

Brede Bull Eriksson og Ivar Jevne Arnesen

Udrenerte effektivspenningsbaserte stabilitetsanalyser av naturlige skråninger

Masteroppgave i MTBYGG

Veileder: Gustav Grimstad

Medveileder: Kjetil Brattlien og Geir Svane

Juni 2022

Brede Bull Eriksson og Ivar Jevne Arnesen

Udrenerte effektivspenningsbaserte stabilitetsanalyser av naturlige skråninger

Masteroppgave i MTBYGG

Veileder: Gustav Grimstad

Medveileder: Kjetil Brattlien og Geir Svanø

Juni 2022

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Fakultet for ingeniørvitenskap

Institutt for bygg- og miljøteknikk



NTNU

Kunnskap for en bedre verden

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet i forbindelse med mastergradutdanningen ved Institutt for Bygg- og Miljøteknikk ved NTNU våren 2022. Oppgaven er vurderingsgrunnlaget i emnet TBA4900 Geoteknikk, masteroppgave. Omfanget av emnet er 30 studiepoeng.

Vi har lagt ned mye tid og arbeid for å gjennomføre denne masteroppgaven. Det har vært krevende og til tider har vi stått helt fast. På den andre siden har det vært veldig lærerikt og vi har fått gode kunnskaper innen stabilitetsberegninger i PLAXIS.

Oppgaven ble foreslått av Bane NOR i forbindelse med utbyggingen av dobbeltspor på strekningen Sandbukta-Moss-Såstad. Veileder fra NTNU er Gustav Grimstad. Vi vil rette en stor takk til Gustav Grimstad for god veiledning underveis. Han har hjulpet hver gang vi har tatt kontakt og bidratt til å finne løsninger på utfordringene vi har møtt på underveis. Vi ønsker også å takke Bane NOR ved Geir Svanø og Kjetil Brattlien for en interessant og spennende oppgave som tar for seg aktuelle problemer innen stabilitetsvurderinger i geoteknisk prosjektering.

Til slutt vil vi takke familie og venner for god støtte gjennom fem år på NTNU, samt at dere har tatt dere tid til å lese gjennom oppgaven.

Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU)

Trondheim, juni 2022

Brede Bull Eriksson

Ivar Jevne Arnesen

Sammendrag

Kvikkleire er et velkjent problem i Norge og så sent som i desember 2020 gikk det et stort kvikkleireskred på Gjerdrum som krevde 10 menneskeliv og ett ufødt barn. På grunn av den overhengende faren for nye skred er det viktig å beregne sikkerheten mot skred. Sikkerheten mot skred kvantifiserer hva skråningsstabiliteten er, og blir differensiert mellom kort- og langtidsstabilitet. Det er ulike krav for hvor stor sikkerheten mot skred skal være i kort- og langtidsstilfeller. I de aller fleste tilfellene blir korttidsstabiliteten beregnet med totalspenningsanalyse og langtidsstabiliteten med effektivspenningsanalyse. Når en skråning står på brudd og stabiliteten i skråningen er kritisk lav ($F = 1,00$), skal begge analysene vise denne sikkerheten. Det er i flere geotekniske rapporter observert at dette ikke er tilfellet og at korttidsstabiliteten er kritisk lav, samtidig som langtidsstabiliteten er betydelig høyere og godt innenfor kravet.

Hensikten med denne masteroppgaven er å undersøke korttidsstabiliteten til naturlige skråninger ved bruk av effektivspenningsanalyser, samt sammenligne langtidsstabiliteten med den udrenerte korttidsstabiliteten. For å gjøre det brukes en jordmodell (ESAU) i det geotekniske beregningsprogrammet PLAXIS. ESAU-modellen er utviklet av Geir Svanø og implementert i PLAXIS av Gustav Grimstad. Jordmodellen tar inn Janbus poretrykkparameter, D , som er et mål på dilatans. I utgangspunktet var ikke modellen testet i stor grad i PLAXIS. Jordmodellen ble derfor innledningsvis testet ut på et hypotetisk skråningsprofil for kvalitetskring og for å avdekke feil og mangler. Videre er kvikkleireskredene ved Kråknes, Skjeggestad, Byneset og Kattmarka tilbakeregnet. Det er gjort for å undersøke hvilken verdi av Janbus poretrykkparameter, D , som er nødvendig for at skråningene skal nå en bruddtilstand. Avslutningsvis blir ESAU-modellen brukt i modelleringen av to naturlige skråninger ved Moss og Grorud, der det er funnet stor forskjell i kort- og langtidsstabilitet.

Resultatene fra beregningene viser at ESAU-modellen fungerer godt til å analysere stabiliteten i skråninger. Langtidsstabiliteten i skråningen blir identisk representert av ESAU-modellen som Mohr-Coulomb i de fleste tilfeller, og er, i motsetning til korttidsstabiliteten, uavhengig av poretrykkparameteren D . Det er funnet ut at jordmodellen ikke er så robust og at modifisering av modellen er nødvendig for at den skal fungere fullverdig i alle tilfeller. Korttidsstabiliteten blir også likt representert hvis det brukes en lav positiv verdi for poretrykkparameteren, D . Dersom D reduseres og blir stadig større negativ, reduseres korttidsstabiliteten helt til den konvergerer mot en endelig verdi. Det er også funnet ut at effektivspenningsanalyse kan brukes i beregninger for å finne korttidsstabiliteten til skråninger, men at resultatene ikke nødvendigvis er tilsvarende de fra en totalspenningsanalyse. Grunnen til at analysene beregner ulik stabilitet kommer hovedsaklig fra at analysene bruker ulike jordparametere for beregning av styrken til jorden. Når totalspenningsanalyse brukes, er det viktig å bruke den faktiske udrenerte skjærstyrken for jordmaterialet. På den annen side er det viktig å vite poretrykkfordelingen når effektivspenningsanalysen brukes for å beregne representativ skråningsstabilitet.

Abstract

Quick clay is a well-known problem in Norway, and as recently as December 2020 there was a major quick clay landslide in Gjerdrum. Because of the imminent danger of new landslides, it's important to calculate the safety against these. This safety is called slope stability and is divided into short-term and long-term stability. There are different requirements to how great the safety must be for the two different methods. It is common to calculate the short-term stability with a total stress approach and undrained strength, while the long-term stability is calculated based on effective stresses. A slope near collapse should, according to theory, show the same stability with a safety factor of $F = 1,00$ for both methods. It has been observed in several geotechnical reports that this is not the case and that the short-term stability is critically low while the long-term stability is well within the requirements.

The main goal with this master thesis is to examine the short-term stability of natural slopes on an effective stress basis. To do this, a soil model called ESAU will be used in the geotechnical software PLAXIS. The ESAU model is developed by Geir Svanø, and implemented in PLAXIS by Gustav Grimstad from NTNU. The soil model has Janbus pore pressure parameter, D , as input parameter. This parameter is a measure of dilatancy. Initially, the soil model will be used to uncover defects with the model, and to assure that the quality of the model is sufficient. Furthermore, the slopes in Kråknes, Skjeggstad, Byneset and Kattmarka is recalculated. This is done to find out which value of D is needed for the slopes to reach a critical condition. Finally, the ESAU model will be used in two natural slopes to find out whether an effective stress analysis with D as input will give the same short-term stability as analysis based on total stresses.

The results from the analysis shows that the ESAU model works well when it comes to calculate slope stability. The long-term stability is identical for both ESAU and Mohr-Coulomb, independent of the value D . The model does also need some modifications to be even more robust and reliable in every case. The pore pressure parameter needs to be slightly positive if ESAU is to give same answers as Mohr-Coulomb. The safety factor is reduced with a reducing value for D , before it converges towards a final value. The results show that it's possible to use effective stress analysis to calculate the short-term stability in natural slopes, even though they don't show the exact same results as total stress analysis. The reason for this is the different input parameters used to calculate the strength. It's important to know the actual undrained shear strength when doing analysis based on total stresses. For the effective stress analysis, it's important to have the actual pore pressure distribution to get representative values for the safety factors.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	ii
Abstract	iii
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Forskningsspørsmål	3
1.3 Rapportens oppbygning	3
2 Teoretisk bakgrunn	4
2.1 Materialeegenskaper	4
2.1.1 Kvikkleire	4
2.1.2 Kvikkleireskred	5
2.1.3 Kvikkleiresoner	7
2.2 Naturlig skråning	8
2.2.1 Stabilitet i naturlige skråninger	9
2.3 Anisotropi i naturlige skråninger	10
2.3.1 Anisotropifaktor	11
2.3.2 Konsolidering og anisotropi	13
2.3.3 Plastisitet og anisotropi	14
2.3.4 Anisotropi og skråningsstabilitet	14
2.4 Skjærfasthet	15
2.4.1 Skjærfasthet på totalspenningsbasis	17
2.4.2 Skjærfasthet på effektivspenningsbasis	18
2.5 Stabilitet	19
2.5.1 Udrenert stabilitet	20
2.5.2 Drenert stabilitet	20
2.5.3 Forskjell i drenert og udrenert stabilitet	21
2.6 Poretrykk	22
2.7 Poretrykksparameter, D	23
2.8 PLAXIS 2D	26
2.8.1 Elementmetoden	27
2.8.2 Stabilitetsanalyser i PLAXIS 2D	27
2.8.3 Initialspenninger i PLAXIS	28
2.8.4 Jordmodeller i PLAXIS	29
2.8.5 Poretrykksanalyser	33

2.8.6	Dreneringstype	34
2.9	Tidligere kvikkleireskred	35
2.9.1	Kråknes	35
2.9.2	Skjeggestadskredet	36
2.9.3	Byneset	37
2.9.4	Kattmarka	38
2.9.5	Kvikkleireskred	39
3	Innledende analyser	43
3.1	Modellering	43
3.2	Resultater fra innledende analyser	45
3.2.1	Drenert innledende analyse	45
3.2.2	Udrenert innledende analyse	46
3.2.3	Initialspenningstilstand	49
3.3	Diskusjon	50
3.4	ESAU-modell og treaks	52
3.4.1	Modellering	52
3.4.2	Resultater og betraktninger	52
4	Kråknes	57
4.1	Modellering	57
4.2	Resultater	59
4.3	Diskusjon	61
5	Skjeggestad	64
5.1	Modellering	64
5.2	Resultater	66
5.3	Diskusjon	69
6	Byneset	73
6.1	Modellering	73
6.2	Resultater	75
6.3	Diskusjon	77
7	Kattmarka	79
7.1	Modellering	79
7.2	Resultater	80
7.3	Diskusjon	84
8	Grorud	87
8.1	Bakgrunn	87
8.2	Modellering	87
8.3	Resultater	90
8.4	Diskusjon	92
9	Moss	95
9.1	Bakgrunn	95

9.2	Modellering	97
9.3	Resultater	99
9.4	Diskusjon	101
10	Diskusjon	105
11	Konklusjon og videre arbeid	111
11.1	Konklusjon	111
11.2	Videre arbeid	112
	Bibliografi	114
A	Akronymer	119
B	Resultater fra beregningsprogrammer	121
B.1	Innledende analyser	121
B.2	Kråknes	123
B.3	Skjeggestad	128
B.4	Byneset	132
B.5	Kattmarka	135
B.6	Grorud	143
B.7	Moss	146

Figurer

2.1	Kvikkleirestruktur hentet fra Norges vassdrags- og energidirektorat (2021a).	5
2.2	Retrogressiv bruddutvikling i kvikkleireskred.	6
2.3	Kvikkleiresoner i og rundt Trondheim (NVE, 2022).	7
2.4	Beskrivelse av en skråning (Emdal et al., 2020).	8
2.5	Topografiske utforminger av naturlige skråninger (Kyung-Seob og Tae-Hoon, 2010).	9
2.6	Stabilitetsvurdering av naturlige skråninger (Emdal et al., 2020).	9
2.7	Anisotrop spenningstilstand i skråninger (Thakur et al., 2014).	10
2.8	Skjærflate flatt terreng (Grimstad et al., 2011).	11
2.9	Typiske resultater fra aktiv og passiv treaks (Nordal, 2020).	12
2.10	Typisk fasthetsprofil for udrenert skjærfasthet (Thakur et al., 2014).	12
2.11	Anbefalte anisotropifaktorer (Thakur et al., 2014).	13
2.12	Resultater fra aktive og passive treaks, samt DSS-forsøk presentert av Kjell Karlsrud (Fauskerud et al., 2012).	14
2.13	Plastisitetens innvirkning på ADP-forholdet (Fauskerud et al., 2012).	15
2.14	Sikkerhetsfaktor i naturlige skråninger korrelert til helning (Aamodt et al., 2019).	15
2.15	Skjærfasthet og andre virkende krefter i skråning.	16
2.16	Sammenheng mellom økning i poretrykk og redusering i effektivspenninger (Talling et al., 2014).	22
2.17	Artesisk poretrykkstilstand i skråning (Norsk Geoteknisk Forening, 2017)	23
2.18	Dilatant og kontraktant kornstruktur og oppførsel.	24
2.19	Effektivspenningssti ved kontraktant, dilatant og elastisk oppførsel.	26
2.20	Trekantede elementer med 6 og 15 noder (Nordal, 2020).	27
2.21	Prinsippet bak φ/c -reduksjon (Nordal, 2020).	28
2.22	Forenklet fremstilling av en lineær elastisk, perfekt plastisk modell (Brinkgreve et al., 2021c).	29
2.23	Mohr-Coulomb bruddkriterium for styrken til et jordmateriale (Nordal, 2020).	30
2.24	Mohr-Coulomb kriteriet i hovedspenningsretninger for kohesjonsløs jord (Brinkgreve et al., 2021c).	30
2.25	Sammenligning av jordmodeller i et plott med deviatorisk spenning mot aksial tøyning (Obrzud og Truty, 2018).	32
2.26	Skredutvikling i Kråknes (NVE, 2021b).	36
2.27	Skredutvikling ved Skjeggstad (NVE, 2015).	37
2.28	Skredutbredelse ved Esp i Byneset (Finn.no, 2022).	38
2.29	Skredutbredelse ved Kattmarka i Namsos (Nordal et al., 2009).	39

3.1	Jordprofil fra prosjektoppgave som brukes til innledende analyser.	43
3.2	Drenert bruddmekanisme for det teoretiske skråningsprofilen.	45
3.3	Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. Drenert analyse på den hypotetiske skråningen.	46
3.4	Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. Udrenert analyse på den hypotetiske skråningen.	47
3.5	Bruddmekanismen for udrenert situasjon.	47
3.6	Effekten av Janbus D på stabiliteten i den hypotetiske skråningen.	48
3.7	Oppbygging av treaksmodell i innledende treaksanalyse.	52
3.8	Resultater fra pålastning i skjærfasen i innledende treaksanalyse.	53
3.9	p - q plot for udrenert sikkerhet i innledende treaksanalyse.	54
3.10	Oversikt over hvordan Janbus D påvirker sikkerhetsfaktoren i innledende treaksanalyse.	54
3.11	Oversikt over hvordan Janbus D påvirker poretrykket i innledende treaksanalyse.	55
3.12	Janbus D påvirkning på den udrenerte skjærfastheten i innledende treaksanalyse.	55
4.1	Jordprofil for skråningen der skredet gikk ved Kråknes i 2020.	58
4.2	Den mest kritiske bruddmekanismen for skråningen ved Kråknes med påsatt poreovertrykk.	60
4.3	Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Kråknes med påsatt poreovertrykk og <i>Phreatic</i> som poretrykksanalyse.	60
5.1	Jordprofil for skråningen der skredet gikk ved Skjeggestad i 2015.	65
5.2	Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Skjeggestad.	67
5.3	Sammenligning av bruddmekanismer for Mohr-Coulomb og ESAU-modell med $D = +0,5$	69
6.1	Høydeprofil for antatt initialskred ved Esp i Byneset (Kartverket, 2022).	73
6.2	Jordprofil for skråningen der skredet gikk ved Esp i Byneset i 2009.	74
6.3	Bruddmekanisme for skråningen ved Esp i Byneset med <i>Phreatic</i> som poretrykksanalyse.	76
6.4	Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Esp i Byneset.	77
7.1	Jordprofil for skråningen der skredet gikk ved Kattmarka i 2009.	80
7.2	Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. <i>Phreatic</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med steinblokkforskyvning, påsatt poreovertrykk og $D = +0,55$	82
7.3	Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk, steinblokkforskyvning og <i>Phreatic</i> som poretrykksanalyse.	83
7.4	Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk og steinblokkforskyvning.	84
8.1	Modellert jordprofil for skråningen ved Grorud.	88
8.2	Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Grorud med hydrostatisk poretrykk fra grunnvannstand.	91
8.3	Bruddmekanismer for udrenerte analyser for skråningen ved Grorud.	92
9.1	Oversiktsbilde over InterCity prosjektet Sandbukta-Moss-Såstad (NGI, 2021).	95

9.2	Oversiktsbilde over soner og beregningssnitt ved Moss NGI (2021).	96
9.3	Jordprofil for skråningen ved Moss.	98
9.4	Bruddmekanisme for skråningen ved Moss med påsatt poreovertrykk og <i>Phreatic</i> som poretrykksanalyse.	100
9.5	Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Moss med påsatt poreovertrykk.	101
B.1	Fullt plott med effekten av Janbus D på stabiliteten til den hypotetiske skråningen.	121
B.2	Plott av groundwater head	122
B.3	Skråningsprofil for skredet ved Kråknes i Alta (NVE, 2021b).	123
B.4	Bruddmekanisme for skråningen ved Kråknes med original grunnvannstand og <i>Phreatic</i> som poretrykksanalyse.	123
B.5	Bruddmekanisme for skråningen ved Kråknes med original grunnvannstand og <i>Steady state</i> som poretrykksanalyse.	124
B.6	Bruddmekanisme for skråningen ved Kråknes med påsatt poreovertrykk og <i>Phreatic</i> som poretrykksanalyse.	124
B.7	Bruddmekanisme for skråningen ved Kråknes med påsatt poreovertrykk og <i>Steady state</i> som poretrykksanalyse.	124
B.8	sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. <i>Phreatic</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Kråknes med original grunnvannstand og $D=+0,40$	125
B.9	Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. <i>Steady state</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Kråknes med original grunnvannstand og $D=+0,25$	125
B.10	Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. <i>Phreatic</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Kråknes med påsatt poreovertrykk og $D=+0,75$	126
B.11	Sikkerhetsfaktor F plottet mot deformasjon. <i>Steady state</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Kråknes med påsatt poreovertrykk og $D=+0,60$	126
B.12	Plott av groundwater head for skråningen ved Kråknes.	127
B.13	Skråningsprofil for skredet ved Skjeggstadbrua (NVE, 2015)	128
B.14	Drenert stabilitetsanalyse for brukerdefinert modell med $D = 0,5$ og Mohr-Coulomb før utleggelse av fylling	129
B.15	Drenert stabilitetsanalyse for brukerdefinert modell med $D = 0,5$ og Mohr-Coulomb etter utleggelse av fylling	129
B.16	Udrenert stabilitetsanalyse for brukerdefinert modell med $D = 0,5$ og Mohr-Coulomb	130
B.17	Udrenert stabilitetsanalyse hvor skråningene går til brudd	130
B.18	Sammenligning av bruddmekanisme for ESAU-modellen med <i>Phreatic</i> og <i>Steady state</i>	131
B.19	Groundwater Head for <i>Phreatic</i> og <i>Steady State</i>	131
B.20	Skråningsprofil for skredet ved Byneset (DiBiagio, 2020).	132
B.21	Bruddmekanisme for skråningen ved Byneset med <i>Phreatic</i> som poretrykksanalyse.	132
B.22	Bruddmekanisme for skråningen ved Byneset med <i>Steady state</i> som poretrykksanalyse.	133
B.23	Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. <i>Phreatic</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Byneset med $D=+0,55$	133

B.24 Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. <i>Steady state</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Byneset med $D=+0,43$	134
B.25 Plott av groundwater head for skråningen ved Byneset.	134
B.26 Skråningsprofil for skredet ved Kattmarka i Namsos (Nordal et al., 2009).	135
B.27 Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med original grunnvannstand og <i>Phreatic</i> som poretrykksanalyse.	136
B.28 Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med original grunnvannstand og <i>Steady state</i> som poretrykksanalyse.	136
B.29 Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk og <i>Phreatic</i> som poretrykksanalyse.	137
B.30 Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk og <i>Steady state</i> som poretrykksanalyse.	137
B.31 Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk, steinblokkforskyvning og <i>Phreatic</i> som poretrykksanalyse.	138
B.32 Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk, steinblokkforskyvning og <i>Steady state</i> som poretrykksanalyse.	138
B.33 Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. <i>Phreatic</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med original grunnvannstand og $D=+0,75$	139
B.34 Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. <i>Steady state</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med original grunnvannstand og $D=+0,50$	139
B.35 Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. <i>Phreatic</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk og $D=+0,85$	140
B.36 Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. <i>Steady state</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk og $D=+0,50$	140
B.37 Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. <i>Steady state</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med steinblokkforskyvning, påsatt poreovertrykk og $D=+0,56$	141
B.38 Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. <i>Phreatic</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med steinblokkforskyvning, påsatt poreovertrykk og $D=+0,55$	141
B.39 Plott av groundwater head for skråningen ved Kattmarka for de ulike situasjonene.	142
B.40 Udrenert og drenert analyse av skråningsprofil ved Grorud. Eier: BaneNOR.	143
B.41 CPTU og styrketolkning fra skråningen ved Grorud. Eier: BaneNOR.	144
B.42 Sikkerhetsfaktorer fra drenerte analyser fra skråningen ved Grorud.	144
B.43 Bruddmekanismer for drenerte analyser for skråningen ved Grorud.	145
B.44 Groundwater Head samlet for skråningen i ved Grorud	145
B.45 Udrenert analyse av skråningsprofil 26 for skråning ved Moss (NGI, 2021).	146
B.46 Drenert analyse av skråningsprofil 26 for skråning ved Moss (NGI, 2021).	146
B.47 Bruddmekanisme for skråningen ved Moss med original grunnvannstand og <i>Phreatic</i> som poretrykksanalyse.	147
B.48 Bruddmekanisme for skråningen ved Moss med original grunnvannstand og <i>Steady state</i> som poretrykksanalyse.	147
B.49 Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. <i>Phreatic</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Moss med original grunnvannstand og $D=+0,18$	147
B.50 Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. <i>Steady state</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Moss med original grunnvannstand og $D=+0,18$	148

B.51 Bruddmekanisme for skråningen ved Moss med påsatt poreovertrykk og <i>Phreatic</i> som poretrykksanalyse.	148
B.52 Bruddmekanisme for skråningen ved Moss med påsatt poreovertrykk og <i>Steady state</i> som poretrykksanalyse.	148
B.53 Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. <i>Phreatic</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Moss med påsatt poreovertrykk og $D=+0,20$	149
B.54 Sikkerhetsfaktor F plottet mot deformasjon. <i>Steady state</i> poretrykksanalyse på skråningen ved Moss med påsatt poreovertrykk og $D=+0,16$	149
B.55 Effekten av Janbus D på skråningsstabiliteten til skråningen ved Moss med original grunnvannstand.	150
B.56 Plott av groundwater head for skråningen ved Moss for de ulike situasjonene. . .	150

Tabeller

2.1	Klassifisering av materiale basert på sensitivitet (Statens Vegvesen, 2018).	5
2.2	Anbefalte anisotropifaktorer (Thakur et al., 2014)	13
2.3	Kategorisering av leire utifra udrenert skjærfasthet (Statens Vegvesen, 2018). . .	17
2.4	Vanlige verdier for attraksjon og friksjonsvinkel (Faggruppe for Geoteknikk, 2018). 19	
2.5	Vanlige verdier for attraksjon i leire, med ulik grad av sensitivitet (Statens Vegvesen, 2018).	19
2.6	Janbu D-parameter (Statens Vegvesen, 2018).	24
2.7	Input-parametere ved bruk av Mohr-Coulomb som jordmodell i PLAXIS.	31
2.8	Input-parametere ved bruk av Hardening soil som jordmodell i PLAXIS.	32
2.9	Input-parametere ved bruk av ESAU som jordmodell i PLAXIS.	33
3.1	Parametere benyttet i modellering av skråning i den innledende analysen.	44
3.2	Sikkerhetsfaktorer fra de drenerte analysene på den hypotetiske skråningen. . . .	45
3.3	Sikkerhetsfaktorer fra de udrenerte analysene av den hypotetiske skråningen. . .	46
3.4	Effekten av Janbus D og K_0 på stabiliteten til den teoretiske skråningen.	48
3.5	Hvordan initialspenninger i den hypotetiske skråningen varierer med bruk av ulike jordmodeller. Punkt B og C er vist i Figur 3.1.	49
3.6	Hvordan sikkerhetsfaktorer for den hypotetiske skråningen varierer med ulike jordmodell og poretrykkparameter i nullfasen.	49
4.1	Parametere benyttet i modellering av skråning ved Kråknes.	58
4.2	Sikkerhetsfaktorer fra analyser av skråningen ved Kråknes med ESAU og Mohr-Coulomb som jordmodell.	59
5.1	Parametere benyttet i modellering av skråning ved Skjeggstad.	66
5.2	Drenert sikkerhetsfaktorer fra analyse på skråningen ved Skjeggstad.	66
5.3	Udrenert sikkerhetsfaktorer fra analyse på Skjeggstad med $D = 0$	67
5.4	Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Skjeggstad.	68
6.1	Parametere benyttet i modellering av skråning ved Esp i Byneset.	75
6.2	Sikkerhetsfaktorer fra analyser av skråningen ved Esp i Byneset.	75
6.3	Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Esp i Byneset.	76
7.1	Parametere benyttet i modellering av skråning ved Kattmarka.	80
7.2	Sikkerhetsfaktorer fra analyser av skråningen ved Kattmarka.	81
7.3	Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk og steinblokkforskyvning.	83

8.1	Jordparametere brukt i modelleringen av skråningen i Grorud.	89
8.2	Resultater fra analysene på skråningen ved Grorud.	90
8.3	Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Grorud.	90
9.1	Parametere benyttet i modellering av skråning ved Moss.	99
9.2	Sikkerhetsfaktorer fra analyser av skråningen ved Moss.	99
9.3	Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Moss.	101
10.1	Oppsummering av skråningsstabilitet for den mest kritiske situasjonen for de ulike skråningene og hvilken poretrykkparameter, D som brukes for å oppnå denne stabiliteten.	106

Kapittel 1

Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Stabilitetsberegninger brukes til å finne skråningsstabiliteten i naturlige skråninger, fyllinger, skjæringer og eventuelt andre hellende områder. Beregningene dokumenterer sikkerhet mot utglidning av løsmassene i området og framstiller det som en sikkerhetsfaktor, F . Stabilitetsberegninger gjøres ofte i forbindelse med bygging og ellers andre inngrep i områder med hellende terreng, men trenger ikke alltid å gjennomføres. Om beregningene er nødvendig er beskrevet i Byggteknisk forskrift (TEK17) og veileder 1/2019 (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2020), og er avhengig av størrelse på tiltaket og området det skal gjennomføres i. Beregningene kan også gjennomføres i andre tilfeller der sikkerhet mot utglidning skal dokumenteres.

For å bestemme sikkerheten mot utglidning brukes det i dag digitale beregningsverktøy. Av de digitale verktøyene er det i hovedsak to typer programmetoder som brukes, endelig elementmetode og grenselikevektsmetoden. Metodene regner ut sikkerheten på to forskjellige måter. Bruker legger inn jordprofil og geometri for området enten som et 2-dimensjonalt snitt eller som en 3-dimensjonal etterligning. Programmene tar inn ulike parametere for å beregne sikkerheten, men skal i utgangspunktet gi lik sikkerhet for sammenlignbare forhold og parametere.

Begrepene langtids- og korttidsstabilitet blir brukt til å beskrive sikkerheten mot skred i en stabilitetsberegning. Langtidsstabilitet er som navnet tilsier stabiliteten i skråningen på lang sikt hvis forholdene forblir som de er. I denne situasjonen har belastningen skjedd over tid, noe som gjør at porevannet har anledning til å dreneres ut av jordmassene, samt at spenningene i jorden får tid til å stabilisere seg. Derfor kalles denne stabiliteten også drenert stabilitet. På samme måte som med langtidsstabilitet, beskriver korttidsstabiliteten, som ordet sier, stabiliteten på kort sikt. Da skjer belastningen og endringene over kort tid og porevannet har ikke samme mulighet til å dreneres ut av massene. Derfor blir porevannet låst i strukturen og spenningsendringer kan gi en plutselig økning i poretrykk. Derfor kalles denne korttidsstabiliteten også udrenert stabilitet.

Kravene og reglene for områdestabilitet og stabilitetsberegninger er fastsatt og beskrevet i regelverket som er gitt ut av Norges vassdrags- og energidirektorat (2020). I regelverket er det bestemte krav for hvem som kan og hvordan stabilitetsberegninger skal utføres. Kravene er satt for å sikre mennesker og materiell verdi mot uønskede hendelser som skred. Regelverket fastslår forskjellige krav for lang- og korttidsstabilitet, der kravet for langtidsstabilitet ofte er lavere enn

for korttid på henholdsvis $F_{a\varphi} > 1,25$ og $F_{cu} > 1,40$. Skulle skråningen være utenfor influenssonen til eventuelle tiltak, skriver veileder 1/2019 at det er andre krav. Da er det lavere krav til udrenert sikkerhet enn drenert, med krav på henholdsvis $F_{cu} > 1,20$ og $F_{a\varphi} > 1,25$ (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2020).

Korttidsstabiliteten blir som regel regnet ut ved å bruke totalspenningsanalyse. Den viktigste parameteren denne analysen tar inn er den udrenerte skjærfastheten til jordmaterialet. Jordprofilen og geometrien av skråningen sammen med den udrenerte skjærfastheten brukes til å finne sikkerheten mot brudd. Totalspenningsanalyse går også under navnet s_u -analyse. Langtidsstabiliteten blir på den andre siden regnet ut ved å bruke effektivspenningsanalyse. Sammen med jordprofil og geometri er de viktigste parametrene som analysen tar inn friksjonsvinkel, attraksjon og poretrykk. Ut ifra det kan sikkerhet mot utglidning beregnes. Effektivspenningsanalyse kalles også $a\varphi$ -analyse, og sikkerheten betegnes som $F_{a\varphi}$. Effektivspenningsanalyse kan også brukes til å beregne korttidsstabiliteten og skal i prinsippet gi samme resultat som totalspenningsanalyse med korresponderende jordparametere.

Både totalspenningsanalyse og effektivspenningsanalyse bruker skråningsgeometri, jordprofil og tyngden på massene aktivt for å bestemme sikkerheten. Forskjellen er hvordan de beregner styrken på jordmaterialene og hvordan bruddet oppstår. Selvom de ofte brukes til å uttrykke to ulike tidsaspekter for å representere virkeligheten best mulig, skal resultatene være i samme størrelsesorden ved lav sikkerhet.

For en skråning er sikkerhetsfaktoren, F , et tall på hvor stor sikkerhet det er mot skred. En sikkerhetsfaktor på $F = 1,00$ betyr at skråningen er labil og vil rase, men sier ingenting om når det vil skje. En sikkerhetsfaktor på $F = 2,00$ viser på den annen side at det er betydelig mindre risiko for skred. Hvis sikkerheten mot utglidning i en skråning faktisk er $F = 1,00$ skal analysene vise denne sikkerheten som $F = 1,00$ uavhengig om det brukes total- eller effektivsspenninganalyse.

Det har blitt observert uregelmessigheter i resultatene fra analysene i flere ulike rapporter, fra ulike selskaper og i forskjellige områder i Norge. Ofte viser totalspenningsanalysen en lav sikkerhet på rundt $F = 1,00$ og effektivspenningsanalysen viser en sikkerhet på rundt $F = 2,00$. Det stemmer ikke overens med teorien om at analysene skal gi tilnærmet lik sikkerhetsfaktor ved lav sikkerhet. Det som også har blitt lagt merke til er at disse analysene ikke sammenlignes. Det kan virke som at prosjekterende kun tar utgangspunkt i analysen som viser lavest sikkerhet uten å registrere den høyere så lenge den er innenfor kravet. Det kan begrunnes som et konservativt valg, men vil ikke nødvendigvis være riktig. Det kan se ut som at geoteknikere generelt over ikke sammenligner analysene i særlig grad. Løsningene og stabilitetstiltakene kan da bli vurdert på bakgrunn av unødvendig konservative beregninger.

Problemformulering

I stabilitetsberegninger brukes ofte total- og effektivspenningsanalyse for å dokumentere stabiliteten for henholdsvis kort- og langtidsstabilitet. Ved kritisk lav sikkerhet der $F \approx 1,00$, skal resultatene fra begge analysene være i samme størrelsesorden. I flere ulike rapporter er det lagt merke til at det ikke alltid stemmer og at sammenligning mellom analysene ikke gjøres. Geoteknikeren tar kun utgangspunkt i analysen med den laveste sikkerhetsfaktoren og overser den andre analysen, men dette blir sett på som et konservativt valg. Det kan føre til unødvendige tiltak som er svært kostbare og tidskrevende, og som kan ha stor innvirkning på miljøet og det lokale

mangfoldet.

Formålet med oppgaven å undersøke hvorfor det er så stor forskjell i resultater fra total- og effektivspenningsanalyser. Er det begrensninger med de metodene som brukes i dag som gjør at resultatene blir så forskjellige? Og er det mulig å bruke andre metoder og modeller for å få et større sammenligningsgrunnlag mellom analysene?

For å undersøke dette brukes en jordmodell implementert i PLAXIS av Gustav Grimstad som tar inn Janbus poretrykkparameter, D , i tillegg til vanlige jordparameterne. Modellen, kalt ESAU - *Effecitve stress analysis undrained*, ble først utviklet av Geir Svanø for grenselikevekt. Den er deretter blitt videreutviklet og implementert i PLAXIS av Gustav Grimstad, for å være bedre tilpasset elementmetodeprogram. Modellen skal brukes i analyser på skråninger der det har gått skred tidligere, for der er det bevist at skråningsstabiliteten faktisk var $F = 1,00$. Verdier for D skal da bestemmes for at skråningen går til brudd. Disse verdiene av D skal så brukes til å analysere skråninger som står i dag der det er funnet store avvik i resultatene mellom total- og effektivspenningsanalyse.

1.2 Forskningsspørsmål

Forskningsspørsmålene for dette prosjektet er:

1. Hvorfor er det så stor forskjell på stabilitetsberegninger basert på totalspenningsanalyse og effektivspenningsanalyse?
2. Hvordan påvirker Janbus poretrykkparameter, D , skråningsstabiliteten i naturlige skråninger?
3. Vil en jordmodell som tar inn Janbus poretrykkparameter, D , i en udrenert effektivspenningsanalyse gi resultater som er tilsvarende de fra en udrenert totalspenningsanalyse?

1.3 Rapportens oppbygning

Rapporten består av 11 kapitler. Kapitlenes innhold beskrives på følgende måte. Kapittel 2 omhandler materialegenskaper, stabilitet, beregningsmetoder, verktøy og tidligere skredhendelser. I Kapittel 3 utføres utprøving, feilsøking og kvalitetssikring av jordmodellen. Videre er analysene av hver enkelt skråning beskrevet i hvert sitt kapittel med modellering, resultater og diskusjon. Kapittel 4, 5, 6 og 7 inneholder tilbakeregning av kvikkleireskredene i henholdsvis skråningene ved Kråknes, Skjeggstad, Byneset og Kattmarka. Kapittel 8 og Kapittel 9 inneholder analysene fra henholdsvis skråningene ved Grorud og Moss. I Kapittel 10 er det en felles diskusjon med sammenligning av resultatene mot teori og problemstillingen, samt feilkilder og begrensninger med studien. Avslutningsvis er konklusjon og videre arbeid omtalt i Kapittel 11. Deretter er akronymer presentert i Tillegg A. I Tillegg B er supplerende figurer fra analysene presentert. Alle beregningene som gjøres i denne oppgaven er basert på effektivspenningsanalyse, og betegnes med sikkerhetsfaktor F . Analysene blir videre delt inn i drenerte og udrenerte analyser.

Kapittel 2

Teoretisk bakgrunn

Kapittel 2 er et generelt litteraturstudie knyttet til problemstillingen. Teori og tidligere forskning som er relevant for studien presenteres her.

2.1 Materialelegenskaper

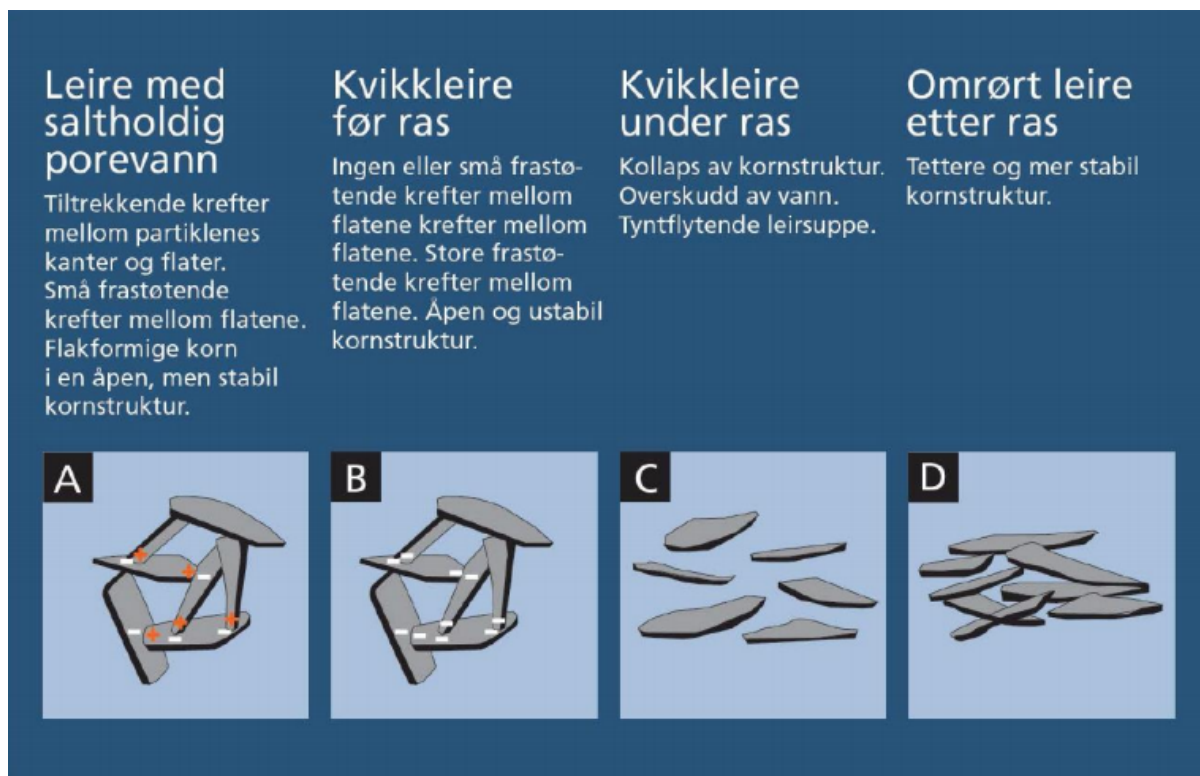
2.1.1 Kvikkleire

Kvikkleire er en relativt vanlig leire i Norge som opprinnelig stammer fra siste istid. Kvikkleire brukes som et begrep for marin leire som er avsatt på sjøbunnen og som har spesielle egenskaper. I Norge har det gått flere store kvikkleireskred opp gjennom tidene som har forårsaket stor skade på både mennesker og miljø. I dag er det derfor flere regler på hvordan grunnen skal undersøkes og hvordan tiltak skal gjennomføres for å sikre menneskeliv og materielle verdier i områder der det kan finnes kvikkleire.

For ca. 20 000 år siden da istiden var på sitt kaldeste var Norge dekket med flere kilometer tykk is. Det resulterte i at hele området ble presset ned i jordskorpen. Grensen der vannstanden stod under istiden kalles marin grense, og det er i utgangspunktet kun under denne grensen at marin leire finnes. Under istiden ble mye av landet erodert ned og det ble avsatt store mengder leire i sjøen. Når leirpartiklene avsettes i sjøvannet, blir de bundet sammen i hjørnene av saltionene. Det resulterer i en korthusstruktur som inneholder vann (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2021a).

Da isen begynte å smelte og lasten ble mindre, begynte landet å stige. Denne landhevingen pågår fortsatt og hastigheten varierer med hvor tykk isen var over området. Når landet stiger kommer leiren som er avsatt på sjøbunnen opp på land. Over tusenvis av år kan saltbindingene bli vasket ut av gjennomstrømmende vann hvis forholdene ligger til rette. Når disse stabile bindingene brytes er det kun svake bindinger som holder leirpartiklene sammen. Strukturen blir da mer ustabil og begrepet sprøbruddegenskaper brukes om materialet som ofte ligger lagvis i den ellers mer stabile leiren. Se Figur 2.1 for kornstrukturen til kvikkleire og hvordan den kan utvikle seg.

Sprøbruddmateriale kan være vanskelig å kartlegge uten å ta opp prøver av jorden. Det er mulig å se indikasjoner ved hjelp av ulike sonderinger, men for å sikkert påvise sprøbruddmateriale må det gjøres laboratorieforsøk av jordmateriale. Kvikkleire er det mest ekstreme tilfellet av



Figur 2.1: Kvikkleirestruktur hentet fra Norges vassdrags- og energidirektorat (2021a).

sprøbruddmateriale og er definert med omrørt skjærfasthet lavere enn 0,33 kPa ($s_r \leq 0,33$ kPa) etter de nye kravene i ISO 17892-6:2017 (6) og høy sensitivitet ($S_t \geq 30$) (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2020). Sprøbruddmateriale på den andre siden har omrørt skjærfasthet lavere enn 1,27 kPa ($s_r \leq 1,27$ kPa) etter de nye kravene i ISO 17892-6:2017 (6), og sensitivitet større enn 15 ($S_t \geq 15$). Skjærfastheten til jordmaterialer blir videre omtalt i Kapittel 2.4. Sensitiviteten til et jordmateriale bestemmes som forholdet mellom den urørte og omrørte skjærfastheten, se Likning 2.1. Sensitiviteten er et mål på hvor følsom materialet er for omrøring og klassifiseres etter Tabell 2.1.

$$S_t = \frac{s_u}{s_r} \quad (2.1)$$

Tabell 2.1: Klassifisering av materiale basert på sensitivitet (Statens Vegvesen, 2018).

Betegnelse	St
Meget sensitiv	>30
Middels sensitiv	8-30
Lite sensitiv	<8

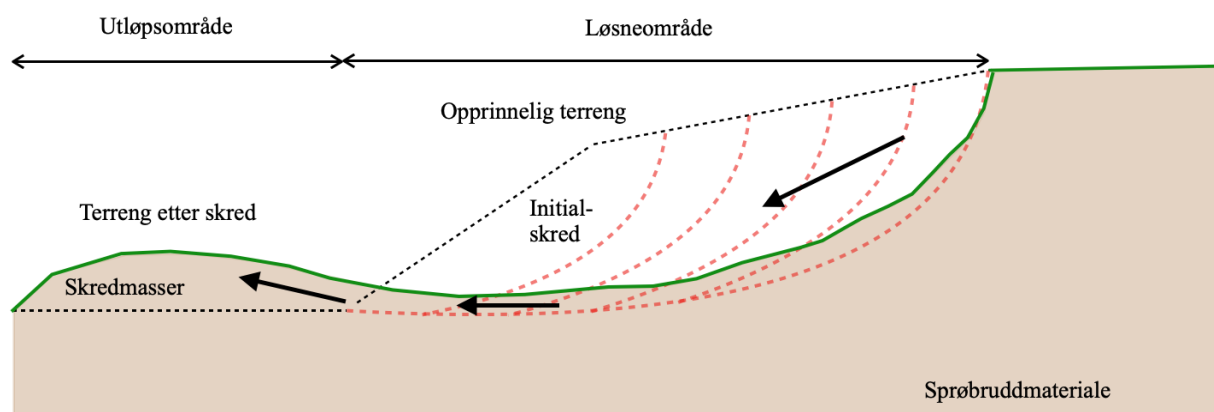
2.1.2 Kvikkleireskred

For at et kvikkleireskred skal kunne gå, må flere kriterier være tilfredsstillt. Kvikkleireveilederen utarbeidet av Norges vassdrags- og energidirektorat (2020) beskriver at området må ligge under marin grense, total høyde på skråningen må være over 5 meter og at terrenget har en helning

gjennomsnittlig brattere enn 1:20.

Det er hovedsakelig to årsaker til at skred utløses i sprøbruddmateriale. Enten er de utløst naturlig eller ved menneskelig aktivitet. Naturlige årsaker varierer i styrke og kan skje over kort eller lang tid. Erosjon i bekker og elver, overflateskred som resultat av mye nedbør og flom er vanlige naturlige prosesser som direkte eller indirekte kan være utløsende årsak til skred. Jordskjelv kan også utløse skred i sensitive leirer (Torrance, 2012). Inngrep og aktiviteter som anleggsarbeid, fyllinger, utgravninger og sprengninger er eksempler på menneskelige aktiviteter som har resultert i skred. Når sprøbruddmaterialer overbelastes, faller korthusstrukturen sammen og vannet som er bundet i strukturen frigjøres. Resultatet blir en tyntflytende væske med leirpartikler og vann. Skredene kan bred seg ulikt og det skilles mellom tre skredmekanismer: retrogressive, rotasjons- og flaskskred.

Retrogressive skred er bakovergripende skred som brer seg i terrenget. Det starter med et initialskred i en skråning som utvikler seg bakover eller sidelengs med skaller som løsner på grunn av manglende støtte på undersiden. Jordmassene omrøres og renner ut av skredgropen som en væske. Skredet kan forplante seg i terreng med helning inntil 1:15 i henhold til veileder 1/2019, og bre seg videre til 1:15-linja går ut av sprøbruddmaterialet, eller til det stopper i en stabil bakkant. Dette er beskrevet under NGI-metoden i kapittel 4,5,2 i veileder 1/2019 (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2020). Skredet som gikk i Gjerdrum i 2020 er et eksempel på et retrogressivt skred som forplantet seg bakover og skredrester ble avsatt så langt unna som ca. 2 km (NVE, 2021a). Figur 2.2 viser hvordan et retrogressivt skred forplanter seg bakover.



Figur 2.2: Retrogressiv bruddutvikling i kvikkleireskred.

Rotasjonsskred er en skredtype der massene i stor grad forflytter seg i én del og viser en rotasjon av skråningen. Det betyr at massene har rotert fra toppen av skråningen til bunnen. Det blir da en utgravning i toppen av skråningen og en oppbygning i bunnen. Høyden, helningen og jordmaterialet i skråningen bestemmer og avgjør skredets størrelse og utbredelse. I tilfeller der skredet forplanter seg videre er rotasjonsskredet sett på som initialskredet (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2020).

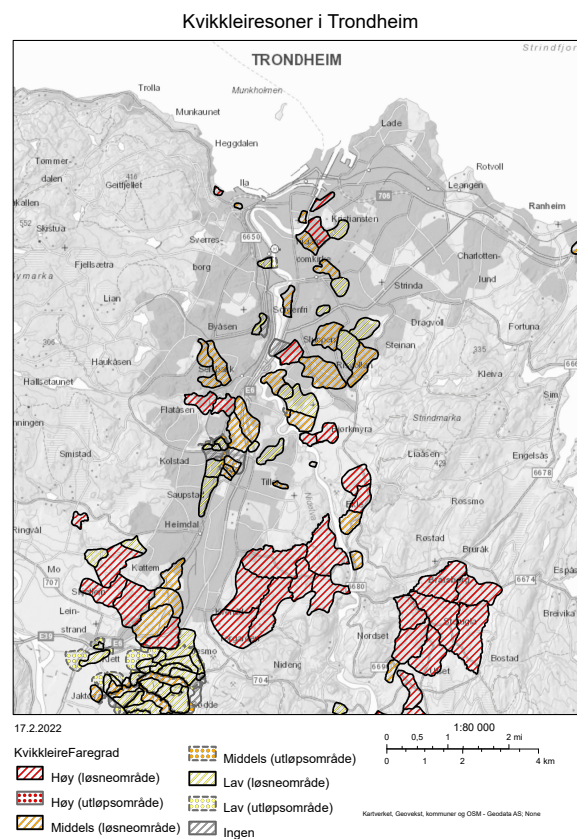
Flaskskred er en type skred der hele flak løsner og glir nedover skråningen. Det skjer ofte i skråninger der lag med kvikkleire er parallelle med overflaten av skråningen sånn at flaket kan gli på dette laget nedover. Skredet utløses enten ved overbelastning i forkant eller bakkant og forplanter seg enten fremoverrettet eller bakoverrettet. Flaskskred kan bli store og høyden på skråningen samt utbredelsen av kvikkleiren bestemmer omfanget (Norges vassdrags- og energi-

direktorat, 2020).

Etter at kvikkleireskredet har gått og den tyntflytende væsken har rent ut av skredgropen og stoppet, stivner den og blir fastere. Leirpartiklene er da omrørt og legger seg tettere og parallelt. Denne strukturen er mer stabil med mindre tomrom mellom partiklene. Kvikkleireskred etterlater seg karakteristiske skredgropes med høye bakkanter. Det er mulig å oppdage tidligere skred basert på terrenget selv om det kan være flere tusen år siden skredet gikk.

2.1.3 Kvikkleiresoner

Kvikkleire ble et viktig begrep etter det store kvikkleireskredet på Rissa i Trøndelag i 1978. Skredet var på overkant av 5 millioner m^3 , og resulterte i store materielle skader og ett dødsfall. Årsaken var en utgravning og fylling gjort av en bonde som skulle utvide gården sin (Sand, 2021). Myndighetene skjønnte hvor farlig og uforutsigbart kvikkleire kunne være, og begynte derfor kartlegging av områder med stor fare for kvikkleireskred (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2021b). Figur 2.3 viser en oversikt over faregrad på kvikkleiresoner rundt Trondheim. De ulike fargene representerer ulike faregrader. Rød viser høy, oransje middels og gul viser lav faregrad.



Figur 2.3: Kvikkleiresoner i og rundt Trondheim (NVE, 2022).

Kartleggingen pågår fortsatt og går ut på å lage en oversikt over hvor kvikkleire er påvist, samt hvor store kvikkleireskred potensielt kan gå. Dette bestemmes med grunnundersøkelser, terrengeanalyser og vurdering av stabilitet. Kartleggingen startet på 80- og 90-tallet i Trøndelag og på Sørøstlandet. Siden 2000-tallet til i dag har Nord-Norge, Østfold, Nord-Vestlandet og

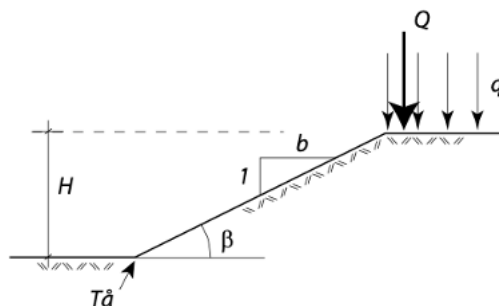
Sørlandet blitt kartlagt grovt, men det gjenstår mye arbeid. Videre utarbeides det også en detaljertredning av kvikkleiresoner som avdekker den faktiske skredfaren. Skredfaren avgjør igjen om kravene til trygghet i Byggteknisk forskrift (TEK17) er tilfredsstillt (Direktoratet for Byggekvalitet, 2017). Detaljertredningen gjøres ved bruk av *1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred* til Norges vassdrags- og energidirektorat (2020) og må følges ved utbygging i kvikkleiresoner og ellers der kvikkleire kan finnes. Formålet med veileder 1/2019 er å gi metodikk og dokumentasjon for geoteknisk prosjektering. Den setter krav til kompetanse og erfaring, og fungerer som en veileder for geoteknikere. Veilederen brukes i forbindelse med tiltak i områder under marin grense der det er muligheter for at et skred kan forekomme, men kan også brukes for eksisterende bebyggelse. For tiltak over marin grense følges veileder 1/2019 frem til steg 2 i Tabell 3.1 i Norges vassdrags- og energidirektorat (2020). Det skal nevnes at veilederen ikke må følges. Den er en preakseptert ytelse som gjør at byggesaken blir godkjent hvis prinsippene i den følges. Det kan gjøres noe helt annet, men da er man selv ansvarlig for dokumentasjonskravet.

2.2 Naturlig skråning

Skråningsstabilitet innebærer både naturlige og anlagte skråninger. Det er derfor viktig å skille på disse to. En naturlig skråning defineres som en skråning lite påkjent av menneskelig aktivitet, men som er formet av geologiske prosesser. Menneskelig aktivitet inkluderer blant annet fyllinger og skjæringer som følge av arbeider i forbindelse med for eksempel veg- og jernbaneutbygging. I skråninger hvor tidligere topografiske tiltak i jordbruksområder i utfordrende terreng er utført, ansees skråningen også som naturlig (Nyheim et al., 2015).

Det finnes også tilfeller hvor skråninger der det er gjort omfattende arbeider også ansees som en naturlig skråning. Der hvor for eksempel veg og jernbane har ligget over lengre tid, må eventuelle tilhørende skjæringer og fyllinger sees på som en naturlig del av området. Hvis dette skal gjelde må alle svelle- og konsolideringsprosesser være avsluttet. At disse prosessene er avsluttet betyr at det er oppnådd en uendret spenningstilstand, og at konsolideringsprosessen er over. Dette tar ca. 30-50 år etter at skråningen er anlagt (Nyheim et al., 2015).

En generell skråning kan beskrives som i Figur 2.4:



Figur 2.4: Beskrivelse av en skråning (Emdal et al., 2020).

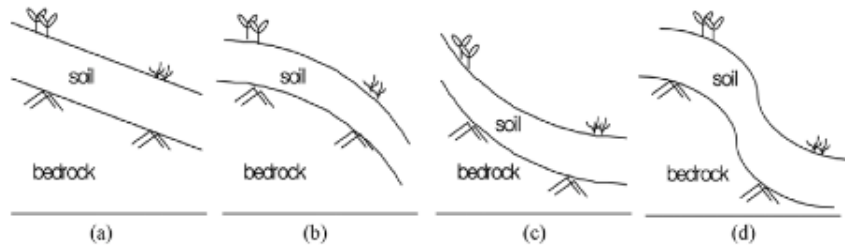
Tegnene i Figur 2.4 beskrives på følgende måte:

- H = Skråningens høyde
- b = Skråningens helning

- β = Skråningens helningsvinkel = $\arctan(1/b)$
- q = Fordelt last på topp av skråning
- Q = Enkeltlast som virker på skråningen

(Emdal et al., 2020)

Naturlige skråninger kan ha ulik utforming og topografi, og kan deles opp som Figur 2.5 viser.



Figur 2.5: Topografiske utforminger av naturlige skråninger (Kyung-Seob og Tae-Hoon, 2010).

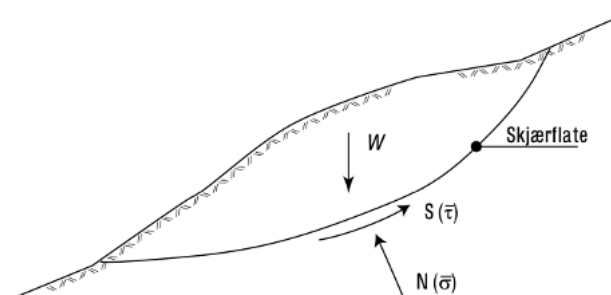
Skråningene i Figur 2.5 beskrives på følgende måte:

- (a) - Flat skråning
- (b) - Konveks skråning
- (c) - Konkav skråning
- (d) - S sammensatt skråning

(Kyung-Seob og Tae-Hoon, 2010)

2.2.1 Stabilitet i naturlige skråninger

En skråning er stabil når den ikke raser ut. Det vil si at skråningen er i likevekt. Både naturlig og menneskelig aktivitet kan sørge for at skråninger ikke lenger står i likevekt og at den raser ut. Skulle en skråning rase ut, vil den skli ut langs en kritisk skjærflate, som er skjærflaten med lavest sikkerhet mot brudd. Etter raset vil skråningen finne en ny likevektstilstand. En forenklet skisse av hva som må analyseres ved stabilitetsvurderinger i naturlige skråninger er vist i Figur 2.6.



Figur 2.6: Stabilitetsvurdering av naturlige skråninger (Emdal et al., 2020).

En naturlig skråning som er i likevekt, vil likevel kunne være nær å rase ut. Dette gjelder ofte skråninger som er utsatt for erosjon ved skråningsfoten, av for eksempel bekker og elver. Stabili-

tetsanalyser i naturlige skråninger som er utsatt for erosjon vil kunne gi lave sikkerhetsfaktorer. Ved høyt poreovertrykk som følge av mye nedbør og snøsmelting, kan skråningen være i sin kritiske tilstand (Emdal et al., 2020).

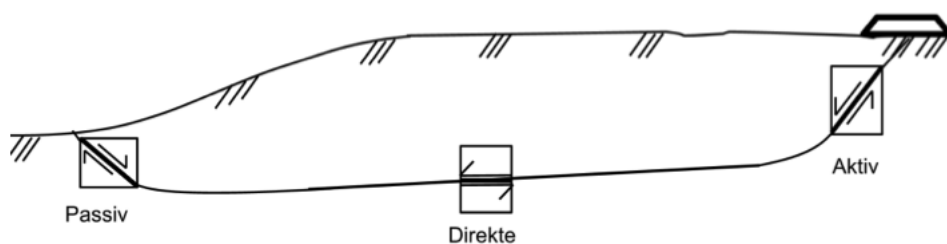
Det er vanlig at naturlige skråninger med kvikkleire analyseres ved bruk av totalspenningsanalyse, da det ofte oppstår et udrenert brudd. Effektivspenningsanalyse kan likevel benyttes hvis følgende forutsetninger er tilstede:

- Erosjon er ikke pågående i eller nær skråningen, eller at eventuelle eroderende bekker og elver er erosjonssikkert
- Drensveier sørger for tilstrekkelig avrenning ved mye nedbør og snøsmelting for å forhindre erosjon
- Målinger av sesongvariasjon i grunnvannstand og poretrykk foreligger
- Geometriske forhold er godt dokumentert

(Statens Vegvesen, 2018)

2.3 Anisotropi i naturlige skråninger

Anisotropi er til stede i de fleste bløte leirer. Det vil si at leiren har ulike fysiske egenskaper i ulike retninger. Når en leire sedimenteres vil det oppstå en enaksial konsolidering som vil skape en anisotrop spenningstilstand. Kornskjelettet til leiren vil med tid tilpasse seg denne spenningstilstanden. Det gjør at leiren utvikler en høyere styrke og stivhet i retningen den er konsolidert i. Anisotropi vil alltid være til stede i naturlige skråninger med leire, og kan spille en stor rolle i kapasitets- og sikkerhetsproblemer (Grimstad et al., 2011). Anisotropien er også vanligvis større i lavplastiske leirer som norske leirer med sprøbruddegenskaper. Det er derfor viktig dette ikke neglisjeres (Fauskerud et al., 2012). Den anisotrope spenningstilstanden i skråninger er vist i Figur 2.7.

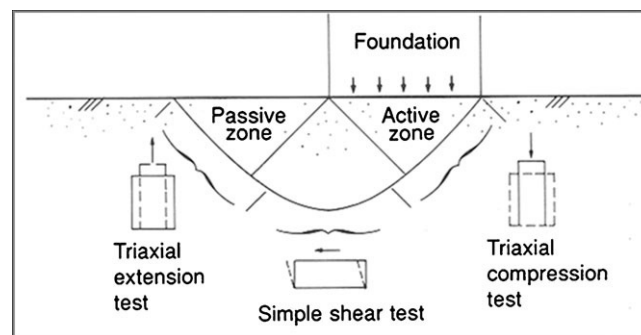


Figur 2.7: Anisotrop spenningstilstand i skråninger (Thakur et al., 2014)

De anisotrope egenskapene til leiren avhenger av in-situ spenningstilstand til jordmaterialet, spenningshistorien og en orienteringseffekt. Orienteringseffekten innebærer både mineralogien og avsetningshistorien til sedimentene. Det betyr at den udrenerte skjærfastheten leiren opplever, avhenger av retningen tøyningssendringen i leiren får i forhold til retningen på in-situ spenningene, samt i forhold til lagringsstrukturen for leirmineralene (Fauskerud et al., 2012). Lagringsstrukturen til leirmineralene vil gi større anisotrope egenskaper når konsolideringsspenningene øker. Det er fordi leirpartiklene har en tendens til å orientere seg vinkelrett på største hovedspenning (Moe, 2013).

I en skråningstilstand er skjærspenningene nødvendig for å opprettholde likevekt og sørge for at skråningen ikke går til brudd. Siden norske, lavplastiske leirer ofte viser stor anisotropi, er det viktig å ta hensyn til skjærfasthetsanisotropien slik at tilgjengelig skjærfasthet langs kritisk glideflate blir korrekt modellert. For totalspenningsanalyser er skjærfastheten som kan mobiliseres langs kritisk glideflate avhengig av retningen på glideflaten. Dermed vil geometri, helning og beliggenhet av kritisk glideflate være avgjørende for hvilken skjærfasthet som kan benyttes i beregningene (Fauskerud et al., 2012).

Når jordmaterialer går til brudd vil det ofte skje i form av et skjærbrudd. Det skyldes at skjærspenningene overgår den tilgjengelige skjærfastheten. Det vil dannes en bruddflate som vil ha varierende udrenert skjærfasthet. Figur 2.8 viser skjærflaten under et fundament på flatt terreng. Under fundamentet vil det oppstå en aktiv Rankinesone der jorden presses ned. Spennings situasjonen som inntreffer gir $\sigma_1 = \sigma_v$ og $\sigma_3 = \sigma_h$. Gjennom en Prandtl-sone roteres spenningene til en passiv Rankinesone hvor spennings situasjonen er $\sigma_1 = \sigma_h$ og $\sigma_3 = \sigma_v$. Her er jorden i utgangspunktet konsolidert for de samme spenningsretningene. Ytre laster vil derimot føre til at spenningsretningene roterer, og jorden vil bli utsatt for spenninger den ikke er konsolidert for. Derfor vil skjærfastheten langs bruddflaten variere (Emdal et al., 2020).



Figur 2.8: Skjærflate flatt terreng (Grimstad et al., 2011).

For naturlige skråninger vil initialspenningstilstanden være mer komplisert, siden det allerede her har oppstått et rotert spenningsfelt. Leirer som ikke er konsolidert for spenninger som er like i alle retninger, vil være spenningsindusert anisotrope. Skulle skråningen gå til brudd vil spenningsretningene rotere som ved flatt terreng. I og med at skråningen også er konsolidert for skjærspenningene vil det være vanskeligere å bestemme utbredelsen av de ulike sonene og styrkeparametrene (Moe, 2013).

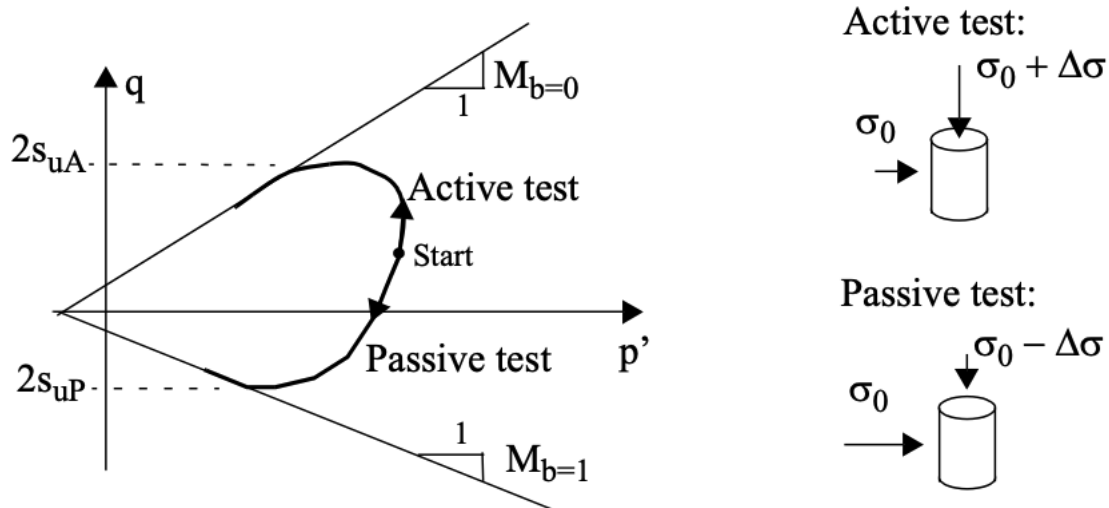
2.3.1 Anisotropifaktor

For å kunne bestemme skjærfastheten og ADP-forhold i laboratoriet benyttes aktive og passive treakstester (CAUa og CAUp), samt DSS-forsøk (Direct Simple Shear). ADP-forholdet er forholdet mellom aktiv, drenert og passiv skjærfasthet. ADP-forholdet er presentert i Likning 2.2 og Likning 2.3.

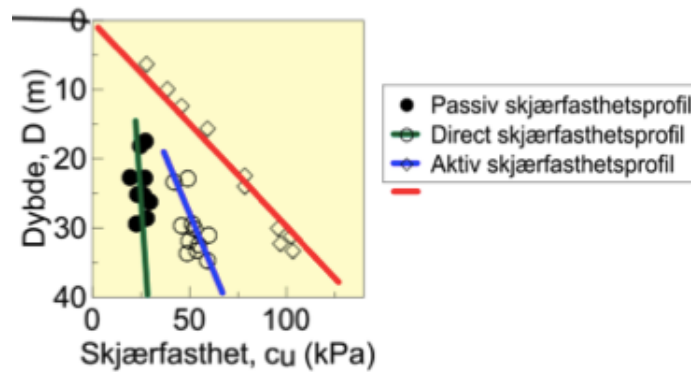
$$\frac{S_{uD}}{S_{uA}} \quad (2.2)$$

$$\frac{S_{uP}}{S_{uA}} \tag{2.3}$$

Figur 2.9 viser typiske resultater fra aktive og passive treakstester. I bunn av en naturlig skråning hvor den passive situasjonen er gjeldende kan det være mer relevant å utføre passive forsøk. Da vil vertikalspenningen, σ_v , holdes konstant samtidig som celletrykket økes (Fauskerud et al., 2012). En typisk fasthetsprofil for udrenerte skjærfastheter er vist i Figur 2.10.



Figur 2.9: Typiske resultater fra aktiv og passiv treaks (Nordal, 2020).



Figur 2.10: Typisk fasthetsprofil for udrenert skjærfasthet (Thakur et al., 2014).

Som Figur 2.10 viser er den udrenerte skjærfastheten for en gitt leire størst under aktiv tilstand, rød linje, og lavest i passiv tilstand, vist med grønn linje. Det er også vist i Likning 2.4:

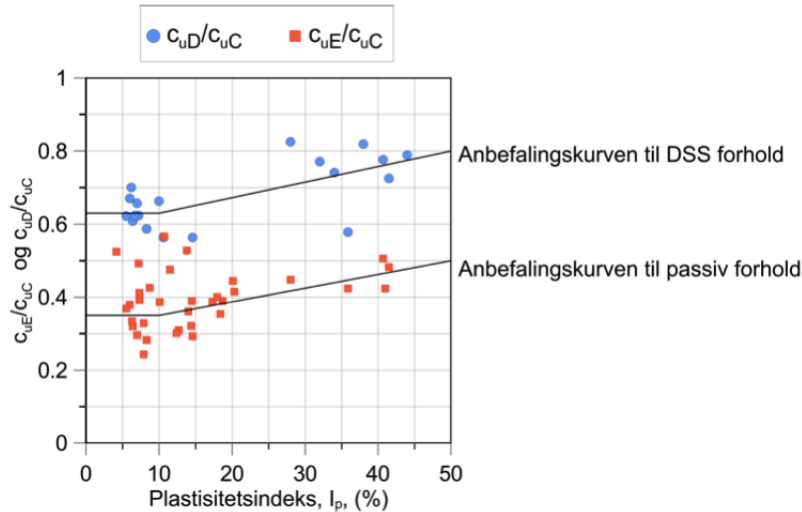
$$S_{uA} > S_{uD} > S_{uP} \tag{2.4}$$

Hvis anisotropifaktoren ikke kan bestemmes ut fra laboratorieforsøk, kan NIFS-rapport nr. 14/2014, *En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer* benyttes til å velge faktor for anisotropi for leirer. Denne velges ut fra ADP-forholdene vist i Likning 2.2 og 2.3 og plastisitetsindeksen gitt i Likning 2.5.

$$I_P = w_L - w_P[\%] \quad (2.5)$$

w_L er flytegrensen og w_P er plastisitetsgrensen til jordmaterialet.

En anbefalt anisotropifaktor kan da bestemmes ved hjelp av Figur 2.11.



Figur 2.11: Anbefalte anisotropifaktorer (Thakur et al., 2014).

Verdiene i Figur 2.11 kan oppsummeres med følgende likninger:

Tabell 2.2: Anbefalte anisotropifaktorer (Thakur et al., 2014)

I_p	c_{uD}/c_{uC}	c_{uE}/c_{uC}
$I_p \leq 10\%$	0,63	0,35
$I_p > 10\%$	$0,63 + 0,00425 * (I_p - 10)$	$0,35 + 0,00375 * (I_p - 10)$

2.3.2 Konsolidering og anisotropi

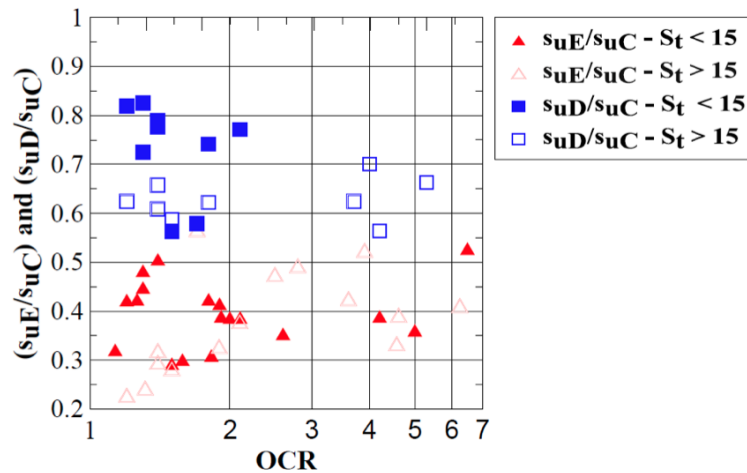
Anisotropien og den udrenerte skjærfastheten en leire opplever avhenger også av graden av overkonsolidering, OCR. Overkonsolideringsgraden bestemmes av forholdet mellom effektivt overlageringstrykk, p'_0 , og prekonsolideringstrykket p'_c , se Likning 2.6:

$$OCR = \frac{p'_c}{p'_0} \quad (2.6)$$

Jordmaterialet er normalkonsolidert hvis $p_0' = p_c'$. Da er $OCR = 1$. Hvis $OCR > 1$, er $p'_c > p'_0$ og materialet er overkonsolidert. OCR kan bestemmes i laboratoriet ved bruk av ødometerforsøk. Overkonsolideringsgraden kan benyttes i blant annet SHANSEP, som er beskrevet nærmere i Kapittel 2.4.1. OCR er også veldig viktig ved tolkning av CPTU.

