

# Pelspisser av stål rammet mot fjell

Forsøk og numeriske analyser

**Ole Marius Fremgård**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: januar 2014

Hovedveileder: Arne Aalberg, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2014

FAGOMRÅDE: Stålkonstruksjoner	DATO: 26.01.2014	ANTALL SIDER: 92+9
<b>TITTEL:</b> <b>Pelspisser av stål rammet i fjell: Forsøk og numeriske analyser</b> <i>Driving of steel pile tip into rock: Experiments and numerical simulation</i>		
UTFØRT AV:  Ole Marius Fremgård		
<b>SAMMENDRAG:</b> I denne masteroppgaven er det sett nærmere på oppførselen til peler med pelspisser som rammes ned i fjell. Oppgaven er en del av et prosjekt Statens vegvesen har satt i gang for å øke kunnskapen rundt temaet.  Det er i oppgaven sett på hvilke regler man må ta hensyn til ved dimensjonering av pelspisser. Ut fra dette ble det foreslått 5 emnesrør for å gjennomføre nedskalerte forsøk.  Forsøkene ble utført ved at 2 av emnesrørene ble rammet mot ulike bergarter for å se hvilke effekter spissens geometri har for nedtrengningsevnen. Forsøkene viste at de massive spissene hadde god synk for de første slagene, for så og miste noe av penetrasjonsevnen. Og at det for ulike geometrier er ulik oppførsel.  Det er videre gjort et studie der det er sett på en alternativ geometri for kraftoverføring fra pelrør til pelspiss. Målet var å lage en robust spiss som minsker faren for vrakpeler og øker nedtrengningsevnen. Pelen ble modellert som lineært elastisk med Johnson-Cook viskoplastisitet for best mulig å kunne simulere responsen ved store tøyningshastigheter. Det ble benyttet er Mohr-Coulomb plastisitetsmodell for å simulere fjellmaterialets oppførsel. Fjellmodellen ble så kalibrert for redusert fjellkvalitet. Begge modellene ble kalibrert utfra verdier i litteraturen. Verdiene for materialmodellen ble så validert med forsøksdata fra tidligere studier.  Resultatene viste at materialmodellen ser ut til å representerer fjellet på en god måte. Det er mer usikkert om den alternative pelgeometrien er god nok til at det er noe poeng i å bytte ut dagens standardspiss.		
FAGLÆRER: Førsteamanuensis Arne Aalberg VEILEDER(E): Veslemøy Gardå (Statens vegvesen) UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk		

---

## SUMMARY:

The Norwegian Public Roads Administration (NPRA) has launched a research and development project to gain better knowledge about factors involved in the process of penetrating piles with rock shoes into solid rock. This master's thesis is written in cooperation with NPRA and is a part of this project.

In this thesis, downscaled experiments with pile tips were performed. First different samples of the pile tips had to be designed. After studying rules from different Eurocodes and results from previous experiments performed by other master students at NTNU, five designs were proposed for experimental use.

The experiments were performed in the Laboratory of Structural Engineering at NTNU. To investigate the effects of changing the geometry of the pile tips, the piles' materials and the type of rock, a 72 kg weight was dropped on the downscaled pile points which were penetrated into various types of rock. The results showed less penetration of the rock for massive pile points, compared to hollow pile points tested in previous experiments by other master students. The massive pile points showed, however, an initial good penetration.

To investigate how a pile shoe with an alternative geometry would transfer the energy from the pile pipe to the pile point, and to elucidate the stress created when penetrating the pile into a rock mass, numerical simulation was performed. A material model for the rock using a Mohr-Coulomb plasticity criterion was used to get acceptable values for the simulations. The values from the model were validated with values found in previous experiments performed by others. The results showed that the stress on the pile shoe with the new design was equal to the stress on piles designed after today's industry standards. The stress on the pile pipe was however found to be lower when using the new design.

Based on these results, it cannot be concluded whether it would be beneficial to replace today's standard pile shoe with the new design.

## MASTEROPPGAVE HØSTEN 2013

for

Ole Marius Fremgård

### **Pelspisser av stål rammet i fjell: Forsøk og numeriske analyser**

*Driving of steel pile tip into rock: Experiments and numerical simulation*

Fundamentering med peler brukes der det skal bygges eller fundamenteres på tykke lag med løsmasser over fjellet, og hvor det ikke kan graves ut og fundamenteres helt ned på fjellet. Peler kan være laget av stål eller betong, eller stålrør som støpes ut med betong. Pelene rammes ned ved hjelp av en pelemaskin med et fall-lodd, etter en standardisert prosedyre. Denne omfatter valg av loddvekt, tilført slagenergi, antall slag og antall slagserier, med kontroll av nedsynking og et avslutningskriterium. Peler som er spissbærende bærer aksiallast ved at spissen av pelen rammes ned til og et stykke inn i fjellgrunnen, hovedsakelig for å unngå sideveis skrens mot skrå fjelloverflate, og for å sikre anlegg mot hele endeflaten av pelspissen. Nedrammingen, og innmeislingen i fjelloverflaten spesielt, kan medføre store dynamiske påkjenninger på pelen og pelspissen, og det er betydelig usikkert knyttet til hvordan både pelrøret og spissen oppfører seg under prosessen.

Oppgaven er en fortsettelse av tidligere utførte masteroppgaver innen dette temaet. Det skal sees videre på hvordan ulike pelsko og pelspisser oppfører seg ved penetrasjonen i fjell (innmeislingen). Viktige elementer i oppgaven er å vurdere detaljgeometrien for pelskoen/pelspissen, materialkvalitet og hardhet for stålmaterialet spissen er laget av, og hvordan egenskapene til fjellet er og hvordan stålsmiss og fjell virker sammen. Eksempelvis skal det undersøkes hvordan dagens utførelse med hule pelspisser, med vinkel gjennom veggtykkelsen og herdet materialoverflate oppfører seg sammenlignet med alternative utførelser.

Kandidaten kan i samråd med faglærer velge å konsentrere seg om enkelte av punktene i oppgaven, eller justere disse. Besvarelsen organiseres etter gjeldende rettningslinjer. Masteroppgaven skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 26. januar 2014.

Trondheim, 10. desember 2013

Faglærer er Førsteamanuensis Arne Aalberg (NTNU)



---

## Forord

Denne rapporten er en masteroppgave utarbeidet ved Instituttet for konstruksjonsteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Oppgaven er det avsluttende arbeidet i min utdanning innen bygg og miljøteknikk. Masteroppgaven utgjør 30 studiepoeng og er utført i samarbeid med Statens vegvesen.

Ved institutt for konstruksjonsteknikk er det tidligere gjennomført både eksperimentelle og numeriske undersøkelser av reelle problemstillinger relatert til peler Statens vegvesen har hatt et ønske om å se nærmere på. Oppgaven er derfor en videreføring av dette arbeidet.

Jeg vil gjerne takke alle som har gjort det mulig å gjennomføre denne masteroppgaven. Først og fremst vil jeg rette en stor takk til min veileder førsteamanuensis Arne Aalberg. Harald Ihler og Jan Andersen hos RUUKKI har også vært til stor hjelp når det kommer til datagrunnlag for pelene. Da en stor del av denne oppgaven har gått ut på å bruke å teste en FEM-modell i programmet Abaqus/Explicit, vil jeg rette en stor takk til Ph.d-kandidat Petter Nåvik som alltid har vært tilgjengelig for spørsmål og vist stor forståelse innen FEM-analyse. I tillegg vil jeg takke alle labteknikerne ved Institutt for konstruksjonsteknikk for hjelp med forsøkene. Jon Olav Kvåle hos Skanska for omvisningen på stålfabrikken. En stor takk rettes også til Statens vegvesen ved Veslemøy Gardå for en interessant oppgave og økonomiske midler. Avslutningsvis vil jeg takke Ph.d-kandidat Petter Henrik Holmstrøm for konstruktive tilbakemeldinger i slutfasen, og for innspill vedrørende oppgaven.

24.01.2014



Ole Marius Fremgård

---

## Innholdsfortegnelse

1	Innledning .....	1
2	Bakgrunn.....	3
2.1	Foregående masteroppgaver .....	3
2.1.1	Masteroppgave av Anders Kildahl Forseth .....	3
2.1.2	Masteroppgave av Sveinung Jørgensen Tveito .....	4
2.1.3	Masteroppgave av Erik Feyling Haare.....	5
2.2	Generelt om peling .....	6
2.3	Produksjon av pelspisser .....	7
2.4	Herding av pelspisser.....	9
3	Teori.....	11
3.1	Spenningsbølgeteori .....	11
3.1.1	Generell betraktning .....	11
3.1.2	Spenning og partikkelhastighet .....	14
3.1.3	Refleksjon og superposisjon av bølger.....	14
3.1.4	Refleksjon ved fri ende .....	15
3.1.5	Refleksjon ved innspent ende.....	16
3.1.6	Refleksjon ved diskontinuitet.....	16
3.2	Måling av spenninger med Pile Driving Analyzer .....	18
3.3	Finite Element Method (FEM) .....	18
3.3.1	Matematisk formulering .....	18
3.3.2	Kontaktproblem.....	21
3.4	Johnson-Cook viskoplastisitet .....	22
3.5	Mohr-Coulomb plastisitet.....	23
3.6	ABAQUS.....	25
4	Dimensjonering av peler .....	27
4.1	Dimensjonering etter Eurokode og Norsk Standard.....	27
4.1.1	Eurokode 7 .....	27
4.1.2	NS-EN 1993-5.....	28
4.1.3	NS-EN 12699 .....	29
4.2	Dimensjonering etter retningslinjer og anbefalinger i peleveiledningen.....	30
4.2.1	Retningslinjer for prosjektering av pelene. ....	32
4.2.2	Endringer i peleveiledningen etter innføringen av EC.....	32



---

4.2.3	Kontroll av sveis.....	32
4.2.4	Dimensjonering av rammespenninger etter peleveiledningen .....	33
5	Forsøk på nedskalerte spisser.....	37
5.1	Forslag til alternative pelspisser for nedskalerte forsøk .....	37
5.1.1	Spissgeometri .....	37
5.2	Plan for gjennomføring.....	40
5.3	Forsøksoppsett .....	40
5.4	Test av forsøksrigg .....	43
5.5	Resultater .....	44
5.5.1	Fallserie 2: Kuleformet massivspiss mot granitt .....	46
5.5.2	Fallserie 4: Kuleformet massivspiss mot grønnstein.....	47
5.5.3	Fallserie 3: Avfaset massivspiss mot granitt .....	48
5.5.4	Fallserie 5: Avfaset massivspiss mot grønnstein.....	49
5.5.5	Innvirkning av spissgeometri og bergart .....	50
5.5.6	Sammenligning med forsøk gjort av Haare på hule spisser .....	51
5.5.7	Skade på spiss.....	52
5.6	Feilkilder.....	52
5.7	Oppsummerig .....	53
6	Modell .....	55
6.1	Modellenes oppbygning .....	55
6.1.1	Ulike deler og sammensetning .....	55
6.1.2	Elementer .....	58
6.1.3	Randbetingelser .....	60
6.2	Materialmodell.....	60
6.2.1	Modellering av fjell .....	60
6.2.2	Materialmodell for pelspiss, pelrør og fallrigg.....	63
7	Resultater fra numeriske simuleringer .....	67
7.1	Utdata.....	67
7.2	Validering av materialmodell for fjellvolum.....	68
7.3	Vurdering av Pel P10A.....	73
7.4	Forslag til nytt design .....	76
7.5	Oppsummering .....	81
7.6	Feilkilder.....	85

---

8	Konklusjon.....	87
9	Videre arbeid.....	89
9.1	Forsøk.....	89
9.2	Analyser.....	89
	Referanser.....	91
	Vedlegg .....	93
A.1	Bilde av krater og skade på pelspiss .....	93
A.2	Materialsertifikat for de nedskalerte pelene i forsøkene .....	95
A.3	Konturplott fra ABAQUS .....	97
A.4	Bestilling av herding for de nedskalerte spissene hos Raufoss offshore .....	101

## 1 Innledning

Denne masteroppgaven er en del av ett forsknings og utviklingsprosjekt i regi av Statens vegvesen for å øke kunnskapen rundt innmeisling av stålpeleler med bergspiss i fjell. Oppgaven er en videreføring av tidligere prosjekter.

Som del av oppgaven er regelverket for peling mot fjell gjennomgått. Det er sett på hvordan dette regelverket legger føringer i hvilke design som velges for spisser som skal rammes i fjell. Det er ut fra dette utformet forslag til hvordan et emnesør med massivt tverrsnitt kan utformes for og se hvilke effekter dette har for pelens nedtrenging. Noen av disse spissene ble deretter testet i nedskalerte forsøk for sammenligning mot tilsvarende forsøk gjort med nedskalerte hule spisser i tidligere oppgaver.

Ved å gjøre numeriske simuleringer for å vurdere effektene belastningene en pel blir utsatt for under ramming er det viktig at materialet pelen blir rammet mot kan representere de opplagerreaksjonene det virkelige materialet gir. Det er foreslått en materialmodell med Mohr-Coulomb plastisitet for og representerer fjellvolumet. Materialmodellen er verifisert ved å sammenligne verdier fra simuleringer av en modell av den testede pelen, med målte verdier fra ett fullskalaforsøk gjennomført i en tidligere masteroppgave. Det er videre gjort vurderinger av designet av dagens anbefalte pelspiss. For så og komme opp med et forslag til nytt design. De to peldesignene er så sammenlignet ved å simulere ett slag med lodd mot pelens topp mot berg.



## 2 Bakgrunn

Statens vegvesen har satt i gang forskning og utviklingsprosjekt (FoU) som går ut på å kartlegge hva som skjer når en pel blir rammet til fjell. Statens vegvesen er en stor bruker av peler og det er registrert en del tilfeller der pelene ikke tåler den belastningen den blir utsatt for under ramming. Vrakpeler er svært kostbart og er noe man ønsker å unngå i fremtidige prosjekter. Det har derfor som hensikt at utviklingsprosjektet skal kunne føre frem til et standard peledesign som takler belastningene fra nedtrengningen i fjell.

Statens vegvesen har laget en statusrapport [1] fra foregående arbeider på temaet og inneholder informasjon fra følgende rapporter og oppgaver:

- Beregninger etter empiriske modeller i peleveiledningen 1991 og 2005 gjennomført av Geovita
- Statiske beregninger i elementprogrammet ANSYS utført av Aas-Jakobsen i 2007/2008
- Dynamiske beregninger utført ved NTNU i masteroppgaver skrevet av Andreas Kildal Forseth [2] og Sveinung J. Tveito [3]
- Etterberegning ev fullskalaforsøk delvis gjennomført i masteroppgave ved NTNU av Sveinung J. Tveito

Det er etter dette gjennomført nok en masteroppgave på temaet av Erik F. Haare [4], der det er sett nærmere på problematikken ved modellering av berg. Det er i denne oppgaven gjort mye arbeid innenfor forsøk og numerisk simulering av disse forsøkene.

### 2.1 Foregående masteroppgaver

Det er tidligere blitt gjennomført tre masteroppgaver i forbindelse med FoU-prosjektet; den første av Anders Kildahl Forseth i 2009, den andre av Sveinung Jørgensen Tveito i 2010, og den siste er skrevet i 2012 av Erik Feyling Haare.

#### 2.1.1 Masteroppgave av Anders Kildahl Forseth

I oppgaven «Undersøkelse av stålrørspeler og standardiserte pelspisser» har forfatteren valgt og ta for seg teorien om stav og skallknekking. Regelverket i Eurokode 3 om kritisk knekkspenning er også gjennomgått.

Ved bruk av den nevnte teorien ble det gjennomført lineære knekkanalyser av et sirkulært rør utformet som en standard dimensjonert pel. Det ble så gjort en sammenligning av analysen med teori og regelverket i Eurokode 3. Det viste seg at formelverket i Eurokoden samsvarer godt med analysene som ble gjennomført i ABAQUS. Det man registrerte var for høy lokal knekklast ved bruk av klassisk teori.

Det ble så gjennomført statiske og dynamiske ikkelineære numeriske analyser på pelrøret. For den dynamiske analysen ble det brukt et 12 tonns lodd. Dette ble sluppet fra en høyde på 1,2

meter. Resultatene fra analysen ble deretter sammenlignet med formlene for dynamiske støt i peleveiledningen. Konklusjonen ble at røret tålte belastningen.

Pelspissen ble deretter analysert. Det ble gjennomført en statisk analyse som tok hensyn til spissen, med og uten formfeil, for å komme til bunns i om pelespissens ribber var avgjørende for konstruksjonsdelens kapasitet. Resultatet med en initial formfeil på 30 mm var ingen vesentlig redusert kapasitet. Den dynamiske analysen viste også at ribbene ikke var avgjørende for konstruksjonsdelens kapasitet.

Det ble også gjennomført en sjekk av kilsveisen mellom ribb og emnesrør. Kapasiteten ble analysert i ABAQUS, og man fant ut at den ble overskredet i enkelte deler av sveisen. Men ved og omfordele kreftene i sveisen når stålet flyter, ble det konkludert med at sveisen har tilstrekkelig kapasitet.

Til slutt ble det kjørt analyser der pelspissen ble rammet i en enkel elastisk-perfekt plastisk materialmodell. Dette for å avgjøre om de opptredende kreftenes i pelespissen var av riktig størrelsesorden. Fra analysen så dette ut til å stemme.

### **2.1.2 Masteroppgave av Sveinung Jørgensen Tveito**

Oppgaven starter med en innføring i støtteori som er relevant ved nedramming av peler. Det ble også gjort en innføring i målemetoden Pile Driving Analyzer (PDA). Dette er målinger man bruker for å kontrollere rammemotstand, spenninger og virkningsgraden av loddet. Ved og montere en PDA-måler nært pelens topp, kan man måle akselerasjon og tøyninger i pelen. Og ved bruk av dette regne ut pelens spenninger.

Det ble også gjennomført ett fullskalaforsøk der tre peler ble rammet mot fjell. Under forsøket ble det logget verdier med PDA-målere og strekkklapper. Pelene var av forskjellige dimensjoner, og alle var produsert av RUUKKI. Pel 1 og 2 var utviklet av Geovita i henhold til peleveiledningen og emnesrøret var med dette avfaset med 10 % i enden. Den siste pelen var utviklet av RUUKKI selv og denne hadde påleggsveis i stede for avfasingen som de to andre.

Pel 1 og 2 var herdet. Disse fikk under forsøkene kun små skader. På pel 1 ble det observert små avskallinger i underkant av pelspissen. Pel 2 hadde små skader på pelespissen. Det var også her spor etter avskalling, og man kunne også se noe oppsprekking. Det ble på begge pelene registrert små plastiske deformasjoner. Disse skadene ble dog sett på som neglisjerbare i forhold til bæreevnen av pelen. Pel 3 som kun var utstyrt med en påleggsveis hadde nedre del av spiss blitt sterkt deformert. Man stilte derfor spørsmål om hvor gunstig påleggsveisen var i forhold til nedtreningen i fjell.

Fra strekkklappene som var montert på pel 1 og 3 ble det logget resultater fra forsøkene. Resultatene logget fra pel 3 hadde unormale verdier, som kan tyde på at strekkklappen som var montert var defekt. Resultatene fra pel 1 ble derfor fokusert på i det videre arbeidet.

Det ble gjennomført forsøk der det ble brukt nedskalerte pelspisser for å kartlegge virkningene av pelspissens utforming og hvordan forboring i fjellet påvirker nedrammingen. Her fikk man tvetydige resultater det var vanskelig og trekke en klar konklusjon fra forsøkene. Ved forboring ble spissen stående i knust masse uten fremdrift. Uten forboring ble krateret større og den knuste massen ble i større grad transportert bort fra hullet. Fra forsøket var det veldig vanskelig og konkludere over effekten til avfasingen, fordi de forskjellige resultatene varierte for mye.

For å kalibrere de numeriske analysene ble det modellert et pelerør mot et stivt underlag, slik at resultatene kunne kontrolleres mot gjennomgått teori. Noe som stemte godt overens. Ved å utvide modellen til og også inkludere pelspissen, fikk man et bilde av hvordan spenningene oppfører seg mellom spiss og rør.

Ved å modellere en basismodell av pel 1, var det mulig å se at spenningene fra simuleringene og fullskalaforsøket var formlike. analysene ga imidlertid for høyere verdier, da basismodellen ble modellert med ramming mot en stiv plate. Til slutt ble modellen utvidet med ett fjellvolum. Modellen for fjellet ble lagt inn som et elastisk-perfekt plastisk materiale som ble justert mot spenningshistorikken til fullskalaforsøket. Dette resulterte da i for høye synkverdier i fjellet, men man konkluderte med at modellen var god for de kritiske verdiene til pelspiss, ribber og pelerør.

### **2.1.3 Masteroppgave av Erik Feyling Haare**

Oppgaven starter med en innføring i hvordan man modellerer berget. Forskjellige bergarter har stor variasjon i mekaniske egenskaper og dette har mye og si for hvordan pelen oppfører seg under nedrammingen. For godt å kunne forstå mekanismene bak nedrammingen er elementmetoden tatt i bruk. For at resultatene av analysen skal bli mest mulig korrekt er valg av materialparameterne viktig. I oppgaven er fjellet modellert på makronivå som en homogen masse.

Det ble konstruert en basismodell som ble nedskalert etter målene på fullskalaforsøkene gjort av Tveito. Måten dette ble gjort på, var å bruke arealfaktoren på emnerørets tverrsnitt. Etter at basismodellen var etablert ble det gjort et parameterstudie der spissgeometri, materialets E-modul, masse og slipphøyde ble variert. Etter at disse analysene var gjennomført, ble analysene kjørt på nytt, nå med plastisk materialoppførsel. Ut fra analysene som ble gjort ble det fastslått at man var nødt til å øke dimensjonen på spissen for å få gode nok resultater.

Det ble gjennomført forsøk med de nedskalerte spissene for å se hvordan parameterne geometri, herding og forboring påvirker nedringningsevnen. Bergartene det ble rammet mot var granitt, grønnstein og kvartskaratofyr. Spissene som ble brukt var ikke korrekte kopier av Geovita spissene da geometrimålene ble tilpasset for enklere produksjon. Spissene blir så herdet.

Det ble ikke registrert store forskjeller i synkmålene for de hule spissene. Den massive spissen skilte seg ut ved å ha noe dårligere synk. Dette var også forventet da spissarealet som skulle rammes inn i berget hadde noe større areal.

Ut fra forsøkene var det vanskelig å si i hvilke bergart det var lettest og ramme i. Dette på grunn av like resultater fra de forskjellige spissene og for få forsøk.

For å analysere hva som egentlig skjer når pelen blir rammet ned i fjellet, ble analyseverktøyet IMPETUS. Programmet hadde implementert elementkoden for bruddkriteriet det var ønskelig å bruke. Dette for og modellere ulike sprøheter til fjellet og se hvordan det påvirker rammings effektiviteten og skade på de forskjellige spissgeometriene.

Det ble konkludert med at materialmodellen virket å være litt stiv, og at man ved å gjennomføre ett parameterstudie antagelig ville kunne tilpasse modellen slik at den mer nøyaktig representerer materialets fysiske oppførsel. Men at materialmodellen var en stor forbedring.

## 2.2 Generelt om peling

Peler blir ofte brukt til å fundamenterer i områder med tykke lag av dårlig bærende løsmasser der det ikke kan fundamenteres direkte på fjell. Man kan i hovedsak velge mellom to typer peler; spissbærende og friksjonsbærende. De spissbærende pelene fungerer som navnet tilsier ved at lasten blir ført nedover pelrøret og til grunnen via pelens spiss. Det er ønskelig at man benytter pelspisser som sikrer god heft til grunnen som i all hovedsak består av berg og fjell. Friksjonsbærende peler fungerer ved at jordarten det blir pelet ned i har en gitt ruhet som gir friksjon mellom pelen og de omkringliggende massene. Dette skaper skjærspenninger som bærer lastene. Valget av peltype avhenger av en rekke faktorer som grunnforhold, laster, ujevne settninger og økonomi. De vanligste pelene som brukes i dag er peler av stål og betong. Det finnes også peler i tre og profilstål.

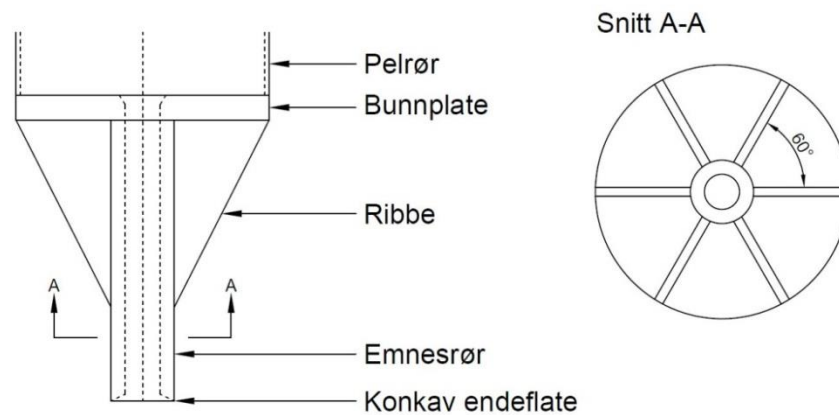
Siden denne oppgaven handler om peler av rundstål, er det denne typer peler som blir presentert her.

Etter at stålrørspeler er installert er det vanlig praksis at de støpes ut med betong. Kapasiteten beregnes derfor etter betongens bæreevne. Man har da gjort den antagelsen at metallet vil korrodere, noe som er en konservativ antagelse. Ramming med pelerigg er den vanligste måten og installere peler på. Det finnes også stålrørspeler som borres ned i grunnen. Ettersom stålrørspeler kan ta opp både store vertikale og horisontale laster, mye brukt i fundamenteringen av for eksempel større brukonstruksjoner og kaianlegg.

Diameteren på pelene som vanligvis brukes på store konstruksjoner er i størrelsesorden 500-1200 mm med en godstykkelse fra 10-18 mm. De hyppigst brukte dimensjonene ligger mellom 500-700 mm. For mindre dimensjoner enn 500 mm er det vanskelig å få installert gode armeringsløsninger for utstøpingen. Slike dimensjoner prøver man derfor å unngå. Den mest brukte stålkvaliteten, og som også er anbefalt å bruke i peleveiledningen er S355 [5].



Rammingen skjer enten med røret åpent eller at det settes på en grus eller bergspiss. En standard bergspiss slik den er utformet etter peleveiledningen består av en bunnplate med ett emnesør som er støttet opp av seks ribbeplater slik det er presentert i Figur 2.1.



Figur 2.1: Standard bergsko [4]

### 2.3 Produksjon av pelspisser

Pelspissene som blir brukt på dagens stålrørspeler bli produsert etter strenge krav til materialer og sveising. Spissene blir i hovedsak tilvirket på fabrikk der produksjonen blir kontrollert og kvalitetssikret.



Figur 2.2: Ferdig produserte pelsko

Skanska produserer pelspisser som Statens vegvesen bruker. De har i sitt produksjonsanlegg investert i automatisert sveiseutstyr, en såkalt sveiserobot. Denne sveiser automatisk sammen alle delene i pelskoen, med a-mål og sveisekvalitet man måtte ønske. Slikt utstyr blir brukt for å spare tilvirkningstid og kostnader, og for å sikre høyest mulig kvalitet på produktet. Før delene går i sveiseroboten, blir alle plater og deler kuttet i ønskede dimensjoner for så å bli punktsveiset på plass manuelt før de blir satt i sveiseroboten til helsveising vist i Figur 2.3. Når roboten er ferdig med sveisingen blir det gjort overflatekontroll av sveisene ved å påføre magnetstøv. Ved å magnetisere objektet vil magnetpulveret fordele seg over flaten. Ved overflatedefekter vil pulveret samle seg siden magnetfeltet endrer seg. Denne metoden detekterer tette sprekker helt ned til 0,1 mikrometer, kantsår og porer [6].



**Figur 2.3: Pelskoen punktsveises før den settes inn i sveiseroboten**

## 2.4 Herding av pelspisser

For at pelespissen skal oppnå ønsket hardhet, slik at fjellpenetreringen øker, må materialet i pelespissen herdes. Herding er en fysisk-kjemisk prosess som har til hensikt å øke materialets hardhet. Dette kan gjøres på forskjellige måter der vanlige metoder er martensittherding, stegherding, banittherding, ufellingsherding, oppløsningsherding, mekanisk herding og settherding. Pelespissene som er tilvirket til denne oppgaven er gjennomgått en settherdingsprosess. Denne teknikken gjør det mulig og oppnå en overflatehardhet på HRC (Hardness Rockwell C) 58-62 i et sjikt 0,3-1,2 mm inn i materialet.

Ved settherding tilføres ståloverflaten karbon ved oppvarming til 900-950°C. Dette kan skje ved enten karburisering eller karbonitrering. Ofte brukte karbonkilder er karbondioksid, metangass, kull eller karburiserende saltblandinger [7]. Ved karbonitrering blir også ammoniakk tilsatt stålet under oppvarmingen, slik at nitrogen diffunderer inn i overflaten. Selve herdingen skjer så ved at stålet brått kjøles ned rett fra karboniseringen eller at man først kjøler stålet langsomt ned, med påfølgende oppvarming og bråkjøling. Etter fullendt herding kan materiale være for sprøtt til direkte bruk. Ved å anløpe materialet kan man overvinne dette problemet. Det skjer ved at man igjen oppvarmer materialet til en anløpingstemperatur som velges etter grad av seighet/hardhet som er ønskelig. Dette gir overflaten en mindre sprø oppførsel og indre spenninger i materialet reduseres betraktelig. En settherdeprosess vil gjøre at materialet opprettholder en duktile kjerne i tillegg til at man tilegner materialet en hard og slitesterk overflate. Dette er ønskelig for formålet pelespissene skal brukes til.



## 3 Teori

### 3.1 Spenningsbølgeteori

Ved ramming av pelene slippes det et lodd på peletoppen og pelen utsettes for dynamiske påkjenninger. Disse påkjenningene sprer seg i materialet som bølger. Det oppstår en forskyvningsbølge og med dette en spenningsbølge som følger pelen i hele dens lengde. Amplituden til spenningsbølgen avhenger av grensebetingelsene til pelespissen. Om spissen ikke har truffet berg, vil det oppstå en situasjon der spenningsbølgen møter en fri ende. Her kan ikke spenninger oppstå, og for å tilfredsstille denne randbetingelsen er refleksjonsbølgen derfor nødt til og nøytralisere initialbølgen. Den reflekterende spennings situasjon har da like størrelse men med motsatt fortegn. I det motsatte tilfelle, der pelen sluttrammes mot fjell, vil det reflekteres en bølge med tilsvarende amplitude og samme fortegn. I denne situasjonen vil det derfor oppstå en spenningsstopp der bølgen snur, som ved idealiserte opplagerbetingelser er dobbelt så stor som den innkomne spenningsbølgen. Dette er dimensjonerende ved dynamiske påkjenninger av pelen:

Det er vanlig og beskrive støtteori på to måter:

- Forenklet støtteori
- Støtbølgeteori

Forenklet støtteori er kun gyldig for stive legemer med liten utbredelse og er derfor ikke relevant for problemstillingen i denne oppgaven.

Støtbølgeteori er teoretisk godt egnet og i det følgende vil det bli gjort rede for relevant teori, i hovedsak basert på Langseth og Clausen [8, 9]. Det vil først bli gjort en generell betraktning av spenningsbølger og deretter bli gjort rede for refleksjon av slike bølger ved fri stavende, innspent stavende og geometrisk diskontinuitet.

Siden peler er lange tynne staver, er følgende antagelser lagt til grunn for anvendelsen av støtbølgeteorien.

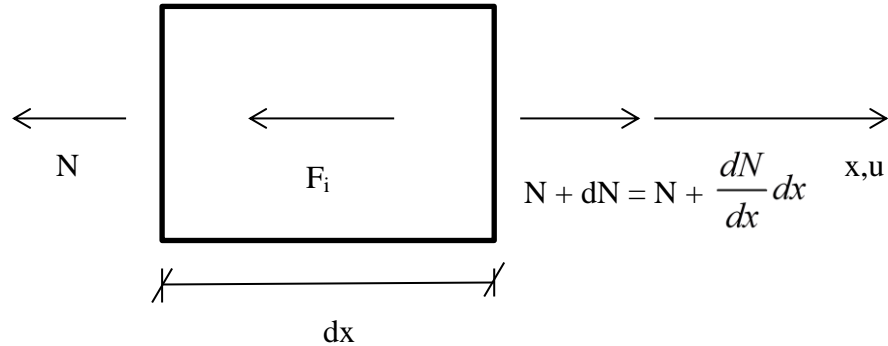
1. Enaksiell spenningstilstand
2. Alle partikler i ett gitt snitt har lik deformasjon
3. Isotrop lineært elastisk materiale.

#### 3.1.1 Generell betraktning

Ved å ta utgangspunkt i en stav med elastitesmodul  $E$ , densitet  $\rho$ , tverrsnittsareal  $A$  og lengde  $L$ . Kan man studere hvordan en spenningsbølge propagerer nedover staven ved belastning på toppen. Dette kan gjøres ved å studere et infinitesimalt segment av staven og deretter sette opp en dynamisk likevekt, som vist i Figur 3.1

Det er i den påfølgende utledningen neglisjert transversale tøyninger og treghetskrefter sideveis.

Med denne forutsetningen er det innforstått at tverrsnittet beveger seg som ett plan. Det vil si at ved punkt  $x$  forskyver hele tverrsnittet seg  $u(x,t)$  i akseretningen.



