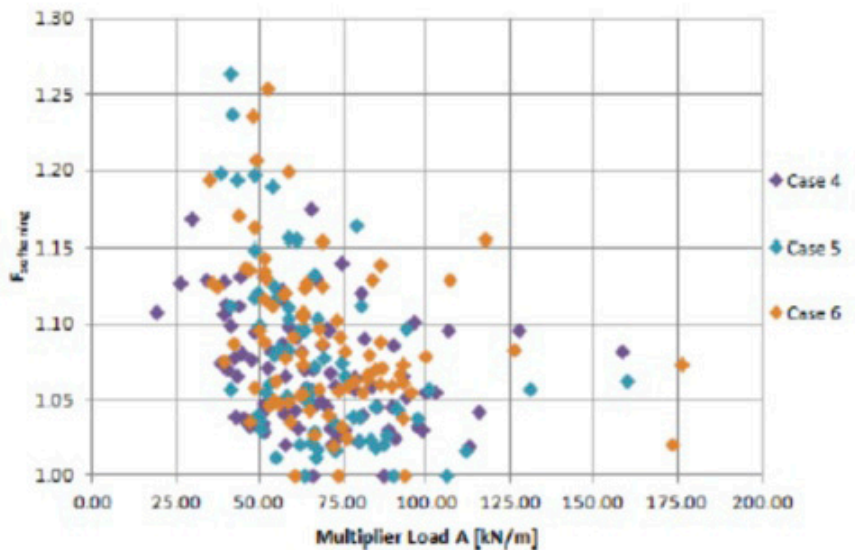
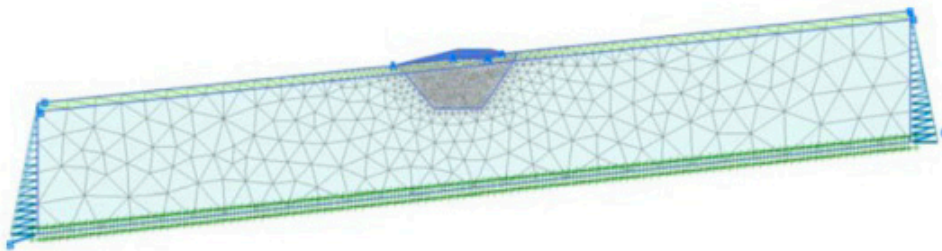




Naturfareprosjektet DP. 6 Kvikkleire Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire:

Sensitivitetsanalyse-1

40
2014



R
A
P
P
O
R
T

Naturfareprosjektet: Delprosjekt 6 Kvikkleire

Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging
i områder med kvikkleire:
Sensitivitetsanalyse-1

**Norges vassdrags- og energidirektorat i et samarbeid med Statens vegvesen og
Jernbaneverket**

2014

Rapport nr. 40/2014

Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire: Sensitivitetsanalyse-1

Utgitt av: Norges vassdrags- og energidirektorat i et samarbeid med Statens vegvesen og Jernbaneverket

Utarbeidet av:

Petter Fornes, Hans Petter Jostad v/NGI

Dato: 12.05.2014

Opplag: P.O.D.

ISBN: 978-82-410-0989-1

Avrop:

Denne rapporten er en del av et samarbeidsprosjekt mellom Statens Vegvesen Vegdirektoratet (SVV), Norges Vassdrags og Energidirektorat (NVE) og NGI. Overordnet mål for samarbeidsprosjektet er å etablere et forbedret beregningsgrunnlag for etablering av sikkerhetsfaktorer og prosedyrer for prosjektering av bygg, anlegg og samferdsel i områder med kvikkleire eller meget sensitiv leire. Denne rapporten kvantifiserer effekten av softening (sprøbrudd) med elementanalyser av maksimums fyllingshøyde i et stort antall vilkårlige skråninger med kvikk og sensitiv leire. Analysene er gjort med elementmetodeprogrammet Plaxis og materialmodellen NGI-ADPSoft som er beskrevet i NIFS rapport 39/2014. Effekten av softening er funnet ved å beregne forholdet mellom kapasiteten (maks fyllingshøyde) med og uten softening.

Emneord: sprøbruddmateriale, sannsynlighetsanalyse, strain softening, NGI-ADP soft

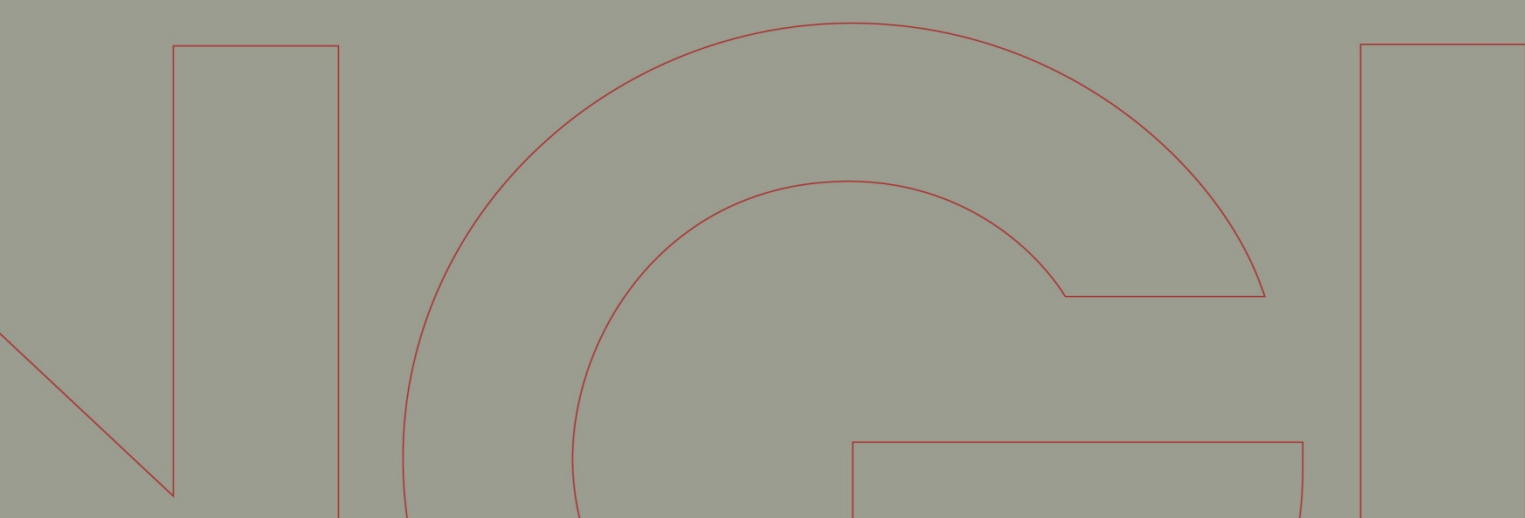


Rapport / Report

Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire

A3 Sensitivitetsanalyse

20092128-00-6-R
12. mai 2014
Rev.nr.: 0



Ved elektronisk overføring kan ikke konfidensialiteten eller autentisiteten av dette dokumentet garanteres. Adressaten bør vurdere denne risikoen og ta fullt ansvar for bruk av dette dokumentet.

Dokumentet skal ikke benyttes i utdrag eller til andre formål enn det dokumentet omhandler. Dokumentet må ikke reproduseres eller leveres til tredjemann uten eiers samtykke. Dokumentet må ikke endres uten samtykke fra NGL.

Neither the confidentiality nor the integrity of this document can be guaranteed following electronic transmission. The addressee should consider this risk and take full responsibility for use of this document.

This document shall not be used in parts, or for other purposes than the document was prepared for. The document shall not be copied, in parts or in whole, or be given to a third party without the owner's consent. No changes to the document shall be made without consent from NGL.



Prosjekt

Prosjekt: Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire
Dokumentnr.: 20092128-00-6-R
Dokumenttittel: A3 Sensitivitetsanalyse
Dato: 12. mai 2014
Rev.nr.: 0

Hovedkontor:
Pb. 3930 Ullevål Stadion
0806 Oslo

Avd Trondheim:
Pb. 1230 Pirsenteret
7462 Trondheim

T 22 02 30 00
F 22 23 04 48

Kontonr 5096 05 01281
Org. nr 958 254 318 MVA

ngi@ngi.no
www.ngi.no

Oppdragsgiver

Oppdragsgiver: Statens Vegvesen Vegdirektoratet
Norges Vassdrags og Energidirektorat
Oppdragsgivers
kontaktperson: Roald Aabøe (SVV)
Odd Are Jensen (NVE)
Kontraktreferanse: Oppdragsbekreftelse datert 25. (SVV) og
10. (NVE) november 2010

For NGI

Prosjektleder: Hans Petter Jostad
Utarbeidet av: Petter Fornes
Kontrollert av: Hans Petter Jostad

Sammendrag

Dette er et samarbeidsprosjekt mellom Statens Vegvesen/Vegdirektoratet (SVV), Norges Vassdrags og Energidirektorat (NVE) og NGI. Overordnet mål for prosjektet er å etablere et forbedret grunnlag for valg av sikkerhetsfaktorer og prosedyrer for prosjektering av bygg, anlegg og samferdsel i områder med kvikkleire eller meget sensitiv leire.

Denne rapporten kvantifiserer effekten av softening (sprøbrudd) med elementanalyser av maksimums fyllingshøyde i et stort antall vilkårlige skråninger med kvikk og sensitiv leire. Analysene er gjort med elementmetodeprogrammet Plaxis og materialmodellen NGI-ADPSOft. Effekten av softening er funnet ved å beregne forholdet mellom kapasiteten (maks fyllingshøyde) med og uten softening. Dette forholdet er her kalt softeningfaktor $F_{softening}$, og kan benyttes til å

BS EN ISO 9001
Sertifisert av BSI
Reg. No. FS 32989

Sammendrag (forts.)



Dokumentnr.: 20092128-00-6-R
Dato: 2014-05-12
Rev.nr.: 0
Side: 4

øke nødvendig materialfaktor γ_m for å ta hensyn til effekten av softening eller sprøbrudd i konvensjonelle grenselikevektsanalyser med et perfekt plastisk materiale.

Totalt er cirka 500 realistiske tilfeller analysert. Materialparametere er basert på informasjon i NGIs blokkprøvedatabase.

I tillegg til å kvantifisere effekten av softening gir analysene informasjon om hvilke parametere som betyr mest for denne effekten. Analysene gir også nyttig informasjon om hvordan progressive brudd initieres i sensitive leirer. Resultatene er i tillegg sammenlignet med anbefalinger av Karlsrud ved NGI og "first yield"-konseptet som gir en øvre grense for effekten av softening.

Hovedkonklusjonene fra denne aktiviteten er:

- Beregnet gjennomsnittlig effekt av softening er at et perfekt plastisk materiale overestimerer kapasiteten med 9% ($F_{\text{softening}} = 1.09$).
- For kun 2.5 % av tilfellene er $F_{\text{softening}}$ større enn 1.20, og for 12 % av tilfellene er $F_{\text{softening}}$ større enn 1.15.
- Effekten av softening er størst i tilfeller hvor skjærstyren er generelt lav ($s_u^A/\sigma_{vo}' < 0.5$) og konstant i den øvre delen (2 til 5 m) av jordprofilet.
- For normalkonsoliderte sensitive leirer, materialer som allerede er sprø, er usikkerheten i sprøheten mindre viktig.
- Effekten av softening er ikke veldig påvirket av initiell skjærmobilisering gitt av helningen på terrenget.
- "First yield" underestimerer i gjennomsnitt kapasiteten beregnet med softening med cirka 6%.
- Tøyningskompatibilitet er ikke gyldig ved maks last og passiv sone kan være lavt mobilisert. Dette er med på å gi lavere kapasitet i tillegg til effekten av redusert skjærstyrke i området som softner.
- Usikkerheten i skjærstyrkeprofilet kan være større enn effekten av sprøhet.

Effekten av usikkerheten i de forskjellige parameterne vil bli undersøkt i aktivitet A4. Resultatene fra aktiviteten vil bli benyttet til å komme med anbefalinger om hvordan effekten av sprøbrudd kan inkluderes i forbindelse med bruddanalyser i områder med kvikk og sensitiv leire. Dette vil bli gjort i aktivitet A5.

Innhold

1	Innledning	6
2	Metode	7
3	Prosedyre	8
	3.1 <i>Monte Carlo</i>	8
	3.2 <i>Tilfeldig utvalg fra etablerte sannsynlighetsfordelinger</i>	8
	3.3 <i>Analyser i Plaxis</i>	8
4	Parametere	10
	4.1 Grunnlag	10
	4.2 Sannsynlighetsfordeling	11
	4.3 Korrelasjoner	12
	4.4 Materialmodellen NGI-ADPSoft	13
	4.5 Uavhengige variabler	23
5	Caser	24
	5.1 Plaxis-modell	24
	5.2 Case 1 – 6	25
6	Resultater	26
	6.1 Spredning	26
	6.2 Bruddflater	28
	6.3 Effekt av inputparametere	38
	6.4 Mobiliseringsgrad	42
	6.5 Korrelasjoner og regresjon av uavhengige variabler	43
	6.6 Fordeling av softeningfaktor	48
7	Parameterstudier	49
	7.1 Middelerverdi	49
	7.2 Høy softeningfaktor	50
	7.3 ”First yield”	50
	7.4 Sammenligning med Karlsruds anbefalinger	52
8	Konklusjoner/Kommentarer	53
9	Referanser	54

Kontroll- og referanseside

1 Innledning

Dette prosjektet er et samarbeidsprosjekt mellom Statens Vegvesen/Vegdirektoratet (SVV), Norges vassdrags og energidirektorat (NVE) og NGI. Overordnet mål for prosjektet er å etablere et forbedret grunnlag for valg av sikkerhetsfaktorer og prosedyrer for prosjektering av bygg, anlegg og samferdsel i områder med kvikkleire eller meget sensitiv leire.

Prosjektet som startet i 2010 og vil bli avsluttet i 2012, er delt opp i følgende hovedaktiviteter:

1. Ferdigstille implementeringen av en numerisk metode
2. Tilbakeregning av skred
3. Sensitivitetsanalyse
4. Sannsynlighetsanalyse
5. Kalibrering av sikkerhetsfaktorer
6. Effekt av tøyingshastighet (ikke prioritert aktivitet)
7. Implementering av ny kunnskap

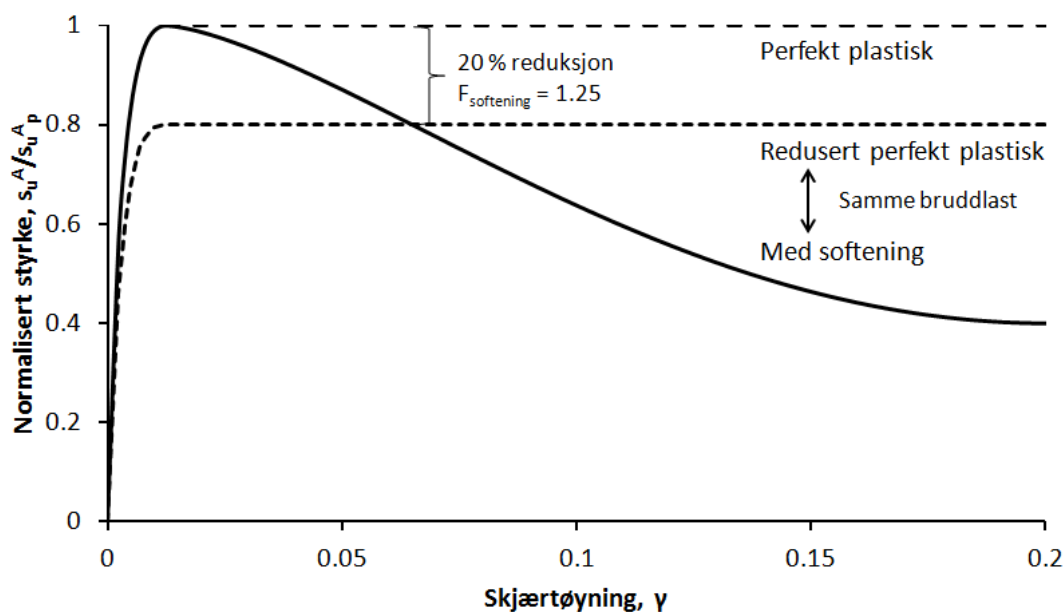
Denne rapporten gir resultatene fra aktivitet A3 Sensitivitetsanalyse. Forskjellen mellom beregnet kapasitet (maks fyllingshøyde) med og uten softening er bestemt for et stort utvalg av forskjellige realistiske materialparametersett. Resultatene gir dermed et grunnlag for å vurdere hvor mye kapasiteten overestimeres dersom man bestemmer kapasiteten ved hjelp av klassiske likevektsanalyser basert på et perfekt plastisk materiale uten softening. Denne overestimeringen kan dermed benyttes til å finne en forenklet metode for å ta hensyn til sprøbruddoppførselen til sensitive og kvikke leirer. Analysene er også med på å gi en økt forståelse for bruddoppførsel i denne type sprø materialer.

2 Metode

Følgende fremgangsmåte er benyttet for å bestemme forholdet, $F_{\text{softening}}$, mellom beregnet kapasitet med og uten softening. Faktoren $100\% \cdot (1 - 1/F_{\text{softening}})$ gir dermed prosentvis reduksjon i kapasiteten dersom materialets softeningoppførsel inkluderes i analysen.

Valgt framgangsmåte for å finne en slik softeningfaktor, $F_{\text{softening}}$ er:

1. Kjøre en elementanalyse med softening til global bruddlast (maks last).
2. Laste opp til samme bruddlast i en analyse uten softening
3. Benytte c/ϕ -reduksjon i analysen uten softening for å finne redusert udrenert skjærstyrke s_u/F som gir brudd under den gitte lasten. Softeningfaktoren $F_{\text{softening}}$ er i dette tilfelle beregnet sikkerhetsfaktor F .



Figur 2.1 Softeningkurve og perfekt plastisk materialkurve (stiplet linje) som gir samme bruddlast for et gitt kapasitetsproblem

Figur 2.1 viser eksempel på de idealiserte materialkurvene som er benyttet i analysene. Materialet med softening bestemmer bruddlasten, det vil si den maksimale lasten som kan påføres jorden. For å få et tilsvarende brudd med et perfekt plastisk materiale, må styrken reduseres. Hvor mye den må reduseres med for å få brudd ved samme last bestemmer softeningfaktoren $F_{\text{softening}}$.

For at resultatene skal være mest mulig generelle trengs et stort datagrunnlag. Idealiserte variasjoner for materialparameterne er derfor etablert og Monte Carlo-simulering benyttet for å generere et sett med representative caser.

3 Prosedyre

3.1 *Monte Carlo*

Et relativt komplekst problem med veldig mange ukjente krever enormt stor regnekraft for å analysere alle mulige kombinasjoner. En metode man kan bruke for å tilnærme seg et slikt problem er Monte Carlo-metoden (Metropolis og Ulam, 1949). I Monte Carlo-metoden analyserer man et begrenset antall tilfeller, med tilfeldig valgte parametere innenfor de gitte fordelingene. Basert på et relativt stort antall analyser antas det at man fanger opp hovedtrendene.

I motsetning til kapasiteten for perfekt plastiske materialer, er det for et softeningmateriale mange parametere som påvirker bruddlasten. Det er derfor mye vanskeligere på forhånd å definere de verst tenkelige kombinasjonene av parametere. Forskjellige realistiske kombinasjoner er derfor etablert ved hjelp av Monte Carlo-metoden.

3.2 *Tilfeldig utvalg fra etablerte sannsynlighetsfordelinger*

For å øke antall tilfeller med de mest sannsynlige kombinasjonene har noen av parametere fått egne sannsynlighetsfordelinger.

For at resultatene fra Monte Carlo-simuleringer skal være gyldig, forutsettes det at parametere er valgt tilfeldig fra en realistisk sannsynlighetsfordeling. Så lenge fordelingene representerer virkelige grunnforhold, kan hver analyse ses på som et selvstendig tilfelle av noe man kan finne i virkeligheten.

Valgt fremgangsmåte for å etablere sannsynlighetsfordelinger for en rekke parametere har vært å bruke NGIs blokkprøvedatabase som statistisk grunnlag (NGI, 2011). Verdier dokumentert fra flere lokasjoner er brukt direkte til å bestemme egenskapene til sannsynlighetsfordelingen. Ved å benytte kontinuerlige fordelinger (gitt av matematiske funksjoner) vil man også kunne få verdier som er utenfor det dokumenterte området. Så lenge fordelingen er basert på det statistiske grunnlaget blir det mindre sannsynlig jo lenger utenfor man kommer.

3.3 *Analyser i Plaxis*

Analyseverktøyet som er benyttet er elementmetodeprogrammet Plaxis 2D (www.plaxis.nl), med en spesialversjon av NGI-ADPSOft.

3.3.1 *Beregninger*

I analysene er en tenkt veifylling i en ”uendelig lang” skråning modellert. Selve fyllingen legges på som et materiale uten vekt. Vekten påføres i stedet gradvis som en last inntil en får et globalt brudd i leira under fyllingen.

Først kjøres en analyse med materialmodellen som inkluderer softeningoppførselen til leira. I denne analysen økes vekten av fyllingen med en

faktor (*Total Multiplier*) helt til maks last oppnås. Den beregnede høyden av fyllingen og helningen på sidekantene er derfor proporsjonal med bruddlasten. Motstanden mot brudd gjennom selve fyllingen er derimot konstant og uavhengig av oppfyllingen, siden den er knyttet til geometrien. Det er ikke mulig å automatisk øke fyllingshøyden direkte i Plaxis.

Etterpå gjentas analysen med samme parametersett, men nå uten softening. I denne analysen lastes det opp til bruddlasten fra analysen med softening. Deretter gjøres en *c/phi-reduksjon* hvor man finner en redusert udrenert skjærstyrke som gir brudd. Dette er en faktor $F_{softening}$ som beskriver hvor mye maks udrenert skjærstyrke må reduseres med i analysen uten softening for å gå til brudd ved den gitte lasten. Det betyr at i en analyse med perfekt plastisk materialoppførsel må man redusere styrken med denne ”softeningfaktoren”, $F_{softening}$ for å oppnå samme bruddlast som i en mer korrekt analyse som direkte tar hensyn til effekten av softening.

3.3.2 Automatisering

For hver enkelt materialparameter er det blitt definert en sannsynlighetsfordeling eller variasjonsområde. Dette først og fremst for å redusere antallet analyser med forskjellig kombinasjoner. Antall analyser med mest sannsynlige kombinasjoner vil da bli økt. Tilsvarende vil antall tilfeller med mer sjeldne tilfeller bli redusert. I utgangspunktet har man ikke kontroll på hvilke kombinasjoner som velges. I etterkant kan man derimot kontrollere manuelt hva som er valgt.

For enkelt å kunne analysere et stort antall av tilfeller, ble det lagd et program, her kalt ”Seqbatch”, som kan kjøre et valgt antall Plaxis-analyser i en serie etter hverandre. Kun en Plaxis-modell kan benyttes i programmet, men nye, allerede definerte sett med materialparametere importeres automatisk for hver analyse. Parametere som er direkte gitt i Plaxis-modellen, slik som geometri, randbetingelser, grunnvannsstand, romvekt, K_0 , kan dermed ikke varieres i en slik automatisert serie av analyser.

Det er derfor også definert flere caser (Plaxis-modeller), se kapittel 5. For hver case er det kjørt et stort antall tilfeller med tilfeldig valgte materialparametere.