NGI har en database bestående av forsøk som viser ADP-forhold. Forholdene er basert på aktive og passive treaksforsøk, og DSS-forsøk. Forsøkene er gjennomført på norske leirer, og de er presentert av Kjell Karlsrud i *Styrke og deformasjonsegenskaper av leire fra blokkprøver og feltforsøk* under Teknas Geoteknikkdag i 2010. Resultatene er vist i Figur 2.12. Fra resultatene

observeres det at passiv skjærfasthet øker mer enn den aktive når graden av overkonsolidering øker. Det gjelder spesielt for sensitive leirer med sensitivitet $S_t > 15$. Resultatene viser også at de høysensitive leirene kan gi lavere ADP-forhold, altså mer anisotrop oppførsel enn de lavsensitive. Det er tydeligst for normalkonsoliderte forhold. Skjærfastheten fra DSS-forsøkene øker omtrent likt som den aktive skjærfastheten. For leirer med lavere sensitivitet er det ikke nok resultater til å kunne trekke en konklusjon (Fauskerud et al., 2012).



Figur 2.12: Resultater fra aktive og passive treaks, samt DSS-forsøk presentert av Kjell Karlsrud (Fauskerud et al., 2012).

DSS-forsøk gjennomført av Knut H. Andersen på norsk kvikkleire under ulike konsoliderte skjærspenninger viste økt udrenert skjærfasthet med økt konsoliderte skjærspenninger (Andersen, 2009). Forsøkene viste at effekten av den økte udrenerte skjærfastheten kan bety en økt sikkerhetsfaktor i naturlige skråninger med omtrent 30%. Men siden de gjennomsnittlige effektivspenningene også vil øke for høyere og høyere konsolidering under DSS-forsøk, vil ikke disse resultatene kunne si noe om effekten av stressindusert anisotropi (Aamodt et al., 2019).

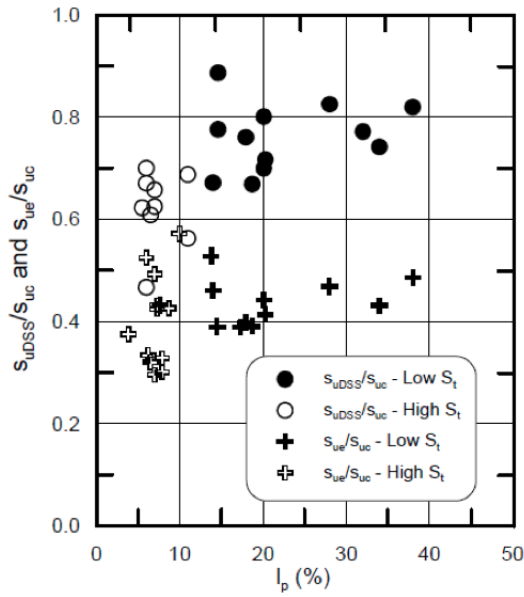
2.3.3 Plastisitet og anisotropi

Det er også kjent at plastisitet påvirker de anisotrope egenskapene til en leire. En leire som karakteriseres som høyplastisk vil inneha en mer isotrop oppførsel enn det en lavplastisk leire vil. Figur 2.13 viser plastisiteten mot ADP-forholdet. ADP-forholdet og anisotropien er høyest for lavere plastisitet. I og med at norsk leire og kvikkleire ofte er magre med et høyt siltinnhold, kan det oppstå ugunstige anisotropiforhold (Fauskerud et al., 2012).

2.3.4 Anisotropi og skråningsstabilitet

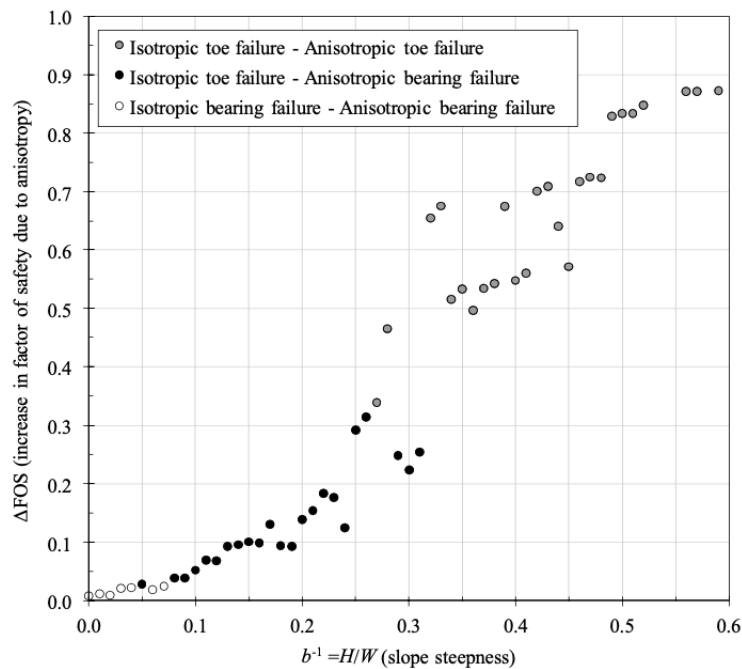
Det er flere som har undersøkt hvor stor innvirkning anisotropien til et jordmateriale har på stabiliteten i en naturlig skråning. Anisotropien er som nevnt tidligere, omtrent alltid tilstede i bløte leirer, og bør derfor alltid inkluderes i stabilitetsanalyser for å kunne benytte korrekt skjærfasthet i modelleringen.

I artikkelen til Aamodt et al. (2019), som baserer seg på masteroppgaven til Magnus T. Aamodt om samme tema, skriver han om hvilken effekt anisotropien har på stabiliteten til naturlige skråninger. Resultatene fra studiet viser at spenningsindusert anisotropi kan ha en betydelig



Figur 2.13: Plastisitetens innvirkning på ADP-forholdet (Fauskerud et al., 2012).

innvirkning på sikkerhetsfaktoren i udrenerte stabilitetsanalyser. Effekten anisotropien har øker med økende helningsvinkel på skråningen, som vist i Figur 2.14.

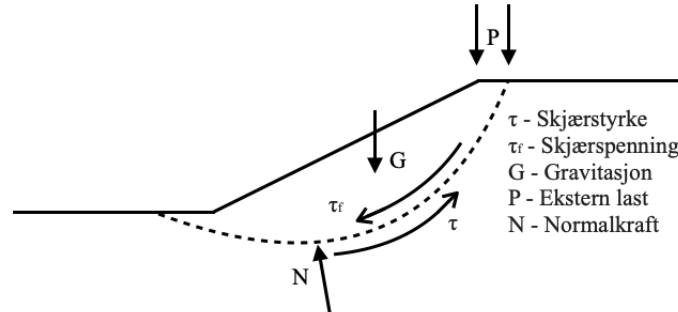


Figur 2.14: Sikkerhetsfaktor i naturlige skråninger korrelert til helning (Aamodt et al., 2019).

2.4 Skjærfasthet

En viktig del av stabilitetsberegninger er å måle eller estimere styrken til jordmaterialet. For å kunne få nøyaktige og representative resultater er det nødvendig å benytte faktisk skjærfasthet for de ulike jordtypene. Skjærfasthet er definert som hvor god evne materialet har til å motstå brudd. Skjærfastheten i materialet kommer direkte fra friksjonen mellom kornene. Friksjonen

mellom kornene er igjen avhengig av poretrykk og spenning i materialet. Den stabiliserende skjærfastheten virker i motsatt retning av en eventuell bevegelse, se Figur 2.15. Enkelt fortalt, hvis skjærfastheten er større enn den motvirkende skjærspenningen, er skråningen forholdsvis stabil, men den vil være ustabil og rase ut hvis skjærspenningen er størst (Duncan et al., 2014).



Figur 2.15: Skjærfasthet og andre virkende krefter i skråning.

Skjærfastheten til et jordmateriale er avhengig av hvilken situasjon skråningen skal beregnes for. Totalspenningsanalyse eller s_u -analyse bruker udrenert skjærfasthet i beregningene som kan finnes ved hjelp av forsøk. I effektivspenningsanalyse eller $a\varphi$ -analyse finnes skjærfastheten ved hjelp av andre jordparametere og spenningstilstanden til jorden (Duncan et al., 2014).

Spenninger i jorda

Et tenkt jordelement ved dybde z i bakken påvirkes av spenninger. Spenningene i jordelementet omtales ofte som totalspenninger eller effektivspenninger. Totalspenningene på elementet er definert som kraften jorden som ligger over presser ned med, ved en spesifisert dybde z . Med andre ord er totalspenninger på et jordelementet et produkt av densiteten og mektigheten til overliggende masser. Effektivspenning er også et mål på hvor stor spenningene på et jordelement er, men tar hensyn til vannets løftekraft. Vannets løftekraft, også kalt poretrykk er definert som stighøyden i et vannstandsør som er satt ned i bakken ved dybde z . Ved grunnvannsnivået er vannets løftekraft og heretter kalt poretrykk lik null. Effektivspenning på et jordelement er definert som differansen mellom totalspenning og poretrykk. Med andre ord er totalspenningen kun avhengig av overliggende masser, men effektivspenningen tar hensyn til poretrykket ved den spesifiserte dybden. Effektivspenninger kan ikke måles direkte, men må beregnes. Formelene for totalspenning, poretrykk og effektivspenning er henholdsvis gitt i Likning 2.7, Likning 2.8 og Likning 2.9 (Faggruppe for Geoteknikk, 2018).

$$\sigma_z = \rho_s \cdot g \cdot z_s = \gamma_s \cdot z_s \quad (2.7)$$

$$u = \rho_w \cdot g \cdot z_w = \gamma_w \cdot z_w \quad (2.8)$$

$$\sigma'_z = \sigma_z - u = \gamma_s \cdot z_s - \gamma_w \cdot z_w \quad (2.9)$$

For å beregne de horisontale spenningene i jorden brukes det en horisontal hviletrykkskoeffisient, K_0 . K_0 er koeffisienten for det horisontale hviletrykket løsmasser blir utsatt for i en skråning. Den beskriver initialspenningstilstanden hvor det ikke er noen horisontal forskyvning. I en naturlig skråning vil det horisontale hviletrykket kunne være større i bunnen av skråningen enn på toppen (Statens Vegvesen, 2018). Med andre ord bestemmer K_0 spenningene i horisontal retning i forhold til vertikal retning. For udrenerte stabilitetsanalyser er det viktig med riktig verdi for K_0 . Skråningsstabiliteten vil endre seg avhengig av initialspenningene. Det vil si at en endring i initialspenningene vil også føre til en endring i den endelige sikkerhetsfaktoren (Nordal, 2020).

Initialspenningene har ingen påvirkning på den maksimale kapasiteten jorda har ved brudd. De horisontale spenningene vil hele tiden endre seg undervegs i beregningene, med utgangspunkt i initialspenningstilstanden. Spenningstilstanden ved brudd er bestemt av den plastiske likevektssituasjonen, og denne er uavhengig av initialspenningene. Det burde likevel nevnes at de horisontale initialspenningene bestemmer hvor mye som kan lastes på skråningen før man når plastisk oppførsel. En lav K_0 vil gi tidligere plastisitet (Nordal, 2020).

2.4.1 Skjærfasthet på totalspenningsbasis

Når det skal beregnes udrenert stabilitet på totalspenningsbasis er den udrenerte skjærfastheten, s_u , en viktig parameter. I en udrenert situasjon vil det ikke bli en endring i middelspenning i kornskjelettet når det blir en endring i total middelspenning, det blir kun en brå økning i poretrykk. Den udrenerte skjærfastheten til et materiale er derfor konstant og uavhengig av middelspenningsnivået (Emdal et al., 2020). For å finne den udrenerte skjærfastheten er det mulig å gjennomføre flere forsøksmetoder på jordmaterialer. I laboratoriet er det mulig å utføre konus, enaksial, treaksial og skjærboksforsøk på prøvestykker for å finne den udrenerte skjærfastheten. Vingeboring og CPTU er forsøk som kan utføres i felt for å estimere s_u . Spesielt er CPTU viktig for å kunne tolke skjærfastheten med dybden. Tabell 2.3 viser hvordan leirer blir kategorisert basert på udrenert skjærfasthet.

Tabell 2.3: Kategorisering av leire utifra udrenert skjærfasthet (Statens Vegvesen, 2018).

Betegnelse	s_u [kPa]
Fast	>50
Middels fast	25-50
Bløt	<25

Den udrenerte skjærfastheten varierer stort med jordmaterialer og avhenger av overliggende masser, prekonsolidering og vanninnhold. Generelt øker s_u med dybden, det betyr at mektigheten av overliggende masser har stor betydning for den udrenerte skjærfastheten. Hvis jordmaterialet har vært utsatt for større spenninger tidligere, og blir karakterisert som overkonsolidert vil dette også ha betydning for s_u . Det blir senere beskrevet hvordan overkonsolidering og mektighet av overliggende masser påvirker s_u . Vanninnholdet påvirker også den udrenerte skjærfastheten. Det er kjent at leirer med høyere vanninnhold har lavere s_u enn leirer med lavere vanninnhold. Det betyr at s_u øker med lavere vanninnhold og blir mindre med økt vanninnhold (Faggruppe for Geoteknikk, 2018).

SHANSEP

Det er flere metoder som kan brukes til å finne den udrenerte skjærfastheten i et jordmateriale. *Stress History and Normalized Soil Engineering Property*, også kalt SHANSEP er en metode som brukes til å finne den udrenerte skjærfastheten. Metoden baserer seg på hvilke spenninger jordmaterialet har blitt påkjent tidligere. Den udrenerte skjærfastheten bestemmes som en funksjon av overliggende masser og i hvor stor grad materialet er overkonsolidert. Udrenert skjærfasthet ved bruk av SHANSEP blir funnet med bruk av Likning 2.10 (de Koning et al., 2019).

$$s_u = \sigma'_v \cdot S \cdot (OCR)^m \quad (2.10)$$

Hvor σ'_v er den vertikale effektivspenningen for den gitte dybden, S er det udrenerte skjærfasthetforholdet for $OCR = 1$, m er styrkeøkingsparameter og OCR er overkonsolideringsratio. Vanlige verdier for disse parametrene er $m = 0,6 - 0,9$ for leire og S avhenger av type forsøk og verdi av OCR (Oset et al., 2015). OCR varierer stort avhengig hvor mye last jordmaterialet er påført tidligere.

Fra Likning 2.10 er det klart at den udrenerte skjærfastheten kan bli bestemt av den vertikale effektivspenningen og overkonsolideringsgraden til jordmaterialet. Det vil si at stor mektighet på overliggende masser og store tidligere spenningspåkjenninger på materialet gir større udrenert skjærfasthet, s_u .

2.4.2 Skjærfasthet på effektivspenningsbasis

Effektivspenningsbasis brukes først og fremst når den drenerte stabiliteten i en skråning skal analyseres. Analyser på effektivspenningsbasis kan også benyttes for udrenerte tilfeller. Dette er forklart nærmere i Kapittel 2.2.1 og Kapittel 2.5. Drenert tilstand betyr at en spenningsendring resulterer i en forandring i effektivspenning. Skjærfastheten til et materiale i drenert situasjon er basert på effektivspenning, friksjonsvinkel og friksjonen mellom kornene (Emdal et al., 2020).

Friksjonsvinkel og attraksjon

Friksjonsvinkelen og attraksjonen til et jordmateriale er de viktigste parameterne i effektivspenningsanalysen. Friksjonsvinkelen bestemmer geometrien på bruddelementet. Hvis et jordmateriale har stor friksjonsvinkel, vil evnen til å tåle skjærspenninger når normalspenningen øker være større enn for et materiale med lavere friksjonsvinkel. Attraksjon er en kurvetilpasningsparameter for beskrivelse av Coulomb-kriteriet, det betyr at den ikke er direkte koblet opp mot styrken til materialet. Parametrene kan finnes ved å gjøre spesialforsøk på prøveserier som er tatt opp. Treksialforsøk er et spesialforsøk som gir mulighet til å finne både attraksjon og friksjonsvinkel på jordmaterialet. For å få representative verdier burde flere enn ett enkeltforsøk gjennomføres. Flere forsøk gir et større datagrunnlag og dermed blir det enklere tolkning av parametrene (Emdal et al., 2020). Se Tabell 2.4 for vanlige verdier av attraksjon og friksjonsvinkel i jordmaterialer.

Som Tabell 2.4 viser, er verdiene til parametrene innenfor et stort intervall. Intervallet beskriver det totale området som parametrene kan ligge innenfor, men vil i praksis for norske løsmasser være mer konsentrert. De laveste verdiene er ofte sterkt konservative og er sjelden representative

Tabell 2.4: Vanlige verdier for attraksjon og friksjonsvinkel (Faggruppe for Geoteknikk, 2018).

Jordmateriale	Attraksjon [kPa]	Friksjonsvinkel φ [°]
Morene	10-1000	27-45
Sand	0-50	31-42
Silt	0-50	27-39
Overkonsolidert leire	10-100	22-35
Normalkonsolidert leire	0-25	17-31

for de faktiske parametrene.

I tillegg til disse verdiene for attraksjon som er hentet fra Faggruppe for Geoteknikk (2018), opererer Statens Vegvesen med verdiene presentert i Tabell 2.5. Her varierer attraksjonen for leirer med ulik grad av sensitivitet.

Tabell 2.5: Vanlige verdier for attraksjon i leire, med ulik grad av sensitivitet (Statens Vegvesen, 2018).

Leirtype	Attraksjon (kPa)
Fast	20-35
Middels	0-20
Bløt	0

2.5 Stabilitet

Det er i dag flere lover og regler som bestemmer hvordan prosjektering og gjennomføring av tiltak over en viss størrelse skal foregå i Norge. Lovene er satt for å sikre menneskeliv og materielle verdier fra potensielle farer og ødeleggelse. En av disse farene kan være skred og utglidning av masser i området rundt tiltaket.

Byggeteknisk forskrift (TEK17) er utgangspunktet for sikker prosjektering i Norge (Direktoratet for Byggkvalitet, 2017). Den inneholder tekniske krav for lovlig oppføring av byggverk i Norge. Kapittel 7 handler om sikkerhet mot naturpåkjenning og §7-3 er sikkerhet mot skred. NVE har utarbeidet en veileder som er en preakseptert ytelse. veileder 1/2019 til Norges vassdrags- og energidirektorat (2020) tar for seg vurdering av områdestabilitet.

Områdestabiliteten er definert som sikkerhet mot utglidning av masser. Sikkerheten mot et initialskred og videre bruddutvikling (områdeskred) kan finnes ved å identifisere kritiske skråninger og utføre stabilitetsberegninger på disse. Ifølge veileder 1/2019 til NVE skal stabilitetsberegningene utføres for dagens situasjon, underveis i gjennomføringsfasen og etter at tiltaket er gjennomført. Det betyr at både korttidsstabiliteten og langtidsstabiliteten må undersøkes for å tilfredsstille kravene fra Norges vassdrags- og energidirektorat (2020). Dette gjøres da anleggsfasen ofte er såpass lang at korttids- og langtidsstabiliteten må vurderes.

Sikkerheten mot utglidning blir betegnet med sikkerhetsfaktoren F . Sikkerhetsfaktoren, F , er definert som skjærsyrken, s , til materialet dividert med skjærspenningen, τ , se Likning 2.11. Fra likningen er det tydelig at materialer med høyere skjærfasthet tåler høyere skjærspenninger. Forholdet mellom styrken og faktiske spenninger, altså hvor mye av styrken som er "brukt opp", er det som bestemmer sikkerhetsfaktoren (Duncan et al., 2014).

$$F = \frac{s}{\tau} \quad (2.11)$$

Sikkerhetsfaktoren er antatt å være den samme langs hele bruddmekanismen. Derfor representerer verdien en gjennomsnittsverdi for den antatte glideflaten. Når det oppstår brudd er skjærspenningene lik skjærfastheten langs hele bruddflaten, noe som gjør antakelsen om konstant sikkerhetsfaktor korrekt. På den andre siden, hvis skråningen er stabil er det sannsynlig at sikkerhetsfaktoren varierer i ulike punkter langs glideflaten. Den vil derimot alltid være større enn $F = 1,0$. For å bestemme glideflaten med lavest sikkerhetsfaktor må flere mulige glideflater undersøkes. Den glideflaten med lavest sikkerhetsfaktor blir betegnet som den mest kritiske bruddmekanismen (Nordal, 2020).

2.5.1 Udrenert stabilitet

Korttidsstabiliteten i en skråning er sikkerhet mot utglidning av masser på kort sikt under og rett etter at tiltaket er gjennomført. Belastningen vil skje over kort tid som gjør at porevannet ikke har tid til å dreneres ut for det nye spenningsnivået. På grunn av at porevannet ikke har mulighet til å bevege seg like fort som lastingen eller avlastingen skjer, blir det en endring i poretrykk (Duncan et al., 2014). I en udrenert situasjon vil det ikke bli en endring i middelspenning i kornskjelettet når det blir en endring i total middelspenning, men det blir en brå økning i poretrykk. Endring i poretrykk vil maksimalt være lik belastning, men er ofte mindre (Faggruppe for Geoteknikk, 2018).

Korttidsstabiliteten er mest vanlig å beregne ved å bruke totalspenningsanalyse. Analysen tar inn den udrenerte skjærfastheten, s_u , til materialet som er den viktigste og avgjørende parameteren for utregning av sikkerhet mot utglidning (Emdal et al., 2020). Derfor blir denne analysen også kalt s_u -analyse. Denne sikkerheten blir betegnet som F_{su} og det er krav i veileder 1/2019 av Norges vassdrags- og energidirektorat (2020) på hvor stor den må være for ulike tiltak. Bruddkriteriet til totalspenningsanalysen er når den maksimale skjærspenningen er lik den udrenerte skjærfastheten, se Likning 2.12.

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \tau_f = s_u \quad (2.12)$$

Ved bruk av direktemetoden og s_u -analyse blir sikkerhetsfaktoren F_{cu} beregnet ved bruk av Likning 2.13.

$$F_{cu} = N_0 \cdot \frac{s_u}{P_d} \quad (2.13)$$

Der N_0 er et stabilitetstall som hentes fra diagram basert på skråningshelning og hvor dyp skredmekanismen er. P_d er en faktor som blir beregnet ved hjelp av tyngde på jordmaterialet og bruddmekanisme.

2.5.2 Drenert stabilitet

Langtidsstabiliteten i en skråning er sikkerhet mot utglidning av masser på lang sikt etter at et tiltak er gjennomført. Det er en konstant situasjon og det skjer ingen lastendringer i skråningen

som gjør at porevannet har mulighet til å dreneres ut av massene. Det betyr at poretrykket er likt før og etter en eventuell belastning (Faggruppe for Geoteknikk, 2018). For grove jordarter som grus og sand med høy permeabilitet er det alltid riktig å anta at massene er drenerte. Langtidsstabiliteten finnes som regel ved å bruke effektivspenningsanalyse som også kalles $a\varphi$ -analyse. Effektivspenningsanalysen benytter effektivspenningene i bestemmelse av skjærfastheten. Ved å bruke friksjonsvinkelen i materialet og attraksjonen kan sikkerheten mot utglidning beregnes. Denne sikkerheten blir betegnet som $F_{a\varphi}$, og det er krav i NVEs veileder 1/2019 på hvor stor den må være for ulike tiltak. I tillegg til veileder 1/2019 er det også krav i Eurokode 7, det teknisk regelverket til Bane NOR og Håndbok N200 av Statens Vegvesen. Ved bruk av effektivspenningsanalyse er det viktig å ha oversikt over poretrykksfordelingen i jordprofilen ettersom resultatene fra analysen kan variere stort med ulike poretrykksfordelinger. Å bruke høy verdi for attraksjon ved lave spenningstilstander kan også gi store og uheldige utslag i resultatet. Bruddkriteriet etter coulomb-kriteriet til effektivspenningsanalyse betegner hvordan maksimal skjærspenning på et plan endres med normalspenningen på planet (Emdal et al., 2020). Kriteriet er gitt i Likning 2.14.

$$\tau_f = (\sigma'_f + a) \cdot \tan \varphi \quad (2.14)$$

Ved bruk av direktemetoden og $a\varphi$ -analyse blir sikkerhetsfaktoren $F_{a\varphi}$ beregnet ved bruk av Likning 2.15.

$$F_{a\varphi} = N_{cf} \cdot \frac{a \cdot \tan \varphi}{P_d} \quad (2.15)$$

Der N_{cf} er et stabilitetstall som hentes fra diagram basert på skråningshelning og attraksjon. P_d er en faktor som blir beregnet ved hjelp av tyngde på jordmaterialet og bruddmekanisme.

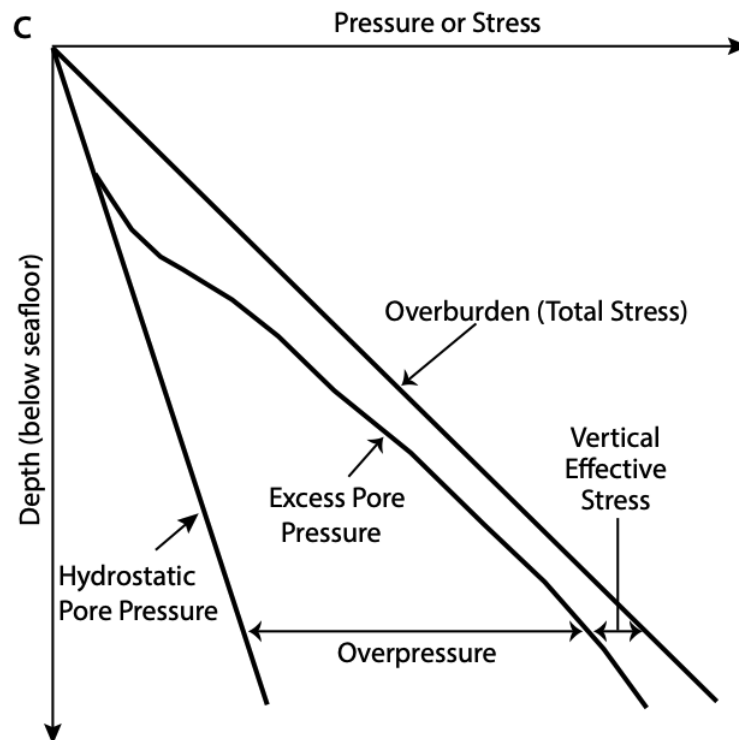
2.5.3 Forskjell i drenert og udrenert stabilitet

Drenert og udrenert stabilitet presenterer henholdsvis lang- og korttidsstabiliteten til en skråning og beregnes som oftest ved to ulike analyser. Drenert stabilitet beregnes vanligvis med effektivspenningsanalyse. Udrenert stabilitet blir på den annen side vanligvis beregnet med totalspenningsanalyse, men kan også beregnes med effektivspenningsanalyse (Duncan, 1996). Ved å bruke korrekt jordprofil, parametere og poretrykksprofil skal analysene gi den faktiske sikkerheten mot skred. For skråninger med kvikkleire er ofte den drenerte styrken større enn den udrenerte styrken. Det betyr at den udrenerte stabiliteten ofte er lavest og gir den mest kritiske bruddtilstanden (NVE, 2021a).

Sikkerhetsfaktor på $F = 1,00$ betyr at et skred enten har gått eller at det er i ferd med å gå. I en skråning med $F = 1,00$ skal beregningene dokumentere denne sikkerheten uavhengig av hvilken analyse som brukes. Ved generell lav sikkerhet, $F \approx 1$, vil ikke analysene nødvendigvis gi eksakt likt resultat, men skal i utgangspunktet være i samme størrelsesorden. Det er generelt gjort lite forskning på hvordan analysene kan sammenlignes. Det gjelder både ved lav og høyere sikkerhet. Hvordan forskjellen i resultatene fra analysene utvikler seg og korrelerer ved økning i sikkerhet er også lite undersøkt.

2.6 Poretrykk

Poretrykk er en viktig parameter i geoteknisk prosjektering. Poretrykket påvirker både udrenert og drenert materialoppførsel, og det er viktig å ha korrekt poretrykksprofil for å kunne gjøre så gode stabilitetsanalyser som mulig. Mye nedbør og kraftig snøsmelting gir en vektøkning i massene i skråninger og fører til en økning i poretrykk. Det vil igjen føre til reduserte effektivspenninger, vist i Figur 2.16. Poretrykket kan bli av en størrelse hvor det bærer overliggende vekt, og det kan da oppstå brudd (Talling et al., 2014). I tillegg vil vann kunne endre hvilevinkelen til skråningen, som er den maksimale vinkelen skråningen har i stabil tilstand, før den går til brudd (Nelson, 2013).

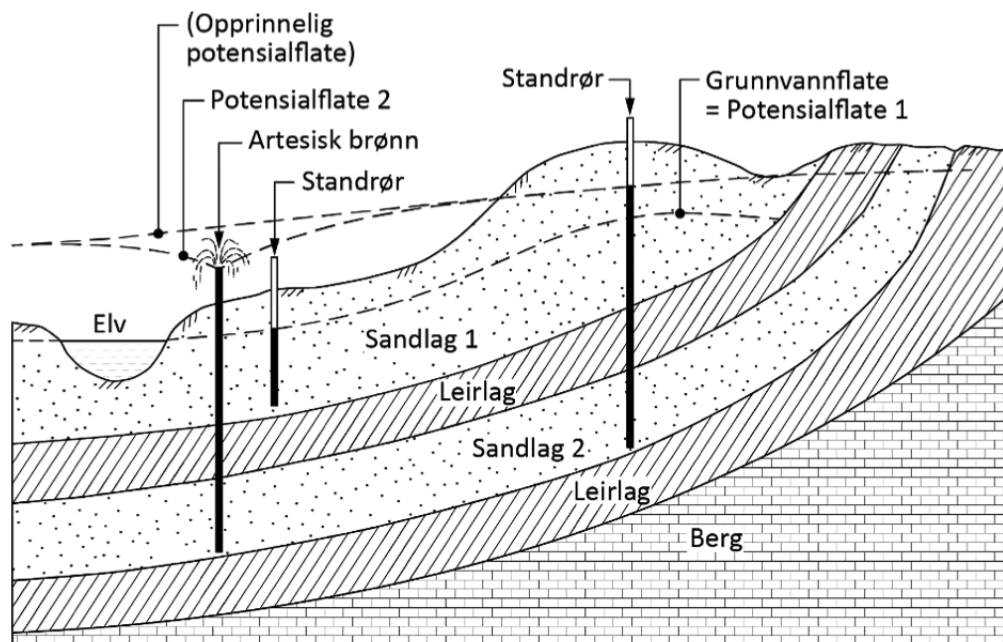


Figur 2.16: Sammenheng mellom økning i poretrykk og reduisering i effektivspenninger (Talling et al., 2014).

Hvis massene i grunnen er permeable, og ikke inneholder masser med lav permeabilitet, slik som leire, er poretrykksfordelingen ofte hydrostatisk. Ved et hydrostatisk poretrykk øker poretrykket lineært med 10 kPa per dybdemeter. Under slike omstendigheter kan poretrykket måles ved hjelp av et poretrykksrør. Poretrykket avhenger derimot av mange faktorer, som frost, snøsmelting og drenering. I tillegg vil last, permeabilitet, geologiske og topografiske forhold ha innvirkning på poretrykksfordelingen. Disse faktorene vil variere med tid og dybde, og kan dermed gi en ikke-hydrostatisk poretrykksfordeling. Tynne lag av leire vil også kunne gi en ikke-hydrostatisk poretrykksfordeling da det gjør at vannet ikke trenger gjennom det tilnærmet impermeable laget (Sandven et al., 2017).

I naturlige skråninger med lagdelt grunn kan det oppstå artesiske poretrykk. For at et artesiske poretrykk skal oppstå må det være impermeable lag over mer vannførende lag, samt helning hvor vann blir ført fra et høyere til et lavere sted, som i Figur 2.17. Hvis det tette jordlaget punkteres, vil det kunne oppstå en oppadrettet vannstrøm. Det kan også oppstå et poreovertrykk

i skråningen, som er den delen av et poretrykk som overstiger et visst referansetrykk. Et artesiske poretrykk og poreovertrykk kan ha innvirkning på stabiliteten i skråninger. Det kan i følge Norsk Geoteknisk Forening (2017) føre til utvasking av finstoff og setninger, og dette er blant annet vist i beregningene gjort i etterkant av skredet som gikk i Kråknes utenfor Alta i juni 2020. De drenerte analysene viste sikkerhetsfaktor på $F = 1,69$ med antatt hydrostatisk poretrykksforhold. Med et påsatt poreovertrykk på 4 og 10 meter ble drenert sikkerhetsfaktor redusert til henholdsvis $F = 1,075$ og $F = 1,02$ (NVE, 2021b).



Figur 2.17: Artesisk poretrykkstilstand i skråning (Norsk Geoteknisk Forening, 2017)

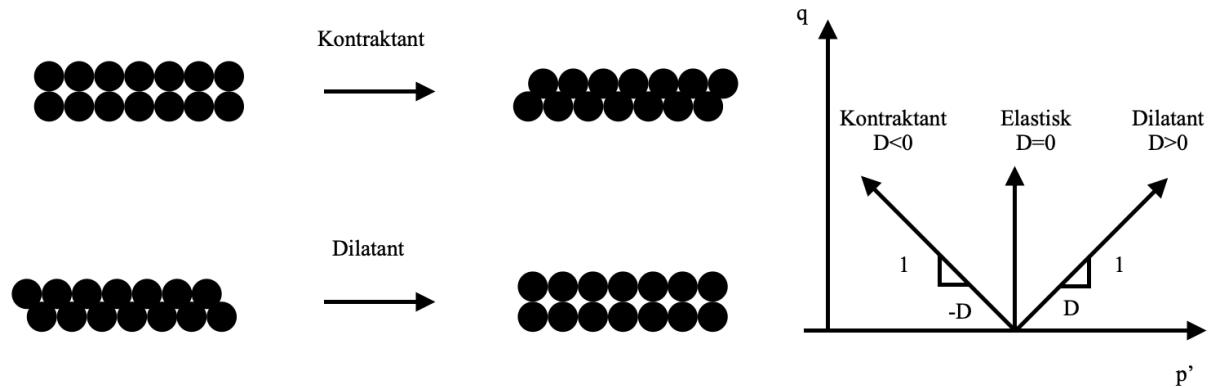
For å finne poretrykksprofilen i skråninger benyttes det i fleste prosjekter poretrykksmålere. I skråninger hvor poretrykket kan spille en stor rolle, er det viktig at poretrykksmålingene gjøres på en nøyaktig måte. Poretrykksfordelingen blir funnet ved å måle poretrykket flere steder og ved ulike dybder. Grunnvannstanden blir deretter funnet ved å ekstrapolere poretrykkslinjen til den krysser nulltrykkslinjen (Sandven et al., 2017). Hvis vannet står ulikt i rørene, er ikke poretrykksfordelingen hydrostatisk (Norsk Geoteknisk Forening, 2017).

Poretrykksfordelingen i mettede jordmaterialer vil også være avhengige av de hydrauliske randbetingelsene. Nedbør og snøsmelting kan endre disse randbetingelsene og skape forskjeller i poretrykket. Til tross for at endringene i totalspenningene vil være neglisjerbare, vil effektivspenningene variere. Det fører til at skjærspenningene og dermed sikkerheten i skråningene også varierer (Perrone et al., 2008).

2.7 Poretrykksparameter, D

Poretrykksparameteren D beskriver sammenhengen mellom poretrykk og belastning av materialet. Materialer som får redusert poretrykk ved økt skjærspenning kalles dilatante, da er $D > 0$ og spenningsstien bøyes opp. I disse jordmaterialene vil kornene ha en tendens til å klatre over hverandre som resulterer i en volumøkning. Materialer som får økt poretrykk ved økt skjærspenning

kalles kontraktante, da er $D < 0$ og spenningsstien bøyes ned. Kornene i disse jordmateriale- ne vil falle ned mellom hverandre og resultere i volumreduksjon. Materialer med $D = 0$, der poretrykket ikke endres ved økt skjærspenning, er elastiske og spenningsstien går vertikalt opp. Dilatansoppførselen til jordprøven avgjør altså om spenningsstien vil bøye opp, bøye ned eller gå vertikalt opp i bruddstadiet i et $p' - q$ -plot. Poretrykksparameteren, D , skiller mellom før og under brudd. Materialet kan vise kontraktant oppførsel før brudd og dilatant oppførsel under brudd (Nordal, 2020). Se Figur 2.18 for kontraktant, elastisk og dilatant oppførsel.



Figur 2.18: Dilatant og kontraktant kornstruktur og oppførsel.

Løst pakket sand viser ofte kontraktant oppførsel med $D < 0$, men pakket sand og overkonsolidert leire ofte er dilatante med $D > 0$. For de fleste jordmaterialene vil verdien for poretrykksparameteren være i intervallet $-0,5 \leq D \leq +0,5$. For sterkt sensitive og kvikke leirer kan verdiene være utenfor intervallet (Nordal, 2020). I Tabell 2.6 er vanlige verdier for Janbus D -parameter for ulike leirer presentert.

Tabell 2.6: Janbu D -parameter (Statens Vegvesen, 2018).

Jordmateriale	D -parameter
Sterkt overkonsoliderte leirer	$D = +0,5$
Svakt overkonsoliderte leirer	$D = 0$
Normalkonsoliderte leirer	$0 \geq D \geq -0,5$
Kvikkleire	$-0,5 \geq D \geq -1,0$

Under stabilitetsberegninger kan poretrykksparameteren D brukes til å finne skjærfastheten til jordmaterialet. For materialer med dilatant oppførsel blir D tatt ut ved et lavere nivå enn ved brudd, noe som er en konservativ vurdering. Den opprinnelige poretrykksparameteren, B , ble foreslått av Bishop. Senere presenterte Janbu parameteren D , som også kalles Janbus D parameter. Janbus D presenterer den samme materialoppførselen som Bishops B , men tar med elastisk oppførsel som null-verdi (Skotheim et al., 1985). I Mohr-Coulomb brukes dilatansvinkel, ψ som inputparameter for å beskrive dilatansoppførselen til et materiale. Selv om dilatansvinkelen ψ og Janbus D beskriver den samme oppførselen er det ingen generell eller enkel sammenheng mellom begrepene. Grunnen til dette er at Janbus D uttrykker dilatansen for en spenningstilstand før brudd, mens for eksempel dilatansvinkelen i en elastisk perfekt plastisk jordmodell blir alene beskrevet av plastisk bruddfase. I mer avanserte elasto-plastiske modeller er det enklere å finne en sammenheng, men de er også avhengig av volumetrisk stivhet og derfor er ikke forholdet mellom begrepene én til én.

Poretrykksparameteren D er gitt ved den inverse stigningen til effektivspenningsstien i et p'-q plott. Erfaring viser at bruddlinjen ofte ligger under Coulomb-linjen. Den matematiske fremstillingen av D er som følger i Likning 2.16 og Likning 2.17. Likning 2.18 viser hvordan Janbu originalt framstilte det.

$$\Delta p' = \frac{K}{H} \cdot \Delta q = D \cdot \Delta q, D = -\frac{K}{H} \quad (2.16)$$

$$\Delta u = \Delta p - \Delta p' = \Delta p - D \cdot \Delta q \quad (2.17)$$

$$\Delta u = \Delta \sigma_m - D \cdot \Delta \sigma_d \quad (2.18)$$

σ_m og σ_d finnes i treaksialforsøk ved hjelp av henholdsvis Likning 2.19 og 2.20.

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_a + 2\sigma_r) \quad (2.19)$$

$$\sigma_d = |\sigma_a - \sigma_r| \quad (2.20)$$

Janbus poretrykksparameter blir da uttrykt som forholdet mellom effektiv middelspenning og total deviatorisk spenning, som vist i Likning 2.21 (Skotheim et al., 1985).

$$D = \frac{\Delta \sigma'_m}{\Delta \sigma_d} \quad (2.21)$$

Dilatansvinkelen, ψ , er på den andre siden definert som forholdet mellom volumetrisk og normal tøyning, se Likning 2.22.

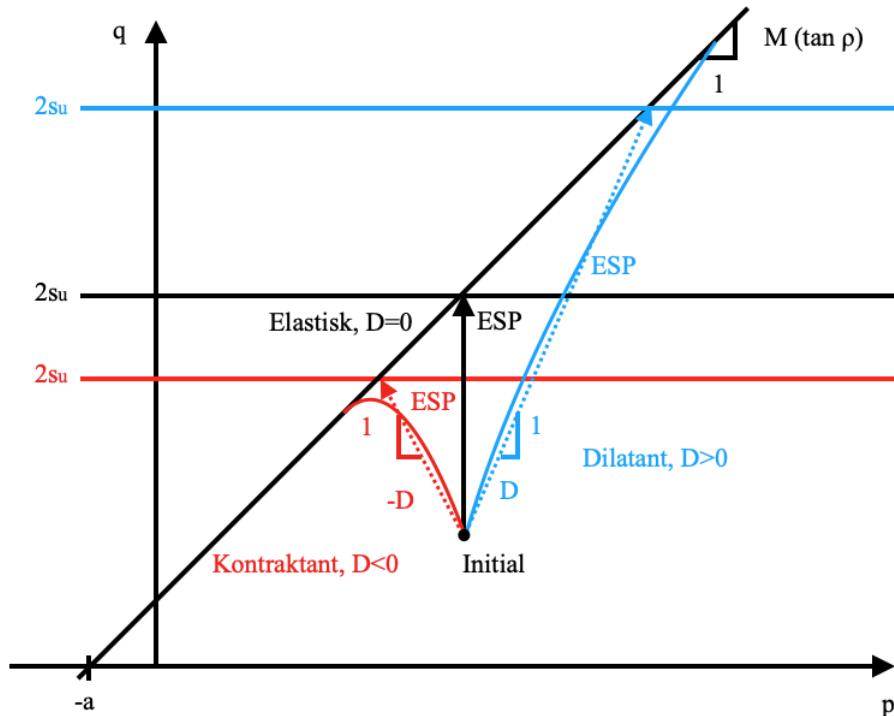
$$\tan(\psi) = -\frac{\delta \varepsilon_v}{\delta \varepsilon_1} \quad (2.22)$$

Fra likningene over kommer det fram at Janbus D uttrykkes ved endring i poretrykk, gjennomsnittspenning og deviatorisk spenning. Dilatansvinkelen, ψ , er derimot definert som forholdet mellom volumetrisk og normal tøyning. Med andre ord er Janbus D basert på spenninger i planet, men dilatansvinkelen er basert på 3-dimensjonale størrelser.

I teorien vil effektivspenningsstien, heretter omtalt som ESP, være vertikal under lasting i udrenert tilstand gitt at materialet ikke har dilatant oppførsel. Det kommer av at volumendringen er lik null og dermed er også endring i effektiv normalspenning lik null (Nordal, 2020). Effekten av dilatans bidrar til økt friksjon mellom kornene i et materiale og resulterer i helning for ESP på $1/D$. Effekten av kontraktans gir lavere friksjon i materiale og resulterer i en helning for ESP på $1/-D$.

Se Figur 2.19 for en billedlig representasjon av ESP for ulike dilatansoppførsel. Rødt markerer et materiale med kontraktant oppførsel, blå er for et materiale med dilatant oppførsel, mens svart

er for et elastisk materiale. Den kurvede blå og rød linjen er den faktiske effektivspenningstien for henholdsvis det dilatante og kontraktante jordmaterialet. Den stiplede blå og rød linjen er en forenkling av kurven og tilpasses for best mulig å representere de faktiske forholdene med en enklere matematisk fremstilling.



Figur 2.19: Effektivspenningssti ved kontraktant, dilatant og elastisk oppførsel.

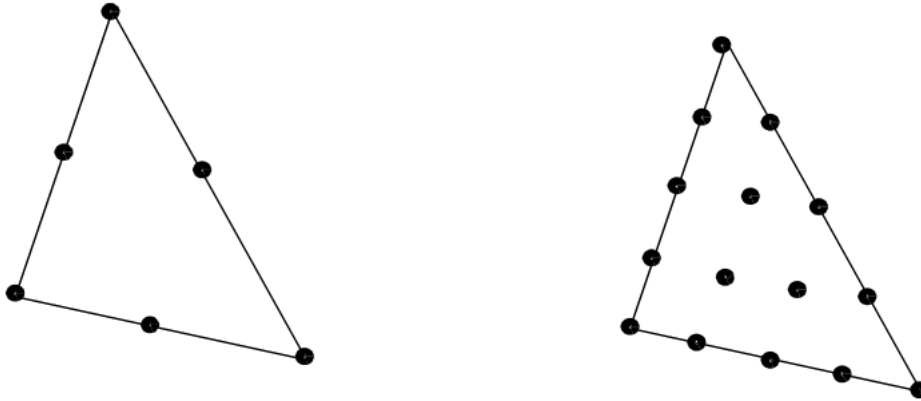
Neglisjering av dilatansoppførsel kan lede til for lav udrenert skjærfasthet for dilatante jordmaterialer og for høy udrenert skjærfasthet for kontraktante jordmaterialer. Det er viktig å bruke dilatansoppførselen til materialet og ta det med i beregningene for å sikre gode og korrekte resultater (Nordal, 2020).

2.8 PLAXIS 2D

PLAXIS 2D er et todimensjonalt elementmetodeprogram som er utviklet spesielt for å gjøre analyser knyttet til deformasjoner, stabilitet og strømning i geotekniske prosjekter. Beregningene gjøres i plan tøyning. PLAXIS gir muligheten til å analysere problemer med ulike jordmodeller som er inkludert i programmet. Det er også mulig å implementere egne brukerdefinerte modeller som tar inn ulike jordparametere, som for eksempel Janbus poretrykkspareparameter (Nordal, 2020). PLAXIS vil alltid regne på den mest kritiske mekanismen i modellen basert på jordparametrene, laster og geometri. Dermed trenger ikke bruker å estimere hvor kritisk skjærflate vil oppstå. Elementmetodeprogrammer som PLAXIS vil også gi antagelser på hvor eventuelle forskyvninger vil oppstå, som er fordelaktig hvis forskyvninger må vurderes i prosjekter (Statens Vegvesen, 2018).

2.8.1 Elementmetoden

Elementmetoden baserer seg på å dele jordvolumet og aktuelle strukturelle komponenter inn i elementer. Deretter vil det bli utviklet en omtrentlig beskrivelse av oppførselen til hvert element, og på denne måten fungerer elementene som byggesteiner for modelleringene og analysene som vil skje. Elementene i PLAXIS er trekantet og kan bestå av 6 eller 15 noder, vist i Figur 2.20. Til tross for at 6 noder er tilstrekkelig for å beskrive forskyvning med andregrads polynom, anbefales det i geoteknisk prosjektering å benytte 15 noder for å oppnå tilstrekkelig nøyaktighet (Nordal, 2020).



Figur 2.20: Trekantede elementer med 6 og 15 noder (Nordal, 2020).

Før beregningene gjennomføres i PLAXIS 2D må det genereres et mesh. Et mesh deler hele geometrien inn i elementer. Brukeren har mulighet til å velge mellom fem typer mesh som gir ulike størrelser på elementene. For å oppnå så gode og nøyaktige resultater som mulig, er det viktig at elementene i meshet er regelmessige og ikke for lange og tynne. Det er også viktig at elementene er tilstrekkelig små, og dette gjelder spesielt i områder som vil oppleve betydelige endringer i spenning og tøyning, som for eksempel i nærheten av strukturelle elementer. De mest interessante resultatene forekommer også som oftest i disse områdene. Det er likevel ikke noe poeng i å generere et fint mesh på hele modellen hvis det er tilstrekkelig med et grovt. I områdene rundt konstruksjonsdeler kan elementene minskes ned til ønsket nivå ved å opprette et grensesnitt rundt (Brinkgreve et al., 2021a).

2.8.2 Stabilitetsanalyser i PLAXIS 2D

Som nevnt gir PLAXIS automatisk den mest kritiske skjærflaten. Det gjør at stabilitetsanalyser enkelt kan gjennomføres, fordi bruker slipper å regne på flere snitt for å finne det mest kritiske. I motsetning til grenselikevektsprogrammer som GeoSuite Stability, deles ikke modellen i PLAXIS inn i lameller, og da trengs ingen antagelser om kreftene som virker mellom lamellene. Den mest kritiske skjærflaten blir funnet ved beregning av spenninger (Duncan et al., 2014).

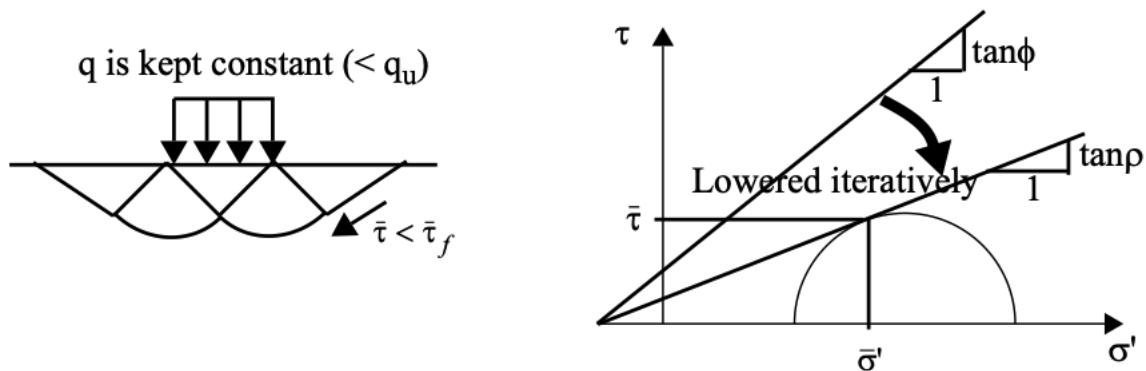
For å gjennomføre stabilitetsanalyser og beregne sikkerhetsfaktorer i PLAXIS, brukes styrkereduksjonsmetoden (*SRM - Strength Reduction Method*). Den kalles også φ/c -metoden, da den reduserer skjærfasthetsparametrene $\tan(\varphi)$ og c i en repetitiv prosess frem til det oppstår brudd. Den opprinnelige lasten blir holdt konstant under prosessen. Sikkerhetsfaktoren blir definert som verdien av $\sum Msf$ ved brudd, gitt at verdien er konstant for påfølgende steg med pågående

deformasjon. Kohesjonen og friksjonsvinkelen blir redusert med samme faktor som følger av:

$$\sum Msf = \frac{\tan(\varphi)}{\tan(\varphi_r)} = \frac{c}{c_r} \quad (2.23)$$

hvor φ = friksjonsvinkel og $c = a * \tan(\varphi)$ =kohesjon (Brinkgreve et al., 2021b).

Prinsippet bak metoden er illustrert i Figur 2.21. Figuren viser hvordan attraksjonen holdes konstant mens friksjonsvinkelen gradvis reduseres fra $\tan(\varphi)$ til $\tan(\rho)$, helt til store deformasjoner oppstår. Skjærfastheten langs en skjærflate, $\bar{\tau}_f$, blir redusert til den gjennomsnittlige skjærfastheten langs den samme skjærflaten, $\bar{\tau}$. Det indikerer at det oppstår et brudd, og gir materialfaktoren som vist i Likning 2.24.



Figur 2.21: Prinsippet bak φ/c -reduksjon (Nordal, 2020).

$$\gamma_m = \frac{\bar{\tau}_f}{\bar{\tau}} \quad (2.24)$$

$\sum Msf$ er også forholdet mellom faktisk og redusert styrke, og er av definisjonen lik som materialfaktoren, γ_m , som vist i Likning 2.25.

$$\sum Msf = F = \gamma_m = \frac{\tan(\varphi)}{\tan(\rho)} \quad (2.25)$$

I følge Nordal (2020) er det viktig å presisere at den geotekniske sikkerhetsfaktoren, F , er en materialfaktor for kun jorden, uten bidrag fra ytre lastfaktorer. For skråningsstabilitet generelt er det sikkerheten mot brudd som er det viktige. Skråningsstabiliteten og sikkerhetsfaktoren blir kontrollert opp mot bruddgrensetilstanden (ULS). I slike kontroller inkluderes lastfaktorer og materialfaktorer på alle relevante inputparametere. Alle partialfaktorer som benyttes er bestemt og beskrevet i Eurokode. Til tross for at skråningsstabiliteten blir kontrollert opp mot ULS, er ikke dette like lett å gjøre med et elementmetodeprogram som PLAXIS (Nordal, 2020).

2.8.3 Initialspenninger i PLAXIS

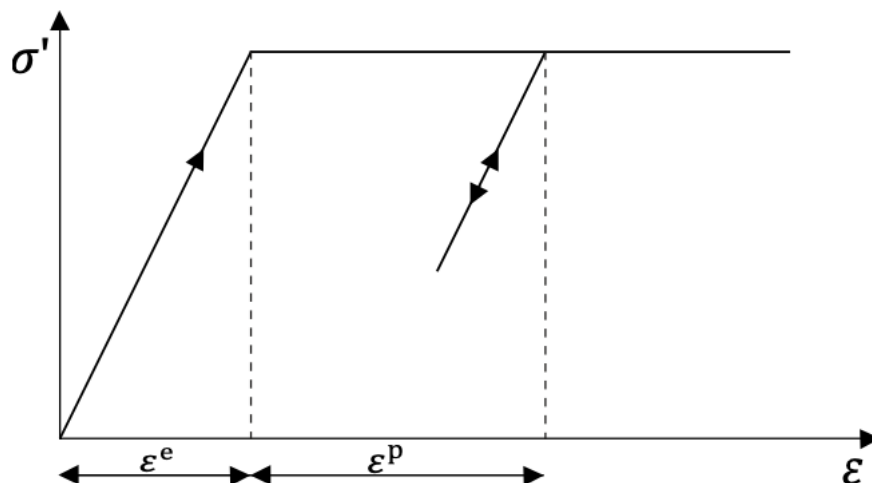
Initialspenningene genereres automatisk i PLAXIS og avhenger av inputparametere som for eksempel K_0 . Den kan endres manuelt hvis brukeren ønsker å kjøre analysene med en annen verdi av K_0 . Den vanligste måten å etablere initialspenningstilstanden i modeller i PLAXIS er

ved å bruke en K_0 -prosedyre. På den annen side anbefaler Brinkgreve et al. (2021c) å etablere initialspenningstilstanden ved bruk av *Gravity loading* i initialfasen. *Gravity loading* anbefales for ikke-horisontale lag som skråninger. For at initialspenningstilstanden skal bli korrekt ved bruk av k_0 -prosedyre, benyttes en nullfase mellom initialfasen og sikkerhetsberegningene. I nullfasen vil udrenert oppførsel bli ignorert, og det lastes ikke på ekstra last. På denne måten vil initialspenningene oppnå likevekt på lik måte som ved bruk av *Gravity loading*.

2.8.4 Jordmodeller i PLAXIS

Mohr-Coulomb

Jordmodellen Mohr-Coulomb (MC-modellen) er en lineær elastisk, perfekt plastisk jordmodell som kan bli brukt som en første tilnærming til jordas oppførsel, samtidig som den danner grunnlaget for mer avanserte jordmodeller. En forenklet fremstilling av prinsippet bak MC-modellen er vist i Figur 2.22. Med en lineær elastisk, perfekt plastisk jordmodell antas det at materialet har en lineær elastisk oppførsel frem til jordmaterialet går til brudd, og at etter bruddtilstanden er nådd vil jordoppførselen være perfekt plastisk. Den lineære elastiske delen av modellen er basert på Hooke's lov om isotrop elastisitet, og den perfekt plastiske delen er basert på Mohr-Coulombs bruddkriterium (Brinkgreve et al., 2021c).

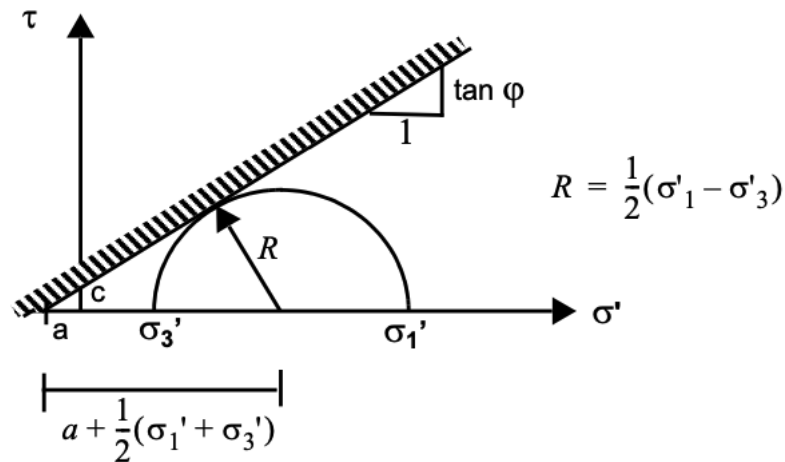


Figur 2.22: Forenklet fremstilling av en lineær elastisk, perfekt plastisk modell (Brinkgreve et al., 2021c).

Mohr-Coulombs bruddkriterium er det viktigste kriteriet for styrken til et jordmateriale, og er vist i Figur 2.23. Alle punkter som går innenfor området avgrenset av bruddkriteriumet er elastiske. Det betyr at alle tøyninger som oppstår er elastiske og dermed reversible. At tøyningene er reversible betyr at tøyningstilstanden vil kunne gå tilbake til initialtilstanden ved avlastning av et materiale. I virkeligheten vil ikke tøyningstilstanden til jordmaterialer være reversible, og jordoppførselen er ikke lineær når jordmaterialene utsettes for endringer i spenninger og tøyninger.

Den lineære linjen som definerer den maksimale styrken til materialet er gitt av Likning 2.26.

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \varphi = (\sigma' + a) \cdot \tan \varphi \quad (2.26)$$



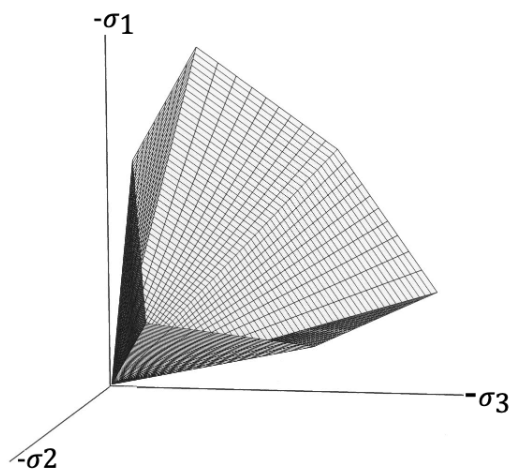
Figur 2.23: Mohr-Coulomb bruddkriterium for styrken til et jordmateriale (Nordal, 2020).

Hvor c =kohesjon definert som $c = a * \tan(\varphi)$, σ' =effektiv normalspenning, a =attraksjon og $\tan(\varphi)$ =friksjonskoeffisienten (Brinkgreve et al., 2021c).

I mange tilfeller er det enklere og mer hensiktsmessig å snakke om en sikkerhetsfaktor korrelert til den maksimale lasten et jordmateriale tåler. Med MC-modellen gjøres dette ved å benytte seg av redusert styrke-kriteriet og grad av mobilisering, f . Attraksjonen holdes konstant, og en mobilisert styrkeparameter, $\tan \rho$, blir benyttet i stedet for $\tan \varphi$. Graden av mobilisering beregnes som vist i Likning 2.27 og er nærmere forklart i Kapittel 2.8.2.

$$f = \frac{\tau}{\tau_f} = \frac{(\sigma' + a)\tan \rho}{(\sigma' + a)\tan \varphi} = \frac{\tan \rho}{\tan \varphi} \quad (2.27)$$

Som regel benyttes en mobilisert styrkeparameter $\tan \rho$ i stedet for $\tan \varphi$. Graden av mobilisering vil da være forholdet mellom $\tan \rho$ og $\tan \varphi$. Formulert i hovedspenningsretninger vil flytekriteriet i MC modellen danne en kjegle, vist i figur 2.24 (Brinkgreve et al., 2021c).



Figur 2.24: Mohr-Coulomb kriteriet i hovedspenningsretninger for kohesjonsløs jord (Brinkgreve et al., 2021c).

Når Mohr-Coulomb brukes som jordmodell i PLAXIS må brukeren legge inn input-parametere.

Inputparametrene må legges inn for hver løsmasstype som brukes i beregningene og vil kun gjelde for den spesifikke jordtypen. Parametrene er vanlige jordparametere som kan finnes ved grunnundersøkelser og spesialforsøk på prøveserier. Tabell 2.7 viser hvilke jordparametere som brukeren må legge inn for hver jordtype i PLAXIS, hvis Mohr-Coulomb brukes som jordmodell.

Tabell 2.7: Input-parametere ved bruk av Mohr-Coulomb som jordmodell i PLAXIS.

	Parameter	Enhet	Beskrivelse
Generelt	γ_{unsat}	kN/m^3	Umettet tyngdetetthet
	γ_{sat}	kN/m^3	Mettet tyngdetetthet
Stivhet	E'	kN/m^2	E-modul
	ν	-	Poissontall
Alternativ stivhet	G	kN/m^2	Skjærmodul
	E_{oed}	kN/m^2	Ødometerstivhet
Styrke	c'_{ref}	kN/m^2	Kohesjon
	φ'	°	Friksjonsvinkel
	ψ	°	Dilatansvinkel

Hardening soil

Jordmodellen Hardening soil ble utviklet i 1998 av T. Schanz for å representere fysiske fenomener i jorden som ikke ble tatt hensyn til i andre, allerede eksisterende, jordmodeller. Målet med modellen var å teoretisk representere fysiske fenomener som jorden ble utsatt for. Disse fysiske fenomenene som var observert og ønsket i modellen var som følger:

- Reduksjon i porevolum som følge av plastiske deformasjoner.
- Større stivhetsmodul ved større spenningsnivå.
- Spenningshistorie og konsolideringsgrad.
- Utvikling av irreversible tøyninger ved bruddkriterium.
- Forekomst av negative volumetriske tøyninger under skjærfasen.

(Obrzud og Truty, 2018)

Hardening soil er en ikke-lineær elasto-plastisk jordmodell, og har skjær-og trykktøyning med herding. I motsetning til andre eksisterende jordmodeller som Mohr-Coulomb, vil størrelsen på jorddeformasjoner bli mer nøyaktig representert ved å bruke tre stivhetsparametere (Obrzud og Truty, 2018). Disse tre stivhetsparametrene er E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} og E_{ur}^{ref} som er nærmere beskrevet i Tabell 2.8 sammen med de andre input-parametere brukeren må legge inn for hver jordtype i PLAXIS, hvis Hardening soil brukes som jordmodell.

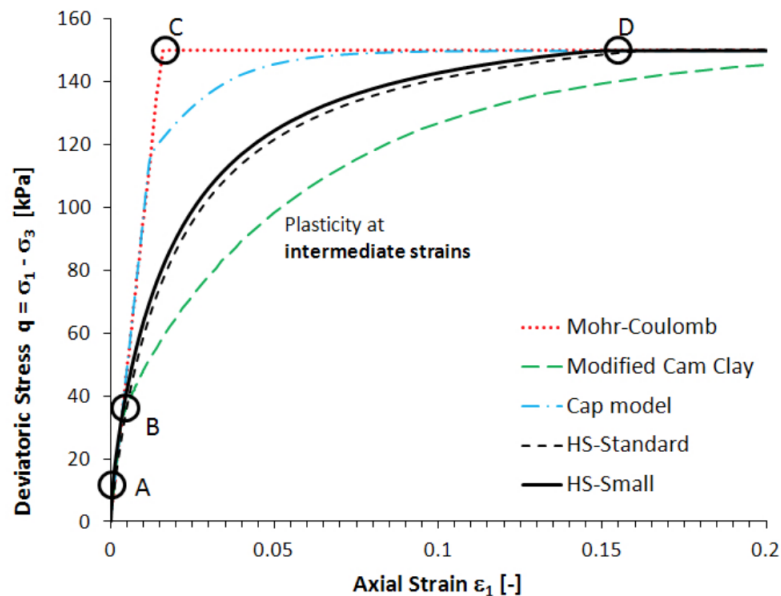
Hardening soil er sett på som en avansert jordmodell som evner å representere komplisert jordoppførsel. Jordmodellen har på den andre siden mangler relatert til oppførselen for enkelte jordmaterialer. Den viktigste begrensningen til modellen er at den ikke klarer å etterligne *softening*-effekter i forbindelse med dilatans og kontraktans, som er et spesielt tilfelle i sensitive jordmaterialer. En annen begrensning er at modellen ikke er i stand til å representere den ikke-lineære spenning-tøyning oppførselen (*hysteretic behavior*) til jordmaterialer under syklisk lasting (Obrzud og Truty, 2018). Jordmodellen bruker Mohr-Coulomb som bruddkriterium, bruddkriteriet er nærmere beskrevet i Kapittel 2.8.4.

Tabell 2.8: Input-parametere ved bruk av Hardening soil som jordmodell i PLAXIS.

	Parameter	Enhet	Beskrivelse
Generelt	γ_{unsat}	kN/m^3	Umettet tyngdetetthet
	γ_{sat}	kN/m^3	Mettet tyngdetetthet
Stivhet	E_{50}^{ref}	kN/m^2	Referansestivhet for lasting i drenert treaks
	E_{oed}^{ref}	kN/m^2	Referansestivhet for lasting i ødometer
	E_{ur}^{ref}	kN/m^2	Referansestivhet for Lasting/avlasting i drenert treaks
	power (m)	-	Modultall for spenningavhengighet
Styrke	c'_{ref}	kN/m^2	Kohesjon
	φ'	°	Friksjonsvinkel
	ψ	°	Dilatansvinkel
Annet	OCR	-	Overkonsolideringsgrad

^{ref} Relateres til en referansespenning, vanligvis 100 kPa (1 Bar).

En sammenligning mellom flere forskjellige jordmodeller er presentert i Figur 2.25, der deviatorisk spenning er plottet mot aksial tøyning.



Figur 2.25: Sammenligning av jordmodeller i et plott med deviatorisk spenning mot aksial tøyning (Obrzud og Truty, 2018).

ESAU-modellen

Effective stress analysis undrained, heretter omtalt som ESAU, er en jordmodell som først ble utviklet av Geir Svanø for grenselikevekt. Den er deretter blitt utviklet videre og implementert i PLAXIS av Gustav Grimstad, for å være bedre tilpasset elementmetodeprogram. Jordmodellen er utviklet for å kunne gjøre udrenerte effektivspenningsanalyser. Til vanlig utføres effektivspenningsanalyser kun i drenerte tilfeller. Modellen er basert på den allerede eksisterende Hardening soil jordmodellen i PLAXIS og er bearbeidet for å ta inn poretrykkparamteren D i tillegg til andre mindre avanserte jordparametere. Prinsippet bak modellen er at brukeren gir informasjon om nåværende spenninger og variabler, og PLAXIS vil gi informasjon om tidligere faser, samt spenning-tøyning trinnene (Brinkgreve et al., 2021c).

Modellen kan sammenlignes med jordmodellen Hardening Soil i PLAXIS, men tar ikke inn like mange og avanserte input-parametere, og anses dermed som enklere. Hvilke input-parametere ESAU-modellen tar inn er vist i Tabell 2.9.

Tabell 2.9: Input-parametere ved bruk av ESAU som jordmodell i PLAXIS.

	Parameter	Enhet	Beskrivelse
Generelt	γ_{unsat}	kN/m^3	Umettet tyngdetetthet
	γ_{sat}	kN/m^3	Mettet tyngdetetthet
Stivhet	G	kN/m^2	Skjærmodul
	K	kN/m^2	Bulkmodul
	H	kN/m^2	Hardening modul
Styrke	a	kN/m^2	Attraksjon
	$\sin \varphi'$	-	Friksjonsvinkel
Tilleggsparametere	Janbu D	-	Poretrykksparameter
	$M_{\rho 0}$	-	Ekvivalent (isotrop) initiell mobilisering

Forskjellen i input-parametere mellom MC, HS og ESAU er vist i henholdsvis Tabell 2.7, Tabell 2.8 og Tabell 2.9. Det er tydelig at jordmodellen tar inn nesten identiske jordparametere som Mohr-Coulomb, med unntak av spesielt H og D . På samme måte som Mohr-Coulomb og Hardening soil, gjensker ikke ESAU-modellen ikke-lineære spenning-tøyning oppførsel (*hysteretic behaviour*) til jordmaterialer under syklisk lastning (Obrzud og Truty, 2018). For at ESAU-modellen bedre skulle fungere i elementmetodeprogram som PLAXIS, ble det gjort flere endringer fra den opprinnelige modellen utviklet av Geir Svanø. Blant annet måtte den bli endret til en elasto-plastisk jordmodell, slik som er standard i elementmetodeprogram.

Det er mulig å benytte *Undrained (A)* og *Drained* som dreneringstype ved bruk av ESAU-modellen i PLAXIS. Se Kapittel 2.8.6 for beskrivelse av dreneringstypene som brukes i PLAXIS.