Figur 3.1: Krefter på et lite segment for utledning av bølgeligningen

Likevekten blir med dette

$$\begin{aligned} -N + N + \frac{\partial N}{\partial x} dx - F_i &= 0 \\ \Leftrightarrow \frac{\partial N}{\partial x} dx &= F_i \end{aligned} \quad (3.1)$$

Innfører  $F_i = ma = \rho A dx \cdot \ddot{u}$  som treghetskreftene.  $a$  er akselerasjonen og  $m$  er massen til elementet. Ved å forkorte  $dx$  blir ligningen:

$$\frac{\partial N}{\partial x} = \rho A \ddot{u} \quad (3.2)$$

$N = \sigma_x A = \varepsilon_x EA = \frac{\partial u}{\partial x} EA$  settes inn i differensialligningen:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial u}{\partial x} EA \right) = \rho A \ddot{u} \quad (3.3)$$

Videre forutsettes det at aksialstivheten i staven er konstant. Slik at  $EA$  er uavhengig av  $x$ . Man står da igjen med den endimensjonale bølgeligningen:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (3.4)$$

hvor  $c$  representerer bølgeforplantningshastigheten, som er lydhastigheten i materialet gitt ved:

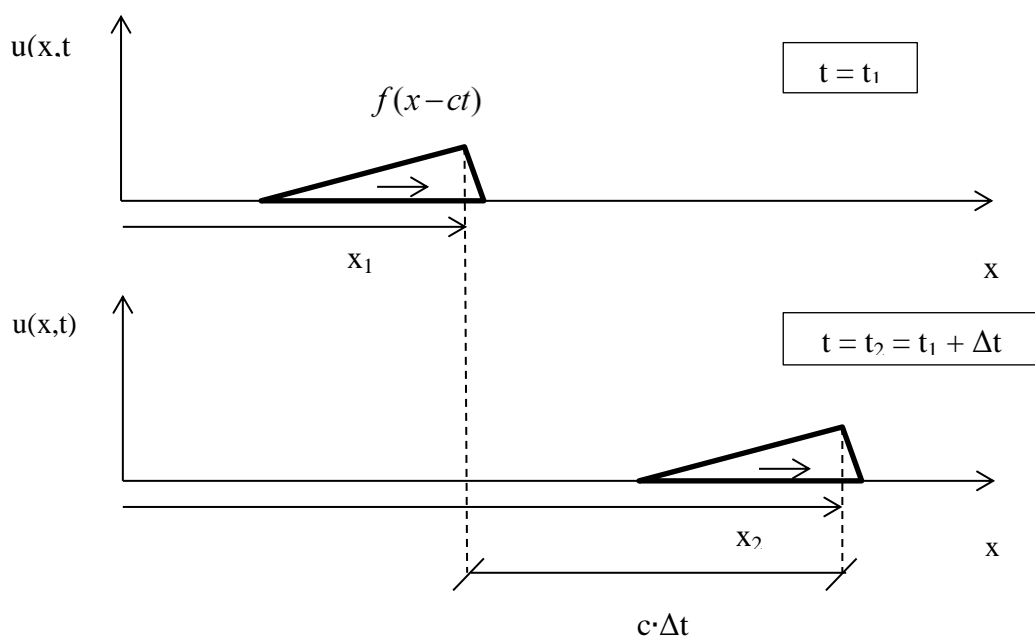
$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3.5)$$

Ligning (3.4) løses ved å separere den ukjente partikkelforskyvningen  $u=u(x,t)$  til en formfunksjon  $\phi(x)$  og en tidsfunksjon  $Y(t)$ . Slik at ligningen blir  $u(x,t) = \phi(x) \cdot Y(t)$ . Ved å benytte d'Alamberts løsning på den hyperbolsk partielle differensialligningen kan løsningen settes opp på formen:

$$u(x,t) = f(x-ct) + g(x+ct) \quad (3.6)$$

$f$  og  $g$  er vilkårlige funksjoner av parameterne  $(x-ct)$  og  $(x+ct)$ . Dette uttrykker en bølge som forplanter seg med hastighet  $c$  i henholdsvis positiv og negativ retning. Disse bølgefunksjonene har lik form og er uavhengig av tiden  $t$  og posisjonen  $x$  langs staven. Forutsetningene for dette er at differensialligningene eller dens randbetingelser forblir uendret. Figur 3.2 kan forklares på følgende måte:

$$f(x_2 - ct_2) = f[(x_1 + c\Delta t) - c(t_1 + \Delta t)] = f(x_1 + c\Delta t - ct_1 - c\Delta t) = f(x_1 - ct_1) \quad (3.7)$$



Figur 3.2: Bølgen beveger seg

### 3.1.2 Spenning og partikkelhastighet

Teorien som til nå er gjennomgått viser bølgeforplantningen i materialet på grunn av forskyvninger. Videre er det interessant å kartlegge hvordan dette påvirker spenningene i tverrsnittet.

Ved og ta utgangspunkt i at  $g \equiv 0$  slik at  $u(x,t)$  er gitt ved  $f$ , vil bølgen kun opptre i positiv  $x$ -retning. Det er nå mulig å finne spenningene ved og studere  $u(x,t) = f(x-ct)$ . Etter en viss tid, kommer bølgen frem til stavens ende, her vil den reflekteres i negativ  $x$ -retning. Den er nå omgjort til  $g$ -bølgen og skrives som  $g(x+ct)$ . De to bølgene er formlike. Totalspenningen finnes ved å superponere de to bølgene. Spenningsfunksjonen blir med dette:

$$\sigma(x,t) = E \cdot \varepsilon_x = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} = E \cdot f'(x-ct) \quad (3.8)$$

$f$  deriveres med hensyn på hele kjernen  $(x-ct)$ :

$$f'(x-ct) = \frac{df}{d(x-ct)} \quad (3.9)$$

partikkelhastigheten uttrykkes nå ved:

$$v(x,t) = \frac{\partial u}{\partial t} = -cf'(x-ct) \Rightarrow f'(x-ct) = -\frac{v(x,t)}{c} \quad (3.10)$$

Ved og sette ligning (3.10) inn i (3.9) blir resultatet:

$$\sigma(x,t) = E \cdot f'(x-ct) = -E \cdot \frac{v(x,t)}{c} \quad (3.11)$$

Dette kan alternativt skrives som:

$$\sigma(x,t) = -c^2 \rho \cdot \frac{v}{c} = -\rho cv(x,t) \quad (3.12)$$

Partikkelhastigheten  $v$  og spenningen  $\sigma$  kan nå beregnes den kjente forskyvningen  $u$ . Det er viktig å legge merke til at man har med to hastigheter,  $c$  og  $v$  å gjøre. Spenningene i utledningen er definert som positive for strekk.

### 3.1.3 Refleksjon og superposisjon av bølger

Når spenningsbølgene treffer en innspenning, endrer den retning og/eller intensitet. Innspenningsforholdene vi skal se videre på er:

- Fri stavende
- Innspent stavende
- Delvis innspent, tilfellet som er en mellomting mellom de to overnevnte



### 3.1.4 Refleksjon ved fri ende

Randbetingelsen ved fri stavende krever at spenningen der må være lik null. Hvis den innkommne bølgen  $u_I = f(x-ct)$ , som er bølgen i positiv x-retning, reflekteres ved stavenden der ( $x = L$ ) vil den reflekterte bølgen vandre i negativ x-retning. Den reflekterte bølgen benevnes heretter  $u_R = g(x+ct)$ . Total spenning finnes ved å superponere de to bølgefunksjonene. Dette gir total spenning:

$$\begin{aligned}\sigma_{tot} &= \sigma_I + \sigma_R \\ &= E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \\ &= E \left( \frac{\partial u_I}{\partial x} + \frac{\partial u_R}{\partial x} \right)\end{aligned}\quad (3.13)$$

Ved å innføre randbetingelsen om null spenning ved enden, blir ligningen:

$$\sigma(x=L, t) = E \cdot (f'(L-ct) + g'(L+ct)) = 0 \quad (3.14)$$

Av dette fremgår det at:

$$g'(L+ct) = -f'(L-ct) \quad (3.15)$$

Bølgen i positiv retning snur og den deriverte, får motsatt fortegn.

Partikkelastigheten er her gitt som:

$$\begin{aligned}v_{tot} &= v_I + v_R \\ &= \frac{\partial u}{\partial t} \\ &= \frac{\partial u_I}{\partial t} + \frac{\partial u_R}{\partial t}\end{aligned}\quad (3.16)$$

Hvor  $v_I$  og  $v_R$  er henholdsvis den innkommende og reflekterte partikkelhastigheten.

Setter inn for ( $x = L$ ):

$$v_{tot}(L, t) = c \cdot [-f'(L-ct) + g'(L+ct)] \quad (3.17)$$

Som ved å sette inn fra i ligning (3.14) gir den totale partikkelhastigheten på formen:

$$v_{tot} = -2cf'(L-ct) = 2cg'(L+ct) \quad (3.18)$$

Partikkelhastigheten ved stavenden blir med dette dobbelt så stor som for den innkommende bølgen, i punktet der  $u_I$  og  $u_R$  overlapper hverandre.

### 3.1.5 Refleksjon ved innspent ende

Av randbetingelsen for denne innspenningsgraden fremgår det at partikkelhastigheten ved enden må være null. Dette kan beskrives som:

$$v = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.19)$$

$$\Rightarrow v_{tot}(L, t) = c \cdot [-f'(L-ct) + g'(L+ct)] = 0 \quad (3.20)$$

Dette gir:

$$f'(L-ct) = g'(L+ct) \quad (3.21)$$

Den deriverte av  $f$  og den deriverte  $g$  er like. Den reflekterte bølgen vil derfor nå være lik den innkommende.

Ved innspenningen blir dermed spenningen:

$$\begin{aligned} \sigma_{tot} &= E \frac{\partial u}{\partial x} \\ \Rightarrow \sigma_{tot}(L, t) &= E \cdot [f'(L-ct) + g'(L+ct)] \end{aligned} \quad (3.22)$$

For å få ett uttrykk for spenningen settes ligningen over in i ligning (3.20), og blir dermed:

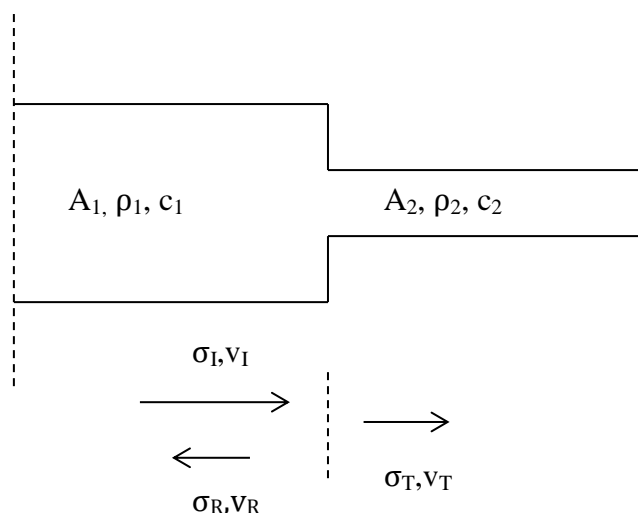
$$\sigma_{tot}(L, t) = 2Ef'(L-ct) = 2Eg'(L+ct) \quad (3.23)$$

Av ligning (3.23) fremkommer det at den innkomne strekkbølgen blir reflektert som en strekkbølge. Dette gjør at spenningen ved den faste innspenningen fordobles. Fortegnet til partikkelhastigheten snur og netto hastighet ved innspenningen blir dermed lik null.

Det er viktig og presisere at det ved praktiske tilfeller, som for eksempel når en pelespiss meisles inn i fjell, mest sannsynlig er en mellomting mellom disse to grensetilfellene. Det er derfor introdusert en faktor som skal ta hensyn til dette, som er basert på empiriske regler og grunnundersøkelser.

### 3.1.6 Refleksjon ved diskontinuitet

For staver der tverrsnittet forandrer seg brått, vil det oppstå en delvis refleksjon av partikkelhastigheten, som igjen påvirker spenningen i tverrsnittet.



**Figur 3.3: Illustrasjon av tverrsnittsforandring**

Når den innkomne spenningsbølgen  $\sigma_I$  treffer innsnevringen, vil en transmittert spenningsbølge  $\sigma_T$  fortsette videre i materialet, mens en reflektert spenningsbølge  $\sigma_R$  reflekteres tilbake. Dette fenomenet skyldes tverrsnittenes ulike impedans (mekanisk impedans:  $\rho c = \sqrt{\rho E}$ ).

Ved å ta utgangspunkt i likevekt etableres ligningen:

$$A_1(\sigma_I + \sigma_R) = A_2 \sigma_T \quad (3.24)$$

En forutsetning som må være til stede for at ligning (3.24) skal være gyldig er kompatibilitet mellom stavelementene. Partikkelhastigheten for de to sammenhengende stavelementene blir med dette:

$$v_I - v_R = v_T \quad (3.25)$$

Benytter sammenhengen  $v = -\frac{\sigma}{\rho c}$  og setter denne i ligningen (3.25) og får:

$$\frac{\sigma_I}{\rho_1 c_1} - \frac{\sigma_R}{\rho_1 c_1} = \frac{\sigma_T}{\rho_2 c_2} \quad (3.26)$$

For å finne transmittert og reflektert spenning, løses  $\sigma_T$  og  $\sigma_R$  ut fra ligningene (3.24) og (1.25).

$$\sigma_T = \frac{2A_1 \rho_2 c_2}{A_1 \rho_1 c_1 + A_2 \rho_2 c_2} \sigma_I \quad (3.27)$$

og

$$\sigma_R = \frac{A_2 \rho_2 c_2 - A_1 \rho_1 c_1}{A_1 \rho_1 c_1 + A_2 \rho_2 c_2} \sigma_I \quad (3.28)$$

For tilfelle der  $\rho_1 = \rho_2$  og  $c_1 = c_2$  forenkles uttrykkene til:

$$\sigma_T = \frac{2A_1}{A_1 + A_2} \sigma_I \quad (3.29)$$

Og

$$\sigma_R = \frac{A_2 - A_1}{A_1 + A_2} \sigma_I \quad (3.30)$$

### 3.2 Måling av spenninger med Pile Driving Analyser

Pile Driving Analyser, eller PDA som det er forkortet til, er en metode som er utviklet for å innhente informasjon om pelens tilstand under ramming. Ved å måle pelens akselerasjon og tøyning nær toppen er det mulig og kontrollere pelens spenninger, dens rammemotstand, loddets virkningsgrad, dens peleintegritet og pelens bæreevne. Målingene skjer ved at det monteres spesialutstyr på pelen som logger resultater under hvert slag. Det er utviklet modeller slik at man på konstruksjonsstedet kan få ut de resultatene man er interessert i [5]. PDA er en metode som er basert på endimensjonal støtbølge-teori. Ved å benytte seg av verdiene av målte tøyninger og akselerasjon i et gitt snitt en avstand under pelehodet, kan man regne seg frem til kraft og partikkelhastighet i pelematerialet. Ved å analysere disse resultatene er det mulig og komme frem til blant annet energien fra pelehammer til peletopp og total motstand i jorden og rammespenning.

### 3.3 Finite Element Method (FEM)

FEM er en numerisk metode der man bruker differensialligninger til løse fysiske problemer. Metoden kan anvendes på et stort spekter av problemer, og er mye brukt i konstruksjonsmekanikken. I denne masteroppgaven vil FEM-analysen bli brukt til å simulere responsen fra dynamiske eksperimenter. Det vil i det følgende bli fremlagt en løsningsmetode for eksplisitt FEM og aktuelle egenskapene som dataprogrammet Abaqus bruker. Teorien er i all hovedsak hentet fra [10, 11].

#### 3.3.1 Matematisk formulering

For et generalisert problem er likevektsligningen gitt på diskret form som:

$$[M]\{\ddot{D}\}_n + [C]\{\dot{D}\}_n + \{R\}_n^{\text{int}} = \{R\}_n^{\text{ext}} \quad (3.31)$$

Hvor  $[M]$  representerer massematrisen,  $[C]$  er dempingsmatrisen,  $\{D\}$  er forflytningen i nodene,  $\{R\}_n^{ext}$  er de ytre kreftene som virker på nodene, og  $\{R\}_n^{int}$  er de indre nodekreftene ved tidssteg  $n$ . Ved eksplisitt tidsintegrasjon er informasjonen til og med tidssteg  $n$  antatt kjent.

I konstruksjonsmekanikken deler man normalt ikke-linearitet inn i tre typer:

1. ikke-linearitet i materialet: materialparameterne er funksjon av spenning-tøyning
2. Ikke-lineære randbetingelser: størrelsen på kraften varierer med tiden
3. Ikke-lineær geometri. Store deformasjoner, likevektsligningene må ta hensyn til deformasjonene

For å løse likevektsligningene med hensyn på tid, kan to forskjellige integrasjonsmetoder brukes:

- Implisitt metode: Det etableres ved iterasjon likevekt for hvert tidssteg
- Eksplisitt metode: Her kontrolleres ikke likevekten, hvert tidssteg utregnes direkte

Siden det er den eksplisitte metoden som er brukt videre i oppgaven, er det kun valgt å se på denne.

Ved eksplisitt tidsintegrasjon kan ligning (3.34) løses ved og bruke halvstegsmetoden etter følgende prosedyre:

1. Regn ut gjennomsnittshastigheten

$$\{\dot{D}\}_{n+\frac{1}{2}} = \{\dot{D}\}_{n-\frac{1}{2}} + \frac{1}{2}(\Delta t_{n+1} + \Delta t_n)\{\ddot{D}\}_n \quad (3.32)$$

2. Innfør randbetingelser for gjennomsnittsfarten
3. Regn ut forskyvningen:

$$\{D\}_{n+1} = \{D\}_n + \Delta t_{n+1} \{\dot{D}\}_{n+\frac{1}{2}} \quad (3.33)$$

4. Regn så ut posisjonen
5. Regn ut effektive krefter:

$$\{R\}_{n+1}^{eff} = \{R\}_{n+1}^{ext} - [C]\{\dot{D}\}_{n+\frac{1}{2}} - \{R\}_{n+1}^{int} \quad (3.34)$$

6. Regn ut den nye akselerasjonen:

$$\{\ddot{D}\}_{n+1} = [M]^{-1} \{R\}_{n+1}^{eff} \quad (3.35)$$

7. Innfør randbetingelser for akselerasjonen, sett inn  $n = n + 1$ . Gå så tilbake til steg 1.

Hvis  $[M]$  er diagonal, dvs at massen er konsentrert til nodene, vil det ikke være nødvendig med noen ligningsløsning i tidsintegrasjonen. Slik oppnår man lav regnekostnad for hvert tidssteg.

Ulempen med metoden er at den er betinget stabil. Dette setter en grense for hvor store tidsstegene kan være før metoden blir ustabil. Det kritiske tidssteget kan fysisk forklares ved at informasjonen ikke kan forplante seg lengre en den minste distansen mellom to nærliggende noder i ett steg. Om denne betingelsen ikke følges, kan løsningen bli alt for stor og dermed ubrukelig. Den matematiske representasjonen av det det kritiske tidssteget er gitt ved:

$$\Delta t_{cr} \leq \frac{2}{\omega_{\max}} \quad (3.36)$$

Hvor  $\omega_{\max}$  er den høyeste naturlige frekvensen i det diskrete problemet. For å unngå og måtte bestemme den høyeste naturlige frekvensen for det deformerte systemet for hvert inkrement, er det vanlig og bruke et konservativt estimat. Dette finner man ved:

$$\omega_{\max} \approx \frac{2c}{L^e} = \frac{2}{L^e} \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3.37)$$

Ved å substituere estimatet av  $\omega_{\max}$  inn i ligning (3.39) blir:

$$\Delta t_{cr} \leq \frac{L^e}{c} = L^e \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (3.38)$$

Dette gjør det kritiske tidssteget avhengig av det minste elementet geometrien er delt opp i, densiteten og stivheten til materialet. De fleste FEM programmer på markedet har innebygde algoritmer som regner ut det kritiske tidskrittet automatisk for å kunne velge det optimale tidssteget for den eksplisitte analysen.

Stabilitetskriteriet er en klar svakhet i den eksplisitte metoden i forhold til den implisitte, fordi tiden simuleringen bruker må deles inn i flere tidssteg. Men når den totale simuleringstiden er kort og små tidssteg er nødvendig for å inkludere alle effekter, som for eksempel skiftende randbetingelser, er den eksplisitte metoden normalt overlegen. Siden det ikke forekommer noen sjekk av likevekten ved bruk av eksplisitt integrasjon er det viktig at man holder øye med den totale energien for å ha kontroll over om løsningen er stabil og at kravet om energibevaring er tilfredsstillt. Den totale energien for hele elementmodellen skal være konstant, og kan skrives på følgende måte:

$$E_{\text{Indre}} + E_{\text{viskøs}} + E_{\text{friksjon}} + E_{\text{kinematisk}} - E_{\text{arbeid}} = E_{\text{Total}} = \text{konstant} \quad (3.39)$$

hvor  $E_{indre}$  er intern energi,  $E_{viskøs}$  er viskøs energi som er borte,  $E_{friksjon}$  er energi som er tatt ut av systemer grunnet friksjon,  $E_{kinetisk}$  er kinetisk energi, og  $E_{arbeid}$  er arbeid utført av påført kraft.

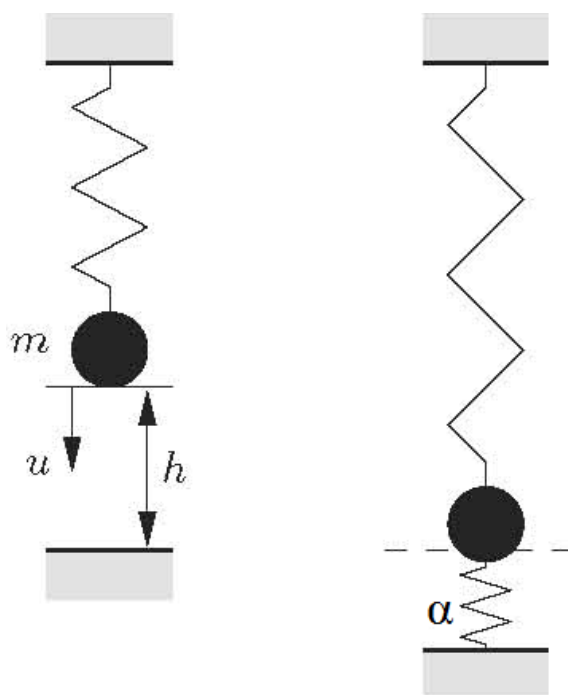
### 3.3.2 Kontaktproblem

Abaqus/explicit bruker to forskjellige metoder for å beskrive kontakt mellom to flater. Disse to er: kinematic contact algoritme og Penalty contact algoritme. Penalty contact Algoritmen heretter benevnt straffekontakt er brukt i simuleringene i denne masteroppgaven. Det er denne som er presentert i det følgende.

Straffemetoden påtvinger bindinger ved å øke den potensielle energien i systemet,  $\Pi_p$ , ved å legge til ett straffeledd:

$$\Pi_p^* = \Pi_p + \frac{1}{2} \alpha [C(u)]^2 = \frac{1}{2} ku^2 - mgu + \frac{1}{2} \alpha (u-h)^2 \quad (3.40)$$

Straffeparameteren  $\alpha$  kan forklares som en fjærstivhet i kontaktflaten. Straffeleddet i ligning (3.40) er gitt på samme form som for potensiell energi av en enkel fjær og kan derfor illustreres som et fjærssystem med en frihetsgrad som i Figur 3.4.



Figur 3.4; Illustrasjon av *penalty* metoden[11]

For at det skal være mulig å etablere en ny funksjon for den potensielle energien  $\Pi_p^*$  stasjonært, må følgende ligninger være tilfredsstillt.

$$\left\{ \frac{\partial \Pi_p^*}{\partial u} \right\} = 0 \Rightarrow (k + \alpha)u = mg + \alpha h \quad (3.41)$$

Utrykket i ligning (3.41) kan løses med hensyn på forskyvningen  $u$ :

$$u = \frac{mg + \alpha h}{k + \alpha} \quad (3.42)$$

Verdien for kontaktbetingelsen er gitt ved:

$$C(u) = u - h = \frac{mg - kh}{k + \alpha} \quad (3.43)$$

Med dette blir kontaktkraften i følge straffemetoden lik fjærkraften i kontaktflaten:

$$\lambda = \alpha C(u) = \frac{\alpha}{k + \alpha} (mg - kh) \quad (3.44)$$

Penetrasjonsgraden styres av straffeparameteren  $\alpha$ , og skjer ved at punktmasser penetrerer den fastholdte delen. Hvis  $\alpha$  øker, øker også fjærstivheten. Ved veldig høye verdier av  $\alpha$ , kan det i verste fall ende med uløselige ligningssystemer. I den andre enden av skalaen, vil lave verdier for  $\alpha$  gi stor penetrasjon i den fastholdte delen. For dette tilfelle er løsningen kun valid om kontakt ikke oppstår. Fordelen med å bruke straffemetoden er at man holder andelen ukjente konstant, og systemet positivt definit [11].

### 3.4 Johnson-Cook viskoplastisitet

Ettersom spenningsbølger vil dominere responsen i stålpelen vil materialet bli utsatt for store tøyningshastigheter. For å ivareta dette er det valgt å benytte Johnson-Cooks modell for og modellere den viskoplastiske responsen til stålmaterialet i pelen [12].

Denne modellen trenger få parametere og har vist seg og være velegnet ved numeriske simuleringer for både statiske og dynamiske analyser. En annen fordel er at den kan kalibreres med få forsøksresultater. Parameterne er imidlertid ikke avhengige av hverandre, noe som betyr at tøyningfastningen. Dette viser seg og stemme dårlig med virkeligheten da det er vist at for de fleste metaller øker sensitiviteten til tøyningraten for økende temperaturer, noe som gir en reduksjon i flytespenningen. For en gitt temperatur er flytespenningen gitt ved:

$$\sigma_y = (A + B \cdot (\varepsilon_p)^n) (1 + C \cdot \ln \dot{\varepsilon}_p^*) \quad (3.45)$$



der  $\varepsilon_p$  er ekvivalent plastisk tøyning,  $\dot{\varepsilon}_p^* = \dot{\varepsilon}_p / \dot{\varepsilon}_0$  er dimensjonsløs plastisk tøyningshastighet hvor  $\dot{\varepsilon}_0$  er en brukerdefinert tøyningshastighet som typisk er satt til å være referansetøyningshastigheten, og  $\dot{\varepsilon}_p$  er den plastiske tøyningshastigheten. A er initiell flytespenning, B og n er konstanter som definerer fastningen av materialet ut ifra ekvivalent plastisk tøyning  $\varepsilon_p$  og C styrer effekten av tøyningshastigheten. De forskjellige parentesene i ligningen er individuelle og kan kalibreres separat. Den første faktoren uttrykker tøyningfastningen for materialet. Det andre leddet representerer tøyningshastighetsfastningen. For lave tøyningshastigheter kan man få problemer med den numeriske modellen da det logaritmiske leddet går mot  $-\infty$ . Dette kan unngås ved og benytte den modifiserte Johnson-Cook modellen:

$$\sigma = (A + B(\varepsilon_p)^n)(1 + \dot{\varepsilon}_p^*)^C \quad (3.46)$$

De samme parameterne og materialfaktorene er brukt i begge ligningene, men konstanten C vil få en annen verdi i den alternative formuleringen. I ligning (3.46) er fastningen definert som  $B(\varepsilon_p)^n$ , som er kjennet som Powers (eller Ludwigs) lov.

### 3.5 Mohr-Coulomb plastisitet

Mohr-Coulomb kriteriet er en av de mest benyttede innenfor det geotekniske fagfeltet og da også med tanke på modellering av bergmateriale [13]. Teorien er spesielt godt egnet til å modellere sprø materialer der trykkapasiteten er høyere enn for strekk. Konseptet for kriteriet er at flytning i materialet oppstår når skjærspenningen oppnår en kritisk verdi, som avhenger lineært av normalspenningene i materialpunktet. Skjærstyrken er videre delt inn i to bidrag, en konstant kohesjon og en indre friksjonsvinkel som varierer med normalspenningen materialet blir utsatt for. Ved å plote største og minste hovedspenning for forskjellige spenningsnivåer, dannes det en lineær kurve som viser sammenhengen mellom de opptredende hovedspenningene og skjærspenningen. Utrykket for skjærstyrken kan settes opp på følgende måte:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3.47)$$

Der  $\tau$  er skjærspenningen,  $c$  er materialets kohesjon,  $\sigma$  er normalspenningen og  $\phi$  materialets indre friksjon. Denne formelen er den vi kjenner som Mohr-Coulombs flyteflate.

Mohr-Coulomb kriteriet kan ved å studere Figur 3.5 utledes på følgende måte:

For materialets interne friksjon fra Figur 3.5 :

$$2\beta = 90 + \phi \quad (3.48)$$

Fra en geometrisk betraktning av Figur 3.5 kan det vises at:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \left[ c \cot \phi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \right] = c \cos \phi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \quad (3.49)$$

Ved å innføre uttrykkene for den gjennomsnittlige spenningen og den maksimale skjærspenningen uttrykt ved:

$$\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \quad (3.50)$$

og

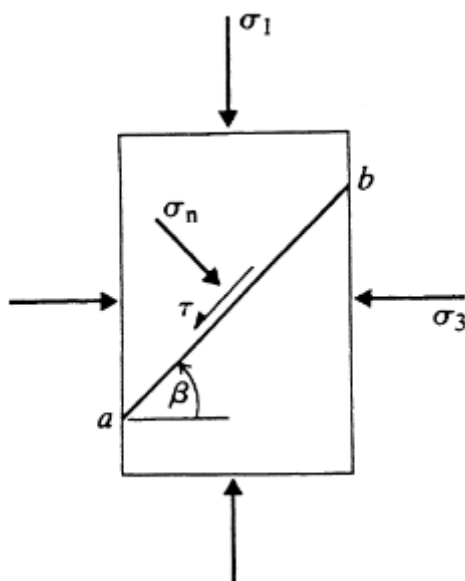
$$\tau_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (3.51)$$

Og videre sette disse inn i ligning (3.49) ligning, kan kriteriet skrives som:

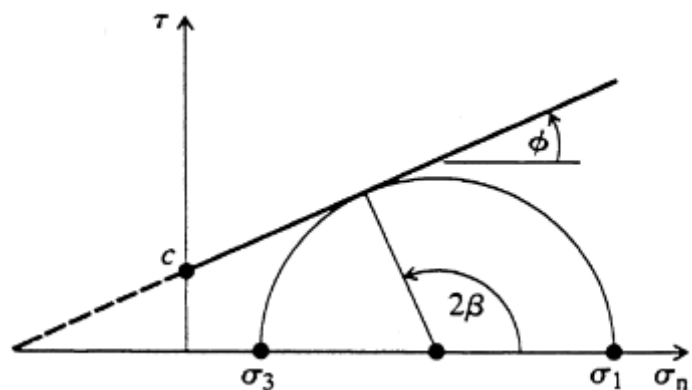
$$\tau_m = c \cos \phi + \sigma_m \sin \phi \quad (3.52)$$

Det er også mulig og definere en *tension cutoff* spenning som avgrensner materialets mulighet til og ta opp strekkspenninger. Dette er en mer realistisk tilnærming ved modellering av geomaterialer da jord og fjell har liten strekkkapasitet.

a)



b)



Figur 3.5: a) Skjærspenning for planet a-b. b) Mohr-Coulombs bruddkriterium

### 3.6 ABAQUS

Abaqus er et kommersielt elementanalyseprogram til generell bruk laget av Dassault Systemes Simulia Corporation. Programmet håndterer ikkelineære analyser, noe som er aktuelt ved modellering av problemer med store deformasjoner, kontaktproblemer og ved plastisitet. Det ble i analysene brukt metoden Abaqus/Explicit. Dette er en elementkode som gjør det mulig og å simulere dynamiske problemer initiert av last med høy hastighet som for støt eller eksplosjoner. Abacus/CAE som er det grafiske brukergrensesnittet i programmet er brukt til å behandle modellen både før og etter analysen.

Abaqus/Explicit bruker en masseformulering der man fordeler hele elementets masse ut til hver node. Integrasjonen skjer ved redusert integrasjon da dette krever mindre utregningstid. Ved eksplisitt metode, anbefales det og bruke første ordens interpolasjonselementer. Dette er elementer med noder kun i elementets hjørner. Abaqus/Explicit bruker nesten utelukkende slike elementer ved de to overnevnte tilfellene.

Abaqus/eksplisitt tillater også problemer med komplekse kontaktbetingelser. For eksempel ved kontakt mellom forskjellige materialer tillater programkoden materialet og gå til brudd.



## 4 Dimensjonering av peler

Eurokodene ble utarbeidet av den Europeiske standardorganisasjonen (CEN) på oppdrag fra EU-kommisjonen og det europeiske frihandelsforbundet (EFTA). Planen var og harmonisere regelverkene for prosjektering med den hensikt og fjerne handelshindringer over landegrensene. Det er i de forskjellige eurokodene utarbeidet overordnede prosjekteringsregler som gir et regelverk alle landene i samarbeidet må følge. Norge er gjennom CEN-samarbeidet forpliktet til og følge regelverkene i Eurokoden.

For dimensjonering av peler er det Eurokode 7: *Geoteknisk prosjektering* som er den overordnede standarden. Her finner man de generelle reglene. Det er i tillegg utarbeidet supplerende standarder som utfyller regelverket der Eurokode 7 ikke er tilstrekkelig. NS-EN 1993-5 og NS-EN 12699 gir utfyllende reglement for dimensjonering av bærende stålpeleer og peler med massefortrengning. Dimensjoneringsreglene skal benyttes der annet ikke er spesifisert i de forskjellige overordnede dimensjoneringsstandardene som eksempelvis vil være Eurokode 3 for stålkonstruksjoner og Eurokode 2 for betongkonstruksjoner. Det kan derfor være vanskelig å ha oversikt i gjeldende regelverk. Eurokodene er i tillegg noe mangelfull når det gjelder dimensjonering av peler.