4 Parametere

4.1 Grunnlag

Målet med analysene er å skaffe informasjon som kvantifiserer effekten av softening i forhold til perfekt plastisk oppførsel for realistiske grunnforhold med meget sensitive leire. Derfor er NGIs blokkprøvedatabase (NGI, 2012) benyttet til å finne spredningen i verdier for relevante parametere.

NGIs blokkprøvedatabase består av mange triax-, DSS- og ødometerforsøk gjort på leire fra blokkprøver fra forskjellige steder i Norge. Noen lokasjoner er valgt ut for å danne det statistiske grunnlaget for analysene, basert på følgende kriterier:

- OCR = 1 – 2, normalkonsoliderte leirer
- Sensitive leirer er prioritert
- Åpenbart forstyrrede prøver er ikke inkludert

For hver lokasjon er det valgt ut et representativt forsøk slik at ikke noen lokasjoner blir overrepresentert. For hver parameter er det typisk 10 forsøk fra forskjellige lokasjoner som er grunnlaget. Lokasjon, overkonsolideringsgrad OCR, sensitivitet S_t , og hva slags forsøk som er benyttet er presentert i Tabell 4.1.

Tabell 4.1 Lokasjon, blokkprøver

Lokasjon	Type forsøk	Overkonsolideringsgrad, OCR	Sensitivitet, S_t
Gardermobanen	CAUC	1.6	240
Barkåker	CAUC, CAUE	1.7	85
Lierstranda	CAUC, CAUE	1.8, 1.9	8, 7
Drammen	CAUC, CAUE	1.1	7
Ellingsrud	CAUC, DSS, CAUE	1.8, 1.4	59
Onsøy 1	CAUC, DSS, CAUE	1.8, 1.2, 1.3	12, 10, 6
Onsøy 2	DSS, CAUE	1.7, 1.3	4.6, 4.8
Kvenhild	CAUC	1.6	55, 63
Klett-Bårdshaug-138	CAUC, CAUE	1.9	77
Kløfta-Nybakk	CAUC, CAUE	1.6, 1.3	7, 135
Daneviksgate	CAUE	1.2	6
Eidsvoll-B110	CAUE	1.9	2
Onsøy OSBS	CAUE	1.3	4.5
Stjørdal, parsell Trondheim (809)	DSS, CAUE	1.5	6.0
Stjørdal, parsell Trondheim (823)	DSS, CAUE	1.5, 1.2	200, 200

4.2 Sannsynlighetsfordeling

For hver materialparameter er det bestemt en sannsynlighetsfordeling for den statistiske variasjonen den kan ha. Parametere uten godt statistisk grunnlag er antatt enten med uniform eller triangulær fordeling. Parameterne som har grunnlag i blokkprøvedatabasen er tilpasset med log-normalfordeling.

Lognormalfordeling ligner på en standard normalfordeling, men er foretrukket fordi den ikke kan ha negative verdier. Ved bruk av log-normalfordeling kan man ende opp med parametere utenfor dokumenterte verdier, men sannsynligheten er derimot liten for dette. Sannsynlighetstetthetsfunksjonen $p_x(x; \mu, \sigma)$ til log-normalfordelingen tilpasser forsøksdataene med forskjellig grad av nøyaktighet, avhengig av grunnlaget. Ved å kontrollere ekstreme resultater etter at beregningene er ferdig vil man uansett kunne luke ut urealistiske parametersett. Følgende formler er benyttet for lognormalfordeling:

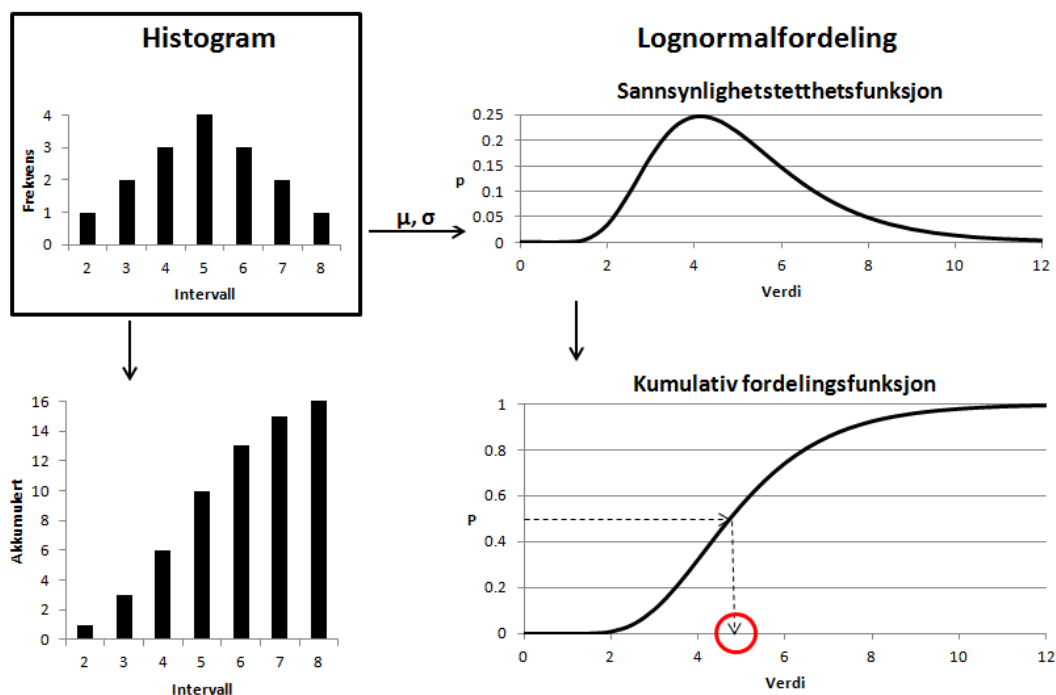
$$\text{Sannsynlighetstetthetsfunksjon: } p_x(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}}, x > 0$$

$$\text{Kumulativ fordelingsfunksjon: } P_x(x; \mu, \sigma) = \Phi\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)$$

Φ er den kumulative standard normalfordelingsfunksjonen. Basert på det statistiske grunnlaget ble middelerdi μ og standardavvik σ funnet for den naturlige logaritmen til hver parameter, og følgende formler er benyttet:

$$\begin{aligned} \text{Middelerdi: } \mu &= \frac{\sum_{i=1}^n \ln x_i}{n} \\ \text{Standardavvik: } \sigma &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu)^2}{(n-1)}} \end{aligned}$$

Den kumulative fordelingsfunksjonen blir benyttet i Monte Carlo-metoden ved tilfeldige utvelgelse av verdier for alle parametere. En randomfunksjon er benyttet for å velge verdien av P_x mellom 0 og 1, som tilsvarer en verdi av parameteren x ut ifra den kumulative fordelingsfunksjonen. Figur 4.1 viser et eksempel på prinsippet for hvordan en vilkårlig serie data blir benyttet til å velge ut verdier.



Figur 4.1 Fra histogram til kumulativ fordelingsfunksjon

Noen parametere er bestemt tilfeldig ved hjelp av denne metoden, mens enkelte andre er utledet av disse, se seksjon 4.4. Hvert parametersett er derfor unikt, og uavhengig av andre. Materialsettene kan derfor sees på som eksempler på mulige grunnforhold i områder med normalkonsolidert sensitiv leire. Ved å kjøre mange nok analyser vil man statistisk sett fange opp alle mulige tilfeller. Ved å tolke resultatene etter alle analysene kan man finne hvilke kombinasjoner av parametere som er mest kritiske.

4.3 Korrelasjoner

De eneste antatt korrelerte parametere er de anisotrope skjærstyrkene og tilhørende skjærtøyning. Dette for å unngå urealistiske anisotropiforhold. For å finne gode korrelasjoner er data fra prøvene i blokkprøvedatabasen benyttet hvor det er utført både CAUC-, DSS- og CAUE-forsøk. I korrelasjonene mellom anisotropiforholdene er det inkludert sannsynlighetsfordelinger, slik at det likevel er en realistisk variasjon.

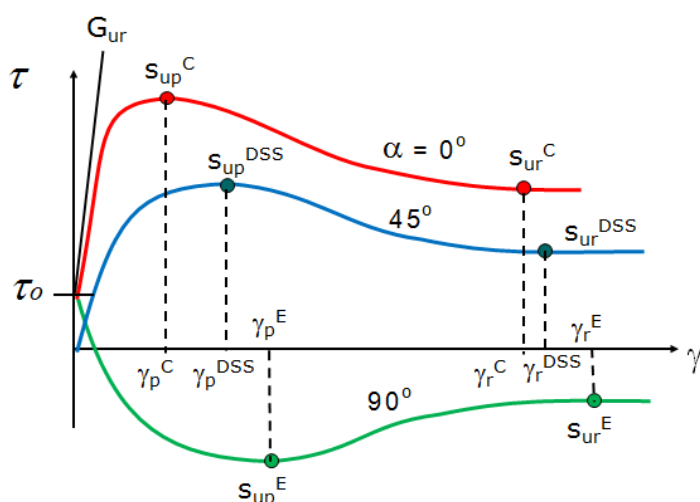
Noen parametere er derimot utledet direkte fra andre parametere. De kan dermed ikke ses på som uavhengige parametere, og har derfor ikke egne sannsynlighetsfordelinger.

Karlsruud og Hernandez-Martinez (2012) viser at for eksempel den udrenerte skjærstyrken i leire kan korreleres mot OCR, men for den begrensede variasjonen i $OCR < 2$ er dette ikke benyttet. Ved å korrelere parametere til enten OCR, I_p , vanninnhold eller S_t vil man i realiteten redusere antall parametere som får variere fritt. Man kunne hatt en sannsynlighetsfordeling av for eksempel skjærstyrke som

funksjon av OCR, men dette ble ikke valgt å benytte innenfor dette studiet. Men i tolkningen av resultatene kan slike korrelasjoner utnyttes for å gruppere resultatene.

4.4 Materialmodellen NGI-ADPSoft

Den brukerdefinerte materialmodellen NGI-ADPSoft (NGI, 2012), ferdigstilt i aktivitet A1 i dette prosjektet, er benyttet til å modellere oppførselen til leiren i denne aktiviteten. Modellen beskriver hele skjærspennings-tøyningskurven inkludert softening oppførselen etter maks udrenert skjærstyrke. Modellen er totalspenningsbasert og gir forskjellig oppførsel avhengig av deformasjonsretningen. De viktigste parameterne for modellen er vist på Figur 4.2. Parameterne bestemmes ved hjelp av udrenerte skjærforsøk, aktive (CAUC), passive (CAUE) og direkte skjær (DSS). I Tabell 4.2 er alle inputparametere oppgitt, og hvilke forutsetninger som er gjort. Mohr Coulomb-modellen i Plaxis er benyttet for fyllingen.



Figur 4.2 Modellparametere til NGI-ADPSoft

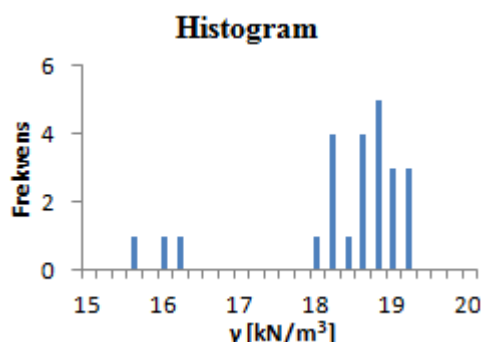
Valg av verdier for de forskjellige parameterne er gitt i de påfølgende seksjonene. Siden få prøver passet utvalgsriteriene, er det statistiske grunnlaget for lite til å kunne tilpasse sannsynlighetsfordelingene godt. Flere av parameterne har en fordeling som passer bedre med uniform fordeling enn log-normalfordeling.

Tabell 4.2 Modellparametere for NGI-ADPSoft

Parameter	Forutsetninger	Verdi/fordeling/formel
γ_{unsat}	Antatt	Konstant
γ_{sat}	Antatt	Lik γ_{unsat}
k_x	Antatt udrenert	0
k_y	Antatt udrenert	0
K_0	Utleidet	0.6, 0.8
G_{ur}/s_u^A	Antatt	Konstant
$s_{u\ ref}^A$	Utleidet	Fra γ_{sat} , $s_{u\ inc}^A$, y_{ref} , y_{GW}
$s_{u\ inc}^A$	Statistisk fordeling	Log-normal
x_{ref}	Valgt	0
y_{ref}	Antatt	Uniform
$\Delta y_{ref}/\Delta x$	Utleidet	Fra skråningshelningen β
s_u^{DSS}/s_u^A	Korrelert	Fra s_u^P/s_u^A
s_u^P/s_u^A	Statistisk fordeling	Log-normal
τ_0/s_u^A	Utleidet	Fra K_0 , γ_{sat} , $s_{u\ inc}^A$
$s_{u\ r}^A/s_u^A$	Valgt	0.01
$s_{u\ r}^{DSS}/s_u^A$	Valgt	0.01
$s_{u\ r}^P/s_u^A$	Valgt	0.01
γ_p^C	Statistisk fordeling	Log-normal
γ_p^{DSS}	Korrelert	Fra γ_p^C
γ_p^E	Korrelert	Fra γ_p^{DSS}
γ_r^C	Statistisk fordeling	Log-normal
γ_r^{DSS}	Utleidet	Fra γ_r^C
γ_r^E	Utleidet	Fra γ_r^C
c_1	Valgt	1 (lineær softening kurve)
c_2	Valgt	0 (lineær softening kurve)
ν	Antatt udrenert	0.495
ν_u	Antatt udrenert	0.495
α	Valgt	2 (funnet å være optimalt for kontroll av skjærbåndtykkelse)
l_{int}	Antatt	Uniform
$I-l^*/l_{int}$	Utleidet	Fra l_{int}
<i>Int.Type</i>	Valgt	1 (antatt å være mest robust)
<i>GS-pl/tot</i>	Valgt	0 (teoretisk riktig)

4.4.1 Romvekt γ_{sat}

I beregningene benyttes romvekten kun i generering av initialspenninger, som gjøres kun én gang for hver case. Det vil si at romvekten ikke varieres i automatiseringsprosedyren, og derfor blir spenningene på grunn av egenvekten i skråningen den samme for en gitt case.



Figur 4.3 Histogram, romvekt γ [kN/m³]

Fordelingen av romvekt fra blokkprøvedatabasen er vist på Figur 4.3. Som en midlere verdi er det antatt romvekt $\gamma_{sat} = 18.5$ kN/m³ i de fleste casene, se seksjon 5.2. Fordi grunnvannsstanden i modellen er plassert i terreng er dermed effektiv romvekt γ' lik 8.5 kN/m³.

4.4.2 Permeabilitet k_x og k_y

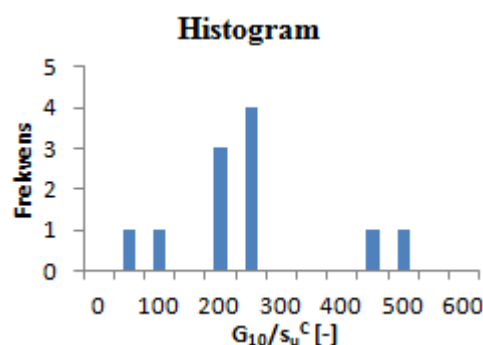
Permeabiliteten k inngår ikke i udrenerte beregninger. Derfor er en permeabilitet lik 0 benyttet i analysene, uavhengig av hva den kan være for leira.

4.4.3 Initial effektiv horisontalspenningsforhold K_0

K_0 inngår i beregningene av initialspenningstilstanden, og er derfor variert i egne caser, se seksjon 5.2. Basert på Mayne og Kulhawy (1982) er K_0 mellom 0.5 og 0.7 for en leire med overkonsolideringsgrad $OCR < 2$. I toppen av leirprofiler er OCR typisk noe høyere enn dypere i grunnen. Siden bruddutviklingen starter i toppen av leirprofilene er derfor K_0 mellom 0.6 og 0.8 benyttet i casene.

4.4.4 Av- og rebelastningsstivheten G_{ur}/s_u^A

Normalisert initiell skjærstivhet G_{ur}/s_u^A er satt lik 400. Denne verdien er basert på forholdet G_{10}/s_u^C fra CAUC-forsøkene i blokkprøvedatabasen, se Figur 4.4. G_{10}/s_u^C er lavere enn initialstivheten G_{max}/s_u^A , men antas å være en OK tilnærming til G_{ur}/s_u^A .



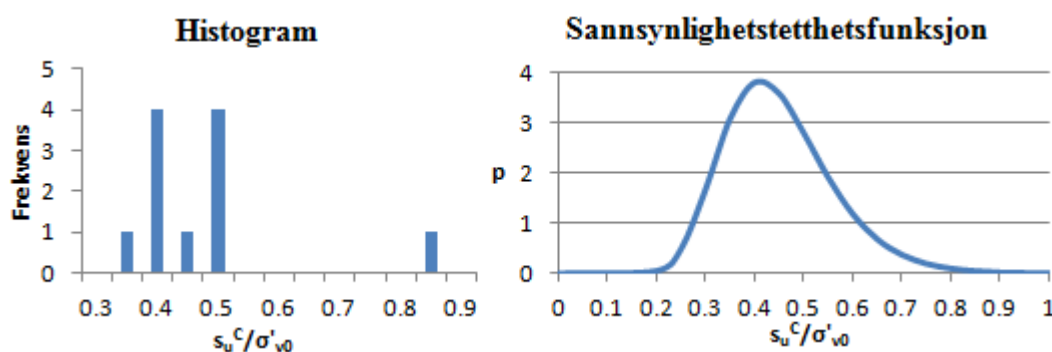
Figur 4.4 G_{10}/s_u^C fra CAUC-forsøk

4.4.5 Skjærstyrkeprofil, $s_u^A{}_{inc}$ og $s_u^A{}_{ref}$

I NGI-ADPSoft øker styrken lineært med dybden innen et lag, hvor $s_u^A{}_{inc}$ er økningen i udrenert, aktiv skjærstyrke per meter. For utvalgte leirer i Tabell 4.1 er forholdet s_u^C/σ'_{v0} (antatt lik s_u^A/σ'_{v0}) mellom 0.35 og 0.85, og $s_u^A{}_{inc}$ er som følger:

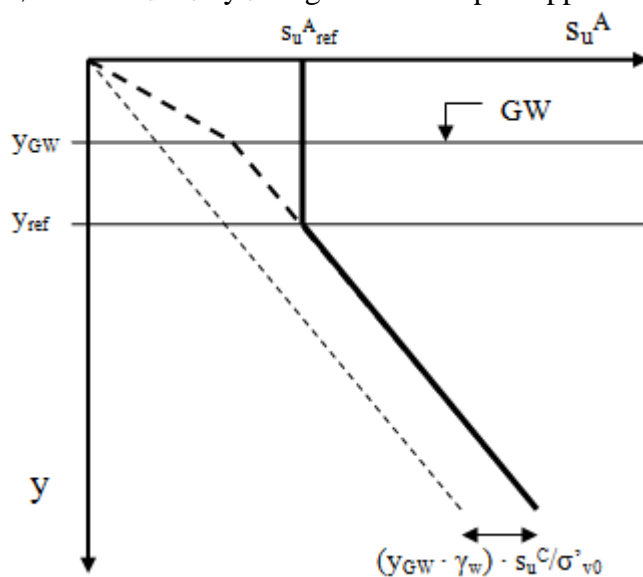
$$s_u^A{}_{inc} = \Delta\sigma'_{v0} \cdot s_u^C/\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot s_u^C/\sigma'_{v0} = (\gamma_{sat} - 10 \text{ kN/m}^3) \cdot s_u^C/\sigma'_{v0}$$

Log-normalfordelingen funnet for s_u^C/σ'_{v0} er vist i Figur 4.5, og romvekt γ_{sat} er uforandret hver case, se seksjon 5.2.



Figur 4.5 Log-normalfordeling s_u^C/σ'_{v0}

Referansestyrken $s_u^A{}_{ref}$ er aktiv udrenert skjærstyrke ved dybde y_{ref} . Over y_{ref} er styrken lik $s_u^A{}_{ref}$ og under øker styrken lineært med $s_u^A{}_{inc}$. Grunnvannstanden ligger ikke nødvendigvis i terreng selv om den er definert slik i Plaxis-modellen. Grunnvannstand er ikke en inputparameter i NGI-ADPSoft, men påvirker likevel styrkeprofilet fordi effektivspenningen øker med $\Delta\sigma'_{v0} = \gamma_{sat}$ over grunnvannsnivå y_{GW} . Skjærstyrken er avhengig av effektivspenning, og $s_u^A{}_{ref}$ kan dermed være større enn $s_u^A{}_{inc} \cdot y_{ref}$. Figur 4.6 viser prinsippet for bestemmelse av $s_u^A{}_{ref}$.



Figur 4.6 Bestemmelse av $s_u^A{}_{ref}$

$$\begin{aligned} s_{u\text{ref}}^A &= s_{u\text{inc}}^A \cdot y_{\text{ref}} + [y_{\text{GW}} \cdot \gamma_w] \cdot [s_{u\text{inc}}^A / (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)] \\ &= s_{u\text{inc}}^A \cdot [y_{\text{ref}} + y_{\text{GW}} \cdot \gamma_w / (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)] \end{aligned}$$

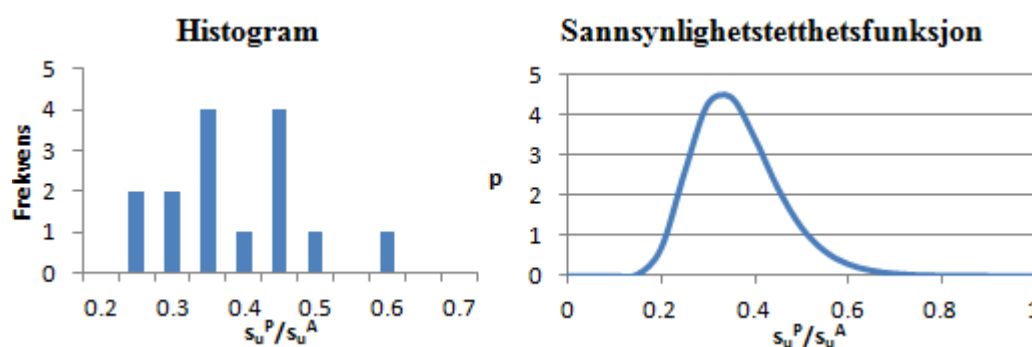
Formelen over forutsetter at $y_{\text{ref}} > y_{\text{GW}}$. Denne forutsetningen er likevel ikke tatt hensyn til i etableringen av $s_{u\text{ref}}^A$. Det betyr at dersom $y_{\text{GW}} > y_{\text{ref}}$, vil styrken under y_{GW} fortsatt være gitt av $s_{u\text{inc}}^A$. Det er antatt at grunnvannsstanden y_{GW} kan ligge med uniform fordeling mellom 0 og 2 m under terreng, og fordelingen av y_{ref} er gitt i seksjon 4.4.6. Det er dermed en liten mulighet for at $y_{\text{GW}} > y_{\text{ref}}$. Men effekten har liten betydning for det endelige resultatet.

4.4.6 Topplag, y_{ref} , x_{ref} og $\Delta y_{\text{ref}}/\Delta x$

På grunn av antagelse om mindre sensitivt materiale eller tørrskorpe i toppen er det antatt konstant skjærstyrke ned til y_{ref} , og ikke lineært økende fra terreng. Parameteren y_{ref} er antatt å ha en uniform fordeling med verdier mellom 1 og 5 m. For at y_{ref} skal ligge på samme dybde i hele skråningen er $\Delta y_{\text{ref}}/\Delta x = \tan \beta$, hvor β er helningen på skråningen. Horisontalkoordinaten $x_{\text{ref}} = 0$ så referansen er i venstre ende av Plaxis-modellen.

