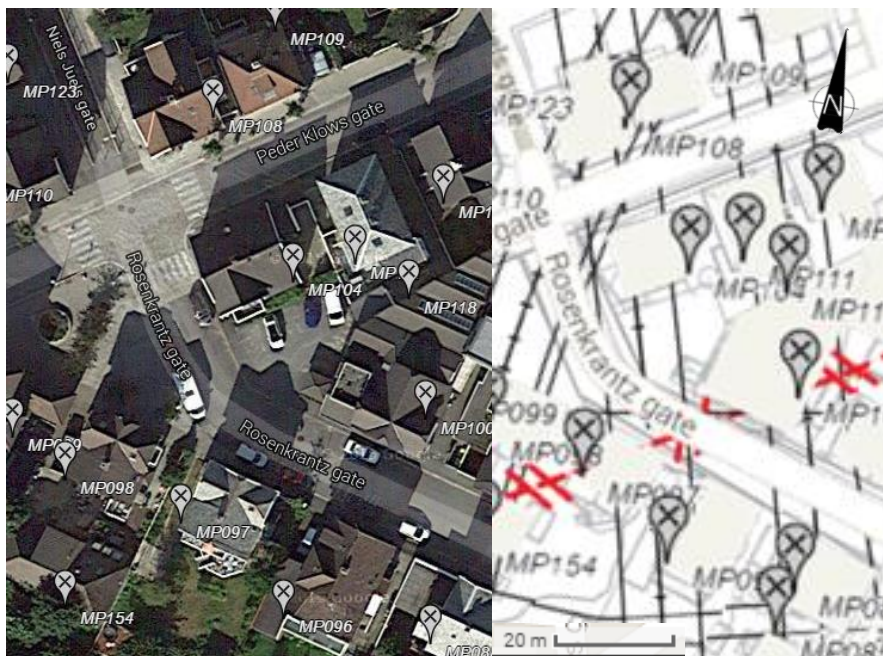
Figur 66 Svingehastighet (mm/s) plottet mot frekvens(Hz) for målepunkt fundamentert på løsmasser i området mellom Kong Carls gate og Kannikgata

19.9 SVAKHETSSONER

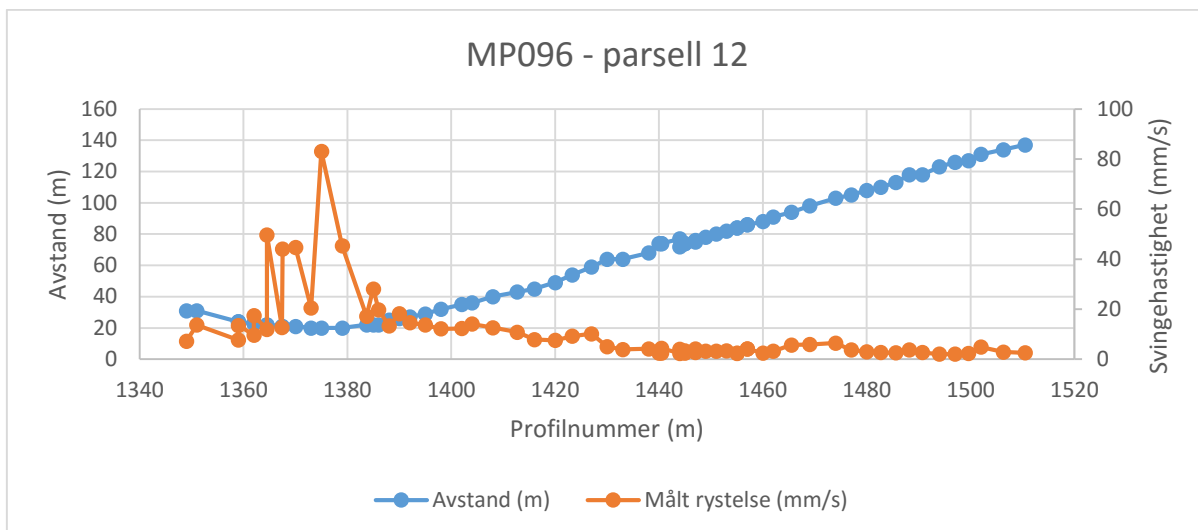
For å vurdere om bergmassens kvalitet kan påvirke vibrasjonene er svingehastigheten plottet mot avstand og ladningsmengde per tennerintervall. Dette er gjort for målepunkter i området før og etter de kartlagte svakhetssonene og der sikringsmengdene økte i tunnelen.

Fra forundersøkelsene ble det kartlagt tre svakhetssoner i det aktuelle området. Sikringsmengdene i de to parsellene gir inntrykk av at svakhetszone S1a og S1c ble påtruffet. Målepunktregistreringer fra salver i parsell 12 i området rundt den kartlagte svakhetssonen S1c er plottet i figur 68 – figur 73. Målepunktene rundt S1a ble plottet i kapittel 19.2 og 19.4.

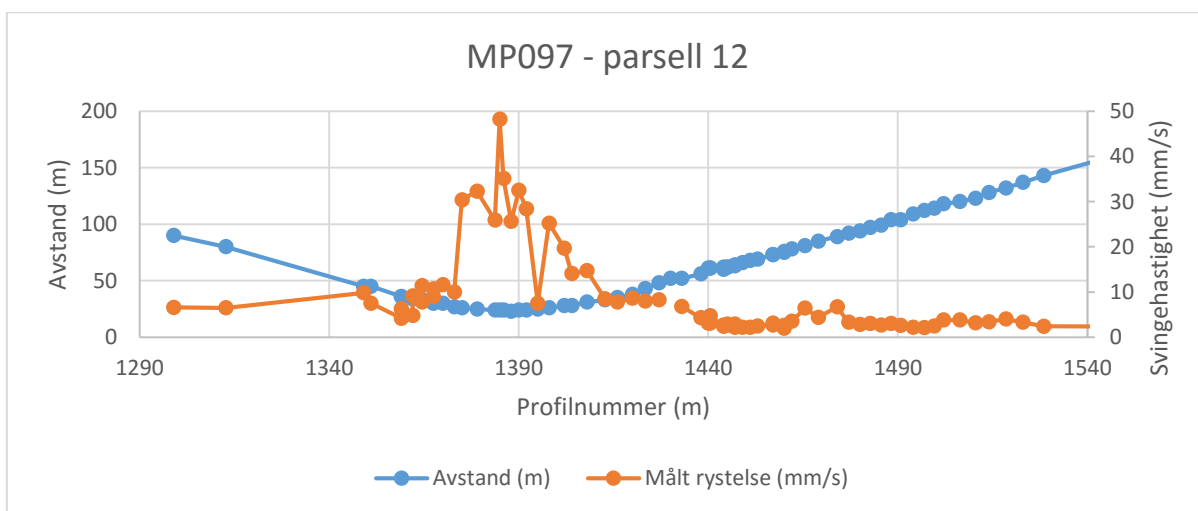
19.9.1 SVAKHETSSONE S1C



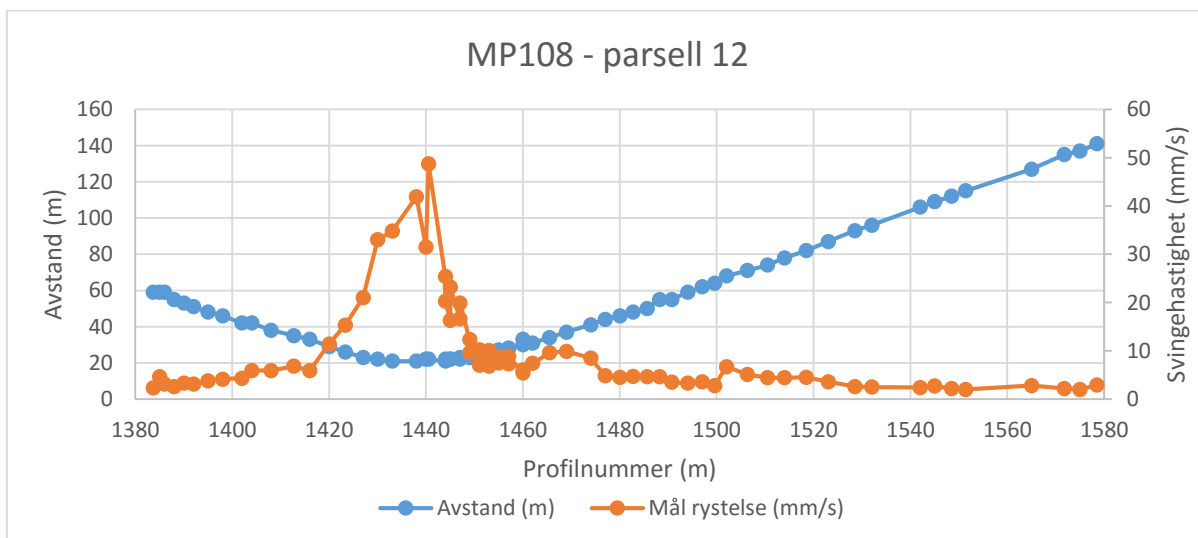
Figur 67 Kartutsnitt over området rundt svakhetssonen S1c (Nitro Consult, 2016)



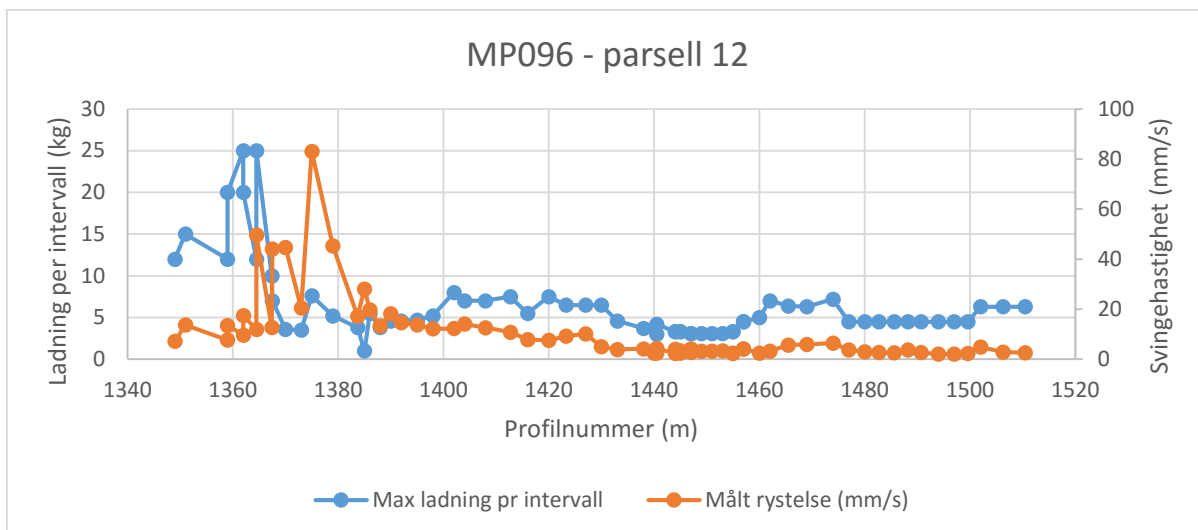
Figur 68 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1350-1510 i parsell 12 for målepunkt 96



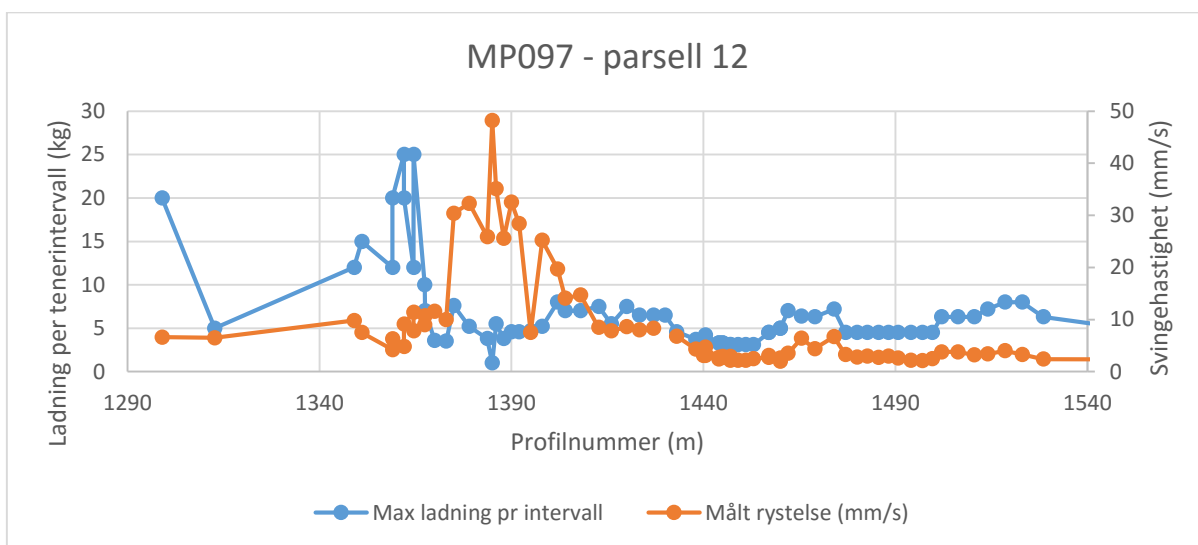
Figur 69 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1300-1540 i parsell 12 for målepunkt 97



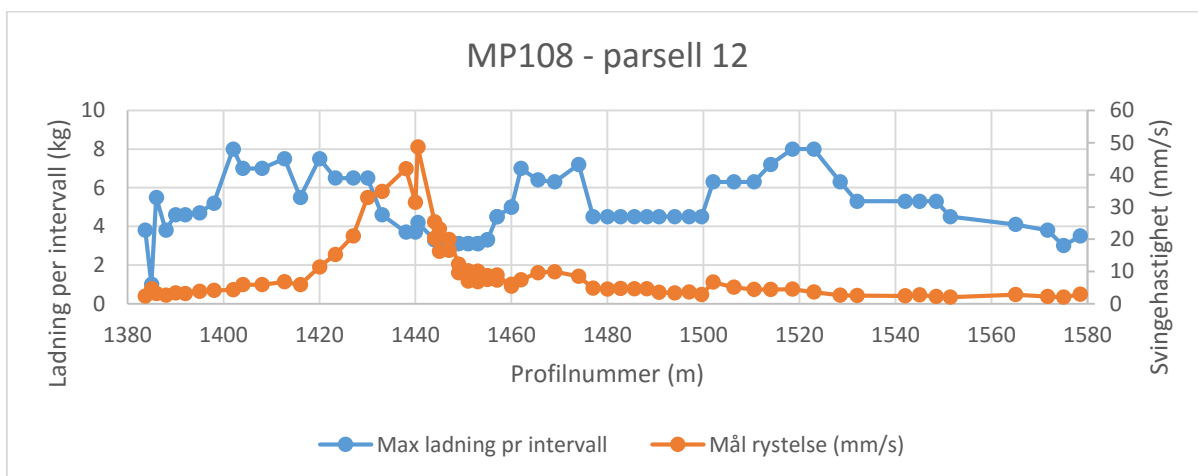
Figur 70 Toppverdier for svingehastigheter og avstand langs profil 1380-1580 i parsell 12 for målepunkt 108



Figur 71 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1350-1510 i parsell 12 for målepunkt 96



Figur 72 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1300-1540 i parsell 12 for målepunkt 97



Figur 73 Toppverdier for svingehastigheter og ladning per intervall langs profil 1380-1580 i parsell 12 for målepunkt 108

20 DISKUSJON

20.1 AVSTAND

Avstanden blir vurdert som en betydningsfull faktor i sprengningsinduserte vibrasjoner. Figur 43 viser at det er korrelasjon mellom svingehastighet og avstand. Svingehastigheten minker markant når avstanden øker. Om svingehastigheten kun var avhengig av avstanden, ville grafene i figur 25 – figur 42 med målt svingehastighet være parabelformet med toppunktet der avstanden mellom sprengningssted og målepunkt er minst. Grafene viser at rystelsene er i stor grad avstandsavhengige, men variasjoner i kurveformen forekommer. Disse avvikene forsøkes forklart ut fra de geologiske forholdene (kapittel 20.5).

Et eksempel på at svingehastighet ikke kun er påvirket av avstand og ladning per tennerintervall kan finnes ved å sammenligne MP141 og MP153. Målepunktene ligger i nærheten av hverandre, og det er tydelig at det er flere faktorer som påvirker. Ved pel 1527 og 1554 i parsell 11 for henholdsvis MP141 og MP153 er avstanden mellom sprengningssted og målepunkt 25 m og salvene ved disse profilnumrene har begge 4,5 kg ladning per intervall. Toppverdiene av de målte svingehastighetene er 9,3 mm/s for MP141 og 63,5 mm/s for MP153. Den ene registrerte verdien ligger godt innenfor grenseverdien på 40 mm/s, og den andre overstiger grenseverdien med nesten 60 %. Det kan tolkes som at den ulike dempingsgraden er forårsaket av geologiske strukturer.

20.2 LADNINGSMENGDE

Plottet i figur 62 gir ikke en like tydelig sammenheng mellom svingehastighet og samtidig detonerende ladning som mellom svingehastighet og avstand.

I følge ligning 12.1 for å estimere svingehastighet er svingehastigheten proporsjonal med ladningsmengde per tennerintervall. Det er derfor forventet at toppunkt for de to grafene ville til en viss grad sammenfalle. I figur 44 – figur 61 er ladningsmengdene plottet sammen med svingehastigheten langs tunnellopene for å se på sammenhengen mellom de to faktorene. I noen av målepunktene, for eksempel MP124, er det tydelig korrelasjon mellom svingehastighet og samtidig detonerende ladning.

Det er noen unormale toppunkt for svingehastigheten som ikke kan forklares ved liten avstand eller høyere ladning per tennerintervall. Dette er tilfelle i MP127 for pel 1502 i parsell 12 og i MP125 for pel 1578 i parsell 12. Det må tas hensyn til at målingene kan være preget av noe usikkerhet.

Svingehastighet gir inntrykk av å være mindre sensitiv for ladningsmengden enn for avstand. Det er ikke like tydelig sammenhengen mellom ladning og svingehastighet. Dette kan ha sammenheng med at ladningsmengden per tennerintervall er en kontrollerbar faktor. Dermed kan avstand og andre variabler vurderes før ladningsmengden per tennerintervall bestemmes.

20.3 REGRESJONSANALYSE

Det kan foretas en regresjonsanalyse for å bestemme grunnkoeffisientene slik at svingehastigheten for videre salver kan estimeres mer nøyaktig og ladningsmengden per tennerintervall kan justeres med grenseverdien for svingehastighet.

Regresjonsanalysen i figur 63 viser at svingehastigheten ikke kun er avhengig av ladning og avstand mellom sprengingssted og målepunkt. Det er forholdsvis stor spredning i dataene. Ved å plote toppverdiene av svingehastigheten mot skalert avstand er det ifølge Richards et al. (2005) mulig å identifisere andre faktorer som påvirker vibrasjonsmålingene enn avstand og ladning per intervall. Variasjon i spredningen indikerer variasjon i bergmassen. Bergmassen består av fyllitt, men både oppsprekking og overdekning vil føre til at det er variasjoner i bergmassekvaliteten langs traseen.

Den lineære regresjonslinjen ga en dempingsfaktor på $\beta = -0,9606$ og $K = 116$. Som gir ligningen:

$$v = 116 \left(\frac{d}{Q^{1/2}} \right)^{-0,9606}$$

En trendlinje er mer pålitelig desto nærmere R^2 -verdi er 1. Trendlinjen for dataene har en tilhørende R^2 -verdi på 0,4793. Det vil si at 48 % av variasjonen i svingehastighet kan forklares med bakgrunn av regresjonsanalysen.

20.4 FJELLKONSTANT K

Svingehastigheten er avhengig av samtidig detonerende ladning og avstand sammen med fjellkonstanten K og dempingsfaktorene. Dempingsfaktorene kan bestemmes spesifikt for hvert anlegg, men settes i Norge ofte til $\alpha = 0,5$ og $\beta = 1$. Ved å bruke faste verdier for α og β legges all variasjon i fjellkonstanten K.

For området mellom Kong Carls gate og Kannikgata varierer K mellom 18 og 1038. Plottet i figur 64 viser at K er en funksjon av avstanden. Det er store variasjoner når avstanden er liten, verdien stabiliseres mellom 100 og 200 ved lengre avstander.

I figur 11 er det gitt et eksempel på hvordan fjellkonstanten varierer med avstand og grunnforhold. Sammenligning av plottet i figur 64 og figur 11 kan gi indikasjoner om grunnforholdene. K varierer mye, men plottet har større tetthet ved lave verdier og dette kan tolkes som at grunnforholdene består av oppsprukket, skifrig fjell som stemmer overens med at bergmassen består av fyllitt.

20.5 GEOLOGI OG VIBRASJONER

20.5.1 BERGMASSEN

Overdekning mellom profil 1370 og 1590 er liten, på det minste rundt 8 m. Liten overdekning medfører ofte at bergmassen er preget av dagberg, og bergmassekvaliteten er redusert. På strekningen er det i tillegg kartlagt tre svakhetssoner som vil innvirke på styrken til bergmassen.

Fyllitt er en tungsprengt bergart, og krever høyt spesifikt sprengstofforbruk. Fyllitten har vanligvis en middels høy seismisk hastighet, og har derfor middels god overføringsevne av bølger.

Resultatene fra de ulike analysene av avstand, samtidig detonerende ladning og fjellkonstant gir et indirekte uttrykk for bergmassekvalitet. Ved å tolke resultatene fra analysene kan man få et inntrykk av bergmassens egenskaper.

Som regresjonsanalysen viste var det stor spredning i svingehastighet som funksjon av skalert avstand. Det indikerer at det er variasjoner i grunnen.

Tunnelaksen i området mellom Kong Carls gate og Kannikgata er N160°S-N180°S. De to hovedsprekkesettene ligger normalt på hverandre, foliasjonssprekker med strøk øst-vest med varierende fall og et sprekkesett med strøk nord-sør med steilt fall. Dempingen er størst når forplantningsretningen til bølgen er normalt på strøket til sprekkesettet, og lavest når retningen er parallelt med strøket. De to sprekkesettene ligger normalt på hverandre, og hvilket av de som vil prege dempingen mest er usikkert. Oppsprekningen til fyllitt varierer i retning og grad langs tunneltraseen. For å vurdere påvirkningen av sprekkene på dempingen av vibrasjonene vil det være nødvendig med detaljerte sprekkedata for hver salve.

20.5.2 SVAKHETSSONER

En av de geologiske strukturene som ble undersøkt om kunne ha påvirkning på vibrasjoner var svakhetssonene. Svakhetssoner er parti med svakere bergartsstyrke enn den omliggende

bergmassen. Det er derfor sannsynlig at det vil være en reduksjon i vibrasjoner ved sprengning i disse sonene.

Det er lite trolig at alle de tre svakhetssonene som ble kartlagt i forundersøkelsene ble krysset av tunnelen. Dataene fra kontrollørmeldinger indikerer at parsell 11 krysset S1a. Det estimerte profilnummeret fra forundersøkelsene kan stemme med den økte sikringsmengden i parsell 11 fra 1520 til pel 1536. Den økte sikringen involverte utvidet tverrsnitt og spiling. I parsell 12 ble det utført supplerende sikring ved pel 1398-1408 etter resultatene fra sonderboring viste veldig liten overdekning. Dette kan tolkes som svakhetszone S1c.

PARSELL 12

Svakhetszone S1c ble i forundersøkelsene kartlagt i dagen over pel 1390. I parsell 12 ble denne sannsynligvis identifisert mellom pel 1398-1408.

For å undersøke hvordan svakhetssonen påvirket vibrasjonene ble målepunktene i dette området vurdert. Målepunktene 96 og 108 ligger midt på tunnelaksen til parsell 12, målepunkt 97 er litt til siden for tunnelaksen, og omtrent på svakhetssonen. Disse ligger nærmest henholdsvis pel 1375, 1388 og 1438.

Minsteavstanden fra sprengningspunkt til MP96 er 20 m, til MP97 23 m og til MP108 21 m. Avstanden vil ha innvirkning på rystelsesnivået, og når avstanden er tilnærmet lik er det enklere å sammenligne verdiene fra de tre målepunktene.

I alle disse punktene er det registrert svært høye toppverdier av svingehastigheter. I MP96 ble det registrert fem verdier som oversteg grenseverdien på 40 mm/s, med den største verdien på 83 mm/s. Disse fem hendelsene inntraff før pel 1380, det vil si før den antatte svakhetssonen. Ladningsmengden per tennerintervall kan være årsaken til tre av toppene. I MP97 ble det registrert én overskridelse av grenseverdien. Denne skjedde ved salve ved pel 1385, før den antatte svakhetssonen. I MP108 ble det registrert toppverdi av svingehastigheter som oversteg grenseverdien på 40 mm/s to ganger.

MP97 ligger på svakhetssonen, og det ble derfor antatt at reduksjonen i bergmassekvalitet ville bidra til demping av vibrasjonene i dette målepunktet. Det kan tolkes som at dette stemmer siden grafen for svingehastighet for målepunkt 97 er noe lavere enn for de to andre. Samtidig ligger målepunktet litt til siden for tunnelaksen, noe som også kan bidra til lavere vibrasjoner (Christiansen, 1997).

For salvene på strekningen mellom 1398 og 1408 er det i de tre målepunktene ikke registrert overskridelser av grenseverdien. Det kan tolkes som at svakhetssonen bidro til demping av vibrasjonene.

PARSELL 11

Svakhetszone S1a ble identifisert i forundersøkelsene ved pel 1510, med en antatt bredde på 5-10 m. I parsell 11 ble sikringsmengdene i dette området økt, og inkluderte blant annet spiling. Det antas at bergmassekvaliteten er redusert og at det kan påvirke dempingen av sprengingsinduserte vibrasjoner.

MP124, MP125, MP126 og MP128 ligger rett over området der svakhetssonen ble identifisert i forundersøkelsene. Svakhetssonen S1a var tolket som steil, og skulle krysse tunnelaksen på tvers. Det er sett på vibrasjonsnivået til salvene mellom pel 1510 og 1530 for å vurdere om svakhetssonen hadde innvirkning på svingehastigheten. De fleste grafene har parabelformet graf som tyder på at svingehastigheten er i stor grad avhengig av avstanden.

Ved sammenligning av målepunkter som ligger før svakhetssonen og de som ligger på svakhetssonen, er det forventet at rystelsene er lavere for målepunktene på svakhetssonen da den reduserte bergmassekvaliteten vil bidra til økt demping. MP127 ligger et stykke foran den antatte svakhetssonen, midt mellom parsellene, og vil derfor trolig ikke bli påvirket av svakhetssonen. MP125 og MP126 har tilsvarende plassering, men på svakhetssonen. Det var forventet at MP127 registrerte høyere svingehastigheter enn MP125 og M126.

Tabell 18 Høyeste registrerte toppverdi av svingehastighet for MP125, MP126 og MP127

	<i>Pel</i>	<i>Målt svingehastighet</i>	<i>Avstand</i>	<i>Ladning</i>
<i>MP125</i>	1508	22 mm/s	24 m	4,5 kg
<i>MP126</i>	1517	14 mm/s	26 m	6,3 kg
<i>MP127</i>	1479	28 mm/s	22 m	6,3 kg

I MP125 og MP127 er det registrert tilsvarende verdier for svingehastighet. Målingen for MP127 er høyere, men salven har også en høyere ladningsmengde per tennerintervall. I MP126 er det registrert lavere verdier for svingehastighet enn MP127 og MP125, men har litt større avstand til parsell 11.

Det er vanskelig å tolke om det var svakere bergmasse i området og om dette gav utslag på svingehastigheten basert på disse målepunktene. Det er ikke noen indikasjoner på at svakhetssonen ble passert i parsell 12, det kan tyde på at svakhetssonen ikke var gjennomsettende.