Dette har pelekommiteen tatt til etterretning og laget en Peleveiledning. Veiledningen gir retningslinjer for pelefundamentering basert på gjeldende regler i Eurokoder og Norsk Standard. Dette for å gjøre det lettere for brukeren og sette seg inn i reglene fastsatt. Veiledningens retningslinjer vil som regel være en konservativ tolkning av Eurokode. Det er dog presisert at veiledningen ikke skal være til hinder for bruk av andre, gjerne nye og mer avanserte metoder, såfremt dokumentasjon som påviser at tilfredsstillende sikkerhet oppnås kan fremlegges [5].

Prosjekteringsregler relevant for denne masteroppgaven er framlagt i det følgende.

### 4.1 Dimensjonering etter Eurokode og Norsk Standard

#### 4.1.1 Eurokode 7

Det er i standarden [14] presisert at ved utførelse av peler skal følgende standarder brukes

- NS-EN 1536:1999 for borede peler
- NS-EN 12063:1999 for spuntvegger
- NS-EN 12699 for peler med massefortrengning

Dimensjoneringen skal skje etter følgende fremgangsmåte

- Resultater fra statiske prøvebelastninger som ved hjelp av beregninger eller på annen måte er vist å være i samsvar med annen aktuell erfaring.
- Empiriske eller analytiske beregningsmetoder hvor gyldigheten er påvist ved statiske prøvebelastninger i sammenlignbare situasjoner.
- Resultater fra dynamiske prøvebelastninger hvor gyldigheten er påvist ved statiske prøvebelastninger i sammenlignbare situasjoner.

- Observert ytelse av et sammenlignbart pelefundament, forutsatt av denne fremgangsmåten støttes av resultater fra grunnundersøkelser og feltprøving.

Aksielt belastede peler dimensjoneres etter grensetilstandsmetoden. Metoden skal sørge for at bruddgrensetilstanden for en enkelt pels bæreevne eller strekkmotstand ikke overskrides.

Bæreevne for trykkbelastede peler skal være dimensjonert etter følgende kriterier for alle lasttilfeller og lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand.

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (4.1)$$

Der  $R_{c;k}$  er pelens bæreevne ved brudd, og  $F_{c;d}$  er dimensjonerende aksial trykklast.

Ved bruk av støtbølgeteori er det i Eurokode 7 satt føringer om at det kun kan nyttes støtbølger hvis grunnens lagdeling er bestemt ved grunnundersøkelser. Om støtbølgeteori skal brukes til å vurdere bæreevne av en enkelt trykkpel, skal analysens gyldighet være påvist ved kalibrering mot statiske prøvebelastninger på samme peltype med lignende lengde og tverrsnitt.

Den dimensjonerende verdien av bæreevnen  $R_{c;d}$  utledet fra støtbølgeteorien for et antall representative peler, skal vurderes ved prosedyre der man bruker  $\xi$ -verdier basert på lokal erfaring.  $\xi$  er korrelasjonsfaktoren som er relatert til hvor mange peler som prøves, og deretter anvendes til midlere eller laveste verdi av  $R_{c;d}$ . Faktorene finnes som tabulerte verdier i eurokoden.

### 4.1.2 NS-EN 1993-5

For bærende peler skal det dimensjoneres etter følgende bruddgrensestilstander [15]:

- kollaps i konstruksjonen på grunn av kollaps av grunnen
- Kollaps av konstruksjonsdel
- Eller en kombinasjon av dette

De forskjellige modene det skal sjekkes for i bruddgrensetilstand er:

- Kollaps av konstruksjoen grunnet momenkrefter og/eller aksialkraft
- Kollaps av konstruksjonen grunnet bøyeknekking. Der omkringliggende masser og tilstøtende konstruksjoner som støtter opp pelen må være med i bergeningen.
- Kollaps lokalt ved pålastningspunktet.
- Utmatting

Testing av pelene skal skje etter metoder foreskrevet i NS-EN 1997-1 og NS-EN 12699. For bærende stålpeler skal materialer og tverrsnittsklassifisering være i henhold til NS-EN 1993-1-1. Tap av styrke ved tverrsnittsendring grunnet korrosjon av materialet skal tas hensyn til. Korrosjonsraten skal settes etter retningslinjer i 1993-5.

Dimensjonerende lastsituasjoner for bærende peler velges etter regler i NS-EN 1990-1-1 og NS-EN 1997-1-1 og sjekkes for både likevekt og kompatibilitet. For peler som fylles med betong, skal regler for prosjektering etter NS-EN 1994 nyttes. Stålpeler som fylles med betong skal dette gjennomføres etter regler i NS-EN 12699, NS-EN 1536 og NS-EN 14199. Installasjonsprosedyren for bærende peler skal følge reglene i 1997-1 12699 og 14199

#### **4.1.3 NS-EN 12699**

Standardene som ligger i grunn for bruk av NS-EN 12699 er

- 1991-1
- 1992-3
- 1993-5
- 1994-1-1
- 1995-1-1
- 1997-1

Standarden gir supplerende dimensjoneringsregler for utførelse som ikke omfattes i de overnevnte standardene, og som kan påvirke dimensjoneringen eller utformingen av peler med massefortregning. Formålet med dimensjonering av peler med massefortregning er å fastslå peltype, størrelse og installasjonsmåte.

Alle stålpeler skal minimum ha materialer i samsvar med ENV 1993-5 og NS-EN 1536 [16]. For å få best mulig oversikt over den dynamiske rammespenningen pelen blir utsatt for er det viktig at faktorer som kan påvirke denne holdes under kontroll. Installasjonsprosedyre, fall-lodd og slagpute, pelens dimensjon og lengde og andre faktorer som påvirker rammespenningen er derfor viktig og ta med i beregningene.

Den overførte energien fra rammemetoden bør velges slik at den største beregnede rammespenningen ikke overskrider  $0,9 \cdot f_y$  (karakteristisk flytegrense). Dersom spenningene kontrolleres under rammingen kan denne verdien overskrides med 20 %.

Det er viktig at pelespissen er fremstilt av et holdbart materiale slik at den kan motstå de påkjenninger den blir påført under installasjon uten og bli skadet. Det må ved dimensjonering tas hensyn til at pelespissen skal kunne rammes i hardt berg med hellende bergoverflate og i jord med hard stein.

Pelespissen på en pel som rammes må være sterk nok til å motstå fall-loddets kraft, og å oppta kreftene til pluggmaterialet. Eksempel på utførelse av pelsko er gitt i standardens vedlegg. Dette er bare en illustrasjon, og grunnlaget er mangelfullt. Det er ikke gitt noen forslag til dimensjoner av komponentene eller hvordan de skal regnes ut.

For sveisene i pelen skal disse minst ha samme mekaniske egenskapene som tilsvarer minstekravet for grunnmaterialet. Kapasiteten av en enkelt pel skal beregnes etter regler i NS-EN 1993-1-1 avsnitt 5. Disse beregningsreglene vil ikke bli presentert i denne masteroppgaven.

#### 4.2 Dimensjonering etter retningslinjer og anbefalinger i peleveiledningen

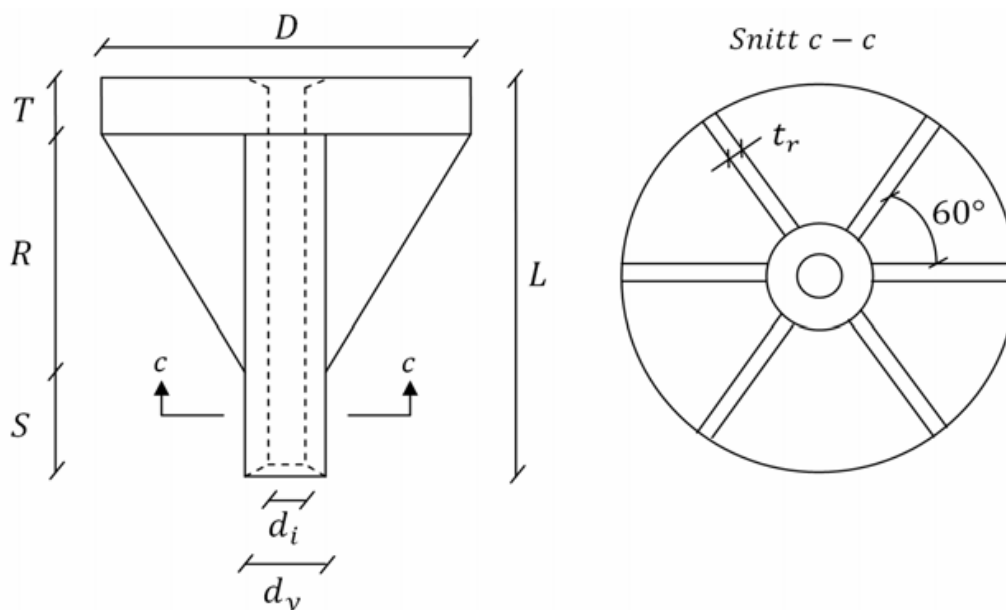
Peleveiledningen setter krav om at alle peler uansett peltype som rammes til berg skal være utformet med stålspiss. Spissens hensikt er todelt og skal utfylle følgende krav:

- Å sikre at pelen ikke skrenser hvis man påtreffer skrått berg
- Å sikre nødvendig innmeisling i godt berg slik at tilstrekkelig bæreevne på berg oppnås.

Peleveiledningen kommer med retningslinjer for bergspissens utforming. Dimensjonerende kapasiteter ligger vanligvis i størrelsesorden 4000-7000 kN, for peledimensjoner mellom 700 og 900 mm. Erfaringsmessig kan spissen dimensjoneres etter følgende retningslinjer.

- Bunnplattens tykkelse:  $T = 0,1\varnothing$
- Lengde på støtteribber:  $R = \varnothing - D$
- Fri lengde på pelspiss:  $S = 1,5D$
- Total lengde på spisskonstruksjonen:  $L = T + R + S$
- Tykkelse på støtteribber:  $P = 0,035\varnothing$  (gjelder for  $20 \leq P \leq 35\text{mm}$ )
- a-mål på sveisene:  $a = 0,012\varnothing$  (gjelder for  $6 \leq a \leq 12\text{mm}$ )

Hvor  $\varnothing$  representerer pelens diameter, og  $D$  er spissens utvendige diameter beregnet etter retningslinjer i peleveiledningen.



Figur 4.1: Eksempel på hul bergspiss [1]



Om det er ekstra store laster eller dimensjoner, kan det være hensiktsmessig å dimensjonere pelene særskilt for dette tilfelle. Om andre dimensjoner enn de som er spesifisert i peleveiledningen skal brukes, må det fremlegges dokumentasjon for beregning av kapasiteten.

Det er satt som krav at emnesrøret i spissen skal herdes til en Brinellhardhet på 320 H<sub>b</sub>. Stålkvaliteten som fra en samlet vurdering er funnet praktisk hensiktsmessig til bruk i pelene er S355J2H i rør, og S355J2 i spiss. Høyere fastheter har vært vurdert, men da dette fører til mindre gods i pelen og dermed større elastiske deformasjoner som vil være negativt under rammingen, er dette funnet lite hensiktsmessig.

Emnesrør med utforming der ytre overflate er spisset innover som en kon, bør ikke forekomme. Slike spisser meisler for trange hull til seg selv, som fører til kiling av pelen og forhindrer videre nedtrengning i fjellet.

Pelespissen dimensjoneres etter kapasiteten på stålpelen. Normalt skal pelespissen ha samme tverrsnittsareal som pelerøret for å sikre god nok kraftoverføringen til berg. Det skal tilstrebes og meisle emnesrøret en diameter ned i berget. Tiltak kan vurderes dersom berget er spesielt vanskelig og ramme ned i.

For og lette nedtrengningen kan hule pelespisser i kombinasjon med forboring benyttes. Disse bør erfaringsmessig ha innvendig diameter i størrelsesorden 80 mm. Rørtykkelsen bør da velges relativt tykk, erfaringsmessig rundt 40 mm, slik får den massive delen av spissen form som en tykk rørvegg, noe som er gunstig for nedtrengningen. Ved fordybling må innvendig diameter økes, da anbefalt dimensjon på dyblen er 100 mm og ikke mindre en 80 mm.

I Tabell 4.1 er det dimensjonert en fullskala pelspiss etter retningslinjene i peleveiledningen for pelerør med diameter 813mm. Dimensjonene til pel P10A fra fullskalaforsøket er også presentert.

**Tabell 4.1: Dimensjoner av pelspiss**

<b>Pel</b>	<b>D</b> <b>mm</b>	<b>T</b> <b>mm</b>	<b>R</b> <b>mm</b>	<b>S</b> <b>mm</b>	<b>L</b> <b>[MPa]</b>	<b>d<sub>y</sub></b> <b>mm</b>	<b>d<sub>i</sub></b> <b>mm</b>	<b>t<sub>r</sub></b> <b>mm</b>	<b>a-mål</b> <b>mm</b>	<b>L<sub>tot</sub></b> <b>mm</b>
<b>Peleveiledningen (2012)</b>	Ø	0,1Ø	Ø-d <sub>y</sub>	1,5Ø	T+R+S	-	-	0,035Ø	-	
<b>Pel P10A (Geovita)</b>	813	80	600	300	980	219	119	30	10	7520
<b>Standardspiss (Peleveiledning)</b>	813	81,3	594	328,5	980	-	-	28,5	9,756	7520

Pelen P10A utviklet av Geovita som det er tatt utgangspunkt i, er tilnærmet lik retningslinjene for dimensjonering av pelespisser i Peleveiledningen. Den avviker noe på noen punkter, men disse avvikene er små og det tas utgangspunkt i at den i de numeriske analysene kan betraktes som en standardspiss etter peleveiledningen.

#### 4.2.1 Retningslinjer for prosjektering av pelene.

Tverrsnittskapasiteten til pelen bestemmes etter følgende formler i peleveiledningen. Disse retningslinjene er utarbeidet i henhold til Eurokode3: NS-EN 1993-1-1.

Dimensjonerende kapasitet for ren aksiallast er satt som:

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{m0}} \quad (4.2)$$

Hvor  $f_y$  er stålet flytespenning,  $\gamma_{m0}$  er partialfaktoren for materialegenskap og  $A$  er profilets tverrsnittsareal.

Om pelen også er utsatt for ytre moment, er det viktig at tverrsnittet sjekkes for interaksjon mellom moment og aksialkraft. I peleveiledningen er denne satt som den lineært elastiske sammenhengen:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.3)$$

Der  $N_{c,Rd}$ ,  $M_{y,Rd}$ , og  $M_{z,Rd}$  er dimensjonerende kapasiteter. Og er derfor en konservativ kontroll. Det er viktig at man her tar hensyn til tverrsnittsklassen ved kapasitetssjekken.

Pelskoen må dimensjoneres for å bære den statiske lasten i bruksfasen i reglene nevnt ovenfor.

#### 4.2.2 Endringer i peleveiledningen etter innføringen av EC

Peleveiledningen fikk en oppdatering i 2012 for å ta høyde for at regelverket er forandret fra Norsk standard til Eurokode. Versjonen er også oppdatert på nytt utstyr og nye peltyper som er kommet på markedet. Kapitlene har også fått en opprydning slik at de samme emnene ikke blir tatt opp flere ganger. Endringene som er mest relevante for denne masteroppgaven er:

- Nye a-mål for sveis av pelespisser er innført. Her var det tidligere ingen føringer. Retningslinjene i Peleveiledningen 2012 er som foreskrevet i kapittel 4.2 ( $a = 0,0012\varnothing$ )
- Det er opp til konstruktøren å velge spissgeometri så lenge det fremlegges dokumentasjon av kapasiteten.
- Pelen kan belastes med opptil 1,25 ganger materialets dimensjonerende fasthet for opptil 10 kontrollslag for å foreta en dynamisk prøvebelastning.

Det siste punktet var til stede i versjonen fra 1991, men ble tatt vekk i 2005. Det er for 2012 revisjonen valgt å gjeninnføre punktet.

#### 4.2.3 Kontroll av sveis

Sveisearbeidet er en viktig del av tilvirkningen av peler. Pelskoen er ofte den kritiske delen da det er denne som kommer i kontakt med underlaget. At sveisearbeidet derfor gjøres skikkelig er derfor esensielt for å unngå brudd i beleskoen som kan forårsake vrakpeler.

Peleveiledningen følger de retningslinjer som er fastsatt i Eurokode 3. De aller fleste pelekonstruksjoner vil havne under nevnte kategoriene:

- Konsekvensklasse 2 (CC2)
- Brukskategori 1 (SC1)
- Produksjonsklasse 2 (PC2)

Med disse kravene, vil en standardpel automatisk havne i utførelsesklasse 2 (EXC2). Peleveiledningen anbefaler dog utførelse etter klasse 3. Forskjellige peledeler kan havne i forskjellige klasser avhengig av belastning. Hvilke klasse som skal brukes er noe som må avgjøres av den prosjekterende part og byggherre i samråd.

Det er også viktig at sveisene mellom pelespiss og bunnskjøt utføres etter utvidet kontroll, da disse er under ekstra stor belastning. De bør følge kravene til sveising av pelespissen. Det er en forutsetning at sveisene får en kapasitet, lik eller større enn grunnmaterialet. De spesifikke kravene til sveisekontrollen etter NS-EN ISO 3834 del 3 er mest aktuell for stålrørspeler. Sveisearbeidene som gjøres på pelene, skal utføres etter kravene i NS-EN 1090-2:2008+A1:2010 punkt 7 om sveising og punkt 10 kontroll prøving og utbedringer.

#### 4.2.4 Dimensjonering av rammespenninger etter peleveiledningen

Det er viktig at rammespenningene ikke overstiger peles kritiske nivå, slik at det ikke oppstår brudd eller at tverrsnittets kapasitet ikke blir svekket under rammingen. For å finne rammespenninger brukes støtbølgeteori. Ved bruk PDA-målinger kan spenningene i fastsettes mye mer presist. For de siste 10 kontrollslagene kan det være hensiktsmessig at stålpelen belastes med en 25 % overskridelse av dimensjonerende fasthet.

Etter peleveiledningen kan frontspenningen settes lik

$$\sigma_0 = \frac{1}{c} \cdot f_i \cdot E \cdot \eta \cdot v_0 \quad (4.4)$$

Hvor:

$$f_i = \frac{z_{lodd}}{z_{lodd} + z} = \text{impedansforholdet}$$

$$z = \frac{A \cdot E}{c} = \text{akustisk impedans}$$

$$v_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = \text{loddets anslagshastighet}$$

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} = \text{bølgeforsplantningshastighet}$$

E er materialet elastitetsmodul,  $z$  og  $z_{lodd}$  er pelen og loddets akustiske impedans,  $\eta$  er loddets virkningsgrad, A er arealet av peletversnittet,  $h$  er loddets fallhøyde,  $g=9,81 \text{ m/s}^2$ , og  $\rho$  er pelematerialets densitet.

Det er gjort en forenkling av denne formelen som er gitt som:

$$\sigma_0 = f_0 \cdot \sqrt{\rho \cdot g \cdot h \cdot E} \quad (4.5)$$

Hvor

$$f_0 = f_i \cdot \eta \cdot \sqrt{2} \quad (4.6)$$

Følgende forenklete verdier for  $f_0$  kan benyttes:

- 1-1,2 for meget effektivt utstyr (hydraulisk lodd på vertikale peler).
- 0,7-0,8 for konvensjonelt fallodd i meget god stand.
- 0,5-0,6 for lette fallodd med store friksjonstap i lodd og slaghette.

For å finne spenningen i spissen er det viktig og ta med overlagingen som skjer når bølgen snur. Ved å innføre faktoren  $f_w$  blir dette tatt hensyn til.  $f_w$  varierer med innspenningsgraden og vil ligge i området -1 og 2 for et idealisert teoretisk tilfelle. Tabell 4.2 i peleveiledningen angir faktoren for praktiske formål, og den er nedjustert slik at den varierer fra -1 og til 1,8.

**Tabell 4.2: Anbefalte verdier for forsterkningsfaktor  $f_w$  [5]**

	Under nedramming Moderat rammemotstand $s > 5 \text{ mm/slag}$			Under sluttrammning Betydelig spissmemotstand $s < 1 \text{ mm/slag}$		
	Liten	Middel	Stor	Middels	Liten	
Friksjonsmotstand	Liten	Middels	Stor	Moderat	Stor	Meget stor
Trykk	1,0	1,0	1,0	1,2 til 1,3	1,3 til 1,5	1,5 til 1,8
Strekk	-1,0 til -0,8	-0,8 til -0,4	-0,4 til -0,3	Strekk kan oppstå i det reflektert bølge når peletopp. Se 4.6.3 [2]		

Den maksimale spenningen som opptrer i spissen kan da tilnærmet beregnes etter:

$$\sigma_{\max} = f_w \cdot \sigma_0 = f_w \cdot f_0 \cdot \sqrt{\rho \cdot g \cdot h \cdot E} \quad (4.7)$$

Høyden loddet slippes fra bør ikke overstige:

$$h = \frac{1}{\rho \cdot g \cdot E} \cdot \left( \frac{\sigma_{\max}}{f_w \cdot f_0} \right)^2 \quad (4.8)$$

Denne høyden bør reduseres med 10-15% for stålpeler da rammingen initierer store strekkspenninger sideveis i pelen. Men dette er sjeldent et problem da i praksis all tilgjengelig rammestyr er den begrensende faktoren.

Det er interessant og se hvor godt samsvar det er mellom de teoretiske rammespenningene i ligningene gitt i peleveiledningen, målte verdier fra fullskalaforsøket, og verdiene fra de numeriske analysene.

Ligningene som er presentert i det foregående er brukt for å regne ut de teoretiske rammespenningene i pel P10A etter peleveiledningen. Parameterne for pel P10A for er gitt i Tabell 4.3.

**Tabell 4.3: Parametre for pel P10A**

<b>Pel</b>	$\eta$	$Z_{\text{lodd}}$	$Z$	$v_0$ [m/s]	<b>E</b> [MPa]	$1/c$ [1/m/s]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]
<b>Geovita</b>	0,92	14616620	1477902	2,43	$2,1 \cdot 10^8$	$1,9 \cdot 10^{-5}$	7850
				3,43			
				5,24			

På grunn av diskontinuitet imellom pelerøret og emnesrøret øker spenningen i emnesrøret etter forhold:

$$\sigma_T = \frac{2A_1}{A + A_2} \sigma_I = \frac{2 \cdot 35635}{26546 + 35635} \cdot \sigma_0 = 1,15 \cdot \sigma_0$$

Faktoren  $f_w$  er hentet fra PDA-analyser fra fullskalaforsøk [1]. Teoretiske spenninger i pelspissen på pel P10A er regnet ut etter formlene i peleveiledningen og er presentert i Tabell 4.4.

**Tabell 4.4: Teoretisk spenning i spissen på pel P10A etter peleveiledningen**

<b>Fallhøyde</b> <b>m</b>	$\sigma_0$ [MPa]	$\sigma_{\text{maks(spiss)}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{maks(rør)}}$ [MPa]	$f_w$ <b>mm</b>
0,3	82,30	133,95	116,87	1,42
0,6	116,39	189,44	165,28	
1,4	177,8	289,4	252,5	
0,3	82,30	153,76	134,15	1,63
0,6	116,39	217,45	189,72	
1,4	177,8	332,16	289,8	



## 5 Forsøk på nedskalerte spisser

For å øke kunnskapen rundt oppførselen til pelespisser når de treffer fjell og problematikken rundt sluttramming av peler, er det utført forsøk med nedskalerte spisser med forskjellige geometriske utførelser som rammes mot ulike bergarter. Det er av interesse å se hvilke effekter valg av geometri, herding og forskjellige bergarter har for nedtrengingsevnen. Forsøkene er gjort for og øke datagrunnlaget for senere prosjekter og for og sammenligne resultatene med tidligere forsøk gjennomført ved institutt for konstruksjonsteknikk. De vil ikke bli brukt videre i denne masteroppgaven.

### 5.1 Forslag til alternative pelspisser for nedskalerte forsøk

Statens vegvesen har hatt problemer med at pelespissen ikke klarer å trenge ned i skrående berg. Den kan da begynne å skli nedover berget, noe som kan resultere i vrakpel. Dette er meget kostbart og noe man ønsker å forhindre. Med grunnlag i peleveiledningen, inspill fra RUUKKI og masteroppgavene som er gjort tidligere på temaet, er det sett på forskjellige alternative utforminger av emnesrør for test i laboratoriet. Det er i denne masteroppgaven fokusert på massive pelspisser for bruk i de nedskalerte forsøk.

#### 5.1.1 Spissgeometri

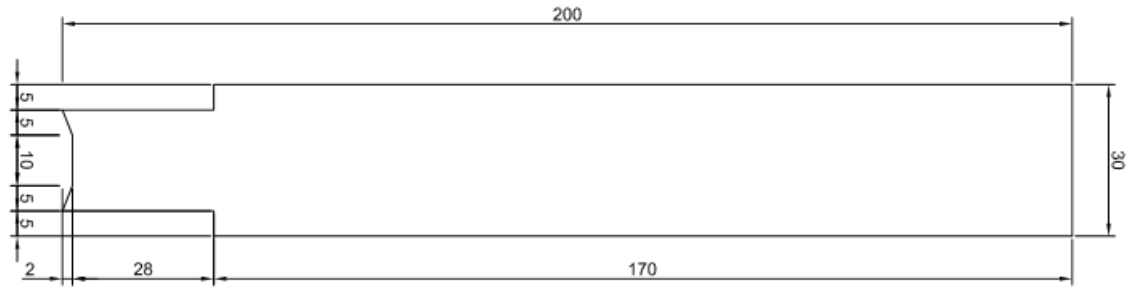
Det er viktig at pelespissens utforming er slik at den har god penetreringsevne i fjell. Dette for å oppnå godt feste i fjellet ved nedramming. Spissen bør så raskt som mulig få meislet ut en opplagerflate, slik at den kan begynne nedrammingen i fjellet.

Det er i dette kapittelet lagt vekt på massive spisser. I møte med RUUKKI kom det frem at slike spisser var enklere og billigere å produsere. De mente også at de var tilnærmet like gode som den hule utformingen i Statens vegvesens standardspiss.

Prøvene vil bli testet i laboratoriet og sammenlignet med resultater funnet i tidligere forsøk med hule spisser [4]. De nedskalerte spissene er dimensjonert for å tåle samme dynamiske belastningen som i de foregående forsøkene. I designprosessen for de nedskalerte pelespissene er det tatt hensyn til mål og tegniner fra RUUKKI, retningslinjer i peleveiledningen og resultater fra tidligere utførte oppgaver [1, 3, 5].

##### 5.1.1.1 Spiss 1: Massivspiss med påleggsveis.

Fullskalaforsøket utførte på hul spiss med påleggsveis, viste at påleggsveisen ble brettet av og rundt emnesrøret [3]. Det er usikkert om dette har skjedd før eller etter at pelen har fått heft i fjellet. Det er lagt retningslinjer i peleveiledningen om at det generelt ikke skal brukes påleggsveis når det rammes mot hardt fjell. Unntaket er ved korrekt bearbeidelse, der påleggsveisen bygges opp lagvis og maskineres slik at den har samme geometri som en avfaset spiss. Den kan da vurderes til bruk på middels til hardt berg etter skalaen definert i peleveiledningen, som er definert som fjell med enaksial trykkfasthet under 100 MPa. Det er derfor interessant og se hvordan en slik utforming vil oppføre seg i et nedskalert forsøk. Spissen er derfor utformet som en spiss med påleggsveis. Men siden dette er svært små emner, vil både sveisenøyaktigheten og varmen spissen blir utsatt for være ufordelaktig. Det ble derfor valgt å dreie ut formen slik at den fikk lik geometri som en spiss med påleggsveis.

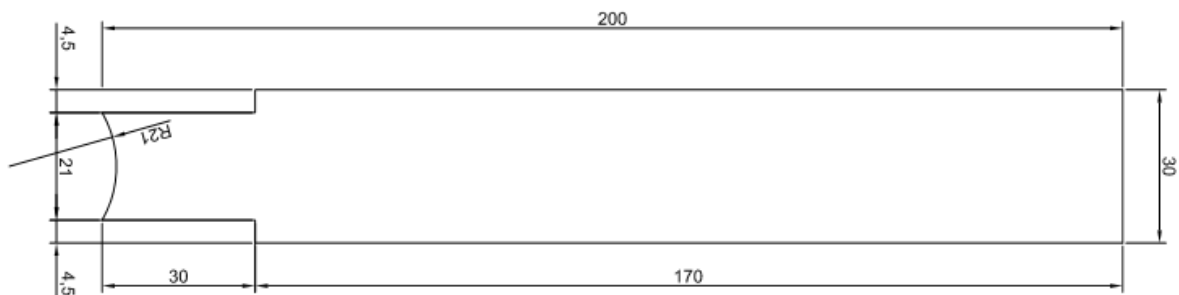


Figur 5.1: Tegning av nedskalert spiss med påleggsveis

### 5.1.1.2 Spiss 2: Massivspiss med kuleformet endeflate

Dette er en spiss som er mye brukt av RUUKKI utenfor Norge. Peleveiledningen gir også anbefalinger om bruk av denne type utforming for stålpeler av profilstål. Det er også presisert at en slik utforming også kan vurderes for bruk på stålrørspeler med massiv spiss. Dubbens endeflate skal være formet som en kuleflate med radius lik dubbens diameter. Eggen skal være rett og uten avfasing. Kravet til herding er minimum 320 H<sub>B</sub>, men hardheten skal tilpasses bergarten det skal rammes ned i. Det er viktig og merke seg at ved bruk av massive spisser med stor diameter, kan kravet til nedramming være vanskelig og tilfredsstillende. Det er derfor viktig og ikke velge større diameter en nødvendig for overføring av pelens laster.

Disse spissene lages gjerne av vanlig konstruksjonsstål. De er produsert slik at det kan boltes fast en høyfast herdet dubb, med bruddgrense fastsatt av Ruukki på 1001 MPa og en hardhet på 52 HRC.

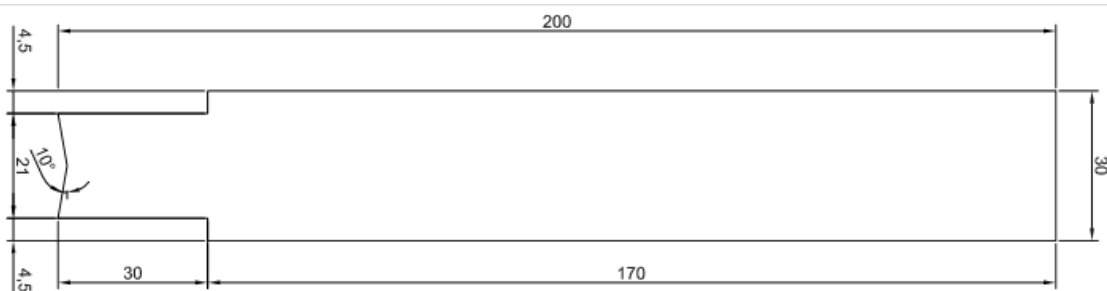


Figur 5.2: Tegning av nedskalert spiss med kuleformet endeflate

### 5.1.1.3 Spiss 3: Massivspiss med avfaset endeflate

Avfasing av endeflaten er anbefalt for hule bergspisser i peleveiledningen. I fullskalaforsøket viste konkave pelespisser liten påvirkning av den harde rammingen. Det ble også gjort mange forsøk med nedskalerte avfaste hulspisser i masteroppgaven til Haare. Det kan derfor være interessant og se på hvilke effekter uthulingen utgjør.

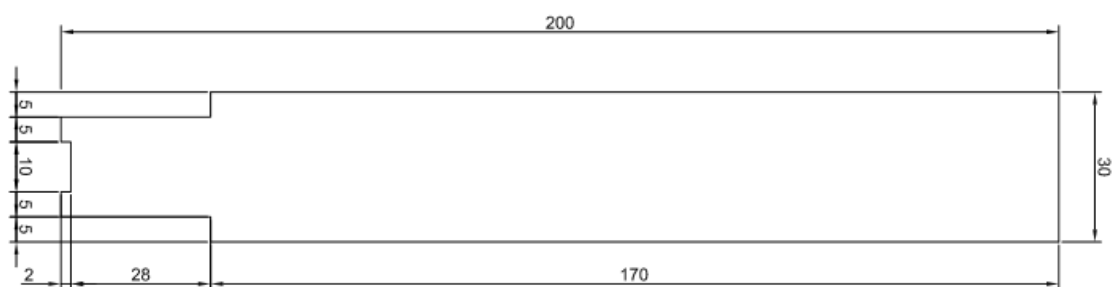




Figur 5.3: Tegning av nedskalert spiss med avfaset endeflate

#### 5.1.1.4 Spiss 4: Massivspiss med rett opphøyning

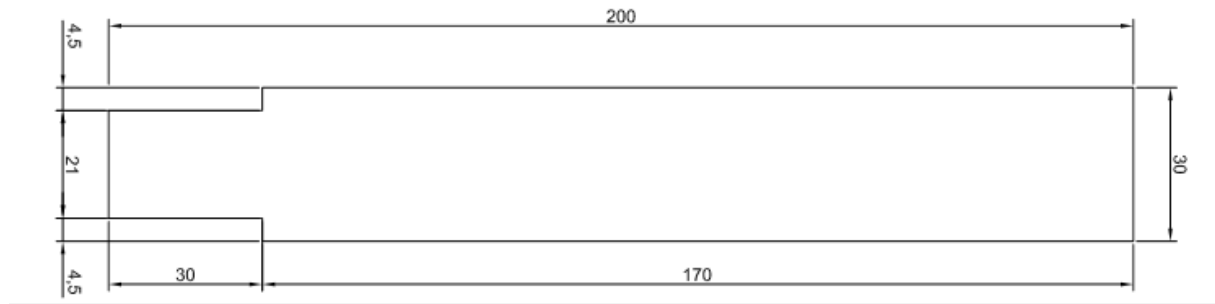
I forsøkene gjort av Haare og i denne oppgaven ble det observert at de hule spissene med rett endeflate hadde fått en utforming etter ramming som var interessant med tanke på spissens evne til å få heft i fjellet. Spissene ble slått til en buet form med to skarpe egger på hver side. Denne utformingen viste også minst tegn til skade i de nedskalerte forsøket. Spissen er derfor formet som en massiv spiss med rett opphøyning.