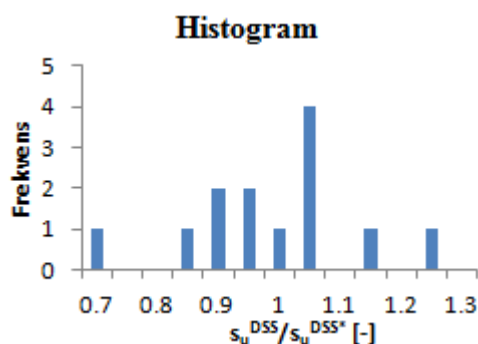
4.4.7 Anisotrope skjærstyrkeforhold, s_u^{DSS}/s_u^A og s_u^P/s_u^A

I de utvalgte forsøkene i blokkprøvedatabasen varierer anisotropiforholdet s_u^P/s_u^A mellom 0.24 og 0.57. Figur 4.7 viser tilpasset log-normalfordeling for anisotropiforholdet s_u^P/s_u^A basert på de utvalgte forsøkene.



Figur 4.7 Lognormalfordeling s_u^P/s_u^A

Det er valgt å korrelere DSS mot udrenert passiv skjærstyrke, i stedet for å la de være uavhengige parametere. En tilnærming til DSS-styrken er å anta at den er lik midlere udrenert skjærstyrke $s_u^{\text{DSS}^*} = (s_u^P + s_u^A)/2$. Figur 4.8 viser forholdene mellom reell DSS-styrke og styrke funnet ved denne tilnærmelsen, basert på leirer i blokkprøvedatabasen hvor både DSS-, CAUC- og CAUE-forsøk er utført. For å inkludere spredningen i Figur 4.8 er den tilnærmede skjærspenningen multiplisert med en faktor som varierer med en uniform fordeling mellom 0.8 og 1.2.



Figur 4.8 Forhold mellom faktisk DSS-styrke og $(s_u^P + s_u^A)/2$

4.4.8 Initiell skjærspenning τ_0/s_u^A

Den initiell skjærspenningen $\tau_0 = \sigma'_{v0} \cdot (1 - K_0)/2$, som gir følgende forhold:

$$\tau_0/s_u^A = [\sigma'_{v0} / s_u^A] \cdot (1 - K_0)/2 = [(\gamma_{sat} - \gamma_w) / s_u^{A_{inc}}] \cdot (1 - K_0)/2$$

K_0 og γ_{sat} er valgt for en gitt case, fordeling av $s_u^{A_{inc}}$ er gitt i seksjon 4.4.5.

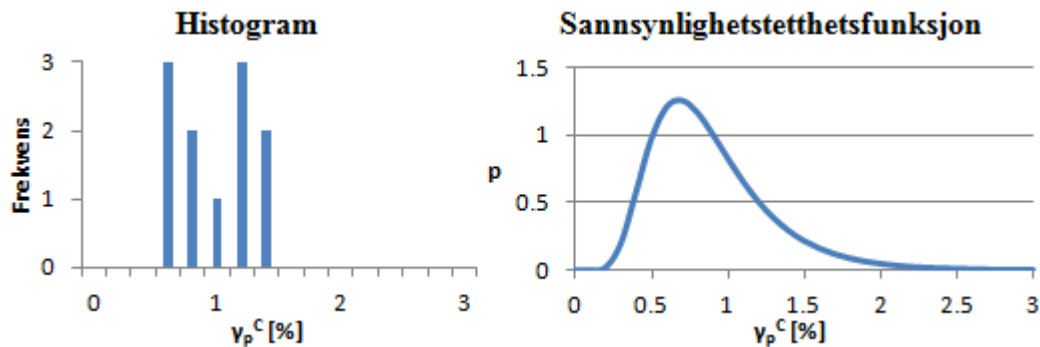
4.4.9 Residualstyrke $s_u^A_r/s_u^A$, $s_u^{DSS}_r/s_u^A$ og $s_u^P_r/s_u^A$

Det er antatt null softening i topplaget. Dette er oppnådd ved å sette residualstyrken lik maksstyrken.

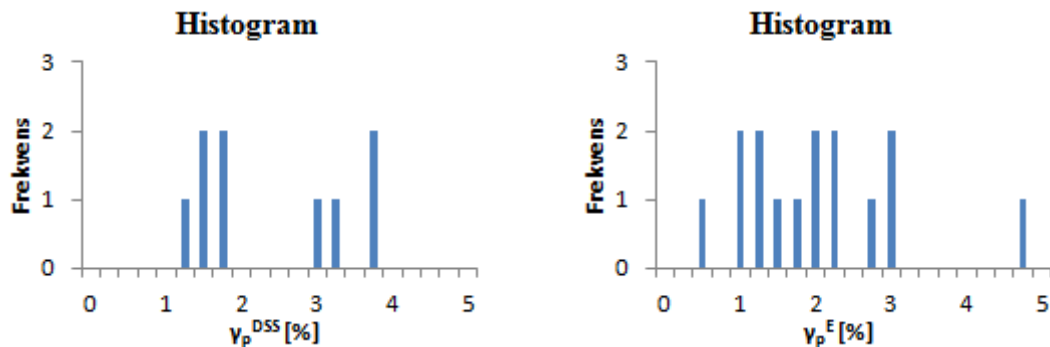
For den sensitive leira er det valgt å benytte en residualskjærstyrke som er tilnærmet lik null, $s_u^A_r/s_u^A = s_u^{DSS}_r/s_u^A = s_u^P_r/s_u^A = 0.01$. Men ikke i noen av analysene er tøyningene så store ved oppnådd bruddlast at skjærstyrken er redusert så mye. Residualstyrken er derfor sammen med residualtøyningen benyttet til å styre graden av softening, se seksjon 4.4.11.

4.4.10 Skjærtøyning ved maks skjærstyrke γ_p^C , γ_p^{DSS} og γ_p^E

I blokkprøvedatabasen varierer skjærtøyningen ved maks skjærstyrke fra aktive forsøk, γ_p^C , mellom 0.41 % og 1.34 %. Lognormalfordeling for γ_p^C basert på de utvalgte forsøkene er vist på Figur 4.9. For DSS varierer skjærtøyningen ved maks skjærstyrke γ_p^{DSS} mellom 1.2 % og 3.7 % og for passive forsøk varierer γ_p^E mellom 0.46 % og 4.6 %, som vist på Figur 4.10.

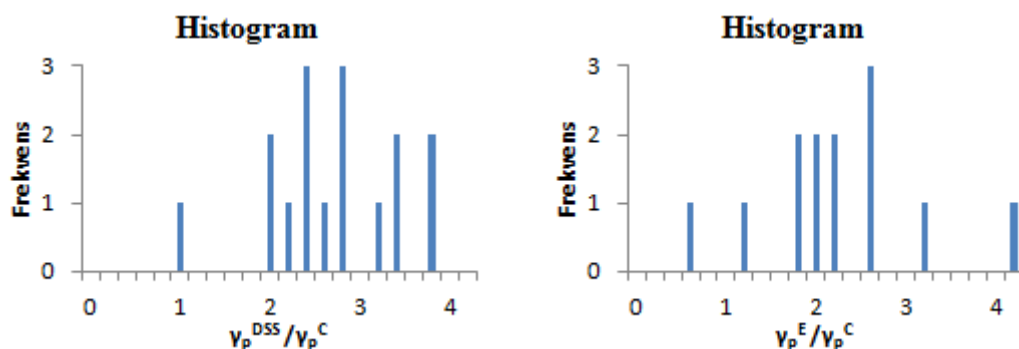


Figur 4.9 Lognormalfordeling γ_p^C [%]



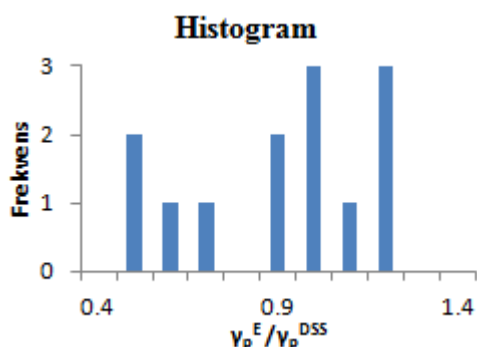
Figur 4.10 Fordeling γ_p^{DSS} og γ_p^E [%]

For å unngå urealistiske kombinasjoner av de tre tøyingsretningene, er det valgt å korrelere γ_p^{DSS} og γ_p^E mot γ_p^C i stedet for at de er uavhengig parametere. For å finne korrelasjoner er det benyttet data fra alle leirer i blokkprøvedatabasen hvor både CAUC-, DSS- og CAUE-forsøk er utført.



Figur 4.11 Forhold mellom γ_p^{DSS} og γ_p^C , og mellom γ_p^E og γ_p^C

Figur 4.11 viser forholdene mellom γ_p^{DSS} og γ_p^C , og mellom γ_p^E og γ_p^C . Basert på denne figuren bestemmes γ_p^{DSS} ved å multiplisere utvalgt γ_p^C med en faktor som varierer med uniform fordeling mellom 1.8 og 3.8.

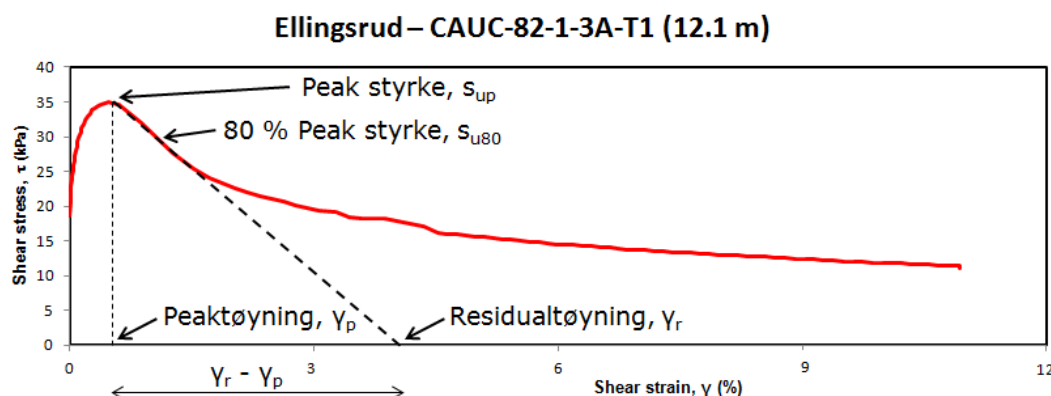


Figur 4.12 Forhold mellom γ_p^E og γ_p^{DSS}

Basert på Figur 4.12, som viser forhold mellom γ_p^E og γ_p^{DSS} , bestemmes γ_p^E ved å multiplisere utvalgt γ_p^{DSS} med en faktor som varierer med symmetrisk triangulær fordeling mellom 0.5 og 1.3.

4.4.11 Skjørtøyning ved valgt residualstyrke γ_r^C , γ_r^{DSS} , γ_r^E , og kurveparametere c_1 og c_2

For å ha en veldefinert softeningkurve ble et fullstendig lineært softeningforløp valgt. For å oppnå dette er parameterne $c_1 = 1$ og $c_2 = 0$. Softeningforløpet i de utvalgte forsøkene er tilpasset best mulig fra maks skjærstyrke til 80 % av maks styrke, et område som er typisk ved global maks last. Tilpasningen er gjort med en rett softening linje, og residualtøyningen γ_r^C er skjærtøyningen ved 1 % skjærstyrke, som vist på Figur 4.13.

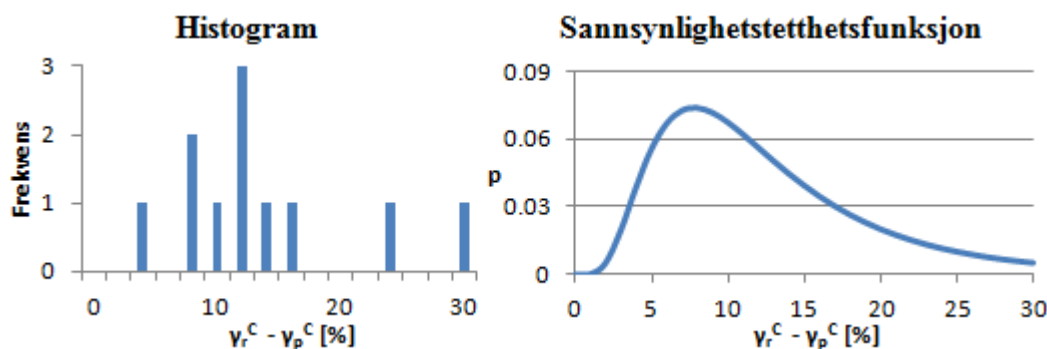


Figur 4.13 Bestemmelse av residualtøyning γ_r

Skjørtøyningsdifferansen $\gamma_r^C - \gamma_p^C$ er mellom 3 og 30 % basert på tilpassning til forsøkene i blokkdatabasen. Tilpasningen med lognormalfordeling er vist på Figur 4.14. Residualtøyningen for aktiv oppførsel er dermed bestemt som $\gamma_r^C = [\gamma_r^C - \gamma_p^C] + \gamma_p^C$, hvor lognormalfordelingene på Figur 4.9 og Figur 4.14 benyttes.

Som en antagelse er samme softeningforløp antatt for DSS og passiv oppførsel. Det vil si at $\gamma_r^{DSS} = [\gamma_r^C - \gamma_p^C] + \gamma_p^{DSS}$ og $\gamma_r^E = [\gamma_r^C - \gamma_p^C] + \gamma_p^E$ er benyttet. Dette er en

forenkling som antas å være neglisjerbar siden man ser at det er softeningen i aktiv sone som betyr mest for det aktuelle problemet.



Figur 4.14 Lognormalfordeling $\gamma_r^C - \gamma_p^C$ [%]

4.4.12 Intern lengde l_{int} og $1.0 - l^*/l_{int}$

Den interne lengden l_{int} styrer skjærbåndtykkelsen, og er begrenset av størrelsen på elementene i elementnettet. Minste anbefalte l_{int} er antatt å være $0.1 \text{ m} = 10^{-1} \text{ m}$ med hensyn til størrelsen på elementene som er benyttet i casene.

Det er valgt å benytte l_{int} som varierer mellom $10^{-0.5} \text{ m}$ og $10^{-1.5} \text{ m}$, med uniform fordeling av verdien $\log(l_{int})$. Selv om dette er en begrensning, antas det å være akseptabelt siden l_{int} varieres med en faktor = 10. Verdier mindre enn 0.1 m er oppnådd ved å bruke korreksjonsfaktoren $1.0 - l^*/l_{int}$.

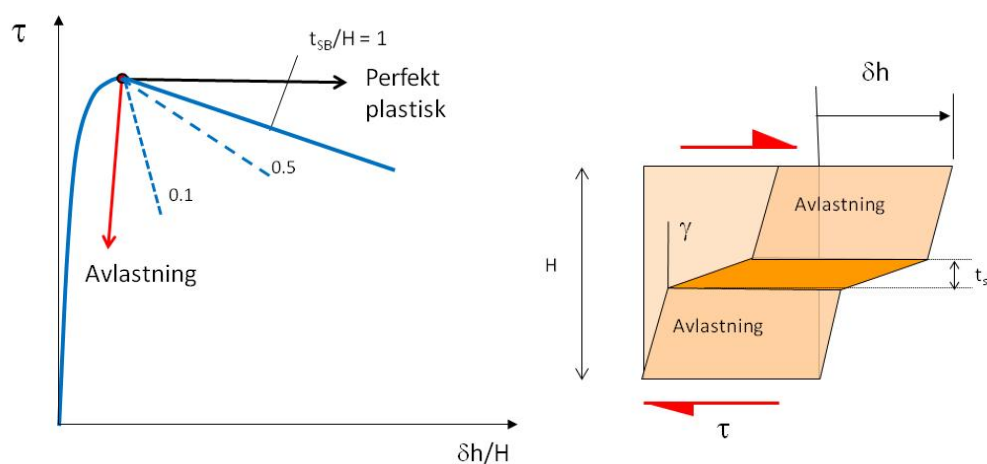
En konsekvens av "softening" er at deformasjonen innen et gitt område ikke lenger er unik. Idet den maksimale udrenerte skjærstyrken $s_{u,max}$ er mobilisert vil videre skjærdeformasjon føre til en reduksjon i skjærmotstanden (som vist i Figur 4.15), det vil si en reduksjon i τ . Et element med høyde H som deformeres helt uniformt vil for eksempel få en softeningkurve som gitt av den heltrukket blå linjen. Men dersom deformasjonen er styrt av en forskyvning δh på toppen av elementet kan denne forskyvningen fordeles forskjellig over høyden H . Det vil si forskjellige kombinasjoner av videre plastisk deformasjon i et skjærbånd med tykkelse t_{sb} og elastisk avlastning i materialet utenfor. Den totale forskyvningen δh over høyden H er da gitt av bruddtøyningen γ_f ved maks s_u (hvor tøyningen fremdeles er uniform), den elastiske skjærtøyningen γ_e som er gitt av avlastningsmodulen G_{ur} , og helningen på softeningkurven S (som her er en sekantverdi fra $s_{u,max}$ til aktuell redusert skjærstyrke $s_u(\gamma)$):

$$\delta h = \delta h_f - \delta h_e + \delta h_s = \gamma_f \cdot H - \frac{s_u - s_u(\gamma)}{G_o} \cdot H + \frac{s_u - s_u(\gamma)}{S} \cdot t_{sb}$$

Fra ligningen over og Figur 4.15 ser en at den effektive oppførselen τ mot $\delta h/H$ til elementet blir mer og mer sprøtt når skjærbåndtykkelse t_{sb} minker. Det er derfor

like viktig å kontrollere aktuell skjærbåndtykkelse t_{sb} som målt ”softening”-helning S. I tillegg må man være sikker på at prøven deformeres homogent når en bestemmer S, slik at effekten av lokalisering ikke inkluderes to ganger (Andresen, Jostad og Høeg, 2002).

”Softening”-oppførselen kompliseres videre av effekter som lokal drenasje og tøyningshastighet (Jostad, Andresen og Thakur, 2006 og Gylland med flere, 2012).



Figur 4.15 Illustrasjon av effekten av skjærbåndtykkelsen t_{sb} for et element med høyde H og ”softening”-oppførsel

4.4.13 Tverrkontraksjonstallet ν og ν_u

Tverrkontraksjonstallet er satt lik 0.495 for udrenert tilstand.

4.4.14 Interne parametere α , *Int.Type*, *GS-pl/tot*

Dette er interne kontrollparametere. Benyttede verdier er oppgitt i Tabell 4.2.

4.5 Uavhengige variabler

En oppsummering av de uavhengige variablene som benyttes for å utlede modellparameterne i Tabell 4.2 er presentert i Tabell 4.3 med sine sannsynlighetsfordelinger.

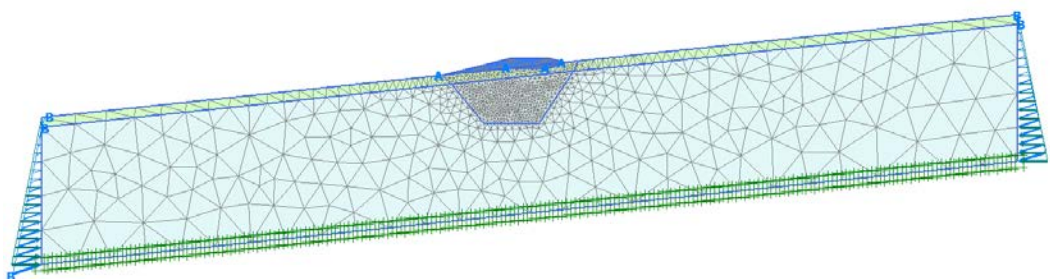
Tabell 4.3 Uavhengige variabler

#	Variabel	Parametere utledet	Fordeling	Min	Maks	μ	σ
1	s_u^A / σ_v	$s_u^{A_{inc}}, s_u^{A_{ref}}$	Lognormal	-	-	-0.828	0.247
2	y_{ref}	$s_u^{A_{ref}}$	Uniform	-5 m	-1 m	-	-
3	y_{GW}	$s_u^{A_{ref}}$	Uniform	-2 m	0 m	-	-
4	s_u^P / s_u^A	s_u^{DSS} / s_u^A	Lognormal	-	-	-1.043	0.257
5	$s_u^{DSS \cdot 2} / (s_u^A + s_u^P)$	s_u^{DSS} / s_u^A	Uniform	0.8	1.2	-	-
6	γ_p^C	$\gamma_p^{DSS}, \gamma_p^E, \gamma_r^C$	Lognormal	-	-	-0.207	0.423
7	$\gamma_p^{DSS} / \gamma_p^C$	$\gamma_p^{DSS}, \gamma_p^E, \gamma_r^{DSS}$	Uniform	1.8	3.8	-	-
8	$\gamma_p^E / \gamma_p^{DSS}$	γ_p^E, γ_r^E	Triangulær	0.5	1.3	-	-
9	$\gamma_r^C - \gamma_p^C$	$\gamma_r^C, \gamma_r^{DSS}, \gamma_r^E$	Lognormal	-	-	2.395	0.584
10	$\log(l_{int})$	$l_{int}, 1-l^*/l_{int}$	Uniform	-1.5	-0.5	-	-
11	γ_{sat}	$\gamma_{unsat}, s_u^{A_{inc}}, s_u^{A_{ref}}, \tau_0 / s_u^A$	Låst til case	18.5 kN/m ³	20.0 kN/m ³	-	-
12	K_0	τ_0 / s_u^A	Låst til case	0.6	0.8	-	-
13	Tykkelse tørrskorpe	-	Låst til case	2 m	4 m	-	-
14	Helning β	-	Låst til case	4 °	8 °	-	-

5 Caser

5.1 Plaxis-modell

Plaxis-modellene av skråningen benyttet i analysene er 200 m brede, med helning β variert fra 4 til 8 °, se Figur 5.1. Skråningen er delt i to lag, et 2 eller 4 m tykt mindre sensitivt materiale eller tørrskorpe over et 26-28 m tykt sensitivt leirelag. For å redusere effekten av randeffekter er sidekantene av skråningen påført horisontalspenninger og skjærspenninger i den første analysen med softening. I c/ ϕ -analysen uten softening fjernes kreftene og horisontal fastholding er benyttet i stedet. I alle casene er det benyttet 15-noders elementer, med lokal forfining av nettet under fyllingen.



Figur 5.1 Plaxis-modell, Case 3, helning $\beta = 6^\circ$

I alle beregningene ligger fyllingen i midten av modellen, og bredden av den er låst til 8 m. Noe av det opprinnelige terrenget erstattes, slik at underkant av fyllingen er plan over hele utstrekningen. I selve geometrien av modellen er fyllingen 2 m høy, og avtrappet med helning 1:4. Påført maks last tilsvarer ikke nødvendigvis en slik fylling, ettersom kapasiteten er avhengig av materialegenskapene.

Topplaget er modellert uten softening selv om materialmodellen NGI-ADPSOFT er benyttet. Styrkeprofilen i tørrskorpa er dessuten det samme som i leira under. For fyllingen er materialmodellen Mohr Coulomb benyttet, med c_{ref} lik 10 kPa og friksjonsvinkel ϕ lik 0°.

