

Noah Ukbu Tezare og Rebecca Lagmandsveen
Halvarsson

Effekten av konkave og konvekse kurvaturer i horisontalplanet for stabilitetsanalyser

Sammenligning av todimensjonale og
tredimensjonale stabilitetsanalyser

Hovedoppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Gudmund Reidar Eiksund
Juni 2022

Noah Ukbu Tezare og Rebecca Lagmandsveen
Halvarsson

Effekten av konkave og konvekse kurvaturer i horisontalplanet for stabilitetsanalyser

Sammenligning av todimensjonale og
tredimensjonale stabilitetsanalyser

Hovedoppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Gudmund Reidar Eiksund
Juni 2022

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk



Kunnskap for en bedre verden

Forord

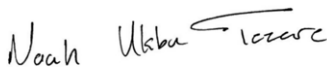
Denne masteroppgaven er gjennomført i et samarbeid med faggruppen for Geoteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven utgjør emnet TBA4900 Masteroppgave, Geoteknikk og er gjennomført i løpet av vårsemestret 2022. Omfanget av emnet er 30 studiepoeng, og oppgaven regnes som slutføringen av masterprogrammet innen Bygg- og miljøteknikk ved NTNU.

Arbeidet med masteroppgaven har vært både utfordrende og krevende, men ikke minst lærerikt. Uten veilederen vår Gudmund Reidar Eiksund (NTNU), samt god hjelp fra Jon Adersen Gulbrandsen (GrunnTeknikk AS), Samson Abate Degago (Statens vegvesen) og Stephanie Lilleåsen Gjelseth (Norconsult AS) hadde vi ikke nådd målet. Vi vil derfor takke dere for å ha tatt dere tid til å dele deres kunnskap og gi oss gode råd. I tillegg vil vi takke GrunnTeknikk AS for utlån av PC og lisenser til beregningsprogrammer brukt i denne oppgaven.

En ekstra takk går til Norconsult AS og Stephanie Lilleåsen Gjelseth for å gi oss muligheten til å skrive om et tema vi interesserer oss for og kommer til å dra nytte av i arbeidslivet. I tillegg til god hjelp med å formulere oppgaven, har vi fått stor hjelp til å innhente all nødvendig informasjon og fått tilgang på tidligere rapporter i forbindelse med case-studien.

Vi vil også takke familie og venner som har støttet og heiet på oss igjennom hele prosessen, samt for å ha tatt seg tid til å lese igjennom oppgaven vår til tross for sannsynligvis liten interesse for kurvatureffekter. Vi vil gi en ekstra takk til hvert vårt kollektiv som har holdt ut med oss i tider hvor arbeidet har vært spesielt vanskelig. Til slutt vil vi gi hverandre en stor takk, til tross for litt uenigheter, hadde vi ikke klart det uten hverandre.

Trondheim, 2022-06-18



Noah Ukbu Tezare



Rebecca Langsmandsveen Halvarsson

Sammendrag

2D-analyser er ofte foretrukne fremfor 3D-analyser ved vurdering av skråningsstabilitet i den geotekniske bransjen. Årsaken for dette er at 2D-analyser ofte er konservative, i tillegg til at de er enkle i bruk. Imidlertid er analysene basert på antagelsen om plan tøyningstilstand, og er eksempelvis ikke representative for skråninger med kurvatur. I slike tilfeller kan det oppstå 3D-effekter på grunn av kurvatur. Slike kurvatureffekter kan gi økt stabilitet, men det er usikkerheter knyttet til hvilke aspekter som er mest utslagsgivende. For å etablere en bedre forståelse av hvordan kurvatureffekten påvirker stabiliteten, er det ønskelig å studere ulike kurvaturformer i horisontalplanet, med variasjon av radius og bruddflatens dybde. Dette er to av flere mulige parametre som påvirker stabiliteten til skråninger med kurvatur.

For å undersøke kurvatureffekten ble det først gjort en litteraturstudie for å kartlegge påvirkningen av kurvatur basert på tidligere studier. Deretter har bedrifter i bransjen blitt kontaktet for å undersøke hvordan generelle 3D-effekter benyttes i praksis. Videre er det utført en case-studie med tolkninger av grunnundersøkelser, samt 2D- og 3D-analyser for å undersøke stabilitetsforholdene og kurvatureffektene i en ravinedal på Tofte. I tillegg er det blitt gjort 2D- og 3D-analyser av flere idealiserte skråninger for å undersøke hvordan radius og bruddflatens dybde påvirker kurvatureffekten, samt når de kan være utslagsgivende for stabiliteten.

Tidligere litteratur sier at kurvatur kan gi en stabiliserende effekt. Resultatene i oppgaven samsvarer med dette og viser opp til 23 % økning av sikkerheten som følge av konkav kurvatur. Økningen er imidlertid mindre for konveks, som på det meste gir 15,5 % økning av sikkerheten. Videre er det vist at avtagende radius fører til økt kurvatureffekt, mens reduksjon i bruddflatens dybde fører til redusert kurvatureffekt ved lave radier. Når det gjelder ravinedalen på Tofte, viser resultatene at stabiliteten ikke er tilstrekkelig selv ved inkludering av kurvatureffekter.

Analyser i oppgaven er basert på en rekke forenklinger, slik at det er usikkerheter knyttet til anvendeligheten av resultatene. Likevel kan økt sikkerhet ved enkle aksesymmetriske eller 3D-analyser brukes som en innledende vurdering av kurvatureffektene, og kan indikere om det bør utføres mer omfattende 3D-analyser. I tilfeller hvor kurvaturen er fremtredende og 2D-stabiliteten er rett under sikkerhetskravet, kan kurvatureffekten brukes som et argument for å friskmelde skråningen, gitt at det er utført beregninger som dokumenterer dette.

Summary

2D slope stability analyses are regularly favored over 3D analyses in geotechnical engineering. This is because 2D analyses are conservative and easy to implement. However, such analyses are based on the assumption of a plane strain geometry, and thus not representative for slopes with curvature. In such cases, significant curvature effects may occur, and therefore increase the stability. Despite the increasement of stability, there are uncertainties related to which aspects are most influential for the curvature effects. Therefore, it is necessary to study different curvature shapes in the horizontal plane, with variation of curvature radius and slip surface depth.

The effects of curvature were first investigated through a literature study. Furthermore, several geotechnical consulting companies were contacted in order to map how 3D-effects in general are used in practice. As part of a case study, interpretations of ground investigations, as well as 2D and 3D analyses were conducted to investigate the stability conditions and curvature effects in a ravine valley at Tofte. Moreover, several 2D and 3D analyses of idealized slopes have been carried out to investigate how radius and slip surface depth affect the curvature effect, and to study the magnitude of their impact on the stability.

Previous literature indicate that curvature can enhance the stability of a slope. The results in the present thesis correspond to this and indicate up to 23 % increased stability due to concave curvature. The increase is smaller for convex, which is maximum 15,5 %. Moreover, it is shown that decreasing radius leads to increased curvature effect, whereas reduction in the depth of slip surface leads to decreased 3D-effect at small curvature radii. Lastly, the analysis based on the ravine valley at Tofte indicate insufficient stability even when the curvature effects are considered.

The conducted analyses are based on several simplifications. Hence, there are uncertainties related to the usefulness of the results. Simple safety analyses based on axisymmetric or 3D-models can yet be used as an initial assessment of the curvature effects. Such analyses can also indicate if more comprehensive 3D-analyses should be considered. In cases where the curvature of a slope is prominent, the curvature effects can be used as a argument to determine the safety of the slope as sufficient. However, such assessments should only be applied for slopes with safety factor just underneath the requirement.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	ii
Summary	iii
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	2
1.2 Problemstilling	3
1.3 Metode	4
1.4 Forenklinger og antagelser	5
1.5 Oppbygging av masteroppgaven	6
2 Teori	7
2.1 Stabilitetsanalyse	7
2.1.1 Definisjoner	8
2.1.2 Total- og effektivspenningsanalyse	14
2.1.3 Bruddkriterier	15
2.1.4 Grenselikevektsmetoden (LEM)	17

2.1.5	Elementmetoden (FEM)	19
2.2	Bruddutvikling i sensitiv leire	20
2.2.1	Definisjon av sensitiv leire	20
2.2.2	Strain-softening	21
2.2.3	Progressiv bruddutvikling	22
2.3	Tolkning av grunnundersøkelser	23
2.3.1	Totalsondering	24
2.3.2	Trykksondering	25
2.3.3	Anisotropi	25
2.3.4	Udrenert skjærfasthet	27
2.4	Beregningsprogrammer	28
2.4.1	GeoSuite Stability	28
2.4.2	PLAXIS	29
3	Litteraturstudie	38
3.1	Skråninger med begrenset bredde	38
3.1.1	Jostad and Lacasse (2015)	38
3.1.2	Skredkommissionen 3:95 (1995)	40
3.1.3	3D stabilitetsanalyse for Skjeggestadskredet	42
3.2	Skråninger med kurvet geometri	45
3.2.1	Zhang et al. (2013)	45
4	Grunnforhold og stabilitet på Tofte	49

4.1	Områdebeskrivelse	49
4.1.1	Tofte 2	50
4.1.2	Grunnforhold	52
4.2	Tidligere grunnundersøkelser	53
4.3	Tolkning av grunnundersøkelser	54
4.4	Todimensjonale stabilitetsanalyser ved Tofte 2	59
4.4.1	Resultater for plane 2D-analyser	60
4.4.2	Diskusjon av plane 2D-analyser	62
4.5	Aksesymmetriske analyser i PLAXIS 2D	63
4.5.1	Resultater	63
5	Dagens praksis	66
5.1	Bruk av 3D-effekter i dagens praksis	66
6	Aksesymmetriske analyser i PLAXIS 2D	70
6.1	Aksesymmetrisk beregningsmodell	71
6.2	Resultater for aksesymmetriske analyser	73
6.3	Diskusjon av aksesymmetrisk analyser	77
7	Innledende analyse	80
7.1	Valideringsanalyse	80
7.1.1	Eksempel 1 - Jostad og Lacasse (2015)	80
7.1.2	Eksempel 2 - Zhang Xing (1998)	84

7.1.3	Eksempel 3 - Zhang et al. (2013)	87
7.2	Konvergensanalyse	90
8	Tredimensjonale analyser	98
8.1	Skråning med jevn kurvatur	99
8.1.1	Beregningsmodell	99
8.1.2	Konvergensanalyse	101
8.1.3	Resultater	102
8.1.4	Diskusjon	107
8.2	Skråning med varierende kurvatur	111
8.2.1	Beregningsmodell	111
8.2.2	Konvergensanalyse	114
8.2.3	Resultater	114
8.2.4	Diskusjon	119
9	Begrensninger	123
9.1	Utførte forenklinger	123
9.2	Nøyaktighet og numerisk avvik	125
10	Diskusjon	126
10.1	Årsak til kurvatoreffekt	126
10.2	Bruk av 3D-effekter i dagens praksis	129
10.2.1	Kan dagens metoder brukes på Tofte?	129

10.3	Diskusjon av beregnet kurvatureffekt	130
10.3.1	Vurdering av stabiliteten på Tofte	130
10.3.2	Påvirkningen av varierende r og d	132
10.3.3	Avvik mellom PLAXIS 2D og 3D	134
10.4	Anvendelighet av 3D-effekter	135
11	Konklusjon og forslag til videre arbeid	138
11.1	Konklusjon	138
11.2	Forslag til videre arbeid	141
	Bibliografi	142
A	Grunnforhold, lagdeling og 2D-analyser på Tofte	147
A.1	Oversiktskart	148
A.2	Borplan	150
A.3	Prøveserier	152
A.4	Totalsonderinger	157
A.5	Tolkning av CPTU	163
A.6	Stabilitetsberegninger i profil 1	171
B	PLAXIS 2D: Aksesymmetriske analyser	174
B.1	Beregningsfaser i PLAXIS 2D	174
B.2	Brudmekanismer for aksesymmetriske og plan tøyning analyser	175
C	Innledende analyser	176

C.1	Valideringsanalyse	176
C.1.1	Jostad og Lacasse 2015	176
C.1.2	Xing et al. 1988	178
C.1.3	Zhang et al. 2013	179
D	PLAXIS: 3D-analyser	181
D.1	Beregningsfaser for skråning med jevn kurvatur i PLAXIS 3D	181
D.2	Brudmekanismer for skråninger med jevn konkav kurvatur	182
D.2.1	Konkav skråning med $r = 2$	182
D.2.2	Konkav skråning med $r = 8$	185
D.2.3	Konkav skråning med $r = 20$	188
D.3	Brudmekanismer for skråninger med jevn konveks kurvatur	191
D.3.1	Konveks skråning med $r = 2$	191
D.3.2	Konveks skråning med $r = 8$	194
D.3.3	Konveks skråning med $r = 20$	197
D.4	Skråninger med ujevn kurvatur, $r_b = r_t = 3,33$ og $\alpha = 90^\circ$	200
D.4.1	Konkav skråning med ujevn kurvatur uten plan utvidelse	200
D.4.2	Konkav skråning med ujevn kurvatur og plan utvidelse	201
D.4.3	Konkav skråning med ujevn kurvatur og økt skjærstyrke i plan del	201
D.4.4	Konveks skråning med ujevn kurvatur uten plan utvidelse	202
D.4.5	Konveks skråning med ujevn kurvatur og plan utvidelse	202
D.4.6	Konveks skråning med ujevn kurvatur og økt skjærstyrke i plan del	203

Figurer

1.1	Flytdiagram som viser oppbyggingen av masteroppgaven.	6
2.1	Betegnelser for en todimensjonal skråning	8
2.2	Plan todimensjonal skråningsgeometri til venstre og tredimensjonal skråningsgeometri til høyre. Hvor H er skråningshøyden, D er dybden under skråningsfoten, L er lengden av skråningen, LT er lengden bak skråningstoppen, LB er lengden foran skråningsfoten, b er skråningshelningen og β er helningsvinkelen til skråningen for begge modellene. For figuren til venstre gjelder de samme definisjonene i tillegg til W , som angir bredden av skråningen innover i planet.	9
2.3	Todimensjonal aksesymmetrisk skråningsgeometri for konveks skåning til venstre og konkav til høyre. Hvor R_b er konkav radius og R_t er konveks radius.	10
2.4	Modell av en tredimensjonal skråning med konkav kurvatur til høyre og konveks kurvatur til venstre, hentet fra Zhang et al. (2013).	11
2.5	Forenklet prinsipp for likevektsbetraktning	12
2.6	Ulike bruddmekanismer hentet fra Sun et al. (2017)	13
2.7	(a) Tresca brukskriterium og (b) kritisk likevektselement hentet fra NTNU (2018)	16
2.8	(a) Coulomb brukskriterium og (b) kritisk likevektselement hentet fra NTNU (2018).	17
2.9	Perfekt plastisk vs. strain-softening.	21

2.10 Nedover-progressiv bruddmekanisme, hentet fra Gylland (2014)	23
2.11 Detekteringsprinsipp for konvensjonelle sonderingsmetoder hentet fra NGF-melding 12 utarbeidet av Norsk Geoteknisk Forening (2019).	24
2.12 Anisotropi hentet fra NIFS-rapport 75/2012 Fauskerud et al. (2012).	26
2.13 6-noders element i PLAXIS 2D.	31
2.14 15-noders element i PLAXIS 2D.	31
2.15 10-noders element i PLAXIS 3D. Opprinnelig figur hentet fra Bentley (2021).	32
2.16 Lineært elastisk perfekt plastisk materialoppførsel hentet fra Bentley (2021)	33
2.17 Mohr-Coulomb flytekriterium	33
3.1 Diagram for evaluering av 3D effekter etter Jostad & Lacasse (2015)	39
3.2 Idealiser sylindrisk bruddflate med parallelle sideflater. Skredkommissionen (1995).	41
3.3 Til venstre vises terrenget etter skred. Til høyre vises terreng før skred inkludert fyllingen som ble etablert på toppen av skråningen. Rød linje angir opprinnelig skred kant. Endelig skredkant er angitt av rød stiplet linje, ref. Jostad et al. (2021).	42
3.4 Todimensjonale modeller brukt som utgangspunkt for samtlige 3D-modeller hen- ta fra Zhang et al. (2013).	45
3.5 Utforming av kurvende skråningsoverflate. Konveks kurvatur til venstre og konkav kurvatur til høyre. Hentet fra Zhang et al. (2013).	46
4.1 Oversiktskart over kartlagte kvikkleiresoner fra nve.no, Tofte 1 til venstre og Tofte 2 til høyre.	50
4.2 Bilder fra historiske kart utarbeidet av Norconsult AS (Norconsult AS 2021b, Figur 7, s. 16)	51
4.3 Kvartærgeologisk kart hentet fra NGU sine nettsider, ngu.no.	53

4.4	Tolket skjærfasthetsprofil for utført CPTU-sonderinger i borhull 309 hentet fra tillegg A.5.6.	58
4.5	Lagdeling av profil 1 i skråning ved Tofte 2 med relevante totalsonderinger.	60
4.6	Illustrasjon av geometriske kurvaturparametre for skråningen i Ravinedalen på Tofte 2.	64
6.1	Oppbygging av modell i PLAXIS 2D med fastholding (<i>line displacement</i>) ved ulike dybder.	72
6.2	Kurvatureffekter, $F_{aksesyometri}$, for ulike dybder plottet mot radius-høydeforholdet, r . 73	
6.3	Sikkerhetsfaktor for konkav og konveks aksesymetrisk skråning sammenlignet med sikkerhetsfaktorer for plan skråning med $d = 0,67$. Horisontalaksen angir radius-høydeforhold $r = R/H$	74
6.4	Bruddmekanisme for henholdsvis konkav, plan og konveks skråning med $d = 0,13$, $d = 0,67$ og $d = 1,33$	76
7.1	Beskrivelse av geometrier Jostad & Lacasse (2015)	81
7.2	Bruddmekanisme hentet fra Jostad & Lacasse (2015)	84
7.3	Bruddmekanisme fra denne oppgaven.	84
7.4	Todimensjonal geometri av Eksempel 2 Zhang et al. (2013)	85
7.5	Bruddmekanisme og deformert elementinndeling av Eksempel 2 hentet fra Zhang et al. (2013)	86
7.6	Bruddmekanisme og deformert elementinndeling av Eksempel 2 fra foreliggende studie	87
7.7	Tredimensjonal geometri av Eksempel 3 Zhang et al. (2013)	88

7.8	Beregnete sikkerhetsfaktorer og bruddmekanisme for analyse utført av Zhang et al. (2013)	88
7.9	Oppnådde sikkerhetsfaktorer og bruddmekanisme fra foreliggende studie.	89
7.10	Veldig fin elementinndeling for 2D- og 3D-modeller med ulike reduksjonsfaktorer. (a) Plan 2D-modell med RF = 1,0. (b) 3D-modell med RF = 1,0. (c) 3D-modell med RF = 0,5. (d) 3D-modell med RF = 0,5 (1,0).	91
7.11	Resultater fra utført konvergensanalyse for 3D-analyser sammenlignet med plan 2D-analyse. Analysene er utført med veldig fin elementinndeling og varierende RF. Plottet som multiplikator for sikkerhetsfaktor ΣM_{sf} mot deformasjon $ u $	92
7.12	3D-modeller med veldig fin elementinndeling og ulik RF. (a) RF = 1,0. (b) RF = 0,5 (1,0). (c) RF = 0,25 (0,5).	94
7.13	Resultater fra utført konvergensanalyse for 3D-analyser sammenlignet med akse-symmetriske, for konveks modell for utvalgte dybder. Analysene er utført med veldig fin elementinndeling og varierende RF. Plottet som multiplikator for sikkerhetsfaktor ΣM_{sf} mot deformasjon $ u $	95
8.1	Eksempel på konkav og konveks skråning med $r = 8$ og $\alpha = 180^\circ$	100
8.2	Konturplott med inkrementell deformasjon for $r = 20$ for (a) konkav kurvatur med $d = 0,13$, (b) konveks kurvatur med $d = 0,13$, (c) konkav kurvatur med $d = 1,33$ og (d) konveks kurvatur med $d = 1,33$	105
8.3	Konkav og konveks skråning med $r = 2$ og $\alpha = 120^\circ$. Modell med plan forlengelse på 20 m til høyre.	113
8.4	Konvergens av sikkerhetsfaktor for konkav og konveks kurvatur med $r = 2$ og $\alpha = 120^\circ$. Plottet som multiplikator for sikkerhetsfaktor ΣM_{sf} mot deformasjon $ u $. . .	116

- 8.5 Konturplott med inkrementell deformasjon for samtlige modeller med varierende kurvatur. Konkav kurvatur til høyre og konveks til venstre. Tilfellet uten plan forlengelse er øverst, plan forlengelse uten økt S_u er i midten og plan forlengelse med økt S_u er nederst. 117

Tabeller

2.1	Anisotropiforhold etter NIFS-rapport 14/2014 utarbeidet av Thakur, Oset, Viklund, Strand, Gjelsvik, Christensen & Fauskerud (2014).	26
3.1	Resultater oppnådd fra ulike analysemetoder for Skjeggstadskredet hentet fra Jo- stad et al. (2021)	43
4.1	Tolket lagdeling samt material- og styrkeparametre benyttet i stabilitetsanalyser utført i GeoSuite.	56
4.2	ADP-faktorer for aktiv analyse benyttet i totalspenningsanalyser utført i GeoSuite.	57
4.3	Inputparametre benyttet i analysen utført i PLAXIS 2D.	61
4.4	Skråningsgeometri benyttet i analysen utført i PLAXIS 2D.	61
4.5	Sikkerhetsfaktorer beregnet i GeoSuite og PLAXIS 2D sammenlignet med tidlige- re berginger utført av Norconsult AS (2021a) og Multiconsult ASA (2018) på total- spenningsbasis (SF_{su}) og effektivspenningsbasis ($SF_{c\phi}$).	61
4.6	Sikkerhetsfaktorer og kurvatureffekter beregnet i PLAXIS 2D med plan tøyningstil- stand og aksesymmetri.	64
4.7	Sikkerhetsfaktorer og kurvatureffekter beregnet i PLAXIS 2D med aksesymmetri for ulike radier.	65
6.1	Geometriparametre benyttet i aksesymmetriske beregninger utført i PLAXIS 2D. .	71

6.2	Materialparametre benyttet i aksesymmetriske beregninger utført i PLAXIS 2D.	72
6.3	Kurvatureffekter, $F_{aksymmetri}$, for konkav kurvatur med ulike r_b og d	75
6.4	Kurvatureffekter, $F_{aksymmetri}$, for konveks kurvatur med ulike r_t og d	75
6.5	Sikkerhetsfaktorer for konkav og konveks skråning beregnet i PLAXIS 2D med og uten <i>Tension cut off</i> (TCO).	77
7.1	Sammenligning av 3D-effekter, F_{3D} , for eksempel 1.	82
7.2	Materialparametre for eksempel 2	85
7.3	Materialparametre for eksempel 2	87
7.4	Sikkerhetsfaktor og differanse for konvergensanalyse med plan modell.	93
7.5	Sikkerhetsfaktor beregnet i PLAXIS 2D med aksesymmetri og i PLAXIS 3D for konveks kurvatur. Analysene er utført med veldig fin elementinndeling og varierende RF	95
7.6	Differanse mellom sikkerhetsfaktor beregnet i PLAXIS 3D for konveks kurvatur og i PLAXIS 2D med aksesymmetri. Analysene er utført med veldig fin elementinndeling og varierende RF	96
8.1	Geometriparametre benyttet i beregninger av modeller med jevn kurvatur, utført i PLAXIS 3D.	99
8.2	Sikkerhetsfaktorer for konkav, plan og konveks skråning beregnet i PLAXIS 3D.	102
8.3	Beregnete kurvatureffekter for konkav og konveks skråning. F_{3D} er definert av ligning 8.1.	103
8.4	Sikkerhetsfaktorer beregnet i PLAXIS 2D med aksesymmetri (SF_a) og i PLAXIS 3D (SF_{3D}) med ulike radier, samt avviket mellom de (DF) for konkav kurvatur. Positiv differanse indikerer 3D-analyser beregnet størst sikkerhetsfaktor.	106

8.5	Sikkerhetsfaktorer beregnet i PLAXIS 2D med aksesymmetri (SF_a) og i PLAXIS 3D (SF_{3D}) med ulike radier, samt avviket mellom de (DF) for konkav kurvatur. Positiv differanse indikerer 3D-analyser beregnet størst sikkerhetsfaktor.	107
8.6	Geometriparametre benyttet i beregninger av modeller med varierende kurvatur, utført i PLAXIS 3D.	112
8.7	Sikkerhetsfaktorer beregnet i PLAXIS 3D for ujevn kurvatur med og uten plan forlengelse.	115
8.8	Sikkerhetsfaktorer beregnet i PLAXIS 3D for konkav kurvatur med og uten plan forlengelse, sammenlignet med sikkerhetsfaktorer beregnet i PLAXIS 2D med plan tøyningstilstand og aksesymmetri.	118
8.9	Kurvatur og kurvatureffekt for analyser utført i PLAXIS 2D med aksesymmetri, og i PLAXIS 3D for konkav kurvatur med og uten plan forlengelse.	118

Latinske symboler

b	Skråningshelning
c	Kohesjon
D	Dybde
d	Dybde-høydeforhold
E	Elastisitetsmodul
$F_{aksesympetri}$	Kurvatureffekt basert på aksesympetri
F_{3D}	Kurvatureffekt basert på 3D
f	Mobiliseringsgraden
H	Skråningshøyde
L	Lengde av skråning
LB	Utstrekning foran skråningsfot
LT	Utstrekning bak skråningstopp
R	Radius av kurvatur
r	Radius-høydeforhold av kurvatur
R_b	Radius av konkav skråning
r_b	Radius-høydeforhold av konkav kurvatur
R_t	Radius av konveks skråning
r_t	Radius-høydeforhold av konveks kurvatur
S_u	Udrenert skjærfasthet
W	Skråningsbredde eller vekt av jordmasser
w	Bredde-høydeforhold

Greske symboler

α	Vinkel av kurvatur
β	Skråningshelning
γ	Tyngdetetthet
ϕ	Friksjonsvinkel
ν	Poissontall
ΣM_{sf}	Multiplikator for sikkerhetsfaktor i PLAXIS
σ_1	Størst total hovedspenning
σ_3	Minst total hovedspenning
τ	Skjærspenning
τ_c	Største tillatte skjærfasthet i brukstilstand
τ_f	Skjærfasthet
τ_{max}	Maksimal skjærspenning
ψ	Dilatans vinkel

Forkortelser

2D	Todimensjonal
3D	Tredimensjonal
FEM	Endelig elementmetoden (Finite Element Method)
LEM	Grenselikevektsmetoden (Limit Equilibrium Method)
MC	Mohr Coulomb
RF	Reduksjonsfaktor
SF	Sikkerhetsfaktor
SRM	Styrkereduksjonsmetoden (Strength Reduction Method)

Kapittel 1

Innledning

Skråningsstabilitet er en av de vanligste problemstillingene innen geoteknikk. Bygg- og anleggsprosjekter krever ofte etablering av fyllinger eller utgravinger i jord for å fundamenterer ulike konstruksjoner. Grundige stabilitetsanalyser er dermed en avgjørende del av prosjekteringsarbeidet for å oppnå en løsning som tilfredsstillende gjeldende sikkerhetsforskrifter. I tillegg kan det være aktuelt å gjennomføre stabilitetsanalyser for å kartlegge endringer av stabilitetsforholdene som følge av naturlige eller menneskeskapte forhold.

For å oppnå sikre og økonomiske løsninger i stabilitetsproblemer, er det viktig at beregningsmodellen er konstruert med tilstrekkelig nøyaktighet. Endret klimabilde og tettere bygging fører til strengere sikkerhetskrav for å oppnå sikker og bærekraftig infrastruktur. Tredimensjonal visualisering og realistisk modellering kan dermed være avgjørende for å bedre forståelsen av problemet generelt, samt for å enkelt integrere eventuelle endringer underveis. Til tross for et mer omfattende prosjekteringsarbeid som følge av økt beregningstid, kan en slik modellering føre til store besparelser. Blant annet kan det vises til vegprosjektet *E39 Leirvika-Rendalen* utført av Statens vegvesen (2021a), hvor det ble spart 12,5 millioner kroner ved å utnytte 3D-modelleringer.

Til tross for det økende behovet for mer virkelighetsnær modellering, er det er uunngåelig å innføre forenklinger som reduserer tidsbruk og kompleksitet av problemet. I dagens geotekniske praksis brukes normalt forenklete metoder til å beregne skråningsstabiliteten. Slike beregninger er ofte basert på todimensjonale analyser med antagelsen om plan tøyningstilstand. Denne antagelsen forutsetter plan skråning med uendelig utstrekning innover i planet. Naturlige

skråninger har normalt begrenset bredde, kurvaturer eller vinkler som gjør at de ikke tilfredsstiller antagelsen om plan tøyningstilstand. Følgelig er bruk av todimensjonale analyser for slike problemstillinger teoretisk feil. Likevel er antakelsene om plan tøyningstilstand konservativ og dermed foretrukket.

Bruk av 3D-analyser i skråningsstabilitet er aktuelt dersom stabiliteten av tilstøtende terreng er betydelig større enn profilet som vurderes. For å benytte dette kan variasjon i materialparametre eller topografiske og stratigrafiske forhold som geometri, lagdeling, mektighet av løsmasser osv. Disse parametrene varierer ofte fra prosjekt til prosjekt, slik at det for hvert enkelt prosjekt må vurderes om 3D-effekter skal tas hensyn til. I tilfeller hvor bruk av 3D-effekter er hensiktsmessig, vil tredimensjonale beregninger kunne gi en mer representativ sikkerhetsfaktor. Likevel er det store usikkerheter knyttet til bruk av 3D-analyser, og det anbefales å bruke 3D-effekter med forsiktighet i henhold til Statens Vegvesen (2014).

1.1 Bakgrunn

Foreliggende studie tar utgangspunkt i ravinedalen på Halsnøy i Kvinnherad kommune. Dette er et område med en rekke geotekniske problemstillinger grunnet stor utbredelse av kvikkleire og erosjonsproblematikk. Flere geotekniske aktører har vurdert områdestabiliteten både i forbindelse med tiltak og som følge av erosjon. Disse vurderingene har konkludert med at stabiliteten ikke er tilstrekkelig og at sikringstiltak bør gjennomføres. Vurderingene er basert på stabilitetsanalyser som hovedsakelig er utført ved hjelp av todimensjonale beregningsverktøy. Tilsvarende undersøkelser ble utført i prosjektoppgaven Tezare & Halvarsson (2021), som ble utarbeidet i løpet av høsten 2021. Her ble stabiliteten i ravinedalen og effekten av erosjon vurdert basert på analyser i GeoSuite Stability og PLAXIS 2D.

Store deler av området på Tofte faller med en relativt jevn helning og med stor utstrekning, slik at antagelsen om plan tøyningstilstand er representativ. Ravinedalen har derimot en skråningsgeometri som ikke er sammenfallende med denne antakelsen. Skråningene i ravinedalen har nemlig fremtredende kurvatur som varierer innover i planet. Tidligere litteratur, blant annet Zhang et al. (2013), viser til at kurvatur kan gi en stabiliserende effekt og at det er flere parametre som kan påvirke effekten. Det spesifiseres at begrepet kurvatureffekt brukes i tilfeller hvor

3D-effekten kommer av kurvaturen til skråningen, for å ikke forveksle med 3D-effekten fra eksempelvis begrenset bredde.

1.2 Problemstilling

Den tredimensjonale stabiliteten av en skråning kan som nevnt påvirkes av en rekke parametre. I dette tilfellet er kurvaturform i horisontalplanet, radius og bruddflatens dybde vurdert som mest interessante. Statens Vegvesen (2014) anbefaler forsiktig bruk av 3D-effekter ved grunne bruddflater. Videre anbefales det at inkludering av 3D-effekter er hensiktsmessig i tilfeller hvor skråningsgeometrien varierer. I slike tilfeller vil todimensjonale analyser basert på plan tøyningstilstand ikke kunne representere situasjonen godt nok, slik at andre beregningsprinsipper bør brukes.

Naturlige skråninger i ravinedalen på Tofte har varierende kurvatur som ikke kan representeres med plan tøyningstilstand. Tidligere analyser utført i området har ikke tatt hensyn til effektene av tredimensjonal geometri. Derfor er det ønskelig å vurdere hvordan 3D-effektene påvirker stabiliteten, samt undersøke om tidligere vurderinger har underestimert sikkerhetsfaktoren. På denne måten kan det undersøkes om det er hensiktsmessig å ta i bruk 3D-effekter for situasjonen på Tofte.

Som nevnt innledningsvis er 3D-modellering på veg inn i bygge bransjen. I den forbindelsen etterspør den geotekniske bransjen enkle metoder som tillater vurdering av 3D-effekter. Slike metoder vil være gunstige med tanke på tid og kostnader ved prosjektering. Hovedfokuset i masteroppgaven er dermed å undersøke om todimensjonale beregningsverktøy kan gi tilstrekkelig representative resultater i skråninger med kurvatur. I tillegg er det ønskelig å undersøke hvordan ulike geometriske parametre kan påvirke eventuelle kurvatureffekter. For å kunne undersøke problemstillingen på best mulig måte er det formulert tre forskningsspørsmål.

Forskningsspørsmål

1. Hva er dagens praksis for håndtering av 3D-effekter i stabilitetsanalyser, og kan dagens metoder anvendes for situasjonen på Tofte?
2. Hvordan påvirkes 3D-effekten av variasjon i parametre som radius og bruddflatens dybde i skråninger med kurvatur?
3. Kan todimensjonale beregningsverktøy gi tilstrekkelig sammenlignbare resultater som tredimensjonale, ved vurdering av 3D-effekter i skråninger med kurvatur?

1.3 Metode

Relevant litteratur for temaet i masteroppgaven ble funnet med hjelp fra veileder og med bruk av søkemotorene som Google Scholar og ResearchGate. Basert på dette ble en rekke artikler og tidligere studier om tredimensjonale analyser i skråningsstabilitet funnet. Først ble sammendrag og konklusjoner lest for å vurdere studienes tilknytning til masteroppgaven. Deretter ble de mest relevante studiene nærmere gjennomgått. Til slutt ble deres referanselister gjennomgått for å danne ett bredere utvalg av litteratur. Innhold som ble vurdert som relevant i litteraturutvalget er oppsummert i kapitlet om litteraturstudie.

Ettersom masteroppgaven blant annet tar for seg en case-studie fra et reelt prosjekt har flere geotekniske rapporter og notater blitt gjennomgått, for å innhente informasjon om grunnforhold og ulike geotekniske problemstillinger på Tofte i Kvinnherad kommune. Dette ble hovel-saklig vurdert i prosjektoppgaven, ref. Tezare & Halvarsson (2021), som en innledende analyse til foreliggende studie.

For å kartlegge dagens praksis for bruk av 3D-effekter, har fire geotekniske bedrifter blitt kontaktet. I forkant av intervjuene ble det utarbeidet spørsmål som var relevante for å innhente nødvendig informasjon. Bedriftene ble først kontaktet via e-post. To av bedriftene svarte kun på spørsmålene via e-post grunnet mangel på tid, mens med de andre to bedriftene ble det satte opp digitale møter. Gjennom disse møtene ble metodene som tas i bruk nærmere beskrevet, og det ble innhentet mer informasjon utenom de stilte spørsmålene.

Beregningsprogrammene GeoSuite, PLAXIS 2D og PLAXIS 3D er brukt for å utføre stabilitetsanalyser. Lisenser for de ulike programmene er gitt av NTNU og GrunnTeknikk AS. For å lære mer om de ulike programmene og oppnå bedre forståelse av programmenes prinsipper, er brukermanualene studert. I tillegg har det blitt utført enkle beregninger av skråningsstabiliteten ut fra eksempler presentert i brukermanualene.

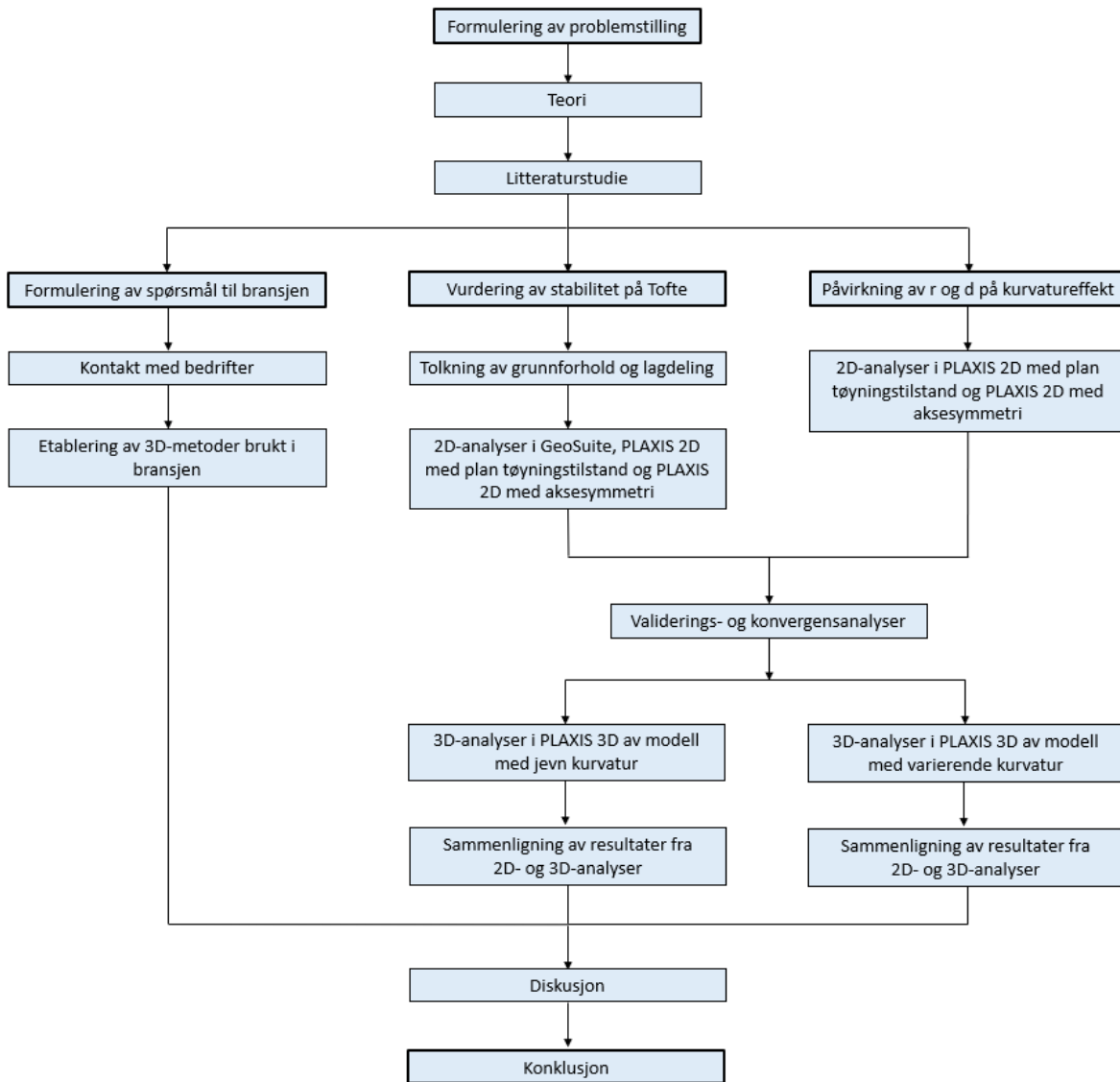
Valideringsanalyser er utført både for å verifisere studiens beregningsmetoder og opparbeide ytterligere kunnskap om 3D-effekter. Dette er utført ved å gjenskape modeller fra eksempler fra tidligere litteratur, for å deretter sammenligne resultatene. Det er brukt ulike beregningsprogrammer, men eksemplene er modellert med samme randbetingelse, geometri- og materialparametre, slik at analysene er tilstrekkelig sammenlignbare.

1.4 Forenklinger og antagelser

En rekke forenklinger og antagelser er utført for å begrense oppgavens omfang. Dette gjelder spesielt i forbindelse med idealisering av beregningsmodeller. Naturlige skråninger har kompleks geometri som er vanskelig å representere, selv med 3D-programmer. I og med at det er flere parametre som kan påvirke 3D-effektene, er det valgt å fokusere på noen få som trolig er utslagsgivende. Dermed er det primært valgt å studere effekten av radius, bruddflatens dybde, samt ulike kurvaturformer som enten er jevne eller varierende.

Utover geometri er det en rekke andre parametre som har blitt valgt basert på forenklinger og antagelser, blant annet i forbindelse med valg av materialparametre og skjærfasthetsprofil. Videre er det kun utført udrenerte analyser, til tross for at grunnvannsstanden trolig kan påvirke 3D-stabiliteten.

1.5 Oppbygging av masteroppgaven



Figur 1.1: Flytdiagram som viser oppbyggingen av masteroppgaven.

Kapittel 2

Teori

Følgende kapittel presenterer et generelt teoretisk grunnlag som er relevant for oppgaven med blant annet definisjoner og bakgrunn for stabilitetsanalyser, sprøbruddmaterialer, samt problematikk som kan oppstå grunnet sprøbruddmaterialer. Relevant teori angående tolkning av sonderingen og fremgangsmåte for tolkning av materialparametre er hentet fra prosjektoppgaven, ref. Tezare & Halvarsson (2021). Hvor det ble utført tolkning av grunnundersøkelser i forbindelse med et case-studie og presentert i delkapittel 2.3. Avslutningsvis i dette kapitlet presenteres teori om beregningsprogrammer og deres prinsipper.

2.1 Stabilitetsanalyse

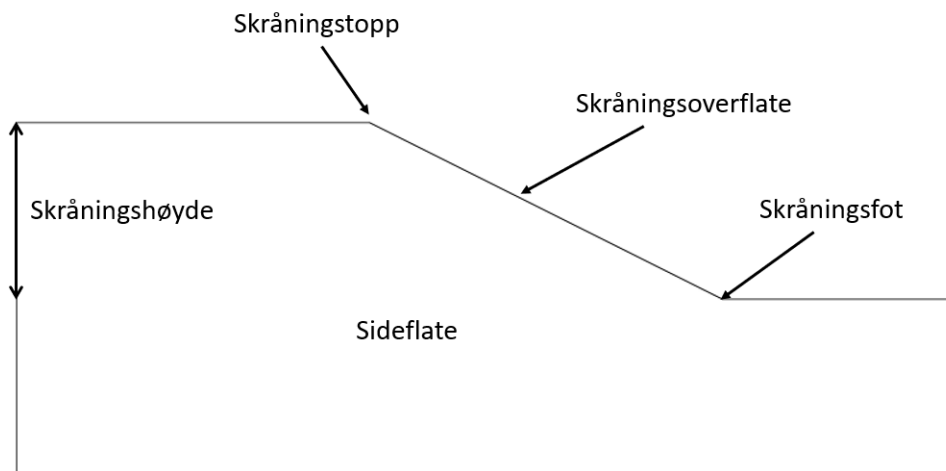
En skråning kan være skapt gjennom naturlige prosesser eller som følge av menneskelig aktivitet som skjærings- og fyllingsarbeid. I mange tilfeller har naturlige skråninger lav stabilitet på grunn av geologiske prosesser de har gjennomgått, slik som avsetning, utrasing, erosjon og utgravninger. Slike naturlige skråninger er spesielt utsatt dersom det foregår erosjon ved bunn av skråningen, og vil være i kritisk tilstand dersom poreovertrykket i grunnen er høyt. Ved stabilitetsanalyser kan derfor sikkerheten for slike skråninger være lav, og i mange tilfeller må det utføres kostbare inngrep for å øke stabiliteten. En vanlig dimensjoneringsoppgave innen geoteknikk er dermed å vurdere om en skråning er stabil.

Det er utviklet flere metoder for å beregne stabiliteten av en skråning. Normalt brukes todimensjonale beregningsprogrammer basert på grenselikevektsmetoden. Et eksempel på et slikt program er Novapoints GeoSuite Stability med beregningsmotoren BEAST. Dette er det foretrukne beregningsprogrammet i bransjen, på grunn av brukervennligheten ved beregning og fremstilling av resultater. Økt satsning i numeriske beregningsmetoder har bidratt til stor utvikling av andre numeriske beregningsmetoder, hvorav den mest kjente er basert på endelige elementmetoden. Dette er en metode som blant annet kan beregne stabilitet ved å diskretisere et problem i elementer. De ulike analysemetodene vil bli beskrevet nærmere senere i oppgaven.

2.1.1 Definisjoner

Geometri

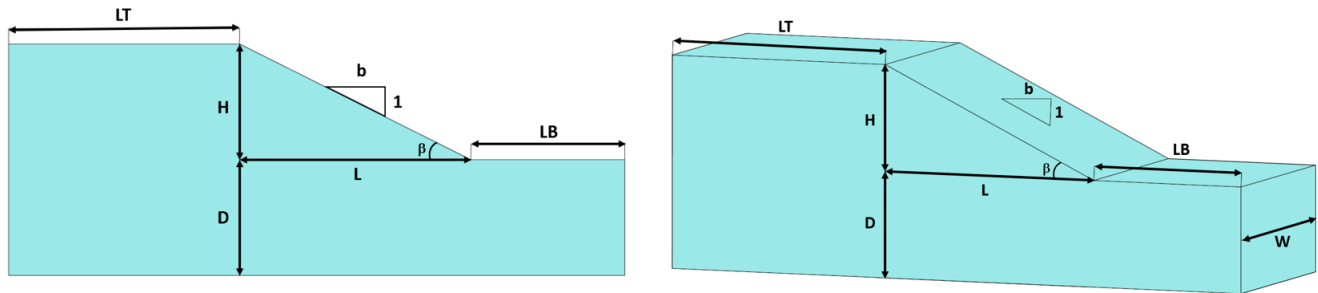
Når skråningsstabiliteten skal beregnes kreves det ulike betegnelser og definisjoner av geometriparametre for å kunne beskrive problemet. Figur 2.1 inkluderer relevante betegnelser som brukes til å forklare skråningsgeometri, randbetingelser, utvikling av bruddflaten og lignende.



Figur 2.1: Betegnelser for en todimensjonal skråning

Til venstre i figur 2.2 er det vist et enkelt todimensjonalt skråningstverrsnitt med relevante parametre. Høyden av skråningen, H , er definert som den vertikale avstanden fra skråningsfoten og opp til skråningstoppen. Lengden av skråningen, L , definerer den horisontale avstanden mellom skråningsfoten og skråningstoppen. De horisontale lengdene bak skråningstoppen og foran

skråningsfoten er beskrevet hhv. med parameterne LT og LB . Dybden, D , er definert som avstanden under skråningsfoten ned til bunnen av modellen. Forholdet mellom dybde og høyde kan beskrives med en faktor $d = D/H$. Skråningshelningen er beskrevet med stigningstallet b og tilsvarer den horisontale enheten per vertikal enhet. Helningsvinkelen til skråningen er beskrevet med parameteren β .



Figur 2.2: Plan todimensjonal skråningsgeometri til venstre og tredimensjonal skråningsgeometri til høyre. Hvor H er skråningshøyden, D er dybden under skråningsfoten, L er lengden av skråningen, LT er lengden bak skråningstopp, LB er lengden foran skråningsfoten, b er skråningshelningen og β er helningsvinkelen til skråningen for begge modellene. For figuren til venstre gjelder de samme definisjonene i tillegg til W , som angir bredden av skråningen innover i planet.

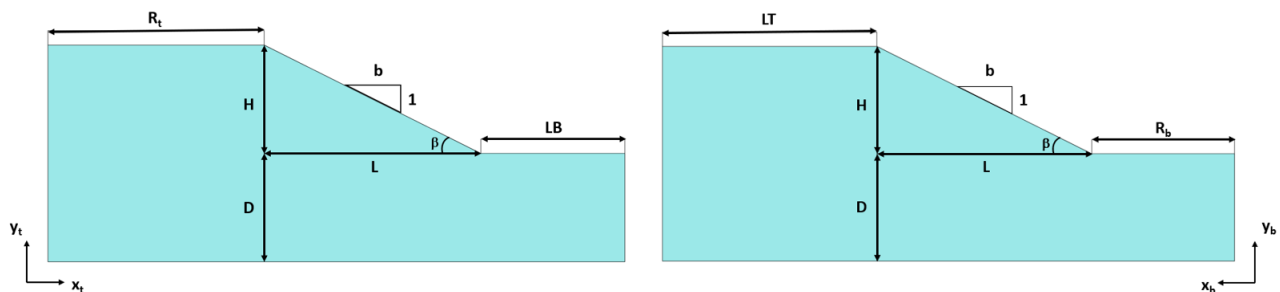
Modellen til høyre i figur 2.2 viser relevante tredimensjonale parametre. Alle parameterne er definert likt som de todimensjonale, med unntak av W . Parametrene W beskriver bredden av skråningen innover i planet. Forholdet mellom bredde og høyde kan beskrives med en faktor $w = W/H$.

Sideflatene til modellen kan enten være glatte eller ru avhengig av analysen. Glatte sideflater representerer en skråning med uendelig utstrekning inn i planet. Når modellen har ru sideflater har skråningen begrenset bredde innover i planet, det vil si at potensiell bruddflate ikke kan utvikle seg utenfor avgrensningene. En tredje mulighet for beskrivelse av randbetingelser er kombinasjon av en ru og en glatt side. Dette er spesielt gunstig for modeller med symmetri og begrenset bredde, slik at en kan modellere halve bredden med en kombinasjon av randbetingelsene. På lik linje som ru bruddflater kan en ru overflate modelleres på nedre grense av modellen for å forhindre dype bruddflater. Effekten er den samme som for en ru sideflate, nemlig å begrense bruddflaten fra å utvikle seg utover avgrensningen. I denne oppgaven er standard innstillinger for randbetingelser i PLAXIS brukt, med mindre noe annet er spesifisert. Ved standard randbetingelse i PLAXIS er alle flatene tilbakeholdt mot forskyvinger normalt på planet, men er frie for forskyvinger i fall- og strøkretningene.

Naturlige skråninger har normalt mer kompleks geometri enn modellen vist i figur 2.2. En skråning kan eksempelvis ha konkav eller konveks kurvatur. Skråninger med konveks kurvatur krummer utover som en fjellrygg, mens konkave skråninger krummer innover som en dal. I slike tilfeller er ikke antagelsen om plan tøyningstilstand representativ.

I PLAXIS 2D er det mulig å utføre analyser basert på to ulike beregningsmodeller, nemlig plan tøyning og aksesymmetri. Antagelsen om plan tøyningstilstand kan brukes for geometrier med en jevn spenningstilstand og tverrsnitt over en viss lengde vinkelrett på planet (z-retning). Aksesymmetriske beregningsmodeller brukes derimot for sirkulære strukturer med jevnt radielt tverrsnitt og korresponderende radiell spenningstilstand og lastregime rundt referanseaksen. Referanseaksen er plassert i senter av en aksesymmetrisk modell slik at x-koordinater representerer radiusen av kurvaturen, mens y-aksen representerer symmetrilinjen. Basert på denne metoden kan en skråningsmodell simuleres med en rotasjon på 360° . Dette gir altså en effektiv beregningsmetode ved vurdering av kurvatureffekter.

