

# Premisser som påvirker beregnet skråningsstabilitet ved bruk av grenselikevektsmetoder

**Karl Fredrik Hvoslef Moe**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Arnfinn Emdal, BAT

Medveileder: Stein Olav Christensen, SINTEF

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for bygg, anlegg og transport





Oppgavens tittel: Premisser som påvirker beregnet skråningsstabilitet ved bruk av grenselikevektsmetoder	Dato: 10.06.2013		
	Antall sider (inkl. bilag): 78		
	Masteroppgave	X	Prosjektoppgave
Navn: Karl Fredrik Hartz Moe			
Faglærer/veileder: Arnfinn Emdal			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere: Stein Olav Christensen			

Ekstrakt:

I denne masteroppgaven er det undersøkt hvordan enkelte av egenskapene i en leire påvirker skråningsstabiliteten når denne skal beregnes med en grenselikevektsmetode. Det er utført en litteraturstudie for å undersøke hvordan de anisotrope fasthetsegenskapene i leire påvirkes av andre fysiske parametere som overkonsolideringen, plastisiteten og om konsolideringsspenningen har rotert siden sedimentasjonen av leiren. I tillegg er det funnet resultater av beregninger der det er studert hvordan endringer i anisotropien påvirker skråningsstabiliteten. Det er også studert hvordan deformasjonsmykning i leire fører til progressive brudd og alternative metoder for å løse disse tilfellene med grenselikevektsmetoden.

Det er beskrevet to metoder for å beregne sikkerhetsfaktoren til progressive brudd. Begge tar som utgangspunkt at skjærfastheten faller uten videre deformasjon når belastningen når bruddspenningen.

For å illustrere hvordan en endring i anisotropien som følge av variasjon av overkonsolideringen og plastisiteten i leire samt at retningen til den aktive skjærfastheten er rotert fra vertikal retning til retningen for største konsolideringsspenning påvirker stabiliteten er det beregnet sikkerhetsfaktorer for en eksempelkråning i Geosuite og Slide. I beregningene er det kun anisotropien i leiren som er endret, den aktive skjærfastheten er beholdt konstant for alle tilfellene.

Skråningen som er beregnet har en helning 1:10 og består av bløt, homogen leire. Helning og  $s_u$ -profil er valg slik at den med anisotropiforholdet anbefalt i Håndbok 016 har en sikkerhetsfaktor på ca 1,5.

Beregningene viser at ved en økning av overkonsolideringsgraden fra 1 til 6 øker sikkerhetsfaktoren med 9,8%, en økning i plastisiteten fra 0% til 40% øker sikkerhetsfaktoren med 19,9% og en rotasjon av den aktive skjærfastheten fra horisontal til retningen for største konsolideringsspenning øker sikkerhetsfaktoren med 5,8%.

Resultatene viser at de anisotrope fasthetsforholdene påvirkes av andre fysiske egenskaper i leiren som igjen påvirker sikkerhetsfaktoren til en skråning.

Stikkord:

1. Anisotrop skjærfasthet
2. Grenselikevektsmetoden
3. Deformasjonsmykning
4. Skråningsstabilitet



## TBA4510 Geoteknikk Masteroppgave, våren 2013

Stud. techn.

**Karl Fredrik Hartz Moe**

# **Premisser som påvirker beregnet skråningsstabilitet ved bruk av grenselikevektsmetoder**

*Slope stability calculations by use of LEM, -factors of influence*

### **Bakgrunn**

Når en leire belastes udrenert vil skjærfastheten langs bruddflaten være anisotrop. Ved beregning av stabiliteten til en konstruksjon, enten et fundament eller en skråning, blir ADP-forholdet normalt vurdert mot en største hovedspenning som er antatt å være vertikal. Et mer korrekt ADP-forhold kan tenkes vurdert mot en største hovedspenningsretning som er i overensstemmelse med likevektstilstanden i skråningen. I prosjekter der det ikke utføres DSS-forsøk og passive treaksforsøk benyttes erfaringsverdier som gjelder generelt for alle typer leire. Ved brudd i slake skråninger er dette forholdet spesielt avgjørende siden andelen av bruddflaten som kan karakteriseres som et aktivt brudd blir mindre.

Ved brudd i bløte, normalkonsoliderte leirer vil leiren miste deler av styrken ved videre deformasjon etter at den er blitt belastet til brudd. Dette fører til at ved et lokalt brudd øker belastningene på naboelementene og bruddet forplanter seg videre langs en global bruddflate inntil hele systemet går til brudd, også kalt progressivt brudd.

### **Innhold**

I oppgaven skal kandidaten undersøke hvordan ulike egenskaper ved leiren påvirker dens anisotrope styrkeegenskaper og hvordan dette påvirker sikkerhetsfaktoren i en skråning.

Masteroppgaven skal bestå av:

- Et litteraturstudium av leirens anisotrope skjærfasthet; hvilke fysiske prosesser som fører til de anisotrope egenskapene, hvordan fysiske egenskaper ved leiren påvirker anisotropien og hvordan anisotropien i leire påvirker sikkerhetsfaktoren til en skråning
- Et litteraturstudium av bløte, normalkonsoliderte leirers deformasjonsmykning og hvordan dette påvirker bruddutviklingen i en skråning
- Stabilitetsanalyser utført med GeoSuite og SLIDE for tilfeller der anisotropien varieres for å illustrere effekten av endringer i faktorene beskrevet i litteraturstudiet.

### **Omfang og levering**

Oppgaven har et omfang på 30 studiepoeng – dvs. tilsvarende et semester.

Arbeidet skal leveres i form av en teknisk rapport med innledning og problemformulering, bakgrunnsstudie av relevante mekanismer, og presentasjon av resultater fra studiet. Klare konklusjoner og forslag til videre arbeid vil bli kreditert.

Rapporten skal leveres ved digital opplasting på DAIM og på CD.

### **Leveringsdato**

10. juni 2013

**Arnfinn Emdal**

Amanuensis

Institutt for Bygg, Anlegg og Transport  
Faggruppe for Geoteknikk



# Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Faggrupe for geoteknikk, Institutt for Bygg, Anlegg og Transport, ved NTNU i faget TBA4900 Geoteknikk våren 2013.

Oppgaven er utført for å samle informasjon om hvordan anisotropien påvirkes når egenskapene til leire varierer.

Jeg ønsker å takke seniorforsker Stein Olav Christensen ved SINTEF for inspirasjon til oppgaven og innspill underveis. Vil også takke amanuensis Arnfinn Emdal for utforming av oppgaven og god veiledning.

Jeg ønsker også å takke Marte Slemskogen Hartz Moe for støtte og tilrettelegging for arbeidet.





# Sammendrag

I denne masteroppgaven er det undersøkt hvordan enkelte av egenskapene i en leire påvirker skråningsstabiliteten når denne skal beregnes med en grenselikevektsmetode. Det er utført en litteraturstudie for å undersøke hvordan de anisotrope fasthetsegenskapene i leire påvirkes av andre fysiske parametere som overkonsolideringen, plastisiteten og om konsolideringsspenningen har rotert siden sedimentasjonen av leiren. I tillegg er det funnet resultater av beregninger der det er studert hvordan endringer i anisotropien påvirker skråningsstabiliteten. Det er også studert hvordan deformasjonsmykning i leire fører til progressive brudd og alternative metoder for å løse disse tilfellene med grenselikevektsmetoden.

Det er beskrevet to metoder for å beregne sikkerhetsfaktoren til progressive brudd. Begge tar som utgangspunkt at skjærfastheten faller uten videre deformasjon når belastningen når bruddspenningen.

For å illustrere hvordan en endring i anisotropien som følge av variasjon av overkonsolideringen og plastisiteten i leire samt at retningen til den aktive skjærfastheten er rotert fra vertikal retning til retningen for største konsolideringsspenning påvirker stabiliteten er det beregnet sikkerhetsfaktorer for en eksempelskråning i Geosuite og Slide. I beregningene er det kun anisotropien i leiren som er endret, den aktive skjærfastheten er beholdt konstant for alle tilfellene.

Skråningen som er beregnet har en helning 1:10 og består av bløt, homogen leire. Helning og  $s_u$ -profil er valg slik at den med anisotropiforholdet anbefalt i Håndbok 016 har en sikkerhetsfaktor på ca 1,5.

Beregningene viser at ved en økning av overkonsolideringsgraden fra 1 til 6 øker sikkerhetsfaktoren med 9,8%, en økning i plastisiteten fra 0% til 40% øker sikkerhetsfaktoren med 19,9% og en rotasjon av den aktive skjærfastheten fra horisontal til retningen for største konsolideringsspenning øker sikkerhetsfaktoren med 5,8%.

Resultatene viser at de anisotrope fasthetsforholdene påvirkes av andre fysiske egenskaper i leiren som igjen påvirker sikkerhetsfaktoren til en skråning.



# Abstract

This master thesis has been a study of how some of the clays properties influence on the slope stability when calculated by a limit equilibrium method. A literature study has been performed to investigate how the anisotropic strength is influenced by other physical properties like the over consolidation, the plasticity and if the angle of the consolidation stress has rotated since the clay was deposited. Results from previous calculations on how the safety factor of a slope is influenced by changes of the anisotropy are included in the study. It is also studied how the strain softening in clay leads to progressive failure and methods to solve these cases by the limit equilibrium method.

Two alternative methods to calculate the safety factor of a progressive failure are described. Both assume that the shear strength reaches the peak shear strength; it drops to the reduced shear strength without further deformation.

An example slope are calculated in Geosuite and Slide to illustrate how the change in the anisotropy as a result of variation in the over consolidation ratio and the plasticity as well as rotation of the active shear strength to the direction of the consolidation stress. The anisotropy is the only factor that changed; the active shear strength remained constant for all the cases. The slope has an inclination 1:10 and consists of soft, homogenous clay. The inclination of the slope and the  $s_u$  profile are selected to result in a safety factor approximately 1.5 when the anisotropy factors from "Håndbok 016" are used.

The results of the calculations indicate that by increasing the over consolidation ratio from 1 to 6 the safety factor is increased by 9,8%, by increasing the plasticity from 0% to 40% the safety factor is increased by 19,9% and by rotating the active shear strength from vertical to the direction of the consolidation stress, the safety factor is increased by 5,8%.

The results show that the anisotropy are influenced by other physical properties, which again changes the safety factor of a slope.



# Innhold

<b>1</b>	<b>Innledning</b>	<b>1</b>
1.1	Bakgrunn . . . . .	1
1.2	Mål for arbeidet . . . . .	1
1.3	Rapportens oppbygning . . . . .	2
<b>2</b>	<b>Teori</b>	<b>3</b>
2.1	Grenselikevektsmetoder . . . . .	3
2.1.1	Lamellemetoden . . . . .	3
2.1.2	$s_u$ analyse med sirkulær skjærflate . . . . .	5
2.1.3	Forenklet Janbu . . . . .	5
2.2	Geosuite . . . . .	6
2.2.1	BEAST . . . . .	7
2.3	Slide . . . . .	7
<b>3</b>	<b>Litteraturstudie</b>	<b>9</b>
3.1	Anisotropi . . . . .	9
3.1.1	Overkonsolideringens innvirkning . . . . .	11
3.1.2	Plastisitetens innvirkning . . . . .	13
3.1.3	Skjærkonsolidering . . . . .	15
3.1.4	Spenningsindusert anisotropi . . . . .	20
3.1.5	Innvirkning på skråningsstabilitet . . . . .	21
3.2	Progressive brudd . . . . .	23
3.2.1	Nedover-progressivt brudd . . . . .	25
3.2.2	Bakover-progressivt brudd . . . . .	26
3.2.3	Beregne sikkerhetsfaktoren med grenselikevektsmetoden . . . . .	27
<b>4</b>	<b>Parameterstudie</b>	<b>29</b>
4.1	Variasjon av overkonsolideringsgraden . . . . .	30
4.2	Variasjon av plastisiteten . . . . .	30
4.3	Variasjon av skjærkonsolideringen . . . . .	31
<b>5</b>	<b>Resultater</b>	<b>34</b>
5.1	Variasjon i overkonsolideringsgraden . . . . .	34
5.2	Variasjon i plasiteten . . . . .	34
5.3	Variasjon i skjærkonsolideingen . . . . .	35
5.4	Lamell i uendelig skråning . . . . .	35
<b>6</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>37</b>
6.1	Resultater fra parameterstudie . . . . .	37
6.1.1	Overkonsolidering . . . . .	37
6.1.2	Plastisitet . . . . .	37
6.1.3	Skjærkonsolidering . . . . .	37
6.1.4	Sammenheng mellom lamell i uendelig skråning og plan skjærflate . . . . .	37
6.1.5	Forskjeller på Slide og Geosuite . . . . .	38
6.2	Sammenligning med resultatene fra Lo . . . . .	38
6.3	Deformasjonsmykning . . . . .	38

<b>7</b>	<b>Konklusjon og videre arbeid</b>	<b>40</b>
7.1	Konklusjon . . . . .	40
7.2	Videre arbeid . . . . .	40
	<b>Referanser</b>	<b>42</b>
<b>A</b>	<b>Variasjon i overkonsolideringsgraden</b>	<b>A.1</b>
A.1	Slide . . . . .	A.1
A.2	Geosuite . . . . .	A.4
<b>B</b>	<b>Variasjon av plastisiteten</b>	<b>B.1</b>
B.1	Slide . . . . .	B.1
B.2	Geosuite . . . . .	B.4
<b>C</b>	<b>Varasjon av skjærkonsolideringen</b>	<b>C.1</b>
C.1	Slide . . . . .	C.1
C.2	Geosuite . . . . .	C.4

# Figurer

2.1	Krefter som virker på en typisk lamell [Abramson, 2002] . . . . .	4
2.2	Janbus korrelasjonsfaktor . . . . .	6
2.3	Definisjon av vinkler for skjærflaten [Novapoint, 2011] . . . . .	7
2.4	Variasjon av $s_u$ med retning for skjærflaten i Geosuite og Slide [Fauskerud et al., 2012] . . . . .	8
3.1	Rosediagram for partikkelorienteringen til bentonitt etter endimensjonal konsolidering [Hicher et al., 2000] . . . . .	9
3.2	Utbredelse av spenningssoner og bruk av laboratorietester ved ulike deler av skjærflaten [Grimstad et al., 2012] . . . . .	10
3.3	Eksempel på spenningsstier fra aktiv og passiv treakstest [Nordal, 2012] . .	10
3.4	Eksempel på resultat fra DSS test [NGI, 2013] . . . . .	11
3.5	Overkonsolideringens virkning på anisotropien på norske leirer [Karlsrud, 2010]	12
3.6	Variasjon i anisotropien for enaksiell styrke med dybden på leirer fra Jordan [Attom and Al-Akhras, 2008] . . . . .	12
3.7	Overkonsolideringens virkning på anisotropien på leirer fra Jordan [Attom and Al-Akhras, 2008] . . . . .	13
3.8	Variasjon av skjærstyrke for ulike leirer [Soydemir, 1976] . . . . .	14
3.9	Aktiv, direkte og passiv skjærfasthet plottet mot plastisiteten for en normal-konsolidert leire [Jamiolkowski, 1985]. Resultatene fra Soydemir er merket med røde prikker . . . . .	14
3.10	$\Sigma MWeight$ plottet mot økende $\eta$ . . . . .	15
3.11	Udrenert statisk DSS skjærstyrke for kvikkleire som en funksjon av normalisert konsolideringsskjærspenning, $\tau_c/\sigma'_{vc}$ [Andersen, 2009] . . . . .	16
3.12	Skisse av spennings- og deformasjonskomponenter i HCA apparatet: (a) koordinater i hul sylindere; (b) elements komponentspenninger; (c) elements komponentdeformasjoner; (d) elements hovedspenninger [Zdravković and Jardine, 2001] . . . . .	17
3.13	Effektivspenningssti for rotert konsolidering i HCA [Zdravković and Jardine, 2001] . . . . .	18
3.14	Variasjon av $S_u^{pt}/p'_0$ med $\alpha$ etter rotert konsolidering til $\alpha_c$ (R-serien) og $K_0$ konsolidering (M-serien) [Zdravković and Jardine, 2001] . . . . .	19
3.15	Variasjon av $q_{max}/p'_0$ med $\alpha$ etter $K_0$ konsolidering [Shen et al., 2008] . . .	19
3.16	Variasjon av kritisk skjærspenning ved rotasjon av planet $\beta$ [Athanasiu, 1999]	21
3.17	Definisjon av parametere for en typisk skjærflate [Al-Karni and Al-Shamrani, 2000] . . . . .	22
3.18	Variasjon i stabilitetstallet ved ulike anisotropier for ulike helninger av skrånningen [Lo, 1965] . . . . .	23
3.19	Resultater fra treaks CAUC-test og DSS-test på kvikkleire fra Ellingsrud [Gylland et al., 2011] . . . . .	24
3.20	Mobilisering av skjærkraft langs skjærflaten [Locat et al., 2011] . . . . .	24

3.21	Illustrasjon av initialforhold, begynnende ustabilitet og globalt progressivt brudd. Figuren viser (a, d, h) skråningens geometri og potensiell bruddflate; (b, e, i) skjærspenninger langs potensiell bruddflate, (f, j) endringer i krefter og (c, g, k) totalspenning parallell med potensiell bruddflate. $E_{px}$ , passiv motstand; $(E_{ox} + N_x)_{maxD}$ , maksimal total last langs bruddflaten [Locat et al., 2011]	25
3.22	Illustrasjon av initialforhold, begynnende ustabilitet og globalt bakover/progressivt brudd. Figuren viser (a, d, h) skråningens geometri og potensiell bruddflate; (b, e, i) skjærspenninger langs potensiell bruddflate, (f, j) endringer i krefter og (c, g, k) totalspenning parallell med potensiell bruddflate. $E_{px}$ , passiv motstand; $(E_{ox} + N_x)_{minD}$ , minimum total last langs bruddflaten [Locat et al., 2011]	26
3.23	Illustrasjon av styrketap ved brudd [Khan et al., 2002]	28
4.1	Illustrasjon av skråningen som skal beregnes	29
4.2	Tilnærming av anisotropiforholdene i Geosuite til den roterte anisotropien	31
4.3	Rotasjon av største hovedspenning beregnet i PLAXIS	32
4.4	Retningene til hovedspenningene etter konsolideringsfasen beregnet i PLAXIS	32
5.1	Variasjon i sikkerheten ved endret overkonsolidering	34
5.2	Variasjon i sikkerheten ved endret plastisitet	34
5.3	Variasjon i sikkerheten ved endret skjærkonsolidering	35
5.4	Lamell med påtegnede krefter	36
5.5	Sikkerhetsfaktoren for en lamell i en uendelig skråning plottet mot lamellhøyden	36
A.1	OCR=1	A.1
A.2	OCR=2	A.2
A.3	OCR=6	A.3
A.4	OCR=1	A.4
A.5	OCR=2	A.5
A.6	OCR=6	A.6
B.1	$I_p = 0$	B.1
B.2	$I_p = 20$	B.2
B.3	$I_p = 40$	B.3
B.4	$I_p = 0$	B.4
B.5	$I_p = 20$	B.5
B.6	$I_p = 40$	B.6
C.1	$\eta = 0$	C.1
C.2	$\eta = 0,5$	C.2
C.3	$\eta = 1,0$	C.3
C.4	$\eta = 0$	C.4
C.5	$\eta = 0,5$	C.5
C.6	$\eta = 1,0$	C.6



## Tabeller

1	Oversikt over ligninger og ukjente for lamellmetoden . . . . .	4
2	Relativ anisotropi for leirene testet av Soydemir . . . . .	13
3	Verdier av noen spenningsparametere [Shen et al., 2008] . . . . .	19
4	Anbefalt reduksjon av maksimal udrenert skjærstyrke fra blokkprøver . . .	27
5	Valgte verdier for skråningen . . . . .	30
6	Anisotropiforhold for variasjon i overkonsolideringsgraden . . . . .	30
7	Anisotropiforhold ved variasjon i plastisiteten . . . . .	31
8	Anisotropiforhold ved variasjon i skjærmobiliseringen . . . . .	32
9	Anisotropiforhold i beregningene og studien til Lo . . . . .	38

# Symboler

$\alpha$	Vinkel
$\gamma$	
$\eta$	Rotasjon av anisotropien etter konsolideringsspenningen
$\sigma$	Spenning
$\tau$	Skjærspenning
$f_0$	Janbus korreksjonsfaktor
$F$	Sikkerhetsfaktor
$I_p$	Plastisitetsindeks
$K_0$	Hviletrykkskoeffosient
$p'$	Middelspenning
$p_0$	Overlagringstrykk
$s_{uA}$	Aktiv skjærfasthet
$s_{uD}$	Direkte skjærfasthet
$s_{uP}$	Passiv skjærfasthet
$S_t$	Sensitivitet

# Forkortelser

ADP	Aktiv, Direkte, Passiv
CAUC	Anisotropt konsolidert, utdrenert treaks kompresjonsforsøk
CPTU	Udrenert trykksondering
DSS	Direct simple shear
NGI	Norges Geotekniske Institutt
NVE	Norges vassdrags- og energidirektorat
OCR	Overkonsolideringsgrad

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Når en skråning, naturlig eller konstruert, går til brudd er dette på grunn av manglende stabilitet som følge av en belastning av et eller annet slag. En slik økning av skjærspenningene kan skyldes en last på toppen av skråningen, utgravning nederst i skråningen eller erosjon av et sterkere jordlag på skråningsoverflaten. I tilfeller der jordarten har lav permeabilitet, som for eksempel leire, og belastningen skjer tilstrekkelig fort vil leiren oppføre seg udrenert når bruddet skjer.

For beregning av skråningstabilitet i Norge i dag benyttes ofte databeregninger med et grenselikevektsprogram eller en elementmetode. Fordelen til grenselikevektsprogrammene er at de krever færre parametere enn elementmetoden samtidig som de gir tilstrekkelig godt resultat ved mindre kompliserte tilfeller. Grenselikevektsprogrammene inkluderer effektive søkemetoder for å finne kritiske sirkulære skjærflater i tillegg til enkelte metoder for å finne plane flater og kombinasjonsflater. Ved brudd i lange, slake skråninger vil den kritiske bruddflaten ligge parallelt med overflaten i deler av skråningen. En løsning for å få til dette ved bruk av sirkulære skjærflater er å gi denne stor radius og senter i bruddsirkelen langt fra skråningsoverflaten slik at denne blir tilnærmet parallell med overflaten.

Ved beregninger der anisotropiforholdene ikke er bestemt fra laboratorieforsøk benyttes erfaringsverdier i forhold til den aktive skjærfastheten. For plastiske leirer benyttes ofte ADP-forholdene  $S_{uD}/S_{uA} = 0,7$  og  $S_{uP}/S_{uA} = 0,4$ , eller  $S_{uD}/S_{uA} = 0,67$  og  $S_{uP}/S_{uA} = 0,33$ . Ved lite plastiske leirer med plastisitetsindeks  $I_p < 10$ , noe som er karakteristisk for leirer med sprøbruddegenskaper i Norge, anbefales det å redusere ADP-forholdene til  $S_{uD}/S_{uA} = 0,6$  og  $S_{uP}/S_{uA} = 0,3$  [Fauskerud et al., 2012].

At det benyttes erfaringsverdier for anisotropien gjør at det er usikkert om det er den faktiske sikkerhetsfaktoren som bestemmes i beregningen. En endring i anisotropiforholdet ved at for eksempel den aktive skjærfastheten roterer etter den største hovedspenningen i skråningen gjør at sikkerheten vil øke.

I skråninger med leirer der det er fare for deformasjonsmykning og progressive brudd reduseres den aktive skjærstyrken med 15% der denne er bestemt ved forsøk på blokkprøver eller korrelasjon mot dette etter NVEs retningslinjer for stabilitetsvurderinger i områder med kvikkleire og sprøbruddmaterialer [NVE, 2011]. Videre er det også vanlig å redusere den direkte og passive skjærstyrken med 15% selv om dette ikke er et krav i retningslinjene [Fauskerud et al., 2012]. Dette gir en sikkerhet for at selv om skråningen nærmer seg brudd er det dimensjonert for den tapte styrken til leiren som belastes over maksimalfastheten.

## 1.2 Mål for arbeidet

I denne oppgaven skal det undersøkes hvilke egenskaper til en leire som påvirker den beregnede sikkerhetsfaktoren til en skråning. Det skal legges spesielt vekt på hvordan ulike egenskaper til leire påvirker de anisotrope styrkeforholdene og hvordan disse igjen påvirker sikkerhetsfaktoren til skråningen. Innvirkningen anisotropiforholdet har på sikkerhetsfaktorene skal beregnes ved å utføre eksempelberegninger i grenselikevektsprogrammene Geosuite og Slide. Dette gir i tillegg mulighet til å se på forskjeller mellom programmene.

Det skal i tillegg undersøkes hvordan deformasjonsmykning i leire påvirker utviklingen av et brudd og hvordan den endelige sikkerhetsfaktoren kan beregnes.

### 1.3 Rapportens oppbygning

Oppgaven begynner med en gjennomgang av aktuell teori i kapittel 2. Grenselikevektsmetoden presenteres og det gjennomgås formler for  $s_u$  analyse og forenklet Janbu. Deretter blir programmene Geosuite og Slide presentert med hvilke beregningsmetoder som er inkludert i programmene og hvilke bruddflater som kan beregnes. Kapittel 3 er en presentasjon av tidligere utførte studier innen leirens anisotrope skjærfasthet og progressive brudd. Det er funnet studier som viser hvordan de anisotrope styrkene varierer når ulike egenskaper til leiren endres. I kapittel 4 er beregninger som skal illustrere hvordan sikkerhetsfaktoren påvirkes av endringer i anisotropien til leiren på grunn av variasjon i utvalgte fysiske egenskaper studert i kapittel 3.1 presentert. Resultatene fra beregningene er presentert i kapittel 5. Kapittel 6 er en diskusjon av funnene som er gjort i oppgaven og kapittel 7 oppsummerer resultatene av oppgaven og gir forslag til videre arbeid.

## 2 Teori

### 2.1 Grenselikevektsmetoder

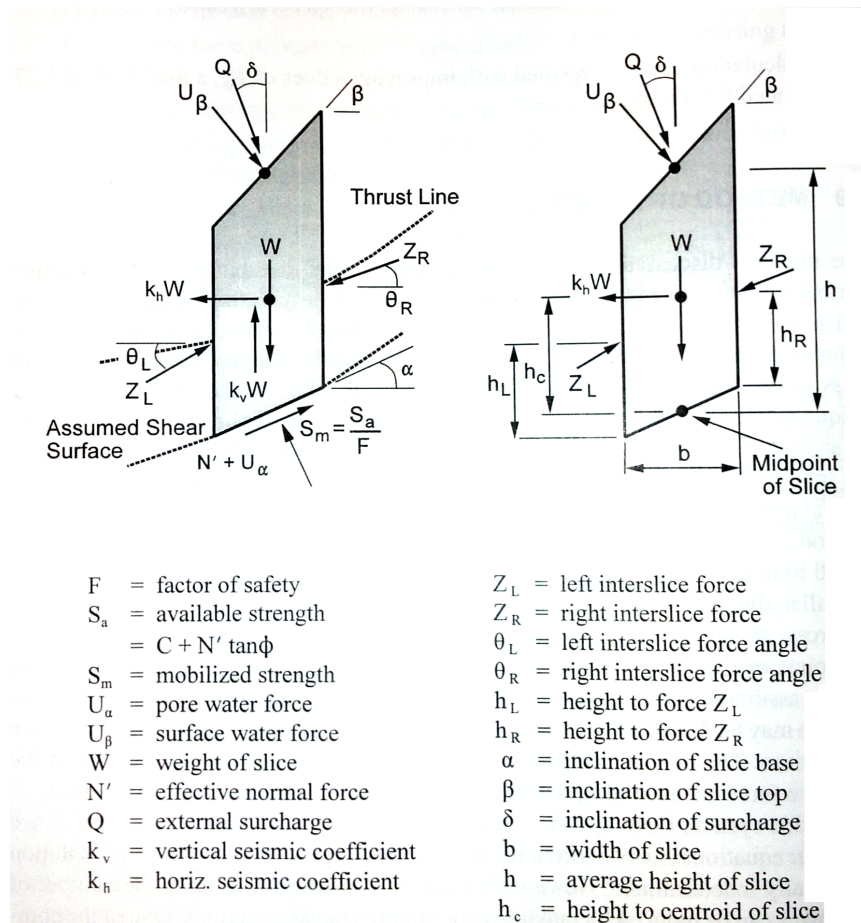
Ved beregning av skråningstabilitet med en grenselikevektsmetode er det ofte antatt at den mobiliserte skjærkraften er lik langs hele bruddflaten. Skjærkraften beregnes slik at den holder skråningen stabil før den sammenlignes med den tilgjengelige skjærfastheten for å finne sikkerhetsfaktoren [Abramson, 2002]. For å finne denne benytter beregningsmetodene kraftlikevekt i vertikal og horisontal retning samt momentlikevekt for hver lamell og/eller hele skredmassen. Kravet til nødvendig antall ligninger avgjøres av hvor mange forenklinger av de ukjente størrelsene det gjøres.