I initialtilstanden er grunnvannstand lagt i terreng, og K_0 -prosedyren i Plaxis er brukt for å generere initialspenninger. I første beregningsfase gjøres det ingen endringer, og en likevektstilstand som tar hensyn til det hellende terrenget oppnås. I andre beregningsfase aktiveres fyllingen, og noe av tørrskorpen erstattes med fyllingsmateriale slik at fyllingen blir plan. Deretter økes denne lasten til maksimumslasten (brudd). For å kunne legge på hele bruddlasten direkte i en fase er manuelle innstillinger benyttet med toleransen lik 0.001. I tredje beregningsfase byttes materialet til et materiale uten softening, og fyllingslasten fra analysen med softening påføres med "total multipliers". Til slutt utføres en c/ ϕ -reduksjonsanalyse.

5.2 Case 1 – 6

I prinsippet kunne man ha variert all input i Monte Carlo-simuleringene, men i automatiseringen av Plaxis-analysene er man begrenset til det som er input i materialmodellen. For å kunne variere parametere knyttet til geometri og initialtilstand er man derimot nødt til å etablere nye Plaxis-modeller. Det er derfor lagd et sett med caser, hvor følgende parametere er variert:

- Helning $\beta = 4 - 8^\circ$
- Topplag: 2 – 4 m dybde
- $K_0 = 0.6 - 0.8$, basert på at $OCR = 1 - 2$ generelt, men litt høyere i toppen
- Romvekt $\gamma = 18.5 - 20 \text{ kN/m}^3$

Seks caser er definert i Tabell 5.1, hvor helningen er den viktigste parameteren. I Case 1, 2 og 3 er helningen β henholdsvis 4° , 8° og 6° . I Case 4, 5 og 6 er helning 6° beholdt, men i den første er $K_0 = 0.8$, i den andre er topplaget 4 m tykt og i den siste er romvekten $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

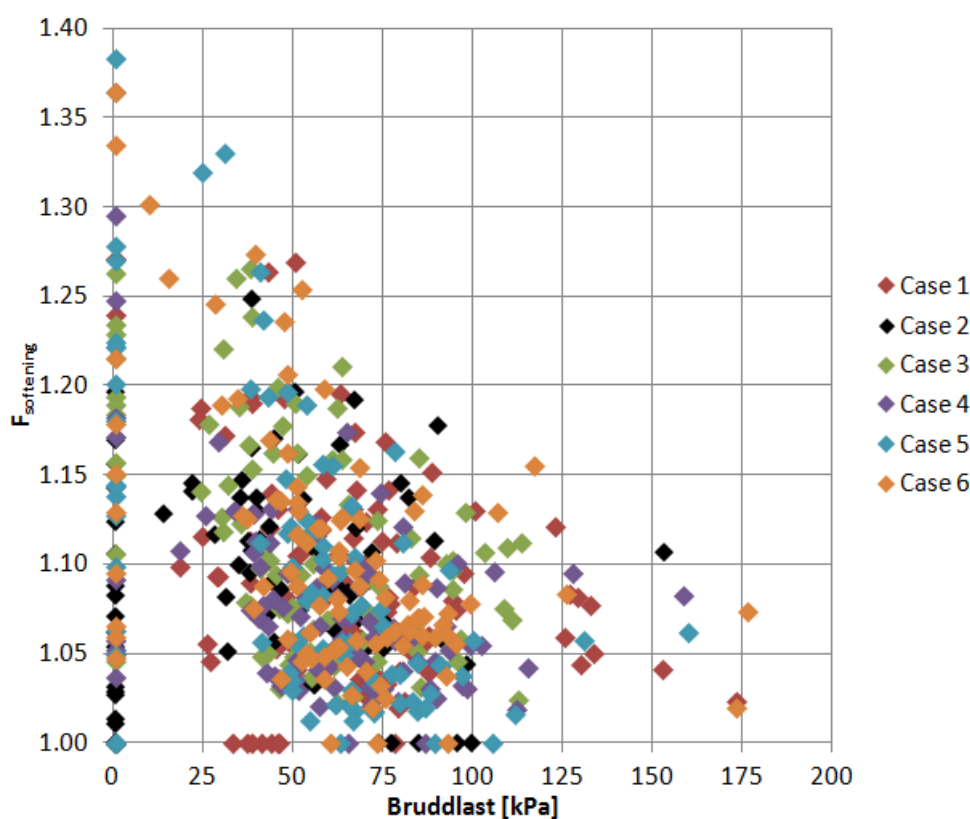
Tabell 5.1 Case 1 – 6

Case #	Helning β [$^\circ$]	K_0 [-]	Tykkelse tørreskorpe [m]	Romvekt γ [kN/m^3]	Antall elementer
1	4	0.6	2	18.5	2154
2	8	0.6	2	18.5	2038
3	6	0.6	2	18.5	1994
4	6	0.8	2	18.5	1994
5	6	0.6	4	18.5	1984
6	6	0.6	2	20.0	1994

6 Resultater

6.1 Spredning

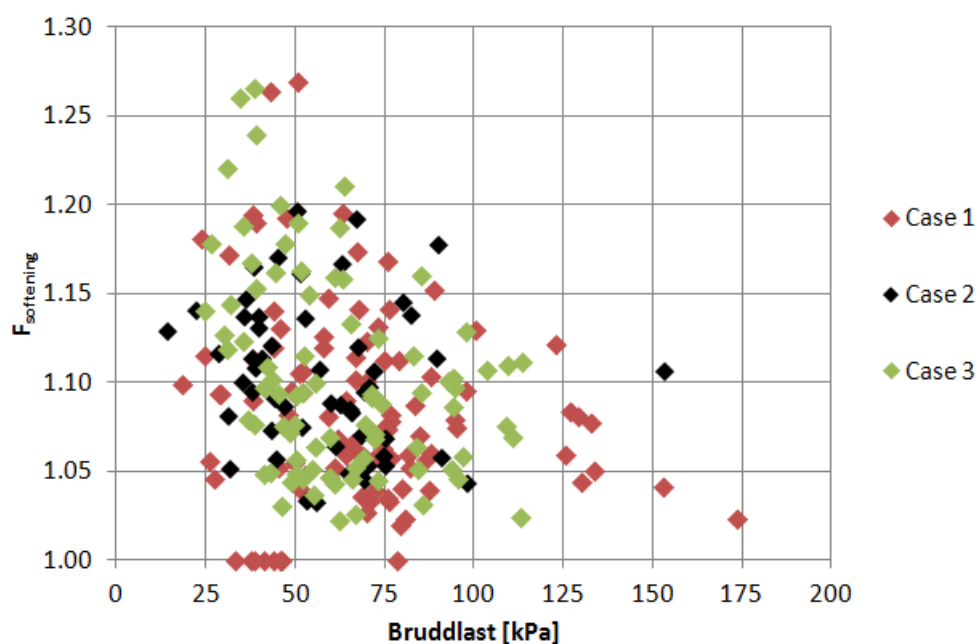
Figur 6.1 viser resultatet fra alle kjøringene. Tilfellene hvor bruddlasten er lik enhetslasten er ustabile skråninger til og med før påføring av fyllingen. De er dermed urealistiske tilfeller, og er derfor fjernet før videre behandling av resultatene. Også andre urealistiske tilfeller er fjernet. For tilfellene hvor softeningfaktoren $F_{\text{softening}} = 1$, går bruddet kun i det ikke sensitive topplaget uten softening. Tabell 6.1 oppsummerer resultatet fra alle vellykkede kjøringene.



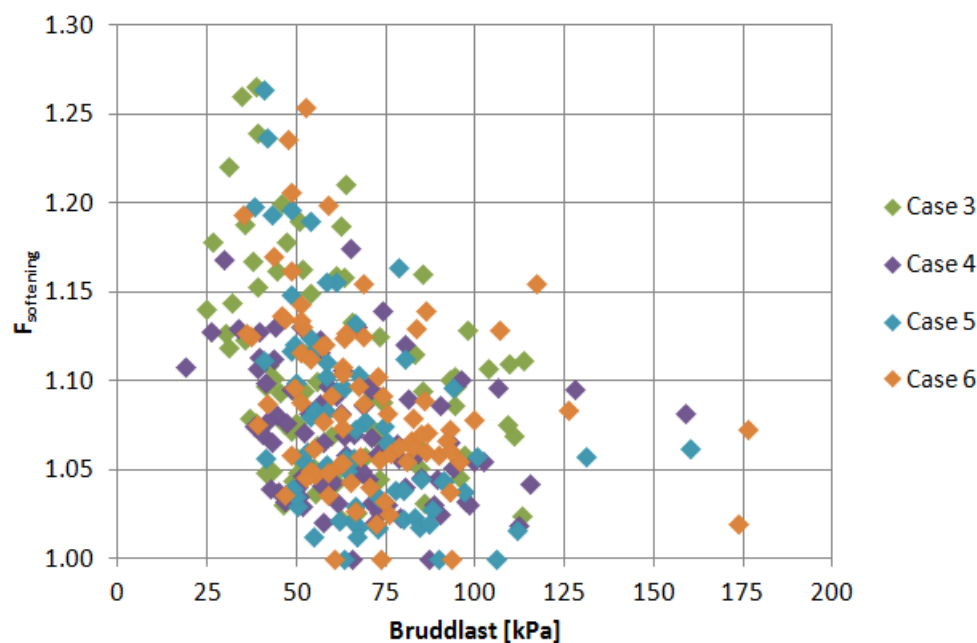
Figur 6.1 $F_{\text{softening}}$ mot bruddlast, alle kjøringene

Tabell 6.1 Resultater fra casene

Case #	Antall OK kjøringene	F, Gjennomsnitt	F, Standardavvik
Case 1	96	1.085	0.0557
Case 2	55	1.101	0.0425
Case 3	83	1.103	0.0570
Case 4	88	1.070	0.0374
Case 5	69	1.076	0.0596
Case 6	83	1.089	0.0513
Totalt	474	1.087	0.0525

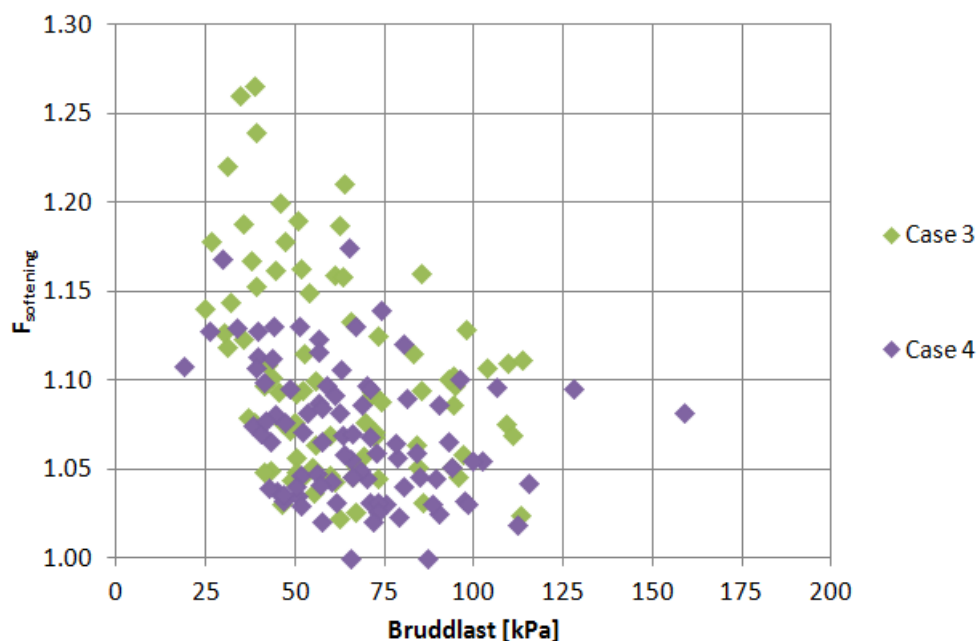


Figur 6.2 Effekt av skråningshelningen β . Case 1 ($\beta=4^\circ$), Case 2 ($\beta=8^\circ$) og Case 3 ($\beta=6^\circ$)



Figur 6.3 Case 3, Case 4, Case 5 og Case 6

Case 1, Case 2 og Case 3 på Figur 6.2 har forskjellig helning, men lik K_0 , tyngdetetthet og tykkelse av topplaget. Case 4, Case 5 og Case 6 på Figur 6.3 har lik helning som Case 3 ($\beta = 6^\circ$), men forskjellig K_0 , tykkelse av topplaget og tyngdetetthet. Det er ingen tydelig forskjell på spredningen mellom casene.

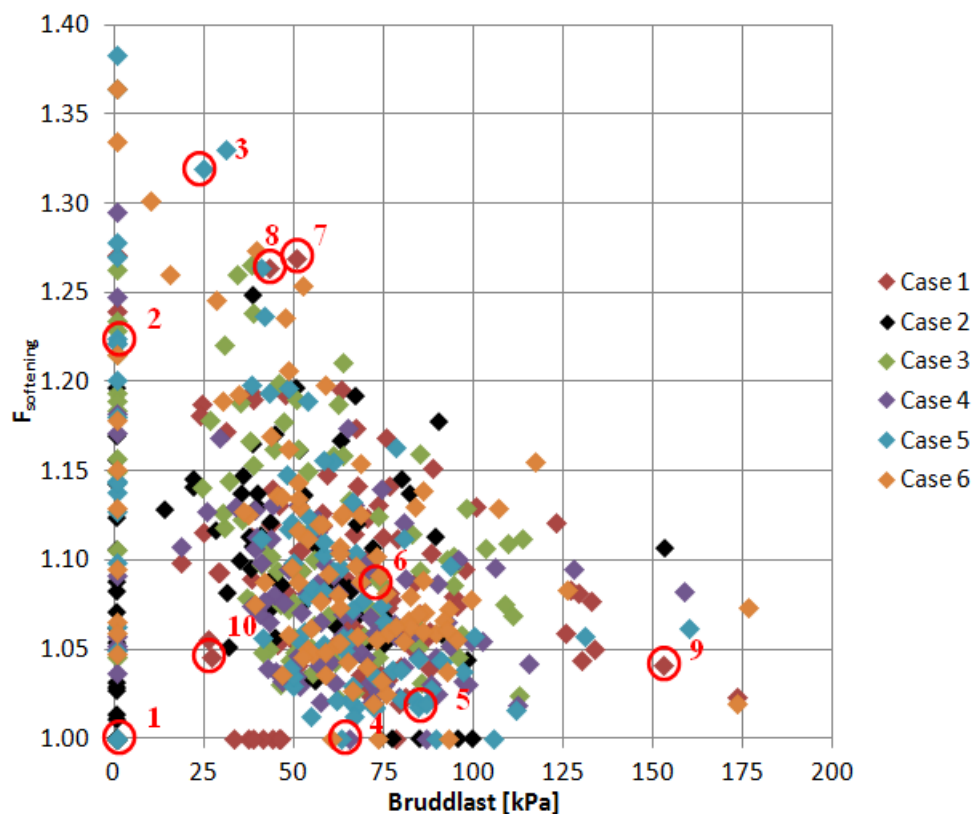


Figur 6.4 Case 3 ($K_0 = 0.6$) og Case 4 ($K_0 = 0.8$)

Figur 6.4 viser resultatene fra kun Case 3 og Case 4. Forskjellen mellom casene er verdien av K_0 , som bestemmer de initielle skjærspenningene. Siden inputparametrene i begge casene er trukket ut tilfeldig med Monte Carlo-metoden er ikke resultatene direkte sammenlignbare. Det er likevel klart at høy K_0 fører til noe høyere bruddlast og lavere softeningfaktor. Gjennomsnittlig $F_{\text{softening}}$ er 1.10 for $K_0 = 0.6$ (Case 3) og 1.07 for $K_0 = 0.8$ (Case 4).

6.2 Bruddflater

Tilfellene merket på Figur 6.5 er benyttet til å vise eksempler på forskjellige typer bruddflater, både med og uten softeningoppførsel. Identifikasjon av tilfellene er oppsummert i Tabell 6.2. Totale skjærtøyninger ved maksimal global last er vist for beregningene med softening, og inkrementelle skjærtøyninger er brukt for å vise bruddflaten med perfekt plastisk oppførsel.

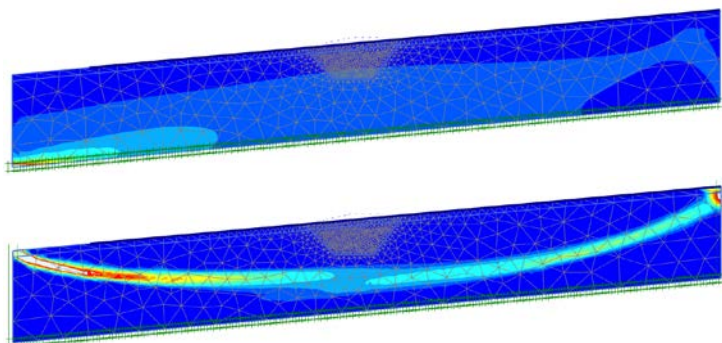


Figur 6.5 Identifisering av bruddmoder

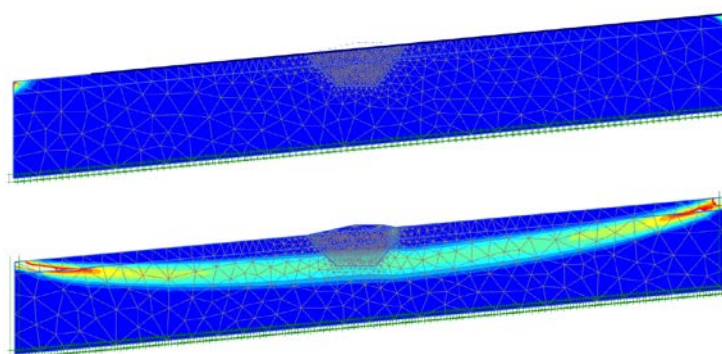
Tabell 6.2 Identifisering av bruddmoder

Tilfelle #	Case #	Kjøring #	F _{softening}	Bruddlast	Status
1	3	2	Lav	Lav	Feilet
2	5	19	Høy	Lav	Feilet
3	5	28	Høy	Middels lav	Feilet
4	5	52	Lav	Middels	OK
5	5	78	Lav	Middels	OK
6	3	41	Middels	Middels	OK
7	1	7	Høy	Middels	OK
8	1	12	Høy	Middels	OK
9	1	25	Lav	Høy	OK
10	1	2	Lav	Middels lav	OK

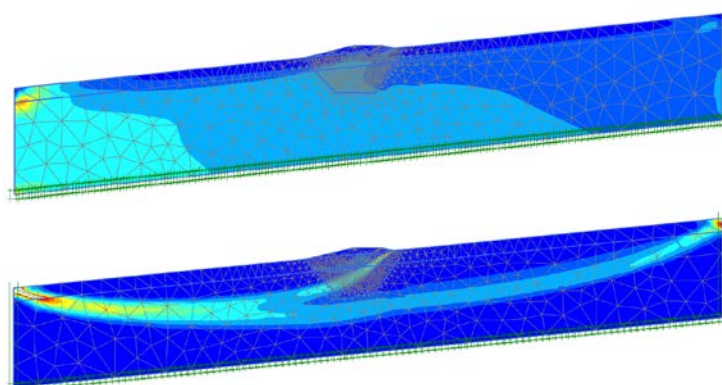
En del av beregningene ble mislykkede fordi de tilfeldig valgte styrkeparameterne ga for lavt styrkeprofil i forhold til initialtilstanden i skråningen. Samtlige mislykkede kjøringene hadde lave verdier av $s_u^{A_{inc}}$ (styrkeøkning med dybde). Disse tilfellene er ikke tatt med videre i behandlingen av resultatene. Figur 6.6 og Figur 6.7 viser tilfelle 1 og 2 hvor styrken er henholdsvis for liten enten i bunnen av profilet eller i toppen.



Figur 6.6 Tilfelle 1, totale skjærtøyninger med softening (over), inkrementelle skjærtøyninger med perfekt plastisk (under)



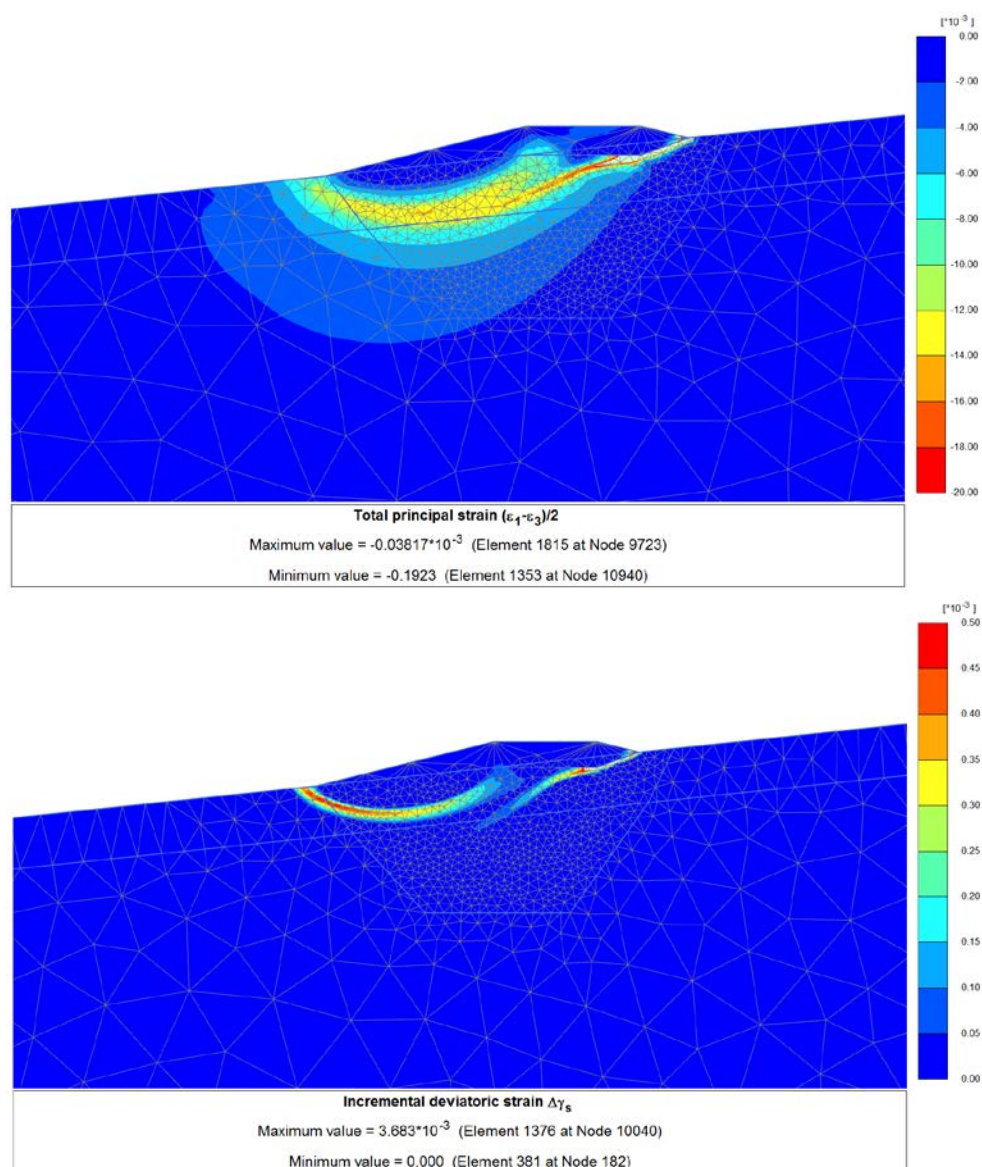
Figur 6.7 Tilfelle 2, totale skjærtøyninger med softening (over), inkrementelle skjærtøyninger med perfekt plastisk (under)