20.6 LIGNINGEN FOR BEREGNING AV SVINGEHASTIGHET

Det generelle uttrykket for svingehastighet er:

$$v = K \times \frac{Q^\alpha}{d^\beta} \quad [\text{ligning 12.1}]$$

Det er ulik praksis for fastsetting av koeffisientene i ligningen 12.1 ved beregning av svingehastigheter. I veiledning til NS 8141-1:2012 er det gitt beregningsmetoder for svingehastigheter for planlegging eller oppfølging av sprengningsarbeid (kapittel 12.1). Det er brukt erfaringsdata fra mange prosjekt og stor variasjon i avstander for å gi et estimat for svingehastighet. Området rundt sprengningsstedet deles inn i trykkbølgesone eller overflatebølgesone basert på avstand (figur 12). De fleste målingene fra analyseområdet har en avstand på over 30 m og ligger dermed i overflatebølgesone. Ved innsetning av verdier fra tabell 11 og tabell 12 for sone B og byggverk på overflaten i ligning 12.3 får man følgende uttrykk for svingehastighet:

$$v_f = 180 \times \left(\frac{d}{\sqrt{Q}} \right)^{-0,96}$$

Som nevnt tidligere er det vanlig praksis i Norge å sette $\alpha = 0,5$ og $\beta = 1$:

$$v = K \times \left(\frac{d}{\sqrt{Q}} \right)^{-1} \quad [\text{ligning 21.1}]$$

Fjellkonstanten K er en funksjon av bergmassekvalitet og avstanden mellom sprengningssted og målepunkt. Verdien for K ligger mellom 50 – 700 og kan fastsettes ved bruk av figur 11.

I regresjonsanalysen ble det funnet grunnkoeffisienter som er spesifikke for dette området.

$$v = 116 \left(\frac{d}{\sqrt{Q}} \right)^{-0,9606}$$

Ligningen fra regresjonsanalysen dekker 50 % av de målte svingehastighetsverdiene.

Dempingskoeffisienten er svært lik for alle de tre ligningene.

I Blastmanager er det ligningen 21.1 som blir brukt for å estimere svingehastighet. Verdien fra K blir beregnet fra forrige salves målte svingehastighet og samtidig detonerende ladning og avstand. Figur 64 viser variasjonen av K som funksjon av avstand. K varierte fra 18 til 1038.

Det er K-verdien som varierer mest i ligningene. Det er antagelig på grunn av at K er en funksjon av avstand og grunnforholdene.

Grunnkoeffisientene kan suppleres med data fra flere salver under drivingen for å kontrollere vibrasjonsnivået.

I prosjektet ble det benyttet den oppdaterte standarden i starten av drivingen av tunnelene. Dette ble endret og i analyseområdet er det den utgåtte standarden som setter grenseverdier. I den utgåtte standarden ble frekvensinnholdet indirekte tatt hensyn til ved at grenseverdien var avhengig av avstand, grunnforhold og fundamenteringsmåte sammen med bygningens egenskaper. I den nye standarden er grenseverdien kun basert på bygningens egenskaper og vibrasjonsmålingene blir frekvensveid slik at frekvensen utgjør en større del av vibrasjonsmålingene. Ved bruk av den nye standarden er det en reduisering i grenseverdi for bygninger fundamentert på fjell på lang og kort avstand.

20.7 FREKVENSANALYSE OG SKADEPOTENSIAL

I Norge er de veiledende grenseverdiene basert på toppverdien av svingehastighet. Grenseverdiene for vibrasjoner kan i tillegg være basert på frekvens. Frekvensen har stor påvirkning på skadepotensialet. For å unngå resonans må den sprengningsinduserte frekvensen ikke sammenfalle med egenfrekvensen til bygningen. Egenfrekvensen til bygninger er normalt lav, vanligvis under 30 Hz. Figur 65 viser at de fleste registreringene av sprengningsinduserte frekvenser ligger mellom 30 og 150 Hz. Ak et al. (2009) setter skille mellom lavfrekvente og høyfrekvente salver ved 40 Hz. Tabell 19 viser fordelingen av de sprengningsinduserte frekvensene. I underkant av 20 % av registreringene ligger under 40 Hz, og har derfor større skadepotensialet. Gjennomsnitt svingehastighet for registreringene under 40 Hz er 7 mm/s. 1,35 % av alle registreringene har verdier over 18,75 mm/s, som er grenseverdien US Burea of Mines RI 8507 setter for frekvenser under 40 Hz (Kuzu, 2008).

Tabell 19 Fordelingen av frekvenser for plott i figur 65

<i>Frekvens</i>	<i>Andel</i>
1 – 10 Hz	0,10 %
10 – 40 Hz	17,83 %
> 40 Hz	82,07 %

I figur 66 er det plottet verdier fra målepunktene fundamentert på løsmasser. Det er lavere frekvenser i løsmasser, og derfor lavere grenseverdier for toppverdi av svingehastighet. Ved å sammenligne figur 65 og figur 66 er det imidlertid ikke store ulikheter. Frekvensfordelingen er tilnærmet lik for samtlige registreringene som for registreringene fra målepunkt fundamentert i løsmasser.

Tabell 20 Fordelingen av frekvenser for plott i figur 66

<i>Frekvens</i>	<i>Andel</i>
1 – 10 Hz	0
10 – 40 Hz	18,65 %
> 40 Hz	81,35 %

En mulighet for at det er så liten differanse mellom målepunktene fundamentert på fjell og løsmasser, kan være feil registrering av grunnforhold.

21 KONKLUSJON

- Det er tydelig korrelasjon mellom svingehastighet og avstand mellom sprengningssted og målepunkt. Samtidig detonerende ladning er en faktor som er enkel å justere ved måling av for høye svingehastigheter. Fra resultatene er det ikke like tydelig at svingehastigheten er en funksjon av samtidig detonerende ladning i like stor grad som avstand.
- Det kan tolkes som at geologiske faktorer vil påvirke svingehastigheten. Bergmassekvalitet ved svakhetssoner kan dempe vibrasjonene, men resultatene er ikke entydig. Det er utfordrende å gi en grundig tolkning med så lite detaljert datagrunnlag.
- Regresjonsanalyse kan benyttes for å oppnå en mer nøyaktig ligning for svingehastighet som kan suppleres etterhvert med mer data fra flere salver. Ligningen fra regresjonsanalysen stemmer godt overens med ligningen for estimering av svingehastighet fra NS8141-1:2012.
- Analyser av frekvens og skadepotensial indikerte at det var liten sannsynlighet for resonans i bygningen for de målte vibrasjonene. 82 % av målingene hadde frekvenser over 40 Hz.

22 VIDERE ARBEID

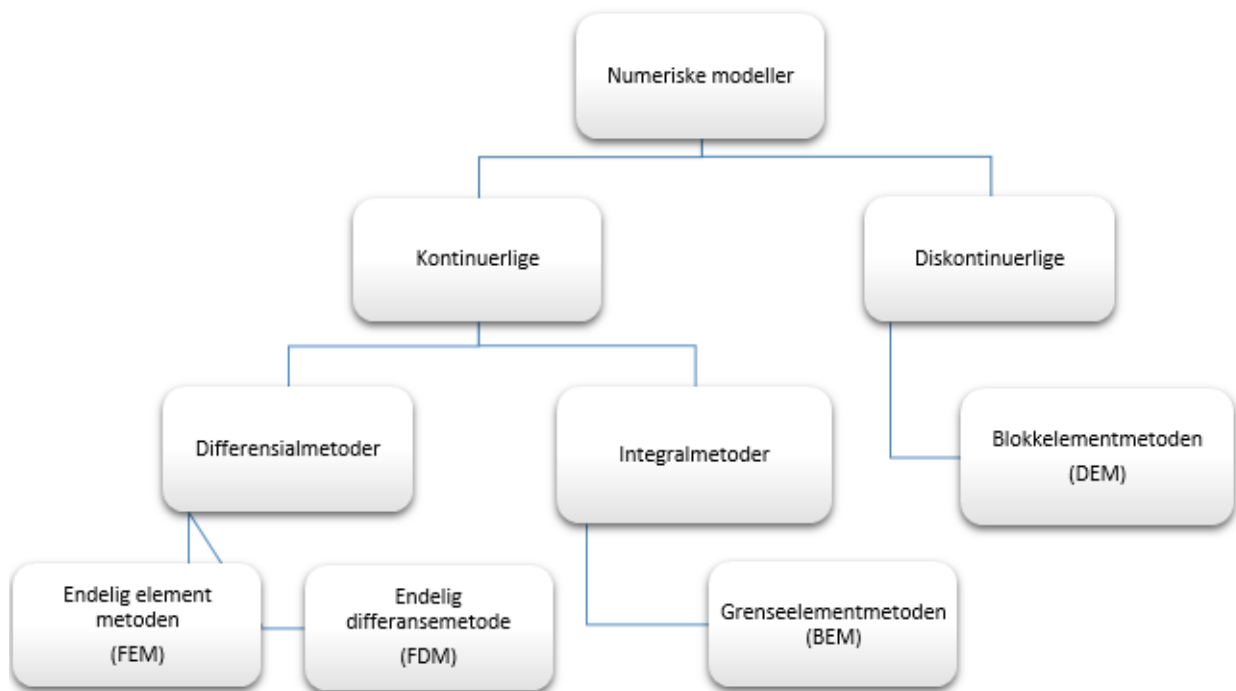
Det kan være interessant med et mer detaljert geologisk datagrunnlag, for å vurdere virkningen av sprekker, svakhetssoner og andre geologiske strukturer i detalj.

Kunstig nevralt nettverk (ANN – artificial neural network). ANN er et intelligent verktøy som brukes for å forstå komplekse problem. Når et nevralt nettverk er matet med tilstrekkelig datasett, kan det gi prognoser på utgangsdata basert på erfaringsdata, for nye inngangsdata med lignende mønster. ANN har blitt et populært verktøy, og benyttes i mange disipliner. ANN har en fordel i å løse problemer der mange komplekse parametere påvirker prosessen og resultatene, når prosessene og resultatene ikke er fullstendig forstått og der historiske og empiriske data er tilgjengelig. Prognoser for sprengingsinduserte vibrasjoner er av denne typen (Khandelwal et al., 2006).

RÅDAL-NORDÅS-FLYPLASSVEIEN

23 NUMERISK ANALYSE AV BERGROM

Numerisk modellering er en fleksibel og kompleks designmetode. Verktøyet kan benyttes til å analysere spenningsforhold og deformasjoner rundt bergrom. Numerisk analyse har flere fordeler sammenlignet med empiriske og analytiske metoder. Analysemetoden kan i større grad håndtere kompleks geologi og tverrsnitt eller kompliserte byggetrinn i områder med lite erfaringsgrunnlag. Resultatet av analysen består av detaljert informasjon som kan benyttes til vurdering av oppførselen til bergmassen og ytelsen til bergsikringen.

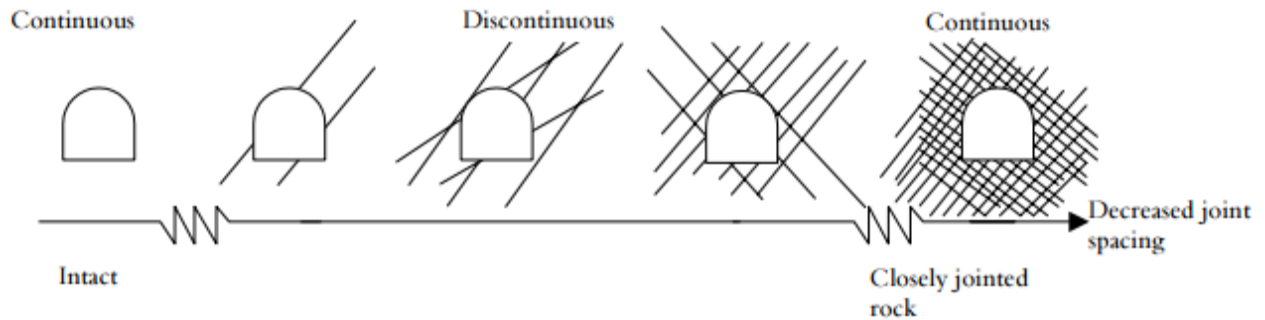


Figur 74 Generell klassifisering av numeriske metoder (etter Bieniawski (1984)).

Numeriske modeller kan deles i to hovedgrupper med undergrupper illustrert i figur 74:

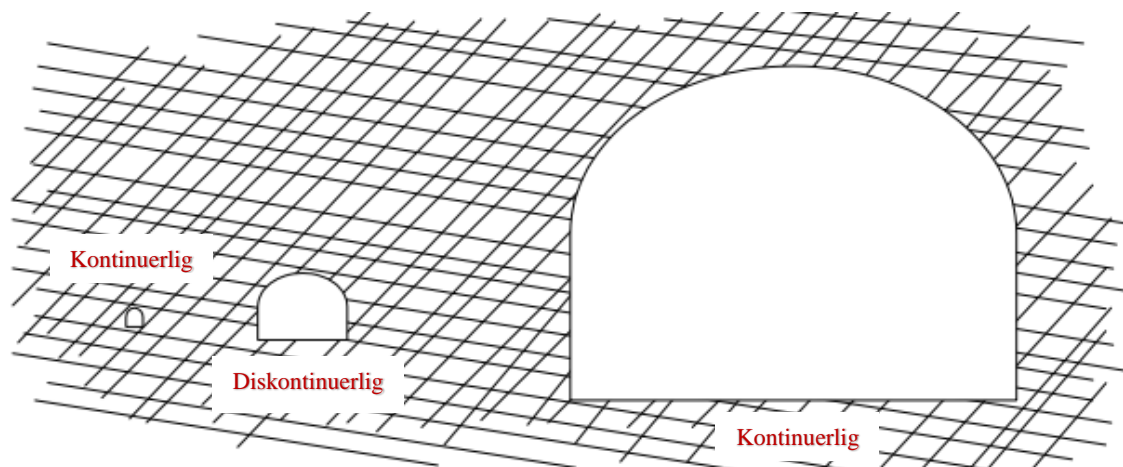
- Kontinuerlige modeller – baseres på at bergmassen betraktes som et kontinuerlig medium gjennomsett av et begrenset antall diskontinuiteter. Inkluderer endelig elementmetoden (FEM), endelig differansemetoden (FDM) og grenseelementmetoden (BEM).
- Diskontinuerlige modeller – baseres på at bergmassen betraktes som et diskontinuerlig medium bestående av enkeltblokker. Inkluderer blokkelementmetoden (DEM).

Det er styrker og svakheter ved alle de numeriske modellene. Metodene er basert på ulike teorier og antagelser som gjør at de passer til ulike problemstillinger. Valg av kontinuerlig eller diskontinuerlig modell avhenger av om den potensielle bruddmekanismen er strukturelt- eller spenningskontrollert, oppsprekingsgrad og frekvens, oppsprekingsgrad med hensyn på størrelsen på bergrommet og bergmassens egenskaper (Stavrou, 2016). En bergmasse kan betraktes som kontinuerlig ved at den består av intakt berg eller at de individuelle blokkene er små i forhold til størrelsen på bergrommet (figur 75).



Figur 75 Eksempler på kontinuerlig og diskontinuerlig bergmasse (Edelbro, 2003).

Om en oppsprukket bergmasse kan karakteriseres som kontinuerlig eller diskontinuerlig er avhengig av størrelsesforholdet mellom bergrommet og sprekkenes geometri. To bergrom med ulik størrelse i samme bergmasse kan gi ulik oppførsel. Den minste tunnelen på figur 76 er plassert innenfor en blokk og regnes som i en intakt bergmasse. For den største tunnelen kan bergmassen antas å være tett oppsprukket og kan også benytte en kontinuerlig modell. For den mellomstore tunnelen vil det imidlertid være passende med en diskontinuerlig modell.



Figur 76 Skalaeffekt, blokkstørrelse og størrelsen på bergrommet – høyre og venstre: kontinuerlig, midten: diskontinuerlig (Edelbro, 2003)

23.1 GRENSEELEMENTMETODEN (BEM)

Grenseelementmetoden (Boundary Element Method – BEM) er en integralmetode, og skiller seg fra andre differensialmetodene ved utgravningsflatene og overflaten, i tillegg til eventuelle sprekkesoner diskretiseres, ikke hele bergmassen. BEM er en metode der det er mulig å beregne kun de områdene som er av interesse. Det fører til at metoden er effektiv ved to- og tredimensjonale problem (Trinh et al., 2012).

23.1.1 EXAMINE3D

Den elastiske spenningsanalyse ble utført i EXAMINE^{3D}, et analyseprogram for utgravning av bergrom. EXAMINE^{3D} er et 3D BEM-program, dette fører til en forenkling av problemet ved å anta kontinuerlig og elastisk bergmasse. Programvaren inkluderer moduler for geometrisk modellering og elastisk spenningsanalyse basert på grenseelementmetoden, datavisualisering og tolkning. Programmet kan visualisere tredimensjonale endelig element data (Rocscience Inc, 2003).

EXAMINE^{3D} består av tre moduler. Modelleringsdelen *Model* generer geometrien og diskretiseringen av randsonen. Beregningsdelen *Compute* utfører spennings- og tøyningberegninger ved å bruke grenseelementmetoden. Og *Interpret* visualiserer analyseresultatene.

Resultatene fra spenningsanalysene er vist som:

- Konturplot av ulike snitt av modellene, viser ulike spenningskomponenter, styrkefaktor og deformasjon
- Overflatekontur, viser de samme parameterne i konturen til bergrommet

24 BERGMASSEKLASSIFISERING

Det finnes mange metoder for evaluering av bergmasse, de fleste er erfaringsbaserte og avhenger av bergmassekvalitet og anvendelsen av bergrommet.

24.1 Q-SYSTEMET

Q-systemet er et klassifiseringssystem for bergmasser med hensyn til stabilitet av tunneler og bergrom utviklet av Norges geotekniske institutt (NGI). Q-systemet var opprinnelig basert på data fra om lag 200 tunneler og bergrom, og har blitt revidert flere ganger i takt med utviklingen innenfor sikringsfilosofien og oppdatering med data fra nye eksempler. Q-verdien er basert på seks parametere, som til sammen gir en verdi på bergmassens kvalitet:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad [\text{ligning 25.1}]$$

Der,

RQD: oppsprekkingstall

J_n : tall for sprekkesett

J_r : sprekkeruhetstall

J_a : sprekkefylling

J_w : sprekkevannstall

SRF: spenningsfaktor

(Norges Geotekniske Institutt, 2013)

De tre leddene i ligning 25.1 uttrykker tre hovedfaktorer som beskriver stabilitet i bergrom:

$\frac{RQD}{J_n}$: oppsprekkingsgrad (blokkstørrelse)

$\frac{J_r}{J_a}$: friksjonsforhold langs sprekke, som er bergmassens minimale skjærfasthet

$\frac{J_w}{SRF}$: spenningsforhold

De ulike Q-verdiene kan relateres til permanente sikringstiltak gjennom et sikringsdiagram, dette kan anvendes som et hjelpemiddel ved valg av sikring. Q-verdien er mest nøyaktig når den baseres på kartlegging i tunneler. Q-verdier fra feltkartlegging har ofte en større usikkerhet, forårsaket av at det kan være vanskelig å estimere enkelte parametere i forbindelse med kartlegging i dagen (NGI, 2013).

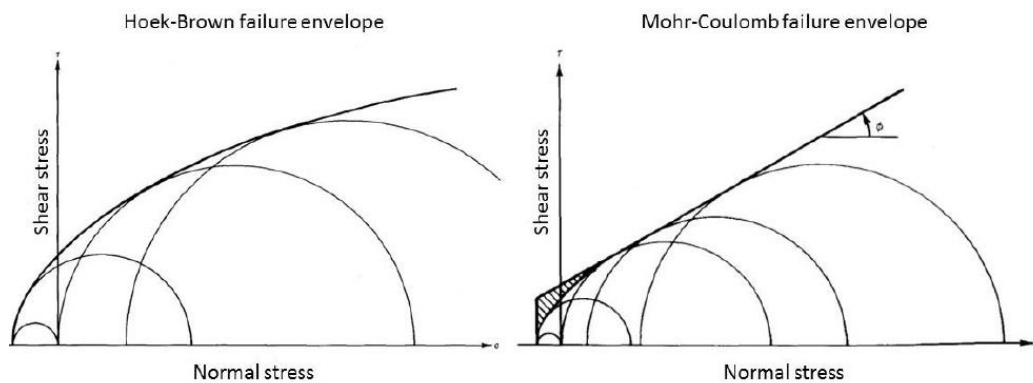
24.2 GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI)

GSI ble introdusert av Evert Hoek i 1994, og er et enkelt klassifikasjonssystem som har blitt svært utbredt. Dette har blant annet sammenheng med at GSI-verdien inngår i bestemmelsen av parameterne m_b , s og a i Hoek-Brown bruddkriteriet. Indeksen estimerer bergmassekvalitet basert på in situ vurdering av bergmassen. Karakteriseringen består av visuelle inntrykk av strukturer i bergmassen og sprekkekarakter, disse kombineres i et diagram der GSI bestemmes direkte.

25 BRUDDKRITERIER

Det er utviklet mange teorier for å forklare eller forutsi når og hvor det oppstår brudd i materialer. Teoriene er basert på en antagelse om at bruddet skjer ved en bestemt mekanisme, når en bestemt mekanisk størrelse overstiges. De evaluerer også kombinasjoner av hovedspenninger som gir en slik tilstand.

I numerisk modellering er det Hoek-Brown og Mohr-Coulomb som er mest utbredt. En skisse av forskjellen på de to bruddkriteriene er gitt i figur 77.



Figur 77 uttrykk for Hoek-Brown (venstre) og Mohr-Coulomb (høyre) (Jaeger et al., 2007)

25.1 MOHR-COULOMB BRUDDKRITERIUM

Mohr-Coulomb er et av de mest utbredte bruddkriteriene i bergmekanikk. Buddkriteriet baseres på at skjærstyrken til en bergmasse består av konstant kohesjon og en friksjonsvinkel som varierer med normalspenningen. Skjærstyrken er gitt av en lineær sammenheng med normalspenningen, se ligning 26.1.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad [\text{ligning 26.1}]$$

Der,

c : kohesjon

σ_n : normalspenningen som virker på bruddplanet

φ : friksjonsvinkel

(Zhao, 2000)

At bruddkriteriet er et enkelt matematisk uttrykk, enkelt å forstå og enkelt å bruke gjør at det ofte blir benyttet i bergmekanikk. For å bruke Mohr-Coulomb kriteriet må man ta hensyn til at bruddmekanismen må være skjærbrudd og at forholdet mellom normal og skjærspenning er ikke-lineært ved laboratorietester, ikke lineært slik Mohr-Coulomb kriteriet antar (Edelbro, 2003).

25.2 HOEK-BROWN BRUDDKRITERIUM

Hoek-Brown er et empirisk bruddkriterium basert på eksperimentelle studier fra en stor variasjon i bergartstyper og har blitt oppdatert flere ganger. Den empiriske sammenhengen mellom største og minste hovedspenning forbundet med brudd i en bergmasse er gitt ved det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad [\text{likning 26.2}]$$

Der,

σ'_1 : største effektive hovedspenning

σ'_3 : minste effektive hovedspenning

σ_{ci} : enaksiell trykkfasthet til intakt bergartsprøve

m_b : er Hoek-Brown konstanten m_i for bergmasse

s og a er konstanter som avhenger av egenskapene til bergmassen

(Hoek, 2002)

Konstantene m_b , s og a er gitt ved:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad [\text{likning 26.3}]$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right) \quad [\text{likning 26.4}]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad [\text{likning 26.5}]$$

Der,

m_i = Hoek-Brown konstant for intakte bergartsprøver

D = forstyrrelsesfaktor, beskriver påvirkningen av sprengningsskade eller avspenning

GSI = Geological Strength Index

(Hoek, 2002)

For detaljerte undersøkelser bør verdiene av konstantene σ_{ci} og m_i bestemmes ved statistisk analyse av resultatene fra triaksialtester av kjerneprøver. Om dette ikke er tilgjengelig kan verdiene hentes fra tabeller, men det bør, ifølge Palmstrøm et al. (2010), kun benyttes i forundersøkelser.

Hoek-Brown kriteriet har en ikke-lineær form som samsvarer med eksperimentelle data ved flere omslutningstrykk og har en fordel med hensyn på Mohr-Coulomb-kriteriet.

26 BERGMASSENS EVNE TIL DEFORMASJON

Bergmassens oppførsel under endrede forhold er i stor grad avhengig av deformasjonsevnen til bergmassen. Deformasjonsmodulus, E_m , er en av parameterne som best representerer den mekaniske oppførselen til bergmassen ved utgravning av bergrom. Mange numeriske FEM og BEM-program baseres av den grunn på denne parameteren.

26.1 ELASTISITET OG PLASTISITET

Deformasjonsevne er karakterisert av en modulus som beskriver forholdet mellom påført last og den resulterende tøyningen. Deformasjonsforløpet kan karakteriseres som elastisk eller plastisk basert på oppførselen ved avlasting. Lineært elastiske materialer returner til dets originale form, mens plastisk deformasjon er irreversibel. Deformasjonsegenskapene er avhengig av type materiale. Betegnelsen deformasjonsmodulus blir ofte benyttet for en bergmasse i stedet for elastisitetsmodulus da en bergmasse normalt ikke oppfører seg elastisk på grunn av anisotropi, inhomogenitet og diskontinuitet. Isrm (1975) har gitt følgende definisjoner:

Elastisitetsmodulus/Youngs modulus (E): Forholdet mellom spenningen og den korresponderende tøyningen under proporsjonalitetsgrensen til et materiale.

Deformasjonsmodulus for en bergmasse (E_m): Forholdet mellom spenningen og den korresponderende tøyningen ved pålasting av en bergmasse, inkludert både elastisk og uelastisk oppførsel.

Elastisitetsmodulus for en bergmasse (E_{em}): Forholdet mellom spenningen og den korresponderende tøyningen ved pålasting av en bergmasse, kun elastisk oppførsel

Metodene for in situ målinger av deformasjonsmoduls er tidkrevende, har høye kostnader og krever kompetanse. Ulikt utstyr og ulike teknikker gir dessuten ofte svært ulike resultat. Noe av årsaken til dette kan være ulike prosedyrer, målenøyaktighet eller sprengningsskader. Feltmålinger og laboratoriemålinger gir også svært ulike resultat. En av årsakene er graden av oppsprekking i bergmassen. Av den grunn blir deformasjonsmodulusen som regel estimert indirekte fra klassifiseringssystem eller at modulusen blir antatt på bakgrunn av erfaring eller fra litteratur (Palmström et al., 2001).

Indirekte estimering av deformasjonsmodulus basert på observasjoner av bergmassens karakteristikk er forholdsvis enkelt og har lav kostnad. Flere ligninger har blitt foreslått, blant annet har Hoek (2002) og Grimstad et al. (1993) definert deformasjonsmoduls E_m som:

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad \text{for } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa} \quad (\text{Hoek, 2002})$$

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \times 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad \text{for } \sigma_{ci} > 100 \text{ MPa} \quad (\text{Hoek, 2002})$$

$$E_m = 25 \log_{10} Q \quad (\text{Grimstad et al., 1993})$$

Der,

D : forstyrrelsesfaktor, beskriver påvirkningen av sprengningsskade eller avspenning

σ_{ci} : enaksiell trykkfasthet til intakt bergartsprøve [MPa]

GSI : Geological Strength Index (Marinos et al., 2005).

Q : Q-verdi (NGI, 2013)

Det har blitt foreslått å benytte flere enn en indirekte metode slik at resultatene kan sammenlignes og verifiseres. I tillegg er det påpekt av Clerici (1993) at det er viktigere å definere størrelsen til modulusen enn nøyaktig verdi.

27 SPENNINGER

Spenningsene rundt et bergrom vil være avhengig av in situ spenningsene og geometrien til bergrommet. For evaluering av spenningsforholdene rundt et bergrom kan det benyttes numerisk analyse, slik det er gjort i denne oppgaven.