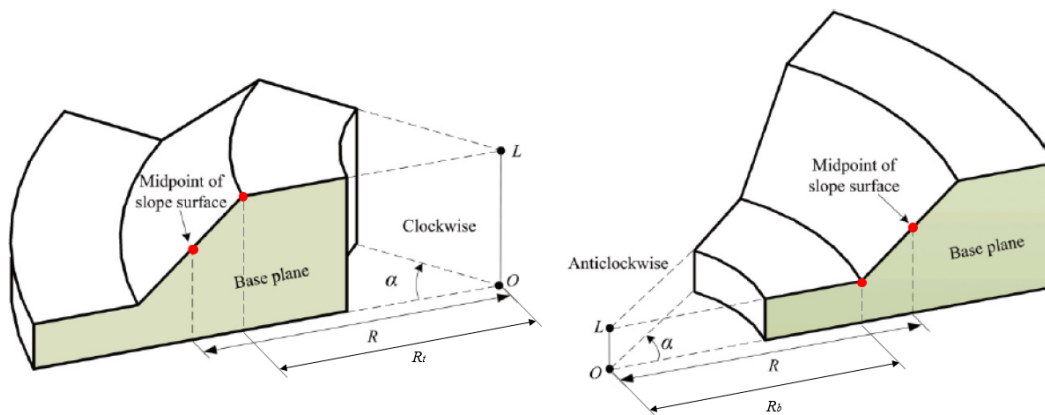
Avhengig av plasseringen av referanseaksen kan effekten av enten konveks eller konkav kurvatur studeres. Konkav skråning modelleres med referanseaksen foran skråningsfoten, mens konveks skråning modelleres med referanseaksen bak skråningstoppen. Figur 2.3 viser en idealisert modellskråning med parametre for konkav til høyre og konveks kurvatur til venstre. Graden av kurvatur i en skråning er avhengig av radius, R , og vinkel, α . For en konkav skråning bestemmes radiusen av avstanden fra referanseaksen til skråningsfoten, og beskrives med parameteren R_b . Tilsvarende bestemmes radiusen til en konveks skråning som avstanden mellom skråningstoppen og referanseaksen, R_t .



Figur 2.3: Todimensjonal aksesymmetrisk skråningsgeometri for konveks skåning til venstre og konkav til høyre. Hvor R_b er konkav radius og R_t er konveks radius.

De aksesymmetriske beregningene gjelder som sagt for ett tverrsnitt med jevn kurvatur i radiell

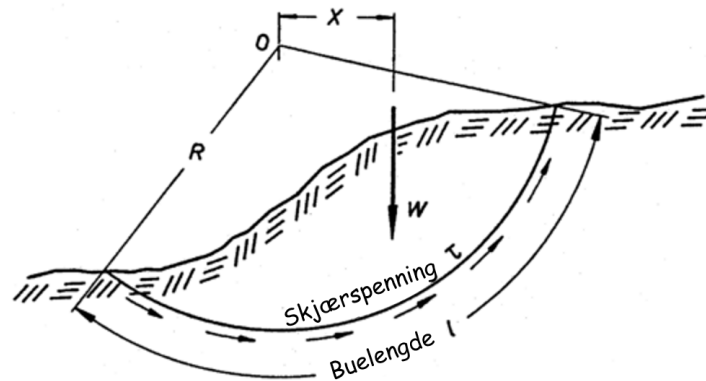
retning. For mer komplekse kurvaturer kan beregningsprogram som PLAXIS 3D benyttes. I slike tilfeller kreves det definisjon av vinkelen, α , i tillegg. Denne parameteren beskriver den vinkelen modellen roteres med og utgjør dermed vinkelen av kurvaturen til modellen. Figur 2.4 viser en modell av en konkav skråning til høyre og konveks skråning til venstre. Figuren er hentet fra Zhang et al. (2013), hvor radiusen er definert ved hjelp av, R , som er avstanden fra rotasjonsaksen, O , til midten av skråningen. I foreliggende studie er det likevel valgt å ha to ulike definisjoner av radiusen avhengig av kurvaturformen for å skille på geometriene. R_b og R_t er lagt til i figuren for å vise definisjonen som er brukt i denne studien.



Figur 2.4: Modell av en tredimensjonal skråning med konkav kurvatur til høyre og konveks kurvatur til venstre, hentet fra Zhang et al. (2013).

Likevekt og sikkerhetsfaktor

En skråning betraktes som stabil dersom den ikke raser. Det vil si at det er likevekt mellom drivende og stabiliserende krefter. Både Norges Vassdrags- og Energidirektorat (2020) og Standard Norge (2020) stiller krav til sikkerheten mot brudd. Graden av sikkerhet mot brudd beskrives ved hjelp av en sikkerhetsfaktor, SF . Definisjonen av denne bygger på en likevektsbetrakning av et tverrsnitt gjennom en skråning, som vist i figur 2.5. NTNU (2018). Først defineres en potensiell bruddflate, hvor jorda innenfor bruddflaten antas å oppføre seg som et stivt legeme. Egenvekten av jordlegemet og eventuelle ytre laster utgjør drivende krefter i skråningen. Det stabiliserende momentet fra skjærspenningene langs den potensielle bruddflaten hindrer jordlegemet fra å gli ut.



Figur 2.5: Forenklet prinsipp for likevektsbetraktning

Skjærspenningene langs bruddflaten kan beregnes direkte av momentlikevekt om senterpunktet, O:

$$\Sigma M_O = 0 \Rightarrow \tau \cdot L \cdot R = W \cdot X \quad (2.1)$$

Skjærspenningen, τ , mobiliserer kun en andel, f , av fastheten til jorda slik at:

$$\tau = \frac{1}{F} \cdot \tau_f = f \cdot \tau_f \quad (2.2)$$

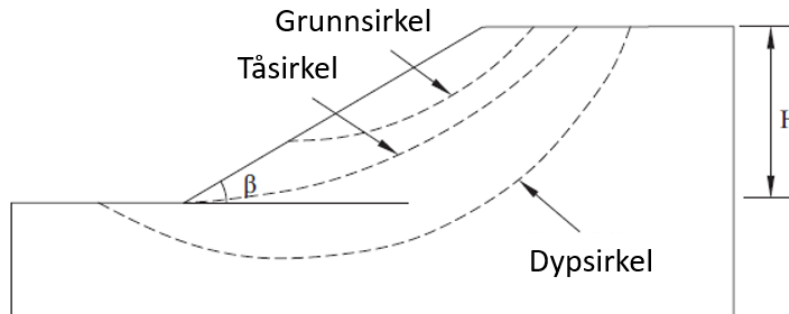
Fra ligning 2.1 kan sikkerhetsfaktoren beregnes:

$$SF = \frac{\tau_f \cdot L \cdot R}{W \cdot X} = \frac{\tau_f \cdot L \cdot R}{\tau \cdot L \cdot R} = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (2.3)$$

τ_f angir skjærfastheten til jorda, og τ er den gjennomsnittlige skjærspenningen som kreves for å opprettholde likevekten langs bruddflaten. Dette kan forenklet beskrives som forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter. Når ytre påkjenninger medfører at skjærspenningene i jorda overstiger skjærfastheten, kan skråningen gå til brudd langs bruddflaten. Det vil si at sikkerhetsfaktoren er lavere enn en ($SF < 1$). Dersom sikkerhetsfaktoren er større enn en ($SF > 1$), er skråningen stabil. Ref. Statens Vegvesen (2014).

Bruddflate

Bruddflaten kan utvikles der skjærfastheten til materialene er fullt utnyttet. Kritisk bruddflate er definert som bruddflaten med lavest motstand mot brudd. Figur 2.6 definerer tre ulike bruddflater. Tåsirkel som kommer ut ved skråningsfoten, dypsirkel som kommer ut på flaten foran skråningsfoten og grunnsirkel som kommer ut i skråningen.



Figur 2.6: Ulike bruddmekanismer hentet fra Sun et al. (2017)

I henhold til Eurokode 7 - del 1, ref. Standard Norge (2020), regnes det normalt som tilstrekkelig å anta sirkulær bruddflate ved homogene grunnforhold. Det utføres kun en momentbetraktning om et punkt for sirkulære bruddflater. Dette innebærer at en bruddflate med sirkulærsylindrisk form ikke nødvendigvis tar tilstrekkelig hensyn til plassering av eventuelle bløte lag eller korte dybder til fjell. For inhomogene grunnforhold med tydelig lagdeling og variert skjærfasthet, anbefaler Eurokode 7 - del 1 å vurdere bruk av sammensatte bruddflater, siden bruddflaten enkle-re kan følge sensitive lag som kvikkleire eller bergoverflaten. De fleste beregningsprogrammene som benyttes i dagens praksis inneholder funksjoner for beregning av sammensatte bruddflater. Ref. Statens Vegvesen (2014).

Plan tøyningstilstand

Todimensjonale stabilitetsanalyser antar som tidligere nevnt normalt plan tøyningstilstand. Dette innebærer at skråningene har uendelig lang utstrekning innover i planet og i retningen normalt på lengdeaksen er det ingen variasjon av geometrien. Videre er bevegelsen av utglidningen parallelt på planet. Antagelsen om uendelig lang utstrekning innebærer at skjærbidraget fra sideflatene neglisjeres, slik at det kun er mobilisert skjærfasthet langs bruddflaten som bestem-

mer sikkerhetsfaktoren. På grunn av disse antagelsene underestimeres normalt sikkerhetsfaktoren for todimensjonale analyser. Akhtar & Stark (2017).

2.1.2 Total- og effektivspenningsanalyse

Ifølge NVEs veileder 1/2019, utarbeidet av Norges Vassdrags- og Energidirektorat (2020), skal stabilitetsanalyser dokumentere at både korttids- og langtidsstabiliteten er tilfredsstillende. De ulike analysemetodene skyldes at skjærfasthet av leire er tidsavhengig og påvirkes dermed av hastigheten til lastendringer som foregår over tid.

Aktuelle krav og tilhørende partialfaktor for stabilitetsanalyser er gitt i tabell NA.A.2(2) i Eurokode 7, ref. Standard Norge (2020). Tabellen presenterer krav til partialfaktor for jordparameter, γ_M , avhengig av bruddmekanisme. For totalspenningsanalyse er partialfaktoren gitt som $\gamma_M = 1,4$ og for effektivspenningsanalyse som $\gamma_M = 1,25$.

På grunn av kompleksiteten med effektivspenningsanalyse i forbindelse med grunnvannstrømning er det valgt å kun utføre 3D-analyser på totalspenningsbasis.

Totalspenningsanalyse

Korttidsstabilitet av en skråning beregnes ved hjelp av totalspenningsanalyse, også kaldt S_u - eller udrenert analyse. Korttidsstabiliteten vurderes når skråningen utsettes for raske lastendringer og forteller hvor store disse lastendringene kan være før brudd fremprovoseres. Slike lastendringer kan forekomme på grunn av fyllinger, utgravninger eller at et mindre initialscred utløses ved bunn av skråningen. Analysen regnes som udrenert siden porevannet ikke rekker å forflytte seg i den tette leiren i løpet av tidsrommet som undersøkes. For å utføre slike beregninger kreves det kunnskap om den udrenerte fastheten til materialet, denne representerer den aktive skjærfastheten og varierer normalt med dybden og fra lag til lag. Den beregnede sikkerhetsfaktoren, S_F , dokumenterer skråningens motstand mot forstyrrelser og om disse kan fremprovosere et skred. Ref. Norges Vassdrags- og Energidirektorat (2020).

Effektivspenningsanalyse

Langtidsstabiliteten av en skråning beregnes ved hjelp av effektivspenningsanalyse, også kaldt $c-\phi$ eller drenert analyse. Ved slike analyser kreves det kjennskap til poretrykksfordelingen og det forventes det at det ikke skal forekomme lastendringer, for eksempel fra ulike inngrep. Analysen beregner sikkerhetsfaktoren, SF, for den aktuelle skråningen. Ref. Norges Vassdrags- og Energidirektorat (2020)

2.1.3 Bruddkriterier

Det er blitt utarbeidet flere bruddkriterier for å kunne beskrive bruddtilstanden til et materiale best mulig. To mye brukte bruddkriterier er Tresca-kriteriet og Coulomb-kriteriet som er nærmere beskrevet i påfølgende avsnitt.

Tresca

På totalspenningsbasis defineres bruddkriteriet ved å sette den udrenerte skjærfasthet lik den maksimale skjærspenning ved brudd som vist i ligning 2.4.

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \tau_f = S_u \quad (2.4)$$

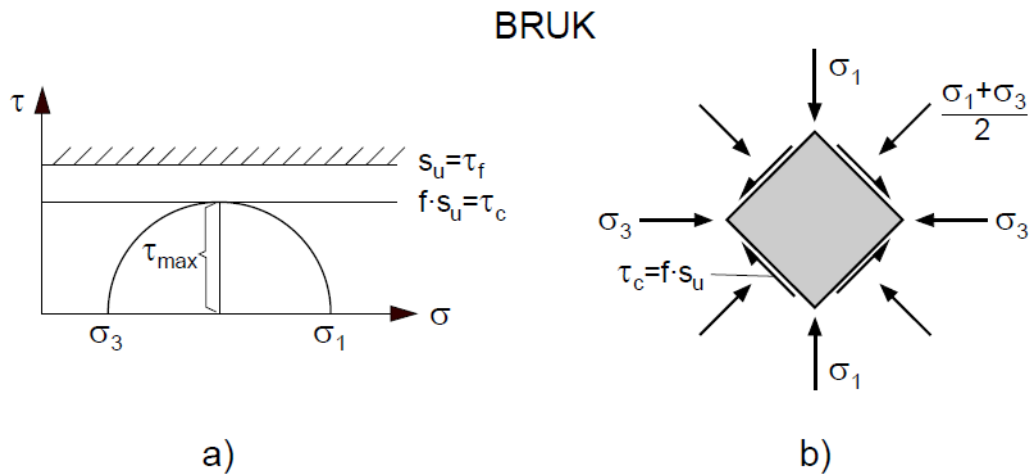
hvor τ_{\max} er maksimal skjærspenning, S_u er udrenert skjærfasthet, σ_1 og σ_3 er hhv. største og minste hovedspenning på totalspenningsbasis.

Brukskriteriet på totalspenningsbasis krever derimot en sikkerhetsmargin slik at den maksimale skjærspenningen kun er en andel av den udrenerte skjærfastheten. Dette utføres ved å introdusere mobiliseringsgraden, f , som forteller graden av mobilisering til skjærfastheten av materialet som en verdi mellom 0 og 1,0. Ligningen for brukskriteriet blir dermed:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \tau_c = f \cdot S_u \quad (2.5)$$

Kravet til sikkerhetsmarginen omformuleres i praksis til hva maksimalt tillatte mobilisering er

eller en sikkerhetsfaktor, for eksempel $f < 0,8$ og $SF = 1,25$. Dette defineres som Tresca-kriteriet og er illustrert i figur 2.7. Ref. NTNU (2018).



Figur 2.7: (a) Tresca brukskriterium og (b) kritisk likevektselement hentet fra NTNU (2018)

Mohr-Coulomb

Coulomb-kriteriet brukes for drenert tilstand, og skiller seg fra Tresca-kriteriet ved at det beskriver evnen et materiale har til å motstå skjærspenninger som endres med spenningsnivået til materialet. Det innebærer at den maksimale tillatte skjærspenningen på et plan endres med normalspenningen til planet:

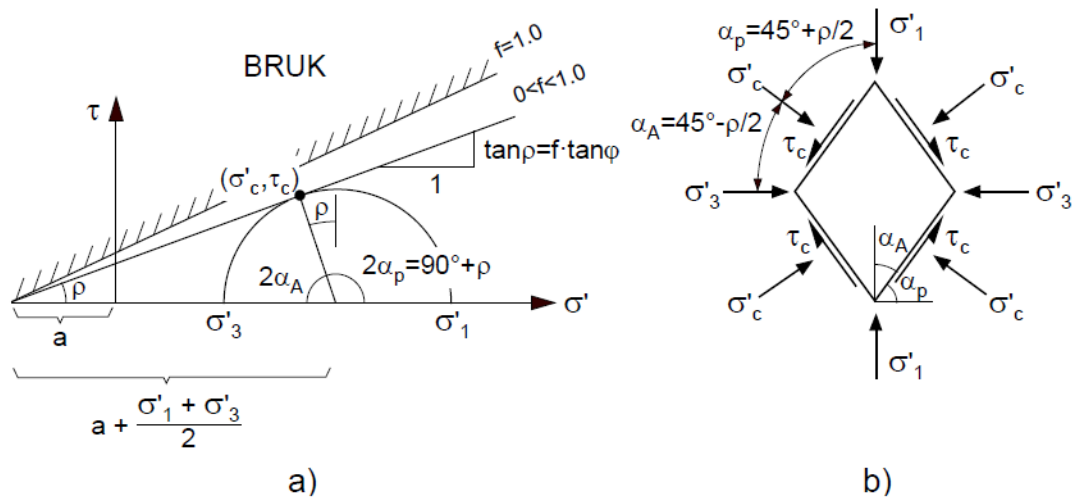
$$\tau_f = (\sigma'_f + a) \cdot \tan\phi \quad (2.6)$$

hvor τ_f er skjærspenningen på det aktuelle planet, σ'_f er effektiv normalspenning på planet, a er attraksjonen, og ϕ er friksjonsvinkelen til materialet. Dette gir bruddtaket og kan justeres for å oppnå en sikkerhetsmargin. Igjen introduseres mobiliseringsgraden, f , som brukes til å angi tillatt bidrag av friksjonsvinkelen for å nedjustere taket for spenningstilstander. Dette gir følgende Coulomb som brukskriterium:

$$\tau_c = (\sigma'_c + a) \cdot f \cdot \tan\phi = (\sigma'_c + a) \cdot \tan\rho \quad (2.7)$$

hvor τ_c er kritisk skjærspenning og $\tan\rho$ er mobilisert friksjon. Dette kan illustreres i Mohr-

diagram som vist i figur 2.8.



Figur 2.8: (a) Coulomb brukskriterium og (b) kritisk likevektselement hentet fra NTNU (2018).

Det nedjusterte bruddtaket danner grensen for brukstilstanden vist i figur 2.8 fører til at tillatte skjærspenninger for et gitt spenningsnivå avtar. Videre bestemmes geometrien av kritisk likevektselement ved hjelp av den mobiliserte friksjonen, $\tan \rho$:

$$\alpha = 45^\circ \pm \frac{\rho}{2} \quad (2.8)$$

for avtagende mobilisering vil det kritiske bruddelement nærme seg 45° -elementet. NTNU (2018).

2.1.4 Grenselikevektsmetoden (LEM)

Grenselikevektsmetoden (Limit Equilibrium Method) er en av de mest brukte metodene ved utførelse av stabilitetsanalyser, siden den er enkel å implementere og gir tilstrekkelige gode resultater. Det har blitt utviklet flere metoder for todimensjonale stabilitetsanalyser som tar utgangspunkt i LEM. Disse er basert på ulike antagelser, forenklinger og ligninger brukt for å bestemme sikkerhetsfaktoren. Videre kan metodene klassifiseres som enten sirkulær metode, ikke-sirkulær metode eller lamellmetode. Sistnevnte metode er mest brukt, siden den tar hensyn til flere viktige egenskaper som effekten av ytre krefter, ulike jordmaterialer, poretrykksfordeling og geome-

tri. En av begrensningene med disse metodene er antagelsen om plan tøyningstilstand, derfor har flere av metodene blitt videre utviklet til tredimensjonale metoder slik at bredden ut av planet kan inkluderes. Ref. Kalatehjari & Ali (2013).

Felles for de ulike grenselikevektsmetodene er noen grunnleggende prinsipper. For å definere bruddmekanismen bestemmes en kinematisk bruddflate. Ved hjelp av statiske prinsipper kan skjærfastheten til jorda langs bruddflaten bestemmes. Dette gjøres ved å anta plastisk oppførsel og implementere Mohr-coulomb bruddkriteriet. Videre bestemmes en sikkerhetsfaktor, som brukes til å sammenligne forholdet mellom skjærfastheten til materialet og skjærspenningen som kreves for å opprettholde likevekten. Noen av de mest kjente metodene er Bishop (1954) og Janbu (1954).

En begrensning med LEM er at det utføres flere antagelser for å forenkle beregningene. Blant annet at hele bruddflaten opplever en situasjon som like kritisk samtidig. Det vil si at alle materialene langs bruddflaten utnytter fastheten sin likt, og hele bruddflaten går til brudd samtidig ved en kritisk situasjon. Følgelig vil sikkerheten mot brudd være den samme for alle materialene. Om det kan oppstå tilfeller hvor alle materialene langs bruddflaten er mobilisert samtidig, er avhengig av tøyningene som utvikler seg i materialene. Forskjellige materialer som kvikkleire, leire, tørrskorpeleire og sand har imidlertid svært ulike tøyningsegenskaper. Likevel regnes forenklingen som tilstrekkelig for bruddgrensetilstand siden alle materialene langs bruddflaten vil gå til brudd til slutt og siden bruddflaten utvikler store skjærbevegelser. En annen forenkling i LEM er antagelsen om perfekt plastisk oppførsel, det vil si at sprøbruddoppførsel ikke tas hensyn til. Ref. Statens Vegvesen (2014).

Normalt brukes programvare basert på grenselikevektsmetoden i dagens praksis, på grunn tids-effektiviteten og enkelheten ved bruk. LEM-programvare generer automatisk inndeling i lameller, hvor hver lamell blir kontrollert for kraft- og momentlikevekt. Flere av beregningsverktøyene som benyttes i dagens praksis, slik som BEAST, Spencer og Morgenstern-Price, oppfyller både kraft- og momentlikevekt. BEAST blir nærmere beskrevet i delkapittel 2.4.1. Ref. Statens Vegvesen (2014).

2.1.5 Elementmetoden (FEM)

Fysiske fenomener kan ofte modelleres matematisk ved hjelp av differensialligninger. Problemet med differensialligninger er at de i mange tilfeller kan være svært vanskelige, eller til og med uløselige ved hjelp av analytiske metoder. Alternativet er å løse dem numerisk. Elementmetoden er et eksempel på en slik numerisk løsning som kan potensielt skape et omfattende system av ligninger for å beskrive et problem. Ved geotekniske analyser med elementmetoden, vil et jordvolum diskretiseres i mindre elementer, med differensialligninger som beskriver elementenes oppførsel. Hvert element har noder som antas å være kjent. Nodene er vanligvis plassert ved elementgrensene. Elementene er festet sammen for å danne en elementinndeling (mesh). Jo flere elementer modellen er diskretisert i, desto flere noder har den. Flere noder fører til flere ukjente, som generelt produserer en løsning med høyere nøyaktighet. Endelig løsning oppnås ved å løse for de ukjente i nodene, og ved hjelp av formfunksjoner kan oppførselen mellom nodene i elementet beskrives.

Basert på overnevnte metode kan den resulterende responsen fra en lastpåvirkning finnes ved å løse ligningssystemet numerisk. Elementmetoden gjør det mulig å modellere ikke-lineær spennings-tøynings oppførsel, slik at mer realistiske løsninger kan oppnås, ref. Duncan (1996). PLAXIS 2D og 3D er eksempler på FEM-programvare som er utviklet for geoteknisk praksis, slik som skråningsstabilitetsanalyser. Elementmetoden presenterer en rekke fordeler ved stabilitetsanalyser, sammenlignet med grenselikevektsmetoden (LEM). Det er blant annet ikke behov for estimering av formen eller lokasjonen av kritisk bruddflate, ettersom den er funnet naturlig når bruddet oppnås. I tillegg kan elementmetoden gi mulighet for å overvåke progressive bruddutvikling. Ref. Griffiths & Lane (1999).

Til tross for overnevnte fordeler, er det også enkelte ulemper knyttet til elementmetoden. Ulempene omfatter økt beregningstid og numeriske avvik. Effektiviteten til elementmetoden kan reduseres for problemer som inneholder komplekse jordegenskaper og modellgeometrier, eller hvis analysen er tredimensjonal. Følgelig kan analysen føre til økt beregningstid og prosjekteringskostnad. Dessuten kan metoden presentere numeriske problemer ved modellering av komplekse geometrier. Numeriske problemene kan blant annet omfatte singularitets- og dikteringsfeil. Ref. Jostad & Lacasse (2015)

Forutsatt riktig modellering, vil elementmetoden kunne gi mer nøyaktige resultater sammenlignet med grenselikevektsmetoden. Imidlertid, kan effektiviteten av beregningen være en begrensning ved komplekse og tredimensjonale problemstillinger. Denne begrensningen kan dog minimaliseres med økt beregningskraft. Ref. Griffiths & Lane (1999)

2.2 Bruddutvikling i sensitiv leire

2.2.1 Definisjon av sensitiv leire

Begrepet sensitiv leire er brukt her som et samlebegrep for marin leire avsatt i saltvann under den siste istiden. Vekten av isen førte til isostatisk nedpressing av landet. Dette skyldes den plastiske astenosfære i jordskorpa som kan gi etter når den utsettes for store belastninger. Isen begynte å trekke seg tilbake fra kystområdene i Norge for ca. 12 000 år siden og landhevingen førte til at marin leire flyttet seg over havnivå. Over tid har saltet i den marine leiren blitt vasket ut av ferskvann og ført til at leiren har blitt sensitiv. Ref. Gylland (2014).

Sensitiviteten, S_t , av leire er en målbar størrelse som sier noe om hvor følsom materialet er for omrøring. Den er definert som forholdet angitt av ligning 2.9 nedenfor.

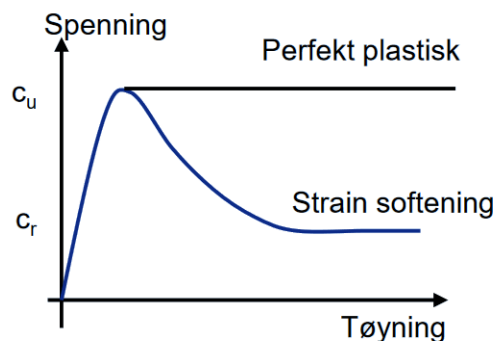
$$S_t = \frac{S_u}{S_r} \quad (2.9)$$

S_u angir opprinnelig uforstyrret skjærfasthet og S_r er skjærfasthet etter omrøring. Kvikkleire er en underkategori av sensitiv leire og defineres ved hjelp av omrørt skjærfasthet, $S_r < 0,5 kPa$. Typisk for norske kvikkleirer er at de normalt er moderat overkonsoliderte og har meget høy sensitivitet, ofte $S_t > 50$. Grad av overkonsolidering avhenger av hvor mye større belastningstilstand jorda har opplevd tidligere i forhold til den som finnes i jorden i dag. Ref. Gylland (2014).

2.2.2 Strain-softening

For å kunne forstå bruddutviklingen av et skred i sensitiv leire, er det viktig å studere materialets respons både før og etter bruddtilstand. Det er kjent at når kvikke og sensitive leirer utsettes for skjærtøyninger har de en tendens til å vise en sprø materialoppførsel, også kaldt strain-softening, ref. Bernander (1978). Når sprøbruddmaterialer utsettes for skjærtøyninger viser jorda kontraktant oppførsel, det vil si at materialet har negativ dilatans. Jorda vil først oppnå sin maksimale skjærfasthet. Videre vil påkjenning av plastiske tøyninger føre til at jordas skjærfasthet reduseres betraktelig. Dette skyldes null volumendring ved udrenert tilstand og at negativ dilatans gir poretrykksoppbygging, som igjen fører til reduksjon av effektivspenninger og dermed skjærfastheten. Denne fasen kalles softening. Til slutt vil jorda oppnå en konstant residualtøyning. Ref. Thakur, Jostad, Kornbrekke & Degago (2014).

I dagens praksis brukes grenselikevektsmetoden ved stabilitetsberegninger i områder med kvikke eller sensitive leirer. Metoden antar perfekt plastisk oppførsel, det vil si at skjærfastheten langs bruddflaten er mobilisert og uavhengig av tøyningen. Forskjellen på lineær elastisk perfekt plastisk og strain-softening materialoppførsel er vist i figur 2.9. I motsetning til sprøbruddmaterialer har Perfekt plastisk materiale konstant skjærfasthet etter en viss tøyningsgrad. Siden kvikke og sensitive leirer har sprø oppførsel, som normalt fører til lavere sikkerhetsfaktor og en annerledes bruddmekanisme enn perfekt plastiske leirer, kan ikke antagelsen om perfekt plastisk oppførsel brukes. Ref. Grimstad & Jostad (2012).



Figur 2.9: Perfekt plastisk vs. strain-softening.

NIFS rapport nr. 88/2014, ref. Fornes (2014), anbefaler å øke kravet til materialfaktoren for å ta hensyn til effekten av strain-softening i grenselikevektsanalyser. Ved bruk av en slik materialfak-

tor kan ulike problemtilfeller tas hensyn til.

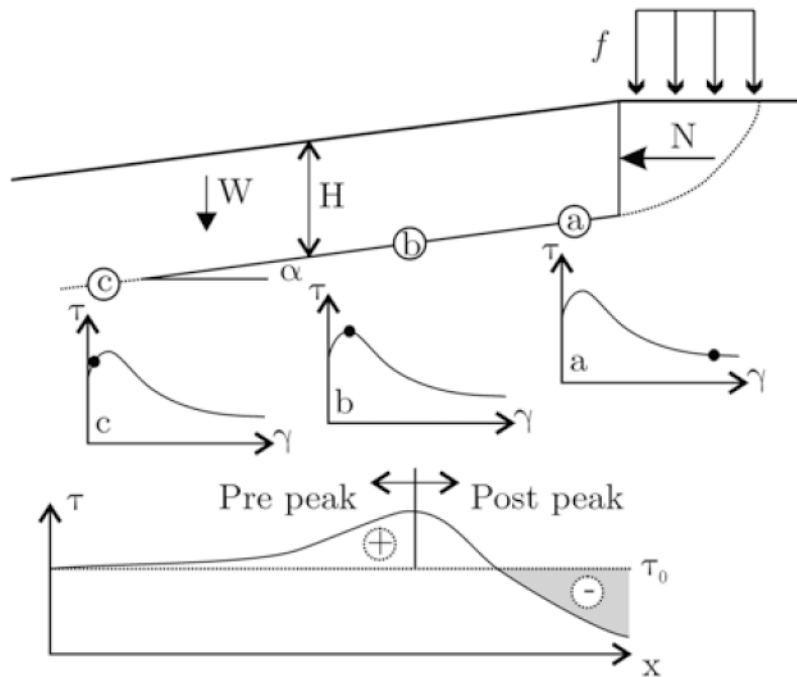
I NIFS rapport nr. 40/2014, ref. Fornes & Jostad (2014), ble det utført en rekke bæreevneanalyser for å bestemme faktoren, $F_{\text{softening}}$, som er forholdet mellom beregnet kapasitet med og uten strain-softening. Faktoren kan benyttes til å øke aktuell materialfaktor, γ_m , slik at effekten av strain-softening kan inkluderes i grenselikevektsanalyser. Analysene er utført på relativt homogene leirer med $S_t > 15$ og $OCR < 2$. Rapporten konkluderte med at gjennomsnittlig effekt av strain-softening overestimerer kapasiteten av et perfekt plastisk materiale med 9 %, altså $F_{\text{softening}} = 1.09$.

2.2.3 Progressiv bruddutvikling

Et progressivt brudd i sprøbruddmateriale kan forekomme når grunnen utsettes for lokal overbelastning, selv om stabiliteten i utgangspunktet var tilstrekkelig. Bruddet utvikler seg ved at det overføres belastning fra et punkt som allerede har gått til brudd, til neste materialpunkt langs bruddflaten. På denne måten forplanter bruddet seg gjennom et sprøbruddmateriale som en kjedereaksjon av flere brudd langs en potensiell bruddflate helt til en fullt utviklet bruddflate oppstår. Ref. Norges Vassdrags- og Energidirektorat (2020).

Basert på Karlsrud et al. (1985) er det fire hovedtyper av skred som kan forekomme i sensitive leirer: rotasjonsskred, retrogressivt skred, flakskred og spredninger. Figur 2.10 illustrerer en nedover-progressiv bruddmekanisme. Skråningstoppen er påkjent av en jevnt fordelt last, f , som forårsaker den horisontale kraften, N . Tøyning og mobilisert skjærfasthet for et strain-softeningmateriale varierer avhengig av plasseringen langs den potensielle bruddflaten, som vist for punkt a, b og c. Punkt a, plassert nær lasten, har nådd residualspenningen, punkt b har nådd maksimal skjærfasthet og punkt c har fortsatt ikke nådd maksimal skjærfasthet. Dette er også illustrert i den nederste grafen, som viser skjærfasthetsfordelingen langs bruddflaten. Økt fasthet er indikert med ett pluss-tegn og tap av fasthet i forhold til den initiale skjærfastheten med et minus-tegn. Det vil si at maksimal skjærfasthet kun er mobilisert langs deler av bruddflaten ved et spesifikt tidspunkt. Ref. Gylland (2014).

I motsetning til LEM vurderer analyser av progressivt brudd effekten av stivheten, deformasjonsresponsen og maksimale skjærfastheten. Det innebærer at beregninger som antar lineær



Figur 2.10: Nedover-progressiv bruddmekanisme, hentet fra Gylland (2014)

elastisk perfekt plastisk oppførsel, gir betydelig høyere fasthet og en overestimert sikkerhetsfaktor for skråningen. I denne oppgaven er det utført beregninger med materialmodellen Mohr-Coulomb som ikke tar hensyn til strain-softening effekten, og dermed overestimerer sikkerheten mot skred. Ref. Gylland (2014).

2.3 Tolkning av grunnundersøkelser

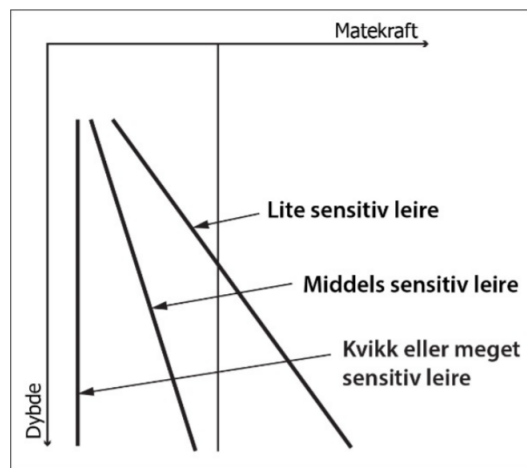
Prosjektoppgaven, ref. Tezare & Halvarsson (2021), utgjør som nevnt innledende analysene for denne oppgaven. De innledende analysene omfatter blant annet tolkning av materialparametre basert på grunnundersøkelser på Tofte. Følgende teorigrunnlag for tolkning av grunnundersøkelser og materialoppførsel er derfor hentet fra nevnte prosjektoppgave.

For å kunne utføre stabilitetsanalyser er det viktig å ha grundig kunnskap om grunnforholdene. Det er stor fare knyttet til områder med stor utbredelse av sensitive masser. Det er derfor viktig å studere løsmassenes egenskaper og deres mektighet. Avhengig av plannivå og kompleksitet av et prosjekt, velges det ulike sonderings- og prøvetakingsmetoder. I den norske bransjen er total-

og trykksonderinger de vanligste feltundersøkelsene som brukes for bestemmelse av lagdeling og materialparametre.

2.3.1 Totalsondering

Totalsondering er en konvensjonell sonderingsmetode som angir relativ fasthet mot dybden. I Norge er totalsondering en foretrukken metode for sondering gjennom faste lag og kan brukes til sikker bergpåvisning. Undersøkelsen utføres ved å presse en sonde ned i grunnen, med en kombinasjon av trykk, slag, rotasjon og spyling. Totalsondering kan gi en innledende indikasjon på sensitive masser. Konstant eller avtagende bormotstand er ofte en antydning på slike masser. Figur 2.11 viser prinsipp for innledende tolkning av lag basert på totalsondering. Ref. Norsk Geoteknisk Forening (2019).



Figur 2.11: Detekteringsprinsipp for konvensjonelle sonderingsmetoder hentet fra NGF-melding 12 utarbeidet av Norsk Geoteknisk Forening (2019).

Totalsondering alene er ikke tilstrekkelig for bestemmelse av lagdeling, fordi detekteringsprinsippet kan påvirkes av en rekke forhold. Ved store dybder (> 10 m) kan stangfriksjonen påvirke bormotstanden. Videre kan bruk av spyling påvirke underliggende lag og kan gi falskt inntrykk av sensitive masser. Tilsvarende kan økt friksjon ved stans under stangbytte påvirke resultatet slik at tolkningen blir vanskeligere. Derfor er det viktig å danne et helhetlig bilde av grunnforholdene basert på både felt- og laboratorieundersøkelser. Ref. Norsk Geoteknisk Forening (2019)

2.3.2 Trykksondering

Trykksondering er en type feltundersøkelse som kombinerer en rekke in-situ målinger for å gi grunnlag for vurdering og bestemmelse av lagdeling, jordart, jordens lagringsbetingelser og in-situ spenningsforhold. Resultatene kan også bli brukt til å tolke mekaniske parametre og med det gi en indikasjon på fasthets-, deformasjons- og konsolideringsegenskapene til jordmaterialet. Ref. Norsk Geoteknisk Forening (1982)

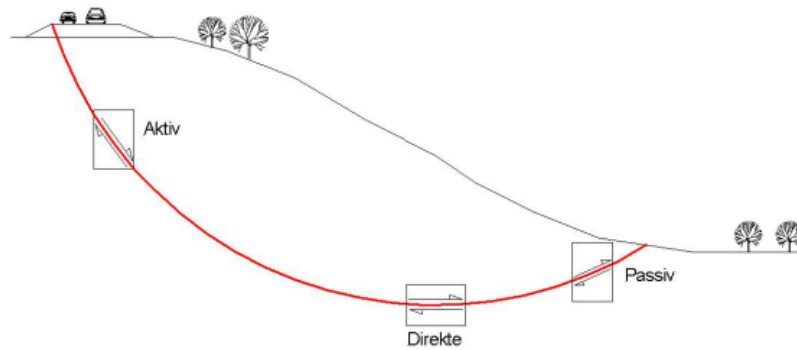
Feltundersøkelsen utføres ved at en sylindrisk trykksonde med et konisk spisselement penetreres ned i jorda med en konstant nedpressingshastighet. Mens sonden presses ned, registreres spissmotstand og hylsefriksjon. Trykksondering utføres ofte med tilleggsmåling av poretrykk, og kalles for CPTU (Cone Penetration Test with Pore Pressure (U) Measurement). Trykksondering med poretrykksmåling gir et mer pålitelig grunnlag for bestemmelse av lagdeling enn konvensjonell trykksondering uten poretrykksmåling. Ref. Norsk Geoteknisk Forening (1982)

Spissmotstanden kan gi en indikasjon på om det er sprøbruddmateriale. Konstant eller avtagende spissmotstand (Q_t) indikerer ofte sensitive masser. I tillegg kan høyt poretrykksforhold ($B_q > 1$) være et tegn på sprøbruddmateriale. Ref. Norsk Geoteknisk Forening (2019)

2.3.3 Anisotropi

For stabilitetsanalyser på totalspenningsbasis er den udrenerte skjærfastheten avhengig av retningen på tøyningendringen. De fleste leirer er anisotrope, det vil si at de har ulike fasthetsegenskaper i ulike retninger. Ved konsolidering vil kornstrukturen i leiren tilpasse seg forholdene. Dermed vil leiren ha høyere skjærfasthet i spenningsretningen den er konsolidert for, enn fastheten på tvers av retningen. Ref. Fauskerud et al. (2012).

For en skråning med sirkulær bruddflate vil retningen til den dominerende hovedspenning variere. I toppen av skråningen vil materialet oppleve en tilnærmet vertikal spenning, mens retningen blir gradvis mer horisontal mot bunnen, se figur 2.12. Ettersom bruddflatens kapasitet bestemmes av skjærfastheten over et flateareal, vil det for leire ikke være korrekt å anta samme fasthet langs hele bruddflaten. Ref. Fauskerud et al. (2012).



Figur 2.12: Anisotropi hentet fra NIFS-rapport 75/2012 Fauskerud et al. (2012).

Graden av anisotropi varierer med plastisitet, vanninnhold og overkonsolideringsgrad. I mange kapasitets- og stabilitetsproblemer vil anisotropiforholdet spille en stor rolle på oppnådd kapasitet. Ref. Thakur, Oset, Viklund, Strand, Gjelsvik, Christensen & Fauskerud (2014)

Udrenert skjærfasthet i aktiv og passiv tilstand bestemmes fra et aktivt og passivt treaksforsøk i laboratorium. Direkte udrenert skjærfasthet bestemmes ved skjærboksforsøk i laboratorium, eller ved vingeboring. For å eliminere usikkerheter som forekommer ved prøveforstyrrelser, er det foretrukket å bestemme anisotropiforholdet fra høykvalitets blokkprøver. I tilfeller hvor blokkprøver ikke er tilgjengelig, bør parametre som ikke påvirkes av prøveforstyrrelser benyttes sammen med kjente korrelasjoner fra tester på høykvalitets blokkprøver. Trykksonderinger og empiriske metoder er ofte brukt i bransjen for å bestemme aktiv udrenert skjærfasthet. NIFS-rapport 14/2014 utarbeidet av Thakur, Oset, Viklund, Strand, Gjelsvik, Christensen & Fauskerud (2014) angir føringer for bestemmelse av anisotropiforholdet som funksjon av leirens plastisitet, se tabell 2.1. Nevnte anbefalinger er basert på en konservativ middelværdi fra tester på en rekke høykvalitets blokkprøver.

Tabell 2.1: Anisotropiforhold etter NIFS-rapport 14/2014 utarbeidet av Thakur, Oset, Viklund, Strand, Gjelsvik, Christensen & Fauskerud (2014).

I_p	S_{uD}/S_{uA}	S_{uP}/S_{uA}
$I_p \leq 10\%$	0,63	0,35
$I_p > 10\%$	$0,63 + 0,00425 \cdot (I_p - 10)$	$0,35 + 0,00375 \cdot (I_p - 10)$

2.3.4 Udrenert skjærfasthet

Udrenert skjærfasthet, S_u , kan som nevnt bestemmes ved bruk av trykksonderinger, uttrykt ved følgende funksjoner. Ref. Oset et al. (2015).

$$S_{uA} = (q_t - \sigma_{v0}) / N_{kt} \quad (2.10)$$

$$S_{uA} = (q_t - u_2) / N_{ke} \quad (2.11)$$

$$S_{uA} = (u_2 - u_0) / N_{du} \quad (2.12)$$

N_{kt} , N_{ke} og N_{du} , angir henholdsvis konfaktor for henholdsvis total spissmotstand, effektiv spissmotstand og poretrykk. Disse kan velges fra empiriske variasjonsområder, korrelasjon mot poretrykkforhold, eller laboratorieparametrene sensitivitet, S_t , overkonsolideringsgrad, OCR , og plastisitet, I_p , gjennom empiriske sammenhenger basert på treksforsøk på blokkprøver. I tillegg kan konfaktorene defineres som lineære funksjoner av poretrykksforholdet (B_q) i henhold til Karlsruuds metode, ref. Lunne et al. (1997). Funksjonene baserer seg på forsøk av leirer med typiske verdier for B_q i området 0,5 - 0,9.

For skråninger dannet ved erosjon- og skredprosesser kan fasthetsprofilen antas å være som ved avsetningen, dersom avsetningsforholdene, jordart og lagdelingen er likt i hele området. Skjærfasthetsprofil kan dermed estimeres ved bruk av SHANSEP tilnærming, justert for overkonsolideringsgraden og tap av overkonsolideringseffekter. Dette forutsetter god tolkning av overkonsolideringsgrad, ettersom SHANSEP-funksjonen er uttrykt av blant annet OCR som vist under. Karlsruud & Hernandez-Martinez (2013).

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = S \cdot OCR^m \quad (2.13)$$

Hvor S og m er konstanter og OCR er overkonsolideringsgrad definert som forholdet mellom effektiv prekonsolideringsspenning, p_c' , og effektiv vertikalspenning, p_0' .

2.4 Beregningsprogrammer

Det finnes flere ulike beregningsprogrammer for stabilitetsanalyser. I denne oppgaven er det valgt å bruke GeoSuite og PLAXIS, men hovedsakelig PLAXIS. Bakgrunn for disse to programvarene er nærmere beskrevet i de påfølgende delkapitlene.

2.4.1 GeoSuite Stability

GeoSuite Stability er en av de mest brukte programvarene for stabilitetsanalyser i bransjen. Stabilitetsprogrammet er basert på antagelsen om plan tøyningstilstand og kan benyttes til effektive beregninger av stabilitet, bæreevne og jordtrykksproblemer. Det kan velges mellom flere ulike beregningsmotor, standard motoren er BEAST. Dette er den valgte metoden i oppgaven og er basert på grenselikevektsmetoden. Avhengig av forholdene, kan beregningen utføres ved hjelp av totalspenningsanalyse, effektivspenningsanalyse eller som blandet analyse. Det er mulig å modellere både plane, sirkulære eller sammensatte bruddflater, eventuelt kan den angis direkte punkt for punkt. Programmet søker etter den mest kritiske bruddflaten innenfor et avgrenset område. Den kritiske bruddflaten deles opp i lameller som kontrolleres for kraft- og momentlikevekt hver for seg. Hver enkelt lamell har korrekt verdi av skjærfasthet, slik at effekten av økende skjærfasthet tas hensyn til ved variasjon langs bruddflaten. Ref. Trimble (2018).

Brukeren kan enkelt bygge opp skråningsgeometrien og lagdeling ved hjelp av CAD-verktøy. Videre kan poretrykk, grunnvann, laster, eventuelle sprekker, samt drenerte og udrenerte parametre inkluderes. Poretrykket kan enten enkelt angis som hydrostatisk poretrykk ved å angi grunnvannstanden eller ved hjelp av mer avanserte poretrykksprofiler med interpolering mellom beregningene. Ytre horisontale og vertikale krefter og laster angis i beregningene som punkt- eller stripelaster. Videre kan sprekker i terrenget med totaldybde og høyde for vannstand i sprekken angis. Jordmodellens anisotropioppførsel tas hensyn til i effektivspenningsanalyse ved at anisotropiforholdet for aktiv-, passiv-, og direktesone legges inn i beregningsprogrammet. Forholdet tilpasses videre som funksjon av vinkelen langs bruddflaten. Varierende S_u kan angis i totalspenningsanalyser ved hjelp av skjærfasthetsprofiler, kaldt C-profil i GeoSuite. Ref. Trimble (2018).

Ved plan tøyningstilstand forutsettes det som tidligere nevnt uendelig utstrekning innover i planet, slik at skjærfasthet fra sideflatene neglisjeres. Dermed er det kun er mobilisert skjærfasthet langs bruddflaten som bestemmer sikkerhetsfaktoren. I GeoSuite kan 3D-effekter på grunn av begrenset bredde, tas hensyn til ved å inkludere skjærfasthet som oppstår fra sideflatene. I denne studien er denne metoden referert til som GeoSuite-metoden. Bakgrunnen for metoden er nærmere beskrevet i delkapittel 3.1.2. Metoden kan kun brukes for skråninger med begrenset bredde og resulterer i et estimat av sikkerhetsfaktoren. Det henvises til manualen, ref. Trimble (2018), for nærmere beskrivelse av oppbygging og bruk av programvaren.

2.4.2 PLAXIS

PLAXIS er et elementmetodeprogram som er utviklet for å utføre analyser av blant annet deformasjon, grunnvannsstrømning og stabilitet i geoteknisk prosjektering. Programmet ble først utviklet i 1987 i Delft i Nederland med en enkel todimensjonal applikasjon som tillater utførelse av enkle analyser av diker og elvebanker. Bruksområdet har senere utviklet seg til å gjelde for stor andel av geotekniske problemstillinger. PLAXIS 2D var den første PLAXIS-applikasjonen, og ble utgitt i 1998. Den tredimesjonale versjonen, PLAXIS 3D, kom i 2010. Hensikten med PLAXIS er at det skal muliggjøre enkel numerisk analyse av geotekniske problemstillinger uten at brukeren trenger å være en ekspert i numerisk modellering. Ref. Brinkgreve et al. (2019).

Etttersom PLAXIS er et elementmetodeprogram, vil programmet dele opp en eventuell jordmodell i et nett med elementer. Slik som nevnt i delkapittel 2.1.5 vil likevekt av jordmodellen oppnås ved å beregne spenninger og tøyninger av hvert element. Deformasjoner som oppstår ved belastning, er direkte relatert til spenninger i elementene som et resultat av påkjenningen. Ref. Brinkgreve et al. (2019).

Ved stabilitetsanalyser definerer PLAXIS bruddflaten ved at deformasjoner av elementene i modellen øker langs den mest kritiske delen. Fordelen med en slik analyse er at det er enklere å finne den kritiske bruddflaten, enn ved analyse i GeoSuite Stability som bruker grenselikevektsmetoden. En ulempe med PLAXIS kan være at programmet krever flere jordparametre som brukeren må sette inn. Ref. Brinkgreve et al. (2019).

I de påfølgende delkapitlene er funksjoner og bakgrunns prinsipper for PLAXIS 2D og 3D be-

skrevet. Teorigrunnlaget for PLAXIS 2D og 3D er tilsvarende, med unntak av elementtypen. Beskrivelse av teorigrunnlaget er derfor begrenset til kun PLAXIS 3D.

PLAXIS 2D

PLAXIS 2D er som nevnt, det første elementmetodeprogrammet til PLAXIS. Den består av to ulike beregningsmodeller, nemlig plan tøyning og aksesymmetri. Plan tøyning er trolig den mest brukte beregningsmodellen i PLAXIS 2D. Modellen er basert på antagelsen som forutsetter at komponenten av tøyningen ut av planet er lik null. Denne forutsetningen antas å være gjeldende for geometrier med uniformt tverrsnitt, samt jevn spennings- og lasttilstand over en viss lengde vinkelrett på planet. Aksesymmetrisk beregningsmodell er basert på tilsvarende modellering som plan tøyning, med unntak av forutsetningen om symmetri rundt referanseaksen. Aksesymmetri er nyttig for å simulere enkle tredimensjonale modeller, blant annet kurvaturer. Den kan også brukes til å gi en rimelig beskrivelse av enkelte geotekniske konstruksjoner som utgraving og fylling, samt til å danne simuleringer av laboratorieforsøk som treaks og ødometer. Ref. Bentley (2021).

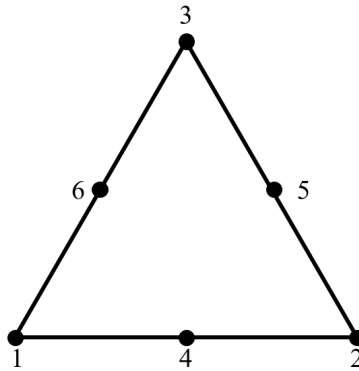
Elementtype og elementinndeling i PLAXIS 2D

I PLAXIS 2D er det to alternativer for valg av elementtyper, nemlig 6-noders element og 15-noders element, som vist i henholdsvis figur 2.13 og 2.14.