Det er i utgangspunktet ingen begrensninger på bruddflatene ved beregning av sikkerhetsfaktoren med grenselikevektsmetoden, men de ulike beregningsmetodene kan ha en begrensning. Det er derfor en viktig del av beregningen å finne bruddflaten som gir den laveste sikkerheten. Alle grenselikevektsmetodene deler opp skredmassen i en rekke lameller, som er nærmere beskrevet i kapittel 2.1.1.

Ved valg av bruddflate er det viktig å ta hensyn til store uregelmessigheter, eksisterende bruddflater, lagdelinger, heterogene soner og sprekker. En sirkulær skjærflate vil gi et godt resultat for skråninger med homogen jord uten uregelmessigheter dersom det ikke er spesielle egenskaper ved jorden som tilsier noe annet [Abramson, 2002].

#### 2.1.1 Lamellemetoden

Ved å dele skredmassen opp i  $n$  mindre lameller er det mulig å betrakte hver lamell som en glidende blokk og gjør det mulig å beregne egne styrker under hver lamell. På grunn av muligheten til å dele opp skredmassen kan skråninger med komplekse geometrier, varierende jordforhold og eksterne laster beregnes [Abramson, 2002]. Dette gjør at de fleste beregningsprogrammer for data benytter denne metoden. En lamell med alle virkende krefter er vist i figur 2.1. For hele skredmassen delt opp i  $n$  lameller vil det finnes  $6n - 2$  ukjente, mens det bare finnes  $4n$  ligninger ved å ta hensyn til alle mulige likevektsligninger. En oppsummering av disse er gitt i tabell 1. Dette betyr at for å få et statisk bestemt system som er mulig å løse må det forenkles med  $2n-2$  ukjente. En vanlig antakelse er at normalkraften  $N'$  virker midt på baselinjen til lamellen og reduserer antallet ukjente til  $5n-2$  [Abramson, 2002]. De videre antakelsene for å redusere antallet ukjente skiller metodene fra hverandre.



Figur 2.1: Krefter som virker på en typisk lamell [Abramson, 2002]

Ligninger	Betingelse
n	Momentlikevekt for hver lamell
2n	Kraftlikevekt i to retninger (for hver lamell)
n	Mohr-Coulomb sammenheng mellom skjærstyrke og effektiv normalspenning
<b>4n</b>	<b>Totalt antall ligninger</b>
Ukjente	Variabel
1	Sikkerhetsfaktor
n	Normalkraft på basen til hver lamell, $N'$
n	Plassering av normalkraften, $N'$
n	Skjærkraft på basen av hver lamell, $S_m$
n-1	Kraft mellom lamellene, $Z$
n-1	Retningen til kraften mellom lamellene, $\theta$
n-1	Plasseringen til kraften mellom lamellene
<b>6n-2</b>	<b>Totalt antall ukjente</b>

Tabell 1: Oversikt over ligninger og ukjente for lamellmetoden

### 2.1.2 $s_u$ analyse med sirkulær skjærflate

En  $s_u$  analyse benyttes i tilfeller der pålastningen og bruddet skjer så fort at poreovertrykket ikke dreneres bort. Poreovertrykket fører til at effektivspenningene minker og den indre friksjonen neglisjeres,  $\phi_u = 0$ . Dermed blir den tilgjengelige skjærfastheten  $S_a = s_u$ . Denne betingelsen gjør at det drivende momentet beregnes fra egenvekten til jorden og eventuelle eksterne krefter og sikkerhetsfaktoren til et tilfelle med sirkulær skjærflate beregnes som

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n s_u \Delta L}{\sum_{i=1}^n A_1 - \sum_{i=1}^n A_2 + \sum_{i=1}^n A_3} \quad (2.1)$$

der

$$A_1 = (W(1 - k_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta) \sin \alpha \quad (2.2)$$

$$A_2 = (U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta) \left( \cos \alpha - \frac{h}{R} \right) \quad (2.3)$$

$$A_3 = k_h W \left( \cos \alpha - \frac{h_c}{R} \right) \quad (2.4)$$

I tilfeller der det kun er egenvekten som er drivende kraft kan sikkerheten beregnes som

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n s_u \Delta L}{\sum_{i=1}^n W \sin \alpha} \quad (2.5)$$

### 2.1.3 Forenklet Janbu

Janbus forenklete metode er godt egnet til å beregne sikkerhetsfaktoren for både sirkulære og ikke-sirkulære skjærflater. Metoden antar at det ikke opptrer skjærkrefter mellom lamellene ( $\theta = 0$ ) og reduserer dermed antallet ukjente til  $4n-1$ . Systemet blir statisk overbestemt og feilen dette medfører rettes ved å innføre en korreksjonsfaktor. Janbus metode tilfredsstiller vertikal kraftlikevekt for hver lamell og horisontal kraftlikevekt for hele skredmassen. Sikkerhetsfaktoren beregnes som

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [C + N' \tan \phi] \cos \alpha}{\sum_{i=1}^n A_4 + \sum_{i=1}^n N' \sin \alpha} \quad (2.6)$$

der

$$A_4 = U_\alpha \sin \alpha + W k_h - U_\beta \sin \beta - Q \sin \delta \quad (2.7)$$

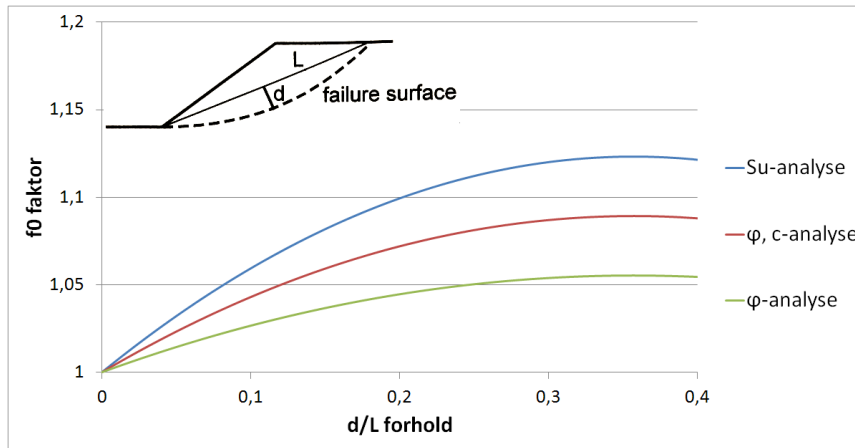
$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \left[ W(1 - k_v) - \frac{C \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \quad (2.8)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[ 1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right] \quad (2.9)$$

Den endelige sikkerhetsfaktoren finnes ved å inkludere modifikasjonsfaktoren  $f_0$

$$F_{endelig} = f_0 \cdot F_{beregnet} \quad (2.10)$$

der  $f_0$  bestemmes fra figur 2.2 eller ligning 2.11



Figur 2.2: Janbus korrelasjonsfaktor

$$f_0 = 1 + b_1 \left[ \frac{d}{L} - 1,4 \left( \frac{d}{L} \right)^2 \right] \quad (2.11)$$

$b_1$  bestemmes av jordarten langs bruddflaten og har verdiene:

- $b_1 = 0,31$  for  $s_u$ -analyse
- $b_1 = 0,50$  for  $\phi, c$ -analyse
- $b_1 = 0,69$  for  $\phi$ -analyse

## 2.2 Geosuite

Geosuite er utviklet av det norske og det svenske geoteknikk miljøet for å samle kompetansen og fordele kostnadene til vedlikehold av programvaren. Programmet er delt inn i modulene:

- Novapoint GS Arkiv
- Novapoint GS Presentasjon
- Novapoint GS Stabilitet
- Novapoint GS Setning
- Novapoint GS Spunt
- Novapoint GS Pelar

Modulen Novapoint GS Stabilitet beregner skråningstabilitet og bæreevneproblemer ved å benytte grenselikevektsmetoden. Beregningsmodellene som er lagt inn er kraftlikevekt, forenklet Bishop, modifisert Bishop og BEAST 2003.



## 2.2.1 BEAST

Den foretrukne beregningsmodellen i Geosuite er BEAST. Denne inkluderer muligheten for analyser der både totalspenning og effektivspenningsparameterene vurderes og det kritiske tilfellet velges. Det utføres også en kvalitetskontroll av resultatet for beregningen der brukeren får beskjed om åpenbare feil ved beregningen og resultatet kvalitetssjekkes og får en poengsum ut i fra hvor nærme løsningen er den antatte "perfekte" løsningen [Novapoint, 2011]. Dette er en todimensjonal lamellemetode som kan benyttes til å beregne effektivspenninger, totalspenninger og en kombinasjon av effektiv og totalspenninger. Programmet kan beregne en rekke skjærflater:

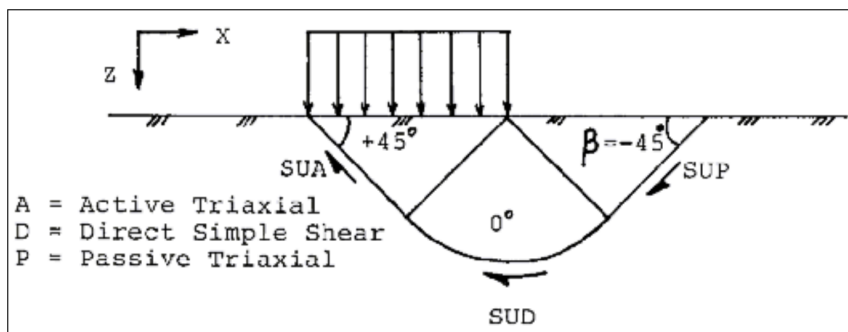
- Generell flate definert av punkter
- Sirkulær flate, enten definert eller funnet av programmet selv
- Kombinerte flater bestående av rette linjer - sirkler - rette linjer, inkludert en søkefunksjon
- Rette linjer ved aktive og passive tilfeller

Ved bruk av anisotrope egenskaper angis en referanseskjærfasthet og den aktive, direkte og passive skjærfastheten oppgis med størrelse i forhold til denne. Variasjonen i skjærfastheten beregnes mellom disse punktene:

$$S_u(\beta) = S_u^D + (S_u^A - S_u^D) \cdot \sin(2\beta), \beta > 0 \quad (2.12)$$

$$S_u(\beta) = S_u^D + (S_u^P - S_u^D) \cdot \sin(2\beta), \beta < 0 \quad (2.13)$$

der  $\beta$  er vinkel mellom skjærflaten og horisontal retning, se figur 2.3. En illustrasjon av fordelingen er vis i figur 2.4.



Figur 2.3: Definisjon av vinkler for skjærflaten [Novapoint, 2011]

Ved beregning av totalspenningstilfeller med sirkulære skjærflater benyttes en forenklet løsning med momentlikevekt.

## 2.3 Slide

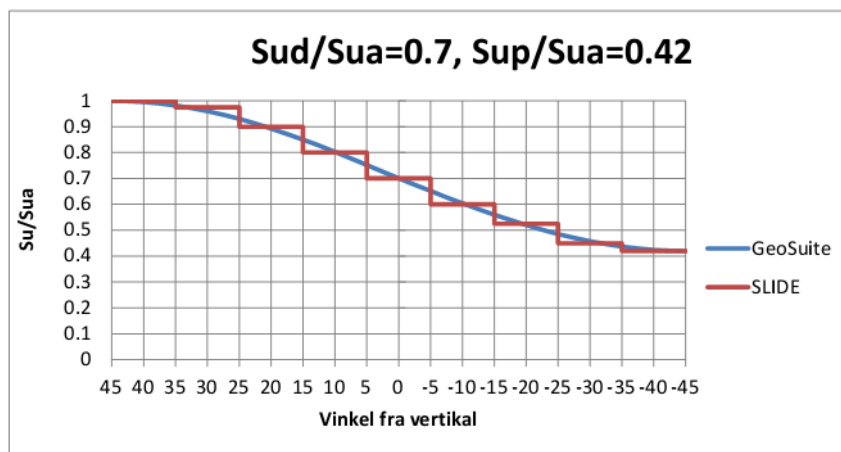
Slide er utviklet av kanadiske Rocscience og er et todimensjonalt grenselikevektsprogram som benyttes til stabilitetsberegninger av jord- og steinskrånninger. Programmet kan beregne skjærflater som er plane, sirkulære og flater som er en kombinasjon av disse. Det

er lagt inn flere søkemetoder i programmet for å finne kritiske skjærflater. Disse kan i tillegg til å søke etter sirkulære skjærflater finne rette bruddflater og kombinasjonsflater. Beregningsmodellene som er inkludert er [Geomechanics Software Solutions, 2003]:

- Bishop simplified
- Corps of Engineers 1
- Corps of Engineers 2
- GLE/Morgenstern-Price
- Janbu simplified
- Janbu corrected
- Lowe-Karafiath
- Ordinary/Fellenius
- Spencer
- Eurocode 7 design standard

Ved å inkludere flere beregningsmodeller i programmet er det mulig å benytte den modellen som passer best til det tilfellet som skal beregnes. Det er også mulig å benytte flere beregningsmodeller parallelt i beregningen for å vurdere disse opp mot hverandre.

Anisotrope styrkeforhold inkluderes i beregninger ved å definere styrker for ulike retninger av skjærflaten. Fordelen med dette er at det kan gjøres egne vurderinger av hvilke retninger anisotropien skal være størst. Dette kan være aktuelt i tilfeller det er ønskelig å studere effekten av en styrkerotasjon fra rotert konsolidering. Figur 2.4 viser hvordan variasjonen i  $s_u$  diskret kan tilnærmes fordelingen som brukes i Geosuite.



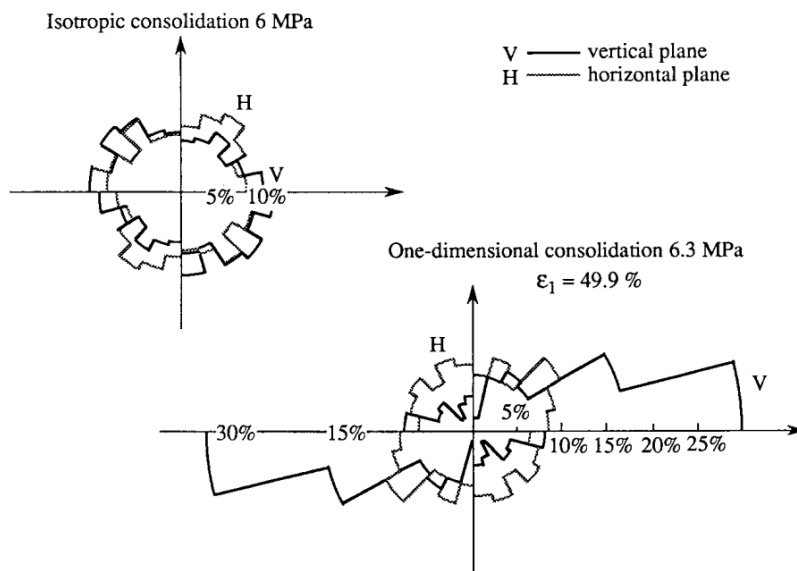
Figur 2.4: Variasjon av  $s_u$  med retning for skjærflaten i Geosuite og Slide [Fauskerud et al., 2012]

## 3 Litteraturstudie

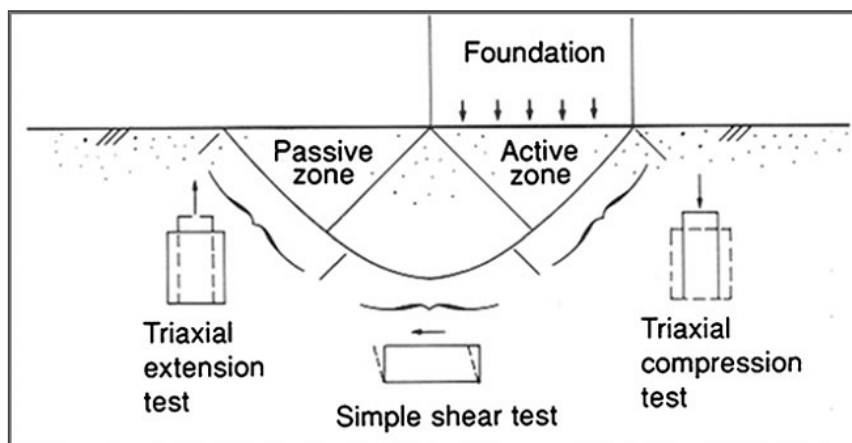
### 3.1 Anisotropi

Når leire sedimenteres vil det oppstå en enaksial konsolidering der vekten av leiren som avsettes senere skaper en anisotrop spenningstilstand og kornskjelettet vil etter en tid tilpasse seg denne spenningstilstanden [Hicher et al., 2000]. Dette fører til at leiren utvikler både høyere styrke og stivhet i denne retningen enn ved belastning i andre retninger. Hvor stor effekten av anisotropien er vil variere fra sted til sted, men vil så godt som alltid være tilstede i bløte leirer [Zdravković et al., 2002]. Dette gjør at anisotropien bør inkluderes i de fleste stabilitet og kapasitetsberegninger da det ellers er fare for å overestimere styrken [Grimstad et al., 2012].

De anisotrope egenskapene skyldes både kornskjelettets oppbygning, leirpartiklenes foretrukne sedimentasjonsretning, og den anisotrope spenningstilstanden under konsolideringen [Wang et al., 2008]. Effekten kornskjelettets oppbygning har på de anisotrope egenskapene vil øke ved høyere konsolideringsspenning siden partiklene vil vise en tendens til å orientere seg vinkelrett på største hovedspenning. Figur 3.1 viser den anisotrope partikkelorienteringen ved en høy konsolideringsspenning på bentonitt. Sammenligningen med et tilsvarende diagram for en isotropt konsolidert prøve viser at den anisotrope konsolideringen har en betydelig effekt på partikkelorienteringen. Ved brudd vil leirkornene i et lite område rundt skjærbåndet i tillegg orientere seg parallelt med dette, noe som maksimerer effekten av anisotropien [Hicher et al., 2000]. En leire som er utsatt for en anisotrop konsolidering vil ikke miste den anisotrope oppbygningen hvis den utsettes for en isotrop spenningstilstand selv om denne er betydelig større enn den anisotrope spenningen, men de anisotrope styrkeegenskapene vil bli borte ved et isotropt trykk som er 2.5 - 3 ganger større enn det endimensjonale konsolideringstrykket. [Anandarajah, 2000]

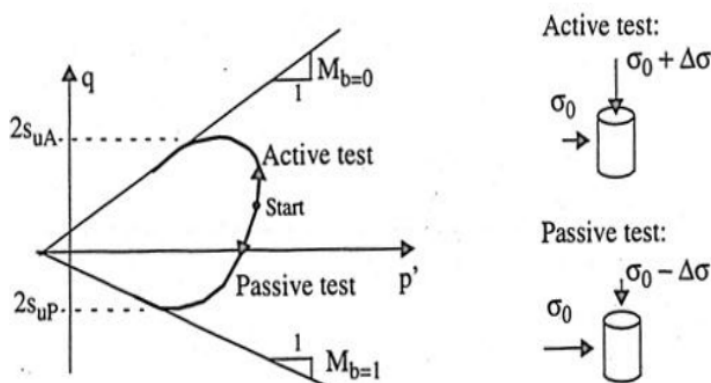


Figur 3.1: Rosediagram for partikkelorienteringen til bentonitt etter endimensjonal konsolidering [Hicher et al., 2000]

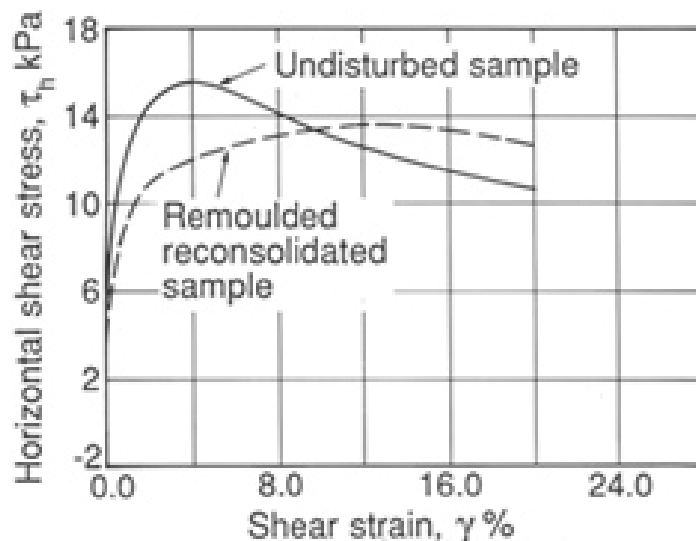


Figur 3.2: Utbredelse av spenningssoner og bruk av laborietester ved ulike deler av skjærflaten [Grimstad et al., 2012]

Når et jordmateriale utsettes for skjærspenninger som overstiger skjærfastheten vil det oppstå et brudd som danner en skjærflate. Figur 3.2 viser en slik skjærflate under et fundament i flatt terreng. Forenklet for udrenerte forhold vil det under fundamentet oppstå en aktiv Rankine-sone der  $\sigma_1 = \sigma_v$  og  $\sigma_3 = \sigma_h$  og jorden presses ned. Spenningene vil deretter roteres gjennom en Prandtl-sone før jorden presses opp i en passiv Rankine-sone med  $\sigma_1 = \sigma_h$  og  $\sigma_3 = \sigma_v$ . Her er hele jorden i utgangspunktet konsolidert i samme spennings-tilstand, men ved å introdusere nye laster vil en del av jorden oppleve en rotert spenning i forhold til initialspenningen. Dette gjør at skjærfastheten vil variere langs skjærflaten og det er aktuelt å benytte ulike tester for å bestemme styrken. Den udrenerte skjærfastheten for aktiv og passiv Rankine-sone bestemmes fra henholdsvis aktivt og passivt treaksialforsøk der prøven er konsolidert til in-situ spenningen. I det aktive treaksialforsøket økes vertikalspenningen mens den horisontale spenningen holdes konstant. Ved det passive treaksialforsøket økes horisontalspenningen, eller vertikalspenningen reduseres mens den motsatte holdes konstant. For å bestemme den direkte skjærfastheten benyttes ofte et DSS-forsøk der et prøvestykke påføres en skjærtøyning. Figur 3.3 viser typiske resultater fra aktive og passive treakstester og figur 3.4 viser resultat fra DSS-forsøk.



Figur 3.3: Eksempel på spenningsstier fra aktiv og passiv treakstest [Nordal, 2012]



Figur 3.4: Eksempel på resultat fra DSS test [NGI, 2013]

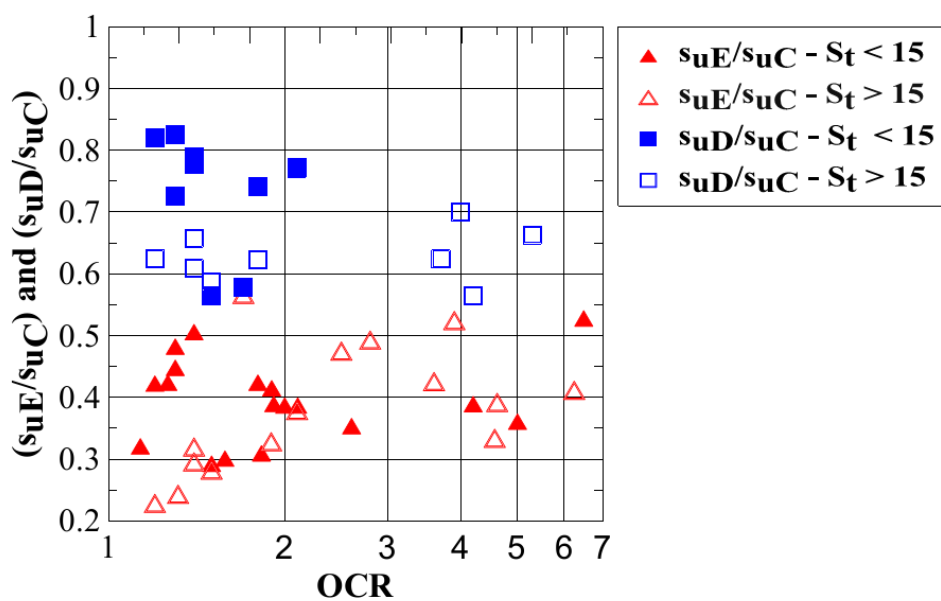
Ved brudd i en naturlig skråning vil det være vanskeligere å bestemme utbredelsen av de ulike styrkeparameterne siden det allerede i initialtilstanden vil være et rotert spenningsfelt. En belastning som endrer skjærflaten vil rotere hovedspenningene som ved flatt terreng. Overgangene mellom sonene der de ulike testene er gyldige vil i begge tilfeller være glidende.

### 3.1.1 Overkonsolideringens innvirkning

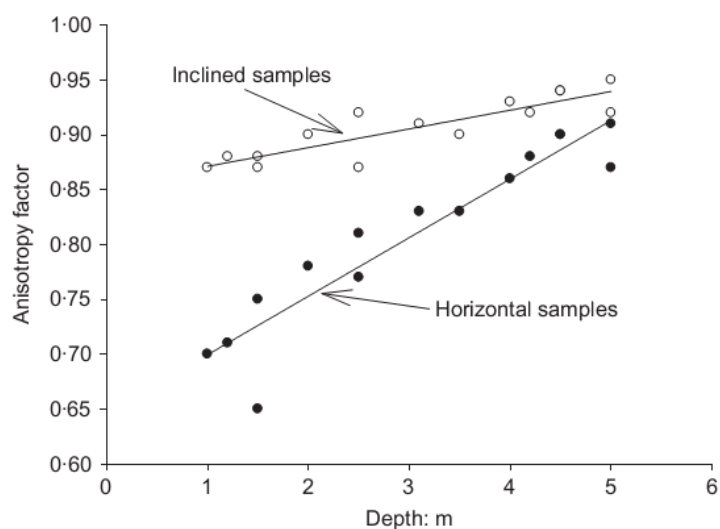
Figur 3.5 viser et resultatene fra en rekke aktive/passive treaksforsøk samt DSS forsøk utført på norske leirer med ulik overkonsolideringsgrad [Karlsruud, 2010]. Disse forsøkene viser at den passive skjærfastheten øker mer enn den aktive skjærfastheten når overkonsolideringsgraden øker, spesielt for leirer med høy sensitivitet ( $S_t > 15$ ), mens DSS-fastheten øker omtrent likt som den aktive skjærfastheten. For leire med lavere sensitivitet er ikke trenden like tydelig, men de resultatene som er presentert kan vise en trend til at den passive skjærfastheten enten er konstant eller minker i forhold til den aktive. Antallet prøver er derimot såpass lite og spredningen i resultatene er så stor at det er behov for flere prøver før en konklusjon kan trekkes.