In situ spenningsene i bergmassen er som regel forårsaket av flere faktorer. Egenvekten av massene over bergrommet er normalt et viktig bidrag, særskilt for de vertikale spenningsene. For å beregne spenningsene generert av gravitasjon kan man benytte formlene:

$$\sigma_v = \rho \times g \times h \quad [\text{likning 26.6}]$$

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \times \sigma_v \quad [\text{likning 26.7}]$$

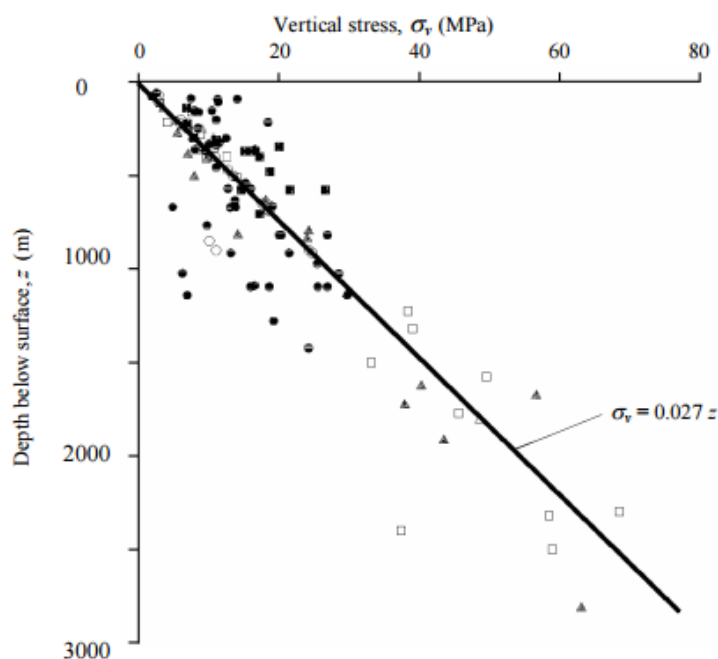
Der,

ρ = de overliggende massers tetthet [kg/m^3]

h = overdekningen [m]

g = tyngdeakselerasjon [m/s^2]

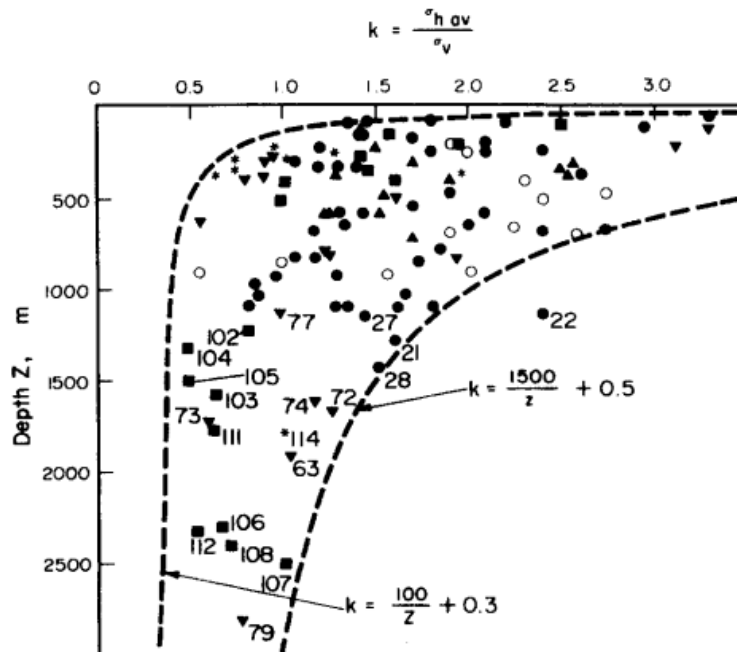
ν = Poissons tall, tverrkontraksjonskoeffisienten



Figur 78 Målinger av vertikalspenninger fra tunneler og gruver rundt om i verden (Hoek et al., 1980)

Den vertikale spenningskomponenten er funnet til å være godt samsvarende med den gravitative verdien, slik som figur 78 illustrerer. De horisontale spenningsene derimot avviker ofte fra de horisontale gravitative spenningsene, og har normalt langt høyere verdi enn det likning 26.7 tilsier (Nilsen et al., 2000). Målinger av horisontale spenninger ved ulike

bergrom rundt om i verden viser at forholdet $k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ er høyt nærme overflaten, og minker med dypet (figur 79) (Hoek, 2000).



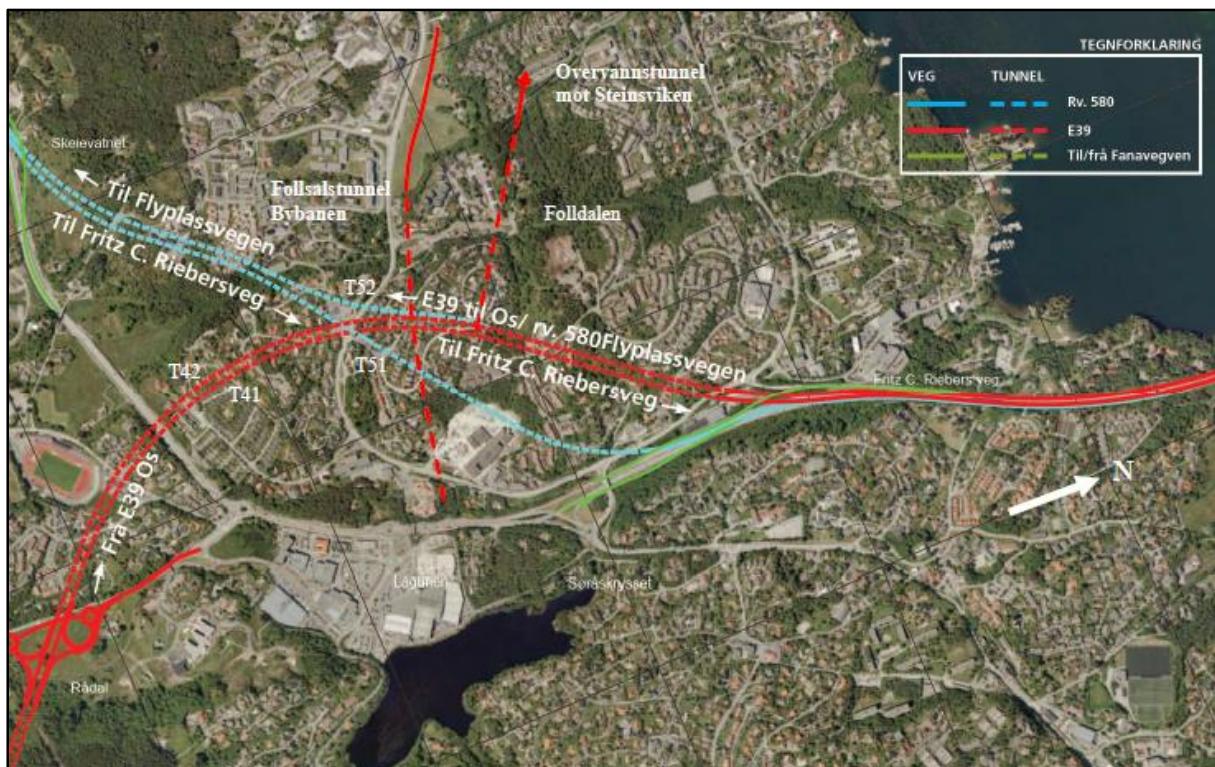
Figur 79 Variasjon i forholdet mellom horisontale og vertikale spenninger som en funksjon av dypet (Hoek et al., 1978)

Avviket fra de gravitative verdiene kan være forårsaket av ulike geologiske forhold. De horisontale spenningene kan bli vesentlig høyere enn vertikalspenningen på grunn av tektoniske spenninger forårsaket av platetektonikk. Topografien vil også innvirke på spenningene, spesielt i dype daler. Strukturbedingede spenninger er forårsaket av inhomogeniteter i berggrunnen. Inhomogeniteter som vekslende bergartslag med ulike elastiske egenskaper eller svakhetssoner med f.eks. leirholdige knusingssoner vil føre til endring av hovedspenningenes retning og størrelse.

28 RÅDAL – NORDÅS – FLYPLASSVEGEN

28.1 TUNNELTRASEENE

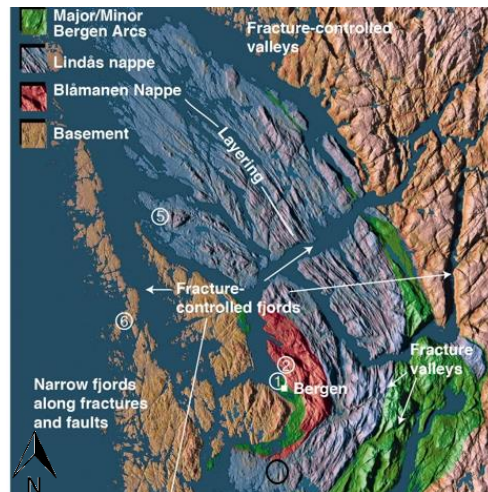
E39 vil krysse Rådalen og gå nordover mot Nordås gjennom Råtunnelen, traseene er inntegnet på kartet i figur 80. Råtunnelen vil bestå av to løp, med en samlet lengde på 3,9 km. Rv580 Flyplassveien skal gå i to parallelle løp fra Skeievatn fram til kryssing under Folldalen, der det nordgående løpet følge en østlig trase til Søråskrysset mens det sørgående løpet skal knyttes til Fritz Riebers veg. Tunnelene er forventet å krysse flere svakhetssoner som vil gi redusert bergmassekvalitet langs deler av traseene.



Figur 80 Tunneltraseer (Bertelsen, 2014)

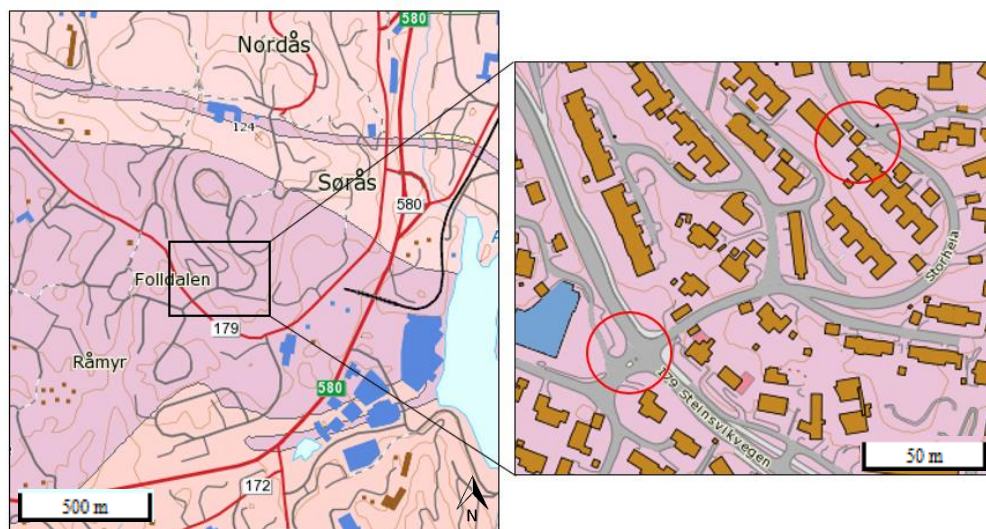
I forbindelse med tunnelprosjektet skal det totalt sprenges ut 640 000 pfm³. Områdene over tunnelene er i stor grad utbygd med bolighus, barnehager, skoler og næringsbygg. Det må også sprenges med kort avstand til kabler og ledningsnett. Det kan bli nødvendig å sprengre med reduserte salver og oppdelte tverrsnitt for å redusere rystelsene.

28.2 GRUNNFORHOLD



Figur 81 Bergensbuene, det aktuelle området er merket med svart sirkel (Fossen, 2015)

Bergensbuene dominerer berggrunnen i Bergensområdet. Buene er definert av en foldestruktur og har gjennomgått deformasjon og metamorfose under den kaledonske fjellkjededannelsen. Utbyggingsområdet er avmerket med svart sirkel på figur 81, og vil foregå i Lindåsdekket, i prekambriske dypbergarter.



Figur 82 Berggrunnskart over området. Lilla farge indikerer anortositt og stedvis metagabbro, rosa indikerer granittisk gneis. Utsnitt av krysningssområdene markert med rødt (NGU.no).

Berggrunnskartet fra NGU indikerer at bergmassen i krysningssområdene vil bestå av anortositt som stedvis grenser til metagabbro. Anortositt er en dypbergart som består av minimum 90 % plagioklas, andre mineral som inngår i bergarten er pyroksen, ilmenitt, magnetitt og olivin.

I forbindelse med andre tunnelprosjekt i området har bergarten blitt beskrevet som en stabil bergart for tunneldriving, men at det kan være problemer med at bergmassen sprekker opp som «sukkerbiter» ved sprenging som fører til høyere sikringskostnader (Skutlaberg, 2008).

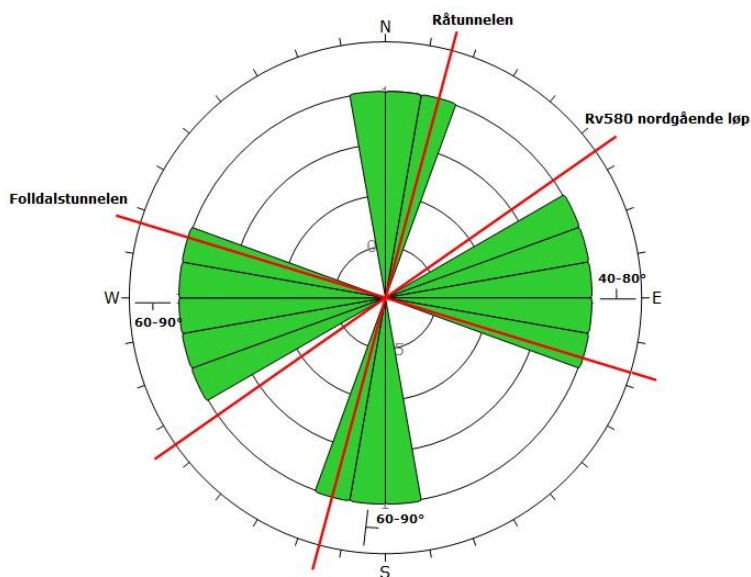
Overdekningen langs traseene varierer, med enkelte parti med liten overdekning. Råtunnelen har overdekning mellom 15 og 70 m og Rv580 Flyplassveien overdekning mellom 30-35 m.

Bergmassens oppsprekking er uregelmessig. Foldestrukturene i bergmassen gjør at det er et stort variasjonsområde for sprekkesystemenes strøk og fall (Bertelsen, 2014). Området er blitt karakterisert som moderat oppsprukket, med registrert sprekketetthet på 5-15 sprekker per m³ (Knudsmoen, 2010).

Tre hovedsprekkesett er registrert i området:

1. Foliasjon, mest markante sprekkesettet har strøk N060-120°Ø og fallvinkel 60-80° mot sør
2. Markert sprekkesett med strøk N350-030°Ø og fall mot 60-90° mot øst
3. Det har også blitt observert noen markerte sprekker med N060-120°Ø og fall 40-80° mot nord

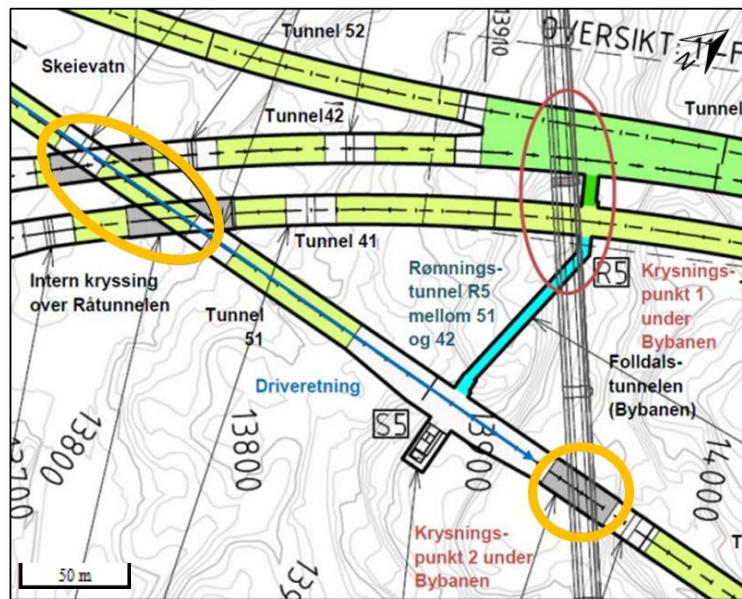
Sprekkesettene og tunneltraseene er inntegnet på sprekkerosen i figur 83.



Figur 83 Sprekkerose over hovedsprekkesettene med tunnelakser

28.3 TUNNELKRYSNINGSOMRÅDER

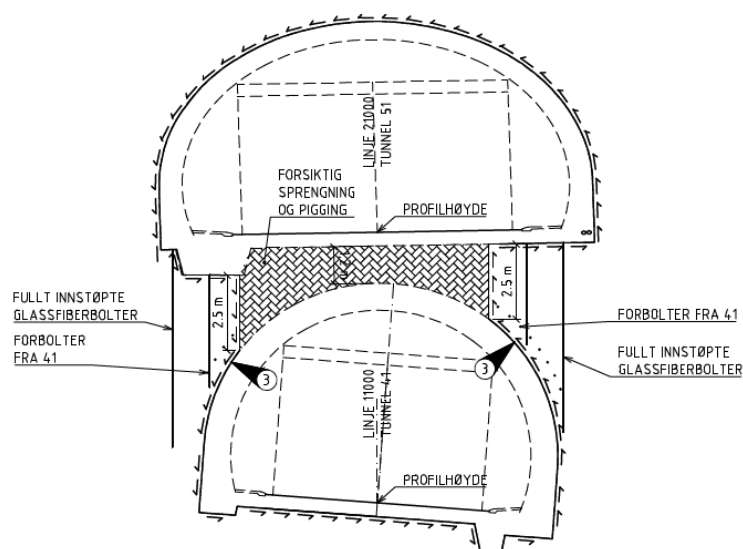
I prosjektet vil det være kryssing av bybanetunnelen i tillegg til interne kryssninger. Rv580 Flyplassveiens nordgående løp mot Sørås, Søråstunnelen, og Råtunnelen vil krysse under bybanen Folldalstunnellene med henholdsvis 3 og 16 m mellom såle og heng. Råtunnelen vil krysse under Søråstunnelen med en avstand i underkant av 1 m. Disse tre krysningsområdene er avmerket på figur 84.



Figur 84 Oversikt over tunneltraseene. Områdene med gul sirkel er analysert (Ottesen, 2015)

28.3.1 KRYSNINGSOMRÅDE 1: E39 RÅTUNNELEN OG RV580 SØRÅSTUNNELEN

Råtunnelens to løp skal krysse under Søråstunnelen med teoretisk avstand i underkant av 1 m. Råtunnelens og Søråstunnelens akser har henholdsvis orientering N015°Ø og N055°Ø og krysser med vinkel på 40°. Det er planlagt at Råtunnelen skal sprenges ut først og sikres med hvelvstøp. Søråstunnelen vil sprenges ut over Råtunnelen. Det skal utføres forbolting i Råtunnelen og glassfiberbolter i Søråstunnelen slik det er vist i figur 85. Tunnelene skal sprenges ut med metoder for skånsom sprengning og systematisk sikring for å opprettholde best mulig profil.

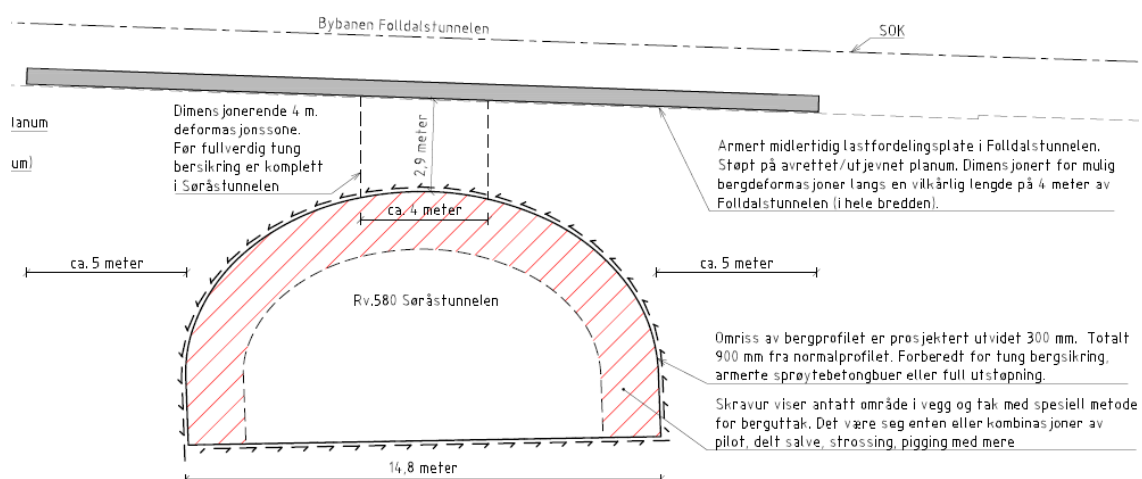


Figur 85 Skisse av tunnelkryssning 1

28.3.2 KRYSSINGSOMRÅDE 2: RV580 SØRÅSTUNNELEN OG FOLLDALSTUNNELEN

Søråstunnelen skal drives under den eksisterende Folldalstunnelen med avstand på 2,9 m fra heng i Søråstunnelen til sålen i Folldalstunnelen (figur 86). Folldalstunnelens og Søråstunnelens akser har orientering på henholdsvis N107°Ø og N055°Ø og vil krysse med en vinkel på omtrent 50°.

I tillegg til boltesikring er det støpt en lastfordelingsplate i Folldalstunnelen. Sprengningen av Søråstunnelen skal utføres skånsomt for å unngå skade og bevare den teoretiske sprengingskonturen best mulig. Sprengningen vil trolig gjennomføres med delte tverrsnitt, reduserte salvelengder og forbolting.



Figur 86 Skisse over tunnelkryssning 2

29 NUMERISK MODELLERING

I prosjektoppgaven ble det laget en enkel modell av et av krysningssområdene. I denne oppgaven vil begge krysningssområdene modelleres og det vil gjøres mer detaljert. Den numeriske modelleringen fokuserer på en elastisk spenningsanalyse ved bruk av EXAMINE^{3D} for å se på fordelingen av spenninger i bergpartiene. Inngangsparameterne er basert på litteratur da det ikke var tilgjengelig verdier fra laboratorietester.

29.1 INNGANGSPARAMETER

Berggrunnen er kompleks og er derfor utfordrende å karakterisere berggrunnen tilstrekkelig. Som Bieniawski (1989) påpeker er bestemmelse av pålitelige inngangsdata for prosjektering av bergrom er en av de mest utfordrende oppgavene til ingeniørgeologer. Testing av bergmassen gir sjeldent et nøyaktig mål på de mekaniske egenskapene til bergmassen og kreftene som påvirker og bestemmelsen av bergmasseparametere er hovedsakelig funnet med bakgrunn av observasjoner enten i tunnelen, på overflaten eller borkjerner (Palmstrøm et al., 2010).

I denne oppgaven har det ikke vært tilgang til laboratorietester av den aktuelle bergmassen. Det har i stedet blitt innhentet informasjon om lignende bergmasse og grunnforhold i nærheten av prosjektet for å gi et estimat for de bergmekaniske egenskapene. Det har vært fokusert på inngangsparameterne til numerisk modellering.

Innhenting av inngangsparameterne er et av de viktigste stegene i numerisk modellering. Kvaliteten til inngangsparameterne vil være avgjørende for kvaliteten av resultatene fra modelleringen.

29.1.1 IN SITU SPENNINGER

Det foreligger ingen tilgjengelige spenningsmålinger i området, og bergspenningene er derfor estimert. Det antas at de vertikale spenningene er resultat av gravitasjonskrefter. For å estimere de horisontale spenningene må k -verdi for forholdet mellom de horisontale og vertikale spenningene estimeres. De horisontale spenningene vil normalt være vesentlig høyere enn vertikalspenningene ned til noen hundre meter i skandinaviske prekambriske og palazoiske bergarter (Palmstrøm, 1996). For numerisk modellering anbefaler Trinh et al. (2012) at det benyttes en verdi mellom 1 og 3 for forholdet mellom horisontale og vertikale spenninger. Forholdet mellom horisontalspenninger og vertikalspenninger er som regel større ved overflata enn lengre ned i dypet. Tunnelene vil ligge relativt nærme overflaten, og

horisontalspenningene vil være større enn vertikalspenningene. Etter samtale med professor Charlie Li ble det bestemt å benytte $k = 2,5$ i den numeriske modelleringen i prosjektoppgaven, denne verdien blir fortsatt benyttet i denne oppgaven (Kolden, 2015).

Overdekningen i krysningsområde 1 Råtunnelen og Søråstunnelen er 37 m fra hengen i Søråstunnelen til overflaten og overdekningen i krysningsområde 2 Folldalstunnelen og Søråstunnelen er 64 m fra hengen i Folldalstunnel til overflaten.

Bergarten i området, anortositt, en grovkornet dypbergart, består hovedsakelig av plagioklas. Mineralet plagioklas har en densitet på 2,61-2,77 g/cm³ (Geologia). I tillegg til plagioklas består anortositt av en liten andel mørke mineraler og anortositt vil ha en høyere densitet enn ren plagioklas. Dette stemmer overens med resultatene fra anortositt i Egersundfeltet, der densiteten ble funnet til å være 2,78 g/cm³ (Erichsen et al., 2000).

Tabell 21 Estimering av in situ spenninger i krysningsområde 1

Overdekning h (m)	Tyngdeakselerasjon g (m/s ²)	Bergmassens densitet ρ (kg/m ³)	Vertikalspenning σ_v (MPa)	$k =$ Forholdet mellom σ_h og σ_v	Horisontalspenning σ_h (MPa)
35	9,81	2780	0,95	2,5	2,39

Tabell 22 Estimering av in situ spenninger i krysningsområde 2

Overdekning h (m)	Tyngdeakselerasjon g (m/s ²)	Bergmassens densitet ρ (kg/m ³)	Vertikalspenning σ_v (MPa)	$k =$ Forholdet mellom σ_h og σ_v	Horisontalspenning σ_h (MPa)
64	9,81	2780	1,75	2,5	4,36

Et estimat av in situ spenningene i krysningsområdene er gitt i tabell 21 og tabell 22. For å verifisere spenningsberegningene er de sammenlignet med spenningsmålinger fra nærliggende anlegg. Hanssen (1998) har samlet tilgjengelig informasjon fra tredimensjonale spenningsmålinger utført med NHT-målecelle fram til 1992. Målingene ble presentert i artikkelen «Rock Stresses and Tectonic Activity». Artikkelen gir detaljer om spenningsmålinger med prosjektnavnet og borehullsnavn, bredde og lengdegrad til målingene, kvalitetsrangering av målingene (A-D), overdekning, beregnet gjennomsnitt, standardavvik og retning til hovedspenninger. Det er også inkludert teoretiske spenningsberegninger sammen med de tredimensjonale spenningsmålingene.

Tre prosjekter i Hordaland er de nærmeste lokalitetene, Mongstad produksjonsanlegg, Fossmark og Stureterminalen. For å vurdere om spenningsmålingene kunne sees på som sammenlignbare med området rundt E39 ble det foretatt studie av satellittbilder og NGUs

bergrunnskart. De utførte spenningsmålingene er foretatt i amfibolittisk, diorittisk og granittisk gneis. Berggrunnen i området rundt E39 veksler mellom diorittisk til granittisk gneis og anortositt, det at bergartene har lignende bergmekaniske egenskaper.

Tabell 23 Spenningsmålinger (Hanssen, 1998)

Borehull	σ_v [MPa]	σ_H [MPa]	Orientering σ_H	σ_h [MPa]	Orientering σ_h	$\sigma_{v,teoretisk}$ [MPa]	$\sigma_{h,teoretisk}$ [MPa]	Overdekning [m]	Kvalitet
Mongstad 1	3,7	5,8	121	4,7	31	2,2	0,8	75	C
Mongstad 2	2,7	3,9	53	1,6	143	2,1	0,4	75	D
Fossmark	7,4	7,7	149	3,3	60	7,1	1,2	270	C
Sture 1	0,1	1,1	138	0,1	48	2,3	0,7	90	D
Sture 2	-0,4	1,4	138	-0,3	48	1,3	0,4	50	C

Tabell 23 er et utdrag fra Hanssen (1998) og viser de målte spenningene og deres orientering samt teoretisk utregning av spenningene. Målingene fra Sture er valgt å se bort fra på grunn av at Sture 1 viser et unormalt forhold mellom vertikal og horisontalspenningene. Som regel er største horisontalspenning 2-3 ganger større enn vertikalspenningen, mens målingen indikerer at horisontalspenningen er 6 ganger større enn vertikalspenningen. Resultatene av målingen Sture 2 viser vertikale strekkspenninger, dette er lite sannsynlig, og er av den grunn også sett bort fra. Målingene fra Fossmark er i forbindelse med et kraftverk og målingene kan være påvirket av topografien i området. Spenningsmålingene fra Mongstad er trolig mest sammenlignbare.