Likning 2.28, Likning 2.29 og Likning 2.30 viser hvordan poretrykksparameteren, D er definert i jordmodellen ESAU.

$$D = \frac{dp'}{d\bar{q}} \quad (2.28)$$

$$D \cdot d\bar{q} = K \cdot M_{\psi} \cdot d\lambda \quad (2.29)$$

$$M_{\psi} = \frac{D}{1 - M_{\rho} \cdot D} \cdot \frac{H}{K} \quad (2.30)$$

2.8.5 Poretrykksanalyser

I PLAXIS er det i utgangspunktet to ulike poretrykksanalyser som beregner poretrykket i løsmassene. Det er også mulig å bruke poretrykket beregnet i forrige fase (*Use pressures from previous phase*). De to analysene beregner poretrykket på to forskjellige måter som gjør at resultatet blir ulikt. Den første analysen heter *Phreatic* og beregner poretrykket direkte fra grunnvannstanden og nedover i profilet. Den andre analysen er *Steady state groundwater flow* og bestemmer poretrykket på bakgrunn av vannstrømming. *Steady state* er en vannstrømningsanalyse som er

avhengig av permeabiliteten til jordmaterialene og de hydrauliske forholdene i modellen (Brinkgreve et al., 2021a). Poretrykket i grunnen har stor betydning som påvirker spenningssituasjonen, som igjen vil påvirke stabiliteten i skråningen. Det er derfor viktig å bruke begge analysene for å undersøke stabiliteten i skråningen.

Grunnvannstanden i skråninger blir modellert ved å bruke *Head*. Det er forskjell i modelleringen for *Phreatic* og *Steady State*. Med *Steady State* vil PLAXIS automatisk sørge for riktig fordeling av grunnvannstanden. Derimot er ikke det tilfelle for *Phreatic*, hvor *Global water level* brukes. Det gir en hydrostatisk poretrykksfordeling fra en bestemt grunnvannstand.

2.8.6 Dreneringstype

I stabilitetsberegninger skilles det mellom kort- og langtidsstabilitet for skråninger. Korttidsstabiliteten i en skråning er sikkerhet mot utglidning av masser på kort sikt under og rett etter at et eventuelt tiltak er gjennomført. Belastningen vil skje over kort tid som gjør at porevannet ikke har tid til å dreneres ut for det nye spenningsnivået. Derfor skal materialer med lav permeabilitet som opplever en slik rask pålasting bruke udrenert dreneringstype.

På den andre siden er langtidsstabiliteten i en skråning sikkerhet mot utglidning av masser på lang sikt. Det er en konstant situasjon der det ikke skjer noen lastendring i skråningen som gjør at porevannet har mulighet til å dreneres ut av massene. Derfor skal dreneringstypen drenert brukes for materialer i langtidsstabilitetsanalyser.

Undrained (A)

Undrained (A) kan benyttes når udrenert materialoppførsel over kort tid skal analyseres. Stivhets- og styrkeparametrene er definert som effektivspenningsegenskaper. Undrained (A) baserer seg på at effektivspenningsparameterne blir brukt i kombinasjon med styrkeparametrene φ' og c' for å modellere jordens udrenerte skjærfasthet. Det betyr at parameterne som ofte brukes til å analysere langtidsstabiliteten, her brukes til udrenert korttidsstabilitet. Ved bruk av Undrained (A) spiller poretrykket en viktig rolle som inputparameter. Det er fordi riktig poretrykk gir korrekt effektivspenningssti (ESP) som leder til brudd ved en realistisk verdi for den udrenerte skjærfastheten, s_u (Brinkgreve et al., 2021c). ESP er forklart nærmere i Kapittel 2.7. Poretrykket blir automatisk generert i PLAXIS, men kan være unøyaktig basert på valg av jordmodell og input-parametere.

Et problem med Undrained (A) er at de fleste jordmodeller ikke i stand til å gi riktig ESP ved udrenerte lasttilfeller og bruk av effektivspenningsparametere. Som et resultat av dette vil ESP gi feil udrenert skjærfasthet. Et annet problem er at de udrenerte effektivspenningsparameterne ikke vanligvis er tilgjengelig fra grunnundersøkelser. For å kunne gi en mer korrekt analyse vil PLAXIS og Undrained (A) automatisk tillegge en stivhet av vann til stivhetsmatrisen. Det gjøres for å kunne skille mellom effektivspenninger og poreovertrykket som kan oppstå i grunnen (Brinkgreve et al., 2021c).

Det er også viktig å passe på bruken av dilatansvinkelen, ψ . En positiv verdi av ψ vil kunne gi urealistiske store verdier av skjærfasthet. En negativ verdi vil kunne gi urealistiske høyt poretrykk og en flytning av materialet. Det er derfor anbefalt å bruke $\psi=0$ ved bruk av dreneringstype Undrained (A) (Brinkgreve et al., 2021c).

Drained

Dreneringstype *Drained* vil ikke automatisk generere poreovertrykk. Det brukes alltid når jordmaterialet er tørt eller for materialer med høy permeabilitet som sand og grus. Det kan også være på grunn av små laster. I analyser der langtidsstabiliteten skal beregnes settes alle jordmaterialene som drenert. Det gjøres fordi porevannet har hatt tid til å dreneres ut av massene og er uavhengig av permeabilitet.

For naturlige skråninger med kvikkleire i grunnen, vil det som forklart i Kapittel 2.5.3, ofte være den udrenerte stabiliteten som gir den mest kritiske bruddmekanismen, da porevannet ikke har tid til å dreneres ut, og jordmaterialet tilpasse seg den nye spenningstilstanden. Korrekt poretrykksprofil er viktig for å få så gode og representative resultater som mulig. Begge analyser avhenger av gode poretrykksprofiler, men det er viktigere i analyser basert på effektivspenninger (Duncan, 1996). Et eventuelt poreovertrykk vil senke den drenerte stabiliteten i skråninger betraktelig.

2.9 Tidligere kvikkleireskred

Tidligere har det gått flere kvikkleireskred i Norge og Sverige. Skredene som er mest relevant for oppgaven er presentert nærmere under. Skredene har gått i skråninger med kvikk eller sensitiv leire, og er godt dokumentert med tilstrekkelig informasjon til å analysere stabiliteten. Videre i Kapittel 2.9.5 følger en oversikt over de største kvikkleireskredene som har gått i Norge og Sverige.

2.9.1 Kråknes

Den 3. juni 2020 gikk det et kvikkleireskred ved Kråknes utenfor Alta. Ingen personer ble tatt av skredet, men åtte bygninger ødelagt. Volumet på massene er estimert til omtrent 900 000 m^3 . Faggruppen som ble satt ned etter hendelsen konkluderte med at årsakene var lav initial skråningsstabilitet, og at fyllingsarbeider forverret denne. Stor snøsmelting førte til økt poretrykk, noe de lokale grunnforholdene var følsomme for. Utløsende årsak ble konkludert med å være den store snøsmeltingen som fant sted i tiden før skredet som førte til poreovertrykk i massene (NVE, 2021b).

Skredet hadde en progressiv bruddutvikling, og fulgte sekvensene vist i Figur 2.26. Sprekken observert 2. juni regnes å være starten på skredet. Kvikkleiren gjorde at bruddet spredte seg til flak nr. 1 før det spredte seg videre (NVE, 2021b).

Det ble gjennomført stabilitetsberegninger i tre profiler i etterkant av skredet. Både GeoSuite Stability og PLAXIS er brukt for udrenerte og drenerte analyser. I drenert analyse med GeoSuite Stability, hvor hydrostatisk poretrykksfordeling er lagt til grunn, viser sikkerhetsfaktoren $F_{a\varphi} = 1,69$. Det ble også analysert med et påsatt artesisk poreovertrykk. Da reduseres stabiliteten betraktelig. Med et påsatt poreovertrykk på 10 meter reduseres den drenerte stabiliteten til $F_{a\varphi} = 1,02$. I analysene brukes også PLAXIS med NGI-ADP som jordmodell for å beregne stabiliteten i skråningen. Beregningene gjort med poreovertrykk i PLAXIS gir en sikkerhet på $F = 1,01$ (NVE, 2021b). Det betyr at skråningen ved Kråknes tilnærmet var i en bruddtilstand.



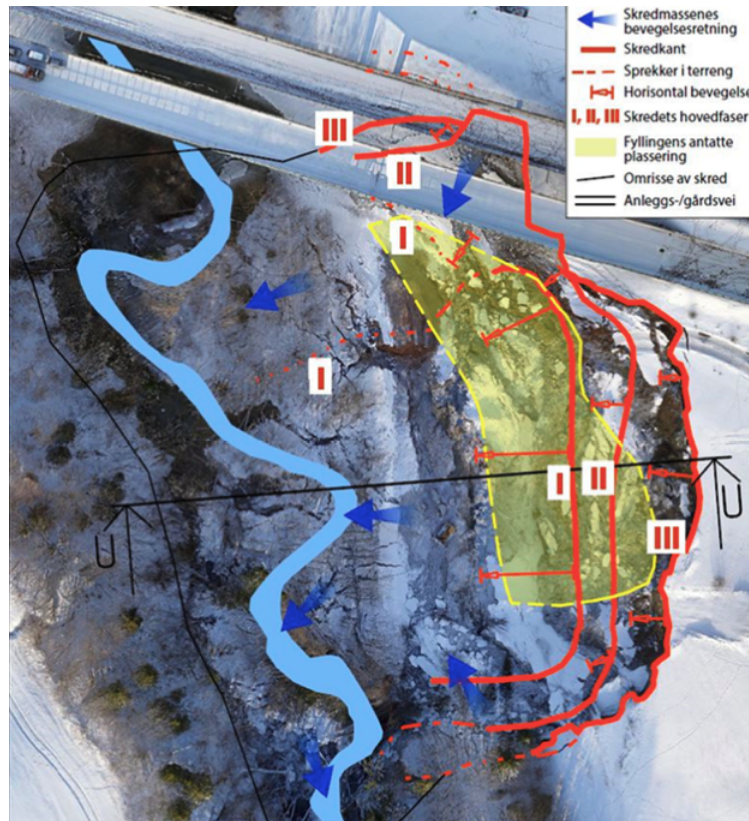
Figur 2.26: Skredutvikling i Kråknes (NVE, 2021b).

2.9.2 Skjeggestadskredet

Den 2. mars 2015 gikk det et kvikkleireskred ved Skjeggestad i Holmestrand. Skredet gjorde skade på to bruer, og den ene måtte rives i etterkant. Skredet hadde en lengde på ca. 80 meter og en bredde på ca. 100 meter. Volumet var på $100\,000\text{ m}^3$ og arealet på 10 mål. Undersøkelsergruppen vurderte det som sannsynlig at utfyllingsarbeider gjort på golfklubben i nærheten var utløsende årsak. Med andre ord var sikkerheten i skråningen i utgangspunktet tilstrekkelig god, men ble redusert til kritisk nivå med fylling i skråningstoppen (NVE, 2015).

Skredutviklingen kan deles inn i tre faser, vist i Figur 2.27. Figuren viser også plasseringen av fyllingen som regnes som utløsende årsak. På bakgrunn av grunnundersøkelsene gjort i etterkant av skredet, antas det at bruddflaten gikk noen meter ned i kvikkleiren (NVE, 2015).

Det ble gjennomført udrenerte korttidsberegninger i to profiler. I det første profilet ble det regnet på fire tilfeller. Det var på terrenget slik det var i 1998, før den siste fyllingen ble lagt ut og to alternative utleggelse av den siste fyllingen. Tilbakeregningen viser sikkerhetsfaktor på $F = 1,36$ med terreng slik det var i 1998, og $F = 1,17$ før den siste fyllingen ble lagt ut. De to alternative utleggelse av fyllingen ga en sikkerhetsfaktor på $F = 0,99$ og $F = 1,04$. I det andre profilet, profil 2, blir laveste korttidsstabilitet og sikkerhetsfaktor $F = 1,45$. Det er betydelig større sikkerhet mot brudd, og det skyldes at profil 2 er slakere enn profil 1. Den naturlige langtidsstabiliteten ble også tilbakeberegnet. Det ble da antatt at grunnvannstanden lå i terrenget nederst i skråningen ved bekken. Denne tilbakeberegningen ga sikkerhetsfaktorer på $F = 1,45$ og $F = 1,47$ (NVE, 2015).



Figur 2.27: Skredutvikling ved Skjeggestad (NVE, 2015).

2.9.3 Byneset

Søndag 1. januar 2012 gikk det et kvikkleireskred ved Esp på Byneset utenfor Trondheim i Trøndelag. Skredet gikk i et område med jordbruksvirksomhet og resulterte kun i skader på dyrkbar jord. Skredet hadde en utstrekning på ca. 450 m langt og ca. 150 m bredt og dekket et areal på ca. 40 mål. Skredmassene er estimert til å ha vært på rundt $350\,000\text{ m}^3$ og fløt ca. 870 m nedover lokalt i terrenget. Det er antatt at skredet ble utløst av erosjon i Brenselbekken sør for området, se rød markering i Figur 2.28. Skredet forløp seg videre bakover i området som vist i blått på figuren og skredmassene rant ut i flaskehalsen ned mot Brenselbekken. Det er mye kvikkleire i området og det har gått mange liknende skred her de siste hundre årene.

Selve skredet har ikke blitt gransket av en offentlig etat, det er i hvert fall ikke publisert en offisiell rapport fra Norges vassdrags- og energidirektoratet (NVE). På den andre siden tok Delprosjekt 6 Kvikkleire i Etatsprogrammet NATURFARE - infrastruktur, flom og skred (NIFS) initiativ til å undersøke grunnforholdene i området i og rundt skredet (Thakur, 2014). Grunnundersøkelsene og resultatet av disse er publisert, og det gjør det mulig å få god informasjon om lagdeling og jordparametere i området.

DiBiagio (2020) har i sin masteroppgave undersøkt erosjonsutløste kvikkleireskred og spesielt sett på skredet ved Esp i Byneset. DiBiagio har brukt PLAXIS med jordmodellen NGI-ADP i sin tilbakeberegning av skredet som gikk. Hun kom frem til at den kritiske sikkerhetsfaktoren for skråningen var $F = 1,034$ og at det måtte eroderes bort $3,4\text{ m}^3/\text{m}$ med masser i skråningsfoten for at bruddet skulle skje. Informasjon om skråningsgeometri og lagdeling av skråningen er mulig å hente ut fra oppgaven til DiBiagio (2020).



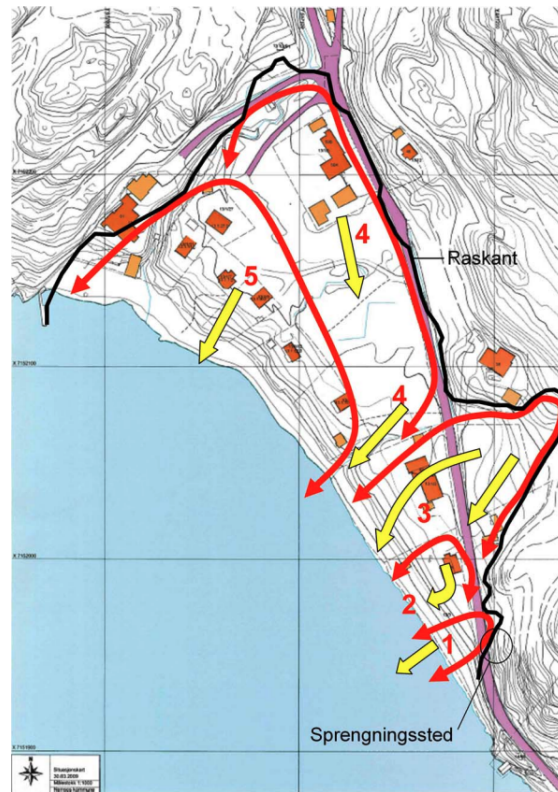
Figur 2.28: Skredutbredelse ved Esp i Byneset (Finn.no, 2022).

2.9.4 Kattmarka

Den 13. mars 2009 gikk det et leirskred ved Kattmarka i Namsos. Skredet tok fire boliger og seks fritidseiendommer. Volumet og arealet på skredet var på henholdsvis $400\,000\text{ m}^3$ og 30 mål. Undersøkelsesgruppen satt ned av Samferdselsdepartementet i etterkant av skredet konkluderte med at sprengningsarbeid som førte til omrørt leire var utløsende årsak. Området var preget av svært dårlig stabilitet og det var mye sensitiv og kvikk leire (Nordal et al., 2009). En oversikt over hvordan skredet forløp er presentert i Figur 2.29.

Stabilitetsberegningene gjort i etterkant viser lave sikkerhetsfaktorer. Analysene ble gjort i PLAXIS og det ble regnet på tre profiler. I profil A ble det beregnet en udrenert sikkerhetsfaktor på $F = 0,97$, noe som tilsvarer en bruddtilstand. Dette er forutsatt at sprengningen førte til en omrørt sone mot toppen av skråningen. Den beregnede sikkerhetsfaktoren inkluderer også stabiliserende sidestøtte fra jord rundt, uten at denne ville hindret raset. Det ble også tilbakeberegnet stabilitet før anleggsarbeidet ble startet opp. Drenert stabilitet ble beregnet til å være på $F = 1,10$. Beregningene i profil B gir noe høyere sikkerhet enn i profil A, med en udrenert sikkerhet på $F = 1,06$ med den omrørte sonen. Beregningene i profil C ga en udrenert sikkerhet på $F = 1,02$ (Nordal et al., 2009).

Det ble også gjennomført en drenert analyse i profil A. I utgangspunktet ble det beregnet en drenert stabilitet på $F = 1,20$. Det er også beregnet drenert stabilitet med 1-3 meter poreovertrykk i jordprofilen. Som forklart nærmere i Kapittel 2.6 vil et poreovertrykk kunne føre til lavere



Figur 2.29: Skredutbredelse ved Kattmarka i Namsos (Nordal et al., 2009).

stabilitet. I Kattmarka ble sikkerhetsfaktoren redusert til $F = 1,10$ dersom poreovertrykket ble innført (Nordal et al., 2009).

2.9.5 Kvikkleireskred

Sted	Dato	Størrelse	Årsak	Beskrivelse
Kråknes	03.06/20	900 000 m^3	Fyllingsarbeid i forbindelse med hytteutbygging forverret stabiliten. Stor snøsmelting er konkludert med som den utløsende årsaken.	I utgangspunktet var den initiale skråningsstabiliteten lav. Stabiliteten ble forverret i forbindelse med fyllingsarbeider ved hytteutbygging. Det er konkludert med at den utløsende faktoren var stor snøsmelting som resulterte i store vannmengder og økt poretrykk i grunnen (NVE, 2021b).

Sted	Dato	Størrelse	Årsak	Beskrivelse
Mofjellbekken bruer, Skjegg- gestadbrua	02.02/15	100 000 m^3 og 10 mål	Fyllingsarbeid på nærliggende golfbane	Fylling på skråningstopp sør på området med mektighet på ca. 1,6m. Fyllingen reduserte sta- biliteten og resulterte i skred. Skredet forårsaket ødeleggelser på fundamentet til Skjeggstad bru sørgående løp E18. Veien var stengt i lang tid og ny bru måtte bygges (NVE, 2015).
Esp, Byneset	01.01/12	350 000 m^3 og 40 mål	Erosjon i et bekkefar i skråningsfot	Bekkefar nedenforliggen- de skråningen eroderte skråningsfot og resulterte i initialskredet. Skredet utviklet seg videre retrogressivt bakover. Ingen materielle skader, men dyrket mark ble tatt av skredet (Thakur, 2014).
Kattmarka	13.03/09	400 000 m^3 og 30 mål	Sprengning i forbindelse med utvidelse av veg	Sprengningssalven rev løs en steinblokk og dyttet den med stor kraft og fart inn i leiren som gjorde at leiren kollpaset og ble omrørt. Området hadde i ut- gangspunktet lav stabilitet med mye sensitiv og kvikk leire. Skre- det tok 4 boliger og 6 fritidsei- endommer (Nordal et al., 2009).
Gjerdrum	31.12/20	1 350 000 m^3 og 120 mål	Erosjon i bekk	I løpet av flere år har Tistil- bekken erodert bort masser i skråningsfoten. Denne erosjonen forverret allerede lav stabilitet i skråningen til et kritisk lavt nivå(NVE, 2021a)
Sørum	10.11/16	140 000 m^3	Fylling på ca. 5 meter	Det var aktiviteter i forbindelse med bakkeplanering i området. Området ble brukt til deponi for ulik industri. Aktiviteten og fyl- lingen på 5 meter er konkludert som utløsende årsak. Tre skog- arbeidere omkom der to aldri ble funnet (Foldal, 2019).

Sted	Dato	Størrelse	Årsak	Beskrivelse
Leistad	24.04/20	250 000 m^3	Fylling og deponi av masser	I ettertid av utbygging av E6 i 1987 ble det lagt ut fyllinger på grunn av parkeringsbehov. Grunneier hadde også brukt samme området til å deponere masser. Det ble konkludert med at kombinasjonen av dette utløste skredet (Bache, 2014). Det ble også registrert høyt poretrykk i området i etterkant av skredet.
Rissa	29.04/78	5 500 000 m^3 og 330 mål	Utgraving og fylling	En bonde skulle bygge på gården og gjorde en utgraving i forbindelse med dette. Bonden la massene som en fylling ut mot sjøen som resulterte i skredet. 32 mennesker mistet alt de eide og en person omkom (Sand, 2021).
Tuve, Gøteborg	30.11/77	5 000 000 m^3 og 480 mål	Mye nedbør som utløsende faktor	Stort skred i nærheten av Gøteborg i Sverige. Store nedbørsmengder ga større vannføring i elv som lå i kulvert. Vannmengden var så stor at kulverten røk og vannet eroderte hurtig deler av skråningen. Det ble også høyt poretrykk i jordmassene som følge av nedbørsmengden. Ni mennesker omkom, 65 boliger ble ødelagt og 436 personer ble hjemløse (Hartlén, 1984).
Båstad	05.12/74	1 000 000 m^3 og 80 mål	Mye nedbør kombinert med jordbruk	Nærliggende elv eroderte og førte til økte skjærspenninger i jorden. Utvasking førte til reduserte styrkeegenskaper som bidro til at skredet gikk. Det er antatt at mye nedbør og jordarbeid var den utløsende årsaken (Frøshaug et al., 1997).

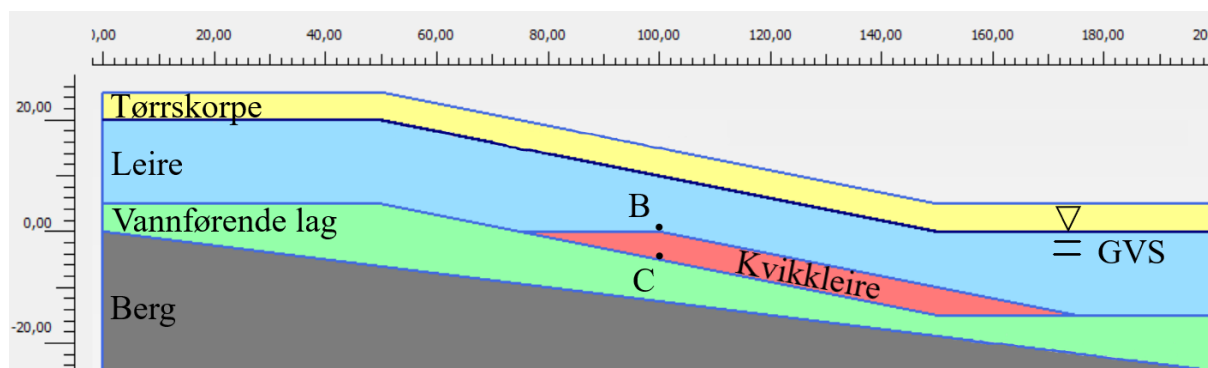
Sted	Dato	Størrelse	Årsak	Beskrivelse
Furre	14.04/59	3 000 000 m^3 og 180 mål	Elveerosjon	Skredet skjedde i en svak skråning. Kvikkleirelaget var ca. 10cm tykt. Furre ligger ved Namsen og i 1957 økte erosjonen i elven som bidro til en destabilisering av området. Det skal også nevnes at vannstanden i Namsen var 1 meter høyere enn normalen den vinteren (Sagmo, 2013).
Verdal	19.05.1893	55 000 000 m^3 og 3 000 mål	Erosjon i Ver- dalselva	En nedbørsrik vinter hadde ført til flom i Verdalselva flere ganger i løpet av våren. De store vannmengdene førte til økt erosjon og reduserte områdestabiliteten til kritisk nivå. Skredet tok 105 gårder og førte til at 116 personer omkom (Bendiksen et al., 1993).
Gauldal	1345	-	Erosjon langs elvbredde	Erosjon langs elvbredden resulterte i et stort skred som demmet opp elven Gaula. Demningen brast etter en stund og en stor flom ble skylt nedover elven. Det er antatt at rundt 500 mennesker mistet livet og hendelsen omtales som norgeshistorien verste naturkatastrofe. Det skal sies at det er uenighet om initialskredet var leire eller sand og grus som rast ut (Rokoengen et al., 2001).

Kapittel 3

Innledende analyser

3.1 Modellering

ESAU-modellen som er implementert av Gustav Grimstad i PLAXIS, er ikke utprøvd i stor grad. Derfor brukes de innledende analysene til feilsøking og kvalitetssikring av jordmodellen. Dette gjøres ved å bruke jordmodellen på et forenklet jordprofil som kun er et teoretisk tilfelle. Jordprofilen som ble brukt i prosjektoppgaven blir brukt til denne kontrollen. Profilet er da allerede brukt i stabilitetberegninger og skråningsstabiliteten er til en viss grad kjent på forhånd. Jordprofilen som blir brukt i de innledende analysene er presentert i Figur 3.1.



Figur 3.1: Jordprofil fra prosjektoppgave som brukes til innledende analyser.

Jordprofilen er en hypotetisk skråning som er 100 meter lang og 20 meter høy med en jevn helning på 1:5. Profilet er satt opp med enkel geometri og lagdeling med nokså lik mektighet. Lagdelingen i skråningen er beskrevet på følgende måte:

- Dybde til berg på ca. 25 meter.
- Tørrskorpen har mektighet på 5 meter.
- Leirelag på 15 meter.
- Kvikkleirelomme på omlag 5 meter mektighet.
- Vannførende lag over berg med varierende tykkelse fra 4-11 meter.

Ved å bruke lik geometri, jorddeling og jordparametere skal ESAU-modellen i utgangspunktet

beregne samme stabilitet som ved å bruke en annen jordmodell som Mohr-Coulomb. På denne måten blir feil og mangler oppdaget dersom resultatene ikke samsvarer.

Parametrene som brukes i de innledende analysene er presentert i Tabell 3.1.

Tabell 3.1: Parametere benyttet i modellering av skråning i den innledende analysen.

Parameter	Symbol	Tørrskorpe	Vannførende	Kvikkleire	Leire
Jordmodell	-	MC	MC	ESAU	ESAU
Oppførsel	-	Drained	Drained	Undrained (A)	Undrained(A)
Densitet	γ	19 kN/m ³	19 kN/m ³	19 kN/m ³	19 kN/m ³
E-modul	E'	30 000 kPa	20 000 kPa	5 000 kPa	5 000 kPa
Kohesjon	c'	0	0	0	0
Friksjonsvinkel	φ	35°	35°	27°	30°
Dilatansvinkel	ψ	0°	0°	0°	0°
Permeabilitet	$k_x = k_y$	0,1 m/day	0,1 m/day	10 ⁻³ m/day	10 ⁻³ m/day
Poisson	ν'	0,3	0,3	0,3	0,3
Skjærmodul	G	11 540 kN/m ²	7 692 kN/m ²	1 923 kN/m ²	1 923 kN/m ²
Bulkmodul	K	-	-	4 167 kN/m ²	4 167 kN/m ²
Hardening modul	H	-	-	1 923 kN/m ²	1 923 kN/m ²
Horisontal spenningskoeff.	K_0	0,426	0,426	0,500	0,500

Parametrene brukes kun for å teste modellen. I utgangspunktet blir verdien til Janbus poretrykkparameter, D , prøvd fram til resultatene blir like fra ESAU-modellen og den standardiserte jordmodellen Mohr-Coulomb. Parametrene er valgt på bakgrunn av liknende skråninger med lik lagdeling og helning. For parametere som ikke er hentet direkte fra andre stabilitetsberegninger er erfaringsverdier brukt som veiledning. Statens Vegvesen sin Håndbok V220 (Statens Vegvesen, 2018) og andre referanseprosjekter er brukt som kilder.

Videre vil Janbus poretrykkparameter, D , bli endret i leiren og kvikkleiren for å se effekten denne har for skråningsstabiliteten. D er som nevnt i teorien et mål på dilatansen til et materiale. Verdien til Janbus D blir likt endret for både leire- og kvikkleirelaget. I de første analysene blir positive verdier av D brukt, men blir etterhvert satt til negative verdier så lave som $D = -1\,000\,000$. Det gjøres for å få en oversikt på hvordan skråningsstabiliteten blir ved store negative verdier av D . Initialbetingelsene til beregningene blir også undersøkt. Initialspenningene i jordmassene er viktig for analysene og hvordan jordmodellene påvirker disse er derfor av interesse. Måten det undersøkes på er ved å differensiere hvilken jordmodell som brukes når initialspenningene beregnes. Dette brukes så til å sjekke hvordan skråningsstabiliteten påvirkes av ulike initialspenningstilstander. Det skal sies at jordmodellen Mohr-Coulomb alltid brukes for de drenerte massene og at ESAU-modellen brukes kun for leiren og kvikkleiren.

Det blir lagt ned mye tid på disse innledende analysene. Det som tar mest tid er å sette seg inn i den nye modellen og forstå hvilken betydning de ulike input-parametrene har for beregningen av stabiliteten i skråninger. PLAXIS bruker lang tid på kalkuleringsprosessen når ESAU-modellen brukes. Tidsbruken er betydelig større enn ved bruk av andre standardiserte modeller som Mohr-Coulomb. Derfor er det viktig å legge inn riktige parametere og input i de ulike fasene som skal kjøres.

3.2 Resultater fra innledende analyser

I de innledende analysene blir stabiliteten for en tenkt skråning beregnet og sammenlignet ved bruk av to forskjellige jordmodeller i PLAXIS. Jordmodellene som brukes er Mohr-Coulomb og ESAU-modellen.

3.2.1 Drenert innledende analyse

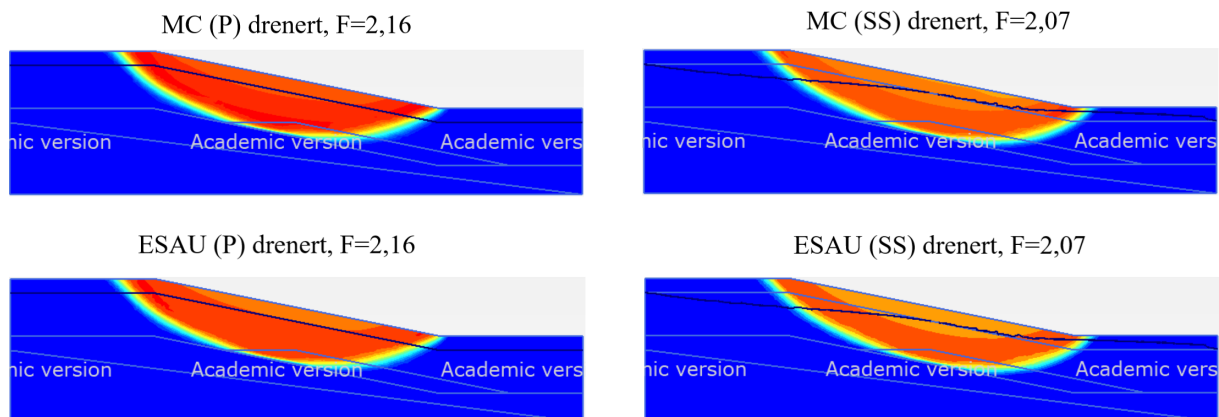
I Tabell 3.2 er resultatene fra den drenerte analysen utført på den hypotetiske skråningen.

Tabell 3.2: Sikkerhetsfaktorer fra de drenerte analysene på den hypotetiske skråningen.

Jordmodell	Poretrykksanalyse	Drenert sikkerhetsfaktor	Differanse
Mohr-Coulomb	Phreatic	2,16	0,00
ESAU	Phreatic	2,16	
Mohr-Coulomb	Steady state groundwater flow	2,07	0,00
ESAU	Steady state groundwater flow	2,07	

I den drenerte analysen viser resultatene at ESAU-modellen samsvarer identisk med Mohr-Coulomb. Forskjellen mellom resultatene fra jordmodellene er minimal og er på 0,00 for både *Phreatic* og *Steady state* som poretrykksanalyser. Som Tabell 3.2 viser er det liten forskjell i resultatene fra poretrykksanalysene. *Steady state* som poretrykksanalyse gir en sikkerhet på $F = 2,07$ som er 0,09 lavere enn *Phreatic* med en sikkerhetsfaktor på $F = 2,16$.

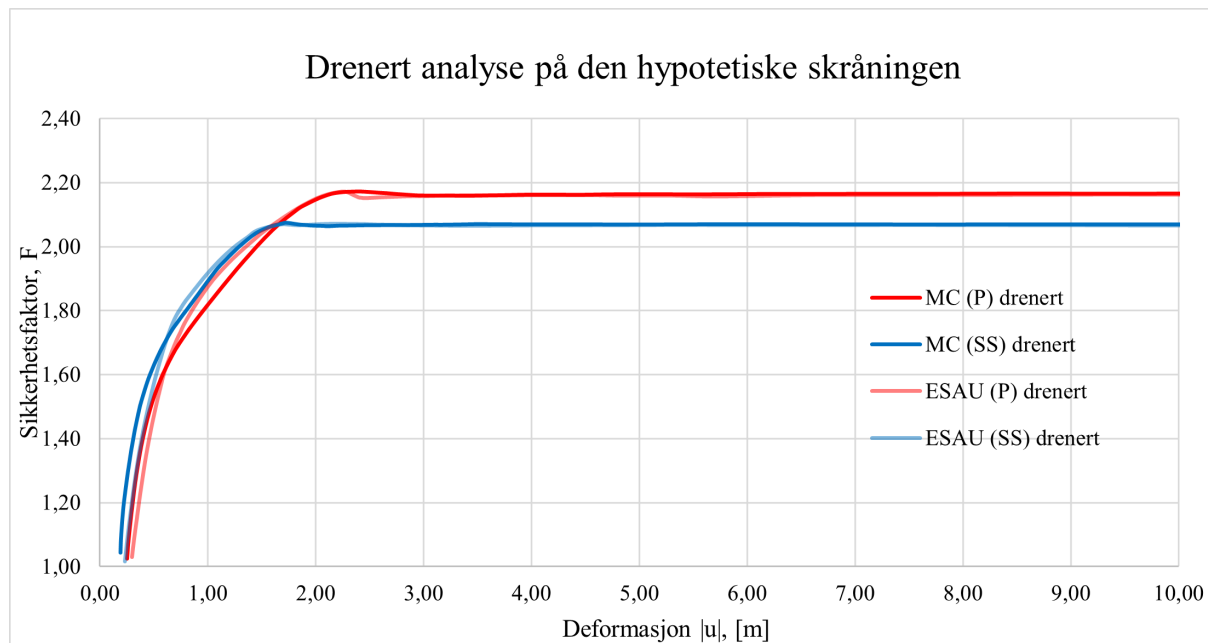
Bruddmekanismene for drenert situasjon er presentert i Figur 3.2. Det er tydelig at bruddmekanismene er tilnærmet identiske og at ESAU-modellen klarer å fremstille den mest kritiske mekanismen for langtidsstabiliteten til den teoretiske skråningen.



Figur 3.2: Drenert bruddmekanisme for det teoretiske skråningsprofil.

Figur 3.3 viser sikkerhetsfaktoren plottet mot deformasjon av den teoretiske skråningen i drenert situasjon. Som Figur 3.3 viser er det godt samsvar mellom beregningene av langtidsstabilitet ved bruk av ESAU-modellen og Mohr-Coulomb. Det er lite spredning i resultatene og jordmodellene benytter tilnærmet identisk *sti* og bruddoppførsel for sikkerhetsfaktorkurven. Fra Figur 3.3 er det tydelig at sikkerhetsfaktoren konvergerer mot $F = 2,16$ og $F = 2,07$ for henholdsvis *Phreatic* og *Steady state* som poretrykksanalyser. Notasjonen på figuren betyr følgende og er gjennomgående i resten av oppgaven:

- ESAU - Effective stress analysis undrained jordmodell
- MC - Mohr-Coulomb jordmodell
- P - Phreatic poretrykksanalyse
- SS - Steady state groundwater flow poretrykksanalyse
- D - Janbus poretrykksparameter



Figur 3.3: Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. Drenert analyse på den hypotetiske skråningen.

3.2.2 Udrenert innledende analyse

Korttidsstabiliteten beregnet for det tenkte profilet med de to jordmodellene er presentert i Tabell 3.3.

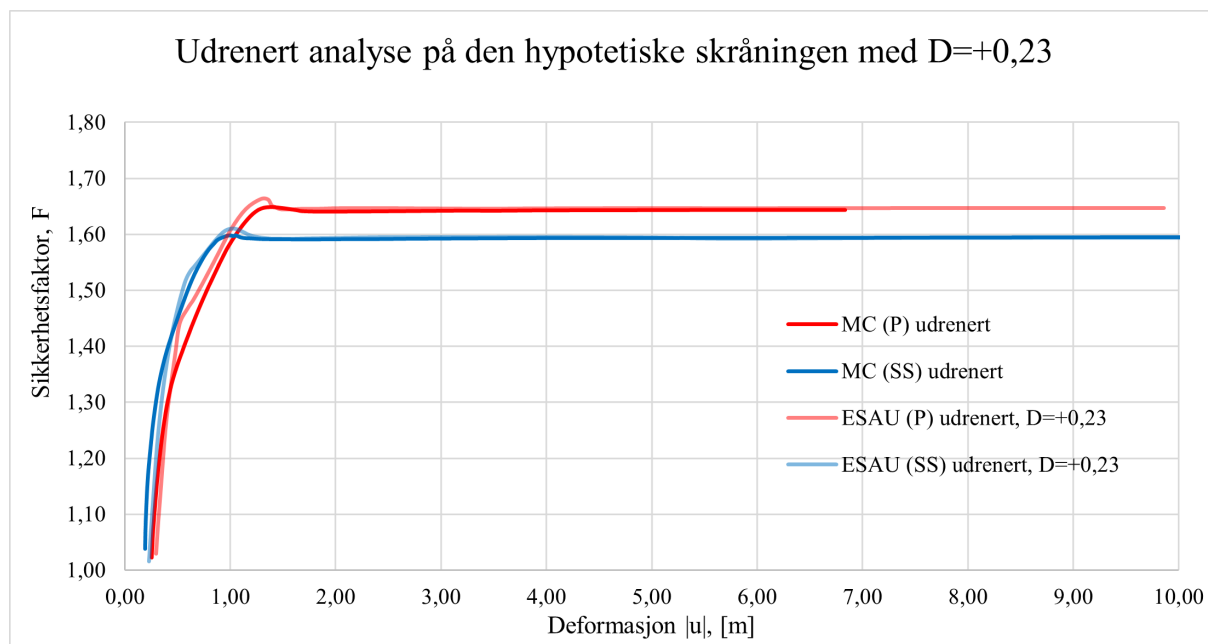
Tabell 3.3: Sikkerhetsfaktorer fra de udrenerte analysene av den hypotetiske skråningen.

Jordmodell	Janbus D	Poretrykksanalyse	Udrenert sikkerhet, F	Diff
Mohr-Coulomb		Phreatic	1,65	
ESAU	+0,23	Phreatic	1,65	0,00
Mohr-Coulomb		Steady state	1,59	
ESAU	+0,23	Steady state	1,59	0,00

Som Tabell 3.3 viser, er resultatene fra de to ulike jordmodellene helt like i udrenert analyse når $D = +0,23$. Det er tydelig at poretrykksanalysen ikke påvirker resultatene i stor grad. Hvis *Phreatic* brukes som poretrykksanalyse blir sikkerhetsfaktoren $F = 1,65$. På den andre siden blir sikkerhetsfaktoren $F = 1,59$ hvis *Steady state* brukes som poretrykksanalyse. Uavhengig av poretrykksanalyse blir avviket mellom jordmodellene 0,00.

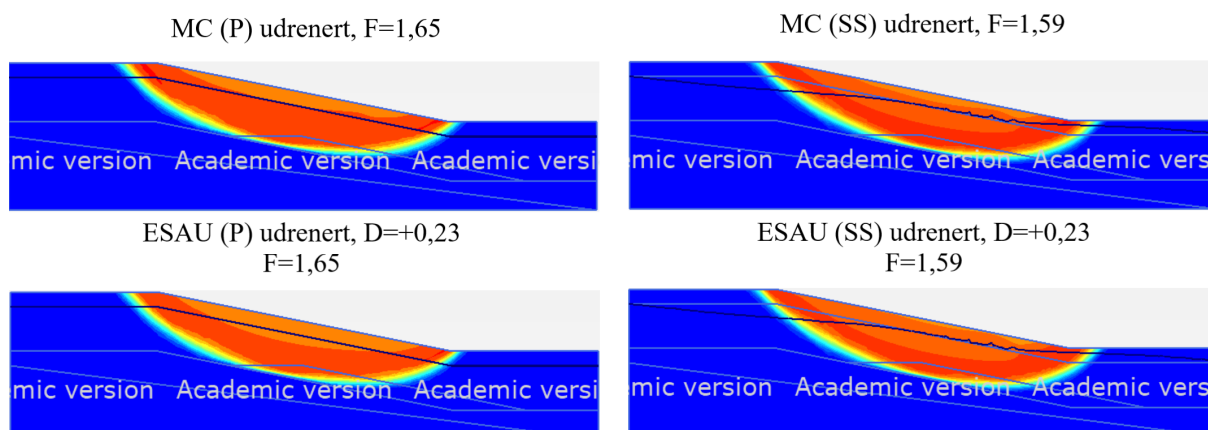
Se Figur 3.4 for udrenert sikkerhetsfaktor plottet mot deformasjon. Figur 3.4 viser tydelig at

sikkerhetsfaktorene konvergerer på to forskjellige nivåer. Analysene med bruk av *Phreatic* som poretrykksanalyse konvergerer sikkerhetsfaktoren ved $F = 1,65$, men ved bruk av *Steady state* konvergerer sikkerhetsfaktoren på $F = 1,59$.



Figur 3.4: Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. Udrenert analyse på den hypotetiske skråningen.

Bruddmekanismen for den udrenerte situasjonen er presentert i Figur 3.5. Det er tydelig at den mest kritiske mekanismen er tilnærmet identisk for tilfellene med ulik jordmodell og poretrykksanalyse. Det betyr at ESAU-modellen også gjenskaper samme kritiske mekanisme som Mohr-Coulomb for udrenert situasjon i den hypotetiske skråningen.



Figur 3.5: Bruddmekanismen for udrenert situasjon.

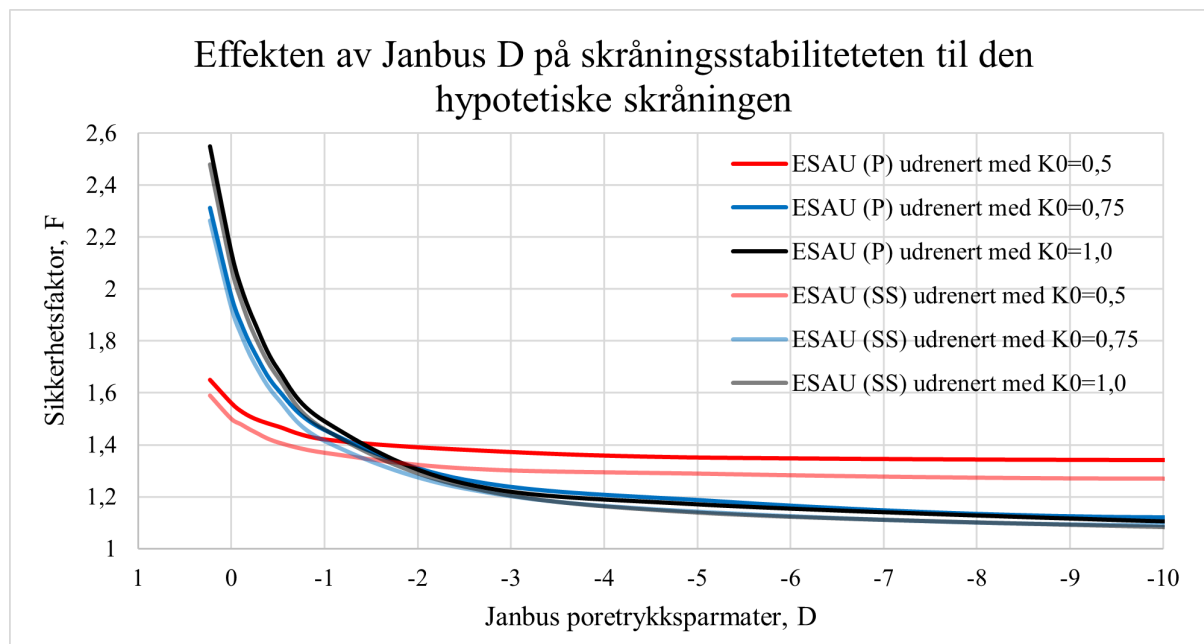
I tabell 3.4 er sikkerhetsfaktorer for den teoretiske skråningen med ulike verdier av D presentert. Her er samme verdi for Janbus D brukt i både leiren og kvikkleiren. De andre jordparametrene er konstante og brukt som presentert i Tabell 3.1. Figur 3.6 gir en grafisk fremstilling av hvilken effekt Janbus D har på skråningsstabiliteten til den hypotetiske skråningen.

Fra Tabell 3.4 og Figur 3.6 er det tydelig at Janbus poretrykksparameter, D , påvirker korttids-

Tabell 3.4: Effekten av Janbus D og K_0 på stabiliteten til den teoretiske skråningen.

Janbus D	Udrenert sikkerhetsfaktor						Drenert sikkerhetsfaktor	
	$K_0 = 0,5$		$K_0 = 0,75$		$K_0 = 1,0$		P	SS
	P	SS	P	SS	P	SS		
+0,23	1,65	1,59	2,31	2,26	2,55	2,48	2,16	2,07
0,00	1,56	1,50	1,97	1,93	2,14	2,08	2,16	2,07
-0,10	1,53	1,48	1,87	1,83	2,01	1,96	2,16	2,07
-0,25	1,50	1,45	1,75	1,71	1,87	1,82	2,16	2,07
-0,5	1,47	1,41	1,61	1,58	1,69	1,66	2,16	2,07
-1,0	1,42	1,37	1,46	1,41	1,49	1,46	2,16	2,07
-2,5	1,38	1,31	1,27	1,23	1,25	1,24	2,16	2,07
-5,0	1,35	1,29	1,19	1,14	1,17	1,14	2,16	2,07
-10,0	1,34	1,27	1,12	1,09	1,10	1,09	2,16	2,07
-100,0	1,31	1,25	1,08	1,04	x	x	2,16	2,07
-1 000,0	1,31	1,25	1,06	1,04	x	x	2,16	2,07
-10 000,0	1,31	1,25	1,06	1,04	x	x	2,16	2,07
-1 000 000,0	1,31	1,25	1,06	1,04	x	x	2,16	2,07

x-Feilmelding i PLAXIS, fasene kjører ikke.

Figur 3.6: Effekten av Janbus D på stabiliteten i den hypotetiske skråningen.

stabiliteten til den teoretiske skråningen. Langtidsstabiliteten er tatt med kun for å bevise at jordmodellen fungerer som den skal ettersom at Janbus D ikke skal påvirke langtidsstabiliteten utifra teorien. En reduksjon av poretrykksparmeteren, D , fører til en reduksjon i udrenert stabilitet. Det skjer helt til stabiliteten, og dermed sikkerhetsfaktoren, konvergerer mot en endelig verdi. Hvis $K_0 = 0,5$ brukes for initialspenningstilstanden, konvergerer sikkerhetsfaktoren mot $F = 1,31$ og $F = 1,25$ ved bruk av henholdsvis poretrykksanalysene *Phreatic* og *Steady state*. Hvis $K_0 = 1,0$ brukes, når sikkerhetsfaktoren sitt bunnpunkt rundt $F = 1,10$ for begge poretrykksanalysene *Phreatic* og *Steady state*. Etter dette bunnpunktet ved $D \approx -10,0$, blir sikkerhetsfaktoren større og ser ut til å konvergere mot samme verdier som for $K_0 = 0,5$, se

Figur B.1. Det betyr at den hypotetiske skråningen ikke vil gå til brudd ($F = 1,00$) uansett hvilken poretrykkparameter, D som brukes. En observasjon verdt å merke seg er at ved å endre D fra 0 til -1 har stor påvirkningsgrad på skråningsstabiliteten. Ved videre økning av D vil ikke stabiliteten bli påvirket i like stor grad.

3.2.3 Initialspenningstilstand

Tabell 3.5 viser hvordan initialspenningstilstanden endrer seg ved to punkter i den hypotetiske skråningen hvis jordmodellen som brukes i initialfasen endres fra Mohr-Coulomb til ESAU. For enkelhets skyld er det kun poretrykksanalysen *Phreatic* som er benyttet under analysene med initialspenningstilstand.

Tabell 3.5: Hvordan initialspenninger i den hypotetiske skråningen varierer med bruk av ulike jordmodeller. Punkt B og C er vist i Figur 3.1.

Punkt	Koordinat		Spenninger	MC	ESAU			
	X	Y			$D = +0,23$	$D = -1,0$	$D = -10,0$	$D = -1000,0$
B	99,15	10,41	σ'_1	-195,88	-197,43	196,75	-196,15	-196,00
			σ'_2	-89,93	-103,49	-101,76	-100,20	-99,79
			σ'_3	-73,06	-84,89	-83,70	-82,59	-82,30
C	100,16	-4,72	σ'_1	-246,95	-249,63	-248,53	-247,56	-247,32
			σ'_2	-120,87	-132,69	-129,61	-126,85	-126,15
			σ'_3	-93,66	-101,39	-99,12	-97,07	-96,55

Resultatene fra Tabell 3.5 viser at spenningstilstanden varierer med jordmodell som brukes i initialfasen. Spenningene σ'_2 og σ'_3 er generelt høyere ved bruk av ESAU-modellen i forhold til Mohr-Coulomb. σ'_1 på den andre siden er nesten identisk og varierer lite med hvilken jordmodell som brukes.

Tabell 3.6 viser hvordan sikkerhetsfaktoren, F , varierer med ulik initialspenningstilstand i massene. Det er tydelig at skråningsstabiliteten i liten grad blir påvirket av hvilken jordmodell som brukes i initialfasen. Spesielt langtidsstabiliteten i skråningen blir ikke påvirket av jordmodell. Korttidsstabiliteten blir påvirket i liten grad av jordmodell, men kun i få tilfeller. Ved å bruke jordmodellen Mohr-Coulomb til å etablere initialspenningstilstanden til jorden blir den beregnede sikkerhetsfaktoren 0,02 større enn ved bruk av ESAU-modellen. Det er ansett å ha liten betydning for resultatene ettersom forskjellen er minimal.

Tabell 3.6: Hvordan sikkerhetsfaktorer for den hypotetiske skråningen varierer med ulik jordmodell og poretrykkparameter i nullfasen.

Jordmodell initialspenning	Poretrykks- analyse	Mohr-Coulomb, F		ESAU, F					
		Udrenert	Drenert	$D = +0,23$		$D = -1,0$		$D = -1000,0$	
	Phreatic	Udr	Dr	Udr	Dr	Udr	Dr	Udr	Dr
Mohr-Coulomb, F		1,66	2,16	1,70	2,16	1,43	2,16	1,31	2,16
ESAU F	$D = +0,23$	1,64	2,16	1,64	2,16	1,43	2,16	1,31	2,16
	$D = -1,0$	1,64	2,16	1,64	2,16	1,43	2,16	1,31	2,16
	$D = -1000,0$	1,64	2,16	1,64	2,16	1,43	2,16	1,31	2,16

3.3 Diskusjon

De innledende analysene brukes til feilsøking og kvalitetssikring av ESAU-modellen som er implementert inn i PLAXIS av Gustav Grimstad. Det gjøres fordi modellen ikke er utprøvd i stor grad av utvikleren selv, og det er derfor nødvendig for å kontrollere om modellen gir representative resultater. Kontrollsikringen gjøres ved å kjøre analyser på en hypotetisk skråning som ble utformet i prosjektoppgaven. Måten kontroll og feilsøking gjøres på er å sammenligne ESAU-modellen med den standardiserte jordmodellen Mohr-Coulomb i PLAXIS 2D.

Resultatene fra de innledende analysene viser at langtidsstabiliteten til skråningen blir identisk representert av de to ulike jordmodellene. Differansen i resultatene mellom jordmodellene er på 0,00. Bruddmekanismene er tilnærmet identiske som betyr at ESAU-modellen representerer den samme kritiske mekanismen som Mohr-Coulomb. Det gjelder uansett hvilken av poretrykk-sanalysene som brukes. Kurven der sikkerhetsfaktor er plottet mot total deformasjon viser at ESAU-modellen følger helt samme sti som Mohr-Coulomb for drenert situasjon. Ettersom input-parametrene er forskjellig i de to jordmodellene, og disse ikke skal ha betydning for langtidsstabiliteten, er dette resultatet forventet.

For korttidsstabiliteten blir resultatene fra ESAU-modellen lavere enn med Mohr-Coulomb når $D = 0$ brukes. Når analyser med ESAU-modellen gjøres med $D = 0$ blir sikkerhetsfaktoren 0,09 enn ved bruk av Mohr-Coulomb. De to jordmodellene tar inn nesten identiske input-parametere, men det skiller på en spesiell jordparameter, dilatansoppførsel. Mohr-Coulomb tar inn dilatansoppførselen som en dilatansvinkel, ψ , men ESAU-modellen tar den inn som Janbus poretrykk-parameter, D . Dilatansvinkel og Janbus D uttrykker den samme fysiske materialoppførselen med hvordan korn "klatrer" på hverandre. Dilatans som materialoppførsel er nøyere forklart i Kapittel 2.7. Selv om Janbus D og dilatansvinkelen uttrykker samme materialoppførsel er det ingen generell eller enkel sammenheng mellom verdiene. Det betyr at hvis dilatansvinkelen er $\psi = 0$, er ikke nødvendigvis Janbus $D = 0$. Det er årsaken til at ESAU-modellen i utgangspunktet beregner lavere korttidsstabilitet for den hypotetiske skråningen enn hva Mohr-Coulomb gjør, når $D = 0$.

For å få identisk korttidsstabilitet med bruk av de to jordmodellene undersøkes det hvilken verdi av Janbus poretrykk-parameter som må brukes. Ved å bruke $D = +0,23$ representerer ESAU-modellen identisk korttidsstabilitet som Mohr-Coulomb for den hypotetiske skråningen med bestemte jordparametere. ESAU-modellen og Mohr-Coulomb viser da korttidsstabiliteten $F = 1,64$ og $F = 1,59$ ved bruk av henholdsvis *Phreatic* og *Steady state* som poretrykksanalyse.

Videre undersøkes hvilken generell effekt Janbus D har på skråningsstabiliteten. Resultatene viser at ved økende negativ verdi av D blir den beregnede korttidsstabiliteten av den hypotetiske skråningen stadig redusert. Reduksjonen foregår helt til sikkerhetsfaktoren konvergerer mot endelig verdi når $D \approx -100$, se Figur B.1. Det gjelder for alle verdiene av K_0 . Sikkerhetsfaktorene det konvergerer mot er $F = 1,31$ og $F = 1,26$ ved bruk av henholdsvis *Phreatic* og *Steady state* som poretrykksanalyse. Effekten av Janbus D på skråningsstabiliteten er størst når den endres i intervallet $+0,25 \geq D \geq -0,50$. Det kommer tydelig fram i Tabell 3.4 og Figur 3.6 at sikkerhetsfaktoren reduseres raskt i starten ved liten av endring av Janbus D . Etterhvert som D øker negativt reduseres sikkerhetsfaktoren mindre og tilslutt konvergerer mot en bestemt verdi.

De innledende analysene viser at ESAU-modellen fungerer godt til å representere skrånings- sta-

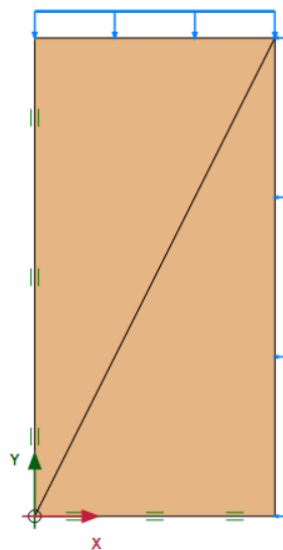
biliteten til den hypotetiske skråningen. Langtidsstabiliteten blir idenetisk representert som ved bruk av Mohr-Coulomb. Korttidsstabiliteten blir i utgangspunktet lavere ved bruk av ESAU-modellen, og det må brukes $D = +0,23$ for å få identiske resultater. Videre blir skråningsstabiliteten redusert ved å bruke negative verdier av D . Større negativ verdi av D reduserer sikkerhetsfaktoren, men den vil etterhvert konvergere mot en bestemt verdi. Uansett hvilken verdi av poretrykkparameteren, D som brukes vil ikke den hypotetiske skråningen gå til brudd.

3.4 ESAU-modell og treaks

3.4.1 Modellering

I tillegg til den hypotetiske skråningen vil en enkel elementmodell av en treakstest bli brukt til å verifisere ESAU-modellen i PLAXIS. Det blir benyttet aksesymmetri, og påsatt jevnt fordelte laster på overflaten av modellen. Treakstesten blir kjørt med ESAU-modellen og udrenert jordmateriale. Det er fordi ESAU-modellen ikke påvirker langtidsstabiliteten i skråninger, og dermed drenerte jordmaterialer.

Modellen som analyseres er 1 meter bred og 2 meter høy, og består av to jordelementer. Se Figur 3.7 for en enkel skisse av hvordan modellen er bygd opp.



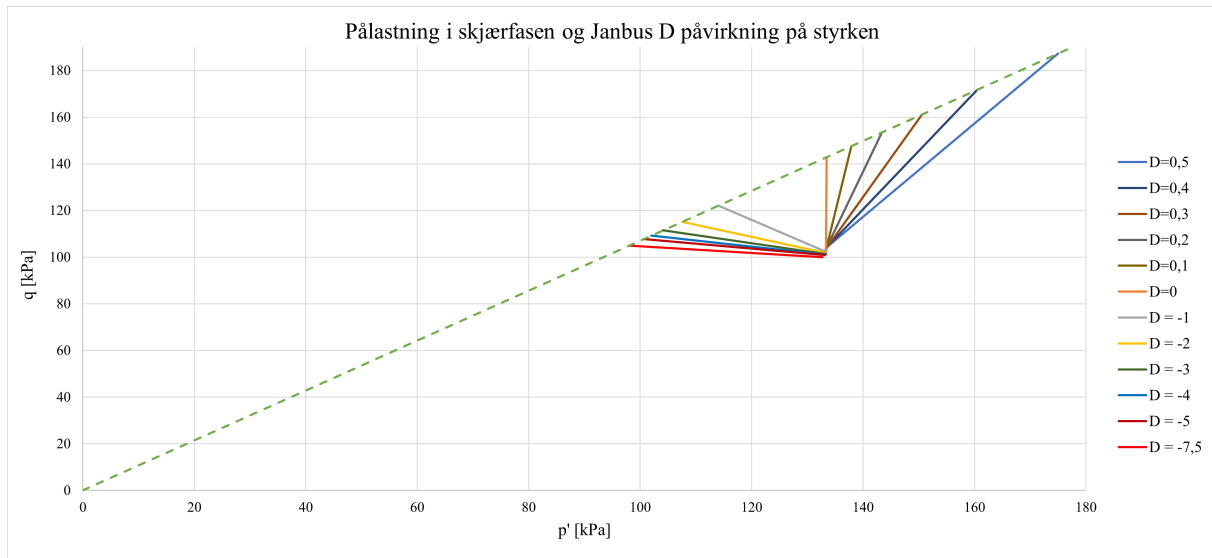
Figur 3.7: Oppbygging av treaksmodell i innledende treaksanalyse.

Jordmaterialet er det samme som vil bli brukt i analysene av de ulike skråningene. Det betyr at jordmaterialet har de samme jordparametrene som i de reelle tilfellene, med unntak av vekten av jorden. Egenvekten til jorden er satt til null. Det gjøres for å la det simulerte cellytrykket være det eneste som skaper spenninger i jordmaterialet. I likhet med en treakstest som gjennomføres i laboratoriet, vil det bli kjørt to faser. Den første fasen er en konsolideringsfase, hvor drenert konsolidering gjør at jordmaterialet går tilbake til tilnærmet samme spenningssituasjonen det opplevde i grunnen. Det er benyttet anisotrop konsolidering, med en lineær last på 200 kN/m^2 påsatt vertikalt mot 100 kN/m^2 horisontalt. I fase 2, skjærfasen, blir jordmaterialet komprimert i vertikal retning. I PLAXIS gjøres dette ved å øke den lineære lasten i vertikal retning til 1000 kN/m^2 , samtidig som lasten i horisontal retning holdes konstant på 100 kN/m^2 . Skjærfasen gjøres udrenert.

3.4.2 Resultater og betraktninger

Se Figur 3.8 for resultater fra treakssimulering med ESAU-modellen. Figuren viser resultatene fra pålastningen opp til 1000 kN/m^2 i skjærfasen, for varierende D .

Den grønne stiplede linjen representerer Mohr-Coulombs bruddkriterium med en friksjonsvinkel



Figur 3.8: Resultater fra pålastning i skjærfasen i innledende treksanalyse.

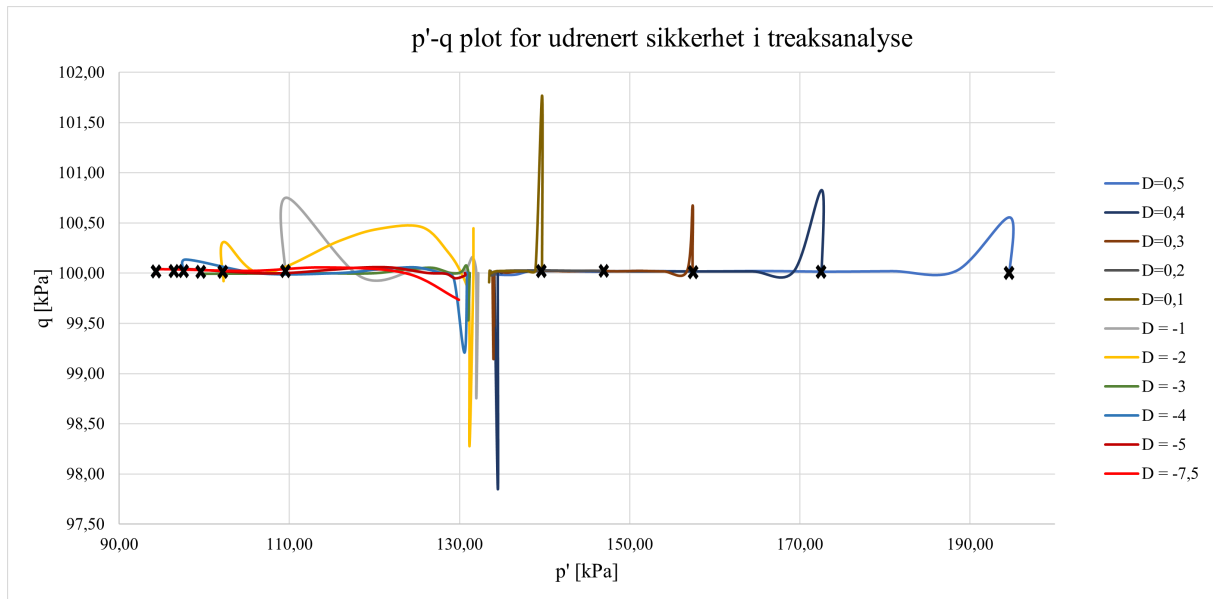
lik $\varphi = 27^\circ$. Coulomblinjen er i denne analysen kun avhengig av friksjonsvinkelen, da det brukes en aktiv treakstest. Resultatene fra treakstesten er med på å bekrefte at ESAU-modellen virker som den skal. Jordelementet blir først konsolidert til 100 kN/m^2 , lest av y-aksen. Resultatene stopper ved Coulomblinjen for alle verdiene av D . $D = 0$ gir en vertikal effektivspenningssti. Det samsvarer med teorien, som sier at ESP skal være vertikal under lasting i udrenert tilstand. Det kommer av at prøven viser elastisk oppførsel, og dermed er volumendringen lik null. Videre er det mulig å se at positive verdier for poretrykksparemeteren gjør at spenningsstiene bøyes opp (til høyre for $D = 0$), noe som betyr at materialet har en dilatant oppførsel. Samtidig gir negative verdier for poretrykksparemeteren en nedbøyning av ESP (til venstre for $D = 0$). Dette betyr at jordprøven har en kontraktant oppførsel. For den dilatante oppførselen og positive verdier for D , stopper analysen for større verdier enn $D = 0,5$. I teorien skal en D på $+\infty$ gi horisontal spenningssti mot høyre. En Janbus D på $+0,5$ gir derimot ikke en horisontal spenningssti. For negative verdier for poretrykksparemeteren, er $D = -7,5$ det prøven tåler før PLAXIS ikke kjører fasene. $D = -7,5$ vil gjøre at kurven flater ut, men den blir ikke helt horisontal. I likhet med den dilatante oppførselen, skal en D som går mot $-\infty$ også gi en horisontal spenningssti, bare bøyd motsatt veg, altså mot venstre.

Figur 3.9 viser hvordan Janbus poretrykksparemetere påvirker et $p' - q$ plot for den udrenerte sikkerhetsfasen.

Resultatene i Figur 3.9 viser at en økende absoluttverdi av D gjør at kurven går lenger fra startpunktet på x-aksen. Uansett verdi for D ligger resultatene på $q \approx 100 \text{ kPa}$. Grunnet nøyaktigheten i PLAXIS vil det være noen enkeltsteg som gir større og mindre verdier. Til tross for dette er siste steg 100 kPa for samtlige verdier av D .

Figur 3.10 og Figur 3.11 viser hvordan Janbus poretrykksparemetere, D , påvirker henholdsvis sikkerheten og poretrykket for den innlende treksanalysen.

Figur 3.10 viser at en synkende D vil redusere sikkerhetsfaktoren i treksanalysen. I likhet med stabilitetsanalysen for den hypotetiske skråningen, vil den udrenerte sikkerhetsfaktoren reduseres mest for verdier av D nærmere null. Deretter vil sikkerhetsfaktoren reduseres mindre og mindre



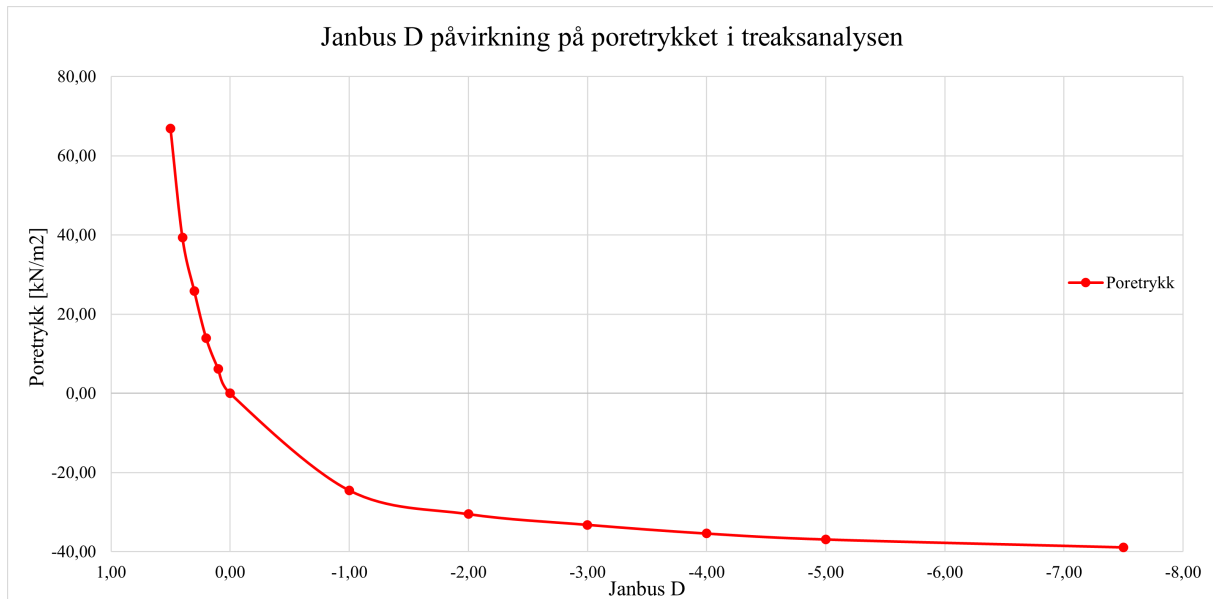
Figur 3.9: p' - q plot for udrenert sikkerhet i innledende treksanalyse.



Figur 3.10: Oversikt over hvordan Janbus D påvirker sikkerhetsfaktoren i innledende treksanalyse.

før den konvergerer mot en endelig verdi når $D \rightarrow -\infty$.