Figur 5.4: Tegning av nedskalert spiss med rett opphøyning

#### 5.1.1.5 Spiss 5: Massivspiss med rett endeflate

Den siste spissen er en massivspiss med rett endeflate. Dette var en spiss som ble testet i masteroppgaven til Haare, men da med lik diameter som de hule spissene. Denne spissen er nedjustert til å ha samme tverrsnittsareal som de hule spissene. De nye forsøkene vil derfor gi ett bedre sammenligningsgrunnlag for den flate spissen mot de hule. En annen faktor er at større prosentandel av arealet på spissen nå vil bli utsatt for herding. Noe som har vist seg og være gunstig for spissenes nedtrengning.



Figur 5.5: Tegning av nedskalert spiss med rett endeplate

## 5.2 Plan for gjennomføring

Det ble gjennomført totalt 6 forsøk i labben av nedskalerte pelespisser, der spissene ble rammet inn i fjellprøver av granitt og grønnstein oppsummert i Tabell 5.1

Tabell 5.1: Oppsummering av gjennomførte forsøk

Fallserie	Spiss nr:	Spissen		Fjellet	
		Type	Herding	Type	Rapportert
-	-	Hul Rett	Nei	Granitt	Nei
1	-	Hul Rett	Ja	Granitt	Ja
2	2	Massiv- Kuleformet	Ja	Granitt	Ja
3	1	Massiv- Avfaset	Ja	Granitt	Ja
4	2	Massiv- Kuleformet	Ja	Grønnstein	Ja
5	1	Massiv- Avfaset	Ja	Grønnstein	Ja

Utførelsen av forsøket er gjort etter fremgangsmetoden forklart i masteroppgaven til Haare [4]. Det er viktig at forsøkene på de ulike spissene utføres under mest mulig like forhold, slik at målingene kan sammenlignes.

## 5.3 Forsøksoppsett

Riggen som ble brukt er av samme spesifikasjonene som vist i Figur 5.6. Riggen består av ett lodd montert på oljede styreskinner for å sikre at man treffer midt på spissensnet, og for å minimere friksjonstapet til loddet slik at virkningen av fallet blir så høy som mulig.

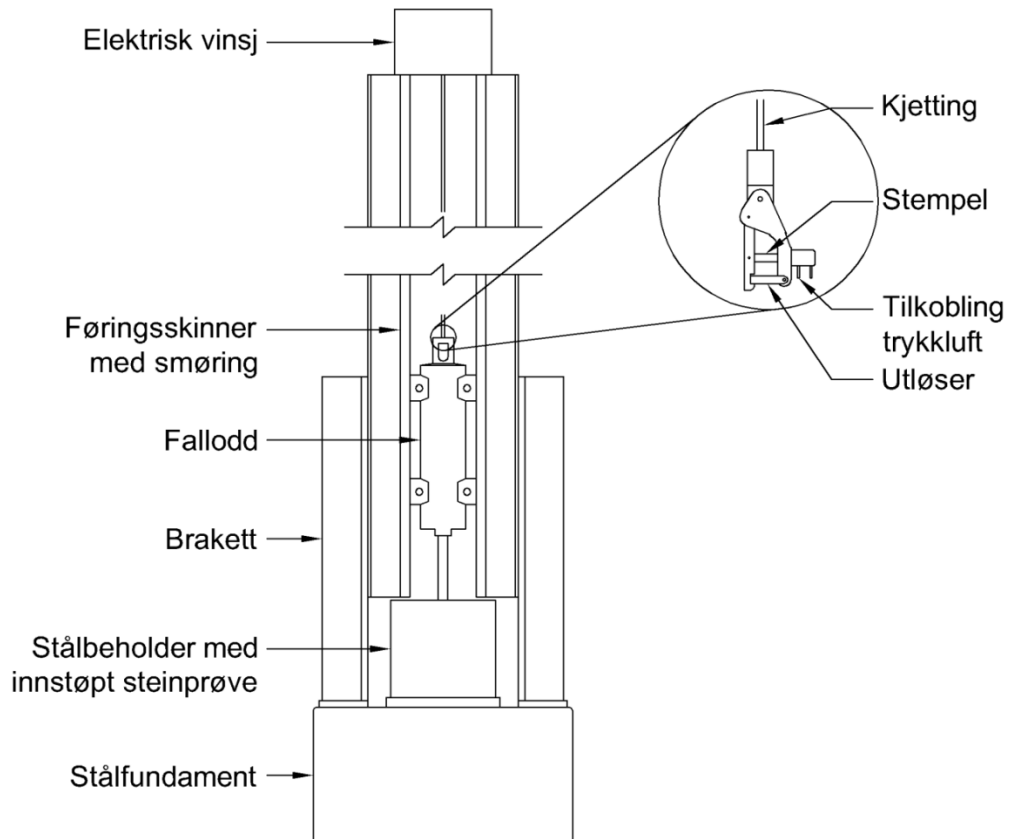
Fastholdingen av loddet skjer ved at en utløsermekanisme utformet som en leddet klo åpnes og lukkes ved hjelp av trykkluft. Loddets vekt er på 71,8 kg, og slipphøyden er satt til 40 cm.

Loddet ble heist opp med en elektrisk vinsj etter hver ramming. Det ble gjennomført 50 ramminger per prøvestykke, og antatt nøyaktighet på avlesningene er på rundt +/- 0,5 mm. Målingene er utført med et målebånd festet til riggens side.

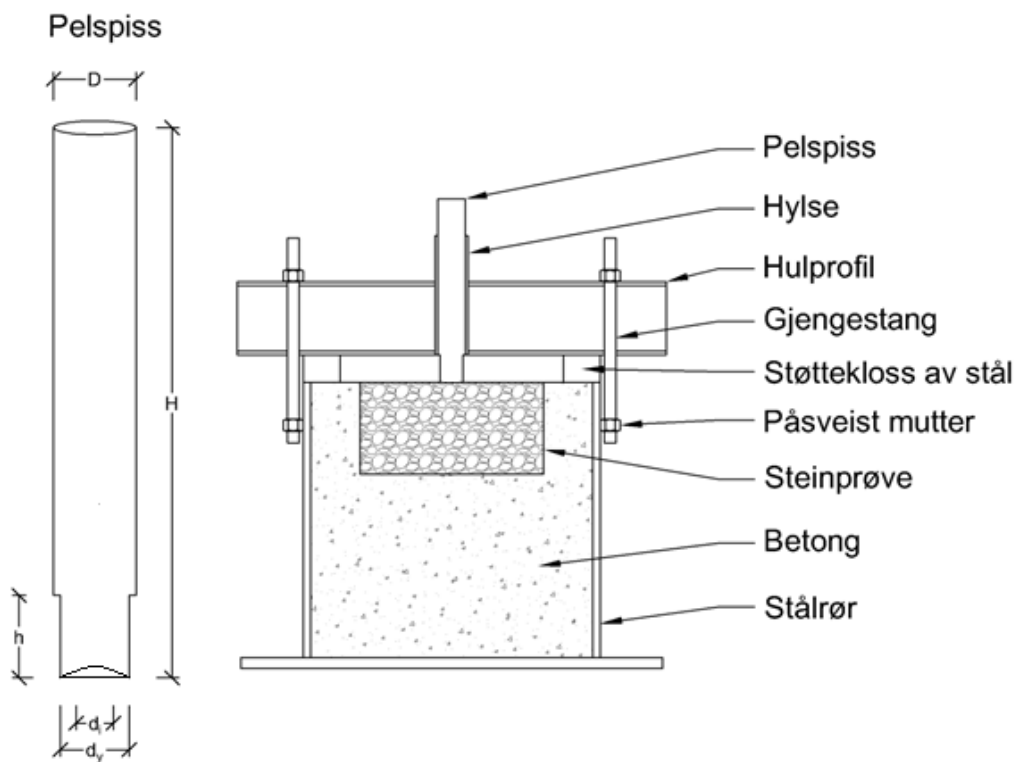
Steinprøvene er små stykker av ekte fjell, innstøpt i en stålbeholder for å etterligne fjell med «uendelig» utstrekning vist i Figur 5.7. Dette er gjort ved at man har skåret ut prøvestykker av den aktuelle bergarten man ønsker å teste, og videre støpt den inn i C30 betong for å få fast opplagring av alle sidekanter. Prøvestykkene av fjellet var imidlertid rammet i ved tidligere forsøk, noe som strider mot det å etterligne fjell med «uendelig utstrekning».

Beholderen som er brukt er et rørstykke med diameter 323,9 mm og godstykkelse 8 mm. Høyden på beholderen er 300 mm. Bunnplaten på beholderen, som fungerer som rørets endeplate har dimensjoner 350·4560·12 mm. Beholderen er boltet fast til riggen via hull i bunnplaten. På rørbeholderen er det påsveist muttere for enkelt å kunne montere en føringsmekanisme for spissen. Denne spissføreren er laget av en 130 mm lang hylse med samme indre diameter som spissens yttermål. Hylsen er så sveist til en HUP med målene 80·50·4 mm som er perforert for å kunne feste den til stålbeholderen med gjengestenger. Spissførerens primærfunksjon er å sikre at spissen treffer det samme punktet i fjellprøven for hvert loddfall.

Den først bergarten det ble rammet ned i var en Iddefjordgranitt med enaksiell trykkfasthet 163 MPa. Iddefjordgranitten var av meget høy kvalitet og den hadde ingen synlige sprekker eller skader. Steinprøvene fra granitten hadde sylindrisk form og hadde en diameter på 200 mm og en høyde på 100 mm. Den andre bergarten var grønnstein. Denne hadde noen mindre sprekker men var i ok stand. Grønnsteinen hadde en oppgitt enaksiell trykkstyrke på 20-30 MPa. Diameter på prøven var 200 mm og høyde på 150 mm.



Figur 5.6: Oppsett av forsøksrigg [4]



Figur 5.7: Spiss, spissfører og innstøpt steinprøve [4]

Alle spissene ble maskinert ut etter tegningene i kapittel 5.1 fra rundstål med kvalitet S355J2. Dimensjonene er presentert i Tabell 5.2. Spissene ble deretter herdet hos Raufoss Offshore etter følgende fremgangsmåte:

- Materialet ble oppvarmet med kull til omtrent 900 grader i en atmosfære med 1,05 % ammoniakk og karbon.
- Temperaturen ble senket til 850 grader. Atmosfæren inneholdt da 0,75 % ammoniakk og karbon.
- Materialet ble så kjølt ned i olje med temperatur på 80 grader
- I den siste operasjonen ble materialet anløpt ved 150 grader

Etter avkjøling har den karbonrike overflaten blitt omdannet fra austenitt til martensitt. Dette er en omdanning fra kubisk flatesentrert til tetragonalt romsentrert struktur. Det er denne omdanningen som gir materialet den harde overflaten. Spissene skal nå ha en utvendig hardhet på 58-62 HRc (Hardness Rockwell C) eller 650-750 HV (Vickers hardness).

**Tabell 5.2: Dimensjoner på de massive pelspissene som ble testet**

	$d_y$ [mm]	$d_i$ [mm]	$h$ [mm]	$H$ [mm]	$D$ [mm]	Avfasing [grader]	Radius [mm]
Kuleformet	21	-	30	200	30	-	21
Avfaset	21	-	30	200	30	10	-

#### 5.4 Test av forsøksrigg

Det ble gjennomført to forsøk for prøving av utstyret og for å bli kjent med rutine. Ett forsøk med uherdet flat hulspiss mot granitt og ett forsøk med herdet flat hulspiss ble gjennomført. Hensikten med det siste forsøket var også og verifisere resultater fra tidligere utførte tester [4].

**Tabell 5.3: Dimensjoner på pelspissene brukt i de innledende forsøkene**

	$d_y$ [mm]	$d_i$ [mm]	$h$ [mm]	$H$ [mm]	$D$ [mm]	Avfasing [grader]
Rett hulspiss	25	13.5	30	200	30	-

Det første forsøket ble utført med uherdet rett hulspiss mot granitt. Forsøket ble avbrutt etter 17 ramminger da pelspissen kilte seg i hylsen på spissføreren. Dette skyldes trolig spissens utvidelse i tverretning ved rammingen. Utvidelsen i tverretning ble målt til 1mm. Det ble ingen synlige skader på granitten til tross for store plastiske deformasjoner av spissen. Fra dette ble det konkludert at det vil være lite hensiktsmessig og gjøre flere tester på uherdede pelspisser. Resultater fra forsøket er ikke tatt med, da den målte synken fra forsøket alene skyldes plastisk deformasjon av spisse. Spissen ble ytterligere ødelagt under demonteringen fra hylsen.

Videre ble det gjennomført ett forsøk med en herdet flat hulspiss mot granitt. Det ble utført 50 ramminger. Tabell 5.4 viser at Resultatene fra forsøket var tilnærmet identiske med resultater Haare oppnådde i 2012. Dette var som forventet og det ble derfor ikke gjort noen endringer på forsøksriggen.

**Tabell 5.4: Nøkkeldata for innledende forsøk og forsøk gjort av Haare**

	Spiss				Total synk [mm]	Fjell	
	Initial diam. [mm]	Initial lengde [mm]	Slutt- diam. [mm]	Slutt- lengde [mm]		Krater diam. [mm]	Krater- dybde [mm]
Rett hulspiss mot granitt (Haare)	24,95	-	25,55	29,30	9,50	66,00	8,40
Rett hulspiss mot granitt	25,00	-	26,00	29,30	9,00	58,50	8,00

## 5.5 Resultater

Det vil nå bli presentert resultater fra 4 fallserier med 2 ulike massivspisser som alle var herdet. Det ble gjennomført 50 slag for hver spiss. Begge utformingene ble rammet mot granitt og grønnstein. Det er i Figur 5.8 og Figur 5.9 presentert henholdsvis krater og spiss etter ramming fra fallserie 2. Bilde av de resterende kratrene og deformerte spissene er presentert i vedlegg A.

Det vil først bli presentert resultater for kuleformet spiss, og deretter for avfaset spiss for begge bergartene. Overskriftene kan derfor virke litt rotete da fallseriene er nummerert etter rekkefølgen de ble utført. Den første fallserien for de massive pelspissene er nummerert fra fallserie 2 og utover. Fallserie 1 er presentert i kapittel 5.3



**Figur 5.8: Krater fra prøve nummer 2; kuleformet spiss mot granitt**



**Figur 5.9: Deformasjonen av spiss nummer 2**

Etter rammingen hadde alle spissene plastiske deformasjoner, det var dog stor variasjon i både deformasjonens form og størrelse. Kraterdybden ble målt etter at løse masser var fjernet. Total synk er målt mens spissen står i krateret oppå de knuste løsmassene og er ikke justert for de plastiske deformasjonene av spissen.

Resultater fra alle forsøkene er oppsummert i Tabell 5.4. Målene er tatt med skyvelære og er rundet av til nærmeste 1/10 millimeter.

Tabell 5.5: Data fra utførte fallseriene

Fallserie	Spiss				Total synk	Fjell	
	Initial diam.	Initial lengde	Slutt- diam.	Slutt- lengde		Krater diam.	Krater- dybde
2. Kuleformet spiss mot granitt	21,0	30,0	23,9	27,7	10,0	42,0	8,0
3. Avfaset spiss mot granitt	21,0	29,9	24,1	27,4	8,5	51,0	7,1
4. Kuleformet spiss mot grønnstein	21,0	30,0	24,4	27,9	7,5	43,0	7,4
5. Avfaset spiss mot grønnstein	21,0	30,0	23,8	28,1	8,5	38,0	7,6

### 5.5.1 Fallserie 2: Kuleformet massivspiss mot granitt

Det ble utført et forsøk med den kuleformede spissen mot granitt. Av Figur 5.12 ser man at spissen hadde meget god synk de første slagene. Etter 6 slag var det blitt synlige skader på spissen. Figur 5.10 viser tydelige avskallinger perifert langs hele spissens omkrets. Etter 35 slag kan man av Figur 5.11 se at det er dannet tydelige sprekker i spissens lengderetning. Ved ferdig ramming hadde ikke avskallingne utviklet seg nevneverdig etter de første 6 slagene. Nedtrengningen i granitten utløste nesten ingen avskallinger av fjellet. Krateret som ble meislet hadde liten utstrekning. Når spissen ble fjernet fra krateret ble det observert mye løst støv lagret mellom spissen og krateret. Det er grunn til og tro at dette er negativt for videre nedtrengning, da dette støvet vil kunne fungere som en pute mot berget for spissen.

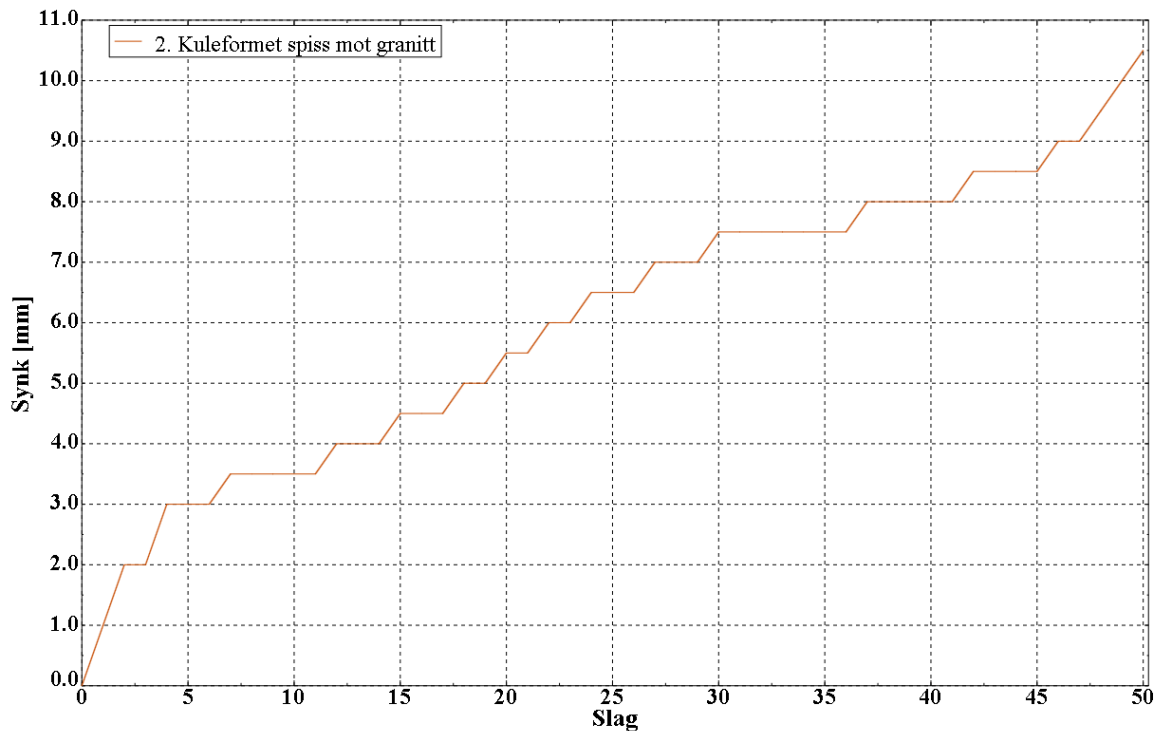


Figur 5.10: Avskallinger etter 6 slag



Figur 5.11: Tydelige sprekker etter 35 slag

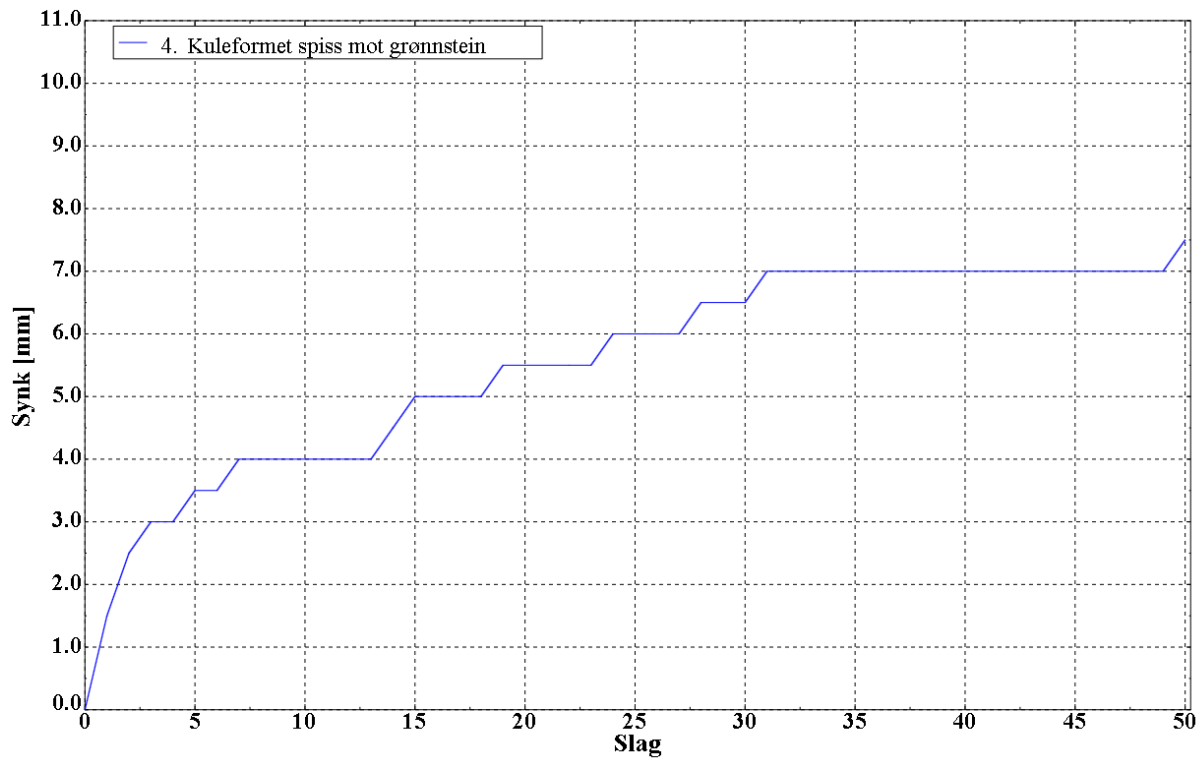




Figur 5.12: Synk kuleformet spiss mot granitt

### 5.5.2 Fallserie 4: Kuleformet massivspiss mot grønnstein

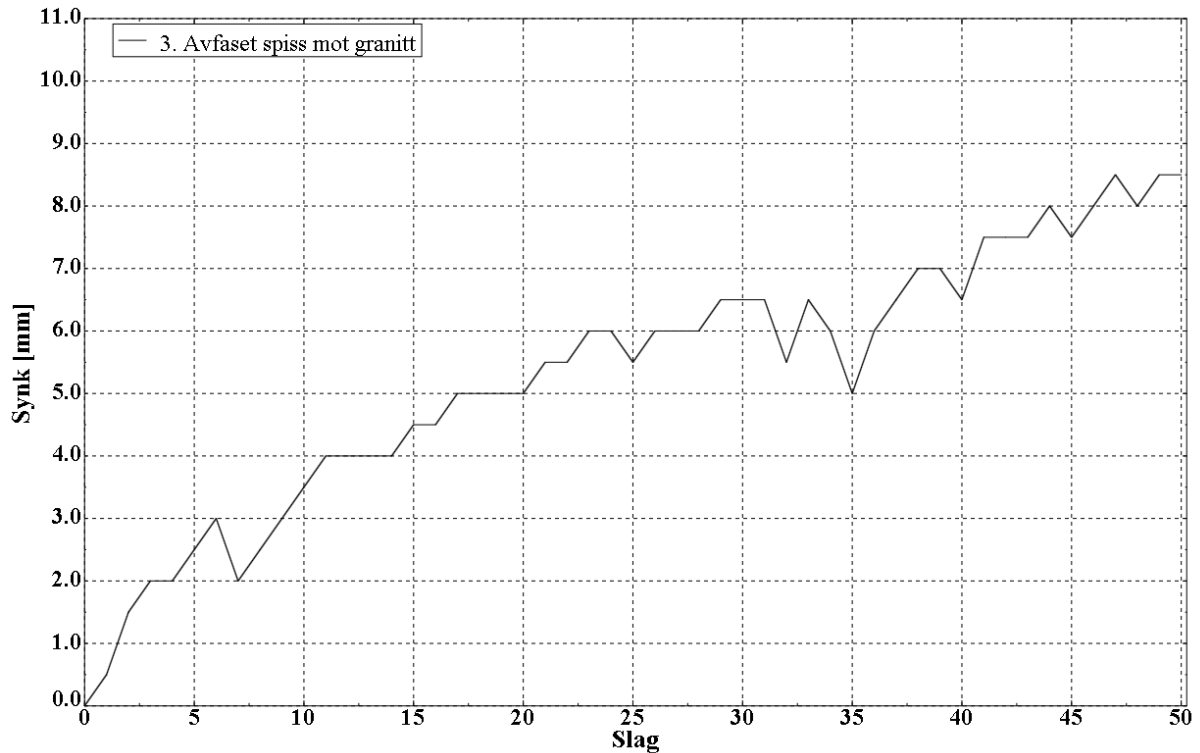
Et forsøk ble utført med kuleformet spiss mot grønnstein. Anleggsflaten det ble rammet inn i var jevn og fin, slik at hele spissens var i kontakt med berget fra første slag. Spissen ble noe mer skadet enn for den samme utformingen i granitt. Det ble for rammingen mot grønnstein noe mer avskalling av den herdete overflaten av materialer på spissens utside, og innpressingen av endeflatten ble noe større enn for granitt. Det er viktig og presisere at det her var snakk om små forskjeller. Etter de 3 første slagene ble det målt jevn synk frem til slag 34. Etter dette slaget stoppet spissens nedtrengning nesten opp. Ved inspeksjon av krateret etter ramming, lå det ett tykt lag med fint støv mellom spissen og fjellet. Det kan se ut som om dette støvlaget har dempet slagene og hindret videre nedtrengning. Siden spissen er massiv med vinkel innover mot spissens senter, vil ikke dette støvet ha noen mulighet til å forsvinne og akkumuleres derfor under midten av spissen.



Figur 5.13: Kuleformet spiss mot grønnstein

### 5.5.3 Fallserie 3: Avfaset massivspiss mot granitt

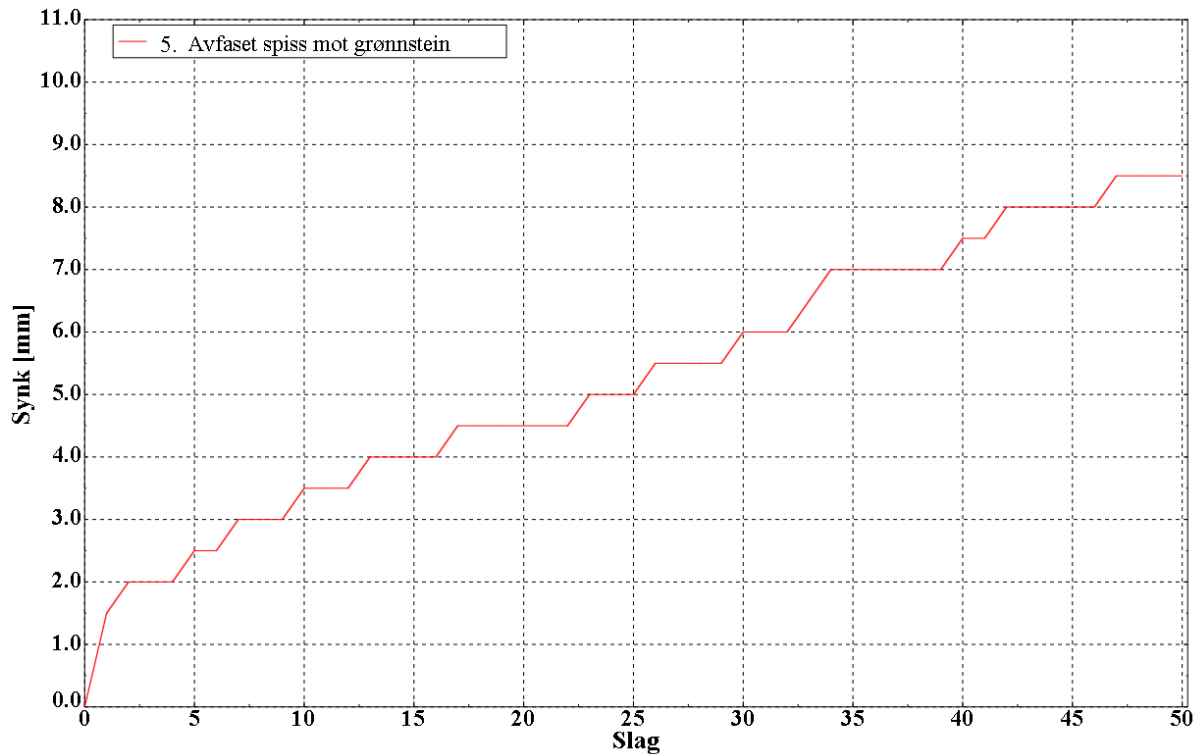
Ett forsøk ble også gjennomført med avfaset spiss mot granitt. Spissen fikk noe mindre avskalling enn den kuleformede. Spissene fikk omtrent lik plastisk deformasjon. Den avfasede flaten hadde etter ramming fått en avrundet form omtrent lik de kuleformede spissene. Synk for denne spissen var mindre enn for den kuleformede. Det at løse biter fra fjellet la seg under spissen kan forklare hvorfor total synk steg lite mellom slag 22 og 35 (se Figur 5.14).



Figur 5.14: Avfaset spiss mot granitt

#### 5.5.4 Fallserie 5: Avfaset massivspiss mot grønnstein

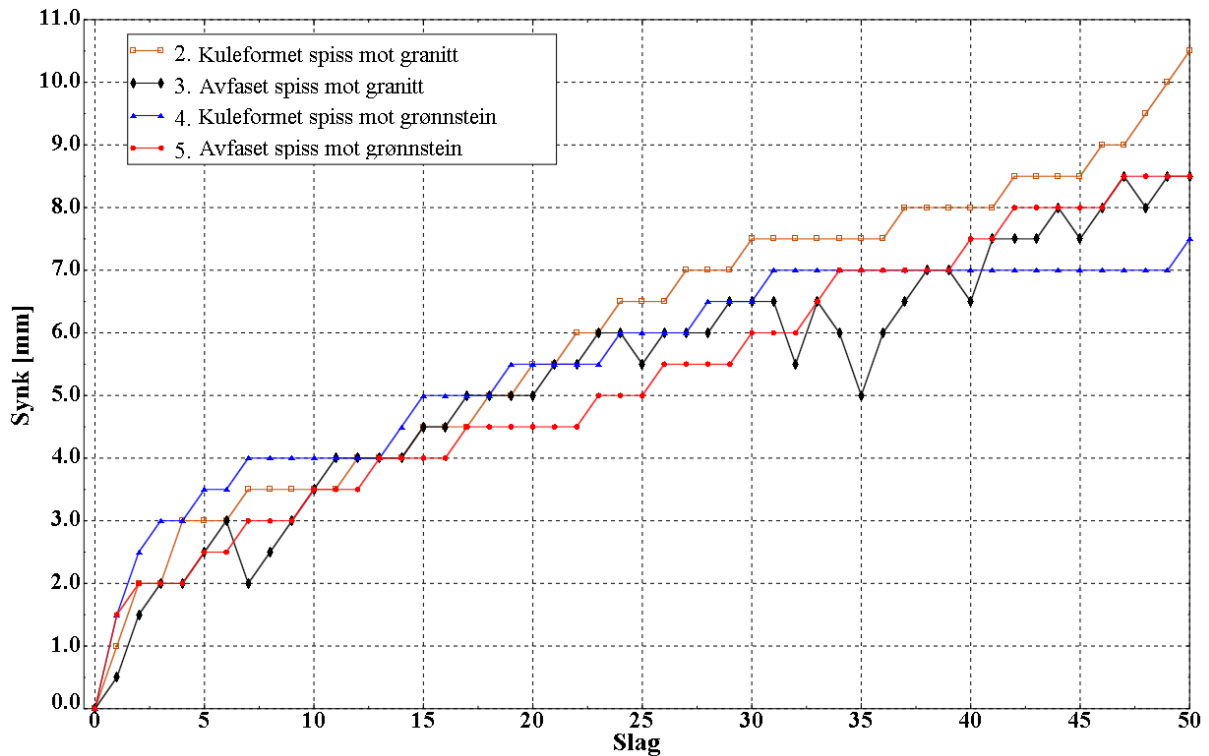
Forsøket ble gjennomført med avfaset spiss mot grønnstein. Fjellprøven var støpt inn skjevt, slik at ca  $\frac{3}{4}$  av spissen hadde anleggsflate. Dette kan være årsaken til litt stor synk i det første slaget. Etter det første slaget jobbet spissen seg jevnt og trutt nedover. Under fallserie 3 ble den avfasete massivspissen stående å stampe på et synknivå i granitten. Dette skjedde ikke i grønnsteinen. Også spissenes deformasjon etter ramming var veldig ulik for de to bergartene. I granitt fikk spissens endeflate en kuleform, men i grønnsteinen ble spissen banket flat i midten, med en opphøyning mot siden som formet en skarp kant. Til sammenligning med den kuleformede spissen mot grønnstein som kun produserte støv, slo denne spissen i større grad løs deler fra fjellprøven.