Figur 6.8 Tilfelle 3, totale skjærtøyninger med softening (over), inkrementelle skjærtøyninger med perfekt plastisk materiale (under)

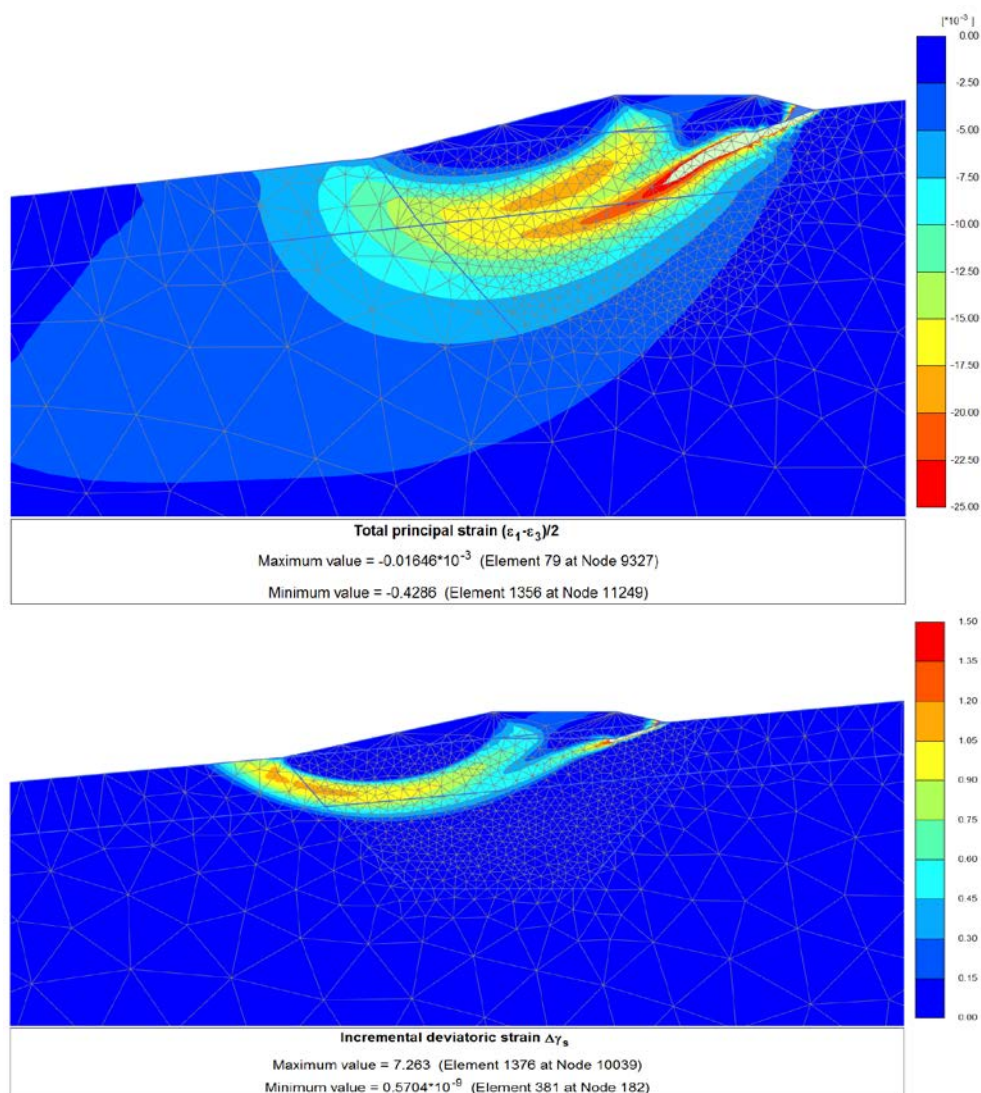
Figur 6.8 viser tilfelle 3 som går til brudd med softening på grunn av for lav styrke. Skråningen klarer å bære noe last, men går til brudd for tidlig på grunn av lokalt brudd i randen av modellen. Siden beregningen med softening stoppet for tidlig blir dermed resulterende softeningfaktor urealistisk høy. Alle tilfeller med høy softeningfaktor er undersøkt manuelt, og de med tilsvarende bruddmoder er fjernet før videre behandling av resultater.

Den globale bruddflaten er begrenset av randbetingelsene i analysene med perfekt plastisk materialoppførsel. Derfor får bruddflaten sirkelform ved globalt brudd, når det ikke er fyllingen som utløser et lokalt brudd.



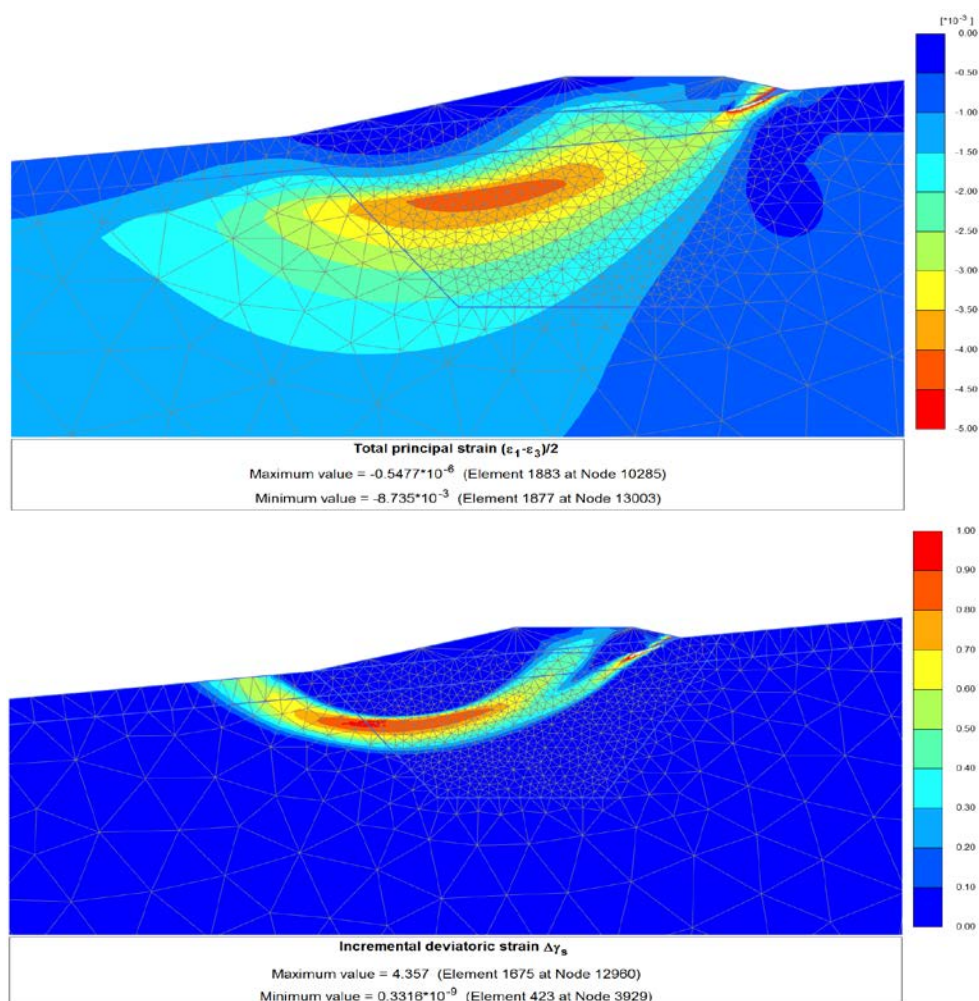
Figur 6.9 Tilfelle 4, brudd i topplaget uten softening, totale skjærtøyninger med softening (over), inkrementelle skjærtøyninger med perfekt plastisk materiale (under)

Figur 6.9 viser tilfelle 4 hvor softeningfaktoren er lik 1. Årsaken til dette er trolig at bruddmoden hovedsakelig går i det ikkesensitive topplaget, hvor det ikke er softening.



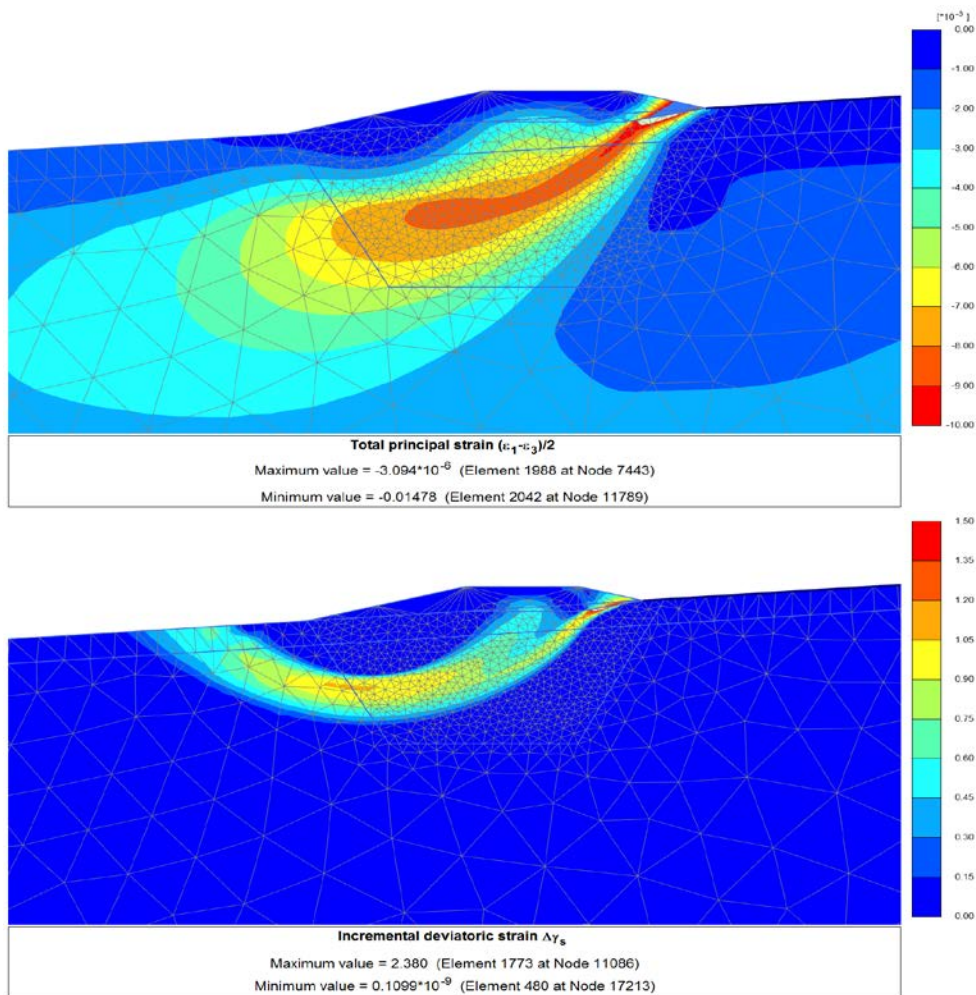
Figur 6.10 Tilfelle 5, brudd kun delvis ned i leira med softening, totale skjærtøyninger med softening (over), inkrementelle skjærtøyninger med perfekt plastisk materiale (under)

Figur 6.10 viser tilfelle 5 med veldig lav softeningfaktor og middels høy bruddlast. Årsaken til den lave softeningfaktoren er den grunne bruddflaten som kun delvis går ned i det sensitive materialet.

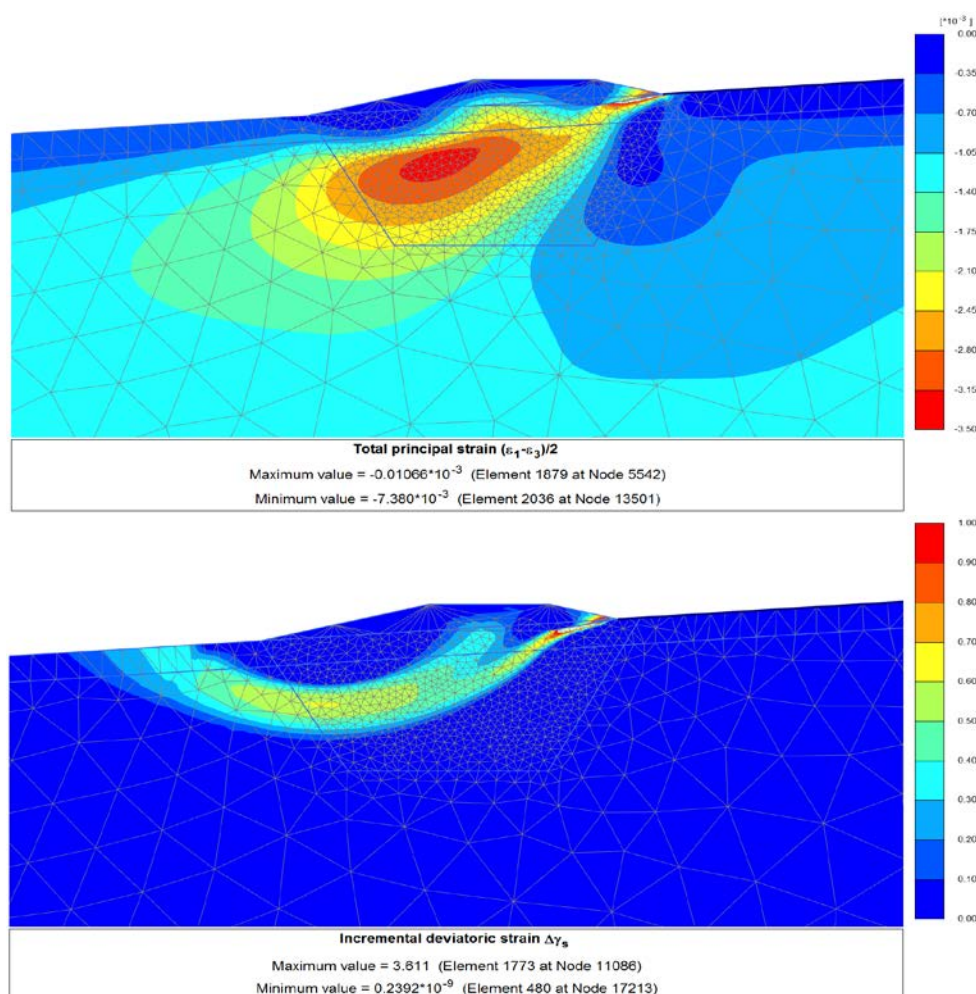


Figur 6.11 Tilfelle 6, gjennomsnittlig softeningfaktor, totale skjærtøyninger med softening (over), inkrementelle skjærtøyninger med perfekt plastisk materiale (under)

Figur 6.11 viser tilfelle 6 med gjennomsnittlig softeningfaktor og middels bruddlast. Bruddflaten involverer materialet med softening, og figuren på toppen viser at prinsippet med tøyingskompatibilitet ikke er gyldig.

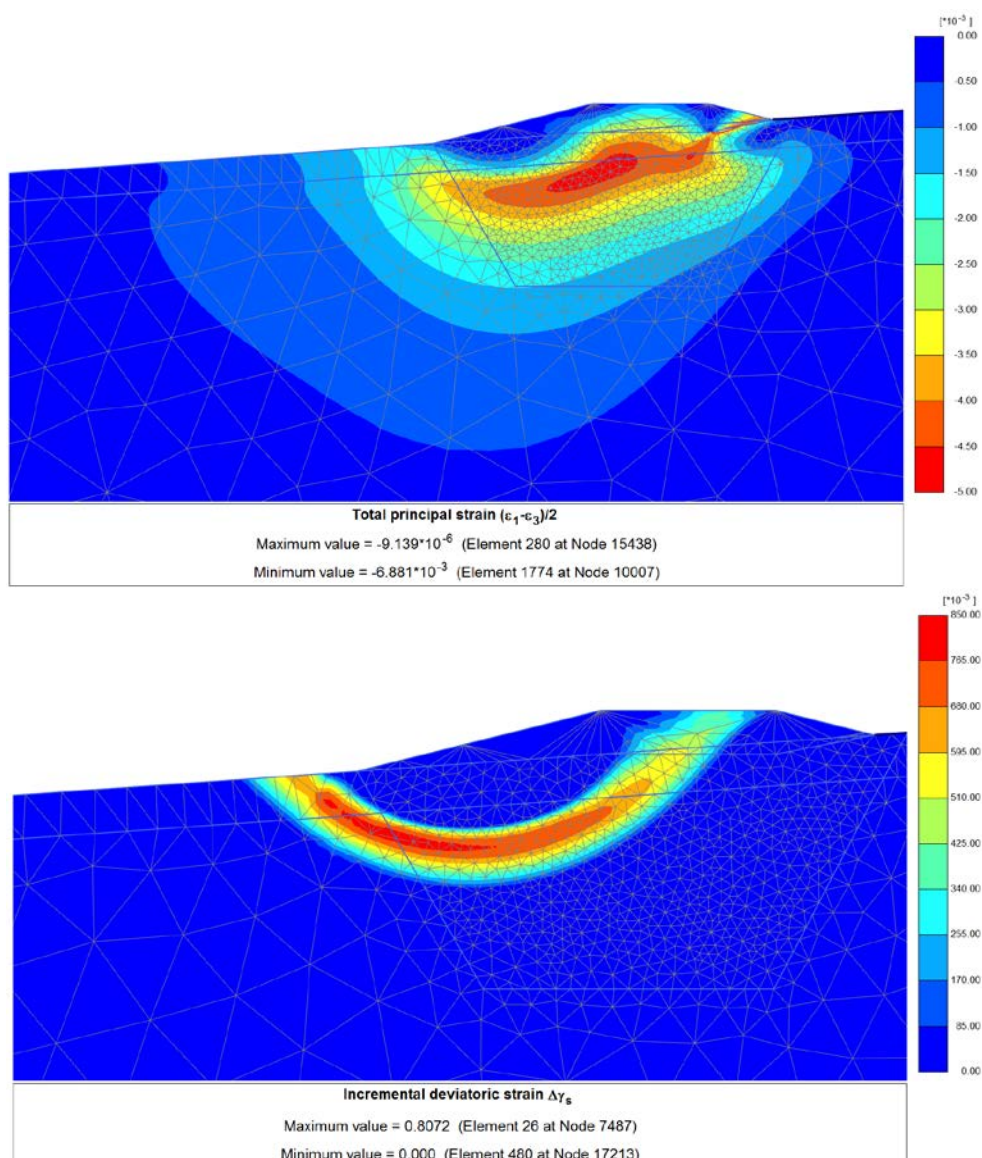


Figur 6.12 Tilfelle 7, høy softeningfaktor >1.25 og middels bruddlast, totale skjærtøyninger med softening (over), inkrementelle skjærtøyninger med perfekt plastisk materiale (under)



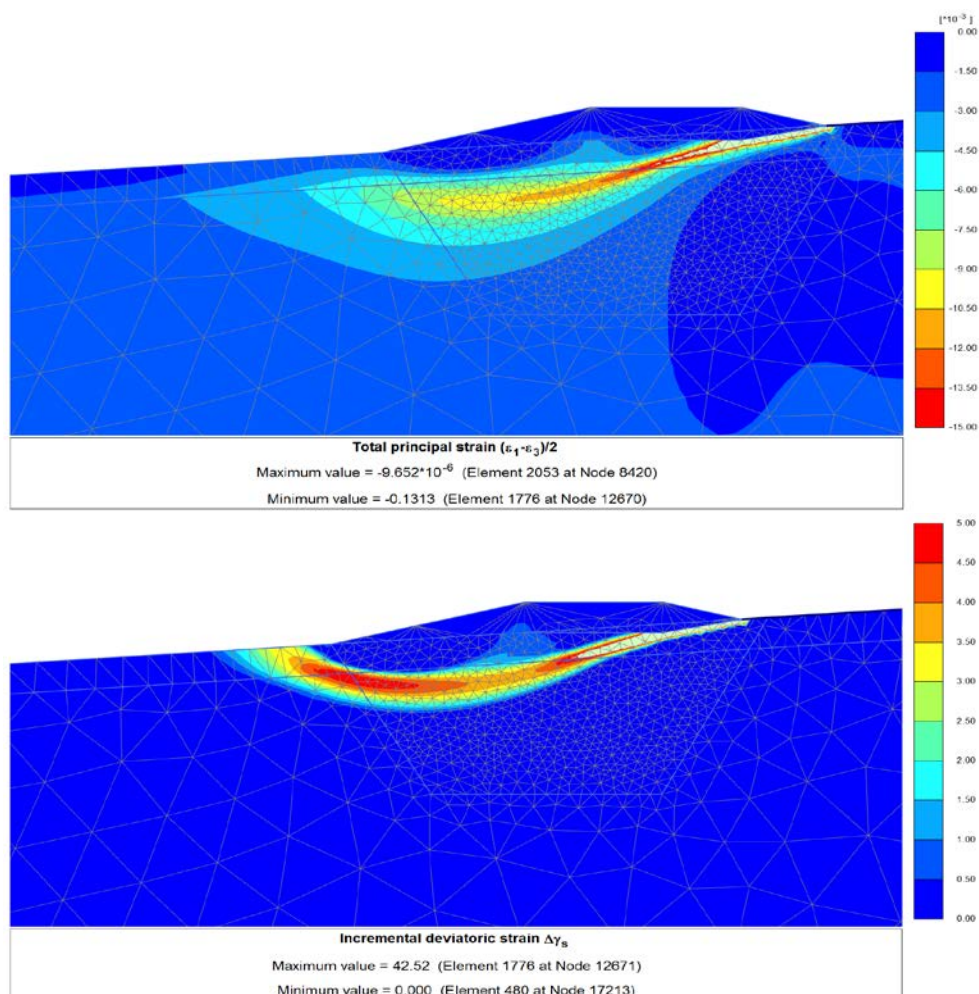
Figur 6.13 Tilfelle 8, høy softeningfaktor >1.25 og middels bruddlast, totale skjærtøyninger med softening (over), inkrementelle skjærtøyninger med perfekt plastisk (under)

Figur 6.12 og Figur 6.13 viser tilfelle 7 og 8 med høy softeningfaktor, mellom 1.25 og 1.30. Disse tilfellene har liten styrkeøkning med dybden, og lav y_{ref} som gjør at det er konstant styrke dypt i skråningen. Dette gjør at bruddflaten kan gå noe dypere uten å møte ekstra motstand. I tillegg har de parametere som gir høy sprøhet, som får stor effekt på softeningfaktoren siden større del av bruddflaten er i materiale som softner.



Figur 6.14 Tilfelle 9, lav softeningfaktor < 1.05 og høy bruddlast, totale skjærtøyninger med softening (over), inkrementelle skjærtøyninger med perfekt plastisk materiale (under)

Figur 6.14 viser tilfelle 9 med lav softeningfaktor og høy bruddlast. Høy bruddlast skyldes høye styrkeparametere. Årsaken til lav softeningfaktor til tross for parametere som gir høy sprøhet kan være at bruddflaten går noe grunt.