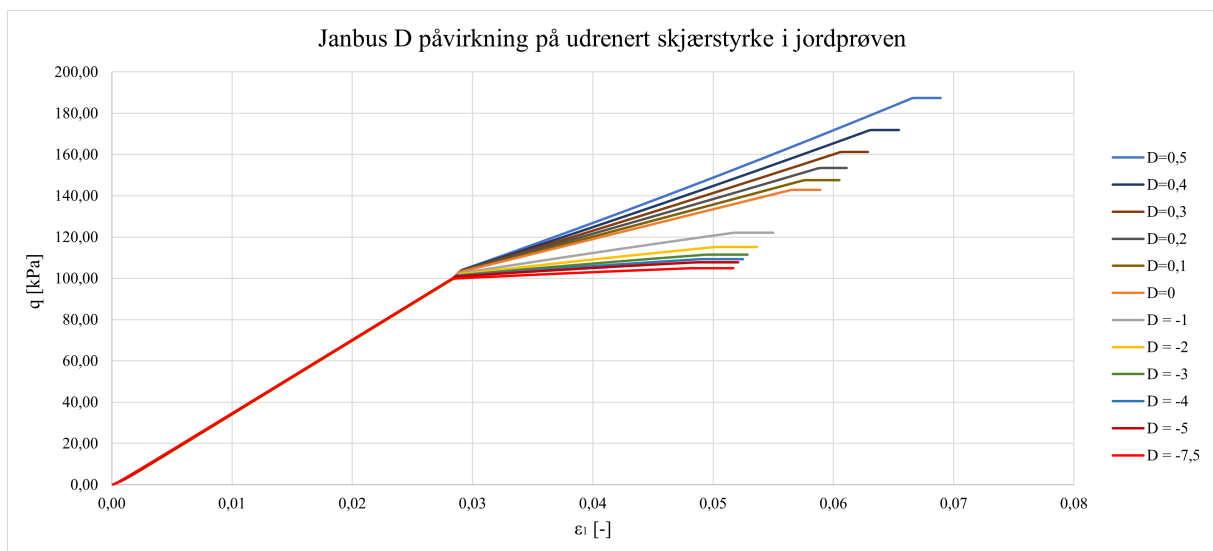
Figur 3.11 viser, i likhet med sikkerhetsfaktoren, at en synkende poretrykksparemeter vil redusere poretrykket i treksanalysen. En positiv verdi for Janbus D vil gi sug i jordprøven, hvor suget øker med økende D . En poretrykksparemeter på null gir også null poretrykk i prøven. Negative verdier for D gir poretrykk i jordprøven. Desto mindre poretrykksparemeteren er, desto større blir poretrykket i jordmaterialet. Analysene stopper for $D = -7,5$ da fasene ikke vil kjøre for lavere verdier av Janbus poretrykksparemeter. Poretrykket ser ut til å konvergere mot en endelig verdi på $\approx -40 \text{ kN/m}^2$. Selvom ikke poretrykket konvergerer helt, flater kurven ut når $D \rightarrow -7,5$.



Figur 3.11: Oversikt over hvordan Janbus D påvirker poretrykket i innledende treksanalyse.

Treksanalysen er også med på å bekrefte at den drenerte langtidsstabiliteten ikke påvirkes av poretrykksparemeteren. Uansett verdi for D blir den drenerte sikkerheten funnet til å være $F = 1,44$. Det er samme verdi som udrenert sikkerhetsfaktor med proetrykksparemetere $D = 0$, som er en interessant observasjon.

Resultatene fra treksanalysen er også vist i et $\epsilon_1 - q$ -plot i Figur 3.12. Figuren kan bli brukt til å finne estimert maksimal, udrenert skjærfasthet.



Figur 3.12: Janbus D påvirkning på den udrenerte skjærfastheten i innledende treksanalyse.

Den udrenerte skjærfastheten avhenger av Janbus poretrykksparemetere, sett i Figur 3.12. En høyere verdi av D vil gi høyere udrenert skjærfasthet i jordprøven. For alle verdier av D vil resultatene være de samme frem til konsolideringen på $q = 100\text{kPa}$ er ferdig. Deretter vil grafene slake ut avhengig av poretrykksparemetere. Når maksimal udrenert skjærfasthet er nådd, vil kurvene fortsette horisontalt frem til det oppstår brudd i skjærfasen.

Alle resultatene er vist med poretrykkparameteren som varierer mellom $D = 0,5$ og $D = -7,5$. Grunnen er at PLAXIS ikke vil kjøre med verdier som går utenfor dette intervallet. Det kan komme av at ESAU-modellen i PLAXIS ikke er robust nok til å kunne kjøre for slike verdier av poretrykkparameteren i denne analysen. Modellen må utvikles videre for at flere verdier av poretrykkparameteren kan kjøres i en simulert treaksanalyse.

Kapittel 4

Kråknes

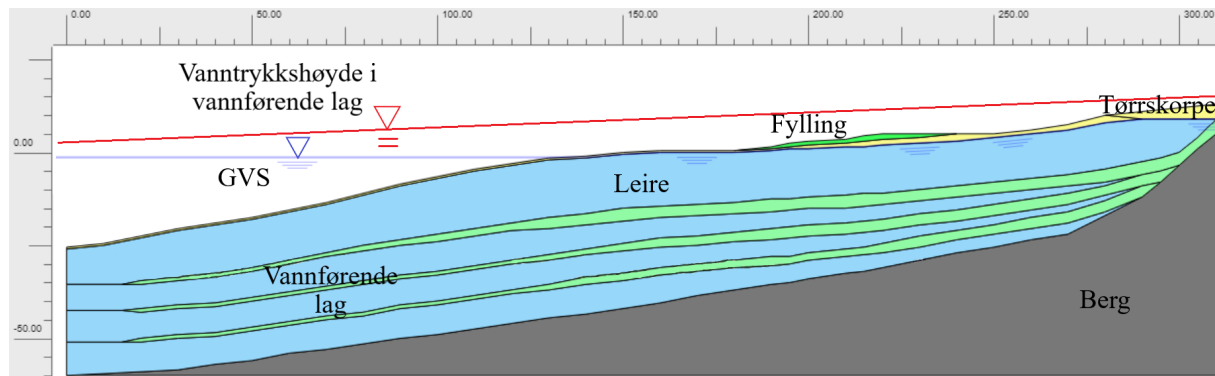
4.1 Modellering

I 2020 gikk det et kvikkleireskred i en skråning ved Kråknes i Alta. Det ble satt ned en faggruppe i etterkant av skredet for å undersøke omstendighetene. De kom fram til at skråningsstabiliteten i utgangspunktet var lav og at fyllingsarbeider reduserte den ytterligere. I tillegg var det stor snøsmelting i området på denne tiden som førte til et økt poretrykk i løsmassene. Faggruppen konkluderte med at den store snøsmeltingen og dermed økt poretrykk var årsaken til skredet som gikk (NVE, 2021b). Jordprofilet for skråningen er hentet fra den offisielle rapporten til NVE (2021b). I jordprofilet er det flere vannførende lag gjennom leiren som kan føre vann inn i leirlagene. Undersøkelsesgruppen kom fram til at det var et artesisk poreovertrykk i grunnen på opptil +10 meter som måtte til for å oppnå brudd. Grunnundersøkelser etter skredet viser at grunnforholdene i området kan beskrives på følgende måte:

- Hellende terreng fra berg i dagen på topp av skråningen ned mot sjøen i skråningsfot.
- Liten fylling på opptil 2 meter med friksjonsmasser i forbindelse med hytteutbygging.
- Tørrskorpe i varierende mektighet som består av friksjonsmasser som sand og grus.
- Grunnvannstanden ligger under tørrskorpen.
- Leire med egenskaper både over og under kriteriet for sprøbruddmateriale.
- Vannførende lag deler opp leiren i lag med varierende mektighet.
- Dybde til berg varierer fra 0 til omtrent 40 meter.
- Poreovertrykk på opptil 10 meter.

Figur 4.1 viser jordprofilet for skråningen der skredet gikk. Geometri, lagdeling og poretrykksprofil er direkte basert på jordprofil fra rapporten til undersøkelsesgruppen (NVE, 2021b). De vannførende lagene er kontinuerlige og strekker seg langs store deler av profilet. De splitter leiren og skaper tydelige lag i profilet.

I den offisielle rapporten er det funnet ut at det var et artesisk poreovertrykk på opptil 10 meter i de vannførende lagene. I Figur 4.1 er denne vanntrykkshøyden vist som den røde linjen. Den lyseblå linjen er grunnvannstanden. I tidsrommet da skråningen raste ut var havnivået på



Figur 4.1: Jordprofil for skråningen der skredet gikk ved Kråknes i 2020.

kote -1,29 meter, derfor er havnivået gjengitt ved denne høyden i jordprofilen. De vannførende lagene er markert i grønn farge, friksjonsmasser i gul, fylling i lys grønn og leire i lys blå. Grå farge representerer fjell. Det er gjort modifikasjoner på profilet sammenlignet med det som er presentert i den offisielle rapporten. Det er lagt et lag med tørrskorpe over leiren hele veien, dette er gjort for at ESAU-modellen skal kjøre enklere. En annen ting som er endret på er lengden på profilet. Det er kuttet ned ca. 20 meter øverst i skråningen ettersom det kun er berg og ikke har betydning for skråningsstabiliteten. Jordprofilet fra den offisielle rapporten er representert i Figur B.3.

Jordparametrene som brukes i beregningen for skråningen ved Kråknes er presentert i Tabell 4.1. Jordparametrene er hentet fra den offisielle rapporten til undersøkelsesgruppen (NVE, 2021b). Parametre som ikke var gitt i rapporten, er erfaringsverdier hentet fra referanseprosjekter.

Tabell 4.1: Parametre benyttet i modellering av skråning ved Kråknes.

Parameter	Symbol	Fylling	Friksjonsmasser	Vannførende	Leire
Jordmodell	-	MC	MC	MC	ESAU
Oppførsel	-	Drained	Drained	Drained	Undrained(A)
Densitet	γ	19 kN/m ³	19 kN/m ³	19 kN/m ³	19 kN/m ³
E-modul	E'	50 000 kPa	50 000 kPa	50 000 kPa	10 000 kPa
Attraksjon	c'	10 kPa	10 kPa	3 kPa	0 kPa
Friksjonsvinkel	φ	38°	38°	30°	27°
Dilatansvinkel	ψ	0°	0°	0°	0°
Permeabilitet	$k_x = k_y$	0,1 m/day	0,1 m/day	0,1 m/day	10 ⁻³ m/day
Poisson	ν'	0,2	0,2	0,3	0,3
Skjærmodul	G	20 830 kN/m ²	20 830 kN/m ²	19 230 kN/m ²	3 846 kN/m ²
Bulkmodul	K	-	-	-	8 333 kN/m ²
Hardening modul	H	-	-	-	3 846 kN/m ²
Horisontal spenningskoeff.	K_0	0,384	0,384	0,500	0,500

Når stabiliteten skal beregnes med ESAU-modellen er det kun leiren som bruker denne jordmodellen. De andre løsmassetypene bruker Mohr-Coulomb. Grunnen til det er at kjøretiden til beregningene reduseres kraftig og resultatene blir tilnærmet identiske. For beregninger med Mohr-Coulomb blir denne jordmodellen brukt for alle løsmassetyper, også leiren.

4.2 Resultater

Skråningen som raste ut ved Kråknes i Alta er antatt å ha et artesisk poreovertrykk i jordmassene. Ved å bruke antatt lagdeling, jordparametere og ulike poretrykksprofiler gir tilbakeregning av stabiliteten til skråningen resultater som presentert Tabell 4.2.

Tabell 4.2: Sikkerhetsfaktorer fra analyser av skråningen ved Kråknes med ESAU og Mohr-Coulomb som jordmodell.

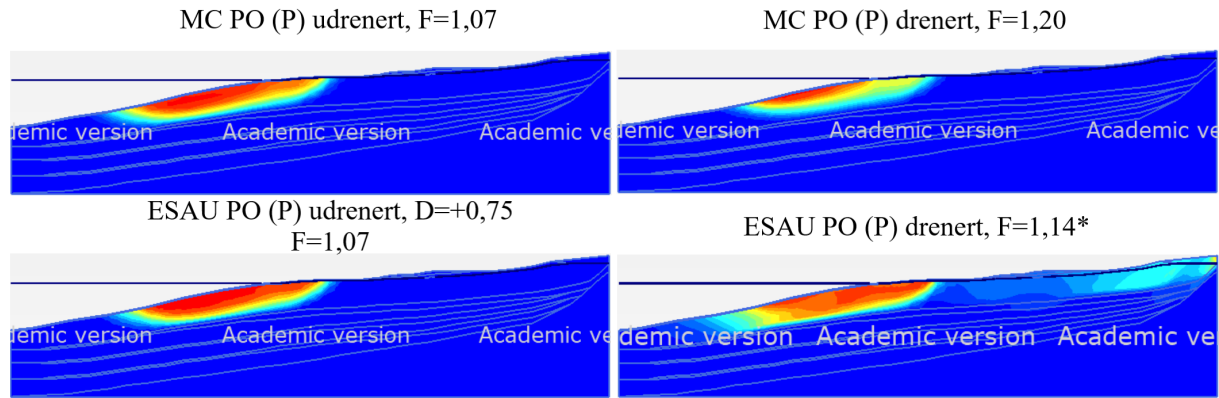
Poretrykksprofil	Janbus D	Jordmodell	Poretrykksanalyse	Sikkerhet, F		Sikkerhet, F	
				Udrenert	Diff	Drenert	Diff
Orginal grunnvannstand		MC	P	1,89	0,01	2,45	0,00
	+0,40	ESAU	P	1,90		2,45	
	-10 000	ESAU	P	1,40	2,45		
		MC	SS	1,76	0,01	2,18	0,00
	+0,25	ESAU	SS	1,77		2,18	
	-10 000	ESAU	SS	1,28		2,18	
Påsatt poreovertrykk		MC	P	1,07	0,00	1,20	0,06
	+0,75	ESAU	P	1,07		1,14*	
	-0,40	ESAU	P	1,00	1,14*		
		MC	SS	1,31	0,00	1,61	0,03
	+0,60	ESAU	SS	1,31		1,58	
	-10 000	ESAU	SS	1,14		1,58	
Fra NVEs offisielle utredning (NVE, 2021b)				1,01		1,02	

*Beregningen stanser før sikkerhetsfaktoren, F , tydelig konvergerer.

For analysene med original grunnvannstand blir sikkerhetsfaktoren $F = 1,90$ og $F = 1,77$ med bruk av henholdsvis *Phreatic* og *Steady state* som poretrykksanalyser. For dette tilfellet vil ikke skråningen gå til brudd uansett hvor stor negativ verdi av D som brukes. En stor negativ verdi vil redusere korttidsstabiliteten betydelig, men ikke nok til at skråningen står på brudd. Langtidsstabiliteten er på den annen side uavhengig av poretrykkparameteren D og er identisk som Mohr-Coulomb.

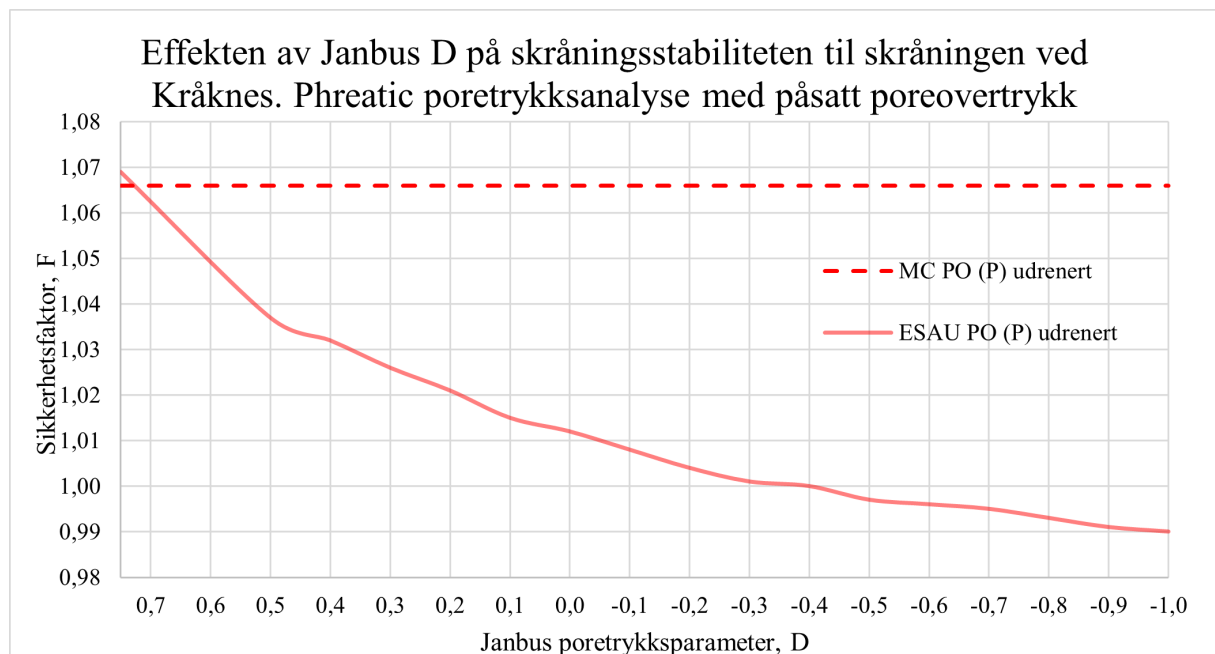
Tabell 4.2 viser at den mest kritiske situasjonen for skråningen er når det settes på et poreovertrykk. Da er sikkerheten mot utglidning $F = 1,07$ med *Phreatic*-analyse for både Mohr-Coulomb og ESAU-modellen med $D = +0,75$. Hvis *Steady state* benyttes i tilfellet med påsatt poreovertrykk blir sikkerhetsfaktoren beregnet til $F = 1,31$. For at resultatet skal bli tilsvarende for ESAU-modellen må $D = +0,60$ brukes. Videre er det mulig å se at langtidsstabiliteten ikke er helt identisk. Den ene verdien er markert med stjerne (*) og det kommer av at beregningene stanser før sikkerhetsfaktoren rekke å konvergere.

I Figur 4.2 er den mest kritiske bruddmekanismen for skråningen ved Kråknes representert. Tilfellet er med påsatt poreovertrykk og er en sammenligning av Mohr-Coulomb og ESAU-modellen. Bruddmekanismene for korttidsstabiliteten er tilnærmet identisk. Langtidsstabiliteten er på den annen side ikke helt identisk og den initielle utglidningen vil være større ifølge ESAU-modellen. Plasseringen av bruddmekanismen er derimot lik for begge jordmodeller.



Figur 4.2: Den mest kritiske bruddmekanismen for skråningen ved Kråknes med påsatt poreovertrykk.

Figur 4.3 viser sammenhengen mellom sikkerhetsfaktoren, F , og poretrykksparemeter, D for skråningen ved Kråknes. Sikkerhetsfaktoren beregnet ved bruk av ESAU-modellen er markert i lys rød og Mohr-Coulomb er markert i rød stiplet. Jordmodellen Mohr-Coulomb blir ikke påvirket av D , men sikkerhetsfaktoren fra ESAU-modellen blir redusert ved økende negativ verdi av D . Skråningen står på brudd ($F = 1,00$) med en poretrykksparemeter på $D = -0,40$. Sammenhengen mellom sikkerhetsfaktoren og poretrykksparemeteren er ikke-lineær. Fra venstre reduseres sikkerhetsfaktoren ved liten endring av D , men mot høyre må en større endring av D til for å redusere F tilsvarende mye. Videre ser det ut til at sikkerhetsfaktoren vil konvergere mot en endelig verdi når poretrykksparemeteren stadig blir mindre ($D \rightarrow -\infty$).



Figur 4.3: Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Kråknes med påsatt poreovertrykk og *Phreatic* som poretrykkspanalyse.

4.3 Diskusjon

Skredet som gikk ved Kråknes i Alta i 2020 ble utløst av stor snøsmelting som resulterte i økt poretrykk i løsmassene. Skråningsstabiliteten var i utgangspunktet lav og den ble forverret med fyllingsarbeider knyttet til hyttebygging. Den offisielle granskningen som ble utført i etterkant av skredet tilbakeberegnet sikkerheten i både PLAXIS, med NGI-ADP analyse, og GeoSuite Stability. Beregningene i GeoSuite viser $F_{cu} = 1,09$ og $F_{a\varphi} = 1,02$ og PLAXIS gir $F = 1,01$ (NVE, 2021b). Det skal sies at jordparametrene som er brukt i skråningen er holdt konstante og at resultatene kun er representative for disse parametrene og det gitte jordprofil. Den eneste parameteren som endres er Janbus poretrykksparameter, og den blir kun endret for leiren. Resultatene og eventuelle observasjoner diskuteres under.

Sammenlignet med profilet fra NVE (2021b), er jordprofilen som brukes noe modifisert. Modifiseringen er gjort for å redusere beregningstiden. Profilet er redusert med ca. 20 meter i skråningstoppen der det kun er tørrskorpe med liten mektighet over berg. Laget med tørrskorpe er videreført med en mektighet på 0,5 meter langs hele skråningen for at beregningene med ESAU-modellen i det hele tatt skal kjøre. Det ble først prøvd å kjøre beregninger på et profil som var tilnærmet likt det fra NVE (2021b). Beregningene stanset og ga ingen resultater som kunne brukes. Etter at profilet var modifisert ble beregningene kjørt på nytt og resultatene mer representative. Det betyr at ESAU-modellen ikke er så robust når det gjelder skråningsgeometri.

Beregningene i PLAXIS viser at poretrykksprofil og poretrykksanalyse har stor betydning for stabiliteten i skråningen ved Kråknes. Ved å bruke jordmodellen Mohr-Coulomb med original grunnvannstand vil sikkerhetsfaktoren for korttidsstabiliteten være over $F = 1,76$. Med poreovertrykk på ca. 10 meter blir sikkerhetsfaktoren så lav som $F = 1,07$. Hvis ESAU-modellen med $D = -0,40$ brukes, blir sikkerhetsfaktoren $F = 1,00$ for beregninger med påført poreovertrykk. Med andre ord blir sikkerhetsfaktoren kraftig redusert ved å innføre et poreovertrykk på ca. 10 meter i de vannførende lagene i skråningen ved Kråknes. Det gjelder både kort- og langtidsstabiliteten. Korttidsstabiliteten blir redusert så mye som 0,7 ved innføring av poreovertrykket. Dog er påvirkningen størst for langtidsstabiliteten med en reduksjon på opptil 1,0. Det er også tydelig at valg av poretrykksanalyse har stor betydning for beregningene, da det viser seg at skråningsstabiliteten kan variere med opptil 0,4.

Det er ikke nødvendigvis lett å si hvilken poretrykksanalyse som gir det mest representative resultatet. Med original grunnvannstand gir *Steady state*-analysen lavere stabilitet enn det *Phreatic* gjør. Dersom dette hadde vært tilfelle i skråningen gir begge analysene resultater som er større enn kravet satt i veileder 1/2019. Kravet som er satt fra NVE er $F \geq 1,61$ og $F \geq 1,25$ for henholdsvis kort- og langtidsstabiliteten (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2020). Med poreovertrykk derimot blir stabiliteten langt under kravene med *Phreatic* som poretrykksanalyse. *Steady state*-analysen viser på den andre siden for lav korttidsstabilitet, men tilstrekkelig langtidsstabilitet. Det viser at valg av poretrykksanalyse kan bestemme om stabiliteten i skråningen er innenfor eller utenfor kravene satt av NVE. Det viser også hvor viktig det er å ha kontroll over poretrykksprofilet i skråningen.

Verdien markert med stjerne (*) er et resultatet fra beregninger med artesisk poreovertrykk, ESAU-modellen og *Phreatic*-analyse. Grunnen til markeringen er at beregningene stanser før alle stegene er ferdig kalkulert. Dermed er ikke resultatet komplett og nødvendigvis represen-

tativt. Det som skjer i PLAXIS er at den globale feilen (*Global error*) blir stor og betydelig større enn den maksimalt tillatte feilen. Det er i sikkerhetsfasen (*Safety*) at problemet oppstår og derfor rekker ikke sikkerhetsfaktoren å konvergere før beregningen stanser, se Figur B.10 for sikkerhetsfaktor plottet mot deformasjon. Grunnen til at dette skjer kan være at jordmodellen ikke er helt ferdigutviklet. Den er ikke utprøvd i stor grad og kan derfor inneha feil og mangler som gjør at den globale feilen blir så stor. Videre testing og feilsøking må til for å rette opp manglene i ESAU-modellen. På den andre siden blir den drenerte analysen likt representert for andre tilfeller og dermed er ikke mangelen betydelig, men gjør at noen resultater ikke nødvendigvis er representative.

Det kan også se ut som at bruddmekanismen blir påvirket på samme måte som sikkerhetsfaktoren av den ikke-fullførte beregningen. Til høyre i Figur 4.2 er den drenerte bruddmekanismen for skråningen ved Kråknes med påført poreovertrykk og *Phreatic*-analyse. Det er tydelig at bruddmekanismen er ulik for bruk av de to jordmodellene. ESAU-modellen viser en større mekanisme som brer seg over store deler av profilet. Forskjellen kan komme av at beregningen ikke er helt komplett. Derfor er ikke dette resultatet helt representativt, men har uansett ikke så stor betydning for problemstillingen i denne oppgaven.

Resultatene fra analysene som er gjort på skråningen ved Kråknes viser flere forskjellige kritiske bruddmekanismer. Som figurene i Tillegg B.2 viser er det ikke nødvendigvis så stor sammenheng mellom hvor bruddmekanismen oppstår, men at det i hovedsak er snakk om to mekanismer. I den offisielle rapporten er den kritiske bruddmekanismen funnet til å være lav i skråningsprofilen der havoverflaten møter land. Bruddmekanismen har stor utbredelse, og er tilnærmet lik den i Figur 4.2, som er resultat av *Phreatic*-analyse med artesisk poreovertrykk. Sikkerhetsfaktoren er også tilsvarende lav, med $F = 1,07$ som er 0,06 høyere enn det som kommer fram i rapporten til NVE (2021b). Forskjellen kan komme av at NVE har brukt NGI-ADP som jordmodell i sine beregninger. Analysene som er gjort i denne oppgaven viser en sikkerhetsfaktor på $F = 1,07$ når $D = +0,75$, som er en høyere verdi for D enn forventet. På forhånd var det forventet at poretrykkparameteren skulle være i størrelsesorden $D \approx +0,20$ (etter de innledende analysene) for å gi tilsvarende udrenert stabilitet som Mohr-Coulomb. Dersom $D = 0$ brukes blir sikkerheten redusert til $F = 1,01$ som er den samme funnet av NVE, men med en annen jordmodell. For at skråningen skal nå en bruddsituasjon må $D = -0,40$ brukes, som er innenfor intervallet for norske leirer i følge Statens Vegvesen (2018).

Analysene gjort her viser at den drenerte sikkerheten er høyere enn det funnet i rapporten til NVE (2021b). I den offisielle rapporten er det funnet en drenert sikkerhet på $F_{a\varphi} = 1,02$. Tilbakeregningen i denne oppgaven finner langtidsstabiliteten til å være $F = 1,20$, som er en betydelig forskjell. Det skal sies at det i denne oppgaven er brukt PLAXIS og i den offisielle rapporten brukt GeoSuite til å finne drenert stabilitet. Grunnen til at forskjellen er så stor kan komme av at poreovertrykket ikke er likt modellert eller at ulike jordparametere er brukt.

En annen ting som er verdt å nevne er at det initielle bruddet ikke går så dypt for to av situasjonene. Det gjelder for den drenerte analysen av skråningen med original grunnvannstand. Bruddmekanismen ligger helt i overflaten. Det skal sies at denne bruddmekanismen ligger under havoverflaten og har høy sikkerhetsfaktor på $F = 2,45$ og $F = 2,18$ når henholdsvis *Phreatic* og *Steady state* brukes som poretrykksanalyse.

Ved å tilbakeregne stabiliteten til skråningen der skredet gikk ved Kråknes i Alta i 2020, bekref-

tes det som kommer fram i den offisielle rapporten fra hendelsen. Nemlig at skråningsstabiliteten var utilstrekkelig lav på grunn av fyllmasser og artesisk poreovertrykk i de vannførende lagene. Analysene som er gjort her viser en drenert sikkerhet på $F = 1,20$ som er høyere enn sikkerheten NVE (2021b) kom fram til på $F_{a\varphi} = 1,02$. Den betydelige forskjellen kan komme av at poreovertrykket er modellert på forskjellige måter eller at det er brukt ulike jordparametere. Bruk av ESAU-modellen med $D = +0,75$ i beregningene gir en sikkerhetsfaktor for korttidsstabiliteten på $F = 1,07$, som er tilsvarende det beregninger med Mohr-Coulomb viser. Dersom ESAU-modellen med $D = -0,40$ brukes blir sikkerhetsfaktoren redusert til $F = 1,00$. Det viser at ESAU-modellen fungerer godt i stabilitetsberegninger sammenlignet med Mohr-Coulomb.

Kapittel 5

Skjeggestad

5.1 Modellering

Skråningsprofilen er hentet fra den offisielle utredningen utarbeidet av NVE (2015), og er utgangspunktet for tilbakeberegningen. Profilet som er presentert i rapporten til NVE (2015) er vist i Figur B.13. Skråningen er ca. 150 meter lang og har en høydeforskjell på omtrent 20 meter, som gir en helning brattere enn 1:8. Som beskrevet i Kapittel 2.9.2, konkluderte undersøkelsesgruppen med at utløsende årsak var fyllingsarbeider gjort på en nærliggende golfban i tiden før skredet gikk.

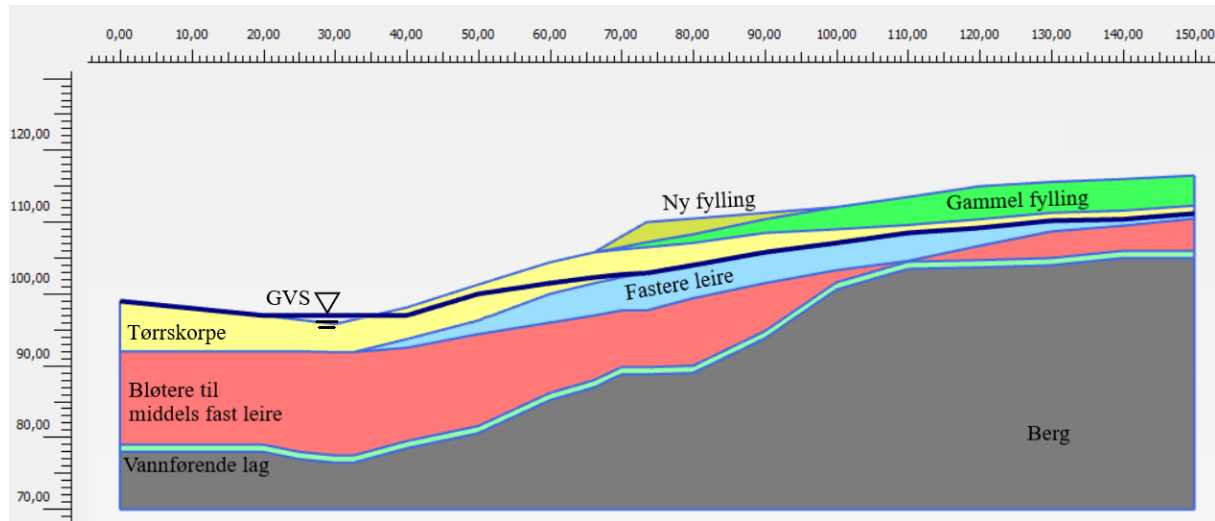
Grunnundersøkelser gjort før og etter skredet beskriver grunnforholdene i området på følgende måte:

- Bakkeplanering og fyllingsarbeider har gjort at fyllmasser i noen områder ligger over de originale løsmassene.
- De originale løsmassene består av 3-5 meter med tørrskorpe/meget fast leire og middels fast leire.
- Lagdeling med bløtere masser av silt og leire.
- Det er klare indikasjoner på at det er en sammenhengende forekomst av kvikkleire langs hele skredets lengde.
- Trykkmålinger tyder på tilnærmet horisontal grunnvannstrømning i lagdelingen av silt og leire under skråningen. Målinger på toppen av skråningen viser delvis nedadrettet grunnvannstrømning. I skråningsfoten er det på den andre siden påvist at det er et artesisk poreovertrykk på grunn av oppadrettet vannstrømning.

(NVE, 2015)

Jordprofilen som er modellert i PLAXIS og brukt til å tilbakeberegne skredet ved Skjeggestad, er vist i Figur 5.1. Det er basert på profilet fra den offisielle utredningen til NVE (2015), som er presentert i Figur B.13, og er en forenklet versjon av skråningen. Lagene med leire er ikke lagdelte med leire og silt som i det faktiske tilfellet. Den bløte leiren er modellert som rødt, mens den fastere leiren er blå. Det er lagt til et vannførende lag med 1 meter mektighet på oversiden av berg langs hele skråningen, modellert med blågrønn farge i skråningsprofilen. Det er gjort for å

kunne lettere føre vannet i skråningen, i tillegg til å lettere kunne simulere det artesiske trykket i bunnen av skråningen. Tørrskorpen er farget gul i skråningsprofilen. Den gamle fyllingen er markert med grønn, og den nye fyllingen som mørkere gul. Bekken i bunnen av skråningen er satt til å være omlag 1 meter dyp.



Figur 5.1: Jordprofil for skråningen der skredet gikk ved Skjeggestad i 2015.

Grunnvannstanden er bestemt ut fra den offisielle utredningen til NVE (2015) og Rødvand et al. (2019). Det er gjort for enkelthets skyld, i tillegg til at det ikke finnes poreovertrykk i skråningen med unntak av bekken i bunnen.

Jordparametrene som er brukt i beregningene av skråningen ved Skjeggestad er presentert i Tabell 5.1. Parametrene er basert på artikkelen skrevet av Rødvand et al. (2019). I tillegg er erfaringsverdier brukt på parametrene som ikke er hentet ut fra ovennevnte artikkel og den offisielle utredningen til NVE (2015). Disse erfaringsverdiene er i hovedsak hentet fra Håndboken om *Geoteknikk i vegbygging* (Statens Vegvesen, 2018). *Fylling* i tabellen er i PLAXIS delt inn i *Gammel fylling* og *Ny fylling*. Massene som ble utlagt frem til 2006 er vist som *Gammel fylling*. Den nye fyllingen ble lagt ut i løpet av høsten 2014 og den påfølgende vinteren. Det antas at den gamle fyllingen er tilnærmet konsolidert ferdig, og blir dermed satt til drenert i analysene. Den nye fyllingen blir lagt ut udrenert. For enkelthets skyld er leiren i skråningen beskrevet som kvikkleire og leire i tabellen. For ESAU-modellen er friksjonsvinkelen brukt som input for $\sin(\varphi)$. Den blir $\sin(\varphi) = 0,454$ og $\sin(\varphi) = 0,50$ for henholdsvis kvikkleire og leire. Berget er modellert med høy styrke og lite permeabilitet.

Det er kun leiren og kvikkleiren som blir analysert med ESAU-modellen. De andre lagene blir kjørt med Mohr-Coulomb. Det gjøres for å få kjørt analysene bedre og raskere. For analysene med Mohr-Coulomb blir alle lagene kjørt med denne jordmodellen. Initialspenningstilstanden i skråningen ved Skjeggestad blir funnet ved å bruke en plastisk, drenert nullfase mellom initialfasen og fasene hvor sikkerhetsfaktoren beregnes. En nullfase brukes fordi poretrykket blir automatisk beregnet fra den tidligere fasen på listen. Nullfasen vil gi korrekt poretrykk før fasene med beregning av sikkerhetsfaktor begynner.

Tabell 5.1: Parametere benyttet i modellering av skråning ved Skjeggestad.

Parameter	Symbol	Fylling	Tørrskorpe	Kvikkleire	Leire
Jordmodell	-	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	ESAU	ESAU
Oppførsel	-	(Un)/Drained	Drained	Undrained (A)	Undrained(A)
Densitet	γ	20 kN/m ³	19 kN/m ³	18 kN/m ³	18 kN/m ³
E-modul	E'	30 000 kPa	30 000 kPa	5000 kPa	5000 kPa
Kohesjon	c	0,1 kN/m ²	5 kN/m ²	0	0
Friksjonsvinkel	φ	35°	35°	27°	30°
Permeabilitet	$k_x = k_y$	0,1 m/day	0,1 m/day	10 ⁻³ m/day	10 ⁻³ m/day
Poisson	ν'	0,3	0,4	0,3	0,3
Skjærmodul	G	-	-	1923 kN/m ²	1923 kN/m ²
Bulkmodul	K	-	-	4167 kN/m ²	4167 kN/m ²
Hardening modul	H	-	-	1923 kN/m ²	1923 kN/m ²
Horisontal spenningskoeff.	K_0	0,426	0,426	0,500	0,500

5.2 Resultater

Tilbakeberegningen av skredet ved Skjeggestad i 2015 viser en stabilitet som ble forverret av fyllingsarbeider gjort i tiden før skredet. Det vil bli fokusert mest på den udrenerte korttidsstabiliteten, men resultatene for langtidsstabiliteten er kort presentert for å vise at Mohr-Coulomb og ESAU-modellen gir samme resultater.

Tabell 5.2 viser de drenerte resultatene for den gamle og nye fyllingen.

Tabell 5.2: Drenert sikkerhetsfaktorer fra analyse på skråningen ved Skjeggestad.

Jordmodell	Poretrykksanalyse	Fylling	Drenert sikkerhetsfaktor
Mohr Coulomb	Phreatic	Gammel	1,56
		Ny	1,19
ESAU	Phreatic	Gammel	1,56
		Ny	1,20
Mohr Coulomb	Steady State Groundwater flow	Gammel	1,63
		Ny	1,25
ESAU	Steady State Groundwater flow	Gammel	1,63
		Ny	1,25

Resultatene viser at ESAU-modellen gir lik drenert stabilitet som Mohr-Coulomb før utleggelse av den nye fyllingen. Det gjelder både dersom *Phreatic* og *Steady State* brukes som poretrykksanalyse. Resultatene er identiske både før og etter utleggelsen av den nye fyllingen, som tyder på at jorda og styrken er korrekt modellert. Sikkerhetsfaktorene før og etter utleggelsen av den nye fyllingen er henholdsvis plottet i Figur B.14 og Figur B.15. Analysen ble avsluttet før sikkerhetsfaktoren rekker å konvergere 100% mot en verdi. Resultatet ansees likevel som tilstrekkelig.

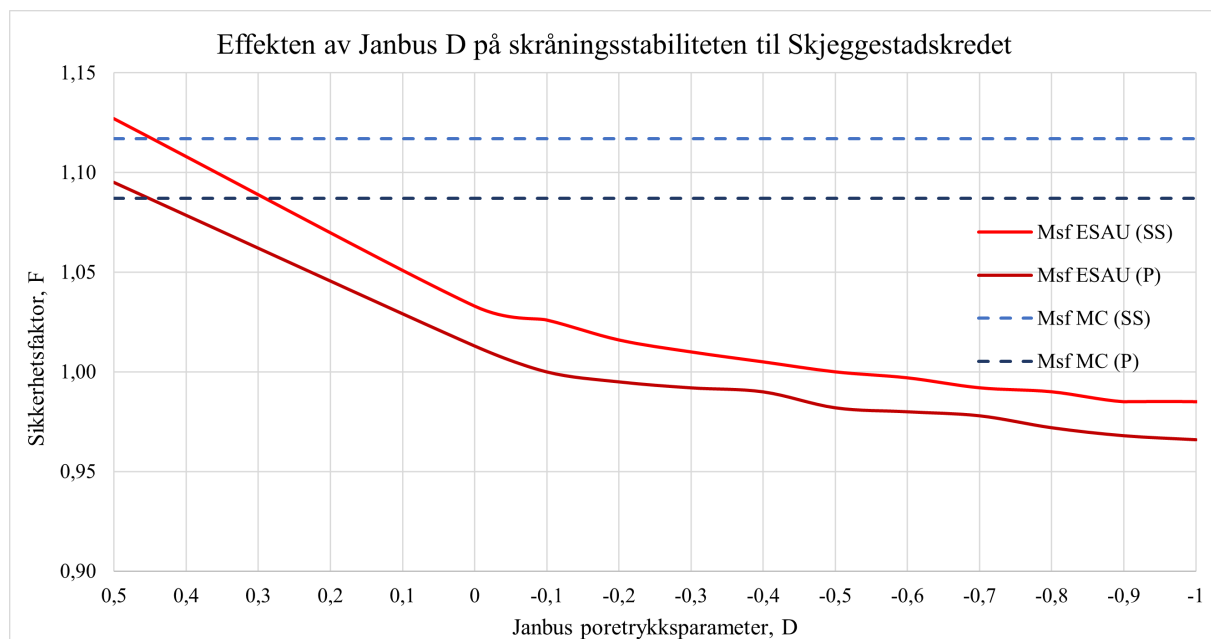
Tabell 5.3 viser de udrenerte resultatene fra analysene av skråningen ved Skjeggestad. Tabellen viser, som forventet, større forskjeller i sikkerhetsfaktorene ved bruk av ESAU og Mohr-Coulomb. I likhet med den drenerte analysen øker den udrenerte sikkerhetsfaktoren når *Steady State Groundwater Flow* benyttes som poretrykksanalyse. Nederste linje i tabellen viser også resultatene fra den offisielle utredningen til NVE (2015).

Tabell 5.4 viser effekten poretrykksparameteren, D , har på stabiliteten i skråningen ved Skjeg-

Tabell 5.3: Udrenert sikkerhetsfaktorer fra analyse på Skjeggestad med $D = 0$.

Jordmodell	Poretrykksanalyse	Fylling	Udrenert sikkerhetsfaktor
Mohr Coulomb	Phreatic	Gammel	1,31
		Ny	1,09
ESAU	Phreatic	Gammel	1,21
		Ny	1,01
Mohr Coulomb	Steady State Groundwater flow	Gammel	1,33
		Ny	1,12
ESAU	Steady State Groundwater flow	Gammel	1,23
		Ny	1,03
Fra NVEs offisielle utredning (NVE, 2015)		Gammel	1,17
		Ny	0,99-1,04

gestad. Uansett grad av sensitivitet i leiren, er det benyttet den samme verdien av D på alle leiretypene. D blir så variert, samtidig som de andre jordparametrene holdes konstant. Tabellen viser resultatene for både *Phreatic* og *Steady State* som poretrykksanalyser. Resultatet er også plottet og vist i Figur B.16. Figur 5.2 gir en grafisk fremstilling av effekten Janbus D har på skråningsstabiliteten.

Figur 5.2: Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Skjeggestad.

Tabell 5.4 viser at poretrykksparameteren påvirker beregnet sikkerhetsfaktor i skråningen på Skjeggestad. Sikkerhetsfaktoren reduseres med en synkende D . Som tabellen viser, vil en D på $+0,5$ gi omtrentlig samme sikkerhetsfaktorer for korttidsstabilitet som Mohr-Coulomb for både *Phreatic* og *Steady State*. De mest kritiske bruddmekanismene for dette tilfellet er vist i Figur 5.3. Resultatene viser også at $D = -0,1$ er tilstrekkelig for at brudd i skråningen skal oppstå etter full pålastning av den nye fyllingen med *Phreatic* som poretrykksanalyse. Resultatene er annerledes når *Steady State* benyttes, da må en poretrykksparameter på $D = -0,5$ brukes for

Tabell 5.4: Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Skjeggestad.

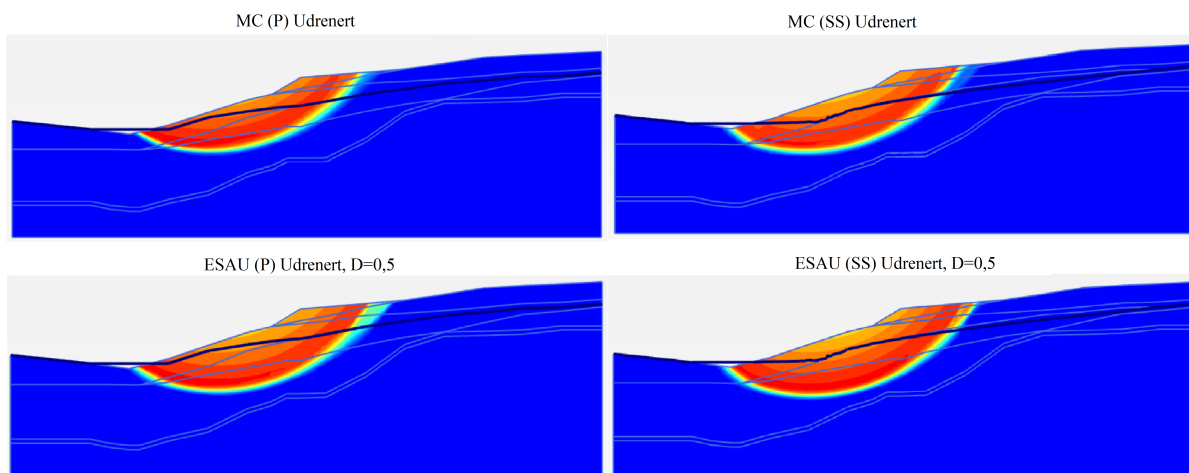
Janbus D	Fylling	Udrenert sikkerhetsfaktor	
		Phreatic	Steady state
0,5	Gammel	1,31	1,34
	Ny	1,10	1,13
0	Gammel	1,21	1,23
	Ny	1,01	1,03
-0,1	Gammel	1,21	1,22
	Ny	1,00	1,03
-0,2	Gammel	1,12	1,21
	Ny	1,00	1,02
-0,3	Gammel	1,19	1,20
	Ny	0,99	1,01
-0,4	Gammel	1,18	1,19
	Ny	0,99	1,01
-0,5	Gammel	1,18	1,19
	Ny	0,98	1,00
-0,6	Gammel	1,17	1,18
	Ny	0,98	0,98
-0,7	Gammel	1,17	1,18
	Ny	0,98	0,99
-0,8	Gammel	1,16	1,18
	Ny	0,97	0,99
-0,9	Gammel	1,16	1,17
	Ny	0,97	0,99
-1,0	Gammel	1,15	1,17
	Ny	0,97	0,99
-10	Gammel	-	1,01
	Ny	-	0,94

at skråningen skal nå en bruddsituasjon med en sikkerhetsfaktor $F = 1,00$. De mest kritiske bruddmekanismene for disse tilfellene er vist i Tillegg B, i Figur B.18.

For en del analysene stanser beregningen før sikkerhetsfaktoren rekker å konvergere fullverdig. Resultatene ansees likevel som representative. Det gjelder hovedsakelig etter den nye fyllingen blir utlagt. Sikkerhetsfaktorene hvor skråningen går til brudd med henholdsvis $D = -0,1$ og $D = -0,5$ er vist i Figur B.17.

Forskjellene i sikkerhetsfaktorene er større for høyere verdier av poretrykksparemeteren. Fra $D = +0,5$ til $D = 0$ synker sikkerhetsfaktoren etter utleggelsen av den nye fyllingen med $\Delta F = 0,082$. Fra $D = 0$ til $D = -0,5$ synker den med $\Delta F = 0,031$. Det er forskjell på drøyt 40%. Fra $D = -0,5$ til $D = -1,0$ er forskjellen kun på $\Delta F = 0,016$, som igjen er en halvering. Det betyr at for verdier av D rundt null, påvirkes den udrenerte stabiliteten i størst grad.

Den modellerte grunnvannstanden, samt *Groundwater Head* for de to tilfellene er vist i Figur B.19. Figuren viser en liten forskjell i grunnvannstanden, og det er denne forskjellen som gir ulikheten i *Groundwater head*. Denne forskjellen ansees å være neglisjerbar, og liten nok til at resultatene kan sammenlignes.



Figur 5.3: Sammenligning av bruddmekanismer for Mohr-Coulomb og ESAU-modell med $D = +0,5$.

5.3 Diskusjon

I 2015 gikk det et kvikkleireskred ved Skjeggestad, hvor Mofjellbekken bruer fikk alvorlige skader og måtte stenges. Sørgående bru måtte også rives grunnet skadene. Skjeggestadskredet er godt dokumentert, og den offisielle utredningen til NVE (2015) er benyttet for å kunne modellere skråningen og tilbakeberegne hendelsen. Det er likevel ikke all informasjon som har vært tilgjengelig, blant annet stabilitetsberegningene gjort i etterkant. Resultatene og observasjonene som blir diskutert under, gjelder i hovedsak etter utleggelsen av den nye fyllingen. Det er denne stabiliteten som er mest relevant, da det var den nye fyllingen som var den utløsende årsaken til skredet.

Det er verdt å nevne at resultatene ikke samsvarer helt med resultatene i NVEs rapport om skredhendelsen. Da stabilitetsberegningene gjort av NGI ikke har vært tilgjengelig, er det gjort flere antakelser. Det inkluderer blant annet valg av jordparametere. Det kan også være at NGI benyttet seg av grenseliktevektsprogrammer, som GeoSuite Stability, i sin tilbakeberegning og ikke et elementmetodeprogram som er brukt i denne oppgaven. Når det er sagt, er ikke det viktigste med analysene å gjenskape resultatene gjort i utredningen, men heller å finne ut hvordan Janbus poretrykksparemeter påvirker stabiliteten i skråningen.

Langtidsstabiliteten beregnet av ESAU-modellen er identisk den fra Mohr-Coulomb for både *Phreatic* og *Steady State* uavhengig av poretrykksparemeter. For både Mohr-Coulomb og ESAU-modellen gir grunnvannstrømningsanalysen (*Steady state*) høyere sikkerhetsfaktorer enn *Phreatic*. Det gjelder både før og etter utleggelsen av den nye fyllingen. Forskjellene er på henholdsvis 0,07 og 0,05 før og etter fyllingen. Resultatene er som forventet, og samsvarer med det som ble funnet i den innledende analysen. Som nevnt viser dette også at modelleringen av jordstyrken er korrekt.

Beregningene fra PLAXIS gir en lavere korttidsstabilitet ved bruk av ESAU-modellen enn for Mohr-Coulomb når $D = 0$ brukes. Det gjelder både for *Phreatic* og *Steady state* Groundwater Flow. Analyser gjort med Mohr-Coulomb gir en sikkerhetsfaktor på $F = 1,09$ med *Phreatic* og $F = 1,12$ med *Steady state*. Med en poretrykksparemeter på $D = 0$ gir ESAU-modellen

$F = 1,013$ og $F = 1,033$ for henholdsvis *Phreatic* og *Steady state*. Ved å bruke en positiv poretrykkspareparameter på $D = +0,5$ gir ESAU-modellen omtrentlig samme korttidsstabilitet som Mohr-Coulomb, med $F = 1,10$ og $F = 1,13$. Figur 5.3 viser også at bruddmekanismene for de to tilfellene for Mohr-Coulomb er relativt like som tilfellene med $D = +0,5$. Den mest kritiske bruddmekanismen for ESAU-modellen går litt lenger ned i den mer sensitive leiren enn for Mohr-Coulomb. I og med at en større poretrykkspareparameter gir større styrke i leiren er det naturlig at den mest kritiske bruddmekanismen går dypere ned i leirmaterialene for å kunne gå til brudd. På grunn av at den mindre sensitive leiren har samme verdi for poretrykkspareparameteren, og alle bruddmekanismene går gjennom denne, vil forskjellene vises i den mer sensitive leiren. Den sensitive leiren er også av større mektighet. Det er kun i dybden det er en forskjell. Utbredningen er omtrentlig tilsvarende for Mohr-Coulomb og ESAU-modellen.

Videre gir en økende negativ verdi av D lavere sikkerhetsfaktorer. Det gjelder både for *Phreatic* og *Steady state* som poretrykksanalyser. De går dog til brudd for ulike verdier av poretrykkspareparameteren, D . Det er på grunn av at sikkerhetsfaktorene for *Steady state* starter “høyere” enn for *Phreatic*, og at analyser med hydrostatisk poretrykk fra grunnvannstand blir mer påvirket av Janbus D enn grunnvannstrømningsanalysen i dette tilfellet. For *Phreatic* er en poretrykkspareparameter på $D = -0,1$ tilstrekkelig for at skråningen står i en bruddsituasjon. Det betyr at en forskjell på kun 0,1 i D reduserer sikkerheten med 0,013. En videre reduksjon av D vil også redusere sikkerhetsfaktoren, men i mindre grad. Figur 5.2 viser effekten poretrykkspareparameteren har på den udrenerte skråningsstabiliteten ved Skjeggestad. Sikkerhetsfaktoren konvergerer ikke 100%, men det tyder på at den går mer og mer mot en endelig verdi. Skråningen gir ikke mulighet til å kjøre ESAU-modellen med mindre verdi for D enn -1. En mindre verdi gjør at skråningen går til brudd før hele fyllingens vekt er lagt på.

For *Steady state* må poretrykkspareparameteren være $D = -0,5$ for at skråningen skal nå en bruddsituasjon. I likhet med *Phreatic*, reduseres sikkerheten mest når poretrykkspareparameteren går fra $D = 0,5$ til $D = 0$. Fra $D = 0$ til $D = -0,5$ reduseres sikkerhetsfaktoren jevnt, nesten konstant ned til $F = 1,00$. Analysene viser også for *Steady state* at en stadig mer negativ D reduserer sikkerheten mindre og mindre, og i likhet med *Phreatic*, ser det ut til at sikkerhetsfaktorene går mer og mer mot en endelig verdi. Fra $D = 0$ til $D = -1$ reduseres sikkerheten med $\Delta F = 0,048$. Fra $D = -1$ til $D = -10$ reduseres den med $\Delta F = 0,041$. Uansett poretrykksanalyse, reduseres sikkerhetsfaktorene relativt likt med en synkende poretrykkspareparameter. Resultatene konvergerer stadig mot en endelig verdi med synkende verdier for Janbus D . Det kommer av at mobiliseringen mot utglidning og brudd i skråningen når et punkt hvor poretrykkspareparameteren og stabiliteten i jorden ikke lenger spiller en rolle.

En poretrykkspareparameter på $D = -0,1$ for *Phreatic* og $D = -0,5$ for *Steady state* betyr at verdiene ligger innenfor det normale intervallet for normalkonsoliderte leirer og kvikkleirer ifølge Statens Vegvesen (2018). Med de verdiene for Janbus D gjør også at resultatene ligner på de i den offisielle utredningen til NVE. Rapporten viser at sikkerheten i skråningen før fyllingen var på $F = 1,17$, og $F = 0,99$ etter fyllingen. ESAU-modellen gir ikke eksakt de samme resultatene, men de er i samme størrelsesorden. Det er med på å bekrefte at ESAU-modellen gir en korrekt representasjon av skråningen ved Skjeggestad.

Resultatene viser at de to poretrykksanalysene påvirker om sikkerhetsfaktorene er større enn kravet satt i veileder 1/2019 (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2020). For langtidsstabil-

teten gir analysene med *Phreatic* for dårlig stabilitet i skråningen etter at den nye fyllingen ble lagt ut. Resultatet blir som nevnt tidligere $F = 1,20$. For *Steady state* er resultatene $F = 1,25$, som akkurat er på kravet om $F \geq 1,25$. Det er interessant å se hvor mye stabiliteten i skråningen reduseres når den nye fyllingen blir lagt på. Sikkerheten var i utgangspunktet på $F = 1,56$ og $F = 1,63$ for henholdsvis *Phreatic* og *Steady state*, som er godt innenfor kravet i veileder 1/2019. I den offisielle utredningen til NVE (2015) ble også langtidsstabiliteten før fyllingen regnet ut til å være $F = 1,47$. Til tross for at dette er noe lavere enn tilbakeberegningen i denne oppgaven viser, samt at *Phreatic* gir for lav sikkerhet, bekrefter resultatene at det ikke var den naturlige langtidsstabiliteten som var problemet i skråningen før fyllingen ble lagt ut.

Korttidsstabiliteten er aldri over kravet til NVE. Dette gjelder både for Mohr-Coulomb og ESAU-modellen, begge med en poretrykkparameter på maksimalt $D = +0,5$. Med poretrykkparameteren på $D = +0,5$ blir $F = 1,31$ for *Phreatic* og $F = 1,34$ for *Steady state*. Etter fyllingen blir resultatet $F = 1,10$ og $F = 1,13$. Det betyr at kravet ikke var i nærheten å være tilfredsstillt før den ekstra vekten ble lagt på. Det er også konklusjonen i den offisielle utredningen, som viser til en korttidsstabilitet på $F = 1,17$.

For *Steady state* er grunnvannstanden i skråningen modellert ved å sette Head på hver side av skråningen i PLAXIS. Den offisielle utredningen av NVE (2015) sier kun at grunnvannstanden er antatt å følge lagdelingen i skråningen, i lagene mellom silten og leiren. I og med at det ikke er modellert inn siltlag i PLAXIS, er det antatt at grunnvannstanden går i det øvre leirlaget i toppen av skråningen, før den kommer ut ved bekken i nedre del. Grunnet lite informasjon om modellering i den offisielle utredningen, vil antagelsene kunne føre til at resultatene ikke representerer virkeligheten fullverdig. Det kan også være at inputparametrene ikke stemmer helt med det som faktisk er i skråningen. Blant annet trenger grunnvannstrømningsanalyse i PLAXIS input på permeabiliteten i jorden. Permeabilitet vil naturlig nok påvirke hvordan PLAXIS interpolerer poretrykket. Det er bevist at grunnvannstanden og korrekt poretrykkprofil er viktig å ha kontroll på for å kunne presentere så korrekte resultater som mulig.

Leiren, både den sensitive og mer faste, er modellert med en stivhet på 5000 kPa. Det ble gjort for enkelhetens skyld, samt at det ikke var noen stivhetsparametere tilgjengelig fra den offisielle utredningen og tilbakeberegningen. Antagelsen om stivhet kan bidra til at resultatene ikke representerer virkeligheten like godt som de ville gjort med mer korrekte verdier. En høyere stivhet gjør at sikkerheten i skråningen også blir høyere. Analysene med Mohr-Coulomb blir direkte påvirket gjennom input av stivheten. ESAU-modellen blir også påvirket gjennom skjær-, bulk- og hardening modulen, hvor stivheten er input. Det kan føre til at verdiene for poretrykkparameteren blir feil, og at den egentlig har en annen verdi.

Resultatene for poretrykkparameteren blir også analysert og representert med ett desimal nøyaktighet. Det er gjort for enkelhetens skyld, da analyser med flere desimaler ville tatt lang tid å gjennomføre. Det vil føre til at verdiene for Janbus D kan avvike noe fra det faktiske resultatet. Til tross for dette, viser resultatene at skråningen står i en bruddsituasjon med de verdiene for Janbus D som er benyttet, og at det ikke nødvendigvis trengs større nøyaktighet i inputverdiene.

Resultatene fra Skjeggstad er som nevnt med på å bekrefte det normale intervallet for Janbus poretrykkparameter beskrevet i Håndbok V220. Med en poretrykkparameter på maksimalt $D = -0,5$ for *Steady state* før skråningen står i en bruddtilstand, går ikke verdiene for Janbus

D utenfor intervallet på $-1, 0 \leq D \leq 0$ for normalkonsoliderte leirer og kvikkleirer.

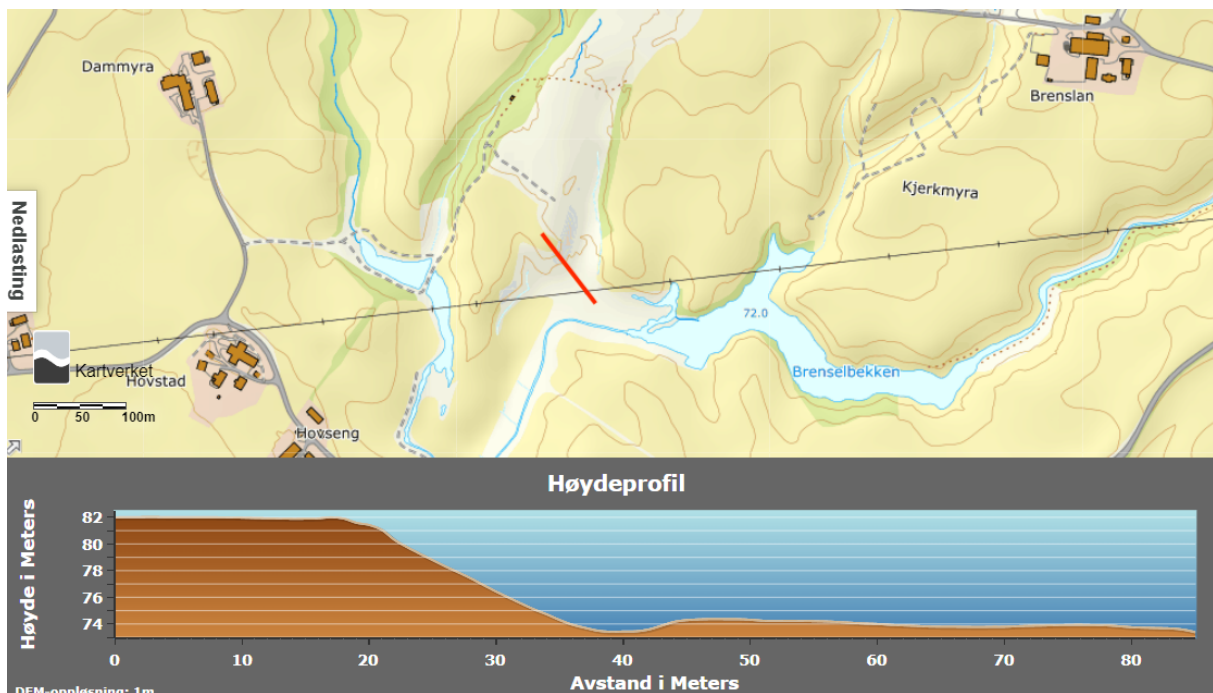
Analysene fra skråningen ved Skjeggstad er med å bekrefte den lave stabiliteten som ble funnet i den offisielle utredningen til NVE (2015). Da det er gjort antagelser om blant annet parametere og små endringer på modellert skråningsprofil, kan ikke konklusjonene fra den offisielle utredningen bekreftes. På den annen side antyder de beregnede resultatene i denne oppgaven at det var den udrenerte stabiliteten i forbindelse med utleggelsen av den nye fyllingen som var problemet, og den utløsende årsaken til skredet. For at skråningen ved Skjeggstad skal nå en bruddtilstand må $D = -0,1$ og $D = -0,5$ brukes for henholdsvis *Phreatic* og *Steady state* som poretrykksanalyser.

Kapittel 6

Byneset

6.1 Modellering

Det er vanskelig å fastslå nøyaktig hvor initialscredet for skredet ved Esp i Byneset oppsto ettersom at det ikke var vitner til skredet som gikk i 2012 (DiBiagio, 2020). Antakelser og skredmassenes utløp antyder at det utløsende initialscredet gikk ned mot Brenselbekken. Høydedata viser at i området der skredet er antatt initiert, hadde en jevnt hellende skråning fra jordet i skråningstopp til Brenselbekken i bunn. Det er derfor ikke sett på som et problem og ikke kunne fastslå konkret lokasjon og profil til initialscredet. Figur 6.1 viser et høydeprofil der skredet er antatt initiert. Det er ca. 10 meter høydeforskjell med en helning på rundt 1:2,4. Høydeprofilen er hentet fra Kartverket (2022) og beskriver terrengprofilen historisk i området før skredet gikk. Rød linje markerer posisjonen til profilen.



Figur 6.1: Høydeprofil for antatt initialscred ved Esp i Byneset (Kartverket, 2022).

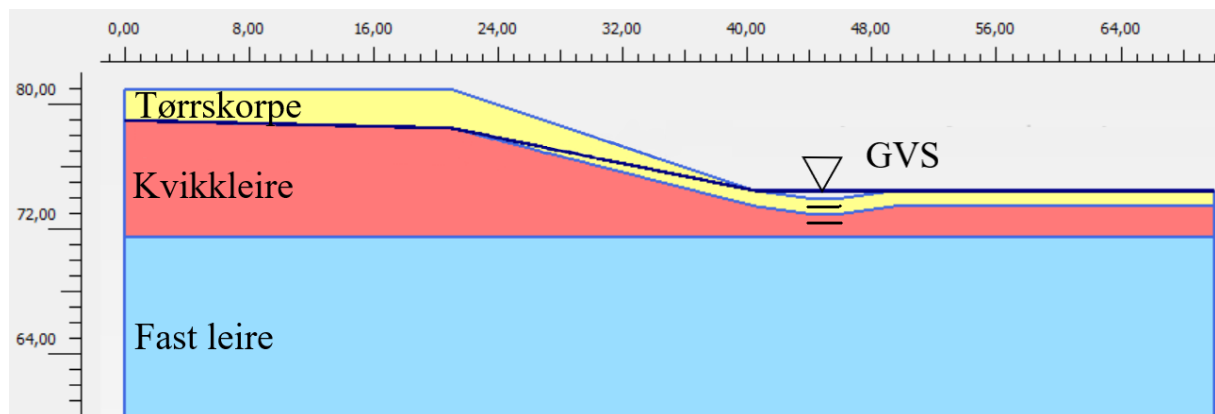
Grunnundersøkelsene som er utført i forbindelse med skredet i 2012 viser at det er sensitiv

leire med lav skjærfasthet i området. Rapporten til Thakur (2014) beskriver grunnforholdene i området og i direkte nærhet av skredet på følgende måte:

- Tørrskorpe på rundt 2-3 meter.
- Grunnvannstanden ligger 2-3 meter under terrengoverflaten.
- Sensitiv leire fra ca. 3 meter under overflaten. Laget har overkonsolideringsforhold (OCR) mellom 1,1-3,5.
- Ved kote +77 er det funnet kvikkleire med omrørt skjærfasthet lavere enn 0,1 kPa. Kvikkleirelaget er antatt å ha en mektighet på ca. 8 meter ved skråningstopp og ca. 2 meter ved skråningsfot.
- Under kvikkleirelaget er det funnet ikke-sensitiv leire.
- Det ble ikke boret til berg og boringen ble avsluttet etter 40-50 meter.

(Thakur, 2014)

Jordprofilen som er brukt til å tilbakeberegne skredet ved Esp i Byneset er presentert i Figur 6.2. Tørrskorpelaget er markert i gult. Kvikkleiren og den faste leiren er presentert med henholdsvis rød og blå farge. Jordprofilen er lett modifisert fra det som kommer fram i masteroppgaven til DiBiagio (2020) som er presentert i Figur B.20.



Figur 6.2: Jordprofil for skråningen der skredet gikk ved Esp i Byneset i 2009.

Jordparametrene som er brukt i stabilitetsberegningene for skråningen ved Esp i Byneset er presentert i Tabell 6.1. For de parametrene som ikke var presentert i rapporten til Thakur (2014) eller i masteroppgaven til DiBiagio (2020), brukes det referanseprosjekter og erfaringsverdier.

Når beregningen gjøres med jordmodellen Mohr-Coulomb blir alle jordmaterialene modellert med denne jordmodellen. Når ESAU-modellen benyttes i beregningene er det kun leire og kvikkleire som benytter denne jordmodellen. Tørrskorpen blir modellert med jordmodellen Mohr-Coulomb under dette tilfelle også. Leiren og kvikkleiren i skråningen ved Byneset er modellert med samme jordparametere med unntak av friksjonsvinkel, se Tabell 6.1. Når effekten av D skal finnes, endres kun poretrykksparmetere og alle andre parametere holdes konstante. Janbus D varierer tilsvarende for både leiren og kvikkleiren.

Tabell 6.1: Parametere benyttet i modellering av skråning ved Esp i Byneset.

Parameter	Symbol	Tørrskorpe	Kvikkleire	Leire
Jordmodell	-	MC	ESAU	ESAU
Oppførsel	-	Drained	Undrained (A)	Undrained(A)
Densitet	γ	18 kN/m ³	18 kN/m ³	18 kN/m ³
E-modul	E'	30 000 kPa	10 000 kPa	10 000 kPa
Kohesjon	c	0	0	0
Friksjonsvinkel	φ	35°	27°	30°
Dilatansvinkel	ψ	0°	0°	0°
Permeabilitet	$k_x = k_y$	0,1 m/day	10 ⁻³ m/day	10 ⁻³ m/day
Poisson	ν'	0,3	0,3	0,3
Skjærmodul	G	11 540 kN/m ²	3 846 kN/m ²	3 846 kN/m ²
Bulkmodul	K	-	8 333 kN/m ²	8 333 kN/m ²
Hardening modul	H	-	3 846 kN/m ²	3 846 kN/m ²
Horisontal spenningskoeffisient	K_0	0,426	0,500	0,500

6.2 Resultater

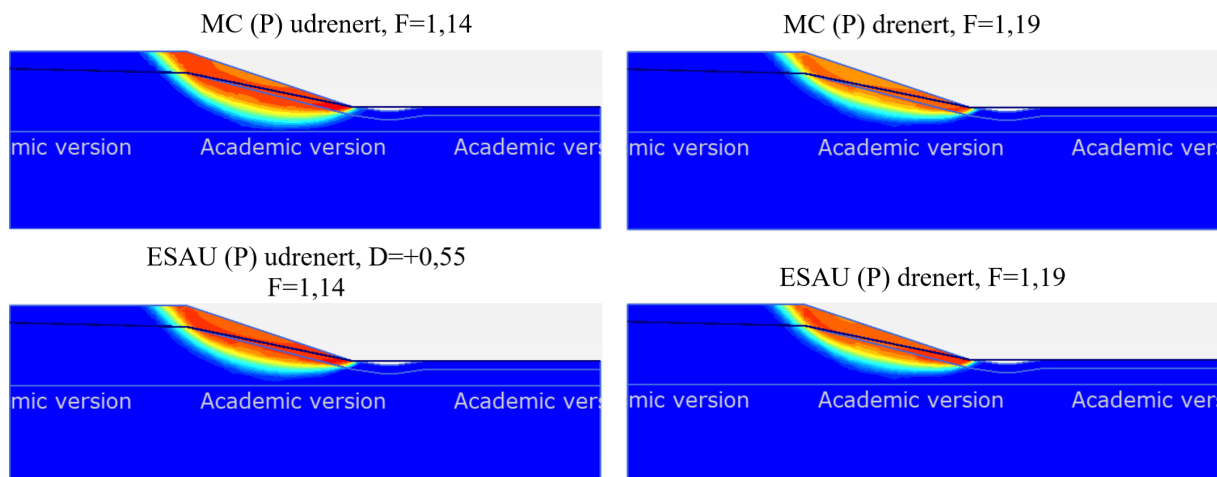
Tilbakeregning på skråningen ved Esp i Byneset der et kvikkleireskred gikk i 2012 viser at skråningsstabiliteten i utgangspunktet var lav. Verdiene for stabiliteten beregnet ved bruk av ESAU-modellen og Mohr-Coulomb er presentert i Tabell 6.2.