Figur 5.15: Avfaset spiss mot grønnstein

### 5.5.5 Innvirkning av spissgeometri og bergart

I figur Figur 5.16 er resultatene fra de fire forsøkene plottet samlet. Det er vanskelig og si noe entydig om spissgeometriens eller bergartens innvirkning på nedtrengningen da det bare ble gjort ett forsøk på hver bergart. For den kuleformede geometrien var det stor variasjon på total synk, til tross for at forskjellen i skade på spissene var små. Fra de to forsøkene virker det som at den kuleformede spissen gir noe større synk i granitt enn i grønnstein. Granitt er en hard bergart og grønnstein er en myk, og det kunne vært interessant å undersøke om en kuleformet spiss generelt gir større synk i hardere bergarter. Forsøk på hardere bergarter kunne derfor vært av interesse. Den avfasete spissen hadde lik nedtrengning i begge bergartene. I granitten ga den kuleformede spissen bedre synk enn for den avfasete, mens i grønnstein var det motsatt.



Figur 5.16: Synkmål av fallseie 2-5

### 5.5.6 Sammenligning med forsøk gjort av Haare på hule spisser

Om man sammenligner resultatene fra forsøkene gjort med hule spisser i masteroppgaven til Haare med resultatene for massivspisser, ser man en trend der de hule spissene gir større synk per slag etter at hele spissens tverrsnitt har fått anlegg på fjellet. Det som er verdt og nevne er at alle de massive spissene har bedre synk på de første 5 slagene. Krysningpunktet kommer etter ca 10 slag. Her begynner de hule spissene og jobbe seg bedre ned i fjellet. Dette er interessant med tanke på at spissen skal få feste når den treffer skrående berg. De massive spissene meislet også mye mindre kratre enn de hule spissene. For de massive spissene ble det også slått løs veldig få biter av berget under rammingen, men det ble produsert veldig mye støv som ble liggende mellom spissen og det intakte berget.

Tabell 5.6: Nøkkeldata fra forsøk med hulspisser gjennomført av Haare [4]

	Spissen [mm]				Fjellet [mm]		
	Initial diam.	Initial lengde	Slutt-diam.	Slutt-lengde	Total synk	Krater diam.	Krater-dybde
Avfaset spiss mot granitt <sup>1</sup>	25,03	29,75	26,08	29,20	9,80	69,30	9,07
Avfaset spiss mot grønnstein <sup>1</sup>	25,25	29,70	27,90	28,20	10,25	56,00	16,2

Det kan se ut til at de hule spissenes synk-kurve flater ut senere enn for de massive. Det vil si der synk per slag stabiliserer seg. En mulig grunn til dette kan være at det tar lengre tid for de knuste fjellmassene akkumuleres under den hule spissen da støv og knust fjell har mulighet til å legge seg inn i den hule delen. Om man ser på utviklingen til de hule spissene der rammingen ble utvidet til 100 slag. Ser man at synk/slag for disse spissene har samme utvikling.

Det virker også som om bruddformen for berget når det blir rammet med massive pelspisser er tilnærmet lik som for de hule. Dette gjør at også massefortrengningen følger samme volumetriske formel som for hulspissene, da kratrene for de hule og de massive spissene var formlike. De massive spissene meislet riktignok et hull med mindre diameter en de hule spissene.

### 5.5.7 Skade på spiss

En viktig del av forsøket er å bestemme hvor skadet spissene ble under påkjenningen fra loddet og fjellet. De massive spissene som ble rammet inn i granitt fikk moderate skader. Det var liten forskjell på hvor skadet de kuleformede spissene ble. Sprekkveksten hadde begynt å utvikle seg noe innover i materialet, men det virker som om spissene har tålt rammingen godt.

For de avfasete spissene var det stor forskjell på den plastiske deformasjonen. Spissen som ble rammet mot granitt hadde store sprekker, mye avskalling og var trykket inn på midten i en kuleform. Spissen rammet mot grønnsteinen hadde mindre skader, mindre sprekker, og avfasingen var presset flat. Dette var noe overaskende da det for de hule spissene ble observert størst skade på spissene rammet i grønnstein.

## 5.6 Feilkilder

Forsøkene kan ha noen feilkilder som kan ha påvirket resultatet.

- Det ble ikke tatt hensyn til synken av pelespissen under rammingen, og fallhøyden ble holdt konstant under hele fallserien.
- Måleverktøyet på forsøksriggen var ett målebånd som var limt til den ene siden til riggen. Avlesningene fra dette båndet kan være noe unøyaktig. En nøyaktighet bedre enn 0,5 mm er derfor vanskelig og få til med dette måleutstyret. Dette gjelder da både justering av dropphøyde for lodd, og avlesning av synk.
- Noen av steinprøvene var støpt noe skjevt inn i beholderen. Det var i tillegg noe ujevn overflate på noen av steinene som gjorde at spissen ikke hadde full kontakt ved start. Dette kan ha påvirket synk for de første slagene, og kan ha ført til ujevn belastning på pelspissen.
- Steinprøvene var brukt, og hadde ett krater i midten av steinen. Det ble derfor foretatt nedrammingen nær kanten av steinprøven. Selv om krateret var langt fra og nå ut til kanten kan dette ha en effekt. Det at steinprøven var belastet før, kan ha svekket fjellvolumet i andre deler av prøven enn lokalt der det ble rammet.

## 5.7 Oppsummerig

Det ble i forsøkene rammet stålspisser mot to bergarter: granitt og grønnstein. Det var vanskelig å se en entydig sammenheng mellom bergart spiss og synk. For den kuleformete spissen var synk høyere i granitt enn grønnstein, mens for den avfasete spissen var det ingen forskjell. Det var også forskjell i hvordan de ulike spissene tålte rammingen mot de ulike bergartene. De kuleformete spissene hadde til dels lik skade, i motsetning til den avfasete spissen. Den avfasete spissen som ble rammet i granitt var mer deformert, og hadde større sprekker enn den som ble rammet i grønnstein. Dette brøt med erfaringer fra tidligere forsøk med hule spisser.

De massive spissene viser god evne til nedtrengning på de første slagene. Etter dette ser det ut til at synk/slag flater ut. Den samme tendensen ble avdekket i forsøkene med de hule spissene, men her skjedde dette etter en del flere slag. Dette kan tyde på at de massive spissene akkumulerer knuste masser og støv som legger deg under spisser fortere. Dette ser ut til å danne et sjikt mellom berget og spissen som demper mye av energien fra slaget.





## 6 Modell

Den numeriske modellen tar utgangspunkt i tidligere arbeid gjort av Sveinung Tveito [3]. I dette arbeidet ble det påpekt at materialmodellen for fjellet var noe upresis. Det er derfor sett på muligheten for og implementere en annen materialmodell for fjellet for og se hvilke effekter dette har for resultatene. I oppgaven er det brukt modeller av en pel som tidligere er testet i fullskalaforsøk kalt P10A og en alternativ pel foreslått i oppgaven. Simuleringene er gjort av det førte slaget med fallodd der pelen blir rammet mot et fjellvolum. Simuleringstiden er satt til  $t=0,0165s$  som er noe lengre enn tiden støtet tar i analysen.

Hensikten med modellene er først og validere materialmodellen for berget. Dette gjøres ved å bruke modellen av pelen P10A som det finnes data for. Deretter skal det kjøres simuleringer av en pel med alternativt design, for å se hvordan denne takler belastningene fra falloddet og fjellet.

De ikkelineære numeriske simuleringene er gjort eksplisitt med programmet ABAQUS/Explicit 6.12-1.

### 6.1 Modellenes oppbygning

Modellene er laget som fullskalamodeller i 3 dimensjoner, og består av tre forskjellige hovedkomponenter:

- Fjellvolum
- Pel
- Lodd

Det er videre implementert forskjellige materialmodeller i hovedkomponentene. For den alternative pelen er dimensjonene endret på underveis for og foreslå en ny geometri med hensiktsmessige dimensjoner.

Når det skulle implementeres materialmodell for pelen, måtte den deles inn slik at hver del kan tildeles materialegenskaper. Når dette var gjort viste det seg at geometrien var for komplisert til at den automatiske mesh-generatoren ikke klarte og meshe modellen. Det ble derfor brukt mye tid på å prøve ulike metoder for å få til automatisk meshing uten at dette ga resultater. For å sikre kompatibilitet i nodene i alle skjøter ble det derfor laget en modell av pelen i en del, men da måtte geometrien tilegnes like materialegenskaper for stålet i hele pelen.

Det nye peledesignet er et aksesymmetrisk problem, men ettersom modellene skulle sammenlignes med den ikke-aksesymmetriske P10A pelen ble det bestemt å lage modellen som en full 3D modell.

#### 6.1.1 Ulike deler og sammensetning

Det er laget to forskjellige sammensetninger av modellen av det nye peledesignet. Den ene modellen er laget med delene oppdelt som i Figur 6.1. Delene i modellen ble koblet sammen med en såkalt *tie constraint*, som binder sammen delene i modellen tilpasses for om det er forskjellig mesh i de to kontaktflatene. Dette ble gjort for å se hvilken effekt det har å endre

dimensjonene i en enkelt del. Problemet med denne modellen var at den automatiske mesh-modulen ikke kunne brukes for emnesrør med avfaset endeflate. Modellen ble derfor ikke brukt i analyser der det var et poeng i at emnesrøret skulle være avfaset. Problemet kunne derimot vært overvunnet ved manuell meshing, noe som er en veldig tidkrevende prosess. For simuleringene av spissen med avfaset endeflate ble en enklere modell benyttet.

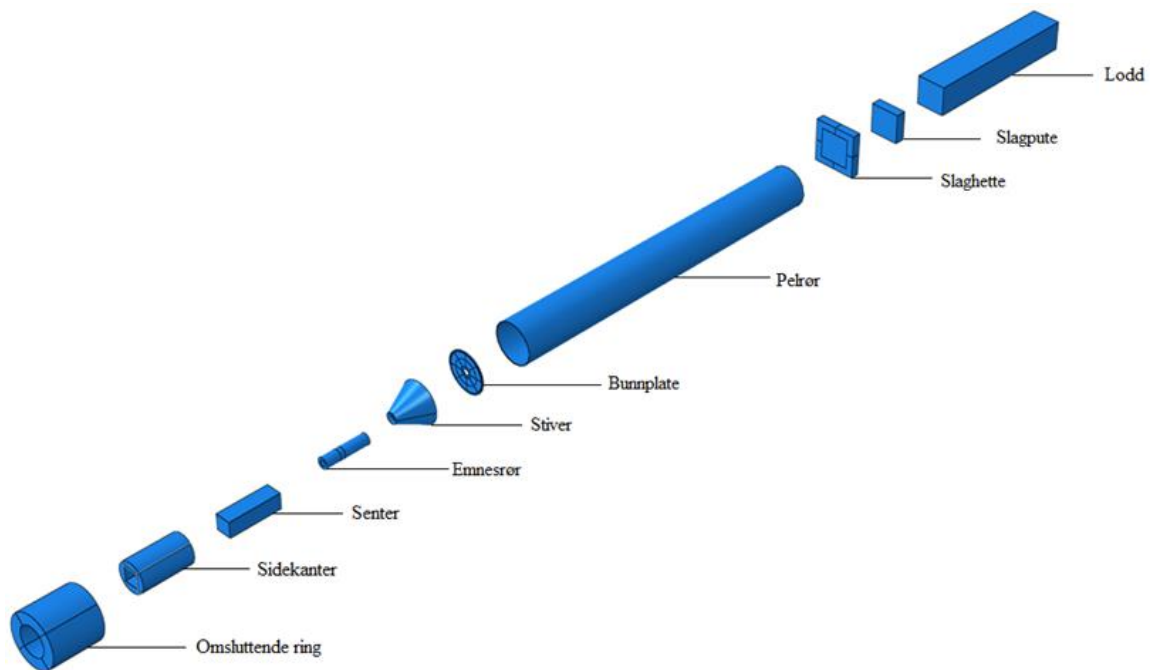
Den andre modellen er modellert som en enkelt del for å sikre kompatibilitet i nodene og dermed sikre en god kraftoverføring i skjøtene, vist i Figur 6.2. Modellen har sine svakheter, spesielt med tanke på at de gjør det vanskelig og endre materialparametere for de forskjellige delene. Dimensjoner av modellen er presentert i Tabell 7.3 og Tabell 7.4 i kapittel 7.

Modellen for Pel P10A er modeller som en del for pelerøret, bunnplaten og emnesrøret. Ribbene er så koblet til bunnplaten og emnesrøret med *tie constraints* [3]. Total lengde og dimensjoner på pelrør og emnesrør er den samme som for den alternative spissen. Dimensjoner av spissen er presentert i Tabell 4.1 i kapittel 4.

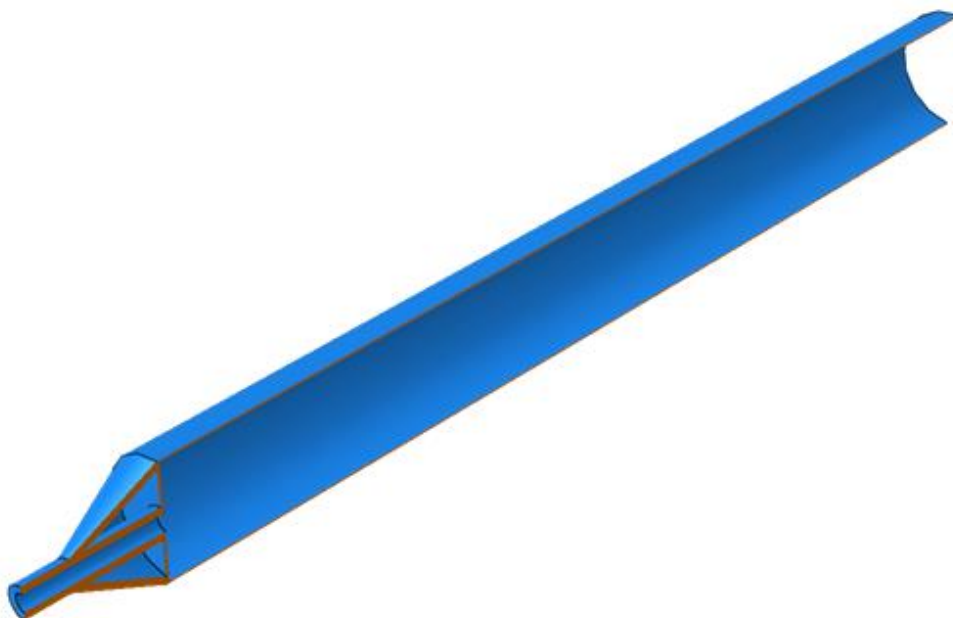
Figur 6.3 viser delene fjellvolumet er sammensatt av. Fjellvolumet er bygget opp som en 1m høy sylinder med en diameter på en meter. Volumet er sammensatt av flere deler for at elementnettet lettere skal kunne deles inn i ønsket størrelse. Perifert i volumet er ikke verdiene like interessante som i midten, og maskevidden kan derfor være større i dette området for å spare regnetid. Fjellvolumet er delt inn i tre forskjellige deler: en midtdel, fire senterkanter og en ring som omslutter modellen. For at fjellvolumet skal oppføre seg som en del, er alle delene koblet sammen med *tie constraints*.

For og modellere fallriggen er det tatt utgangspunkt i en pelemaskin av typen Junttan PM 25. Denne har en loddvekt på 9000 kg der loddet er delt inn i tre deler. Det er etter anbefalinger av Junttan [3] valgt og behandle loddet som en uniform komponent med dimensjonen 600·600·3330 mm. I tillegg kommer vekten av føringsystemet for loddet. Dette har en samlet vekt på rundt 400kg og er forenklet lagt til vekten av loddet. Slagputen som loddet slår mot, har samme tverrsnittsareal som hammeren og en tykkelse på 200 mm. Den siste komponenten før pelerøret er slagheten. Denne kan forenklet modelleres med dimensjonene 880·880·170 mm. Forenklingen gjør hetten noe mindre stiv enn den fysisk ville vært. Men på grunn av dens kompliserte geometri, og at den i virkeligheten er innnfelt i slagputen, gjør den vanskelig og modellere.

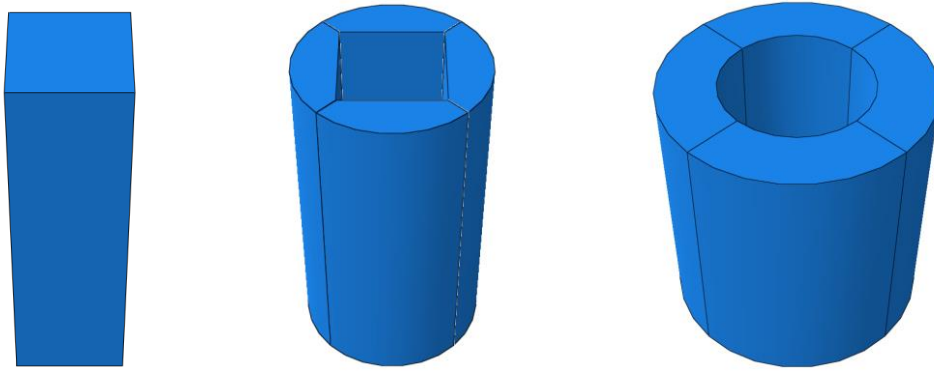
Elementkoden som er brukt for kontakproblemene i analysene, er den som i Abaqus heter *general contact*. Denne koden bruker *penalty* metoden for å opprettholde kontaktbetingelsene. Teorien for denne metoden er presentert i kapittel 3.6.2. Det er satt en tagentiell friksjonskoeffisient på 0,6 [3]. Alle delene er også utsatt for gravitasjonslast. Delene er sammensatt slik at kontakten starter med en gang analysen starter. Det er lagt til en *All with self* interaksjon siden mange deler kommer i kontakt med hverandre. Da inkluderer man alle flatene som er i kontakt og man.



**Figur 6.1:** De forskjellige delene i modellen



**Figur 6.2:** Snitt av pelrør og pelsko modellert i en del

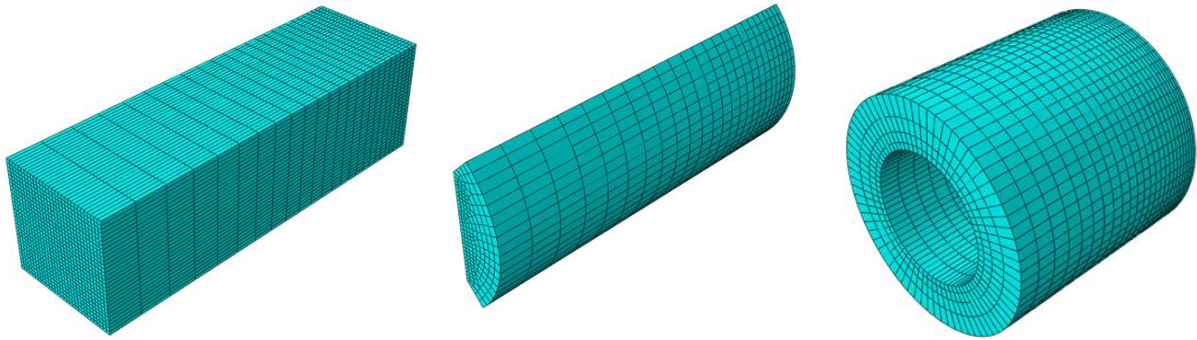


**Figur 6.3: Fjellvolumets deler**

### **6.1.2 Elementer**

Alle modellene er modellert i ABAQUS med elementer av typen C3D8R. Dette er et førsteordens lineært 8-noders volumelement med timeglasskontroll for å kunne forhindre nullenergimoder. Elementet har punktmasser fordelt til hjørnene som skal gi analysen en bedre representasjon av spenningsbølger. Ved simuleringer av problemer med eksplosjon eller støtlast er bruk av slike elementer anbefalt i Abaqus manual.

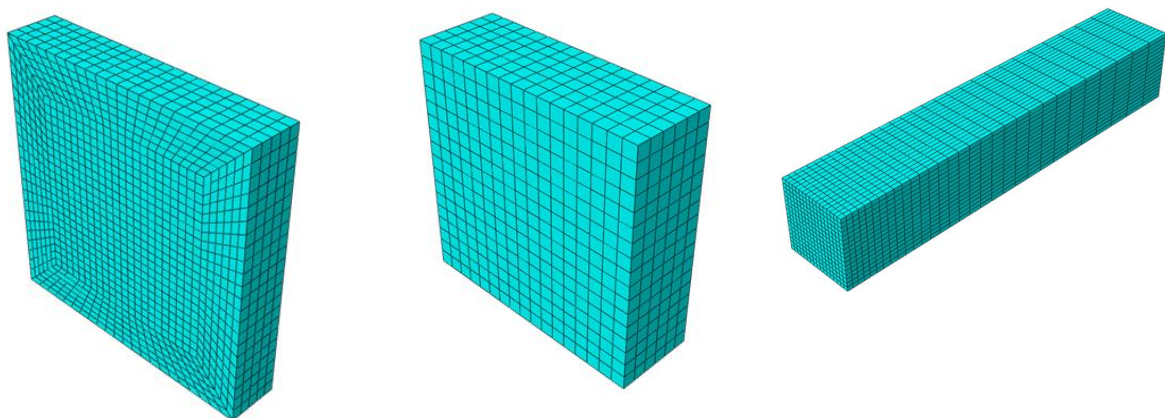
Fjellvolumet er delt inn i 22 500 elementer for senterdelen, 4700 elementer for hver sidekant, og 7200 elementer for den omkringliggende ringen vist i Figur 6.4. Figur 6.5 viser elementnettet av pelmodell 2. Den er modellert med 115 947 elementer. Pel P10A er modellert med 40216 elementer, der 4608 elementer er fordelt på de 6 ribbeplatene. Fallriggens tre deler er modellert med 5060 elementer for slaghetten, 1734 elementer for slagputen og 8670 elementer for falloddet som vist i Figur 6.6.



Figur 6.4: Elementnett for de tre delene i fjellvolumet. F.V. Senterdel, sidekant og ring



Figur 6.5: Elementnett av pel og pelspsiss.



Figur 6.6: Elementnett av fallrigg. Fra venstre: slaghetta, slagpute og fallodd

### 6.1.3 Randbetingelser

Loddet er fastholdt sideveis og har initial hastighet  $v = \sqrt{2gh}$ . Fjellet er fastholdt for forskyvning i alle retninger langs de ytre flatene som ikke er utsatt for kontakt. Pelen er ikke gitt noen randbetingelser, og har mulighet til å forskyve seg i alle retninger.

## 6.2 Materialmodell

I det fysiske problemet vil fjell og stålmaterialet være av avgjørende betydning for responsen. Det er derfor er mål å modellere disse materialene best mulig.

### 6.2.1 Modellering av fjell

Fjell er et komplisert materiale å modellere. Forskjellige bergarter har ulike egenskaper som igjen påvirker den dynamiske responsen. Hvordan spenningen utvikler seg i pelen avhenger blant annet av hvordan spenningsbølgene reflekteres og hvordan berget deformeres og sprekker opp. For å kunne se hvordan materialet i pelen oppfører seg ved belastningen fra rammingen. Er det viktig og få på plass en god modell for berg.

#### 6.2.1.1 Elastisk perfekt plastisk materialmodell

Det er i tidligere oppgaver gjort en tilnærming der man modellerer fjellet som et elastisk-perfekt plastisk materiale. Det er gjennom dette arbeidet ved prøving og feiling kommet frem til en modell som har vist seg og gi gode verdier for spenningene i pelen ved små fallhøyder for loddet.

Det er i de innledende analysene i denne masteroppgaven gjort en forenkling der fjellvolumet er modellert som et elastisk perfekt plastisk materiale. Den ble brukt for å identifisere spenningskonsentrasjonene i det nye peledesignet. Modellen har dog noen svakheter. For høye fallhøyder reflekteres for lite av spenningsbølgene, og den totale spenningen blir for liten. Når materialet begynner å flyte, endres måten materialet reflekterer bølger på, og det virker og gi litt lave verdier tilbake. Systemet får også mye plastisk deformasjon. Modellen har heller ingen fastning. Den tar heller ikke med oppkusing som gir dempende masser mellom pel og fjell. Den store synken kan også være skyld i den for lave refleksjonen. Dette er dog veldig komplisert og det er vanskelig og sette fingeren på. Materialparameterne for det elastisk-perfekt plastiske materialet er gitt i Tabell 6.1 [3].

Tabell 6.1: Materialdata for elastisk-perfekt plastisk fjell [3]

Materiale	$f_y$ [MPa]	$\rho$ [Kg/m <sup>2</sup> ]	E [MPa]	$\nu$ -
Elastisk perfekt plastisk fjellvolum	100	2850	16500	0,20

### 6.2.1.2 Mohr-Coulomb plastisk materialmodell

Det er av interesse å se på hvordan en materialmodell, der flyteflaten avhenger av det hydrostatiske trykket, øker responsen fra fjellet til pelen. Teorien for det Mohr-Coulomb plastiske materialet er presentert i kapittel 3.6.

Flytespenningen i et Mohr-Coulomb plastisk materiale øker med det hydrostatiske trykket, slik at det blir vanskeligere og deformere under høyt trykk. Modellen er isotropisk og ikke avhengig av tøyningshastigheten.

Det er i doktorgradsavhandlingen til Seah [17] gjort forsøk på høykvalitets Iddefjortsgranitt, og det er oppgitt verdier for Mohr-Coulombkriteriet vist i Tabell 6.2. Men disse verdiene er fra prøver av perfekt stein som sannsynligvis har høyere kvalitet enn granitten det ble rammet ned i fullskalaforsøket. I bruddkriteriet for berg laget av Hoek og Brown, er det mulig og tilpasse materialparameterne etter tabulerte verdier avhenging av kvaliteten berget har. I fullskalaforsøket ble det rammet i dagberg som var noe oppsprukket. Parameterne for bruddkriteriet er derfor valgt ut fra dette.

Teorien bak Hoek-Brown kriteriet er beskrevet nærmere i deres artikler på temaet [18, 19]. Den vil derimot ikke bli gjennomgått her. Det ikke-lineære kriteriet kan med få grep tilpasses til det lineære Mohr-Coulomb kriteriet. Dette gjør det mulig og bruke Hoek-Brown kriteriet for kommersielle programvarer der elementkoden for det mer brukte Mohr-Coulomb kriteriet er implementert. Mohr-Coulombkoden er implementert i Abaqus/Explicit, dette er grunnen til denne fremgangsmåten er valgt.

For kalibrering av modellen er det anbefalt å gjøre 8 treaksede trykkforsøk av den aktuelle bergarten. Det er også gjort et poeng i å undersøke hvilke effekter som oppstår i berget ved økte tøyningshastigheter. Ingen av delene er tilgjengelig for bergarten i fullskalaforsøket. Material parameterne for kriteriet er derfor hentet fra litteraturen [17, 18] og vil kun gi et estimat av bergarten i forsøket.

Det er i modellen tatt utgangspunkt i materialparametere for godt fjell, og fremgangsmåten er laget for å estimere fjellkvaliteten i dype tunneller. Det må imidlertid tas hensyn til at verdiene som modellen valideres etter er rammet i dagfjell som kan være av mindre god kvalitet. Kriteriet kan omskrives til det lineære Mohr-Coulomb kriteriet ved hjelp av følgende relasjon:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+2a)(2+a) + 6a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})} \right] \quad (6.1)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \cdot \sigma'_{3n}] (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}} \quad (6.2)$$

Hvor  $\phi'$  representerer fjellmassens interne friksjonsvinkel og  $c'$  er verdien på materialets kohesjon.  $\sigma_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci}$  der  $\sigma_{ci}$  er enaksiell trykkstyrke og  $\sigma_{3\max}$  er en parameter som skal bestemmes for hvert enkelt tilfelle.  $m_b$ ,  $s$  og  $a$  er materialkonstanter som skal ta hensyn til hvor oppsprukket og forstyrret fjellmassen er.

Fjellprøvene som ble brukt under forsøkene på de nedskalerte pelspissene er fri for synlige defekter, og tar derfor ikke hensyn til sprekker og andre defekter som finnes naturlig i fjellet. Dette kan bidra til for lite synk i forhold til resultatene i fullskalaforsøket.

Materialparameterne i Hoek-Brown kriteriet for bergkvaliteten ble derfor satt noe lavere for å ta hensyn til dette.

**Tabell 6.2: Materialparametere for Iddefjordgranitt**

Materiale	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$\rho$ [Kg/m <sup>2</sup> ]	E [MPa]	$\nu$ -	$\sigma_t$ [MPa]
<b>Iddefjordgranitt [17]</b>	163	2626	54000	0,25-0,27	7,1

For at modellen skulle stemme så godt som mulig overens med verdier fra fullskalaforsøket ble det gjennomført analyser der forskjellige verdier av materialkonstantene i Hoek-Brown kriteriet ble prøvd ut. Det ble endret på materialkonstantene som tar hensyn til hvor oppsprukket og forstyrret fjellet er. Dette ble gjort siden det er vanskelig og bestemme hvor god kvalitet det aktuelle berget har, uten å ha forsøksverdier eller prøvestykker derfra. Materialkonstantene det ble endret på var  $m_i$ ,  $D$ , GSI og  $H\gamma_{Rock}$ . Dette endret parameterne for fjellets interne friksjon  $\phi'$ , materialets kohesjon  $c'$  og fjellmaterialets E-modul. Ved å forandre på  $H\gamma_{Rock}$  øker friksjonsvinkelen mens kohesjonen blir lavere. For høyere verdier av GSI og lavere verdier av  $D$ , øker E-modulen, den interne friksjonsvinkelen og kohesjonen av materialet. Dette gir lavere synk, høyere spenninger i spissen og støtet tar kortere tid. Det var forventet at perioden skal synke siden den enaksiale bølgehastigheten er gitt ved:

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Ved å øke friksjonsvinkelen øker man vinkelen på flytelinjen og materialet vil kunne utsettes for høyere spenninger. Høyere kohesjon gir også et sterkere materiale. I Tabell 6.3 er verdiene satt inn i Hoek-Brown kriteriet presentert:

**Tabell 6.3 Hoek-Brown parametere valgt for berg**

Materiale	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$\rho$ [Kg/m <sup>2</sup> ]	E [MPa]	$\nu$ -	$m_i$ [MPa]	$m_b$ [MPa]	D	GSI	a -	s -
Granitt	163	2626	54000	0,27	30	10,73	0,4	65	0,5	0,011



Det er laget et excelark for lineariseringen av Hoek-Brown kriteriet til Mohr-Coulomb kriteriet. Verdier for Mohr-Coulomb plastisitet for granitt med redusert kvalitet ble beregnet fra parameterne i Tabell 6.3 og er oppgitt i Tabell 6.4.

**Tabell 6.4: Parametre implementert i Abaqus for Mohr-Colomb plastisitet**

Materiale	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$c'$ [Mpa]	$\phi'$ [grader]	$\rho$ [Kg/m <sup>2</sup> ]	$E_m$ [MPa]	$\nu$ -	$\tau_{cr}$ [MPa]	$\psi$ [grader]
Granitt	163	10,74	43,65	2626	18971	0,27	-7,1	10,91

### 6.2.2 Materialmodell for pelspiss, pelrør og fallrigg

Pelrør og pelspiss ble modellert med lineær elastisitet og med Johnson-Cook viskoplastisitet for å kunne simulere materialoppførselen ved høye tøyningshastigheter. Johnson-Cooks modell for viskoplastisitet ble presenter i kapittel 3.4. Det er ikke gjort noe materialforsøk i masteroppgaven, sa materialeegenskapene for stålet er hentet fra tidligere arbeider [3, 20, 21].

Ettersom det manglet forsøksdata og den medfølgende dokumentasjonen og materialsertifikatene fra peleprodusenten var mangelfulle, er det gjort visse tilnærminger for å etablere materialmodellen for stålet. Det er tidligere utført studier på NTNU av Langseth [20] på stål av typen ST52-3N som tilsvarer stålet brukt i pelen. For og konstruere materialkurver ble det hentet materialdata fra dette arbeid.