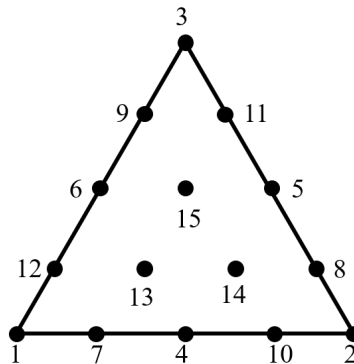
Slik som det følger av navnene til elementene, er det henholdsvis 6 og 15 noder i elementene. Som nevnt i delkapittel 2.1.5 gir økt antall noder høyere nøyaktighet av beregningen. Følgelig vil 15-noders elementet være en foretrukken elementtype for analyser som krever større nøyaktighet. I tillegg til elementtypen, er elementinndelingen også utslagsgivende for nøyaktigheten av løsningen. PLAXIS 2D har standard alternativer for elementinndeling fra veldig grov til veldig fin. Dersom det er behov for enda grovere eller finere elementinndelingen, kan dette også styres ved bruk av reduksjonsfaktorer (*coarsness factor*). Ref. Brinkgreve et al. (2019).

PLAXIS 3D

PLAXIS 3D er den tredimensjonale ekvivalenten til PLAXIS 2D som tillater full 3D-modellering av geotekniske prosjekter. Ettersom applikasjonen gir mulighet til fullstendig modellering, er det ingen beregningsmodeller slik som plan tøyning og aksesymmetri i PLAXIS 3D. Modeller som



Figur 2.13: 6-noders element i PLAXIS 2D.



Figur 2.14: 15-noders element i PLAXIS 2D.

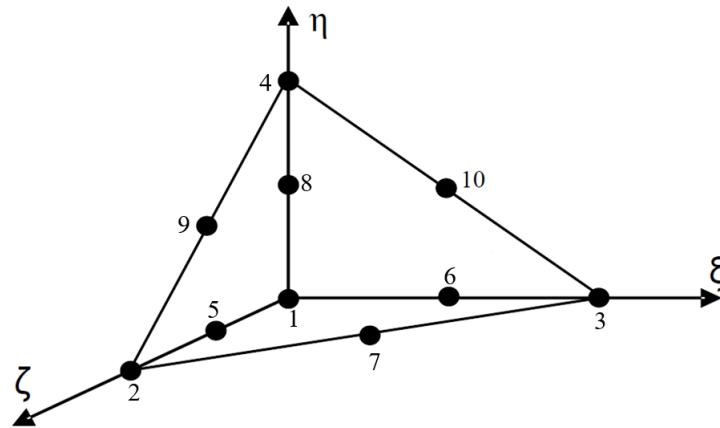
beskriver tilsvarende antagelser kan likevel modelleres basert på geometri og randbetingelser.

Elementtype og elementinndeling i PLAXIS 3D

PLAXIS 3D ligner som nevnt veldig på PLAXIS 2D i funksjonalitet. I motsetning til PLAXIS 2D har PLAXIS 3D kun ett alternativ for valg av elementtype, nemlig 10-noders tetraedrisk element. Figur 2.15 viser utformingen av denne elementtypen.

Slik som det kommer av navnet, er det kun 10 noder i elementet vist i figur 2.15. Dette betyr at det er færre noder enn 15-noders elementet i PLAXIS 2D. Som nevnt tidligere er antall tilgjengelige noder knyttet til nøyaktigheten som oppnås. Dermed må det flere elementer til for å oppnå samme nøyaktighet som i PLAXIS 2D. PLAXIS 3D har forøvrig tilsvarende alternativer for elementinndeling som PLAXIS 2D. Ved ønske om enda grovere eller finere elementinndelingen, kan reduksjonsfaktorer brukes. Ref. Brinkgreve et al. (2019).

For å oppnå jevn og nøyaktig beregning generelt, bør elementinndelingen være av god kvalitet. Først bør elementene være regelmessige uten avvik i geometri eller beliggenhet. Nøyaktigheten



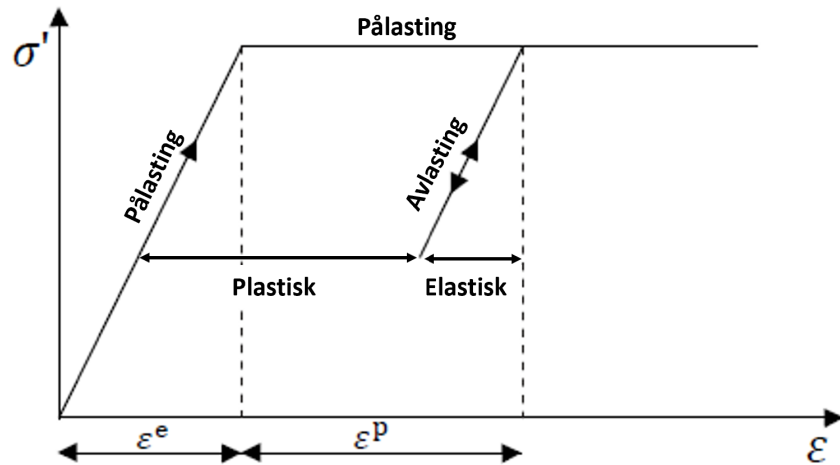
Figur 2.15: 10-noders element i PLAXIS 3D. Opprinnelig figur hentet fra Bentley (2021).

av løsningen øker med høyere antall elementer. Det er derfor essensielt å ha tilstrekkelig med elementer i modellen, spesielt i områder som forventes å ha betydelige endringer i spenning eller belastning. For mange elementer kan imidlertid gi unødvendig lang beregningstid, slik at brukeren må optimalisere modellen for å oppnå egnet balanse mellom nøyaktighet og beregningstid. Ref. Brinkgreve et al. (2019).

Mohr-Coulomb

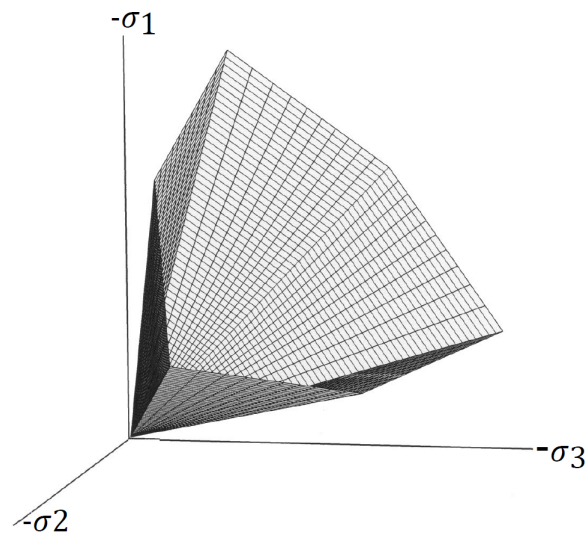
En jordmodell i FEM beskriver sammenhengen mellom jordmaterialets spenninger, tøyninger og skjærfasthet. Når jordmaterialer blir utsatt for spennings- og tøyningsendringer, blir stivheten endret avhengig av spenningsnivå, spenningssti og tøyningsnivå. I PLAXIS kan brukeren velge mellom en rekke predefinerte jordmodeller som enten tar hensyn til flere av disse forholdene eller som bruker en enkel tilnærming til å beskrive materialets oppførsel. En mye brukt modell er Mohr-Coulomb (MC) modellen. Brinkgreve et al. (2018).

Mohr-Coulomb modellen er den enkleste jordmodellen som er tilgjengelig i PLAXIS. Modellen baserer seg på antagelsen om lineært elastisk perfekt plastisk materialoppførsel. Lineært elastisk oppførsel i modellen er basert på Hookes lov om isotrop elastisitet, mens perfekt plastiske oppførselen tar utgangspunkt i Mohr-Coulombs bruddkriteriet basert på ikke-assosiert plastisitet. Med denne modellen vil deformasjoner utvikles lineært i forhold til de effektive spenningene opp til et visst punkt hvor spenningene ikke kan økes ytterligere. På dette punktet oppstår plastiske deformasjoner med en konstant hastighet, som illustrert i figur 2.16. Ref. Bentley (2021).



Figur 2.16: Lineært elastisk perfekt plastisk materialoppførsel hentet fra Bentley (2021)

Fullstendig flytekriterium av Mohr-Coulomb er uttrykt med seks bruddfunksjoner som representerer hver sin bruddflate. Disse bruddflatene utgjør tilsammen Mohr-Coulomb bruddkriteriet slik som vist i figur 2.17.



Figur 2.17: Mohr-Coulomb flytekriterium

MC-modellen krever noen få materialparametre for å utføre en eventuell analyse. Parametrene varierer avhengig av dreneringstypen til jordmaterialet, samt hva slags type analyse som ønskes utført. For en totalspenningsanalyse, er det minst fire parametre som trengs, nemlig tyngdetetthet, elastisitetsmodul, tverrkontraksjonstall og skjærfasthet. Utover disse har modellen noen avanserte parametre som brukes til en mer detaljert beskrivelse av materialoppførselen. Enkelte

av disse er brukt i denne masteroppgaven. Disse vil bli beskrevet nærmere under. Ref. Bentley (2021).

Type drenering

Avhengig av materialtypen og lastforhold kan det utføres beregninger basert på både total- og effektivspenningsanalyse. Det er mulig å velge mellom fire dreneringstyper; *drenert*, *Udrenert A*, *Udrenert B* og *Udrenert C*. De to første dreneringstypene er basert på effektivspenningsparametre c' og ϕ' , og beskriver henholdsvis en drenert og udrenert oppførsel av materialet. Både *Udrenert B* og *Udrenert C* utfører totalspenningsanalyse med utgangspunkt i udrenerte materialparametre. Forskjellen mellom disse er at poretrykket ikke er beregnet i *Udrenert C*. Ref. Brinkgreve et al. (2019).

Deformasjonsteori

Ligninger som utgjør grunnlaget for deformasjonsteorien i PLAXIS 3D er redegjort for i dette delkapittelet. Samtlige formler er hentet fra Bentley (2021). Deformasjonsteorien er basert på antagelsen om små deformasjoner. Denne antagelsen muliggjør en beskrivelse av deformasjon i forhold til opprinnelig udeformert geometri basert på elementmetoden.

Statisk likevekt av et kontinuum kan formuleres som følgende:

$$\mathbf{L}^T \underline{\sigma} + \underline{b} = 0 \quad (2.14)$$

Ligningen definerer relasjonen mellom den deriverte av spenningskomponentene, satt sammen i vektoren $\underline{\sigma}$ og de tre kraftkomponentene satt sammen i vektoren \underline{b} . Matrisen \mathbf{L}^T representerer den transporterte av differensial operatoren som uttrykkes på følgende måte:

$$\mathbf{L}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

Kinematisk relasjonen som gir en sammenheng mellom tøyingskomponentene og deforma-

sjonskomponentene kan uttrykkes slik som det følger av ligning 2.16. \mathbf{L} representerer differensialoperatoren, mens $\underline{\epsilon}$ og \underline{u} angir henholdsvis tilgjengelige tøyings- og deformasjonskomponentene.

$$\underline{\epsilon} = \mathbf{L}\underline{u} \quad (2.16)$$

Relasjonen mellom tøyings- og spenningsvektoren og med det relasjonen mellom ligning 2.14 og 2.16, er uttrykt ved hjelp av sammenhenger mellom belastningshastigheter og belastninger som representerer materialoppførselen. Den generelle relasjonen kan uttrykkes som følgende:

$$\underline{\dot{\sigma}} = \mathbf{M}\underline{\dot{\epsilon}} \quad (2.17)$$

Kombinasjon av ligning 2.14, 2.16 og 2.17 gir en andregrads differensialligning for deformasjonsvektoren \underline{u} . I stedet for kan det ved bruk av en rekke prinsipper slik som Galerkin's variasjonsprinsipp og Green'steorem, formuleres som følgende relasjon mellom nevnte ligninger:

$$\int (\delta \underline{\epsilon})^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{b}^i dV + \int \delta \underline{u}^T \underline{t}^i dS - \int \delta \underline{\epsilon}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (2.18)$$

I ligning 2.18 er utvikling av spenningstilstanden uttrykt som en inkrementell økning. Her representerer σ^i gjeldende spenningstilstand uttrykt som summen av foregående spenningstilstand σ^{i-1} og økningen mellom spenningsintervallene integrert over et lite tidsintervall $\Delta \sigma = \int \dot{\sigma} dt$.

Diskretisering

Ved bruk av interpolasjons funksjoner \mathbf{N} (også kalt formfunksjoner) kan deformasjonsfeltet innenfor hvert element uttrykkes ved hjelp av diskrete verdier i hver node, \underline{v} . Et uttrykk for deformasjonsfeltet kan dermed formuleres slik som vist i 2.19 under.

$$\underline{u} = \mathbf{N}\underline{v} \quad (2.19)$$

Ved å sette inn uttrykket for deformasjonen ovenfor inn i ligning 2.16 kan følgende sammenheng

mellom tøyning og deformasjon oppnås:

$$\underline{\epsilon} = \mathbf{LN}\underline{v} = \mathbf{B}\underline{v} \quad (2.20)$$

Ligning 2.18 kan nå omformuleres i diskretisert form som:

$$\int (\mathbf{B}\delta\underline{v})^T \Delta\underline{\sigma} dV = \int (\mathbf{N}\delta\underline{v})^T b^i dV + \int (\mathbf{N}\delta\underline{v})^T t^i dS - \int (\mathbf{B}\delta\underline{v})^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (2.21)$$

Diskretiserte deformasjoner kan flyttes utenfor integraltegnet slik som følgende:

$$\delta\underline{v} \int \mathbf{B}^T \Delta\underline{\sigma} dV = \delta\underline{v} \int \mathbf{N}^T b^i dV + \delta\underline{v} \int \mathbf{N}^T t^i dS - \delta\underline{v} \int \mathbf{B}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (2.22)$$

Forutsatt at ligning 2.22 gjelder for enhver kinematisk tillatt forskyvningsvariasjon, kan ligningen skrives som:

$$\int (\mathbf{B})^T \Delta\underline{\sigma} dV = \int (\mathbf{N})^T b^i dV + \int (\mathbf{N})^T t^i dS - \int (\mathbf{B})^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (2.23)$$

Ligning 2.23 angir likevektstilstanden i diskretisert form. De to første leddene på høyre side av ligningen representerer gjeldende ytre kraftvektor, mens det siste leddet angir indre reaksjonsvektor fra forrige spenningsstrinn. Forskjellen mellom nevnte kraftvektorer bør balanseres med en spenningsøkning $\Delta\sigma$.

Forholdet mellom spennings- og tøyningsoøkninger er vanligvis ikke-lineært. Som følge av dette kan generelt ikke tøyningendringer beregnes direkte. Globale iterative prosedyrer er dermed nødvendige for å tilfredsstille likevektstilstand for alle punkter i materialet. Disse globale iterative prosedyrene er nærmere beskrevet i Bentley (2021).

Stabilitetsanalyse i PLAXIS

Stabilitetsanalyser i PLAXIS utføres ved bruk av styrkereduksjonsmetoden (SRM). Det vil si at global sikkerhetsfaktor oppnås når brudd inntreffer som følge av reduksjon i friksjonsvinkel, ϕ ,

og kohesjon, c , og kalles derav $c\phi$ -reduksjonsanalyse. ΣM_{sf} er multiplikator for sikkerhetsfaktor og angir oppnådd sikkerhetsfaktor ved hver analyse. Ligning 2.24 er hentet fra Bentley (2021) og viser matematiske formuleringen av multiplikatoren for sikkerhetsfaktoren.

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan\phi_{input}}{\tan\phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} = \frac{S_{u,input}}{S_{u,reduced}} \quad (2.24)$$

Kapittel 3

Litteraturstudie

Helt siden 1950-tallet har det blitt publisert rapporter som anbefaler hvordan 3D-effekter kan tas hensyn til i stabilitetsberegninger. De tidligste metodene er basert på todimensjonal grenselikevektsmetode, hvor skjærbidraget fra sideflatene ble lagt til. Teoriene har siden blitt utviklet og nye studier er blitt utført. Flere av de nyere studiene handler blant annet om vurdering av 3D-effekter i forbindelse med skråninger med begrenset bredde og komplekse geometrier.

Det er i denne oppgaven viktig å påpeke at begrepet *3D-effekt* brukes i forbindelse med beskrivelse av effekten av begrenset bredde. Når det er snakk om effekten av kurvaturen i en skråning brukes begrepet *kurvatureffekt*.

3.1 Skråninger med begrenset bredde

3.1.1 Jostad and Lacasse (2015)

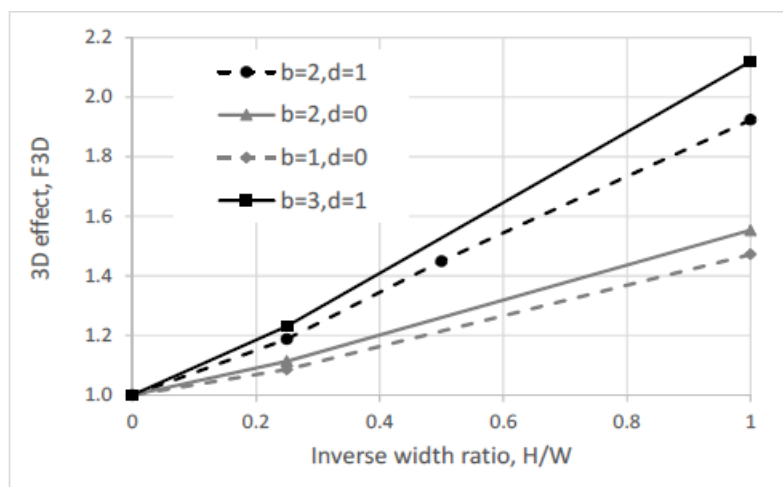
Jostad & Lacasse (2015) utførte en parameterstudie for å finne en sammenheng mellom 2D- og 3D-stabilitetsanalyser. Hovedmålet med studien var forhindre unødvendig konservatisme som gjøres ved 2D-analyser og med det redusere kostander knyttet til eventuelle sikringsarbeid. Studien bruker todimensjonal grenselikevektsmetode og tredimensjonal elementmetode for å kvantifisere den tredimensjonale effekten, som angitt i ligning 3.1.

$$F_{3D} = \frac{SF_{3D}}{SF_{2D}} \quad (3.1)$$

Studien ble utført for enkle og idealiserte geometrier med et homogent leirelag i udrenert tilstand. Jostad & Lacasse (2015) studerte ulike kombinasjoner av skråningsgeometri for å undersøke effekten av skråningsbredden W , skråningshelningen b , samt bruddflate dybde D . Både skråningsbredden og bruddflatens dybde er normalisert med hensyn på skråningshøyden slik at resultatene er basert på dimensjonsløse størrelsene $w = W/H$ og $d = D/H$. Fasthets parameterne er bestemt ved å anta konstant skjærfasthet med bruk av NGI-ADP modellen. Skjærfastheten ble bestemt å være $S_u = 20 \text{ kPa}$. Videre er tyngdetetthet på $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

Elementmetodeprogrammet Bifurc3D er brukt for 3D-analysen utført av Jostad & Lacasse (2015). Dette er et program som er utviklet av NGI som en del av forskningsprosjektet GeoFuture. I motsetning til PLAXIS 3D, bruker Bifurc3D en 20-noders (*brick*) element ved diskretisering av beregningsmodellen. Det angis i studien at dette er en elementtype som egner seg godt for analyser av udrenert stabilitet i leire.

Basert på nevnte parametre og geometrier har forskerne konstruert et diagram som er en funksjon av det inverse av bredde-høydeforholdet, skråningshelning og dybde under skråningsfoten. Nevnte diagram er vist i figur 3.1. Det henvises i tillegg til tabell 7.1 for tallverdier av oppnådde 3D-effekter i denne studien.



Figur 3.1: Diagram for evaluering av 3D effekter etter Jostad & Lacasse (2015)

Slik som det følger av figuren er det undersøkt ulike kombinasjoner av b , d og w . Vertikalaksen i figur 3.1 angir 3D-effekter, mens horisontal aksene angir den inverse av w . Generelt viser figuren at 3D-effektene øker med økende høyde-breddeforhold. For $H/W = 0$ (dvs. $W/H = \infty$) er forholdet mellom SF_{3D} og SF_{2D} likt. Dette betyr at skråningen har en geometri som kan beskrives med plan tøyningstilstand. For skråninger med smale bredder (dvs. $H/W = 1$), viser figuren 1.5 til 2.1 ganger høyere SF_{3D} enn SF_{2D} analysene. Dette indikerer at 3D-effektene er betydelig når bredden av skråningen er liten sammenlignet med høyden. For store høyde-breddeforhold derimot er effekten ikke like utslagsgivende og ligger på under 1,2 for $H/W \leq 0.2$.

Videre er påvirkningen av d studert. Figur 3.1 viser at bruddflatens dybde kan være utslagsgivende. For en skråning med $b = 2$ og $H/W = 1$, er det registrert en økning i F_{3D} på ca. 24 % når d øker fra 0 til 1. Påvirkning av d avtar når bredde-høydeforholdet øker. For H/W mindre enn 0.25 er differansen under 8 %. Variasjon i 3D-effekter på grunn av d er spesielt interessant for foreliggende oppgave, ettersom et av målene med den er å karakterisere påvirkningen av d i skråninger med kurvatur.

Til slutt viser figuren at økende b gir økt 3D-effekt. Tilsvarende som d , minker denne effekten når H/W minker. For det største høyde-breddeforholdet er forskjellen mellom $b = 1$ og $b = 3$ over 10 %.

Jostad & Lacasse (2015) påpeker at målet med studien var å utarbeide en sammenheng mellom todimensjonal og tredimensjonal sikkerhetsfaktor. Med hensikt om å forhindre unødvendig konservatisme, er funnene i studien ment som hjelp til å estimere 3D-effekter og til å vise når 3D-analyser skal brukes. Å inkludere 3D-effekter kan spesielt redusere kostnader og risiko når problemet er komplekst. Todimensjonale analyser kan være tilstrekkelig for enklere geometrier og stratigrafi, men dersom kompleksiteten av problemet er stor, anbefaler Jostad & Lacasse (2015) bruk av tredimensjonale FEM-analyser

3.1.2 Skredkommissionen 3:95 (1995)

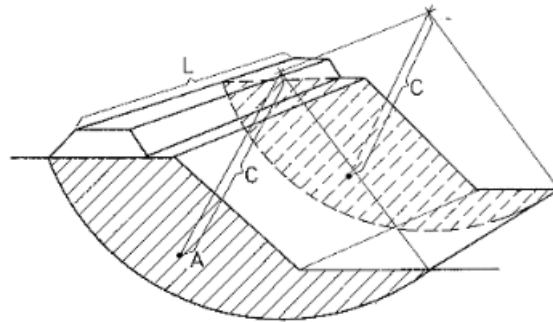
Beregningsprogrammet GeoSuite Stability kan ta hensyn til 3D-effekter ved å legge inn en skjærmobilisering langs sideflatene, og er referert til som GeoSuite-metoden i denne oppgaven. Denne metoden er anbefalt av den Svenske kommisjonen for skråningsstabilitet, ref. Skredkommis-

sionen (1995), og er en utvidelse av den todimensjonale grenselikevektsmetoden. Sikkerhetsfaktoren blir først beregnet todimensjonalt med antagelsen om plan tøyningstilstand, som vist i ligning (3.2). Deretter legges bidraget fra skjærmobilisering langs sideflatene til i ligning (3.3).

$$SF_{2D} = \frac{M_{(\tau \cdot f_u \cdot 1 \cdot r \cdot L)}}{M_{(W \cdot a + Q \cdot b)L}} \quad (3.2)$$

$$F_P = \frac{M_{(\tau \cdot f_u \cdot 1 \cdot r \cdot L)} + 2M_{(\tau \cdot f_u \cdot A \cdot c)}}{M_{(W \cdot a + Q \cdot b)L}} \quad (3.3)$$

Hvor $M_{(\tau \cdot f_u \cdot 1 \cdot r \cdot L)}$ er stabiliserende moment fra rotasjonsoverflaten over skrånings lengden, $M_{(\tau \cdot f_u \cdot A \cdot c)}$ er stabiliserende moment fra sideflatene og $M_{(W \cdot a + Q \cdot b)L}$ er skjærspenning. Formelen for faktoren F_P vist i ligning (3.3) antar sylindrisk bruddflate med begrenset utstrekning og parallelle sideflater, som vist i figur 3.2.



Figur 3.2: Idealiser sylindrisk bruddflate med parallelle sideflater. Skredkommissionen (1995).

Den mest kritiske bruddflaten har derimot en mer kurvet form, slik at den tredimensjonale sikkerhetsfaktoren tilpasses empirisk til følgende formel:

$$SF_{3D} = SF_{2D} + 0,75 \left(\frac{F_P}{SF_{2D}} - 1 \right) \quad (3.4)$$

Siden faktoren F_P inneholder bidraget fra sideflatene vil den alltid være høyere enn SF_{2D} . Følgelig vil parentesene i ligning (3.4) være positiv og SF_{3D} vil alltid være høyere enn SF_{2D} .

Ulempen med metoden er at den kun er gyldig for tilsvarende idealiserte tilfeller i kohesjonsjordarter. For skråninger med friksjonsjordarter, anses metoden å ikke være tilstrekkelig repre-

sentativ.

3.1.3 3D stabilitetsanalyse for Skjeggestadskredet

En faggruppe bestående av 9 geotekniske forskere ble etablert til å utføre en tredimensjonalstabilitetsanalyse av Skjeggestadskredet, ref. Jostad et al. (2021). Formålet med denne analysen var å bedre forståelsen av 3D-effektene ved et skred. Skjeggestadbrua, som var ferdig bygd i 2001, ble påført store skader som følge av et kvikkleireskred forårsaket av menneskelig aktivitet. Før skredet inntraff ble det etablert en fylling på toppen av skråningen sørøst for bru-pilarene. Beliggenheten av denne fyllingen, samt initiell og endelig skredkant er gitt av røde linjer i figuren 3.3 under.



Figur 3.3: Til venstre vises terrenget etter skred. Til høyre vises terreng før skred inkludert fyllingen som ble etablert på toppen av skråningen. Rød linje angir opprinnelig skred kant. Endelig skredkant er angitt av rød stiplet linje, ref. Jostad et al. (2021).

Faggruppen brukte ulike metoder for å kvantifisere den tredimensjonale sikkerhetsfaktoren. Først ble diagrammet utviklet av Jostad & Lacasse (2015) brukt for å bestemme aktuelle 3D-effekter. Basert på aktuelle geometrier ble det oppnådd en F_{3D} på 1.12, noe som betyr at den tredimensjonale sikkerheten er 12 % høyere enn den todimensjonale.

Videre ble en idealisert 2D-modell av det kritiske snittet modellert i GeoSuite Toolbox. Denne modellen ble så ekstrudert ca. 100 m innover i planet. På grunn av symmetri er kun halve bredden modellert. Modellen ble videre diskretisert i 12-noders tetrahedrale elementer for å kunne utføre en FEM-analyse av skråningen. Resultatet av denne analysen anslår en 11 % økning av sikkerhetsfaktoren i forhold til den todimensjonale FEM-analysen av den samme skråningen.

Til slutt ble det etablert en fullstendig 3D-modell med tilnærmet eksakt tredimensjonal topografi av skredområdet. I motsetning til de to foregående metodene, tar denne analysen høyde for samtlige kritiske 2D-snitt. Den beregnede sikkerhetsfaktoren ved bruk av faktisk 3D-modell var 1,22. Dette tilsvarer en henholdsvis 40 % og 25 % økning i forhold til todimensjonale FEM-analyser i GeoSuite og Jostad & Lacasse (2015) metoden.

Oppnådde sikkerhetsfaktorer fra samtlige analyser er gjengitt i tabell 3.1. Tabellen angir videre prosentvis endring av sikkerhetsfaktor i forhold til henholdsvis 2D-LEM og 2D-FEM analysene i GeoSuite.

Tabell 3.1: Resultater oppnådd fra ulike analysemetoder for Skjeggstadskredet hentet fra Jostad et al. (2021)

Metode	2D-LEM	2D-FEM	3D-FEM GeoSuite	Jostad & Lacasse (2015)	3D-FEM fullstendig modell
Sikkerhetsfaktor	0,85	0,87	0,97	1,04	1,22
Økning ift. 2D LEM	0 %	2 %	14 %	22 %	44 %
Økning ift. 2D FEM	-2 %	0 %	11 %	20 %	40 %

3D-analysene, med unntak av 3D-FEM GeoSuite, gir sikkerhetsfaktor som er høyere enn 1. Dette stemmer ikke med det faktum om at skredet har gått. I tillegg viser 3D-analysene avvik i bruddmekanisme ift. observert mekanisme. Disse bemerkningene kan knyttes til usikkerheter rundt tolkende styrkeparametre. Disse usikkerhetene forventes likevel ikke å gi så store utslag. En effekt som ikke er tatt hensyn til i analysene er Strain-softening. Sensitiv leire har en oppførsel som gir avtagende skjærfasthet dersom skjærtøyningen øker etter at skjærspenningen har passert en maksimalverdi, slik som beskrevet i kapittel 2.2.2. Det kan vises til tidligere studie utarbeidet av Jostad et al. (2014), hvor det ble funnet at strain-softening kan gi opptil 30 % reduksjon i SF for 2D-analyser. Dette betyr at sikkerhetsfaktoren kan være overestimert med opptil 30 % i tilfeller hvor effekten av strain-softening ikke er tatt hensyn til. Denne overestimeringen antas å være enda høyere for tredimensjonale analyser. Dette innebærer at effekten av progressive brudd i strain-softening materialer bør tas hensyn til i stabilitetsanalyser. Blant annet krever vegnorma- len N200, utarbeidet av Statens Vegvesen (2021b), en økning av materialfaktoren for å ta hensyn til strain-softening.

Strain-softening effekter er ofte ikke tatt hensyn til ved tilbakeberegning av skred i et kritisk 2D-snitt. Slike tilbakeberegninger, sammen med 3D-beregninger, er ofte gunstige for å forstå årsak

og opprinnelse av et skred. Det bemerkes at det ofte er oppnådd SF nærmere 1 ved slike 2D-analyser, til tross for at modellene ikke er fullstendig kompatible i forhold til faktiske geometrier og materialoppførsel. Forklaring på dette kan være en kombinasjon av en rekke feilkilder som likevel angir tilsynelatende riktig sikkerhetsfaktor. Av de mulige feilkildene kan det blant annet nevnes ufullstendig modellering av skredmekanisme, jordparametre, lagdeling og materialoppførsel ved store skjærspenninger og tøyninger.

Jostad et al. (2021) viser at 3D-effektene kan være opptil 40 % av sikkerhetsfaktoren i det mest kritiske snittet. Disse effektene i tillegg til materialoppførsel, må tas med for å kunne danne en realistisk forklaring av observerte brudd og deformasjoner. Det er viktig å spesifisere at ved modellering i sensitive leirer bør 3D-effekten brukes med forsiktighet fordi den beregnede sikkerhetsfaktoren kan være betydelig redusert som følge av strain-softening. En grundig modellering av materialoppførsel, samt økt sikkerhet rundt styrkeparametre og geometri er dermed essensielt for å oppnå pålitelige resultater av enhver 3D-analyse.

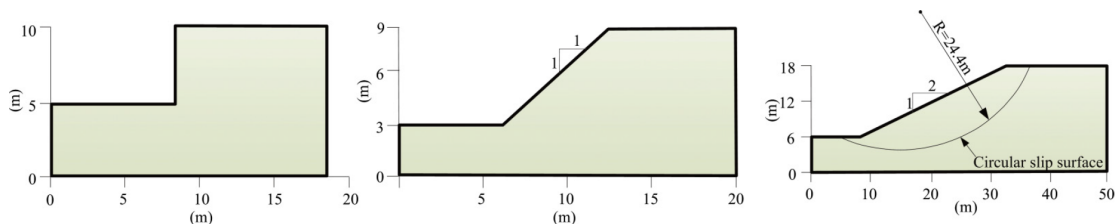
3.2 Skråninger med kurvet geometri

3.2.1 Zhang et al. (2013)

Zhang et al. (2013) presenterer en omfattende studie som analyserer effekten av komplekse tredimensjonale geometrier i stabilitetsanalyser. Skråningene i analysen har ulike geometrier, inkludert kurvatur av skråningsoverflaten, jevn kurvatur av skråningen, dreieformer osv. Resultatene av analysene presenteres ved hjelp av sikkerhetsfaktor, bruddflate og deformert elementnett. Mer enn 180 tilfeller med forskjellige geometrier under forskjellige randbetingelser er analysert og diskutert i detalj.

Samtlige analyser er utført ved hjelp av en elasto-plastisk finite difference method (FDM). Sikkerhetsfaktorene for modellskråningene er funnet ved hjelp av $c-\phi$ -reduksjonsanalyse. Zhang et al. (2013) bruker Mohr Coulomb som gjeldende bruddkriterie i analysene. Randbetingelsene varierer mellom glatt-glatt (G-G), ru-glatt (R-G) og ru-ru (R-R). Ved G-G er alle flatene tilbakeholdt mot forskyvinger normalt på planet, men er frie for forskyvninger i fall- og strøkretingene. I tilfeller hvor randbetingelsene er definert som R-G er en av sideflatene tilbakeholdt mot forskyvninger i alle retninger, mens ved R-R randbetingelse er det to sideflater som er tilbakeholdt mot forskyvninger i alle retninger.

Som nevnt har denne studien sett på ulike konfigurasjoner av kurvaturer som kan forekomme i naturlige og konstruerte skråninger. Konstruksjonen av de tredimensjonale modellene er basert på tre ulike eksempler av todimensjonale modeller vist i figur 3.4. Den mest åpenbare forskjellen mellom de tre eksemplene er skråningshelningen. Det første eksempelet har en vertikal skråningshelning, herunder kalles denne skråningen for en vertikal skråning. Resterende skråninger har helning på henholdsvis 1:1 og 1:2.



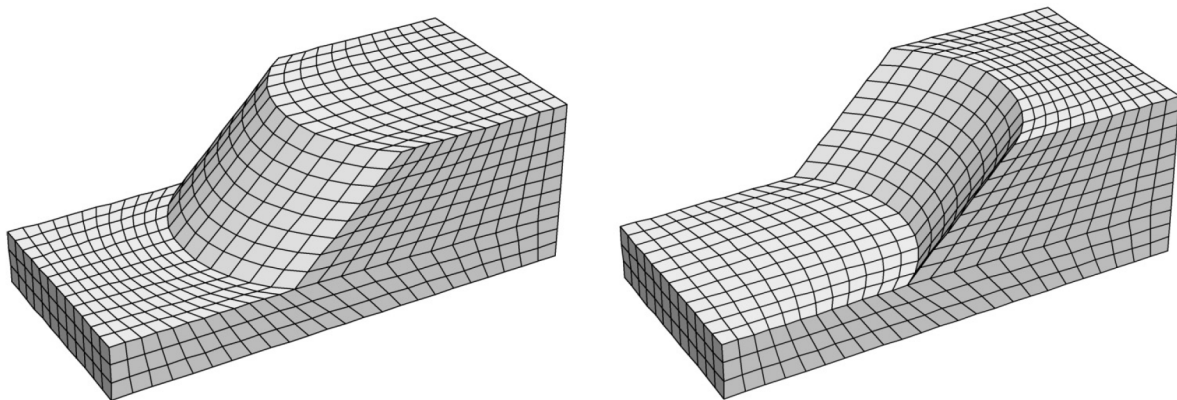
Figur 3.4: Todimensjonale modeller brukt som utgangspunkt for samtlige 3D-modeller henta fra Zhang et al. (2013).

Før enhver studie hvor diskretisering i elementer er tema, er det et godt utgangspunkt å starte med sensitivitetsanalyse for å finne optimal elementtype og elementinndeling. Forfatterne i denne studien har gjort en slik studie hvor ulike elementstørrelser og typer har blitt testet ut. Blant elementtypene som ble testet ut var en 8-noders heksaedrisk og en 4-noders tetraedrisk elementer. Antall noder i et element er utslagsgivende for nøyaktigheten av resultatet. Færre noder gir generelt sett lavere nøyaktighet og beregningstid. For samme elementstørrelse har det heksaedriske elementet flere noder enn det tetraedriske. Generelt gir finere diskretisering, flere elementer og noder. For den samme modellen med samme elementinndeling, gir heksaedriske flere elementer og noder sammenlignet med tetraedriske. Videre deformeres det heksaedriske elementet ved en lavere tøyingsenergi, og er dermed mer nøyaktig enn den tetraedriske. Derfor har det heksaedriske elementet blitt valgt ettersom dens konfigurasjon gir økt nøyaktighet og redusert beregningstid.

I og med at kurvatureseffekten til en skråning er relevant for denne masteroppgaven, er analysene av kurvende skråningsflate og bue utført av Zhang et al. (2013) mest interessante. Analysemetodene og funnene i disse analysene gjennomgås derfor nærmere.

Effekt av kurvende skråningsoverflate på 3D-stabilitet

Zhang et al. (2013) har i denne analysen studert konkave og konvekse skråningsoverflater under 3 ulike randbetingelser for de tre eksemplene vist i figur 3.4. Disse har så blitt sammenlignet med en plan skråning. Utforming av 3D-modellene er vist i figur 3.5.



Figur 3.5: Utforming av kurvende skråningsoverflate. Konveks kurvatur til venstre og konkav kurvatur til høyre. Hentet fra Zhang et al. (2013).

Generelt viser resultatene at konkave og konvekse kurvaturer i skråningsoverflaten gir økt sik-

kerhetsfaktor under glatte randbetingelser (G-G) sammenlignet med en plan skråning. Denne økningen er likevel liten, mindre enn 3 %. Økningen av sikkerhetsfaktoren er betydelig større for R-R randbetingelse og kan være opp til 11 % sammenlignet med plan skråning. I tillegg til kurvaturformen og randbetingelse, er skråningshelningen også utslagsgivende for kurvatoreffekten. Resultatene viser at brattere skråninger gir høyere kurvatoreffekt.

Ett av de mest interessante funnene ved denne analysen er at det for noen vertikale konvekse skråninger, er oppnådd lavere sikkerhetsfaktor enn en plan skråning. Dette betyr at den konvekse skråningen gir den mest konservative løsningen for stabiliteten. Dette resultatet er dermed i strid med den rådende oppfatningen om at 2D-analyse gir konservative resultater sammenlignet med 3D-analyse.

Uansett randbetingelse, er det for vertikale konvekse skråninger registrert avtakende sikkerhetsfaktor med avtakende vinkel av kurvaturen fra 180° til 90° . Motsatt effekt kan finnes for skråninger som ikke er vertikale. For konkave skråninger er det registrert økende sikkerhetsfaktor med avtakende kurvatursvinkel fra 180° til 90° for samtlige randbetingelser. Det er videre registrert forskjeller mellom konkave og konvekse kurvaturer. Kurvatoreffekten i konkave skråninger er større enn konvekse skråninger, og kan være nesten dobbelt så stor. Sikkerhetsfaktoren øker også når randbetingelsene endres fra G-G til R-G og igjen når det endres til R-R. Det kan imidlertid bemerkes at økningen fra G-G til R-G er liten.

Effekt av jevn kurvatur på 3D-stabilitet

Videre har Zhang et al. (2013) studert effekten av jevn kurvatur basert på de tre eksemplene vist i figur 3.4. Disse modellene har blitt rotert med ulike vinkler og radier rundt referanseaksen. Igjen er modellene vurdert under tre ulike randbetingelser.

For en konveks skråning viser resultatene at brattere skråningshelning gir lavere sikkerhetsfaktoren. Ved vertikale skråninger vil konveks kurvatur gi den mest konservative sikkerheten mot brudd sammenlignet med en plan skråning med samme helning. For slakere skråninger derimot, viser resultatene at den konvekse kurvaturen gir mindre konservativ sikkerhetsfaktor enn en plan skråning med samme helning. Kurvatoreffekten er altså avhengig av skråningshelningen.

For konkave skråninger viser resultatene at sikkerhetsfaktoren er høyere enn for en plan skråning for samtlige skråningshelninger og randbetingelser. Det bemerkes videre at kurvatureffekten i en konkav skråning er større enn kurvatureffekten i en konveks skråning. For enhver skråning med kurvatur vil sikkerhetsfaktoren være høyere når randbetingelsen endres fra G-G til R-G og så videre til R-R.

Til slutt er det registrert avtakende sikkerhetsfaktor med økende kurvatursvinkel α for R-G- og R-R randbetingelser. På grunn av symmetri er sikkerhetsfaktoren ved glatte randbetingelser uforandret selv om kurvatursvinkelen forandres.

Diskusjon

For de aller fleste tilfellene gir kurvaturer høyere SF enn en plan skråning under samme randbetingelser. Viktigste årsaken til dette er at kurvaturene gir begrensningseffekter og med det forbedre sikkerheten mot skred. Det er denne effekten som kalles kurvatureffekten.

Ved enkelte tilfeller av konvekse skråninger har Zhang et al. (2013) oppnådd sikkerhetsfaktorer som er lavere enn for en plan skråning. Dette er kommet spesielt frem i tilfeller hvor skråningshelningen er 90° . Forklaringen for dette er at det er større skredmasse og/eller mindre bruddflate enn for det plane tilfellet.

Det er videre notert at randbetingelse også påvirker sikkerhetsfaktoren. Dersom randbetingelsen endres fra glatt til ru, er det registrert en økende trend av sikkerhetsfaktoren. Årsakene til dette er økt bruddflateareal og redusert volum av skredmasse som følge av begrensningene fra randbetingelsen. Denne effekten er dog avhengig av bredden av skråningen innover i planet. Jo bredere skråninger er, desto mindre er denne effekten.

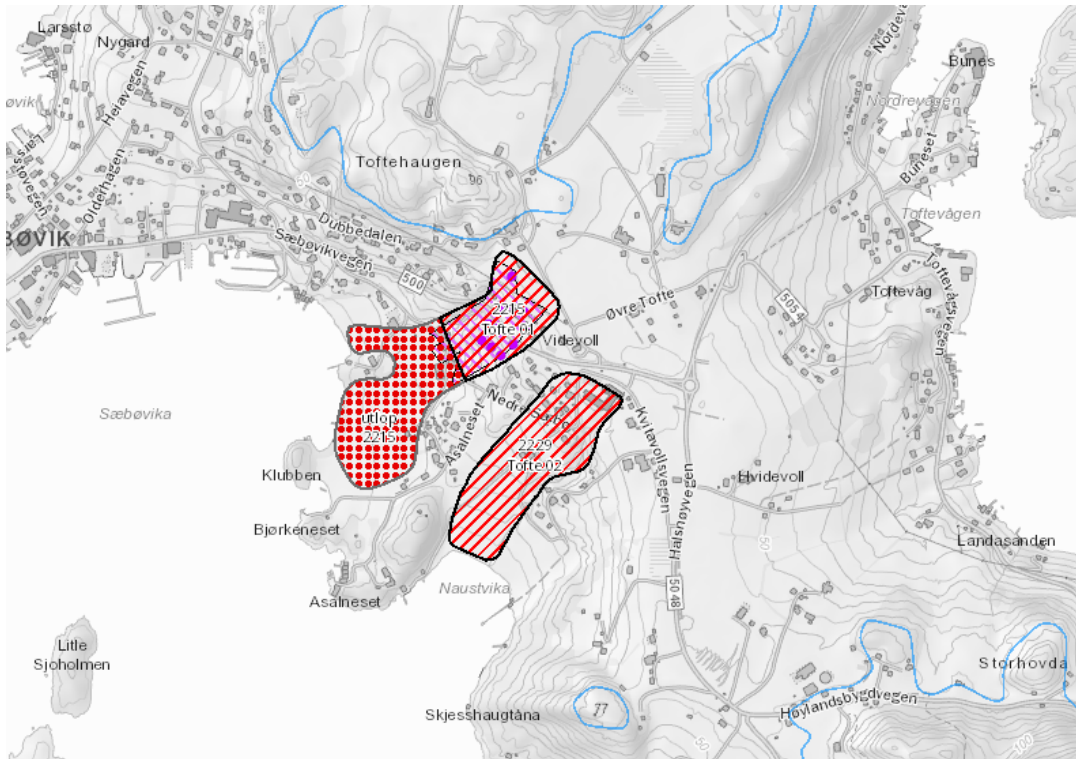
Kapittel 4

Grunnforhold og stabilitet på Tofte

I forbindelse med prosjektoppgaven, ref. Tezare & Halvarsson (2021), ble det utført innledende analyser og vurdering av stabilitetsforholdene på Tofte i Kvinnherad kommune. Som en del av vurderingene ble det tolket lagdeling og materialparametre basert på tidligere utførte grunnundersøkelser. Basert på disse tolkningene ble det utført todimensjonale stabilitetsanalyser. Målet med denne oppgaven er å finne ut om kurvaturen i skråningen kan påvirke stabiliteten. Dette gjøres ved å sammenligne todimensjonale og tredimensjonale analyser. Relevant informasjon og resultater hentet fra prosjektoppgaven er presentert i følgende kapittel. Det må likevel bemerkes at enkelte oppdateringer og justeringer er blitt gjort siden prosjektoppgaven.

4.1 Områdebeskrivelse

Prosjektområdet ligger langs en ca. 750 m lang strekning av Sæbøvikvegen på Halsnøy i Kvinnherad kommune på Vestlandet. Tillegg A.1 viser oversiktskart over området. Øya er plassert lengst vest i Hardangerfjorden og er den største og mest folkerike øya i kommunen. I det aktuelle området er det kartlagt to kvikkleiresoner vist i figur 4.1, Tofte 1 til venstre og Tofte 2 til høyre. Maringrense er markert med blå linje og ligger ca. 66 moh. I denne oppgaven skal hovedsakelig ravin nedalen i kvikkleiresonen Tofte 2 undersøkes nærmere.



Figur 4.1: Oversiktskart over kartlagte kvikkleiresoner fra nve.no, Tofte 1 til venstre og Tofte 2 til høyre.

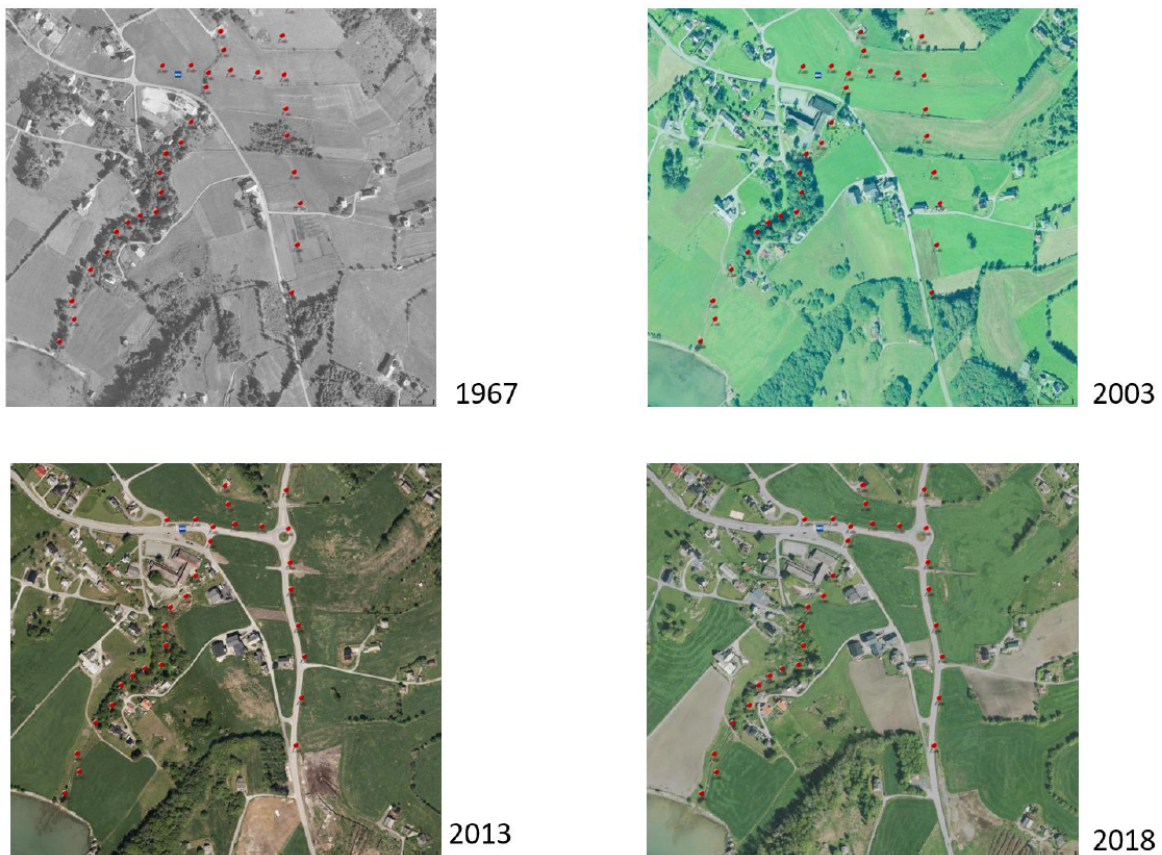
4.1.1 Tofte 2

Kvikkleiresonen Tofte 2 ligger i et delvis etablert bolig- og landbruksområde på Tofte ved Sæbøvik. Kvikkleiresonen strekker seg fra gamle Tofte skole langs Sæbøvikvegen i nord til strandsonen ved Nausvika i sør. Området er omgitt av landbruksarealer, boligbebyggelse og noe skogkledde arealer. Terrenget innenfor sonen avtar generelt fra ca. kote +55 langs Sæbøvikvegen i nord til kote +0 ved strandsonen i sør, med en helning på ca. 6-10°. I midten av sonen er det en ravine med utpreget v-form. Ifølge Norconsult AS (2021b) er ravinedalen trolig dannet på grunn av erosjon over tid. Skråningene i ravinen er bratte med helninger på ca. 18-28°. Hele sonen ligger under marin grense og det er registrert kvikkleire i området ved flere runder med grunnundersøkelser.

Grunnet uromeldinger fra presse og lokale beboere, har kommunen engasjert Norconsult AS til å avdekke fare knyttet til de kartlagte kvikkleiresoner på Tofte. I forbindelse med dette, utarbeidet Norconsult AS en befarringsrapport i mars 2021, ref. Norconsult AS (2021b). Rapporten oppsummerer de tidligere geotekniske grunnundersøkelsene nevnt i kapittel 4.2, vurderinger

fra befaringer og kjent historikk. En oppsummering av rapportens beskrivelse av erosjonsforholdene og utviklingen ved Tofte 2 presenteres i de følgende avsnittene.

Figur 4.2 viser historiske flyfoto av området ved Tofte 2 mellom 1967 og 2018. Gamle Tofte skole er plassert langs vegen opppe til venstre på bildene, strandkanten vises helt nederst i venstre hjørnet på bildene. Røde markeringer mellom skolen og strandkanten indikerer veien bekkeløpet renner. Bildene viser en tydelig utvikling av terrenget i området. Bildet fra 1967 viser at det var mye vegetasjon mellom gamle Tofte skole og ned til strandkanten, samt at det opprinnelige og naturlige bekkeløpet i ravinen startet ca. 100 m nord for gamle Tofte skole. Dette er vist med røde markeringer på oversiden av skolen på bildene. Vegetasjonen i bunnen av ravinen som vises på bildet fra 1967 ble fjernet en gang mellom 1967 og 2003. Grunneieren har laget en plastret kanal i bunn av ravinen. Ut ifra bildene har det skjedd minst endringer i midten av ravinen.