Tabell 23 viser at de målte spenningene er høyere enn de teoretiske spenningene, og at forholdet mellom horisontalspenning og vertikalspenningen i gjennomsnitt er 0,98 for målingene på Mongstad og Fossmark. Dette er lavere enn antatt. Målingene indikerer at de estimerte gravitative spenningsverdiene for vertikalspenningen er noe lave. Den numeriske modelleringen har derfor også sett på hvordan modellen vil påvirkes av høyere spenningsverdier, tilsvarende spenningsnivå som Mongstad.

Retninger til spenningene er basert på resultatene av målingene fra Hordaland. Orienteringen av de horisontale spenningene varierer mellom N121Ø-N143Ø og N031Ø-N053Ø.

29.1.2 MATERIALEGENSKAPER OG VALG AV BRUDDKRITERIUM

I EXAMINE^{3D} kan stabiliteten rundt bergrom beregnes enten ved Mohr-Coulomb-bruddkriteriet eller Hoek-Brown-bruddkriteriet. Mohr-Coulomb-kriteriet er mest anvendelig for analyse av totalstabilitet når spenningene ikke er for lave. Hoek-Brown-bruddkriterium er valgt siden det er ikke-lineært og sensitivt for lave spenningsforhold.

Materialeegenskapene til bergmassen har blitt vurdert empirisk. For magmatiske bergarter er Hoek-Brown konstanten $m_i = 18-30$ (Hoek et al., 1997). I prosjektoppgaven ble m_i -verdien til anortositt vurdert til 20-25. Forstyrrelsesfaktoren, D , er avhengig av drivemetode, og vil i forbindelse med konvensjonell tunneldriving antatt å være 0,5. GSI-verdien er anslått til å være rundt 60-80 (Kolden, 2015). I prosjektoppgaven ble det benyttet en middsverdi for disse parameterne, mens i denne oppgaven er det valgt å bruke både minimums- og maksimumsverdier i tillegg til middsverdier for å vurdere sensitiviteten til modellen.

For å estimere inngangsparameterne til Hoek-Brown-kriteriet ble RocLab benyttet, resultatene er gitt i tabell 24.

Tabell 24 Verdier for Hoek-Brown bruddkriterium

	<i>Hoek-Brown klassifisering</i>				<i>Hoek-Brown bruddkriterium</i>		
	GSI	D	m_i		m_b	s	a
Minimumsverdier	60	0,5	20	→	2,977	0,0048	0,503
Middsverdier	70	0,5	22	→	5,272	0,0183	0,501
Maksimumsverdier	80	0,5	25	→	9,646	0,0695	0,501

YOUNGS MODULUS OG POISSONS TALL

I EXAMINE^{3D} er det nødvendig å estimere de elastiske egenskapene til bergmassen. Det er ikke tilgjengelig in situ målinger eller laboratorietester av den aktuelle bergmassen. Litteratur og tester av tilsvarende bergmasse er benyttet for å gi et anslag for verdier for Youngs modulus og Poissons forhold. I Myrvang (2001) er det gitt en oversikt over gjennomførte tester fra bergmekanikklaboratoriet ved NTH/NTNU/SINTEF, tabell 25 er et utdrag av denne. Det har blitt gjort tester av anortositt fra fire lokaliteter, der blant annet har trykkfasthet, strekkfasthet, E-modul og Poisson tall blitt undersøkt. Tabellen viser at det er store variasjoner for de ulike prøvene. Trykkfasthet varierer fra 73 til 244 MPa, og E-modul varierer fra 70 til 94 GPa. Poissons tall er forholdsvis stabilt. Palmstrøm (2011) har gitt et overslag over normal variasjon av enaksiell trykkfasthet for anortositt i tabell 26.

Tabell 25 Bergmekaniske data for bergarter testet i bergmekanikklaboratoriet, NTH/NTNU/SINTEF (Myrvang, 2001)

Rapport	Sted	Bergart	Kjerner diameter mm	Test- retning	Trykkfasthet MPa	Strekfasthet MPa	E-modul GPa	Poissons tall	Antall
F80009	Mongstad	Anortositt	35	U	243,83		94,4	-	6
F78006	Sogn	Anortositt	-	U	140,2		94,40	0,23	2
F79021	Tellnes	Anortositt	61	U	72,81		70,43	0,21	12
F83008	Tellnes	Anortositt	62	U	136,84	18,08	90,14	0,22	7
F71003	Ukjent	Anortositt	62	U	125,80		74,30	0,22	1
Gjennomsnitt					143,90	18,08	83,32	0,22	

Tabell 26 Normal variasjon av enaksiell trykkfasthet for anortositt (Palmstrøm, 2011)

Bergart	Enaksiell trykkfasthet, <i>c</i>		
	Lav	Gjennomsnitt	Høy
Anortositt	40	125	210

Modelleringen er basert på parameterne i tabell 27.

Tabell 27 Verdier for UCS, E-modulus og Poissons tall brukt i numerisk modellering

	Trykkfasthet (MPa)	E-modul (GPa)	Poisson
Maksverdi	243,8	94,4	
Middelverdi	143,9	83,3	0,22
Minimumsverdi	72,8	70,4	

30 RESULTATER

Resultatene fra den numeriske modelleringen av krysningsområdene i EXAMINE^{3D} er presentert i de påfølgende kapitlene. Ved modellering av kryss 1 er inngangsparameterne blitt variert for å se på hvordan dette påvirker modellen. For kryss 2 ble det valgt å modellere kun med middelerverdier siden grunnforholdene er tilsvarende som i kryss 1, og resultatet av endringer i inngangsparameterne vil være tilsvarende som i kryss 1. Krysningsområdene analyseres basert på sigma 1 og sigma 3, den totale deformasjonen og styrkefaktor.

Koordinatsystemet på figurene refererer til EXAMINE^{3D}-modellen og retningene avviker fra den reelle orienteringen.

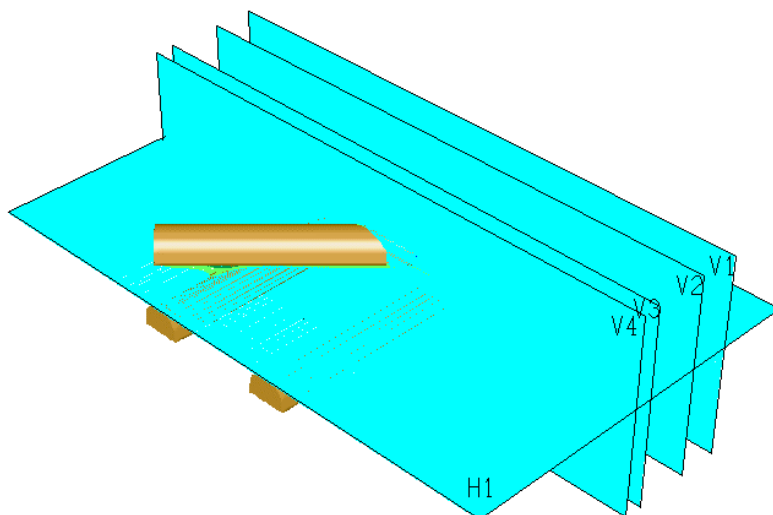
RocScience EXAMINE^{3D}-filene fra krysningsområde 1 og 2 med middelerverdier er vedlagt.

30.1 RESULTATER KRYSNINGSOMRÅDE 1

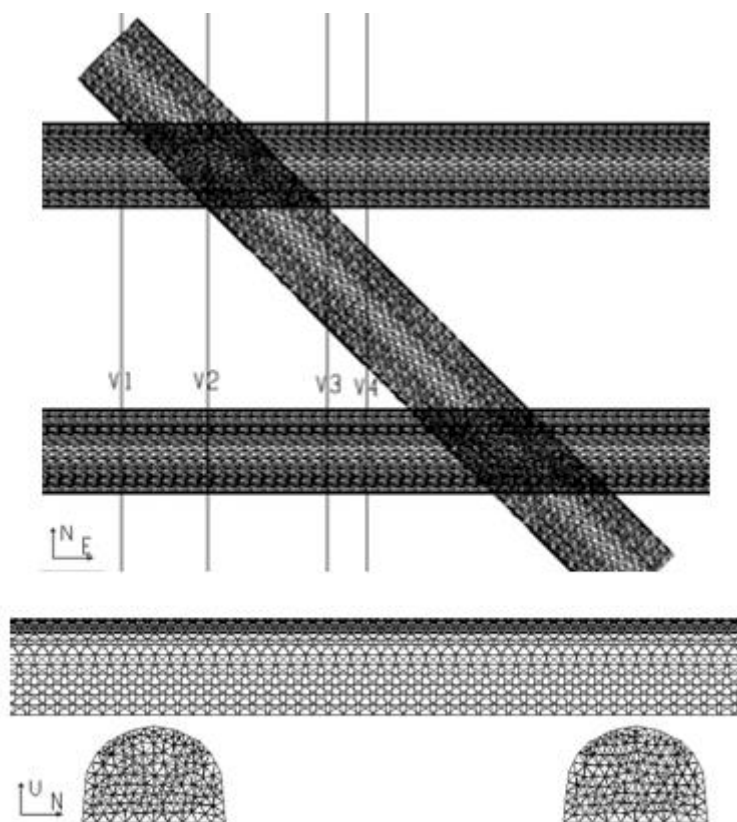
Tabell 28 Modelleringsparametere for kryss 1

<i>Parameter</i>	<i>Kryss 1</i>
Elementer	16 680
Noder	8 346
Elementtype	GMRES
Matriseløser	Lineær
Overflateareal [m ²]	10 221
Volum [m ³]	20 959,3
Gjennomsnitt elementstørrelse [m ²]	0,61

Resultatene fra den numeriske modelleringen av kryss 1 i EXAMINE^{3D} er presentert i de påfølgende kapitlene, modelleringsparameterne er gitt i tabell 28. Hver versjon av krysningsområdet vil bli analysert basert på sigma 1 og sigma 3, den totale deformasjonen og styrkefaktoren. Plottene er tatt fra fem tverrsnitt av krysningsområdet, som vist i figur 87.



Figur 87 Oversikt over tverrsnittene av krysningsområde 1



Figur 88 Modell av krysningsområde 1

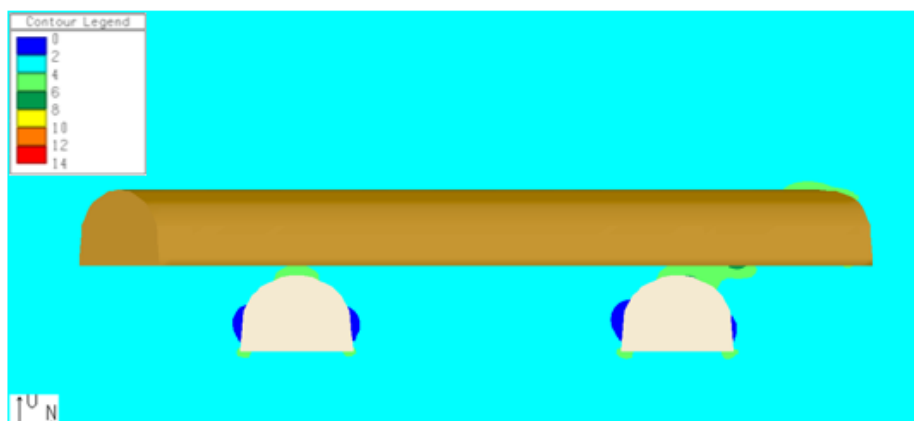
30.2 KRYSS 1: MIDDELVERDIER OG GRAVITATIVE SPENNINGER

Interpret Data
<u>ELASTIC PROPS.</u>
E = 83300
p.r. = 0.22
<u>FIELD STRESS</u>
Constant
s1 = 2.4 : 33/0
s2 = 2.4 : 122/0
s3 = 0.9 : 0/90
<u>STRENGTH PAR.</u>
Hoek-Brown
ucs = 143.9
m = 5.272
s = 0.0183
<u>MODEL PAR.</u>
elements = 16680
nodes = 8346
planes = 0
grids = 1

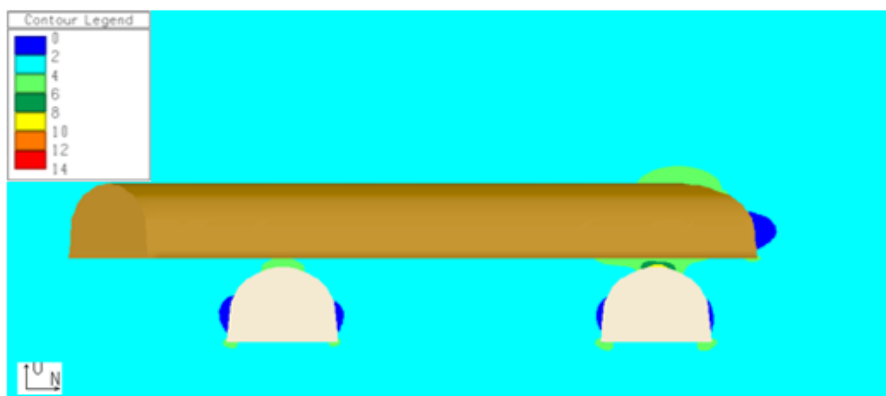
I denne modellen er det benyttet middelverdier for enaksiell trykkfasthet og Youngs modulus fra tabell 27. Det samme er tilfelle for Hoek-Brown-verdiene m_b og s , middelverdiene fra tabell 24. In situ spenningene er beregnet med utgangspunkt i gravitasjonsspenninger, oppgitt i tabell 21. Modellen er benyttet som utgangspunkt i de videre analysene. Ved endring av parametere i modellene, er de gjenværende parameterne holdt konstant som middelverdier. Inngangsparameterne for modellen i EXAMINE^{3D} er gitt i figur 89.

Figur 89 Inngangsdata: middelverdier

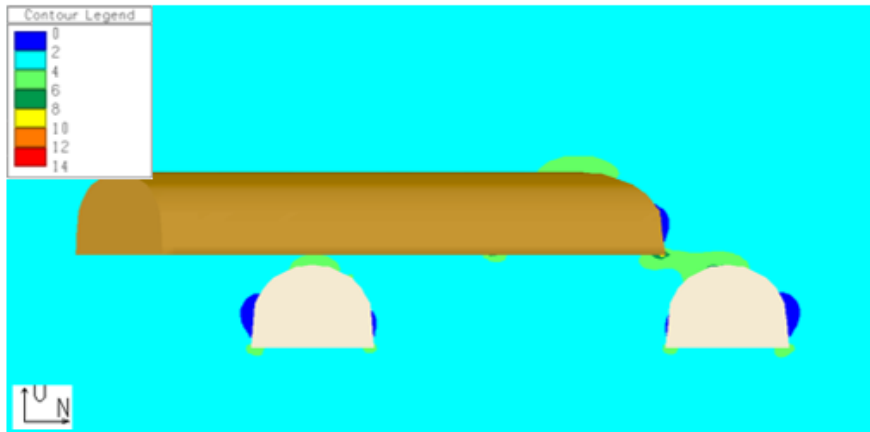
30.2.1 SIGMA 1



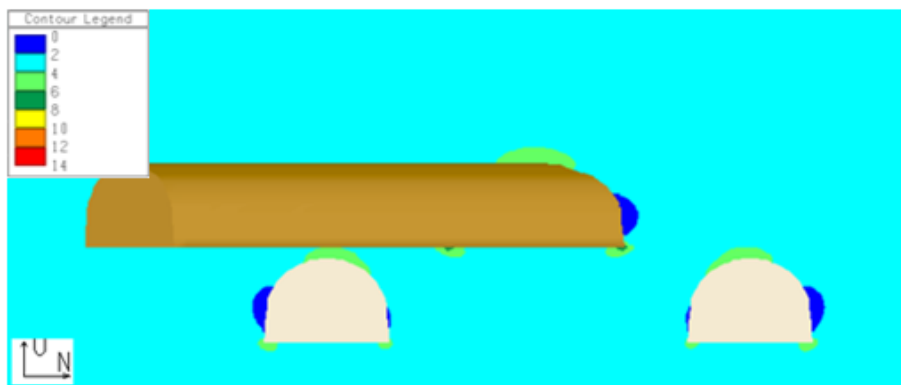
Figur 90 Snitt V1: Konturene av σ_1 i MPa. Middelverdier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21



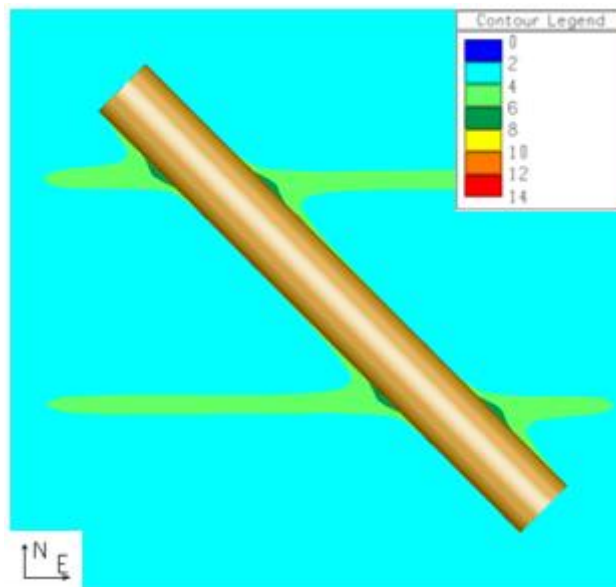
Figur 91 Snitt V2: Konturene av σ_1 i MPa. Middelverdier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21



Figur 92 Snitt V3: Konturene av σI i MPa. Middelerverdier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21

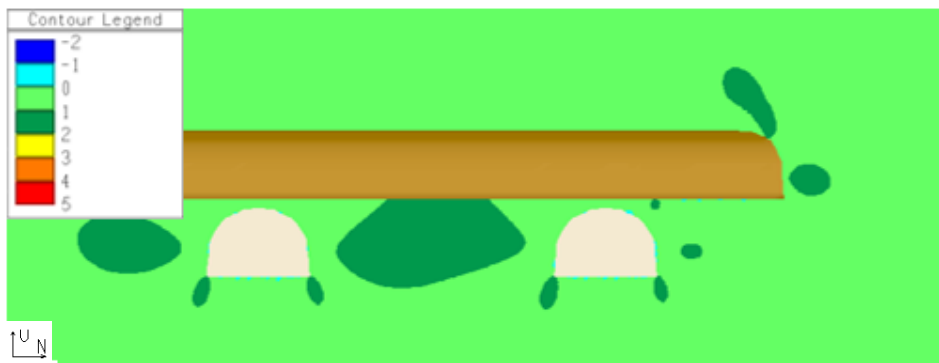


Figur 93 Snitt V4: Konturene av σI i MPa. Middelerverdier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21

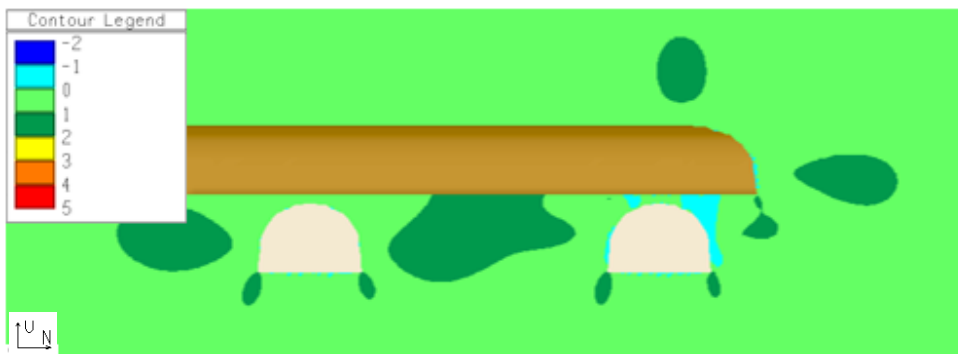


Figur 94 Snitt H1: Konturene av σI i MPa. Middelerverdier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21

30.2.2 SIGMA 3



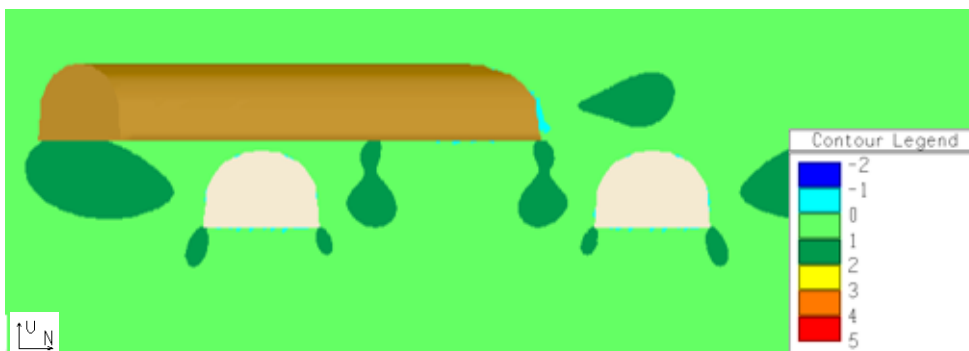
Figur 95 Snitt V1: Konturene av sigma 3 i MPa. Middelveier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21



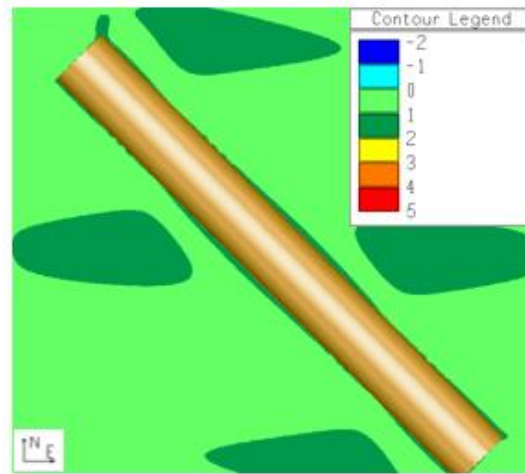
Figur 96 Snitt V2: Konturene av sigma 3 i MPa. Middelveier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21



Figur 97 Snitt V3: Konturene av sigma 3 i MPa. Middelveier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21

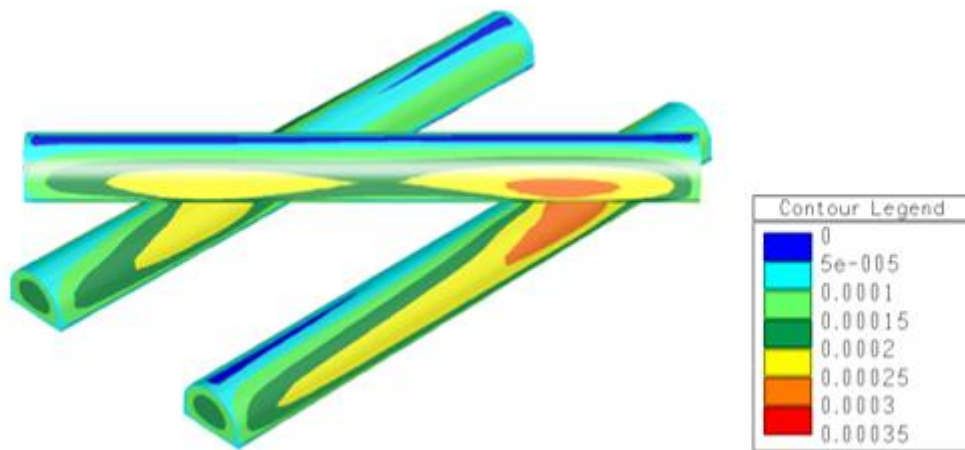


Figur 98 Snitt V4: Konturene av sigma 3 i MPa. Middelveier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21



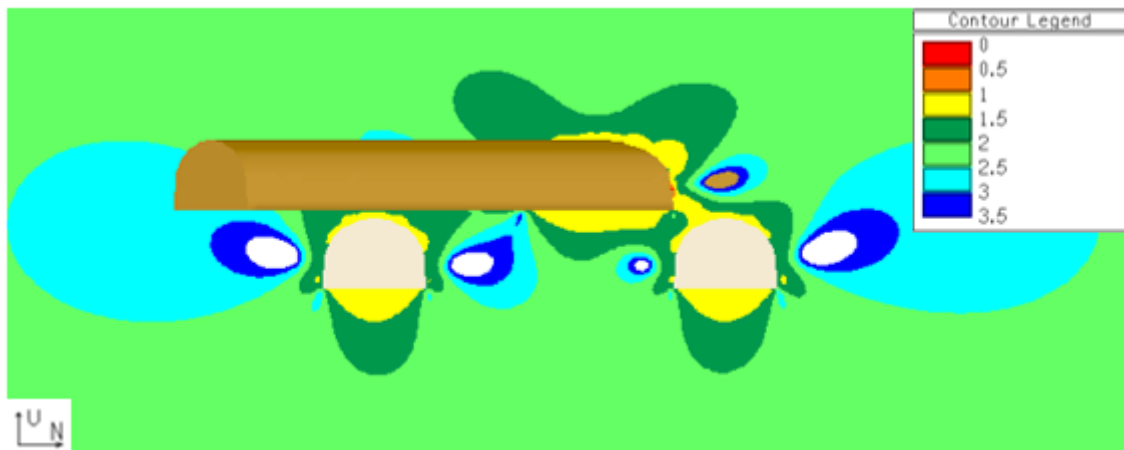
Figur 99 Snitt H1: Konturene av σ_3 i MPa. Middelerverdier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21

30.2.3 DEFORMASJON

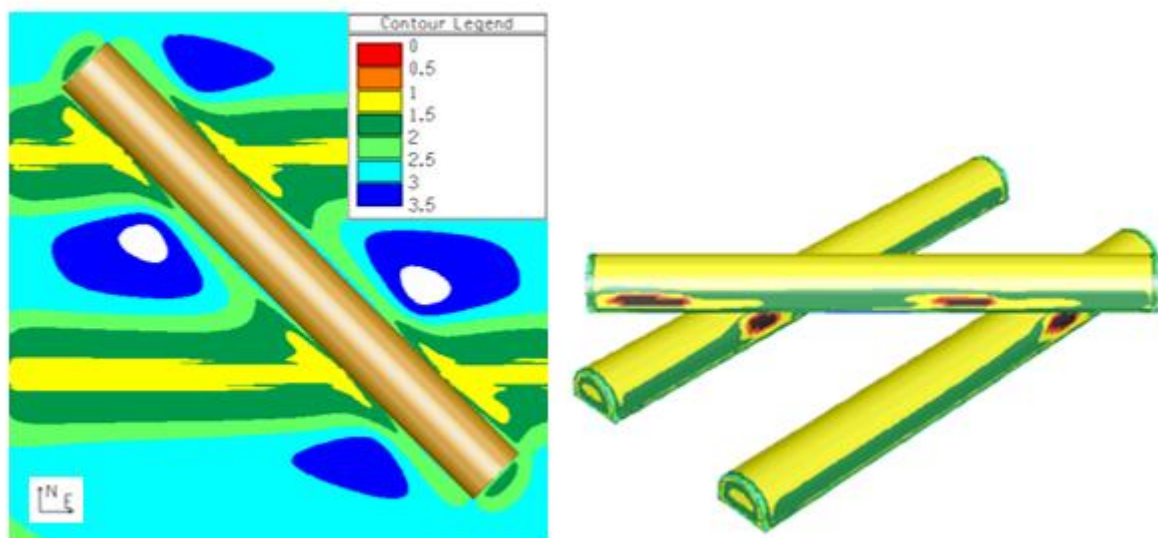


Figur 100 Overflatekonturen av den totale deformasjonen i m. Middelerverdier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21

30.2.4 STYRKEFAKTOR



Figur 101 Snitt V3: Konturene av styrkefaktor. Middelerverdier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21



Figur 102 Venstre: Snitt H1: Konturene av styrkefaktor. Høyre: Overflatekontur av styrkefaktor. Middelerverdier fra tabell 24 og tabell 27 og spenninger fra tabell 21

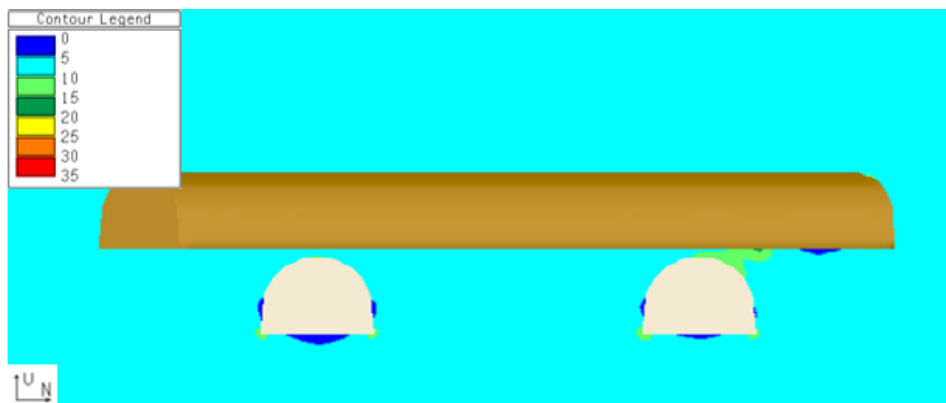
30.3 KRYSS 1: MIDDELVERDIER MED SPENNINGSMÅLINGER FRA MONGSTAD

Interpret Data
<u>ELASTIC PROPS.</u>
E = 83300
p.r. = 0.22
<u>FIELD STRESS</u>
Constant
s1 = 5.25 : 33/0
s2 = 5.25 : 122/0
s3 = 3.5 : 0/90
<u>STRENGTH PAR.</u>
Hoek-Brown
ucs = 143.9
m = 5.272
s = 0.0183
<u>MODEL PAR.</u>
elements = 16680
nodes = 8346
planes = 0
grids = 1

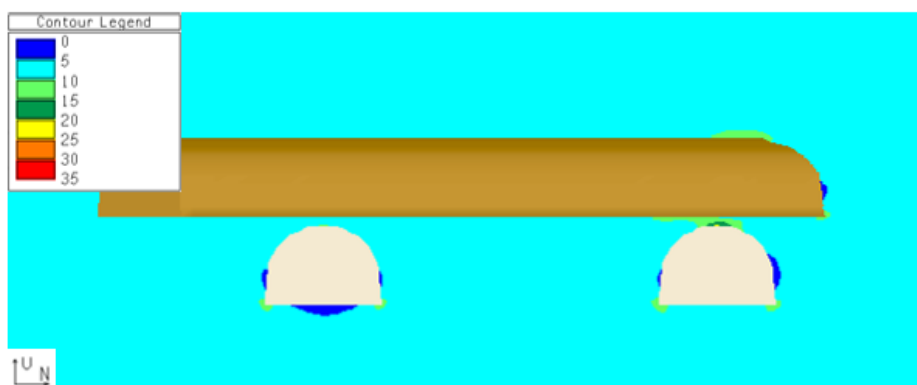
I denne modellen er det middelverdier for bergmasseparameterne fra tabell 24 og tabell 27, slik som i forrige modell. For å se på hvordan in situ spenningene påvirker de induerte spenningene rundt krysningsområdet er det benyttet spenningsverdier tilsvarende spenningsmålinger foretatt på Mongstad, tabell 23. Inngangsparameterne for modellen i EXAMINE^{3D} er oppgitt i figur 103.