Ved å utføre en serie enaksiale trykkforsøk på leirer skåret ut i ulike retninger undersøkte Attom [Attom and Al-Akhras, 2008] overkonsolideringen og dybdens innvirkning på anisotropien. Uforstyrrede prøver fra ulike steder i Jordan ved varierende dybder ble samlet inn og preparert, en horisontal prøve, en vertikal prøve og en prøve med helning på  $45^\circ$  fra hvert sted. Jorden er hentet på dybder fra 1 til 5 meter og har et vanninnhold som øker fra underkant av 20% ved 1 meters dybde til mellom 26% og 28% ved 5 meters dybde. Jorden har generelt høyt leirinnhold, mellom 46% og 72%, og en plastisitet på mellom 22 og 44 [Attom and Al-Akhras, 2008]. Den enaksiale trykkfastheten er økende med dybden i alle retninger og den vertikale fastheten øker fra ca 150 kPa ved 1 meter til 170 kPa ved 5 meters dybde [Attom and Al-Akhras, 2008]. Anisotropifaktoren som er forholdet mellom horisontal/rotert skjærfasthet og vertikal skjærfasthet er vist i figur 3.6 og 3.7. Resultatet fra figurene viser at forskjellen på skjærfasthetene øker med økende overkonsolideringsgrad mens den minker med økende dybde. Dette skiller seg tydelig fra resultatene på de norske leirene og en mulig forklaring på dette er at alle prøvene er tatt fra relativt små dybder så

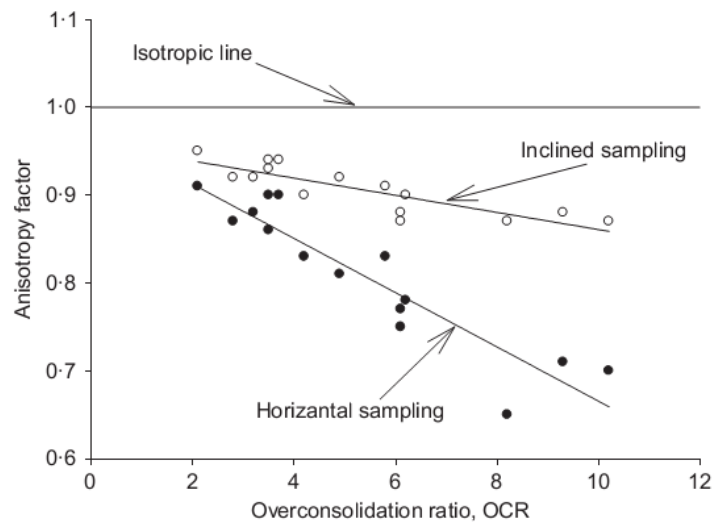
leiren er trolig utsatt for uttørking i perioder.



Figur 3.5: Overkonsolideringens virkning på anisotropien på norske leirer [Karlsrud, 2010]



Figur 3.6: Variasjon i anisotropien for enaksjell styrke med dybden på leirer fra Jordan [Attom and Al-Akhras, 2008]



Figur 3.7: Overkonsolideringens virkning på anisotropien på leirer fra Jordan [Attom and Al-Akhras, 2008]

For norsk praksis vil det i all hovedsak være resultatene som er presentert av Karlsrud som er relevante, men resultatene fra Attom er tatt med for å vise effekten overkonsolideringen kan ha på andre leirer.

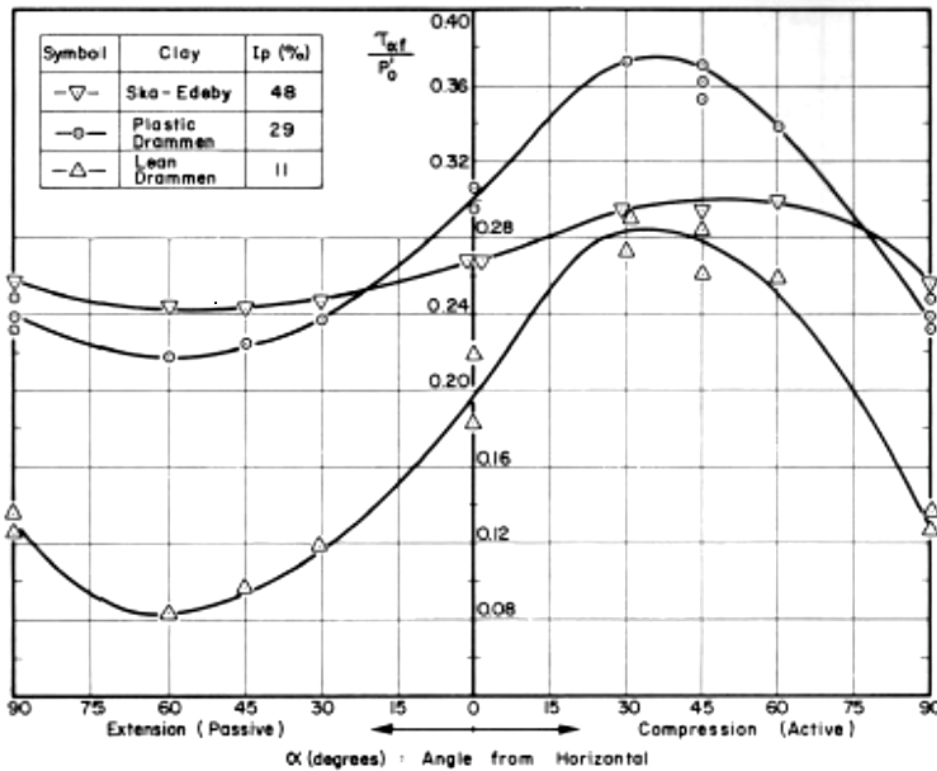
### 3.1.2 Plastisitetens innvirkning

En rekke DSS forsøk der prøvene er skåret til for å bestemme bruddflater inntil 90° på hver side av horisontalplanet er utført av Soydemir på tre leirer med stor variasjon i plastisiteten. Dette gir et fullstendig bilde av hvordan styrken varierer langs en bruddflate. Resultatene vist i figur 3.8 viser tydelig at en plastisk leire vil ha mye mindre variasjon i styrken enn en mager leire [Soydemir, 1976].

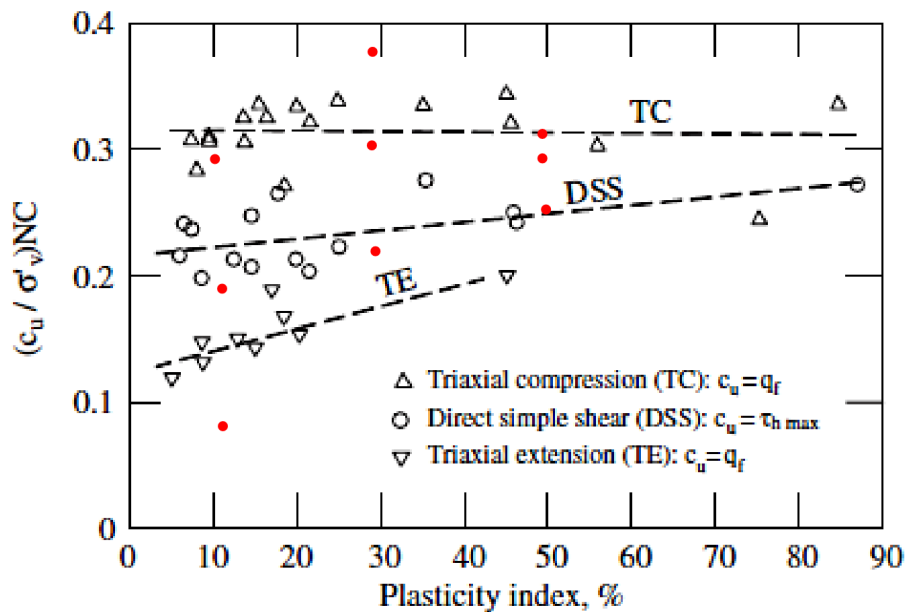
I tabell 2 er avleste verdier fra figur 3.8 presentert og for å tydeliggjøre forskjellen i resultatene er den relative anisotropien  $(\tau_{\alpha f}/p_0)_{comp}/(\tau_{\alpha f}/p_0)_{ext}$  beregnet. Leirene som ble testet var lite overkonsolidert, OCR 1-2 [Soydemir, 1976]. Resultatene viser at leiren fra Skå - Edeby er tilnærmet isotrop mens den magre leiren fra Drammen har et forhold på 3.6 mellom aktiv og passiv styrke.

Leire	$I_p$ [%]	$(\tau_{\alpha f}/p_0)_{ext}$	$(\tau_{\alpha f}/p_0)_{comp}$	Relativ anisotropi
Skå - Edeby	48	0,24	0,30	1,25
Plastisk Drammen	29	0,22	0,38	1,72
Mager Drammen	11	0,08	0,29	3,63

Tabell 2: Relativ anisotropi for leirene testet av Soydemir



Figur 3.8: Variasjon av skjærstyrke for ulike leirer [Soydemir, 1976]



Figur 3.9: Aktiv, direkte og passiv skjærfasthet plottet mot plastisiteten for en normalkonsolidert leire [Jamiolkowski, 1985]. Resultatene fra Soydemir er merket med røde prikker

Jamiolkowski har samlet prøveserier på normalkonsoliderte leirer fra flere rapporter, vist i figur 3.9 [Jamiolkowski, 1985]. Resultatene viser i likhet med forsøkene til Soydemir



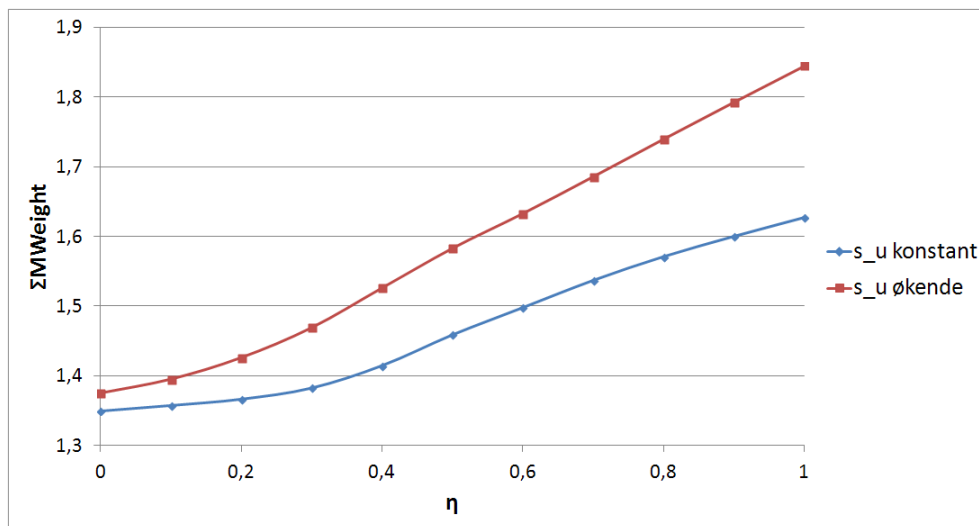
at de magre leirene viser et større sprik i skjærfastheten for de ulike retninger enn de plastiske leirene. Resultatene fra Soydemir er også markert i diagrammet for å sammenligne resultatene.

### 3.1.3 Skjærkonsolidering

Når en leire avsettes vil dette i de fleste tilfeller skje i et flatt terreng. Overlagringen av senere avsatt leire vil gi en konsolidering der største hovedspenning er vertikal og bygge opp en anisotrop styrke i denne spenningstilstanden. Denne hovedspenningen kan senere roteres, enten ved at leiren pålastes av et fundament og lignende, eller at leiren eroderes ujevnt slik at det dannes en skråning. Konsolideringen vil da kunne fortsette med den nye hovedspenningsretningen og muligens bygge opp en økt styrke ved belastning i denne retningen.

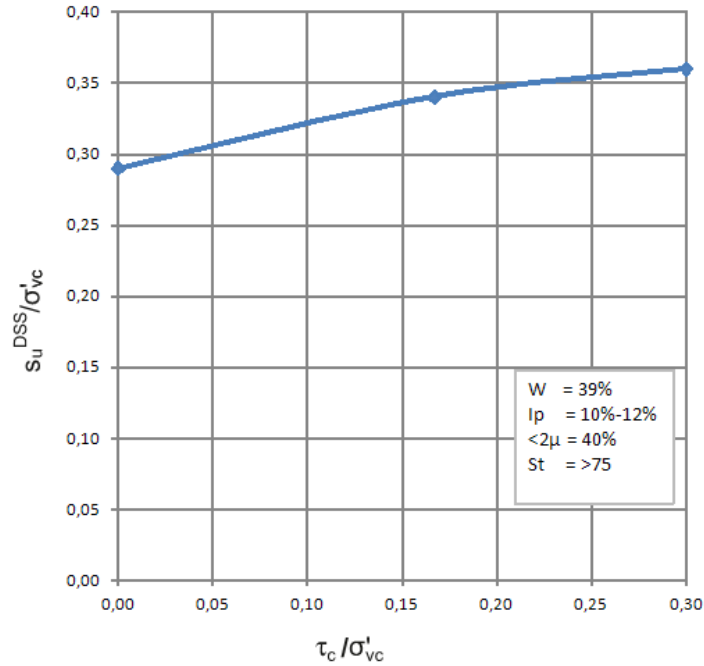
For en skråning er denne effekten studert av Rabstad [Rabstad, 2011] ved å simulere virkningen av rotert anisotropi i FEM beregninger i PLAXIS. Det ble benyttet en brukerdefinert jordmodell hvor det var mulig å variere hvor mye den største skjærstyrken skulle roteres ut fra hvor mye fra vertikalen hovedspenningene ble rotert ved konsolidering. Denne rotasjonen defineres ved å benytte faktoren  $\eta$  som angir andelen av rotering mellom vertikal konsolidering og retningen til hovedspenningen i initiell konsolidering. En  $K_0$  konsolidering vil dermed få verdien  $\eta = 0$  mens en full rotasjon av anisotropien til hovedspenningene i skråningen vil få  $\eta = 1$ .

Figur 3.10 viser økningen i sikkerhetsfaktoren for skråningen ved å benytte faktoren  $\Sigma MWeight$  mot  $\eta$  beregnet av Rabstad. Resultatene viser at sikkerheten mot brudd øker med graden av rotert anisotropi. Ved en fullstendig rotasjon er forbedringen i sikkerhetsfaktoren på 20,5% ved tilfellet som har konstant  $s_u$  og 34,2% med  $s_u$  som øker med lineært med dybden. En så stor effekt av roteringen ble ansett som lite troverdig og at en rotasjon på mellom 30% og 50% var mer fornuftig [Rabstad, 2011].



Figur 3.10:  $\Sigma MWeight$  plottet mot økende  $\eta$

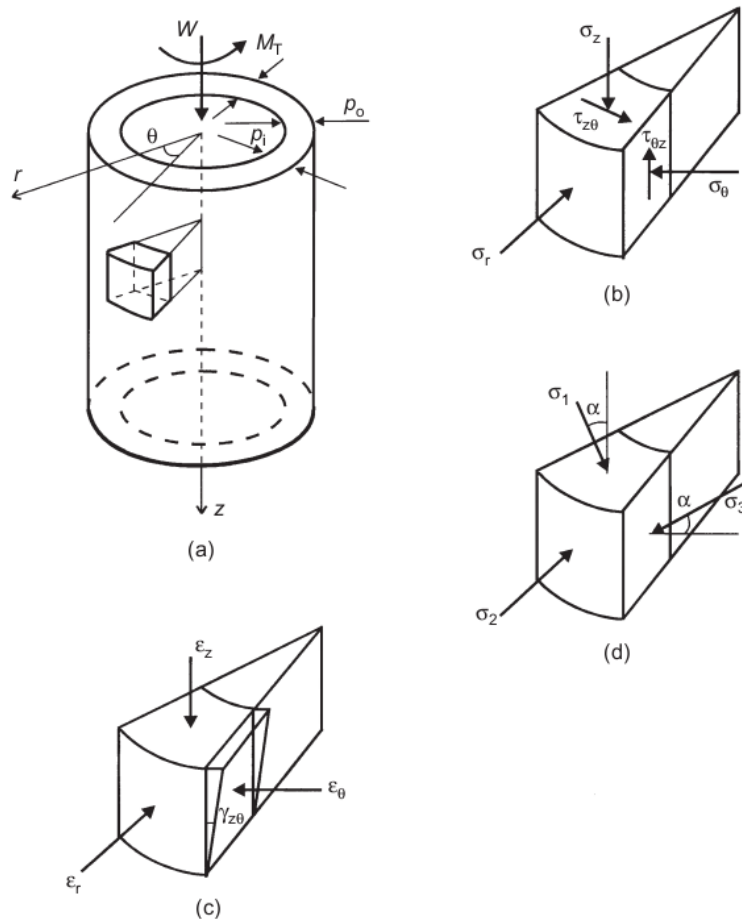
Å inkludere en skjærspenning i konsolideringen av et DSS-forsøk vil gi et utslag på resultatet ved at DSS-fastheten øker dersom skjærbelastningen fortsetter i samme retning



Figur 3.11: Udrenert statistisk DSS skjærstyrke for kvikkleire som en funksjon av normalisert konsolideringsskjærspenning,  $\tau_c / \sigma'_{vc}$  [Andersen, 2009]

som konsolideringen. Figur 3.11 viser en sammenheng mellom normalisert konsolideringsskjærspenning,  $\tau_c / \sigma'_{vc}$ , og normalisert DSS-skjærfasthet,  $s_u^{DSS} / \sigma'_{vc}$ . Resultatet viser at det er en tydelig sammenheng i økningen av konsolideringsskjærspenningen og økning i direkte skjærfastheten når leiren belastes videre i skjær. Dersom denne virkningen neglisjeres vil dette kunne føre til at den faktiske sikkerheten i skråningen underestimeres [Andersen, 2009].

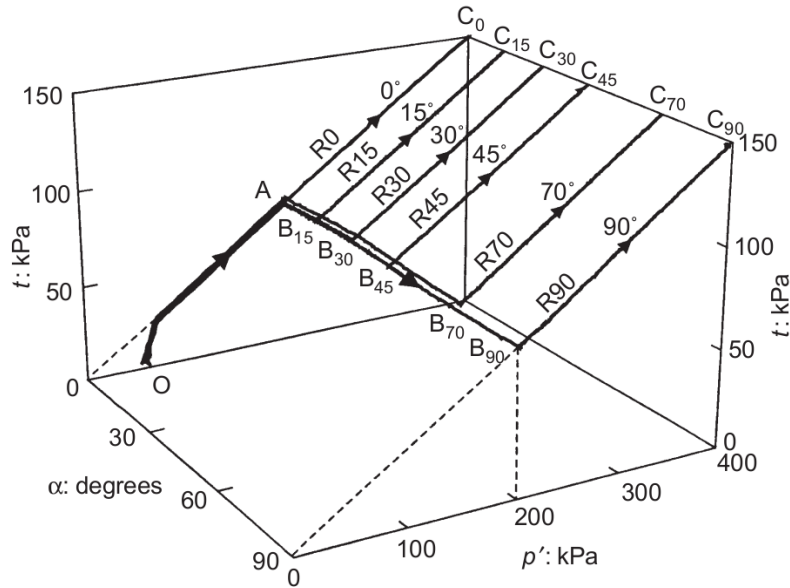
For å kunne benytte den økte styrken fra konsolideringen i et rotert spenningsfelt er det flere som har studert effekten på oppførselen til anisotropien i laboratoriet. Noen av dem er Zdravkovic [Zdravković and Jardine, 2001], Lin [Lin and Penumadu, 2005] og Shen [Shen et al., 2008]. Ved å benytte et hult sylinder apparat (HCA) som er vist i figur 3.12 er det mulig, ved å kombinere endringer i  $W$ ,  $M_T$ ,  $p_i$  og  $p_o$  å endre retningen og størrelsen på hovedspenningene jordelementene utsettes for. Zdravkovic kunne ved hjelp av et oppsett beskrevet av Hight et al [Hight et al., 1983] variere  $\sigma_1$  retningen mellom  $0^\circ$  og  $90^\circ$  samt  $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$  mellom 0 og 1 [Zdravković and Jardine, 2001].



Figur 3.12: Skisse av spennings og deformasjonskomponenter i HCA apparatet: (a) koordinater i hul sylinder; (b) elements komponentspenninger; (c) elements komponentdeformasjoner; (d) elements hovedspenninger [Zdravković and Jardine, 2001]

Zdravkovics forsøk er utført på en silt som ble bygget inn i apparatet og gjorde det mulig å oppnå identiske initialforhold. belastningen av prøvene er valgt for å illustrere spenningsutviklingen til en jord som blir belastet av en 7 meter høy fylling og skjedde i følgende punkter:

- Initiell  $K_0$  konsolidering til  $p' = 200$  kPa (O til A i figur 3.13)
- Drenert rotasjon av  $\sigma'_1$  akse fra  $\alpha = 0$  til  $\alpha = \alpha_c$  som er den ønskede konsolideringsretningen mens  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  og  $\sigma'_3$  holdes konstant ( $AB_{\alpha_c}$  i figur 3.13)
- Konsolidering med rotert  $\sigma'_1$  retning med konstant  $\sigma'_1/\sigma'_3$  forhold langs  $B_{\alpha_c}C_{\alpha_c}$  til  $p'=400$ . b holdes konstant lik 0 under konsolideringen.
- Drenert endring av b fra 0 til 0,5 ved å redusere  $\sigma'_z$  med 50 kPa og  $\sigma'_\theta$  og øke  $\sigma'_r$  med 100 kPa for å oppnå en plan spenningstilstand.
- Udrenert skjæring til brudd ved å holde  $\alpha = \alpha_c$  mens  $\sigma'_1/\sigma'_3$  forholdet øker.



Figur 3.13: Effektivspenningssti for rotert konsolidering i HCA [Zdravković and Jardine, 2001]

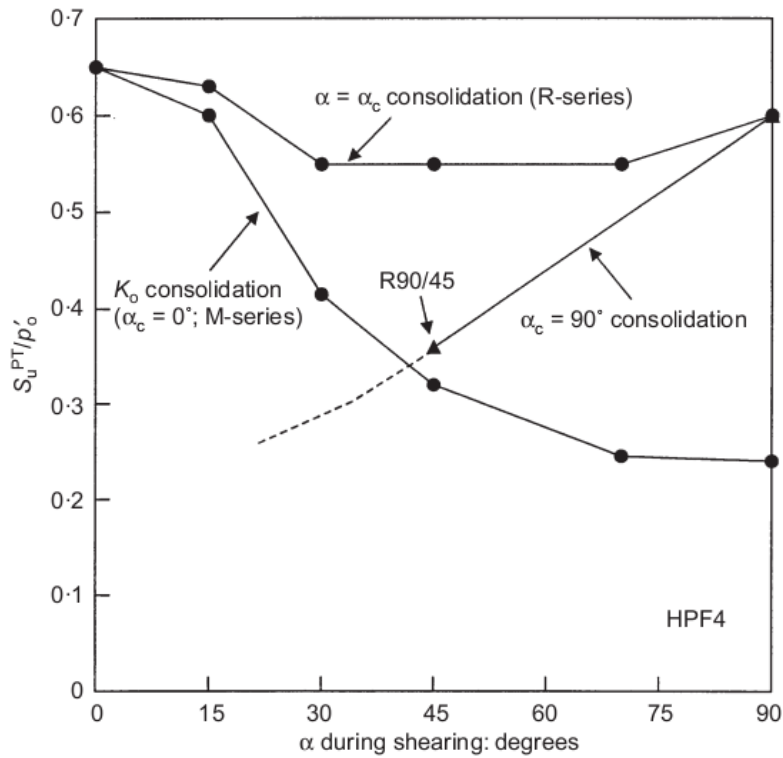
Det ble inkludert drenerte krypperioder etter  $K_0$  konsolideringen, etter rotasjon av  $\sigma'_1$  og etter at konsolideringen med rotert  $\sigma'_1$  nådde  $p' = 400$  kPa.

I den siste fasen var det ikke mulig å kjøre prøvene til endelig brudd fordi den tette silten viste dilatant bruddutvikling og gikk dermed ikke til brudd før prøven bulte voldsomt og forsøket ble avsluttet [Zdravković and Jardine, 2001].

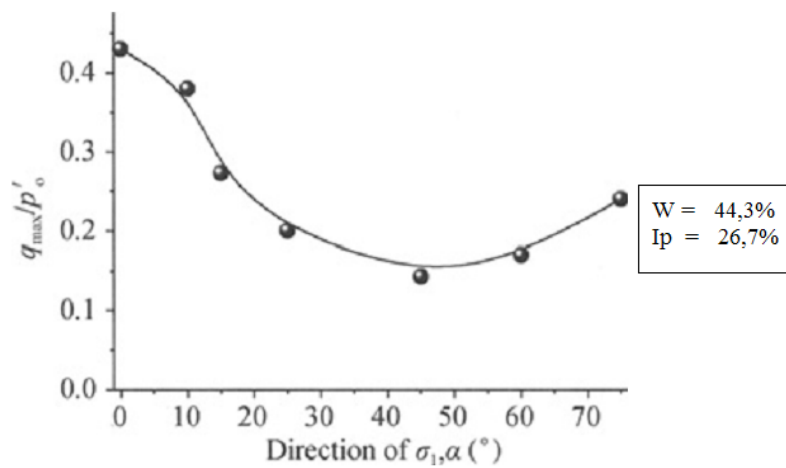
Ved å sammenligne resultatene fra tester som er utført med  $\alpha = \alpha_c$  med tester som er  $K_0$  konsolidert ( $\alpha_c = 0$ ) er det mulig å se effekten av den roterte hovedspenningen i konsolideringen, vist i figur 3.14. Dette viser at effekten fra den initielle  $K_0$  konsolideringen tilnærmet forsvinner ved pålastning i samme retning som den roterte konsolideringen. I tillegg ble det utført en test der konsolideringsspenningen ble rotert  $90^\circ$  mens hovedspenningen ved brudd kun ble rotert  $45^\circ$  (merket med "R90/45" i figur 3.14). Denne gikk til brudd ved tilnærmet samme spenning som prøven testet med  $\alpha = 45^\circ$  ved  $K_0$  konsolideringen.

Shen utførte forsøk på en naturlig, normalkonsolidert, bløt kinesisk leire. Leiren hadde et vanninnhold på 44,3% og en plastisitet på 27 [Shen et al., 2008]. Blokker av leire ble samlet inn og skåret til prøveapparatet. Prøvene hadde noe andre dimensjoner enn Zdravkovic, men prinsippet ved prøveapparatet var det samme. Det ble utført to prøveserier, en hvor prøvene ble  $K_0$  konsolidert til  $p = 200$  og deretter kjørt til brudd ved ulike verdier for  $\alpha$  for å bestemme den initielle anisotropien og en hvor prøvene ble utsatt for konsolidering med rotert  $\sigma_1$  retning. Av prøvene med rotert konsolidering var det en som ble konsolidert med  $\alpha_c = 30^\circ$  og en med  $\alpha_c = 60^\circ$ , begge prøvene ble kjørt til brudd med  $\alpha = 60^\circ$  [Shen et al., 2008].

Anisotropien til leiren etter  $K_0$  konsolidering er vist i figur 3.15 mens resultatene fra prøvene der konsolideringsspenningen ble rotert er vist i tabell 3. Resultatene viser, i motsetning til Zdravkovic og Andresen, at man ikke oppnår en økt skjærstyrke i en bestemt retning ved å rotere konsolideringsspenningen.