Kurvene ble laget ved å konstruere sann spenning - sann plastisk tøyning fra ingeniørtøyningverdiene i arbeidene gjort på ST52-3 stålet. Kurvene for sann spenning –sann plastisk tøyning i Figur 6.7 ble plottet ved bruk av relasjonene

$$\varepsilon = \ln(1 + e) \quad (6.3)$$

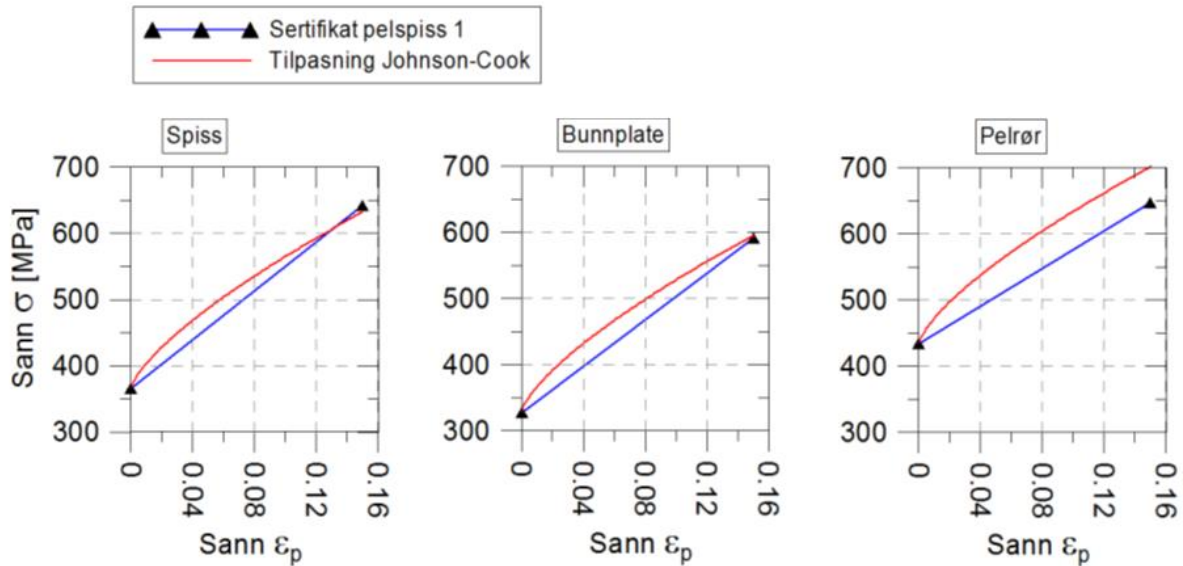
$$\sigma = s(1 + e) \quad (6.4)$$

Hvor  $e = \Delta L/L_0$  og  $s = F/A_0$  som er henholdsvis ingeniørtøyning og ingeniørspenning.

Videre er materialparameterne i Johnson-Cook modellen kalibrert etter disse diagrammene. Kurvene ble deretter tilpasset ved og bytte ut flytespenningen for ST52-3N med flytespenningen hentet fra materialsertifikatet for stålet i pelen. Sertifikatet gir informasjon om flytespenning ( $f_y$ ) og bruddspenning ( $R_m$ ) og det er blottet en lineær sammenheng mellom disse verdiene i Figur 6.7.

For og ta hensyn til tøyningshastighetene er det benyttet data fra et Weldox 460E stål, et materialet som viser god analogi til stål av typen S355J2 på effekter for høy tøyningshastighet. Modellen dataene er hentet fra, bruker en modifisert Johnson-Cook modell. Men med tøyningshastighetene det opereres med i analysene for denne masteroppgaven, er

modellen en god tilnærming [3]. Det kan ses fra Figur 6.7 at modellens bruddpenning  $f_u$  for både spissen og bunnplaten er svært lik sertifikatets. Det er derfor grunn til og tro at modellen gir en god representasjon av den virkelige materialkurven. Pelrøret derimot avviker noe mer mellom sertifikat og modell. For analysene gjort av de alternative spissgeometriene er det valgt materialkvalitet etter retningslinjer i peleveiledningen med  $f_y=355\text{MPa}$  og materialegenskapene for materialet for uherdet spiss i Tabell 6.5 er derfor brukt.



Figur 6.7: Materialdata fra sertifikat og for Johnson-Cook modell [3]

Tabell 6.5: Johnson - Cook parametre implementert i Abaqus [3]

Del	$\rho$ [Kg/m <sup>2</sup> ]	E [GPa]	$\nu$ -	A [MPa]	B [MPa]	C -	n -	$\dot{\epsilon}_0$ [s <sup>-1</sup> ]
<b>Uherdet Spiss</b>	7850	210	0,3	365	1037,32	0,012	0,71	$5 \cdot 10^{-4}$
<b>Stiver</b>	7850	210	0,3	365	1037,32	0,012	0,71	$5 \cdot 10^{-4}$
<b>Bunnplate</b>	7850	210	0,3	328	1037,32	0,012	0,71	$5 \cdot 10^{-4}$
<b>Pelerør</b>	7850	210	0,3	434	1037,32	0,012	0,71	$5 \cdot 10^{-4}$

Loddet kan med god nok nøyaktighet modelleres med materialeegenskaper som for vanlig konstruksjonsstål.

Slagputens materiale har elastisitetmodul på 2.25 GPa og tyngdetettheten på 1140kg/m<sup>3</sup> [3]. Restitusjonskoeffisienten som forteller hvordan støtet overføres er for materialet 0,94. Der en verdi på 1 ville vært et perfekt elastisk støt, mens det for en verdi på 0 ville vært perfekt plastisk. Det er i modellen antatt at materialet oppfører deg perfekt elastisk.

Slagheten modelleres med materialeegenskaper for vanlig konstruksjonsstål.

Materialparameterne for delene fallriggen er oppsummert i Tabell 6.6.

**Tabell 6.6: Materialparametre for fallrigg**

<b>Del</b>	<b><math>\rho</math> [Kg/m<sup>2</sup>]</b>	<b>E [MPa]</b>	<b><math>\nu</math> -</b>	<b>Restitusjonskoeffisient</b>
<b>Lodd</b>	7850	210 000	0,3	-
<b>Slagpute</b>	1140	2250	0,3	0,94
<b>Slaghetten</b>	7850	210 000	0,3	-



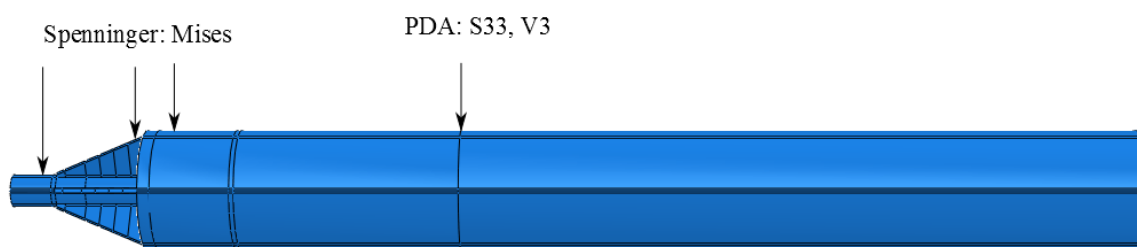
## 7 Resultater fra numeriske simuleringer

De numeriske analyser er gjort ved og ramme modeller av standardpelen P10A og en alternativ peldesign inn i den nye materialmodellen for fjellvolumet. Den alternative pelen som det er presentert analyser fra er modell 2.

Det er simulert et slag med lodd mot pelens topp. Modellen av pel P10A er bukt til validering av materialmodellen, da det finnes forsøksverdier fra ett fullskalaforsøk utført med denne peltypen. Modellene er så sammenlignet for hvor store spenninger som blir initiert av belastningen fra rammingen mot fjellvolumet. Det er også sett på hvor stor synk de to modellene oppnår.

### 7.1 Utdata

For å kunne sammenligne resultatene med PDA-målingene gjort under fullskalaforsøket ble det for ett punkt 3000 mm over emnesrørets endeflate logget verdier for S33 spenningskomponenten for sann spenning i aksial retning og partikkelhastigheten V3 i punktet. Spenningen i emnesrøret 270 mm over endeflaten ble også logget for og kunne sammenligne resultatene med verdier fra strekkklappene i fullskalaforsøket. Det ble i tillegg logget Von Mises spenninger for det kritiske punkt i ribben under bunnplaten, og i pelrøret 100 cm over bunnplaten underside.



**Figur 7.1: Utdata logget fra numeriske analyser av P10A**

For å kunne sammenligne spenningene for de to pelene, ble data fra de numeriske analysene av modell 2 logget på de samme stedene som for P10A. Det vil si 270 mm over emnesrøret, og 100 mm over bunnplaten underside. For å sammenligne spenningene i ribb og stiver, ble spenningene hentet ut fra punktet i stiveren med høyest spenning, som befant seg i sveiseskjøten mellom stiver og emnesrør.

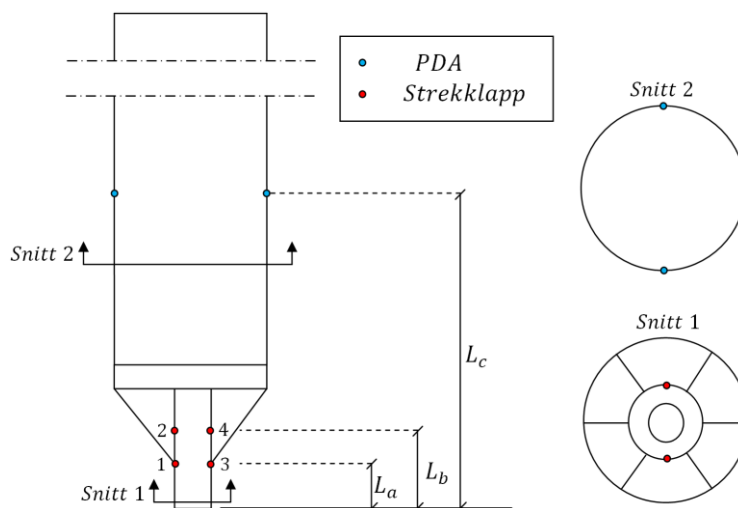


Figur 7.2: Utdata logget fra numeriske analyser av nytt design

For fjellvolumet er noden under kontaktflaten med pelen med den største forskyvningen i lengderetning logget.

## 7.2 Validering av materialmodell for fjellvolum

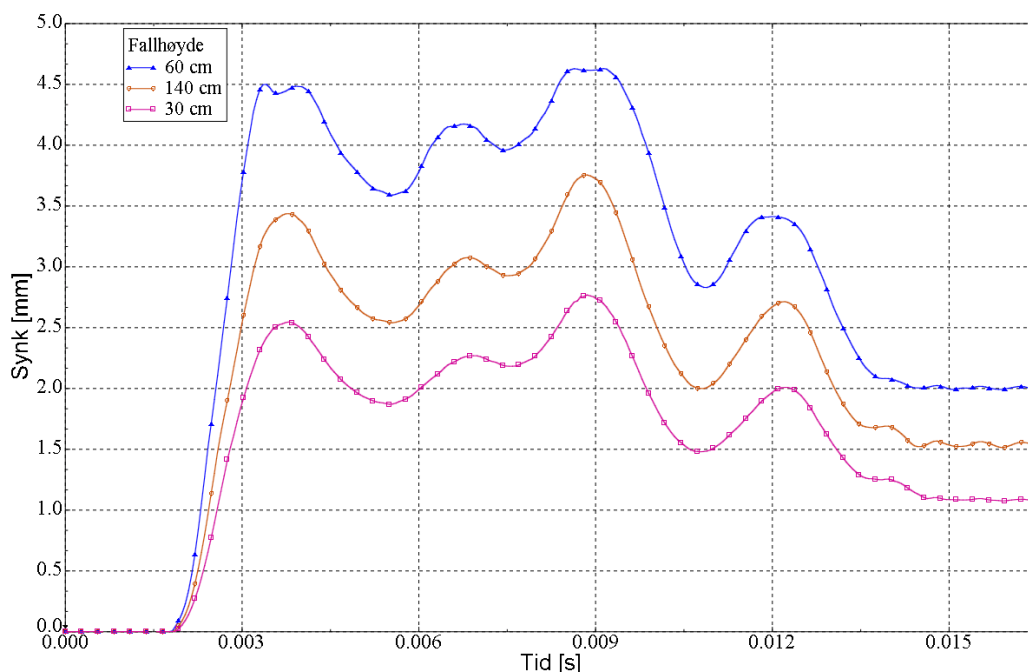
Materialmodellen for fjellet er videre implementert i FEM-modellen av Pel P10A for fullskalaforsøket [3]. Resultatene fra de numeriske simuleringene er deretter sammenlignet med resultatene fra fullskalaforsøket for å se hvordan de stemmer overens med hverandre. Resultatene fra fullskalaforsøket ble logget fra 4 strekkklapper og fra PDA-målinger. Plasseringen til utstyret er vist i Figur 7.3 og Tabell 7.1. De målte tøyningene fra strekkklappforsøkene er regnet om til spenninger, og det er disse verdiene som er plottet i figurene.



Figur 7.3: Plassering av måleutstyret fra fullskalaforsøket [1]

Tabell 7.1: Lengde til måleutstyret			
Spiss	$L_a$ [mm]	$L_b$ [mm]	$L_c$ [mm]
P10A	270	500	3000

Simuleringene gir gode verdier for fallhøydene 30 cm, 60 cm (se Figur 7.5) og 140 cm (se Figur 7.6) for både spenningen i den nedre strekkklappen, for synk i fjellet (se Figur 7.4) og for rammespenningen og rammekraften gitt i rapporten fra PDA-analysen [1]. Støtet derimot tar noe for kort tid. Det er verdt og merke seg at analysen simulerer det første slaget mot berget, mens verdiene for synk for de aktuelle fallhøydene er hentet ut etter at emnesrøret var meislet ned i fjellet og hadde fullt opplager for hele spissens tverrsnitt. Synk i analysen er også målt som største forskyvning av nodene under emnesrøret, noe som ikke tar hensyn til deformasjonen av emnesrøret. Synk som ble målt i fullskalaforsøket, ble målt på pelen slik at deformasjonen av emnesrøret er medregnet i dette målet. Det er også viktig å nevne at fullskalaforsøket var gjort med forboret fjell med nedsatt dybel, noe det ikke er tatt hensyn til i de numeriske simuleringene. Det er imidlertid usikkert hvor mye dette har og si for resultatene. Analysene gir synk på litt under det dobbelte som målt i rammeprotokollen av pel P10A og P10B vist i Tabell 7.2. Det er grunn til å tro at dette er et akseptabelt, og hvis man ser på trenden fra nedskalerte forsøk med avfaset hul spiss mot granitt, er det for de 5 første slagene omtrent dobbelt så mye synk som for slag 6-10. Det er også verdt og merke seg at verdiene fra simuleringene er gjort med spiss uten herding. Dette gjør at spissen sannsynligvis ville hatt bedre synk om dette var tatt med i modellen. Det ideelle hadde vært å modellere materialet med herdet ytterflate og duktil kjerne. Det ble etterspurt en materialprøve fra et fullskala emnesrør for testing slik at dybde av herdingen innover i materialet kunne verifiseres. Men dette var ikke mulig å få til før oppgaven var levert.



Figur 7.4: Synk for analyser på Mohr-Coulomb plastisk fjellvolum

## Resultater fra numeriske simuleringer

**Tabell 7.2: Målt synk i fjellet for fullskalaforsøket [1]**

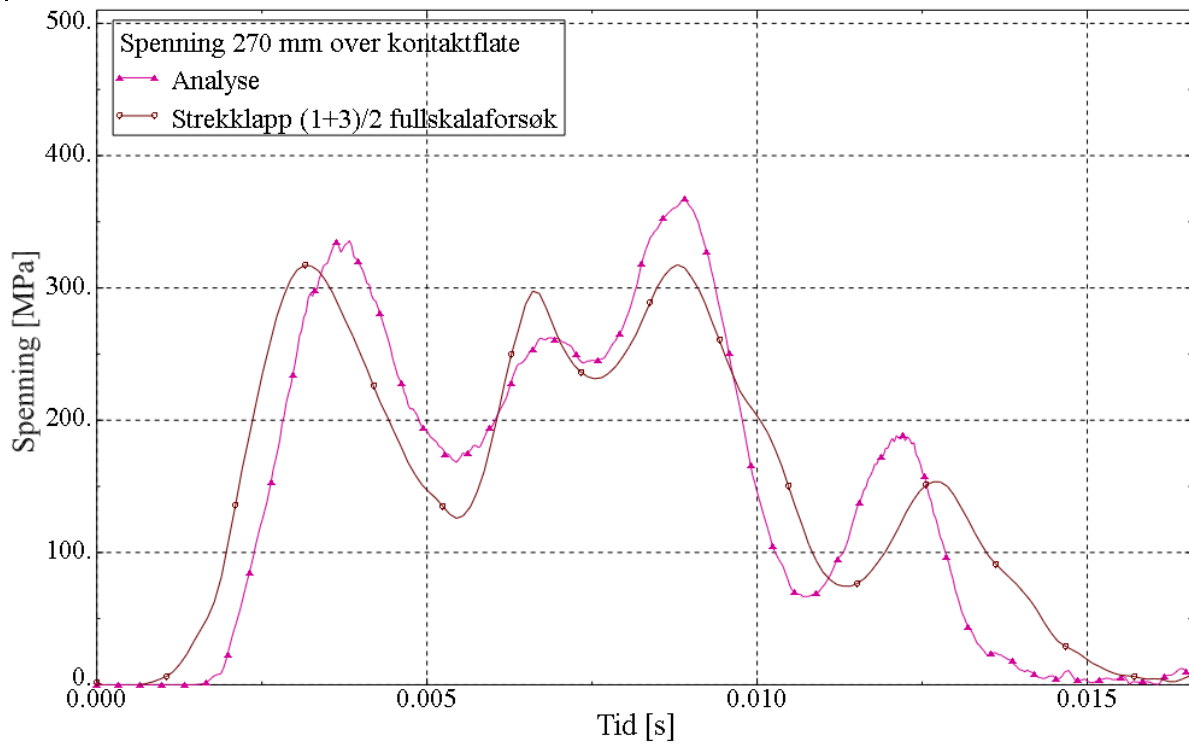
Fallhøyde [cm]	Antall slag P10A	Antall slag P10B	Synk/slag [mm] P10A	Synk/slag [mm] P10B
30	130	130	1,0	0,7
60	20	10	0,7	1,0
140	20	10	1,3	1,6

En annen viktig egenskap for fjellvolumet, er evnen til å reflektere spenningsbølgene på en akseptabel måte. Dette er viktig for hvordan spenningene i pelen utvikler seg. Siden Statens vegvesen har hatt problemer med vrakpeler, er det hensiktsmessig og kunne predikere hvor de største belastningene opptrer og hvor store de er.

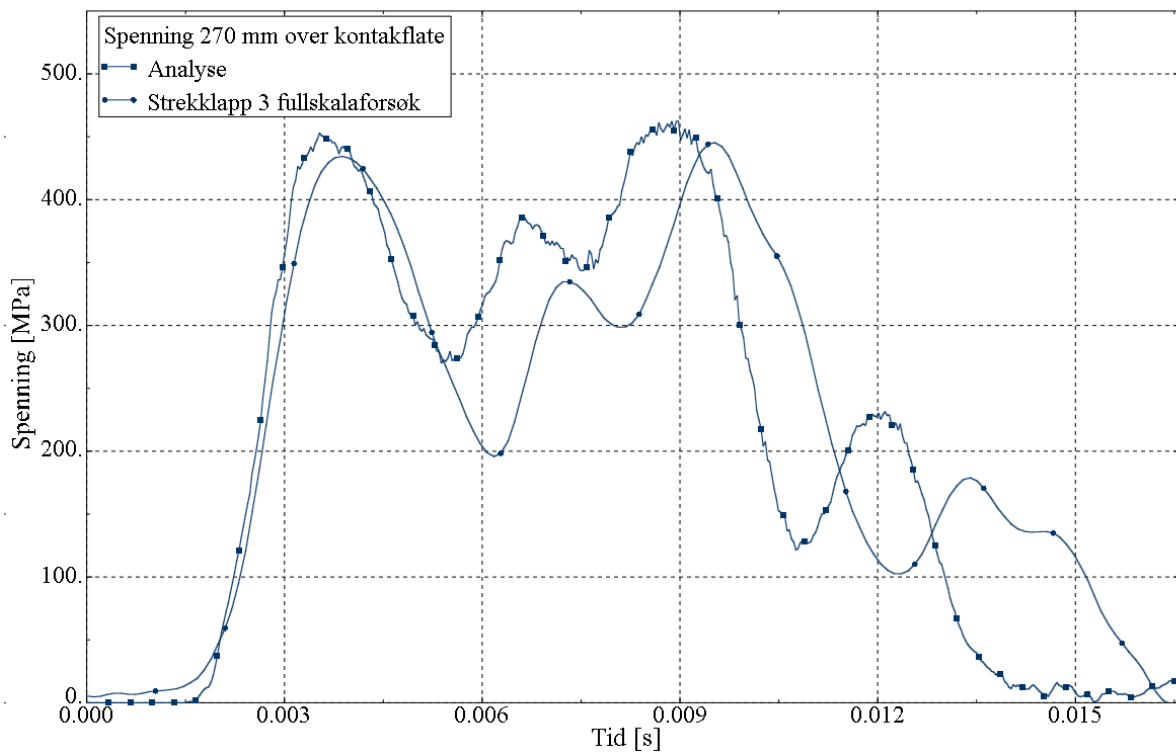
Det er i Figur 7.5 og Figur 7.6 plottet spenningsverdier fra analysene mot målte spenninger i fullskalaforsøket 270 mm over endeflaten av emnesrøret, som viser seg og stemme godt overens. For fallhøyde 60 cm er gjennomsnittsspenningen fra resultater i strekkklapp 1 og 3 presentert. Forsøkene med fallhøyde 140 cm ble det kun logget resultater fra strekkklapp 3 da strekkklapp 1 var ødelagt.

Resultatene fra analysen har noe for kort støttid. Dette kan skyldes at det fysiske systemet naturlig er noe mer dempet. Elementmodeller er også som regel for stive og dette vil trolig gi en noe mer kontant respons. Det er også en mulighet at pelens sveiser og forbindelser vil gi det fysiske systemet en viss treghet. Oppsprekking av fjellflaten under fullskalaforsøket kan ha bidratt til å forandre egenskapene til berget og med dette bølgens refleksjonstid. Elementmodellen tar heller ikke hensyn til støv som blir liggende mellom fjell og emnesrør og demper energien fra rammingen. I det fysiske problemet vil det ikke være perfekte forhold, som det er i en elementanalyse. For eksempel vil ikke slag på pelens topp skje på en perfekt kuttet flate. Noen eller en sum av disse faktorene kan være med å påvirke støtets tid.





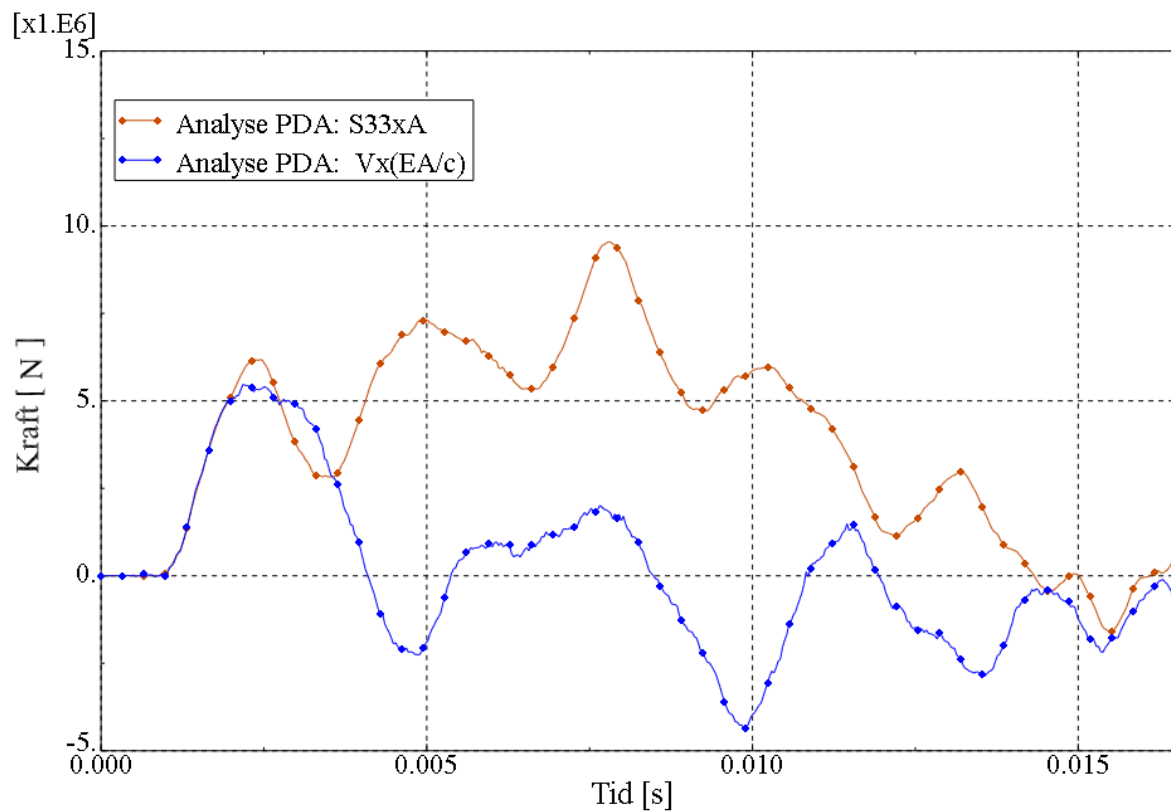
**Figur 7.5: Resultat fra analyse mot målte verdier i strekklapp (1+3)/2 fra slag 6 i fullskalaforsøket. Fallhøyde 60 cm**



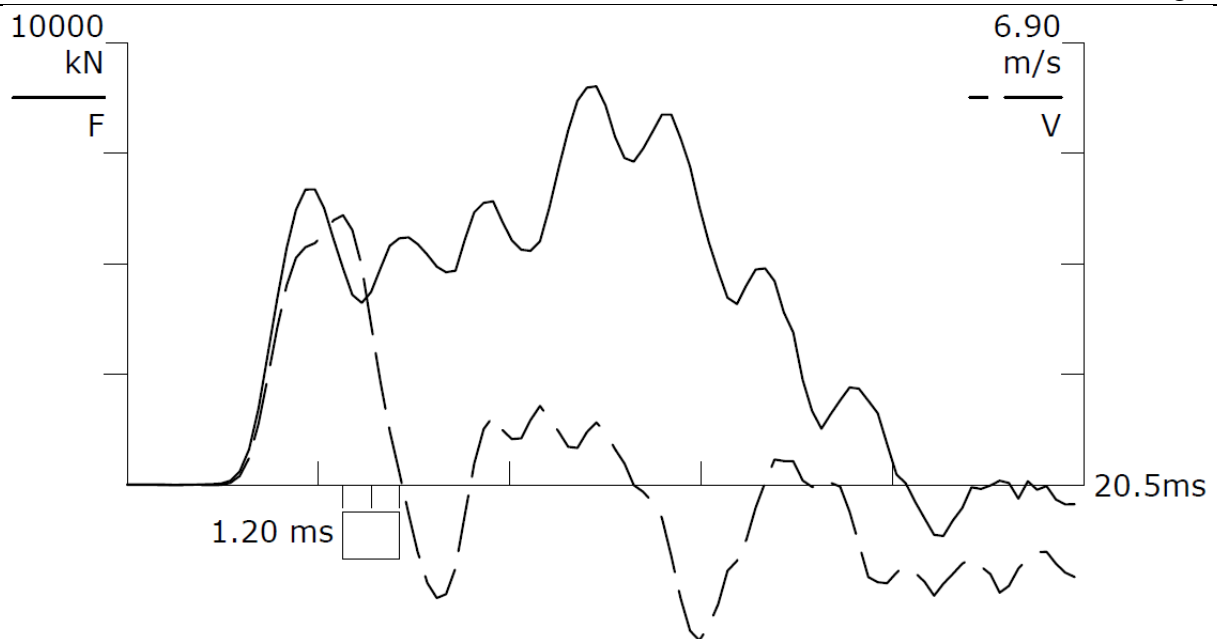
**Figur 7.6: Resultat fra analyse mot målte verdier fra slag 8 i strekklapp 3 i fullskalaforsøket. Fallhøyde 140cm**

## Resultater fra numeriske simuleringer

Det er i Figur 7.7 plottet verdier for kraft i pelen fra analysen der PDA-målingene ble gjennomført. Som man ser av figuren er disse i samme størrelsesorden. Det er i PDA rapporten fra Multiconsult opplyst om at målingene kun må betraktes som veiledende, da kort avstand fra spiss gir vanskelig grunnlag for tolkning av refleksjonsbølgene.



Figur 7.7: Kraft i pel fra simulering i punkt PDA. Fallhøyde 60 cm



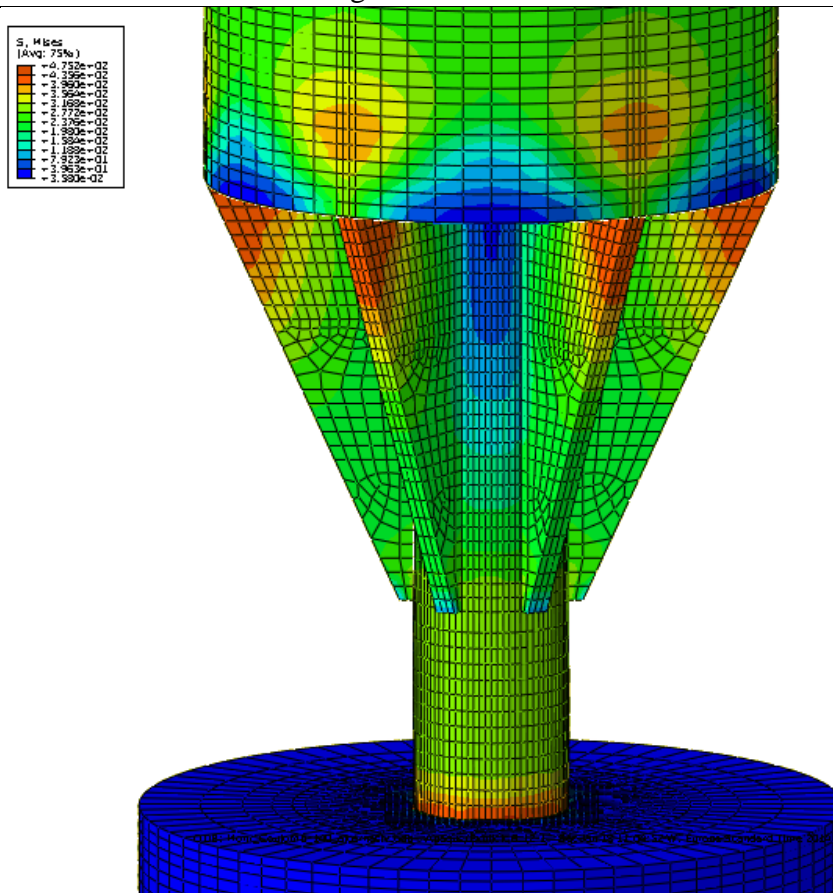
**Figur 7.8: Kraft i pelen fra fullskalaforsøk i punkt PDA. Fallhøyde 60 cm [1]**

Målinger fra samme posisjon som strekkklapp 2 og 4 var plassert (se Figur 7.3), ble også logget under simuleringene. Her skilte det mye i forhold til forsøksverdiene. I analysen var verdiene kun noe mindre enn i punktet for strekkklapp 1 og 3, mens de i fullskalaforsøket var i størrelsesorden 50 % mindre enn for strekkklapp 1 og 3. Dette kan skyldes at spenningen går fra emnesrøret og over til ribbeplatene i dette sjiktet i modellen. Ett finere elementnett i denne delen ville kanskje gitt andre resultater. Bunnplattens funksjon for bølgeoverføringen kan også ha en effekt her.

Siden modellen gir godt samsvar med fullskalaforsøk, er det grunn til og tro at den vil gi gode verdier når man skal vurdere alternative design av pelsko rammet i tilsvarende berg.

### 7.3 Vurdering av Pel P10A

Det er foretatt analyse av modellen fra fullskalaforsøket av spiss P10A [3]. I kapittel 4 ble det fastslått at denne spissen var en god tilnærming til retningslinjene for dimensjonering av pelsko i peleveiledningen, og er derfor nyttig i vurderingen av hvilke endringer som kan være ønskelig og foreta på dagens standardspiss. Det ble avdekket svakheter ved dagens utførelse da geometrien på P10A førte til relativt store spenningskonsentrasjoner (se Figur 7.9). Spenningene var i hovedsak generert i forbindelse med støtteribbene, både i pelerøret i overkant av ribbene, i toppen av selve ribben. Men også i emnesrøret var det store spenninger. Det kan se ut som hver ribbe fungerer som en punktlast mot pelerøret.



**Figur 7.9: Illustrasjon av spenningskonsentrasjonene i P10A for første bølgetopp ( $t=0,004785$  s)**  
 Av modellen ser man at spenningsbølgene følger den korteste og mest rettlinjede banen ned i emnesrøret. Mesteparten av spenningsbølgene forplanter seg gjennom ribbene og overføres via sveisene til emnesrøret. Den meget tykke bunnplaten står derfor igjen med tilnærmet ubrukt kapasitet.

I følge spenningsbølgeteorien vil superposisjonen av den innkommende og den reflekterte bølgen, være opp mot dobbelt så stor som den innkommende bølgen, avhengig av graden av innspenning. Størrelsen av den superposisjonerte bølgen vil så avta etter som refleksjonsbølgen passerer den avtagende halen til den innkomne bølgen. Dette i tillegg til at spenningen i en diskontinuitet der materialet får ett mindre tverrsnitt, vil øke med en faktor basert på et arealforhold, før og etter diskontinuiteten. Dette vil ved ideell bølgeoverføring øke spenningen i emnesrøret, slik at pelrøret og ribbene ikke bør være kritisk. Av dette bær den største spenningen i løpet av rammingen finne sted i emnesrøret.

Ved en statisk vurdering av kraftfordelingen fra pelrøret og ned i emnesrøret skulle man tro at mye av kraften overføres i ren skjærkraft fra pelrøret, gjennom bunnplaten og bort til emnesrøret. For å kunne overføre denne kraften må bunnplaten dimensjoneres med tykt gods, for å unngå at ikke kraft går med til bøyning og plastisk deformasjon av bunnplaten og dermed svekker impulsen mot fjellet. Støtteribbene som er sveist til spissennet og

bunnplaten, har som oppgave å sørge for at spissen ikke knekker utover og rives av bunnplaten men vil fungere som en platestiver for bunnplaten.