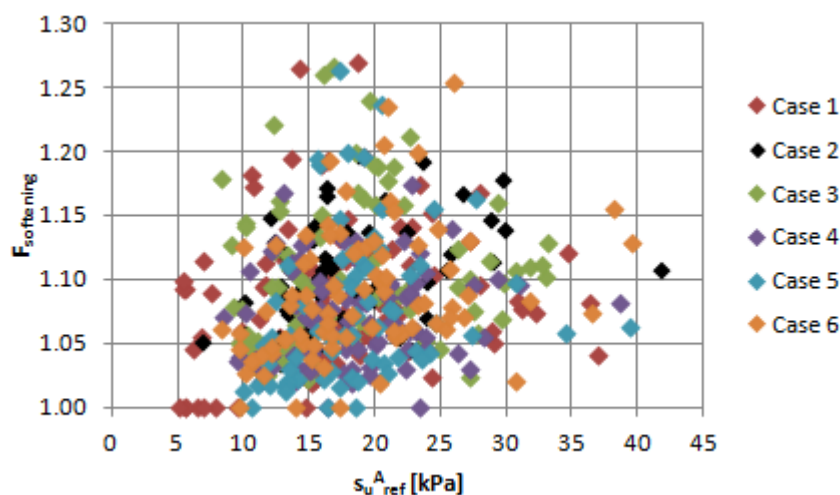


Figur 6.15 Tilfelle 10, lav softeningfaktor < 1.05 og middels lav bruddlast, totale skjærtøyninger med softening (over), inkrementelle skjærtøyninger med perfekt plastisk materiale (under)

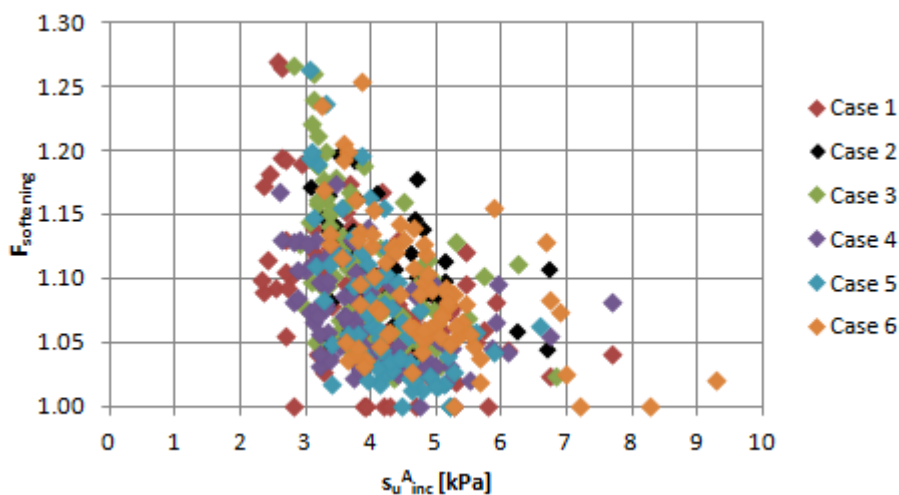
Figur 6.15 viser tilfelle 10 med lav softeningfaktor og middels lav bruddlast. Middels lav bruddlast skyldes lave styrkeparametere. Lav softeningfaktor kan skyldes parametere som gir middels sprøhet, men også at bruddflaten går grunt. For dette tilfellet er y_{ref} høy, slik at styrken begynner tidlig å øke med dybden. Også lavt styrkeanisotropiforhold kan bidra til grunn bruddflate.

6.3 Effekt av inputparametere

For å få en bedre forståelse av hvilke inputparametere som betyr mest for softeningfaktoren $F_{\text{softening}}$ er den plottet mot utvalgte inputparametere, i stedet for mot bruddlast.

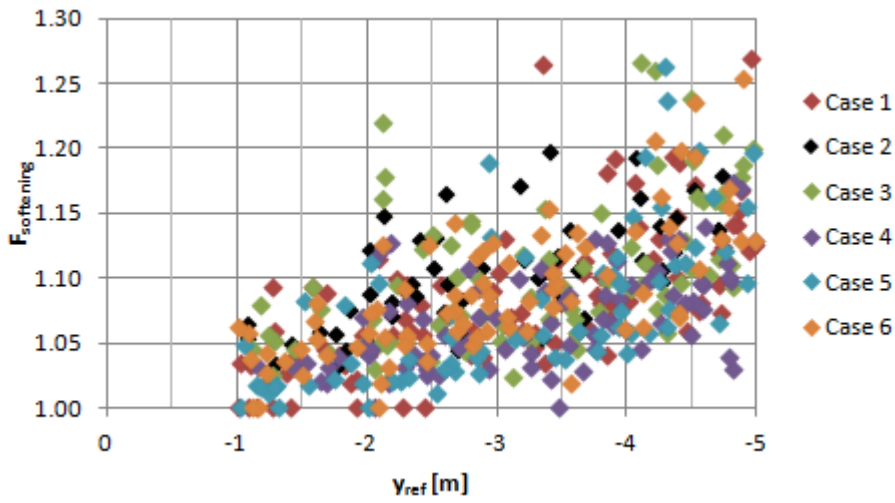


Figur 6.16 $F_{\text{softening}}$ mot $s_u^A_{\text{ref}}$

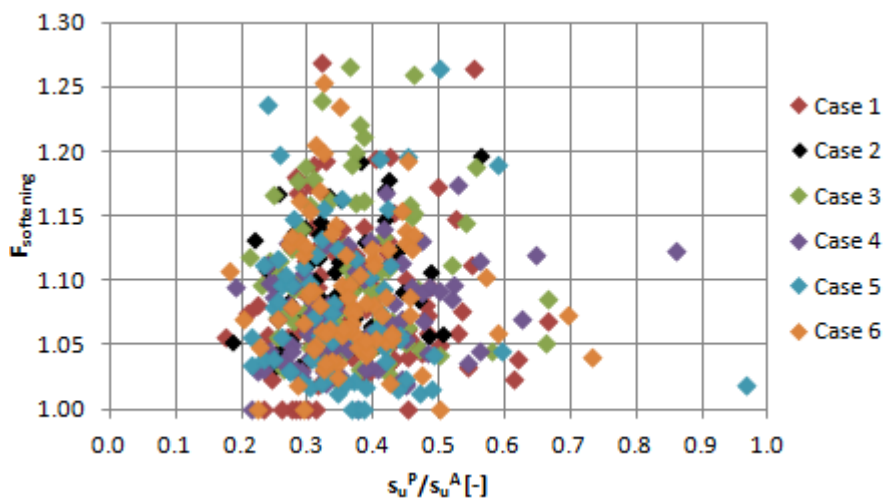


Figur 6.17 $F_{\text{softening}}$ mot $s_u^A_{\text{inc}}$

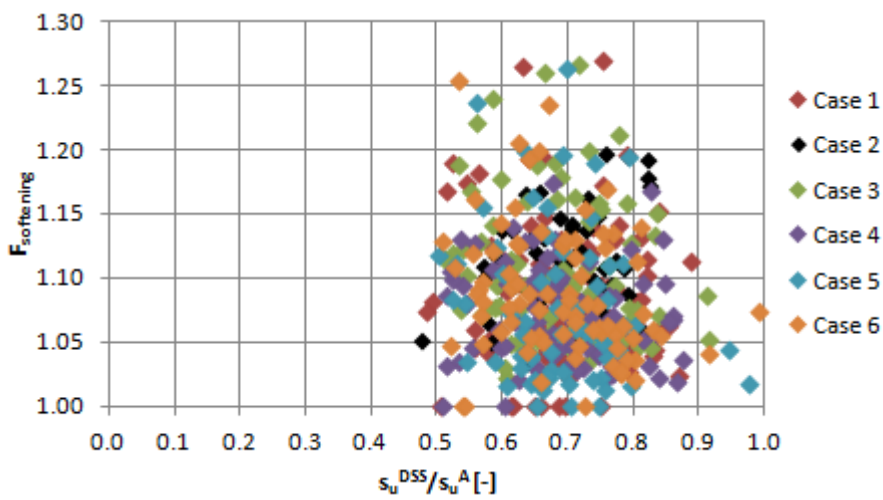
Figur 6.17 viser at det ikke er noen klar korrelasjon mellom softeningfaktoren og skjærstyrken i toppen av leirprofilet, $s_u^A_{\text{ref}}$. Figur 6.17 viser at det generelt er høyere softeningfaktor for lav $s_u^A_{\text{inc}}$, det vil si lav skjærstyrke. Figur 6.18 viser at softeningfaktoren øker med dypere y_{ref} . Det vil si at effekten av softening er større når det er en konstant skjærstyrke i den øvre delen av styrkeprofilet. Bruddflaten tenderer til å gå dypere ved dyp y_{ref} siden den ikke møter ekstra motstand, og dermed inkluderes mer materiale med softening i bruddflaten.



Figur 6.18 $F_{softening}$ mot y_{ref}



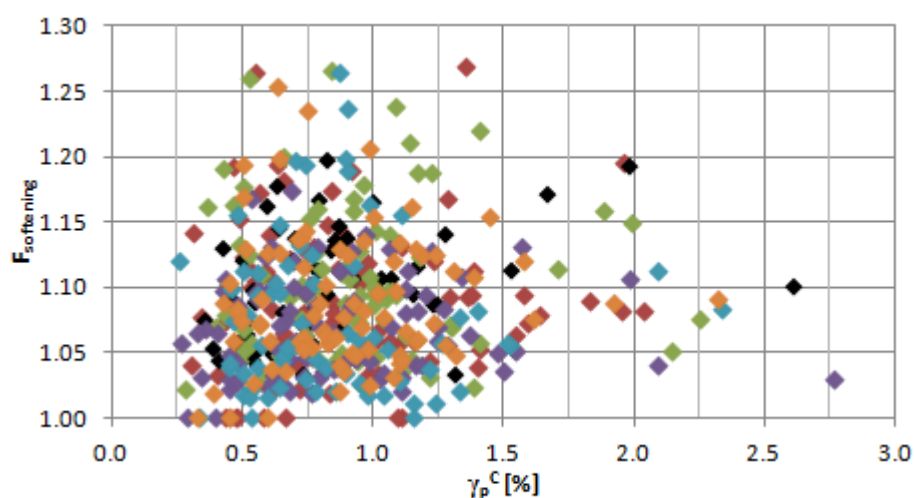
Figur 6.19 $F_{softening}$ mot s_u^P/s_u^A



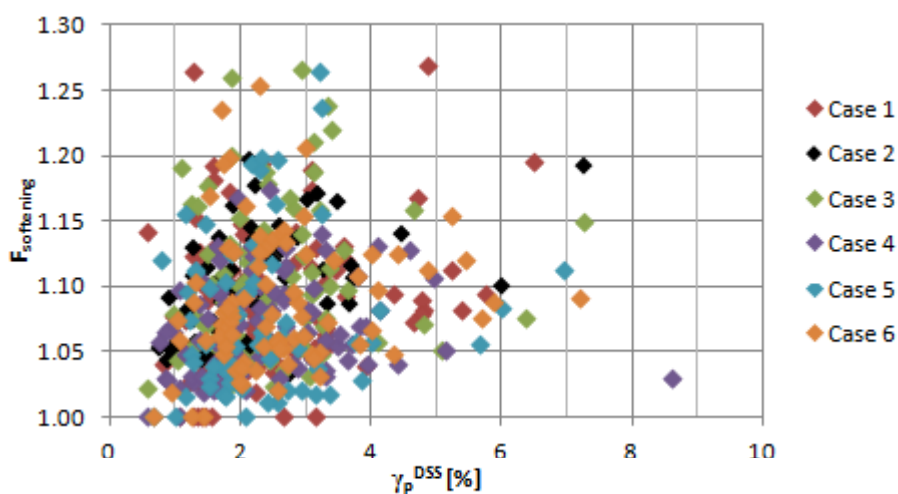
Figur 6.20 $F_{softening}$ mot s_u^{DSS}/s_u^A

Figur 6.19 og Figur 6.20 viser at softeningfaktoren ikke er spesielt påvirket av anisotropiforholdene. Det skyldes trolig at det er den aktive styrken som mobiliseres først og som dermed opplever softening.

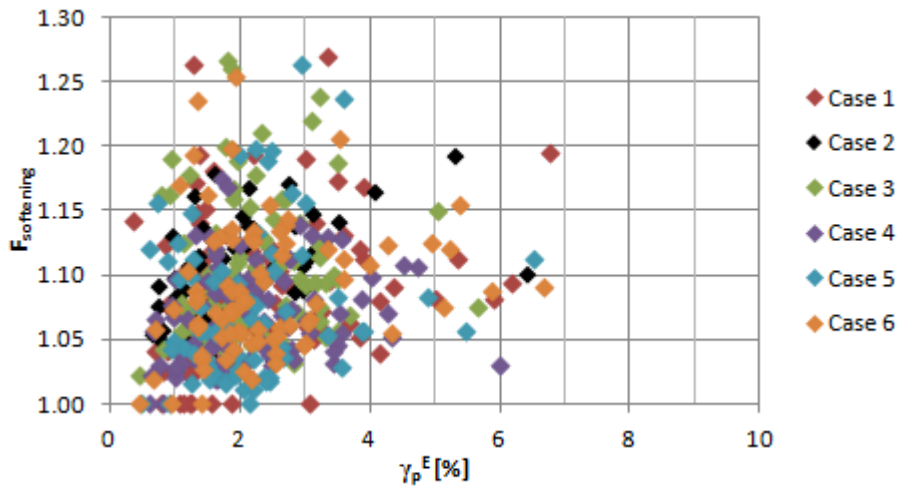
Figur 6.21, Figur 6.21 og Figur 6.21 viser at softeningfaktoren ikke er spesielt påvirket av skjærtøyningen ved maks skjærstyrke, men lav bruddtøyning ser ut til å være litt verre enn høy.



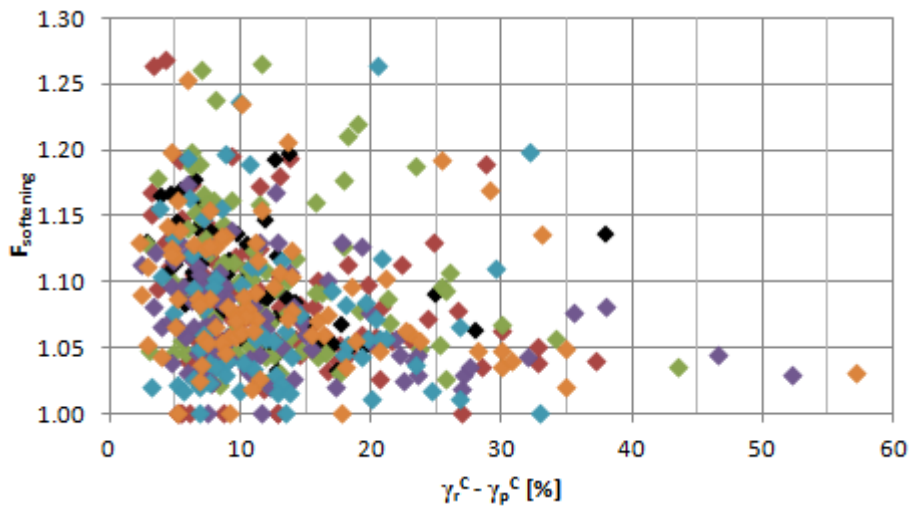
Figur 6.21 $F_{softening}$ mot γ_p^C



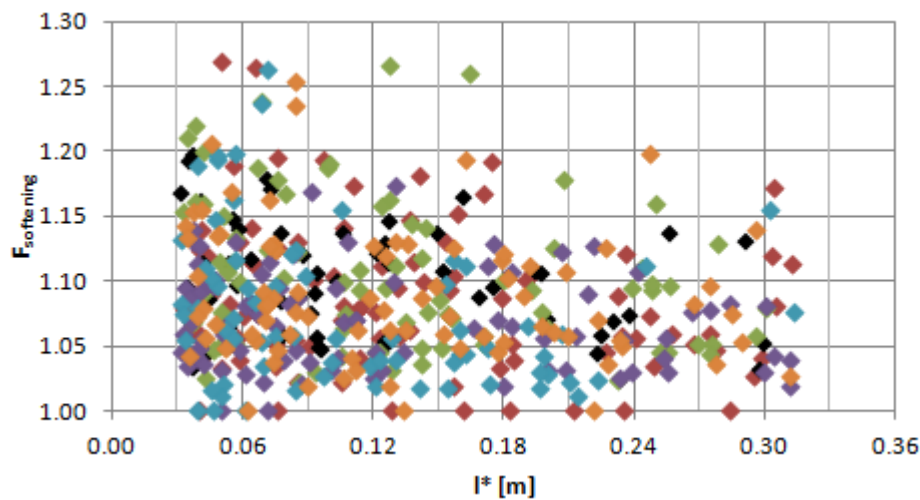
Figur 6.22 $F_{softening}$ mot γ_p^{DSS}



Figur 6.23 $F_{softening}$ mot γ_p^E



Figur 6.24 $F_{softening}$ mot $\gamma_r^C - \gamma_p^C$

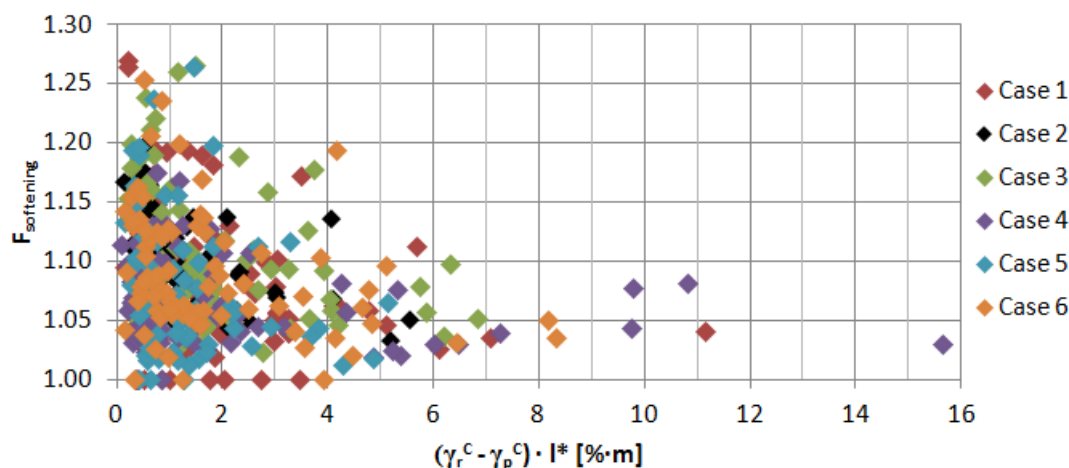


Figur 6.25 $F_{softening}$ mot l^*

Figur 6.24 viser at det generelt er høyere softeningfaktor for lav forskjell mellom skjærtøyning ved residual og peak styrke, og motsatt. Dette er forventet, siden det er denne verdien som sier hvor raskt styrken til materialet reduseres ved økende skjærtøyning (styrer sprøheten til materialet).

Ut ifra Figur 6.25 ser det ut som at softeningfaktoren ikke er spesielt påvirket av den indre lengden. Dette er uventet siden den indre lengden påvirker helningen av softeningkurven.

Men man bør i stedet se på den totale sprøheten, som er produktet av $\gamma_r^C - \gamma_p^C$ og l^* . Begge parameterne styrer sprøhet, og produktet av dem bestemmer helningen på softeningkurven. Figur 6.26 viser tydeligere enn Figur 6.24 og Figur 6.25 at softeningfaktoren er påvirket av sprøheten.



Figur 6.26 $F_{softening}$ mot $(\gamma_r^C - \gamma_p^C) \cdot l^*$

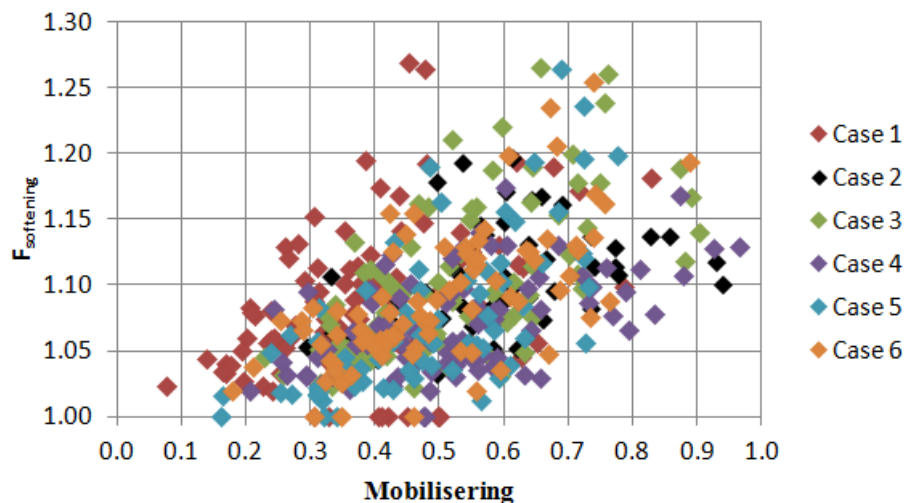
6.4 Mobiliseringsgrad

Initiell mobiliseringsgrad i analysene er estimert ved y_{ref} , dybden hvor styrken går over fra å være konstant til å øke lineært. Dette gir:

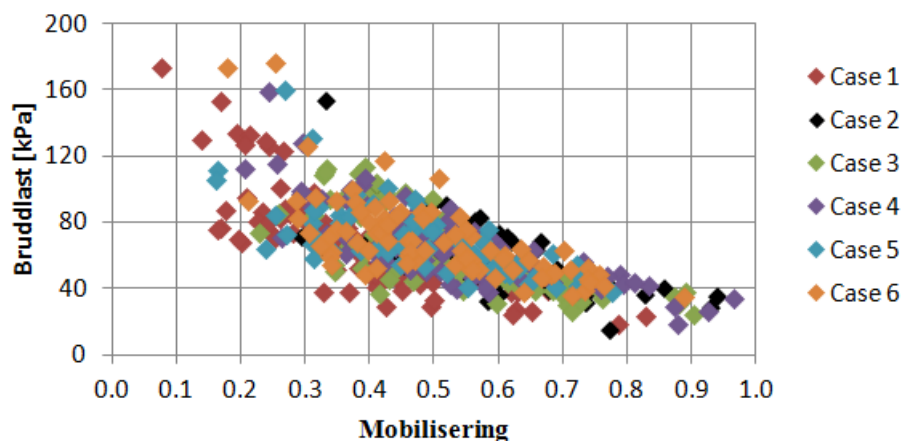
$$\text{Mobiliseringsgrad} = \frac{\tau}{s_u^{DSS}} = \frac{y_{ref} \cdot \gamma \cdot \sin \beta}{s_{u,ref}^A \cdot s_u^{DSS} / s_u^A}$$

hvor γ er total romvekt, $s_{u,ref}^A$ er udrenert aktiv styrke ved y_{ref} , og s_u^{DSS} / s_u^A er styrkeanisotropiforholdet benyttet i hvert enkelt tilfelle.

Figur 6.27 og Figur 6.28 viser henholdsvis softeningfaktor og bruddlast mot initiell mobiliseringsgrad ved y_{ref} . Softeningfaktoren øker og bruddlasten minker med økt initiell mobilisering.