Figur 3.14: Variasjon av  $S_u^{pt}/p'_0$  med  $\alpha$  etter rotert konsolidering til  $\alpha_c$  (R-serien) og  $K_0$  konsolidering (M-serien) [Zdravković and Jardine, 2001]



Figur 3.15: Variasjon av  $q_{max}/p'_0$  med  $\alpha$  etter  $K_0$  konsolidering [Shen et al., 2008]

Prøvenummer	$\alpha$ ( $^\circ$ )	$q_{max}$ (kPa)	$q_{max}/p_0$
R171 ( $\alpha_c = 30^\circ$ )	60	25	0,167
R172 ( $\alpha_c = 60^\circ$ )	60	25,7	0,171
T106 ( $\alpha_c = 0^\circ$ )	60	24,9	0,166

Tabell 3: Verdier av noen spenningsparametere [Shen et al., 2008]

### 3.1.4 Spenningsindusert anisotropi

For å beskrive den anisotrope skjærfastheten er det nødvendig å følge endringen i spennin-  
gene på et leirelement fra det ble sedimentert til det går til brudd. En slik beskrivelse er  
gitt av Bjerrum [Bjerrum, 1974] og videreutviklet av Athanasiu [Athanasiu, 1999]. Formler  
gjengitt her er hentet fra Fauskerud [Fauskerud et al., 2012] og Athanasiu [Athanasiu, 1999]

Når leiren avsettes vil den vertikale spenningen øke med overlagingen. Horisontalspen-  
ningen vil øke proporsjonalt med overlagingen. Den effektive hviletrysskoeffisienten  $K_0$ ,  
som er forholdet mellom vertikal og horisontal spenning, vil i en ung leire være omtrent  
0,5. For et plan med helningen  $\beta$  fra horisontalen vil det oppstå normalspenninger,  $\sigma_{\beta 0}$  og  
skjærspenninger  $\tau_{\beta 0}$ .

Med overlagingstrykket  $\sigma_{v0}$  vil disse spenningene bli:

$$\frac{\sigma'_{\beta 0}}{\sigma_{v0}} = \frac{1 + K_0}{2} + \frac{1 - K_0}{2} \cdot \cos 2\beta \quad (3.1)$$

$$\frac{\tau_{\beta 0}}{\sigma_{v0}} = \frac{1 - K_0}{2} \cdot \sin 2\beta \quad (3.2)$$

Skjærkreftene vil fordeles mellom effektiv friksjon i de punktene det oppstår mineralkontakt  
mellom kornene:

$$f = \sigma' \tan \varphi_e \quad (3.3)$$

hvor  $\varphi_e$  er den effektive indre friksjonen, og effektiv kohesjon i de punktene det ikke oppstår  
store nok krefter til at filmen med absorbert vann rundt kornene presses bort:

$$c = k \cdot \sigma'_{v0} \quad (3.4)$$

der  $\sigma'_{v0}$  er effektiv vertikalspenning.

Etter en stund vil kohesjonskreftene redistribueres til mer stabile punkter med friksjons-  
kontakt. Hvis skjærspenningene i friksjonspunktene etter overføring av fra kohesjonskref-  
tene overstiger den tilgjengelige skjærkapasiteten vil leiren krype og vann blir presset ut.  
Samtidig øker  $K_0$  og leiren utvikler en reservefasthet mot senere pålastninger. Denne kapa-  
siteten vil oppføre seg som en tilsvarende overkosolideringsgrad, OCR ( $\sigma'_c/\sigma'_{v0}$ ). Dette gjør  
at tilgjengelig kohesjon blir proporsjonal med  $\sigma'_c$

$$c = \kappa \cdot \sigma'_c \quad (3.5)$$

der  $\kappa$  er den reelle kohesjonskoeffisienten definert av Hvorslev (1937).

Når et brudd i en skråning skjer fort vil ikke poreovertrykket som skapes av skjærtøy-  
ninger rekke å konsolidere. Før poreovertrykket bygges opp og redusere effektivspenningene  
som fører til brudd vil det bare være tilgjengelig kohesjonen og tilgjengelig friksjon som  
utgjør skjærkraften:

$$\frac{\tau_{cr}}{\sigma_{v0}} = \frac{\tau_{\beta 0}}{\sigma_{v0}} + \frac{1}{\sigma'_{v0}} (\sigma'_{\beta 0} \cdot \tan \varphi_e - \tau_{\beta 0}) \cdot D_M + \kappa \cdot \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \quad (3.6)$$

$D_M$  representerer hvor stor andel av den tilgjengelige friksjon som kan mobiliseres ved  
små skjærtøyninger. Dette er en annen definisjon enn det Bjerrum [Bjerrum, 1974] brukte  
i sin utledning da han antok at friksjonsdelen allerede hadde blitt mobilisert gjennom  
aldringsprosesser.

Ved å sette inn uttrykkene for  $\sigma_{\beta 0}$  og  $\tau_{\beta 0}$  fra ligning 3.1 og 3.2 inn i ligning 3.6 får vi:

$$\frac{\tau_{cr}}{\sigma_{v0}} = A + B \cdot \cos 2\beta + C \cdot \sin 2\beta \quad (3.7)$$

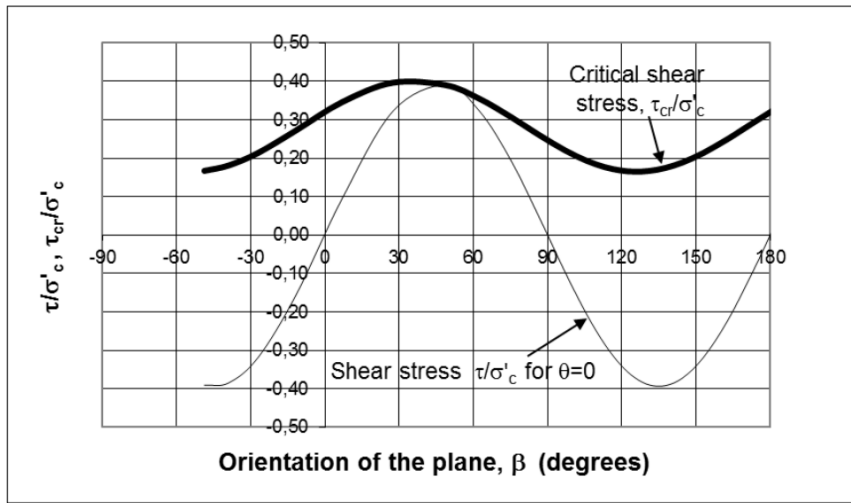
der

$$A = D_M \cdot \frac{1 + K_0}{2} \cdot \tan \varphi_e + \kappa \frac{\sigma'_c}{\sigma_{v0}} \quad (3.8)$$

$$B = D_M \cdot \frac{1 - K_0}{2} \cdot \tan \varphi_e \quad (3.9)$$

$$C = (1 - D_M) \cdot \frac{1 + K_0}{2} \quad (3.10)$$

Figur 3.16 viser variasjonen av den kritiske skjærspenningen med helningen på glideplanet.



Figur 3.16: Variasjon av kritisk skjærspenning ved rotasjon av planet  $\beta$  [Athanasiu, 1999]

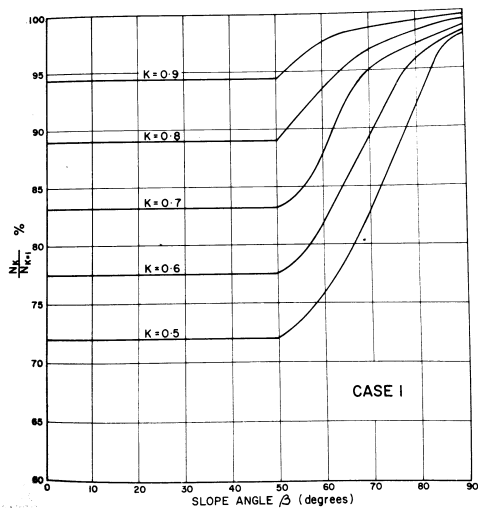
Det er her kun gjengitt formler for å bestemme skjærfastheten til leiren langs bruddflater med varierende helning på grunnlag av den tilgjengelige kohesjonen. Å benytte dette i en beregning av anisotropien til en leire krever en forståelse av de fysiske prosessene rundt hvert enkelt leirpartikkel, noe som går ut over denne oppgavens omfang.

### 3.1.5 Innvirkning på skråningsstabilitet

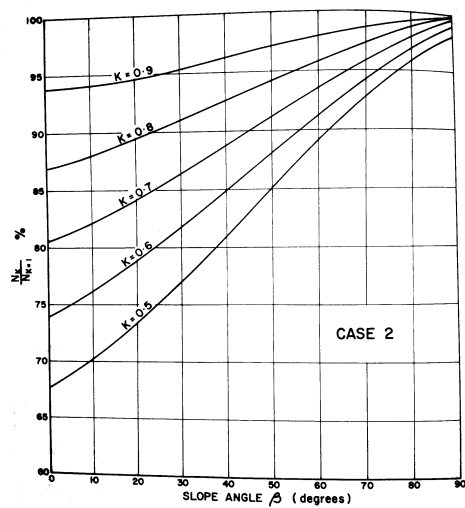
Ved å beregne stabiliteten i en skråning med varierende helning for jord med ulik anisotropi og ellers like parametere er det flere som har studert hvor stor effekt anisotropien har på sikkerhetsfaktoren til skråningen. Lo [Lo, 1965] studerte denne effekten ved å beregne udrenerte tilfeller der det kun virket kohesjonskrefter mens Al-Karni [Al-Karni and Al-Shamrani, 2000] også inkluderte styrke fra den indre friksjonsvinkelen, ( $\phi > 0$ ). Begge har benyttet en grenselikevektsmetode og for å gjøre resultatene fra beregningene sammenligningbare har de begrenset omfanget av bruddflatene til sirkulære skjærflater. Al-Karni har i tillegg studert endringene i plasseringen av skjærflaten ved ulik anisotropi. Skjærfastheten







(a) Konstant  $C_v$  med dybden



(b) Lineært økende  $C_v$  med dybden

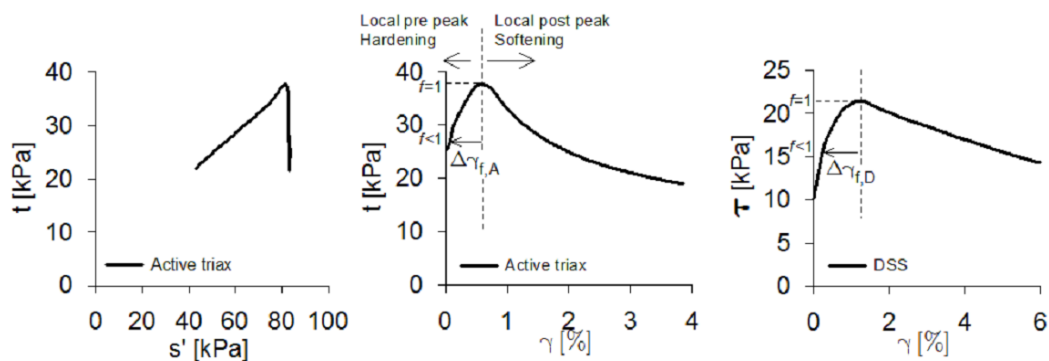
Figur 3.18: Variasjon i stabilitetstallet ved ulike anisotropier for ulike helninger av skråningen [Lo, 1965]

Resultatene fra studien er vist som et forhold mellom stabilitetstallet for en jord med anisotrop skjærfasthet og en jord med isotrop skjærfasthet ved varierende helninger i figur 3.18. For tilfellet der skjærfastheten er konstant med dybden, figur 3.18a, er innvirkningen av anisotropien konstant til en helning på  $50^\circ$ . Deretter minker forskjellen og i en vertikal skråning har anisotropien tilnærmet ingen innvirkningen på sikkerhetsfaktoren. For skråninger i en jord der skjærfastheten øker med dybden, figur 3.18b, blir forholdet mellom sikkerhetsfaktoren for det anisotrope tilfellet og det isotrope tilfellet mindre allerede for slake skråninger.

Resultatene viser at sikkerhetsfaktoren i en slak skråning er ca 30% lavere når den horisontale skjærfastheten er halvparten av den vertikale. I figur 3.5 ser vi at forholdet mellom vertikal og horisontal skjærfasthet kan være helt ned i 0.25. Med en så stor forskjell vil sikkerheten bli enda lavere og det er tydelig at for slake skråninger og flatt terreng vil anisotropien ha mye å si for beregnet sikkerhet. Resultatene viser også at effekten av anisotropien avtar ved brattere skråninger. I vertikale skråninger er effekten tilnærmet neglisjerbar. [Lo, 1965]

### 3.2 Progressive brudd

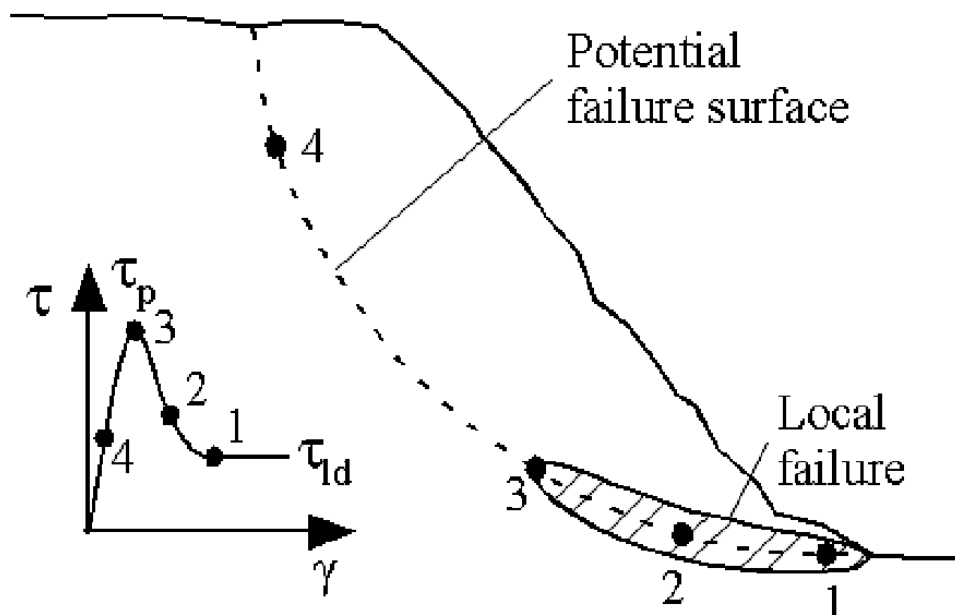
En bløt, normalkonsolidert leire vil vise større eller mindre grad av deformasjonsmykning [Gylland et al., 2011]. Leire som belastes vil etter å ha nådd en maksimal styrke falle ned på en lavere styrke ved videre deformasjon. Figur 3.19 viser resultatene fra en aktiv treakstest og en DSS-test utført på kvikkleire fra Ellingsrud, Oslo. Etter at pålastningen har passert den maksimale udrenerte skjærfastheten vil kornstrukturen i leiren begynne å kollapse og leiren oppfører seg kontraktant. På grunn av "korthusstrukturen" til kvikkleiren og høyt vanninnhold vil poreovertrykket øke og effektivspenningene mellom leirkornene synker. Gitt at friksjonsvinkelen er konstant, vil leiren ved videre deformasjon miste styrke [Gylland et al., 2011].



Figur 3.19: Resultater fra treaks CAUC-test og DSS-test på kvikkleire fra Ellingsrud [Gylland et al., 2011]

...if for any reason a clay is forced to pass the peak at some particular point within its mass, the strength at that point will decrease. This action will throw additional stress on to the clay at some other point, causing the peak to be passed at that point also. In this way a progressive failure can be initiated and, in the limit, the strength along the entire length of a slip surface will fall to the residual value [Skempton, 1964].

En pålastning som fører til et lokalt brudd, enten øverst eller nederst i skråningen, vil gjøre at leiren belastes forbi den maksimale styrken. Belastningen som overskrider den fastheten leiren får etter brudd vil forplante seg videre langs skjærflaten til en stabil tilstand oppnåes eller skråningen går til brudd. Et eksempel på utviklingen av skjærfastheten langs en bruddflate er vist i figur 3.20. Her skjer det lokale bruddet nederst i skråningen og sprer seg oppover etter hvert som leiren overbelastes og taper styrke.



Figur 3.20: Mobilisering av skjærkraft langs skjærflaten [Locat et al., 2011]

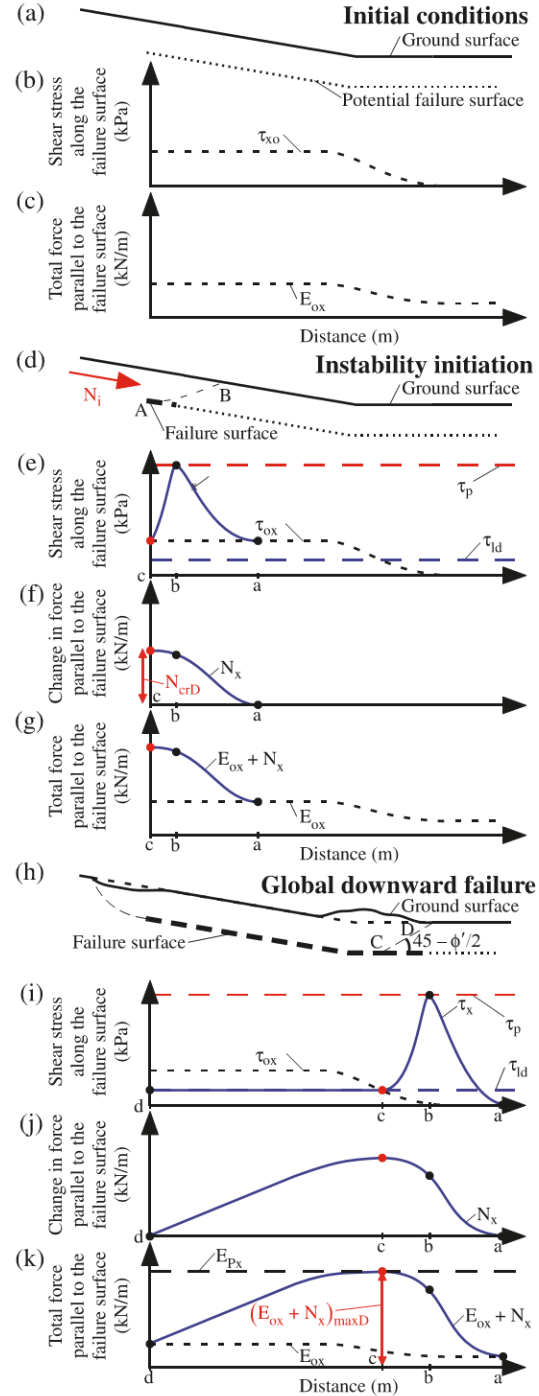
Denne bruddutviklingen gjør at lange, slake skråninger kan gå til brudd selv om den ekstra belastningen i utgangspunktet ikke er tilstrekkelig til å gjøre skråningen ustabil. Fra figuren er det også tydelig at den mobiliserte skjærfastheten avhenger av deformasjonsgraden, noe som varierer langs bruddflaten. Dette gjør at antagelsen i grenselikevektsmetodene om at denne er konstant er ugyldig [Locat et al., 2011]. For å få en korrekt beregning er det nødvendig å benytte for eksempel en numerisk metode eller en grenselikevektsmetode som tar hensyn til deformasjonsmykningen.

### 3.2.1 Nedover-progressivt brudd

Nedover-porgressive brudd skjer vanligvis i lange, slake skråninger [Locat et al., 2011]. Ved forstyrrelser øverst i en skråning, som for eksempel konstruksjon av en fylling eller peledriving, kan dette skape et lokalt brudd som mobilisere skjærkrefter og -deformasjoner som overstiger maksimalstyrken til leiren og initiere deformasjonsmykning. Ved videre pålastning kan dette spre seg nedover skråningen og skape et globalt nedover-progressivt brudd. Denne prosessen forklarer de store passive bruddsone-ene ved foten til en skråning [Locat et al., 2011].

Beskrivelsen av mekanismene ved et nedover-progressivt brudd er gjengitt fra Locat et al [Locat et al., 2011]. Figur 3.21 illustrerer utviklingen av spenninger og krefter langs skjærflaten i et nedover-progressivt brudd. Forenklet er skjærflaten lagt parallell med overflaten (figur 3.21a).

Den initielle skjærkraften  $\tau_{ox}$  og kraften fra jordtrykket  $E_{ox}$  vist i figur 3.21b og 3.21c beregnes fra vekten av jorden over bruddflaten, helningen til skråningen og stivheten til leiren. Når en kraft parallell med skjærflaten blir påført øverst i skråningen kan dette føre til at skråningen blir ustabil ( $N_i$  i figur 3.21d) dersom den overskrider den kritiske nedadrettede kraften  $N_{crD}$ . Jordens maksimalstyrke ( $\tau_p$ ) og styrken ved stor



Figur 3.21: Illustrasjon av initialforhold, begynnende ustabilitet og globalt progressivt brudd. Figuren viser (a, d, h) skråningens geometri og potensiell bruddflate; (b, e, i) skjærspenninger langs potensiell bruddflate, (f, j) endringer i krefter og (c, g, k) totalspenning parallell med potensiell bruddflate.  $E_{px}$ , passiv motstand;  $(E_{ox} + N_x)_{maxD}$ , maksimal total last langs bruddflaten [Locat et al., 2011]

deformasjon ( $\tau_{id}$ ) antas konstant langs hele skjærflaten.

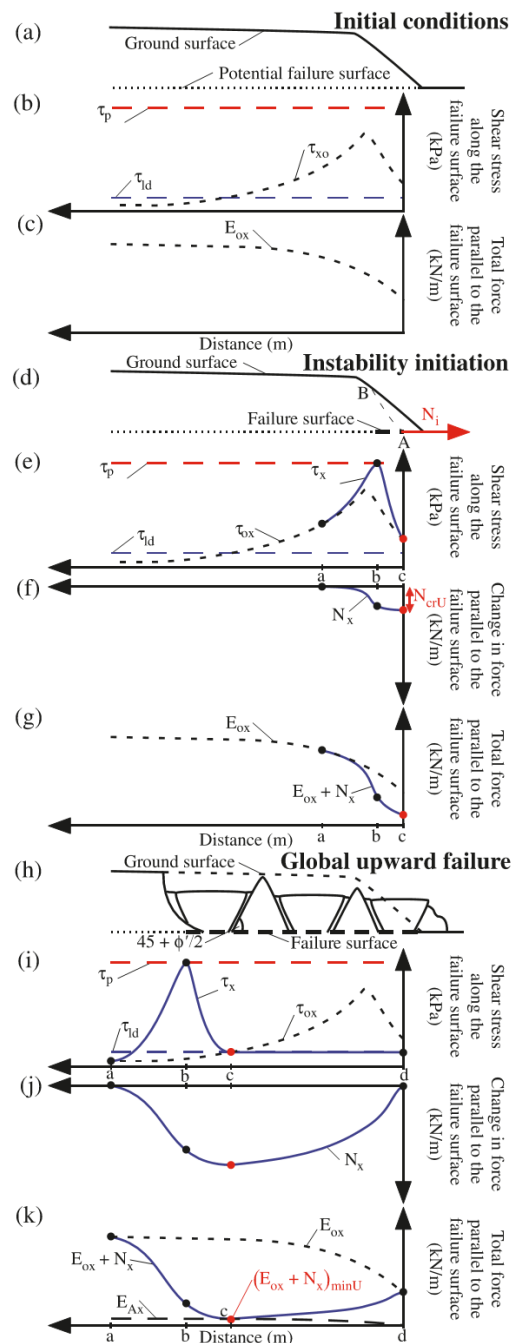
Ved å påføre kraften  $N_{crD}$  i punkt c (figur 3.21e og 3.21f) vil det skapes skjærkrefter langs bruddflaten som når maksimalspenningen i punkt b og kan neglisjeres i punkt a. For at bruddet skal fortsette nedover må den totale kraften langs bruddflaten ( $E_{ox} + N_{crD}$ ) mellom punkt a og c være mindre enn kraften som er nødvendig til å gi et passivt brudd langs flaten A-B i figur 3.21 d.

Ved et fullstendig nedover-progressivt brudd vil situasjonen være som i figur 3.21h-i. Leiren mellom punkt c og d har nådd styrken ved stor deformasjon mens leiren i punkt b har økt styrken til maksimalstyrken. Punkt a ligger så langt fra deformasjonene at effekten av denne kan neglisjeres med tanke på styrken. Kraften parallelt med bruddflaten,  $N_i$ , synker til 0 ved punkt d og øker til et maksimum i punkt c. Dersom den totale kraften langs bruddflaten når den passive motstanden  $E_{Px}$  (som  $(E_{ox} + N_x)_{maxD} = E_{Px}$  i punkt c, figur 3.21k) vil jorden over c heves i et passivt brudd langs flaten C-D i figur 3.21h. I henhold til Mohr-Coulombs passivt bruddkriterie vil denne flaten ha en stigning på  $45^\circ - \phi'/2$ .

Dersom den initielle skjærspenningen langs bruddflaten er nærme maksimalspenningen vil en liten pålastning føre til at store masser beveger seg i bruddet.

### 3.2.2 Bakover-progressivt brudd

Når en skråning avlastes ved foten ved for eksempel erosjon, en utgravning eller et mindre skred vil dette kunne føre til et progressivt brudd som sprer seg oppover skråningen. Langs bruddflaten vil massen dele seg opp i flere mindre deler som glir ut. Dette er et tegn på aktive brudd som ved en beregning med en grenselikevektsmetode vil gi en høy sikkerhet [Locat et al., 2011]. Mekanismene ved et bakover-progressivt brudd kan beskrives ved å følge et eksempel gitt



Figur 3.22: Illustrasjon av initialforhold, begynnende ustabilitet og globalt bakover/progressivt brudd. Figuren viser (a, d, h) skråningens geometri og potensiell bruddflate; (b, e, i) skjærspenninger langs potensiell bruddflate, (f, j) endringer i krefter og (c, g, k) totalspenning parallell med potensiell bruddflate.  $E_{px}$ , passiv motstand;  $(E_{ox} + N_x)_{minD}$ , minimum total last langs bruddflaten [Locat et al., 2011]

av Locat [Locat et al., 2011] der en skråning utsettes for erosjon ved foten.

Figur 3.22 viser en skjematisk fremvisning av bruddforløpet. Skråningen er illustrert som en bratt skråning som blir tilnærmet flat på toppen. Maksimalstyrken ( $\tau_p$ ) og styrken ved store deformasjoner ( $\tau_{ld}$ ) antas å være konstante langs den potensielle skjærflaten. Figur 3.22a viser skråningsgeometrien og plasseringen av den potensielle bruddflaten. Som vist i figur 3.22b er den initielle skjærkraften ( $\tau_0$ ) lavere enn den maksimale styrken.

Dette gjør at skråningen er stabil. Horisontalkraften vist i figur 3.22c er det horisontale jordtrykket som er en funksjon av dybden til den potensielle bruddflaten, hviletrykkskoeffisienten ( $K_0$ ) og skråningsgeometrien. Ved endring i skråningsgeometrien etter for eksempel erosjon eller et mindre ras, figur 3.22d-g, minker horisontalkreftene og skjærkraften langs den potensielle bruddflaten øker. Et progressive brudd skjer når endringen i den horisontale kraften  $N_i$  er større eller lik den kritiske endringen  $N_{crU}$  vær den initielle tåen til skråningen. Dette gir skjærkraftfordelingen vist i figur 3.22e. Dersom  $N_i$  er større enn  $N_{crU}$  vil bruddet fortsette oppover som vist i figur 3.22h-k. På grunn av skjærdeformasjonene vil styrken mellom punkt c og d i figur 3.22i synke til  $\tau_{ld}$  ( $\tau_x < \tau_{0x}$ ) mens styrken mellom a og c vil øke ( $\tau_x > \tau_{0x}$ ). Dersom den horisontale kraften ( $E_{ox} + N_x$ ) synker til den aktive motstanden ( $E_{Ax}$ ) underveis i bruddet vil det skje et aktivt brudd. Dette fører til at horster og grabener dannes. Dersom reduksjonen i den horisontale kraften er for liten til å bringe den totale horisontale kraften ned til den aktive motstandskraften vil bruddet skje uten dannelse av horster og grabener.