Figur 4.2: Bilder fra historiske kart utarbeidet av Norconsult AS (Norconsult AS 2021b, Figur 7, s. 16)

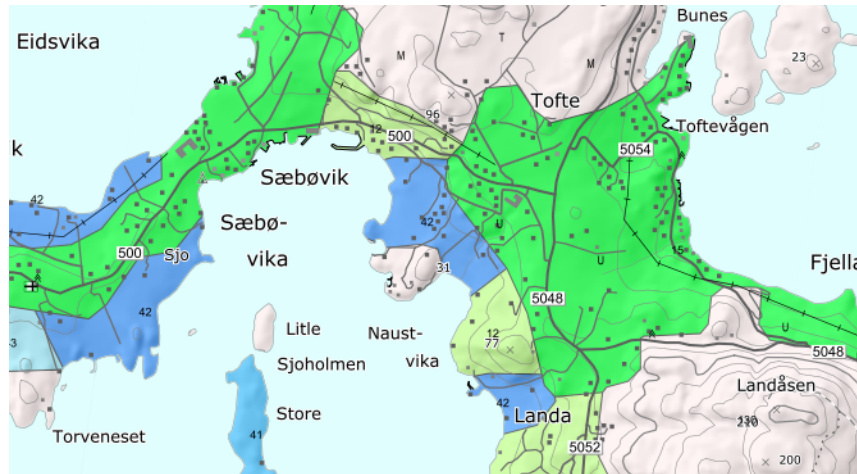
På 80-tallet ble det lagt betongrør for håndtering av overvann mellom den gamle hovedvegen og et stykke nedenfor skolen. I 2002 ble Halsnøytunet bygd vest for kvikkleiresonen og nord

for Sæbøvikvegen. Videre ble overvannsrørene i bakken forlenget den 21.05.02, samt at det ble fylt opp en god del leirmasser på nedsiden av Tofte skole. Det ble kjørt masser til Tofte frem til 04.06.02. I dag kan betongrøret ses øverst i ravinen og utløpet er et betongrør/kulvert. Tilstanden til kulverten under bakken er ukjent. Grunneiere og entreprenører i området har informert om at det ble støpt en betongkulvert under skolen for å føre overflatevannet fra veien.

Grunnundersøkelser utført i området indikerer drenerende lag til 15 m dybde. Disse massene skyldes sannsynligvis de tilførte massene i forbindelse med utlegging av overvannsrørene i øvre del av ravinen på 80-tallet.

4.1.2 Grunnforhold

Kvartærgeologiske løsmassekart fra NGU sine nettsider, ngu.no, gir en indikasjon på forventede grunnforhold i øvre jordlag. Kartet beskriver at store deler av kystområdet på Vestlandet består av "bart fjell, stedvis tynt dekke", som indikerer områder med lite løsmasser hvor mer enn 50 % av arealet er berg i dagen. Dette gjelder også store deler av Halsnøy, men i området ved Tofte 1 og 2 er det avsatt relativt store mengder løsmasser. Ifølge løsmassekartet vist i figur 4.3 består løsmassene her hovedsakelig av "marin strandavsetning" og "randmorene", samt noe "tynn morene". "Marin strandavsetning" er løsmasser dannet av bølge- og strømaktivitet. Slike avsetninger ligger ofte som et lag over berggrunn eller andre avsetninger, normalt med mektighet større enn 0,5 m. Løsmassekartet beskriver området i vest som "randmorene". Dette indikerer områder med rygger av morenematerialer. Videre beskriver løsmassekartet området i nord som "tynn morene". Dette er materialer som er fraktet og avsatt av isbreer. Mektigheten av laget er normalt mindre enn 0,5 m, ofte med oppstikkende berg.



Figur 4.3: Kvartærgeologisk kart hentet fra NGU sine nettsider, ngu.no.

4.2 Tidligere grunnundersøkelser

Det er tidligere utført grunnundersøkelser i flere omganger og utarbeidet flere rapporter mellom 2004 og 2021, for området på Tofte. Resultatene fra tidligere sonderinger som er aktuelle for oppgaven, er samlet og tegnet inn på borplan presentert i tillegg A.4. Relevante rapporter for oppgaven er ramset opp nedenfor.

- Statens Vegvesen (2005), region vest, "Fv 60 Sæbøvik-Tofte. Overvanngrøft ved Tofte skole. Geoteknisk rapport nr. 050072-10, ". Borpunktnr. "OLxx".
- Statens Vegvesen (2018), region vest, "Fv. 544 Tofte, Halsnøy. Geoteknisk datarapport. 30270-GEOT-1, rev.02, ". Borpunktnr. "3xx", "4xx" og "5xxv".
- Multiconsult ASA (2018), "Halsnøy, Stabilitetsvurdering. Dokumentnr. 10205525-RIG-RAP-001, rev. 02, ".
- Norconsult AS (2021*b*), "Utredning av kvikkleire -Tofte. Befaringsrapport. Dokumentnr. 52101035-RIG-R01, rev. C01, ".
- Norconsult AS (2021*a*), "Områdestabilitetsvurdering Toftebrekko, Halsnøy. Dokumentnr. 52101035-RIG-R02, rev. J01, ".

Tidligere grunnundersøkelser har avdekket kvikkleire og sprøbruddmaterialer. Grunnvannstanden i området varierer mellom 1,5-2,5 m under terreng. Ved Tofte 1 er det på det meste registrert

ca. 30 m dybde til antatt berg. På vest siden av ravinen i Tofte 1 er det registrert berg i dagen. Det er videre registret relativt lave dybder til berg i midten av ravinen. Boringene ved Tofte 1 indikerer et noe fastere lag i toppen med mektighet på 2-4 m av antatt tørrskorpeleire. Videre viser boringene svak motstand i bløte masser med stor mektighet og med innslag av små lag, som antas å bestå av siltige materialer. Totalsonderingene og dreitrykksonderingene indikerer at det er kvikkleire i grunnen. Dette er også dokumentert ved laboratorieforsøk på prøveserier.

Ved Tofte 2 er det utført svært få boringer med bergpåvisning. I borpunkt 306 på vestsiden av gamle Tofte skole er det registrert berg ved 29,6 m dybde. Boringene i Tofte 2 viser ellers tilsvarende grunnforhold som i Tofte 1, med 2-4 m toppskorpeleire over store lag med sensitive masser. Det er stedvis registret tynne lag med friksjonsmasser.

Rapportene nevnt ovenfor konkluderer med at stabilitetsforholdene er tilstrekkelige for langtidstabiliteten, men ikke for korttidstabiliteten.

4.3 Tolkning av grunnundersøkelser

Ifølge NVE Veileder 1/2019, ref. Norges Vassdrags- og Energidirektorat (2020), skal kritiske snitt som undersøkes ved stabilitetsberegninger plasseres etter det som antas å være de snittene med lavest sikkerhet i skråningene i den aktuelle faresonen. I tillegg skal valget av plassering ta hensyn til topografien, erosjon, tidligere inngrep og tolket lagdeling fra utførte grunnundersøkelser. I denne oppgaven er det valgt ett beregningssnitt, kaldt profil 1. Snittet er plassert i en skråning med helning på ca. 1:2,5 på nordsiden av ravinen. Det er skråninger med brattere helninger i ravinen, spesielt langs østsiden. Det er derimot lite informasjon om grunnforholdene og lagdeling på denne siden, slik at område på nordsiden hvor det er utført flere undersøkelser prioriteres for valg av beregningssnitt. Plassering av profil 1 er vist i tillegg A.2. Langs skråningsfoten av det valgte profilet renner det en bekk. På toppen av skråningen ligger det en enebolig og en privat bilveg. Ettersom eneboligen og den private vegen ikke gir merkbare tilleggslaste, er beregningen utført uten belastning på toppen av skråningen.

Tolkning av lagdeling og materialparametre

I profil 1 er lagt vekt på følgende grunnundersøkelser for tolkning av lagdelingen og parametre:

- Totalsondering: OL12, OL13, OL14, OL23, OL24, ref. Statens Vegvesen (2005).
- Trykksondering: 309, ref. Statens Vegvesen (2018).
- Prøveserie: 309, 345, 346, ref. Statens Vegvesen (2018).

Nevnte grunnundersøkelser er presentert i tillegg A.3-A.5. Det er hovedsakelig tatt utgangspunkt i tre totalsonderinger. En er utført i borhull OL14 plassert bak skråningstoppen ved kote +30,6, en annen i OL12 plassert i skråningstoppen ved kote +28,2 og den siste i OL13 plassert i skråningsfoten ved kote +17,0. Generelt viser totalsonderingene ett fastere lag i toppen med mektighet på 2-3 m, som antas å være tørrskorpeleire. Videre indikerer boringene generelt lav, stedvis konstant bormotstand i bløte masser, med innslag av friksjonsmasser. Mektigheten av lagene er på ca. 12 m for sonderingene utført bak og i skråningstoppen, og på ca. 3 m for sonderingen utført i skråningsfoten. Konstant bormotstand antyder kvikkleire, men det er ikke tatt opp noen prøveserier i det undersøkte profilet for å bekrefte antagelsene. Nærmeste prøveserie er tatt opp i borhull 309 ca. 80 m nord for skråningstoppen. Resultatene fra laboratorieanalysene klassifiserer materialene som leire og kvikkleire. Siden boringene i området generelt indikerer tilsvarende grunnforhold, antas det kvikkleire i skråningen ved profil 1 også.

Boringene plassert i skråningstoppen og skråningsfoten, indikerer videre et lag av friksjonsmasser ved hhv. ca. kote +12 og +9 med mektighet på ca. 3 m før de avsluttes. Totalsonderingen bak skråningstoppen avsluttes 13,7 m under terreng ved kote +17, og antyder ikke tilsvarende definerte lag med friksjonsmasser slik som de andre to. Grunnundersøkelser tatt i nærheten av profil 1 er derfor brukt for å vurdere mektighet og utstrekning av laget med friksjonsmasser. Sonderingen i OL23 plassert øst for skråningstoppen indikerer også bløte masser med innslag av friksjonsmasser. Sonderingen er avsluttet ved kote +15,6. Mektigheten av laget med friksjonsmasser antas derfor å avta bak skråningstoppen, siden ingen av nærliggende sonderinger eller prøveserie viser et lag med tilsvarende mektighet.

Totalsondering i OL24 plassert nordvest bak skråningstoppen er avsluttet 19,7 m under terreng ved kote +6,8, og gir derfor mest informasjon om grunnforholdene ved store dybder bak skrå-

ningstoppen. Bormotstanden er lav og stedvis konstant, og antyder kvikkleire i grunnen. Det er ingen borpunkt med bergpåvisning ved profilet, det er derfor gjort konservative antagelser om store dybder med kvikkleire ned til antatt berg.

Material- og styrkeparametre er tolket dels basert på utførte grunnundersøkelser og dels på tabell 2.39 fra håndbok V220 til Statens Vegvesen (2014). Det er ikke utført noen spesialforsøk ved det valgte profilet, friksjonsvinkel og attraksjon er derfor dels tolket fra opptatte prøveserier ved Tofte 1 (borpunkt 345 og 346). Dette antas å gi tilstrekkelig grunnlag for tolkning, siden grunnundersøkelsene i området generelt viser svært like grunnforhold. Treksforsøkene utført på prøvene fra borhull 345 og 346 er klassifisert i rapport "10205525-RIG-RAP-001, rev. 02" utarbeidet av Multiconsult ASA (2018). Videre er treksforsøk sammenstilt og tolket i rapport "52101035-RIG-R02, rev. 01" utarbeidet av Norconsult AS (2021a).

Basert på overnevnte forhold er det antatt et topplag på 2-3 m med tørrskorpeleire over 6-13 m kvikkleire, 1-4 m siltig leire over kvikkleire i stor dybde ned til antatt berg i profil 1. Tolket lagdeling samt material- og styrkeparametre benyttet i beregningene er presentert i tabell 4.1.

Tabell 4.1: Tolket lagdeling samt material- og styrkeparametre benyttet i stabilitetsanalyser utført i GeoSuite.

Lag	Materiale	Mektighet [m]	Tyngdetetthet, γ [kN/m ³]	Friksjonsvinkel, ϕ [°]	Kohesjon, c [kPa]
1	Tørrskorpeleire	2-3	19	30	0
2	Kvikkleire	6-12	19,5	36	7,2
3	Siltig leire	2-4	20	38	7,8
4	Kvikkleire	17-25	20	38	7,8

Opptatte prøveserier gir en plastisitetsindeks, I_p , på mindre enn 10 % i hele området. Tabell 1 i NIFS Rapport 14/2014 utarbeidet av Thakur, Oset, Viklund, Strand, Gjelsvik, Christensen & Fauskerud (2014) angir føringer for bestemmelse av anisotropiforholdet som en funksjon av leirens plastisitet, og er nærmere beskrevet i delkapittel 2.3.3. Med bakgrunn i dette er ADP-faktorer presentert i tabell 4.2 beregnet for aktiv analyse.

Tabell 4.2: ADP-faktorer for aktiv analyse benyttet i totalspenningsanalyser utført i GeoSuite.

Anisotrop spenningstilstand	Beregnet faktor
Aktiv	1,0
Direkte	0,63
Passiv	0,35

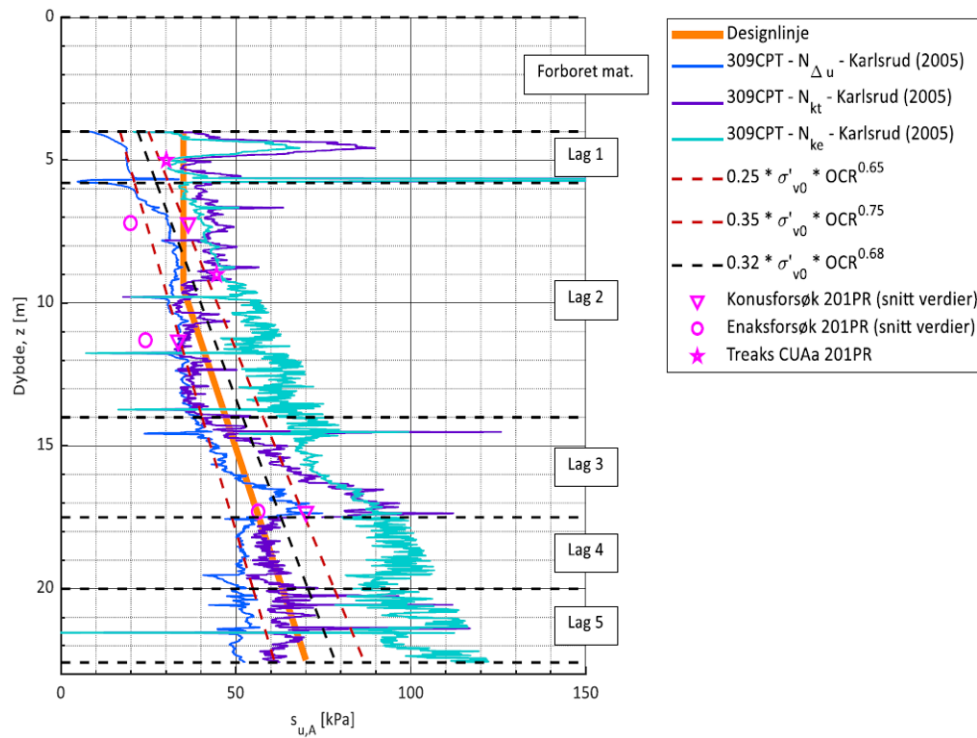
Tolkning av poretrykksfordeling

Multiconsult ASA (2018) har utført poretrykksmålinger ved fire punkter. Basert på disse ligger grunnvannstanden i området mellom ca. 1,5-2,5 m under terreng. Avlesningene av piezometere indikere noe poreovertrykk med dybden. I beregningen er grunnvannstanden antatt å ligge ca. 1,5 m under terreng, videre er det antatt hydrostatisk poretrykk.

Tolkning av skjærfasthetsprofil

Udrenert skjærfasthet benyttet i beregningene er dels basert på tolket skjærfasthet fra CPTU-sonderinger i borhull 309 ved kote +29 presentert i tillegg A.5, fordi det ikke er utført trykksunderinger i profil 1. Det ble utført forboring slik at tolket skjærfasthetsprofil starter ved kote +25. skjærfasthetsprofilen har konstant skjærspenning på 35 kPa i toppen og øker lineært med 3 kPa/m fra kote +19,5 ned til kote +22,5 hvor skjærfastheten er 70 kPa, som vist i figur 4.4. Denne økningen er litt høyt sammenlignet med typisk lineær økning av styrke for norske leirer, som er 2 kPa/m med dybden. Siden tolket økning med 3 kPa/m stemmer overens med både Multiconsult ASA (2018) og Norconsult AS (2021a) sine tolkninger antas den å være korrekt for dette tilfellet.

Borhull 309 ligger ca. 80 m nord bak skråningstoppen, slik at dette skjærfasthetsprofilen ikke er representativt for hele skråningen. Øvrige skjærfasthetsprofiler som er benyttet i stabilitetsberegningene er derfor tolket basert på SHANSEP tilnærming beskrevet i delkapittel 2.3.4. Dette gir et skjærfasthetsprofil uttrykt ved $S_{u,init} + 0,3 * \sigma_{v0}'$. Denne tilnærmingen er antatt å gjelde for hele dybden. Dette innebærer at laget med friksjonsmasser ikke er tatt hensyn til i beregningen av sikkerhetsfaktor i udrenert tilstand.



Figur 4.4: Tolket skjærfasthetsprofil for utført CPTU-sonderinger i borhull 309 hentet fra tillegg A.5.6.

Ved estimering av skjærfastheten i skråningen må også endringen av terrenget tas hensyn til. Det er kjent at ravinlandskap dannes gjennom langvarige prosesser med erosjon. Noe som innebærer at dagens terrengoverflate har tidligere vært utsatt for laster fra masser som har erodert bort. Dette fører til at overkonsolideringsgraden til materialet øker mot bunn av skråningen. Følgelig vil skjærfastheten øke mot bunn av skråningen og vil være noe høyere i skråningsfoten enn i skråningstoppen. God tolkning av overkonsolideringsgrad i skråningsfoten er dermed viktig for å ta hensyn til tap av overkonsolideringseffekter.

For beregningene utført i GeoSuite er skjærfasthetsprofilen bak skråningstoppen tolket fra trykksundering i borepunkt 309. For øvrige skjærfasthetsprofiler er det blitt utført flere antagelser for å ta hensyn til overlagingen og økende skjærfasthet. I rapport "10205525-RIG-RAP-001, rev. 02" utarbeidet av Multiconsult ASA (2018) er det utført tolkning av OCR basert på blokkprøver i borepunktene 345 og 346. Med bakgrunn i disse er OCR satt til 1,9 for store dybder (> 10 m), noe som gir en $S_{u, \text{init}}$ på ca. 70 kPa ved skråningsfoten. Siden det er åpent terreng i ravinen, vil styrken trolig være lavere enn hva den er påregnet til å være ved samme dybde under terreng. For å være konservativ er $S_{u, \text{init}}$ redusert til 50 kPa i skråningsfoten. I skråningstoppen er det brukt

samme $S_{u, \text{init}}$ som i skjærfasthetsprofilen fra borhull 309 på 35 kPa. I midten av skråningen er $S_{u, \text{init}}$ lik gjennomsnittet av skjærfastheten i toppen og foten av skråningen, altså 42,5 kPa. Det er ellers brukt samme lineære økning med dybden på 3 kPa/m for samtlige profiler i skråningen.

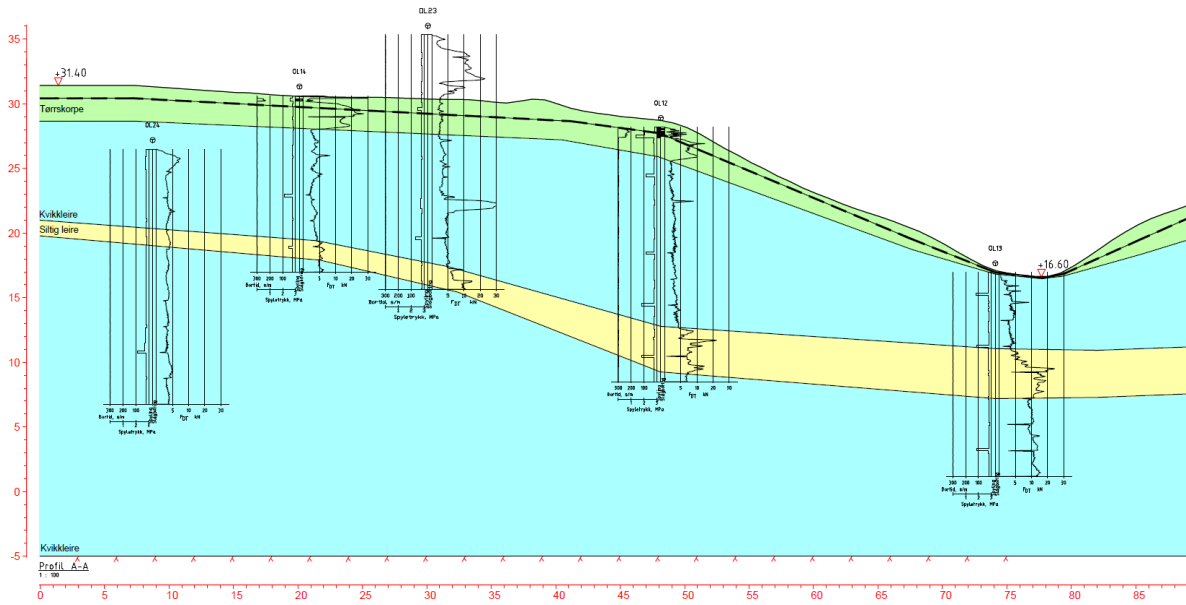
Udrenert skjærfasthet brukt i beregningene utført i PLAXIS 2D er hovedsakelig basert på SHANSEP-metoden, ref. Karlsrud & Hernandez-Martinez (2013). For å ta hensyn til økt skjærfasthet mot bunn av skråningen som nevnt over, er det valgt konstant skjærfasthet ned til 7,5 m under terreng. Dette tilsvarer halve skråningshøyden. Siden y-aksen er definert i underkant av modellen og total høyde er 30 meter, blir $y_{\text{ref}} = 22,5$ m. Videre øker skjærfastheten lineært med 3 kPa/m.

4.4 Todimensjonale stabilitetsanalyser ved Tofte 2

På grunn av stor utbredelse av kvikkleire og erosjonsproblematikk er det utført stabilitetsanalyser for å kunne vurdere om dagens situasjon på Tofte har tilstrekkelig sikkerhet. Det er utført beregninger i GeoSuite og i PLAXIS 2D med plan tøyningstilstand og deretter aksesymmetri for å undersøke om kurvatur påvirker stabiliteten i ravedalen.

Beregningsmodell i GeoSuite

For å etablere en mest mulig representativ modell av skråningen i GeoSuite, er eksakte terrengkoter hentet fra hoydedata.no. Terrengprofilen ble først lastet opp i AutoCAD hvor det ble gjort noen forenklinger av profilen for å kunne utføre oppbygningen av lagdelingen i GeoSuite enklere. Videre ble relevante totalsonderinger lagt til og lagdelingen ble etablert basert på tolkningen i kapittel 4.3 over. Modellen utformet i AutoCAD er illustrert i figur 4.5. Grunnvannstanden er markert med stiptet linje 1,5 m under terreng. Deretter ble modellen overført til GeoSuite, hvor parametre for de ulike lagene ble gitt, som presentert i tabell 4.1 og tabell 4.2. Videre ble skjærfasthetsprofiler lagt til og poretrykk satt, som beskrevet i kapittel 4.3. Resultatene av utførte analyser på totalspenningsbasis (S_u -basis) og effektivspenningsbasis ($c\phi$ -basis) er vist i tillegg A.6.



Figur 4.5: Lagdeling av profil 1 i skråning ved Tofte 2 med relevante totalsonderinger.

Plan beregningsmodell i PLAXIS 2D

Stabilitetsanalysen i PLAXIS 2D utføres ved reduksjon av friksjonsvinkel og kohesjon frem til brudd inntreffer, og kalles derav $c\phi$ -reduksjonsanalyse. I dette tilfellet er en slik analysen utført udrenert for en idealisert modell. Modellen representerer skråningen i profil 1 på Tofte, men med flere forenklinger enn modellen laget for GeoSuite-analysene. Denne er basert på den to-dimensjonale modellen vist i figur 2.2 med plane overflater, og består av en 15 m høy skråning med en helning på 1:2. Valgte geometri- og materialparametre er basert på tolkningen av grunnforholdene presentert i kapittel 4.3 og empiriske verdier for norske leirer hentet fra tabell 2.39 fra håndbok V220 til Statens Vegvesen (2014). Tabell 4.3 og 4.4 viser inputparametre og skråningsgeometri som er brukt for analysen utført i PLAXIS 2D.

4.4.1 Resultater for plane 2D-analyser

Resultatet for beregnet sikkerhetsfaktor i GeoSuite og PLAXIS 2D er presentert til venstre i tabell 4.5. Generelt viser resultatene at sikkerhetsfaktoren er lav. For totalspenningsanalysene er det kun 6 % avvik mellom sikkerhetsfaktoren. Mellom total- og effektivspenningsanalysene i GeoSuite er avviket på 16 %.

Tabell 4.3: Inputparametre benyttet i analysen utført i PLAXIS 2D.

Parameter	Verdi
Modell	Mohr Coulomb
Type drenering	Undrained C
Mesh	Veldig fin
$\gamma_{\text{usat}} = \gamma_{\text{sat}}$	20 kPa
E_u	10 000 kPa
ν_u	0,495
$S_{u,\text{ref}}$	3 5kPa
$S_{u,\text{inc}}$	3 kPa/m
y_{ref}	22,5 m

Tabell 4.4: Skråningsgeometri benyttet i analysen utført i PLAXIS 2D.

Parameter	Symbol	Verdi
Skråningshøyde	H	15
Skråninghelning	b	2
Skråningslengde	L	30
Dybde under skråningsfoten	D	15
Utstrekning bak skråningstoppen	LT	20
Utstrekning foran skråningsfoten	LB	20

Til høyre i tabell 4.5 er tidligere beregninger utført av Norconsult AS (2021a) og Multiconsult ASA (2018) presentert for sammenligning. Disse analysene er ikke utført i samme profil som i dette studiet, men de er utført i samme ravinedal eller i nærheten av den. Beregningene er utført i GeoSuite, med utgangspunkt i eksakte terrengkoter, samt relativt like parametre og lagdeling som er brukt i denne oppgaven. Analysene gir tilfredsstillende sikkerhetsfaktor på effektivspenningsbasis, men ikke på totalspenningsbasis. Beregningene utført på totalspenningsbasis er relativt like, det er kun 3,5 % avvik mellom beregningen utført i GeoSuite i denne oppgaven og Norconsult AS sin totalspenningsanalyse. Avvikene mellom analysene utført på effektivspenningsbasis er betydelig større.

Tabell 4.5: Sikkerhetsfaktorer beregnet i GeoSuite og PLAXIS 2D sammenlignet med tidligere berginger utført av Norconsult AS (2021a) og Multiconsult ASA (2018) på totalspenningsbasis (SF_{su}) og effektivspenningsbasis ($SF_{c\phi}$).

Sikkerhetsfaktor	GeoSuite	PLAXIS 2D	Norconsult AS	Multiconsult ASA
SF_{su}	1,17	1,24	1,13	1,00
$SF_{c\phi}$	1,36	-	2,55	1,57

4.4.2 Diskusjon av plane 2D-analyser

Beregningene utført i denne analysen gir generelt lave avvik, noe som forventes med tanke på at analysene er utført i ulike beregningsprogram med ulike forutsetninger. Hovedforskjellen mellom GeoSuite og PLAXIS er at de bygger på ulike beregningsprinsipper. GeoSuite beregner momentlikevekt ved bruk av lamellmetoden, mens PLAXIS diskretiserer jordmodellen i elementer for så å beregne kapasiteten av hvert enkelt element. Antall elementer og noder er dermed viktige i PLAXIS for å oppnå nøyaktige nok resultater.

Avviket mellom analysene skyldes også ulike antagelser og utgangspunkt for den undersøkte modellen. Modellen i GeoSuite har tatt utgangspunkt i eksakte terrengkoter hentet fra hoyedata.no, mens modellen i PLAXIS 2D er idealisert og har plane flater. I tillegg er det definert noe ulike skjærfasthetsprofiler. Det lave avviket mellom de beregnede sikkerhetsfaktorene for de udrenerte analysene indikerer at valgte parametre og utførte antagelser er tilstrekkelige.

I henhold til Eurokode 7, ref. Standard Norge (2020), skal sikkerhetsfaktor beregnet på totalspenningsbasis være større enn 1,4 og større enn 1,25 på effektivspenningsbasis. Beregnede sikkerhetsfaktorer er under kravene for totalspenningsbasis, men ikke effektivspenningsbasis. Resultatene stemmer både overens med Multiconsult ASA (2018) og Norconsult AS (2021a) sine vurderinger om at stabilitet på Tofte er tilstrekkelig på effektivspenningsbasis, men ikke totalspenningsbasis.

Det er registrert avvik mellom totalspenningsanalysene utføre av Norconsult AS, Multiconsult ASA og foreliggende oppgave. Resultatet fra totalspenningsanalysen utført i GeoSuite i denne oppgaven viser betydelig mindre avvik mellom totalspenningsanalysen utført av Norconsult AS enn Multiconsult ASA sin tilsvarende analyse. Dette kan skyldes at Norconsult AS sine beregninger er utført i samme ravinedal, mens Multiconsult ASA har utført beregningene lenger nord i ravinedalen. Dette betyr at ulikhetene i grunnforholdene og topografien er noe større og analysene blir ikke like sammenlignbare. Norconsult AS sin totalspenningsanalyse er heller ikke utført i samme profil som i denne oppgaven. Likevel er profilet plassert i samme skråning og har tatt utgangspunkt i flere av de samme sonderingene ved tolkning av lagdeling og materialparametre.

4.5 Aksesymmetriske analyser i PLAXIS 2D

Som tidligere nevnt antar todimensjonale analyser plan tøyningstilstand og tar derfor ikke hensyn til den varierende geometrien i ravinedalen på Tofte. Det undersøkte snittet ligger i en skråning med konkav kurvatur. For å undersøke om kurvatureffekten påvirker stabiliteten i skråningen kan det utføres enkle analyser ved hjelp av aksesymmetri i PLAXIS 2D.

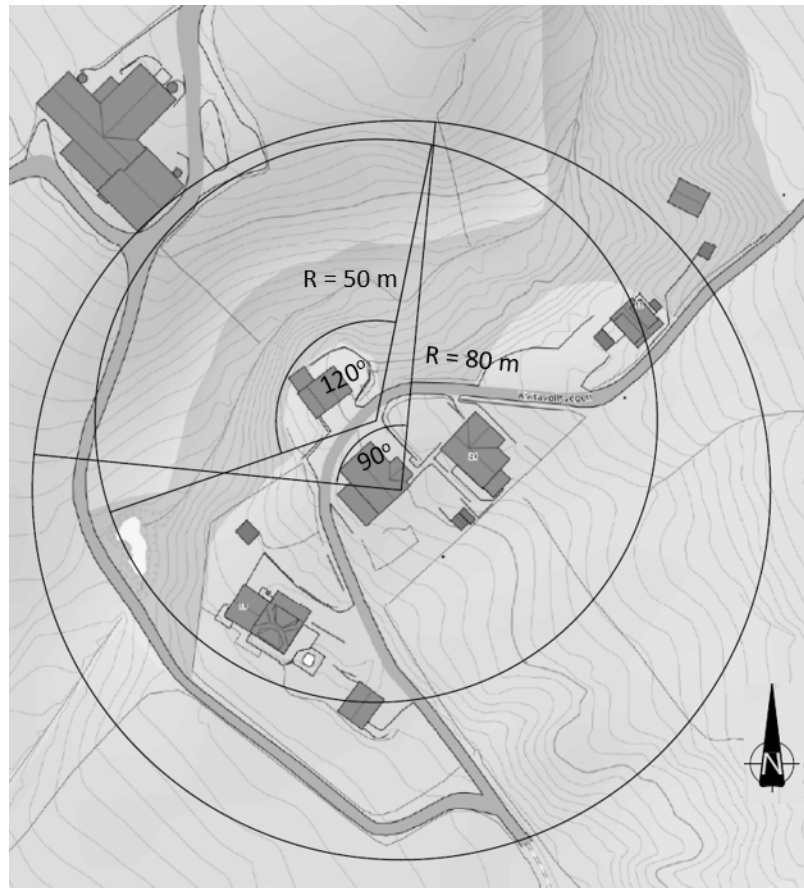
Beregningsmodell

Det er tatt utgangspunkt i samme modell og parametre som for plan tøyningstilstand i PLAXIS 2D presentert i delkapittel 4.4 over. Forskjellen er at analysene nå utføres med aksesymmetriske beregninger for konkav kurvatur. Det innebærer at modellen er symmetrisk om referanseaksen, som er plassert foran skråningsfoten, se figur 2.3. Radiusen av kurvaturen er dermed avstanden fra referanseaksen til skråningsfoten, definert som R_b . I dette tilfellet er det sett på to ulike radier. Radiene er bestemt basert på eksakt terreng ved å sette inn sirkler som følger terrenget og måle radiusen av de, se figur 4.6.

Avhengig av hvor senteret av sirkelen plasseres varierer radiusen. Skråningen har varierende kurvatur og det er vanskelig å tyde eksakt hvor kurvaturen endres, spesielt mot sør hvor skråningen blir slakere. Derfor er det vanskelig å bestemme eksakte parametre og det er tilpasset to ulike radier avhengig av hvor senteret er plassert. Radiene fra figur 2.3 gjelder fra senter av sirkelen til toppen av skråningen. Selve skråningen er 30 m lang, slik at den konkave radiusen blir $R_b = 30$ m eller $R_b = 50$ m.

4.5.1 Resultater

Resultatene fra analysene utført med plan tøyning og aksesymmetri er presentert i tabell 4.6. Faktoren for beregnet kurvatureffekt, $F_{aksymmetri}$, er definert i ligning 6.1, som forholdet mellom aksesymmetrisk sikkerhetsfaktor og sikkerhetsfaktor for plan tøyningstilstand. Slik at positiv faktor indikerer økning av sikkerheten mellom plan og aksesymmetrisk sikkerhetsfaktor. Denne økningen beskrives som kurvatureffekt. Kurvatureffekt på 1,13 og 1,09 indikerer en økning på 13 % og 9 % for aksesymmetriske analyser med hhv. $R_b = 30$ m og $R_b = 50$ m i forhold til plan tøyning.



Figur 4.6: Illustrasjon av geometriske kurvaturparametre for skråningen i Ravinedalen på Tofte 2.

Tabell 4.6: Sikkerhetsfaktorer og kurvatureffekter beregnet i PLAXIS 2D med plan tøyningstilstand og aksesymmetri.

Beregningsmodell	Sikkerhetsfaktor, SF []	Kurvatureffekt, $F_{aksymmetri}$ []
Aksesymmetri ($R_b = 30$)	1,40	1,13
Aksesymmetri ($R_b = 50$)	1,35	1,09
Plan tøyningstilstand	1,24	-

Videre ble det utført flere analyser for å undersøke hvordan radiusen påvirker stabiliteten. Resultatene er presentert i tabell 4.7.

Tabell 4.7: Sikkerhetsfaktorer og kurvatureffekter beregnet i PLAXIS 2D med aksesymmetri for ulike radier.

Konkav radius, R_b [m]	$r_b = R_b/H$ []	Sikkerhetsfaktor, SF []	Kurvatureffekt, $F_{aksymmetri}$ []
20	1,33	1,44	1,16
30	2,00	1,40	1,13
40	2,67	1,37	1,10
50	3,33	1,35	1,09
60	4,00	1,34	1,08

Diskusjon av plan tøyningstilstand og aksesymmetri

Økt sikkerhetsfaktor ved aksesymmetriske analyser sammenlignet med analyser utført med plan tøyning, indikerer at skråningen trolig har en tredimensjonal situasjon. Videre er det kjent at korte radier gir større kurvatureffekt. Resultatene fra analysene gir konsekvent større sikkerhetsfaktor jo lavere radiusen er, sammenlignet med plan tøyningstilstand, og dermed større kurvatureffekt med avtagende radius. Det er størst avvik mellom kurvatureffekten for de lave radiene og mindre forskjell jo større radiusen blir. Dette stemmer overens med litteraturen som sier at jo større kurvatur radius, jo nærmere blir løsningen plan tøyningstilstand. Følgelig vil ytterligere økt radius gi mindre kurvatureffekt.

Generelt er kurvatureffekten lav og ligger mellom 8% og 16% for alle de utførte analysene. For den konkave skråningen på Tofte 2 viser resultatene 9 % og 13%, det vil si for henholdsvis $R_b = 30$ m og $R_b = 50$. Grensen for når kurvatureffekten er stor nok for å kunne avgjøre om den er utslagsgivende, er vanskelig å si. Det er derfor ønskelig å undersøke denne problemstillingen nærmere. Dette gjøres i senere kapitler.

Kapittel 5

Dagens praksis

5.1 Bruk av 3D-effekter i dagens praksis

Innledningsvis i denne oppgaven er det ønskelig å kartlegge metodene som brukes ved tredimensjonale stabilitetsproblemer i praksis. Kartleggingen er gjort ved å kontakte en rekke sentrale geotekniske bedrifter. Det er totalt blitt kommunisert med fire bedrifter enten gjennom digitale møter eller via e-post. For å kunne gjøre rede for hvordan 3D-effekter tas hensyn til ved stabilitetsanalyser i dagens praksis, er det formulert følgende spørsmål til intervjuobjektene.

1. I hvor stor grad tas 3D-effekter hensyn til ved beregning av stabiliteten i skråninger med tredimensjonal geometri?
2. Hvilke metoder brukes for håndtering av 3D-effekter i stabilitetsanalyser?
3. Hvordan tas kurvatur hensyn til i stabilitetsberegninger?

Nedenfor følger det en oppsummering av svarene fra hver bedrift.

Norconsult AS

Ettersom masteroppgaven er formulert med hjelp fra Norconsult AS, var det naturlig å kontakte bedriften for å innhente informasjon om deres metoder. Generelt gir Norconsult AS (2022) uttrykk for at 3D-effekter brukes med stor forsiktighet i stabilitetsberegninger. Hvis 3D-effekter tas

i bruk, er det normalt i forbindelse med vurdering av lokalstabilitet i utgravinger.

I tilfeller hvor 3D-effekter er tatt hensyn til i problemstillinger knyttet til skråningsstabilitet, er det i situasjoner hvor skråningen har begrenset bredde. Effekten av slike tredimensjonale geometrier blir vurdert i GeoSuite Stability, hvor effekten av skjærmobilisering langs bruddflaten tas inn. GeoSuite-metoden er ytterligere diskutert i delkapittel 3.1.2. Bedriften uttrykker ellers behov for å kartlegge hvor reell denne metoden er og hvorvidt den bør brukes.

Geovita AS

Geovita AS (2022) forteller at tredimensjonale stabilitetsanalyser benyttes i liten grad. I samsvar med Norconsult AS angir Geovita AS at vurdering av 3D-effekter forekommer oftest ved modellering av geotekniske konstruksjoner som spunt og lignende. Når det gjelder stabilitetsanalyser, er GeoSuite-metoden mest brukt.

GrunnTeknikk AS

I likhet med de andre bedriftene bruker GrunnTeknikk AS (2022) 3D-effekter med forsiktighet, men bedriften viser kjennskap til fire ulike metoder for evaluering av 3D-effekter. Den første metoden er basert på figur 5 og 21 i Janbu et al. (1956), og er brukt til å vurdere bæreevneproblemer og avstivede utgravinger. GrunnTeknikk AS har også brukt denne metoden til å vurdere lokal skråningsstabilitet i forbindelse med utgravinger og fyllinger, ref. GrunnTeknikk AS (2021).

Øvrige metoder som GrunnTeknikk AS viser til er brukt ved evaluering av sikkerhetsfaktor for skråninger med begrensede bredder. Slike skråninger forekommer ofte i områder hvor tilstøtende terreng har betydelig større fasthet, enten som følge av naturlig årsaker eller på grunn av grunnforsterkninger. Praksis for vurdering av 3D-effekter i skråninger med kurvaturer fremstår for øvrig som fraværende.

Tilsvarende som øvrige bedrifter oppgir GrunnTeknikk AS at GeoSuite-metoden brukes i tilfeller hvor skråningen har begrenset bredde. I tillegg nevner GrunnTeknikk AS metoden presentert av Jostad & Lacasse (2015). Dette er en metode som brukes til kvantifisere 3D-effekten basert på figur 3.1. Figuren angir aktuell 3D-effekt for en skråning med en gitt bredde-høyde forhold, w , skråningshelning, b , og dybde, d . Tredimensjonal sikkerhetsfaktor bestemmes videre ved hjelp av ligning 3.1. Ettersom studien er basert på konstant skjærfasthetsprofil, er den kun brukt som

en innledende estimering for å vurdere hvorvidt 3D-effektene er utslagsgivende eller ikke.

GrunnTeknikk AS viser videre til oppdrag hvor metoden med gjennomsnittlig sikkerhetsfaktor er brukt til å kvantifisere 3D-effekten. Generelt går metoden ut på å utføre flere todimensjonale stabilitetsberegninger. Dimensjonerende sikkerhetsfaktor bestemmes så ved å ta et vektet gjennomsnitt av disse analysene.

Ettersom mange av metodene er basert på idealiserte skråninger, er det store usikkerheter knyttet bruken av disse. GrunnTeknikk AS vurderer derfor alle metodene for å finne den mest konservative løsningen.

Statens vegvesen

På lik linje som de øvrige bedriftene, forteller Statens vegvesen at 3D-effekter brukes med stor forsiktighet. Staten vegvesen (2022) viser også kjennskap til tredimensjonale stabilitetsberegninger basert på figur 5 og 21 i Janbu et al. (1956). Denne metoden er situasjonsavhengig og gjelder for problemstillinger hvor bæreevne eller avstivede utgravninger er aktuelle. Selv om metoden er basert på prinsipper som gjelder for bæreevne problemstillinger, er den likevel sett i bruk for vurdering av lokal skråningsstabilitet i forbindelse med utgraving eller fyllinger.

Bedriften viser i likhet med GrunnTeknikk AS kjennskap til Jostad & Lacasse (2015) metoden. Ettersom metoden er basert på konstant skjærstyrke, vil den kunne ha begrensninger fordi denne antagelsen er sjeldent realistisk. Metoden gir likevel en enkel mulighet for å kontrollere om 3D-effekter kan være utslagsgivende eller ikke.

I likhet med de øvrige bedriftene er GeoSuite-metoden også brukt av Statens vegvesen, og gir grunnlag for vurdering av effekten fra sideskjær i skråninger med kohesjonsmaterialer. Statens vegvesen anbefaler dog at det må utøves forsiktighet ettersom full sideskjær kan gi for stor økning av beregnet sikkerhetsfaktor. Tilsvarende som metoden beskrevet av Jostad & Lacasse (2015), virker forutsetningene å være relativt idealiserte for en virkelig problemstilling.

Når det gjelder kurvatur, viser bedriften til en metode som går ut på å beregne mange 2D-snitt omkring kurvaturen. Basert på alle 2D-analysene kan beliggenheten av det mest kritiske snittet finnes. Dette snittet angir sikkerhetsfaktor som blir dimensjonerende for det aktuelle området.

Oppsummering

Svarene fra samtlige bedrifter indikerer at 3D-effekter er vurdert relativt sjeldent i praksis. I de tilfellene 3D-effekter tas hensyn til er det normalt i forbindelse med bæreevneproblemer og avstivede utgravninger eller skråninger med begrenset bredde. Sistnevnte fremstår som den mest brukte og utføres normalt ved hjelp av GeoSuite-metoden. Begrensning av bredde kan skyldes endret styrke i tilstøtende terreng som følge av fjell, naturlige avsetningsmønstre eller på grunn av grunnforsterkninger.

Imidlertid er det store usikkerheter knyttet til overnevnte metoder. Det er utført flere forenklinger og antagelser, slik at metodene i prinsipp kun er gyldige for idealiserte tilfeller. Eksempelvis kan bruk av sideskjær-inputen i GeoSuite føre til overestimering av sikkerhetsfaktoren. Dermed bør den oppnådde sideskjærfaktoren reduseres og anvendes med forsiktighet. Store usikkerheter ved metodene er derfor grunnen til at 3D-effekter anbefales å brukes med forsiktighet og konservative 2D-analyser prioriteres.

Generelt indikerer svarene fra bedriftene at 3D-effekter i forbindelse med kurvatur vurderes svært sjeldent i praksis. Kun en av bedriftene nevnte en metode for hvordan stabilitetsanalyser utføres i områder med utpreget kurvatur. Metoden innebærer å beregne mange 2D-snitt i en kurvet skråning. Resultatene av disse brukes for å finne det mest konservative snittet og ta utgangspunkt i dette. Vurdering av 3D-effekter i forbindelse med kurvatur virker ellers å være fraværende.

Kapittel 6

Aksesymmetriske analyser i PLAXIS 2D

Normalt har naturlige skråninger kompleks geometri som motsier antagelsen om plan tøyningstilstand. I denne studien er det valgt å undersøke effekten av kurvatur nærmere. Tidligere studier, blant annet Zhang et al. (2013), viser at radiusen påvirker kurvatureffekten for en skråning. I tillegg har Jostad & Lacasse (2015) vist at kurvatureffekten varierer med bruddflatens dybde. Analysene i dette kapitlet går dermed ut på å gjennomføre en parameterstudie, hvor bruddflatens dybde, D , og kurvatur radiene R_t og R_b er parametre av interesse. Parameterne er normalisert, slik at det enklere kan trekkes sammenligninger til tidligere studier. Dermed undersøkes dybde-høydeforholdet, d , og radius-høydeforholdene, r_t og r_b , nærmere. Det er totalt utført analyser for fem ulike dybde-høydeforhold og åtte ulike radius-høydeforhold, både for konkav og konveks kurvatur.

Analysene er utført ved hjelp av den aksesymmetriske beregningsmodellen i PLAXIS 2D. Denne kan brukes for sirkulære strukturer med et jevnt radielt tverrsnitt og korresponderende radiell spennings- og lasttilstand rundt referanseaksen. Metoden gir mulighet til å studere effekt av kurvatur på en enkel og effektiv måte, og er nærmere beskrevet i delkapittel 2.4.2.

6.1 Aksesymmetrisk beregningsmodell

Avhengig av plasseringen av referanseaksen kan effekten av enten konkav eller konveks kurvatur studeres. Konkav skråning modelleres med referanseaksen foran skråningsfoten (y_b-x_b), mens konveks skråning modelleres med referanseaksen bak skråningstoppen (y_t-x_t), som vist i figur 2.3.

Tabell 6.1 presenterer geometriparametre som er brukt i analysene. Disse er valgt med utgangspunkt i skråningsgeometrien på Tofte presentert i tabell 4.4, men med noen justeringer. Justeringene er gjort for å sikre stor nok utstrekning av modellen slik at bruddmekanismen kan utvikles fullstendig. Dersom modellen er for liten kan brudd fremkomme i randene av modellen, i stedet for å mobilisere seg fullstendig som en klassisk bruddsirkel. Dette gjelder særlig i tilfeller med dype bruddflater. Derfor kreves det stor lengde enten foran eller bak skråningen avhengig av om det er konkav eller konveks skråning.

Tabell 6.1: Geometriparametre benyttet i aksesymmetriske beregninger utført i PLAXIS 2D.

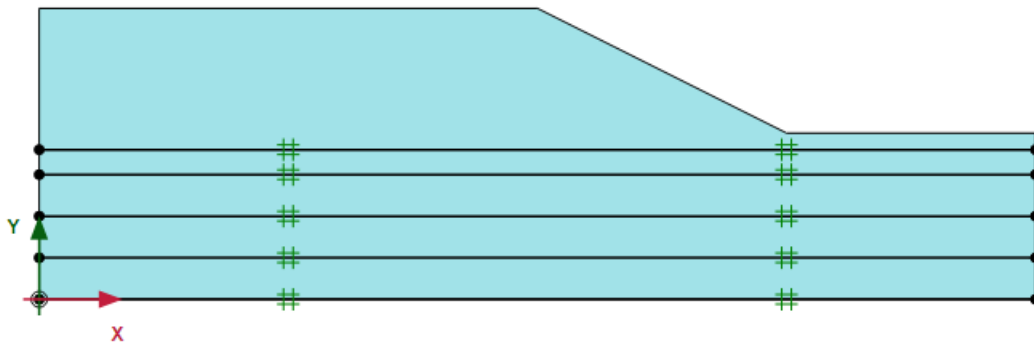
Kurvatur	Parameter	Symbol	Verdi
Begge	Skråningshøyde	H [m]	15
	Skråninghelning	b [°]	2
	Skråningslengde	L [m]	30
	Dybde	D [m]	2, 5, 10, 15, 20
	Dybde-høydeforhold	d [°]	0.13, 0.33, 0.67, 1.0, 1.33
Konkav	Konkav radius	R_b [m]	30, 60, 90, 120, 180, 300, 450, 600
	Radius-høydeforhold	r_b [°]	2, 4, 6, 8, 12, 20, 30, 40
	Lengde topp	LT [m]	60
Konveks	Konveks radius	R_t [m]	30, 60, 90, 120, 180, 300, 450, 600
	Radius-høydeforhold	r_t [°]	2, 4, 6, 8, 12, 20, 30, 40
	Lengde bunn	LB [m]	30

Tabell 6.2 viser aktuelle materialparametre og hvilken elementinndeling som er valgt for denne analysen. Det er blant annet valgt konstant skjærfasthetsprofil for denne analysen. Som følge av dette vil bruddflaten utvikles helt til bunnen av modellen.

Tabell 6.2: Materialparametre benyttet i aksesymmetriske beregninger utført i PLAXIS 2D.

Parameter	Verdi
Modell	Mohr Coulomb
Type drenering	Undrenert C
Elementinndeling	Veldig fin
$\gamma_{\text{usat}} = \gamma_{\text{sat}}$	19 kPa
E_u	10 000 kPa
ν_u	0,495
S_u	50 kPa

For å tvinge bruddet til å gå i ønskede dybder er det modellert fastholding (*line displacement*) ved ulike dybder i skråningen, som vist i figur 6.1. Fastholdingen definerer nedre grense av modellen for den aktuelle analysen og forhindrer deformasjoner fra å utvikle seg dypere i modellen. Når analysen for den aktuelle dybden er ferdig, flyttes fastholdingen dypere i modellen og tillater dermed bruddflaten å utvikle seg dypere enn foregående grense. Den samme operasjonen er gjentatt for fem ulike dybder og for hver radius. Oppbygging av beregningsfaser i PLAXIS 2D er vist i tillegg B.1.

Figur 6.1: Oppbygging av modell i PLAXIS 2D med fastholding (*line displacement*) ved ulike dybder.