Figur 6.27 $F_{softening}$ mot initiell mobiliseringsgrad ved y_{ref}

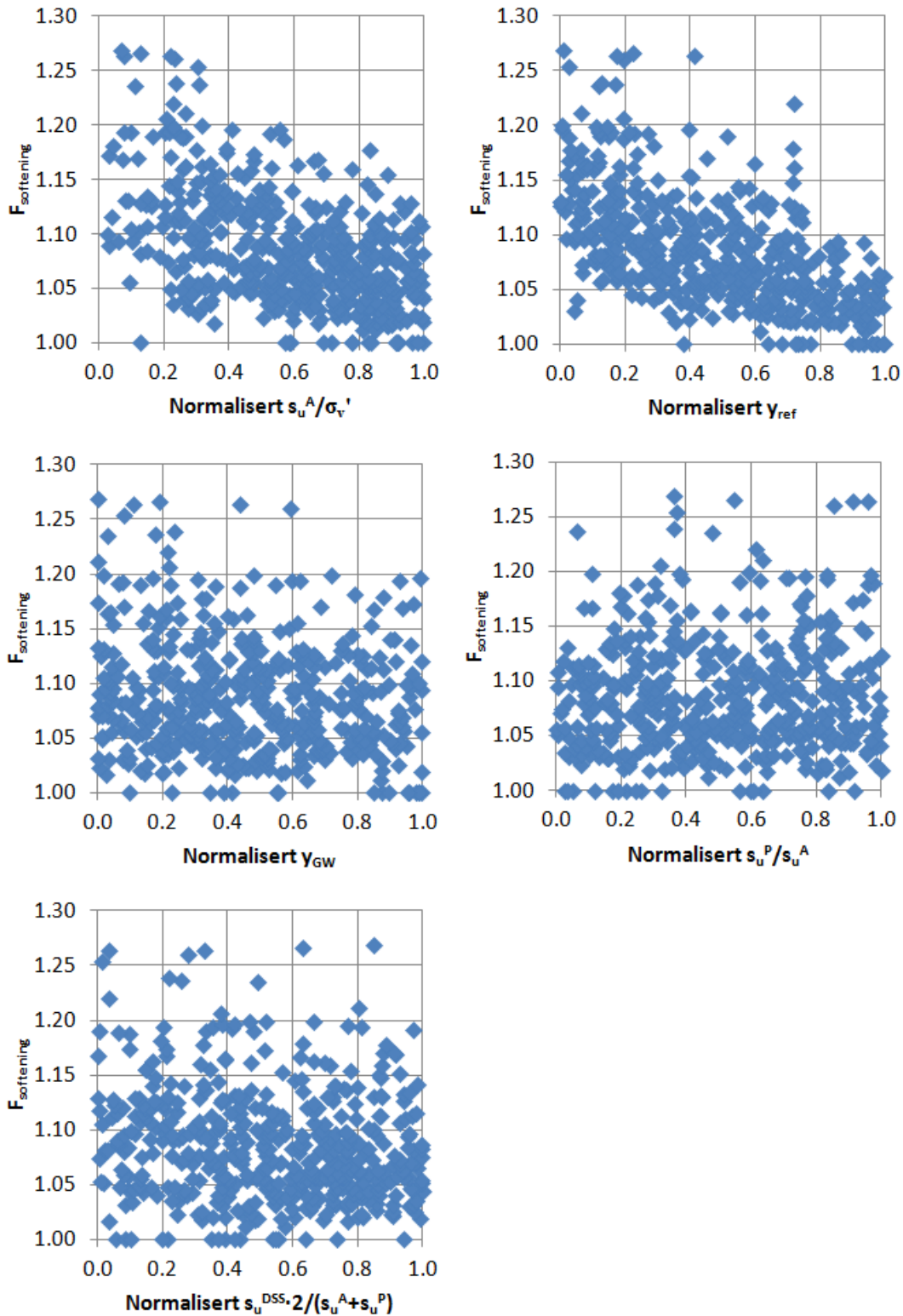


Figur 6.28 Bruddlast mot initiell mobiliseringsgrad ved y_{ref}

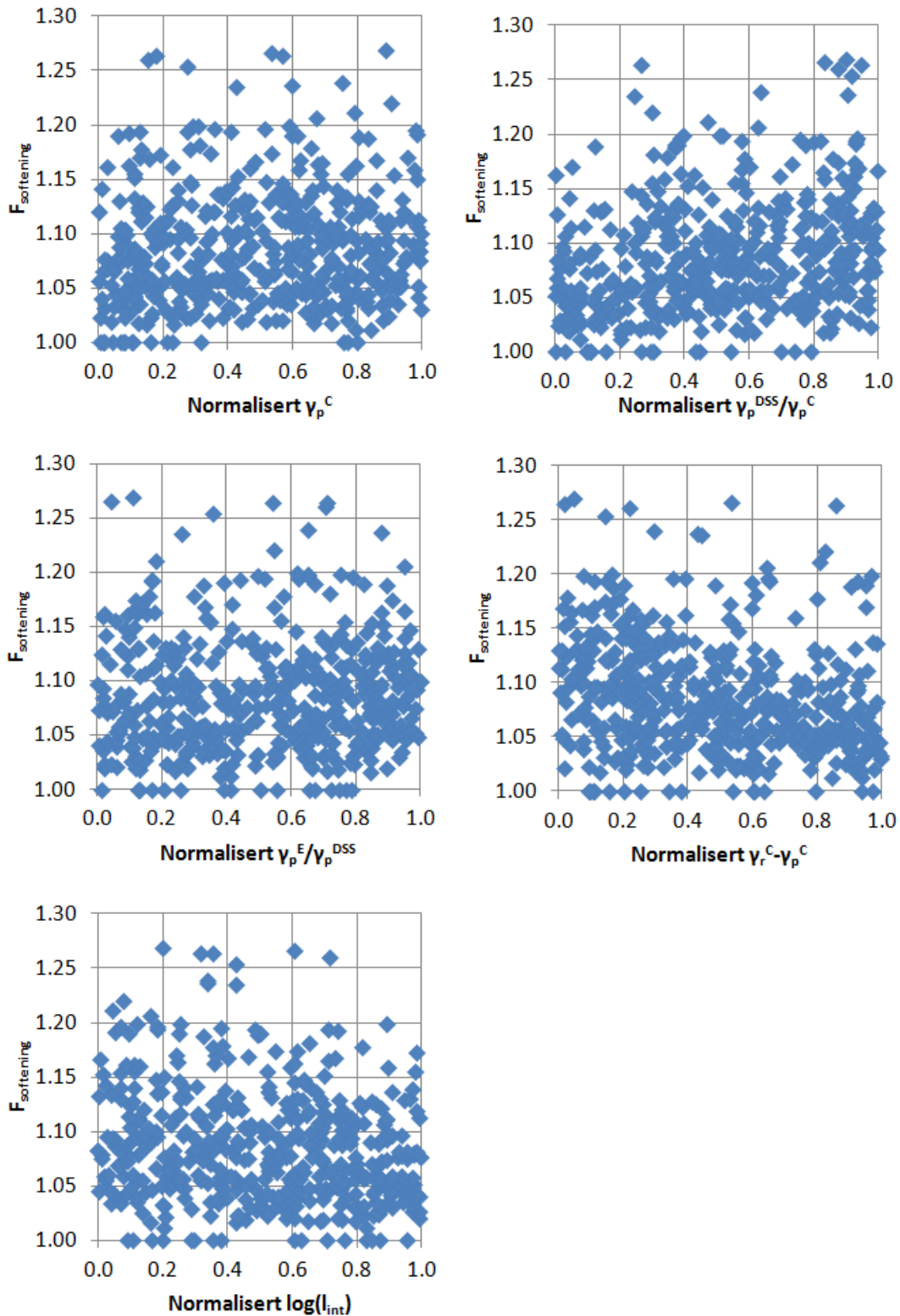
6.5 Korrelasjoner og regresjon av uavhengige variabler

For å finne korrelasjoner mellom softeningfaktoren $F_{softening}$ og inputdata, er det gjort multiregresjon med de uavhengige variablene som ble benyttet ved generering av inputdata, se Tabell 4.3. Det er funnet en lineær multivariabel funksjon som er avhengig av alle de uavhengige variablene.

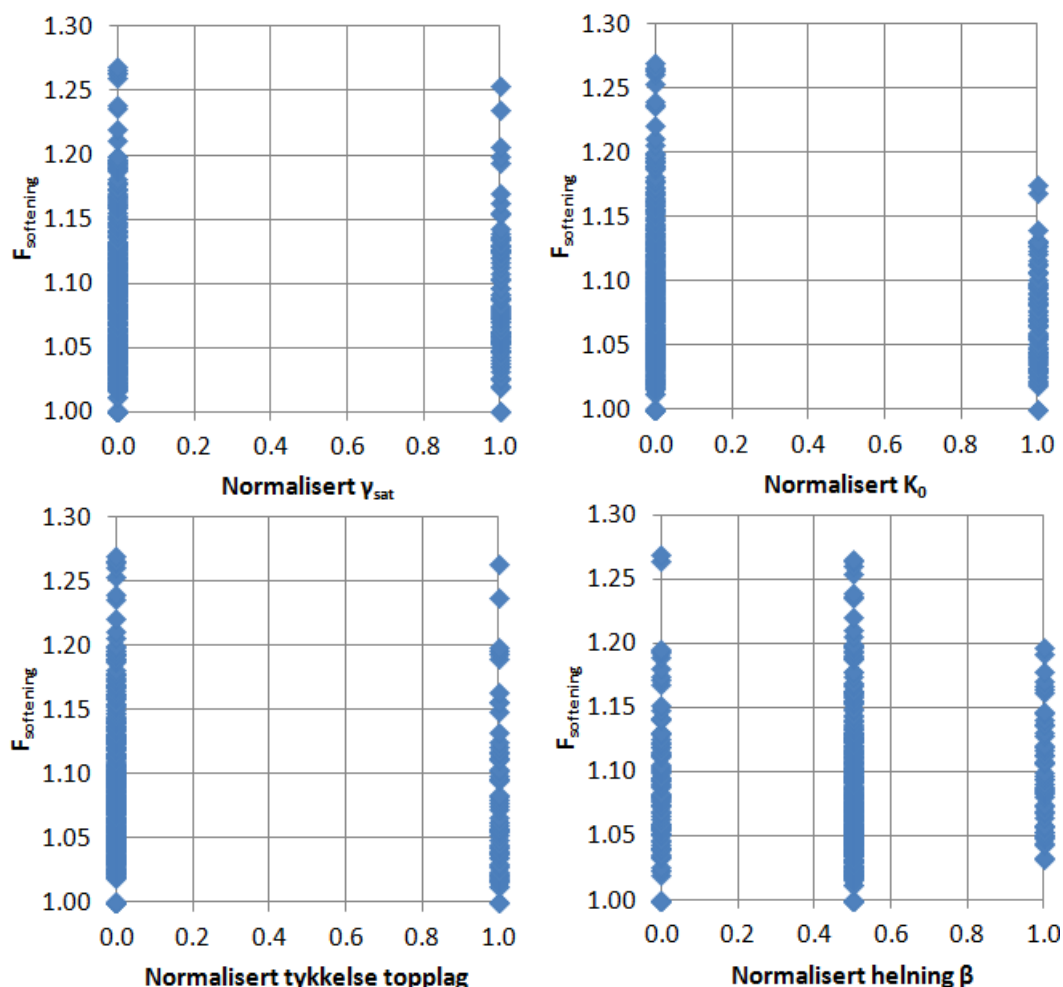
Variablene er normalisert slik at de er på samme form, fra 0 til 1. Det er gjort med de kumulative sannsynlighetsfordelingene for hver variabel, slik at 0 svarer til 0 % sannsynlighet og 1 svarer til 100 % sannsynlighet. Hver variabel er plottet mot softeningfaktor, se Figur 6.29, Figur 6.30 og Figur 6.31.



Figur 6.29 Korrelasjon mellom softeningfaktor og henholdsvis s_u^A/σ_v' , y_{ref} , y_{GW} , s_u^P/s_u^A og $s_u^{DSS} \cdot 2 / (s_u^A + s_u^P)$



Figur 6.30 Korrelasjon mellom softeningfaktor og henholdsvis γ_p^C , $\gamma_p^{DSS}/\gamma_p^C$, $\gamma_p^E/\gamma_p^{DSS}$, $\gamma_r^C - \gamma_p^C$ og $\log(l_{int})$



Figur 6.31 Korrelasjon mellom softeningfaktor og henholdsvis γ_{sat} , K_0 , Tykkelse topplag og helning β (alle disse variablene er låst til case)

Tabell 6.3 viser resultatet fra regresjonsanalysen. I regresjonsformelen er softeningfaktoren forutsatt lineært avhengig av alle variablene, og verdien av koeffisientene til variablene styrer hvor mye den enkelte variabel påvirker softeningfaktoren. Lineær regresjonsformel er på formen:

$$F_{softening} = F_{softening}(v_1, v_2, v_3, \dots) + \text{error} = k_0 + k_1 \cdot v_1 + k_2 \cdot v_2 + k_3 \cdot v_3 + \dots + \text{error},$$

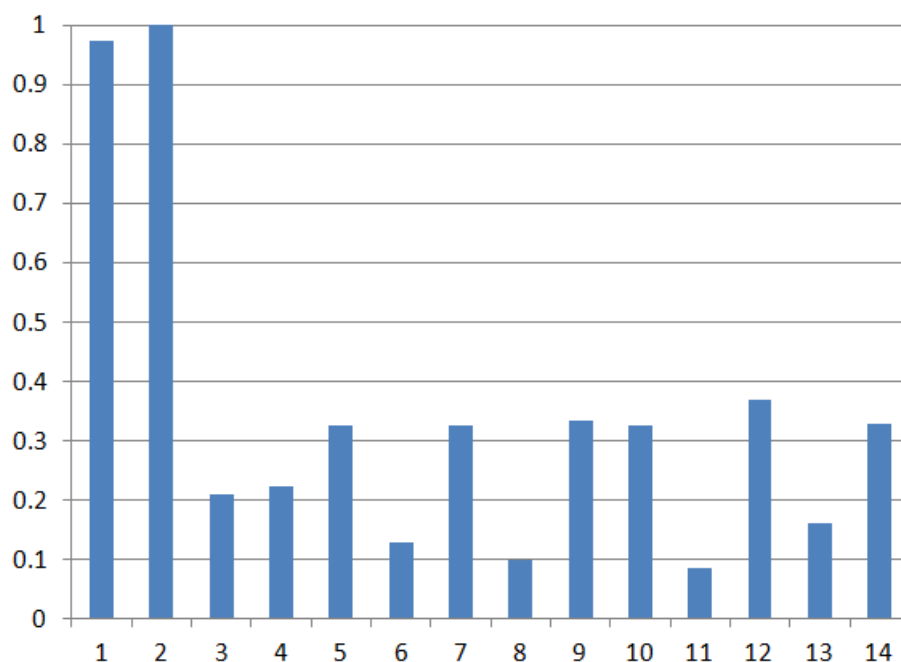
hvor k_i er koeffisienter for hver variabel, v_i er hver enkelt variabel (varierer her mellom 0 og 1), og error er et avvik fra virkelig verdi av $F_{softening}$ for hvert tilfelle. Et mål på totalt avvik fra regresjonsformelen er R-kvadrat, som her er 0.83.

Både t-Stat og P-verdi i Tabell 6.3 er mål på konfidens i at koeffisientene er statistisk signifikante. Man kan med større konfidens si at en koeffisient er signifikant jo høyere absoluttverdien av t-Stat er. P-verdi er sannsynligheten for at koeffisienten ikke er signifikant.

Tabell 6.3 Resultatet fra regresjonsanalysen, $F_{softening}$

#	Variabel	Koeffisienter	Standardfeil	t-Stat	P-verdi
0	Skjæringspunkt	1.209	0.0062	194.1	0
1	s_u^A/σ_v'	-0.101	0.0041	-24.4	5.5E-85
2	y_{ref}	-0.103	0.0038	-27.4	1.6E-98
3	y_{GW}	-0.022	0.0037	-5.8	1.5E-08
4	s_u^P/s_u^A	0.023	0.0037	6.3	6.6E-10
5	$s_u^{DSS} \cdot 2 / (s_u^A + s_u^P)$	-0.034	0.0038	-8.9	1.2E-17
6	γ_p^C	0.013	0.0036	3.7	2.9E-04
7	$\gamma_p^{DSS}/\gamma_p^C$	0.034	0.0036	9.3	7.1E-19
8	$\gamma_p^E/\gamma_p^{DSS}$	0.010	0.0036	2.9	4.5E-03
9	$\gamma_r^C - \gamma_p^C$	-0.034	0.0036	-9.6	3.7E-20
10	$\log(I_{int})$	-0.034	0.0036	-9.2	9.8E-19
11	γ_{sat}	-0.009	0.0029	-3.1	2.2E-03
12	K_0	-0.038	0.0028	-13.5	3.4E-35
13	Tykkelse tørrskorpe	-0.017	0.0031	-5.4	1.0E-07
14	Helning β	0.034	0.0038	9.0	8.0E-18

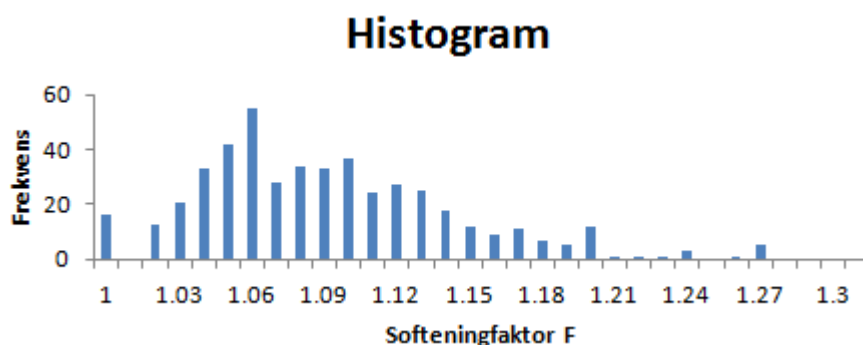
Ut ifra koeffisientene kan man se at det er variablene som definerer styrkeprofilen som betyr mest for softeningfaktoren. I tillegg betyr variabler for sprøhet, K_0 , helning, $\gamma_p^{DSS}/\gamma_p^C$ og styrkeanisotropi noe, mens resten av variablene har mindre å si. Dette kan også ses på figurene over. Figur 6.32 viser koeffisientene for variabel 1 til 14 i Tabell 6.3, som absoluttverdier og normalisert på den største koeffisienten, som tilhører variabel y_{ref} .



Figur 6.32 Normaliserte koeffisienter

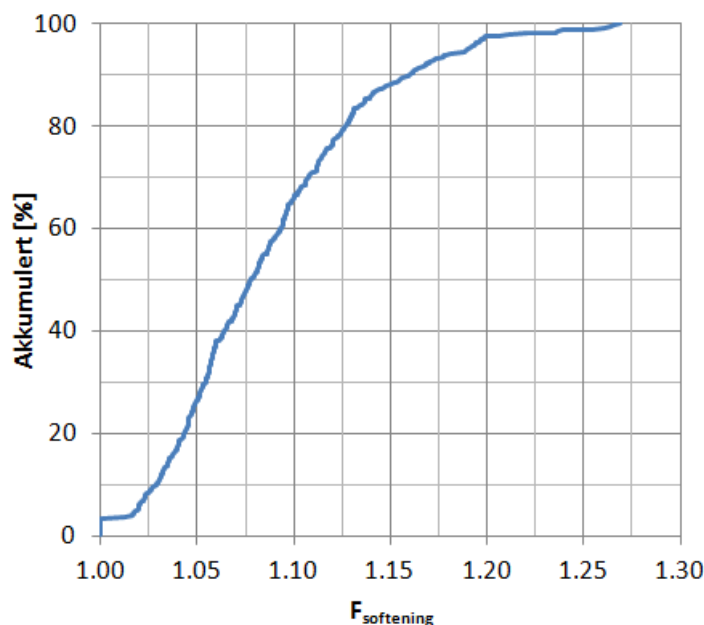
6.6 Fordeling av softeningfaktor

Figur 6.33 viser fordelingen av softeningfaktor $F_{\text{softening}}$. Alle 474 kjøringene representerer forskjellige mulige naturlige tilfeller, hvor materialparameterne er basert på oppførsel av blokkprøver, fordelt på 6 caser. Det er derfor ikke meningen å bruke dette til å finne sannsynligheter, men i stedet å bruke det som et generelt grunnlag for hva man kan forvente at betydningen av softening er.



Figur 6.33 Histogram av alle 474 vellykkede kjøringene

Figur 6.34 viser kumulativ kurve, hvor man ser hvor stor andel av de 474 vellykkede beregningene som har lavere softeningfaktor enn en gitt verdi. $F_{\text{softening}}$ er større enn 1.15 for 11.8 % av tilfellene, og er større enn 1.20 for kun 2.5 % av tilfellene.



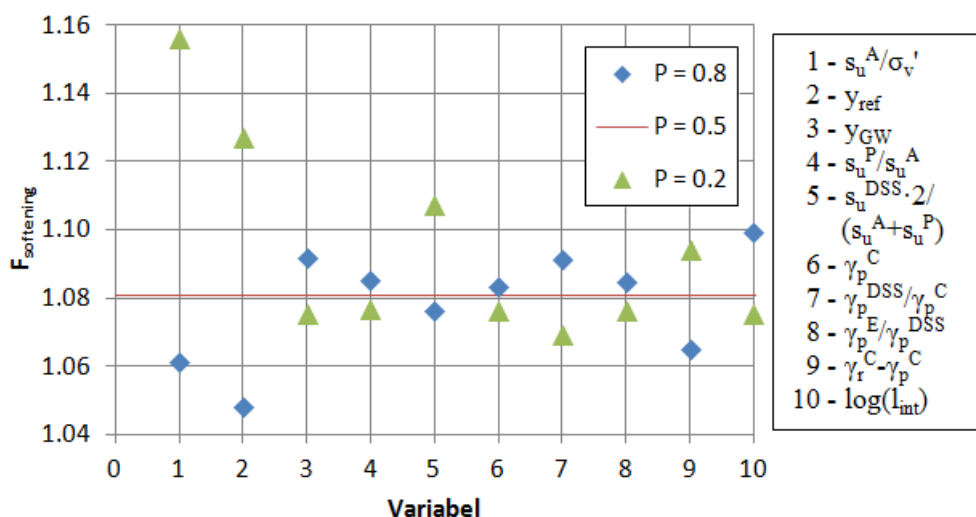
Figur 6.34 Andel av alle 474 beregningene med lavere softeningfaktor

7 Parameterstudier

Etter at alle casene var utført ble det foretatt ekstra parameterstudier for å forstå resultatene bedre.

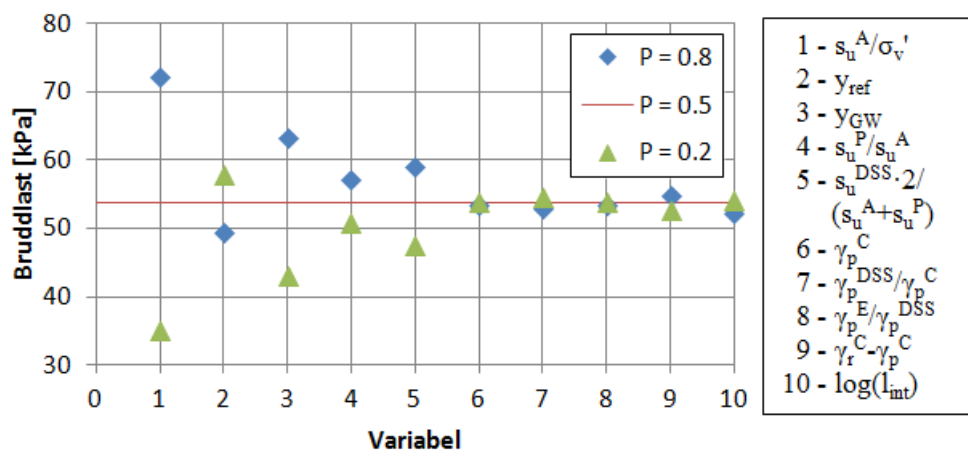
7.1 Middelerdi

For å se effekt av hver enkelt parameter ble et tilfelle av Case 3 studert hvor alle variablene hadde verdien 0.5 fra sannsynlighetsfordelingen. En og en variabel ble endret til 0.2 og 0.8, og endringen av softeningfaktor og bruddlast er vist på Figur 7.1 og Figur 7.2. Variabel 1 til 10 er de samme variablene som i Tabell 4.3 og Tabell 6.3.