### 3.2.3 Beregne sikkerhetsfaktoren med grenselikevektsmetoden

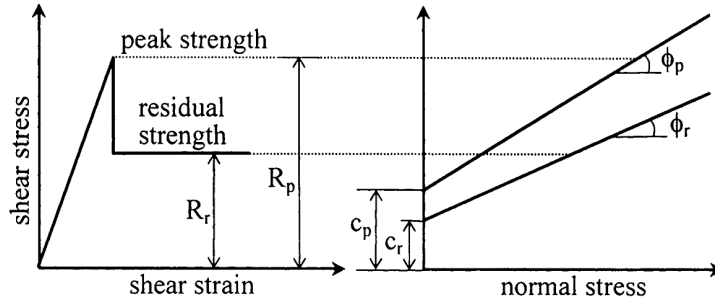
Ved beregning av sikkerhetsfaktoren i en leire med deformasjonsmykning er det nødvendig å tilpasse beregningsmetoden eller materialparametrene for å unngå problemet med antagelsen om at den mobiliserte skjærfastheten er konstant. For å ha tilstrekkelig sikkerhet mot brudd i skråninger med sprøbruddmaterialer anbefaler NVEs veileder for vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper [NVE, 2011] å redusere den maksimale skjærkraften fra blokkprøver og CPTU med 15% for å ta hensyn til sprøbruddmekanismene. I leire med anisotrope styrkeforhold gjelder kravet kun for den aktive skjærfastheten, men det er vanlig praksis å redusere den direkte og den passive skjærfastheten i tillegg. Tabell 4 viser Kjell Karlsrud/NGIs anbefalinger til reduksjonsfaktor av den maksimale udrenerte skjærfaktoren, gjengitt av [Jostad and Fornes, 2012]. Sikkerhetsfaktoren som beregnes ved å redusere skjærfastheten gir kun en indikasjon på om stabiliteten til skråningen er tilstrekkelig.

Type forsøk	Kvikk/meget sensitiv, $S_t > 15$	Lite/middels sensitiv leire, $S_t < 15$
Aktivt	10-15%	0-10%
DSS	5-10%	0-5%
Passivt	0-5%	0

Tabell 4: Anbefalt reduksjon av maksimal udrenert skjærstyrke fra blokkprøver

For å beregne en korrekt sikkerhetsfaktor i en skråning med et progressivt brudd er det nødvendig å benytte en beregningsmetode som tar hensyn til effekten av deformasjonsmykningen. Det er utviklet flere metoder som tar hensyn til den tapte styrken ved videre deformasjon etter maksimalstyrken er nådd [Law and Lumb, 1978, Tiande et al., 1999, Khan et al., 2002]. Felles for disse metodene er at de antar at skjærfastheten faller

direkte til den reduserte styrken etter brudd som vist i figur 3.23. Denne forenklingen gjør at det ikke skjer noe videre deformasjon mens tapet av skjærfastheten skjer og forenkler dermed estimeringen av skjærfastheten langs bruddflaten ved at denne ikke er avhengig av deformasjonen.



Figur 3.23: Illustrasjon av styrketap ved brudd [Khan et al., 2002]

Metodene utviklet av Law og Lumb og Tiande et al. benytter sirkulære skjærflater med vertikale lameller mens metoden utviklet av Khan et al. kan benyttes på alle skjærflater og ikke-vertikale lameller.

Tiande et al. benytter en diskret metode der det antas at bruddet initieres ved skråningståen og beveger seg oppover. Beregningen å begynner med å finne skjærkreftene langs bruddflaten for den nederste lamellen og bestemme om denne er større eller mindre enn den maksimale skjærfastheten. Dersom den er mindre benyttes den maksimale skjærfastheten, men dersom den er større reduseres skjærfastheten for denne lamellen og kreftene som overføres til neste lamell beregnes. Dette utføres for hver lamell langs bruddflaten før sikkerhetsfaktoren for hele skråningen beregnes ved å se på forholdet mellom tilgjengelig skjærfasthet og skjærkreftene som virker på lamellene [Tiande et al., 1999].

I metoden til Khan et al. beregnes en lokal sikkerhetsfaktor for hver lamell ved å iterere seg frem med hensyn til kreftene mellom lamellene. Ved tilfeller der det er fare for deformasjonsmykning settes styrken til alle lamellene til maksimalstyrken når sikkerhetsfaktorene beregnes. For lamellene der maksimalstyrken overstiges ( $F < 1$ ) erstattes styrken med den reduserte styrken og sikkerhetsfaktorene beregnes på nytt. Beregningen avsluttes når alle lamellene enten har tilstrekkelig sikkerhet ( $F > 1$ ) eller den nye sikkerhetsfaktoren er beregnet der styrken er byttet ut med den reduserte og den endelige sikkerheten kan beregnes som forholdet mellom tilgjengelig skjærfasthet og mobiliserte skjærkrefter [Khan et al., 2002].

## 4 Parameterstudie

Ved å variere enkelte av parametrene beskrevet i litteraturstudiet skal det undersøkes hvordan disse påvirker stabiliteten til en skråning gjennom endringer i anisotropiforholdene til leiren. Dette skal gjøres for å illustrere hvor stor feil det kan bli i sikkerhetsfaktoren ved å benytte en standard anisotropifordeling for alle leirer.

Parameterne som er valgt ut til undersøkelsen er:

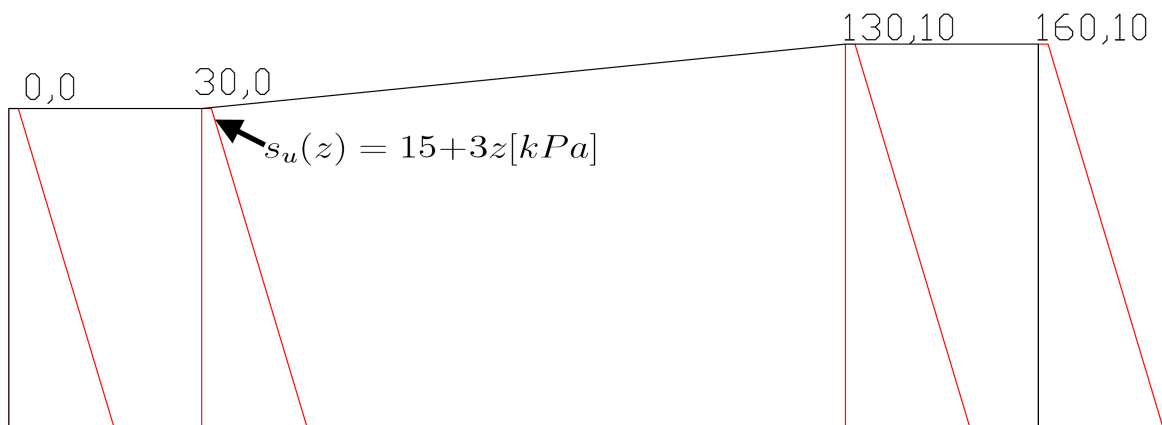
- Graden av overkonsolidering
- Plastisiteten
- Graden av mobilisert skjærkonsolidering

Dette er egenskaper som kan variere mye og dermed potensielt gi innvirkning på sikkerhetsfaktoren.

Ved å beregne tre tilfeller for hver parameter er det mulig å se en trend på hvordan sikkerheten endrer seg på grunn av den endrede anisotropien. Det er valgt en stor spredning innen hver parameter for å illustrere effektene best mulig. Ulempen med dette er at det ikke er mulig å undersøke lokale variasjoner i sikkerhetsfaktoren.

Anisotropien er inkludert i Slide etter tilsvarende prinsipp som i figur 2.4. Dette gir et avvik i skjærfastheten i de fleste punkter langs bruddflaten og vil kunne gi utslag på sikkerhetsfaktoren.

Skråningen som er valgt til beregningen for å illustrere variasjonen i parameterne er en lang skråning med bløt leire. Dette er valgt for å få mest mulig effekt av den anisotrope skjærfastheten ved at en større del av bruddet går i den direkte og den passive sonen. Det valgte  $s_u$ -profil er  $s_u(z) = 15 + 3z$  [kPa] og anisotropiforholdene for det opprinnelige tilfellet tilsvarer anbefalingene gitt i Statens Vegvesnets Håndbok 016 [Vegvesen, 2010]:  $s_{uD}/s_{uA} = 0,67$  og  $s_{uP}/s_{uA} = 0,33$ . Det er ønskelig å beregne en skråning som i utgangspunktet har en sikkerhetsfaktor  $F \approx 1.5$  for å kunne relatere resultatene til virkelige skråninger. Skråningen med valgt  $s_u$ -profil er vist i figur 4.1.



Figur 4.1: Illustrasjon av skråningen som skal beregnes

Enhet	Verdi
Lengde	100 m
Høyde	10 m
Skjærfasthet ( $s_u$ )	15+3z kPa
Tyngdetetthet, $\gamma$	20 kPa

Tabell 5: Valgte verdier for skråningen

Beregningene utføres parallelt med Geosuite og Slide. Det er på denne måten mulig å studere hvilken innvirkning valg av beregningsprogram og beregningsmetode har på resultatet, spesielt med tanke på hvordan anisotropien innføres i de to programmene. Det skal beregnes sirkulære skjærflater for alle tilfellene i begge programmene der de innebygde søkefunksjonene benyttes. Det skal i tillegg beregnes en plan skjærflate for alle tilfellene. Siden det kun er Slide som har en søkefunksjon som gjør det enklere å finne den kritiske skjærflaten benyttes denne flaten i Geosuite også.

Sikkerhetsfaktoren for en lamell i en uendelig skråning med bruddflate parallell med overflaten er beregnet for anisotropiforholdene gitt i Håndbok 016. For en totalspenningsanalyse vil de drivende kreftene kun være den komponenten av vekten som er i bruddflatens retning mens den udrenerte skjærfastheten er den stabiliserende kraften. Denne sikkerheten vil tilsvare hoveddelen av en plan skjærflate for skråningen.

#### 4.1 Variasjon av overkonsolideringsgraden

Når overkonsolideringsgraden i en leire varierer er det flere faktorer som blir påvirket, blant annet anisotropien, stivheten og den udrenerte skjærfastheten. Det er her tatt forbehold om at skjærfastheten er bestemt fra forsøk eller korrelasjoner slik at det kun er overkonsolideringsgradens innvirkning på variasjon i anisotropien som påvirker skråningstabiliteten. Verdiene for anisotropifaktorene er valgt fra figur 3.5 slik at de illustrerer en stor variasjon i overkonsolideringsgraden og dermed dekker en stor del av aktuelle tilfeller.

De valgte verdiene vist i tabell 6.

OCR	$s_{uD}/s_{uA}$	$s_{uP}/s_{uA}$
1	0,67	0,25
2	0,67	0,33
6	0,67	0,45

Tabell 6: Anisotropiforhold for variasjon i overkonsolideringsgraden

Verdiene fra Håndbok 016 tilsvarer verdiene for OCR=2.

#### 4.2 Variasjon av plastisiteten

Når plastisiteten til en leire varierer, endres egenskapene for hvor mye vann jorden kan inneholde i det plastiske området. Plastisitetens innvirkning på anisotropien er bestemt ut fra figur 3.9. Resultatene til Soydemir er ikke tatt med i vurderingen da disse varierte mye fra de som var presentert av Jamiolkowski. De valgte verdiene for anisotropien er vist i tabell 7.



$I_p$	$s_{uD}/s_{uA}$	$s_{uP}/s_{uA}$
0	0,67	0,33
20	0,73	0,50
40	0,77	0,61

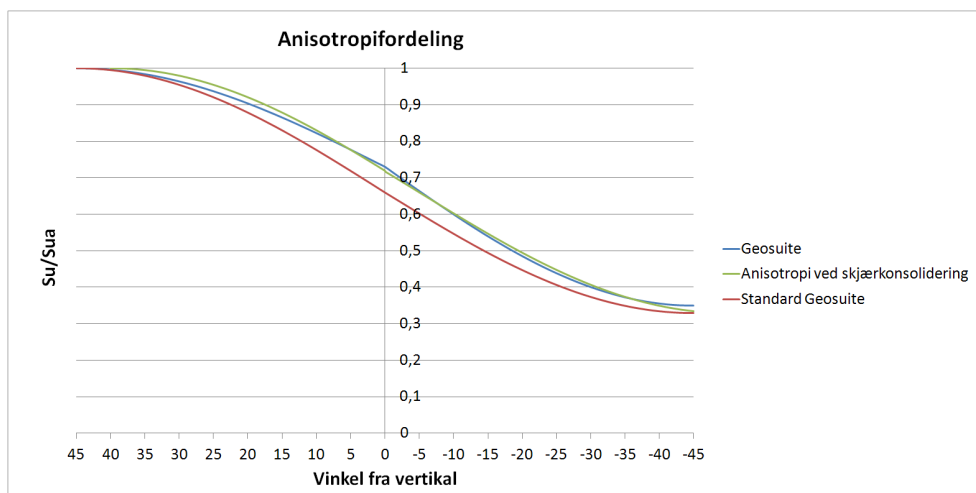
Tabell 7: Anisotropiforhold ved variasjon i plastisiteten

Verdiene fra Håndbok 016 tilsvarer verdiene for  $I_p = 0\%$ .

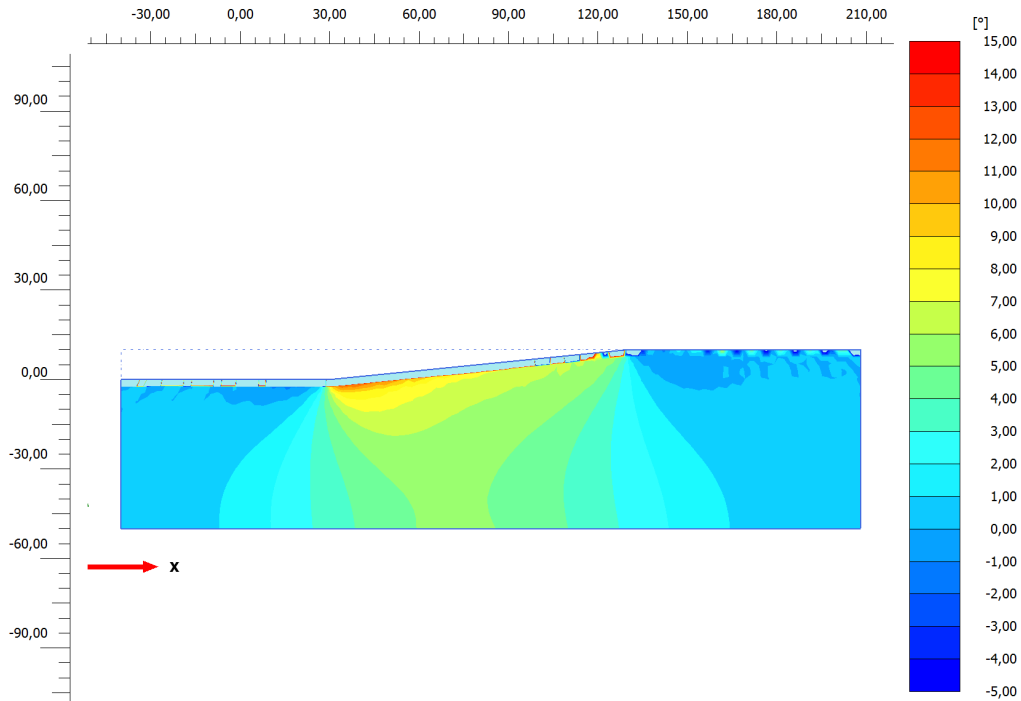
### 4.3 Variasjon av skjærkonsolideringen

Siden fordelingen av anisotropien i Geosuite er bestemt med funksjoner fra aktiv, direkte og passiv skjærfasthet er det ikke mulig å få til en forskyvning av anisotropikurven der den maksimale styrken flyttes bort fra  $\beta = -45^\circ$ . Det ble derfor forsøkt å tilpasse kurven fra Geosuite til kurven som er forskjøvet som vist i figur 4.2. Dette gir noe feil i den anisotrope styrken for de delene av jorden der bruddspenningens rotasjon fra vertikalen er mindre enn rotasjonen til konsolideringsspenningen. Ved en beregning i Slide er det derimot mulig å få en korrekt funksjon for anisotropien.

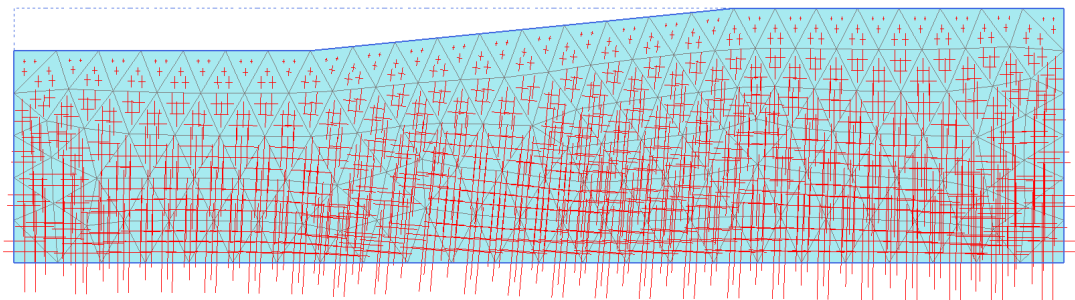
For å finne spenningstilstanden i skråningen ble det utført en konsolideringsberegning i PLAXIS for en bløt leire med "Hardening soil"-modellen med tilsvarende jordparametere som Rabstad [Rabstad, 2011]. Resultatet fra denne beregningen er vist i figur 4.3 og 4.4.



Figur 4.2: Tilnærming av anisotropiforholdene i Geosuite til den roterte anisotropien



Figur 4.3: Rotasjon av største hovedspenning beregnet i PLAXIS



Figur 4.4: Retningene til hovedspenningene etter konsolideringsfasen beregnet i PLAXIS

Det er valgt en rotasjon av største hovedspenning på  $5^\circ$  for hele skråningen. Som vist i figuren vil rotasjonen være noe større i noen deler av skjærflaten og noe mindre i andre. Dette er det sett bort fra da feilen fra tilpassingen av anisotropikurven i Geosuite trolig vil føre til større avvik. Forskyvningen av anisotropikurven vil i dette tilfellet være liten og feilen i det aktive området, omtalt tidligere i avsnittet, vil gi lite avvik på skjærfastheten. Verdiene for å tilpasse anisotropien til denne rotasjonene er vist i tabell 8.

$\eta$	$s_{uD}/s_{uA}$	$s_{uP}/s_{uA}$
0	0,67	0,33
0,5	0,70	0,34
1	0,73	0,35

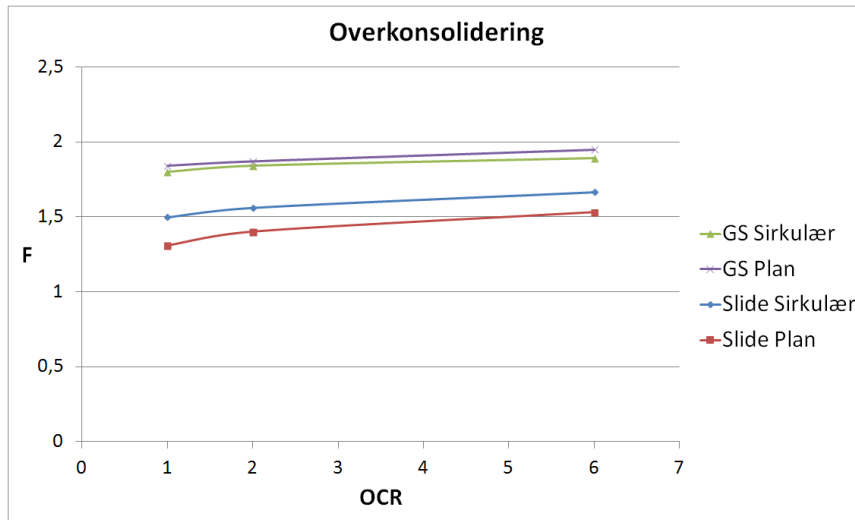
Tabell 8: Anisotropiforhold ved variasjon i skjærmobiliseringen

Utgangspunktet for anisotropien i skråningen er verdiene gitt i Håndbok 016.

## 5 Resultater

### 5.1 Variasjon i overkonsolideringsgraden

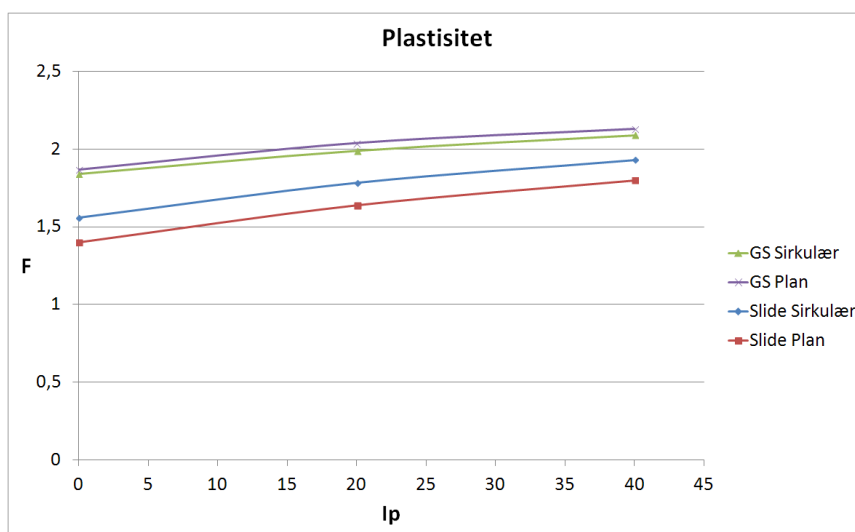
Resultatene fra beregningene av effekten den varierende overkonsolideringsgraden har på sikkerhetsfaktoren er oppsummert i figur 5.1. Figurer som viser bruddflatene for beregningene i Slide er vist i vedlegg A.1 og bruddflatene for beregningene i Geosuite er vist i vedlegg A.2.



Figur 5.1: Variasjon i sikkerheten ved endret overkonsolidering

### 5.2 Variasjon i plastisiteten

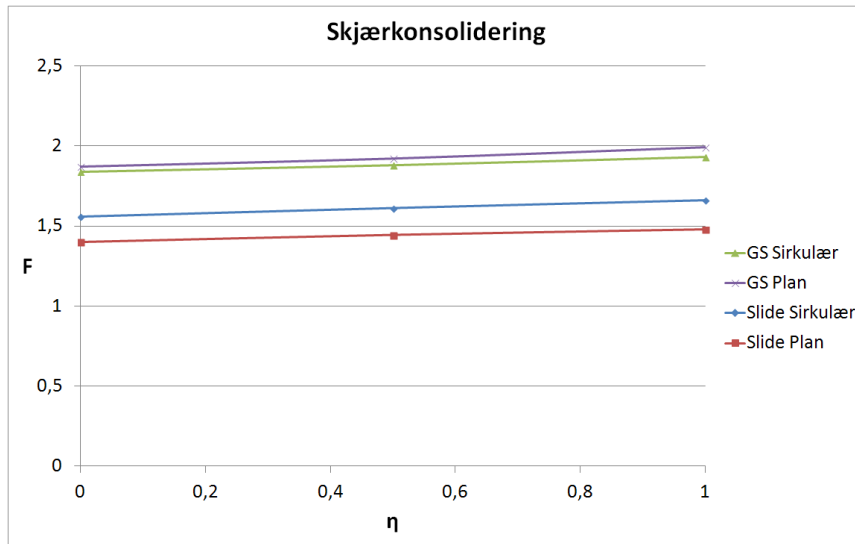
Resultatene fra beregningene av effekten variasjonen i plastisiteten har på sikkerhetsfaktoren til skråningen er vist i figur 5.2. Bruddflatene fra beregningene i Slide er vist i vedlegg B.1 og for beregningene i Geosuite er figurene i vedlegg B.2.



Figur 5.2: Variasjon i sikkerheten ved endret plastisitet

### 5.3 Variasjon i skjærkonsolideringen

Endringen i sikkerheten for skråningen på grunn av roteringen av den største udrenerte skjærfastheten er oppsummert i figur 5.3. Bruddflatene fra beregningene i Slide er vist i vedlegg C.1 og bruddflatene fra beregningene i Geosuite er vist i vedlegg C.2.

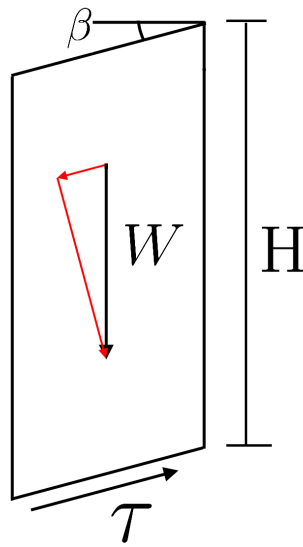


Figur 5.3: Variasjon i sikkerheten ved endret skjærkonsolidering

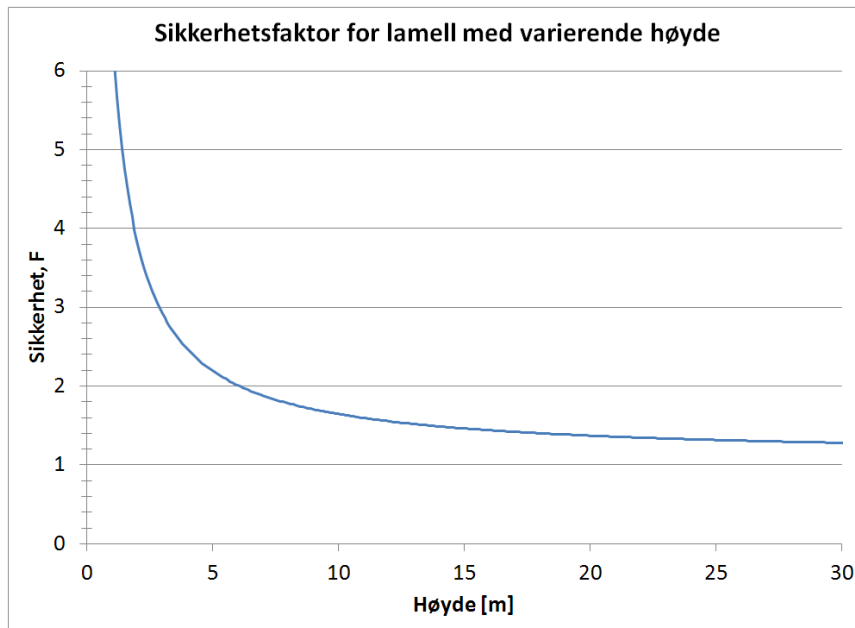
### 5.4 Lamell i uendelig skråning

For en lamell i en uendelig skråning ved en totalspenningstilstand vil det kun være vekten og skjærfastheten som påvirker sikkerheten. Kraftene på hver side av lamellen vil være like og motsatt rettet slik at de opphever hverandre. Lamellen med kraftene som virker inn er vist i figur 5.4. På grunn av  $s_u$  profilet stiger  $\tau$  lineært med dybden.

Sikkerhetsfaktoren som en funksjon av høyden på lamellen er vist i figur 5.5. På grunn av den økende stabiliserende kraften stabiliserer sikkerheten seg på en verdi der lamellen fortsatt er sikker og vil ikke gå til brudd på de dybdene som er aktuelle for skråningen som skal beregnes.



Figur 5.4: Lamell med påtegnede krefter



Figur 5.5: Sikkerhetsfaktoren for en lamell i en uendelig skråning plottet mot lamellhøyden

## 6 Diskusjon

### 6.1 Resultater fra parameterstudie

Resultatene fra parameterstudien presentert i kapittel 5 viser at alle tre faktorene som er undersøkt påvirker sikkerheten til skråningen i større eller mindre grad. Det er i denne oppgaven kun undersøkt hvordan disse faktorene påvirker sikkerhetsfaktoren ved å justere anisotropiforholdet til jorden i skråningen og anisotropifaktorene er kun justert for å passe endringene i en variabel for hvert tilfelle. I en naturlig jord er det ofte en sammenheng mellom flere av faktorene som er tatt med i undersøkelsen, noe som kompliserer tilfellene.