Figur 103 Inngangsdata: spenninger fra Mongstad

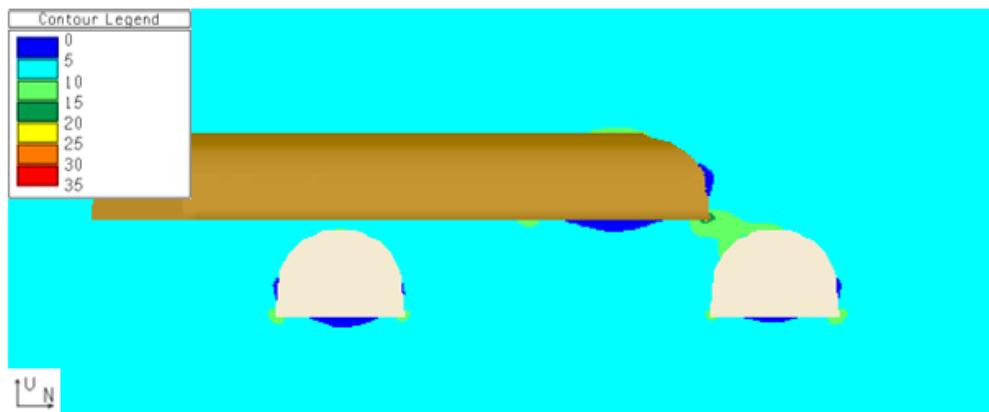
30.3.1 SIGMA 1



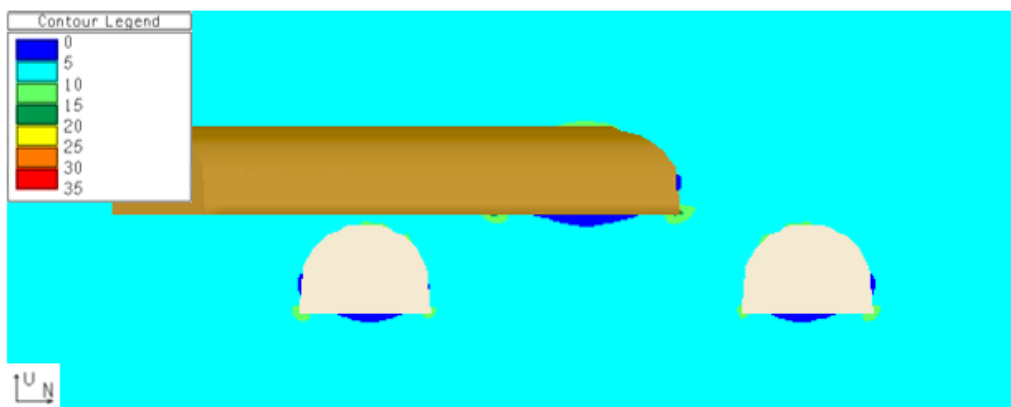
Figur 104 Snitt V1: Konturene av sigma 1 i MPa. Middelverdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.



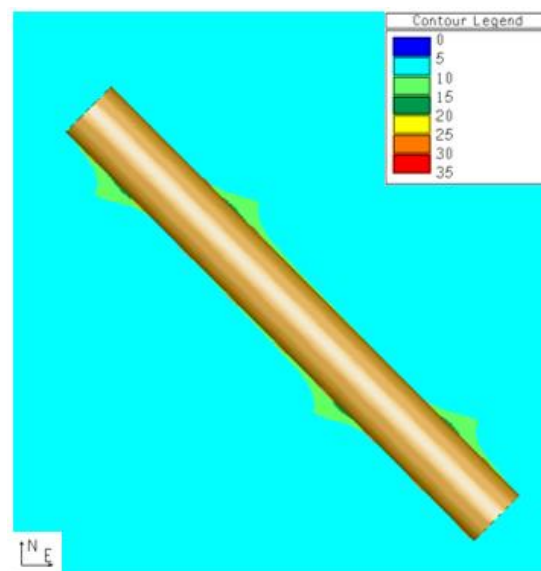
Figur 105 Snitt V2: Konturene av sigma 1 i MPa. Middelverdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.



Figur 106 Snitt V3: Konturene av σ_1 i MPa. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.

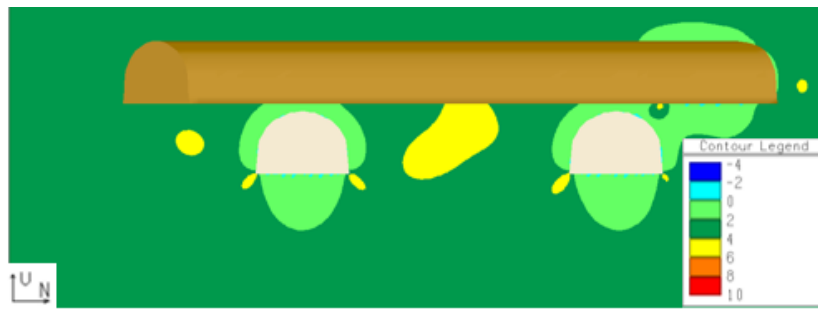


Figur 107 Snitt V4: Konturene av σ_1 i MPa. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.

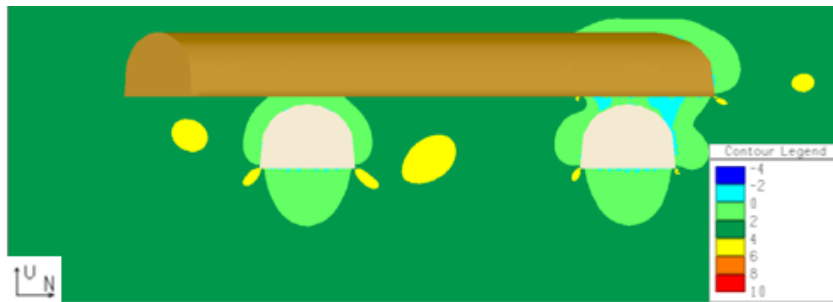


Figur 108 Snitt H1: Konturene av σ_1 i MPa. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.

30.3.2 SIGMA 3



Figur 109 Snitt V1: Konturene av sigma 3 i MPa. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.



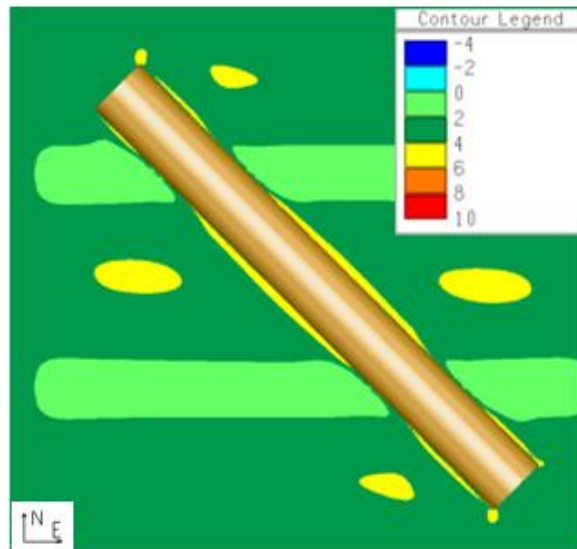
Figur 110 Snitt V2: Konturene av sigma 3 i MPa. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.



Figur 111 Snitt V3: Konturene av sigma 3 i MPa. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.

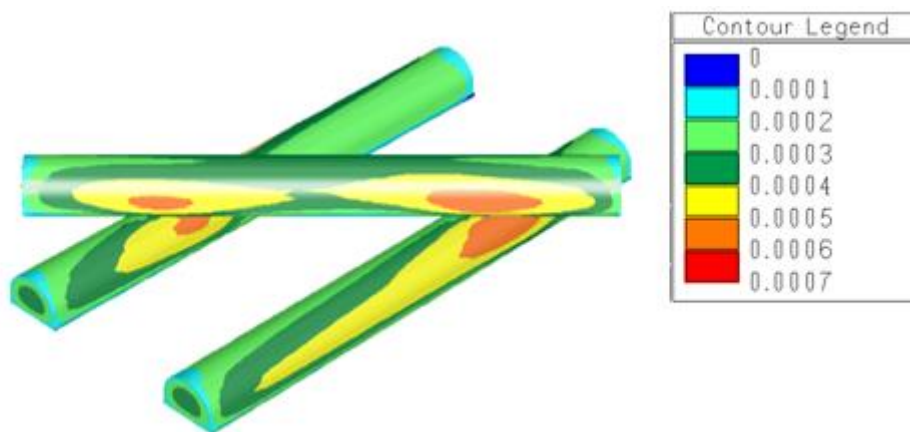


Figur 112 Snitt V4: Konturene av sigma 3 i MPa. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.



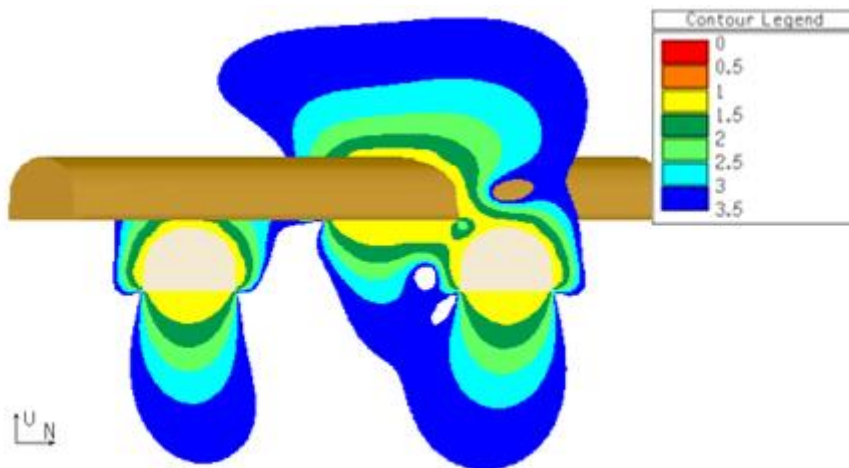
Figur 113 Snitt H1: Konturene av σ_3 i MPa. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.

30.3.3 DEFORMASJON

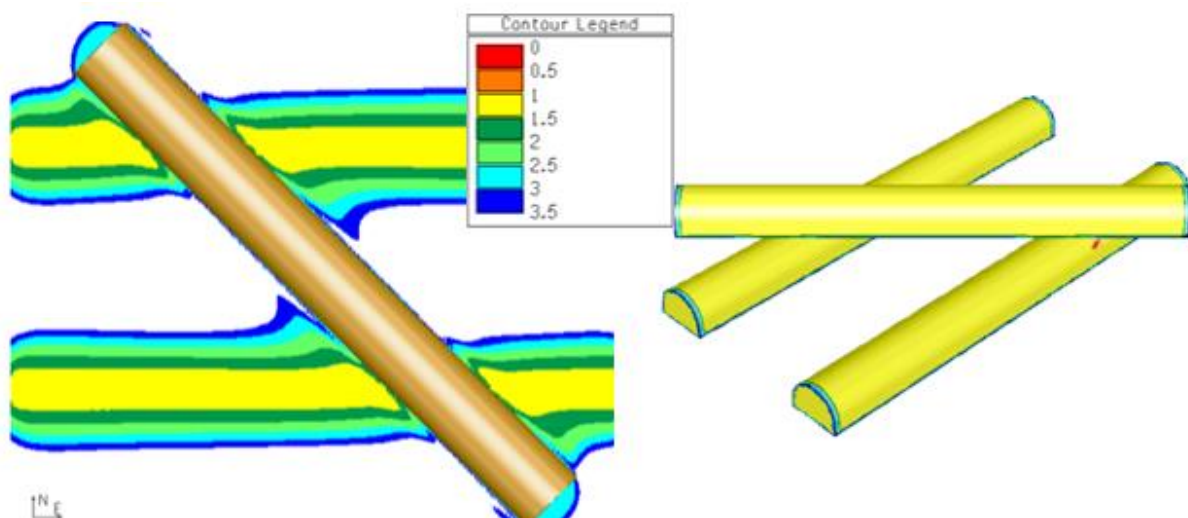


Figur 114 Overflatekonturen av den totale deformasjonen i m. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.

30.3.4 STYRKEFAKTOR



Figur 115 Snitt V3: Konturene av styrkefaktor. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.



Figur 116 Venstre: Snitt H1: Konturene av styrkefaktor. Høyre: Overflatekontur av styrkefaktor. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra målinger på Mongstad fra tabell 23.

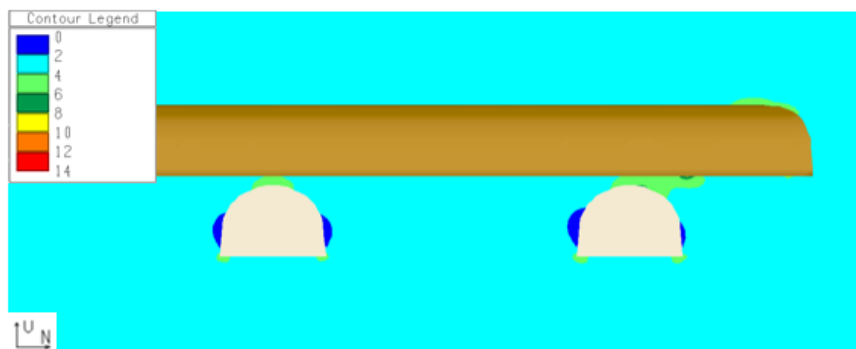
30.4 KRYSS 1: MAKSIMUMSVERDIER FOR HOEK-BROWN KONSTANTER

Interpret Data
<u>ELASTIC PROPS.</u>
E = 83300
p.r. = 0.22
<u>FIELD STRESS</u>
Constant
s1 = 2.4 : 33/0
s2 = 2.4 : 122/0
s3 = 0.9 : 0/90
<u>STRENGTH PAR.</u>
Hoek-Brown
ucs = 143.9
m = 9.646
s = 0.0695
<u>MODEL PAR.</u>
elements = 16680
nodes = 8346
planes = 0
grids = 1

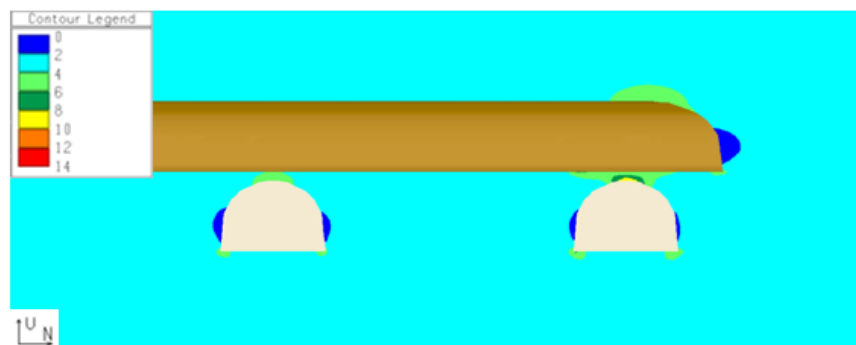
For å se hvordan Hoek-Brown verdiene påvirker modellen er det benyttet minimums- og maksimumsverdier for Hoek-Brown konstantene mens resten av verdiene er uendret. I denne modellen er det benyttet maksimumsverdiene for Hoek-Brown konstantene fra tabell 24. Spenningene er hentet fra tabell 21. Inngangsparameterne for modellen i EXAMINE^{3D} er gitt i figur 117.

Figur 117 Inngangsdata: maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter

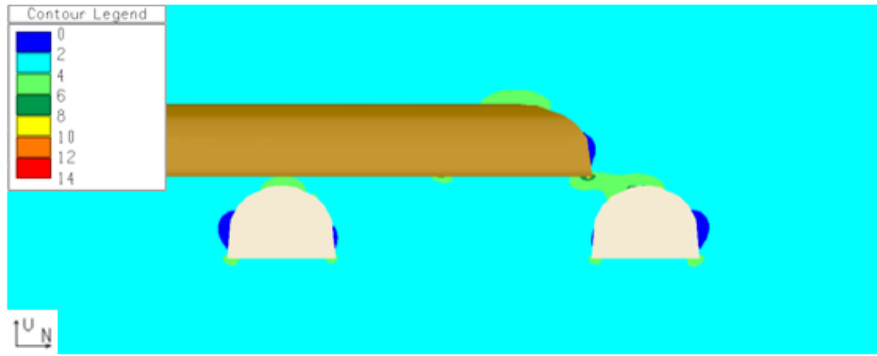
30.4.1 SIGMA 1



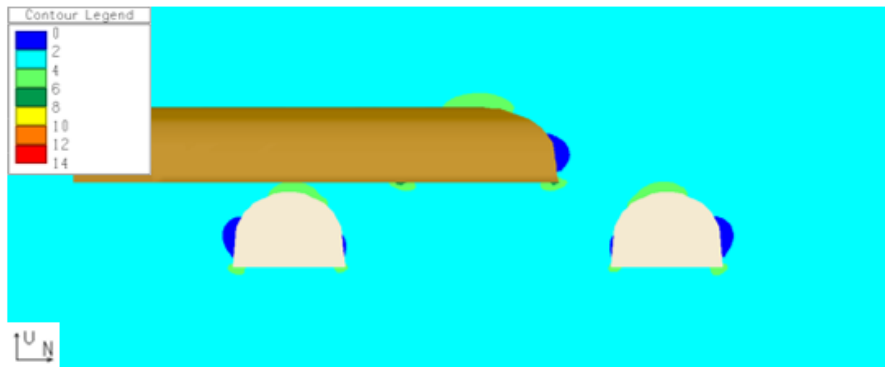
Figur 118 Snitt V1: Konturene av sigma 1 i MPa. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24



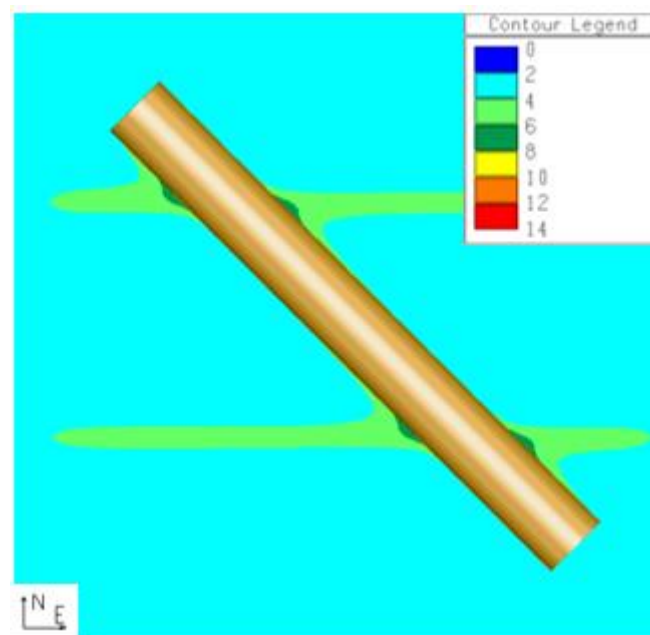
Figur 119 Snitt V2: Konturene av sigma 1 i MPa. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24



Figur 120 Snitt V3: Konturene av sigma I i MPa. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

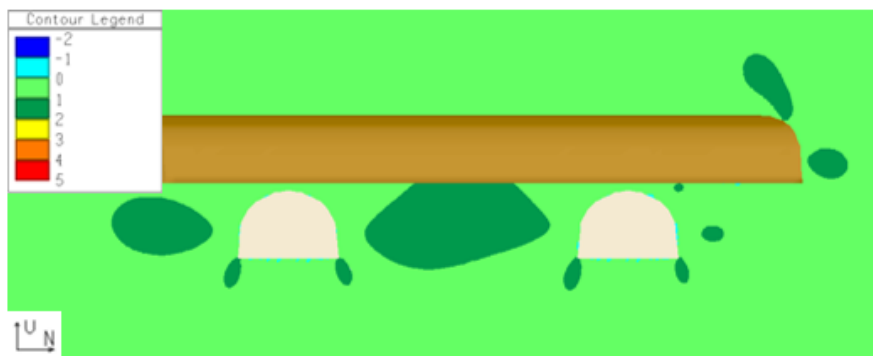


Figur 121 Snitt V4: Konturene av sigma I i MPa. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

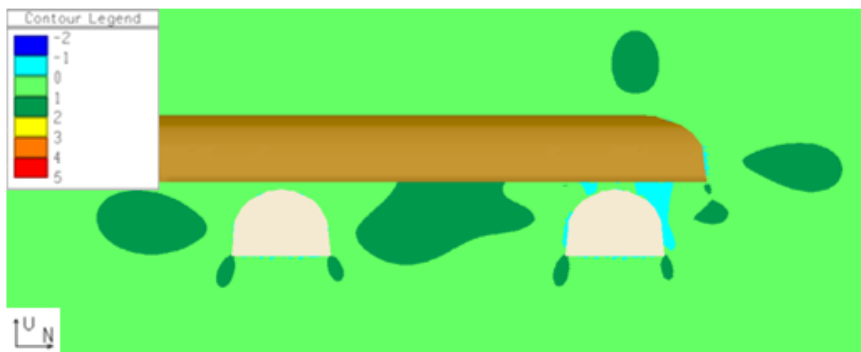


Figur 122 Snitt H1: Konturene av sigma I i MPa. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

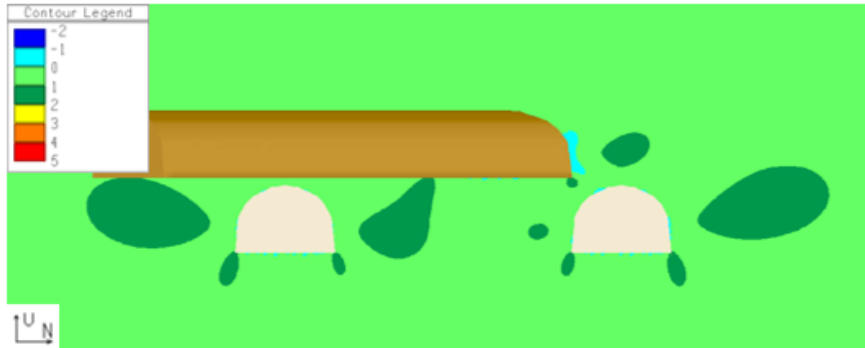
30.4.2 SIGMA 3



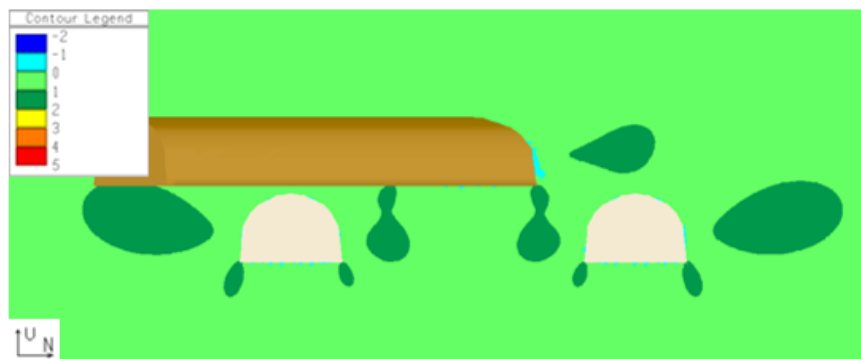
Figur 123 Snitt V1: Konturene av sigma 3 i MPa. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24



Figur 124 Snitt V2: Konturene av sigma 3 i MPa. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24



Figur 125 Snitt V3: Konturene av sigma 3 i MPa. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

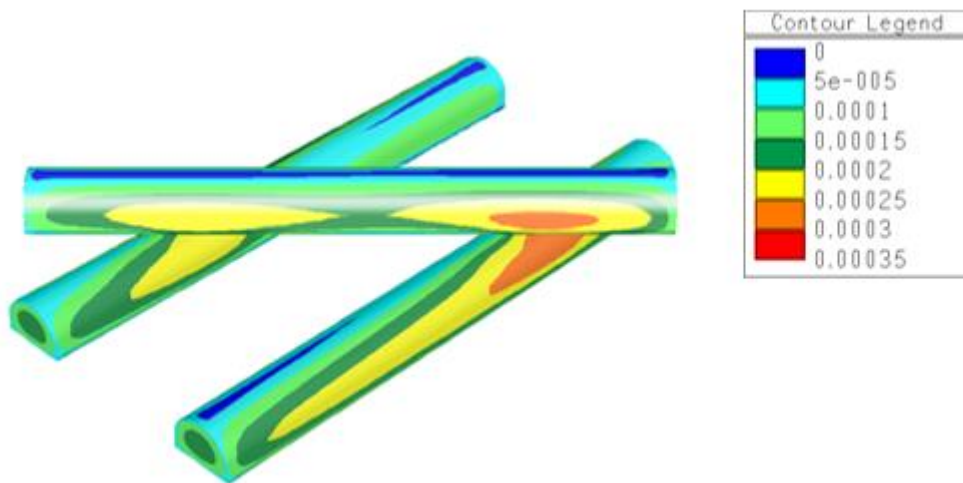


Figur 126 Snitt V4: Konturene av sigma 3 i MPa. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24



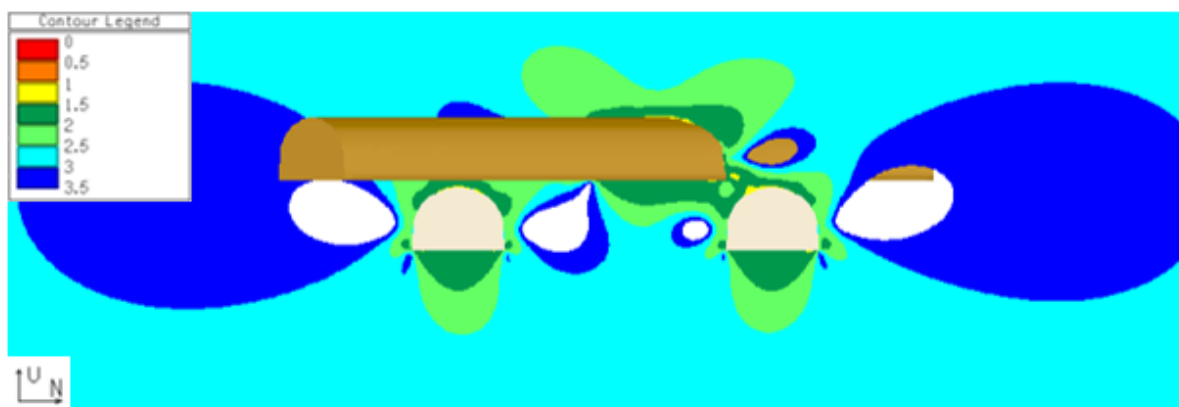
Figur 127 Snitt H1: Konturene av σ_3 i MPa. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

30.4.3 DEFORMASJON

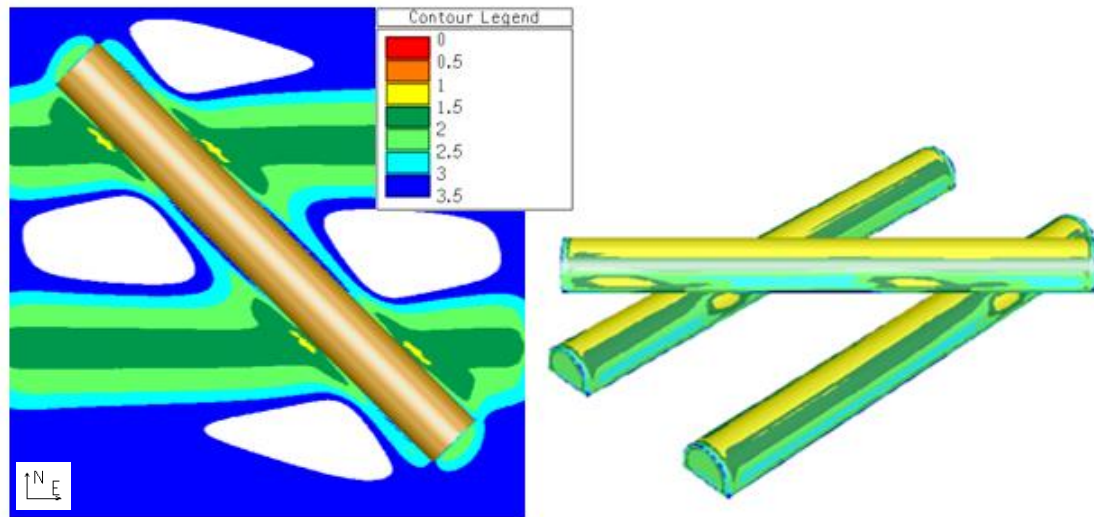


Figur 128 Overflatekonturen av den totale deformasjonen i m. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

30.4.4 STYRKEFAKTOR



Figur 129 Snitt V3: Konturene av styrkefaktor. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24



Figur 130 Venstre: Snitt H1: Konturene av styrkefaktor. Høyre: Overflatekontur av styrkefaktor. Maksimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24. Høyre: Overflatekonturene av styrkefaktor.