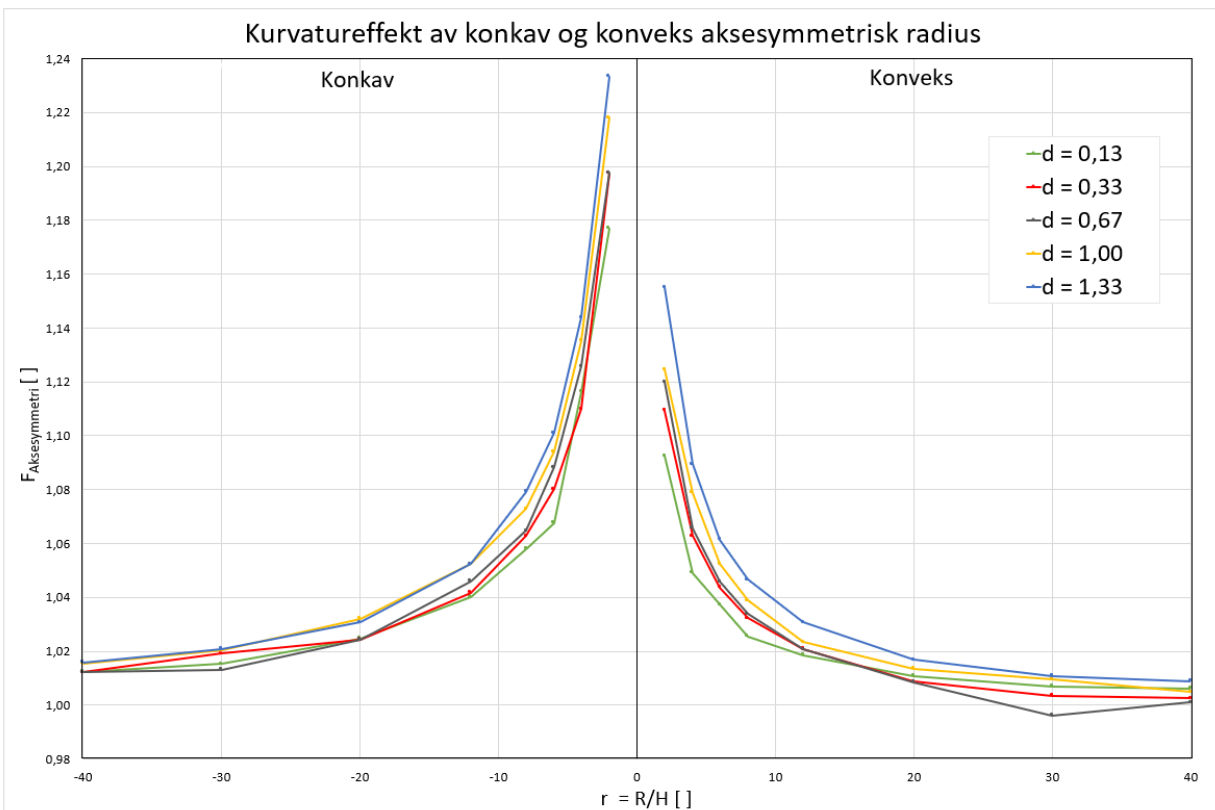
Etttersom skråningsgeometrien endres for hver analyse, er det beregnet sikkerhetsfaktor for tilsvarende modeller med plan tøyning. Dette er gjort for å sikre at nøyaktig sammenligning mellom aksesymmetri og plan tøyning ved kvantifisering av kurvatureffekten.

6.2 Resultater for aksesymmetriske analyser

Basert på modellgeometrien i kapittel 6.1 er det utført åtte analyser ved å variere radius-høydeforholdet, r . For hver r er det beregnet sikkerhetsfaktor ved fem ulike dybder. Disse sikkerhetsfaktorene sammenlignes med sikkerhetsfaktorer fra analyser utført med tilsvarende geometri og plan tøyningstilstand. Dette gjøres for å kvantifisere kurvatureffekten for konkave og konvekse skråninger. Kurvatureffekten, $F_{aksymmetri}$, er definert som forholdet mellom aksesymmetrisk sikkerhetsfaktor og sikkerhetsfaktor for plan tøyningstilstand, slik som vist i ligning 6.1. Kurvatureffekten representerer dermed endringen mellom sikkerheten beregnet med plane og aksesymmetriske analyser.

$$F_{aksymmetri} = \frac{SF_{aksymmetri}}{SF_{plan\ tøyning}} \quad (6.1)$$

Figur 6.2 presenterer resultatene fra både konkave og konvekse aksesymmetriske analyser.

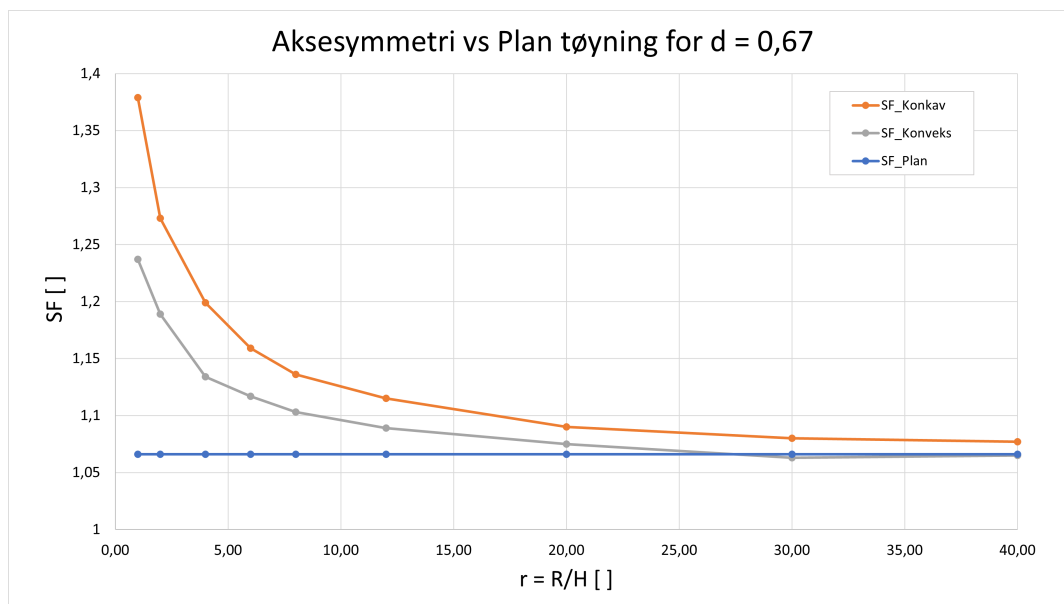


Figur 6.2: Kurvatureffekter, $F_{aksymmetri}$, for ulike dybder plottet mot radius-høydeforholdet, r .

I figur 6.2 er kurvatureffekten for ulike dybde-høydeforhold er plottet mot radius-høydeforholdet. Negative verdier av r representerer konkav geometri ($-r_b = -R_b/H$), og positiv r representerer konveks ($-r_t = -R_t/H$). Når $F_{aksesyometri} = 1,0$ tilsvarer dette plan tøyningstilstand og en høyere faktor indikerer positiv kurvatureffekt, som er ekvivalent med økning av sikkerhetsfaktor.

Fra figuren ovenfor, kommer det tydelig frem at effekten er størst for $|r| < 8$. For $|r| > 8$ konvergerer kurvatureffekten mot plan løsning. Det vil si at jo større radius-høydeforhold blir, desto nærmere er løsningen plan tøyningstilstand. Generelt gir store dybde-høydeforhold størst kurvatur-effekt for det aktuelle radius-høydeforholdet. Dette kommer tydelig frem for $|r| < 8$. For større radius-høydeforhold blir påvirkningen på kurvatureffekten som følge av økt dybde-høydeforhold mindre konsekvent. I tillegg kommer det frem at kurvatureffekten er alltid større for konkave analyser enn konvekse, for de samme radius-høydeforholdene.

For å studere variasjon av kurvatureffekter i mer detalj, er det valgt å se på variasjonen av radius-høydeforhold for ett utvalgt dybde-høydeforhold. Figur 6.3 viser plott av sikkerhetsfaktor for konkav, konveks og plan skråning når bruddflaten er 10 m dyp, det vil si $d = 0,67$.



Figur 6.3: Sikkerhetsfaktor for konkav og konveks aksesymerisk skråning sammenlignet med sikkerhetsfaktorer for plan skråning med $d = 0,67$. Horisontalaksen angir radius-høydeforhold $r = R/H$.

Generelt viser resultatene at aksesymeriske analyser gir høyere sikkerhetsfaktor enn plan tøyning. I tillegg viser figuren at sikkerhetsfaktor for en konkav skråning er konsekvent høyere enn sikkerhetsfaktoren for en konveks. Avviket mellom plan og aksesymerisk sikkerhetsfaktor er

størst ved lave radius-høydeforhold, r , og avtar betydelig med økende r . Avviket øker raskt for $r < 8$, og konverger sakte mot plan løsning for $r > 12$. Slik som det kommer av figuren, ligger SF_{konkav} noe over SF_{plan} , selv for store r .

Tabell 6.3 presenterer beregnede kurvatureffekter for konkave skråninger med ulike konkave radius-høydeforhold, r_b , og dybde-høydeforhold, d , som er analysert i denne studien. Tilsvarende, viser tabell 6.4 oppnådde kurvatureffekter for konvekse skråninger, med ulike r_t og d .

Tabell 6.3: Kurvatureffekter, $F_{\text{aksesymmetri}}$, for konkav kurvatur med ulike r_b og d .

Konkav kurvatureffekt, $F_{\text{aksesymmetri}}$ []					
$r_b = R_b/H$	$d=0,13$	$d=0,33$	$d=0,67$	$d=1$	$d=1,33$
2	1,167	1,195	1,196	1,215	1,230
4	1,105	1,109	1,127	1,133	1,142
6	1,061	1,081	1,089	1,095	1,100
8	1,058	1,061	1,068	1,073	1,079
12	1,040	1,044	1,048	1,052	1,053
20	1,025	1,024	1,024	1,032	1,031
30	1,026	1,019	1,015	1,021	1,020
40	1,012	1,012	1,012	1,017	1,015

Tabell 6.4: Kurvatureffekter, $F_{\text{aksesymmetri}}$, for konvekse kurvatur med ulike r_t og d .

Konvekse kurvatureffekt, $F_{\text{aksesymmetri}}$ []					
$r_t = R_t/H$	$d=0,13$	$d=0,33$	$d=0,67$	$d=1$	$d=1,33$
2	1,092	1,109	1,120	1,125	1,155
4	1,049	1,063	1,066	1,079	1,089
6	1,037	1,044	1,046	1,052	1,061
8	1,026	1,032	1,034	1,039	1,047
12	1,019	1,021	1,021	1,023	1,031
20	1,011	1,009	1,008	1,014	1,017
30	1,007	1,003	0,996	1,010	1,011
40	1,006	1,003	1,001	1,005	1,009

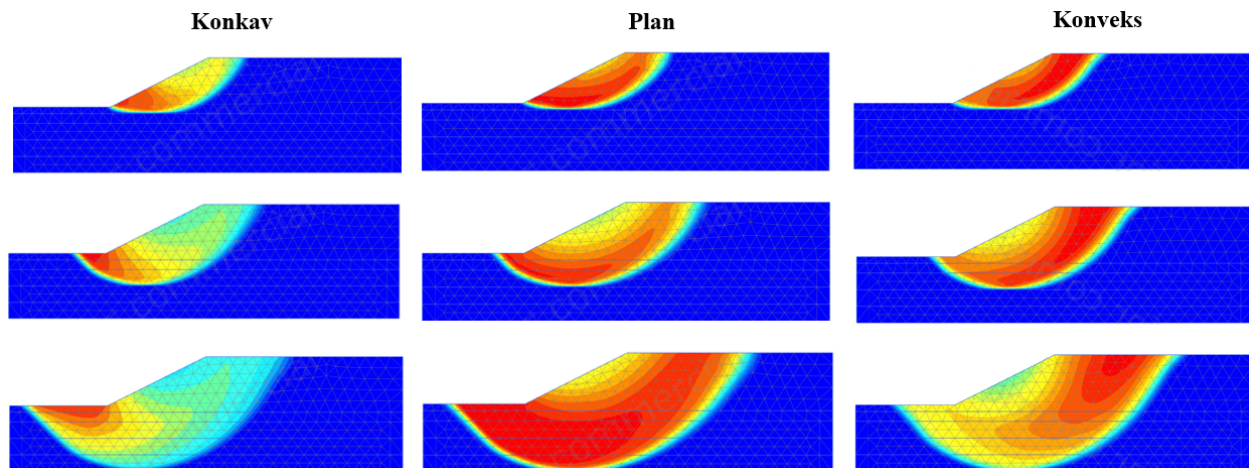
Slik som det følger av tabellene øker kurvatureffekten, $F_{\text{aksesymmetri}}$, med økende d . Videre avtar kurvatureffekten med økende r for både konkav og konvekse skråning. Størst $F_{\text{aksesymmetri}}$ finnes øverst til høyre, altså for stor d og lav r . Minste $F_{\text{aksesymmetri}}$ er lokalisert nederst til venstre i tabel-

lene, ved liten d og stor r . $F_{\text{aksesyometri}}$ for konkav skråning er generelt høyere enn $F_{\text{aksesyometri}}$ for en konveks kurvatur. Dette samsvarer med figur 6.3 som viser tilsvarende trend. For $r = 2$ og $d = 1,33$ er $F_{\text{aksesyometri}} = 1,23$ for en konkav skråning, dette tilsvarer en økning på 23 % mellom plan og konkav aksesymetrisk analyse. For konveks kurvatur er økningen på 15,5 % for tilsvarende r og d .

Tilsvarende som vist i figur 6.2, viser tabell 6.3 og 6.4 at kurvatureffekten øker raskt når r blir lav. Generelt er kurvatureffekten større enn ca. 1,06 for konkave skråninger når $r \leq 8$, og for konvekse skråninger når $r \leq 4$. Når $d = 0,13$ er kurvatureffekten litt lavere enn 1,06.

Utvikling av bruddmekanisme

Ettersom samtlige analyser har tilsvarende bruddmekanisme er det valgt å vise bruddmekanismen for en utvalgt radius, for både konkav, plan og konveks skråning. Figur 6.4 viser konturplott med inkrementell deformasjon i PLAXIS 2D for å synliggjøre bruddmekanismene. Det er kun valgt å vise plott utvalgte verdier av d . Øvrige plott av bruddmekanismer er vist i tillegg B.



Figur 6.4: Bruddmekanisme for henholdsvis konkav, plan og konveks skråning med $d = 0,13$, $d = 0,67$ og $d = 1,33$.

Slik som det kommer frem av figuren er deformasjonsutviklingen ulik for de tre tilfellene. For konkav skråning er det størst konsentrasjon av inkrementell deformasjon omkring skråningsfoten, mens konsentrasjonen er motsatt for den konvekse skråningen, spesielt for stort dybde-høydeforhold. Den plane skråningen viser derimot en mer uniform deformasjonsutvikling.

Effekt av Tension cut off

I PLAXIS har brukeren mulighet til å velge mellom å kjøre analysene med eller uten funksjonen *Tension cut off*. Denne funksjonen styrer om antakelsen om uendelig stor strekkstyrke i jordmaterialet skal være gjeldende eller ikke. Dersom *Tension cut off* er av, regnes det som om jordmaterialet har uendelig stor strekkstyrke. I denne studien har analysene blitt utført uten *Tension cut off*, som er standard innstillingen i PLAXIS. For å undersøke effekten av *Tension cut off* ble det utført nye analyser med denne funksjonen på. Analysen ble kjørt for en konkav og en konveks skråning med $r_b = r_t = 4,0$. Resultatene er presentert i i tabell 6.5. Fra tabellen vises det at sikkerhetsfaktoren avtar når funksjonen *Tension cut off* er på, men reduksjonen er lav. Den ligger kun mellom 1-5 % for samtlige beregninger.

Tabell 6.5: Sikkerhetsfaktorer for konkav og konveks skråning beregnet i PLAXIS 2D med og uten *Tension cut off* (TCO).

r = R/H	d = D/H	Konkav		Konveks	
		SF _{uten TCO} []	SF _{med TCO} []	SF _{uten TCO} []	SF _{med TCO} []
4,0	0,13	1,43	1,36	1,35	1,29
	0,33	1,27	1,25	1,22	1,18
	0,67	1,20	1,17	1,13	1,11
	1,0	1,17	1,14	1,11	1,09
	1,33	1,15	1,13	1,10	1,08

6.3 Diskusjon av aksesymmetrisk analyser

Aksesymmetri i PLAXIS 2D gir en mulighet for en enkel vurdering av kurvatureffekter. Gjennom litteraturstudien er det registrert økende 3D-effekt med avtakende bredde-høydeforhold i skråningen med begrenset bredde. Det vil si at jo mindre bredden av skråningen er, desto større er 3D-effekten som følge av bidrag fra tilstøtende terreng. Tilsvarende er det registret økende kurvatureffekt med avtakende radius-høydeforhold. Dette innebærer at jo lavere radiusen, desto større er kurvatureffekten. Det spesifiseres at 3D-effekt brukes for endring i sikkerhetsfaktor mellom plan tøyningstilstand og endelig bredde, men kurvatureffekt brukes for ending i sikkerhetsfaktor mellom plan tøyningstilstand og aksesymmetri.

Ifølge resultatene er endringen i kurvatureffekten betydelig større når $|r| \leq 8$. Jo større radius-høydeforholdet, r , blir, desto mindre blir endringen av effekten og den konvergerer mot løsningen for plan tøyningstilstand. Dette innebærer at når r blir stor, vil effekten av kurvaturen kunne bli såpass liten at antagelsen om plan tøyningstilstand er gyldig. For $|r| \geq 20$ går kurvatureffekten av en konkav skråning raskt mot plan tøyningstilstand. Konkav kurvatur gir derimot en litt høyere effekt, noe som indikerer at radius-høydeforholdet må økes ytterligere for å oppnå plan tøyningstilstand.

Figur 6.2 viser generelt at stort dybde-høydeforhold, d , gir størst kurvatureffekt for det aktuelle radius-dybdeforholdet, r . Påvirkningen av d kommer tydelig frem for lav r . Likevel er det enkelte unntak ved lave verdier av d , spesielt for $|r| > 12$. I disse tilfellene er endringen mellom beregnet kurvatureffekt generelt lav. Dette kan være rimelig med tanke på at kurvatureffekten normalt blir lav når r blir stor, og dermed vil ikke påvirkningen av d være like utslagsgivende for kurvatureffekten.

Resultatene fra de aksesymmetriske analysene viser at kurvatureffekten generelt er positiv. Det vil si at sikkerhetsfaktoren øker som følge av kurvatur i forhold til en plan skråning, noe som bekrefter antakelsen om at plan tøyningstilstand er konservativ. Største kurvatureffekt er på 1,230 og inntreffer for en konkav skråning med kombinasjon av liten r og stor d . Kurvatureffekten er noe mindre for konveks og ligger på det meste på 1,155. Generelt kan det vises kurvatureffekt på mer enn ca. 1,06 for konkave skråninger med $|r| < 8$. For konvekse skråninger må det ses på lavere radius-høydeforhold for å finne tilsvarende kurvatureffekter. Dette samsvarer med litteraturstudien om at konkav skråning gir større kurvatureffekt enn konveks for tilsvarende radius-høydeforhold.

For konveks kurvatur med $r = 30$ og $d = 0,67$ er det beregnet kurvatureffekt lavere enn 1,0. Det vil si at SF_{Konveks} er lavere enn SF_{Plan} . Denne trenden ser likevel ikke ut til å vedvare, ettersom løsningen konvergerer mot plan løsning for større r . Det er en rekke usikkerheter knyttet til dette resultatet, ettersom det kun gjelder for $d = 0,67$, og kan trolig skyldes numeriske avvik.

Figur 6.4 viser tydelig forskjell i utviklingen av bruddmekanisme for de ulike skråningene. Den inkrementelle deformasjonen er størst i bunn av skråningen for konkav kurvatur. For konvekse skråning er de inkrementelle deformasjonene størst i toppen av skråningen.

Som tidligere nevnt er bruddflaten begrenset manuelt ved å innføre fastholding ved ulike dybder, slik at påvirkningen av dybden til bruddflaten på kurvatureffekten kan studeres. Derav var det nødvendig å utføre analysene med konstant skjærfasthetsprofil, slik at bruddflaten utvikles helt til bunn av modellen. Et slik styrkeprofil er imidlertid sjeldent å finne i virkeligheten. Normalt vil styrken i jordmaterialet øke med dybden. For økende S_u vil dybden av bruddflaten i de fleste tilfeller være grunnere enn med konstant S_u .

Solli (2020) har utført analyser med økende skjærfasthetsprofil. Utover skjærfasthetsprofilen er det en rekke ulikheter mellom modellene i foreliggende aksesymmetriske analyser og tilsvarende analyser utført av Solli (2020). Ulikhetene gjelder blant annet geometri- og materialparametre, og vil trolig føre til en rekke avvik mellom resultatene. Til tross for ulikhetene forventes det sammenfallende resultater for tilvarende dybder av bruddflaten. Ettersom bruddflatens dybde er sammenlignbar ved $d = 0,67$ for begge analysene, er funnene i både Solli (2020) og foreliggende analyse sammenlignet for denne dybden. For $d = 0,67$ og store radius-høydeforhold samsvarer resultatene godt med foreliggende analyser. Det er eksempelvis oppnådd ca. 1,01 kurvatureffekt for en konkav skråning med $r_b = 40$ i begge analysene. Imidlertid er det funnet noe avvik mellom resultatene for små radier. Solli (2020) viser til ca. 1,15 kurvatureffekt for $r_b = 2$ sammenlignet med 1,196 i denne oppgaven. Avvik i resultatene kommer trolig av ulik elementinndeling, samt overnevnte ulikheter i geometri- og materialparametre.

Felles for begge kurvaturene er at de oppnår økt kurvatureffekt som følge av strekkstyrke i jorda. Denne økningen er imidlertid svært lav. Resultatene angir dermed lavere sikkerhet med *Tension cut off* på, slik at disse analysene er mer konservative sammenlignet med analysene hvor denne funksjonen er av. Ettersom effekten er lav, er analysene likevel utført uten *Tension cut off*.

Kapittel 7

Innledende analyse

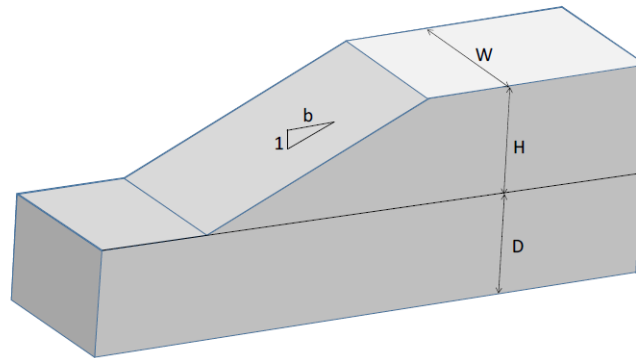
7.1 Valideringsanalyse

For å verifisere tredimensjonale beregningsmetoden i denne oppgaven er det gjort en rekke valideringsanalyser. Analysene gjøres ved å etterligne og beregne eksempler fra tidligere litteratur. Majoriteten av slike eksempler som er funnet gjennom litteraturstudien er gjort med drenerte materialer. For å oppnå sikker og nøyaktig modellering i både udrenert og drenert stabilitetsanalyse er det valgt å verifisere mot tre eksempler, to drenert og et udrenert. 3D-analyser for disse eksemplene sammenlignes med resultater oppnådd av forskjellige forskere ved bruk av andre tredimensjonale beregningsmetoder. For å gjøre tilstrekkelig sammenligning med eksisterende litteratur, er eksemplene modellert med samme parametre og randbetingelser.

7.1.1 Eksempel 1 - Jostad og Lacasse (2015)

Jostad og Lacasse utførte i 2015 en studie for å finne en sammenheng mellom todimensjonal grenselikevektsmetode og tredimensjonal endelig elementmetode for ulike skråningsgeometrier. Hensikten med studien var å tilrettelegge for en enkel analysemetode for å avgjøre hvorvidt 3D-effektene i en gitt skråning er utslagsgivende eller ikke. 3D-effekten i studien gjelder for en skråning med begrenset bredde og er kvantifisert ved å variere bredden innover i planet, W , skråningshelning, b , samt dybde under skråningsfot D . Definisjoner av geometrien for den tre-

dimensjonale skråningen følger av figuren 7.1.



Figur 7.1: Beskrivelse av geometrier Jostad & Lacasse (2015)

Samtlige variabler i studien er normalisert med hensyn på høyden. Effekt av bredde-høydeforholdet, $w = W/H$, er sjekket for verdier av $w = 1, 2, 4$ & ∞ . På grunn av symmetri er kun halve bredden ($W/2$) modellert med en ru og en glatt side. Ru side er modellert med fastholdning (*surface prescribed displacement*). Som nevnt gjelder studien for skråninger med begrensede bredder. Dette betyr at det i virkeligheten er fastere materiale eller fjell som begrenser bredden av skråningen innover i planet, slik at skråningen opptrer som en løsmasselomme.

Jostad & Lacasse (2015) utførte samtlige analyser i NGIs eget elementmetodeprogram Bifurc3D med 20-noders heksaedriske (brick) elementer. I denne oppgaven er tilsvarende skråninger analysert i PLAXIS 3D med 10-noders tetrahedrale elementer. På grunn forskjell i beregningsprogram og elementtype er det naturlig å forvente noe avvik i oppnådde resultater. Nevnte forskjeller mellom elementene vil følgelig påvirke elementinndelingen og antall tilgjengelige noder i modellene. Det bør imidlertid oppnås sammenlignbare resultater for et stort antall elementer.

Tilsvarende valideringsanalyse er utført i masteroppgaven til Vebjørn Andrè Solli. Analysene i Solli (2020) er utført i PLAXIS 3D med 10-noders tetrahedrale elementer. Disse analysene gir dermed ytterligere grunnlag for validering av metoden i denne oppgaven.

Sammenligning av 3D-effekter

Den tredimensjonale effekten er i dette tilfelle kvantifisert som forholdet mellom den tredimensjonale- og todimensjonale sikkerhetsfaktoren, slik som vist i likning 7.1 under.

$$F_{3D} = \frac{SF_{3D}}{SF_{2D}} \quad (7.1)$$

Tabell 7.1 nedenfor angir oppnådd 3D-effekt fra de tre aktuelle analysene.

Tabell 7.1: Sammenligning av 3D-effekter, F_{3D} , for eksempel 1.

Parametre			Jostad & Lacasse (2015)	Solli (2020)	Foreliggende oppgave
b	d	w	F_{3D}	F_{3D}	F_{3D}
2	1	1	1,92	2,07	2,02
2	1	2	1,45	1,46	1,46
2	1	4	1,19	1,19	1,20
2	1	∞	1,00	1,00	1,00
2	0	1	1,55	1,74	1,62
2	0	4	1,11	1,23	1,14
2	0	∞	1,00	1,04	1,00
3	1	1	2,12	-	2,30
3	1	4	1,23	-	1,26
3	1	∞	1,00	-	1,00

Generelt viser tabell 7.1 avtakende 3D-effekt med økende bredde-høydeforhold, w . Dette skyldes større avstanden til sideflatene med fastholdning. Denne fastholdningen representerer et fastere materiale eller fjell som gir et ekstra bidrag fra skjærfastheten til sideflatene. Noe som bidrar til økt stabilitet og gir dermed en 3D-effekt.

Gjennom litteraturstudien er det sett at 3D-effekten også kan variere avhengig av skråningshelning, b . Dette er også tilfelle i denne analysen. Jo brattere skråningshelningen er desto større er 3D-effekten. I denne oppgaven er det beregnet en økning av 3D-effekt på opptil ca. 14 % når b endres fra 2 til 3 for en skråning med $w = 1$ og $d = 1$. Jostad & Lacasse (2015) har til sammenligning oppnådd ca. 10 % økning.

Siste geometriske parameteren som ble studert i denne analysen er dybde-høydeforholdet, d . I

henhold til teorien vil en økning av dybden kunne føre til økt 3D-effekt. Når d avtar, vil bruddflatens dybde reduseres og med det føre til mindre areal av sideflatene. Dette fører igjen til mindre bidrag fra tilstøtende terreng med større fasthet. Resultatene fra analysen angir tilsvarende resultater med økt 3D-effekt for avtagende d . En reduksjon av dybde-høydeforholdet fra 1 til 0 gir en økning på ca. 25 % av 3D-effekten når $b = 2$ og $w = 1$.

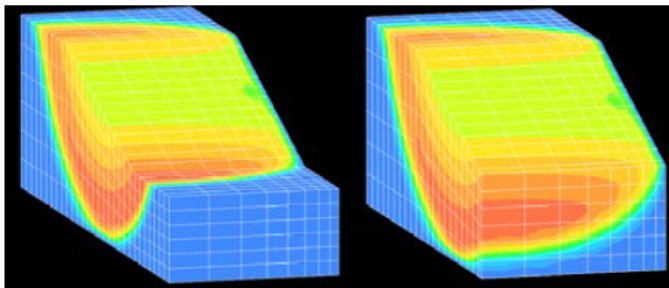
Innledningsvis er det nevnt at det er forventet avvik mellom foreliggende oppgave og Jostad & Lacasse (2015) ettersom analysene er utført i ulike beregningsprogrammer og med ulike elementtyper. I tillegg er det brukt ulike materialmodeller. Jostad & Lacasse (2015) har brukt NGI-ADP modellen, mens i denne oppgaven er det brukt Mohr Coulomb. Fra tabell 7.1 er det nemlig registrert noe avvik mellom resultatene til Jostad & Lacasse (2015), Solli (2020) og foreliggende oppgave. For en skråning med $b = 2$, $d = 1$ og $w = 1$ er det beregnet ca. 5 % høyere 3D-effekt i denne oppgaven sammenlignet med Jostad & Lacasse (2015). Til sammenligning er det registrert ca. 2 % høyere 3D-effekt i Solli (2020) enn foreliggende oppgave for samme parametre. Avvikene avtar imidlertid med økende bredde. For $w = \infty$ er beregnede 3D-effekter svært like. Årsaken til økt differanse for minkende w kan være numeriske avvik som følge av ugunstig diskretisering. Ugunstig diskretisering oppstår når noder i elementene blir tilbakeholdt i randene som følge av randbetingelsene. Jo mindre modellen er, desto større andel av nodene blir tilbakeholdt. Derfor vil avvikene fra diskretiseringen øke for små modeller med samme elementnett.

Avvikene mellom analysene varierer også med dybde-høydeforholdet, d . Selv om det er kun gjort analyser for to verdier av d , kan det vises fra resultatene at det er økende avvik med avtakende d . Det bemerkes at når d minker vil følgelig dybde til nedre flate av modellen også minke. Den nedre flaten er også fastholdt slik at effekten av ugunstig diskretisering vil dermed på lik linje som for avtakende bredde, føre til økt avvik mellom resultatene.

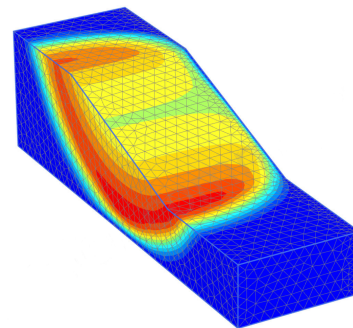
Et interessant funn er at det tidvis er registrert store avvik mellom foreliggende oppgave og Solli (2020) til tross for at det er brukt samme beregningsprogram, elementtype og elementinndeling. Dette avviket gjelder spesielt for $d = 0$. I dette tilfellet ligger avvikene mellom Solli (2020) og denne oppgaven på ca. 4-8 %.

Sammenligning av bruddmekanismer

Figur 7.2 og 7.3 viser bruddmekanismene for henholdsvis Jostad & Lacasse (2015) og foreliggende oppgave. Bruddmekanismen for begge analysene viser et skålbrudd. Fordi skråningen er modellert med konstant skjærstyrke, vil bruddflaten strekke seg helt til bunnen i midten av modellen. Bruddflaten går likevel ikke til bunnen av modellen ved lave bredde-høydeforhold. Årsaken til dette er trolig fastholdingen som forhindrer fri deformasjon av modellen og med det hindrer bruddflaten fra å mobilisere seg fullstendig til bunnen av modellen. Dette er spesielt aktuelt for $w = 1$ og 2 , og er vist i tillegg C.1. For de øvrige bredde-høydeforholdene vil bruddflaten få etablert seg som et skålbrudd som går helt til bunn i midten av modellen.



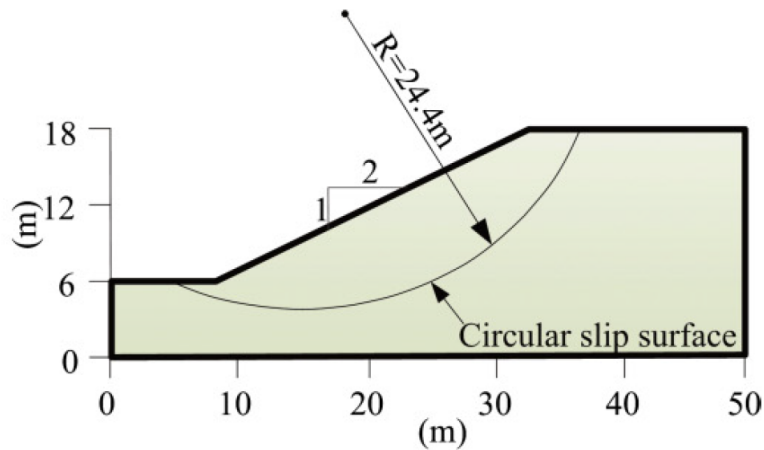
Figur 7.2: Bruddmekanisme hentet fra Jostad & Lacasse (2015)



Figur 7.3: Bruddmekanisme fra denne oppgaven.

7.1.2 Eksempel 2 - Zhang Xing (1998)

For ytterligere validering av tredimensjonale analysemetoder i denne oppgaven er en plan skråning analysert i drenert tilstand. Eksemplet er opprinnelig formulert av Fredlund & Krahn (1977), men har blitt videre utviklet av Xing et al. (1998). I senere tid har dette eksempelet blitt brukt i valideringsanalyser i en rekke andre studier. Blant annet som ett av tre eksempler i valideringsanalysen utført av Zhang et al. (2013). Figur 7.4 viser den todimensjonale modellen analysene i dette eksempelet er basert på. Modellen består av en 12,2 m høy skråning med skråningshelling på 1:2. I tillegg er modellen 6,2 m dyp under skråningsfoten og har 15,6 m og 10 m utstrekning hhv. bak skråningstoppen og foran skråningsfoten. Bredden innover i planet er 30 m. På grunn av symmetri er kun halve bredden $w/2 = 15$ modellert.



Figur 7.4: Todimensjonal geometri av Eksempel 2 Zhang et al. (2013)

Tabell 7.2 nedenfor angir aktuelle materialparametre for skråningen i dette eksemplet.

Tabell 7.2: Materialparametre for eksempel 2

Parameter	Symbol	Verdi
Elastisitetsmodul	E	10000 kN/m
Poisson's tall	μ	0,25
Tyngdetetthet	γ	18,8 kN/m
Friksjonsvinkel	ϕ	20°
Kohesjon	c'	29 kN/m

Resultater

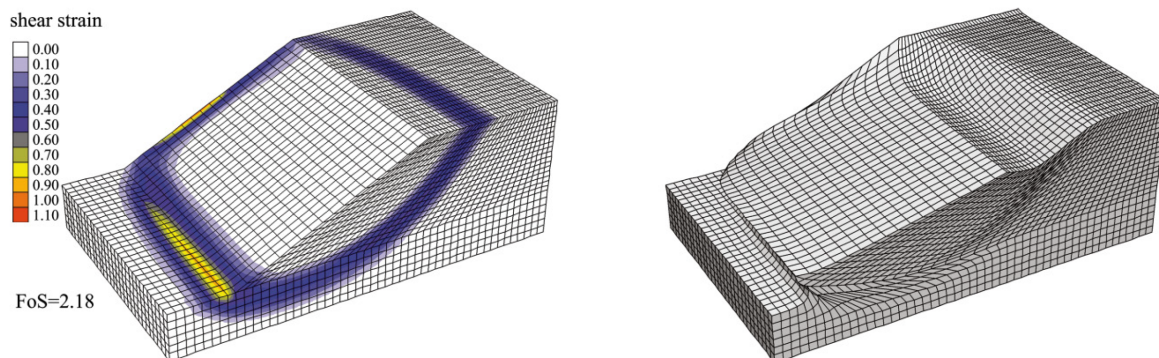
Tabell 7.1.2 viser oppnådde resultater fra analyser basert på modellen beskrevet over, ved bruk av ulike analysemetoder. I tillegg til tidligere vitenskapelige artikler viser tabellen resultater som er oppnådd i Solli (2020) og foreliggende oppgave.

Ifølge tabell 7.1.2 er det oppnådd god enighet mellom resultatene fra samtlige analyser. Til tross for ulikheter i beregningsmetodene og programmene ligger alle resultatene innenfor 7,5 % avviksmargin. Det er spesielt god enighet mellom Solli (2020) og foreliggende oppgave. Årsaken til dette kan være bruken av samsvarende elementinndeling og elementtype. Avviket mellom disse resultatene er mindre enn 0,1 %.

Studie	Beregningsmetode	SF
Fredlund & Krahn (1977)	2D (Gjennomsnitt)	2,034
Xing et al. (1998)	LEM	2,122
Chen et al. (2003)	LEM	2,187
Griffiths & Marquez (2007)	FEM (SRM)	2,17
Nian et al. (2012)	FEM ABAQUS	2,15
Zhang et al. (2013)	FDM (SRM) FLAC3D	2,18
Sun et al. (2017)	FEM (SRM) ABAQUS	2,133
Solli (2020)	FEM (SRM) PLAXIS	2,14
Foreliggende oppgave	FEM (SRM) PLAXIS	2,138

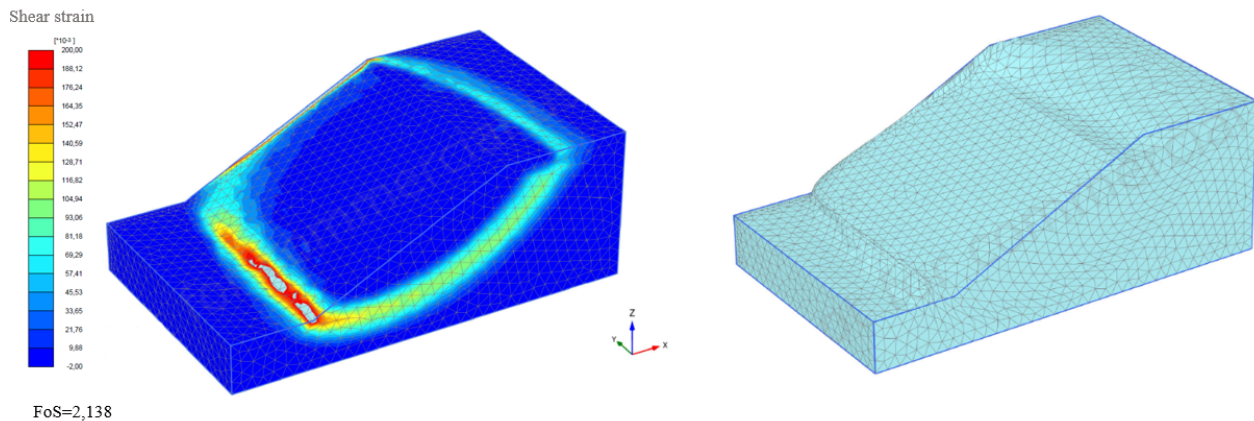
Sammenligning av bruddmekanisme

For å vurdere deformasjonsutviklingen og bruddmekanismen i dette eksemplet, er resultatene fra Zhang et al. (2013) tatt med. Figurene 7.5 og 7.6 viser bruddmekanisme og deformert elementinndeling for henholdsvis Zhang et al. (2013) og foreliggende oppgave.



Figur 7.5: Bruddmekanisme og deformert elementinndeling av Eksempel 2 hentet fra Zhang et al. (2013)

Slik som det kommer frem av figurene til venstre, er det oppnådd tilsvarende bruddmekanismer. Begge tilfellene viser skålbrudd. Deformasjonsfigurene til høyre i begge tilfeller viser sammenfallende deformasjonsutvikling, hvor det er størst deformasjon langs den glatte siden av modellen. Årsaken for denne bruddutviklingen er at den glatte siden vil deformeres mer på grunn av mindre påvirkning av skjærkrefter fra tilstøtende terreng sammenlignet med den ru siden.



Figur 7.6: Bruddmekanisme og deformert elementinndeling av Eksempel 2 fra foreliggende studie

7.1.3 Eksempel 3 - Zhang et al. (2013)

Hensikten med oppgaven å undersøke mindre påvirkning av skjærkrefter fra tilstøtende terreng. Det er dermed hensiktsmessig å utføre en valideringsanalyse av en modell med kurvatur. I dette tilfellet er det valgt en modell fra Zhang et al. (2013) som eksempel. Modellen bygger på en to-dimensjonal skråning med en helning på 45° . Skråningen er opprinnelig formulert av Wei et al. (2009), og er brukt som et av tre analysetilfeller i Zhang et al. (2013). Et utvalg av funnene i Zhang et al. (2013) er diskutert i kapittel 3.2.1.

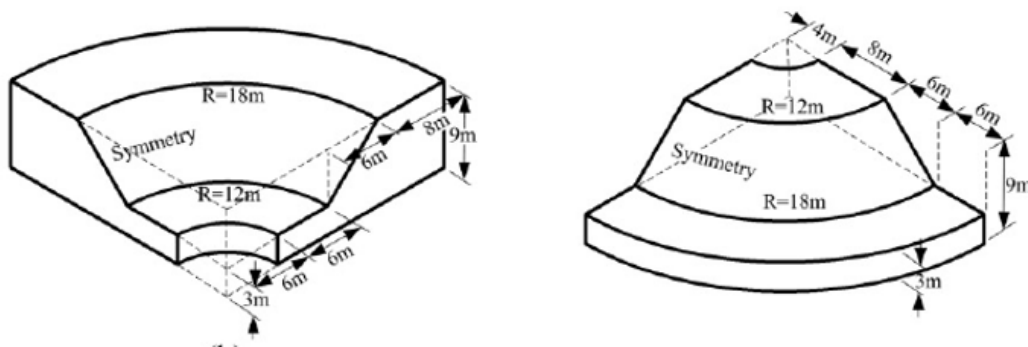
Materialparametre som er brukt i dette eksemplet følger av tabell 7.3.

Tabell 7.3: Materialparametre for eksempel 2

Parameter	Symbol	Verdi
Elastisitetsmodul	E	10000 kN/m
Poisson's tall	μ	0,25
Tyngdetetthet	γ	20 kN/m
Friksjonsvinkel	ϕ	20°
Dilatans	ψ	20°
Kohesjon	c'	20 kN/m

Figur 7.7 viser geometrien av de tredimensjonale modellene i denne valideringsanalysen. Slik som det følger av figuren har modellen en skråningshøyde på 6 m, skråningsdybde på 3 m, samt en skråningshelning på 1:1. Utstrekningen foran skråningsfoten er 6 m, mens utstrekningen bak

skråningstoppen er 8 m.

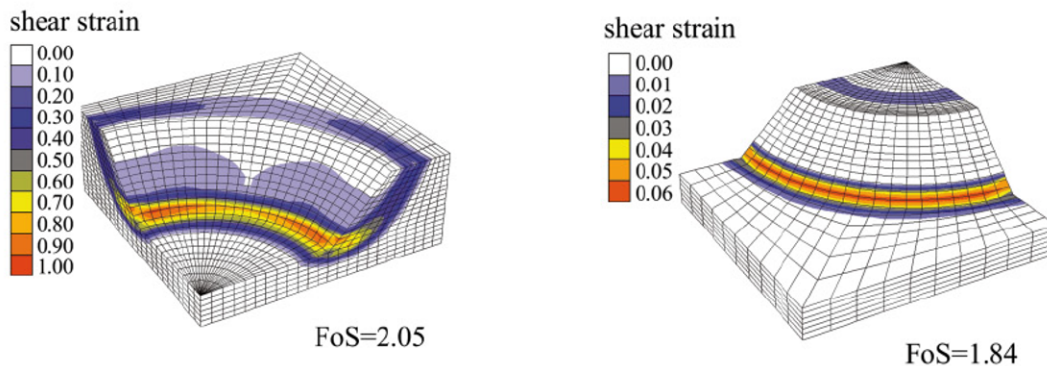


Figur 7.7: Tredimensjonal geometri av Eksempel 3 Zhang et al. (2013)

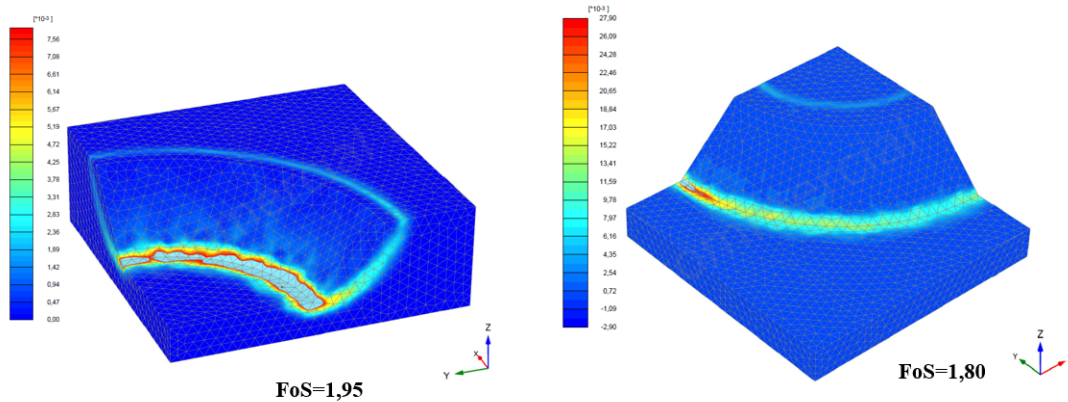
De tredimensjonale modellene i figur 7.7 er konstruert ved å rotere en plan todimensjonal modell rundt to ulike referanseakser. Beliggenheten av referanseaksen avgjør om modellen blir konkav eller konveks. For å danne den konkave modellen, er en todimensjonal modell rotert med 90° rundt referanseaksen 12 m foran skråningsfoten. Tilsvarende er den konvekse modellen konstruert ved å rotere den samme todimensjonale modellen med 90° rundt referanseaksen som ligger 12 m bak skråningstoppen. Tomrommet som gjenstår som følge av de to overnevnte operasjonene fylles opp ved å ekstrudere enkelte flater, slik at modellene har en kvadratisk utforming sett ovenfra.

Resultat og sammenligning

Figur 7.8 og 7.9 viser oppnådd bruddmekanisme og sikkerhetsfaktor for henholdsvis Zhang et al. (2013) og foreliggende oppgave.



Figur 7.8: Beregnede sikkerhetsfaktorer og bruddmekanisme for analyse utført av Zhang et al. (2013)



Figur 7.9: Oppnådde sikkerhetsfaktorer og bruddmekanisme fra foreliggende studie.

I foreliggende oppgave er det registrert sikkerhetsfaktor på 1,95 for konkav kurvatur og 1,80 for konveks kurvatur. Til sammenligning har Zhang et al. (2013) fått sikkerhetsfaktorer på 2,05 og 1,84 for henholdsvis konkav og konveks modell. Avvikene mellom analysene er ca. 5 % for konkav analyse, og ca. 2 % for konveks analyse.

Konturplott med inkrementell deformasjon for modellene analysert i foreliggende oppgave er skalert opp for å tydeliggjøre den aktuelle bruddmekanismen, slik at den enkelt kan sammenlignes med bruddmekanismen til Zhang et al. (2013). Figurene viser at det generelt er oppnådd samsvarende bruddutvikling i begge analysene. Resultatet fra denne analysen viser høyere konsentrasjon av inkrementell deformasjon i en av sidekantene, mens Zhang et al. (2013) har en mer uniform fordelt deformasjonsutvikling langs hele skråningsfoten. Dette gjelder spesielt for den konvekse modellen.

Til tross for enkelte avvik i sikkerhetsfaktor og bruddmekanisme kan det vises til generelt god enighet mellom begge analysene. Det skal bemerkes at det er brukt ulike beregningsprogrammer og elementtyper i analysene. Disse ulikhetene vil trolig føre til avvik mellom resultatene. Likevel vurderes resultatene i analysene å være tilstrekkelig nære slik at fremgangsmåten for modellering er god nok.

7.2 Konvergensanalyse

I PLAXIS kan analyser utføres med ulike typer elementinndeling, fra veldig grovt til veldig fint. Nøyaktigheten av en analyse påvirkes i stor grad av hvilken elementinndeling (mesh) som brukes. En fin elementinndeling inneholder flere noder som overfører tøyninger mellom elementene og estimerer dermed deformasjonene bedre. Det vil si at jo finere elementinndeling er, desto mer nøyaktige resultater og færre diskretiseringsfeil kan oppnås. Imidlertid vil en finere elementinndeling også føre til lenger beregningstid. For å kunne optimalisere kombinasjonen av antall elementer og beregningstiden, utføres det en konvergensanalyse. Målet er å finne den grovste elementinndeling som kan brukes og fortsatt oppnå tilstrekkelige nøyaktige resultater tidseffektivt.