Tabell 6.2: Sikkerhetsfaktorer fra analyser av skråningen ved Esp i Byneset.

Poretrykksprofil	Janbus D	Jordmodell	Poretrykksanalyse	Sikkerhet, F		Sikkerhet, F	
				Udrenert	Diff	Drenert	Diff
Original grunnvannstand		MC	P	1,14	0,00	1,19	0,00
	+0,55	ESAU	P	1,14		1,19	
	-1,00	ESAU	P	1,00		1,19	
		MC	SS	1,26	0,00	1,39	0,00
	+0,43	ESAU	SS	1,26		1,39	
	-9,00	ESAU	SS	1,00		1,39	
Resultater fra tidligere analyser (DiBiagio, 2020)				1,03		-	

Som Tabell 6.2 viser, er korttidsstabiliteten identisk representert av ESAU-modellen som Mohr-Coulomb. Det er tilfellet kun om det brukes en poretrykksparameter på $D = +0,55$ og $D = +0,43$ for henholdsvis poretrykksanalysene *Phreatic* og *Steady state*. Videre står skråningen ved Byneset på brudd ($F = 1,00$) med $D = -1,00$ og $D = -9,00$ for henholdsvis *Phreatic* og *Steady state*. Langtidsstabiliteten i skråningen er $F = 1,19$ og $F = 1,39$ for henholdsvis *Phreatic* og *Steady state* uavhengig av om det er Mohr-Coulomb eller ESAU-modellen som brukes i modelleringen. Det er tydelig at langtidsstabiliteten er identisk representert av de to jordmodellene uavhengig av poretrykksparameter, D . Den mest kritiske bruddmekanismen som er beregnet er presentert i Figur 6.3 og viser tilsvarende mekanisme for de to jordmodellene.

Ved å holde jordparametrene konstante, men variere Janbus D , blir skråningsstabiliteten som presentert i Tabell 6.3. Her brukes samme verdi for Janbus D for både kvikkleire- og leirelaget. Langtidsstabiliteten til skråningen er tatt med kun for å bevise at ESAU-modellen beregner samme drenert stabilitet uavhengig av verdien av poretrykksparameteren, D .



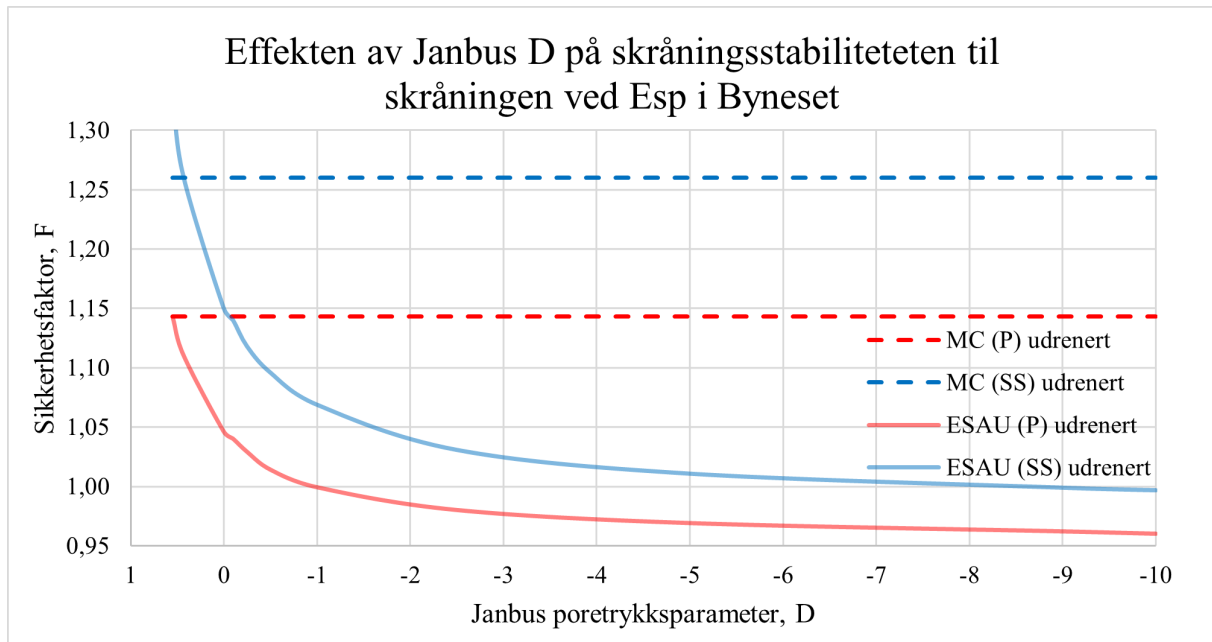
Figur 6.3: Bruddmekanisme for skråningen ved Esp i Byneset med *Phreatic* som poretrykksanalyse.

Tabell 6.3: Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Esp i Byneset.

Janbus D	Udrenert sikkerhetsfaktor		Drenert sikkerhetsfaktor	
	Phreatic	Steady state	Phreatic	Steady state
+0,55	1,14	1,33	1,19	1,39
+0,43	1,11	1,26	1,19	1,39
0,0	1,05	1,15	1,19	1,39
-0,1	1,04	1,14	1,19	1,39
-0,25	1,03	1,12	1,19	1,39
-0,5	1,01	1,10	1,19	1,39
-1,0	1,00	1,07	1,19	1,39
-5,0	0,97	1,01	1,19	1,39
-9,0	0,96	1,00	1,19	1,39
MC	1,14	1,26	1,19	1,39

I følge resultatene for skråningsstabiliteten må poretrykksparameteren være $D = -1,0$ for å redusere sikkerheten i skråningen til at brudd skal oppstå. Det gjelder kun ved å bruke gitte jordparametere presentert i Kapittel 6.1 i denne skråningen på Byneset med *Phreatic* som analyse. Hvis *Steady state* brukes som poretrykksanalyse står skråningen på brudd ved $D = -9,00$. Langtidsstabiliteten er konstant og blir beregnet likt uavhengig av verdien til D . Figur 6.4 viser en grafisk fremstilling der sikkerhetsfaktor er plottet mot Janbus poretrykksparameter, D .

Fra Figur 6.4 er det tydelig at sikkerheten reduseres mest når Janbus D er litt større enn null. Når D stadig blir større negativ, reduseres sikkerheten stadig mindre og ser ut til å konvergere mot en bestemt verdi.



Figur 6.4: Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Esp i Byneset.

6.3 Diskusjon

I 2012 gikk det et kvikkleireskred ved Esp i Byneset. Skredet bredte seg progressivt bakover fra en bekk i skråningsfot innover jordbrukslandskap i skråningstopp. Skredet ble ikke observert direkte, men kun oppfattet etter det hadde gått. Derfor er det ikke helt bestemt størrelse og lokasjon for initialscredet. Det er i ettetid fastsatt omtrentlig lokasjon. Det er denne skråningen som brukes i tilbakeregning av opprinnelig skråningsstabilitet.

For å få PLAXIS til å kjøre med ESAU-modellen måtte det gjøres enkelte modifiseringer på det opprinnelige jordprofilen fra masteroppgaven til DiBiagio (2020). Laget med tørrskorpe er forlenget til å dekke oversiden av hele skråningen. Opprinnelig lå kvikkleiren mot overflaten og det var problematisk å få ut andre bruddmekanismer enn overflateutglidninger med sikkerhet lavere enn $F = 1,0$. Løsningen ble da å innføre tørrskorpen i bunn av skråningen med en mektighet på 1 meter. På grunn av denne endringen blir ikke nødvendigvis skråningsstabiliteten helt representativ sammenlignet med de faktiske forholdene. På den annen side er det vanskelig å fastslå med sikkerhet hvordan lagdeling og geometri var der initialscredet gikk. Ettersom at sikkerhetsfaktorene blir relativt lave og bruddmekanismen ser realistisk ut blir resultatene ansett som pålitelige.

Korttidsstabiliteten til skråningen ved Byneset er funnet til å være $F = 1,14$ med $D = +0,55$. Hvis denne verdien sammenlignes med resultatene fra masteroppgaven til DiBiagio (2020) viser det seg at den er ca. 0,1 større. DiBiagio (2020) kommer fram til en sikkerhetsfaktor på $F = 1,03$ for skråningen ved Byneset før hendelsen. Det skal sies at DiBiagio bruker en annen jordmodell i modelleringen av skråningen. Hun bruker NGI-ADP, som er en mer avansert jordmodell som tar inn langt flere jordparametere og som tar hensyn til blant annet anisotropi-forhold. Det er dermed ingen overraskelse at skråningsstabiliteten ikke blir helt identisk som den DiBiagio har funnet. Med forskjellige jordmodeller er det forventet at resultatet ikke blir helt likt. Forskjellen

i resultatene er dog betydelig og større enn forventet. Det kan bety at jordprofilen og lagdelingen ikke er godt nok modellert, eller at jordparametrene ikke er 100% representative. Siden skredet gikk i skråningen er det helt sikkert at stabiliteten var på $F = 1,00$, til tross for at det er usikkert hvor initialskredet gikk. For å få denne stabiliteten må det brukes en poretrykkspareparameter på $D = -1,0$ med *Phreatic* som poretrykksanalyse. Dersom *Steady state* brukes som poretrykksanalyse må $D = -9,0$ brukes for å oppnå brudd i skråningen. Det vil si at poretrykkspareparameteren er utenfor intervallet som er vanlig for kvikkleire i følge Statens Vegvesen (2018). Korttidsstabiliteten er i utgangspunktet beregnet til så høyt som $F = 1,14$ og $F = 1,26$, som er større enn forventet. Med en lavere stabilitet er det ikke sikkert at poretrykkspareparameteren hadde vært så lav. Derfor er det mulig at Janbus D ikke er så liten som -1 og -9, men større og kanskje i intervallet $0,0 \geq D \geq -1,0$ som er mer vanlige verdier.

Tilbakeregning av skråningen ved Byneset der det gikk et skred i 2012 viser at stabiliteten var relativt lav. Korttidsstabiliteten til skråningen ble funnet til å være $F = 1,14$ og $F = 1,26$, som er høyere enn forventet. Med en poretrykkspareparameter på $D = -1,0$ og $D = -9,0$ står skråningen på brudd. Realistisk ville nok skråningsstabiliteten vært lavere, dermed ville poretrykkspareparameteren vært større for å oppnå brudd og sannsynligvis ligget i intervallet $0,0 \geq D \geq -1,0$.

Kapittel 7

Kattmarka

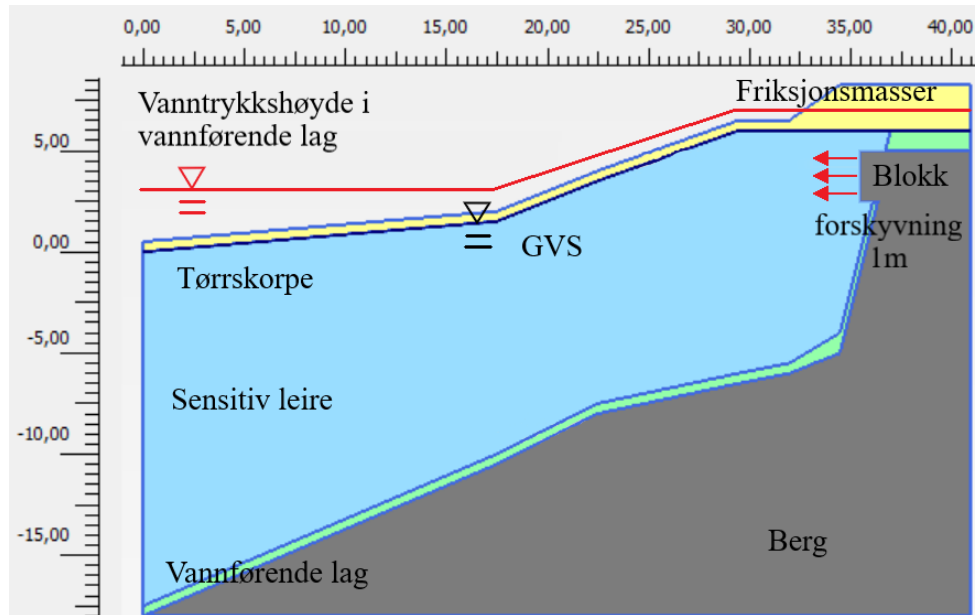
7.1 Modellering

I etterkant av skredet ved Kattmarka i Namsos i 2009 satte Samferdseldirektoratet ned en undersøkelsesgruppe til å finne årsaken til skredet. Det ble da utarbeidet en offisiell rapport med undersøkelser og resultater fra gruppen. Undersøkelsesgruppen konkluderte med at sprengningsarbeid i forbindelse med utvidelse av en veg var utløsende årsak til skredet. I rapporten til Nordal et al. (2009) blir jordprofilen og stabiliteten til skråningen vist. Beregningene er gjort med bruk av en annen jordmodell, men lagdeling og geometri kan brukes videre. Før skredet gikk var det foretatt få geotekniske grunnundersøkelser i området. Det gjør det vanskelig å representere både lagdeling og jordparametere i skråningen nøyaktig. I etterkant av skredet er det funnet ut fra grunnundersøkelser at grunnforholdene i området var som følger:

- Tørrskorpelag med stedvis mektighet på 0,5-2,5 meter.
- Dybde til berg på mellom 12-25 meter.
- Leirelag med mektighet på 10-20 meter. Leiren var svært lagdelt og besto av leirlag, leirige siltlag og tynne finsandsjikt i ulike intervaller.
- Lagene i grunnen kan grovt deles inn i to typer. Den ene betegnes som leire med leirinnhold på 40-60% og den andre typen betegnes som siltig leire med leirinnhold på 18-22%.
- Leiren varierer fra middels til meget sensitiv med en omrørt skjærfasthet S_r i intervallet 0,6 - 1,0 kPa og kan da pr. definisjon ikke karakteriseres som kvikkleire, men som sprøbruddmateriale.
- Poreovertrykk på mellom 3 og 1 meter i det vannførende laget i henholdsvis bunn og topp av skråningen.

Lagdelingen for skråningen i Kattmarka er presentert i Figur 7.1. På grunn av liknende egenskaper er tørrskorpen og friksjonsmassene slått sammen til ett sammenhengende lag som markert i gult. Den sensitive leiren er farget blå og det vannførende laget er grønt. Antatt berg er farget grått. Grunnvannstanden er farget i mørk blå og følger på oversiden av leiren under tørrskorpen. Poreovertrykket i det vannførende laget er presentert med rød farge. For å simulere sprengningsalven og steinblokken som ble presset inn i leiren blir det satt på en horisontal forskyvning på

1 meter øverst i fjellpartiet ved skråningstoppen. Forskyvningen på 1 meter ble estimert fra den offisielle rapporten til Nordal et al. (2009). Det er vist i skråningsprofilet med røde piler for illustrasjon av retning og plassering av steinblokken. Profilet fra den offisielle rapporten er presentert i Figur B.26.



Figur 7.1: Jordprofil for skråningen der skredet gikk ved Kattmarka i 2009.

Jordparametrene som brukes er hentet fra grunnundersøkelser som er gjort i nærliggende områder, og vist i Tabell 7.1. For de parametrene som ikke var beskrevet i den offisielle rapporten er det brukt referanseprosjekter og erfaringsverdier. Berget er modellert med høy styrke og lite permeabilitet. Når ESAU-modellen brukes i beregningene er det kun leiren som er modellert med denne jordmodellen, mens de andre løsmassene benytter Mohr-Coulomb.

Tabell 7.1: Parametere benyttet i modellering av skråning ved Kattmarka.

Parameter	Betegnelse	Friksjonsmasser	Vannførende lag	Leire
Jordmodell	-	MC	MC	ESAU
Oppførsel	-	Drained	Drained	Undrained(A)
Densitet	γ	19 kN/m ³	19 kN/m ³	19 kN/m ³
E-modul	E'	50 000 kPa	50 000 kPa	10 000 kPa
Attraksjon	c'	10 kPa	3 kPa	0 kPa
Friksjonsvinkel	φ	38°	30°	27°
Dilatansvinkel	ψ	0°	0°	0°
Permeabilitet	$k_x = k_y$	0,1 m/day	0,1 m/day	10 ⁻³ m/day
Poisson	ν'	0,2	0,2	0,3
Skjærmodul	G	20 830 kN/m ²	20 830 kN/m ²	3 846 kN/m ²
Bulkmodul	K	-	-	8 333 kN/m ²
Hardening modul	H	-	-	3 846 kN/m ²
Horisontal spenningskoeffisient	K_0	0,384	0,500	0,500

7.2 Resultater

Den utløsende årsaken til skredet som gikk i en skråning ved Kattmarka i Namsos er konkludert med å være sprengningsarbeid i forbindelse med utbedring av en vei i området. Sprengnings-

salven løsnet en steinblokk og skjøv den inn i leiren så den ble omrørt og dermed reduserte skjærfastheten i jordmaterialet. Beregningene er gjennomført for flere scenarier der poretryksprofil og omrøringszone varierer. Skråningsstabiliteten er beregnet på tre forskjellige måter; original grunnvannstand, påsatt poreovertrykk og steinblokkforskyvning med påsatt poreovertrykk. Tabell 7.2 viser skråningsstabiliteten til skråningen ved Kattmarka i Namsos for de ulike situasjonene.

Tabell 7.2: Sikkerhetsfaktorer fra analyser av skråningen ved Kattmarka.

Poretrykksprofil	Janbus D	Jordmodell	Poretrykksanalyse	Sikkerhet, F		Sikkerhet, F	
				Udrenert	Diff	Drenert	Diff
Original grunnvannstand		MC	P	1,09	0,00	1,10	0,00
	+0,75	ESAU	P	1,09		1,10*	
	-5,0	ESAU	P	1,00		1,10*	
		MC	SS	1,29	0,00	1,51	0,00
	+0,50	ESAU	SS	1,29		1,51	
	-10 000	ESAU	SS	1,04		1,51	
Påsatt poreovertrykk		MC	P	1,06	0,00	1,03	0,02
	+0,85	ESAU	P	1,06		1,01*	
	-3,0	ESAU	P	1,00		1,02*	
		MC	SS	1,13	0,00	1,23	0,01
	+0,50	ESAU	SS	1,13		1,22*	
	-3,0	ESAU	SS	1,00		1,22*	
Påsatt poreovertrykk med steinblokkforskyvning		MC	P	1,02	0,00	0,96**	0,02
	+0,55	ESAU	P	1,02		0,94*	
	+0,50	ESAU	P	1,00		0,94*	
		MC	SS	1,02	0,00	0,96	0,02
	+0,56	ESAU	SS	1,02		0,94*	
	+0,51	ESAU	SS	1,00		0,92*	
Resultater fra offisiell utredning (Nordal et al., 2009)				0,97		1,10	

*Beregningen stanser før sikkerhetsfaktoren, F, tydelig konvergerer.

**Sikkerhetsfaktoren, F, konvergerer ikke mot én bestemt verdi.

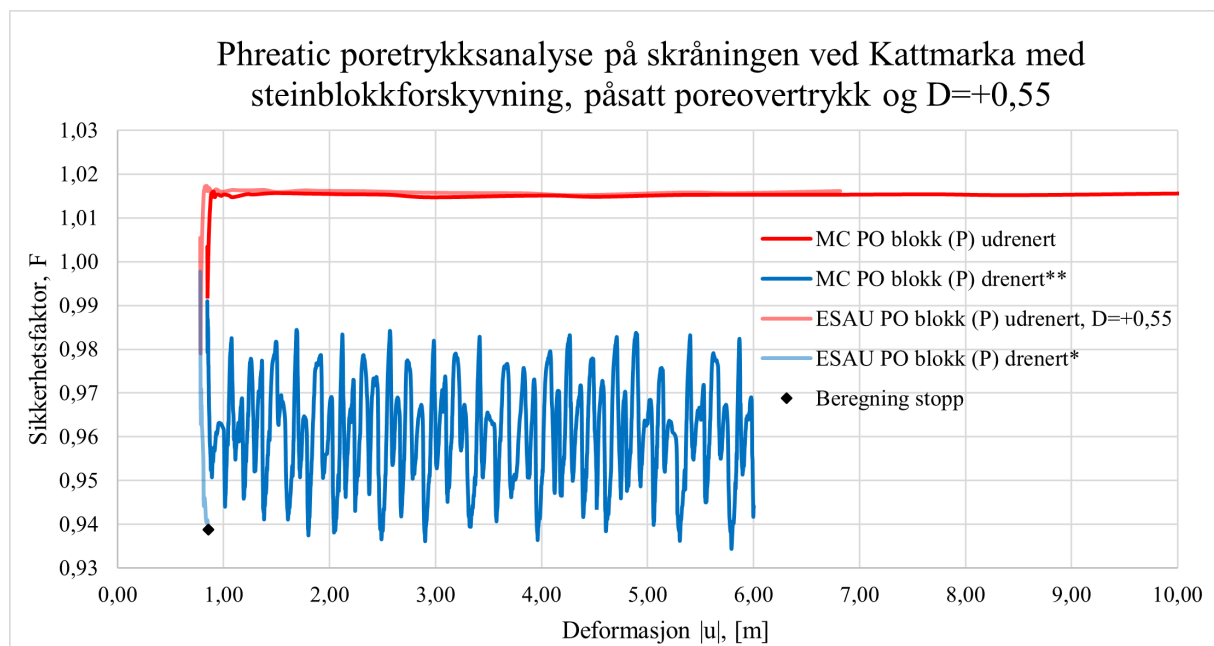
Tabell 7.2 viser skråningsstabiliteten til skråningen ved kattmarka for ulike situasjoner og poretryksprofiler. Hvis skråningen har original grunnvannstand vil korttidsstabiliteten med Mohr-Coulomb være $F = 1,09$ og $F = 1,29$ med bruk av henholdsvis *Phreatic*- og *Steady state* som poretrykksanalyse. For at ESAU-modellen skal vise identisk korttidsstabilitet må poretrykksparameteren være $D = +0,75$ for *Phreatic* og $D = +0,50$ for *Steady State*. Dette betyr at leira i skråningen dilaterer.

Dersom skråningen påføres et poreovertrykk blir skråningsstabiliteten redusert. Med *Steady state* som poretrykksanalyse og Mohr-Coulomb som jordmodell, blir korttidsstabiliteten $F = 1,13$. For at ESAU-modellen skal representere korttidsstabiliteten identisk som Mohr-Coulomb må det brukes en poretrykksparameter på $D = +0,50$. Med *Phreatic* som poretrykksanalyse og

Mohr-Coulomb, blir korttidsstabiliteten redusert til $F = 1,06$. $D = +0,85$ må brukes for at ESAU-modellen skal gi tilsvarende resultat.

Hvis skråningen ved Kattmarka blir utsatt for forskyvning i skråningstoppen, som et resultat av sprengning, sammen med et poreovertrykk, blir stabiliteten videre redusert. Resultatene viser at korttidsstabiliteten blir $F = 1,02$ med Mohr-Coulomb, og for at ESAU-modellen skal gi samme resultat må poretrykkparameteren være $D \approx +0,56$. Det gjelder for både *Phreatic* og *Steady state* som poretrykkssanalyse. Langtidsstabiliteten blir også utilstrekkelig lav og lavere enn bruddgrensen ($F < 1,00$).

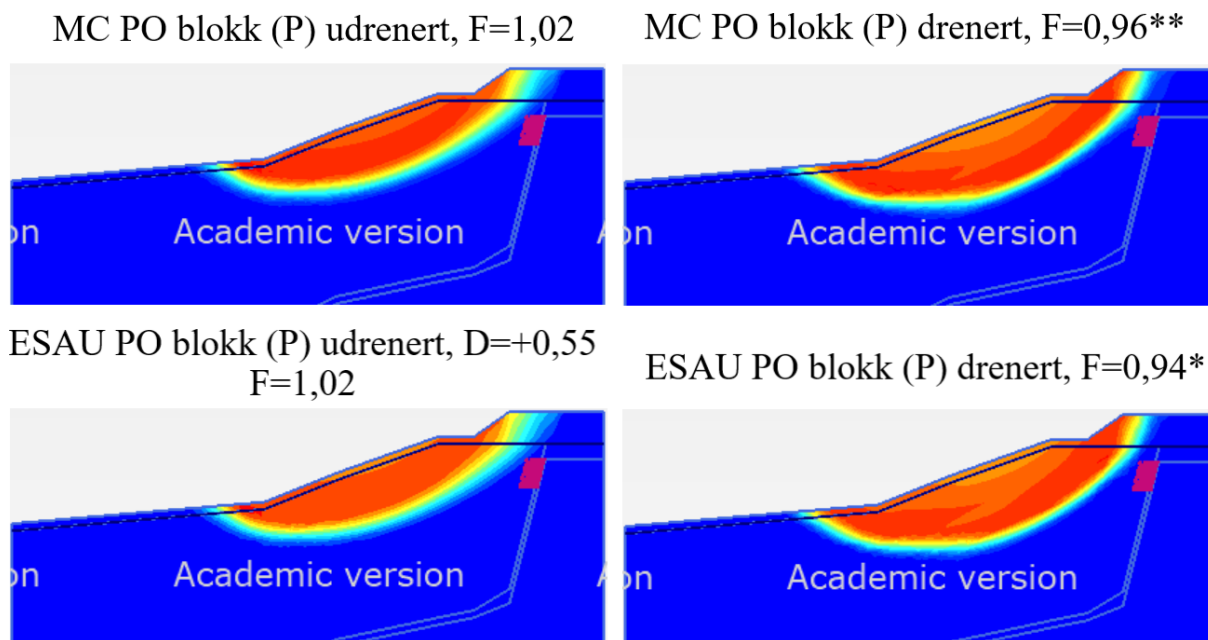
Langtidsstabiliteten til skråningen blir nesten identisk representert av Mohr-Coulomb og ESAU-modellen uavhengig av situasjon og poretrykksprofil. Det er noen avvik fra ESAU-modellen og det kommer av at beregningene stanser før sikkerhetsfaktoren rekker å konvergere. Verdiene det gjelder er markert med stjerne (*). På den andre siden konvergerer ikke sikkerhetsfaktoren mot en endelig verdi i den ene beregningen med Mohr-Coulomb, denne verdien er markert med dobbel stjerne (**). I Figur 7.2 er sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon og viser hvordan disse beregningene utarter seg. Begrensningen blir nærmere forklart og diskutert i Kapittel 7.3. I Tillegg B.5 er det flere plott av sikkerhetsfaktor og deformasjon for ulike situasjoner og poretrykksprofiler i skråningen ved Kattmarka.



Figur 7.2: Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. *Phreatic* poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med steinblokkforskyvning, påsatt poreovertrykk og $D = +0,55$.

Figur 7.3 viser den mest kritiske bruddmekanismen til skråningen ved Kattmarka. Her er skråningen utsatt for forskyvning i skråningstoppen og poreovertrykk. Det er tydelig at ESAU-modellen beskriver samme bruddmekanisme som Mohr-Coulomb. Det gjelder både for kort- og langtidsstabiliteten til skråningen. Selvom beregningen ikke fullføres og sikkerhetsfaktoren, F , konvergerer, blir den mest kritiske bruddmekanismen tilnærmet identisk representert.

Fra Tabell 7.3 og Figur 7.4 er det mulig å se at skråningen ved Kattmarka med poreovertrykk og steinblokkforskyvning, har lav stabilitet i utgangspunktet og at en liten reduksjon av D

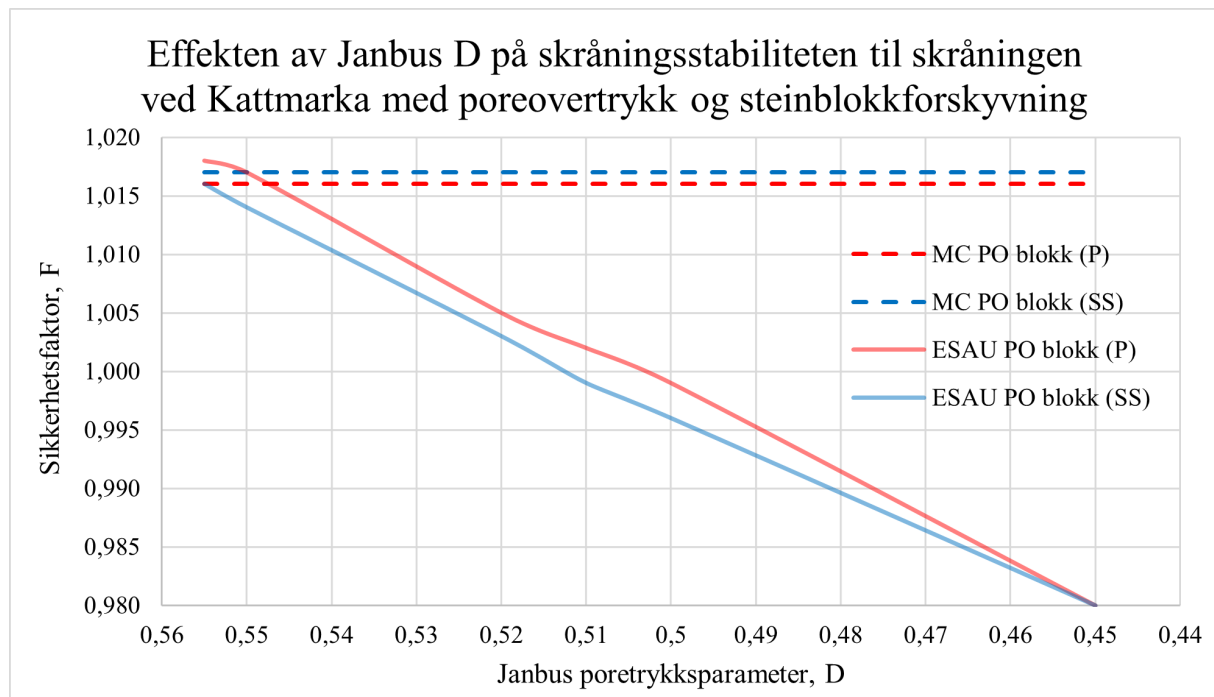


Figur 7.3: Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk, steinblokkforskyvning og *Phreatic* som poretrykksanalyse.

Tabell 7.3: Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk og steinblokkforskyvning.

Janbus D	Udrenert sikkerhetsfaktor, F	
	<i>Phreatic</i>	<i>Steady state</i>
+0,56	1,018	1,016
+0,55	1,017	1,014
+0,52	1,005	1,003
+0,51	1,002	0,999
+0,50	0,999	0,996
+0,45	0,980	0,980
MC	1,017	1,016

gjør at skråningsstabiliteten reduseres til $F = 1,00$. Skråningen står på brudd ved å bruke $D = +0,52$ og $D = +0,51$ med henholdsvis *Steady state* og *Phreatic* som poretrykksanalyse. Ved videre reduksjon av poretrykksparameter, D , blir skråningsstabiliteten mer redusert til $F < 1,00$ og et skred er uunngåelig. Fra Figur 7.4 er det mulig å se en tilnærmet lineær sammenheng mellom sikkerhetsfaktoren, F , og Janbus poretrykksparameter. Sikkerhetsfaktoren avtar lineært hvis poretrykksparameteren, D reduseres. Med andre ord vil en reduksjon av D gi lavere sikkerhetsfaktor. For situasjonen med original grunnvannstand og *Phreatic*-analyse må poretrykksparameteren være $D = -5,0$ for at brudd skal oppstå i skråningen. Hvis *Steady state* brukes som poretrykksanalyse går ikke skråningen til brudd uansett hvor stor negativ D som brukes i beregningene. Dersom skråningen blir påført et poreovertrykk må det brukes en poretrykksparameter på $D = -3,0$ i begge poretrykksanalysene *Phreatic* og *Steady state*.



Figur 7.4: Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk og steinblokkforskyvning.

7.3 Diskusjon

Skredet som gikk ved Kattmarka i Namsos i 2009 ble forårsaket av sprengingsarbeid i forbindelse med utbedring av en veg. Sprengningssalven slo løs en steinblokk som ble skjøvet hurtig inn i leiren og gjorde den omrørt. Løsmassene i skråningen var også utsatt for et poreovertrykk på grunn av et vannførende lag mellom den sensitive leiren og antatt berg. De ulike situasjonene med varierende poretrykksprofil er tilbakeregnet og resultatene diskuteres under.

Det skal først nevnes at skråningsprofilen er lett modifisert fra det som kommer fram i den offisielle rapporten. Det er gjort for at ESAU-modellen i det hele tatt skal kunne kjøre. Det er lagt et lag med tørrskorpe på 1 meter langs toppen av hele skråningen. I tillegg er berget tatt bort helt i toppen av skråningen som gjør at det vannførende laget er gjennomgående langs hele oversiden av det antatte berget fra bunn til topp. Modifiseringene endrer geometrien i liten grad, men gjør at mektigheten og utbredelsen av løsmassetypene ikke er helt representativ. Tross alt har modifiseringene liten betydning for skråningsstabiliteten ettersom resultatene viser samme sikkerhetsfaktorer som den offisielle granskningen har kommet fram til. Den offisielle rapporten la frem den mest kritiske mekanismen med poreovertrykk og steinblokkforskyvning og beregnet stabiliteten med NGI-ADP til å være $F = 0,97$. Bruddmekanismen er også tilsvarende det som er presentert i rapporten (Nordal et al., 2009).

I Tabell 7.2 er det flere verdier som er markert med stjerne (*). At verdiene er markert med stjerne kommer av at beregningene som er gjort ikke er komplette. Beregningene starter som normalt i PLAXIS, men stopper før alle stegene er ferdig beregnet. Det som skjer er at den globale feilen (*Global error*) blir betydelig større enn maks tillatte verdi og da avsluttes beregningene. Det er sikkerhetsfasen (*Safety*) som er utsatt for problemet og sikkerhetsfaktoren konvergerer ikke mot en endelig verdi før beregningen stanser. Verdiene markert med stjerne (*) er alle resultater

fra drenert analyse med bruk av ESAU-modellen. Det betyr at det kan være problemer med jordmodellen som gjør at beregningene stanser. Flere beregninginnstillinger i PLAXIS er forsøkt endret for å unngå problemet. Mindre steg, flere steg og større tillatt feil er innstillinger som er endret, men uten resultat. Langtidsstabiliteten er kanskje feilaktig ettersom beregningene ikke er komplett. Det kan bety at verdiene markert med stjerne (*) enten er høyere eller lavere enn det som er fremstilt. På den annen side blir bruddmekanismene tilnærmet identisk de fra Mohr-Coulomb som kan bety at ESAU-modellen er representativ allikevel. En annen verdi i tabellen er markert med dobbel stjerne (**). Verdien kommer fra en drenert analyse med Mohr-Coulomb som jordmodell. Her kjører beregningene alle stegene, men sikkerhetsfaktoren, F , konvergerer ikke mot en bestemt verdi. Istedenfor varierer sikkerhetsfaktoren mellom 0,94-0,98, se den blå linjen i Figur 7.2. Det kan komme av at situasjonen skaper en høyere effektivspenning og er helt i hjørnet av Mohr-Coulombs bruddkriterium, se Figur 2.24. Den drenerte stabiliteten i skråningen ved Kattmarka blir beregnet til å være under 1 med både bruk av Mohr-Coulomb og ESAU som jordmodell selvom udrenert stabilitet er over 1. Det er derfor ikke sikkert at den drenerte stabiliteten er korrekt.

Det er utført beregninger for tre situasjoner i skråningen ved Kattmarka. Den første er med original grunnvannstand, nummer to er med et påsatt poreovertrykk og den tredje er steinblokkforskyvning med påsatt poreovertrykk. Det viser seg at skråningen i utgangspunktet hadde generelt lav stabilitet. Beregningene med original grunnvannstand viser en korttidsstabilitet så lav som $F = 1,09$ og langtidsstabiliteten er så vidt høyere på $F = 1,10$. Hvis det settes på et poreovertrykk i løsmassene reduseres sikkerhetsfaktoren til $F = 1,06$ og $F = 1,03$ for henholdsvis kort- og langtidsstabiliteten. Dersom skråningen i tillegg påføres steinblokkforskyvningen, synker den udrenerte sikkerhetsfaktoren til $F = 1,02$ og den drenerte til $F \approx 0,95$. At langtidsstabiliteten er lavere enn korttidsstabiliteten er ikke umulig. At den i tillegg er mindre enn 1 ($F < 1,00$) er ikke nødvendigvis korrekt. I følge teorien skal stabilitetsberegninger av en skråning som står på brudd ($F = 1,00$) vise denne skråningsstabiliteten uansett om det er kort- eller langtidsanalyse. Når den ene analysen viser en sikkerhet som er større enn 1 og at den andre analysen viser en sikkerhet under 1, kan det være at den laveste sikkerheten ikke er riktig. Det kan være tilfelle i skråningen ved Kattmarka med poreovertrykk og steinblokkforskyvning. En mulig forklaring kan være at den plutselige forflytningen ikke får raset til å gå umiddelbart, men at raset etter hvert går på grunn av manglende styrke. Først oppstår det et sug i leiren, så forsvinner suget og skredet går.

For at skråningen skal gå til brudd og at korttidsstabiliteten skal være $F = 1,00$ må det brukes en poretrykkparameter på $D = +0,51$ i analyse med ESAU-modellen. Det gjelder hvis skråningen er utsatt for poreovertrykk og steinblokkforskyvning med *Steady state* som poretrykksanalyse. Det skal sies at hvis *Phreatic* brukes må $D = +0,50$, som er nesten identisk verdi. Hvis skråningen kun hadde vært utsatt for poreovertrykk må det en mindre verdi av D til for at et brudd skal kunne oppstå. Da må $D = -3,0$ uavhengig om *Steady state* eller *Phreatic* brukes som poretrykksanalyse. Det er forventet at D må være lavere for denne situasjonen ettersom at den initielle stabiliteten er høyere. Det samme gjelder for situasjonen med original grunnvannstand, der må D reduseres til $D = -5,0$ for at skråningen skal stå på brudd med *Phreatic*-analyse. Dersom *Steady state* brukes går ikke skråningen til brudd uansett hvor stor negativ verdi av D som innføres. Når den initielle stabiliteten er relativt høy må D reduseres mer enn ved en lavere stabilitet. Det kan også se ut som at D må reduseres mer ved bruk av

Phreatic-analyse enn ved *Steady state* og at poretrykkparameteren har større innvirkning på nettopp denne typen analyse. Resultatene viser med andre ord at sikkerhetsfaktoren reduseres ved reduksjon av poretrykkparameter D , men at verdien ikke nødvendigvis må være negativ for at skråningen skal gå til brudd.

Det er som nevnt tidligere mulig å se en lineær sammenheng mellom sikkerhetsfaktoren, F og Janbus poretrykkparameter, D i Figur 7.4. Den lineære sammenhengen er ikke nødvendigvis helt representativ ettersom at verdiintervallet som brukes er relativt lite. Sikkerhetsfaktoren reduseres med rundt 0,04 med en endring av poretrykkparameteren på 0,09. Det er klart at et større intervall hadde vært mer representativt, men et mindre ble brukt for å representere eksakt verdi ved brudd. Hvis et større verdiintervall ble brukt ville det nok ha vært en ikke-lineær sammenheng der sikkerhetsfaktoren konvergente mot en bestemt verdi når poretrykkparameteren stadig ble større negativ og går mot minus uendelig ($D \rightarrow -\infty$).

Det skal også sies at tilfelle ved Kattmarka var ganske spesielt. Det var ingen naturlig årsak til at skråningen raste ut selvom skråningsstabiliteten var lav. Beregningene viser at skråningen med påkjente krefter hadde gått til brudd da den drenerte stabiliteten var under 1 ($F < 1,00$). Med tanke på at langtidsstabiliteten til skråningen er helt uavhengig av poretrykkparameteren, gir ikke denne skråningen nødvendigvis et godt sammenligningsgrunnlag. Selvom den udrenerte stabiliteten er større enn 1 skal det ikke en stor endring av D til for at stabiliteten skal reduseres til 1. D trenger ikke å være en negativ verdi, men rundt $D = +0,50$ som er stor forskjell fra det som er observert i de andre skråningene.

Ved å tilbakeberegne skredet som gikk ved Kattmarka i Namsos i 2009 er det funnet ut at skråningen ville rast ut når den ble utsatt for de påkjenningene som faktisk var tilfellet. Når det påsettes et poreovertrykk og en forskyvning i toppen av skråningen, blir stabiliteten mindre enn 1 og skråningen blir labil. Skråningen vil rase ut uansett hvilken poretrykkparameter, D , som brukes ettersom at langtidsstabiliteten er kritisk og mindre enn 1 ($F < 1,00$). For at korttidsstabiliteten skal bli $F = 1,00$ må det brukes en poretrykkparameter på $D \approx +0,50$. På grunn av den lave drenerte stabiliteten gir ikke denne skråningen nødvendigvis et godt sammenligningsgrunnlag for jordmodellene.

Kapittel 8

Grorud

8.1 Bakgrunn

Ved Grorud i Oslo er det en skråning med jernbane og bilveg på toppen. Den har stått i omlag 150 år. Det gjør at skråningen, til tross for flere endringer, ansees som naturlig. Endringene innebærer blant annet fyllingsarbeider i forbindelse med jernbanen og bilvegen.

Skråningen i Grorud er modellert på bakgrunn av et skråningsprofil som tilhører Bane NOR som er presentert i Figur B.40. Skråningsprofilen viser skråningen med lagdeling og beregnede sikkerhetsfaktorer. Sikkerhetsfaktorene er basert på henholdsvis total- og effektivspenningsanalyse. Totalspenninganalysen viser en sikkerhetsfaktor på $F_{cu} = 1,06$. Effektivspenningsanalysen gir en sikkerhetsfaktor på $F_{a\varphi} = 2,17$. I likhet med flere andre tilfeller, er det en stor forskjell i de to analysene. En sikkerhet på $F_{cu} = 1,06$ tilsvarer nesten en bruddsituasjon, til tross for at skråningen har stått i omlag 150 år. Analysene er gjort i GeoSuite Stability. Grunnet forskjellene i grenselikevektsprogrammer og elementmetodeprogrammer, er det naturlig at det blir forskjeller i resultatene. Hvor store forskjellene blir er vanskelig å vite, men forskjellene programmene gjør i beregning av mest kritiske bruddsituasjon gjør at forskjeller vil oppstå.

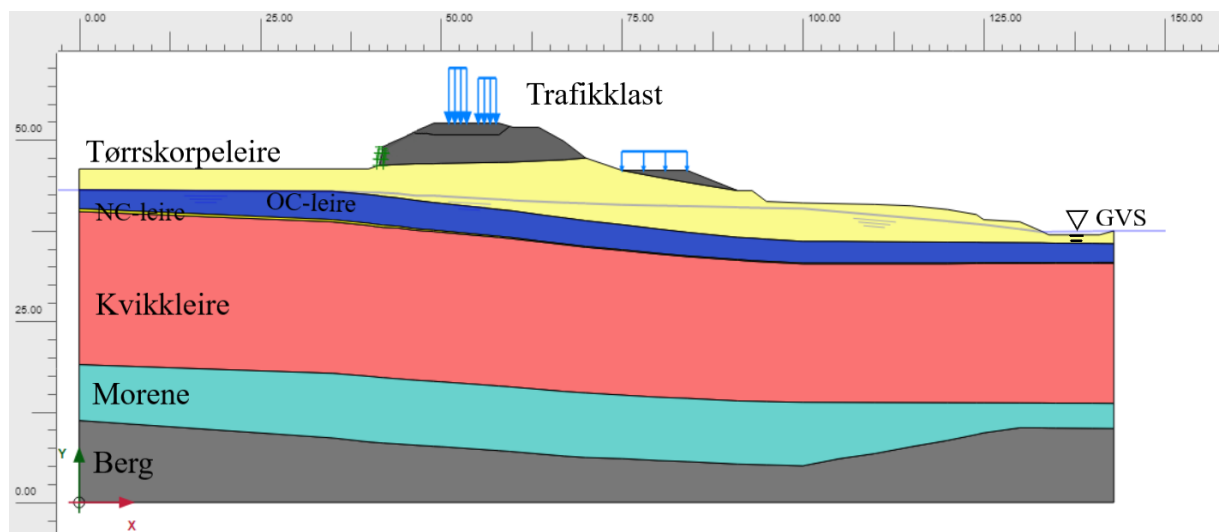
8.2 Modellering

Skråningen er i underkant av 100 meter lang, med en høydeforskjell på omtrent 15 meter. Det gir en helning på underkant av 1:7. På toppen av skråningen går det en jernbane, samt en trafikkert veg omlag 25 meter unna jernbanen. Det bidrar til ekstra last på skråningen. Det blir modellert med tre ulike jevnt, fordelte laster som er hentet fra skråningsprofilen til Bane NOR. På toppen av skråningen er det to laster på henholdsvis $q = 57,2$ kPa og $q = 46,8$ kPa. Disse er bestemt i Bane NORs tekniske regelverk, som sier at sporene skal belastes med henholdsvis 110 kPa og 90 kPa for dobbelsporet jernbane. Disse deles på sporbredden på 2,5 meter og multipliseres med partialfaktoren på 1,3 (Bane NOR, 2021b). Den siste lasten lenger ned i skråningen er på $q = 19,5$ kPa. Denne kommer av en generell trafikklast på 15 kPa, samt partialfaktoren på 1,3 hvis lasten virker ugunstig og er beskrevet i Kapittel 205.6 i Statens Vegvesens Håndbok N200 (Statens Vegvesen, 2021). Foran jernbanefyllingen er det cirka 40 meter horisontalt terreng. Det modellerte skråningsprofilen er vist i Figur 8.1. Berg, sprengstein og fyllingen er markert med grå. Det vannførende morenelaget er blågrønt. Kvikkleiren er rød, mens NC- og OC-leiren er

henholdsvis gul og mørk blå. Tørrskorpeleiren er markert som gul.

Basert på skråningsprofilen til Bane NOR, blir grunnforholdene i området beskrevet på følgende måte:

- Toppen av skråningen er bygget opp av sprengstein og fyllmasser for å kunne holde jernbanen og vegen. Fyllingen har en mektighet på omtrent 6 meter.
- Under sprengstein og fyllmassene er det tørrskorpeleire med varierende mektighet og 9 meter på det tykkeste.
- Overkonsolidert leire med tykkelse på 3-4 meter.
- Et tynt lag med normalkonsolidert leire. Leirlaget er i underkant av en halv meter på det tykkeste.
- Det er registrert et tykt kvikkleirelag som strekker seg langs hele skråningen. Leirelaget har tilnærmet konstant tykkelse, og måles til omtrent 20 meter.
- Mellom kvikkleiren og berg er det et lag med morene. Tykkelsen er på omlag 9 meter langs hele skråningen før det blir mindre mot bunnen av skråningen.
- Grunnvannstanden følger bunnen av tørrskorpeleiren frem til fyllingen bestående av sprengstein og fyllmasser. Deretter synker den, samtidig som avstanden til overflaten av skråningen også reduseres. I bunnen av skråningen ligger vannet i overflaten.



Figur 8.1: Modellert jordprofil for skråningen ved Grorud.

Parametrene som er brukt i analysene er hentet fra skråningsprofilen til Bane NOR, samt erfaringsverdier og referanseprosjekter. Blant annet er *Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging* benyttet. Berget er modellert med høy stivhet og lav permeabilitet. Jordparametrene er vist i Tabell 8.1.

Det er kun de tre leirlagene kvikkleire, NC-leire og OC-leire som blir modellert med ESAU-modellen. De andre lagene blir kjørt med Mohr-Coulomb som jordmodell. Det er gjort for enkelhets skyld, og for at analysene lettere skal kjøres i PLAXIS. For analysene med Mohr-Coulomb blir alle jordlag kjørt med denne jordmodellen. I initialfasen blir initialspenningssituasjonen opp-

Tabell 8.1: Jordparametere brukt i modelleringen av skråningen i Grorud.

Parameter	Symb.	Sprengstein	Fyllmasser	Morene	Berg
Jordmodell	-	MC	MC	MC	MC
Oppførsel	-	Drained	Drained	Undrained	Undrained
Densitet	γ	19 kN/m ³	19 kN/m ³	19 kN/m ³	25 kN/m ³
E-modul	E'	30 000 kPa	30 000 kPa	10 000 kPa	50 000 kPa
Kohesjon	c'	0	0	8,7	0
Friksjonsvinkel	φ	42°	33°	24°	0°
Dilatansvinkel	ψ	0°	0°	0°	0°
Permeabilitet	k	0,1 m/day	0,1 m/day	0,1 m/day	10 ⁻³ m/day
Poisson	ν'	0,3	0,3	0,3	0,3
Skjærmodul	G	7 519 kN/m ²	7 519 kN/m ²	19 230 kN/m ²	19 230 kN/m ²
Bulkmodul	K	-	-	-	-
Hardening modul	H	-	-	-	-
Hor. spennkof	K_0	0,3309	0,4554	0,500	0,500
Parameter	Symb.	Tørrskorpe	OC-leire	NC-leire	Kvikkleire
Jordmodell	-	MC	ESAU	ESAU	ESAU
Oppførsel	-	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained
Densitet	γ	19 kN/m ³	19 kN/m ³	19 kN/m ³	19 kN/m ³
E-modul	E'	10 000 kPa	10 000 kPa	10 000 kPa	10 000 kPa
Kohesjon	c'	0	8,0	7,3	6,7
Friksjonsvinkel	φ	30°	28°	26°	24°
Dilatansvinkel	ψ	0°	0°	0°	0°
Permeabilitet	k	10 ⁻³ m/day	10 ⁻³ m/day	10 ⁻³ m/day	10 ⁻³ m/day
Poisson	ν'	0,3	0,3	0,3	0,3
Skjærmodul	G	3 846 kN/m ²	3 846 kN/m ²	3 846 kN/m ²	3 846 kN/m ²
Bulkmodul	K	-	8 333 kN/m ²	8 333 kN/m ²	8 333 kN/m ²
Hardening modul	H	-	3 846 kN/m ²	3 846 kN/m ²	3 846 kN/m ²
Hor. spennkof	K_0	0,3309	0,500	0,500	0,500

rettet ved bruk av K_0 -prosedyre. Deretter vil en nullfase med drenerte forhold sørge for korrekte initialspenninger og poretrykk i skråningen, før stabiliteten beregnes til slutt.

For å kunne kjøre analysene for skråningen i Grorud, må det modelleres med en fastholding av fyllingen sånn at kritisk skjærflate kommer i skråningen og ikke i fyllmassene. Veggen blir modellert ved hjelp av *Line displacements* i PLAXIS, vist som grønne kryss i Figur 8.1. Det blir satt på null forskyvning i både x- og y-retning. Det er naturlig å anta at det er noen form for støttemur for å holde massene på plass også i virkeligheten, uten at det har blitt bekreftet.

I skråningsprofilen fra Bane NOR er det lite informasjon om poretrykksforholdene utenom den modellerte grunnvannstanden. Dermed vil analysene for skråningen ved Grorud kun bli kjørt med denne grunnvannstanden. Det blir ikke analysert hva et eventuelt poreovertrykk vil gjøre med stabiliteten i skråningen. I likhet med de andre skråningene, blir grunnvannstanden modellert som *Global water level* med *Phreatic* som poretrykksanalyse. For vannstrømningsanalysene settes det en *Head* på sidene av skråningen med høyden på grunnvannet, og PLAXIS vil automatisk generere grunnvannstanden. Den blir noe lavere enn modellert grunnvannstand benyttet for analysene med hydrostatisk poretrykk. Det kommer frem av grunnvannslinjen i Figur B.43 og Figur B.44.

8.3 Resultater

Tabell 8.2 viser resultatene fra de drenerte analysene, samt en sammenligning av de udrenerte analysene med bruk av Mohr-Coulomb og ESAU med poretrykkparameter $D = 0$. En grafisk fremstilling av sikkerhetsfaktorene for langtidsstabiliteten for skråningen ved Grorud er også presentert i Figur B.42. Sikkerhetsfaktorene kommer alle fra effektivspenningsanalyse, også kalt $a\varphi$ -analyse.

Tabell 8.2: Resultater fra analysene på skråningen ved Grorud.

Jordmodell	Janbus D	Poretrykksanalyse	Sikkerhetsfaktor, F			
			Udrenert	Diff	Drenert	Diff
Mohr-Coulomb		Phreatic	1,89		2,18	
ESAU	+0,13	Phreatic	1,89	0,00	2,18	0,00
Mohr-Coulomb		Steady state	1,96		2,31	
ESAU	+0,13	Steady state	1,97	0,01	2,30	0,00
Fra Bane NORs skråningsprofil			1,06		2,17	

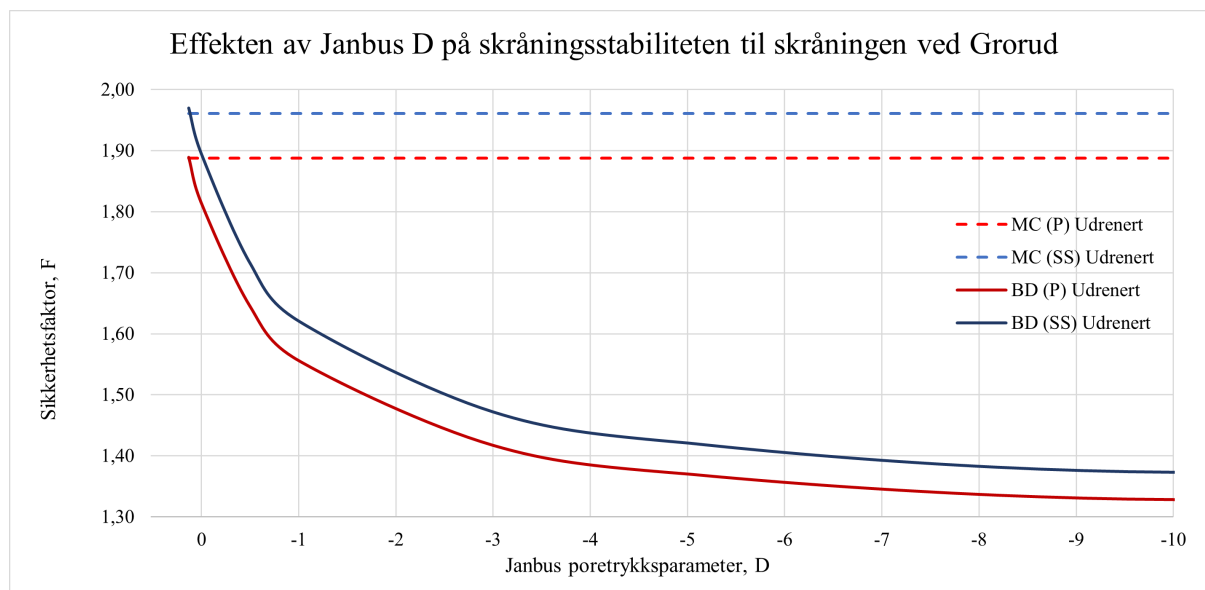
De drenerte analysene viser ingen forskjell mellom ESAU-modellen og Mohr-Coulomb. Det gir mening, da langtidsstabiliteten skal være uavhengig av Janbus D . For *Phreatic* er langtidsstabiliteten funnet til å være tilnærmet den samme som fra skråningsprofilen fra Bane NOR, som viser en sikkerhet på $F_{a\varphi} = 2,17$. Resultatet er høyere for *Steady state*, med $F = 2,31$. Det følger av forskjellene i poretrykksanalysene og interpolasjonen PLAXIS automatisk gjør for vannstanden i vannstrømningsanalysen. I likhet med de andre analysene og skråningene, er like drenerte resultater et tegn på at styrken i jorden er modellert riktig. For korttidsstabiliteten er forskjellene større, men dette er naturlig ettersom at ESAU-modellen er med brukt med $D = 0$.

Tabell 8.3 viser effekten av Janbus poretrykkparameter på skråningen ved Grorud for de udrenerte analysene. Figur 8.2 viser en grafisk fremstilling på hvordan stabiliteten i skråningen avhenger av Janbus D .

Tabell 8.3: Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Grorud.

Janbus D	Udrenert sikkerhetsfaktor, F	
	Phreatic	Steady state
+0,13	1,89	1,97
0,00	1,81	1,90
-0,50	1,65	1,72
-1,00	1,56	1,62
-3,00	1,42	1,47
-5,00	1,37	1,42
-10,0	1,33	1,37
-100,0	1,28	1,32
-1 000	1,27	1,32
-10 000	1,27	1,32
-1 000 000	1,27	1,32
MC	1,89	1,96

Det kommer tydelig frem at stabiliteten i skråningen påvirkes av Janbus D . En økning i verdi



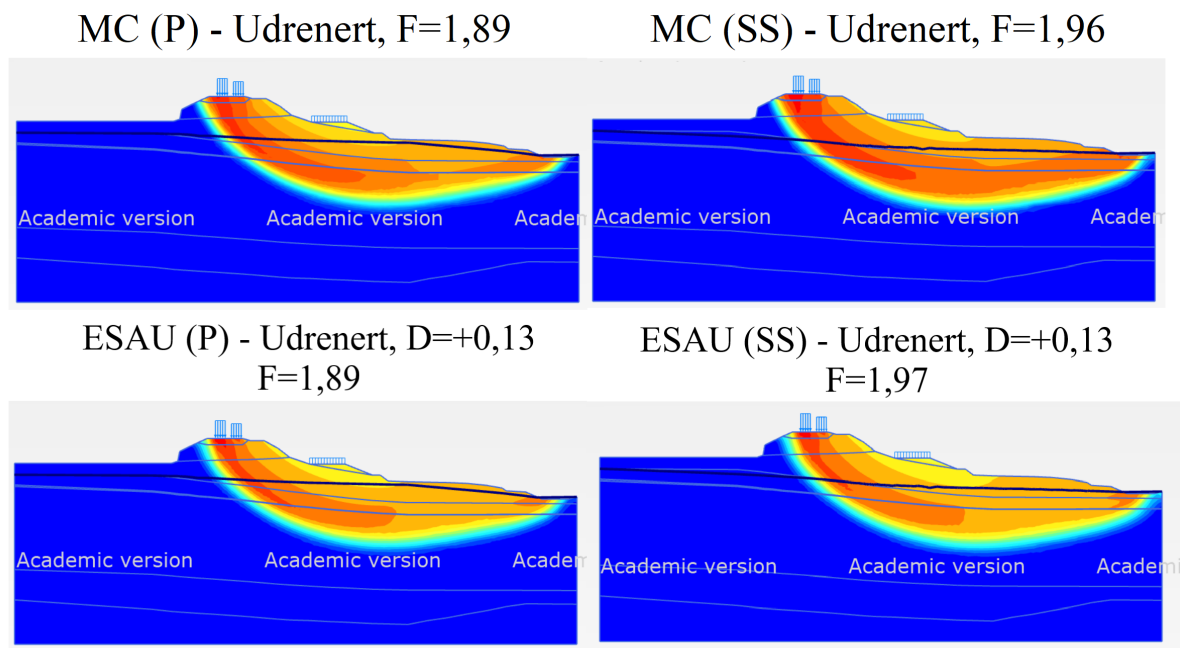
Figur 8.2: Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Grorud med hydrostatisk poretrykk fra grunnvannstand.

av D vil gi høyere sikkerhet, og en reduksjon av Janbus D vil redusere stabiliteten. For at ESAU-modellen skal gi samme svar som ved bruk av Mohr-Coulomb, må $D = +0,13$ benyttes for poretrykksparameteren. Det gir $F = 1,89$ og $F = 1,97$ for henholdsvis *Phreatic* og *Steady state*.

Av Figur 8.2 fremkommer det at sikkerhetsfaktorene reduseres i større grad jo større verdiene for Janbus D er. For *Phreatic*, vil en reduksjon i Janbus D fra $D = 0$ til $D = -5$ redusere sikkerhetsfaktoren med $\Delta F = 0,44$. Fra $D = -5$ til $D \rightarrow -\infty$ reduserer den med $\Delta F = 0,10$. For *Steady state* gir den samme reduksjonen i poretrykksparameteren er reduksjon i sikkerhetsfaktor på henholdsvis $\Delta F = 0,47$ og $\Delta F = 0,10$. Sikkerhetsfaktorene konvergerer endelig mot $F = 1,27$ for *Phreatic* og $F = 1,32$ for *Steady state*.

En sammenligning av de mest kritiske bruddmekanismene for Mohr-Coulomb og ESAU-modellen med poretrykksparameter på $D = +0,13$ er vist i Figur 8.3. De samme resultatene for langtidsstabiliteten er vist i Tillegg B.6, i Figur B.43.

Figur 8.3 viser tilnærmet samme kritiske bruddmekanisme for Mohr-Coulomb og ESAU-modellen med $D = +0,13$ for både *Phreatic* og *Steady state* som poretrykksanalyse. Både dybde og utbredelse er lik. For samtlige analyser er det mest kritisk under jernbanelasten. De mest kritiske bruddmekanismene funnet i PLAXIS har også omtrentlig samme dybde og utbredelse som bruddmekanismen fra effektivspenningsanalysen Bane NOR har gjort i GeoSuite Stability, og resultatene anses derfor som realistiske. Bruddmekanismen fra totalspenningsanalysen går dypere ned i kvikkleiren enn analysene på effektivspenningsbasis.



Figur 8.3: Bruddmekanismer for udrenerte analyser for skråningen ved Grorud.

8.4 Diskusjon

For skråningen ved Grorud er det blitt gjort analyser for å undersøke om den allerede beregnede stabiliteten kan stemme. Et skråningsprofil fra Bane NOR viser en langtidsstabilitet på $F_{a\varphi} = 2,17$, mens korttidsstabiliteten er beregnet til å være $F_{cu} = 1,06$. Til tross for den lave korttidsstabiliteten, som så og si tilsvarer en bruddtilstand, har skråningen stått i omlag 150 år. I tillegg til dette har det blitt gjort flere endringer i skråninger i forbindelse med jernbane og bilveg, med alle rystelser og endring i spenninger dette innebærer.

Skråningen som er modellert i PLAXIS, er gjort på bakgrunn av skråningsprofilen til Bane NOR. Profilet er etterlignet så godt det lar seg gjøre. Det vil være noen avvik fra det originale skråningsprofilen, hvor høyder og geometrien i skråningen ikke representerer virkeligheten fullverdig. Det er gjort enkelte endringer for å unngå lokale brudd i skråningen, og dermed få så gode resultater som mulig. Da analysene er gjort i PLAXIS, og ikke GeoSuite Stability, kan ikke brukeren selv definere den kritiske bruddmekanismen. Derfor er endringene nødvendige for å kunne oppnå best mulig resultater. Det inkluderer også støttemuren i form av *Line displacements* til høyre for fyllingen. Når det er sagt er modellen i PLAXIS lik skråningsprofilen fra Bane NOR. Så modelleringen og antagelsene skal ikke sette noen særlige begrensninger for resultatene. En diskusjon om hvordan generering av mesh i PLAXIS vil påvirke resultatene, gjøres i den generelle diskusjonen i Kapittel 10.

Det kan være flere grunner til at den beregnede korttidsstabiliteten i skråningsprofilen til Bane NOR er så lav når langtidsstabiliteten på effektivspenningsbasis viser en sikkerhet på $F > 2,00$. En grunn er at det mest sannsynlig er blitt ekstrapolert udrenert skjærfasthet fra en CPTU-analyse gjort i nærliggende områder, og ikke i selve skråningen. CPTU-analysen og styrketolkningen gjort av BaneNOR er presentert i Figur B.41. Den udrenerte skjærfastheten har så blitt brukt direkte under jernbanefyllingen. Dermed er det ikke riktige parametere som har blitt brukt

i analysene. Hvis langtidsstabiliteten gir en sikkerhetsfaktor på over 2,00 skal det ikke være mulig å få en korttidsstabilitet som går under 1,20. Det er ikke en mulig tilstand å oppnå. Derfor er det naturlig å anta at det blitt benyttet feil parametere. I motsetning til det opprinnelige skråningsprofil, er det kun utført udrenerte beregninger med effektivspenningsparametere. Det gjelder både korttids- og langtidsstabiliteten. At analysene kun kjøres på effektivspenningsbasis er fordi det gir et bedre sammenligningsgrunnlag med resten av analysene. I tillegg er ikke analysene på s_u -basis relevant for problemstillingen i oppgaven.

Grunnet lite informasjon utenom det ene skråningsprofil fra Bane NOR, er det kun gjort analyser med antatt grunnvannstand. Selve grunnvannstanden er modellert på bakgrunn av skråningsprofil. For *Steady state* er det brukt *Head* på sidene, og så har vannstrømningsanalysen interpolert automatisk i PLAXIS. Det gir en noe lavere grunnvannstand enn den i *Phreatic*-analyse. Det fører igjen til en liten forskjell i *Groundwater head*, vist i Figur B.44. Forskjellen, sammen med vannstrømningsanalyse, gir de ulike svarene i stabilitetsberegningene. I og med at poretrykkshøyden er høyere for *Phreatic* enn vannstrømningsanalysen, vil effektivspenningerne være mindre. Det gir lavere styrke og medfølgende lavere stabilitet basert på effektivspenningsbasis. At vannstrømningsanalysen gir en høyere sikkerhetsfaktor enn *Phreatic* er dermed gjennomgående for de fleste skråningene som er analysert. Det er også verdt å nevne at poretrykkforholdene kan være annerledes i virkeligheten, men igjen er dette vanskelig å vite i og med vi har lite informasjon.

Jordparametrene brukt i analysene er tatt fra det opprinnelige skråningsprofil. Verdiene er blant annet lave for friksjonsvinkelen, φ , i forhold til de andre skråningene analysert i oppgaven. For kvikkleiren er friksjonsvinkelen $\varphi = 24^\circ$, og for OC-leire og NC-leire er den satt til henholdsvis $\varphi = 28^\circ$ og $\varphi = 26^\circ$. Utenom friksjonsvinkelen, er det kun enhetsvekten og kohesjonen som er hentet fra den offisielle rapporten og skråningsprofil til Bane NOR. Kohesjonen er benyttet direkte i analysene med Mohr-Coulomb. For analysene med ESAU-modellen er disse verdiene gjort om til attraksjon, da jordmodellen har attraksjon som input og ikke kohesjon. Ved å gjøre dette, blir input for attraksjon $a \approx 15$ for kvikkeleiren. Figur 2.42 (som er gjengitt i Tabell 2.5) i Statens Vegvesen (2018) sier at attraksjonen for en bløt leire skal være $a = 0$ og i intervallet $0 < a < 20$ for middels bløte leirer. Uten mer informasjon er det vanskelig å vite hvor bløt leiren i Grorud er. Parametrene anses som korrekte, i og med verdiene er innenfor normalen i Håndbok V220, og at de gir sammenlignbare resultater med det offisielle skråningsprofil til Bane NOR.

Analysene viser at reell stabilitet i dagens situasjon med Mohr-Coulomb gir sikkerhet som er større enn kravet på $F > 1,61$ i Norges vassdrags- og energidirektorat (2020) sin veileder 1/2019, med sikkerhetsfaktorer beregnet til $F = 1,89$ og $F = 1,96$. For analysene med ESAU-modellen er saken en annen. Med Statens Vegvesens anbefaling i Statens Vegvesen (2018) om en poretrykksparemeter på $-1 \leq D \leq -0,5$ ligger den mest kritiske sikkerheten basert på ESAU-modellen på $F = 1,56$ for *Phreatic*. For vannstrømningsanalysen er sikkerheten større enn kravet i Norges vassdrags- og energidirektorat (2020) sin veileder 1/2019 med $F = 1,61$ med $D = -1$. Poretrykksparemeteren kan derimot bli mindre enn $D = -1$, og da vil sikkerheten også reduseres. Med $D = -3$, som kan være en realistisk verdi for Janbus D , er sikkerheten $F = 1,42$ og $F = 1,47$. Det er under kravet til NVE. Som nevnt er disse analysene gjort udrenert med effektivspenningsparametere som input, og ikke på s_u -basis som i veileder 1/2019. Stabiliteten er likevel godt over resultatene Bane NOR har fått. Langtidsstabiliteten er godt innenfor kravet

med sikkerhetsfaktorer på $F = 2,18$ og $F = 2,30$.

Sikkerhetsfaktoren konvergerer mot en endelig verdi når poretrykkparameter går mot $-\infty$. Med hydrostatisk poretrykk fra grunnvannstand konvergerer sikkerhetsfaktoren mot $F = 1,27$. Med vannstrømningsanalyse konvergerer den mot $F = 1,32$. Uansett jordmodell, gir *Phreatic* lavere sikkerhetsfaktorer enn *Steady state*. Med en poretrykkparameter på $D = 0$ er sikkerhetsfaktoren $\Delta F = 0,08$ lavere for *Phreatic*. Når $D \rightarrow \infty$, er sikkerhetsfaktoren $\Delta F = 0,04$ lavere. Det betyr at analysene med *Steady state* påvirkes i større grad av Janbus D enn ved hydrostatisk poretrykk fra grunnvannstanden. Det at sikkerhetsfaktorene konvergerer mot såpass høye verdier, betyr også at skråningen ikke når en bruddtilstand slik skråningen er modellert og med de inputparametrene som er brukt. Det er også med på å antyde at korttidsstabiliteten beregnet i skråningsprofilen til Bane NOR mest sannsynlig er feil, og at den faktiske sikkerheten i skråningen er høyere. Sikkerhetsfaktoren konvergerer mot endelige verdier fordi mobiliseringen mot brudd har nådd sitt maksimale punkt. I det maksimale punktet har ikke poretrykkparameteren noen innvirkning på stabiliteten i skråningen.