#### 6.1.1 Overkonsolidering

Ved en økning i overkonsolideringsgraden fra 1 til 6 øker sikkerhetsfaktoren i gjennomsnitt for alle beregningene med 9,8%. Dette er en kraftig økning i overkonsolideringsgraden og norske marine leirer som tidligere ikke har vært pålastet vil ha en overkonsolideringsgrad på 1,2 - 1,4 [Vegvesen, 2010]. Da det ikke er gitt informasjon om plastisiteten til leirene som er presentert i kilden og de anbefalte verdiene i Håndbok 016 passer med  $OCR \approx 2$  gir dette en god indikasjon på sikkerhetsfaktoren til en tidligere ubelastet leire.

#### 6.1.2 Plastisitet

Når plastisiteten øker fra 0% til 40% øker sikkerhetsfaktoren i skråningen med 19,9% i gjennomsnitt. Fra verdiene som er valgt for anisotropiforholdet samsvarer fordelingen gitt i Statens Vegvesens håndbok 016 med en  $I_p \approx 0\%$ . For en middels og meget plastisk leire vil dette derfor gi en effekt på sikkerheten til skråningen i forhold til verdiene som er anbefalt i Håndbok 016.

#### 6.1.3 Skjærkonsolidering

Ved å rotere de anisotrope skjærfasthetene etter retningene på hovedspenningene i skråningen etter konsolideringen øker sikkerhetsfaktoren i gjennomsnitt med 5,8%. Dette er den faktoren som har minst innvirkning på sikkerhetsfaktoren. Grunnen er at siden skråningen er såpass slak er forskjellen i anisotropiforholdene små. Ved beregning av en brattere skråning som de utført av Rabstad ( $H=7\text{m}$ ,  $L=17\text{m}$ ) viser en økning i sikkerhetsfaktoren på 34,2% ved en full rotasjon av anisotropiforholdet etter hovedspenningene. Den totale rotasjonen av hovedspenningene er større og endringen i anisotropiforholdet vil derfor også bli større.

#### 6.1.4 Sammenheng mellom lamell i uendelig skråning og plan skjærflate

De plane skjærflatene har i initialtilfellet en dybde på 17 meter i området som er parallelt med overflaten til skråningen. Beregningen av lamellen i en uendelig skråning i kapittel 5.4 viser at lamellen med høyde 17 meter har en sikkerhetsfaktor på  $F=1,4$ . Det aktive bruddet øverst i skråningen vil ha en høyere sikkerhetsfaktor og øke den gjennomsnittlige sikkerhetsfaktoren mens det passive bruddet nederst i skråningen vil ha en lavere sikkerhetsfaktor og minke den gjennomsnittlige sikkerhetsfaktoren.

### 6.1.5 Forskjeller på Slide og Geosuite

For alle beregningene er sikkerhetsfaktoren beregnet i Geosuite høyere enn den som er beregnet i Slide. De sirkulære skjærflatene har stort sett samme plassering i begge programmene, men de kritiske skjærflatene fra Geosuite går generelt sett noe dypere enn de som er beregnet i Slide. De plane skjærflatene derimot er de samme og forskjellen i sikkerheten skyldes den ulike variasjonen av skjærfastheten på grunn av anisotropiforholdene og at det er benyttet en annen beregningsmetode.

At sikkerhetsfaktoren for de plane skjærflatene i Geosuite blir noe høyere enn for de sirkulær skyldes at disse er funnet som kritiske med det anisotropiforholdet som er benyttet i Slide. på grunn av dette er skjærfastheten for de fleste helningene av bruddflaten ulik i Slide og Geosuite. Dette fører til at bruddflatene ovenfor og nedenfor delen som er parallell med overflaten har helninger som er kritiske for styrkeforholdene i Slide, mens de samme helningene vil i Geosuite ha en annen, typisk høyere, skjærfasthet. Forskjellen er ikke nødvendigvis så stor, men tilstrekkelig til at sikkerhetsfaktoren for denne bruddflaten øker.

## 6.2 Sammenligning med resultatene fra Lo

Resultatene fra studien til Lo presentert i kapittel 3.1.5 kan sammenlignes med sikkerhetsfaktorene for de sirkulære skjærflatene. Siden resultatene presentert i figur 3.18b kun går ned til et forhold mellom vertikal og horisontal styrke på 0,5 benyttes sikkerhetsfaktorene til beregningene med  $I_p = 20\%$  og  $I_p = 40\%$  til sammenligningen. For en skråning med  $\beta = 6^\circ$  beregnet Lo en forbedring av sikkerhetsfaktoren på 10% når den horisontale skjærfastheten øker fra  $0,5 \cdot s_{uV}$  til  $0,61 \cdot s_{uV}$  i tilfellet der skjærfastheten øker lineært med dybden. I beregningene utført i denne oppgaven er økningen i sikkerhetsfaktoren for det samme tilfellet på 8,4% i beregningene med Slide og 5% for beregningene med Geosuite. En mulig forklaring på avviket er forskjellen i funksjonene for fordelingen av de anisotrope skjærfasthetene. Lo har brukt en cosinusfordeling som kun inkluderer den aktive og den passive skjærfastheten. I tilfellet som sammenlignes fører dette til at den direkte styrken blir høyere i fordelingen til Lo, vist i tabell 9. Denne forskjellen er større i tilfellet for  $I_p = 40\%$  enn for  $I_p = 20\%$  og tilfellene er derfor ikke direkte sammenlignbare. Beregningene utført i Geosuite og Slide vil trolig vise samme tendens ved at effekten av anisotropien blir mindre i brattere skråninger.

	$s_{uV}$	$s_{uD}$	$s_{uH}$
Beregning $I_p = 20\%$	1	0,73	0,50
Lo $I_p = 20\%$	1	0,75	0,50
Beregning $I_p = 40\%$	1	0,77	0,61
Lo $I_p = 20\%$	1	0,81	0,61

Tabell 9: Anisotropiforhold i beregningene og studien til Lo

## 6.3 Deformasjonsmykning

I beregningene er det ikke tatt hensyn eventuelle effekter av deformasjonsmykning og progressive brudd. Dette ville heller ikke vært et problem i skråningen slik den er beregnet siden sikkerhetsfaktoren er tilstrekkelig høy for alle tilfellene. Hadde det derimot oppstått en tilleggsbelastning enten ved en pålastning øverst i skråningen eller en utgravning eller



erosjon nederst vil dette kunne ført til at sikkerhetsfaktoren synker og enkelte av lamellene hadde gått til brudd. En videre redistribusjon av kreftene på grunn av den tapte styrken ville ført til at bruddet beveget seg oppover eller nedover, avhengig av hvor initialbruddet oppstår.

Dersom det ikke er nødvendig å beregne en nøyaktig sikkerhetsfaktor vil det være tilstrekkelig å redusere skjærfastheten for å få tilstrekkelig sikkerhet mot brudd. Det er derimot andre tilfeller der det er viktig å bestemme en nøyaktig sikkerhetsfaktor. Dette kan for eksempel være ved tilbakeregning av et brudd som allerede har oppstått.

## 7 Konklusjon og videre arbeid

### 7.1 Konklusjon

I litteraturstudien er det presentert resultater fra en rekke forskere som har studert hvordan egenskapene til en leire påvirker de anisotrope skjærfasthetene. Studien viser at alle parametrene som er tatt med påvirker forholdet mellom den aktive og den direkte og passive skjærfastheten. Det er derfor nødvendig å ta hensyn til disse endringene dersom anisotropiforholdet skal bestemmes med erfaringsparametere og ikke fra relevante forsøk. En ser fra forsøksresultatene presentert i litteraturstudien at de anbefalte verdiene ligger i området for lite plastiske og lite overkonsoliderte leirer. Resultatene viser også at leirene blir mer isotrope både når plastisiteten øker og når overkonsolideringen øker. Dette tilsier at de verdiene for anisotropien som er valgt i veiledningene ikke overestimerer stabiliteten til skråningen.

For variasjonen i overkonsolideringen og plastisiteten er det mange resultater som bekrefter det samme for norske leirer. Den økte kapasiteten fra at den aktive styrken roterer etter skjærkonsolideringen er noe mer usikker. Flere resultater [Andersen, 2009, Zdravković and Jardine, 2001] viser at det skjer en rotasjon av styrkeforholdet etter største hovedspenning og det er derfor sannsynlig at dette gir noe effekt.

I denne oppgaven er det kun beregnet en skråning med bløt leire. Resultatene fra disse beregningene viser nødvendigheten av å bestemme rett verdier for de anisotrope styrkene for å få korrekt resultat. Siden bruken av erfaringsparametere er utbredt vil det derfor være mulig å øke den beregnede kapasiteten til skråningen ved å dokumentere at leiren oppfører seg mer isotropt enn tidligere antatt.

Mekanismene ved progressive brudd er kun studert og ikke beregnet. Det er beskrevet grenselikevektsmetoder for å beregne sikkerhetsfaktoren til skråninger der det skjer et progressivt brudd. Begge metodene beregner en sikkerhet for hver lamell i skråningen og vurderer om skjærfastheten skal reduseres i forhold til deformasjonsmykningen. På grunn av forutsetninger i grenselikevektsmetoden reduseres skjærfastheten direkte uten å ta hensyn til hvor stor deformasjonen er under lamellen.

### 7.2 Videre arbeid

I studiene som er presentert i denne oppgaven er endringen i anisotropien kun variert mot en variabel i de fysiske egenskapene. For å benytte dette i virkelige tilfeller er det nødvendig å undersøke hvordan anisotropien varierer dersom det er flere av de fysiske egenskapene som endres samtidig. Dette må bestemmes med en stor mengde laboratorieforsøk av god kvalitet på ulike leirer og eventuelle sammenhenger kan deretter utledes.

For å benytte den økte sikkerheten fra rotasjon av anisotropien etter største konsolideringsspenning i en skråning er det nødvendig å studere videre. Det er nødvendig å bestemme ved laboratorieforsøk både hvor stor rotasjon av den aktive skjærfasthet det teoretisk er mulig å oppnå i tillegg til hvor stor denne rotasjonen er i naturlige skråninger. Beregning av flere skråninger med varierende helning er også nødvendig for å finne effekten dette har på sikkerhetsfaktoren. Ved brattere skråninger blir effekten av skjærkonsolideringen større og tapet i sikkerhetsfaktoren på grunn av anisotropien blir mindre. Ved slike beregninger er det ikke mulig å bruke Geosuite siden variasjonen i anisotropien er bestemt kun ut fra aktiv, direkte og passiv skjærfasthet. Slide er derimot et mulig alternativ.

Ved beregning av tilfeller av deformasjonsmykning er nødvendig å sammenligne beregninger der skjærfastheten har blitt redusert med beregninger utført med en metode som tar hensyn til deformasjonsmykningen for å bestemme hvor godt resultat det blir fra de to metodene. Dette vil være spesielt viktig i tilfeller der som er i nærheten av brudd.

## Referanser

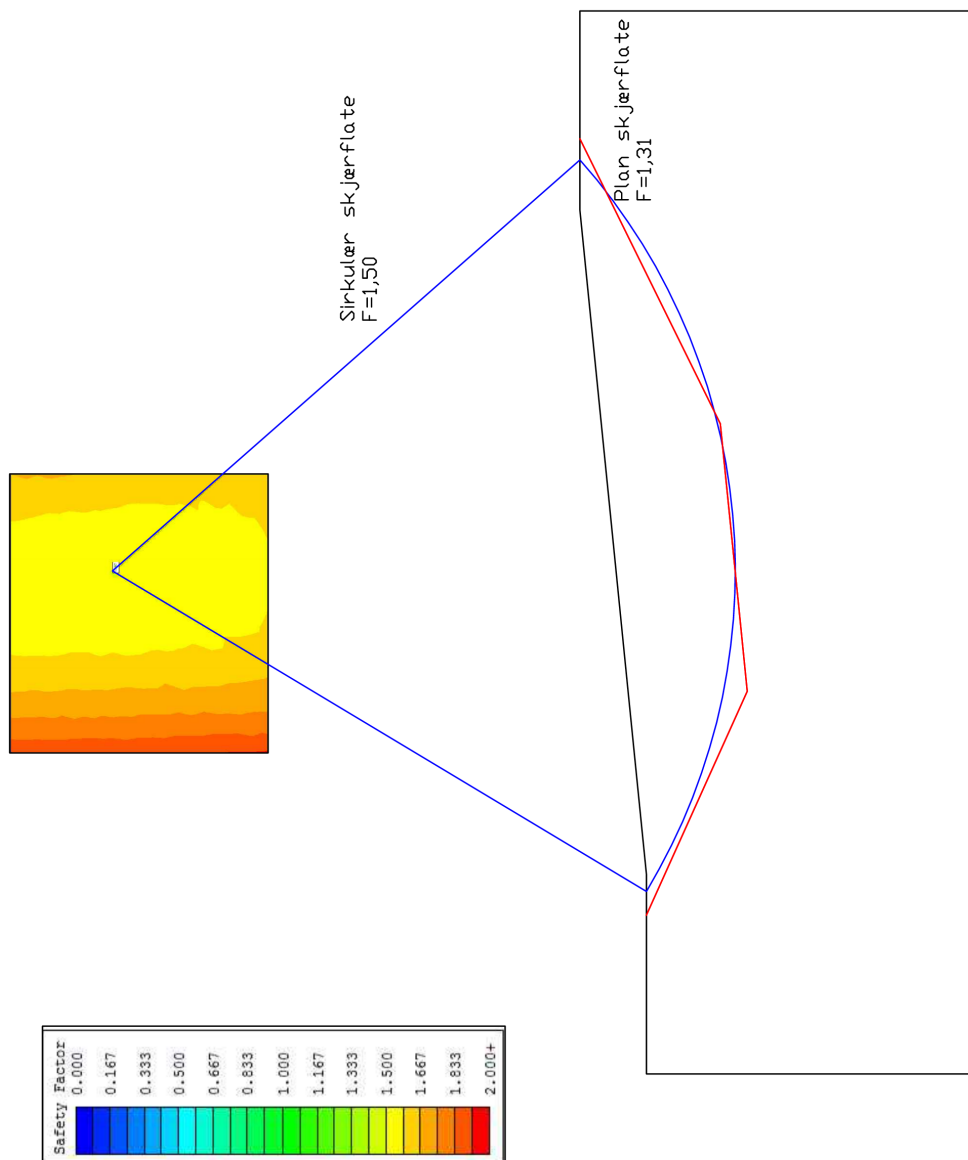
- [Abramson, 2002] Abramson, L. W. (2002). *Slope stability and stabilization methods*. John Wiley & Sons Inc.
- [Al-Karni and Al-Shamrani, 2000] Al-Karni, A. A. and Al-Shamrani, M. A. (2000). Study of the effect of soil anisotropy on slope stability using method of slices. *Computers and Geotechnics*, 26(2):83–103.
- [Anandarajah, 2000] Anandarajah, A. (2000). On influence of fabric anisotropy on the stress–strain behavior of clays. *Computers and Geotechnics*, 27(1):1–17.
- [Andersen, 2009] Andersen, K. H. (2009). Bearing capacity under cyclic loading — offshore, along the coast, and on land. the 21st bjerrum lecture presented in oslo, 23 november 2007. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(5):513–535.
- [Athanasiau, 1999] Athanasiau, C. (1999). Proposal for an anisotropic, soft clay model to be incorporated in future developments of plaxis. international symposium. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*.
- [Attom and Al-Akhras, 2008] Attom, M. F. and Al-Akhras, N. M. (2008). Investigating anisotropy in shear strength of clayey soils. *Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering*, 161(5):269–273.
- [Bjerrum, 1974] Bjerrum, L. (1974). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. state-of-the-art report to session iv. *Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Publication*, 100.
- [Fauskerud et al., 2012] Fauskerud, O. A., Athanasiau, C., Havnegjerde, C. R., Tørum, E., Christensen, S. O., and Gylland, A. (2012). Nve - nifs r 75-2012 bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer. Technical report.
- [Geomechanics Software Solutions, 2003] Geomechanics Software Solutions, R. I. (2003). Stability analysis for soil and rock slopes - slide user’s guide. [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com).
- [Grimstad et al., 2012] Grimstad, G., Andresen, L., and Jostad, H. P. (2012). Ngi-adp: Anisotropic shear strength model for clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 36(4):483–497.
- [Gylland et al., 2011] Gylland, A. S., Nordal, S., Jostad, H. P., and Mehli, M. (2011). Pragmatic approach for estimation of slope capacity in soft sensitive clay. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 16.
- [Hicher et al., 2000] Hicher, P., Wahyudi, H., and Tessier, D. (2000). Microstructural analysis of inherent and induced anisotropy in clay. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 5(5):341–371.
- [Hight et al., 1983] Hight, D., Gens, A., and Symes, M. (1983). The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. *Géotechnique*, 33(4).

- [Jamiolkowski, 1985] Jamiolkowski, M. (1985). New developments in field and laboratory testing of soil. *Proc. of XI ICSMFE*, 1:57–153.
- [Jostad and Fornes, 2012] Jostad, H. P. and Fornes, P. (2012). Svv teknologidagene 2012. effekt av progressiv bruddutvikling ved utbygging i områder med kvikkleire.
- [Karlsruud, 2010] Karlsruud, K. (2010). Bjerrum foredraget 2010. styrke og deformasjonsegenskaper av leire fra blokkprøver og feltforsøk. *Geoteknikkdagen Tekna 2010*.
- [Khan et al., 2002] Khan, Y. A., Jiang, J.-C., and Yamagami, T. (2002). Progressive failure analysis of slopes using non-vertical slices. *Journal of the Japan Landslide Society*, 39(2):203–211.
- [Law and Lumb, 1978] Law, K. T. and Lumb, P. (1978). A limit equilibrium analysis of progressive failure in the stability of slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(1):113–122.
- [Lin and Penumadu, 2005] Lin, H. and Penumadu, D. (2005). Experimental investigation on principal stress rotation in kaolin clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(5):633–642.
- [Lo, 1965] Lo, K. (1965). Stability of slopes in anistropic soils. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 91(ASCE# 4405 Proceeding).
- [Locat et al., 2011] Locat, A., Leroueil, S., Bernander, S., Demers, D., Jostad, H. P., and Ouehb, L. (2011). Progressive failures in eastern canadian and scandinavian sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(11):1696–1712.
- [NGI, 2013] NGI (2013). Direct simple shear test - dss. <http://www.ngi.no/no/Innholdsbokser/Referansjeprojekter-LISTER-/Beskrivelse-av-labforsok/test1/>.
- [Nordal, 2012] Nordal, S. (2012). *TBA 4116 Geotechnical Engineering, Advaced Course*. Norwegian University and Technology Geotechnical Division.
- [Novapoint, 2011] Novapoint (2011). *GeoSuite Toolbox. Stability*.
- [NVE, 2011] NVE (2011). Retningslinjer nr. 2/2011 flaum- og skredfare i arealplanar. Technical report.
- [Rabstad, 2011] Rabstad, K. (2011). *Slope stability in natural slopes with vertical or principal stress induced undrained shear strength anisotropy*. PhD thesis, Norwegian University of Science and Technology.
- [Shen et al., 2008] Shen, Y., Zhou, J., Gong, X., and Liu, H. (2008). Study on strength criterion of intact soft clay after monotonic principal stress rotation. In Liu, H., Deng, A., and Chu, J., editors, *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation*, pages 892–898. Springer Berlin Heidelberg.
- [Skempton, 1964] Skempton, A. W. (1964). Long-term stability of clay slopes. *Géotechnique*, 14:77–102(25).

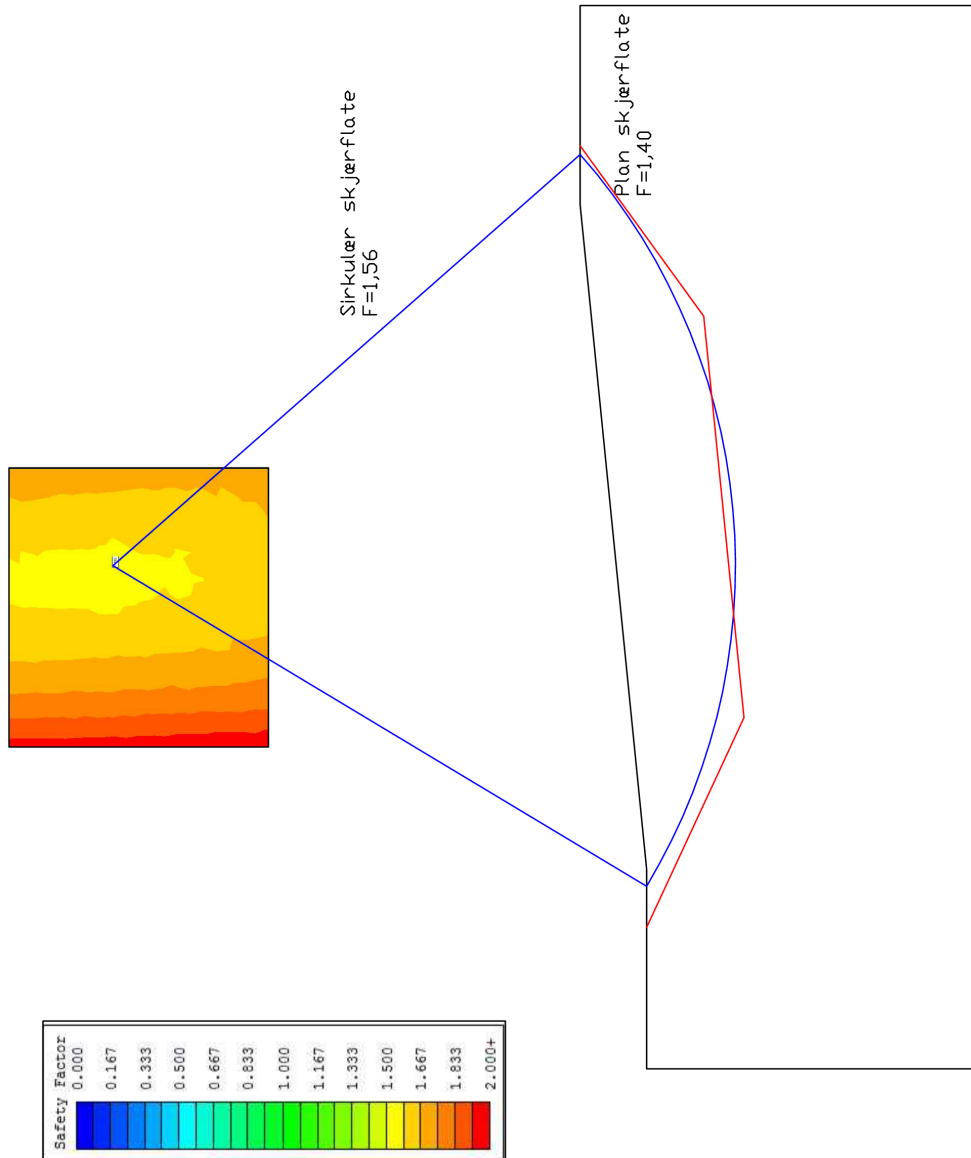
- [Soydemir, 1976] Soydemir, C. (1976). Strength anisotropy observed through simple shear tests. *Laurits Bjerrum Memorial Volume, NGI, Oslo*, pages 99–113.
- [Tiande et al., 1999] Tiande, M., Chongwu, M., and Shengzhi, W. (1999). Evolution model of progressive failure of landslides. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(10):827–831.
- [Vegvesen, 2010] Vegvesen, S. (2010). Håndbok 016 geoteknikk i vegbygging.
- [Wang et al., 2008] Wang, L., Shen, K., and Ye, S. (2008). Undrained shear strength of consolidated soft soils. *International Journal of Geomechanics*, 8(2):105–113.
- [Zdravković and Jardine, 2001] Zdravković, L. and Jardine, R. (2001). The effect on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation. *Géotechnique*, 51(1):69–83.
- [Zdravković et al., 2002] Zdravković, L., Potts, D., and Hight, D. (2002). The effect of strength anisotropy on the behaviour of embankments on soft ground. *Géotechnique*, 52(6):447–457.