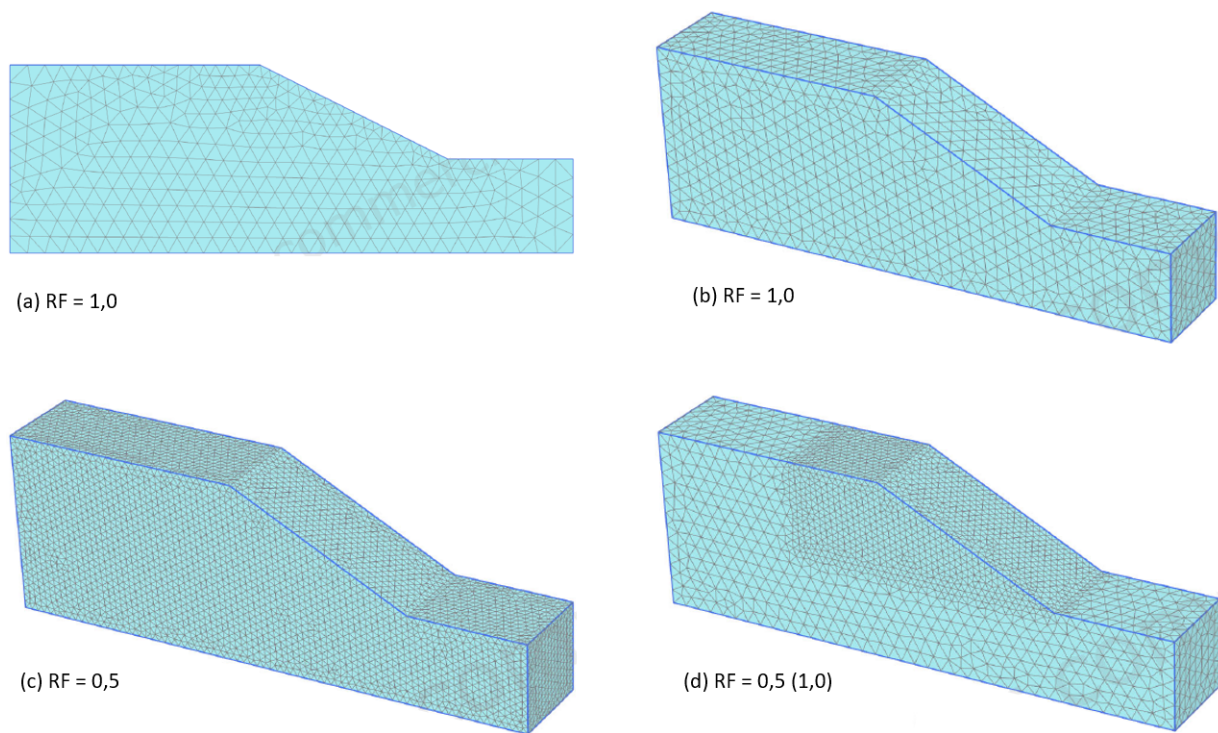
Konvergensanalyse av plan skråning

Konvergensanalysen er utført med en plan modell både i PLAXIS 2D og 3D. Forskjellen mellom modellene er at beregningsprogrammene bruker ulike elementer. Inputparametre brukt i 2D-analysen gjelder for ravinedalen på Tofte og er gitt i tabell 4.3 og 4.4. Det er blant annet valgt en lineært økende skjærstyrke fra midten av skråningen, $S_u = 35kPa + 3 \cdot z$. Det er brukt tilsvarende inputparametre for 3D-beregningene i tillegg til bredden innover i planet som er satt til $W = 15$, slik at $w = 1$. Det er ikke brukt fastholdning på 3D-modellen, det vil si at modellen har uendelig utstrekning slik som i 2D.

Det er brukt en veldig fin elementinndeling både i PLAXIS 2D og 3D. Siden 3D-modellen er relativt enkel, vil analysene fortsatt være tidseffektive, til tross for at dette er den elementinndelingen med flest elementer. For analysene i PLAXIS 3D er ulike reduksjonsfaktorer (RF) vurdert for å kunne evaluere deres anvendelighet og hvor nøyaktig stabilitetsanalysen blir. $RF = 1,0$ tilsvarer ingen reduksjon av elementstørrelsen, mens $RF = 0,5$ tilsvarer 50% reduksjon av elementstørrelsen. Resultatene fra 3D-analysene sammenlignes med resultatet fra 2D-analysen. Dette gjøres for å etablere hvor mange elementer som kreves nedover skråningsoverflaten i 3D-modellen for å oppnå tilnærmet like resultater som 2D og om resultatene konvergerer.

3D-analysene ble først kjørt for tre ulike reduksjonsfaktorer, $RF = 1,0$, $RF = 0,75$ og $RF = 0,5$. Jo lavere reduksjonsfaktor er, desto flere elementer består modellen av. Siden bruddmekanismen

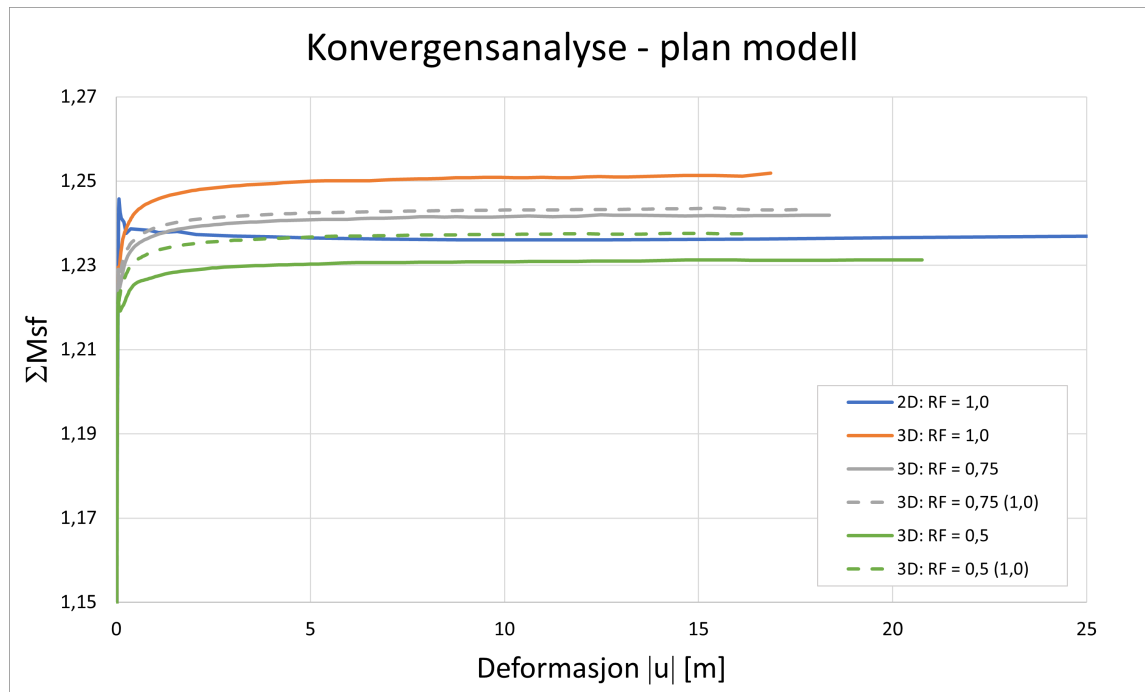
som oppstår ikke strekker seg over hele modellen, er det heller ikke behov for at elementnettet er like fint for hele modellen. Det ble derfor utført nye analyser for 3D-beregningene hvor reduksjonsfaktoren ($RF = 0,75$ eller $RF = 0,5$) kun ble lagt til i det området bruddflaten oppstår. Resten av modellen er utført uten reduksjon i disse tilfellene, dvs. $RF = 1,0$. I tilfeller hvor det er brukt ulike reduksjonsfaktor i samme modell, er reduksjonsfaktoren omkring bruddflaten skrevet først og den brukt i resten av modellen skrevet i parentes bak. For eksempel skrives tilfellet med reduksjonsfaktor lik 0,5 omkring bruddflaten og lik 1,0 for resten av modellen som $RF = 0,5 (1,0)$. Figur 7.10 viser forskjell på elementfordelingen for 2D- og 3D-modellene, både med samme reduksjonsfaktor for hele modellen og kun der bruddflaten utvikler seg.



Figur 7.10: Veldig fin elementinndeling for 2D- og 3D-modeller med ulike reduksjonsfaktorer. (a) Plan 2D-modell med $RF = 1,0$. (b) 3D-modell med $RF = 1,0$. (c) 3D-modell med $RF = 0,5$. (d) 3D-modell med $RF = 0,5 (1,0)$.

Resultatene er presentert i figur 7.11. De fleste analysene ser ut til å konvergere. 3D-analysen med reduksjonsfaktor på 0,5 i hele modellen gir lavere sikkerhetsfaktor enn 2D-analysen. 3D-analysen tok derimot betydelig lenger tid å kjøre. De stiplede linjene i figuren representerer beregningene hvor reduksjonsfaktoren kun ble lagt til omkring bruddflaten. Disse beregningene var mer tidseffektive og gir relativt like svar som de med reduksjon av elementstørrelsen i hele modellen. Tilfellet med reduksjonsfaktor på 0,5 omkring bruddflaten er tilnærmet likt resultatet fra

2D-analysen. For å spare tid kan det derfor brukes reduksjonsfaktor i en mindre del av modellen og fortsatt oppnå tilstrekkelige nøyaktige resultater.



Figur 7.11: Resultater fra utført konvergenanalyse for 3D-analyser sammenlignet med plan 2D-analyse. Analysene er utført med veldig fin elementinndeling og varierende RF. Plottet som multiplikator for sikkerhetsfaktor ΣM_{sf} mot deformasjon $|u|$.

Videre er beregnet sikkerhetsfaktor og differanse (DF) presentert i tabell 7.4. Fra tabellen kommer det tydelig frem hvor liten forskjellen er mellom sikkerhetsfaktorene for de ulike analysene, samt hvor lav differansen mellom den todimensjonale og de tredimensjonale analysene er. Differansen er beregnet som prosentvis endring av sikkerhetsfaktoren i forhold til den aksesymmetriske modellen, og er definert i ligning 8.2 i delkapittel 8.1. I og med at det i prinsipp er undersøkt samme modell i 2D og 3D, stemmer det at de oppnådde resultatene er tilnærmet like. Selv om differansene er lave er det viktig å etablere en modell som gir tilstrekkelig nøyaktige resultater. Det er tydelig at modellen med RF = 0,5 er nærmest løsningen for plan tøyningstilstand. Denne elementinndelingen er dermed vurdert å være mest optimal med tanke på nøyaktighet og beregningstid sammenlignet med øvrige analyser.

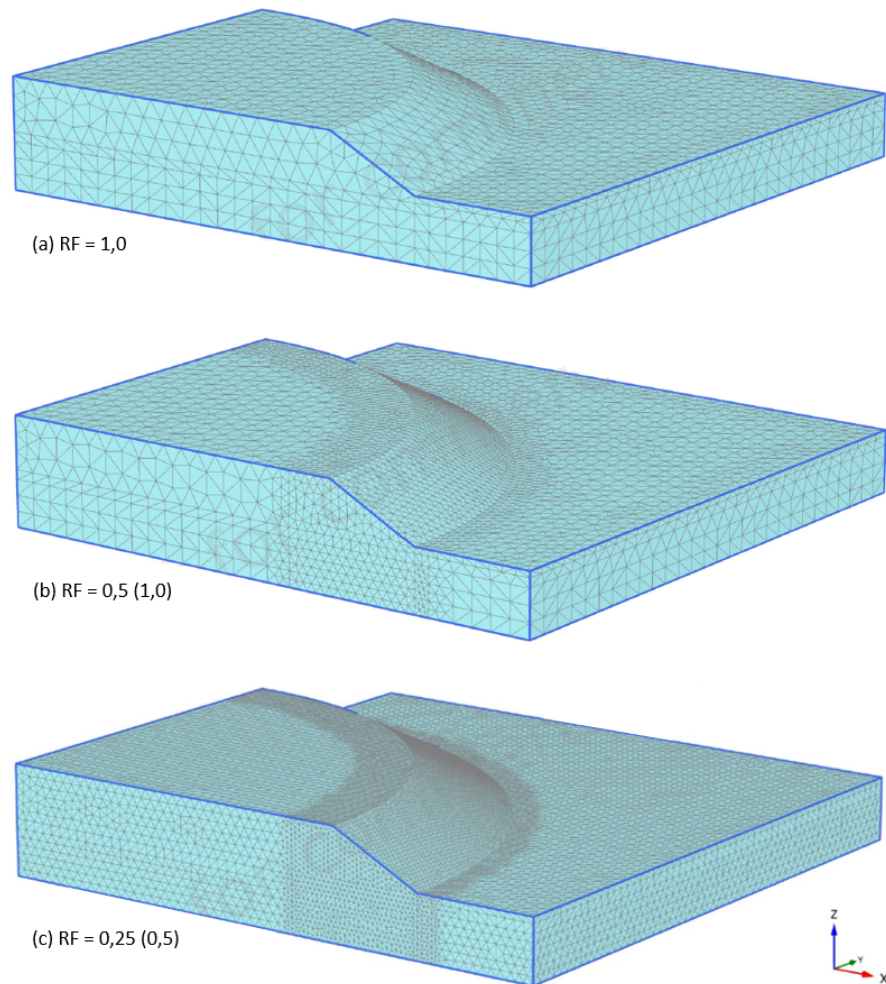
Tabell 7.4: Sikkerhetsfaktor og differanse for konvergensanalyse med plan modell.

Analyse	Reduksjonsfaktor, RF []	Sikkerhetsfaktor, SF []	Differanse, DF [%]
3D	1,0	1,252	1,13
	0,75	1,242	0,32
	0,5	1,231	-0,57
	0,75 (1,0)	1,243	0,40
	0,5 (1,0)	1,237	-0,08
2D	1,0	1,238	-

Konvergensanalyse av skråning med kurvatur

Hovedfokuset i denne oppgaven er å undersøke effekten av kurvatur. Slike modeller er større og har mer kompleks geometri enn den plane modellen undersøkt over, og er dermed mer tidskrevende. Det er derfor utført en ny konvergensanalyse for en 3D-modell med konveks kurvatur for tre ulike sammensetninger av elementnettet, som sammenlignes med en aksesymmetrisk 2D-analyse med tilsvarende modellering.

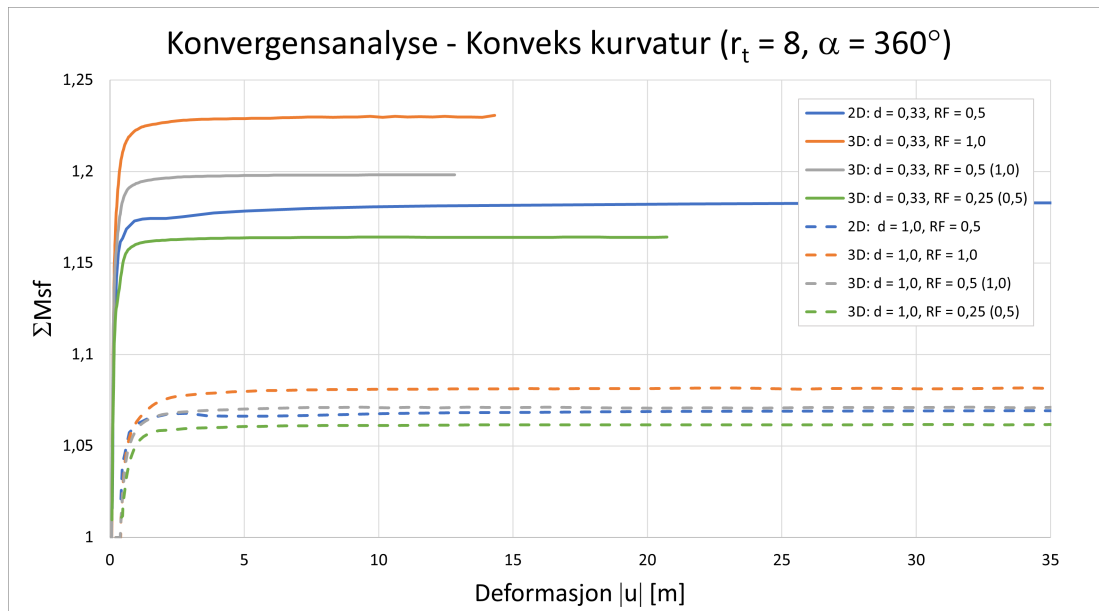
Den konvekse modellen har en jevn bue med radius-høydeforhold på $r_t = 8$ og vinkel på 360° rundt referanseaksen, samt at den er undersøkt for fem ulike dybde-høydeforhold, d . Geometrien av modellen er nærmere beskrevet i kapittel 8.1.1. Det er igjen valgt veldig fin elementinndeling, enten med eller uten reduksjon av elementstørrelsen. Tilfellet uten reduksjon tilsvarer $RF = 1,0$ i hele modellen. Derimot er tilfellet med reduksjon utført med reduksjonsfaktor lik 0,5 omkring bruddflaten og lik 1,0 i resten av modellen, altså $RF = 0,5 (1,0)$. Siste tilfellet er utført med $RF = 0,25 (0,5)$. For tilfellene med reduksjon omkring bruddflaten gjelder dette for et volum som strekker seg 15 m bak skråningstoppen, 5 m foran skråningsfoten og 2-20 m under skråningsfoten avhengig av hvilken fase som undersøkes. Figur 7.12 viser forskjell på elementinndelingen med og uten reduksjonsfaktor omkring bruddflaten for de tredimensjonale modellene. Elementinndelingen for den aksesymmetriske modellen er tilsvarende som modell (a) i figur 7.10.



Figur 7.12: 3D-modeller med veldig fin elementinndeling og ulike RF. (a) RF = 1,0. (b) RF = 0,5 (1,0). (c) RF = 0,25 (0,5).

Resultatene fra analysene med den konvekse modellen skal som sagt sammenlignes med en aksesymmetrisk 2D-modell for å undersøke nøyaktigheten. Modelleringen av denne er basert på samme prinsipper som den konvekse, med radius-høydeforhold på $r_t = 8$, vinkel på 360° og undersøkt for fem ulike dybde-høydeforhold, d .

I figur 7.13 er resultater for to av de undersøkte dybde-høydeforholdene fra analysene plottet, $d = 0,33$ og $d = 1,0$. Figuren viser at sikkerhetsfaktoren konvergerer for de fleste analysene. Forskjellen mellom 3D-analysene og aksesymmetri er størst for $d = 0,33$ og blir mindre for større dybde-høydeforhold. Tilfellet med RF = 0,25 (0,5) gir lavere sikkerhetsfaktor enn den aksesymmetriske modellen. Videre er forskjellen mellom analysene med RF = 0,5 (0,1) og den aksesymmetriske er tilsynelatende liten, spesielt for $d = 1,0$. RF = 1,0 ga størst forskjell.



Figur 7.13: Resultater fra utført konvergenanalyse for 3D-analyser sammenlignet med aksesymmetriske, for konveks modell for utvalgte dybder. Analysene er utført med veldig fin elementinndeling og varierende RF. Plottet som multiplikator for sikkerhetsfaktor ΣM_{sf} mot deformasjon $|u|$.

Beregnet sikkerhetsfaktor for alle analysene presentert i tabell 7.5. Resultatene viser konsekvent at bruk av reduksjonsfaktor i skråningen gir lavere sikkerhetsfaktor enn uten. Beregningene med $RF = 0,25$ (0,5) gir lavest sikkerhetsfaktor, men er ikke beregnet for $d = 1,33$. Dette skyldes at analysen tok betydelig lenger tid enn de øvrige og ble avsluttet etter å kjørt i 22 timer, rett før den startet å beregne siste fase. Fasen med stabilitetsberegning for $d = 1,0$ tok alene ca. 8 timer, slik at analysen for $d = 0,13$ ville trolig bruk enda lenger tid. Det be dermed vurdert at analysen generelt tok alt for lang tid og det ville vært unødvendig å utføre analysene for enda en fase.

Tabell 7.5: Sikkerhetsfaktor beregnet i PLAXIS 2D med aksesymmetri og i PLAXIS 3D for konveks kurvatur. Analysene er utført med veldig fin elementinndeling og varierende RF.

Sikkerhetsfaktor, SF []				
d = D/H	Aksesymmetri	3D-modell		
	RF = 1,0	RF = 1,0	RF = 0,5 (1,0)	RF = 0,25 (0,5)
0,13	1,32	1,47	1,36	1,30
0,33	1,18	1,23	1,20	1,16
0,67	1,10	1,13	1,11	1,09
1,00	1,07	1,08	1,07	1,06
1,33	1,06	1,06	1,05	-

Videre er differansen presentert i tabell 7.6. Resultatene med bruk av reduksjonsfaktor i skråningen gir lave differanser og er dermed nærmere løsningen for aksesymmetri. Differansen for analyser med $RF = 0,5$ (1,0) ligger på ca. 0-3 % for de ulike dybde-høydeforholdene. For $RF = 0,25$ (0,5) ligger tilsvarende differanse på enten -1 % eller -2 %. Modellen med $RF = 1,0$ har en litt høyere differanse, og gir størst differanse for $d = 0,13$ med 11% og på 0-4% for de øvrige dybde-høydeforholdene.

Tabell 7.6: Differanse mellom sikkerhetsfaktor beregnet i PLAXIS 3D for konveks kurvatur og i PLAXIS 2D med aksesymmetri. Analysene er utført med veldig fin elementinndeling og varierende RF.

Differanse, DF [%]			
d = D/H	RF = 1,0	RF = 0,5 (1,0)	RF = 0,25 (0,5)
0,13	11	3	-2
0,33	4	1	-2
0,67	2	1	-1
1,00	1	0	-1
1,33	0	0	-

Differansen er betydelig større for analysene med kurvatur enn for de plane analysene utført i forrige konvergensanalyse. Dette kan skyldes numeriske avvik som følge av ulik elementinndeling langs skråningen eller oppbyggingen av inkrementell deformasjon. Elementinndelingen for aksesymmetriske modeller er definert for et todimensjonalt snitt som simulerer en 3D-modell med vinkel på 360°. Dette fører til helt lik elementinndeling og bruddmekanisme langs hele simuleringen av skråningen. Som følge av ulik elementtype i PLAXIS 2D og 3D vil det oppstå variasjon i elementinndelingen for den tredimensjonale modellen. Dermed kan det også oppstå ujevn inkrementell deformasjon. Tillegg D.3.2 for konveks 3D-modellen med $d = 0,13$ og $r = 8$, viser noe variasjoner av den inkrementelle deformasjonen langs skråningen med rotasjonsaksen. Når d øker, blir utviklingen av buddmekanismen jevnere og mer lik den aksesymmetriske. Dette stemmer overens med avtagende differanse for økt dybde.

Beregningene med $RF = 0,25$ (0,5) gir lavest sikkerhetsfaktor og mest nøyaktige resultater, men tok som sagt hele 22 timer uten å kjøre alle fasene. Til sammenligning brukte modellen med $RF = 0,5$ (1,0) kun tre timer på å kjøre alle fasene. Dette er fortsatt betydelig lenger tid enn en todimensjonal analyse, som kun bruker ett par minutter. Den lange tidsbruken skyldes økt antall elementer, i tillegg til at beregningen er utført med flere faser. Det er sett på fem ulike dybder, og

det er dermed utført fem faser med stabilitetsanalyser. I dette tilfellet er det vurdert nødvendig å oppnå tilstrekkelig nøyaktige resultater for å kunne vurdere 3D-effekten. Den totale tidsbruken er forsøkt redusert ved å kjøre analyser for færre radier enn i den aksesymmetriske analysen utfør i kapittel 6.

Med bakgrunn i resultatene fra begge konvergensanalysene er veldig fin elementinndeling med $RF = 0,5$ (1,0) valgt som utgangspunktet for resterende analyser i denne oppgaven.

Kapittel 8

Tredimensjonale analyser

Kurvede skråningsflater kan forekomme i både naturlige og menneskeskapt skråninger. Fjellrygger eller daler, og konstruerte fyllinger eller utgravninger er eksempler på skråninger med kurvaturer. Kurvaturen kan blant annet føre til begrenset skredvolum sammenlignet med en plan skråning og dermed påvirke stabiliteten. Ved å lage beregningsmodeller i PLAXIS 3D kan effekten som oppstår som følge av kurvatur studeres. I motsetning til aksesymmetriske todimensjonale analyser kan mer komplekse geometrier nå undersøkes.

Det er det studert ulike tredimensjonale geometrier for å kunne undersøke hvordan kurvatur påvirker stabiliteten av en skråning. Følgende kapittel består dermed av to deler hvor ulike tredimensjonale modeller undersøkes. Først er en modell med jevn kurvatur analysert. Med jevn kurvatur menes det en skråning som kun har én enkel bue. Videre er det forsøkt å etterligne den naturlige skråningen i ravinedalen på Tofte. Den skråningen krummer både utover og innover. Det er dermed sett på en modell med varierende kurvatur, utført ved å konstruere jevne overganger fra sideflatene. I de neste delkapitlene beskrives modelleringen av de ulike geometriene nærmere, samt valg av materialparametre og beregningsmetoder. Avslutningsvis presenteres resultatene som blir diskutert påfølgende og sammenlignet med tidligere studier og øvrige resultater i denne oppgaven.

8.1 Skråning med jevn kurvatur

I første del av de tredimensjonale analysene skal det studeres en modell med jevn kurvatur. Tilsvarende som i kapittel 6 er det utført parameterstudie hvor bruddflatens dybde, D , og radiene R_t og R_b er parametre av interesse. En idealisert 3D-modell med jevn kurvatur er derfor analysert for å undersøke hvordan dybden av bruddflaten og radiusen av kurvaturen påvirker stabiliteten av en skråning. Disse parameterne er igjen normalisert, slik at dybde-høydeforholdet, d , og radius-høydeforholdene, r_t og r_b , undersøkes nærmere. For å kvantifisere kurvatureffekten er det modellert en plan 3D-modell.

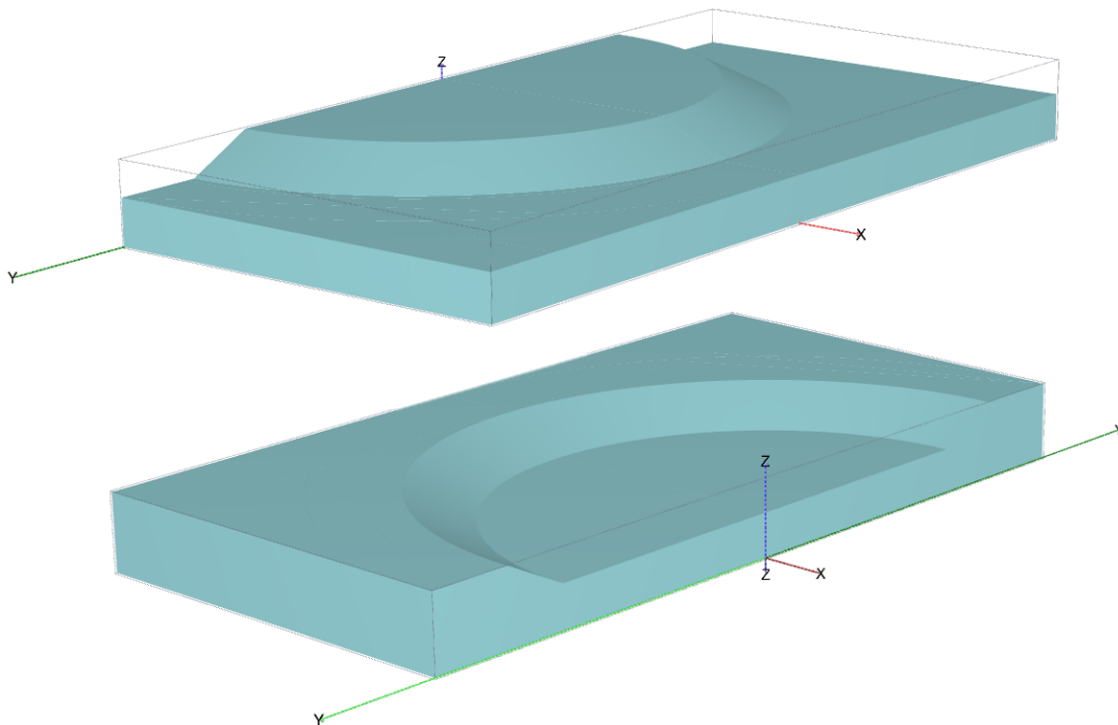
8.1.1 Beregningsmodell

Valgte geometriparametre er presentert i tabell 8.1. Disse er tilsvarende som den aksesymmetriske 2D-modellen, med unntak av vinkelen, α og antall radius-høydeforholdet, r . For definisjoner av aktuelle geometriparametre henvises det til kapittel 2.1.1. Materialparameterne er de samme som presentert i tabell 6.2. Siden målet med analysen er å undersøke påvirkningen av bruddflatens dybde er det valgt et konstant skjærfasthetsprofil med $S_u = 50kPa$.

Tabell 8.1: Geometriparametre benyttet i beregninger av modeller med jevn kurvatur, utført i PLAXIS 3D.

Kurvatur	Parameter	Symbol	Verdi
Begge	Skråningshøyde	H [m]	15
	Skråninghelning	b []	2
	Skråningslengde	L [m]	30
	Alpha	α [°]	360
	Dybde	D [m]	2, 5, 10, 15, 20
	Dybde-høydeforhold	d []	0.13, 0.33, 0.67, 1.0, 1.33
Konkav	Konkav radius	R_b [m]	30, 120, 300
	Radius-høydeforhold	r_b []	2, 8, 20
	Lengde topp	LT [m]	60
Konveks	Konveks radius	R_t [m]	30, 120, 300
	Radius-høydeforhold	r_t []	2, 8, 20
	Lengde bunn	LB [m]	40

For å konstruere ønsket tredimensjonal modell, er det tatt utgangspunkt i skråningen vist i figur 2.3. Modellen består av en skråning med kun én enkel bue som er rotert med en vinkel på 90° . Rotasjonsaksen er valgt foran skråningsfoten eller bak skråningstoppen avhengig av om det er konkav eller konveks kurvatur som studeres. Det er valgt glatte randbetingelser på sideflatene, slik at det antas at skråningen fortsetter symmetrisk ut fra sideflatene og danner en modell med $\alpha = 360^\circ$. Dette vil samsvare med den aksesymmetriske 2D-modellen som ble analysert i kapittel 6. Figur 8.1 illustrer halve skråningen som simuleres, det vil si en vinkel på 180° .



Figur 8.1: Eksempel på konkav og konveks skråning med $r = 8$ og $\alpha = 180^\circ$.

Det igjen utført analyser for fem ulike dybder, men i dette tilfellet er det kun sett på tre ulike radier i motsetning til i kapittel 6 hvor det ble studert åtte. Hver skråning er modellert med en radius, og fem ulike dybder. De ulike dybdene er modellert ved hjelp av randbetingelse med fastholdinger i alle retninger i bunn av modellen. I PLAXIS 2D ble dette modellert ved hjelp av fastholdning langs nedre linje (*line displacement*), som vist i figur 6.1. Modellen i PLAXIS 3D er basert på samme prinsipp, men med fastholdning av hele bunnplaten (*surface displacement*). En direkte konsekvens av dette vil være at bruddflaten begrenses og vil kun gå ned til fastholdning. Slik at det for hver fase i analysene studeres en og en dybde for den aktuelle radiusen.

For å kvantifisere kurvatoreffekten er det laget en plan tredimensjonal modell med tilsvarende

inndeling av dybder. Randbetingelsene er glatte på begge sider av modellen for å representere plan tøyningstilstand. Materialparametre og elementinndeling er samme som for modellene med kurvatur.

8.1.2 Konvergensanalyse

Konvergensanalysen i kapittel 7.2 ble først utført med en plan modell med relativt kort utstrekning innover i planet. Fra nevnte konvergensanalysen kom det frem at veldig fin elementinndeling med reduksjonsfaktor på 0,5 omkring bruddflaten ($RF = 0,5(1,0)$) gir svært nøyaktige resultater relativt tidseffektivt. Geometrien av tredimensjonale modellene beskrevet ovenfor er betydelig større og dermed mer tidskrevende. Det ble derfor utført en ny konvergens analyse for å undersøke om funnene gjort i den første analysen gjelder for disse modellene også.

Analysene er utført med veldig fin elementinndeling for den konvekse modellen beskrevet i 8.1.1 både med og uten reduksjon av elementene i området omkring. For tilfellene med reduksjon omkring bruddflaten gjelder dette for et volum som strekker seg 15 m bak skråningstoppen, 5 m foran skråningsfoten og 2-20 m under skråningsfoten avhengig av hvilken fase som undersøkes.

Resultatene viser at sikkerhetsfaktoren for analysene konvergerer og at den er lavest for analysen med $RF = 0,25 (0,5)$. Dette tilfellet er betydelig mer tidskrevende, som nærmere beskrevet i delkapittel 7.2. Modellen med $RF = 0,5 (1,0)$ er også tidskrevende, men brukte betydelig kortere tid enn den med $RF = 0,25 (0,5)$ og gir tilstrekkelige nøyaktige resultater.

Til tross for at konvergensanalysen kun er utført for konveks kurvatur, er de samme vurderingene antatt å gjelde for tilfellet med konkav skråning også. Oppsettet av modellen er basert på samme prinsipp med unntak av plassering av referanseaksen, slik at analysene vil gi tilsvarende resultater. På grunn av tidskrevende modeller ble det vurdert som unødvendig å utføre samme type analyse for begge kurvaturer.

Basert på resultatene fra konvergensanalysen er det valgt veldig fin elementinndeling med $RF = 0,5 (1,0)$ som utgangspunktet for de tredimensjonale analysene med jevn kurvatur.

8.1.3 Resultater

Med bakgrunn i overnevnte parametre og fremgangsmåte er det laget seks beregningsmodeller, hvorav tre av disse er konkave og resterende tre er konvekse. For hver kurvatur er det sett på tre ulike radius-høydeforhold, $r = 2, 8$ og 20 , som igjen er undersøkt for fem ulike dybder. Dermed er det totalt kjørt ni faser i tillegg til den initielle fasen for hver av de ulike radius-høydeforholdene og begge kurvaturene. I annen hver fase kjøres det en plastisk analyse (*Plastic*) hvor en ny fastholding introduseres i bunn av modellen. På denne måten tillates det en dypere og dypere bruddflate for hver fase. I de øvrige fasene kjøres det stabilitetsanalyser (*Safety analysis*). Dette gir en sikkerhetsfaktor for hver kombinasjon av d og r til både konkav og konveks kurvatur. Tillegg D.1 viser oppbygging av fasene i PLAXIS 3D.

Resultater for konkav, plan og konveks skråning er presentert i tabell 8.2. For hvert av de tre ulike radius-høydeforholdene er det beregnet sikkerhetsfaktor ved fem ulike dybde-høydeforhold, for både konkav og konveks kurvatur.

Tabell 8.2: Sikkerhetsfaktorer for konkav, plan og konveks skråning beregnet i PLAXIS 3D.

Sikkerhetsfaktor, SF []							
d = D/H	Konkav			Plan	Konveks		
	r = 2	r = 8	r = 20		r = 2	r = 8	r = 20
0,13	1,50	1,43	1,49	1,31	1,38	1,36	1,44
0,33	1,37	1,25	1,24	1,16	1,27	1,20	1,21
0,67	1,27	1,15	1,13	1,07	1,19	1,11	1,11
1,00	1,24	1,11	1,08	1,03	1,15	1,07	1,06
1,33	1,23	1,09	1,05	1,01	1,14	1,05	1,03

Resultatene i tabell 8.2 viser generelt en avtakende utvikling av sikkerhetsfaktoren med økende dybde-høydeforhold, d , for samtlige skråningsformer. Tilsvarende trend er registrert for økende radius-høydeforhold, r , men med enkelte unntak. Stort sett er sikkerhetsfaktoren stor ved lave r . Etter hvert som r blir stor, avtar sikkerheten betydelig og nærmer seg plan løsning. Det er imidlertid registrert unntak for $d = 0,13$ for både konkav og konveks kurvatur og $d = 0,33$ for konveks. I disse tilfellene avtar sikkerhetsfaktoren mellom $r = 2$ og $r = 8$ og deretter øker mellom $r = 8$ og $r = 20$.

Generelt avtar sikkerhetsfaktoren mest mellom $r = 2$ og $r = 8$ for konkav kurvatur. Reduksjonen er betydelig mindre når r økes fra 8 til 20. Det er registrert tilsvarende resultater for konveks skråning, men reduksjonen av sikkerhetsfaktorene mellom de ulike radius-høydeforholdene er lavere. Mellom $r = 8$ og $r = 20$ ligger reduksjonen på ca. 0-2 % for konveks kurvatur med $d \geq 0,33$ og på ca. 1-4 % for konkav med tilsvarende d .

Videre viser tabell 8.2 at sikkerhetsfaktorene for konkave skråninger er konsekvent høyere enn sikkerhetsfaktorene for konvekse skråninger. Differansen er størst for lav r , og er ca. 8 % for $r = 2$. Det er registrert lavest sikkerhetsfaktorer for plan skråning, slik at analysene med kurvatur alltid gir bedre sikkerhet.

Kurvatureffekten er definert som forholdet mellom sikkerhetsfaktoren til skråning med kurvatur og sikkerhetsfaktoren til den plane skråningen. Forholdet er definert i likning 8.1. Faktoren F_{3D} angir den samme effekt som $F_{aksesyometri}$ vist i likning 6.1. Forskjellen er at F_{3D} er basert på beregninger i PLAXIS 3D, mens $F_{aksesyometri}$ gjelder for aksesymetriske beregninger i PLAXIS 2D.

$$F_{3D} = \frac{SF_{3D, \text{kurvatur}}}{SF_{3D, \text{plan}}} \quad (8.1)$$

Beregnete kurvatureffekter for konkave og konvekse skråninger er presentert i tabell 8.3.

Tabell 8.3: Beregnede kurvatureffekter for konkav og konveks skråning. F_{3D} er definert av likning 8.1.

Kurvatureffekt, F_{3D} []						
$d = D/H$	Konkav			Konveks		
	$r = 2$	$r = 8$	$r = 20$	$r = 2$	$r = 8$	$r = 20$
0,13	1,14	1,09	1,14	1,06	1,04	1,10
0,33	1,19	1,08	1,07	1,10	1,04	1,04
0,67	1,19	1,08	1,06	1,11	1,04	1,03
1,00	1,21	1,08	1,05	1,12	1,04	1,03
1,33	1,22	1,08	1,04	1,13	1,05	1,03

Tabell 8.3 viser at kurvatureffekten normalt er høy når r er lav og d er stor. Størst kurvatureffekt er lokalisert nederst til venstre i både konkav og konveks del av tabellen. Det vil si at kurvatureffekten er mest utslagsgivende for kombinasjonen av liten r og stor d . For en konkav skråning med

$d = 1,33$, er kurvatureffekten ca. 17 % høyere for $r = 2$ enn for $r = 20$. Til sammenligning er denne forskjellen betydelig mindre for en konveks skråning, som viser en økning i kurvatureffekt på ca. 10 % mellom tilsvarende r og d .

Generelt avtar kurvatureffekten med økende r for hver d , men tilsvarende som for sikkerhetsfaktoren er det registrert avvik fra denne trenden for $d = 0,13$. I dette tilfellet øker kurvatureffekten mellom $r = 8$ og $r = 20$. Ved $r = 20$ og $d = 0,13$ ligger nemlig kurvatureffekten på 1,14 og 1,10 for hhv. konkav og konveks kurvatur.

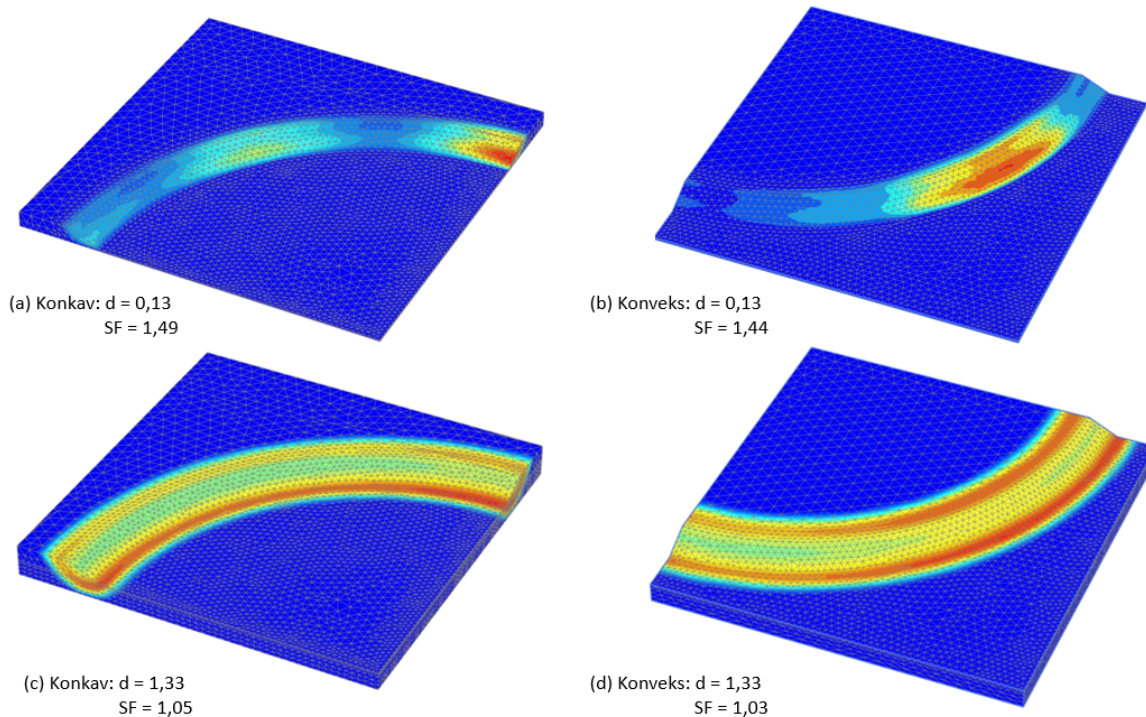
Når resultatene for hver r undersøkes, er det derimot ingen konsekvent trend mellom de ulike verdiene av d . For $r = 8$ og $r = 20$ gir økt dybde-høydeforhold enten minimal forskjell eller er uendret. Kurvatureffekten er tilnærmet konstant lik 1,08 for konkav kurvatur og 1,04 for konveks når $r = 8$. Når $r = 20$ er det litt større avvik mellom målt kurvatureffekt, men den ligger på ca. 1,04-1,07 for konkav kurvatur og 1,03-1,04 for konveks, sett bort fra unntakstilfellet ved $d = 0,13$ som nevnt over. Videre er det registrert en økende kurvatureffekt for $r = 2$ med økende d . Mellom den grunneste og dypeste bruddflaten er det registrert en økning på ca. 7 % for begge kurvaturene med dette radius-høydeforholdet. Økningen av kurvatureffekten er størst mellom $d = 0,13$ og $d = 0,33$ for $r = 2$.

I likhet med sikkerhetsfaktoren, er kurvatureffekten konsekvent høyere for en konkav skråning enn for en konveks. Forskjellene er størst for lave radius-høydeforhold og avtar etter hvert som dette forholdet øker. På det meste er forskjellen ca. 9 %.

Bruddmekanismer

Samtlige bruddmekanismer fra analysene i dette delkapittelet er vist i tillegg D.2. Til tross for den tredimensjonale utformingen av modellen, er bruddmekanismene generelt svært like som for aksesymmetriske analysene vist i figur 6.4. Konkave skråninger har størst inkrementell deformasjonen omkring skråningsfoten, mens konveks har størst inkrementell deformasjon i toppen av skråningen. For det plane tilfellet fremstår deformasjonsutviklingen som mer uniform langs hele skråningstverrsnittet. Videre er bruddmekanismen generelt uniform med rotasjonsaksen. Analysene for $r = 20$ gir noe avvik for lav verdi av d , hvor den inkrementelle deformasjonen er størst i kun en del av skråningen. Figur 8.2 viser konturplott med inkrementell deformasjon for $d = 0,13$ og $d = 1,33$ for konkav og konveks kurvatur med $r = 20$, som er det minste og største

undersøkte dybde-høydeforholdet med det største radius-høydeforholdet. Fra figuren kommer avviket for lav d tydelig frem, mens for stor d ser bruddmekanismen relativt uniform ut langs skråningen.



Figur 8.2: Konturplott med inkrementell deformasjon for $r = 20$ for (a) konkav kurvatur med $d = 0,13$, (b) konveks kurvatur med $d = 0,13$, (c) konkav kurvatur med $d = 1,33$ og (d) konveks kurvatur med $d = 1,33$.

Sammenligning av aksesymmetri og 3D-analyse

Resultatene som er presentert i avsnitt 8.1.3 beskriver en aksesymmetrisk situasjon med en tredimensjonal modell. Aksesymmetriske beregninger i PLAXIS 2D er utført i kapittel 6. Resultatene fra begge analysene er sammenlignet i dette delkapittelet for en mer omfattende vurdering av numeriske avvik mellom PLAXIS 2D og 3D, enn den som ble utført i delkapittel 7.2. Dette gir også mulighet for validering av analysene.

Tabell 8.4 nedenfor viser oppnådde sikkerhetsfaktorer fra konkave aksesymmetriske beregninger i kapittel 6.2, samt konkave tredimensjonale beregninger i dette delkapittelet. I tillegg er det beregnet differanse mellom begge analysene for å sammenligne resultatene. Differansen er definert slik som det følger av ligning 8.2 nedenfor.

$$DF = \frac{SF_{3D} - SF_a}{SF_a} \cdot 100\% \quad (8.2)$$

Hvor SF_{3D} er sikkerhetsfaktor oppnådd fra en jevn tredimensjonal skråning, mens SF_a er sikkerhetsfaktor oppnådd fra en todimensjonal aksesymmetrisk skråning.

Tabell 8.4: Sikkerhetsfaktorer beregnet i PLAXIS 2D med aksesymmetri (SF_a) og i PLAXIS 3D (SF_{3D}) med ulike radier, samt avviket mellom de (DF) for konkav kurvatur. Positiv differanse indikerer 3D-analyser beregnet størst sikkerhetsfaktor.

Konkav kurvatur									
d = D/H	r = 2			r = 8			r = 20		
	SF_a	SF_{3D}	DF[%]	SF_a	SF_{3D}	DF[%]	SF_a	SF_{3D}	DF[%]
0,13	1,51	1,50	-0,7	1,37	1,43	4,4	1,33	1,49	12,0
0,33	1,37	1,37	0,0	1,22	1,25	2,5	1,17	1,24	6,0
0,67	1,27	1,27	0,0	1,14	1,15	0,9	1,08	1,13	4,6
1,00	1,25	1,24	-0,8	1,11	1,11	0,0	1,08	2,86	1,0
1,33	1,24	1,23	-0,8	1,09	1,09	0,0	1,05	1,94	1,0

Differansen mellom konkav sikkerhetsfaktorer beregnet i PLAXIS 2D med aksesymmetri (SF_a) og sikkerhetsfaktorer beregnet i PLAXIS 3D (SF_{3D}) i tabell 8.4 er generelt sett er liten, og antyder at resultatene er sammenfallende. Størst DF er registrert for $r = 20$ og $d = 0,13$. Det vil si at DF er størst for grunne bruddflater og store radier. Videre avtar DF generelt med økende d. For $r = 2$ er det registrert minimale differanser. Disse er stedvis negative, som tilsier at den todimensjonale, aksesymmetriske beregningen gir høyere sikkerhetsfaktor. Generelt sett er det registrert en økende trend for absoluttverdien av differansen med økende r. Denne trenden inneholder imidlertid enkelte avvik mellom $r = 2$ og $r = 8$.

På lik linje som foregående tabell, viser tabell 8.5 beregnede sikkerhetsfaktorer fra konvekse aksesymmetriske beregninger i kapittel 6 og konvekse tredimensjonale beregninger i dette delkapittelet. Tabellen angir videre beregnet differanse mellom begge analysene.

I likhet med den konkave skråningen viser tabell 8.5 at det er god enighet mellom SF_a og SF_{3D} . Dette kommer tydelig frem i form av lave verdier for absoluttverdien av DF. Differansen er igjen størst for lav d og stor r, og avtar generelt med økende d. For $r = 20$ og $d = 0,13$ er $DF = 13\%$. I tillegg er det registrert en økende trend for absoluttverdien av differansen med økende r.

Tabell 8.5: Sikkerhetsfaktorer beregnet i PLAXIS 2D med aksesymmetri (SF_a) og i PLAXIS 3D (SF_{3D}) med ulike radier, samt avviket mellom de (DF) for konkav kurvatur. Positiv differanse indikerer 3D-analyser beregnet størst sikkerhetsfaktor.

Konveks kurvatur									
d = D/H	r = 2			r = 8			r = 20		
	SF_a	SF_{3D}	DF[%]	SF_a	SF_{3D}	DF[%]	SF_a	SF_{3D}	DF[%]
0,13	1,39	1,38	-0,8	1,32	1,36	3,9	1,31	1,44	13,0
0,33	1,27	1,27	-0,1	1,18	1,20	1,4	1,16	1,21	5,1
0,67	1,19	1,19	-0,4	1,10	1,11	0,6	1,08	1,11	3,1
1,00	1,15	1,15	-0,1	1,07	1,07	0,2	1,04	1,06	1,6
1,33	1,14	1,14	0,0	1,06	1,05	-0,5	1,03	1,03	0,7

For hver d viser aksesymmetriske beregninger at sikkerhetsfaktoren er konsekvent avtagende med økende r. Som tidligere nevnt er det noen unntak fra denne trenden for de tredimensjonale analysene når d er lav. Dessuten er sikkerhetsfaktoren beregnet i PLAXIS 3D stort sett større enn for todimensjonale aksesymmetriske beregninger. Dette gjelder spesielt for grunne bruddflater og store radius-høydeforhold.

Videre er det generelt registrert høyere sikkerhetsfaktor for konkave kurvaturer sammenlignet med konvekse kurvaturer. Denne trenden gjelder for de fleste kombinasjoner av samme r og d, med unntak av enkelte tilfeller hvor sikkerhetsfaktoren er lik for begge kurvaturformer.

8.1.4 Diskusjon

Resultatene i denne analysen angir at kurvatur generelt gir høyere sikkerhetsfaktor sammenlignet med et plant tilfelle. Videre er kurvatureffekten størst for små radier og dype bruddflater ifølge tidligere litteratur. Både aksesymmetriske og tredimensjonale analyser angir generelt at kurvatureffekten avtar med økende radius og avtagende dybde. Økning av kurvatureffekten som følge av avtagende dybde er likevel mest markant når kurvatur er fremtredende. I tillegg er det vist at kurvatureffekten er konsekvent større for konkav kurvatur enn konveks for tilsvarende radius og dybde.

Beregnet kurvatureffekt er generelt positiv for både konkav og konveks kurvatur. Det vil si at sikkerhetsfaktoren øker for analysene med kurvatur i forhold til de plane. Videre er det vist at

det kan oppnås ca. 8 % høyere sikkerhetsfaktor for $r = 8$ og ca. 14-22 % for $r = 2$ ved å ta hensyn til kurvatureffekter i konkave skråninger. Ved tilsvarende r for konveks kurvatur kan det oppnås hhv. ca. 4 % og 6-13 % høyere sikkerhetsfaktor. Det er vanskelig å si eksakt hva forskjellene mellom konkav og konveks kurvatur kommer av. Kurvaturene er basert på ulike forutsetninger og er dermed ikke direkte sammenlignbare. Konkav kurvatur har stor mengde drivende masse på toppen av skråningen og lite stabiliserende masser i bunn, som begge fører til lavere kapasitet. Derimot får konkav kurvatur et stabiliserende bidrag fra bueeffekten som oppstår på grunn av den dalformede kurvaturen. Ved et eventuelt brudd drives massene mot midten av dalen og konsentreres i bunn av skråningen. I konvekse skråninger derimot er det lite drivende masser og mye stabiliserende, noe som virker stabiliserende. Akkurat hvor store de ulike bidragene er, er vanskelig å bedømme eksakt. Ut ifra resultatene tyder det på at bidraget fra bueeffekten for konkav skråning må være betydelig større enn de ulike stabiliserende bidragene for konveks skråning. Dette gjør at konkav skråning fortsatt har høyere kurvatureffekt til tross for flere bidrag som også virker destabiliserende.

Diskusjon for aksesymmetri og 3D-analyse

Både den aksesymmetriske og den tredimensjonale analysen representerer den samme situasjonen. Det er dermed naturlig å forvente tilsvarende resultater fra begge analysene. Tabell 8.4 viser at differansen generelt er lav, men for enkelte tilfeller er den høy, spesielt for liten d og stor r . Differansen skyldes at det er beregnet en høy sikkerhetsfaktor for samme kombinasjon av d og r , som avviker fra trenden om generelt avtagende sikkerhetsfaktor med økende dybde og radius. Følgelig gir dette også høyere kurvatureffekt for aktuell beregning.