Figur 7.1 Endring av softeningfaktor for hver variabel

Resultatet i Figur 7.1 samsvarer med koeffisientene fra regresjonen i Tabell 6.3 og Figur 6.32. De samme variablene betyr henholdsvis mye eller lite for softeningfaktoren.



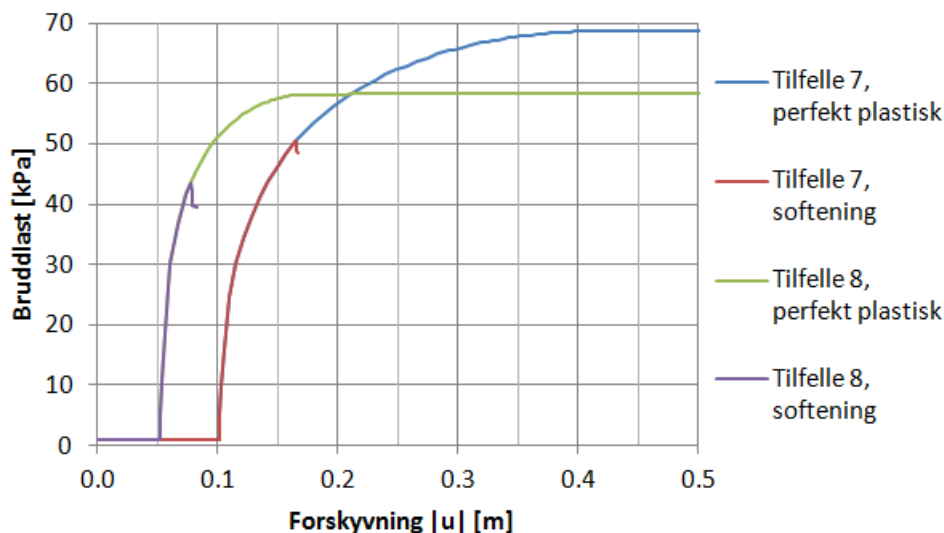
Figur 7.2 Endring av bruddlast for hver variabel

Endring av bruddlast for hver variabel, se Figur 7.2, er ikke den samme som for endring av softeningfaktor. Spesielt sprøhet betyr mindre for endring av bruddlasten sammenlignet med endring av softeningfaktoren. Det betyr at usikkerhet i skjærstyrkeprofilen er viktigere enn usikkerheten i softeningparameterne.

7.2 Høy softeningfaktor

Figur 6.12 og Figur 6.13 viser bruddflatene for tilfelle 7 og 8 fra Tabell 6.2. Dette er to av seks tilfeller med høyest softeningfaktor (mellom 1.25 og 1.30). For tilfelle 7 er største totale skjærtøyning 2 % i materialet som softner, og for tilfelle 8 er største 0.7 %. Dette tilsvarer en reduksjon i skjærstyrke på henholdsvis 15 % og 5 % med de softeningparameterne som er benyttet. I vurderingen for valg av softeningparametere ble det antatt at en lineær reduksjon av styrken inntil 20 % reduksjon kunne benyttes. Siden reduksjonen i skjærstyrken her er mindre enn 20 %, er dette en OK tilnærming.

Nye beregninger av disse to tilfellene ble utført med perfekt plastisk materialoppførsel i alle lag, for å sammenligne med beregningene med softening, se Figur 7.3. Man ser i beregningene med softening tilnærmet "first yield"-oppførsel, hvor last-forskyvningskurven er den samme som for perfekt plastisk oppførsel opp til en last hvor bruddet initieres uten forvarsel. På grunn av høy sprøhet reduseres global last tilnærmet idet det første jordelementet opplever softening.

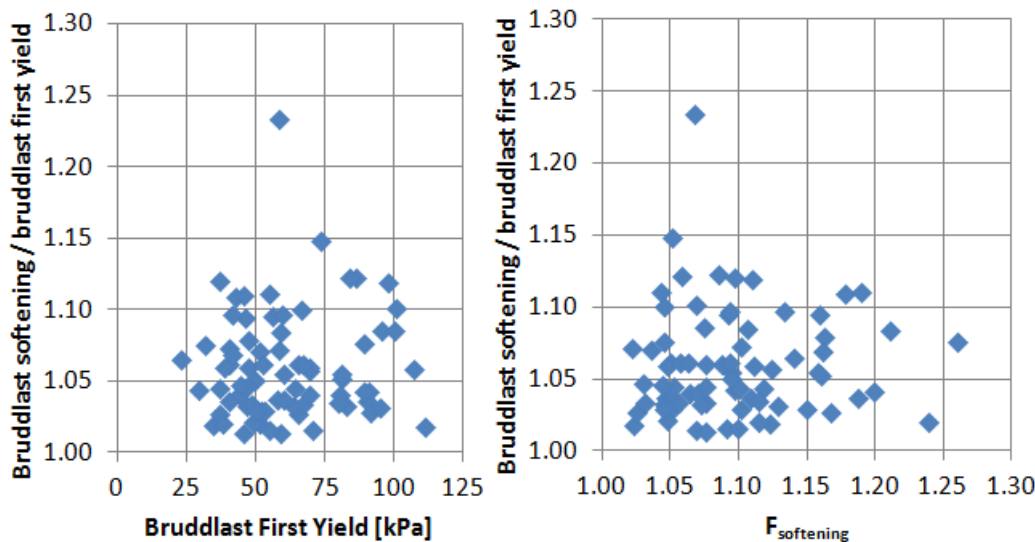


Figur 7.3 Tilfelle 7 og 8, softening og perfekt plastisk oppførsel

7.3 "First yield"

For å undersøke hvor nære man er "first yield"-oppførsel, er Case 3 gjentatt med samme parametersett med "perfekt sprøhet". Dette er gjort ved å sette

softeningparameteren $\gamma_r^C - \gamma_p^C = 0.01$ for alle tilfellene, slik at skjærstyrken reduseres fullstendig straks den kommer forbi maks skjærstyrke. Fordi "first yield" er numerisk utfordrende måtte beregningsinnstillingene endres for å få utført beregningene.



Figur 7.4 Økning i bruddlast med softening sammenlignet med "first yield"

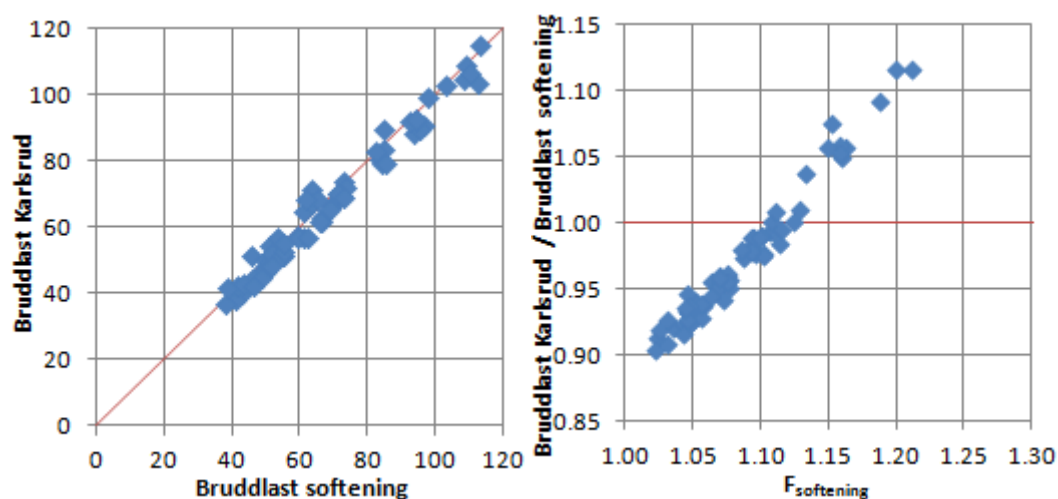
Resultatene fra beregningene med "first yield" er vist i Figur 7.4. Figuren viser at for de fleste parametersettene er bruddlasten med softening cirka 7 % større enn for "first yield". Det betyr at analysene med softening havner i gjennomsnitt cirka midt mellom "first yield" og perfekt plastisk oppførsel. Det ene tilfellet med større økning i bruddlast for softening sammenlignet med "first yield" hadde i utgangspunktet veldig lav sprøhet. Derfor fikk det stor effekt av å gå til veldig høy sprøhet sammenlignet med resten av tilfellene.

Lav softeningfaktor kan skyldes at lite softeningmateriale er involvert i bruddflaten. Høy softeningfaktor kan i tillegg skyldes at materialet i utgangspunktet har høy sprøhet, og begge disse effektene tilsier liten økning i bruddlast fra "first yield" til softening.

7.4 Sammenligning med Karlsruhs anbefalinger

Karlsrud anbefaler å redusere aktive, DSS og passive skjærstyrker basert på uforstyrrede prøver (blokkprøver) med henholdsvis 15, 10 og 5 % før de benyttes i en perfekt plastisk grenselikevektsanalyse.

Case 3 ble gjentatt med de samme parametersettene, og hvor denne anbefalingen ble fulgt. Bruddlast med denne metoden sammenlignet med analyser med softening er vist på Figur 7.5. Figuren viser at bruddlasten funnet med Karlsruhs anbefaling er nesten helt sammenfallende med bruddlasten funnet fra analysene med softening. Karlsruhs metode gir maksimalt cirka 10 % lavere og cirka 10 % høyere kapasitet, og gir i gjennomsnitt litt lavere kapasitet.



Figur 7.5 Bruddlast med Karlsruhs metode og med softening for Case 3

På grunn av lavere styrker med Karlsruhs metode var det flere av materialsettene som ikke hadde god nok kapasitet til at skråningen står på egenhånd. Disse er ikke vist på figuren. Kun 65 av 100 kjøringene var vellykkede, mot 83 av 100 med softening.

8 Konklusjoner/Kommentarer

Hovedkonklusjonene fra denne aktiviteten er:

- Beregnet gjennomsnittelig effekt av softening er at et perfekt plastisk materiale overestimerer kapasiteten med 9 % ($F_{\text{softening}} = 1.09$).
- For kun 2.5 % av tilfellene er $F_{\text{softening}}$ større enn 1.20, og for 12 % av tilfellene er $F_{\text{softening}}$ større enn 1.15.
- Effekten av softening er størst i tilfeller hvor skjærstyrken er generelt lav ($s_u^A/\sigma_{vo}' < 0.5$) og konstant i den øvre delen (2 til 5 m) av jordprofilet.
- For normalkonsoliderte sensitive leirer, materialer som allerede er sprø, er usikkerheten i sprøheten mindre viktig.
- Effekten av softening er ikke veldig påvirket av initiell skjærmobilisering gitt av helningen på terrenget.
- "First yield" underestimerer i gjennomsnitt kapasiteten beregnet med softening med cirka 6 %.
- Tøyningskompatibilitet er ikke gyldig ved maks last og passiv sone kan være lavt mobilisert. Dette er med på å gi lavere kapasitet i tillegg til effekten av redusert skjærstyrke i området som softner.
- Usikkerheten i skjærstyrkeprofilet kan være større enn effekten av sprøhet.

Vi har studert effekten av softening for bæreevneanalyser på relativt homogen sensitive normalkonsoliderte leirer ($S_t > 15$ og $OCR < 2$). Effekten av softening vil være mindre for mindre sprø leirer, jordprofiler med mindre innhold av sensitiv leire og andre lastforhold som for eksempel utgraving og skjæringer.

Effekten av usikkerheten i de forskjellige parameterne vil bli undersøkt i aktivitet A4. Resultatene fra aktiviteten vil bli benyttet til å komme med anbefalinger om hvordan effekten av sprøbrudd kan inkluderes i forbindelse med bruddanalyser i områder med kvikk og sensitiv leire. Dette vil bli gjort i aktivitet A5.

9 Referanser

Andresen A., Jostad, H.P. og Høeg, K., (2002): "Numerical Procedure for Assessing the Capacity of Anisotropic and Strain-Softening Clay", Proc. 5th World Congr. Comp. Mech. –WCCM V, Wien

Gylland, A.S., Jostad, H.P. & Nordal, S. (2012), Experimental study of strain localization in sensitive clay, Submitted to Acta Geotechnica

Jostad, H.P., Andresen, L og Thakur, V., (2006): "Calculation of shear band thickness in sensitive clays". European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 6. Graz, Østerrike 2006. Proceedings, side: 27-32.

Karlsrud, K. og Hernandez-Martinez, F.G. (2012). "Stress-strain-and strength characteristics of clays from high quality block samples". To be published Can. Geot. Journal.

Mayne, P.W. og Kulhawy, F.H. (1982), "K₀-OCR relationships in soil", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 108 (GT6), 851-872

Metropolis N., Ulam S., 1949 "The Monte Carlo Method" Journal of the American Statistical Association, number 247, September 1949, Volume 44.

NGI (2011), "Data base for tests on high quality block samples on clay. Summary of compressibility, strength and deformation parameters in relation to index properties". Report 20051014-1, 2011.

NGI (2012), "Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire, A1 Numerisk metode for beregning av udrenert brudd i sensitive materialer", NGI rapport 20092128-00-4-R

Plaxis BV (2009) Plaxis manuals. Plaxis BV. www.plaxis.nl.

Kontroll- og referanseside/ Review and reference page



Dokumentinformasjon/Document information									
Dokumenttittel/Document title Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire. A3 Sensitivitetsanalyse					Dokument nr/Document No. 20092128-00-6-R				
Dokumenttype/Type of document		Distribusjon/Distribution			Dato/Date 2014-05-12				
<input checked="" type="checkbox"/> Rapport/Report		<input type="checkbox"/> Fri/Unlimited			Rev.nr./Rev.No. 0				
<input type="checkbox"/> Teknisk notat/Technical Note		<input checked="" type="checkbox"/> Begrenset/Limited							
		<input type="checkbox"/> Ingen/None							
Oppdragsgiver/Client Statens Vegvesen Vegdirektoratet, Norges Vassdrags og Energidirektorat									
Emneord/Keywords Sensitiv leire, kvikkleire, softening, FEM, skred, progressivt brudd									
Stedfesting/Geographical information									
Land, fylke/Country, County					Havområde/Offshore area				
Kommune/Municipality					Felt navn/Field name				
Sted/Location					Sted/Location				
Kartblad/Map					Felt, blokknr./Field, Block No.				
UTM-koordinater/UTM-coordinates									
Dokumentkontroll/Document control									
Kvalitetssikring i henhold til/Quality assurance according to NS-EN ISO9001									
Rev./Rev.	Revisjonsgrunnlag/Reason for revision	Egenkontroll/ Self review av/by:		Sidemanns- kontroll/ Colleague review av/by:		Uavhengig kontroll/ Independent review av/by:		Tverrfaglig kontroll/ Inter- disciplinary review av/by:	
0	Originaldokument	PFo	PFo	HPJ	HPJ				
Dokument godkjent for utsendelse/ Document approved for release		Dato/Date 2014-05-12		Sign. Prosjektleder/Project Manager Hans Petter Jostad Hans Petter Jostad					

NGI (Norges Geotekniske Institutt) er et internasjonalt ledende senter for forskning og rådgivning innen geofagene. Vi utvikler optimale løsninger for samfunnet, og tilbyr ekspertise om jord, berg og snø og deres påvirkning på miljøet, konstruksjoner og anlegg.

Vi arbeider i følgende markeder: olje, gass og energi, bygg, anlegg og samferdsel, naturskade og miljøteknologi. NGI er en privat stiftelse med kontor og laboratorier i Oslo, avdelingskontor i Trondheim og datterselskap i Houston, Texas, USA.

NGI ble utnevnt til "Senter for fremragende forskning" (SFF) i 2002 og leder "International Centre for Geohazards" (ICG).

www.ngi.no

NGI (Norwegian Geotechnical Institute) is a leading international centre for research and consulting in the geosciences. NGI develops optimum solutions for society, and offers expertise on the behaviour of soil, rock and snow and their interaction with the natural and built environment.

NGI works within the oil, gas and energy, building and construction, transportation, natural hazards and environment sectors. NGI is a private foundation with office and laboratory in Oslo, branch office in Trondheim and daughter company in Houston, Texas, USA.

NGI was awarded Centre of Excellence status in 2002 and leads the International Centre for Geohazards (ICG).

www.ngi.no



Hovedkontor/Main office:
PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo
Norway

Besøksadresse/Street address:
Sognsveien 72, NO-0855 Oslo

Avd Trondheim/Trondheim office:
PO Box 1230 Pirsenteret
NO-7462 Trondheim
Norway

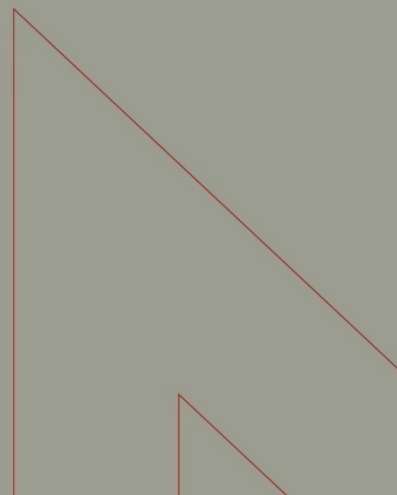
Besøksadresse/Street address:
Pirsenteret, Havnegata 9, NO-7010 Trondheim

T: (+47) 22 02 30 00
F: (+47) 22 23 04 48

ngi@ngi.no
www.ngi.no

Kontonr 5096 05 01281 /IBAN NO26 5096 0501 281
Org. nr./Company No.: 958 254 318 MVA

BSI EN ISO 9001
Sertifisert av/Certified by BSI, Reg. No. FS 32989



Utgitt i Rapportserien i 2014

- Nr. 1 Analyse av energibruk i forretningsbygg. Formålsdeling. Trender og drivere
- Nr. 2 Det høyspente distribusjonsnett. Innsamling av geografiske og tekniske komponentdata
- Nr. 3 Naturfareprosjektet Dp. 5 Flom og vann på avveie. Dimensjonerende korttidsnedbør for Telemark, Sørlandet og Vestlandet: Eirik Førland, Jostein Mamen, Karianne Ødemark, Hanne Heiberg, Steinar Myrabø
- Nr. 4 Naturfareprosjektet: Delprosjekt 7. Skred og flomsikring. Sikringstiltak mot skred og flom Befaring i Troms og Finnmark høst 2013
- Nr. 5 Kontrollstasjon: NVEs gjennomgang av elsertifikatordningen
- Nr. 6 New version (v.1.1.1) of the seNorge snow model and snow maps for Norway. Tuomo Saloranta
- Nr. 7 EBO Evaluering av modeller for klimajustering av energibruk
- Nr. 8 Erfaringer fra ekstremværet Hilde, november 2013
- Nr. 9 Erfaringer fra ekstremværet Ivar, desember 2013
- Nr. 10 Kvartalsrapport for kraftmarknaden. 4. kvartal 2013. Ellen Skaansar (red.)
- Nr. 11 Energibruksrapporten 2013
- Nr. 12 Fjernvarmens rolle i energisystemet
- Nr. 13 Naturfareprosjektet Dp. 5 Flom og vann på avveie. Karakterisering av flomregimer. Delprosjekt. 5.1.5
- Nr. 14 Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire. En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer
- Nr. 15 Tilleggsrapport: Oppsummering av Energimyndighetens og NVEs gjennomgang av elsertifikatordningen
- Nr. 16 Flomberegning for Nesttunvassdraget (056.3Z). Thomas Væringstad
- Nr. 17 Årsrapport for tilsyn
- Nr. 18 Verktøyprosjektet - hydrologi 2010-2013. En oppsummering av aktiviteter og resultater. Erik Holmqvist (red.)
- Nr. 19 Flom og jordskred i Nordland og Trøndelag desember 2013. Elin Langsholt, Erik Holmqvist, Delia Welle Kejo
- Nr. 20 Vindkraft i produksjon i 2013
- Nr. 21 FoU-prosjekt 81072 Pilotstudie: Snøskredfarekartlegging med ATES (Avalanche Terrain Exposure Scale) Klassifisering av snøskredterreng for trygg ferdsel
- Nr. 22 Naturfareprosjektet: Delprosjekt 3.1. Hvordan beregne ekstremverdier for gitte gjentaksintervaller? Manual for å beregne returverdier av nedbør for ulike gjentaksintervaller (for ikke-statistikker)
- Nr. 23 Flomsonekart Delprosjekt Tuv. Kjartan Orvedal, Julio Pereira
- Nr. 24 Summary of the review of the electricity certificates system by the Swedish Energy Agency and the Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE)
- Nr. 25 Landsomfattende mark- og grunnvannsnett. Drift og formidling 2011. Jonatan Haga Per Alve Glad
- Nr. 26 Naturfareprosjektet: Delprosjekt 1 Naturskadestrategi. Sammenligning av risikoakseptkriterier for skred og flom. Utredning for Naturfareprogrammet (NIFS)
- Nr. 27 Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire. Skredfarekartlegging i strandsonen
- Nr. 28 Naturfareprosjektet Dp. 5 Flom og vann på avveie. "Kvistdammer" i Slovakia. Små terskler laget av stedegent materiale, erfaringer fra studietur for mulig bruk i Norge
- Nr. 29 Reestablishing vegetation on interventions along rivers. A compilation of methods and experiences from the Tana River valley
- Nr. 30 Naturfareprosjektet Dp. 5 Flom og vann på avveie. Karakterisering av flomregimer
- Nr. 31 Småkraftverk: Tetthet og reproduksjon av ørret på utbygde strekninger med krav om minstevannføring Svein Jakob Saltveit og Henning Pavels
- Nr. 32 Kanalforvaltningen rundt 1814 – del av en fungerende statsadministrasjon for det norske selvstendighetsprosjektet. Grunnlovsjubileet 2014
- Nr. 33 Museumsordningen 10 år
- Nr. 34 Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire. Skredfarekartlegging i strandsonen -videreføring
- Nr. 35 Naturfareprosjektet Dp. 5 Flom og vann på avveie. Karakterisering av flomregimer Delprosjekt. 5.1.5. Revisjon av rapport 13-2014
- Nr. 36 Kvartalsrapport for kraftmarknaden 1. kvartal 2014. Gudmund Bartnes (red.)

- Nr. 37 Preliminary regionalization and susceptibility analysis for landslide early warning purposes in Norway
- Nr. 38 Driften av kraftsystemet 2013
- Nr. 39 Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire. Effekt av progressivbruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire: Sensitivitetsanalyse basert på data fra grunnundersøkelser på vegstrekningen Sund-Bradden i Rissa
- Nr. 40 Naturfareprosjektet DP. 6 Kvikkleire. Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire: Sensitivitetsanalyse-1



Norges
vassdrags- og
energidirektorat

Norges vassdrags- og energidirektorat

Middelthunsgate 29
Postboks 5091 Majorstuen
0301 Oslo

Telefon: 09575
Internett: www.nve.no