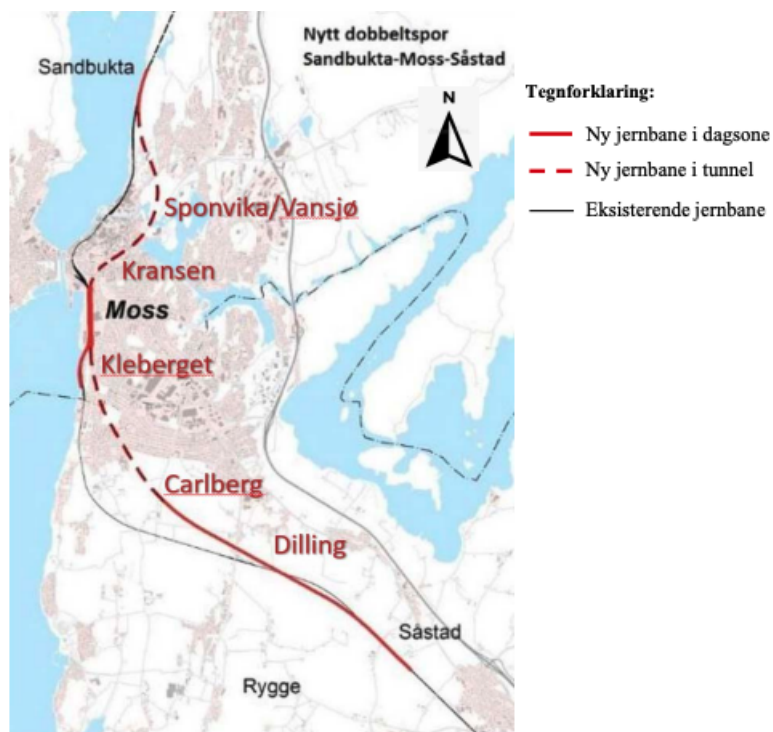
Analysene av skråningen ved Grorud i Oslo indikerer at korttidsstabiliteten ikke nødvendigvis er så lav som Bane NOR presenterer. Til tross for at den er beregnet på s_u -basis, og analysene i PLAXIS er på $a\varphi$ -basis viser resultatene at det ikke er mulig å oppnå en bruddtilstand i skråningen, uansett verdi for poretrykkparameteren. Da analysene også skal vise de samme resultatene, er det lite sannsynlig at korttidsstabilitet på henholdsvis s_u - og $a\varphi$ -basis skal vise såpass ulike svar. Det bekreftes også av den høye langtidsstabiliteten på skråningsprofilen til Bane NOR, som viser $F_{a\varphi} = 2,17$. Med en såpass høy sikkerhet, skal det ikke være mulig å oppnå en korttidsstabilitet på $F_{cu} = 1,06$. Disse analysene indikerer derfor at det er naturlig å anta at resultatene fra PLAXIS representerer virkeligheten bedre.

Kapittel 9

Moss

9.1 Bakgrunn

I 2017 ble det satt i gang forberedende arbeider med utbygging av dobbeltspor jernbane fra Sandbukta til Såstad som en del av Intercityprosjektet. Prosjektet går ut på å bygge 10 kilometer med jernbane bestående av to tunneller på 2,3 km og 2,7 km, samt en ny jernbanestasjon i Moss sentrum. Strekningen er en del av Østfoldbanen som for tiden bygges ut for å gi et bedre togtilbud til passasjerene. Formålet med prosjektet er å øke kapasiteten med flere avganger og korte ned reisetiden med tog mellom større byer på Østlandet (Bane NOR, 2021a). Et oversiktsbilde over prosjektets utbredelse er presentert i Figur 9.1.



Figur 9.1: Oversiktsbilde over InterCity prosjektet Sandbukta-Moss-Såstad (NGI, 2021).

I forbindelse med utbyggingen av jernbanen er det gjennomført geoteknisk prosjektering med grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger. Den geotekniske prosjekteringen er utført av leden-

Det er gjort 30 udrenerte stabilitetsberegninger for sonen *Moss Havn*. Se Figur 9.2 for plassering. Det er snittene med størst høydeforskjell, som er analysert. Stabilitetsberegningene viser at 19 av 30 snitt har lavere udrenert sikkerhet enn 1,4. Det er også flere snitt i nærheten av Kransen som har lavere sikkerhet enn 1,2. Der hvor sikkerheten er lavere enn kravet tilhørende jernbaneutbygging, må det gjøres stabilitetsforbedrende tiltak for å oppå en sikkerhet på $F = 1,61$ eller prosentvis forbedring i henhold til veileder 1/2019. De drenerte $a\varphi$ -analysene gir generelt mye høyere sikkerhetsfaktor enn de udrenerte s_u -analysene, og får ikke mye oppmerksomhet i rapportene utgitt av NGI (NGI, 2021).

Det er spesielt ett snitt som viser stor forskjell i kort- og langtidsstabiliteten til skråningen. Det er snitt 26 som er 225 m langt med en høydeforskjell på 30,5 m og ligger rett øst for Moss ferjekai, se Figur 9.2 for plassering. Profilet er markert i rødt med uthevet nummer 26. Beregningene utført av NGI viser en sikkerhetsfaktor på $F = 0,99$ og $F = 1,85$ for henholdsvis udrenert og drenert analyse. Det vil si at stabiliteten er kritisk lav i dette profilet for udrenert situasjon.

9.2 Modelling

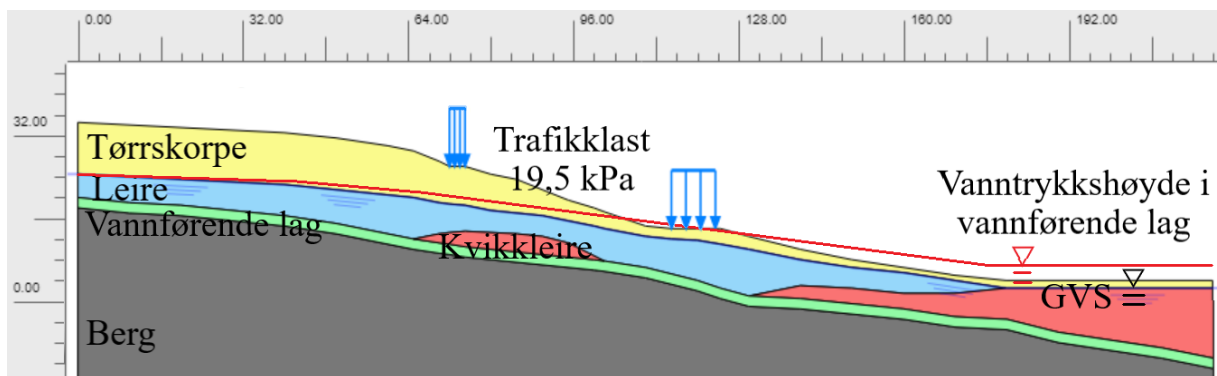
Profilet som blir analysert er det mest kritiske hentet fra NGIs rapport, profil 26 (NGI, 2021). Skråningsgeometrien, samt parametere, er gitt i NGIs rapport og forsøkt etterlignet på beste vis. Det inkluderer lagdelingen i skråningen. Høydeforskjellen på skråningen er 30,5 meter, og lengden er 180 meter. Det gir en gjennomsnittlig helning på omtrent 1:6. Det er altså tilstrekkelig helning for at et skred kan utløses, i henhold til NVEs veileder 1/2019 (Norges vassdrags- og energidirektorat, 2020). Grunnundersøkelser er utført i området og grunnforholdene er beskrevet på følgende måte:

- Tørrskorpelag med stedvis mektighet mellom 1-10 meter.
- Dybde til berg på mellom 10-20 meter.
- Leirelag med mektighet på opptil 10 meter.
- Funn av kvikkleire med varierende mektighet fra 0-5 meter. Liggende mellom leiren og berget.
- Mulig et vannførende lag mellom leire og berg.
- Observert poreovertrykk i området Moss Havn.

Jordprofilet som benyttes i beregningene er hentet fra rapporten til NGI (2021) og etterlignet på best mulig måte. Skråningsprofil 26 fra rapporten til NGI (2021) er presentert i Figur B.45 og Figur B.46 for henholdsvis udrenert og drenert analyse. Profilet er modifisert i liten grad. De skarpeste vinklene er avrundet for at lokale overflatebrudd i hjørnet av elementer ikke skal oppstå. I tillegg er det lagt inn et vannførende lag mellom leire og berg selv om dette ikke framkommer i skråningsprofilene til NGI (2021). Det beskrives likevel i rapporten at det muligens er et vannførende lag i skråningen, og dermed modelleres skråningen med et slikt lag.

I tidligfase av prosjektet var det ikke påvist poreovertrykk i området. Etterhvert ble det funnet et poreovertrykk i bunnen av skråningen. Ideen i starten var at Vansjø som ligger nordøst for

skråningen matet vann inn i skråningen. Senere ble det funnet at vanntrykkshøyden til poreovertrykket var høyere enn vannstanden til Vansjø. Derfor er det ikke mulig at dette er årsaken. Poretrykksmålingene fortsatte og etter tid viste de varierende poreovertrykk. Ideen er da at poreovertrykket er sesongbasert og avhengig av nedbørmengden i området. Regn- og smeltevannet infiltreres ned i grunnen og renner raskere i de mer permeable lagene og kan derfor lettere skape et poreovertrykk i bunnen av skråningen. I skråningsprofilen er det satt på et poreovertrykk med varierende vanntrykkshøyde. I toppen av skråningen er det ikke poreovertrykk, men det øker gradvis nedover i skråningen og er opp mot 4 meter i bunnen. Jordprofilen som brukes i analysene er presentert i Figur 9.3. Vanntrykkshøyden i det vannførende laget er markert med rød linje. Tørrskorpen er farget gul, leiren er markert med blå, kvikkleire med rød og det vannførende laget i grønt. Berget er modellert med høy styrke og lav permeabilitet.



Figur 9.3: Jordprofil for skråningen ved Moss.

I Figur 9.3 er det markert to trafikklaster med blå piler. Den øvre lasten representerer trafikken i Dr. Galtungs vei, og den nedre i Fjordveien. Veiene har forskjellig bredde der den øverste er ca. 3 meter og den nederste rundt 8,5 meter. Lasten som virker fra trafikken ned på veien og skråningen er satt til 19,5 kPa ifølge Håndbok N200 (Statens Vegvesen, 2021). Det skal brukes en jevnt fordelt last på 15 kPa over hele bredden samt en partialfaktor på 1,3 hvis lasten virker ugunstig. Den jevnt fordelte lasten blir da på 19,5 kPa over hele veibredden for begge veiene.

Jordparametrene er i utgangspunktet hentet fra rapporten til NGI (2021) og er representert i Tabell 9.1. Verdier på de parametrene som ikke var tilgjengelige er hentet fra referanseskråninger som er presentert tidligere i oppgaven. Spesielt er parametrene for tørrskorpen og det vannførende laget hentet fra skråningen ved Kråknes, se Kapittel 4.1. Noen av verdiene for spesielt leire og kvikkleire er modifisert for å oppnå samme langtidsstabilitet som fremgår i rapporten til NGI (2021). Verdiene det gjelder er friksjonsvinkelen og er markert med trippel stjerne (***) i Tabell 9.1. Verdiene fra rapporten er vist i parentes.

Leiren og kvikkleiren modelleres med jordmodellen ESAU og de andre løsmassetypene med Mohr-Coulomb. Grunnen til at ikke alle jordtypene modelleres med ESAU er at PLAXIS da har problemer med beregningene. Analysene stopper før endte sluttgrenser og gir feilaktige resultater. ESAU-modellen trenger modifikasjoner for at analyser med flere jordmaterialer skal kun modelleres med denne jordmodellen og gi fullverdige resultater.

Tabell 9.1: Parametere benyttet i modellering av skråning ved Moss.

Parameter	Symbol	Tørrskorpe	Vannførende	Leire	Kvikkleire
Jordmodell	-	MC	MC	ESAU	ESAU
Oppførsel	-	Drained	Drained	Undrained(A)	Undrained(A)
Densitet	γ	19 kN/m ³	19 kN/m ³	20,5 kN/m ³	20,5 kN/m ³
E-modul	E'	50 000 kPa	50 000 kPa	10 000 kPa	10 000 kPa
Attraksjon	c'	10 kPa	3 kPa	0 kPa	0 kPa
Friksjonsvinkel	φ	38°	32°	30°*** (32°)	28°*** (32°)
Dilatansvinkel	ψ	0°	0°	0°	0°
Permeabilitet	$k_x = k_y$	0,1 m/day	0,1 m/day	10 ⁻³ m/day	10 ⁻³ m/day
Poisson	ν'	0,2	0,3	0,3	0,3
Skjærmodul	G	20 830 kN/m ²	19 230 kN/m ²	3 846 kN/m ²	3 846 kN/m ²
Bulkmodul	K	-	-	8 333 kN/m ²	8 333 kN/m ²
Hardening modul	H	-	-	3 846 kN/m ²	3 846 kN/m ²
Horisontal spenningskoeff.	K_0	0,384	0,500	0,500	0,500

*** Annen verdi enn det som framkommer i rapporten til NGI (2021).

9.3 Resultater

Ved å bruke skråningsprofilen presentert i Figur 9.3 og jordparametere som fremgår i Tabell 9.1 blir skråningsstabiliteten i skråningen ved Moss som vist i Tabell 9.2.

Tabell 9.2: Sikkerhetsfaktorer fra analyser av skråningen ved Moss.

Poretrykksprofil	Janbus D	Jordmodell	Poretrykksanalyse	Sikkerhet, F		Sikkerhet, F	
				Udrenert	Diff	Drenert	Diff
Original grunnvannstand		MC	P	1,48	0,00	1,85	0,00
	+0,18	ESAU	P	1,48		1,85	
	-10 000	ESAU	P	1,11	1,85		
		MC	SS	1,52	0,00	1,90	0,00
	+0,18	ESAU	SS	1,52		1,90	
	-10 000	ESAU	SS	1,12	1,90		
Påsatt poreovertrykk		MC	P	1,24	0,00	1,48	0,00
	+0,20	ESAU	P	1,24		1,48	
	-10 000	ESAU	P	1,03	1,47		
		MC	SS	1,43	0,00	1,75	0,00
	+0,16	ESAU	SS	1,43		1,75	
	-10 000	ESAU	SS	1,09	1,75		
Resultater fra tidligere analyser (NGI, 2021)				0,99		1,85	

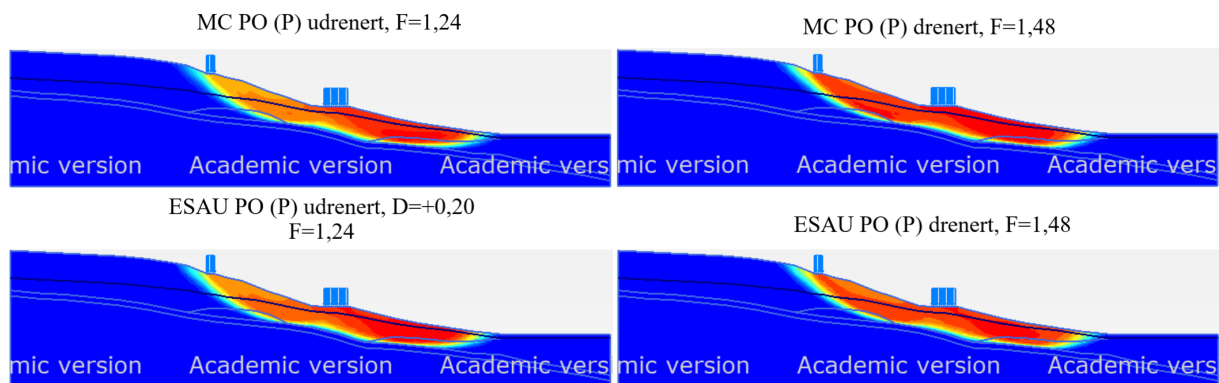
Tabell 9.2 viser resultatene fra stabilitetsberegningene av en skråningen ved Moss. Det er tydelig at innføring av poreovertrykk reduserer stabiliteten i skråningen. Kort- og langtidsstabiliteten reduseres med henholdsvis opptil 0,2 og 0,4, noe som er en betydelig reduksjon.

I situasjonen med opprinnelig grunnvannstand viser analysene *Phreatic* og *Steady state* nesten lik skråningsstabilitet. Kort- og langtidsstabiliteten ligger henholdsvis i intervallet 1,48 – 1,52 og 1,85 – 1,90 ved bruk av Mohr-Coulomb som jordmodell, gitte parametere og skråningsprofil. For at ESAU-modellen skal gi identiske resultater som Mohr-Coulomb, må $D = +0,18$ brukes

som poretrykksparameter. Langtidsstabiliteten er identisk representert og uavhengig av D .

Hvis det innføres et poreovertrykk i skråningen ved Moss blir stabiliteten redusert. Med *Phreatic* som poretrykksanalyse og Mohr-Coulomb som jordmodell blir kort- og langtidsstabiliteten redusert til henholdsvis $F = 1,24$ og $F = 1,48$. For at ESAU-modellen skal gi tilsvarende resultater må $D = +0,20$ brukes. Dersom *Steady state* brukes som poretrykksanalyse sammen med Mohr-Coulomb blir den udrenerte og drenerte stabiliteten redusert til henholdsvis $F = 1,43$ og $F = 1,75$. En poretrykksparameter på $D = +0,16$ må brukes for at ESAU-modellen skal gi tilsvarende udrenert stabilitet som Mohr-Coulomb med denne poretrykksanalysen.

I Figur 9.4 er den mest kritiske bruddmekanismen representert. Her er skråningen utsatt for poreovertrykk og to trafikklaster på 19,5 kPa over hele veibredden. Mekanismen er lang og går dypt i terrenget gjennom både leire- og kvikkleirelaget. Bruddmekanismen starter tydelig under den øverste lasten og forplanter seg ned til bunnen av skråningen. ESAU representerer samme bruddmekanisme som Mohr-Coulomb for både drenert og udrenert tilfelle med *Phreatic* som poretrykksanalyse. Figur B.52 viser bruddmekanismen med poreovertrykk og *Steady state* som poretrykksanalyse. Figur B.47 og Figur B.48 viser bruddmekanisme for skråningen ved Moss med opprinnelig grunnvannstand for henholdsvis *Phreatic* og *Steady state* som poretrykksanalyse.



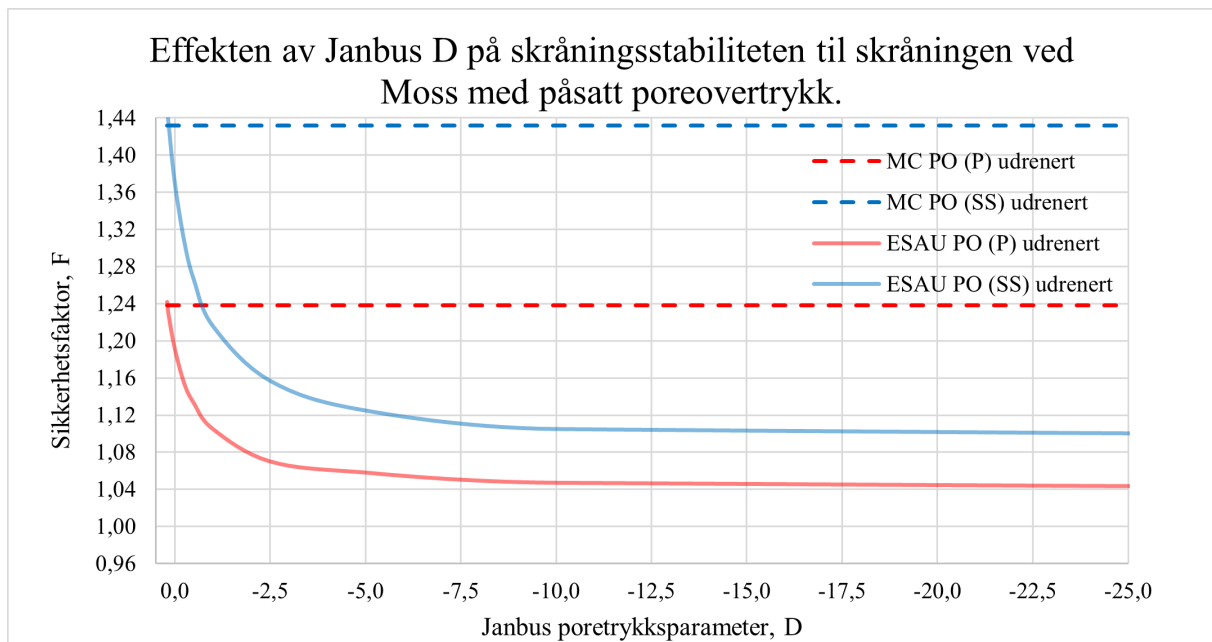
Figur 9.4: Bruddmekanisme for skråningen ved Moss med påsatt poreovertrykk og *Phreatic* som poretrykksanalyse.

Tabell 9.3 viser hvordan korttidsstabiliteten til skråningen ved Moss påvirkes av poretrykksparameteren, D , for både tilfellet med opprinnelig grunnvannstand og situasjonen med påsatt poreovertrykk. I Figur B.55 og Figur 9.5 blir tabellen skissert og verdiene plottet mot hverandre for henholdsvis tilfellet med opprinnelig grunnvannstand og situasjonen med poreovertrykk i grunnen.

Som Tabell 9.3 og Figur 9.5 viser, reduseres sikkerhetsfaktoren hvis poretrykksparameteren, D blir mindre. I begge situasjoner vil ikke skråningen gå til brudd uansett hvilken verdi poretrykksparameteren har. Istedenfor ser det ut til at sikkerhetsfaktoren konvergerer mot en endelig verdi når D stadig blir større negativ og $D \rightarrow -\infty$. For situasjonen med opprinnelig grunnvannstand, konvergerer sikkerhetsfaktoren mot $F \approx 1,11$ for begge poretrykksanalysene. For tilfellet med poreovertrykk i skråningen konvergerer sikkerhetsfaktoren mot $F = 1,03$ og $F = 1,09$ for henholdsvis *Phreatic* og *Steady state* som poretrykksanalyse. Med andre ord kan ikke skråningen ved Moss gå til brudd uansett hvilken verdi poretrykksparameteren har. For tilfellet med opprinnelig grunnvannstand er sikkerhetsfaktor, F , plottet mot poretrykksparameteren, D , i Figur

Tabell 9.3: Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Moss.

Janbus D	Udrenert sikkerhetsfaktor, F			
	Original grunnvannstand		Påsatt poreovertrykk	
	Phreatic	Steady State	Phreatic	Steady State
+0,20	1,49	1,53	1,24	1,45
+0,18	1,48	1,52	1,23	1,44
+0,16	1,47	1,51	1,23	1,43
0,00	1,41	1,44	1,19	1,37
-0,25	1,34	1,37	1,15	1,31
-0,50	1,30	1,33	1,13	1,27
-1,00	1,25	1,27	1,11	1,22
-2,50	1,18	1,20	1,07	1,16
-10,0	1,14	1,14	1,06	1,11
-100,0	1,12	1,12	1,03	1,09
-10 000	1,11	1,12	1,03	1,09
-1 000 000	1,11	1,12	1,03	1,09
MC	1,48	1,52	1,24	1,43

Figur 9.5: Effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningen ved Moss med påsatt poreovertrykk.

B.55.

9.4 Diskusjon

På grunn av utbygging av jernbanen gjennom Moss sentrum er det utført geoteknisk prosjektering med grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger. I flere av disse skråningene er det funnet store forskjeller i kort- og langtidsstabilitet. Det meste kritiske profilet er profil 26 og viser en udrenert og drenert stabilitet på henholdsvis $F = 1,00$ og $F = 1,85$ (NGI, 2021). Profilet er derfor valgt ut for at en ny stabilitetsberegning med bruk av ESAU som jordmodell skal

gjennomføres. Skråningen der profilet er hentet fra ligger midt i Moss sentrum, og det er mye bebyggelse i området. Et skred i denne skråningen ville sannsynligvis hatt fatale konsekvenser med tapte menneskeliv og store materielle skader. På grunn av den lave stabiliteten er det planlagt store terrenginngripende tiltak for å forbedre den. Flere bygninger må rives og store fyllinger i skråningsfoten er planlagte tiltak. Tiltakene er svært kostbare og tar mye tid å gjennomføre. I tillegg må mennesker flytte fra hjemmene sine og finne seg et annet sted å bo. På grunn av disse planlagte tiltakene er det derfor viktig å undersøke om stabiliteten til skråningen er så lav som det NGI påstår gjennom å bruke en alternativ jordmodell som ESAU.

Profilen er hentet fra rapporten til NGI og er etterlignet etter beste evne. Det er på den annen side blitt gjort små modifiseringer av skråningsprofilen. Spisse kanter og vinkler mellom jordlagene er avrundet for å unngå små lokale brudd i hjørnet av elementer når jordmodellen ESAU brukes. En annen ting som er endret på er at bratte fall i tørrskorpen er jevnet ut for å unngå overflatebrudd. NGI har brukt beregningsprogrammet GeoSuite Stability for å analysere stabiliteten i skråningen. Med dette verktøyet kan brukeren definere hvor bruddsirkelen skal være og dermed vil ikke overflatebrudd være et problem. I PLAXIS på den andre siden er det ikke mulig å bestemme bruddmekanismen ettersom programmet alltid kun vil finne den mest kritiske. Modifiseringen er ikke stor og påvirker geometrien i liten grad. Mektigheten på de ulike lagene er tilnærmet uendret og derfor vil spenningssituasjonen i skråningen være tilnærmet uendret. Et vannførende lag mellom leire og berg er også innført i skråningsprofilen. I profil 26 fra rapporten til NGI (2021) er ikke dette tilfelle, men det står allikevel i grunnundersøkelsene at det er mulig at laget eksisterer. Derfor er de øverste 2 meterene av berget gjort om til et vannførende lag langs hele profilen. Innføringen av det vannførende laget er heller ikke ansett som en faktor med stor påvirkningsgrad av stabiliteten til skråningen.

Ettersom at NGI (2021) bruker et annet beregningsprogram med andre parametere som input, er ikke parametrene brukt i modelleringen hentet direkte fra rapporten. Det var kun friksjonsvinkel, φ , for enkelte løsmasser som var overførbare. Derfor er det benyttet referanseskråninger med lignende lagdeling og geometri for verdisetting av jordparametrene i skråningen. Jordparametrene fra skråningen ved Kråknes ble benyttet ettersom analyser med disse parametrene resulterte i drenert stabilitet nokså lik den NGI har beregnet. Langtidsstabiliteten på $F = 1,85$ var med andre ord referanseverdien som jordparametrene ble satt utifra. Ved å bruke jordparametrene gitt i Tabell 9.1 sammen med skråningsprofil gitt i Figur 9.3, blir langtidsstabiliteten til skråningen bestemt til å være $F = 1,85$ ved både bruk av Mohr-Coulomb og ESAU som jordmodeller.

Poreovertrykket i bunnen av skråningen varierer i løpet av året. Det var som nevnt tidligere trodd at Vansjø var grunnen til poreovertrykket, men etter nærmere undersøkelse viste det seg at vannstanden var lavere enn poreovertrykket og dermed ikke kunne være årsaken. Målingene fortsatte og viste etterhvert sesongmessige variasjoner som følger nedbørmengden i området. Det betyr at smelte- og regnvann samler seg i bunnen og skaper et poreovertrykk i bunnen av skråningen. Poreovertrykket er påvist og være opptil 2 meter høyt i løpet av 2021. I 2021 ble det registrert 10% mindre nedbør enn vanlig over hele landet (Solvang, 2022). Det betyr at målingene kanskje ikke er så representative for år med mye nedbør. Hadde nedbørmengden vært større er det stor sannsynlighet for at poreovertrykket også hadde vært større. Poreovertrykket i bunnen av skråningen er derfor satt til ca. 4 meter og blir ansett som konservativt.

I tilfellet med opprinnelig grunnvannstand, blir kort- og langtidsstabiliteten henholdsvis $F \approx 1,50$ og $F = 1,85 - 1,90$ for begge poretrykksanalysene med Mohr-Coulomb som jordmodell. For at ESAU-modellen skal gi tilsvarende udrenert stabilitet, må $D = +0,18$ brukes som poretrykkparameter. Langtidsstabiliteten er likt representert av begge jordmodeller. Dersom det innføres et poreovertrykk med gradvis større vanntrykkshøyde til 4 meter i bunn av skråningen blir stabiliteten generelt redusert. Med *Phreatic* som poretrykksanalyse blir den udrenerte og drenerte stabiliteten henholdsvis $F = 1,24$ og $F = 1,48$. Altså blir stabiliteten redusert med nesten 0,25 og 0,40 ved å innføre poreovertrykket. ESAU-modellen representerer lik drenert stabilitet, men for at den udrenerte skal bli lik som Mohr-Coulomb må poretrykkparameteren være $D = +0,20$. Med *Steady state* blir sikkerhetsfaktorene henholdsvis $F = 1,43$ og $F = 1,75$. Denne poretrykksanalysen reduserer ikke stabiliteten i like stor grad som *Phreatic*, og poretrykkparameteren må være $D = +0,16$ for at ESAU skal gi samme resultat. Fra disse resultatene er det tydelig at *Phreatic*-analysen blir påvirket i større grad av poreovertrykket enn *Steady state*. Det kommer av at poretrykket blir forskjellig beregnet med to analysene. Som Figur B.56 viser er poretrykkshøyden noe større langs hele profilet med *Phreatic* som analyse. Det betyr lavere effektivspenning som igjen betyr lavere styrke og dermed lavere stabilitet på effektivspenningsbasis. Resultatene er som forventet og følger den teoretiske bakgrunnen.

Ved å redusere D og gjøre den stadig større negativ blir korttidsstabiliteten gradvis redusert helt til sikkerhetsfaktoren konvergerer mot en endelig verdi, se Figur 9.5 og Figur B.55. Når $D \rightarrow -\infty$ konvergerer sikkerhetsfaktoren ved forskjellige verdier avhengig av poretrykksprofil og analyse. Med opprinnelig grunnvannstand konvergerer sikkerhetsfaktoren mot $F \approx 1,11$ for begge poretrykksanalysene. I tilfellet med poreovertrykk konvergerer den mot $F = 1,03$ og $F = 1,09$ for henholdsvis *Phreatic* og *Steady state* som poretrykksanalyse. Ettersom korttidsstabiliteten opprinnelig var lavere med bruk av *Phreatic*, er det logisk at sikkerheten konvergerer mot en lavere verdi. Som sagt konvergerer den mest kritiske sikkerhetsfaktoren mot $F = 1,03$ som er større enn brudd. I følge beregningene gjort med jordmodellen ESAU kan ikke skråningen gå til brudd uansett hvor stor negativ poretrykkparameter som brukes med gitt skråningsprofil og parametere. På den andre siden er stabiliteten så lav og nære brudd at ved små endringer i jordprofil, parametere eller poretrykk kunne skråningen stå på brudd med stor negativ D . Profilet er etterlignet og ikke helt identisk som det NGI har brukt. Parametrene er hentet fra forskjellige skråninger og er ikke nødvendigvis representative, og da følger det at resultatene ikke nødvendigvis er helt representative. Fra resultatene er det mulig å se at hvis den drenerte stabiliteten er på $F = 1,85$ og poretrykkparameteren går mot minus uendelig vil den udrenerte stabiliteten reduseres ned mot $F \approx 1,11$. Ved å bruke en poretrykkparameter som er vanlig for kvikkleire $-0,5 \geq D \geq -1,0$ (som også er funnet fra de andre skråningene) blir den udrenerte stabiliteten $F = 1,13$ og $F = 1,11$ for henholdsvis $D = -0,5$ og $D = -1,0$. Dette gjelder for poreovertrykk med *Phreatic* som poretrykksanalyse. Disse resultatene viser høyere korttidsstabilitet enn beregningene fra NGI (2021), men er i samme størrelsesorden.

NGI sine beregninger viser en udrenert stabilitet på $F \approx 1,00$ ved bruk av totalspenningsanalyse. Den udrenerte skjærfastheten er hentet fra en CPTU-undersøkelse som er utført i skråningen. Tolkningen av den udrenerte skjærfastheten er ikke spesielt konservativ og er ansett som representativ for den faktiske styrken i leiren og kvikkleiren. Rapporten er revidert flere ganger og andre store selskaper med stor geoteknisk kompetanse har kvalitetssikret beregninger og innholdet i rapporten. Med andre ord virker det som at korttidsstabiliteten i Profil 26 og dermed

skråningen er så lav som NGI (2021) har kommet fram til.

I flere av skråningene langs utbyggingen av Intercity har NGI funnet at stabiliteten er utilstrekkelig lav. I det ene profilet, Profil 26, er det funnet ved hjelp av totalspenningsanalyse at korttidsstabiliteten er så lav som $F = 1,00$ og langtidsstabiliteten er $F = 1,85$. Ved å bruke samme skråningsprofil, poretrykksprofil og sammenlignbare jordparametere er stabiliteten beregnet, med effektivspenningsparametere, til å være $F = 1,48$ og $F = 1,85$ for henholdsvis udrenert og drenert situasjon. Hvis det innføres et poreovertrykk i skråningen reduseres stabiliteten til henholdsvis $F = 1,24$ og $F = 1,48$. Ved å bruke en poretrykkparameter på $D = -0,5$ og $D = -1,0$ reduseres korttidsstabiliteten til henholdsvis $F = 1,13$ og $F = 1,11$. Ved å la D bli stadig større negativ og gå mot minus uendelig blir stabiliteten videre redusert til $F = 1,03$. Med andre ord kan det se ut som at korttidsstabiliteten til skråningen faktisk er så lav som NGI har kommet fram til.

Kapittel 10

Diskusjon

Kvikkleire og kvikkleireskred er et omfattende og krevende problem i Norge. Opp gjennom tiden har det gått mange kvikkleireskred med varierende utbredelse og ødeleggelser. Det var først etter skredet på Rissa i Trøndelag i 1978 at problemet ble tatt på alvor. Skredet resulterte i store materielle skader og ett dødsfall. Det var først da det ble bestemt å kartlegge områder i Norge med kvikkleire og skredfare. Denne kartleggingen foregår fortsatt og kvikkleirefunn blir rapportert til en nasjonal database styrt av NVE. Det ble også etterhvert utarbeidet et regelverk som omhandler bygging og geoteknisk prosjektering i områder med sprøbruddmateriale og kvikkleire. Det er i dag klare retningslinjer for hvem som kan- og hvordan sikkerheten mot skred i skråninger skal beregnes. Det er satt strenge krav til skråningsstabiliteten for å verne menneskeliv og materielle verdier. Skråningsstabiliteten blir delt opp i to ulike situasjoner, kort- og langtidsstabilitet som også blir kalt henholdsvis udrenert og drenert stabilitet. Korttidsstabiliteten er ofte lavere enn langtidsstabiliteten, men kan i flere tilfeller sammenlignes. Hvis skråningen står på brudd ($F = 1,00$) skal i utgangspunktet begge stabilitetene vise denne sikkerheten. I flere geotekniske rapporter er det funnet stor forskjell i kort- og langtidsstabiliteten til skråninger. Hensikten med studiet er å undersøke denne forskjellen og se om en jordmodell (ESAU) som har Janbus poretrykkparameter som inputparameter gir et bedre sammenligningsgrunnlag enn tradisjonelle jordmodeller. Ved å tilbakeregne tidligere skred er det mulig å finne en poretrykkparameter, D som skal til for at skråningen skal rase ut. Deretter blir stabiliteten til et utvalg naturlige skråninger beregnet med bruk av jordmodellen ESAU som er utviklet av Geir Svanø og implementert i PLAXIS av Gustav Grimstad.

ESAU-modellen er implementert i PLAXIS av Gustav Grimstad i senere tid og er ikke blitt utprøvd i stor grad. Jordmodellen ble derfor brukt i flere innledende analyser for feilsøking og kvalitetssikring. For å kontrollere resultatene fra jordmodellen ESAU er det benyttet en lik beregning med den velkjente jordmodellen Mohr-Coulomb. For å få sammenlignbare resultater er det benyttet samme jordprofil og jordparametere. Den eneste forskjellen er poretrykkparameteren ettersom Mohr-Coulomb ikke tar inn denne parameteren. Det ble tidlig observert at ESAU-modellen viser identisk langtidsstabilitet som Mohr-Coulomb. Både størrelse og lokasjon av bruddmekanismen er like for begge jordmodeller. Analysene som følger videre etter den innledende bekrefter det samme. På den annen side er det observert flere tilfeller der den drenerte analysen ikke blir fullført. Da blir langtidsstabiliteten ulik det som Mohr-Coulomb viser. Beregningen i PLAXIS stanser før alle planlagte steg er gjennomført. Det som skjer er at den

globale feilen (*Global error*) for systemet blir betydelig større enn den som er maksimalt tillatt i PLAXIS. Når dette er tilfelle stanser PLAXIS beregningene. Det er den drenerte *Safety*-fasen med jordmodellen ESAU som er berørt av problemet. Grunnen til at stabiliteten ikke blir lik er at sikkerhetsfaktoren ikke rekker å konvergere mot en endelig verdi før beregningen stanser. Dersom beregningen hadde fått fullført er det sannsynlig at den drenerte stabiliteten hadde vært likt representert som er observert ved de andre skråningene. Beregningene og verdiene dette gjelder er markert med stjerne (*) i både figurer og tabeller. Stort flertall av de drenerte analysene kjører ferdig og det er kun et fåtall der dette problemet oppstår. Det er kun i analysene på skråningen ved Kattmarka og Kråknes dette skjer. ESAU-modellen fungerer som den skal på 5/7 skråningsprofiler og viser identisk drenert stabilitet som Mohr-Coulomb. Derfor anses modellen troverdig til identifisering og utregning av bruddmekanisme og sikkerhet for drenert situasjon, men trenger modifisering for å kunne brukes i alle tilfeller.

Tabell 10.1 viser en oppsummering av beregnede sikkerhetsfaktorer for de ulike skrånings- tilfellene. Den forklarer hva slags poretrykkstilstand som er brukt, samt hvilken poretrykkparameter som er brukt for å få samme udrenerte resultater for de to jordmodellene Mohr-Coulomb og ESAU. Den viser også den mest kritisk sikkerhetsfaktoren for hvert tilfelle.

Tabell 10.1: Oppsummering av skråningsstabilitet for den mest kritiske situasjonen for de ulike skråningene og hvilken poretrykkparameter, D som brukes for å oppnå denne stabiliteten.

Skråning	Situasjon	Drenert analyse		Udrenert analyse				
		MC	ESAU	MC	ESAU		ESAU	
		F	F	F	F	D	F	D
Innledende analyse	GVS	2,07	2,07	1,59	1,59	+0,23	1,25	-1 000 000
Kråknes	PO	1,20	1,14*	1,07	1,07	+0,75	1,00	-0,40
Skjeggstad	Ny fylling	1,19	1,20	1,09	1,09	+0,50	1,00	-0,10
Byneset	GVS	1,19	1,19	1,14	1,14	+0,55	1,00	-1,00
Kattmarka	PO og blokk	0,96	0,94*	1,02	1,02	+0,56	1,00	+0,51
Grorud	GVS	2,18	2,18	1,89	1,89	+0,13	1,27	-1 000 000
Moss	PO	1,48	1,48	1,24	1,24	+0,20	1,03	-1 000 000

*Beregningen stanser før sikkerhetsfaktoren, F , tydelig konvergerer.

GVS - Grunnvannstand.

PO - Poreovertrykk.

Blokk - Steinblokkforskyvning.

Korttidsstabiliteten er på den annen side i utgangspunktet ikke likt representert av ESAU som av Mohr-Coulomb. Dersom det brukes en poretrykkparameter på $D = 0,00$ blir den udrenerte stabiliteten lavere enn ved bruk av Mohr-Coulomb. Det kommer av at verdien på poretrykkparameteren ikke tilsvare verdien til dilatansvinkelen. Verdien på dilatansvinkelen er satt til $\psi = 0^\circ$ og det samsvarer ikke med $D = 0,00$. Selv om begge bergene forklarer samme fysiske fenomen er ikke størrelsene tilsvarende 1 til 1. Dersom verdien til poretrykkparameteren økes vil også den udrenerte stabiliteten bli høyere. For å få en tilsvarende korttidsstabilitet som Mohr-Coulomb må det brukes en poretrykkparameter på mellom $+0,13 \leq D \leq +0,75$, se Tabell 10.1. Størrelsen på D avhenger av skråning, poretrykksfordeling og poretrykksanalyse selv om dilatansvinkelen er satt til $\psi = 0^\circ$ for alle materialer i Mohr-Coulomb. Det er kanskje litt uventet at ikke samme verdi av D må brukes for å representere samme udrenert stabilitet som Mohr-Coulomb for alle skråningene. På forhånd var det forventet at $D = 0,00$ med ESAU-modellen

ikke skulle gi like resultater som Mohr-Coulomb med $\psi = 0^\circ$, men at en og samme verdi av D ville gjøre dette for alle skråninger. Det viste seg å ikke være tilfellet. Grunnen til dette kan være at bruddmekanismene varierer i dybde og størrelse. Det er kun leirematerialene som bruker ESAU-modellen og dermed er påvirket av poretrykksparmeteren. Derfor har det stor betydning om bruddmekanismen går gjennom leiren og hvor dypt den går. Det kan virke som at jo mer leire som er påvirket jo mindre positiv verdi av D må brukes. Dette stemmer ikke nødvendigvis for alle skråninger ettersom den høyeste verdien $D = +0,75$ må brukes i analysen ved Kråknes der bruddet går langt og dypt i leiren. Det er med andre ord vanskelig å forutsi hvor stor D må være i ESAU-modellen for å gi tilsvarende korttidsstabilitet som Mohr-Coulomb, men at for de syv skråningene som er analysert må den alltid være positiv og i intervallet $+0,13 \leq D \leq +0,75$.

Det er også undersøkt hvilke verdier av D som må brukes for at skråningen skal stå på brudd ($F = 1,00$). Det var på forhånd forventet at en reduksjon av poretrykksparmeteren ville gi en reduksjon av stabiliteten. Alle analysene som er kjørt viser at dette er tilfelle. Ved å tilbakeregne tidligere skred som har gått er det forsøkt å finne hvilken D som måtte til for at skredet skulle gå. Tabell 10.1 viser en oppsummering av skråningsstabiliteten til de ulike skråningene ved den mest kritiske situasjonen. Det kommer fram at 4/7 skråninger står på brudd hvis poretrykksparmeteren reduseres. Skråningene det gjelder er de som faktisk har rast ut og stabiliteten er tilbakeregnet. Resultatene er forventet ettersom stabiliteten i utgangspunktet var lav og en liten reduksjon av D førte til enda lavere sikkerhet. Skråningene ved Skjeggstad, Kråknes og Byneset trenger henholdsvis $D = -0,10$, $D = -0,40$ og $D = -1,0$ for å nå bruddtilstand. Det stemmer bra i forhold til teorien om at vanlige verdier for Janbus poretrykksparmeter, D , for leire og kvikkleire ligger henholdsvis i intervallet $0 \geq D \geq -0,5$ og $-0,5 \geq D \geq -1,0$ (Statens Vegvesen, 2018). For skråningen ved Kattmarka må det brukes en poretrykksparmeter på $D = +0,51$ for at brudd skal oppstå, noe som er ganske overraskende. På forhånd var forventningen at alle skråninger ville gå til brudd med en negativ verdi av D . Det spesielle tilfellet ved Kattmarka vil bli diskutert senere. Det som også er verdt å legge merke til er at de resterende 3/7 skråningene ikke kan gå til brudd uansett hvor stor negativ verdi av D som brukes i beregningene. Skråningsstabiliteten i disse skråningene er i utgangspunktet høyere og en reduksjon av D vil gi lavere sikkerhet, men ikke lav nok til at brudd oppstår. Skråningene det gjelder er ved Moss, Grorud og den hypotetiske skråningen det er gjort analyser av.

En gjentakende observasjon er at sikkerheten reduseres i større grad når større verdier for poretrykksparmeteren endres. Det vil si at jo mindre Janbus D blir, jo mindre reduseres sikkerhetsfaktoren. Det varierer selvfølgelig fra skråning til skråning, og hva den initielle sikkerheten var, men figurene som illustrerer effekten av Janbus D på stabiliteten til skråningene, viser ofte brattere kurver for de største verdiene av poretrykksparmeteren. Det kan enkelt bli sett i skråningene som har høy initiell stabilitet, som skråningene ved Grorud og Moss. For skråningen med lavere initielle sikkerhetsfaktorer, som ved Kråknes og Skjeggstad, er ikke kurvene like bratte. Men resultatene viser likevel at sikkerhetsfaktoren har en tendens til å konvergere mot en endelig verdi for mindre verdier av Janbus D .

Resultatene er naturlige og forventet. Som Figur 3.8 viser, vil en endring fra $D = 0$ gjøre at effektivspenningsstien går fra å være vertikal til ikke-vertikal. Det vil si at avstanden til bruddgrensen, representert som Coulomblinjen, endres. En endring til positive verdier for poretrykksparmeteren vil gi stadig større avstand til bruddgrensen, og dermed stadig større sikkerhetsfaktorer.

En endring til negative verdier for Janbus D vil gi mindre avstand til bruddlinjen frem til en viss verdi. Frem til denne verdien vil sikkerheten reduseres i størst grad, som forklart over. Når $D \rightarrow -\infty$ vil avstanden til bruddtaket også konvergere mer og mer helt til avstanden ikke kan bli større. En poretrykkparameter på $D = -\infty$ vil gi en horisontal ESP. Dette betyr igjen at mobiliseringen mot brudd i skråningen har nådd sitt maksimale punkt, og sikkerhetsfaktoren konvergerer.

Skråningsprofilene fra faktiske skråninger som brukes i oppgaven er hentet fra tidligere rapporter. Profilene fra de skråningene der det har gått kvikkleireskred er kopiert fra de offisielle granskningsrapportene knyttet til hendelsen. Profilene har blitt forsøkt kopiert på best mulig måte, men flere har blitt lett modifisert. Modifiseringen er gjort for at analysene med ESAU-modellen ikke kjører på det opprinnelige profilet. Det er spesielt profilene der leiren ligger i dagen at PLAXIS ikke finner en løsning (NaN). Skråningene ved Byneset, Kattmarka og Kråknes er der problemet oppstår. Det kan være at ESAU-modellen sliter med overflatebrudd når leiren ligger i dagen, men ikke klarer å identifisere dem. Løsningen har da blitt å legge inn et lag med tørrskorpe over leiren, gjerne med mektighet på 1 meter. Laget med tørrskorpe gjør at lasten på de underliggende massene blir større og dermed blir det en økning i effektivspenning. For de mindre permeable massene som leire vil denne økte spenningen i første omgang føre til større poretrykk. Over tid vil vannet dreneres ut og spenningene overføres til kornstrukturen. Belastningen skjer drenert for skråningen ved Kråknes og Byneset og det vil derfor ikke ha stor betydning. For skråningen ved Kattmarka skjer belastningen udrenert, men her er stabiliteten allerede på et kritisk lavt nivå. Det er derfor ansett som at modifiseringen har liten betydning for stabiliteten til skråningene ettersom spenningssituasjonen i løsmassene ikke blir påvirket i stor grad.

Det skal også nevnes at jordparametrene som er brukt i analysene i utgangspunktet er hentet fra granskningsrapportene. For de løsmasseparameterne som ikke er omtalt er det brukt verdier fra andre liknende skråninger og situasjoner. Det er ikke nødvendigvis et helt representativt valg av parametere, men beregningene viser sammenlignbare resultater med de offisielle granskningene. Parametrene for skråningen ved Moss er endret sammenlignet med den opprinnelige modelleringen fra NGI. Friksjonsvinkelen for leiren og kvikkleiren er justert ned fra $\varphi = 32^\circ$ til henholdsvis $\varphi = 28^\circ$ og $\varphi = 30^\circ$ for at langtidsstabiliteten skal bli identisk som NGI har funnet. Det kan bety at den faktiske stabiliteten er enten høyere eller lavere enn det resultatene viser, men at det ikke nødvendigvis er så store avvik fra de faktiske forholdene.

Skredet i skråningen ved Kattmarka i Namsos ble som nevnt tidligere utløst av sprengningsarbeider i forbindelse med utbedring av en vei. Sprengningssalven skjøv en steinblokk inn i leiren og førte til omrøring av leirmassene. Det var altså ingen naturlig årsak til at skråningen raste ut som det har vært i de andre skråningene som er tilbakeregnet. Det er derfor vanskelig å sammenligne skredet ved Kattmarka med de andre. Fra beregningene kommer også dette tydelig fram ved at når steinblokkforskyvningen settes på blir langtidsstabiliteten lavere enn korttidsstabiliteten og mindre enn 1. Det at poretrykkparameteren må være større enn null ($D > 0$) for at skråningen skal stå på brudd er en annen ting som ikke er tilfellet for noen av de andre skråningene. Skråningen skiller seg ut på flere måter og viser ikke nødvendigvis resultater som kan brukes i stor grad. På den annen side viser beregningene at ESAU-modellen gir tilsvarende resultater som den anerkjente og vanlige jordmodellen Mohr-Coulomb.

I flere av skråningene er det mangel på poretrykksmåliger. Det har ført til flere antagelser om grunnvannstanden, både i virkeligheten og analysene gjort i denne studien. Som resultatene fra Kråknes og Moss viser, vil et poreovertrykk ha stor innvirkning på stabiliteten i skråningene. For tilfellet ved Kråknes er det tilstrekkelig informasjon til å modellere med det poreovertrykket som det er gjort. For Moss er saken en annen, med null poretrykksmåliger i det mest kritiske snittet. Mangel på informasjon skaper usikkerhet rundt poretrykkstilstanden. Det fører til at det må gjøres antagelser om hvor grunnvannstanden ligger, og om det er et poreovertrykk eller ikke. Når et eventuelt poreovertrykk også har mye å si for resultatene og stabiliteten, er det viktig med gode antagelser, og at disse er gjennomtenkte og basert på relevante hendelser og forhold.

Resultatene fra analysene er med på bekrefte Statens Vegvesens anbefalinger om verdier på poretrykkparameteren, D , i *Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging*. De skriver i *Kapittel 2.9.5.3 - $aD\varphi$ -analyse* at D varierer mellom -0 og $-0,5$ for normalkonsoliderte leirer. For kvikkleirer er intervallet på $-0,5 \geq D \geq -1,0$. Tilbakeberegningen på skråningene ved Kråknes, Skjeggestad og Byneset viser poretrykkparameter, D , innenfor dette intervallet med henholdsvis $D = -0,4$, $D = -0,1$ og $D = -1,0$. Verdiene gir den mest kritiske situasjonen i skråningene, og gir en bruddtilstand med $F = 1,00$. Til tross for at ikke alle verdiene er mellom $-0,5$ og $-1,0$ som Statens Vegvesen anbefaler, er ikke dette forventet heller. Da ikke all informasjon om parametere og modelleringen av offisielle skråningsprofiler har vært tilgjengelig, er det vanskelig å vite konsolideringsgraden på leiren og hvor stor sprøbruddeffekten på kvikkleiren er. Derfor er verdier av poretrykkparameteren i denne størrelsesorden innenfor rimelighetens grenser.

En skråning som ikke gir slike verdier for poretrykkparameteren er Grorud. Skråningen er modellert med både normalkonsolidert leire og overkonsolidert leire, med tilhørende jordparametere. Det betyr at man i større grad vet hvilke verdier av poretrykkparameteren man kan forvente fra analysene. Som resultatene viser er det ingen verdi av Janbus D som får sikkerheten i skråningen ned til en bruddtilstand. Det kommer av den initielle, høye langtidsstabiliteten på $F_{a\varphi} = 2,17$. Med en så høy langtidsstabilitet, skal det som nevnt tidligere, ikke være mulig å oppnå en tilstand hvor den udrenerte korttidsstabiliteten er på rundt $F = 1,00$. Det er derfor forventet at resultatene viser at poretrykkparameteren reduserer sikkerhetsfaktoren, men at den ikke reduserer stabiliteten så mye at skråningen står i en bruddtilstand. Tilfellet ved Kattmarka gir også andre svar, med en poretrykkparameter på $D = +0,51$ for å nå en bruddtilstand. Men som nevnt over er ikke Kattmarka så relevant for problemstillingen da det ikke var en naturlig årsak som gjorde at skråningen raste ut.

Det skal også nevnes at det er brukt grovt (*Coarse*) eller veldig grovt mesh (*Very coarse mesh*) i modelleringen. Det betyr at lagdelingen er delt inn i få og store elementer. Vanligvis brukes et fint eller veldig fint mesh i modelleringen. Det gjøres ikke her på grunn av at analysene med ESAU-modellen tar spesielt lang tid når det er mange elementer og dermed mange noder som skal beregnes. Ved å bruke et grovere mesh blir ikke resultatene like nøyaktige som ved å bruke et finere (Derrick og Srivastava, 2020). Til tross for dette er kjøretiden på analysene prioritert over nøyaktigheten for å kunne kjøre flere analyser raskere. Det er gjort for både analysene med ESAU-modellen og Mohr-Coulomb for å gi sammenlignbare resultater. Det er klart at resultatene ikke blir så nøyaktige, men at de vil være i riktig størrelsesorden. Generelt vil et grovere mesh også gi høyere sikkerhetsfaktorer enn ved bruk av et finere ett. Det kan derfor

være at sikkerhetsfaktorene er overestimert. Til tross for dette er det ansett at resultatene er representative selvom det brukes et grovt eller veldig grovt mesh.

Begrensninger

Det er begrensninger knyttet til flere aspekter ved oppgaven. Da ESAU-modellen er nylig implementert av Gustav Grimstad er det naturlig med begrensninger med jordmodellen. ESAU-modellen ble opprinnelig utviklet til bruk for grenselikevektsprogrammer som GeoSuite Stability. Da disse programmene er ulike fra elementmetodeprogrammer, måtte det gjøres endringer for at jordmodellen skulle kunne fungere på best mulig måte i PLAXIS. For at modellen skulle kunne bli implementert i PLAXIS, måtte den bli endret slik at den tok hensyn til elastoplastisk materialoppførsel da dette brukes i mange elementmetodeprogrammer. Basert på Figur 3.12 er modellen en forenklet versjon. Figuren viser at jorda er antatt å være lineært elastisk frem til brudd oppstår, og at bruddet avhenger av Janbus D . Etter at bruddet oppstår, er jorda perfekt plastisk. Det kommer av de lineære linjene. Det at modellen er en forenklet versjon gjør også at den ikke er så robust. Den innledende treaksanalysen viser nettopp dette. Der er det ikke mulig å kjøre analyser for poretrykksparetere større enn $D = 0,5$ og mindre enn $D = -7,5$. At det ikke er mulig å kjøre analyser for verdier av D lavere enn $D = -7,5$ har også sammenheng med styrken til jorda og hva den tåler i analysen. Verdier større enn 0,5 gir feilmelding i konsolideringsfasen. Da det ikke er jordelementet som ikke tåler pålastingen, er det naturlig å anta at med en videreutviklet modell, ville analysene kunne blitt kjørt for større verdier av poretrykkspareteren.

Jordmodellen ESAU tar heller ikke hensyn til sprøbruddeffekten kvikkleirer tendenserer til å ha, og som er inkludert i kravet satt i veileder 1/2019. Det er en klar svakhet med ESAU-modellen, og spesielt i dette tilfelle, siden det stort sett er effekten av ESAU-modellen på kvikkleirer og leirer som er analysert i rapporten. Et annet forbedringspotensiale ESAU-modellen har er at den ofte kun tar hensyn til sekantstien til jordmaterialene, og ikke alltid de reelle spenningsstiene. Det gjør at resultatene ikke alltid representerer virkeligheten like godt. På en annen side er det likevel bedre enn programmene basert på grenselikevekt, da disse ikke tar hensyn til spenningsstiene i det hele tatt.

En annen begrensning er tilgjengeligheten på informasjon om noen av skråningene som er modellert. Det gjelder blant annet Byneset, Skjeggstad og Grorud. Som nevnt i diskusjonen er skråningene modellert etter de offisielle granskningsrapportene lagd etter skredhendelsene. Da disse ikke har inneholdt all informasjon som trengs, har det ført til noen antagelser om skråningsgeometri og valg av jordparametere. Det vil naturligvis påvirke resultatene. På en annen side har alle antagelser blitt gjennomgått med veileder Gustav Grimstad, og resultatene er også sammenlignbare med de opprinnelige resultatene fra de offisielle rapportene. Dermed er det naturlig å tro at antagelsene som er gjort stemmer bra og at resultatene er nokså representative med virkeligheten.

Kapittel 11

Konklusjon og videre arbeid

11.1 Konklusjon

Basert på analyser og beregninger av tidligere skred samt utvalgte skråninger som står idag, blir forskningsspørsmålene gitt i Kapittel 1 besvart på følgende måte:

- Hvorfor er det så stor forskjell på stabilitetsberegninger basert på totalspenningsanalyse og effektivspenningsanalyse?*
 - Ut ifra beregningene som er gjort i denne oppgaven viser det seg at valg av analysemetode har stor betydning for resultatet. Når totalspenningsanalyse brukes er det viktig å bruke den faktiske udrenerte skjærfastheten for jordmaterialet. Hvis styrken blir undervurdert er det lett at resultatene blir for konservative. På den annen side er det veldig viktig å vite poretrykksfordelingen når effektivspenningsanalysen brukes. Å anta et hydrostatisk poretrykk fra grunnvannstand er ikke en konservativ vurdering hvis det faktisk finnes et poreovertrykk i grunnen. Skråningsstabiliteten kan da være betydelig lavere enn beregningene viser. Total- og effektivspenningsanalyse skal i utgangspunktet gi tilsvarende stabilitet når samme situasjon analyseres. For å oppnå tilsvarende stabilitet med de to analysene er det viktig å bruke faktiske parametre. Udrenert skjærfasthet og poretrykksprofil er kanskje de viktigste parametrene i analysene, men kan på den annen side være svært krevende og kostbare å måle. Som oftest brukes totalspenningsanalyse for udrenert situasjon og effektivspenningsanalyse for drenert. Parametrene i totalspenningsanalysen er ofte konservative, og de er overvurderte i effektivspenningsanalysen - derav den store forskjellen.
- Hvordan påvirker Janbus poretrykkparameter, D , skråningsstabiliteten i naturlige skråninger?*
 - Det kommer tydelig frem av resultatene fra alle analysene at poretrykkparameteren påvirker skråningsstabiliteten. I samtlige skråninger reduseres korttidsstabiliteten med en synkende verdi av Janbus D . Poretrykkparameteren reduserer skråningsstabiliteten i varierende grad, og ikke alle skråninger når bruddtilstand til tross for urealistisk små verdier av D . I likhet med at negative verdier av D gir redusert stabilitet, gir positive verdier av D økt stabilitet. Stabiliteten tendenserer til å reduseres i størst grad med endringer nærmest null. Det vil si at jo mindre Janbus

D blir, jo mindre forverrer stabiliteten seg og sikkerhetsfaktoren konvergerer mot en endelig verdi. Hvilken verdi av Janbus D som er nødvendig for at skråningene når en bruddtilstand varierer for hvert tilfelle. Skråningene ved Kråknes, Skjeggstad og Byneset gir verdier av D innenfor normalen til Statens Vegvesen, med henholdsvis $D = -0,4$, $D = -0,1$ og $D = -1,0$. For tilfellet ved Kattmarka vil leira dilatere, og det er nødvendig med en poretrykkparameter på $D = +0,51$ for at skråningen skal nå en bruddtilstand. For tilfellene i Grorud og Moss er det ingen verdi av D som gir bruddtilstand i skråningene.

Det er tydelig at poretrykkparameteren påvirker skråningsstabiliteten i naturlige skråninger. Men for å vite i hvor stor grad, og hvilken verdi man skal kunne forvente for et generelt tilfelle, må flere naturlige skråninger analyseres.

3. Vil en jordmodell som tar inn Janbus poretrykkparameter, D , i en udrenert effektivspenningsanalyse gi resultater som er tilsvarende de fra en udrenert totalspenningsanalyse?

- Resultatene viser at det er vanskelig å konkludere med at ESAU-modellen eller tilsvarende gir samme udrenerte resultater på effektivspenningsbasis som fra en totalspenningsanalyse. Analysene gir at en reduksjon av poretrykkparameter vil gi bruddtilstand i skråningene ved Kråknes, Skjeggstad, Byneset og Kattmarka. Det er samme resultat som i de offisielle granskningsrapportene, hvor det ble påvist lav stabilitet på s_u -basis. For Grorud er man ikke i nærheten å nå en sikkerhetsfaktor lik den i det offisielle skråningsprofilen, uansett verdi for poretrykkparameteren. Det er derfor grunn til å tro at den beregnede stabiliteten på $F_{cu} = 1,06$ er basert på feil parametere, siden CPTU fra under jernbanen ikke ble benyttet, og at den beregnede stabiliteten er lavere enn faktisk stabilitet. For Moss er saken en annen. Med poreovertrykk og $D \rightarrow -\infty$ vil resultatene fra analysene med ESAU-modellen gi resultater i samme størrelsesorden som den offisielle rapporten til NGL. For å kunne konkludere i større grad, må det analyseres flere tilfeller hvor alle mulige parametere endres.

11.2 Videre arbeid

I denne oppgaven er flere ulike skråninger analysert og skråningsstabiliteten er beregnet med to ulike jordmodeller. Det er gjort for å sammenligne udrenert effektivspenningsanalyse (ESAU) med Mohr-Coulomb. ESAU er en jordmodell som tar inn liknende parametere som Mohr-Coulomb i tillegg til poretrykkparameteren, D .

ESAU-modellen er en lite utprøvd jordmodell og har ikke gjennomgått mye kvalitetssikring og feilsøking. Det viste seg fort at jordmodellen ikke er tilstrekkelig robust. Den klarer å beregne identisk langtidsstabilitet som Mohr-Coulomb i mange tilfeller, men ikke alle. Problemer som spisse kanter og vinkler gjør at beregningene ikke kjører. Leire i dagen har også vist seg å være problematisk, men den største utfordringen er at flere beregninger stanser før siste steg er nådd. Det gjelder drenert analyse. Den globale feilen (*Global error*) blir for stor og mye større enn akseptert nivå i PLAXIS. For at jordmodellen skal bli mer stabil og pålitelig må den videreutvikles. For å finne nøyaktig hva problemet er, kan beregningsloggene etter at beregningen har stanset undersøkes.

Stabiliteten til flere skråninger der det har gått kvikkleireskred er tilbakeregnet for å se hvilken

poretrykksparameter som må brukes for at skråningen skal stå på brudd ($F = 1,00$). I oppgaven er det tilbakeregnet fire skråninger der det har gått skred. Tre av dem har naturlig utløsende faktorer, men det siste ble utløst av direkte menneskelig aktivitet. For å skape et bedre grunnlag for hvilken verdi poretrykksparameteren, D har i leire, kan flere skred tilbakeregnes. Skredene med naturlig utløsende faktor burde prioriteres først for så og undersøke skredene med direkte menneskelig aktivitet som utløsende årsak.

For å i større grad kunne konkludere med hvilken poretrykksparameter som skal være gjeldende for fremtidige prosjekter, må det kjøres Monte Carlo-simuleringer på naturlige skråninger som står i dag. Det innebærer å endre på alle relevante parametere innenfor et realistisk intervall. Ved å kjøre Monte Carlo-simuleringer vil sannsynligheten for ulike utfall beregnes. Det gjør det mulig å kategorisere og bestemme hva som må tas hensyn til i ulike skråninger. Deretter er det mulig å bruke resultatene i lignende tilfeller, og dermed ha en bedre forståelse for hvordan skråningsstabiliteten påvirkes.

Det er generelt gjort lite forskning på hvordan kort- og langtidsstabiliteten kan sammenlignes. Det gjelder både ved kritisk lav og høyere sikkerhet. I de aller fleste tilfeller blir korttidsstabiliteten beregnet til å være lavere enn langtidsstabiliteten. Det er klart at analysene i utgangspunktet skal gi samme sikkerhet når $F = 1,00$, men hvordan stabiliteten korrelerer når sikkerheten blir høyere er usikkert og bør undersøkes nærmere.

Bibliografi

- Aamodt, M. T., Grimstad, G., og Nordal, S. (2019). Effect of Strength Anisotropy on the Stability of Natural Slopes. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. Hentet 2022-02-11 fra <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1755-1315/710/1/012025/meta>.
- Andersen, K. H. (2009). Bearing capacity under cyclic loading — offshore, along the coast, and on land. *Canadian Geotechnical Journal*. Hentet 2022-02-10 fra <https://doi.org/10.1139/T09-003>.
- Bache, B. K. F. (2014). Sannsynlighetsteoretiske betraktninger av skred: Tilbakeregning av Leistadraset. *NTNU*. Hentet 2022-05-20 fra <http://hdl.handle.net/11250/233147>.
- Bane NOR (2021a). Sandbukta-Moss-Såstad: Dobbeltspor Om prosjektet. *Bane NOR*. Hentet 2022-05-11 fra <https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/sandbukta-moss-sastad/om-prosjektet/>.
- Bane NOR (2021b). Underbygning/Prosjektering og bygging/Generelle tekniske krav. *Bane NOR Teknisk regelverk*. Hentet 2022-05-31 fra https://trv.banenor.no/w/index.php?title=Underbygning/Prosjektering_og_bygging/Generelle_tekniske_krav&oldid=97052.
- Bendiksen, A., Raanes, J. E., og Årstadvold, M. (1993). *Verdalsraset 1893*. Verdal historielag.
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., og Swolfs, W. (2021a). PLAXIS 2D - Reference Manual. *Bentley*. Hentet 2022-02-07 fra <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/46137/manuals---plaxis>.
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., og Swolfs, W. (2021b). PLAXIS 2D - Tutorial Manual. *Bentley*. Hentet 2022-02-07 fra <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/46137/manuals---plaxis>.
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., og Swolfs, W. (2021c). PLAXIS 2D Material Models Manual. *Bentley*. Hentet 2022-02-07 fra <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/46137/manuals---plaxis>.
- de Koning, M., Simanjuntak, T. D. Y. F., Goeman, D. G., Bakker, H. L., Haasnoot, J. K., og Bisschop, C. (2019). Determination of SHANSEP parameters by laboratory tests and CPTu for probabilistic model-based safety analyses. *XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Hentet 2022-02-18 fra https://www.ecsmge-2019.com/uploads/2/1/7/9/21790806/0073-ecsmge-2019_de_koning.pdf.

- Derrick, N. og Srivastava, A. K. (2020). Effect of Mesh Size on Soil-Structure Interaction in Finite Element Analysis. *International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT)*. Hentet 2022-05-24 fra <http://dx.doi.org/10.17577/IJERTV9IS060655>.
- DiBiagio, Amanda, J. (2020). Numerisk modellering av erosjonsutløste kvikkleireskred. *Universitetet i Oslo*. Hentet 2022-03-20 fra <http://urn.nb.no/URN:NBN:no-82295>.
- Direktoratet for Byggkvalitet (2017). Byggteknisk forskrift (TEK17). *Direktoratet for Byggkvalitet*. Hentet 2022-02-04 fra <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., og Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Sons, Inc.
- Duncan, M. J. (1996). *Landslides: Investigation and mitigation*. Transportation Research Board.
- Emdal, A., Grande, L., Nordal, S., og Grimstad, G. (2020). *Geoteknikk beregningsmetoder*. Faggruppe for Geoteknikk, NTNU.
- Faggruppe for Geoteknikk (2018). *Introduksjon til Geoteknikk*. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Fauskerud, O. A., Athanasiu, C., Havnegjerde, C. R., Tørum, E., Christensen, S. O., og Gylland, A. (2012). Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer. *Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire*. Hentet 2022-02-10 fra <http://hdl.handle.net/11250/2497278>.
- Finn.no (2022). kart.finn.no. *Finn.no*. Hentet 2022-02-18 fra <https://kart.finn.no/>.
- Foldal, K. M. (2019). Kvikkleireskredet i Sørumsund. *Nettverkssamling for kommunal og regional planlegging*. Hentet 2022-05-20 fra <https://www.regjeringen.no/contentassets/87316d1493af4eaca5e5eecfb978255d/foldal.pdf>.
- Frøshaug, P.-O., Sandvik, K., Egeberg, A., Pytterud, E., Hoel, A., Hellerud, L. M., og Evensen, U. H. (1997). *Da Norbygrenda forvant*. Trøgstad historielag.
- Grimstad, G., Andresen, L., og Jostad, H. P. (2011). NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. Hentet 2022-02-10 fra <https://doi.org/10.1002/nag.1016>.
- Hartlén, J. (1984). Tuveskredet Sluttrapport. *Statens Geotekniska Insitut*. Hentet 2022-05-20 fra <https://www.sgi.se/globalassets/publikationer/rapporter/pdf/sgi-r11a.pdf>.
- Kartverket (2022). Høydedata. *Hoydedata.no*. Hentet 2022-02-21 fra <https://hoydedata.no/LaserInnsyn/>.
- Kyung-Seob, C. og Tae-Hoon, K. (2010). Evaluation of Slope Stability with Topography and Slope Stability Analysis Method. *KSCE Journal of Civil Engineering*. Hentet 2022-02-20 fra <https://doi.org/10.1007/s12205-011-0930-5>.
- Moe, K. F. H. (2013). Premisser som påvirker beregnet skråningsstabilitet ved bruk av grenselikevektsmetoder. *NTNU*. Hentet 2022-02-11 fra <http://hdl.handle.net/11250/232755>.