Nevnte avvik kan komme av ulik elementinndeling langs skråningen og oppbyggingen av inkrementell deformasjon. For en aksesymmetrisk modell er elementinndelingen definert for ett todimensjonalt snitt og vil simuleres helt likt for hele skråningen. For den tredimensjonale modellen vil det oppstå noe variasjon i elementinndelingen langs skråningen på grunn av ulikhet mellom elementene i PLAXIS 2D og 3D. I PLAXIS 2D er modellen bygd opp av 15-noders elementer som vist i figur 2.14, mens i PLAXIS 3D er det brukt 10-noders elementer som vist i figur 2.15. Følgelig vil det oppstå noe differanse mellom 2D- og 3D-beregninger.

Bruddmekanismen for den aksesymmetriske modellen tar utgangspunkt i den plane bruddme-

kanismen og simuleres uniformt bortover skråningen. Ettersom den tredimensjonale modellen representerer den samme situasjonen som den aksesymmetriske, er det forventet tilsvarende utvikling av bruddmekanisme. Figur 8.2 viser derimot en konsentrert inkrementell deformasjon i en avgrenset del av begge modellene for $r = 20$ og $d = 0,13$. Etter hvert som d blir større, blir bruddmekanismen mer uniform og mer lik den aksesymmetriske. At 3D-analysene med lav d ikke finner samme bruddmekanisme, kan komme av numeriske avvik. Beregnet sikkerhetsfaktor i tilfeller med avvikende bruddmekanisme representerer et lokalt brudd i et lite avgrenset område. Når kurvaturen blir fremtredende, blir et kort avgrenset område tilnærmet plant. Følgelig oppnås det en kapasitet som skyldes en kunstig kurvatoreffekt fra begrenset bredde. Dermed blir både sikkerheten og kurvatoreffekten større enn forventet og ligger på tilsvarende størrelsesorden som for en skråning med begrenset bredde. Jostad & Lacasse (2015) angir en kurvatur-effekt på ca. 1,10-1,15 for $d = 0$ og $H/W = 0,2-0,3$, noe som samsvarer med en kurvatoreffekt på ca. 1,12-1,13 i foreliggende analyse for $r = 20$ og $d = 0,13$. En mulig løsning kunne vært å redusere error-toleransen i PLAXIS. På denne måten kan det være mulig å oppnå en uniform fordeling av bruddmekanismen.

Sett bort fra unntaket beskrevet over var differansen mellom de aksesymmetriske og tredimensjonale analysene svært lave og stedvis negative. Positiv differanse indikerer at den tredimensjonale analysen gir størst sikkerhet, som var tilfellet for de fleste beregningene, spesielt for $r \geq 8$. Likevel er det beregnet negativ differanse for enkelte tilfeller, som innebærer at den aksesymmetriske analysen gir størst sikkerhet. Dette oppstod hovedsakelig for den laveste undersøkte verdien av r , nemlig $r = 2$, men det er snakk om såpass lave verdier at de er tilnærmet lik null. Derav er det vanskelig å si sikkert om en av analysene er mer konservativ enn den andre eller om det kan konkluderes at de er likegyldige. Generelt gir analyser utført med lav r tilnærmet like resultater og større r gir litt større positive differanser.

Fra litteraturstudien er det sett at kurvatoreffekten påvirkes av bruddflatens dybde. For både aksesymmetriske og tredimensjonale beregninger kommer ikke påvirkningen av økt d tydelig frem når r blir stor. Det vil si at påvirkningen av bruddflatens dybde er ikke like utslagsgivende når radiusen er stor. Trenden kommer tydelig frem i figur 6.2, som viser svært like kurvatoreffekter for alle dybder når $r > 8$. Tabell 8.3 viser at kurvatoreffekten øker når d blir større for $r = 2$. For øvrige tredimensjonale analyser gir økt d enten minimal eller uendret forskjell i beregnet

kurvatureffekt.

Påvirkningen av r kommer tydelig frem for både aksesymmetriske og tredimensjonale beregninger. Økt r gir nesten konsekvent avtagende kurvatureffekt, sett bort fra avviket ved $d = 0,13$. Det vil si at kurvatureffekten er avhengig av hvor stor radiusen er i forhold til høyden av skråningen. Liten radius gir stor kurvatureffekt. Økende radius betyr at graden av kurvatur avtar og skråningen blir til slutt tilnærmet lik plan. Følgelig vil kurvatureffekten avta i og med at graden av kurvatur er såpass lav at den ikke lenger er utslagsgivende. Resultatene fra både aksesymmetriske og tredimensjonale beregninger viser god enighet med denne trenden. Figur 6.2 viser tydelig at resultatene konvergerer mot plan tøyningstilstand når $|r| > 12$. Tilsvarende viser tabell 8.3 at kurvatureffekten avtar når r øker.

8.2 Skråning med varierende kurvatur

Ravinedaler dannes gjennom lange erosjonsprosesser og har ofte varierende og ujevn geometri både i planet og i den tredje dimensjonen. I den andre delen av de tredimensjonale analysene er det etablert en tredimensjonal modell med sammensetninger av konkav og konveks kurvatur, samt plan forlengelse. For å kvantifisere kurvatureffekten sammenlignes resultatene med en plan modell. Det er tatt utgangspunkt i ravinedalen på Tofte som et eksempel for å studere effekten av varierende kurvatur.

8.2.1 Beregningsmodell

Med bakgrunn i den varierende skråningsgeometrien på Tofte er det laget en representativ tredimensjonal modell for analyse i PLAXIS 3D. Modellen har varierende kurvatur, utført ved å konstruere jevne overganger fra sideflatene. Det er kun valgt å lage en overgang mellom to ulike kurvaturer for å forenkle modellen og dermed unngå at den blir for tidskrevende. For noen av modellene er det også lagt til plane forlengelser.

Tabell 8.6 angir geometrien for modellene som er brukt i denne analysen. Det er hovedsakelig tatt utgangspunkt i to ulike geometrier, en med $R_b = R_t = 30$ og $\alpha = 120^\circ$ og en med $R_b = R_t = 50$ og $\alpha = 180^\circ$. Valg av parametre avhenger av plasseringen av senteraksen for eksisterende terreng som forklart i kapittel 4.5. I nevnte kapittel er det kun konkav geometri som er studert, siden formålet var å sammenligne med det todimensjonale snittet som er plassert i den konkave delen av skråningen på Tofte. I dette tilfellet er det ønskelig å undersøke effekten av ulike variasjoner av kurvatur i tillegg. Det er derav valgt å studere kombinasjonen av konkav og konveks.

Tabell 8.6: Geometriparametre benyttet i beregninger av modeller med varierende kurvatur, utført i PLAXIS 3D.

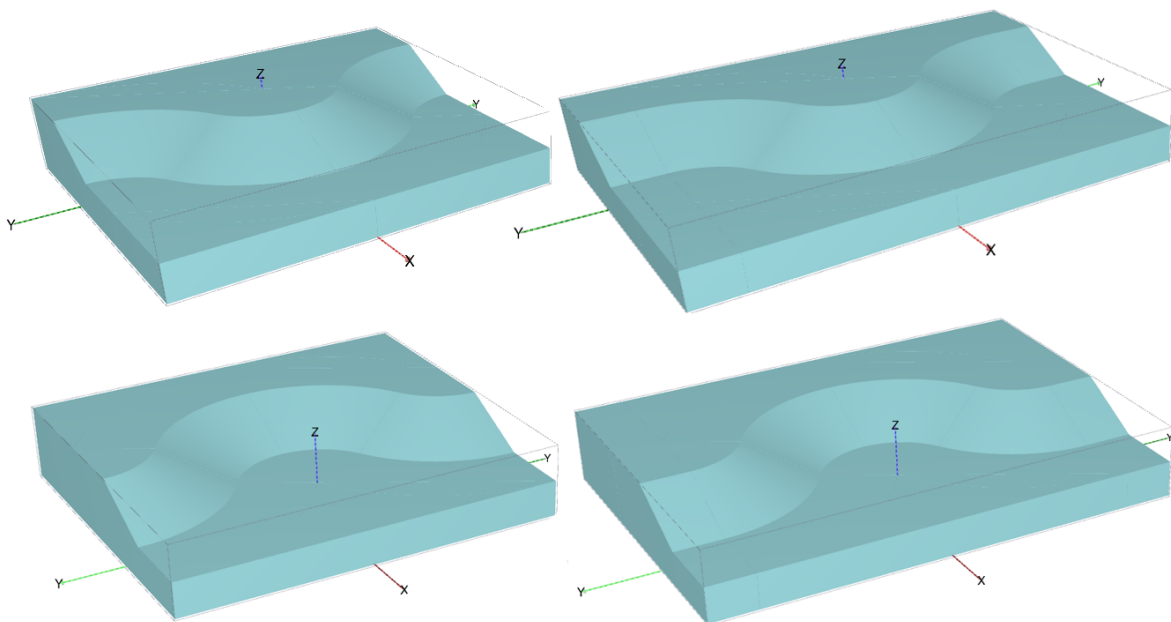
Kurvatur	Parameter	Symbol	Verdi
Begge	Skråningshøyde	H [m]	15
	Skråninghelning	b []	2
	Skråningslengde	L [m]	30
	Alpha	α [°]	90, 120
	Dybde	D [m]	15
	Dybde-høydeforhold	d []	1
	Plan forlengelse	[m]	0, 20
Konkav	Konkav radius	R_b [m]	30, 50
	Radius-høydeforhold	r_b []	2, 3.33
	Lengde topp	LT [m]	30, 50
Konveks	Konveks radius	R_t [m]	30, 50
	Radius-høydeforhold	r_t []	2, 3.33
	Lengde bunn	LB [m]	30, 50

Valg av materialparametre er basert på tidligere utførte grunnundersøkelser i ravinedalen på Tofte. Tolkning av grunnforhold i ravinedalen er beskrevet i delkapittel 4.3. Det er valgt samme materialparametre som presentert i tabell 4.3 med Mohr Coulomb materialmodell og udrenert C type drenering. Skjærfastheten er valgt å være lineært økende $S_u = 35kPa + 3 \cdot z$. Økningen er valgt fra midten av skråningen. I dette tilfellet blir $z_{ref} = 22,5$ m siden z-aksen er definert ved underkant av modellen.

Modellering

For å sikre riktig fremgangsmåte ved konstruering av modellen er det tatt utgangspunkt i den to-dimensjonale modellskråningen vist i figur 2.3. Modellskråningen blir først rotert med en vinkel på 45° eller 60° fra referanseaksen for å danne en kurvatur på henholdsvis $\alpha = 90^\circ$ eller $\alpha = 120^\circ$, og utgjør primærkurvaturen. Ut fra sideflaten er modellen rotert videre med samme vinkel, men i motsatt retning for å danne varierende kurvatur. Denne delen av kurvatur utgjør sekundærkurvaturen. Den nye endeflaten står nå parallelt med flaten modellen tok utgangspunkt i. For å danne en fullstendig modell med rektangulære sider, er det lagt til plane flater på fremsiden og baksiden av skråningen som forlenges for å fylle det åpne rommet. Slik er den første modellen i dette delkapittelet konstruert.

Neste beregningsmodell i dette delkapittelet følger tilsvarende oppbygging, men med en plan utvidelse av en av sideflatene i tillegg. Modelleringen tar utgangspunkt i situasjonen på Tofte hvor skråningen i ravedalen utvikler seg relativt plant ut fra området med kurvatur. Seksjonene med plane utvidelser er dog noe mer komplisert i virkeligheten enn det som er modellert her. For å begrense kompleksiteten av modelleringen, er det blant annet valgt å se bort ifra effekten av det fallende terrenget på toppen av ravedalen, slik at kun effekt av plan forlengelse undersøkes. Konstruksjonen av disse modellene følger samme oppbygging som for varierende kurvatur, i tillegg til en 20 m plan forlengelse av endeflaten parallelt med y-aksen. Figur 8.3 viser både konkav og konveks modell med og uten plan forlengelse.



Figur 8.3: Konkav og konveks skråning med $r = 2$ og $\alpha = 120^\circ$. Modell med plan forlengelse på 20 m til høyre.

Fra litteraturen er det kjent at plan skråning ofte har lavere sikkerhet enn konkav og konveks kurvatur. Dermed kan sikkerheten avta som følge av en plan utvidelse. Hensikten er å undersøke effekten av den kurvede delen av skråningen og ikke den plane. Det må derfor gjøres enkelte justeringer i modellen slik at sikkerheten representerer kurvaturen som skal undersøkes. For å unngå at brudd oppstår i den plane delen, er det utført analyser med økt skjærfasthet i denne delen. På denne måten kan bruddet tvinges til å gå i den kurvede delen av modellen. Det er brukt samme skjærfasthetsprofil som i resten av modellen, men med unntak av at startpunktet av økningen er i toppen av skråningen, del vil si at $z_{\text{ref}} = 30$ m.

8.2.2 Konvergensanalyse

Som tidligere nevnt ble konvergensanalysen i delkapittel 7.2 ble først utført med en plan modell med relativt kort utstrekning innover i planet. Deretter ble det utført en ny analyse med kurvatur i og med at hovedfokuset med oppgaven er å undersøke effekten av kurvatur. Basert på nevnte konvergensanalyse ble en veldig fin elementinndeling med reduksjonsfaktor på 0,5 omkring bruddet vurdert som den mest optimale med tanke på tid og nøyaktighet.

Konvergensanalysen for kurvatur ble kun utført med en modell for konveks kurvatur med en jevn bue. Geometrien av modellene beskrevet ovenfor har varierende kurvatur med sammensetning av buer som krummes i ulike retninger. Det er ikke utført en ny analyse for et slikt tilfelle. Analysene som ble utført for jevn kurvatur var svært tidskrevende, tilsvarende vil trolig modellene med varierende kurvatur føre til tidskrevende analyser. Vurderingene basert på modellen med jevn kurvatur er antatt å være tilstrekkelige for dette tilfellet.

Følgende analyser er derfor utført med veldig fin elementinndeling med reduksjonsfaktor lik 0,5 omkring bruddflaten. Dette tilsvarer et volum som strekker seg 15 m bak skråningstoppen, 5 m foran skråningsfoten og 5 m under skråningsfoten.

8.2.3 Resultater

Basert på overnevnte parametre og modellering er det totalt laget 12 beregningsmodeller. Det er hovedsakelig sett på tre ulike modeller med varierende kurvatur. Først en uten plan forlengelse og deretter to med, hvor den siste har økt skjærfasthet i den plane delen, som vist i figur 8.3. For hver av de tre modellene er det undersøkt to ulike radius-høydeforholdet, r , og vinkler, α , både for konkav og konveks skråning. Slik at seks av analysene er konkave og de resterende seks er konvekse. For hver modell er det kjørt en fase med stabilitetsanalyse i tillegg til den initielle fasen for å beregne sikkerhetsfaktoren. Tillegg D.4 viser oppbygging av fasene i PLAXIS 3D.

Beregnet sikkerhetsfaktor fra de ulike analysene er presentert i tabell 8.7. Det er først utført en analyse uten plan forlengelse. For samtlige analyser avtar sikkerhetsfaktoren når det legges til plan forlengelse på modellen. Videre øker sikkerhetsfaktoren igjen når det utføres en analyse med økt skjærfasthet i den plane delen. Altså er sikkerhetsfaktoren minst for analyser hvor mo-

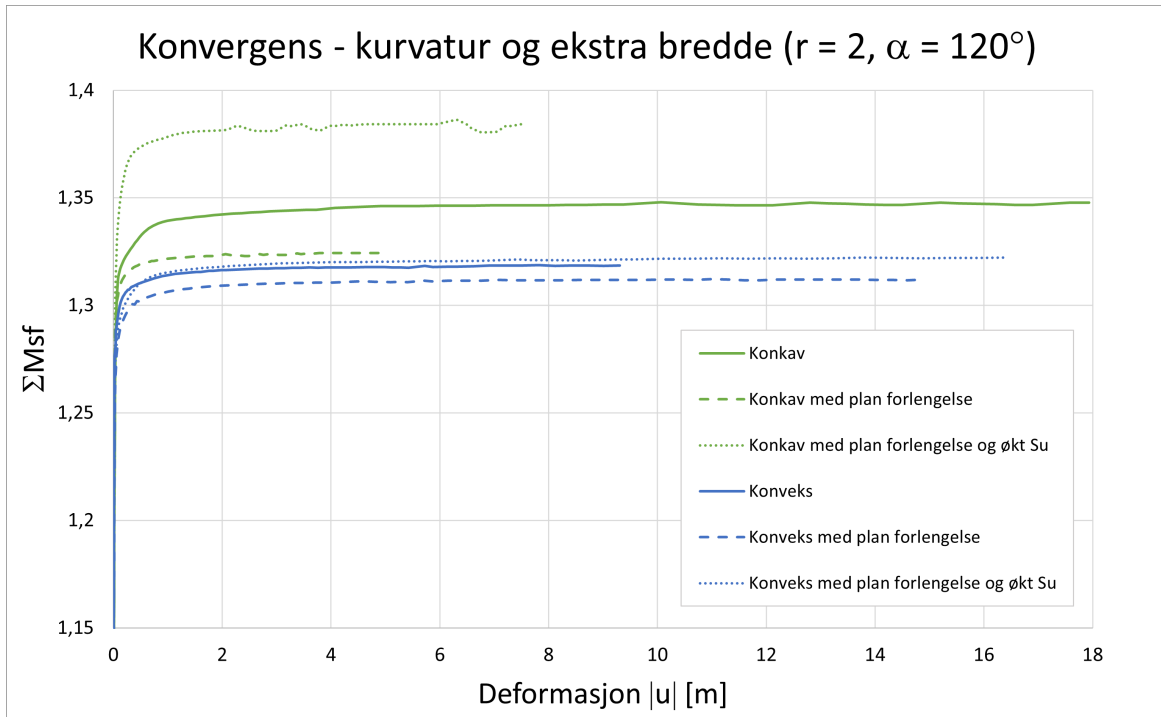
dellen har plan forlengelse uten økt skjærfasthet. Videre er sikkerhetsfaktoren størst når den plane forlengelsen har økt skjærfasthet.

Tabell 8.7: Sikkerhetsfaktorer beregnet i PLAXIS 3D for ujevn kurvatur med og uten plan forlengelse.

Kurvatur	Kommentar	Sikkerhetsfaktor SF	
		$r = 2, \alpha = 120^\circ$	$r = 3,33, \alpha = 90^\circ$
Konkav	Ingen plan forlengelse	1,324	1,302
	20 m plan forlengelse	1,303	1,293
	20 m plan forlengelse med økt S_u	1,340	1,321
Konveks	Ingen plan forlengelse	1,323	1,303
	20 m plan forlengelse	1,311	1,297
	20 m plan forlengelse med økt S_u	1,327	1,312

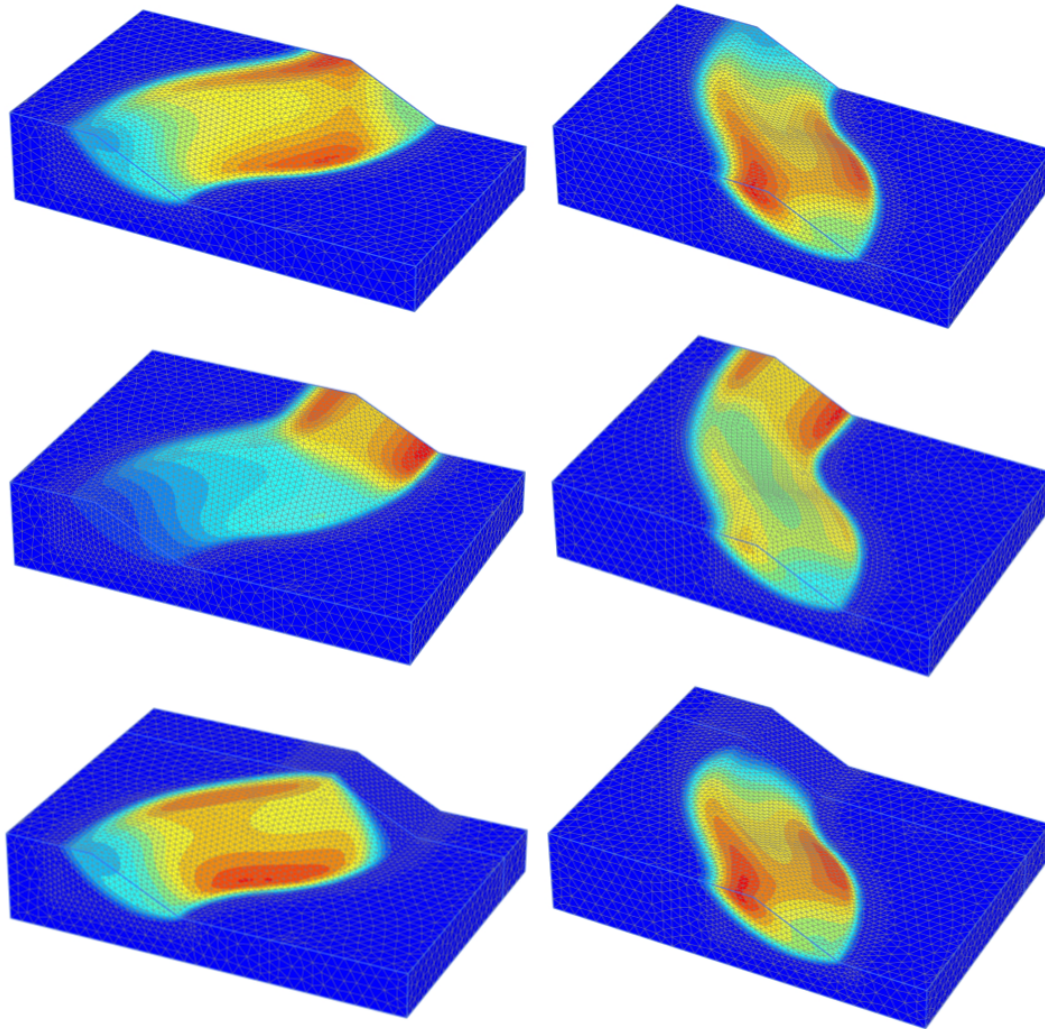
Det ble undersøkt to ulike geometrier siden det var vanskelig å vurdere eksakt geometri av eksisterende terreng. Differensen mellom resulterende sikkerhetsfaktor er lav og ligger på ca. 1-2% for samtlige analyser. Videre viser tabell 8.7 at forskjellen mellom konkav og konveks kurvatur også er lav. For tilfellene uten plan forlengelse er sikkerhetsfaktoren tilnærmet lik for konkav og konveks kurvatur. Analysene for modellen med plan forlengelse uten økt skjærfasthet gir derimot lavere sikkerhetsfaktor for konkav enn konveks. Den siste analysen gir størst sikkerhetsfaktor for konkav kurvatur. De overnevnte funnene er gjelder både for tilfellet med $r = 2$ og $\alpha = 120^\circ$ og for tilfellet med $r = 3,33$ og $\alpha = 90^\circ$.

For å undersøke om beregnet sikkerhetsfaktor konvergerer er den er plottet mot deformasjonen i figur 8.4. Figuren viser resultatene fra analysene for konkav og konveks kurvatur med $r = 2$ og $\alpha = 120^\circ$. De fleste analysene ser ut til å konvergere. Eneste unntaket er tilfellet for konkav kurvatur med plan forlengelse og økt skjærfasthet. Denne grafen viser en mer ujevn utvikling av sikkerhetsfaktoren med økt deformasjon.



Figur 8.4: Konvergens av sikkerhetsfaktor for konkav og konveks kurvatur med $r = 2$ og $\alpha = 120^\circ$. Plottet som multiplikator for sikkerhetsfaktor ΣM_{sf} mot deformasjon $|u|$.

Figur 8.5 viser bruddmekanisme for de ulike modellene med $r = 2$ og $\alpha = 120^\circ$. De inkrementelle deformasjonene for modellene uten plan forlengelse, er størst i den konvekse delen av skråningen for både konkav og konveks kurvatur. For modellene med plan forlengelse uten økt skjærfasthet, er inkrementell deformasjonen størst i den plane delen av skråningen. Når det blir lagt til økt skjærfasthet i den plane delen, tvinges bruddflaten til å oppstå i den kurvede delen av skråningen, og får en skålformet bruddflate med størst inkrementell deformasjonen mot midten av modellen. Bruddmekanismene er tilsvarende for $r = 3,33$ og $\alpha = 90^\circ$ og er vist i tillegg D.4.



Figur 8.5: Konturplott med inkrementell deformasjon for samtlige modeller med varierende kurvatur. Konkav kurvatur til høyre og konvex til venstre. Tilfellet uten plan forlengelse er øverst, plan forlengelse uten økt S_{II} er i midten og plan forlengelse med økt S_{II} er nederst.

Sammenligning med plane og aksesymmetriske beregninger for Tofte

De undersøkte 3D-modellene er konstruert basert på eksakt geometri av skråningene i ravinedalen på Tofte. I delkapittel 4.4 ble det utført todimensjonale analyser for den konkave delen av skråning. Resultatene funnet i nevnte kapittel er presentert i tabell 8.8 sammen med de tredimensjonale beregningene for konkav kurvatur i denne delen av oppgaven. Tabellen viser at det er de aksesymmetriske beregningene som gir størst sikkerhetsfaktor for både $r = 2$ og $r = 3,33$. Nest størst sikkerhetsfaktor er oppnådd i de tredimensjonale analysene, mens plan tøyning gir lavest sikkerhet.

Tabell 8.8: Sikkerhetsfaktorer beregnet i PLAXIS 3D for konkav kurvatur med og uten plan forlengelse, sammenlignet med sikkerhetsfaktorer beregnet i PLAXIS 2D med plan tøyningstilstand og aksesymmetri.

Sikkerhetsfaktor for konkav kurvatur, SF []			
Analyse	Kommentar	$r = 2, \alpha = 120^\circ(360^\circ)$	$r = 3,33, \alpha = 90^\circ(360^\circ)$
3D	Ingen plan forlengelse	1,324	1,302
	20 m plan forlengelse	1,303	1,293
	20 m plan forlengelse med økt S_u	1,340	1,321
2D	Aksesymmetri	1,40*	1,35*
	Plan tøyning	1,24**	1,24**
* $\alpha = 360^\circ$			
** uavhengig av r og α			

Tabell 8.9 presenterer kurvatureffekt for de utførte analysene. Kurvatureffekten basert på aksesymmetriske analyser er beregnet ved hjelp av ligning 6.1, mens kurvatureffekten basert på tredimensjonale analyser er beregnet ved hjelp av ligning 8.1. For 3D-analysene er effekten størst for konkav kurvatur med plan forlengelse og økt skjærfasthet, med kurvatureffekt på 1,08 og 1,07 for hhv. $r = 2$ og $r = 3,33$. Dette tilsvarer en økning av sikkerhetsfaktoren på 7-8% i forhold til den plane beregningen. Det er registrert noe økning av sikkerhetsfaktor for de aksesymmetriske beregningene. Økningene ligger på 13% og 9% for henholdsvis $r = 2$ og $r = 3,33$.

Tabell 8.9: Kurvatur og kurvatureffekt for analyser utført i PLAXIS 2D med aksesymmetri, og i PLAXIS 3D for konkav kurvatur med og uten plan forlengelse.

Kurvatur og kurvatureffekt for konkav kurvatur, F_{3D} ($F_{aksymmetri}$) []			
Analyse	Kommentar	$r = 2, \alpha = 120^\circ(360^\circ)$	$r = 3,33, \alpha = 90^\circ(360^\circ)$
3D	Ingen plan forlengelse	1,07	1,05
	20 m plan forlengelse	1,05	1,04
	20 m plan forlengelse med økt S_u	1,08	1,07
2D	Aksesymmetri	1,13*	1,09*
* $F_{aksymmetri}$ [], $\alpha = 360^\circ$			

8.2.4 Diskusjon

Analysene utført i dette delkapittelet er basert på ulike geometriparametre for ulike kombinasjoner av kurvaturer. Ulike geometriparametre skyldes vanskeligheter knyttet til valg av radius og vinkel for dagens terreng. Det ble dermed lagd to modeller, en modell med en kombinasjon av liten radius og stor vinkel og en modell med større radius og lavere vinkel i forhold til den første. Tidligere litteratur har vist at begge disse parametrene påvirker effekten. Lav radius gir stor kurvatureffekt, og jo større radius, desto nærmere plan tøyningstilstand blir løsningen. I dette tilfellet ga analysene med $r = 2$ større sikkerhetsfaktor enn $r = 3,33$. Siden modellene er utført med ulik vinkel er det vanskelig å si om dette er hovedårsaken til differansene mellom analysene. Begge undersøkte geometrier angir sammenfallende sikkerhetsfaktorer og lav differanse. Differansen er på ca. 2 % på det meste, noe som indikerer at variasjon i valg av geometriparametre i dette tilfellet ikke er av stor betydning. Ettersom det ikke er utført parameterstudie med hensyn til vinkelen, er det likevel vanskelig å konkludere hvordan denne parameteren påvirker resultatene.

Både tidligere litteratur og utførte undersøkelser i denne masteroppgaven tilsier at konkav kurvatur gir større sikkerhet enn konveks for samme radius-høydeforhold. Resultatene fra analysene utført for varierende kurvatur er ikke like konsekvente. Tilfellet uten plan forlengelse gir tilnærmet lik sikkerhetsfaktor for både konkav og konveks kurvatur. Dette kan forklares fra figur 8.5 hvor bruddmekanismene for modellene er vist. Både den konkave og konvekse modellen utvikler størst inkrementelle deformasjoner i den konvekse delen. Altså er inkrementelle deformasjoner størst i ytterkant av den konkave modellen og i midten av den konvekse. Siden modellen er utført med glatte sideflater og er symmetrisk, er det i prinsipp undersøkt eksakt samme modell. Følgelig vil sikkerhetsfaktoren bli den samme for de to analysene.

I tillegg til å etterligne situasjonen på Tofte, vil en plan forlengelse av modellen forhindre simulering av like situasjoner på grunn av symmetri. Den plane forlengelsen fører til at kun primærkurvaturen får $\alpha = 120^\circ$ eller $\alpha = 90^\circ$. Sekundærkurvaturen vil i dette tilfellet kun simulere halvparten av denne vinkelen, fordi symmetriplanet flyttes når den plane forlengelsen legges til. Sammenlignet med øvrige modeller i dette delkapittelet, gir denne modellen lavest sikkerhetsfaktor for både konkav og konveks kurvatur. Fra figur 8.5 er inkrementelle deformasjoner størst i

den plane delen av modellen. Dette samsvarer med litteraturen om at analyser for en plan skråning er mer konservative enn analyser for en skråning med kurvatur. Det er derimot ønskelig å undersøke sikkerheten av skråningen med kurvatur. Følgelig gir ikke analysene i dette tilfelle godt nok grunnlag for direkte sammenligning av konkav og konveks kurvatur. I tillegg angir resultatene større sikkerhetsfaktor for konveks kurvatur sammenlignet med konkav. Differansen mellom sikkerhetsfaktorene er svært liten, men dette motstrider fortsatt litteraturen.

I og med at stabiliteten av skråninger med kurvatur er av interesse ble det utført nye analyser, med økt skjærfasthet i den plane forlengelsen. På denne måten tvinges bruddet til å gå i den kurvede delen av modellen, og får en skålformet bruddflate. Skålbruddet oppstår dermed kun i primærkurvaturen, og har lavere volum enn foregående bruddflater som har lenger utstrekning bortover skråningen. Basert på litteraturen er det sett at økt volum av drivende masser gir reduksjon i sikkerhetsfaktor. Følgelig vil tilfellet med skålformet bruddflate og lite volum gi høyere sikkerhet enn de øvrige analysene med store volum. Dette resulterer i at analysene utført for denne modellen gir størst sikkerhetsfaktor. Videre ble sikkerhetsfaktoren for konkave tilfellene større enn de konvekse og stemmer derfor overens med litteraturen.

For å vurdere kurvatoreffekten er det viktig å ta utgangspunkt i sammenlignbare beregninger for korrekt estimering. Med tanke på overnevnte forhold vurderes det at sistnevnte modell med plan forlengelse og økt skjærfasthet er mest representativ for vurderingen av kurvatoreffekten på Tofte. Dette skyldes at det er størst inkrementell deformasjon i området som ønskes å undersøke, og resultatene samsvarer med tidligere litteratur.

Tofte

Effektene av kurvatur på Tofte er vurdert ved å sammenligne tredimensjonale beregninger i dette delkapittelet med todimensjonale analyser utført i delkapittel 4.4. Siden analysene er basert på forskjellige modeller, er resultatene i utgangspunktet ikke direkte sammenlignbare. Forskjellene skyldes blant annet at vinkelen til 3D-modellene er lik 120° eller 90° , samt at modellen forlenges ved hjelp av en overgang til motsatt kurvatur. De aksesymmetriske bergingene simulerer en vinkel på 360° rundt referanseaksen med jevn kurvatur og uten forlengelser. Radiusen er derimot definert likt for samtlige analyser, slik at modellene er vurdert som tilstrekkelig sammenlignbare.

Resultatene fra de ulike analysene utført for situasjonen på Tofte gir minst sikkerhetsfaktor for 2D-analysen med plan tøyningstilstand, noe som stemmer overens med litteraturen. 3D-analysene gir nest størst sikkerhetsfaktor og 2D-analysene med aksesymmetri gir størst. Aksesymmetriske beregninger angir en kurvatureffekt på 1,09-1,13, mens kurvatureffekten for tilfellet med plan forlengelse og økt skjærfasthet ligger på 1,07-1,08. I kapittel 6 ble det observert at aksesymmetriske beregninger normalt gir mindre eller tilnærmet lik sikkerhetsfaktor som 3D-analyser med tilsvarende kurvatur. At aksesymmetriske beregninger i dette tilfellet gir større sikkerhet enn 3D, kan blant annet skyldes ulikhetene i vinkel, modellering og bruddmekanismen. For de aksesymmetriske beregningene er bruddmekanismen uniform langs hele skråningen, mens den tredimensjonale bruddmekanismen er skålformet. Følgelig er volumet av drivende masser være mindre i 3D-analysen. Som tidligere nevnt gir dette lavere sikkerhetsfaktor ifølge teorien. Resultatene stemmer dermed overens med litteraturen.

Grunnen til at akkurat modellen med plan forlengelse og økt skjærfasthet ble valgt som sammenligningsgrunnlag, er fordi bruddmekanismen oppstår i samme del av skråningen som det todimensjonale snittet undersøkt i kapittel 4.4 er plassert. Det todimensjonale snittet ble valgt basert på tilgjengelighet av utførte grunnundersøkelser. I ravinedalen er det områder som har brattere helning enn det valgte snittet som trolig er mer kritiske. Likevel ble det prioritert å lage et snitt etter plassering av tilgjengelige grunnundersøkelser. Dermed ble snittet med brattest helning utfra plassering av grunnundersøkelser valgt. Det valgte snittet ligger i en konkav del av skråning, som ifølge litteraturen bør gi større stabilitet enn både plant og konvekst tilfelle. For å kunne undersøke kurvatureffekten i dette området ble det forsøkt å modellere et representativt snitt for sammenligning. Den konkave 3D-modellen med plan forlengelse og økt skjærfasthet viser en bruddmekanisme som oppstår i den konkave delen og vurderes dermed som tilstrekkelig sammenlignbar. For å etablere en slik bruddmekanisme ble det antatt økt skjærfasthet i den plane forlengelsen, men det er ikke utført nok grunnundersøkelser for å kunne si noe om hvordan fastheten varierer bortover skråningen. Økt skjærfasthet fra tilstøtende terreng gir ifølge litteraturen en stabiliserende effekt. Dette påvirker dermed sikkerheten gunstig og kan føre til feilkilder.

Strain-softening

Tidligere litteratur som Jostad et al. (2021) viser til at strain-softening kan påvirke sikkerhetsfaktoren betydelig. Strain-softening er nærmere beskrevet i kapittel 2.2.2. Thakur, Jostad, Kornbrekke & Degago (2014) viser nemlig til en reduksjon på opptil 30 % av sikkerhetsfaktoren for 2D-analyser, og effekten antas å være enda høyere for 3D-analyser. Dermed anbefaler blant annet Statens Vegvesen (2021*b*) en økning av materialfaktoren for å ta hensyn til strain-softening i stabilitetsanalyser avhengig av konsekvensklasse. Videre spesifiserer Jostad et al. (2021) at oppnådde 3D-effekter ved stabilitetsanalyser i sensitive leirer bør brukes med stor forsiktighet.

I dette tilfellet er heller ikke strain-softening tatt hensyn til ved noen av analysene, til tross for store mengder kvikkleire på Tofte. Området på Tofte defineres med konsekvensklasse "CC3 Meget alvorlig" ifølge Multiconsult ASA (2018). Dette innebærer en anbefaling om partialfaktor på minst $\gamma_M = 1,6$ for både effektiv- og totalspenningsanalyse, i henhold til Statens Vegvesen (2021*b*). Samtlige utførte analyser ga en sikkerhetsfaktor mindre enn 1,4 slik at stabiliteten ikke er tilstrekkelig i henhold til kravene.

Kapittel 9

Begrensninger

Det er som tidligere nevnt ulike parametre som kan påvirke kurvatureffekten i skråninger. For å begrense oppgavens omfang er det valgt å fokusere på radius og dybde av bruddflaten. Øvrige begrensninger og forenklinger som er foretatt i oppgaven ellers er diskutert i de følgende delkapitlene.

9.1 Utførte forenklinger

I forbindelse med case-studien på Tofte er det utført tolkning av grunnundersøkelser, lagdeling og skjærfasthetsprofil. Resultatene sammen med empiriske verdier for norske leirer, er brukt som utgangspunkt for inputparametre i beregningsprogrammene. Det er utført flere totalsonderinger i det valgte skråningssnittet, men det er utført lite prøvetakinger og CPTU sonderinger. Totalsondering alene er ikke tilstrekkelig for bestemmelse av lagdeling. Dermed er det tatt utgangspunkt i utførte CPTU-sonderinger og prøvetakinger utført utenfor det undersøkte skråningssnittet. Generelt indikerer grunnundersøkelsene relativt like grunnforhold, slik at det er vurdert å være tilstrekkelig å anta at resultater fra CPTU-sonderinger og prøvetakinger i området kan brukes, justert for høydedifferansen. Til tross for nokså like grunnforhold, kan tolkning basert på sonderinger utenfor det aktuelle snittet føre til feilkilder. Videre er det antatt tilsvarende forhold for hele modellen i de fleste aksesymmetriske og tredimensjonale analysene. I en av 3D-modellene er det også antatt økt skjærfasthet i endene av modellen. Det er ikke utført nok

grunnundersøkelser som verken bekrefter eller avkrefter antakelsen om forholdene er like for hele skråningen eller om fastheten kan variere. Dermed oppstår det usikkerheter om hvorvidt modellene er representative for det undersøkte området.

Utførte analyser er basert på to ulike tilfeller, et som skal etterligne en naturlig skråning med variasjon i skjærfasthetsprofilen, og et generelt tilfelle med konstant skjærfasthet. Førstnevnte tilfelle tar utgangspunkt i tolkning av utførte CPTU-sonderinger, SHANSEP tilnærming og antagelser basert på ulik overkonsolideringsgrad i skråningen. Denne ulikheten skyldes at dagens terrengoverflate har tidligere vært påkjent av laster fra masser som har erodert bort. Følgelig vil skjærfastheten og overkonsolideringsgrad øke mot bunn av skråningen og vil være noe høyere i skråningsfoten enn i skråningstoppen, se delkapittel 4.3. I GeoSuite ble det lagt inn ulike skjærfasthetsprofiler, mens i PLAXIS ble det lagt inn ett profil som er konstant i øvre halvdel av skråningen og øker lineært fra midten av skråningen. Dette skyldes at PLAXIS kun har en input for definering av referansehøyden til et fasthetsprofil. Videre antas dette referansepunktet å være konstant horisontalt. I en naturlig skråning er det sjeldent at skjærfastheten er konstant i horisontal retning. Fastheten kan som sagt øke mot bunn av skråningen. Tilsvarende er det sjeldent at skjærfastheten er konstant i vertikal retning. Dermed er det store usikkerheter knyttet til begge undersøkte tilfeller.

Samtlige analyser i foreliggende oppgave er basert på idealiserte beregningsmodeller. Analysen utført for case-studien på Tofte er først utført med idealiserte 2D-modeller, deretter en mer representativ 3D-modell. De første analysene med en plan 2D-modell tar verken hensyn til variasjoner av terrenget eller kurvaturen. Den aksesymmetriske 2D-modellen antar en helt jevn kurvatur rotert 360°, selv om terrenget har varierende kurvatur. Det ble derfor også utført analyser for en modell med varierende kurvatur. Til tross for en mer representativ modell, er den fortsatt utført med flere forenklinger. Den andre modellen brukt for å analysere et generelt tilfelle, er en idealisert skråning med en jevnt krummende bue. Resultatene fra beregningene utført for denne modellen er dermed kun sammenlignbare med tilsvarende skråningen med samme idealiserte forhold.

9.2 Nøyaktighet og numerisk avvik

Beregningene utført i denne studien er basert på GeSuite (LEM) og PLAXIS (FEM), med hovedfokus på utførelse av FEM-analyser ved hjelp av PLAXIS. På grunn av ulikhet i beregningsprinsipp i de to beregningsmetodene, kan det forekomme ulikheter mellom analysene, selv om de representerer den samme situasjonen. Hovedforskjellen mellom GeoSuite og PLAXIS er at de bygger på ulike prinsipper. GeoSuite beregner momentlikevekt ved bruk av lamellmetoden, mens PLAXIS diskretiserer jordmodellen i elementer for så å beregne kapasiteten av hvert enkelt element. Antall elementer og noder er dermed viktige i PLAXIS for å oppnå tilstrekkelige nøyaktige resultater.

Et kjent problem i mange FEM-programmer, deriblant PLAXIS, er at det ofte kan forekomme numeriske avvik som følge av geometrisk låsing av elementene. Dette skjer spesielt i randen av modellen slik at styrken av elementene kan overestimeres. Som følge av dette kan PLAXIS overestimere sikkerheten av en jordmodell sammenlignet med GeoSuite. Effekten av numerisk avvik kan minimaliseres ved øke antall elementer. Antall elementer som skal brukes bør likevel optimaliseres med tanke på beregningstid og nøyaktighet, ettersom et veldig høyt antall elementer kan føre til tidskrevende beregninger.

Et annet problem er at beregningsprogrammene søker etter kritisk bruddflate på ulike måter. Når det kjøres en stabilitetsanalyse i PLAXIS, vil programmet selv lete etter den mest kritiske bruddflaten i hele skråningen. Følgelig vil PLAXIS finne den mest kritiske bruddflaten, uavhengig om det er lokal eller global bruddflate. GeoSuite vil på sin side kun finne en global kritisk bruddflate innenfor det avgrensede området som brukeren har valgt.

Som sagt er det hovedsakelig utført analysert i PLAXIS, både i PLAXIS 2D og 3D. Programmene bygger på flere av de samme prinsippene, men det er blant annet forskjeller i elementtype. I PLAXIS 2D kan det velges mellom et 6-noders og et 15-noders element. Til sammenligning brukes det kun et 10-noders element i PLAXIS 3D. Følgelig vil det være enkelte avvik på grunn av ulikhet i elementtype og elementinndeling. Avviket kan dog minimaliseres ved å øke antall elementer i PLAXIS 3D.

Kapittel 10

Diskusjon

I dette kapitlet presenteres en oppsummering av diskusjon av resultatene fra de ulike undersøkelsene og analysene som er utført i denne masteroppgaven. I tillegg vil en generell diskusjon om hva som kan forårsake kurvatureffekten bli presentert.

10.1 Årsak til kurvatureffekt

Fra litteraturstudien og foreliggende studie er det funnet at kurvatur kan gi et stabiliserende bidrag i skråninger. Imidlertid kan kurvatureffekten variere betydelig, avhengig av blant annet radius, dybde av bruddflaten og kurvaturform. Kurvatureffekten er dog vesentlig mindre enn 3D-effekten som følge av begrenset bredde. Jostad & Lacasse (2015) viser en fordobling av sikkerhetsfaktor i begrensede skråninger for lave bredde-høydeforhold. Likevel er økningen av sikkerhet et tegn på stabiliserende effekter som følge av kurvaturen.

For skråninger med kurvatur er beregnet sikkerhetsfaktoren normalt større enn sikkerhetsfaktor for en plan skråning. Hovedsakelig er det to årsaker til økt stabilitet i skråninger, nemlig endring i volum av drivende masse og endring i areal av bruddflaten. Volum av den drivende massen kan variere som følge av endring av geometri i skråningen.

I utgangspunktet er det to effekter som virker motstridende på stabiliteten for konkav kurvatur. Som illustrert i figur 2.4 har en konkav skråning avtagende bredde av overflaten nedover skrå-

ningen. Dette innebærer at volumet er størst i toppen og avtar nedover skråningen. Følgelig blir volumet av drivende masser stort, mens volumet av stabiliserende masse blir lite. Både økning av mengden drivende masser og reduksjon av mengden stabiliserende masser gir en negativ påvirkning på stabiliteten. Til tross for dette har en konkav skråning normalt større kurvatureffekt enn konveks. Dette kan komme av et positivt bidrag fra bueeffekt. Denne effekten oppstår som følge av den dalformede kurvaturen. Massene ved et eventuelt brudd vil nemlig drives mot midten av dalen. Følgelig vil massene konsentreres i bunn av skråningen, og det oppstår motkrefter som igjen vil virke stabiliserende på skråningen.

I konvekse skråninger er det er mer masser i bunnen av skråningen enn på toppen. Dette skyldes innsnevring av området ved skråningstoppen, som illustrert i figur 2.4. Følgelig vil det være mindre drivende masser og større mengder stabiliserende masser tilgjengelig, sammenlignet med både plan og konkav skråning. Rent mekanisk vil dette øke stabiliteten. I tillegg vil en konveks skråning ha større utstrekning av bruddflaten langs skråningsfoten sammenlignet med konkav. Skjærspenningene langs bruddflaten er orientert tangentielt, slik at de blir mer vertikale mot toppen av skråningen. Følgelig blir den horisontale komponenten av skjærspenningen større omkring skråningsfoten enn ved skråningstoppen. Kombinasjonen av større utstrekning av bruddflaten og stor horisontal komponent av skjærspenningen vil kunne gi en stabiliserende effekt i skråningen.

Til tross for flere faktorer som taler for at sikkerheten i konvekse skråninger bør bli bedre, er det observert høyere sikkerhet ved konkave skråninger. Det vanskelig å anslå hvor stor påvirkning de ulike aspektene gir. Likevel er dette en indikasjon på at det positive bidraget fra bueeffekten i konkave skråninger er betydelig større enn de stabiliserende bidragene i den konvekse skråningen. I tillegg er konkav og konveks kurvatur ikke er direkte sammenlignbare for det samme radius-høydeforholdet. Dette skyldes ulikheter i definisjonen av radiene for konkav og konveks skråning. For en konkav skråning bestemmes radiusen, R_b , av avstanden fra referanseaksen til skråningsfoten. Tilsvarende bestemmes radiusen til en konveks skråning som avstanden mellom skråningstoppen og referanseaksen, R_t . Dermed må det utføres omfattende studier for å kvantifisere de ulike bidragene og hvordan de kan sammenlignes. I denne oppgaven er det fokusert på påvirkningen av geometriske parametre, som radius og bruddflatens dybde.

Zhang et al. (2013) har utført en rekke analyser for å kvantifisere kurvatureffekten for ulike kon-

figurasjoner av kurvaturer i tredimensjonale skråninger. Funnene i oppgaven viser bedret stabilitet som følge av kurvatur i de fleste tilfeller som er studert. En av årsaken for dette er radiusen av kurvaturen, denne forteller hvor fremtredende kurvaturen er. Kurvatureffekten øker med avtagende radiusen. Det vil si at etter hvert som radiusen øker går løsningen mot plan tøyningstilstand. Dette er i samsvar med forventningene, siden skråningen vil nærme seg en geometri som kan beskrives med plan tøyningstilstand etter hvert som skråningen får en mindre fremtredende kurvatur.

Funnene i Jostad & Lacasse (2015) er undersøkt som en del av litteraturstudien i denne masteroppgaven. Nevnte studie går ut på å kvantifisere 3D-effekter i skråninger med begrensede bredder. Som en del av parameterstudie er dybden under skråningsfoten undersøkt i nevnte studie. Resultatene tilsier at dybden kan være betydelig utslagsgivende i slike analyser. Ettersom analysene i Jostad & Lacasse (2015) er basert på konstant skjærfasthet vil endringen av modelldybden være synonym med endring av bruddflatens dybde. For smale skråninger kan en reduksjon i dybde-høydeforhold fra 1 til 0 gi ca. 24 % reduksjon i 3D-effekt. Denne variasjonen i 3D-effekten skyldes trolig reduksjon i arealet av bruddflaten og dermed mindre påvirkning av sideskjær, som igjen fører til redusert stabilitet.

Tilsvarende som skråninger med begrenset bredde er det vist at kurvatur også kan gi en begrensende effekt som kan påvirke stabiliteten positivt. I skråninger med kurvatur er det bueffekten, samt endring i areal av bruddflate og volum av drivende masse, som kan begrenser skredet. I skråninger med begrensede bredder derimot er det sideskjæret som gir tilsvarende begrensende effekt. Ettersom grunnlaget for den begrensende effekten er ulik, vil de to skråningsformene ikke være direkte sammenlignbare. Likevel vil endring av bruddflatens dybde trolig gi sammenfallende effekter for begge tilfeller. Dersom bruddflaten er grunn, kan kurvatureffekten også bli mindre. Dyp bruddflate kan derimot ha stor vertikal utstrekning, slik at effekten av kurvaturen øker.

10.2 Bruk av 3D-effekter i dagens praksis

For å kunne gjøre rede for hvordan 3D-effekter tas hensyn til i stabilitetsanalyser i dagens praksis, har flere bedrifter i bransjen blitt kontaktet. Det generelle svaret er at bransjen normalt ikke tar hensyn til 3D-effekter, og hvis det tas hensyn til brukes 3D-effektene med stor forsiktighet i enkelte stabilitetsberegninger. Forsiktigheten er knyttet til store usikkerheter med dagens metoder som brukes i bransjen.

I tilfellene 3D-effekter tas hensyn til er det normalt i forbindelse med bæreevneproblemer, avstivede utgravinger eller skråninger med begrenset bredde. Ifølge bransjen er den mest brukte metoden å legge inn en skjærmobilisering langs sideflatene i beregningsprogrammet GeoSuite Stability, og på denne måten kvantifisere 3D-effekten i forbindelse med begrenset bredde. Jostad & Lacasse (2015) har beskrevet en annen metode for begrenset bredde som er basert på figur 3.1. Videre ble en metode basert på figur 5 og 21 i Janbu et al. (1956) nevnt. Denne brukes normalt i forbindelse med bæreevneproblemer og avstivede utgravinger. Kun en av bedriftene nevnte en metode for hvordan stabilitetsanalyser utføres i skråninger med kurvatur. Metoden går ut på å beregne flere 2D-snitt i en kurvet skråning for å finne ut hvor det mest kritiske snittet er, og ta utgangspunkt i det. Bruk av 3D-effekter i forbindelse med kurvatur virker ellers å være fraværende i bransjen.