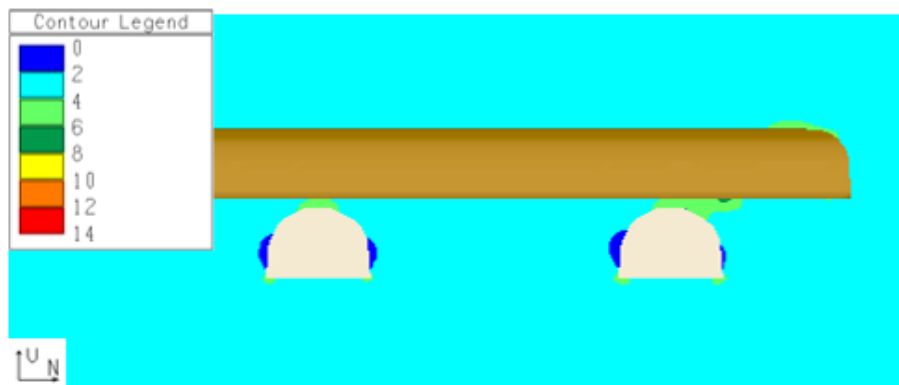
30.5 KRYSS 1: MINIMUMSVERDIER AV HOEK-BROWN KONSTANTER

Interpret Data
<u>ELASTIC PROPS.</u>
E = 83300
p.r. = 0.22
<u>FIELD STRESS</u>
Constant
s1 = 2.4 : 33/0
s2 = 2.4 : 122/0
s3 = 0.9 : 0/90
<u>STRENGTH PAR.</u>
Hoek-Brown
ucs = 143.9
m = 2.977
s = 0.0048
<u>MODEL PAR.</u>
elements = 16680
nodes = 8346
planes = 0
grids = 1

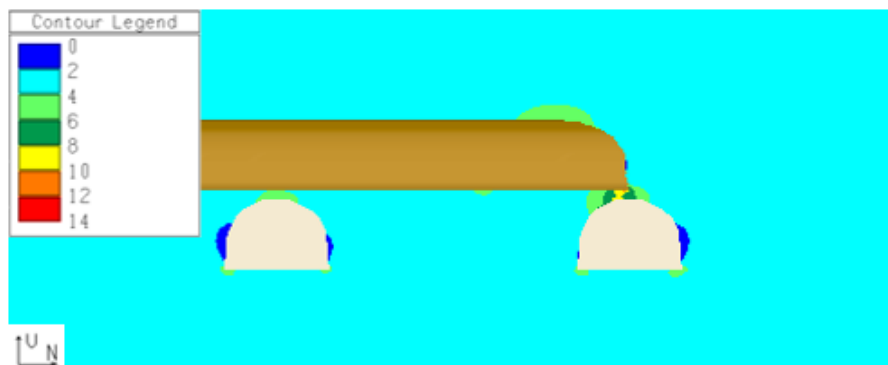
For å se hvordan Hoek-Brown verdiene påvirker modellen er det benyttet minimums- og maksimumsverdier for Hoek-Brown konstantene mens resten av verdiene er uendret. I denne modellen er det benyttet minimumsverdiene for Hoek-Brown konstantene fra tabell 24. Spenningene er hentet fra tabell 21. Inngangsparameterne for modellen i EXAMINE^{3D} er gitt i figur 131.

Figur 131 Inngangsdata: minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter

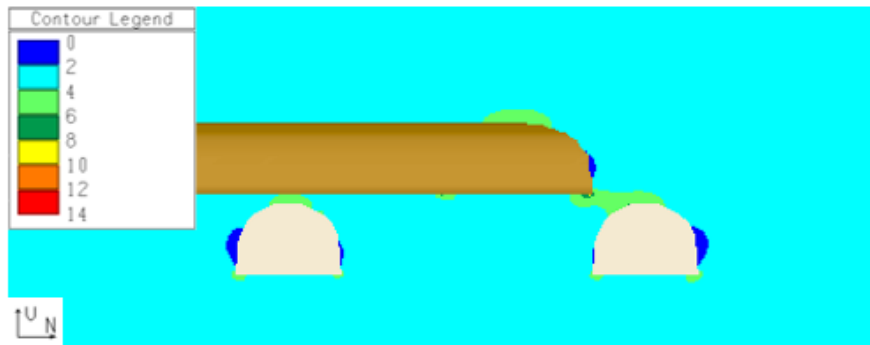
30.5.1 SIGMA 1



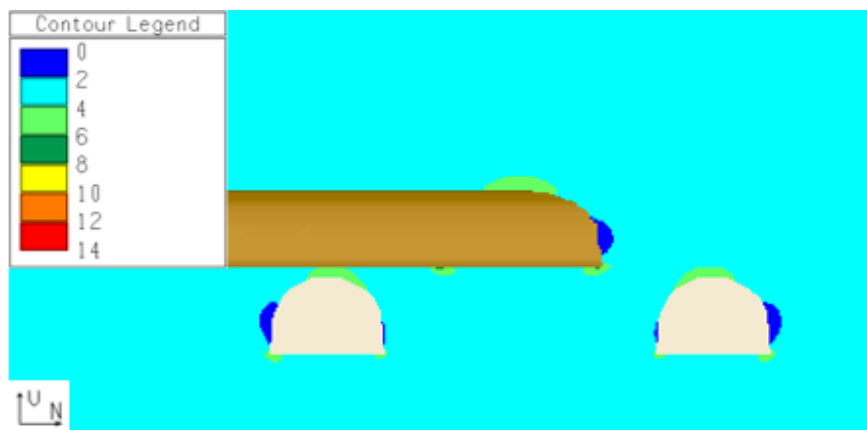
Figur 132 Snitt VI: Konturene av sigma 1 i MPa. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24



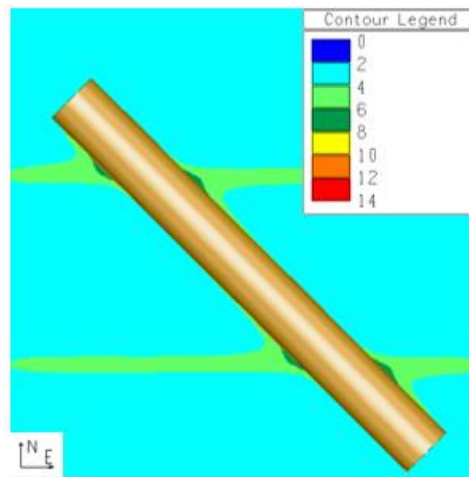
Figur 133 Snitt V2: Konturene av sigma 1 i MPa. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24



Figur 134 Snitt V3: Konturene av σI i MPa. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

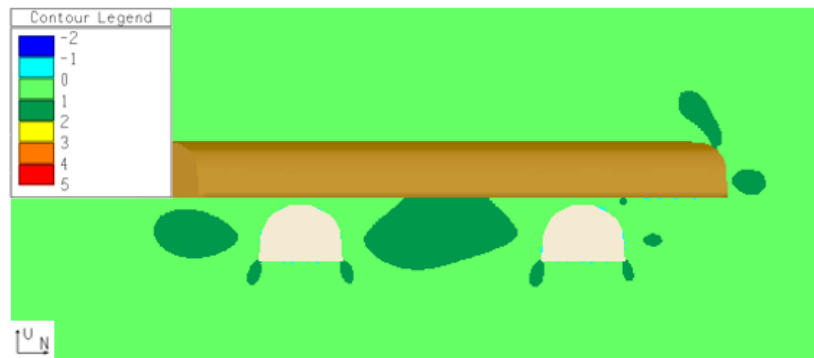


Figur 135 Snitt V4: Konturene av σI i MPa. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

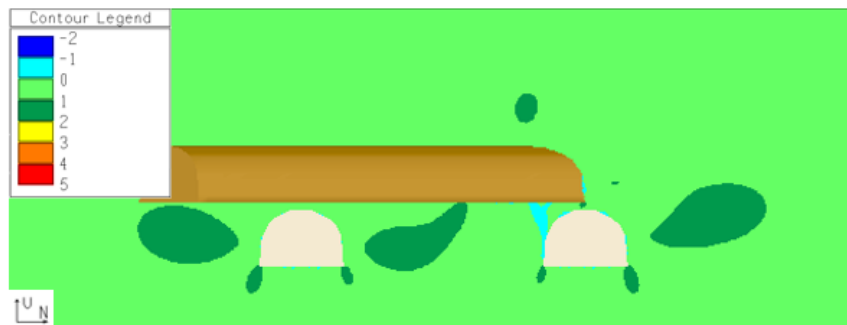


Figur 136 Snitt H1: Konturene av σI i MPa. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

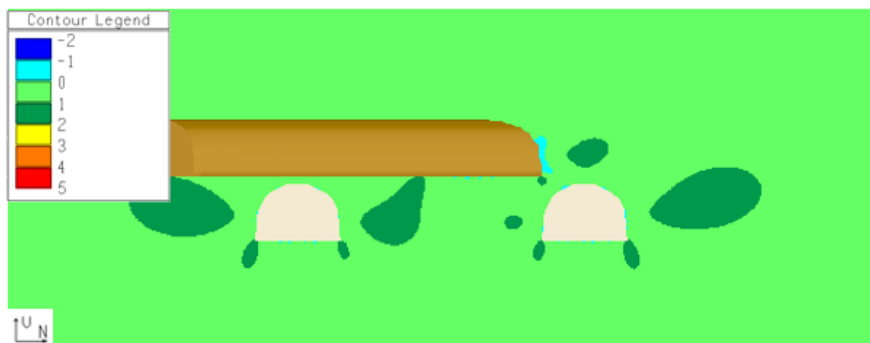
30.5.2 SIGMA 3



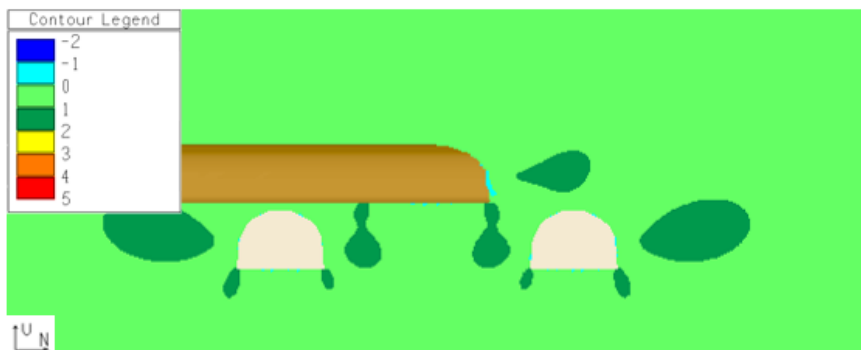
Figur 137 Snitt V1: Konturene av sigma 3 i MPa. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24



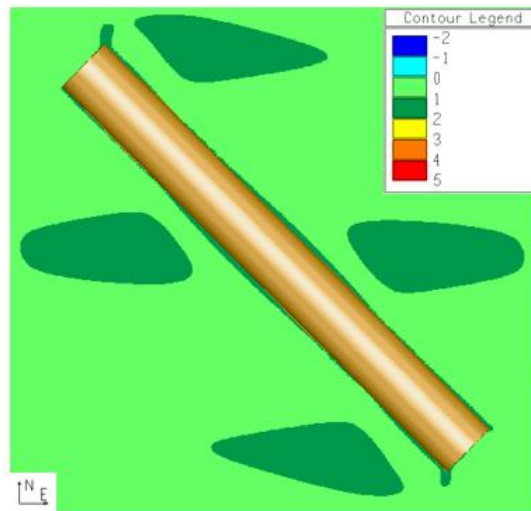
Figur 138 Snitt V2: Konturene av sigma 3 i MPa. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24



Figur 139 Snitt V3: Konturene av sigma 3 i MPa. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

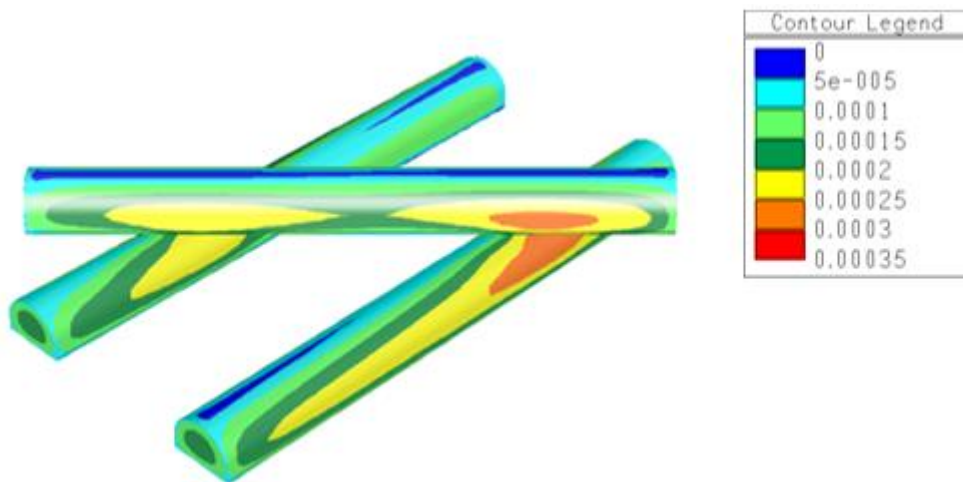


Figur 140 Snitt V4: Konturene av sigma 3 i MPa. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24



Figur 141 Snitt H1: Konturene av σ_3 i MPa. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

30.5.3 DEFORMASJON

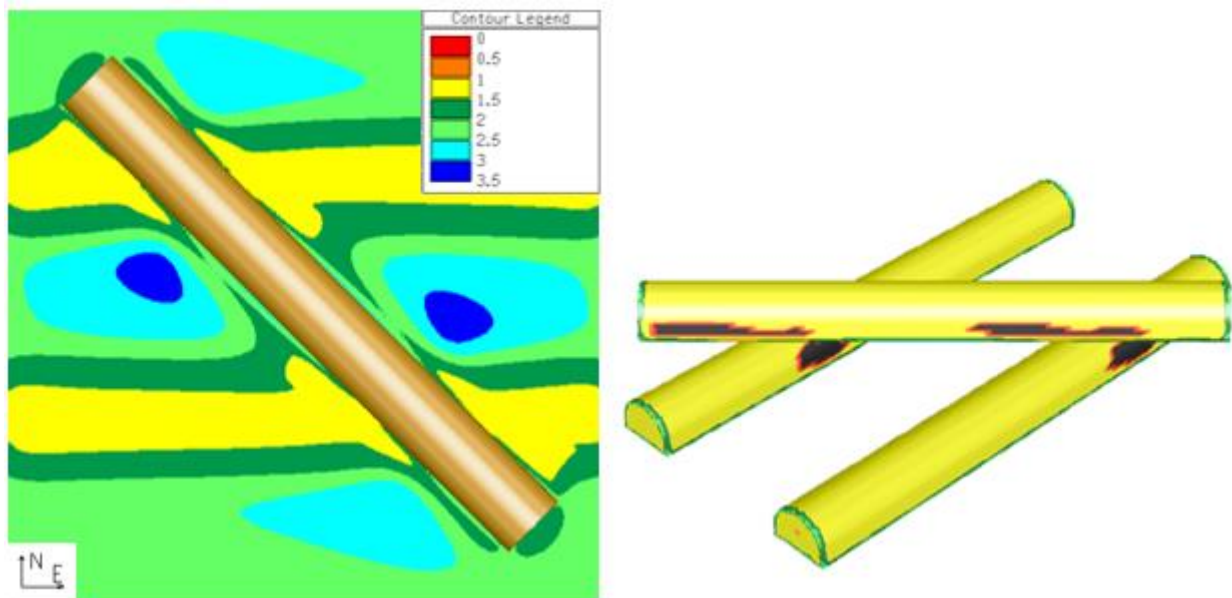


Figur 142 Overflatekonturen av den totale deformasjonen i m. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

30.5.4 STYRKEFAKTOR



Figur 143 Snitt V3: Konturene av styrkefaktor. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24



Figur 144 Venstre: Snitt H1: Konturene av styrkefaktor. Høyre: Overflatekonturene av styrkefaktor. Minimumsverdier for Hoek-Brown konstanter fra tabell 24

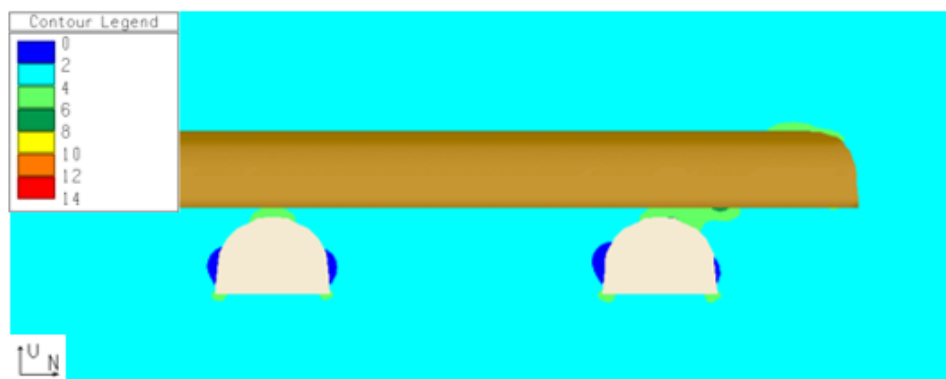
30.6 KRYSS 1: MAKSIMUMSVERDIER AV UCS OG E-MODUL

Interpret Data
<u>ELASTIC PROPS.</u>
E = 94400
p.r. = 0.22
<u>FIELD STRESS</u>
Constant
s1 = 2.4 : 33/0
s2 = 2.4 : 122/0
s3 = 0.9 : 0/90
<u>STRENGTH PAR.</u>
Hoek-Brown
ucs = 243.8
m = 5.272
s = 0.0183
<u>MODEL PAR.</u>
elements = 16680
nodes = 8346
planes = 0
grids = 1

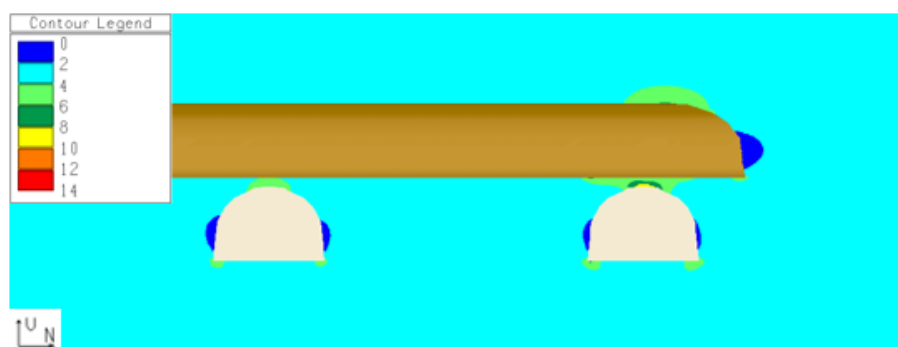
For å vurdere hvordan den enaksiale trykkfastheten og Youngs modulus påvirker modellen er det benyttet minimums- og maksimumsverdier for UCS og E-modulen, resten av verdiene er uendret. I denne modellen er det benyttet maksimumsverdiene for UCS og E-modul fra tabell 27. Inngangsparameterne for modellen i EXAMINE^{3D} er gitt i figur 145.

Figur 145 Inngangsdata: maksimumsverdier for UCS og E

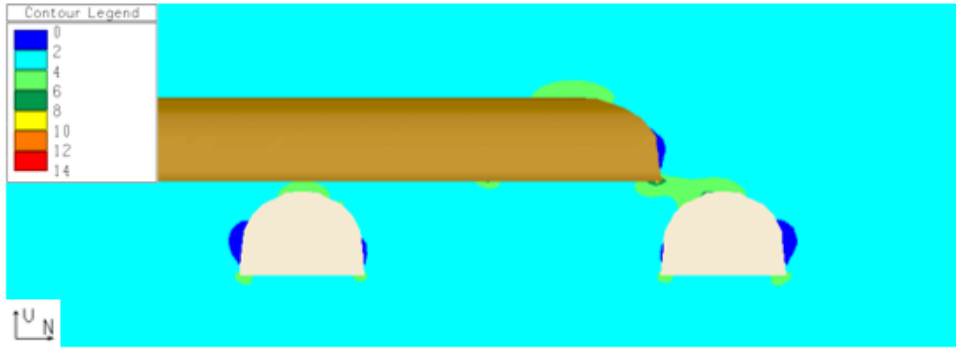
30.6.1 SIGMA 1



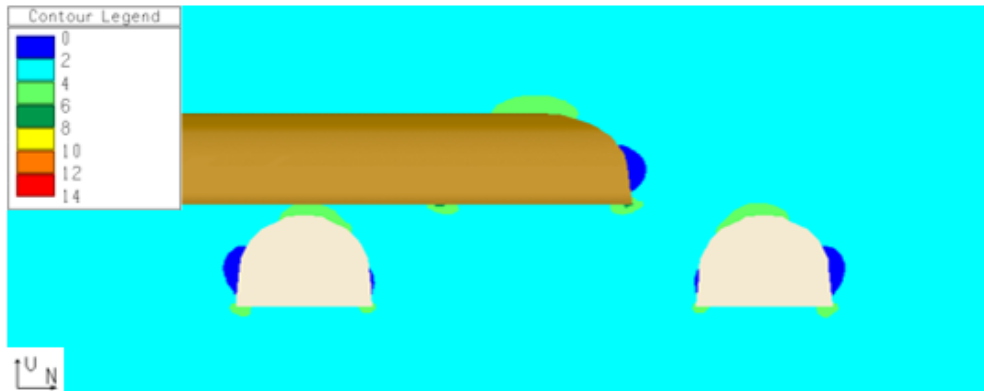
Figur 146 Snitt VI: Konturene av sigma 1 i MPa. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.



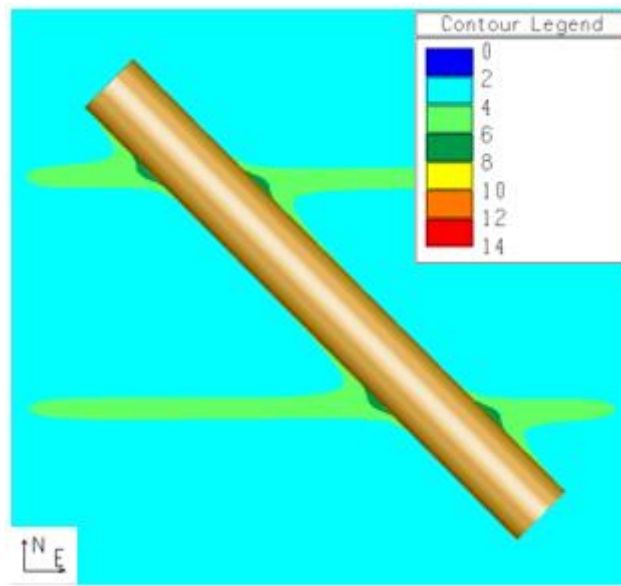
Figur 147 Snitt V2: Konturene av sigma 1 i MPa. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.