For den dynamiske betraktningen vil en trykkbølge propagere med en hastighet:

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

i pelrøret mot bunnplaten. Etter den er nådd bunnplaten er det usikkert hvordan bølgen oppfører seg. Om den fortsetter som ren trykkbølge, eller om noe av bølgen går over til en skjærbølge for og kunne forplante seg videre. Skjærbølgens hastighet avhenger av skjærmodulen og har lavere hastighet enn trykkbølgen. Skjærbølgens hastighet er definert ved:

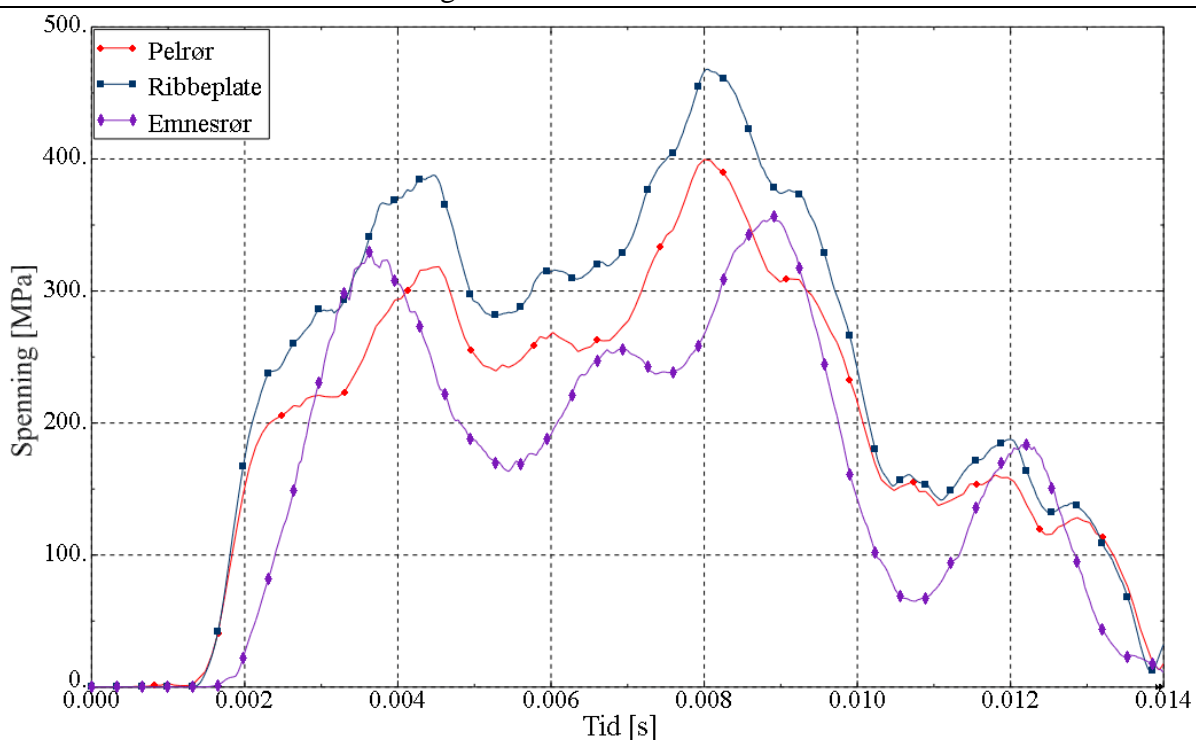
$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Det er imidlertid usikkert om måten bølgene blir transmittert i diskontinuiteten påvirker impulsen mot fjellet, og om å transmittere så mye som mulig av trykkbølgen vil bidra til å bedre nedtrengningen i fjellet.

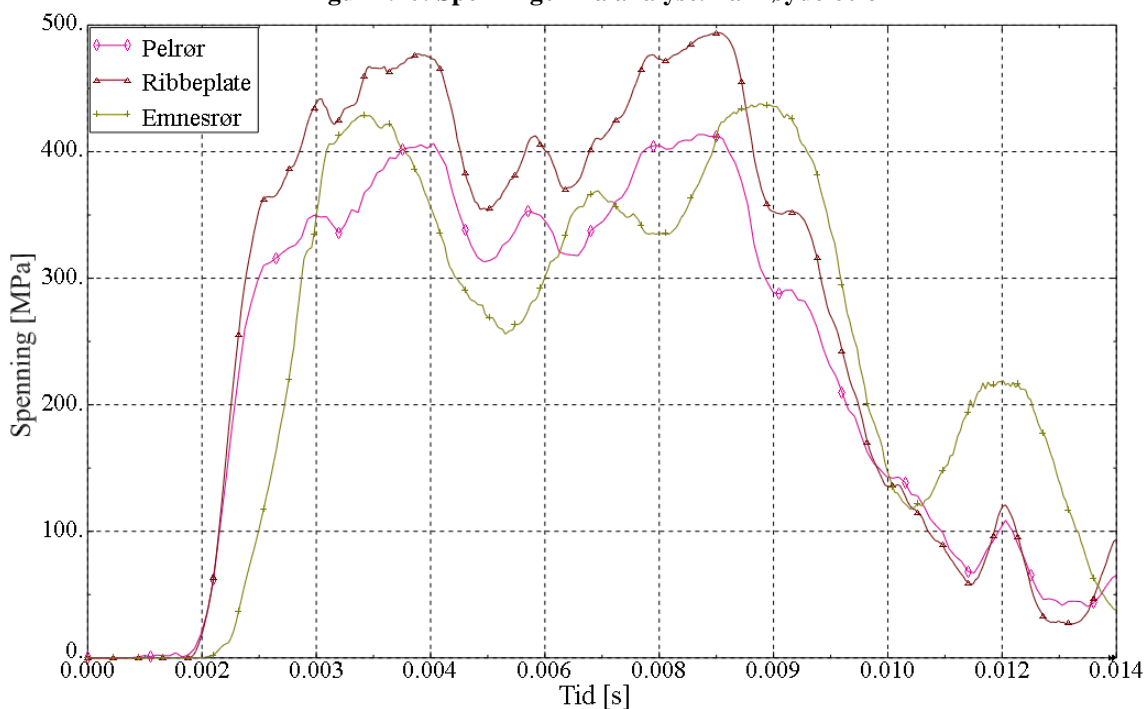
En annen svakhet ved P10A er muligheten for plateknekkning av ribbeplaten. Denne har to fast innspente render og en er fri. Dette gjør den utsatt for plateknekkning, og det må derfor tas hensyn til dette ved prosjektering.

I Figur 7.10 og Figur 7.11 er det vist plott fra kritiske snitt (se Figur 7.1) fra simuleringer gjort med fallhøyde for 60 cm og 140 cm. Av figurene ser man at spenningene i emnesrøret, ribbeplaten og pelrøret er i samme størrelsesorden. Det er verdt og merke seg at ribbeplatene og pelrøret er slankere enn emnesrøret og vil være utsatt for knekking. At delene oppnår like høye spenninger vil da kunne føre til knekking av disse før belastningen er kritisk for emnesrøret. Ved innføring av momentkrefter ved skrående berg vil derfor pelrøret og ribbeplaten være mer utsatt for knekking.

## Resultater fra numeriske simuleringer



Figur 7.10: Spenninger fra analyse. Fallhøyde 60 cm

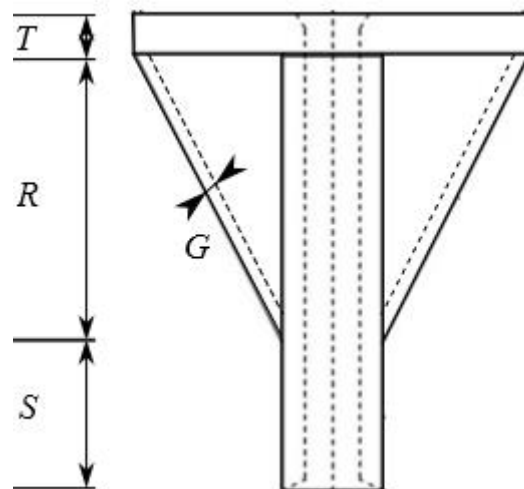


Figur 7.11: Spenninger fra analyse. Fallhøyde 140 cm

## 7.4 Forslag til nytt design

Ved å utforme skjøten fra pelerrøret til pelespissen som en kon som fører spenningsbølgene ned i spissen som en trakt, er det mulig at mest mulig av transmitteringen skjer så rettlinjet som mulig. Hele pelerrørets tverrsnitt vil med en slik utforming få en kontinuerlig opplagerflate

slik av kraften overføres jevnt fordelt langs hele kontaktflaten. Med denne utførelsen ønsker man og eliminere spenningskonsentrasjonen fra støtteribbene, og dermed de store spenningene i pelrøret rett ovenfor bunnplaten. Figur 7.12 viser en illustrasjon av pelskoen, der  $G$  er godstykkelsen på stiveren i omdreiningselementet. Det er også tatt hensyn til kravet i peleveiledningen om at pelskoen ikke skal være til hinder for nedramming i 45 graders berghelling. Det er også gjort et poeng i å utforme spissen slik at mest mulig av spenningsbølgene transmitteres videre som trykkbølge etter den har truffet bunnplaten, og med dette at refleksjonsbølgen blir så liten som mulig. Altså og eliminere noe av effekten av at skjøten er en diskontinuitet.



Figur 7.12: Illustrasjon av alternativ design

Ser man statisk på utformingen blir kraftkomponenten fra pelrøret  $F_{pel}$  til den koniske stiveren i størrelsesorden  $F_{pel} \cdot \cos(\alpha)$ , der  $F_{pel} = \sigma \cdot A_{pel}$  er tenkt som kraften overført ved en viss spenning i pelrøret. Siden arealet av den koniske stiveren minker med den avtagende omkretsen ned mot emnesrøret, vil det oppstå en spenningskonsentrasjon i sveiseskjøten fra stiveren til emnesrøret. Denne spenningen overføres i skjær langs sveiseskjøten, og setter krav til kvaliteten og utførelsen av sveisen. For at spenningen nederst i stiveren ikke skal overskride spenninger andre steder i pelen, blir dimensjonen av godset i konen ut fra den statiske vurderingen meget tykk.

Pelrøret støpes igjen med betong etter nedramming, og den statiske kraftoverføringen i bruksfasen vil skje direkte fra betongen, via bunnplaten og emnesrøret og ned til fjell. Disse beregningene er ikke gjort i denne masteroppgaven, da kapasiteten fra de dynamiske belastningene er vektlagt.

Den dynamiske kapasiteten for pelen under ramming er derfor den vi er ute etter. Det var vanskeligere og finne ett godt estimat for dimensjonen på stiveren ut ifra den dynamiske belastningen. Det ble derfor laget en testmodell etter den statiske vurderingen, med veldig tykt

## Resultater fra numeriske simuleringer

gods (G) i stiveren. Simuleringer ble så kjørt for å se hvordan denne ville takle den dynamiske påkjenningen.

Analysen viste at stiveren var for tykk, og den viste ikke tegn til å oppnå samme spenningsnivå som emnesrøret. Modellen ble derfor forkastet, og det ble laget nye modeller med slankere dimensjoner, for å finne dimensjonen der stiveren og emnesrøret oppnår tilnærmet lik spenning. Tabell 7.3 og Tabell 7.4 viser modellenes dimensjoner.

**Tabell 7.3: Godstykkelser for det alternative designet [mm]**

	Pelerør	Emnesrør	Bunnplate (T)	Stiver (G)
Basismodell 1	14,20	50,00	20,00	60,00
Basismodell 2	14,20	50,00	20,00	19,91
Basismodell 3	14,20	50,00	20,00	47,02
Basismodell 4	14,20	50,00	14,20	31,86

**Tabell 7.4: Lengder for det alternative designet [mm]**

	Total	Pelrør	R	S
Basismodell 1	7520	6660	600	300
Basismodell 2	7520	6660	600	300
Basismodell 3	7520	6660	600	300
Basismodell 4	7520	6605,8	600	300

For basismodell 1 og 2 ble spenningene i stiveren henholdsvis for høy og for lav, og ble derfor forkastet.

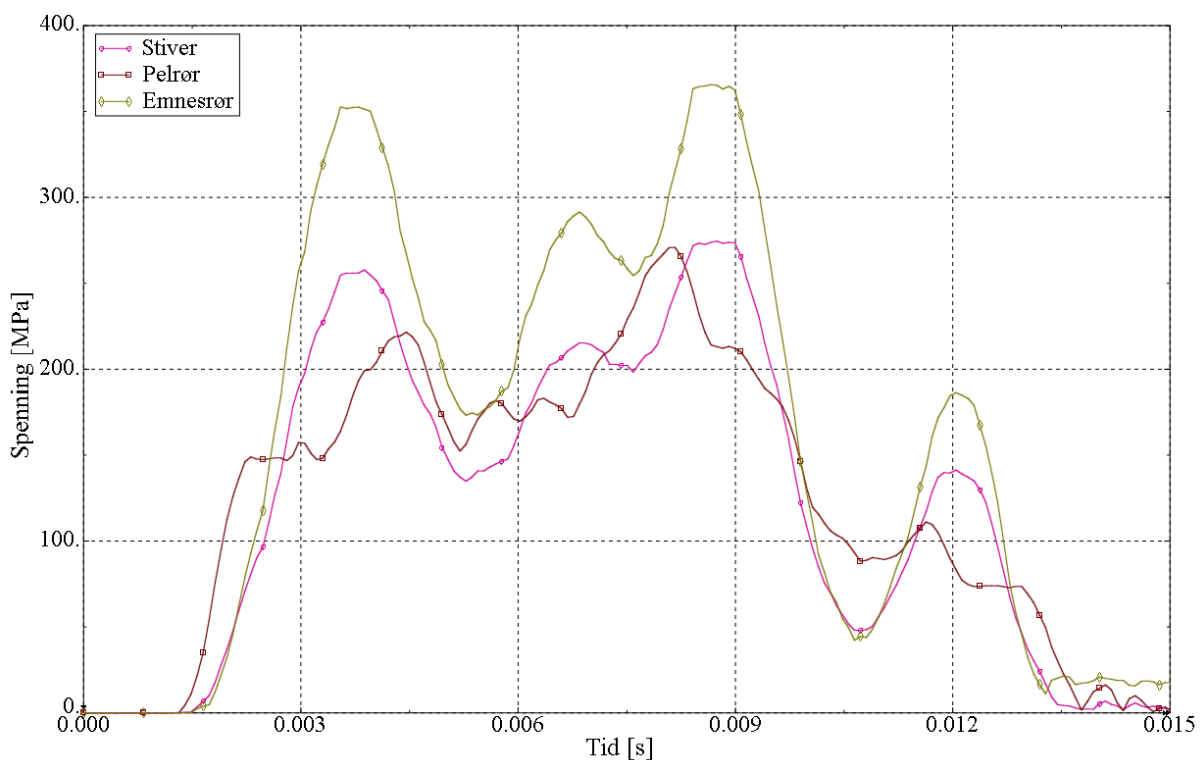
Det er vanskelig å finne dimensjon for bunnplaten, da dens oppgave er fastholding av spissen sideveis og gi motstand for ovalitet i pelerøret. Basismodell 3 ble valgt for de videre analysene, selv om den burde vært slankere. Basismodell 3 ble videre modellert som modell 2 i kapittel 6 for å sikre kompatibilitet i nodene da Basismodellene som ble analysert med modell 1 viste tegn til numerisk støy og ujevn spenningsoverføring i skjøtene mellom delene.

Figur 7.13 og Figur 7.14 viser spenning/tid for basismodell 3 i kritiske snitt (se Figur 7.2) for henholdsvis 60 cm og 140 cm fallhøyde. Fra figurene tyder det på at spenningskonsentrasjonene i pelerøret og stiveren er redusert, noe som er positivt ved stor belastning av pelen, og for å unngå vrakpeling ved knekking av pelrøret.

Figur 7.15 viser synk i fjellvolumet for spissen med det nye designet. Synk for det nye designet er dårligere enn for Pel P10A. Dette er noe overaskende siden total energimengde tilført er den samme, og at den nye stiveren gir en mer rettlinjet bane for spenningsbølgene.

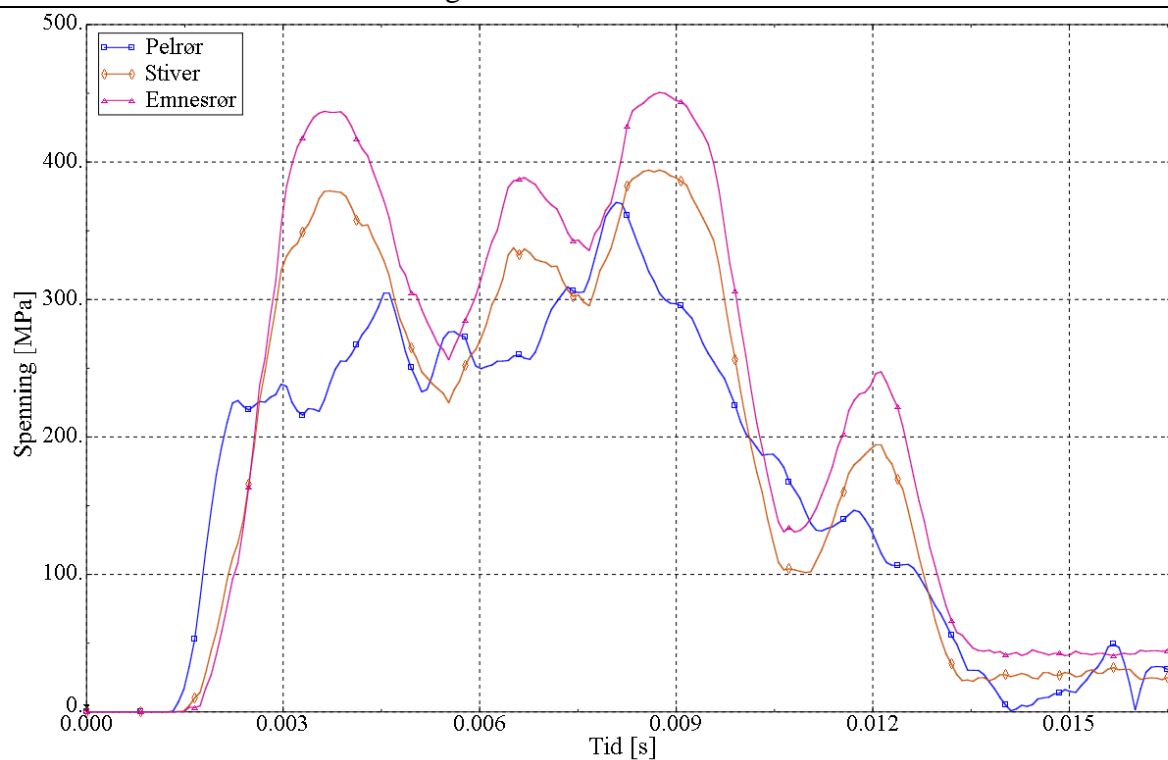


Fra analysene (se Figur 7.16) kan man derimot se at støtet tar like lang tid den nye pelen. Det som er interessant er at bølgens amplitude, altså den største spenningen er noe større for det nye designet, tiden for spenningstoppen er også noe større. Av dette var det forventet at den nye pelen skulle gjort det bedre med tanke på synk i fjellet. Det var også forventet at den nye pelen ville redusere støtets tid, noe som ikke skjedde, Det er vanskelig og si noe sikkert da elementmodellene har forskjellig antall elementer gjennom tykkelsen på emnesrøret og man ikke vet hvordan dette påvirker resultatet. Det er også relativt store elementer i fjellvolumet, noe som gjør at elementene kan deformere seg ulikt. Og er derfor et dårlig mål på pelens nedrengnign. Ett finere mesh i fjellvolumet ville sannsynligvis gitt andre og bedre resultater.

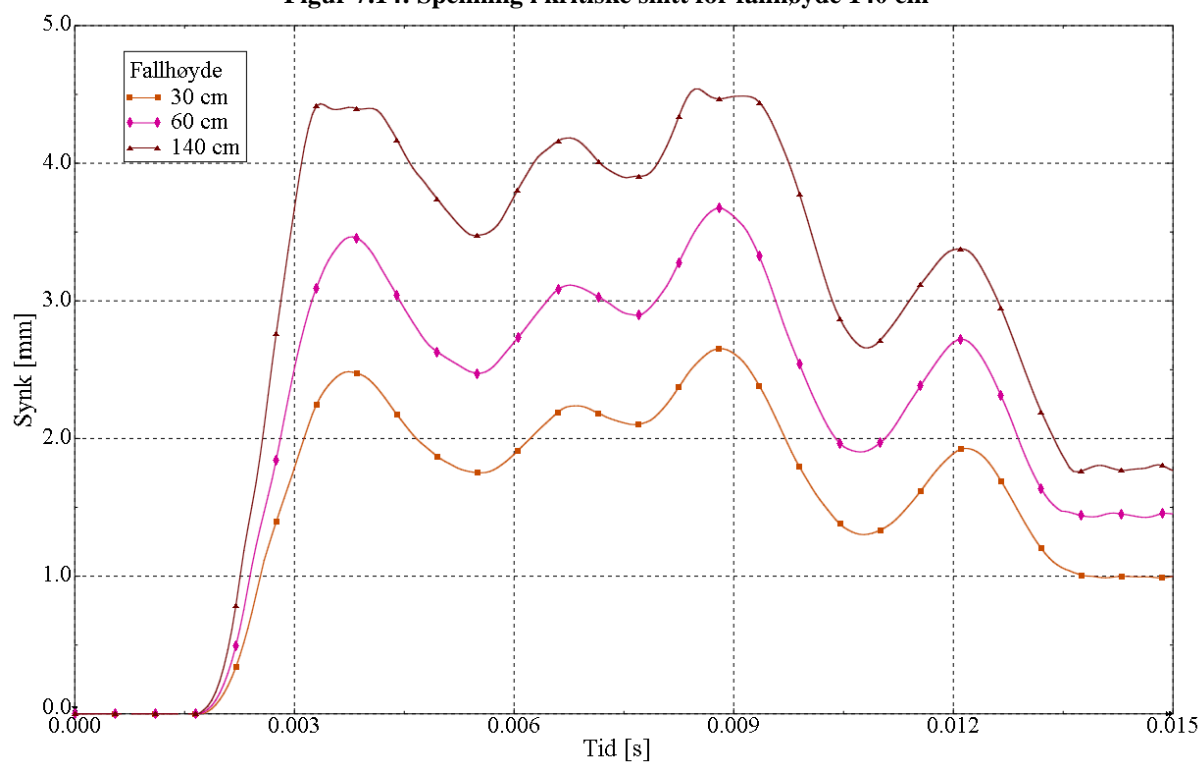


Figur 7.13: Spenning i kritiske snitt for fallhøyde 60 cm

## Resultater fra numeriske simuleringer



Figur 7.14: Spenning i kritiske snitt for fallhøyde 140 cm



Figur 7.15: Synk for pelspissen med ny design

## 7.5 Oppsummering

Resultatene fra de numeriske simuleringene viser at de to peldesignene oppnår høyest verdier for spenning i forskjellige snitt. P10A oppnår størst spenning i ribbeplatene, mens det nye designet oppnår størst spenning i emnesrøret (se Figur 7.17). For synk i analysen kommer dagens standardspiss P10A bedre ut. Det var egentlig ventet at synk ikke ville variere veldig mye da tilført energimengde for begge spissene er den samme. Dette til tross for at loggede spenninger i emnesrøret er høyere for det nye designet. Det er noe usikkerhet i hvor godt sammenligningsgrunnlag det og se på målt synk i de to analysene. Elementmodellene er modellert med henholdsvis 3 elementer i bredden for emnesrøret i P10A og 4 elementer for emnesrøret i den alternative spissen. Noe som kan gi forskjellige resultater. For kontaktflaten kan det se ut som modellen med 4 elementer oppnår noe med flytning der stålet er i kontakt med fjellvolumet. Av dette er det vanskelig og trekke noe konklusjon av hvem av designene som er best med tanke på nedtrengningsevnen.

Ser man på spenningene i de forskjellige spissene, er det stor forskjell i belastningen på de tilstøtende delene. På pel P10A er det store spenningene på pelrøret initiert av ribbene. Siden det kun er simulert ett slag og ingen formfeil er det vanskelig og si noe om knekking av røret. Det kunne vært interessant og simulere flere slag, inkludere formfeil, og introdusere moment (skrått berg) for og se hvordan dette ville påvirket kapasiteten til pelrøret og pelskoen. Spenningskonsentrasjonene i selve ribbene er lokalt større enn i emnesrøret. Men dette er en kun i en liten del av ribbeplaten, og en mye større del må få dette nivået før det blir kritisk. Dette kan muligens skje ved skjev belastning der nye krefter blir introdusert og som gjøre spenningene større og i verste fall initierer plateknekkning langs den frie randen.

Den anbefalte standardpelen har noen deler som virker noe overdimensjoner. Den har også lange sveiser og er satt sammen av mange deler. Den er imidlertid enkel og produsere og alle delene er laget av rette plater som enkelt kan kappes på fabrikk uten behov for spesielt produksjonsutstyr.

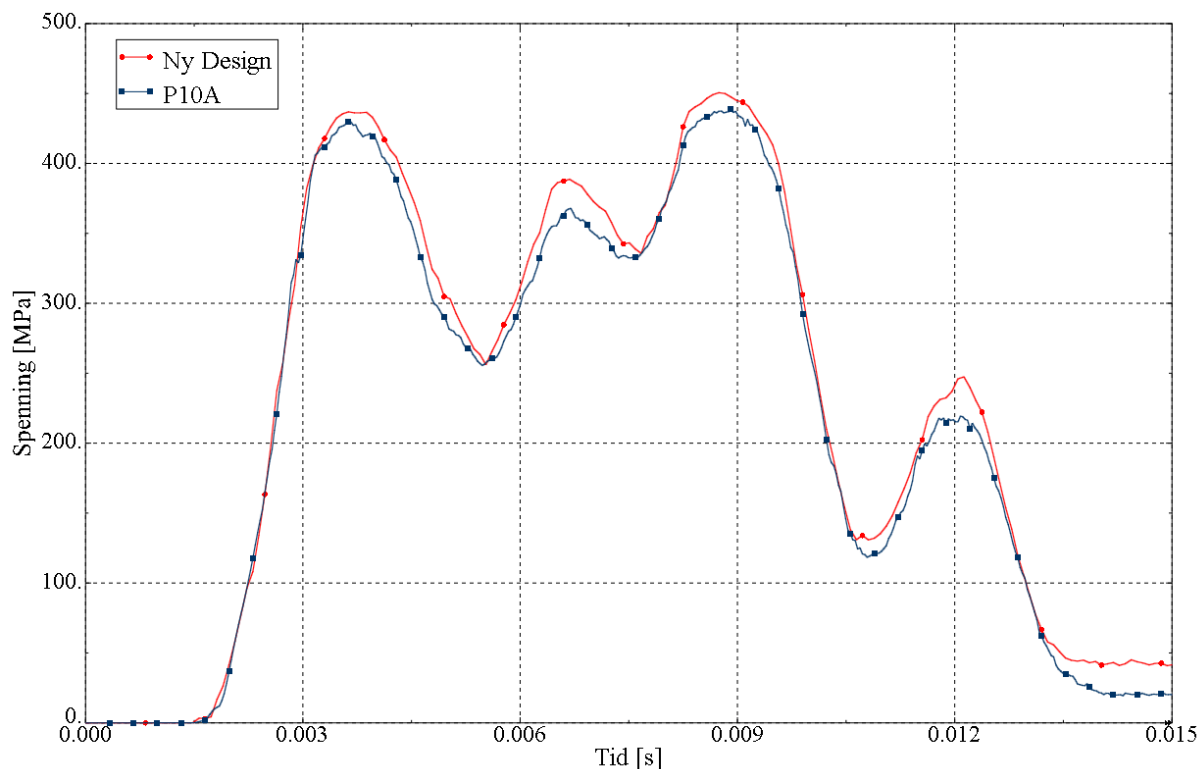
Tar man for seg det nye designet er det mindre spenninger forbundet med pelrøret. Det er grunn til og tro at denne utformingen bedre vil motstå knekking av pelrøret. Fra simuleringen av ett slag med loddfall på 140 cm er pelerøret ikke belastet over flytegrensen. Her er det også mulig at man kan gå ned i dimensjon, da de dynamiske analysene ble kjørt med en stiver med tykt gods. Pelskoen er satt sammen av færre deler og har kortere sveiser. Et område som derimot kan by på vanskeligheter, er sveisen der stiveren kobles til emnesrøret. Denne sveisen må overføre alle kreftene som skal ned i fjellet, og det er kritisk hvis denne ene sveisen ryker. Det kan også oppstå problemet med produksjonen av den koniske stiveren. Denne krever spesialutstyr, litt avhengig av hvor tykt gods som brukes. Det er sannsynlig at den enten må valsles eller knekkes ut for å oppnå ønsket form. Sveisen mellom stiveren og emnesrøret vil også kunne by på problemer i produksjonsfasen [6].

Støtet i tar for de to designene tar også like lang tid, noe som kan tyde på at spenningsbølgen transmitteres på nokså lik måte. Det er imidlertid noe større spenning i emnesrøret til den nye

## Resultater fra numeriske simuleringer

pelen, som tyder på at mer av bølgen transmitteres. Det er imidlertid vanskelig og si hva dette har og si for nedtrengningen i fjellet fra resultatene fra simuleringene.

Ut fra dette virker det som begge spissene utfører oppgaven de er satt til meget likt. Det er vanskelig og peke ut et design som er overlegent det andre. For å kunne gjøre dette må det flere analyser til.

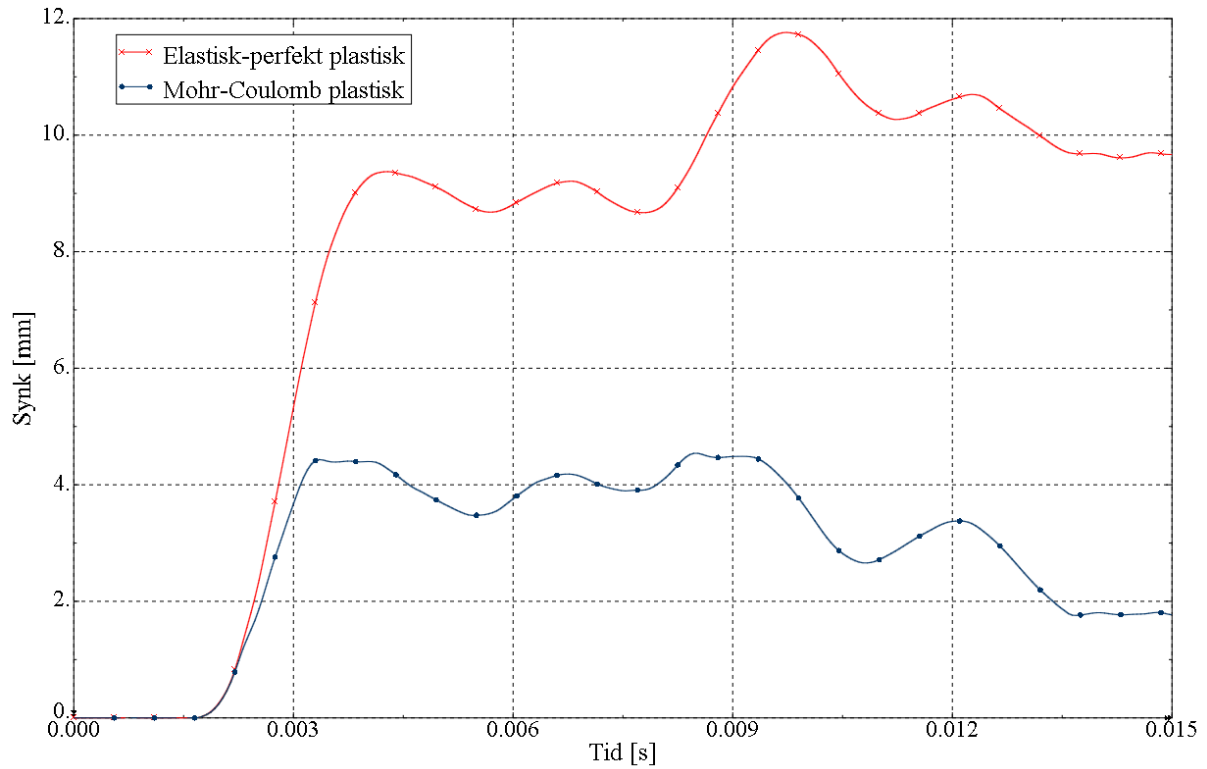


**Figur 7.16: Spenninger i emnesrøret for fallhøyde 140 cm**

Ved å implementere en Mohr-Coulomb plastisk modell for fjellet forandrer spenningsutviklingen seg i pelen. Refleksjonene blir annerledes og synk for pelen blir vesentlig redusert. Modellen avhenger av det hydrostatiske trykket og blir vanskeligere og deformere med økende pålastning. Volumet av materialet øker også når det blir deformert. Modellen viser seg og representere fjellvolumet på en bedre måte enn den elastisk-perfekt plastiske materialmodellen.