# Vedlegg A Variasjon i overkonsolideringsgraden

## A.1 Slide

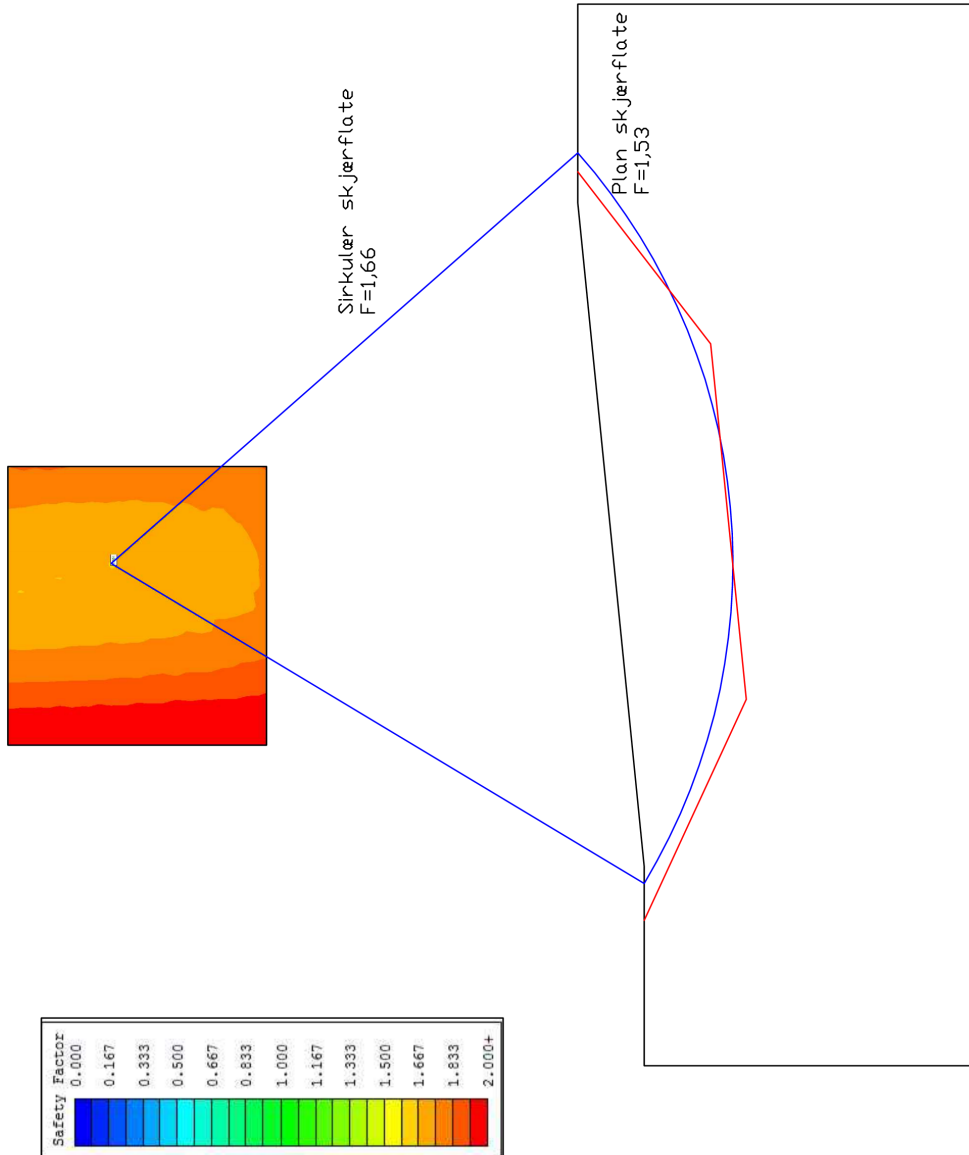


Figur A.1: OCR=1



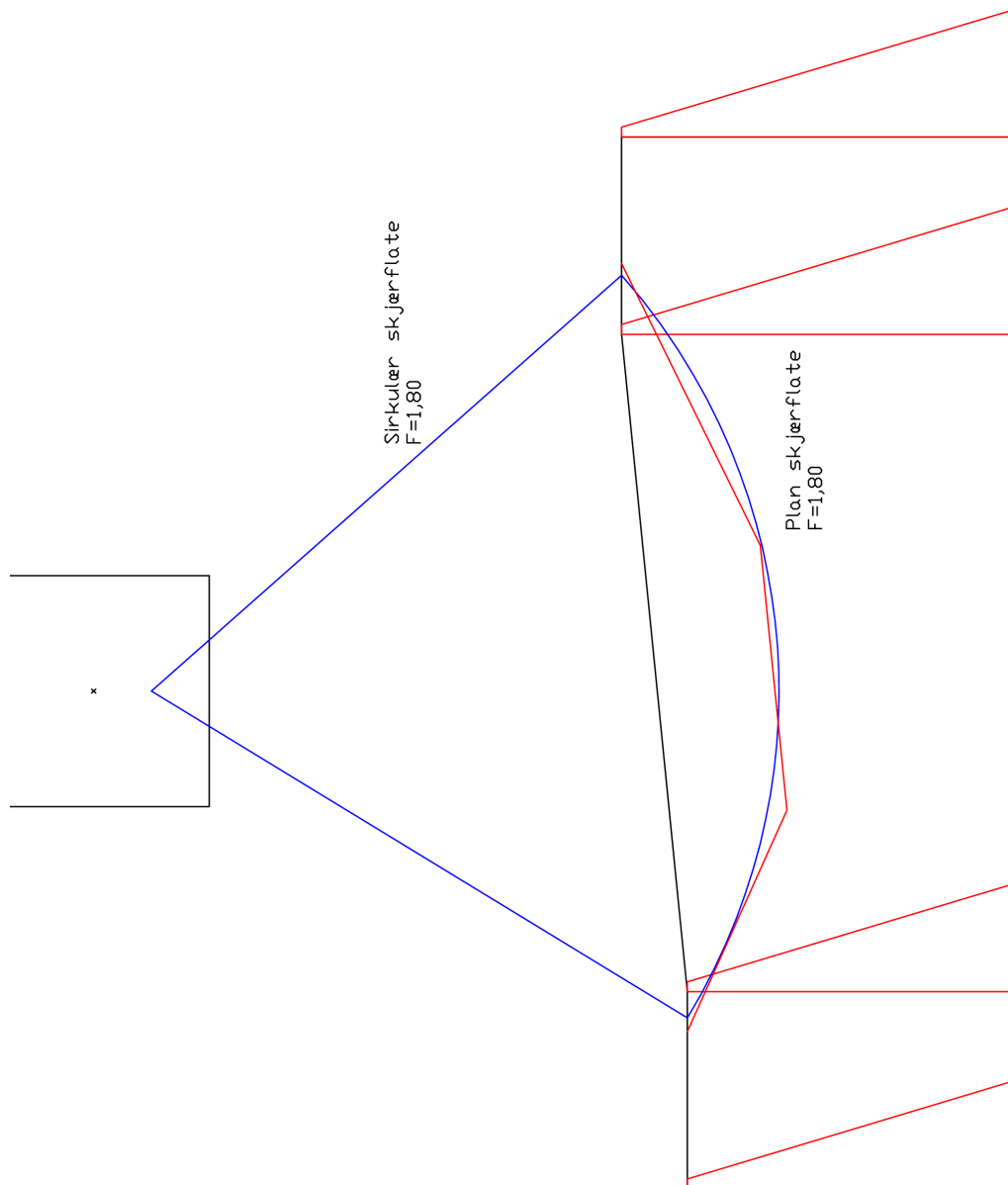
Figur A.2: OCR=2



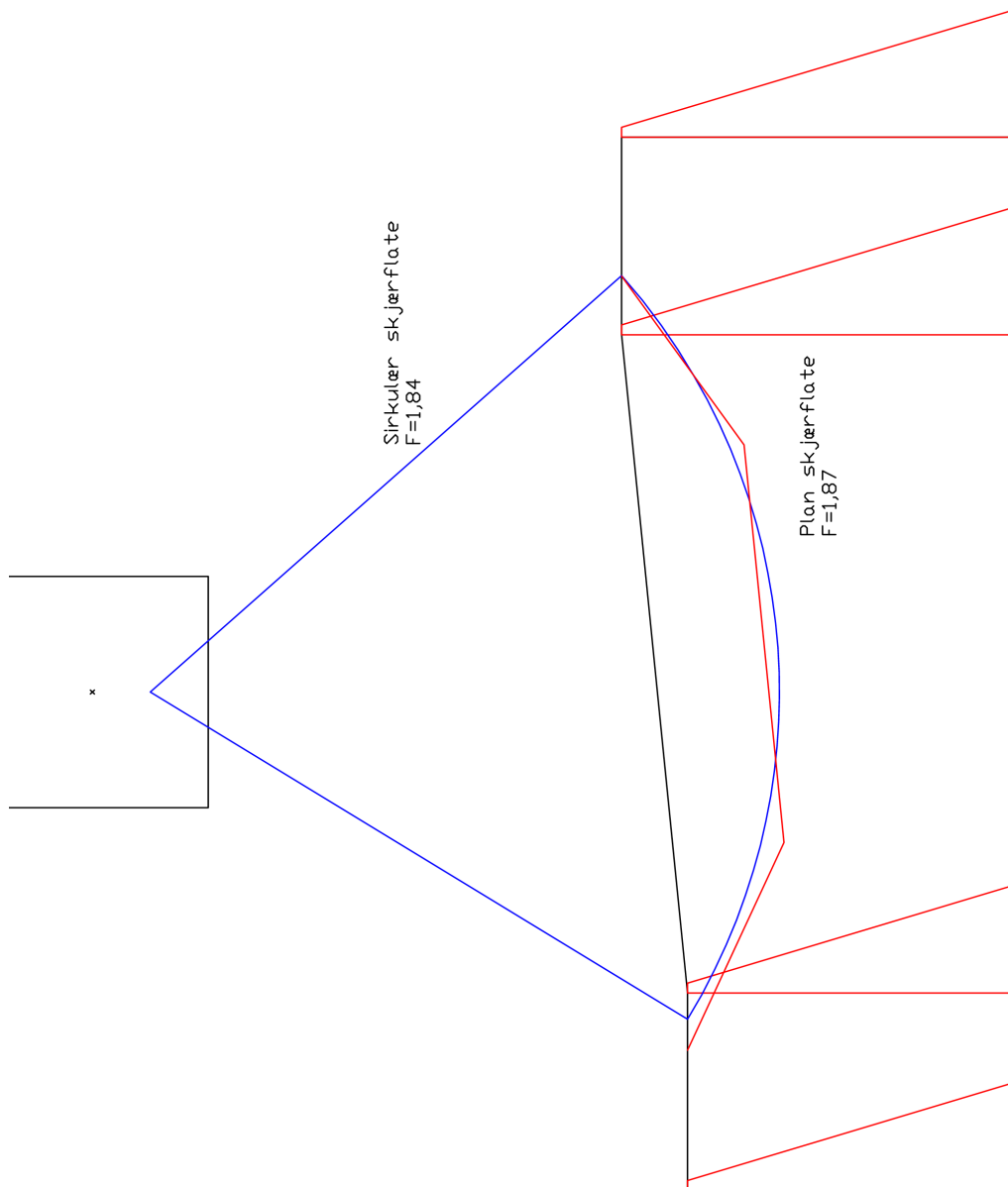


Figur A.3: OCR=6

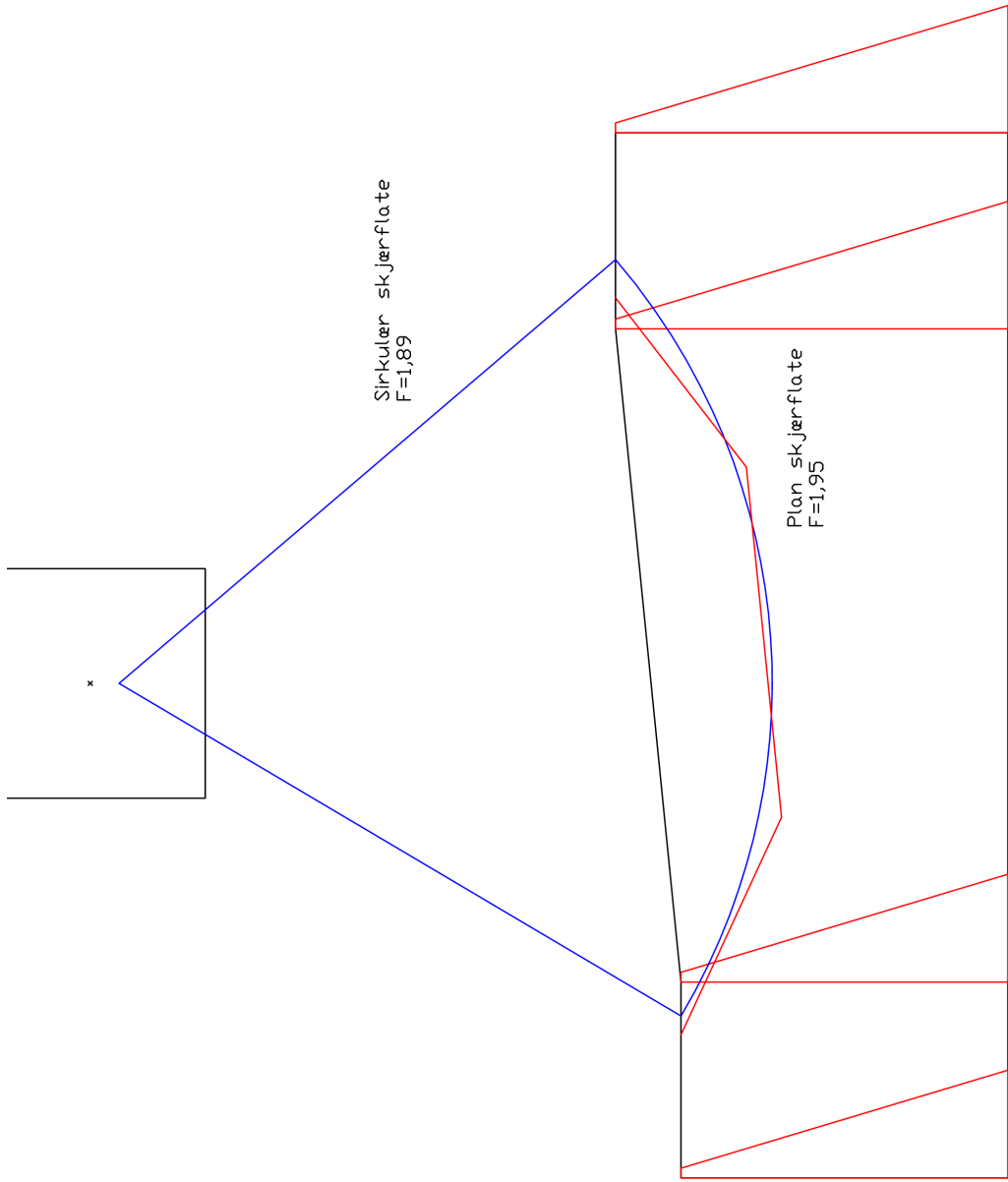
## A.2 Geosuite



*Figur A.4: OCR=1*



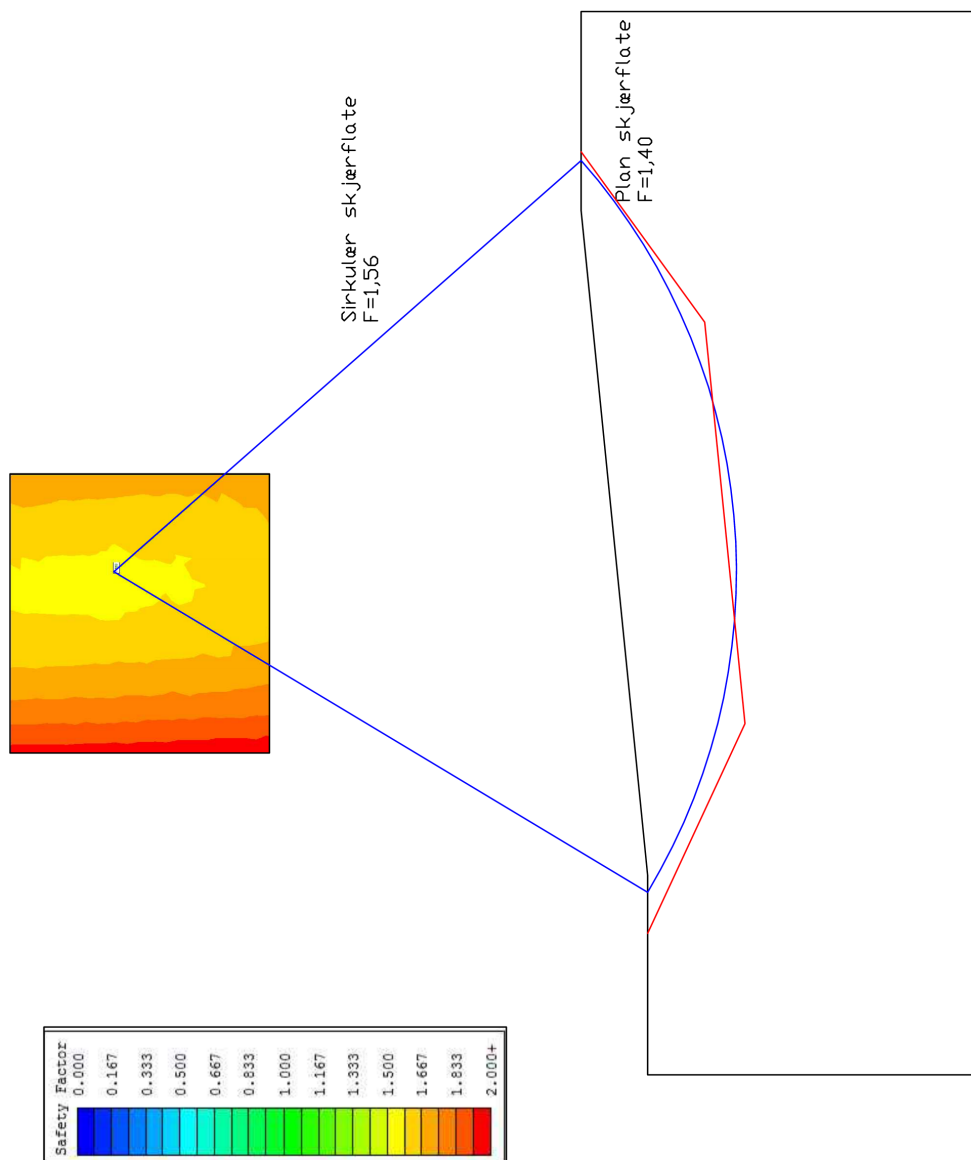
*Figur A.5: OCR=2*



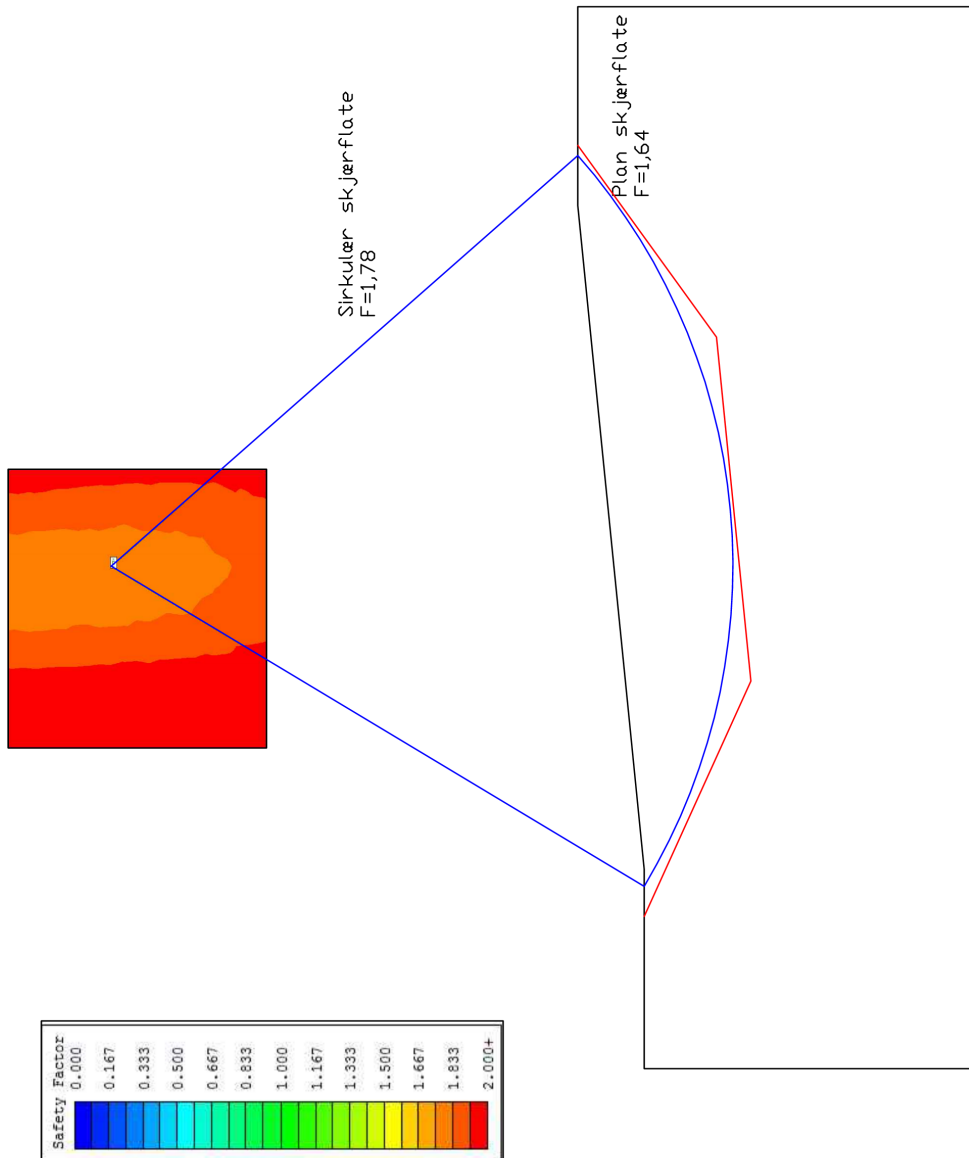
Figur A.6: OCR=6

# Vedlegg B Variasjon av plastisiteten

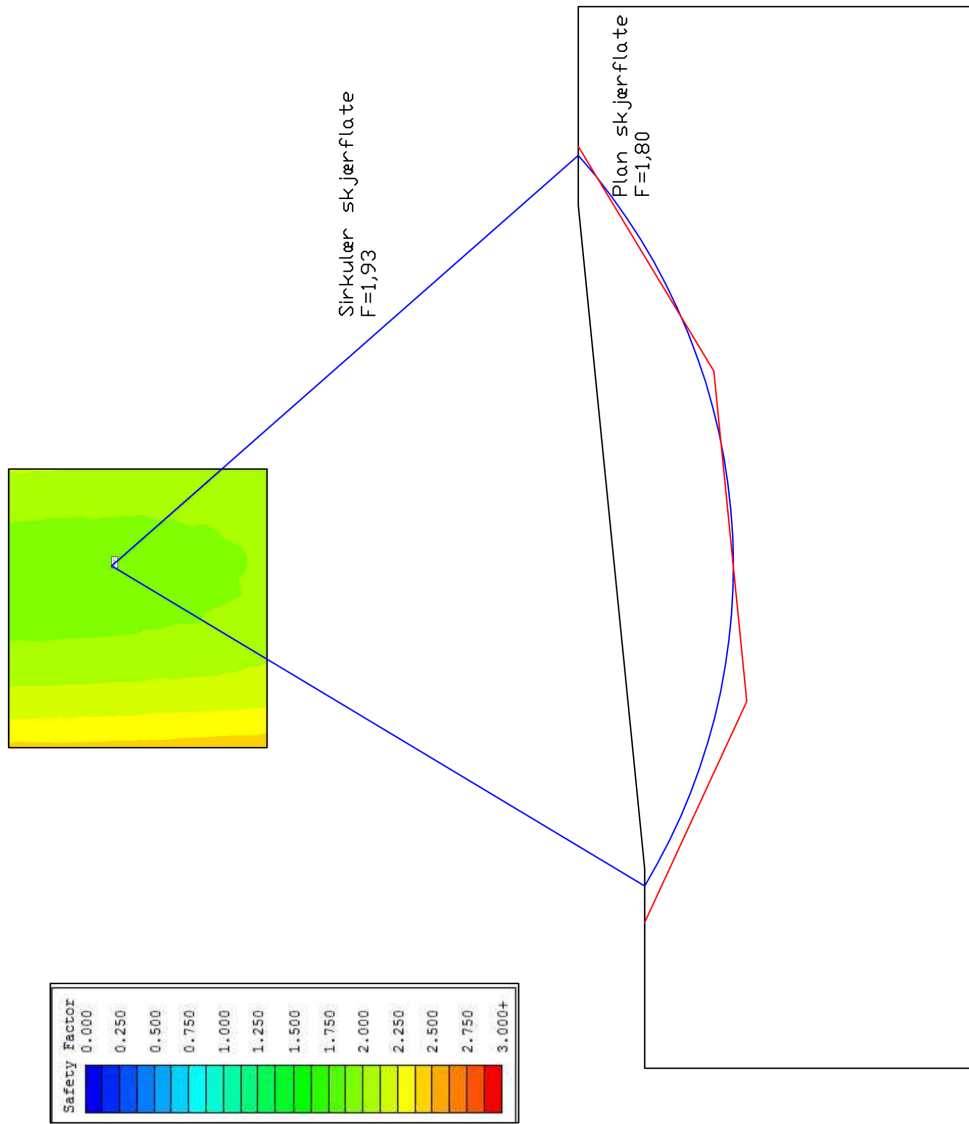
## B.1 Slide



Figur B.1:  $I_p = 0$

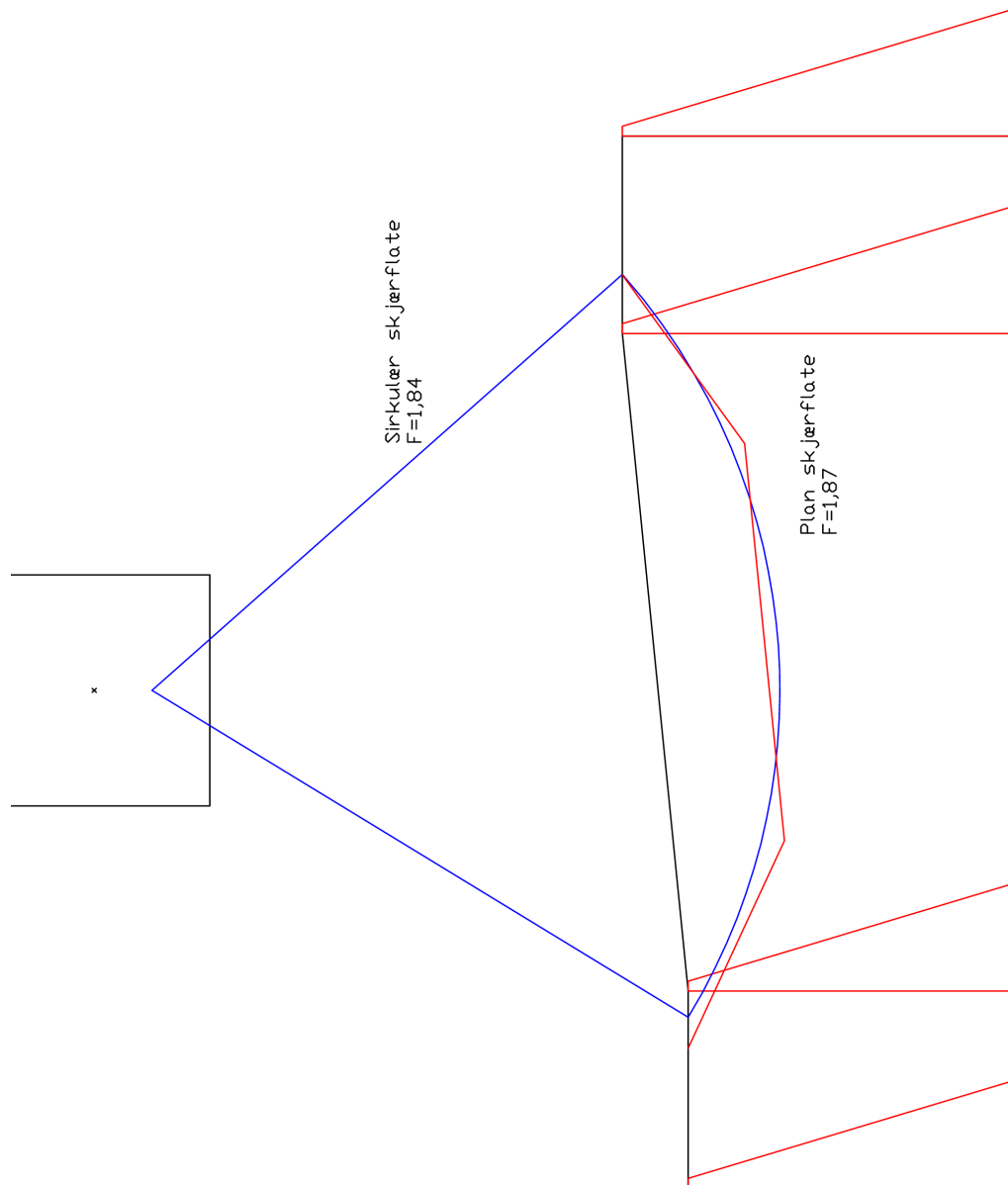


Figur B.2:  $I_p = 20$



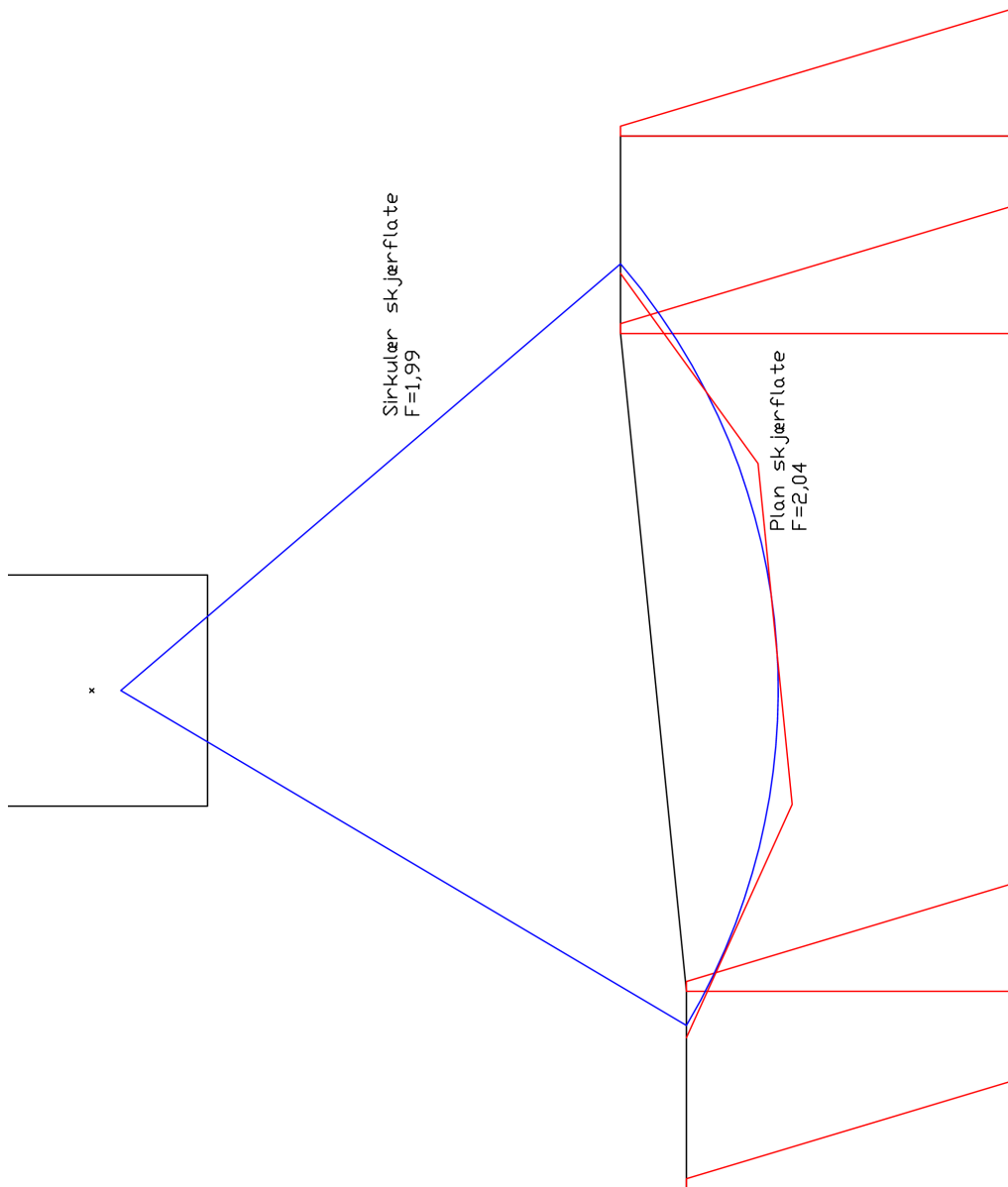