Figur 148 Snitt V3: Konturene av σ_1 i MPa. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

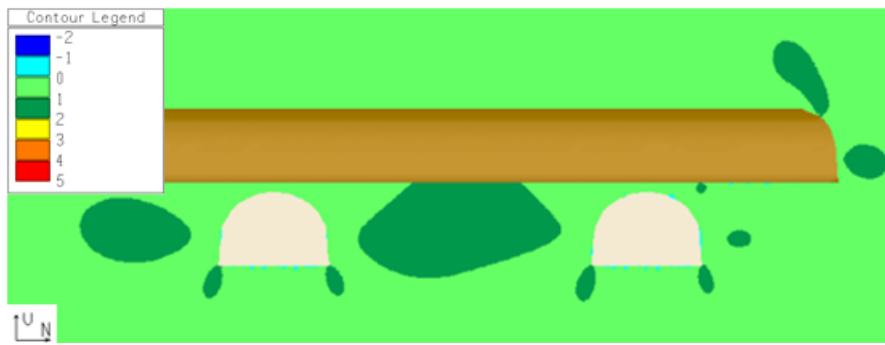


Figur 149 Snitt V4: Konturene av σ_1 i MPa. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

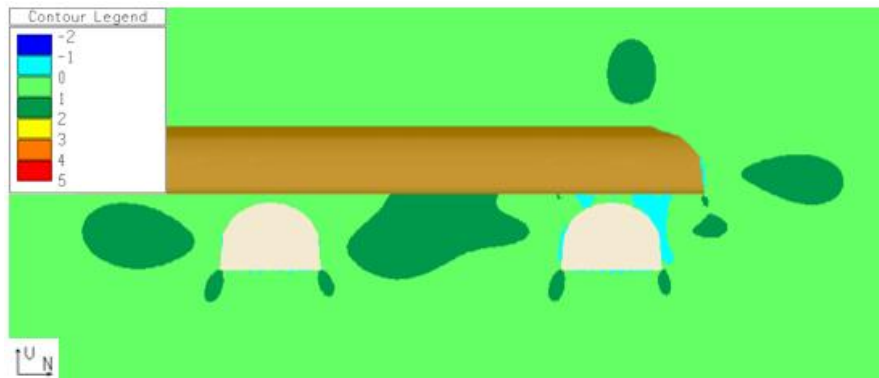


Figur 150 Snitt H1: Konturene av σ_1 i MPa. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

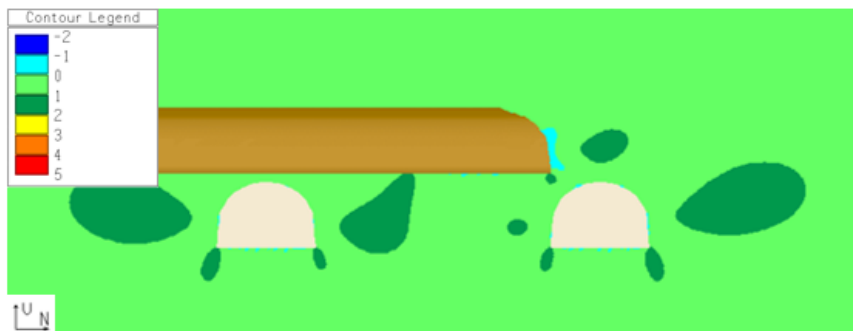
30.6.2 SIGMA 3



Figur 151 Snitt V1: Konturene av sigma 3 i MPa. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.



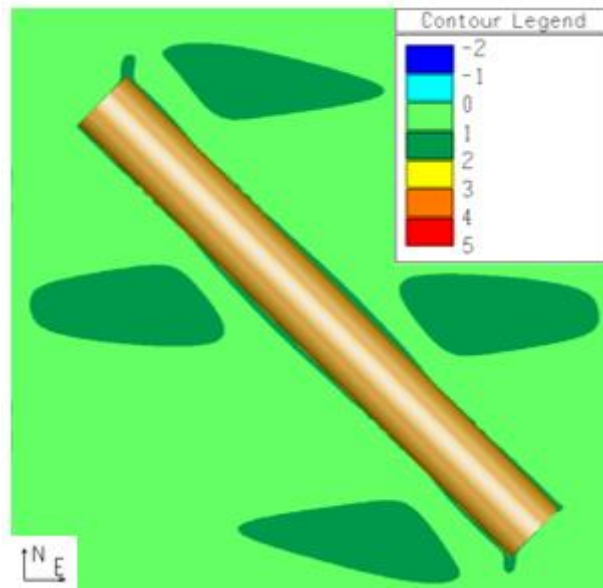
Figur 152 Snitt V2: Konturene av sigma 3 i MPa. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.



Figur 153 Snitt V3: Konturene av sigma 3 i MPa. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

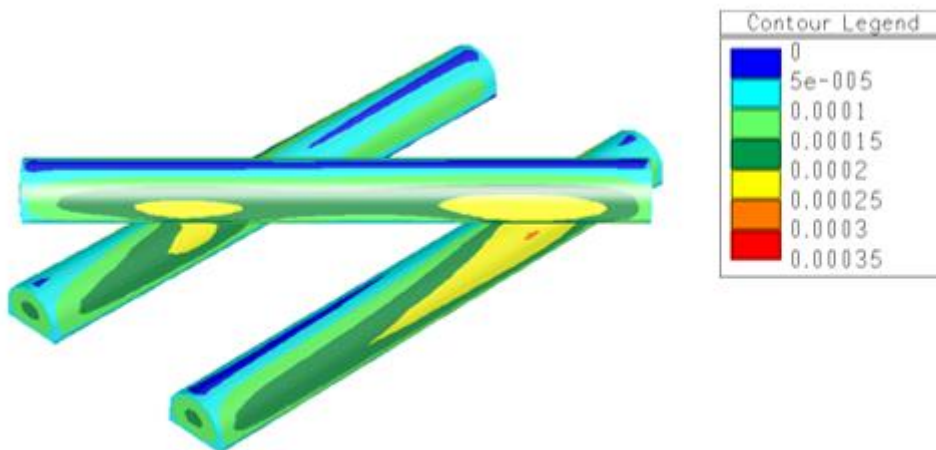


Figur 154 Snitt V4: Konturene av sigma 3 i MPa. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.



Figur 155 Snitt H1: Konturene av σ_3 i MPa. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

30.6.3 DEFORMASJON

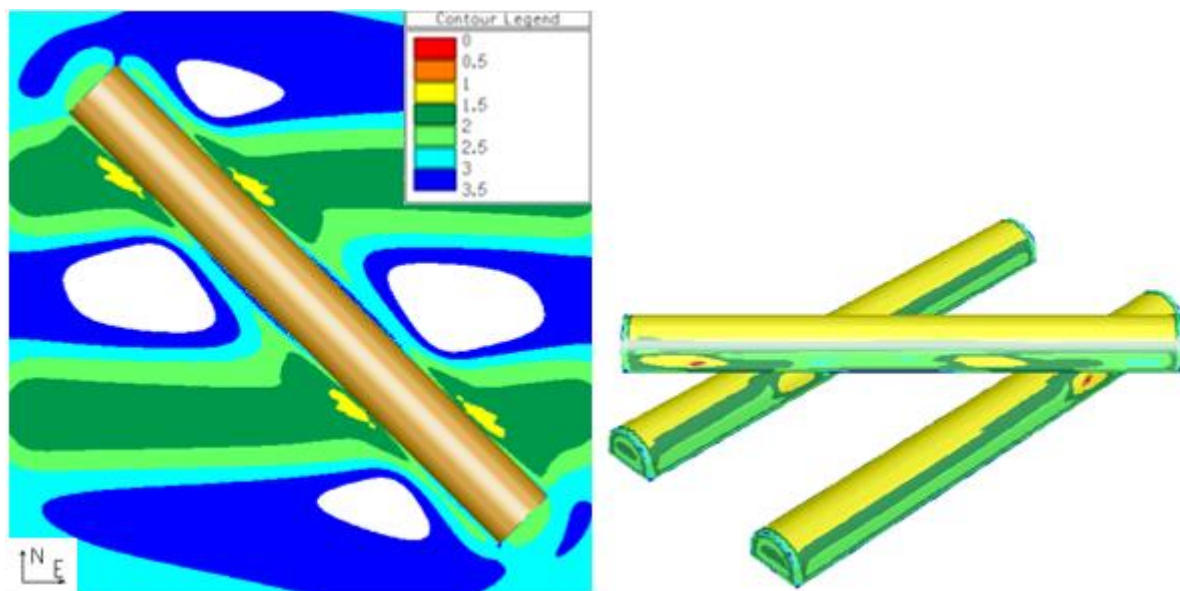


Figur 156 Overflatekonturen av den totale deformasjonen i m. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

30.6.4 STYRKEFAKTOR



Figur 157 Snitt V3: Konturene av styrkefaktor. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.



Figur 158 Venstre: Snitt H1: Konturene av styrkefaktor. Høyre: Overflatekontur av styrkefaktor. Maksimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

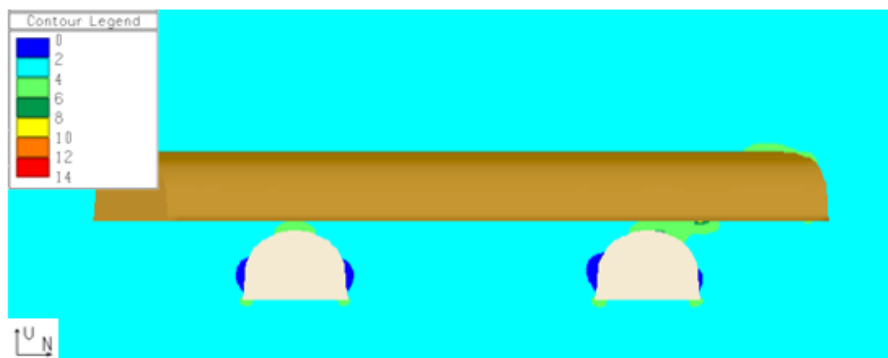
30.7 KRYSS 1: MINIMUMSVERDIER AV UCS OG E-MODUL

Interpret Data
<u>ELASTIC PROPS.</u>
E = 70400
p.r. = 0.22
<u>FIELD STRESS</u>
Constant
s1 = 2.4 : 33/0
s2 = 2.4 : 122/0
s3 = 0.9 : 0/90
<u>STRENGTH PAR.</u>
Hoek-Brown
ucs = 72.8
m = 5.272
s = 0.0183
<u>MODEL PAR.</u>
elements = 16680
nodes = 8346
planes = 0
grids = 1

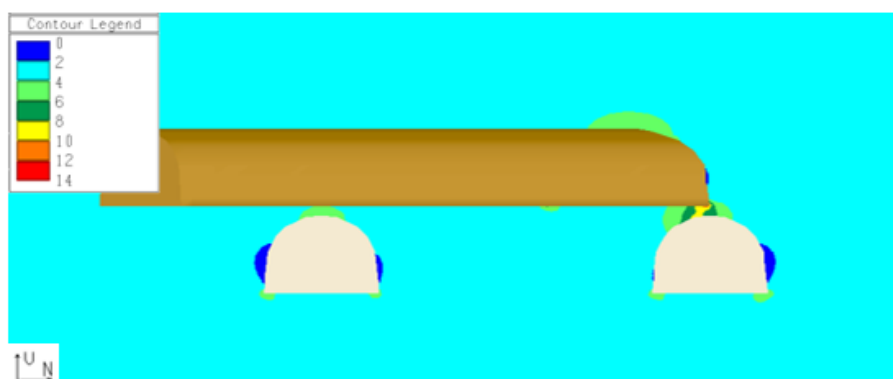
For å vurdere hvordan den enaksiale trykkfastheten og Youngs modulus påvirker modellen er det benyttet minimums- og maksimumsverdier for UCS og E-modulen mens resten av verdiene er uendret. Spenningene er hentet fra tabell 21. I denne modellen er det benyttet minimumsverdiene for UCS og E-modul fra tabell 27. Inngangsparameterne for modellen i EXAMINE^{3D} er gitt i figur 159.

Figur 159 Inngangsdata: minimumsverdier for UCS og E

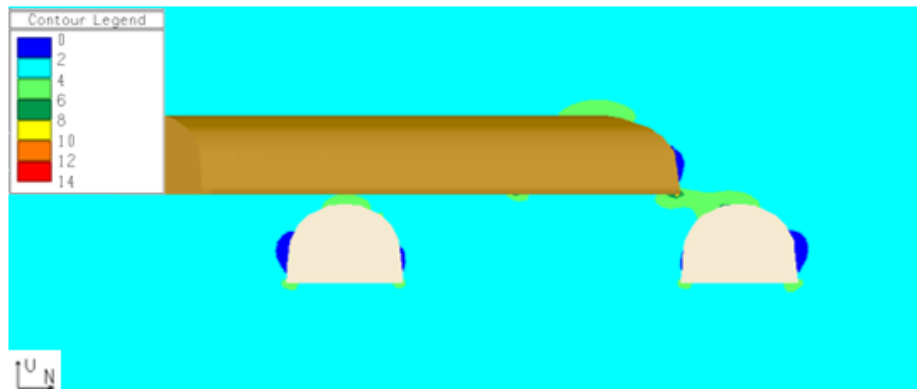
30.7.1 SIGMA 1



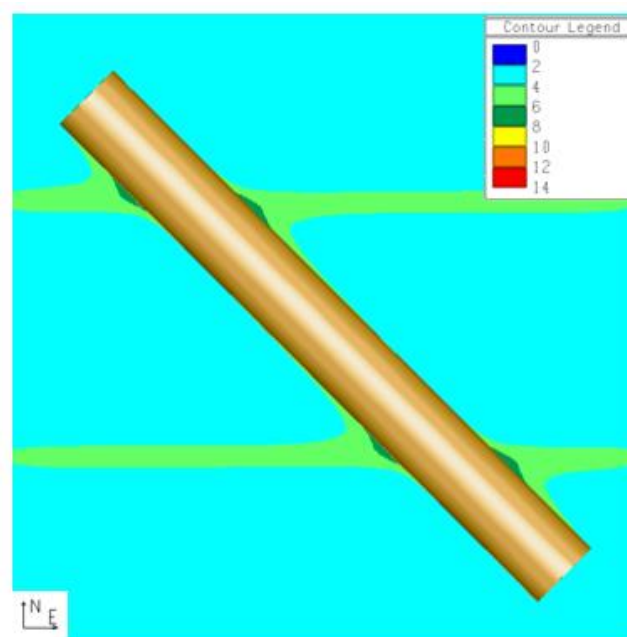
Figur 160 Snitt V1: Konturene av sigma 1 i MPa. Minimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.



Figur 161 Snitt V2: Konturene av sigma 1 i MPa. Minimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

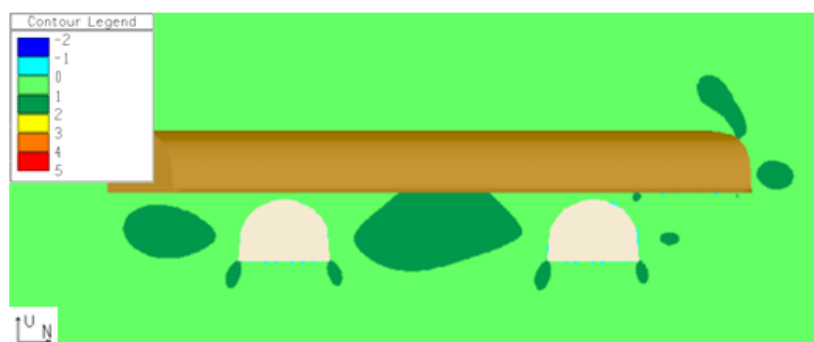


Figur 162 Snitt V3: Konturene av σ_1 i MPa. Minimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

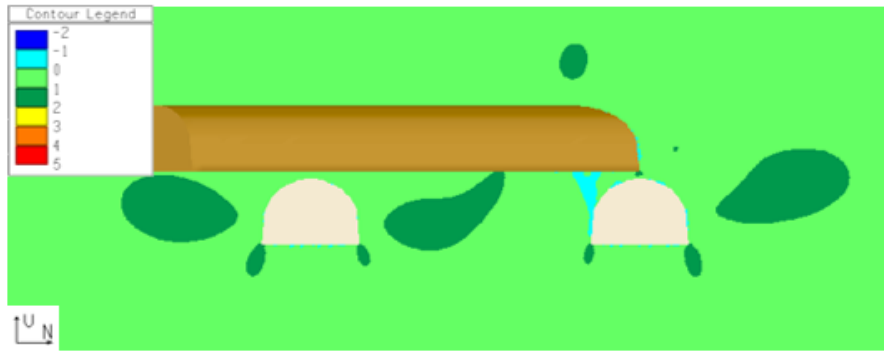


Figur 163 Snitt H1: Konturene av σ_1 i MPa. Minimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

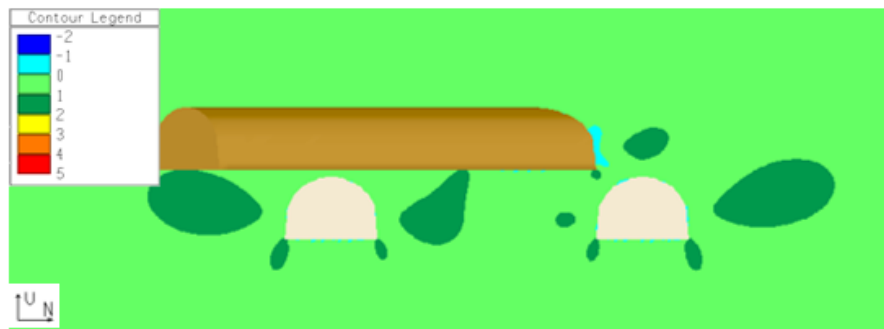
30.7.2 SIGMA 3



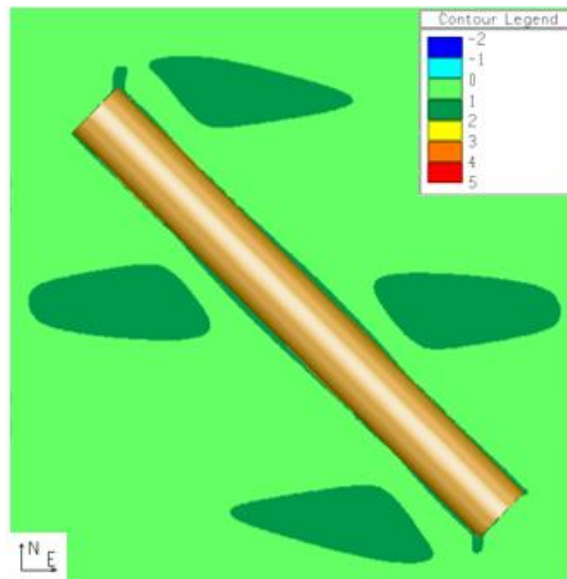
Figur 164 Snitt VI: Konturene av σ_3 i MPa. Minimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.



Figur 165 Snitt V2: Konturene av σ_3 i MPa. Minimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

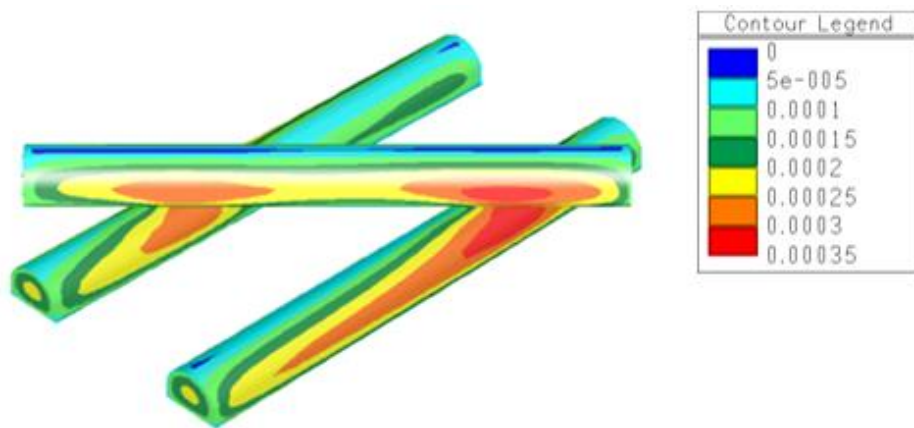


Figur 166 Snitt V3: Konturene av σ_3 i MPa. Minimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.



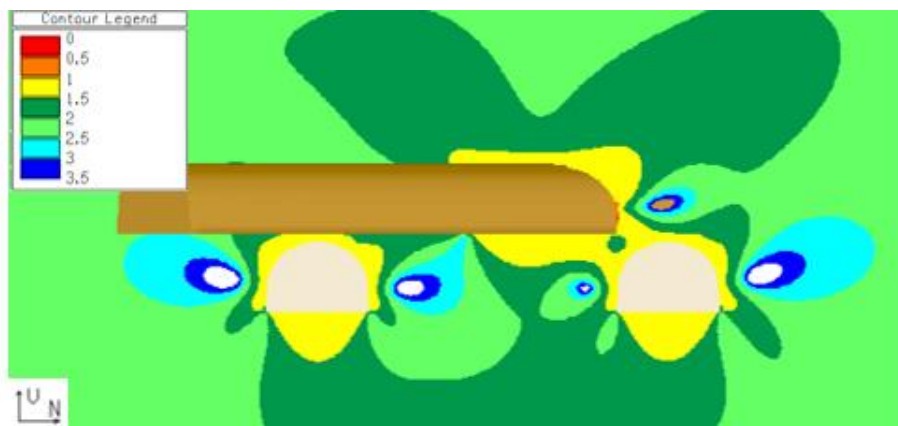
Figur 167 Snitt H1: Konturene av σ_3 i MPa. Minimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

30.7.3 DEFORMASJON

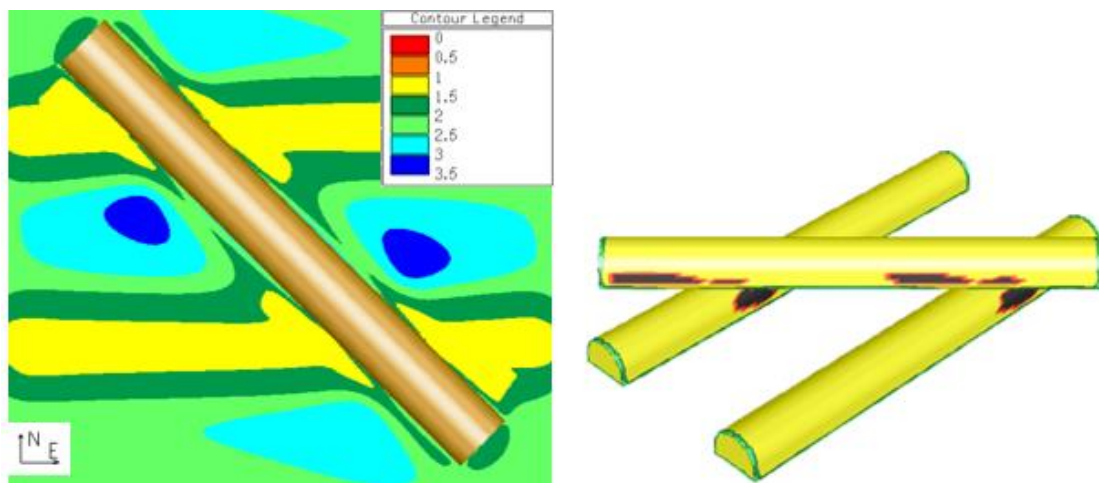


Figur 168 Overflatekonturen av den totale deformasjonen i m. Minimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

30.7.4 STYRKEFAKTOR



Figur 169 Snitt V3: Konturene av styrkefaktor. Minimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.



Figur 170 Venstre: Snitt H1: Konturene av styrkefaktor. Høyre: Overflatekonturen av styrkefaktor. Minimumsverdier for UCS og E-modul fra tabell 27.

30.8 RESULTATER KRYSNINGSOMRÅDE 2

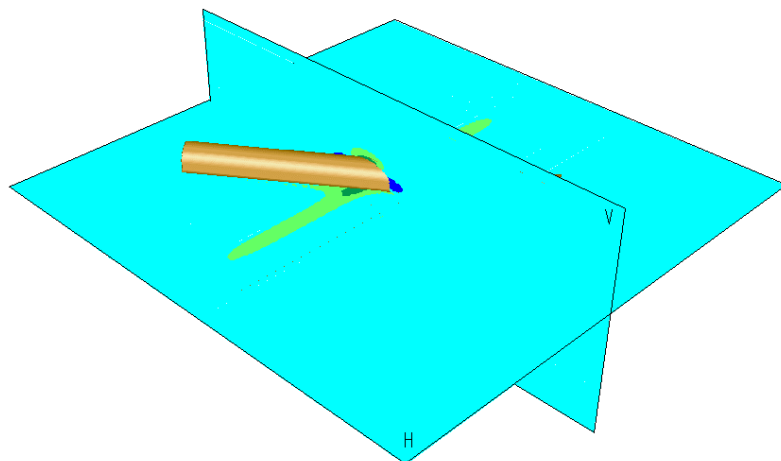
Tabell 29 Modelleringsparametere for kryss 2

Parameter	Kryss 2
Elementer	13 136
Noder	6 572
Elementtype	GMRES
Matriseløser	Lineær
Overflateareal [m ²]	8 121
Volum [m ³]	16 768,5
Gjennomsnitt elementstørrelse [m ²]	0,62

Resultatene fra den numeriske modelleringen av kryss 2 i EXAMINE^{3D} er presentert i dette kapitlet. Modelleringsparameterne er gitt tabell 29. Krysningsområdet er analysert basert på sigma 1 og sigma 3, den totale deformasjonen og styrkefaktoren. Spenningsverdiene er hentet fra tabell 22 og materialparameterne er middelverdier fra tabell 24 og tabell 27. Inngangsparametere for modellen i EXAMINE^{3D} er gitt i figur 172.

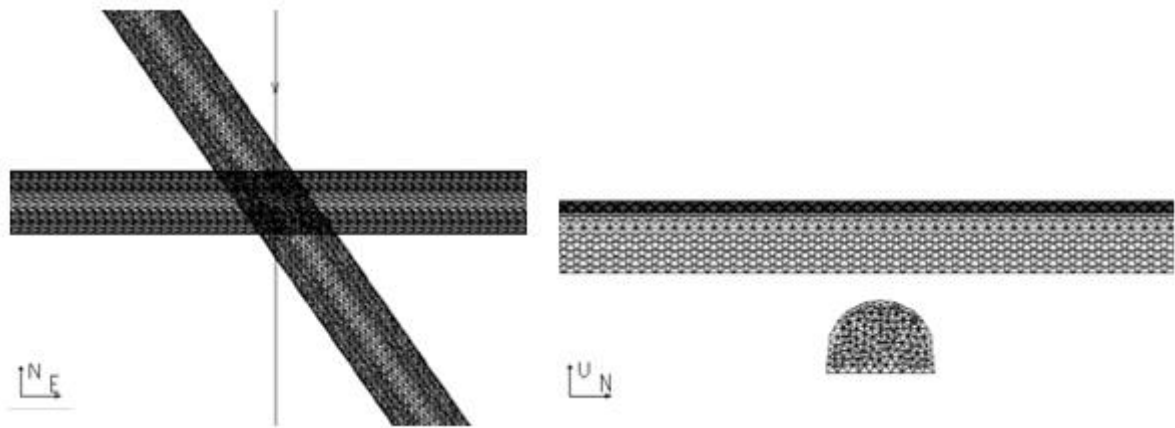
Modellen av krysningsområde 2 er vist i figur 173. Plottene er tatt fra 2 tverrsnitt av krysningsområdet slik som vist i figur 171.

Interpret Data
ELASTIC PROPS. E = 83300 p.r. = 0.22
FIELD STRESS Constant s1 = 4.36 : 31/0 s2 = 4.36 : 121/0 s3 = 1.75 : 0/90
STRENGTH PAR. Hoek-Brown ucs = 143.9 m = 5.272 s = 0.0183
MODEL PAR. elements = 13136 nodes = 6572 planes = 0 grids = 1



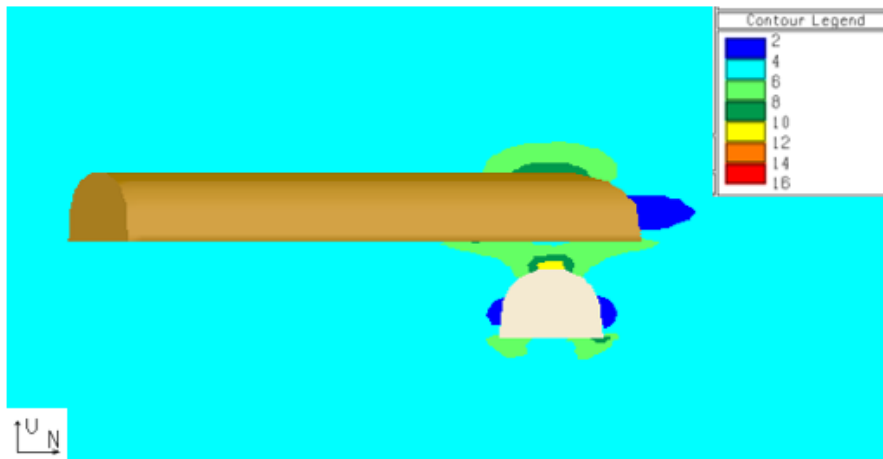
Figur 171 Snitt av krysningsområde 2

Figur 172 Inngangsdata for kryss 2

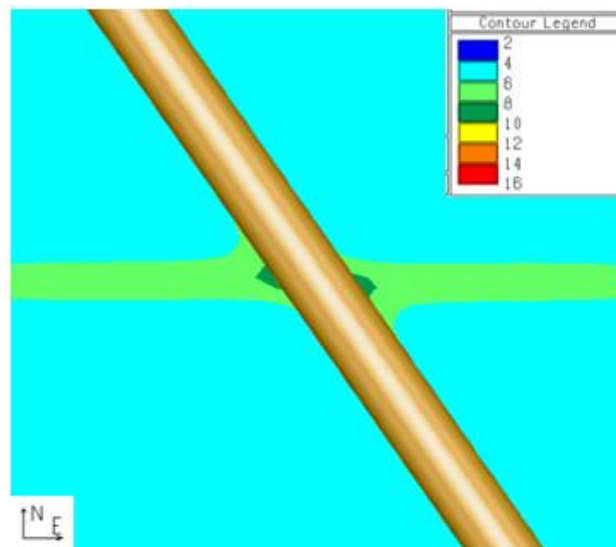


Figur 173 Modell av krysningsområde 2

30.8.1 SIGMA 1

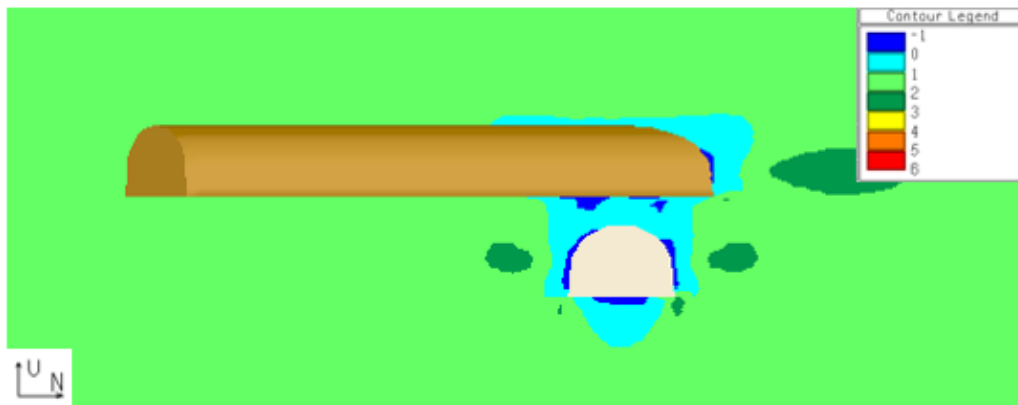


Figur 174 Snitt V: Konturene av sigma 1 i MPa. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra tabell 22.