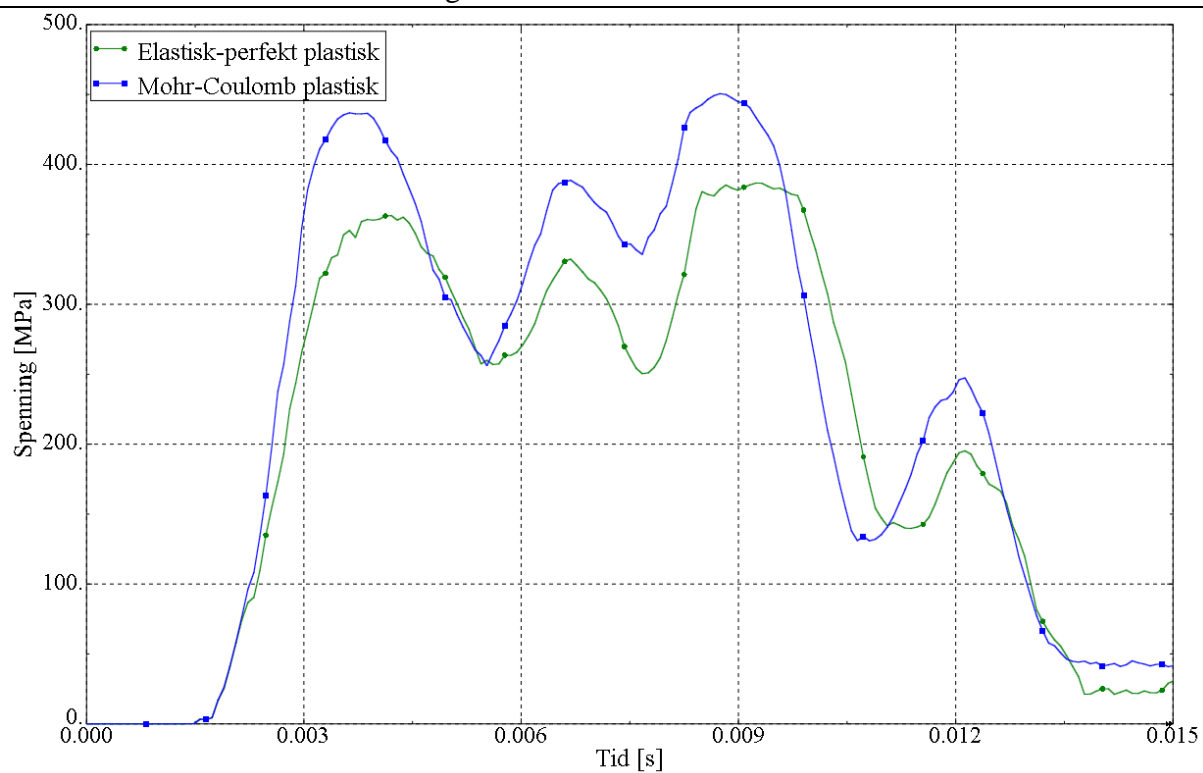
Resultatene viser at synk blir i størrelse 5,5 ganger så stor for det elastisk-perfekt plastiske materialet (se Figur 7.17). Figur 7.18 viser at spenningene i emnesrøret blir 20% høyere når pelen blir rammet i det Mohr-Coulomb plastiske materialet. Dette kan ha sammenheng med at mindre energi går med til å deformere berget plastisk.

Av analysene som er gjennomført, viser det seg at en Mohr Coulomb materialmodell for fjellet gir bedre resultater for hvordan systemet oppfører seg. Verdiene av spenningen som oppstår i pelen virker å være anvendbare i forhold til verdier målt i forsøk.



Figur 7.17: Synk for pel med nytt design med fallhøyde 140 cm

## Resultater fra numeriske simuleringer



**Figur 7.18: Spenning i emnesrøret med forskjellige materialmodeller for fjellvolumet for pel med nytt design. Fallhøyde 140 cm**

## 7.6 Feilkilder

- Resultatgrunnlaget fra fullskalaforsøket er gitt som spenninger regnet ut fra tøyningene i strekkklappene. Verdiene er derfor gyldige kun for lineærelastisk sammenheng.
- Resultatene fra fullskalaforsøket er noe usikre, da pelen er testet uten omkringliggende masser og kort pel.
- Pelene er modellert uten omkringliggende jordmasser. Noe som antageligvis vil dempe bølgerrefleksjonen.
- For stor elementinndeling i fjellvolumet
- Forskjellig elementinndeling for de to pelene
- Verdier for synk fra fullskalaforsøket er målt med tommestokk på pelen og nivelleringskikkert og kan være av varierende nøyaktighet. Målene tar hensyn til deformasjon av pel.
- Modellen er ikke modellert med forboring og dybel





## 8 Konklusjon

Første del av denne masteroppgaven inneholder et litteraturstudium på design av stålpeler som skal rammes inn i fjell. I andre del av oppgaven ble det foreslått nye geometrier til pelspisser ut fra de gjeldende retningslinjene og nedskalerte forsøk ble gjennomført på noen av disse. Siste del av oppgaven inneholder en numerisk studie av ett slag på P10A-pelen og et alternativt design som ble foreslått.

Forsøkene ble gjennomført ved å ramme prototyper av nedskalerte massivspisser for peler. Det gir derimot en god pekepinn på hvordan forskjellige geometriske utforminger oppfører seg når de blir rammet i forskjellige bergarter.

Få forsøk ble gjennomført og det var vanskelig å finne entydige svar. Det ble imidlertid observert at de massive spissene raskt trengte ned og fikk heft i fjellet, for deretter at nedtrengningen avtok noe. Det virker som om de massive spissene blir stående og stampe på samme stedet etter få slag, noe som er et stort designproblem.

Forsøk med uherdet spiss mot granitt viste neglisjerbar nedtrengning, og det ble konstatert at videre arbeid med uherdede spisser er lite hensiktsmessig.

De numeriske simuleringene tar utgangspunkt i ett fullskalaforsøk som ble gjennomført ved tidligere arbeider. Materialmodellen valgt for å simulere fjellet viser godt samsvar med verdiene for både amplitude og tid for spenningsbølgene målt i forsøket for ulike fallhøyder for loddet. Det er derfor grunn til og tro at verdiene man får ved simuleringer av andre peldesign mot samme fjellmateriale er gode

Den eksisterende P10A-pelen ble analysert og vurdert med en forbedret beskrivelse av fjelloppførselen og ett nytt peldesign ble foreslått. Simuleringene viser at de to modellene av pelsko som er analysert virker å utføre oppgaven de er satt til på en god måte. Det er imidlertid vanskelig og si nøyaktig hvilken pelsko som er mest effektiv. Det er derimot forbundet mindre spenningskonsentrasjoner med det nye designet, som kan forbedre kapasiteten og være en faktor som hjelper til å unngå vrakpeler.



## 9 Videre arbeid

### 9.1 Forsøk

Det kan være interessant og teste flere fallserier med nedskalerte massivspisser i fallriggen både på eksisterende med også andre bergarter.

Et fullskalaforsøk av den alternative spissen kunne også være av interesse. Dette for og validere om verdiene kommet frem til i analysene er gode.

Studie av vrakpeler slik at man får bedre innsikt i hva som gjør at de blir ødelagte.

Det er også av interesse å lage en god rigg, der det er muligheter for å ramme pelspissene inn i skrått fjell på en god måte.

### 9.2 Analyser

Modellen laget med Mohr-Coulomb plastisitet ga gode verdier på når man ser på spenningen i pelen og synk for det første slaget på pelen. Det er mulig og utvide modellen med et bruddkriterie. Dette vil også trigge elementerosjon i programkoden og ved deretter konstruere *meshet* tilstrekkelig lite med veldig små masker, vil dette kunne føre til en realistisk modell som sannsynligvis oppfører seg mer som i fullskalaforsøket.

Når en god modell for fjellet er funnet vil det være interessant og simulering av flere slag, og med hellende berg.

Det omkringliggende jordvolumet som støtter opp om pelen, bør implementeres i modellen.



**Referanser**

1. Tvedt, G.T.H.T., *Standardiserte hule pelspisser for stålrørspeler*, V. Statens vegvesen Editor. 2011: Oslo.
2. A.K, F., *Undersøkelser av stålrørspeler og standardiserte pelspisser*. 2009, Institutt for konstruksjonsteknikk: Trondheim: Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet.
3. S.J., T., *Ramming av stålrørspeler mot fjell*. 2010, Institutt for konstruksjonsteknikk: Trondheim: Norges teknisk - naturvitenskapelige universitet.
4. Haare, E.F., *Pelspissers nedtrengning i fjell: Forsøk og numeriske analyser*. 2012, Norwegian University of Science and Technology.
5. Pelekomitè, D.N., *Peleveiledningen 2012*. 2012, Norsk Geoteknisk Forening: Oslo.
6. Kvåle, J.O., *Personlig meddelelse*, SKANSKA, Editor. 04.12.2013.
7. Leksikon, S.N. *Settherding*. 2009, 14, februar.
8. Langseth, M., Clausen. AH, *Støt og energiopptak, kompendium i faget "Inelastisk analyse og dimensjonering av konstruksjoner"*. 1994.
9. Clough, R.W. and J. Penzien, *Dynamics of structures*. 1975.
10. Cook, R.D., et al., *Concepts and applications of finite element analysis*. 2002.
11. Mathisen, K.M. *Forelesingsnotater: TKT 4197 Ikkelineær elementanalyse*. Høst 2012.
12. Johnson, G.R. and W.H. Cook. *A constitutive model and data for metals subjected to large strains, high strain rates and high temperatures*. in *Proceedings of the 7th International Symposium on Ballistics*. 1983. The Hague, Netherlands: International Ballistics Committee.
13. Zhao, J., *Applicability of Mohr–Coulomb and Hoek–Brown strength criteria to the dynamic strength of brittle rock*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2000. **37**(7): p. 1115-1121.
14. Norge, S., *NS-EN 1997-1 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler*. 2004.
15. Norge, S., *NS-EN 1993-5: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 5: peler (Spunt)*. 2007.
16. Norge, S., *NS-EN 12699 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider: Peler med massefortrengning* 2001.
17. Seah, C.C., *Penetration and perforation of granite targets by hard projectiles*. 2006: Norwegian University of Science and Technology, Faculty of Engineering Science and Technology, Department of Structural Engineering.
18. Hoek, E. and E. Brown, *Practical estimates of rock mass strength*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1997. **34**(8): p. 1165-1186.
19. Hoek, E., C. Carranza-Torres, and B. Corkum, *Hoek-Brown failure criterion-2002 edition*. *Proceedings of NARMS-TAC*, 2002: p. 267-273.
20. Langseth, M., et al., *Strain-Rate Sensitivity of Mild-Steel Grade St52-3n*. *Journal of Engineering Mechanics-Asce*, 1991. **117**(4): p. 719-732.
21. Børvik, T., *Ballistic Penetration and Perforation of Steel Plates*. 2001, Norwegian University of Science and Technology.



## Vedlegg

### A.1 Bilde av krater og skade på pelspiss

#### A.1.1 Flat hulspiss mot granitt 50 slag



#### A.1.2 Avfasett massivspiss mot granitt 50 slag



**A.1.3 Kuleformet massivspiss mot grønnstein 50 slag**



**A.1.4 Avfaset massivspiss mot grønnstein 50 slag**





## A.2 Materialsertifikat for de nedskalerte pelene i forsøkene

page 1/1



## Inspection certificate 3.1

05.01.2011

343154 EN 10204 3.1

Customer's order number 0045773229-0060	Manufacturer's order number 504357 2
Customer/consignee TIBNOR AB ESKILSTUNA ABRAMSONS VÄG 1 SE-635 10 ESKILSTUNA SWEDEN	Buyer TIBNOR AB KÖPING BOX 909 SE-731 29 KÖPING SWEDEN
Customer reference number 0045773229-0060/82869	
Product ROUND BAR AS ROLLED HOT ROLLED	Steel grade 520M/S355J2+N Specification 520M/S355J2/TIB 18.09.09
Diameter/dimensions 30 mm	

1 Charge 77762

## CHEMICAL COMPOSITION

	C	SI	MN	P	S	CR	NI	MO	V	CU	CA	CEV
	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
Min					0.020						0.0020	
Result	0.14	0.33	1.09	0.010	0.033	0.16	0.13	0.05	0.06	0.21	0.0035	0.40
Max	0.20	0.55	1.60	0.035	0.040				0.09			0.45

## TEST RESULTS

## CHARPY V2/-20 C (J)

	KV1	KV2	KV3	KV AVER
Min				27
Result	172	141	142	152
Max				

## TENSILE TEST

	REH	Rp0.2	RM	A	5	Z
	MPa	MPa	MPa	%	%	%
Min	380	380	490	22.0		
Result	414	409	541	25.6	59	
Max			630			

Colour code: YELLOWGREEN

THE PRODUCTS SUPPLIED ARE IN COMPLIANCE WITH  
THE REQUIREMENTS OF THE ORDER

Heikki Hurmola  
QA-MANAGER

Ovako Bar Oy Ab  
Quality Control  
FI-88100 IMATRA, Finland  
Tel. +388 8 68021  
Fax. +388 8 6802 883

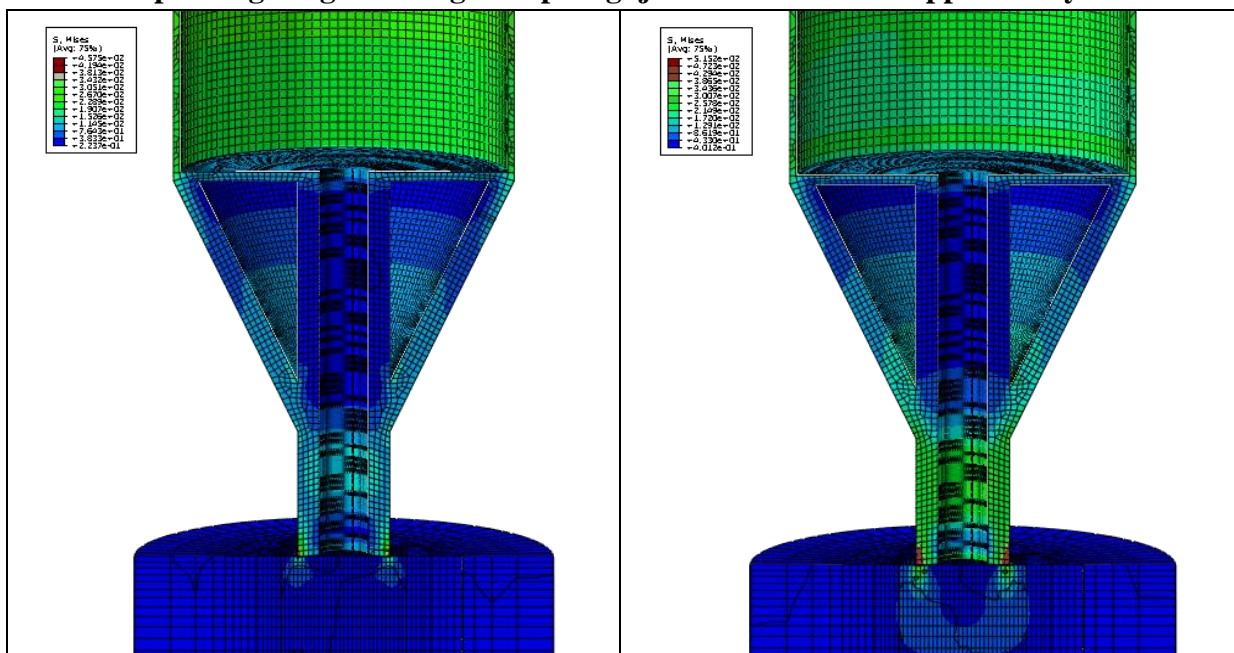
Ovako Bar Oy Ab  
Teollisuuskuja 1  
FI-14200 TUURENKI, Finland  
Tel. +388 3 8702 600  
Fax. +388 3 8702 602

Certified Quality System to  
ISO/TS 16949 by DNV  
Business ID 2067276-0  
Domicile Imatra

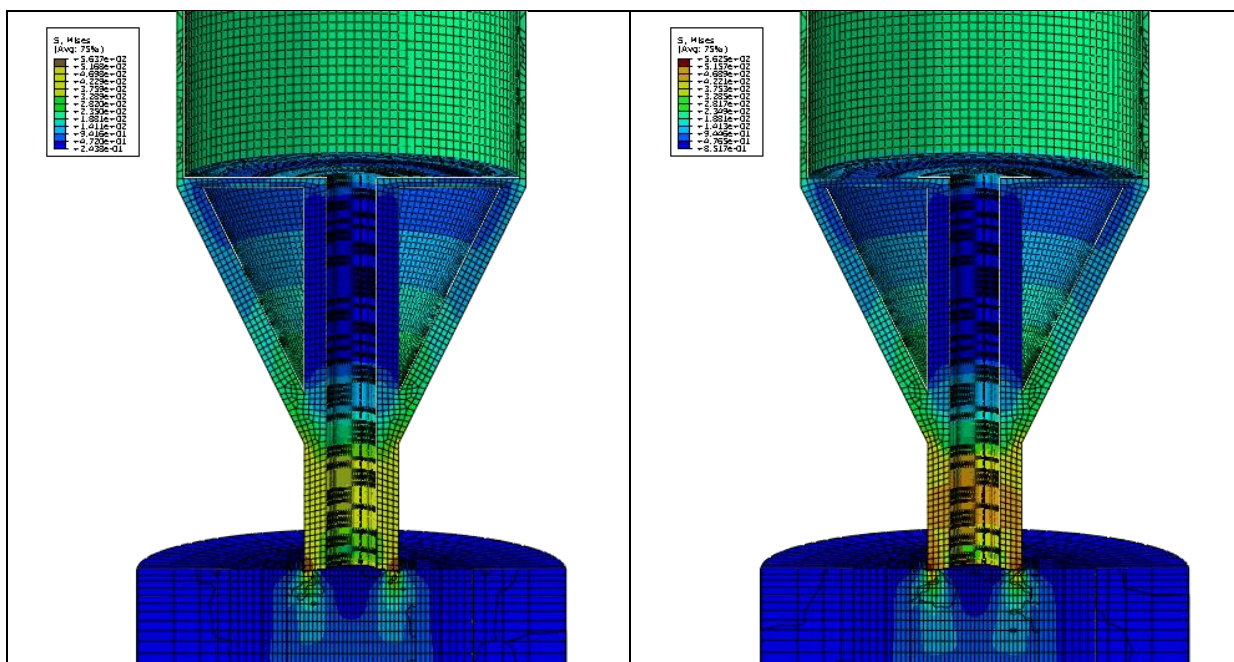


### A.3 Konturplott fra ABAQUS

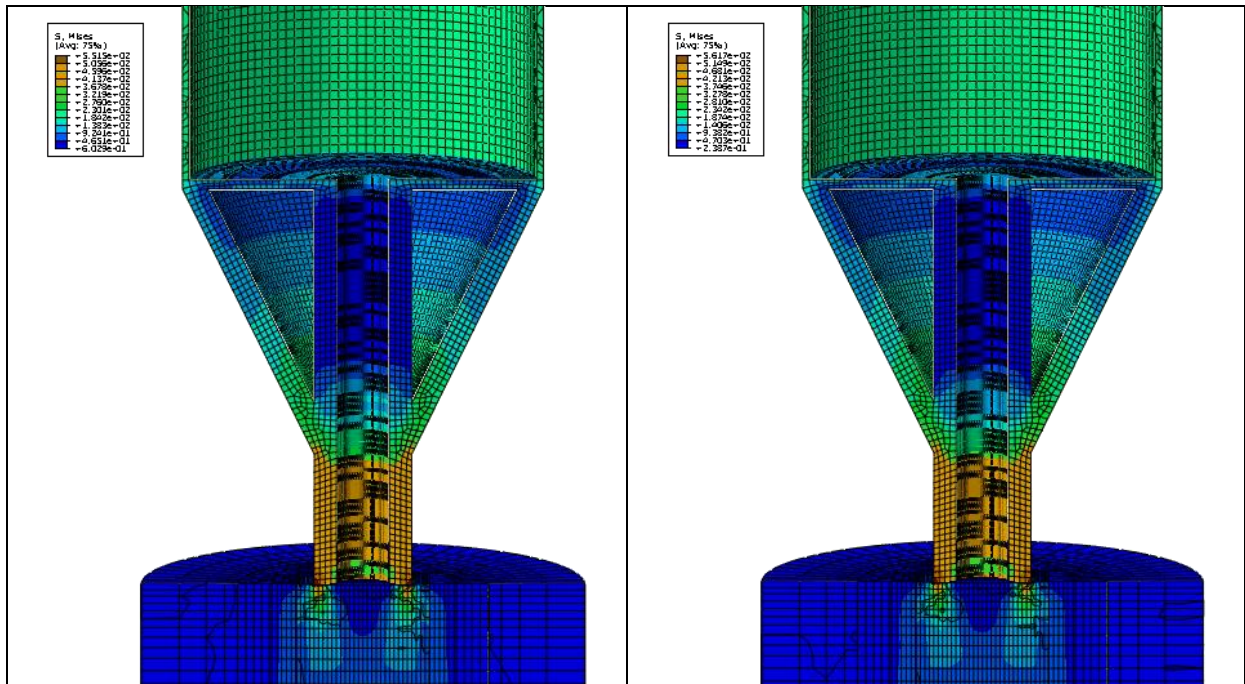
#### A.3.1 Spenningsbølgens bevegelse i pel og fjellvolum til første topp. Fallhøyde 140 cm



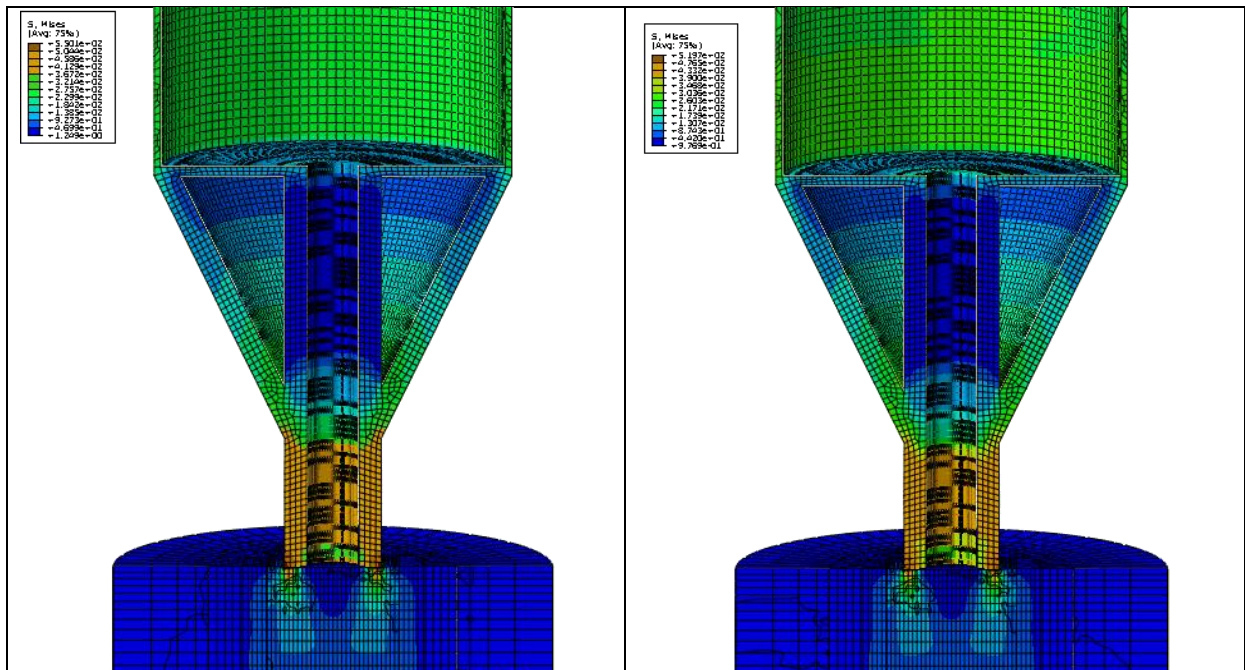
Fra venstre  $t=0,00198$ ,  $t=0,00264$



Fra venstre;  $t=0,003135$ ,  $t=0,003300$

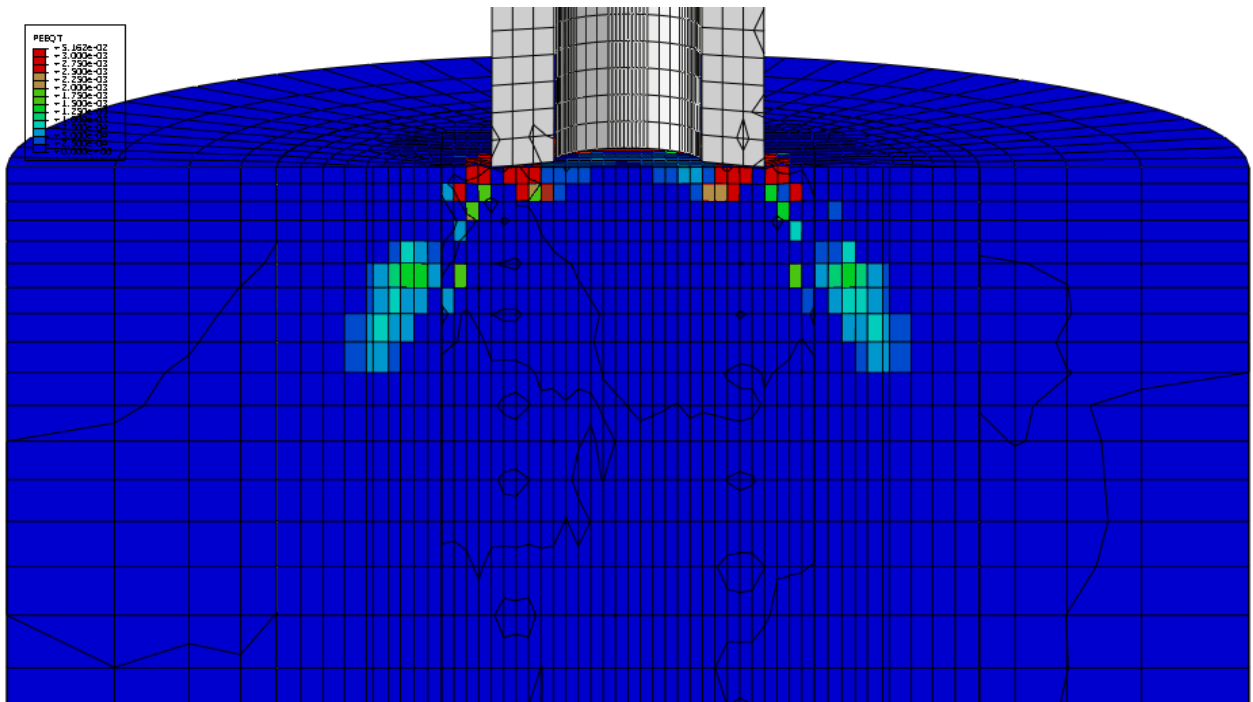


Fra venstre; t=0,003465, t=0,003630

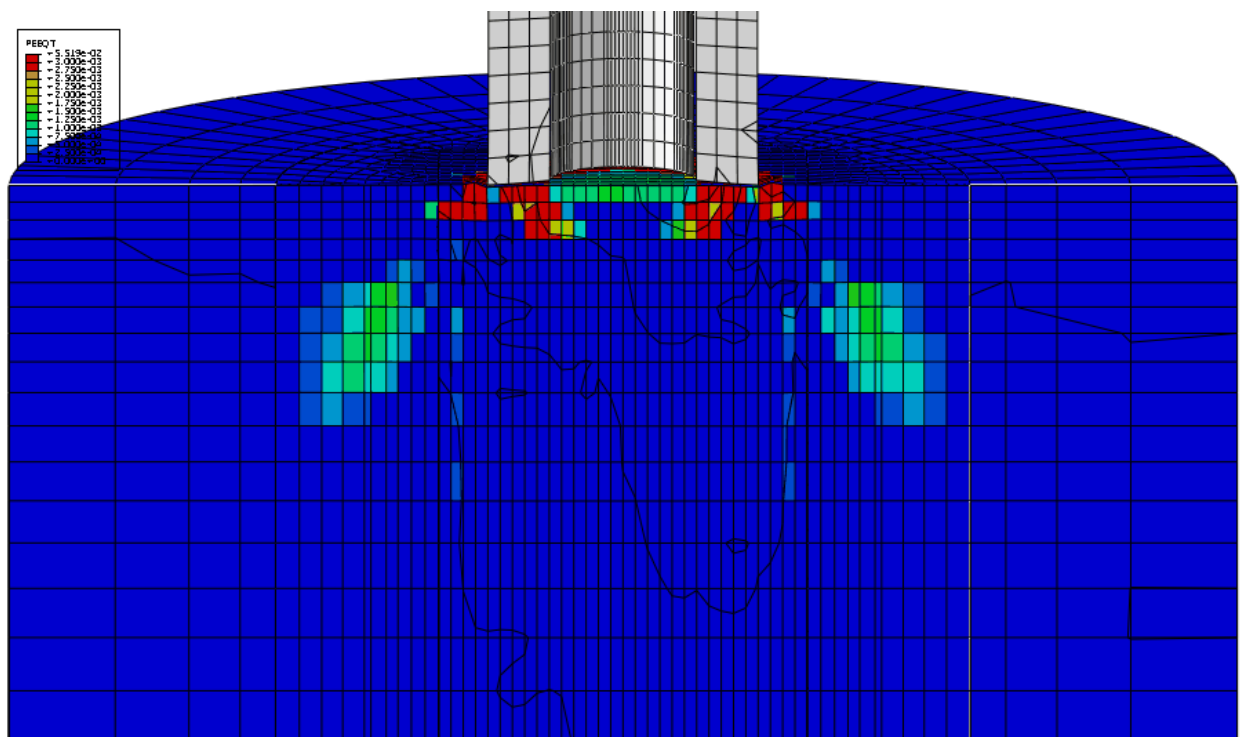


Fra venstre; t=0,00396, t=0,004290

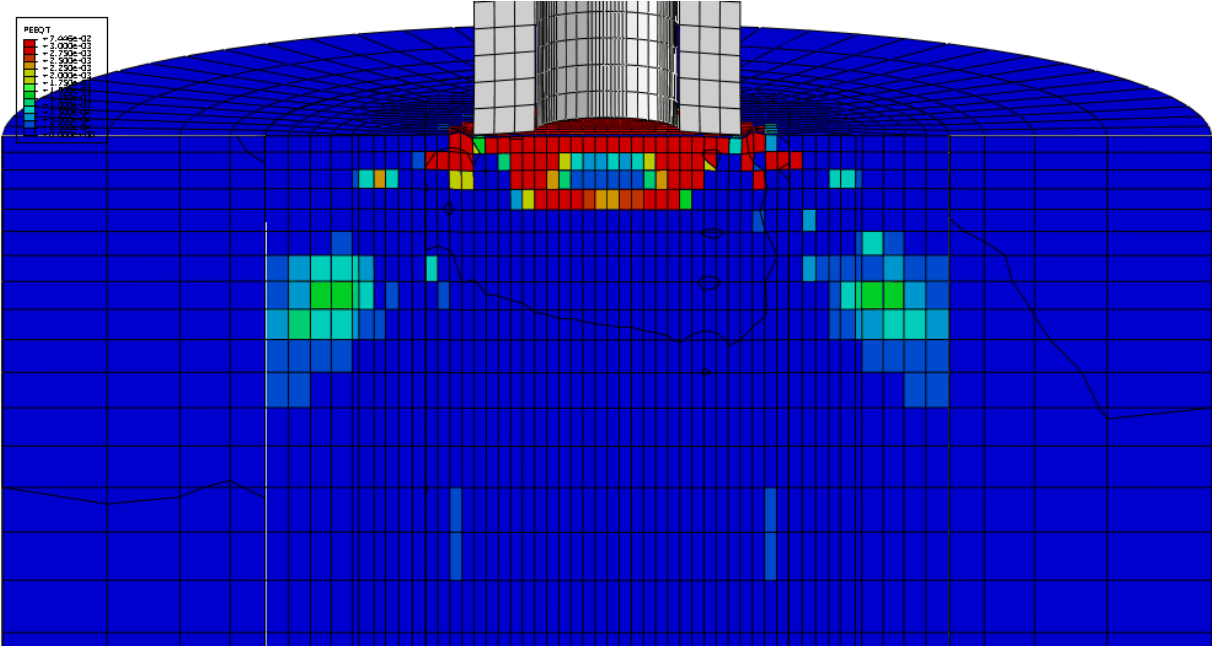
### A.3.2 Plastisk ekvivalent tøyning i strekk i fjellvolum



Fallhøyde 30 cm for pel P10A



Fallhøyde 60 cm for pel P10A



Fallhøyde 140 cm for pel P10A

#### **A.4 Bestilling av herding for de nedskalerte spissene hos Raufoss offshore**

Ole Marius Fremgaard  
Institutt for konstruksjonsteknikk  
Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
7491 Trondheim  
Tlf: 97722405  
Mail: fremgard@stud.ntnu.no

Trondheim 25.11.2013

Raufossoffshore  
2830 Raufoss  
Merk: Herdeavdelingen

#### **Bestilling av herding av nedskalerte pelespisser**

Henviser til mail korrespondanse med Finn Lundgård angående herding av spisser.

Det vi håper på og få til er og herde spissene til en hardhet på 58-62HRc eller 650-750 HV.  
Slik at de blir så like de forrige forsøkspissene som mulig.

Ifølge forrige masteroppgave ble de forrige spissene herdet ved:

- Oppkulling til 900 grader i en atmosfære med 1,05% karbon og ammoniakk
- Deretter ble temperaturen senket til 850 grader i en atmosfære med 0,75% karbon og ammoniakk
- Videre ble spissene avkjølt i olje til 80 grader
- Til slutt ble spissene anløpt ved 150 grader

Om det er noe annet dere trenger av informasjon er det bare og ta kontakt.

Med vennlig hilsen

Ole Marius Fremgaard

#### **Returadresse:**

Arne Aaberg

Rikard Birkelandsvei 1A

7491 Trondheim

Materialteknisk 3-69