Figur B.3:  $I_p = 40$

## B.2 Geosuite

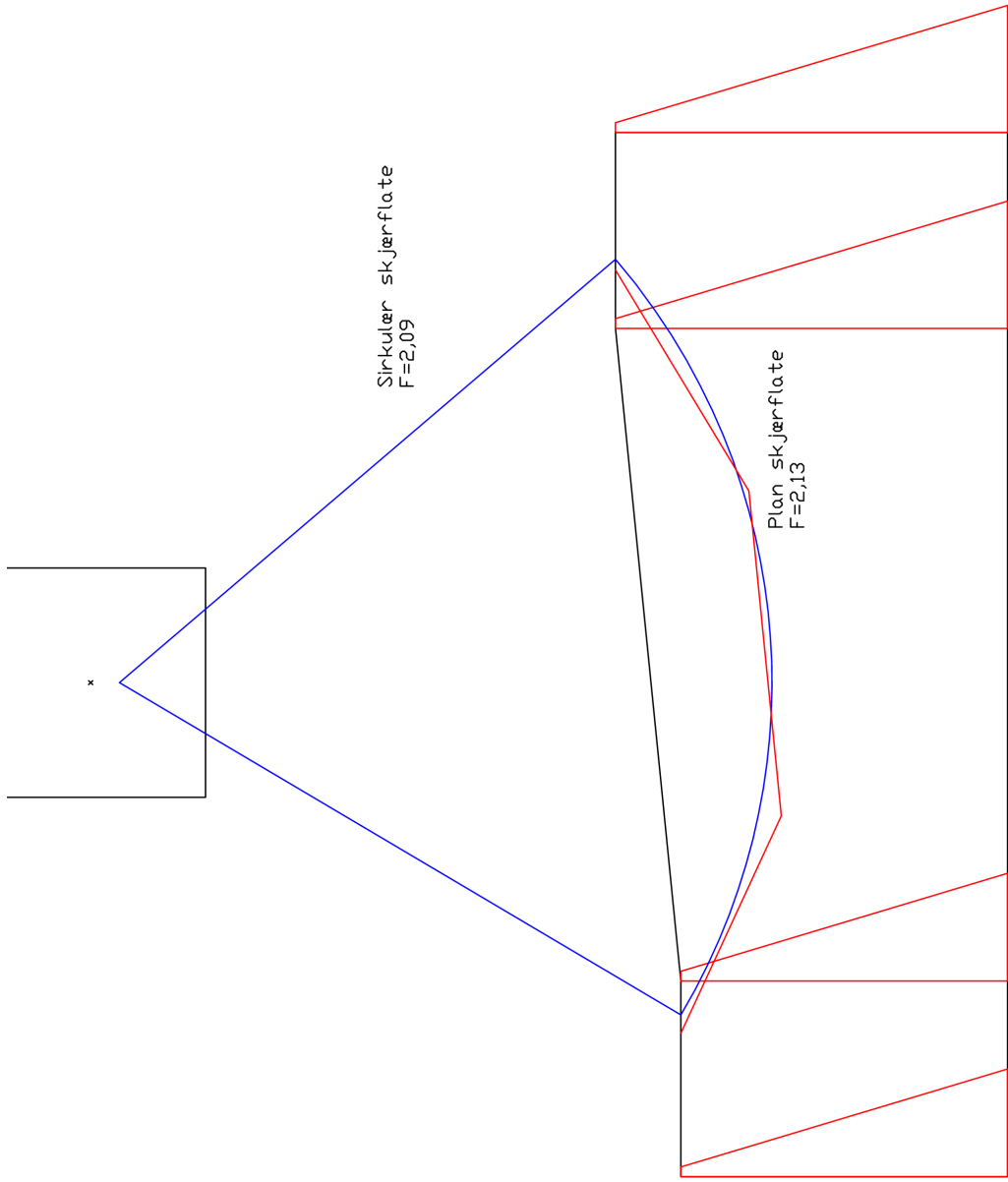


Figur B.4:  $I_p = 0$





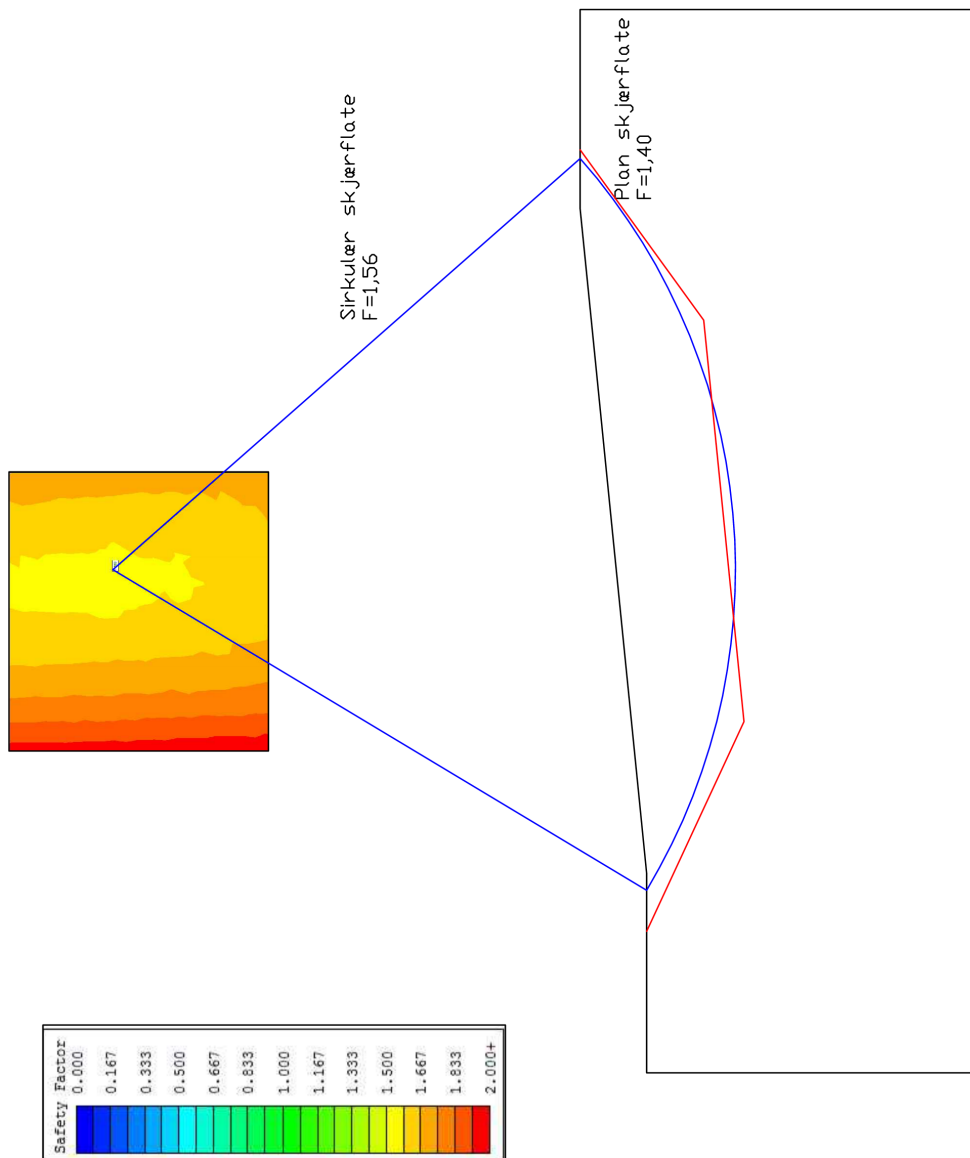
Figur B.5:  $I_p = 20$



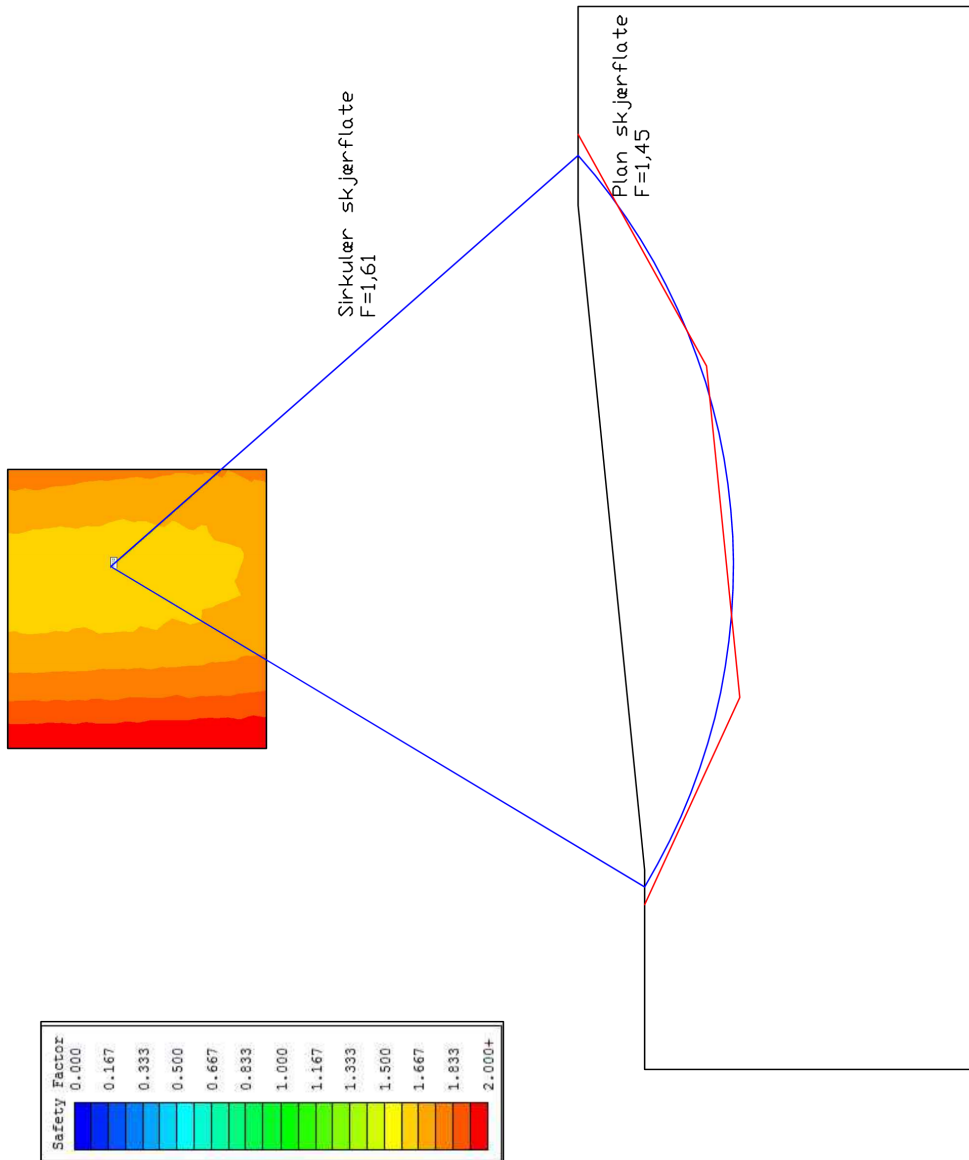
Figur B.6:  $I_p = 40$

# Vedlegg C Varasjon av skjærkonsolideringen

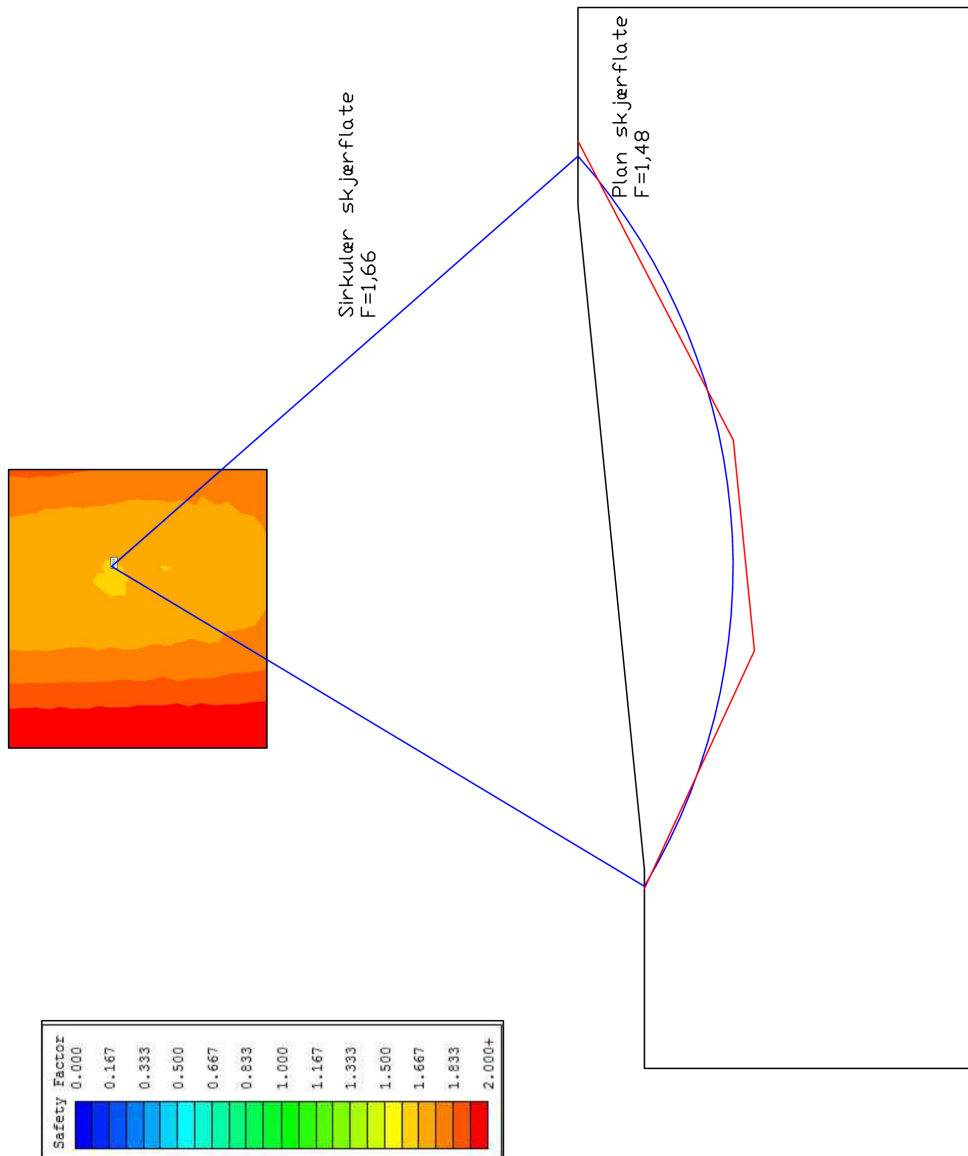
## C.1 Slide



Figur C.1:  $\eta = 0$

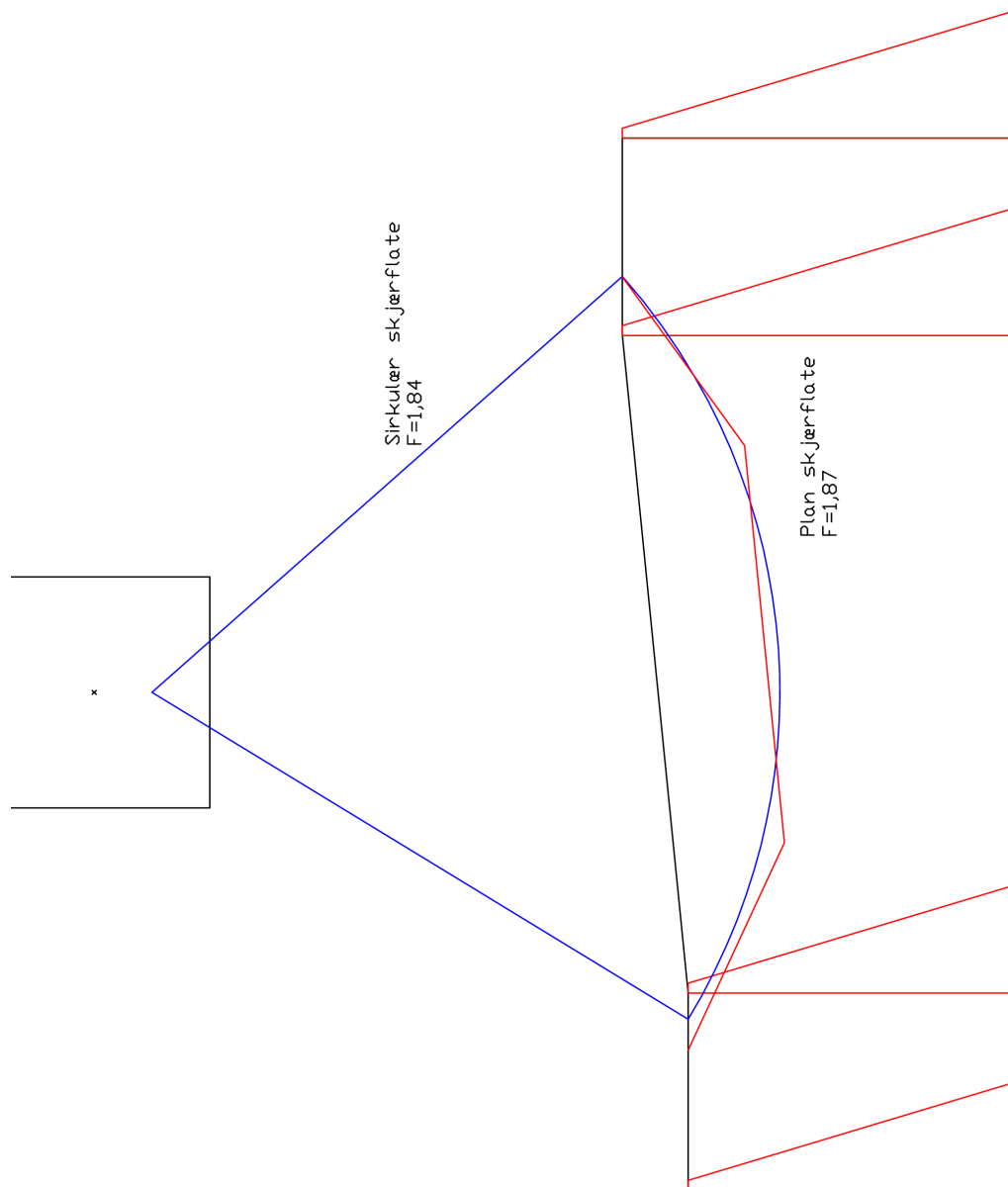


Figur C.2:  $\eta = 0,5$

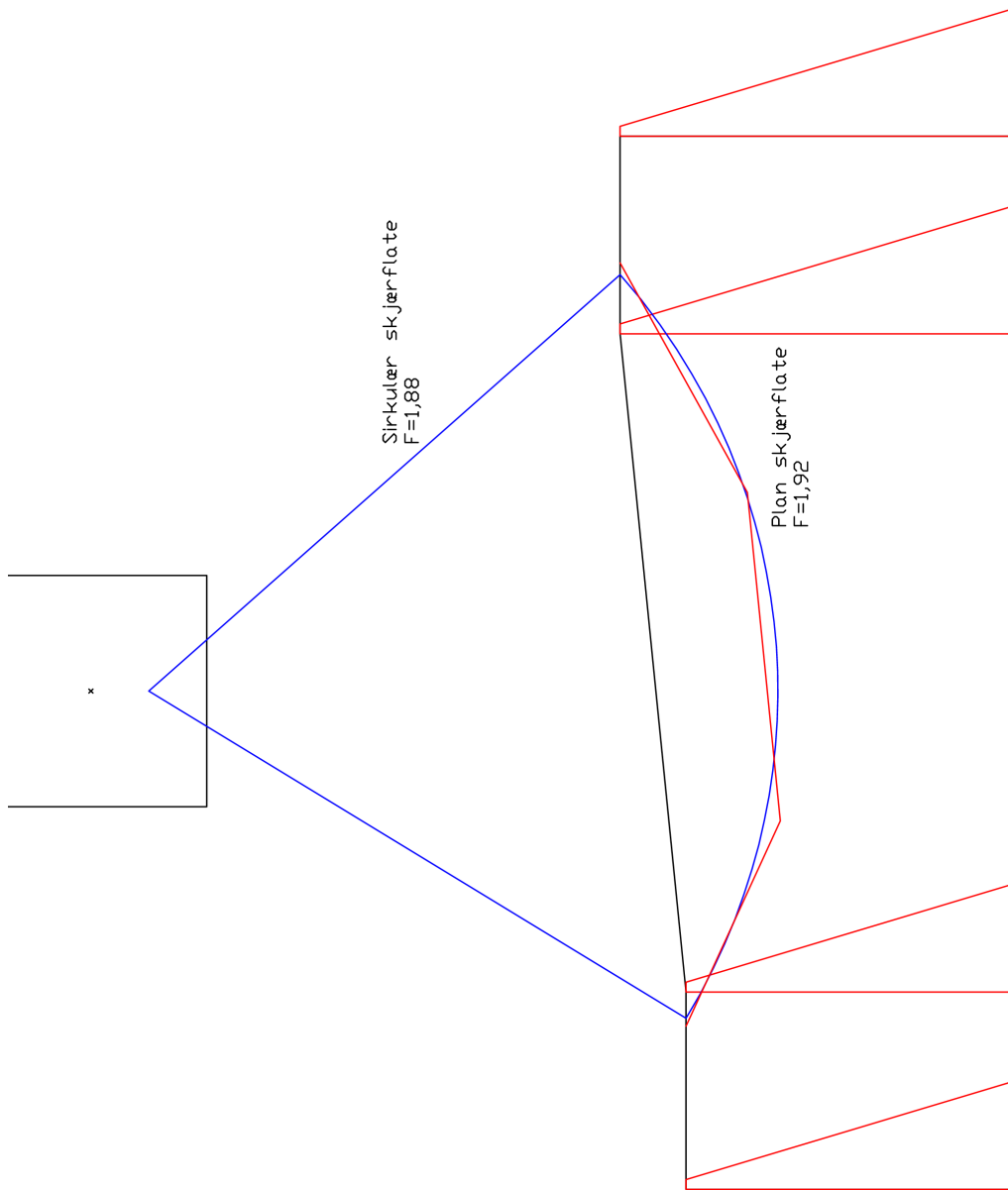


Figur C.3:  $\eta = 1,0$

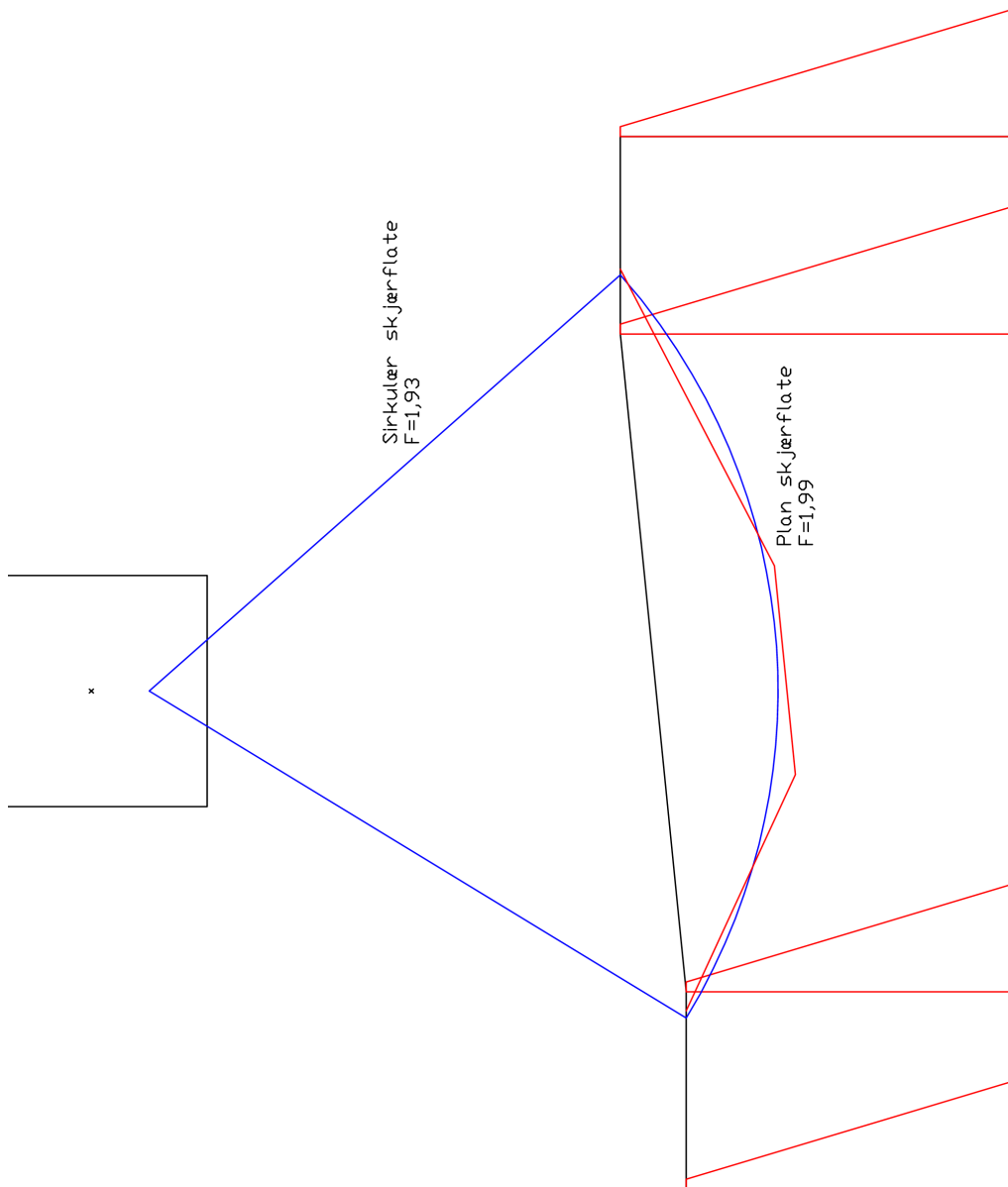
## C.2 Geosuite



Figur C.4:  $\eta = 0$



Figur C.5:  $\eta = 0,5$



Figur C.6:  $\eta = 1,0$