- Nelson, S. A. (2013). Slope Stability, Triggering Events, Mass Movement Hazards. *Tulane University*. Hentet 2022-02-25 fra https://www2.tulane.edu/~sanelson/Natural_Disasters/slopestability.pdf.
- NGI (2021). IC Sandbukta-Moss-Såstad: Vurdering av områdestabilitet og forslag til stabilitetsforbedrende tiltak. *Norges Geotekniske Institutt*. Hentet 2022-05-12 fra <https://www.banenor.no/globalassets/miljosidene/ngi2021.-vurdering-av-omradestabilitet-i-moss.pdf>.
- Nordal, S. (2020). *Geotechnical Engineering Advanced Course, Lecture Notes*. Faggruppe for Geoteknikk, NTNU.
- Nordal, S., Alén, C., Emdal, A., Jendeby, L., Lyche, E., og Madshus, C. (2009). Skredet i Kattmarkvegen i Namsos 13. mars 2009. *NTNU*. Hentet 2022-01-24 fra https://www.regjeringen.no/globalassets/upload/sd/vedlegg/veg-og-vegtrafikk/skredet-i-kattmarkvegen_ntnu-rapport2009.pdf.
- Norges vassdrags- og energidirektorat (2020). Sikkerhet mot kvikkleireskred: Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med løsbruddegenskaper. *NVE*. Hentet 2022-02-04 fra https://publikasjoner.nve.no/veileder/2019/veileder2019_01.pdf.
- Norges vassdrags- og energidirektorat (2021a). Hva er kvikkleire og kvikkleireskred? *NVE*. Hentet 2022-02-04 fra <https://www.nve.no/naturfare/laer-om-naturfare/om-skred/kva-er-kvikkleire-og-kvikkleireskred/>.
- Norges vassdrags- og energidirektorat (2021b). Om kartlegging av fare for kvikkleireskred. *NVE*. Hentet 2022-02-04 fra <https://www.nve.no/naturfare/utredning-av-naturfare/om-kart-og-kartlegging-av-naturfare/om-kartlegging-av-fare-for-kvikkleireskred/>.
- Norsk Geoteknisk Forening (2017). Veiledning for måling av grunnvannstand og poretrykk. *NGF melding 6*. Hentet 2022-02-25 fra http://ngf.no/wp-content/uploads/2017/12/NGF-melding-6-Poretrykksmåling-2017_2.pdf.
- NVE (2015). Skredet ved Mofjellbekken bruer (Skjeggstadskredet). *NVE*. Hentet 2022-01-24 fra https://publikasjoner.nve.no/rapport/2015/rapport2015_49.pdf.
- NVE (2021a). Årsakene til kvikkleireskredet i Gjerdrum 2020. *Olje- og energidepartementet*. Hentet 2022-03-08 fra <https://www.regjeringen.no/contentassets/3dad8f7fad94608861163fa524023c0/no/pdfs/arsakene-til-kvikkleireskredet-i-gjerdrum-2020.pdf>.
- NVE (2021b). Årsaksvurdering - Kvikkleireskredet ved Kråknes i Alta 3.juni 2020. *NVE*. Hentet 2022-01-26 fra https://publikasjoner.nve.no/eksternrapport/2021/eksternrapport2021_04.pdf.
- NVE (2022). Faresonekart. *Faresonekart-kommuner*. Hentet 2022-02-17 fra <https://temakart.nve.no/link/?link=faresoner&layer=4&field=fylkesnavn&value=Tr%C3%B8ndelag&buffer=25000>.

- Nyheim, T., Strand, S.-A., Lyche, E., Oset, F., Ottesen, H. B., Aunaas, K., Statens vegvesen, og Vegdirektoratet (2015). Workshop om sikkerhetsfilosofi. *Naturfareprosjekt: Delprosjekt 6 Kvikkleire*. Hentet 2022-02-20 fra <http://hdl.handle.net/11250/2498486>.
- Obrzud, R. F. og Truty, A. (2018). The hardening soil model - a practical guidebook. *ZSoil*. Hentet 2022-02-25 fra http://www.zsoil.com/zsoil_manual_2018/Rep-HS-model.pdf.
- Oset, F., Viklund, M., Fauskerud, O. A., Christensen, S., Nordal, S., Strand, S.-A., Gjelsvik, V., og Thakur, V. (2015). Valg av karakteristisk cuA-profil basert på felt- og laboratorieundersøkelser. *Naturfareprosjekt: Delprosjekt 6 Kvikkleire*. Hentet 2022-05-31 fra https://publikasjoner.nve.no/rapport/2014/rapport2014_77.pdf.
- Perrone, A., Vassallo, R., Lapenna, V., og Di Maio, C. (2008). Pore water pressures and slope stability: a joint geophysical and geotechnical analysis. *JOURNAL OF GEOPHYSICS AND ENGINEERING*. Hentet 2022-04-26 fra <https://doi.org/10.1088/1742-2132/5/3/008>.
- Rokoengen, K., Jespersen, M. N., Kleiv, R. A., og Sæterbø, E. (2001). The 1345 slide and flood disaster in the Gauldalen valley, Mid-Norway: a new interpretation. *Norsk Geografisk Tidsskrift–Norwegian Journal of Geography*. Hentet 2022-05-20 fra <https://doi.org/10.1080/002919501211138>.
- Rødvand, L. A., Andresen, L., og Grimstad, G. (2019). Case study of a road bridge hit by a landslide in highly sensitive clay. *Proceedings of the XVII ECSMGE-2019*. Hentet 2022-03-20 fra https://www.ecsmge-2019.com/uploads/2/1/7/9/21790806/0714-ecsmge-2019_r\0T1\odvand.pdf.
- Sagmo, T. (2013). Furreraset. *Overhalla historielag*. Hentet 2022-05-20 fra <http://overhallahistorielag.no/wp-content/uploads/2013/03/Furreraset.pdf>.
- Sand, A. S. (2021). Rissaraset 1978 og nye fylkesvei 717 - En kvalitativ studie over hvordan lokalbefolkningen i Rissa opplever risiko og usikkerhet knyttet til kvikkleire som naturfare. *NTNU*. Hentet 2022-05-20 fra <https://hdl.handle.net/11250/2785229>.
- Sandven, R., Senneset, K., Emdal, A., Nordal, S., Janbu, N., grande, L., og Amundsen, H. A. (2017). *Geotechnics Field and Laboratory Investigations*. Faggruppe for Geoteknikk, NTNU.
- Skotheim, A., Janbu, N., og Senneset, K. (1985). Determination of Effective Stress-Based Shear Strength Parameters from Static and Cyclic Triaxial Tests. In Chaney, R. C. og Demars, K. R., editors, *Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-situ Measurements*, pages 318–335. ASTM International, Baltimore.
- Solvang, T. M. (2022). Kaldeste året i Norge siden 2013. *NRK*. Hentet 2022-05-16 fra <https://www.nrk.no/norge/kaldeste-aret-i-norge-siden-2013-1.15794672>.
- Statens Vegvesen (2018). Geoteknikk i vegbygging. *Statens Vegvesen*. Hentet 2022-01-28 fra <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-v220-2018.pdf>.
- Statens Vegvesen (2021). Håndbok N200 Vegbygging. *Statens Vegvesen*. Hentet 2022-05-15 fra <https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859924?filePath=N200%20Vegbygging%20v1.1.pdf>.

- Talling, P., Clare, M., Urlaub, M., Pope, E., Hunt, J., og Watt, S. (2014). Large Submarine Landslides on Continental Slopes. *The official magazine of the oceanography society*, 27(2):32-45. Hentet 2022-02-20 fra <https://doi.org/10.5670/oceanog.2014.38>.
- Thakur, V. (2014). Datarapport for Kvikkleireskred ved ESP i Byneset i januar 2012. *Naturfareprosjektet: Delprosjekt Kvikkleire*. Hentet 2022-01-25 fra <http://hdl.handle.net/11250/2496567>.
- Thakur, V., Oset, F., Viklund, M., Strand, S., Gjelsvik, V., Christensen, S., og Fauskerud, O. A. (2014). En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer. *Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire*. Hentet 2022-02-10 fra <http://hdl.handle.net/11250/2497055>.
- Torrance, J. K. (2012). Landslides in quick clay. In Clague, J. J. og Stead, D., editors, *Landslides: Types, Mechanisms and Modeling*, pages 83–94. Cambridge University Press, Cambridge.

Tillegg A

Akronymer

ESP Effektivspenningssti

FEM Finite element method (Elementmetoden)

GS GeoSuite

IC InterCity

LEM Limit Equilibrium Method (Grenselikevektsmetoden)

MC Mohr-Coulomb jordmodell

NGI Norges Geotekniske Institutt

PSR Plane strain ratio (Plan tøyning rate)

c_u -analyse Totalspenningsanalyse

$a\varphi$ -analyse Effektivspenningsanalyse

ESAU Effective Stress Analysis Undrained (Udrenert effektivspenningsanalyse)

MC Mohr-Coulomb jordmodell

HS Hardening Soil jordmodell

P Phreatic

SS Steady State groundwater flow

GVS Grunnvannstand

PO poreovertrykk

F Sikkerhetsfaktor

NaN Not a Number

D Janbus poretrykkparameter

ψ Dilatansvinkel

ϕ Friksjonsvinkel

s_u Udrenert skjærstyrke

a Attraksjon

c Kohesjon

E E-modul

G Skjærmodul

K Bulkmodul

H Hardeningmodul

ν Tverrkontraksjonstall (Poissonstall)

k_x, k_y Permeabilitet i horisontal- og vertikal retning

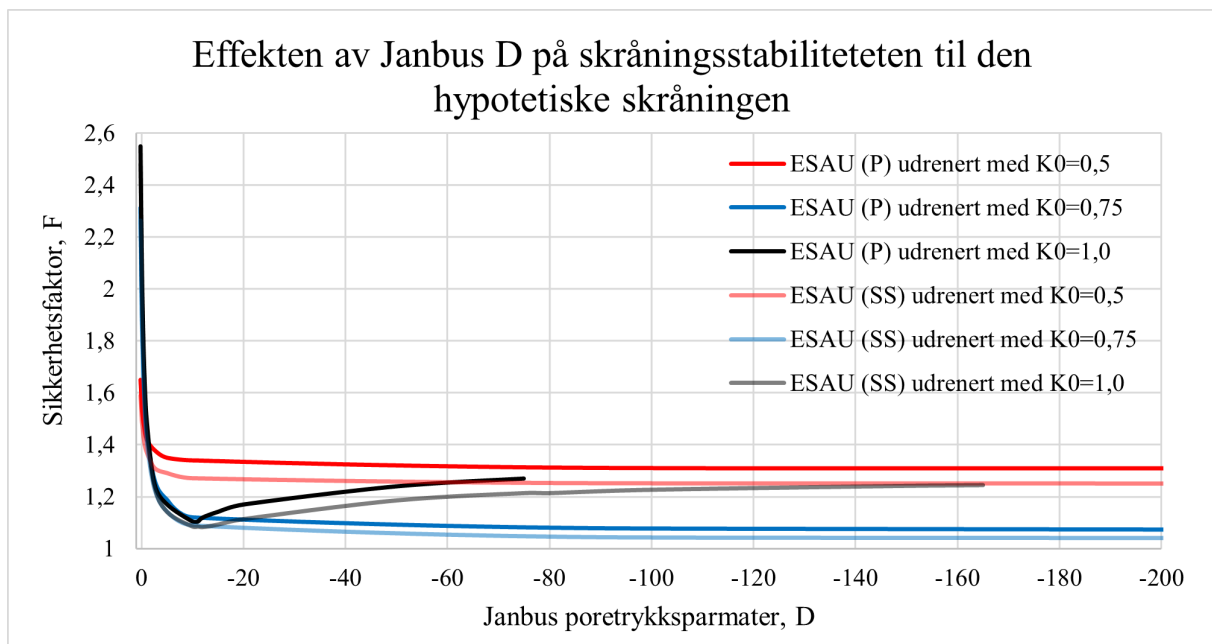
γ Densitet

K_0 Horisontal spenningskoeffisient

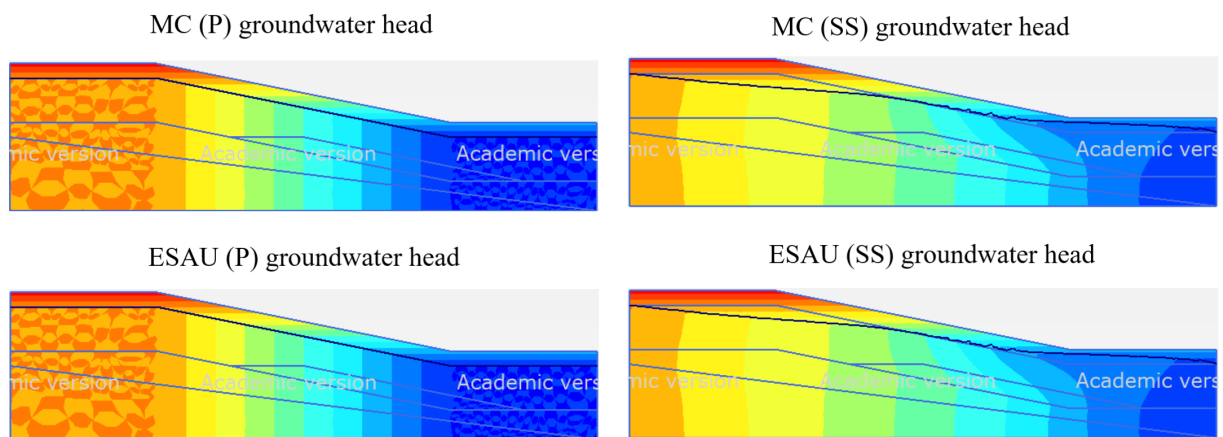
Tillegg B

Resultater fra beregningsprogrammer

B.1 Innledende analyser

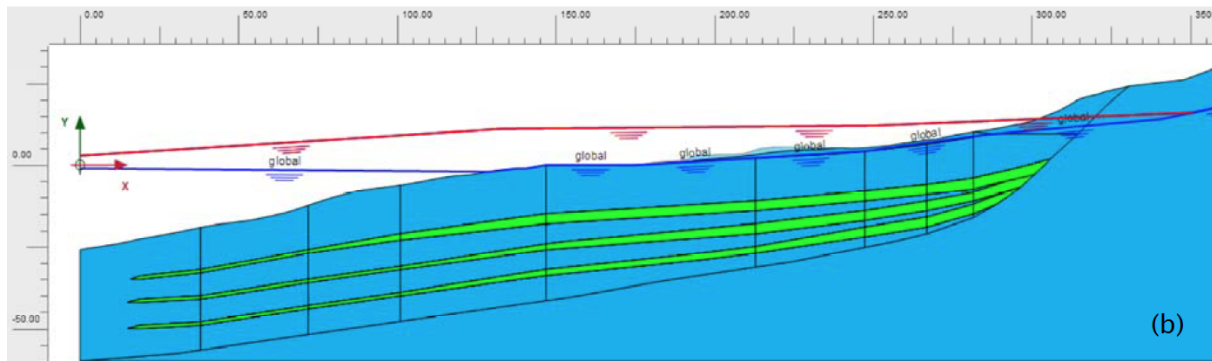


Figur B.1: Fullt plott med effekten av Janbus D på stabiliteten til den hypotetiske skråningen.

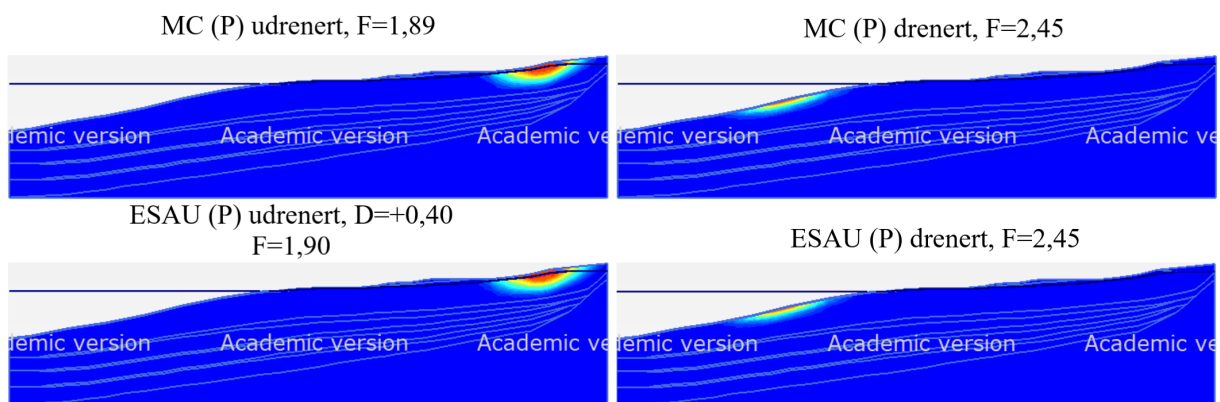


Figur B.2: Plott av groundwater head

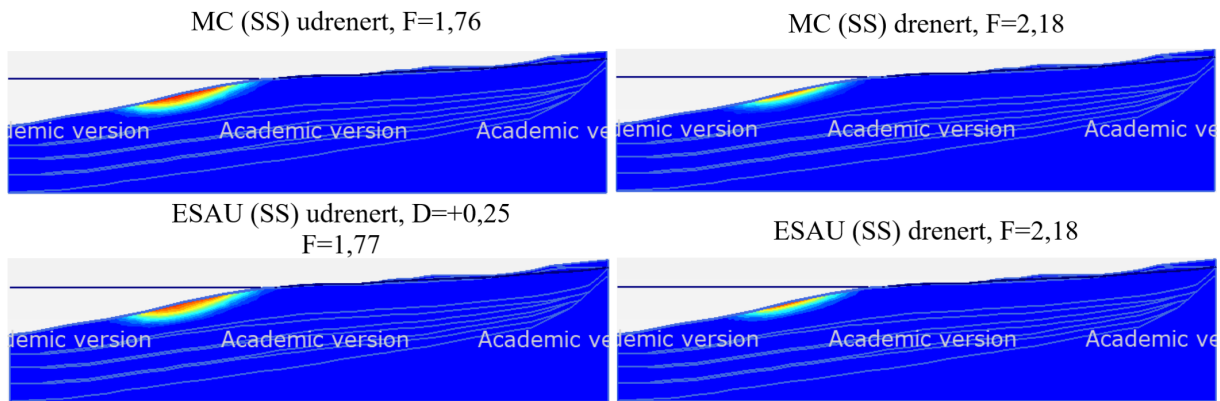
B.2 Kråknes



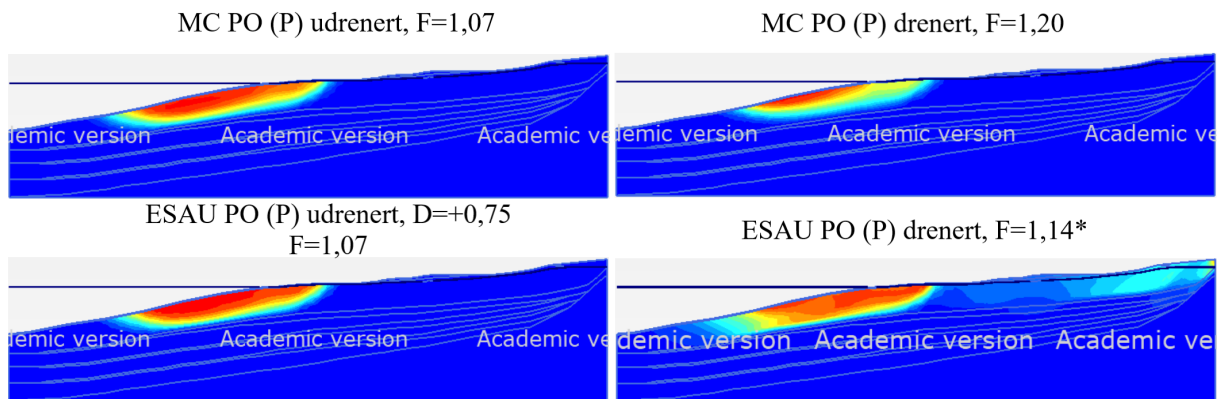
Figur B.3: Skråningsprofil for skredet ved Kråknes i Alta (NVE, 2021b).



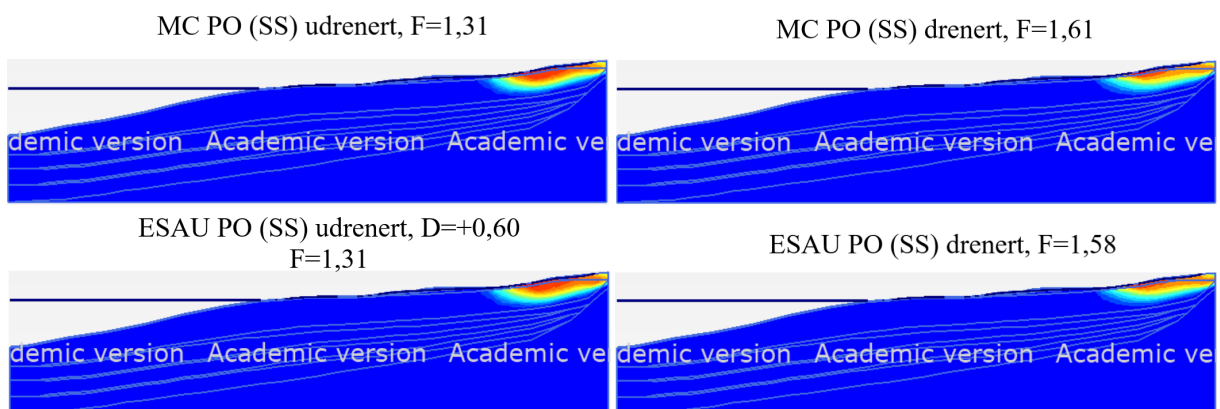
Figur B.4: Bruddmekanisme for skråningen ved Kråknes med original grunnvannstand og *Phreatic* som poretrykksanalyse.



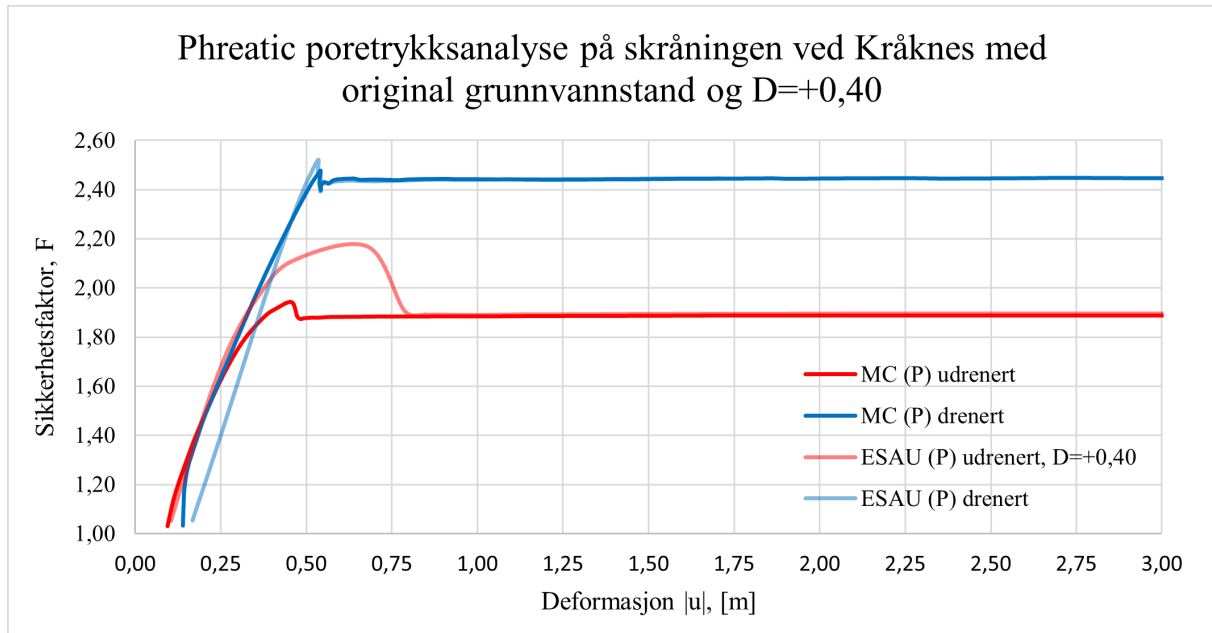
Figur B.5: Bruddmekanisme for skråningen ved Kråknes med original grunnvannstand og *Steady state* som poretrykksanalyse.



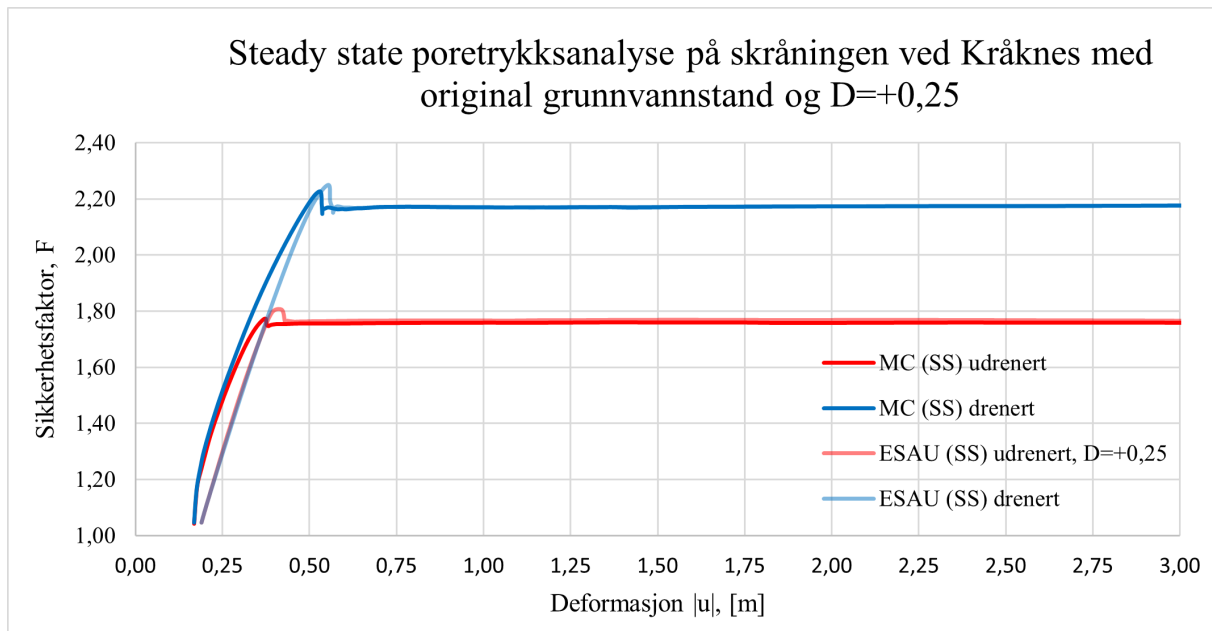
Figur B.6: Bruddmekanisme for skråningen ved Kråknes med påsatt poreovertrykk og *Phreatic* som poretrykksanalyse.



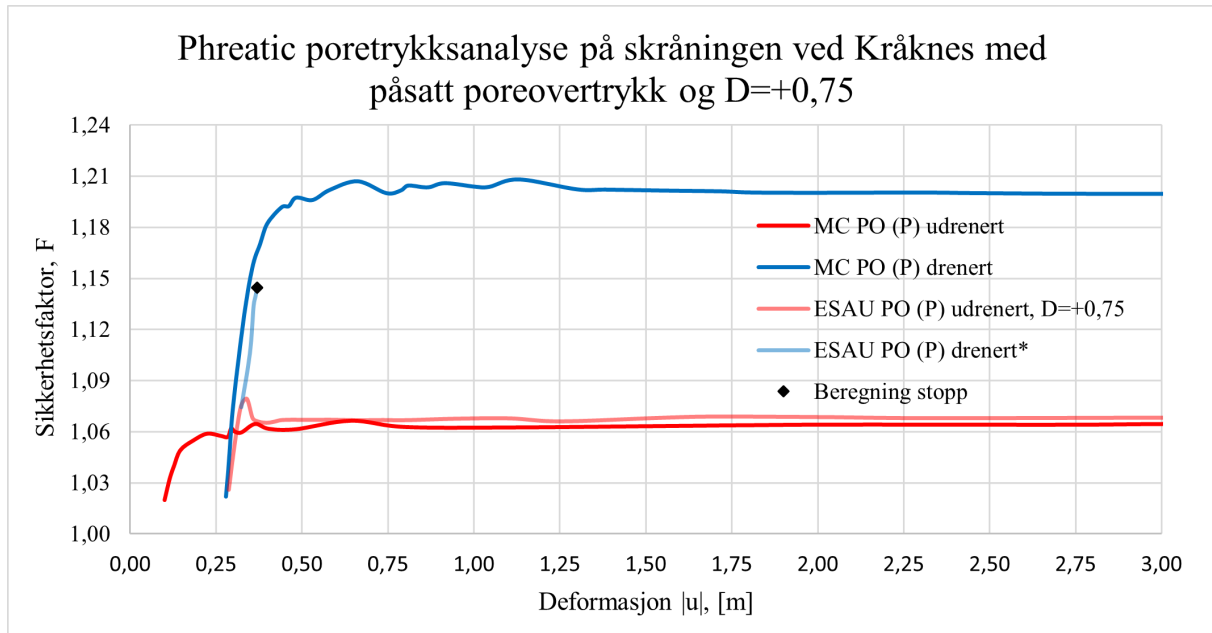
Figur B.7: Bruddmekanisme for skråningen ved Kråknes med påsatt poreovertrykk og *Steady state* som poretrykksanalyse.



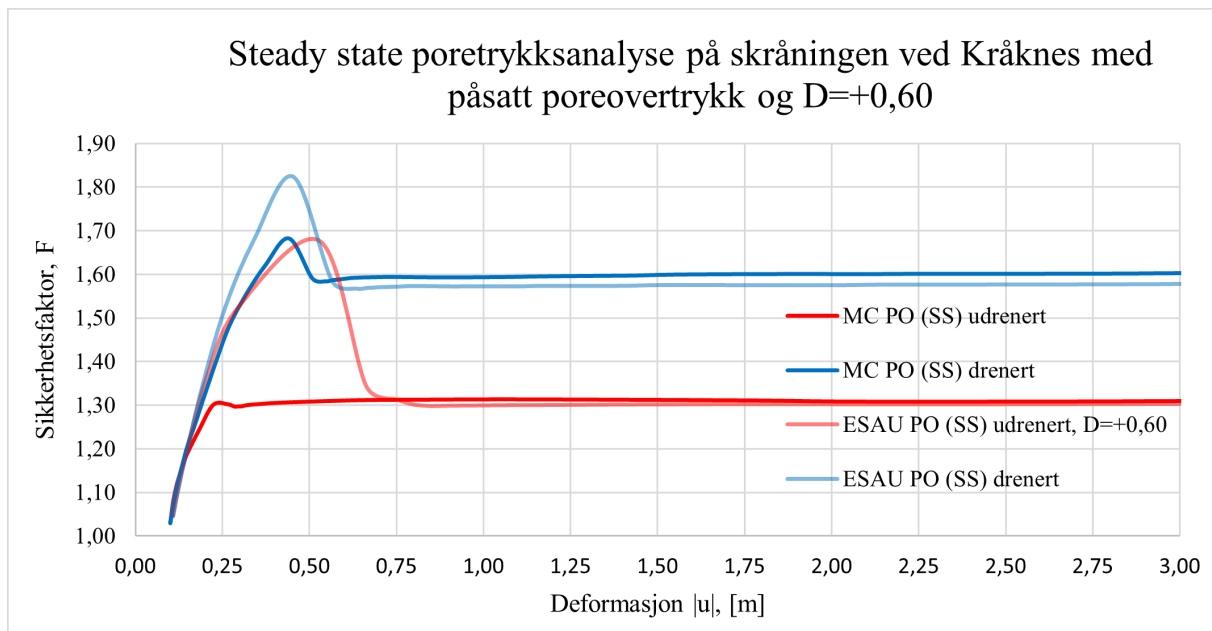
Figur B.8: sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. *Phreatic* poretrykksanalyse på skråningen ved Kråknes med original grunnvannstand og $D=+0,40$.



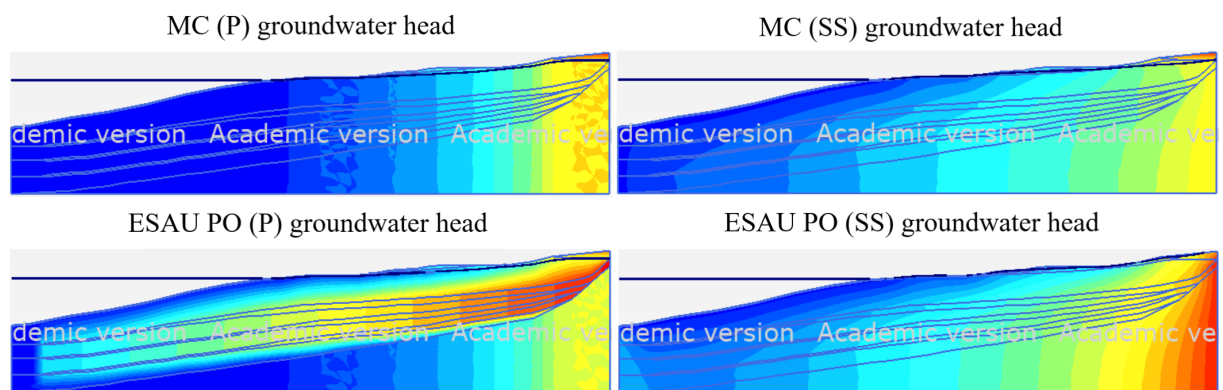
Figur B.9: Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. *Steady state* poretrykksanalyse på skråningen ved Kråknes med original grunnvannstand og $D=+0,25$.



Figur B.10: Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. *Phreatic* poretrykksanalyse på skråningen ved Kråknes med påsatt poreovertrykk og $D=+0,75$.

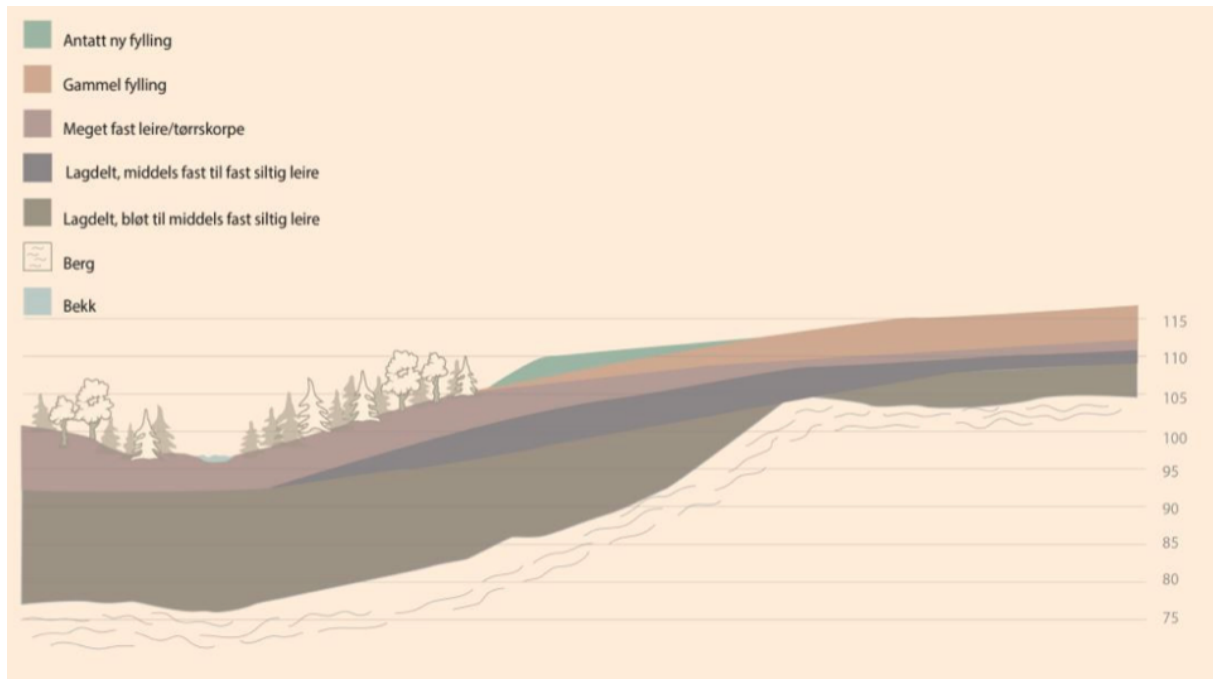


Figur B.11: Sikkerhetsfaktor F plottet mot deformasjon. *Steady state* poretrykksanalyse på skråningen ved Kråknes med påsatt poreovertrykk og $D=+0,60$.

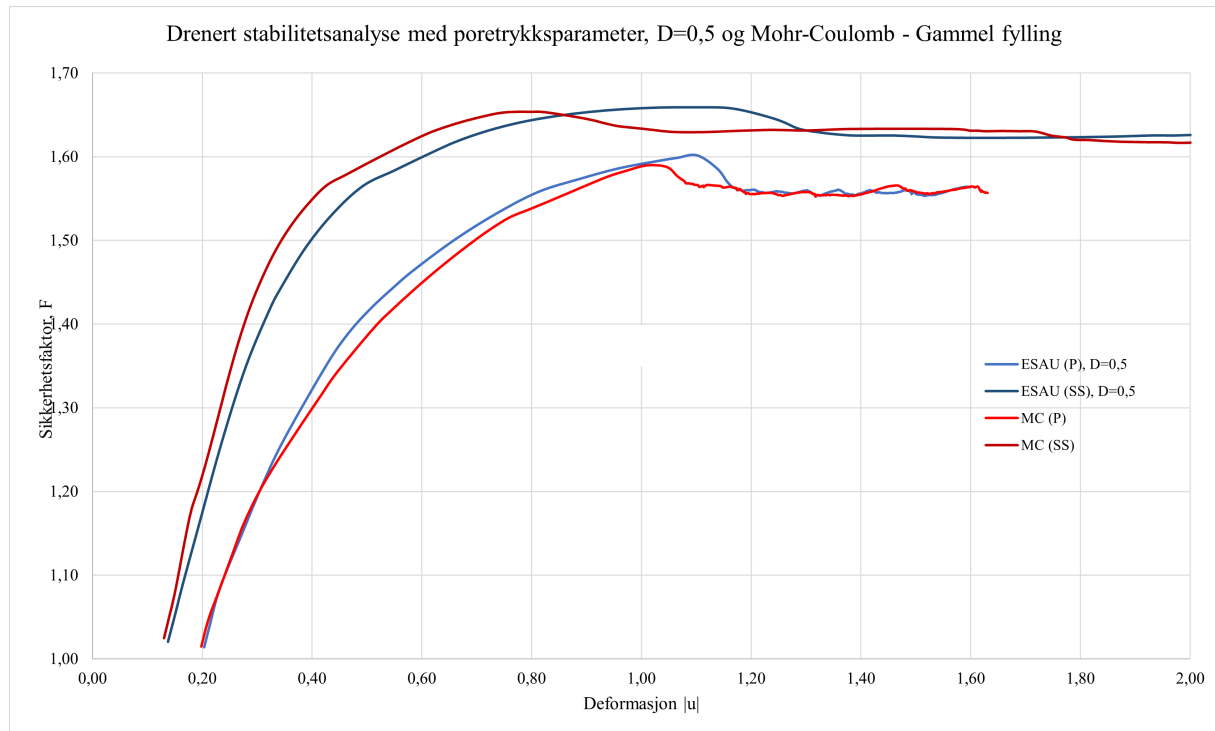


Figur B.12: Plott av groundwater head for skråningen ved Kråknes.

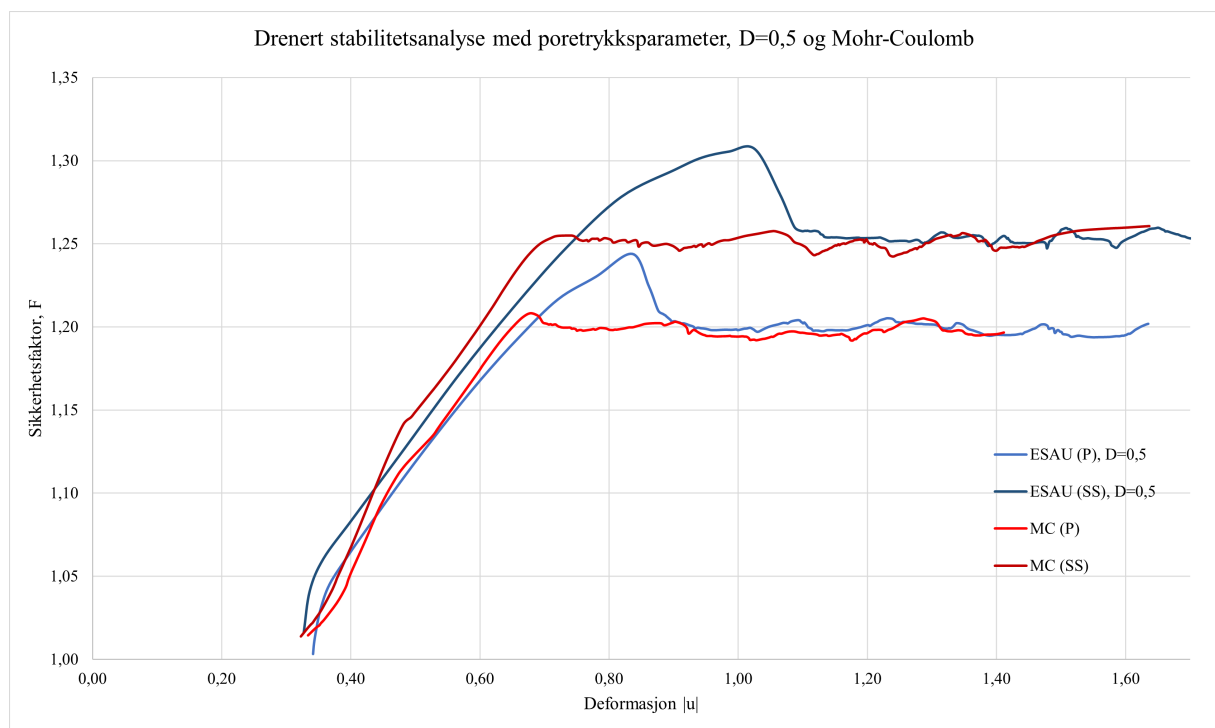
B.3 Skjeggestad



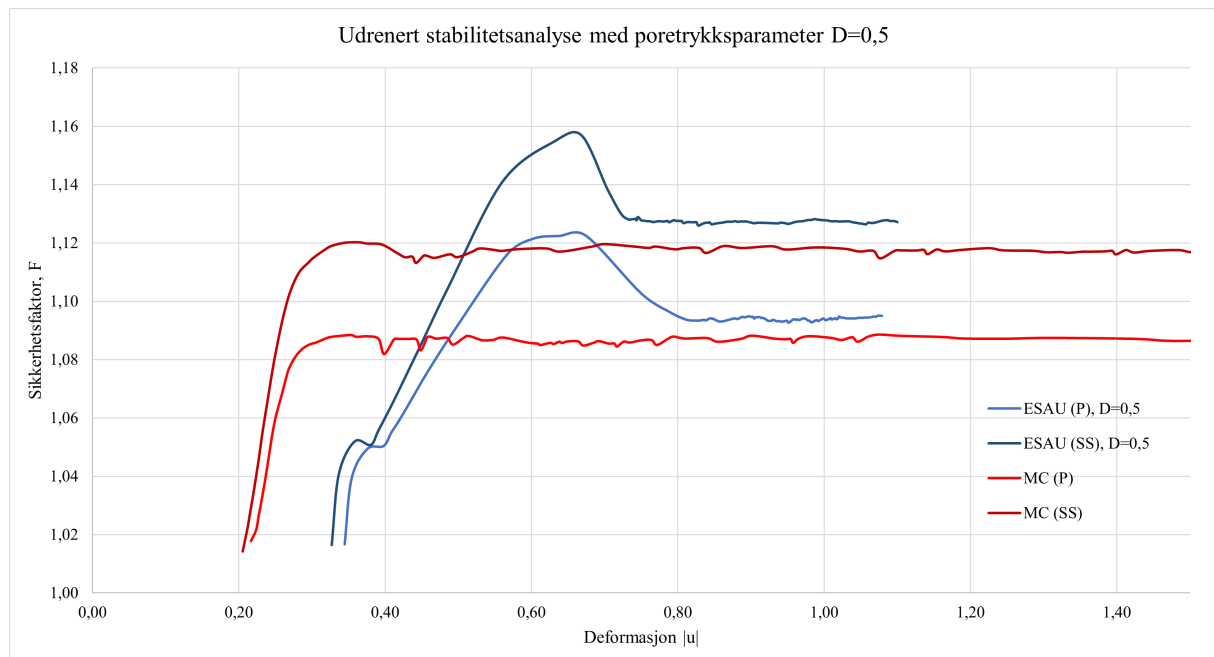
Figur B.13: Skråningsprofil for skredet ved Skjeggestadbrua (NVE, 2015)



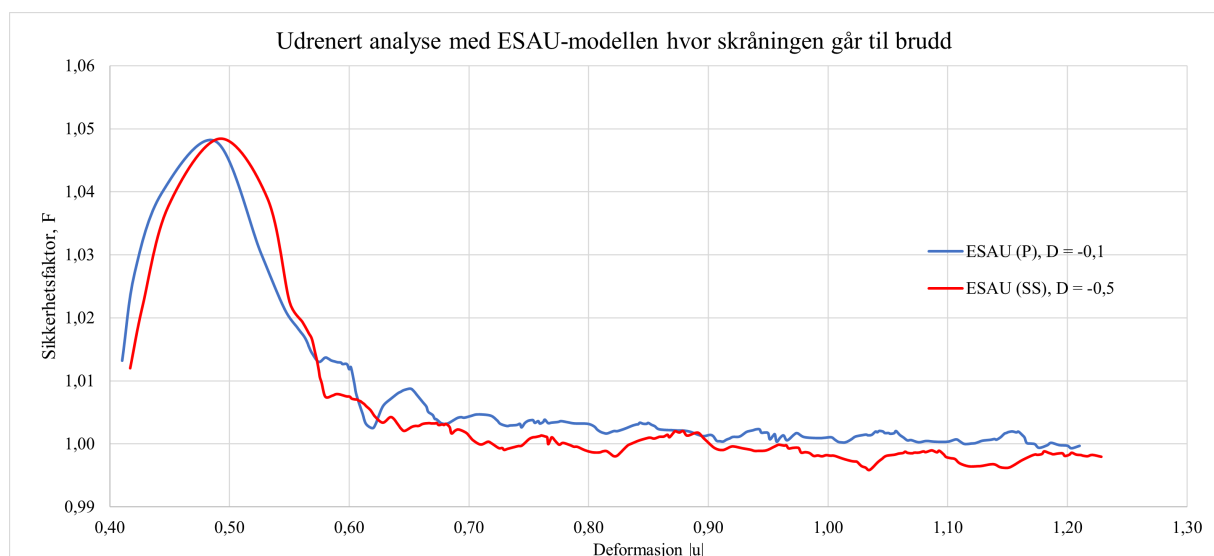
Figur B.14: Drenert stabilitetsanalyse for brukerdefinert modell med $D = 0,5$ og Mohr-Coulomb før utleggelse av fylling



Figur B.15: Drenert stabilitetsanalyse for brukerdefinert modell med $D = 0,5$ og Mohr-Coulomb etter utleggelse av fylling

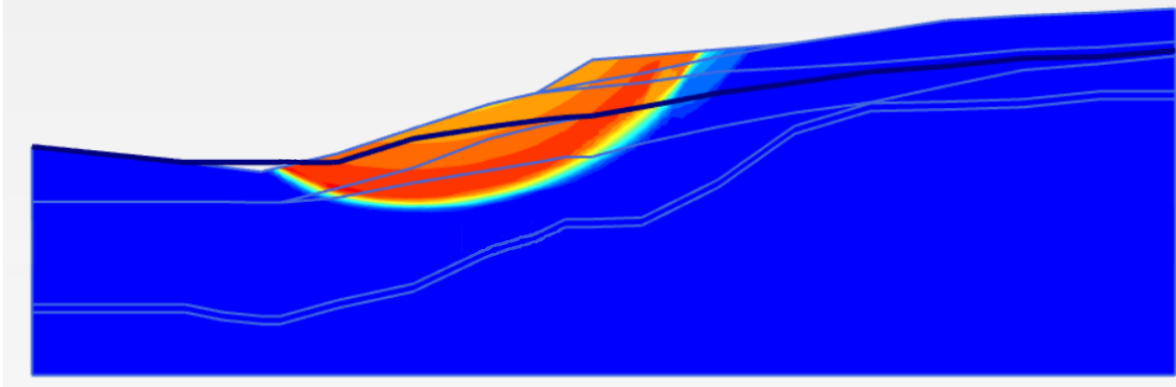


Figur B.16: Udrenert stabilitetsanalyse for brukerdefinert modell med $D = 0,5$ og Mohr-Coulomb

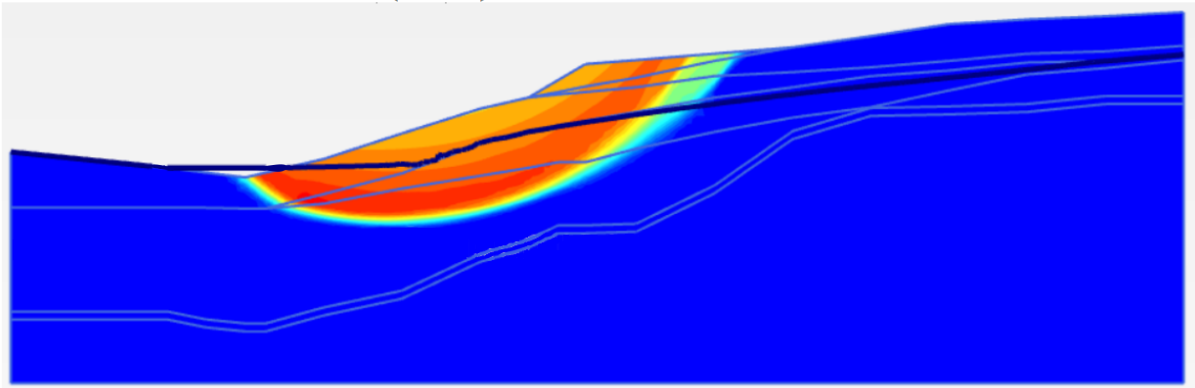


Figur B.17: Udrenert stabilitetsanalyse hvor skråningene går til brudd

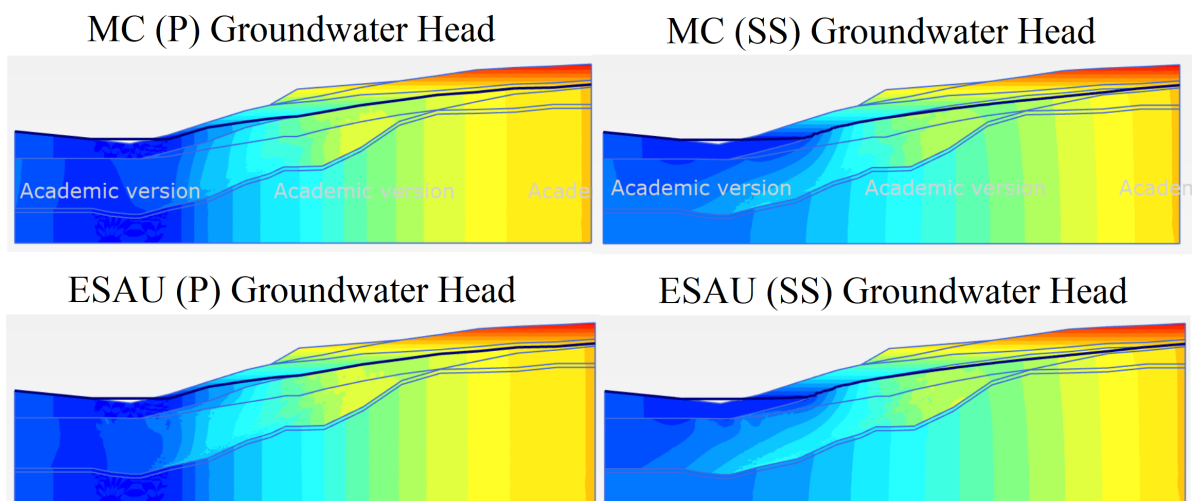
ESAU (P) - Udrenert, $D=-0,1$



ESAU (SS) - Udrenert, $D=-0,5$

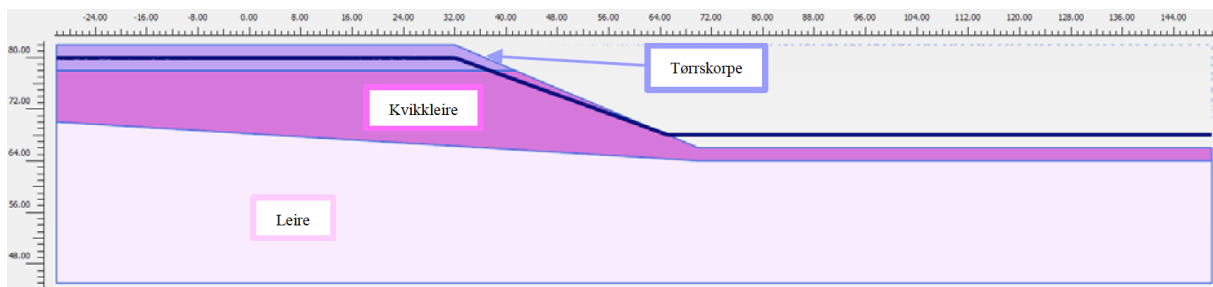


Figur B.18: Sammenligning av bruddmekanisme for ESAU-modellen med *Phreatic* og *Steady state*

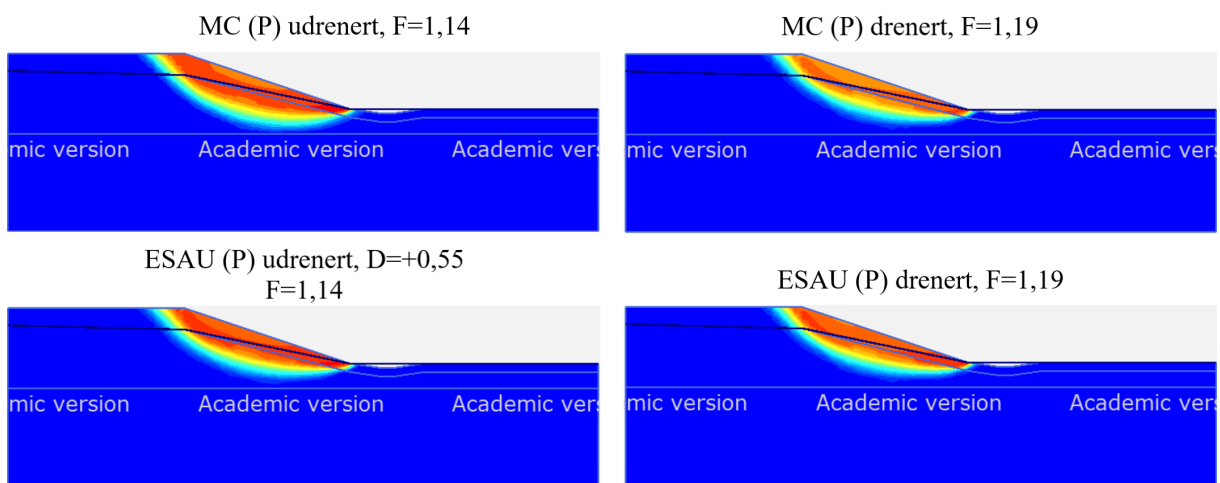


Figur B.19: Groundwater Head for *Phreatic* og *Steady State*

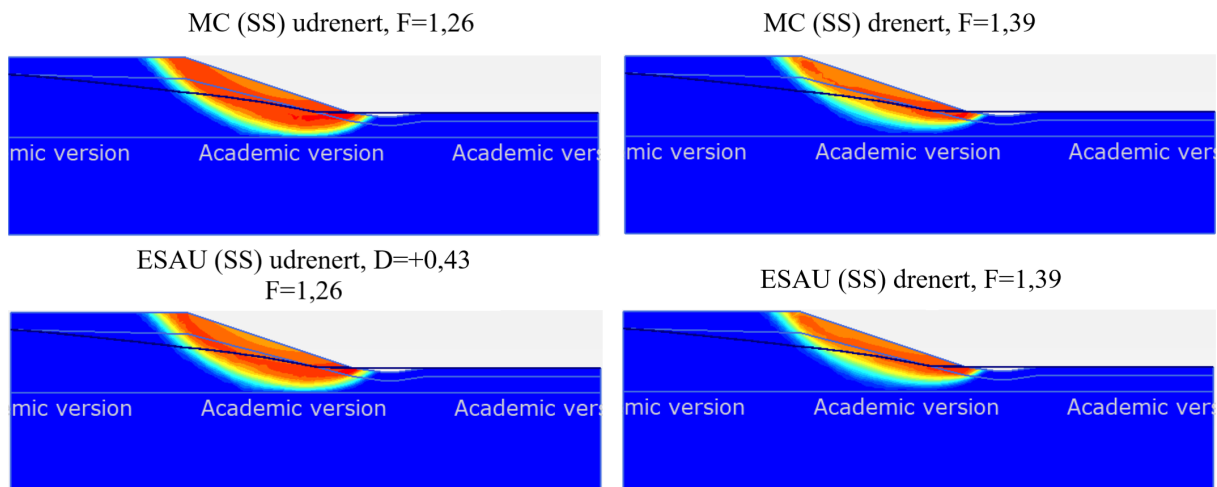
B.4 Byneset



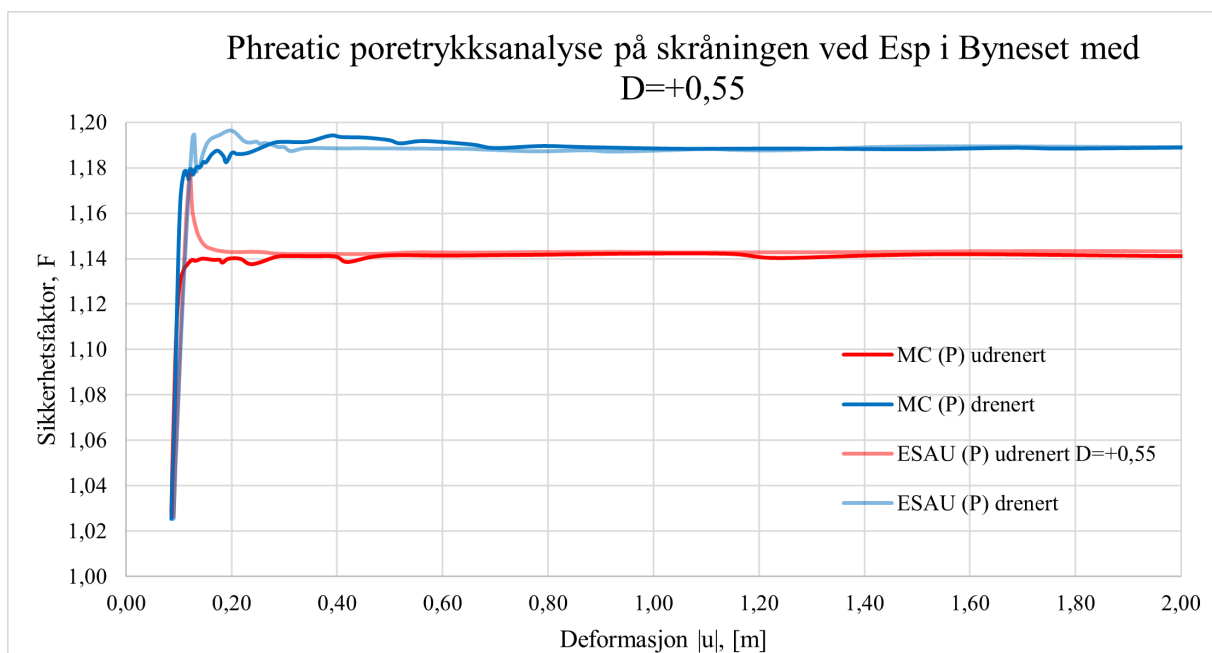
Figur B.20: Skråningsprofil for skredet ved Byneset (DiBiagio, 2020).



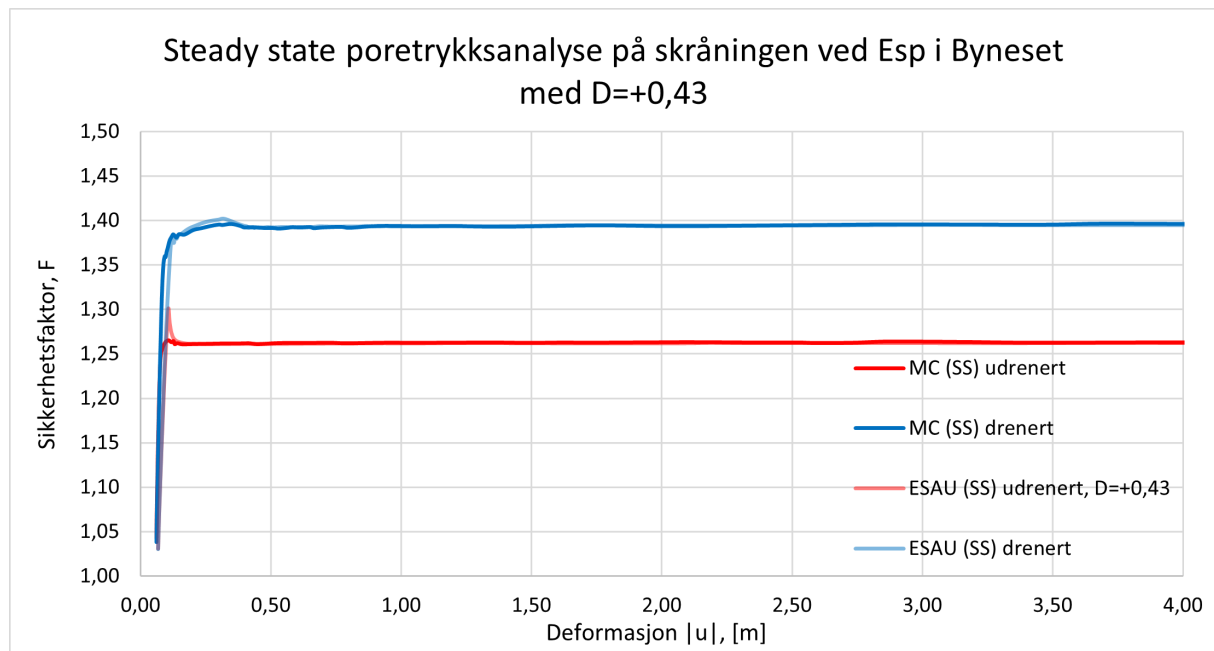
Figur B.21: Bruddmekanisme for skråningen ved Byneset med *Phreatic* som poretrykksanalyse.



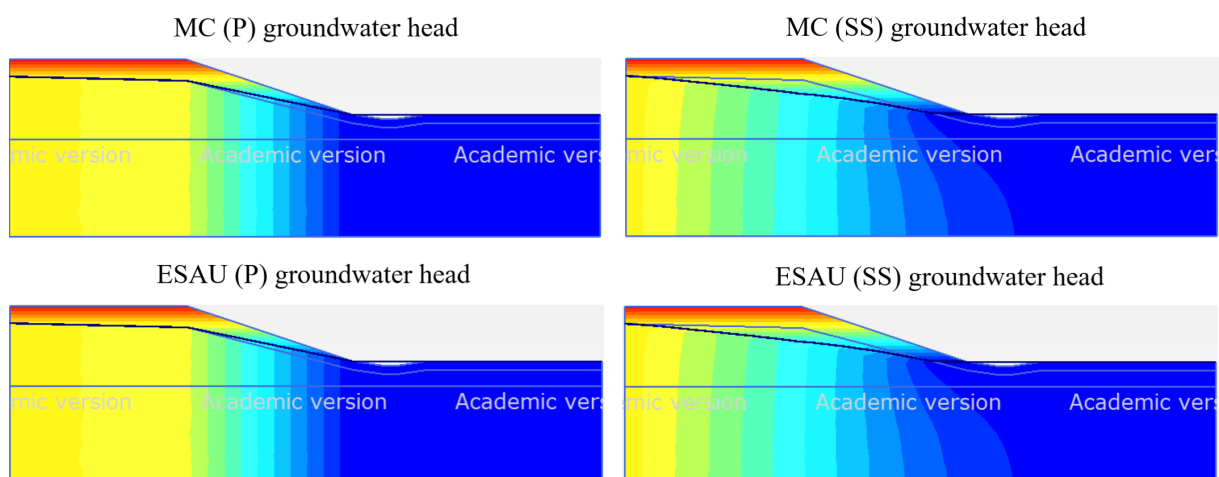
Figur B.22: Bruddmekanisme for skråningen ved Byneset med *Steady state* som poretrykksanalyse.



Figur B.23: Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. *Phreatic* poretrykksanalyse på skråningen ved Byneset med $D=+0,55$.

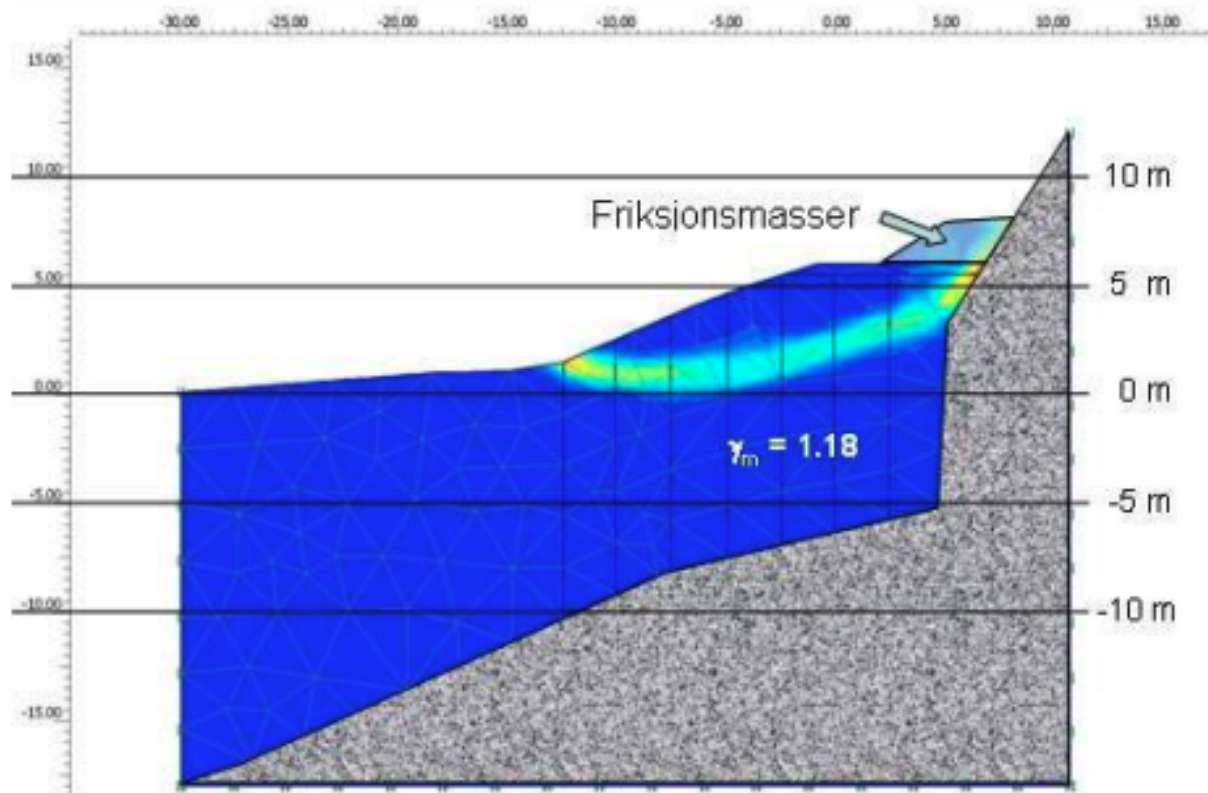


Figur B.24: Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. *Steady state* poretrykksanalyse på skråningen ved Byneset med $D=+0,43$.

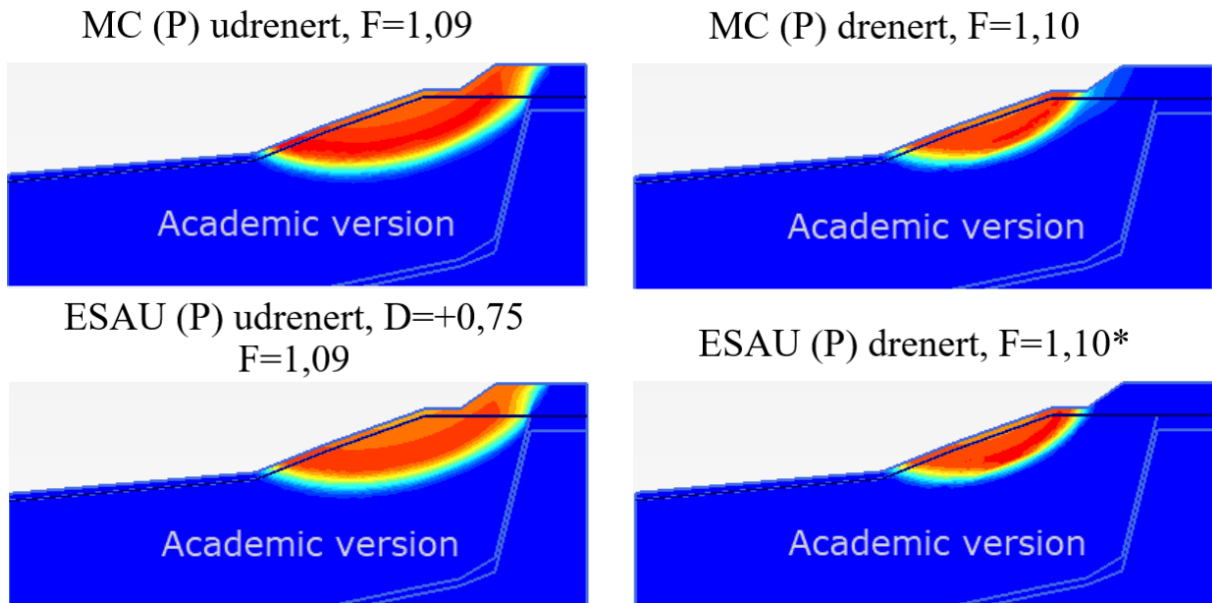


Figur B.25: Plott av groundwater head for skråningen ved Byneset.