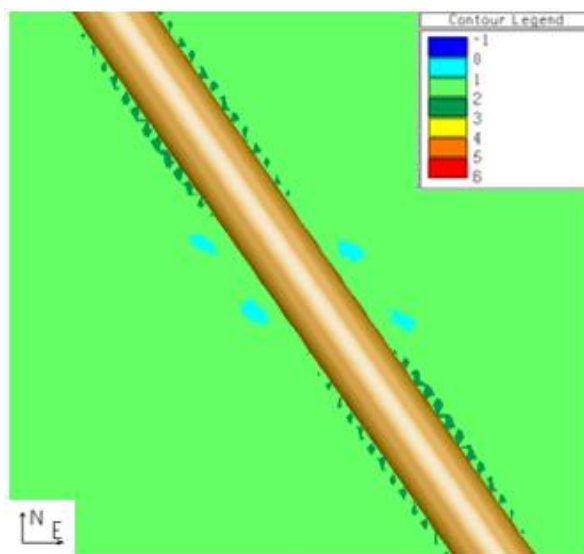


Figur 175 Snitt H: Konturene av sigma 1 i MPa. Middelerdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra tabell 22.

30.8.2 SIGMA 3

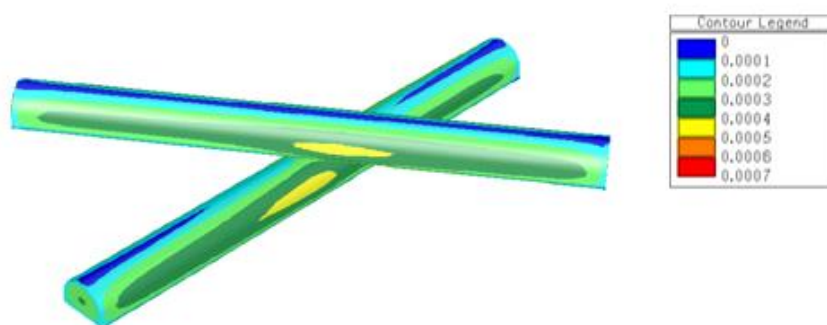


Figur 176 Snitt V: Konturene av sigma 3 i MPa. Middelveier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra tabell 22.



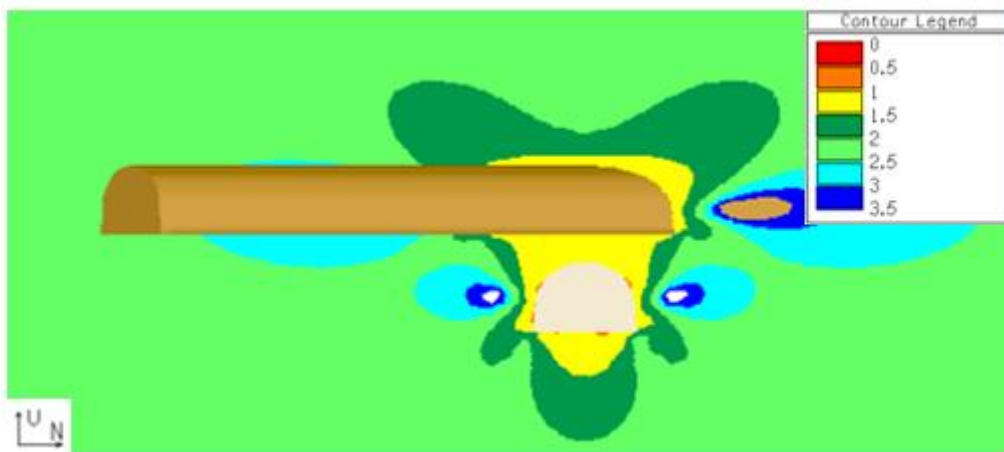
Figur 177 Snitt H: Konturene av sigma 3 i MPa. Middelveier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra tabell 22.

30.8.3 DEFORMASJON

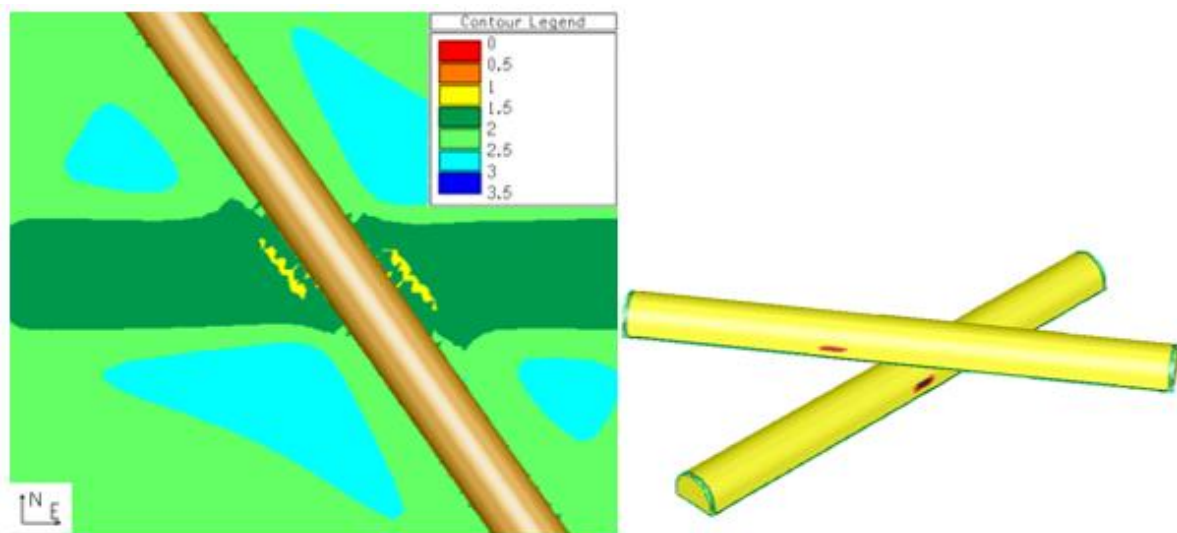


Figur 178 Overflatekontur av den totale deformasjonen i m. Middelveier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra tabell 22.

30.8.4 STYRKEFAKTOR



Figur 179 Snitt V: Konturene av styrkefaktor. Middelerverdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra tabell 22.



Figur 180 Venstre: Snitt H: Konturene av styrkefaktor. Høyre: overflatekontur av styrkefaktor. Middelerverdier fra tabell 24 og tabell 27. Spenninger fra tabell 22.

31 DISKUSJON

Resultatene fra den numeriske modelleringen er presentert som snitt av spenningene, styrkefaktor og deformasjon.

Sigma 1 og sigma 3 er henholdsvis den største og den minste av hovedspenningene. Hovedspenningene er påvirket av in situ spenninger og geometrien av bergrommet.

I elastisk analyse kan stabiliteten til tunnelen evalueres gjennom styrkefaktor. «Strength factor» er definert som forholdet mellom bergmassestyrke og de induerte spenningene i et gitt punkt. Styrkefaktor større enn 1 indikerer at styrken til bergmassen er større enn de induerte spenningene. Når styrkefaktoren er under 1, indikerer det at spenningene i materialet overskrider materialstyrken, som vil si at materialet ville gått i brudd om det hadde vært en plastisk analyse. EXAMINE^{3D} er en elastisk spenningsanalysemetode, det vil derfor ikke forekomme brudd da spenningene i materialet tillates å overskride materialets styrke.

Den totale deformasjonen er resultatanten av de tre deformasjonsvektorene.

31.1 KRYSNINGSOMRÅDE 1

Vurdering av resultatene av modelleringen har tatt utgangspunkt i den første modellen. I denne modellen er det brukt middelverdier av bergmasseparameterne og spenningene er beregnet med kjente ligninger. De andre modellene er sammenlignet med denne for å se på hvordan variasjoner i parameterne vil påvirke krysningområdet.

31.1.1 MODELL 1 – MIDDELVERDIER

Den største hovedspenningen, sigma 1, har største verdier i bergmassen der Søråstunnelen krysser over Råtunnelen. I dette området er sigma 1 mellom 5 og 8 MPa, med høyere spenninger over hengen i Råtunnelen, 9 MPa. Det vil være spenningskonsentrasjon i hjørnene i sålen i Søråstunnelen, der sigma 1 har verdier rundt 10-12 MPa. I vederlaget og i veggene på alle tre tunnelen har sigma 1 laveste verdi, rundt 2 MPa.

I modellen med de gravitative spenningene vil det være partier rundt Råtunnelen der sigma 3 er negativ. Det vil være strekkspenninger i veggene.

I modellen med de gravitative spenningene vil sigma 3 ligge mellom 0 og -1 MPa i veggene i tunnelene. I krysningområdet utvides partiene, slik at det er strekkspenninger lengre inn i bergmassen. Områdene med negative spenninger blir størst der tunnelene krysser hverandre med minst vinkel.

Den totale deformasjonen vil være svært liten, rundt 0,35 mm. Det har sammenheng med at det er kompetent bergmasse med høy enaksiell trykkfasthet og stivhet.

Bruddsonen i modellen er liten, analysene indikerer at styrkefaktoren vil være større enn 1 i nesten hele området. I området der tunnelene krysser over hverandre viser konturplot at styrkefaktoren vil være under 1 i sålen til Søråstunnelen og i vederlaget med den skarpeste vinkelen mellom tunnelkrysningene i Råtunnelene.

31.1.2 PÅVIRKNINGEN AV VARIASJON I PARAMETERE

SPENNINGER

Spenninger rundt et bergrom er påvirket av in situ spenningene og geometrien til bergrommet. Det vil si at det er kun modellen med endring i in situ spenninger som vil gi endring i sigma 1 og sigma 3.

Tabell 30 Sammenligning av spenningsverdier

<i>Spenninger</i>	<i>Gravitative spenninger</i>	<i>Spenningsmåling - Mongstad</i>
σ_v	0,95 MPa	3,5 MPa
σ_h	2,39 MPa	5,25 MPa

Verdiene fra spenningsmålingene ved Mongstad er vesentlig høyere enn de gravitative spenningene som har sammenheng med større overdekning for spenningsmålingene. De vertikale spenningene fra Mongstad er nesten fire ganger høyere enn de estimerte spenningene og de horisontale er over dobbelt så høye. Ved å benytte disse spenningene direkte får dette påvirkning på de induserte spenningene rundt krysningsområdet.

Med høyere in situ spenninger vil de induserte spenningene rundt tunnelene øke. Partiet mellom tunnelene vil få en høyere spenningskonsentrasjon, og sigma 1 vil ha verdier rundt 10-17 MPa. I hjørnene i sålen i Søråstunnelen kan spenningene komme opp i 30 MPa på de mest kritiske partiene der tunnelen krysser over de to løpene til Råtunnelen.

Med høyere in situ spenninger vil også sigma 3 øke. I modellen med spenninger fra målinger på Mongstad vil det ikke være strekkspenninger i veggene slik som det var med gravitative spenninger. I partiet mellom tunnelene i krysningsområdet vil sigma 3 være rundt 0 MPa.

DEFORMASJON

Deformasjon er avhengig av type materiale og spenningen som er påført. For elastiske materialer er sammenhengen mellom tøyning og spenning uttrykt ved Hooks lov:

$$\sigma = E \times \varepsilon$$

Der σ er spenningen [MPa], E er Youngs modulus [GPa] og ε er tøyningen, som er definert som relativ deformasjon. Det er dermed gitt at spenningsendringer og endringer i elastisitetsmodulusen vil påvirke deformasjonen.

Modellen med spenningsmålinger fra Mongstad indikerte fordobling av deformasjonen i tunnelkonturen som for modellen med gravitative spenninger. Deformasjonen økte fra en maksverdi på 0,35 mm til 0,7 mm.

Deformasjon er avhengig av bergmassens elastisitet. Økning i E -modulus og UCS førte til mindre deformasjon i modellen, og motsatt. Endringene var ikke betydelige. Ved redusering av E og UCS fikk partiet på konturen til Råtunnelen deformasjon på 0,35 mm, som tilsier en økning på 0,05 mm.

Deformasjon i bergmassen er ikke påvirket av Hoek-Brown parameterne m_b og s .

STYRKEFAKTOR

Styrkefaktor brukes som et mål på stabiliteten til tunnelen. Styrkefaktoren er definert som forholdet mellom styrken til bergmassen og de induerte spenningene.

De gravitative spenningene er forholdsvis lave, med spenningsmålingene fra Mongstad, som er 2-3 ganger større, vil stabiliteten øke. Ifølge modellen vil det med de høyere spenningene kun være noen ubetydelige partier der bergmassen vil gå i brudd.

Den enaksiale trykfastheten og E -modulen har sammenheng med bergmassekvalitet og hvor kompetent bergmassen er. Med de gravitative spenningene, som kan karakteriseres som lave, vil økning i disse faktorene medføre forbedret stabilitet.

Hoek-Brown parameterne m_b og s er en funksjon av GSI (ligning 26.3 og 26.4). GSI, som er et mål på bergmassekvaliteten, vil derfor også påvirke styrkefaktoren.

Endring i enten UCS og E -modul eller Hoek-Brown parameterne gav tilsvarende resultater. For den variasjonen som ble benyttet, var styrkefaktoren for modellen like sensitive for endring i UCS og E -modul som for Hoek-Brown parameterne. Bruddsonen var svært begrenset for alle modellene.

31.2 KRYSNINGSOMRÅDE 2

I kryss 2 vil Søråstunnelen krysse under Folldalstunnelen. Folldalstunnelen er ferdigstilt med en støpt lastfordelingsplate over krysningpartiet. Avstanden mellom tunnelene er 2,9 m og overdekning er 64 m. Krysningsområdet vil trolig være mer stabilt enn krysningsområde 1, der avstanden er 1 m og overdekning 35 m.

I krysningsområdet vil det være spenningskonsentrasjoner i hengen i Søråstunnelen, σ_1 varierer mellom 4 og 12 MPa. Over hengen i Søråstunnelen vil størrelsen på σ_1 være 10-12 MPa.

I store deler av krysningsområdet vil σ_3 være mellom 1 MPa og -1 MPa. I sålen i Folldalstunnelen og vegger og såle i Søråstunnelen vil det være strekkspenninger.

Deformasjonen er ubetydelig, med maksimumsverdier på 0,7 mm.

Styrkefaktoren er større enn 1, med noen få unntak i vederlag i tunnelene. Stabiliteten vurderes derfor til å være god i krysningsområdet.

32 KONKLUSJON

- Det er stor usikkerhet knyttet til inngangsparameterne i numerisk analyse, dette gjelder særlig når det ikke er laboratorietester og spenningsmålinger tilgjengelig fra det aktuelle området.
- Variasjonen i parameterne er brukt for å illustrere hvor sensitiv modellen er for et intervall av de ulike parameterne.
- Modellene for krysningsområde 1 indikerer liten bruddsone som har sammenheng med den høye enaksielle trykkfastheten til anortositten. Det er stor forskjell på de induerte spenningene ved gravitative spenningene og spenningsmålingene fra Mongstad. De reelle verdiene er trolig en middelvei av disse.
- Modellen for krysningsområde 2 tyder på god stabilitet. Det kan være en mulig utfordring å sprengne så nærme en ferdig drevet og installert tunnel med hensyn på vibrasjoner.

33 VIDERE ARBEID

- Redusere usikkerheten i parameterne ved å utføre laboratorietester og spenningsmålinger.
- Verifisering av modellen ved tilbakeregning med reelle parametere når krysningsområdene er ferdigstilt.

34 LITTERATUR

- Ahtola, U., Gehring, K., Kesseli, P., Kogler, P., Latva-Pukkila, P., Lislud, A., Mänttari, M., Naapuri, J., Niskanen, T., Nieminen, K. og Vuento, A. (1999) *Rock excavation handbook*. Tampere: Sandvik Tamrock.
- Ak, H., Iphar, M., Yavuz, M. og Konuk, A. (2009) Evaluation of ground vibration effect of blasting operations in a magnesite mine. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29, 669-675.
- Bertelsen, G. (2014) *Geologi - E39 Svegatjørn-Rådal. K11 Rådal-Nordås-Flypassvegen. Rapport for konkurransegrunnlag*: Statens vegvesen Region Vest - Ressursavdelingen.
- Bieniawski, Z. T. (1984) *Rock mechanics design in mining and tunneling*. Rotterdam: A. A. Balkema.
- Bieniawski, Z. T. (1989) *Engineering rock mass classifications : a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. New York: Wiley.
- Christiansen, M. (1997) Analyse av vibrasjoner fra sprengning, eks Romeriksporten i Alten, T., Mørk, L., Beitnes, A. & Berg, K. (red.) *Fjellsprengningsteknikk / Bergmekanikk / Geoteknikk*. Oslo: Tekna, 27.1-27.11.
- Clerici, A. (1993) Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses - Case histories. I: Sousa, R. E. & Grossmann (red.) *Prof. Conf. Eurock '93*. Balkema, Rotterdam.
- Edelbro, C. (2003) *Rock Mass Strength: A Review*. Luleå University of Technology.
- Erichsen, E. og Marker, M. (2000) *Anortositt i Egersundfeltet - Pukkpotensialet*: NGU.
- Fossen, H. (2015) *Geology of the Bergen area* [Online]. Tilgjengelig fra: <http://folk.uib.no/nglhe/BergenGeo.html> [Lest 18. november 2015].
- Geologia. (2015) *Fältspater* [Online]. Tilgjengelig fra: <http://www.geologia.fi/index.php/sv/geologi/mineralier/minerallista/66-svenska/geologi/mineral/listan/silikater/358-faltspalter> [Lest 17. november 2015].
- Grimstad, E. og Barton, N. (1993) Updating of the Q-System for NMT. i Kompen, Opsahl & Berg (red.) *International Symposium on Sprayed Concrete - Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support*. Fagernes: Norwegian Concrete Association.
- Hanssen, T. H. (1998) Rock Stress and Tectonic Activity i Alten, T., Hermann, S., Beitnes, A. & Berg, K. (red.) *Fjellsprengningsteknikk / Bergmekanikk / Geoteknikk*. Oslo: Tekna, 29.1 - 29.24.
- Hao, H., Wu, Y., Ma, G. og Zhou, Y. (2001) Characteristics of surface ground motions induced by blasts in jointed rock mass. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21, 85-98.
- Hoek, E. (2000) Practical rock engineering. Tilgjengelig fra: <https://www.rocksolid.com/documents/hoek/corner/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf> [Hentet 4. oktober 2015].
- Hoek, E. og Brown, E. T. (1978) Technical Note - Trends in Relationships between Measured In-Situ Stresses and Depth *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* . Great Britain: Pergamon Press Ltd pp. 211-215.
- Hoek, E. og Brown, E. T. (1980) *Underground excavations in rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. og Brown, E. T. (1997) Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34, 1165-1186.

- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002) HOEK-BROWN FAILURE CRITERION – 2002 EDITION. *5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC*. Toronto: University of Toronto Press, 267-271.
- Holmøy, K. H., Grøv, E., Lienhard, E. og Trinh, N. (2012) *Geologisk rapport for E39 Rogfast. Vedlegg til Tamarapport Tunnel*: Sintef og Cowi.
- Isrm (1975) Commission on terminology, symbols and graphic representation. *International Society for Rock Mechanics (ISRM)*.
- Jaeger, J. C., Cook, N. G. W. og Zimmerman, R. W. (2007) *Fundamentals of rock mechanics*. Malden, Mass: Blackwell.
- Khandelwal, M. og Singh, T. N. (2006) Prediction of blast induced ground vibrations and frequency in opencast mine: A neural network approach. *Journal of Sound and Vibration*, 289, 711-725.
- Knudsmoen, H. (2010) *BYBANE I BERGEN: RÅDAL - FLESLAND TF-R-001-NO Rapport ingeniørgeologi. Teknisk forprosjekt.* : Sandvika: Norconsult/Bergen kommune.
- Kolden, H. L. (2015) *Stabilitetsanalyse av kryssingsområdene mellom Folldalstunnelen, rv580 og E39 Svegatjørn-Rådal med lav overdekning*. Prosjektoppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Kumar, R., Choudhury, D. og Bhargava, K. (2016) Determination of blast-induced ground vibration equations for rocks using mechanical and geological properties. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Kuzu, C. (2008) The importance of site-specific characters in prediction models for blast-induced ground vibrations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28, 405–414.
- Landrø, M. (2008) *Anvendt Geofysikk i TPG 4100 Fysikk og Geofysikk*. Trondheim: NTNU.
- Marinos, V., Marinos, P. og Hoek, E. (2005) The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64, 55-65.
- Moger, J. (1998) *Fjellsprenningsteknikk : sprenning med restriksjoner*. Trondheim: NTNU, Institutt for bygg- og anleggsteknikk.
- Mohamed, M. (2010) *Vibration Control. I: Lallart, M. (red.) Vibration Control*. Sciyo.
- Myrvang, A. M. (2001) *Bergmekanikk*. Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Nilsen, B., Lindstrøm, M., Mathiesen, T. K., Holmøy, K. H., Olsson, R. og Palmstrøm, A. (2011) *VEILEDER FOR BRUK AV EUROKODE 7 TIL BERGTEKNISK PROSJEKTERING*. Norsk Bergmekanikkgruppe.
- Nilsen, B. og Palmstrøm, A. (2000) *Engineering geology and rock engineering*. Oslo: Norwegian Group for Rock Mechanics.
- Nitro Consult. (2016) *NCVIB Blast & Environmental Monitoring* [Online]. Tilgjengelig fra: ncvib.no [Lest 4. mai 2016].
- Norconsult (2013) *Ingeniørgeologisk rapport - Entreprise E04 Eiganestunnelen med del av Hundvågtunnelen*.
- Norges Geologiske Undersøkelse. (2016) *Berggrunnskart* [Online]. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/emne/kart-og-data>.
- Norges Geotekniske Institutt (2013) *Bruk av Q-systemet - Håndbok*: Oslo: NGI.
- Norsk Standard (2001) NS 8141:2001 *Vibrasjoner og støt - Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk*. Standard Online.

- Norsk Standard (2013) *Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt fra sprengning på byggverk, inkludert tunneler og bergrom.*: Standard Online.
- Norsk Standard (2014) *Vibrasjoner fra sprengning og annen anleggsvirksomhet. Veiledning til NS 8141-1:2012+A1:2013 og NS 8141-2:2013.* Standard Online.
- Orica Mining Services. (2011) *Teknisk Informasjon: Civec Control* [Online]. Tilgjengelig fra: http://www.oricaminingservices.com/no/nn/product/products_and_services/bulk_systems/page_bulk_systems/civec_control/1067 [Lest 28. april 2016].
- Ottesen, S. (2015) *E39 Sveгатjörn - Rådal. Presentasjon av prosjektet /planlagt gjennomføring. Folkemøte på Rå skole 07.09.15* [Online]. [Lest 14. november 2015].
- Ozer, U. (2008) Environmental impacts of ground vibration induced by blasting at different rock units on the Kadikoy–Kartal metro tunnel. *Engineering Geology*, 100, 82-90.
- Palmstrøm, A. (1996) Characterizing rock masses by the RMI for use in practical rock engineering, part 2: Some practical applications of the rock mass index (RMI). *Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 11, 287-303.
- Palmstrøm, A. (2011) *Compressive strength and the factor m in Hoek-Brown failure criterion* [Online]. Tilgjengelig fra: http://www.rockmass.net/files/compr_strength_table.pdf [Lest 20. november 2015].
- Palmström, A. og Singh, R. (2001) THE DEFORMATION MODULUS OF ROCK MASSES - comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16, 115 - 131.
- Palmstrøm, A. og Stille, H. (2010) *Rock engineering*. London: Thomas Telford.
- Persson, P.-A., Lee, J. og Holmberg, R. (1994) *Rock blasting and explosives engineering*. Boca Raton, Fla: CRC Press.
- Resende, R., Lamas, L., Lemos, J. og Calçada, R. (2010) Micromechanical Modelling of Stress Waves in Rock and Rock Fractures. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43, 741-761.
- Richards, A. og Moore, A. (2005) Blast vibration course. *Measurement-Assessment-Control, TERROCK Consulting Engineers*.
- Rocscience Inc (2003) *EXAMINE^{3D} - User's manual, Version 4.0*: Toronto, Canada.
- Sintef Byggforsk. (1998) *700.125 Skader på bygninger fra rystelser. Forebygging* [Online]. Tilgjengelig fra: <https://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?documentId=1545§ionId=2#i7> [Lest 19. april 2016].
- Siskind, D. E. (2000) *Vibrations from blasting*. Cleveland, Ohio: International Society of Explosives Engineers.
- Skutlaberg, S. (2008) *Geologi: Fastlandssambandet Sotra - Bergen*: Statens Vegvesen Region Vest - Ressursavdelingen.
- Statens Vegvesen. (2016) *Eiganestunnelen* [Online]. Tilgjengelig fra: <http://www.vegvesen.no/vegprosjekter/e39eiganestunnelen> [Lest 3. mai 2016].
- Stavrou, A. (2016) *A Guide to the Numerical Modelling of Underground Excavations in Hard Rock* [Online]. Tilgjengelig fra: <https://prezi.com/exvubmicz4-z/the-choice-between-continuum-and-discontinuum-modelling/> [Lest 17. mars 2016].
- Steensgaard, L. (2002) *Sprengningsteknikk*. Oslo: Gyldendal Norsk Forlag AS.
- Trinh, N. Q. og Holmøy, K. H. (2012) Nummerisk modellering i bergteknikk: hva det og kan brukes til, fordeler og ulemper, programvare og begrensninger i Frogner, E., Aunaas,

- K., Holmøy, K. H. & Engen, S. (red.) *Fjellsprengningsteknikk / Bergmekanikk / Geoteknikk*. Oslo: Tekna, 27.1-27.12.
- Weman, O. (2015) *Vibration Control in Urban Drilling and Blast Tunneling*. Bachelor's Thesis Saimaa University of Applied Sciences.
- Wu, Y. K., Hao, H., Zhou, Y. X. og Chong, K. (1998) Propagation characteristics of blast-induced shock waves in a jointed rock mass. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17, 407-412.
- Zhao, J. (2000) Applicability of Mohr–Coulomb and Hoek–Brown strength criteria to the dynamic strength of brittle rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37, 1115-1121.