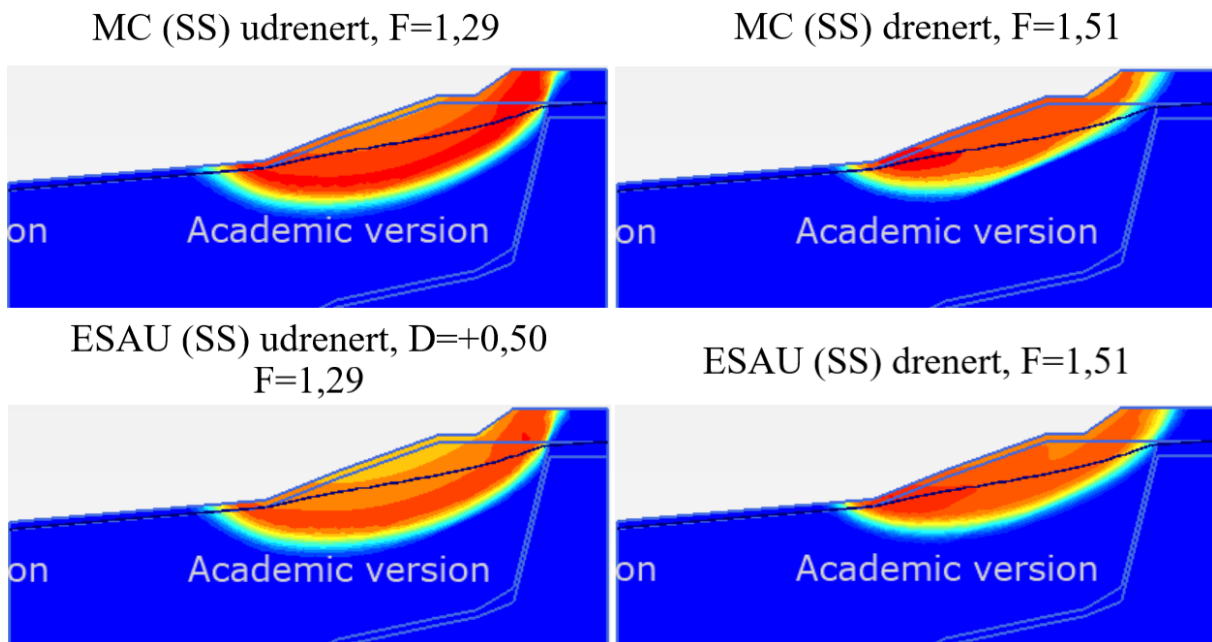
B.5 Kattmarka



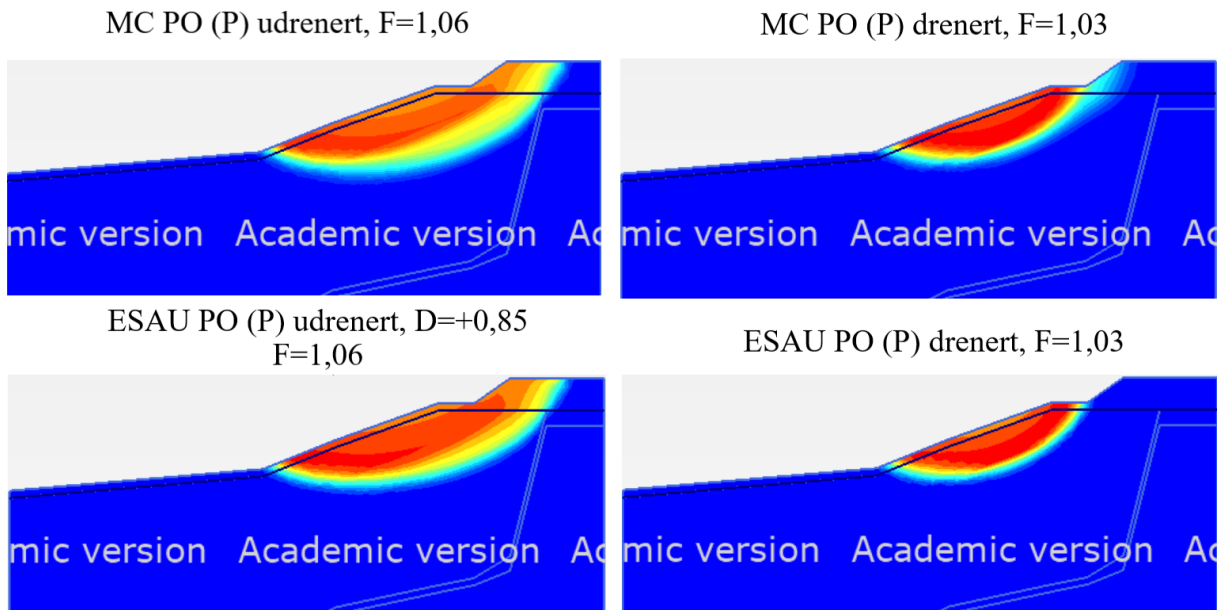
Figur B.26: Skråningsprofil for skredet ved Kattmarka i Namsos (Nordal et al., 2009).



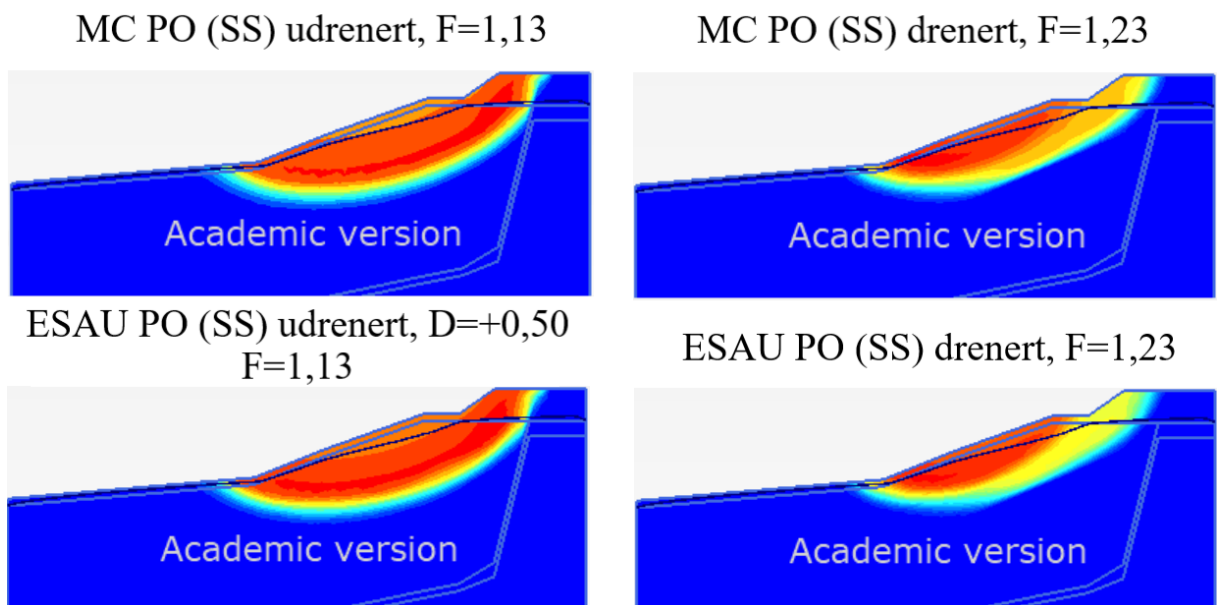
Figur B.27: Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med original grunnvannstand og *Phreatic* som poretrykksanalyse.



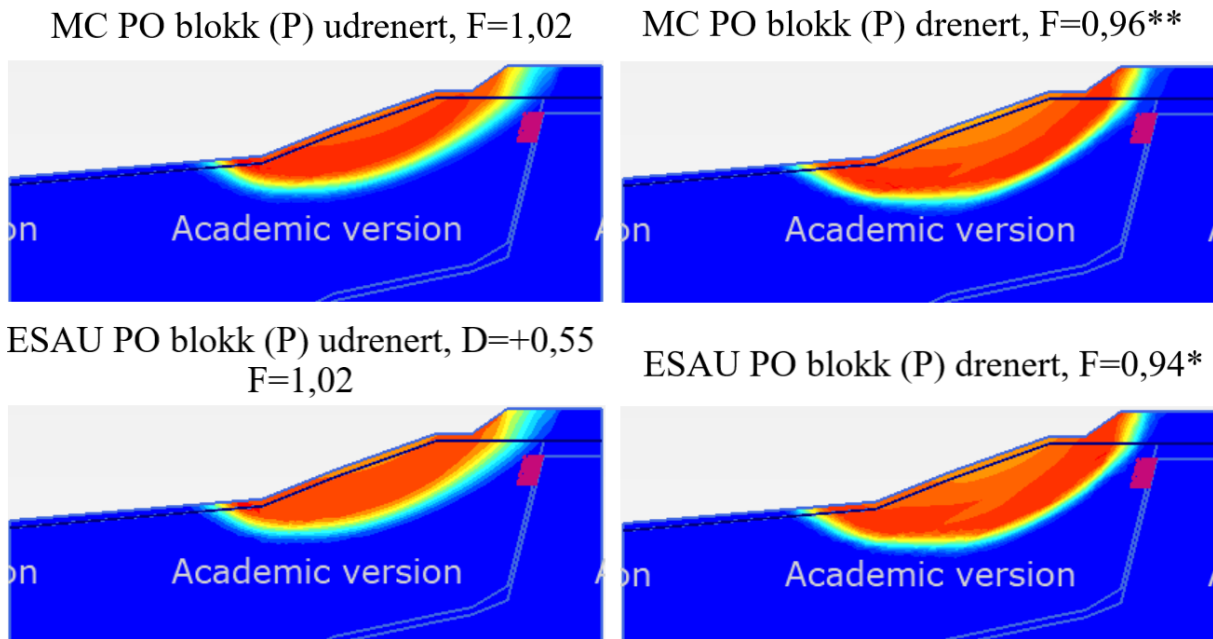
Figur B.28: Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med original grunnvannstand og *Steady state* som poretrykksanalyse.



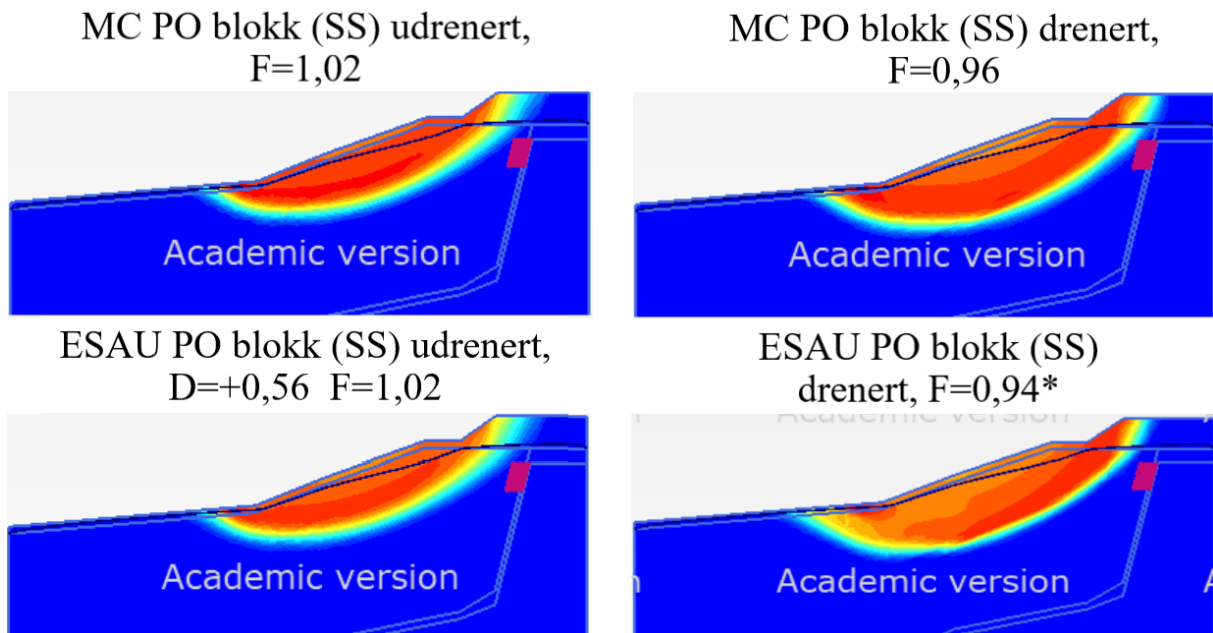
Figur B.29: Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk og *Phreatic* som poretrykksanalyse.



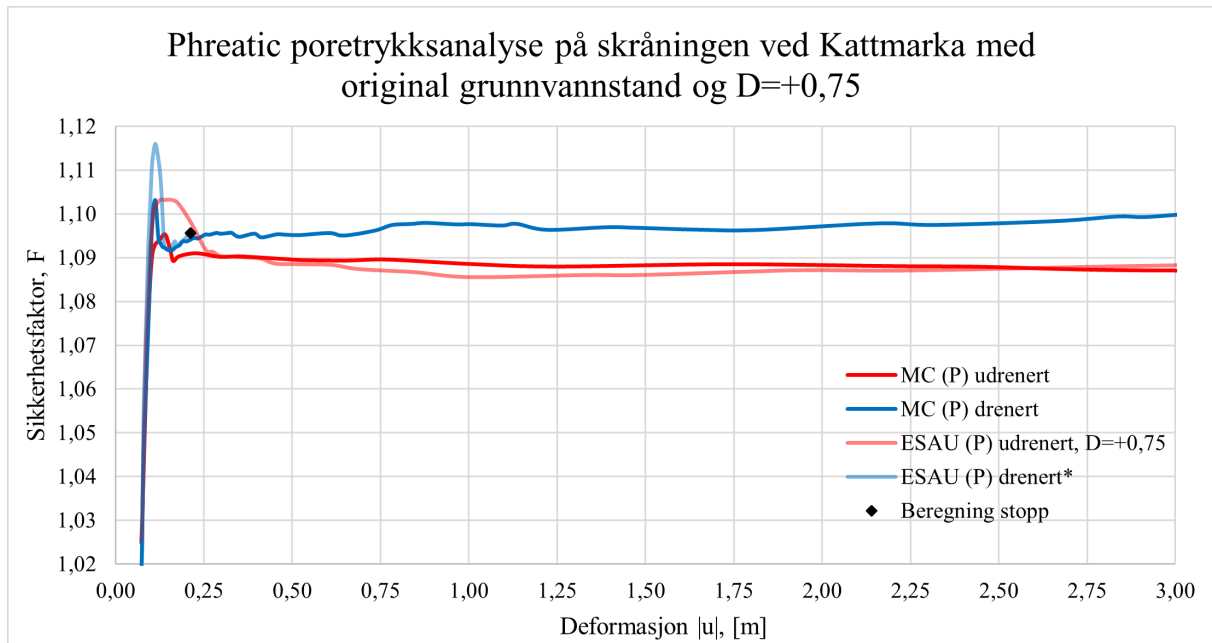
Figur B.30: Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk og *Steady state* som poretrykksanalyse.



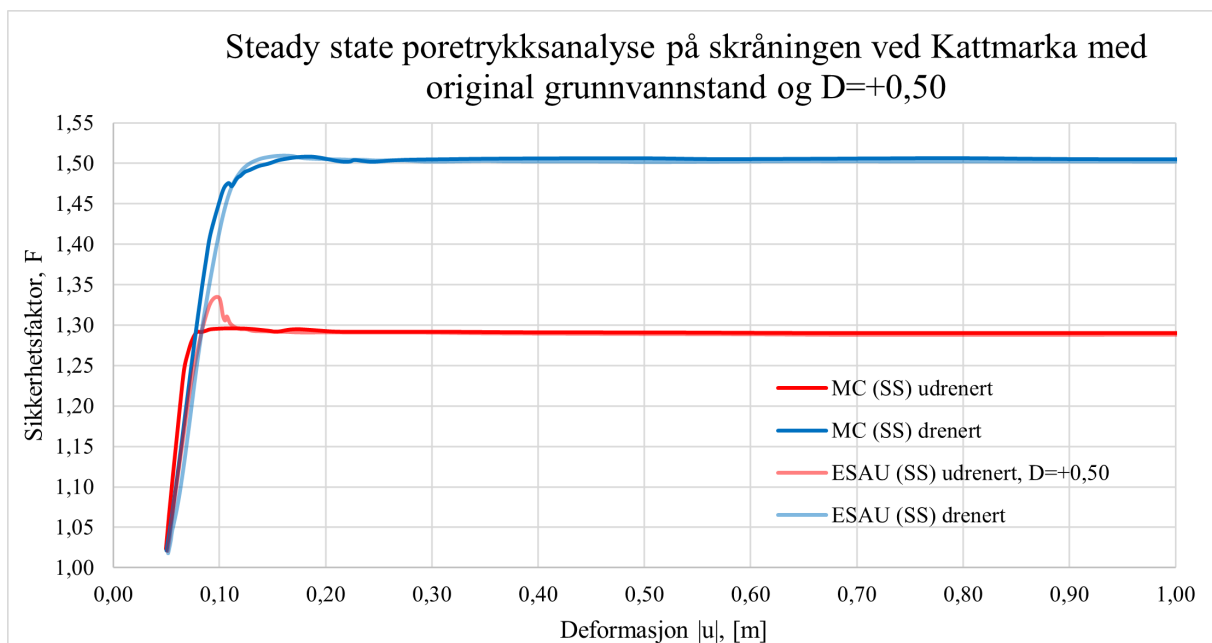
Figur B.31: Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk, steinblokkforksyvning og *Phreatic* som poretrykksanalyse.



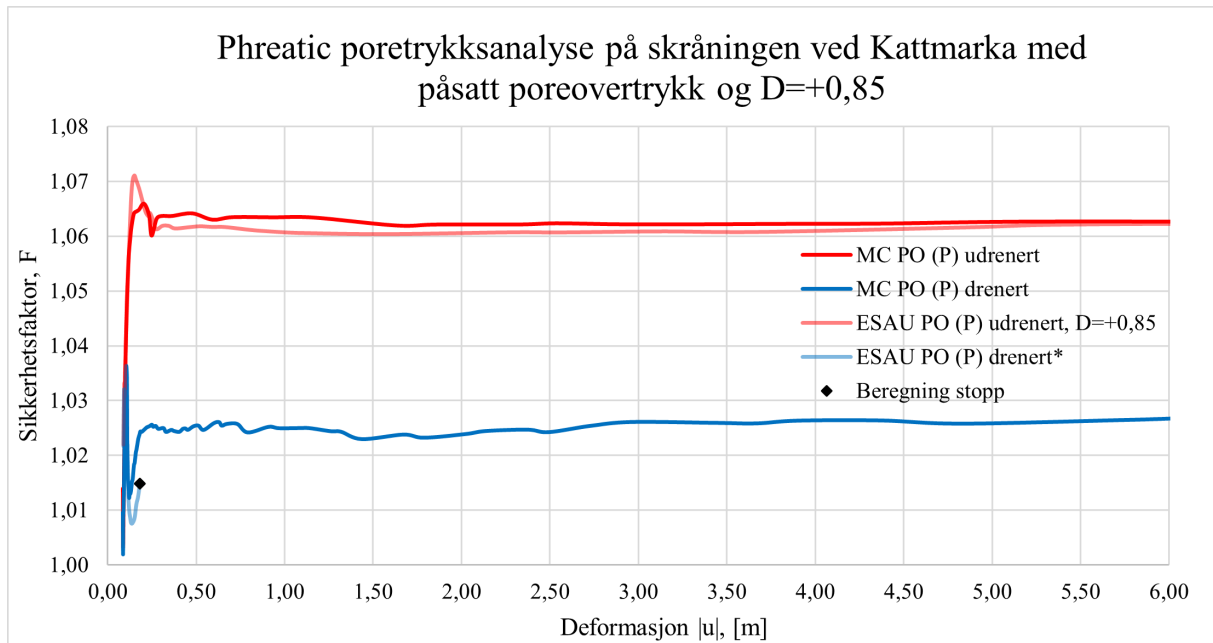
Figur B.32: Bruddmekanisme for skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk, steinblokkforskyvning og *Steady state* som poretrykksanalyse.



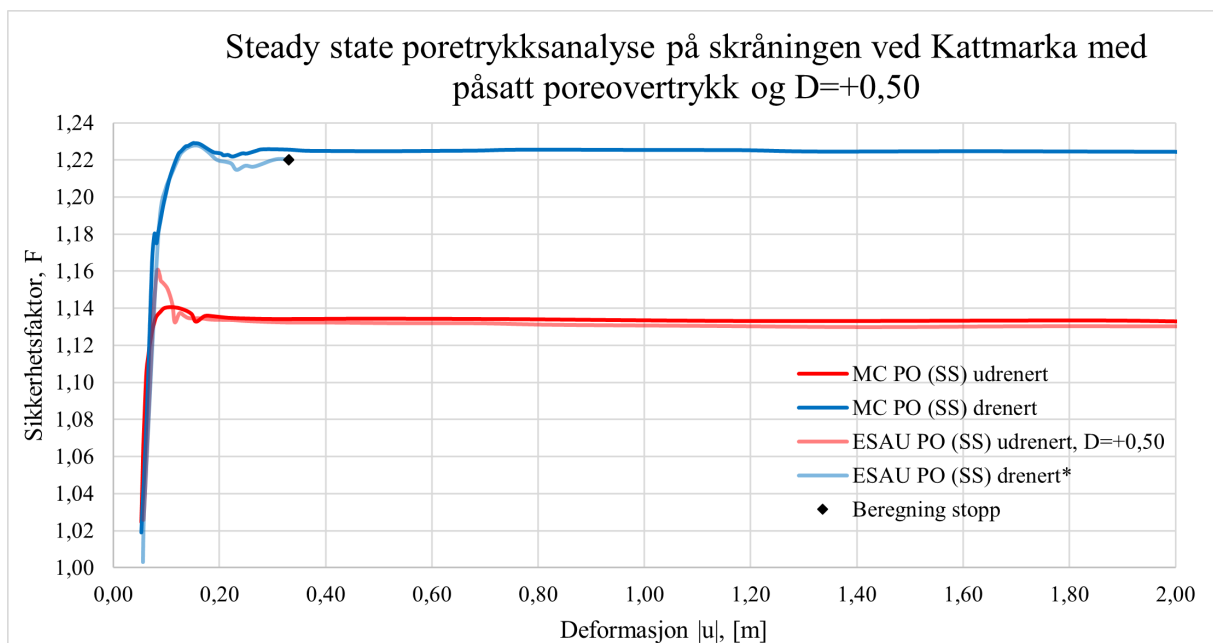
Figur B.33: Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. *Phreatic* poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med original grunnvannstand og $D=+0,75$.



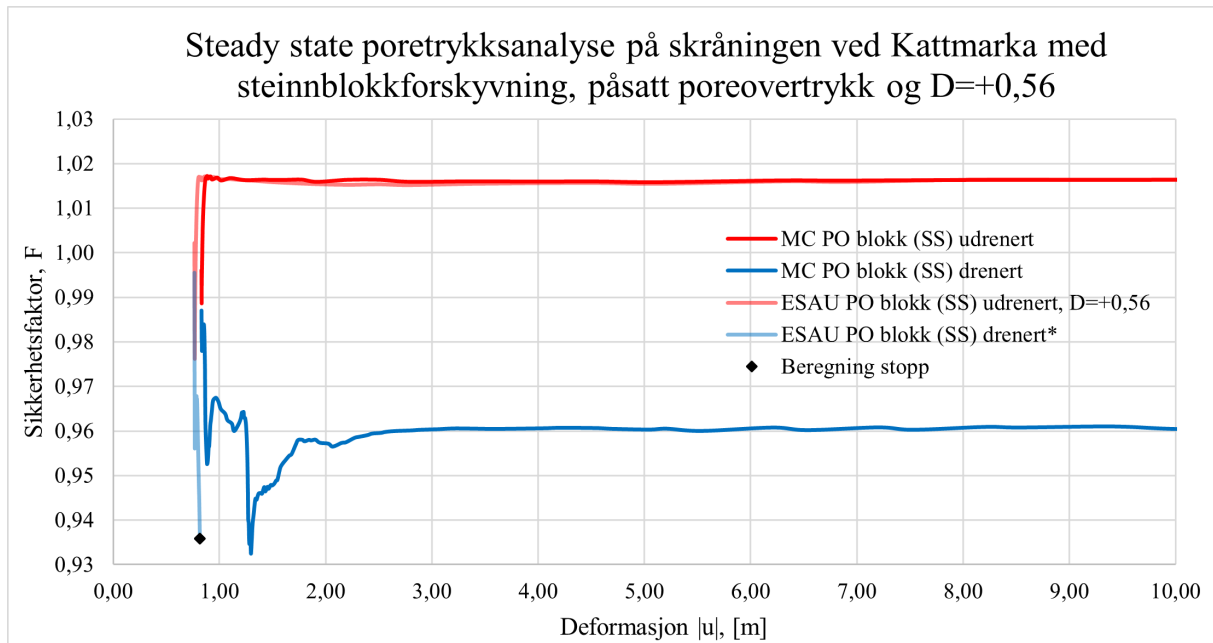
Figur B.34: Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. *Steady state* poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med original grunnvannstand og $D=+0,50$.



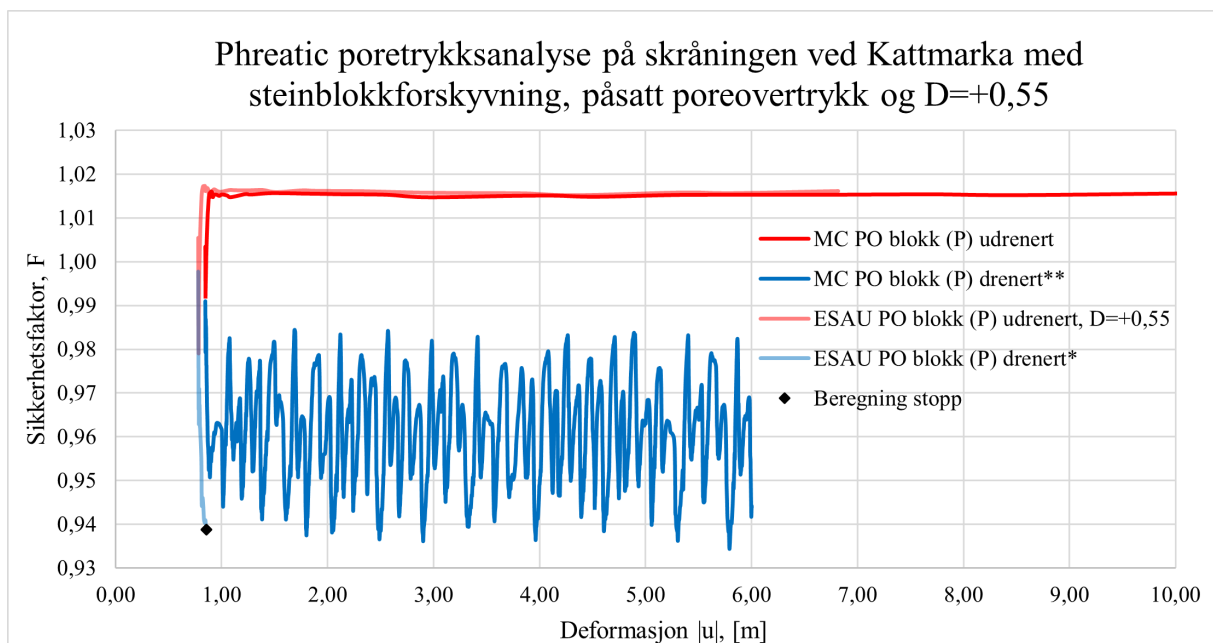
Figur B.35: Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. *Phreatic* poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk og $D=+0,85$.



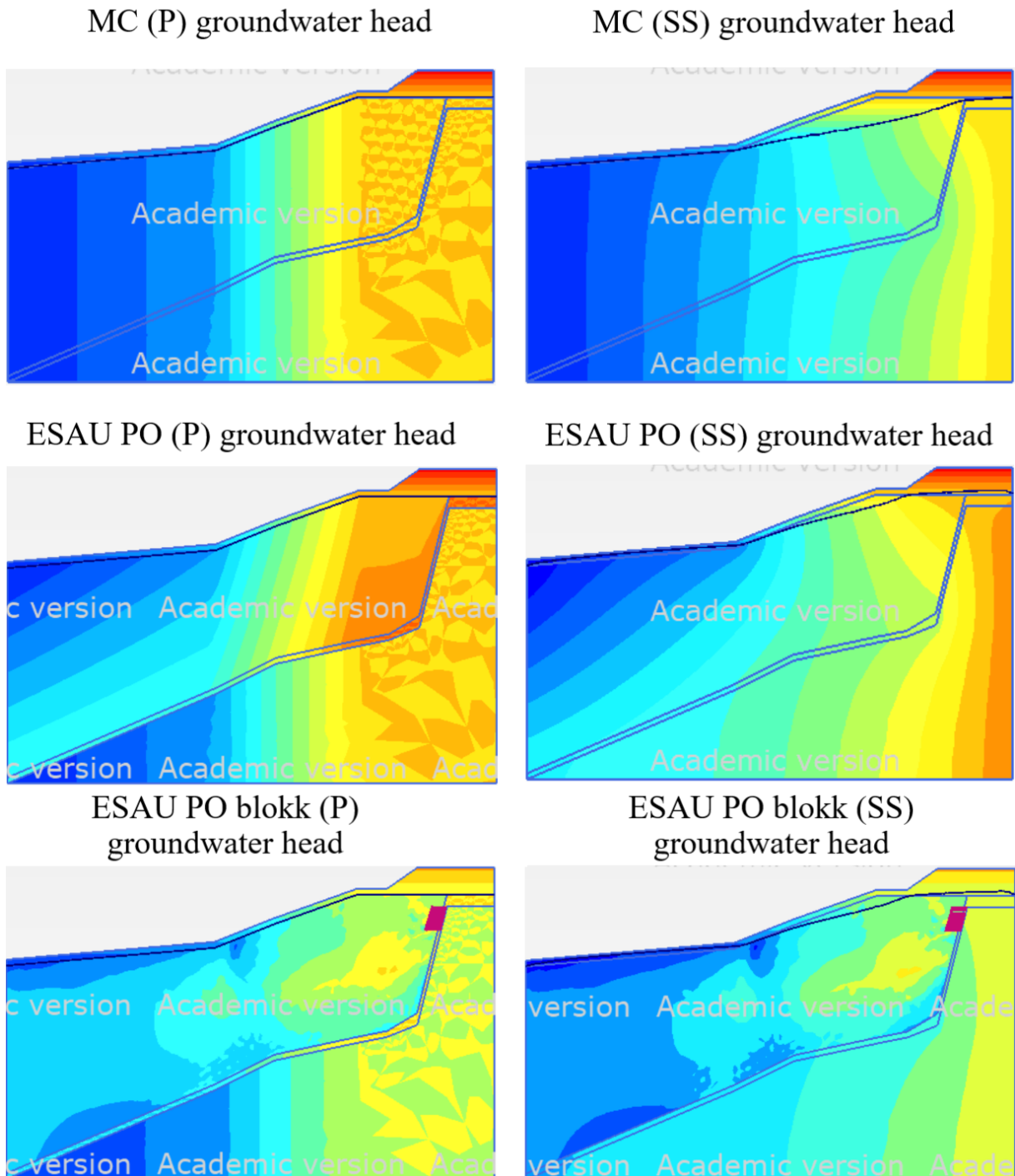
Figur B.36: Sikkerhetsfaktor, F , plottet mot deformasjon. *Steady state* poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med påsatt poreovertrykk og $D=+0,50$.



Figur B.37: Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. *Steady state* poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med steinblokkforskyvning, påsatt poreovertrykk og $D=+0,56$.

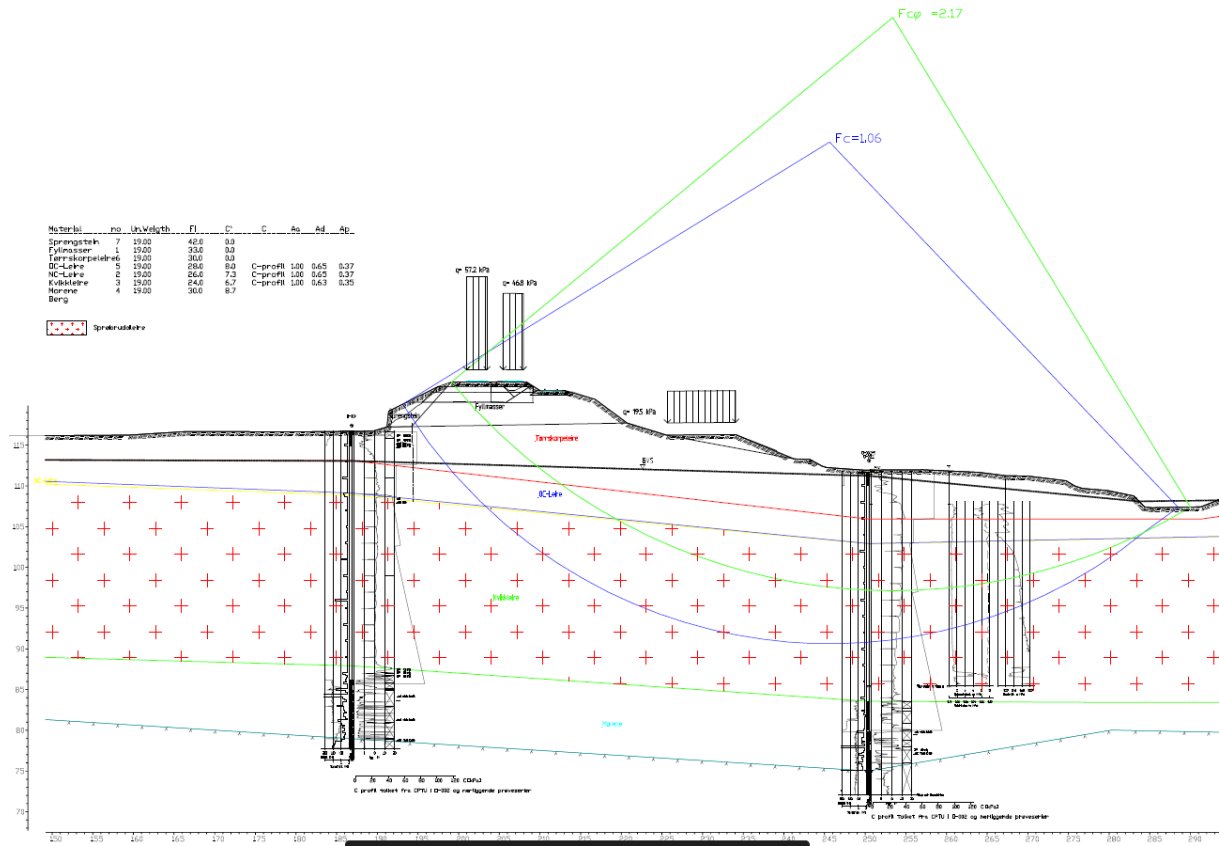


Figur B.38: Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. *Phreatic* poretrykksanalyse på skråningen ved Kattmarka med steinblokkforskyvning, påsatt poreovertrykk og $D=+0,55$.

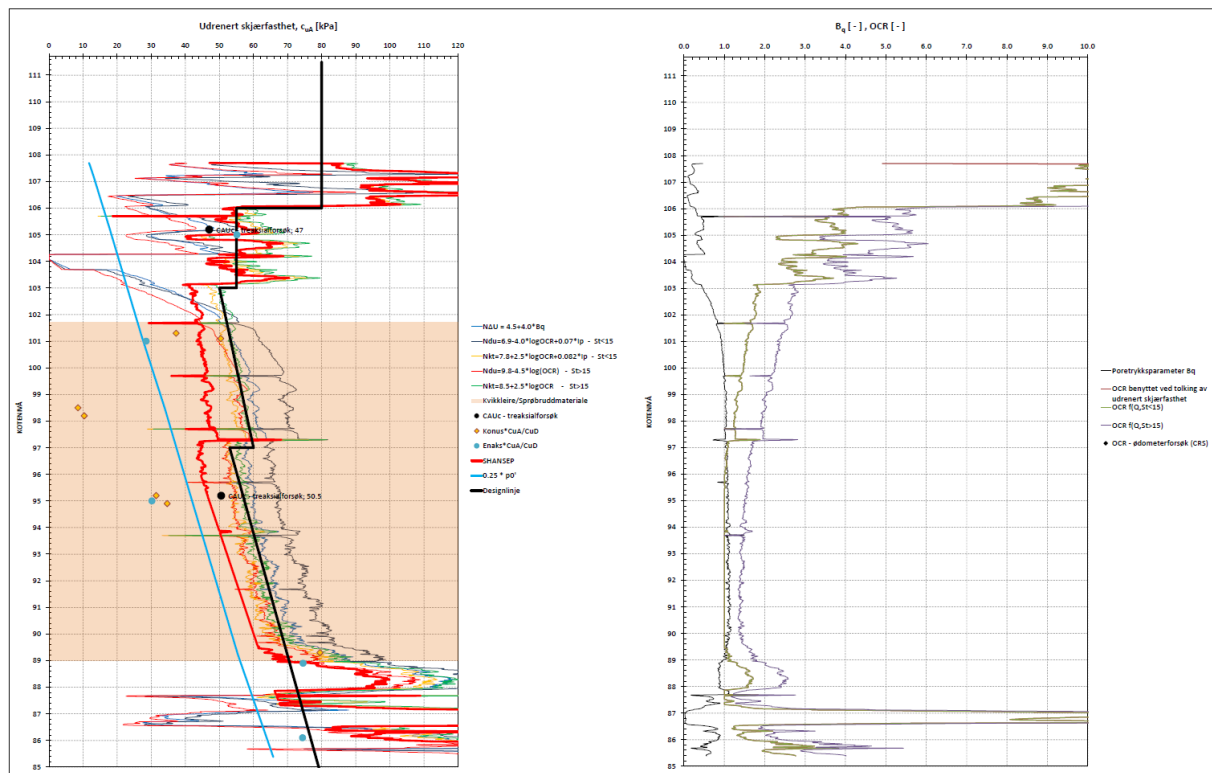


Figur B.39: Plott av groundwater head for skråningen ved Kattmarka for de ulike situasjonene.

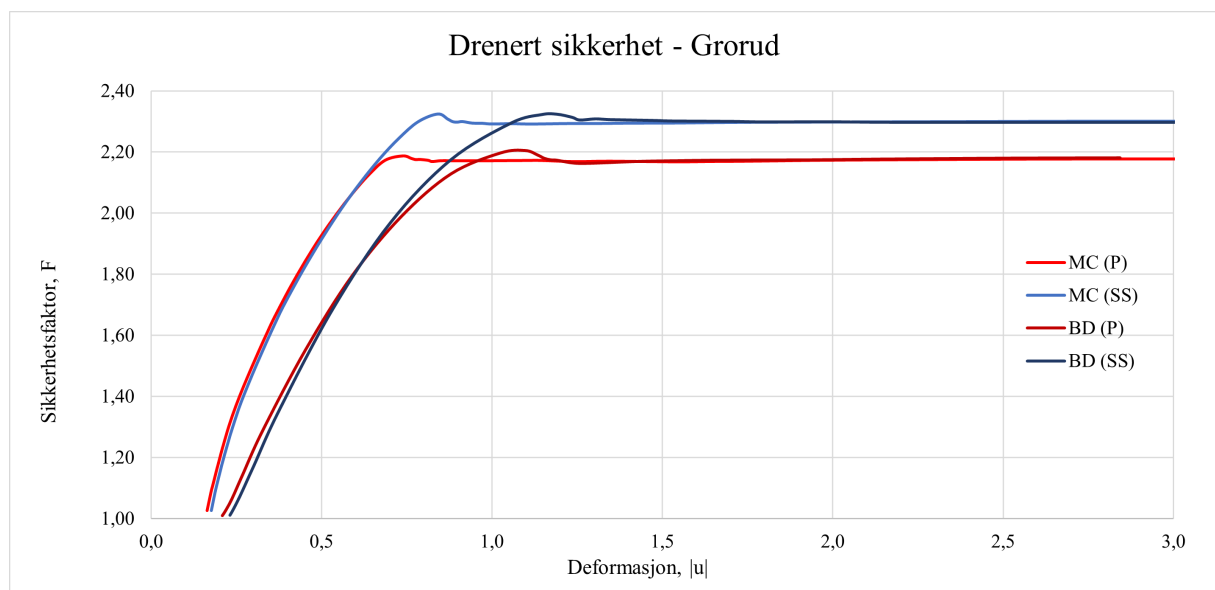
B.6 Grorud



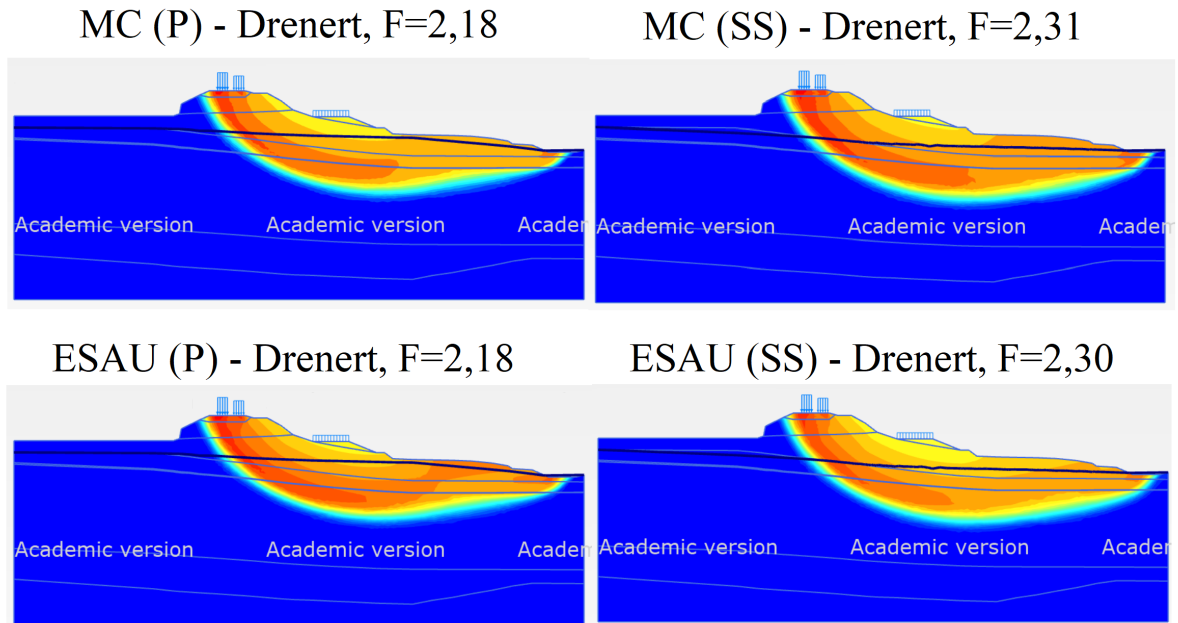
Figur B.40: Udrenert og drenert analyse av skråningsprofil ved Grorud. Eier: BaneNOR.



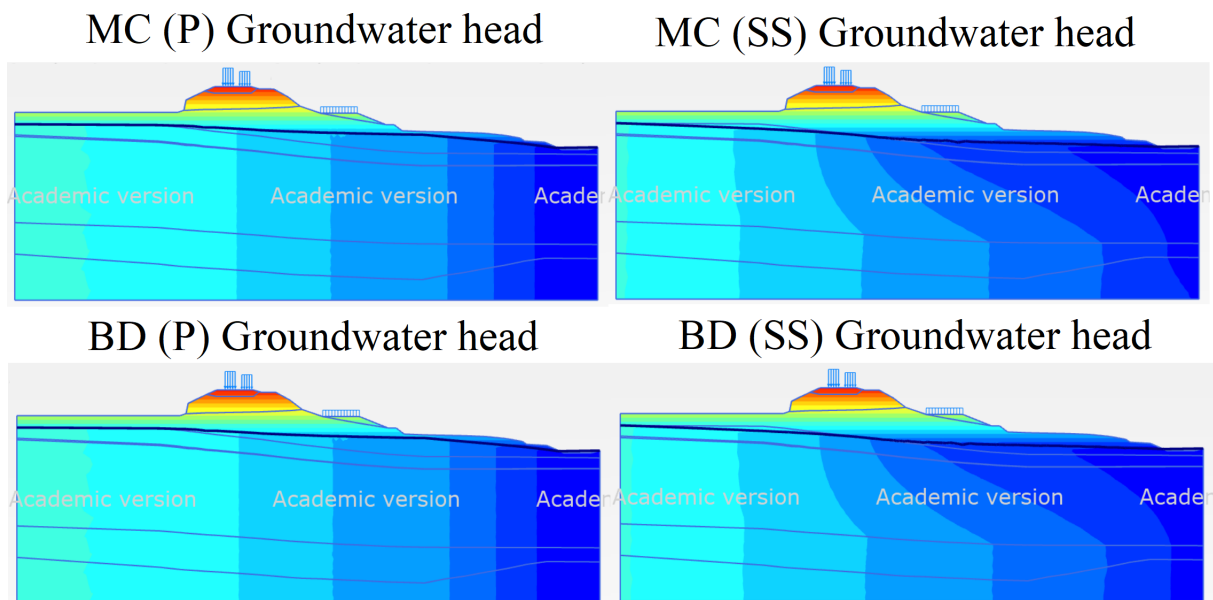
Figur B.41: CPTU og styrketolkning fra skråningen ved Grorud. Eier: BaneNOR.



Figur B.42: Sikkerhetsfaktorer fra drenerte analyser fra skråningen ved Grorud.

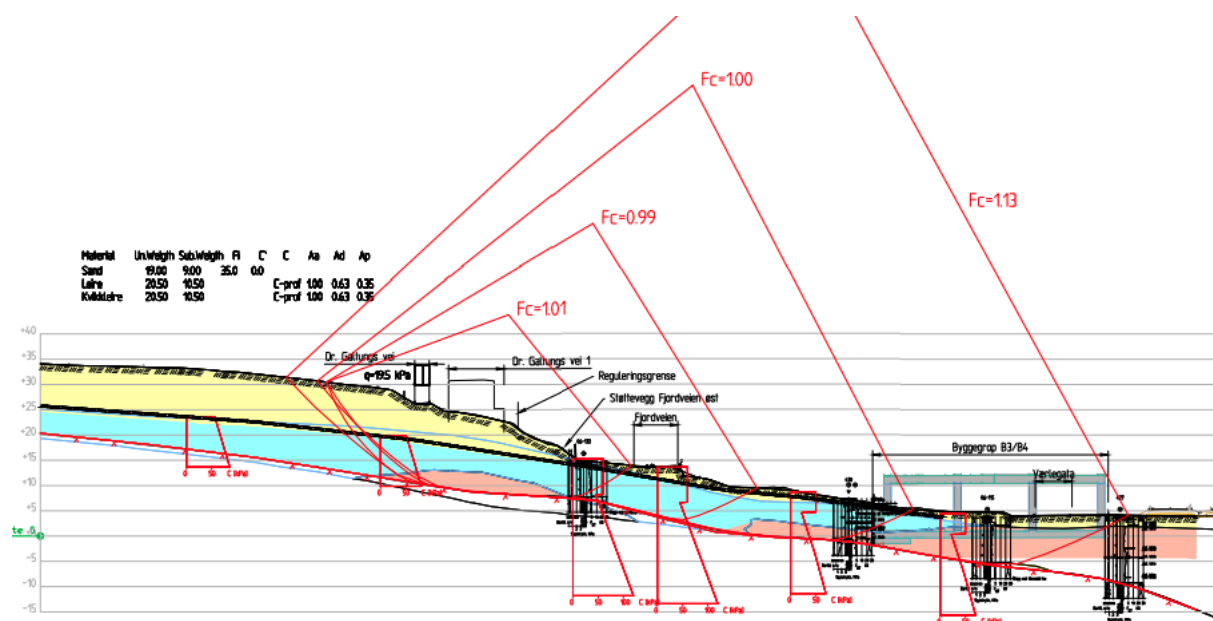


Figur B.43: Bruddmekanismer for drenerte analyser for skråningen ved Gorud.

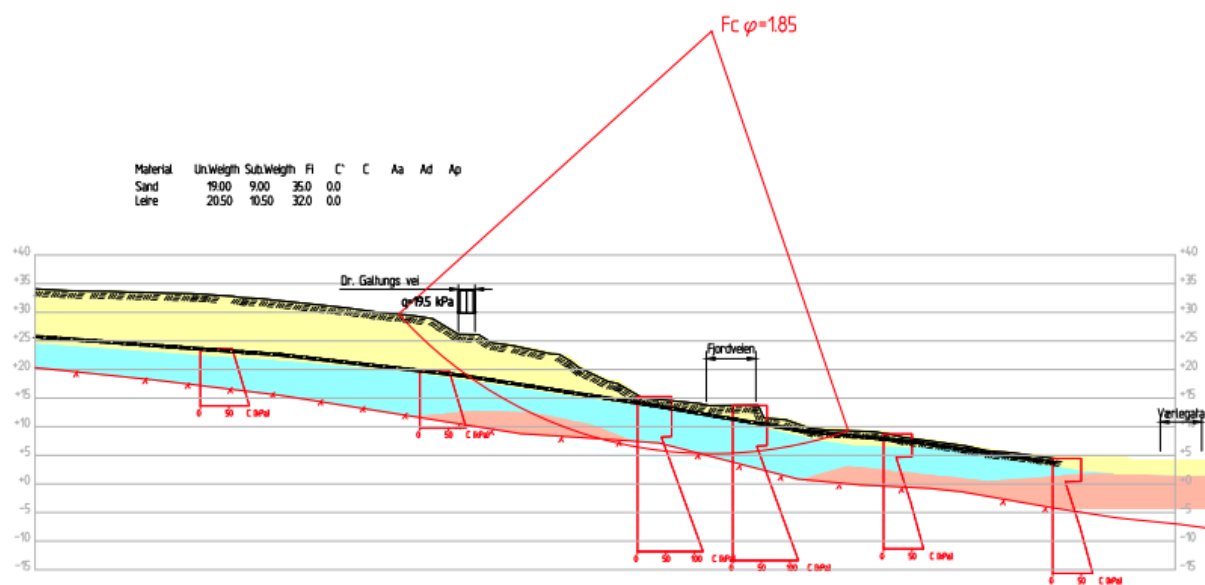


Figur B.44: Groundwater Head samlet for skråningen i ved Gorud

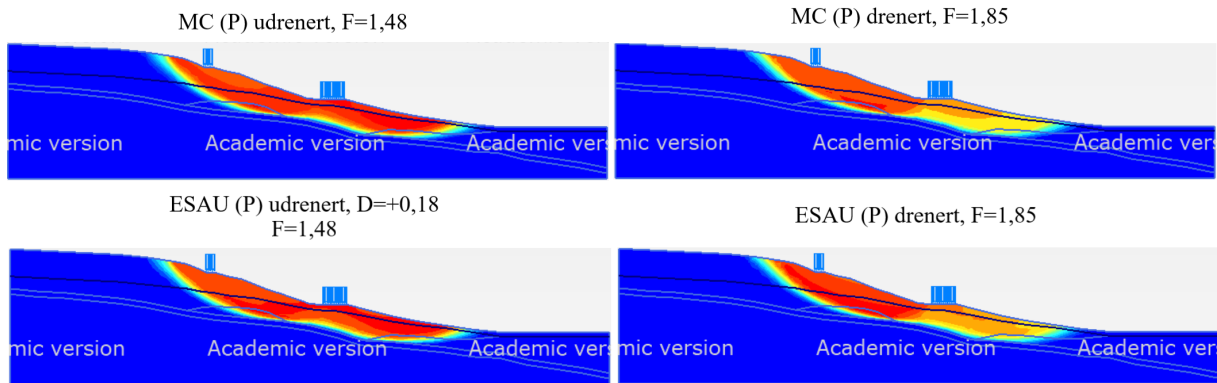
B.7 Moss



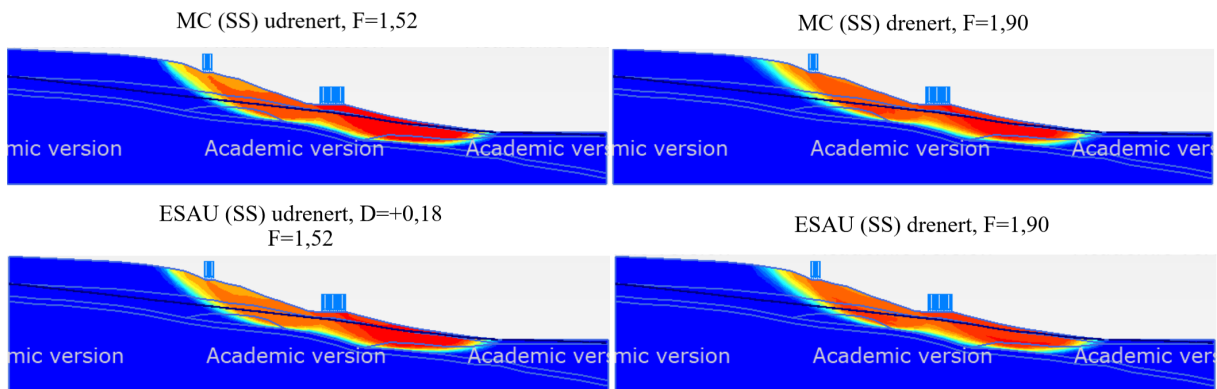
Figur B.45: Udrenerert analyse av skråningsprofil 26 for skråning ved Moss (NGI, 2021).



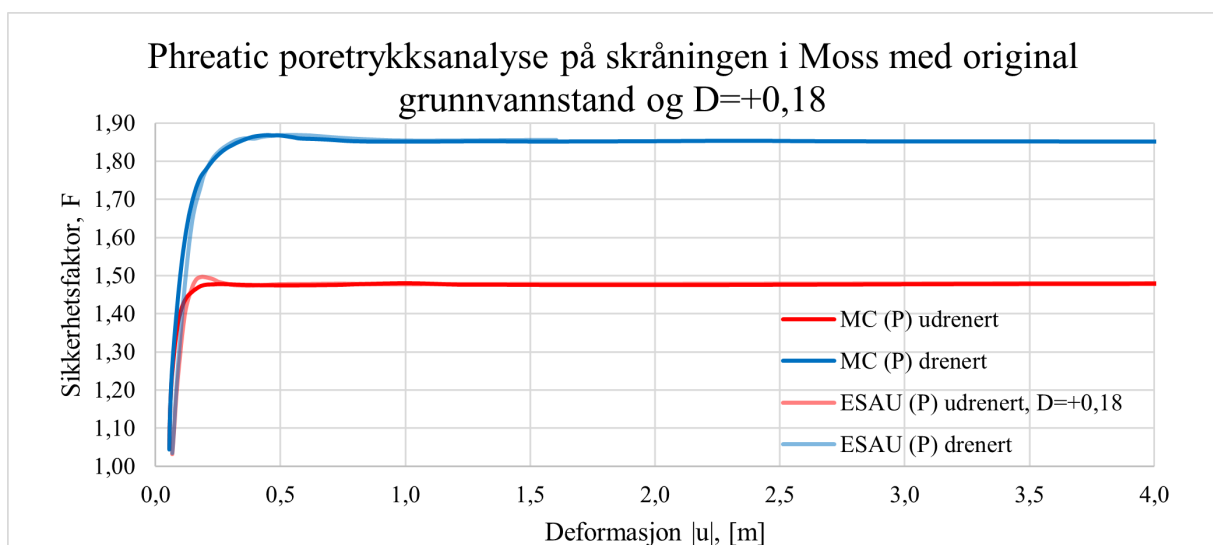
Figur B.46: Drenert analyse av skråningsprofil 26 for skråning ved Moss (NGI, 2021).



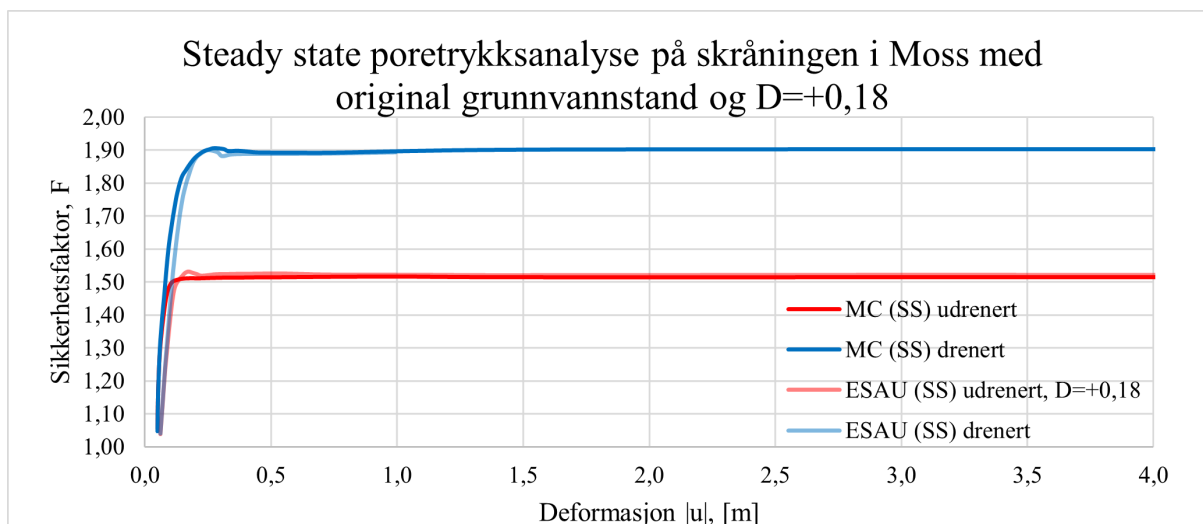
Figur B.47: Bruddmekanisme for skråningen ved Moss med original grunnvannstand og *Phreatic* som poretrykksanalyse.



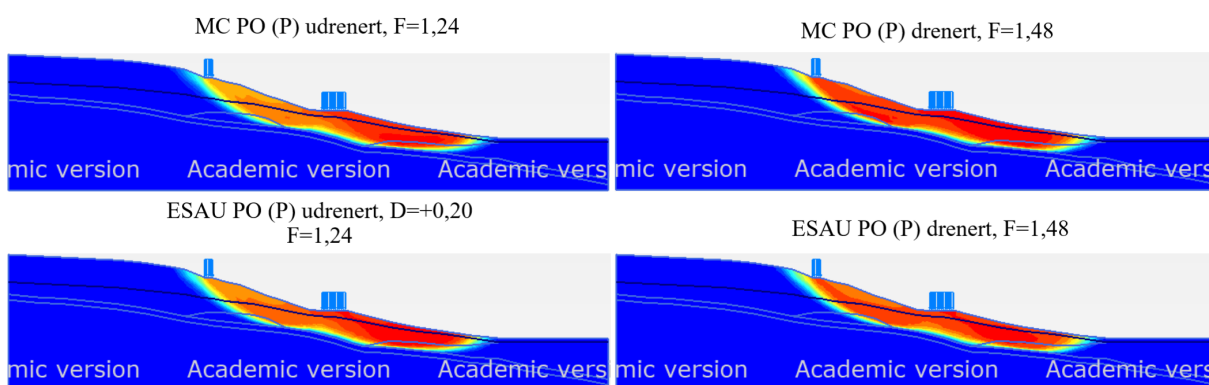
Figur B.48: Bruddmekanisme for skråningen ved Moss med original grunnvannstand og *Steady state* som poretrykksanalyse.



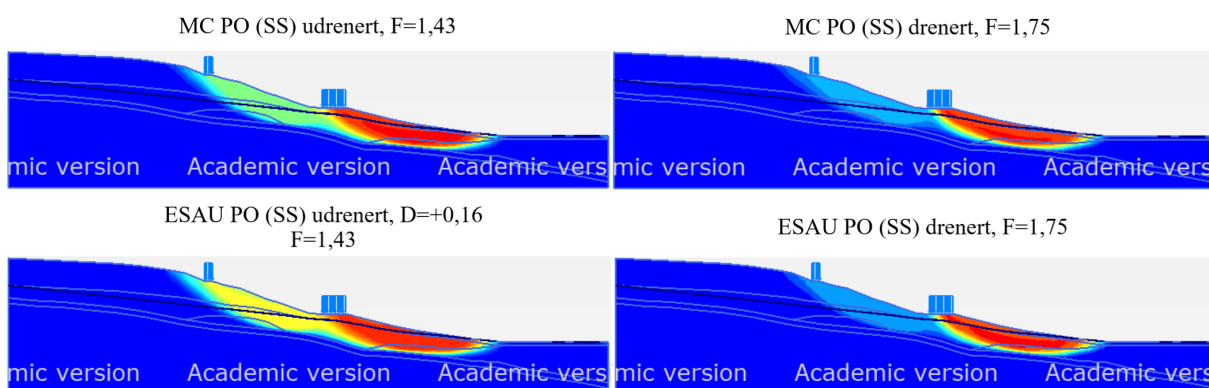
Figur B.49: Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. *Phreatic* poretrykksanalyse på skråningen ved Moss med original grunnvannstand og $D=+0,18$.



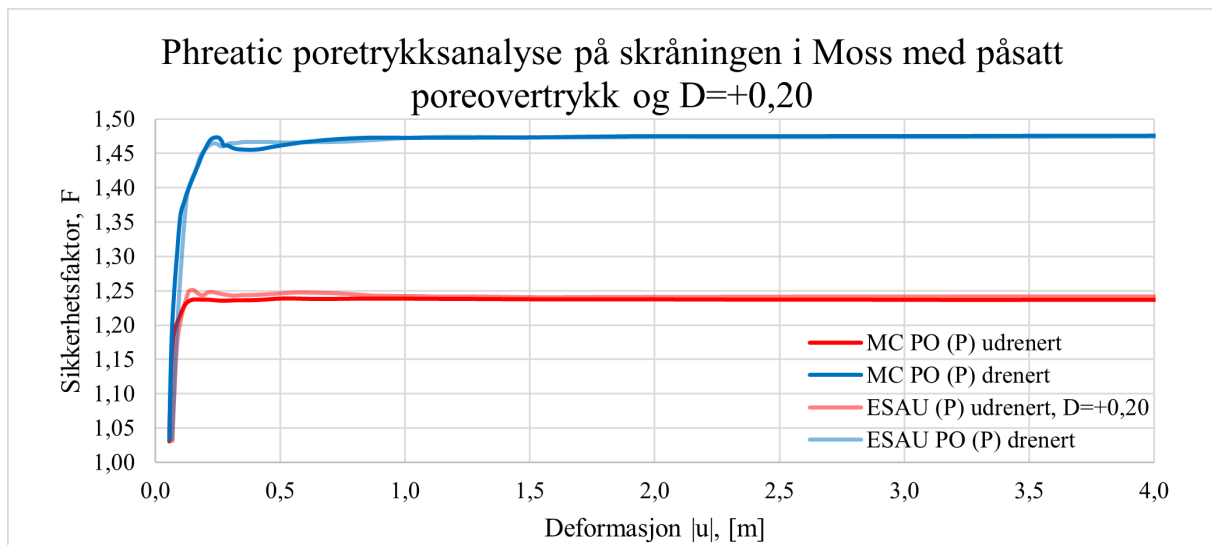
Figur B.50: Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. *Steady state* poretrykksanalyse på skråningen ved Moss med original grunnvannstand og $D=+0,18$.



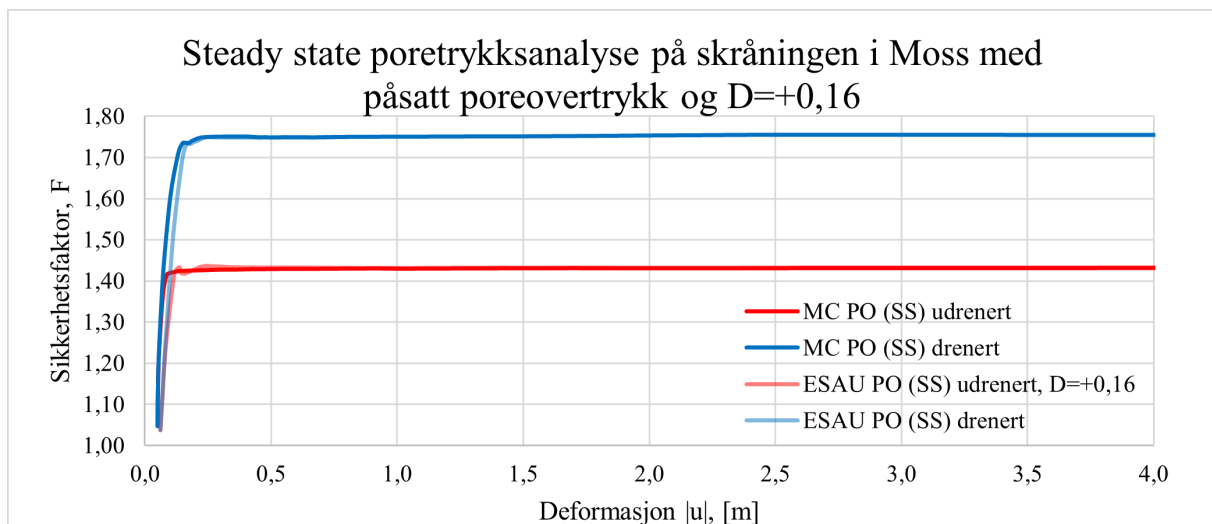
Figur B.51: Bruddmekanisme for skråningen ved Moss med påsatt poreovertrykk og *Phreatic* som poretrykksanalyse.



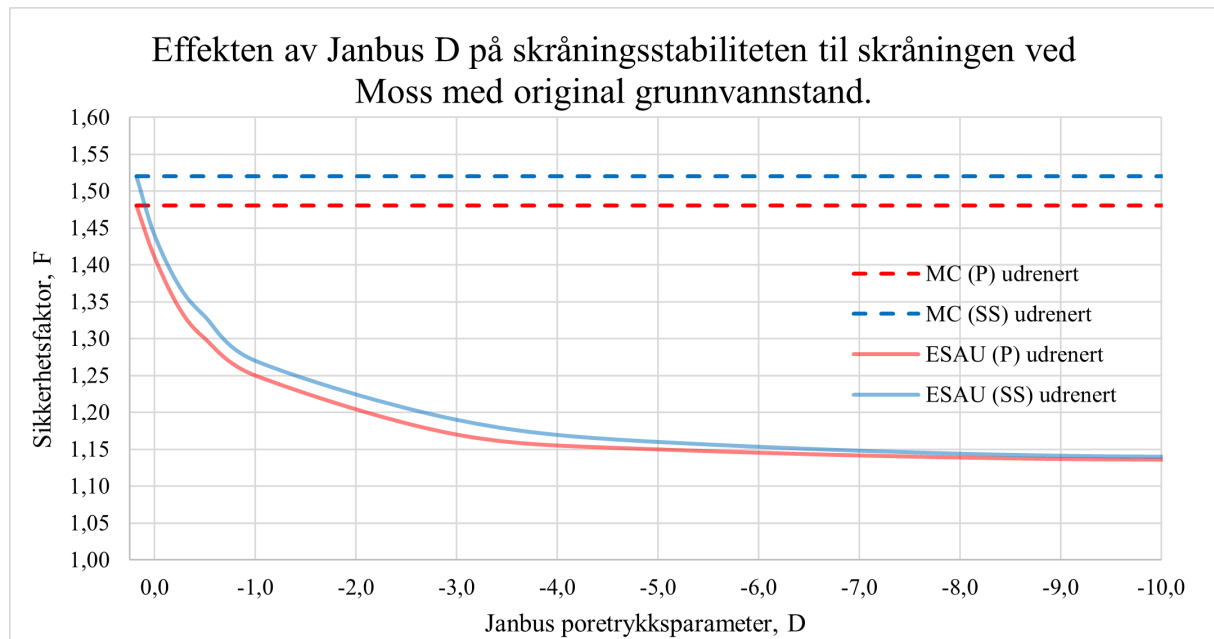
Figur B.52: Bruddmekanisme for skråningen ved Moss med påsatt poreovertrykk og *Steady state* som poretrykksanalyse.



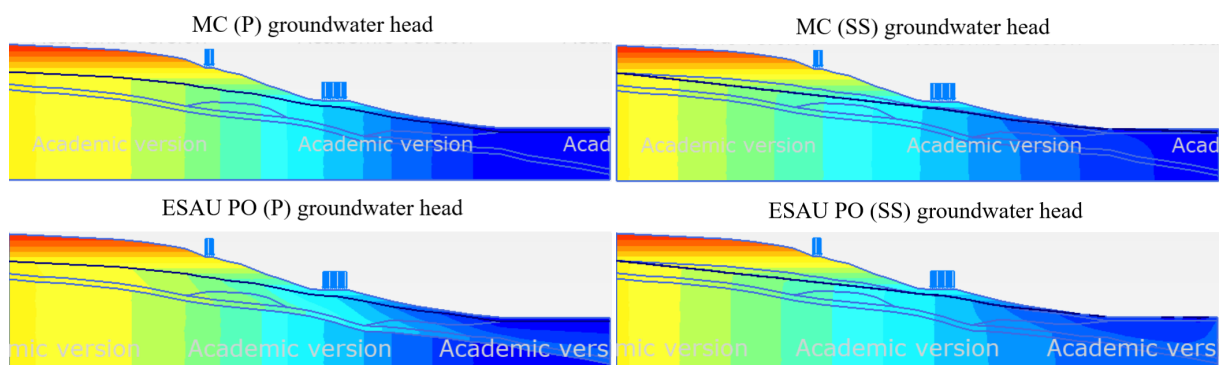
Figur B.53: Sikkerhetsfaktor, F, plottet mot deformasjon. *Phreatic* poretrykksanalyse på skråningen ved Moss med påsatt poreovertrykk og D=+0,20.



Figur B.54: Sikkerhetsfaktor F plottet mot deformasjon. *Steady state* poretrykksanalyse på skråningen ved Moss med påsatt poreovertrykk og D=+0,16.



Figur B.55: Effekten av Janbus D på skråningsstabiliteten til skråningen ved Moss med original grunnvannstand.



Figur B.56: Plott av groundwater head for skråningen ved Moss for de ulike situasjonene.