Usikkerheten knyttet til de ulike metodene er store, slik at 3D-effekter anbefales å brukes med forsiktighet og konservative 2D-analyser blir ofte prioritert. Dette skyldes blant annet at metodene er utført med flere forenklinger og antagelser, og er dermed i prinsipp kun gyldige for idealiserte tilfeller. Eksempelvis kan bruk av sideskjær-inputen i GeoSuite føre til overestimering av sikkerhetsfaktoren. Dermed bør den oppnådde sideskjærfaktoren reduseres og anvendes med forsiktighet.

10.2.1 Kan dagens metoder brukes på Tofte?

Etter å ha nådd ut til flere bedrifter i bransjen, er det registrert at kurvatur sjeldent tas hensyn til ved stabilitetsanalyser. Eneste metoden for vurdering av stabilitet i skråninger med kurvatur går ut på å beregne flere 2D-snitt. Når 2D-snitt beregnes antas det plan tøyningstilstand og effekten

av kurvaturen er dermed ikke vurdert. I prinsipp betyr dette at metoden kun kan brukes i skråninger hvor graden av kurvatur er såpass lav at skråningen kan antas å være tilnærmet plan. På Tofte er kurvaturen i ravinedalen fremtredende, slik at effekten av kurvaturen trolig påvirker stabiliteten. Siden det er ønskelig å vurdere hvordan kurvaturen påvirker stabiliteten, er ikke dette en metode som kan brukes for å undersøke kurvatureffekten for situasjonen på Tofte.

Andre metoder som bedriftene presenterte gjelder for begrenset bredde, bæreevneproblemer og avstivede utgravinger. Dette er metoder som er basert på andre forutsetninger enn tilfelle med kurvatur. Som tidligere nevnt kan både skråninger med begrenset bredde og kurvatur gi positiv påvirkning på stabiliteten. Årsakene til denne påvirkningen er likevel såpass ulike at metodene for begrenset bredde ikke vil være brukbare ved vurdering av kurvatureffekter.

Basert på det overnevnte, virker metoder for vurdering av 3D-effekter i forbindelse med kurvede skråninger fraværende i bransjen. Ettersom det er mangel på representative metoder, er det valgt å utføre stabilitetsanalyser med beregningsprogrammene GeoSuite, PLAXIS 2D og PLAXIS 3D på Tofte.

10.3 Diskusjon av beregnet kurvatureffekt

Stabilitetsanalysene i denne oppgaven er kun utført i udrenert tilstand, noe som er gjort for å begrense oppgavens omfang. Ved en fullstendig vurdering av stabiliteten er det i tillegg krav om utførelse av effektivspenningsanalyser, siden effekten av grunnvannstanden kan være utslagsgivende på stabiliteten.

10.3.1 Vurdering av stabiliteten på Tofte

Tolkning av materialparametre og lagdeling er basert på tidligere utførte grunnundersøkelser i ravinedalen på Tofte. Basert på tolkningen er det utført flere stabilitetsanalyser for et valgt profil i ravinedalen. I første omgang ble det utført en plan analyse i både GeoSuite og PLAXIS 2D. Deretter ble det utført en aksesymmetrisk analyse i PLAXIS 2D for å simulere kurvaturen i ravinedalen. Til slutt ble det utført en tredimensjonal analyse med varierende kurvatur og økt skjærfasthet i

enden av modellen. Økning av skjærfasthet er gjort for å tvinge bruddet til å gå i området med kurvatur. Likevel er det usikkerheter knyttet til denne antagelsen. Usikkerhetene skyldes at det ikke er utført nok grunnundersøkelser for å kunne si noe om hvordan fastheten varierer i ravinedalen. Økt skjærfasthet fra tilstøtende terreng kan ifølge litteraturen gi en stabiliserende effekt på det undersøkte området. Dette gjør at 3D-modellen får en kombinasjon av 3D-effekter fra både begrenset bredde og kurvatur-effekt. Dermed er det flere aspekter som påvirker sikkerheten gunstig og kan føre til økt stabilitet og dermed feilkilder. Modellene som er brukt i de ulike kurvaturanalysene er for øvrig ikke direkte sammenlignbare med tanke på vinkelen og forlengelsen av 3D-modellen. Radiusen er derimot definert likt for samtlige analyser, slik at modellene er vurdert som tilstrekkelige sammenlignbare.

Ravinedalen på Tofte har en varierende geometri, noe som indikerer variasjon av skjærfasthetsprofil i flere retninger. For å unngå kompleksitet ved modellering er det valgt et profil som kun varierer med dybden. Det er i tillegg utført forenklinger ved modellering av varierende geometri.

Resultatene fra de ulike analysene for situasjonen på Tofte gir minst sikkerhetsfaktor for 2D-analysen med plan tøyningstilstand. Størst sikkerhetsfaktor er oppnådd ved aksesymmetrisk 2D-analyse. Tidligere observasjoner tilsier at aksesymmetriske beregninger normalt gir mindre eller tilnærmet lik sikkerhetsfaktor som 3D-analyser med tilsvarende kurvatur. Beregningsmodellene er som sagt ikke direkte sammenlignbare og det forventes noe større avvik. Det er blant annet stor forskjell mellom bruddmekanismene til modellene. For de aksesymmetriske beregningene er bruddmekanismen uniform langs hele skråningen, mens den tredimensjonale bruddmekanismen er skålformet. Følgelig er volumet av drivende masser mindre for 3D-analysen. Som tidligere nevnt gir dette høyere sikkerhetsfaktor ifølge litteraturen.

I og med at det er store usikkerheter knyttet til modellering, samt at det er utført flere antagelse og forenklinger, er det vanskelig å trekke tydelige konklusjoner basert på resultatene. På det meste viser de aksesymmetriske beregningene en sikkerhetsfaktor på 1,40. Dette er også minimums kravet til sikkerhetsfaktor for totalspenningsanalyser i henhold til NVEs kvikkleireveileder og Eurokode 7. Basert på nevnte antagelser og usikkerheter, vurderes resultatet å ikke være tilstrekkelig til å friskmelde skråningen. I tillegg viser de øvrige beregningene en sikkerhetsfaktor på under 1,40. Dette samsvarer med tidligere utførte plane 2D-beregninger som viser at stabiliteten på Tofte ikke er tilfredsstillende.

Strain-softening

Tidligere litteratur som Jostad et al. (2021) viser til at strain-softening kan påvirke sikkerhetsfaktoren betydelig, og at oppnådde 3D-effekter ved stabilitetsanalyser i sensitive leirer bør brukes med stor forsiktighet. Dermed anbefaler blant annet Statens Vegvesen (2021b) en økning av materialfaktoren for å ta hensyn til strain-softening i stabilitetsanalyser avhengig av konsekvensklasse. Området på Tofte defineres som konsekvensklasse "CC3 Meget alvorlig" ifølge Multiconsult ASA (2018). Dette innebærer en anbefaling om partialfaktor på minst $\gamma_M = 1,6$ for både effektiv- og totalspenningsanalyse, i henhold til Statens Vegvesen (2021b). Som sagt ga samtlige utførte analyser ga en sikkerhetsfaktor mindre enn 1,40, slik at stabiliteten ikke er tilstrekkelig i henhold til noen av kravene.

10.3.2 Påvirkningen av varierende r og d

Aksesymmetriske og tredimensjonale analyser er utført for å undersøke effekten av radiusen og dybden av bruddflaten. Parameterne er normalisert i forhold til høyden slik at det enklere kan trekkes sammenligninger til andre tilfeller. Det refereres dermed til radius-høydeforhold, r , og dybde-høydeforhold, d , ved diskusjon av deres effekter. Radiusen forteller hvor fremtredende kurvaturen er. Lav radius gir fremtredende kurvatur, denne vil avta etter hvert som radiusen øket. Når radiusen blir stor blir skråningen tilnærmet plan.

Ved å variere radius-høydeforholdet, r , er påvirkningen av radiusen på kurvatureffekten studert. Både aksesymmetriske og tredimensjonale beregninger viser tydelig at radiusen er utslagsgivende. I de aller fleste tilfellene avtar kurvatureffekten når r øker. Eneste unntaket er for liten d og stor r , noe som beskrives nærmere i senere avsnitt. Dette betyr at kurvatureffekten er avhengig av hvor stor radiusen er i forhold til høyden av skråningen. Når radiusen er liten blir kurvatureffekten stor, mens stor radius gir liten kurvatureffekt. Figur 6.2 viser at dersom radiusen er liten kan det oppstå opp til ca. 23 % økning av stabiliteten. Videre viser figuren tydelig at resultatene konvergerer mot plan tøyningstilstand når $|r| > 12$. Tilsvarende viser tabell 8.3 en kurvatureffekt opp til 22 % og at den avtar når r øker. Det vil si at når kurvaturen er lite fremtredende kan plan tøyningstilstand antas. Dette er derimot en konservativ antagelse når kurvaturen er fremtredende.

I motsetning til påvirkningen av r , kommer ikke påvirkningen av d like tydelig frem for verken aksesymmetriske eller tredimensjonale beregninger. Fra figur 6.2 ser det ut til at kurvatureffekten avtar for avtagende d når $|r| \leq 8$. Denne trenden blir mindre konsekvent når $|r| > 8$, hvor figuren viser at kurvatureffektene er svært like for alle dybder. Tabell 8.3 viser at når $r = 2$ øker kurvatureffekten når d blir stor. I dette tilfellet er det registrert en økning på ca. 7 % for begge kurvaturene mellom den grunneste og dypeste bruddflaten. For de øvrige radius-høydeforholdene i tabellen, gir økt d enten minimal eller uendret forskjell i beregnet kurvatureffekt. Det vil si at påvirkningen av bruddflatens dybde i forhold til skråningshøyden er lite utslagsgivende når radiusen er stor.

Videre angir resultatene at kurvatureffekten er konsekvent større for konkav kurvatur sammenlignet med konveks. Som sagt er det oppnådd opp til ca. 23 % kurvatureffekt når $r = 2$, dette gjelder hovedsakelig for konkav kurvatur. For konveks er kurvatureffekten på det meste ca. 15,5 % ved tilsvarende r . Tilsvarende tall er funnet ved tredimensjonale analyser. Tabell 8.3 viser kurvatureffekt på 22 % og 13 % for hhv. konkav og konveks kurvatur. Som nevnt avtar kurvatureffekten raskt med økende r . Ved $r = 8$ er den konkave kurvatureffekten redusert til ca. 8 %, mens konveks er redusert til ca. 4 %.

I tillegg er det observert et økende gap mellom konvekse og konkave kurvatureffekter etter hvert som radius avtar. Fra tabell 8.3 viser resultatene for $r = 2$ at kurvatureffekten for konkav kurvatur gjennomsnittlig ca. 8,7 % større enn konveks. Til sammenligning er kurvatureffekten for konkav kurvatur med $r = 20$ kun ca. 2,5 % større enn konveks. Dette avslører variasjon av begrensende effekter mellom konveks og konkav kurvatur. Årsaken kan være at når r blir stor konvergerer løsningen mot plan tøyningstilstand, det betyr at både konkav og konveks kurvatur blir mer plan og dermed mer like.

Til slutt er det vist at konveks kurvatur konvergerer raskere mot plan tøyningstilstand sammenlignet med konkav. Sistnevnte ser nemlig ut til å konvergere mot et høyere nivå. Trolig vil det kreve et betydelig høyere radius-høydeforhold for å få den konkave skråningen til å konvergere helt mot plan løsning. Dette er en observasjon som støtter opp under teorien om at bueffekten i konkave skråninger kan være mer utslagsgivende enn de begrensende bidragene i en konveks skråning. Etersom radiusen er definert ulikt for konkav og konveks skråning, er det usikkert om kurvaturformene kan sammenlignes direkte for det samme radius-høydeforholdet som tidligere

forklart.

10.3.3 Avvik mellom PLAXIS 2D og 3D

Analysene utført med aksesymmetriske og tredimensjonale beregninger er basert på modeller som bygger på samme prinsipp. Dette gir en mulighet for undersøkelse av numeriske avvik som kan forekomme i PLAXIS 3D. 3D-modellen forutsetter symmetri om sideaksene, slik at den danner tilsvarende vinkel som aksesymmetri på 360°. Imidlertid er analysene utført i henholdsvis PLAXIS 2D og PLAXIS 3D som har ulike elementtyper. Følgelig vil det være enkelte avvik på grunn av ulikhet i elementtype og elementinndeling. Avviket kan dog minimaliseres ved å øke antall elementer i PLAXIS 3D. I konvergensanalysen ble det undersøkt hvilken elementinndeling som må til for å oppnå tilsvarende resultater i 3D som i 2D-beregningene.

Tabell 8.4 viser at det er oppnådd sammenlignbare resultater fra begge analysene. Differansen mellom analysene er generelt minimal og er stedvis lik null. Imidlertid er det registrert større differanser for enkelte kombinasjoner av r og d . På det meste er differansen 13% og forekommer ved store r og små d .

For stor r og liten d er det beregnet høy sikkerhetsfaktor, kurvatureffekt og differanse. Avvikene skyldes trolig ulik elementinndeling langs skråningen og oppbyggingen av inkrementell deformasjon. Den aksesymmetriske modellen simulerer samme elementinndeling og bruddmekanisme bortover hele skråningen om rotasjonsaksen. 3D-modellen har derimot ulik elementinndeling og klarer ikke oppnå en uniform bruddmekanisme for alle beregningene. Følgelig vil beregnet sikkerhetsfaktor i disse tilfellene skyldes en kunstig 3D-effekt fra begrenset bredde, som tilsvarer bredden av området den inkrementelle deformasjonen er størst. Dermed blir både sikkerheten og kurvatureffekten større enn forventet og ligger på tilsvarende størrelsesorden som for en skråning med begrenset bredde.

En annen mulig årsak til differansene kan være variasjon i avstand til randbetingelsen med fastholding. I valideringsanalysen i delkapittel 7.1.1 ble det registrert økende avvik når avstanden til sideflaten med fastholding reduseres. Tilsvarende kan økning i differanse mellom aksesymmetri og 3D skyldes avstand til nedre randbetingelse som styrer modellstørrelsen vertikalt. Randbetingelsen er modellert som en plate som forhindrer deformasjon i alle retninger. Faren for

overestimering av styrke og stabilitet i elementene omkring platen kan være større ved slike predefinerte deformasjonsplater, siden de gir et bidrag som fører til økt kapasitet av elementene. Når d er liten, er andelen elementer med overestimert styrke større. Dette er fordi modellen blir mindre slik at effekten av deformasjonsplaten blir større.

I tillegg er det observert at elementantallet blir lavere med økende r . Intuitivt kan det virke rart at elementantallet avtar når modellstørrelsen øker, men dette skyldes trolig elementstørrelsen som blir betydelig høyere når modellen blir stor. Som følge av dette vil andelen elementer som får overestimert styrke være større i modellen med stor r sammenlignet med modellen med liten r . Dette er fordi modellen med liten r har mindre og flere elementer slik at andelen elementer med overestimert styrke er lavere. Som nevnt vil økning i antall elementer kunne forminske denne overestimeringen av stabilitet.

10.4 Anvendelighet av 3D-effekter

I kapittel 5 er dagens metoder ved vurdering av 3D-effekter beskrevet. Funnene viser at 3D-effekter brukes lite i praksis ved stabilitetsberegninger. Årsaken kan være at det normalt er en rådende innstilling i bransjen om at tredimensjonale stabilitetsanalyser gir en ugunstig sikkerhetsfaktor sammenlignet med todimensjonale plan tøyingsanalyser. Kombinert med usikkerheten rundt metodene for 3D-analyser, fører nevnte innstilling til at bransjen generelt er mer motvillig for å ta i bruk slike analyser.

En annen forklaring for lite bruk av 3D-effekter i stabilitetsanalyser kan være enkelheten og tids-effektiviteten av todimensjonale stabilitetsanalyser. For å oppnå realistisk modellering i 3D, kreves det et stort omfang av grunnundersøkelser for å kartlegge grunnforholdene. God spredning av grunnundersøkelsene er viktig for å bestemme grunnforhold og materialparametre med tilstrekkelig nøyaktighet. Dette er en prosess som både er kostbar, tidkrevende og vil føre til store begrensninger, spesielt i prosjekter av mindre størrelse. Videre er selve modelleringen mer komplisert og tidkrevende sammenlignet med 2D-analyser. I tillegg kan modellering i 3D ofte inneholde en rekke antakelser som ikke er konservative.

Til tross for alle overnevnte argumenter som taler mot mer bruk av tredimensjonale analyser,

er det en stadig økende satsing i tredimensjonale beregningsverktøy i byggebransjen generelt. Slik som nevnt i kapittel 5, viser samtlige bedrifter et ønske for mer studie innen 3D-stabilitet. Endret klimabilde og tettere bygging presenterer nye problemstillinger som krever komplekse analyser og modellering for å forstå innvirkningen alle mulige farer. Visualisering og realistisk modellering kan dermed være avgjørende for å bedre forståelsen av problemet generelt, samt for å enkelt integrere eventuelle endringer underveis. I løpet av de seneste årene er det registrert stor utvikling med tanke på kapasitet på datamaskin og beregningstid i programvarene, noe som kan øke motivasjonen for bruk av 3D-analyser.

Generelt er det en god skikk å være konservativ ved geoteknisk prosjektering ettersom sikkerhetsmarginen kan være avgjørende ved raske og uforutsette terrengendringer. Det er dog heller ikke optimalt å være overkonservativ, og med det føre prosjekter unødvendig tidsbruk og penger. Selv om tredimensjonale stabilitetsanalyser kan gi en mindre konservativ sikkerhetsfaktor, kan en realistisk vurdering føre til store besparelser. Dette kan komme i form av reduksjon i omfang av tiltak som må utføres. I tillegg kan visualisering av hele problemet bidra til raskere og enklere oppdagelse av mangler og feil. Dette kan i sin tur føre til store besparelser.

Når kan kurvatureffekten brukes?

Funnene fra samtlige analyser i foreliggende masteroppgave viser at kurvatur i skråninger har en stabiliserende effekt. Som nevnt er kurvatureffektene i utgangspunktet lave i forhold til 3D-effektene av begrenset bredde. Likevel kan kurvatureffektene være utslagsgivende i tilfeller hvor sikkerheten er rett under det aktuelle kravet. Ifølge NVEs kvikkleireveileder ligger dette kravet på 1,4 for totalspenningsanalyser. For eksempel hvis en konkav skrånning har en sikkerhetsfaktor på 1,38 basert todimensjonal plan analyse, vil en kurvatureffekt på 8 % kunne øke sikkerhetsfaktoren til 1,49. Likevel er det store usikkerheter knyttet til kurvatureffekten. Det er derav vanskelig å trekke en klar beslutning på hvor langt under kravet sikkerhetsfaktoren for plan tøyingsanalyse kan være, og det fortsatt kan anses som rimelig å friskmelde området basert på kurvatureffekten. Tilsvarende er det vanskelig å gi en klar grense på hvor stor kurvatureffekten må være, slik at den er realistisk og forsvarlig ved bruk med tanke på usikkerhetene og antagelsene. En økning på 8 % er i utgangspunktet relativt lavt, spesielt med tanke på forenklingene analysene. For å kompensere for usikkerhetene ved analysene kan det være aktuelt å bruke en andel av oppnådd kurvatureffekt. Det er igjen vanskelig å vite hvor stor denne andelen bør være for å tillate en

rimelig vurdering av effektene.

For å gjøre en fullstendig vurdering av stabiliteten må effektivspenningsanalyser også utføres. En beslutning om å eventuelt runde opp sikkerhetsfaktoren kan ikke alene være basert på totalspenningsanalyser. Grunnvannet kan gi en betydelig effekt på 3D-stabiliteten. Konvekse skråninger har større mengde masser i bunn av skråninger. Grunnvannet vil dermed renne et stykke under overflaten nedover skrånningen, siden vannet tar den korteste veien. Dette fører til at deler av den krumme overflaten vil være drenert. Konkave skråninger har derimot mer masser i toppen, slik at grunnvannstrømningen kan føre til poreovertrykk og virke destabiliserende. Videre kan vannet renne på utsiden av skråningsoverflaten. Følgelig vil grunnvannstanden kunne forårsake ytterlige ulikheter mellom kurvatureffekten for konkav og konveks skrånning.

Enkle vurderinger av kurvatureffekter basert på totalspenningsbasis kan likevel gi en mulighet for en innledende evaluering av hvor store kurvatureffektene er. Dersom skrånningen som vurderes har svært fremtredende kurvatur, bør ytterligere 3D-analyser vurderes.

Kapittel 11

Konklusjon og forslag til videre arbeid

11.1 Konklusjon

Hovedmålet med oppgaven er å undersøke om kurvatureffekten kan være utslagsgivende på stabiliteten av en skråning. Dette er gjort ved utføre ulike stabilitetsanalyser i både GeoSuite Stability, PLAXIS 2D og PLAXIS 3D. Analysene i de ulike programmene brukt til å undersøke om todimensjonale beregningsverktøy kan brukes ved vurdering av stabilitet for tredimensjonale situasjoner. For å få et innblikk i hvordan kurvatureffekten kan påvirkes av ulike faktorer, er det utført en parameterstudie med variasjon av radius og bruddflatens dybde. Videre er det gjort en rekke vurdering for å evaluere anvendeligheten og størrelsesordenen av kurvatureffekten i den naturlige skråningen på Tofte.

Problemstillingen i foreliggende masteroppgave ble nærmere studert ved å definere følgende forskningsspørsmål:

1. *Hva er dagens praksis for håndtering av 3D-effekter i stabilitetsanalyser, og kan dagens metoder anvendes for situasjonen på Tofte?*

3D-effekter tas sjeldent hensyn til i dagens geotekniske praksis, spesielt i forbindelse med stabilitetsanalyser for skråninger med kurvatur. I de tilfellene 3D-effekter tas hensyn til, viser bransjen til metoder som hovedsakelig gjelder for begrenset bredde, bæreevneproblemer og avstivede utgravinger. Dette er metoder som er basert på andre forutsetninger enn

prinsippene for kurvatur, og er dermed ikke brukbare for vurdering av kurvatureffekten. Bransjen viser kun til én metode for utførelse av stabilitetsanalyser i skråninger med kurvatur. Metoden går ut på å beregne flere 2D-snitt med antagelse om plan tøyningstilstand. Denne antagelsen gjør at kurvatureffekten ikke vurderes.

Ravinedalen på Tofte har varierende geometri som ikke kan representeres med en plan 2D-modell. Ettersom det er mangel på representative metoder for å undersøke kurvatureffekten, er det i denne oppgaven utført analyser i ulike beregningsprogram ved vurdering av stabiliteten i den aktuelle skråningen. Utførte beregninger viser til høyere sikkerhet både ved aksesymmetriske og tredimensjonale analyser i forhold til plane analyser. Dette gir en indikasjon på at kurvatur kan ha en stabiliserende effekt på denne skråningen. Økningen av sikkerhetsfaktor på grunn av kurvatureffekten er likevel ikke stor nok til å friskmelde skråningen.

2. *Hvordan påvirkes 3D-effekten av variasjon i parametre som radius og bruddflatens dybde i skråninger med kurvatur?*

Både litteraturen og resultatene fra aksesymmetriske og tredimensjonale analyser viser at både radiusen og bruddflatens dybde er utslagsgivende for kurvatureffekten. Reduksjon i radius fører til økt kurvatureffekt. I motsetning fører en reduksjon i bruddflatens dybde til avtagende kurvatureffekt kun når radiusen-høydeforholdet, r , er liten. Etter hvert som r øker blir effekten av dybde-høydeforholdet, d , minimal. Det vil si at effekten blir lite utslagsgivende når kurvaturen blir mindre fremtredende.

I tillegg er det registrert en gjennomgående positiv effekt på stabiliteten på grunn av kurvatur. Det vil si at plan tøyningstilstand gir den mest konservative løsningen. Sammenlignet med et plant tilfelle, viser resultatene at det kan oppnås mer enn 8 % høyere sikkerhetsfaktor for konkav skråning når $r \leq 8$. For tilsvarende r gir konveks skråning en økning på minst 4 %. Videre er det registrert en betydelig forskjell mellom kurvatureffekten for konkave og konvekse skråninger. For de gitte betingelsene og parametrene som er undersøkt i denne oppgaven viser resultatene at en konkav skråning konsekvent gir større effekt i forhold til konveks. Forbedring av stabiliteten som følge av kurvatur forekommer dersom de geometriske egenskapene reduserer volumet av den drivende massen relativt mer enn arealet av bruddflaten. Det kan omsider ikke konkluderes med at kurvatur gir økt stabilitet i

alle tilfeller. I litteraturstudien er det registrert at enkelte skråningsgeometrier kan gi lavere sikkerhet for konveks kurvatur sammenlignet med plan.

Ettersom analysene i denne oppgaven er basert på en rekke antagelser er det usikkerheter knyttet til resultatene. Likevel kan resultatene gi en innledende indikasjon på størrelsesordenen av kurvatureffekten og om de er utslagsgivende eller ikke. Dersom geometriene i skråningen indikerer fremtredende kurvatur, bør bruk av 3D-analyser vurderes. Det er viktig å spesifisere at bruk av kurvatureffekt ved stabilitetsvurderinger kun er gyldig dersom skråningshelningen er størst i et område med kurvatur. Hvis helningen er like bratt eller brattere i en tilnærmet plan del av området, vil denne være mest kritisk og kurvatureffekt kan ikke tas i bruk. Kurvatureffektene som er funnet i foreliggende oppgave er i utgangspunktet lave sammenlignet med for eksempel 3D-effektene av begrenset bredde. Likevel kan kurvatureffektene være utslagsgivende i tilfeller hvor sikkerheten er rett under det aktuelle sikkerhetskravet. Inkludering av kurvatureffekten i slike tilfeller kan brukes som et argument for å friskmelde skråningen, gitt at det er utført beregninger som dokumenterer dette. Følgelig vil en kunne forhindre unødvendige tiltak og dermed føre til store besparelser.

3. *Kan todimensjonale beregningsverktøy gi tilstrekkelig sammenlignbare resultater som tredimensjonale, ved vurdering av 3D-effekter i skråninger med kurvatur?*

For å undersøke validiteten av aksesymmetriske 2D-analyser ble det utført 3D-analyser for en modell som bygger på samme prinsipp. Oppnådde resultater viser at differansene generelt er minimale og stedvis lik null mellom analysene utført i PLAXIS 2D og 3D. Det er registrert noe større avvik for modeller med stor horisontal utstrekning og lav vertikal utstrekning. Dette skyldes trolig numeriske avvik i forbindelse med de tredimensjonale beregningene.

Lav differanse tyder på at den aksesymmetriske beregningen simulerer den tredimensjonale situasjonen godt. Ettersom todimensjonale beregninger ofte er mer tidseffektive, kan aksesymmetriske beregninger anbefales for enkle tredimensjonale geometrier. En stor begrensning i aksesymmetriske 2D-analyser er at de kun kan simulere skråninger med jevn kurvatur og en rotasjonsvinkel på 360°. Slike skråninger finnes sjeldent naturlig. Ved mer komplekse geometrier vil aksesymmetriske analyser ikke være representative. Likevel kan

slike analyser brukes som en innledende vurdering av kurvatureffektene, og kan gi en pekepinn på om det bør utføres mer omfattende 3D-analyser. En slik kombinasjon av 2D- og 3D-analyser kan dermed gi en optimal vurdering av kurvatureffekter ved stabilitetsanalyser.

11.2 Forslag til videre arbeid

Studien bør utvides til å inkludere effektivspenningsanalyser for å kunne gi en fulstendige vurderinger av stabilitet. Ulike kurvaturformer kan føre til ulik vannstrømning gjennom skråningen. Dermed kan effekten av grunnvannstanden være utslagsgivende på den tredimensjonale stabiliteten. Videre bør forskjellige materialer med ulik kohesjon og et mer representativt skjærfasthetsprofil undersøkes.

Hovedsakelig er det kun undersøkt to ulike former for kurvatur med variasjon av radius og bruddflates dybde. Det er flere parametre som kan påvirke kurvatureffektene som også bør studeres, blant annet vinkelen av kurvaturen, α . I tillegg bør effekten av flere ulike kurvaturformer og deres kombinasjon undersøkes. Variasjon av randbetingelser er ifølge tidligere litteratur utslagsgivende på stabiliteten. Dermed bør denne effekten kartlegges grundig, slik at en mest mulig realistisk modellering kan etableres.

Videre bør det utføres flere og mer omfattende analyser, slik at det kan trekkes en klar beslutning for når kurvatureffekten er utslagsgivende. Dette kan blant annet være utførelse av analyser med eksakt terrengmodell og variasjon av lagdeling i tillegg til skjærfasthet i både horisontal og vertikal retning.

Bibliografi

- Akhtar, K. & Stark, T. D. (2017), 'Importance of Side Resistance in a 3D Stability Analysis', *ASCE library*. ISBN: 9780784480458.
- Bentley (2021), 'PLAXIS 3D. Scientific Manual'.
- Bernander, S. (1978), 'Brittle failures in normally consolidated soils', *Svenska Vag-Och Vattenbyggaren Riksförband*.
- Bishop, A. W. (1954), 'The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes', *Geotechnique* **5**, 7–17.
- Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S. & Swolfs, W. M. (2018), 'PLAXIS 3D 2018 - Computer software manual'.
- Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., Swolfs, W. M., Zampich, L. & Ragi Manoj, N. (2019), 'General information - PLAXIS CONNECT Edition V20.'
- Chen, Z., Mi, H., Zhang, F. & Wang, X. (2003), 'A simplified method for 3D slope stability analysis', *Canadian Geotechnical Journal* **40**(3), 675–683.
- Duncan, J. M. (1996), 'State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes', *Journal of Geotechnical Engineering* **122**(7), 577–596.
- Fauskerud, O. A., Athanasiu, C., Havnegjerde, C. R., Tørum, E., Christensen, S. O. & Gylland, A. (2012), 'Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer', Technical Report NIFS 75/2012, Norges vassdrags- og energidirektorat, Statens vegvesen og Jernbaneverket.
- Fornes, P. (2014), 'NGIs anbefalinger for krav til effekt av sprøbruddoppførsel', Technical Report NIFS 88/2014, Norges vassdrags- og energidirektorat, Statens vegvesen og Jernbaneverket.

- Fornes, P. & Jostad, H. P. (2014), Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire. Sensitivitetsanalyse-1, Technical Report NIFS 40/2014, Norges vassdrags- og energidirektorat, Statens vegvesen og Jernbaneverket.
- Fredlund, D. G. & Krahn, J. (1977), 'Comparison of slope stability methods of analysis', **14**, 11.
- Geovita AS (2022), 'Paal Garborg: E-postkorrespondanse om bruk av 3D-effekter i geoteknisk prosjektering.'
- Griffiths, D. V. & Lane, P. A. (1999), 'Slope stability analysis by finite elements', *Géotechnique* **49**(3), 387–403.
- Griffiths, D. V. & Marquez, R. M. (2007), 'Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements', *Géotechnique* **57**(6), 537–546.
- Grimstad, G. & Jostad, H. P. (2012), Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire: Numerisk metode for beregning av udrenert brudd i sensitive materialer, Technical Report NIFS 55/2014, Norges vassdrags- og energidirektorat, Statens vegvesen og Jernbaneverket.
- GrunnTeknikk AS (2021), Kragerø. kirkebukta brygge, stabilitet fyllingsfot, Teknisk beregning.
- GrunnTeknikk AS (2022), 'Jon Adsersen Gulbrandsen: Intervju om bruk av 3D-effekter i geoteknisk prosjektering'.
- Gylland, A. S. (2014), The Effect of Deformation Rate in Progressive Slope Failure, in 'Landslides in Sensitive Clays: From Geosciences to Risk Management', Vol. 36 of *Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Springer Netherlands, Dordrecht.
- Janbu, N. (1954), Application of composite slip surface for stability analysis, in 'Proceedings of European Conference on Stability of Earth Slopes, Sweden, 1954', Vol. 3, pp. 43–49.
- Janbu, N., Bjerrum, L. & Kjærnsli, B. (1956), Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver, Technical Report Norges geotekniske institutt;16(1956).
- Jostad, H. & Lacasse, S. (2015), 3D effects in undrained slope stability analysis of clays, in 'Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development', Vol. 1-7 of *Conference Proceedings*, ICE Publishing, pp. 1573–1578.

- Jostad, H. P., Fornes, P. & Thakur, V. (2014), Effect of strain-softening in design of fills on gently inclined areas with soft sensitive clays., in 'Landslides in Sensitive Clays. From Geosciences to Risk Management', Vol. 36 of *Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Springer, Dordrecht, Netherlands, pp. 305–316.
- Jostad, H. P., Sivasithamparam, N., Lacasse, S., Degago, S. A., Le, T. M. H., Giese, S., Åkershult, A. R. a., Johansen, T. & Aabøe, R. (2021), '3D stability analyses of Skjeggstad landslide', *IOP Conference Series. Earth and Environmental Science*.
- Kalatehjari, R. & Ali, N. (2013), 'A Review of Three-Dimensional Slope Stability Analyses based on Limit Equilibrium Method'.
- Karlsrud, K., Aas, G. & Gregersen, O. (1985), *Can we predict landslide hazards in soft sensitive clays? Summary of Norwegian practice and experiences*, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.
- Karlsrud, K. & Hernandez-Martinez, F. G. (2013), 'Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples', *Canadian Geotechnical Journal* pp. 1273–1293. Publisher: NRC Research Press.
- Lunne, T., Robertson, P. K. & Powell, J. J., eds (1997), *Cone Penetration Test*, BLACKIE ACADEMIC & PROFESSIONAL. Meeting Name: International Symposium Beyond 2000 in Computational Geotechnics.
- Multiconsult ASA (2018), Halsnøy, Stabilitetsvurdering, Stabilitetsvurdering 0205525-RIG-RAP-001, rev.02.
- Nian, T.-K., Huang, R.-Q., Wan, S.-S. & Chen, G.-Q. (2012), 'Three-dimensional strength-reduction finite element analysis of slopes: geometric effects', *Canadian Geotechnical Journal* pp. 574–588.
- Norconsult AS (2021a), Områdestabilitetsvurdering Toftebrekko, Halsnøy, Områdestabilitetsvurdering 52101035-RIG-R02.
- Norconsult AS (2021b), Utredning av kvikkleire - Tofte, Befaringsrapport 52101035-RIG-R01.
- Norconsult AS (2022), 'Stephanie Lilleåsen Gjelseth: E-postkorrespondanse om bruk av 3D-effekter i geoteknisk prosjektering.'

Norges Vassdrags- og Energidirektorat (2020), NVE Veileder 1/2019. Sikkerhet mot kvikkleireskred, Technical Report 1/2019.

Norsk Geoteknisk Forening (1982), 'NGF-melding-5-Veiledning-for-Utførelse-Av-Trykksondering'.

Norsk Geoteknisk Forening (2019), 'NGF-melding-12-Veiledning-for-detektering-av-sprobruddmateriale'.

NTNU (2018), 'Kompendiet i emnet TBA4100 Geoteknikk og geologi.'

Oset, E, Viklund, M., Fauskerud, O. A., Christensen, S., Nordal, S., Strand, S.-A., Gjelsvik, V. & Thakur, V. (2015), Valg av karakteristisk cuA – profil basert på felt – og laboratorieundersøkelser, Technical Report NIFS 77/2014, Norges vassdrags- og energidirektorat, Statens vegvesen og Jernbaneverket.

Skredkommissionen (1995), Anvisningar för släntstabilitetsutredningar, Technical Report 3:95, Ingenjörsvetenskapsakademien, Linköping.

Solli, V. A. (2020), 3D-effects in Slope Stability Analysis - Sensitivity of Geometry in 2D and 3D Stability Programs, Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).

Standard Norge (2020), 'NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering'.

Staten vegvesen (2022), 'Samson Abate Degago: Intervju om bruk av 3D-effekter i dagens geotekniske praksis'.

Statens Vegvesen (2005), Fv60 Sæbøvik–Tofte, Overvanngrøft ved Tofte skole, Geoteknisk rapport 050072-10.

Statens Vegvesen (2014), 'Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging'.

Statens Vegvesen (2018), Fv. 544 Tofte, Versjon 02, Geoteknisk datarapport 3027-GEOT-1, Statens vegvesen, Region vest.

Statens vegvesen (2021a), 'Sparer 12,5 millioner med å «bygge» vegen to ganger'.

URL: <https://kommunikasjon.ntb.no>

Statens Vegvesen (2021b), 'Vegnormal N200 Vegbygging'.

- Sun, C., Chai, J., Xu, Z. & Qin, Y. (2017), '3D Stability Charts for Convex and Concave Slopes in Plan View with Homogeneous Soil Based on the Strength-Reduction Method', *International Journal of Geomechanics* **17**(5), 06016034.
- Tezare, N. U. & Halvarsson, R. L. (2021), Vurdering av stabilitet i skråninger utsatt for erosjon, Prosjektoppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).
- Thakur, V., Jostad, H. P., Kornbrekke, H. A. & Degago, S. A. (2014), How Well Do We Understand the Undrained Strain Softening Response in Soft Sensitive Clays?, in 'Landslides in Sensitive Clays. From Geosciences to Risk Management', Vol. 36 of *Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Springer, Dordrecht, Netherlands, pp. 291–304.
- Thakur, V., Oset, E., Viklund, M., Strand, S.-A., Gjelsvik, V., Christensen, S. & Fauskerud, O. A. (2014), En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer, Technical Report NIFS 14/2014, Norges vassdrags- og energidirektorat, Statens vegvesen og Jernbaneverket.
- Trimble (2018), 'Novapoint GeoSuite toolbox stability help [Computer software manual]'
- Wei, W., Cheng, Y. & Li, L. (2009), 'Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods', *Computers and Geotechnics* **36**(1-2), 70–80.
- Xing, Z., Candidate, P. D. & Box, P. O. (1998), 'Three-Dimensional Stability Analysis of Concave Slopes in Plan View', **114**(22494), 14.
- Zhang, Y., Chen, G., Zheng, L., Li, Y. & Zhuang, X. (2013), 'Effects of geometries on three-dimensional slope stability', *Canadian Geotechnical Journal* **50**.

Tillegg A

Grunnforhold, lagdeling og 2D-analyser på Tofte

Innhold:

A.1 Oversiktskart

A.2 Borplan

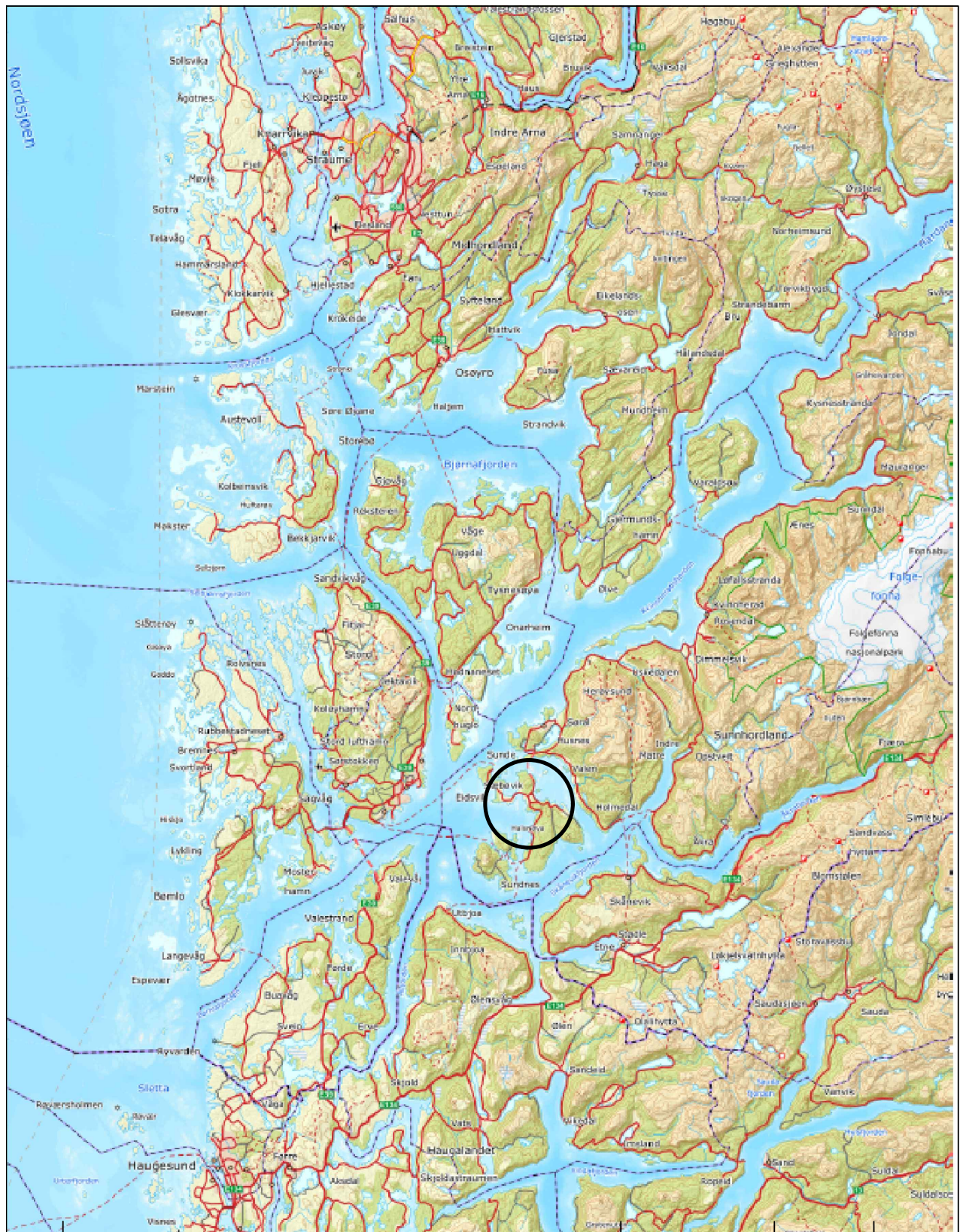
A.3 Prøveserier

A.4 Totalsonderinger

A.5 Tolkning av CPTU

A.6 Stabilitetsberegninger i profil 1

A.1 Oversiktskart



Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.
	TBA4510 Prosjekoppgave Tofte 2, Kvinnherad	Dato 19.10.21	Tegn. RLH	Kontr. NUT
		Målestokk Ikke angitt	Originalformat A4	
	Oversiktskart	Status Tegning i rapport		
		Tegningsnummer A.1	Rev.	
 www.grunnteknikk.no Tlf.:45904500				

A.2 Borplan

A.3 Prøveserier

A.3.1 Prøveserie borhull 309

A.3.2 Prøveserie borhull 345 (dybde 7 - 10,3 m)

A.3.3 Prøveserie borhull 345 (dybde 15,3 - 21,7 m) og borhull 346 (dybde 5 - 8,3 m)

A.3.4 Prøveserie borhull 346 (dybde 10 - 10,3 m)

Tabell 1 Opptatte prøver og laboratoriearbeid

Pos. /ID	Type [-]	Dybde [m]	Klassifisering	W [%]	TG [-]	GI [%]	W _P [%]	W _L [%]	C _{ufc} [kPa]	C _{urfc} [kPa]	C _{uuc} [kPa]	ε _a [%]	γ [kN/m ³]	ρ _s [g/c m ³]	
306	54	3,5-4,5	Leirig silt med sand og gruskorn										22,5		
		3,6-3,7	Siltig Sandig Leire	13,6	T4	1,0									2,77
		3,7-3,8		15,7							84,2	6,1	22,1		
		3,8-3,9	Wp ikke mulig	12,1				16,7	182,5	92,0					
		3,9-4,0													
		4,0-4,1													
		4,1-4,2													
307	P	3,0-4,0	Siltig Leire	17,8	T4	1,1				29,2					
307	P	5,0-6,0	Siltig Sandig Leire	17,8	T4	0,6				18,6					
307	P	7,0-8,0	Siltig Leire	17,1	T4	1,2				18,6					
307	P	9,0-10,0	Siltig Sandig Leire	17,6	T4	1,5				22,9					
309	54	7,0-8,0	Leire										19,3		
		7,1-7,2													
		7,2-7,3		33,1							12,5	5,0	19,3		
		7,3-7,4	Kvikkleire	32,1			17,1	12,9	22,9	0,5					
		7,4-7,5	Leire	28,3	T4	1,4								2,77	
		7,5-7,6													
		7,6-7,7													
309	54	11,0-12,0	Leire										19,3		
		11,1-11,2													
		11,2-11,3	Leire	30,4	T4	1,6								2,76	
		11,3-11,4	Gruskorn	31,9							15,2	7,0	19,1		
		11,4-11,5	Kvikkleire	31,8			15,9	19,9	21,1	0,2					
		11,5-11,6													
		11,6-11,7													
309	54	17,0-18,0	Siltig leire, enkelte gruskorn										19,7		
		17,1-17,2													
		17,2-17,3	Leire	23,6	T4	2,1								2,77	
		17,3-17,4		28,5							35,5	3,7	19,6		
		17,4-17,5	Kvikkleire	27,4			14,9	20,4	44,1	0,4					
		17,5-17,6													
		17,6-17,7													

Pos. ID	Type [-]	Dybde [m]	Klassifisering	W [%]	TG [-]	GI [%]	W _P [%]	W _L [%]	C _{ufc} [kPa]	C _{urfc} [kPa]	C _{uuc} [kPa]	ε _a [%]	γ [kN/m ³]	ρ _s [g/cm ³]
339	54	10,0-10,8	Leire, enkelte gruskorn										20,6	
		10,1-10,2												
		10,2-10,3	Kvikkleire	27,0					24,0	0,4				
		10,3-10,4	Leire	24,6	T4	1,8								2,79
		10,4-10,5												
		10,5-10,6		21,3			17,0	22,3	102,0	4,8				
		10,6-10,7		17,5							104,5	14,1	21,0	
339	54	13,0-13,9	Siltig leire med enkelte gruskorn										21,0	
		13,1-13,2												
		13,2-13,3		18,2										
		13,3-13,4	Siltig Leire	20,9	T4	1,5								2,75
		13,4-13,5		14,2							63,1	9,2	21,4	
		13,5-13,6		22,8			15,7	24,0	83,4	4,5				
		13,6-13,7												
343	P	2,5-3,5	Siltig Leire	20,8	T4	1,1								
343	P	5,0-6,0	Siltig Leire	20,0	T4	1,2								
343	P	9,0-10,0	Siltig Sandig Leirig Jordmatr.	15,1	T4	0,6								
343	P	12,0-13,0	Siltig Leire	19,8	T4	1,5								
345 (2)	Blokk	7,0-7,30	Leire											
		7,00-7,15	CAUC	25,0					70,0	2,7			20,2	
		7,00-7,15	CAUE	24,8									20,1	
		7,00-7,15	CAUC, CRSC*	26,2									20,2	
		7,00-7,15												
		7,15-7,30	Leire		T4	2,0	18,2	23,3					2,79	
		7,15-7,30												
		7,15-7,30	CRSC*	27,1									20,4	
		7,15-7,30												
345 (2)	Blokk	10,0-10,3	Leire											
		10,00-10,15	CAUC	28,1									19,9	
		10,00-10,15	CAUE	28,0									19,8	
		10,00-10,15	CAUC	27,5									20,0	
		10,00-10,15											20,4	
		10,15-10,30	Leire, kvikk, CRSC**, CAUC	26,3	T4	2,0	16,7	21,7	59,0	0,5			20,2	2,79
		10,15-10,30	CRSC**, CAUE	29,5									20,2	
		10,15-10,30												
		10,15-10,30												

Blokkprøver i posisjon 345 er tatt opp i to runder, prøver i pos 345(1) er tatt opp i uke 16 (2018), mens pos 345(2) er tatt opp i uke 22 (2018)

CRCS* fra dybde 7,68-7,70 m og 7,75-7,77 m i posisjon 345 (1)

CRCS** fra dybde 10,15-10,18 m og 10,20-10,22 m i posisjon 345 (1)

Pos. /ID	Type [-]	Dybde [m]	Klassifisering	W [%]	TG [-]	GI [%]	W _P [%]	W _L [%]	C _{ufc} [kPa]	C _{urfc} [kPa]	C _{uuc} [kPa]	ε _a [%]	γ [kN/m ³]	ρ _s [g/cm ³]	
345	54	15,3-16,1	Leire, enkelte sandkorn										19,9		
		15,4-15,5													
		15,5-15,6	Siltig Leire	28,1	T4	1,6									2,82
		15,6-15,7	Kvikkleire	28,1			16,6	21,0	40,4	0,4					
		15,7-15,8		26,7								48,6	9,2	20,0	
		15,8-15,9													
		15,9-16,0													
345	54	21,0-21,8	Leire										20,1		
		21,1-21,2													
		21,2-21,3	Leire	26,1	T4	2,1									2,79
		21,3-21,4		26,8							78,4	11,5	20,1		
		21,4-21,5		26,5			20,0	28,5	98,1	4,8					
		21,5-21,6													
		21,6-21,7													
346	Blokk	5,0-5,26	Leire												
		5,00-5,15	CAUC	34,5										19,3	
		5,00-5,15	CAUE	34,7										19,1	
		5,00-5,15	Sprøbruddmatr, CRSC	32,7				39,5	34,3	1,9				19,2	
		5,00-5,15	Leire, CRSC og IL	34,3	T4	2,1	21,5	29,7		1,8				19,2	2,79
		5,15-5,30	CAUC	32,7										19,5	
		5,15-5,30		32,4										19,6	
		5,15-5,30													
		5,15-5,30													
346 (2)*	Blokk	8,0-8,28	Siltig leire												
		8,00-8,15		32,5											
		8,00-8,15													
		8,00-8,15	Siltig Leire, kvikk, CAUC	31,4	T4	1,4	15,5	20,0	24,8	0,2				19,1	2,78
		8,00-8,15	2* CRSC	34,3										19,9	
		8,15-8,30	IL	34,1										19,4	
		8,15-8,30	CAUC	34,1										19,4	
		8,15-8,30	CAUE	34,4										19,2	
		8,15-8,30	CAUC	34,0										19,4	

* Blokkprøve fra 8,00-8,28 m i posisjon 346 måtte tas opp igjen pga. for liten størrelse og for lite material tilgjengelig for analyser. Blokkprøve som ble tatt opp igjen er kalt posisjon 346 (2).

Pos. /ID	Type [-]	Dybde [m]	Klassifisering	W [%]	TG [-]	GI [%]	W _P [%]	W _L [%]	C _{ufc} [kPa]	C _{urfc} [kPa]	C _{uuc} [kPa]	ε _a [%]	γ [kN/m ³]	ρ _s [g/cm ³]		
346	Blokk	10,0-10,3	Leire													
		10,00-10,15	Leire, CAUC	29,7	T4	1,9								20,0	2,80	
		10,00-10,15	CAUE	29,6											20,1	
		10,00-10,15	CAUC	27,6											20,0	
		10,00-10,15	2* CRSC	29,4											19,8	
		10,15-10,30	Sprøbruddmateriale	26,0				16,9	21,8	27,0	0,7					
		5,15-5,30														
		5,15-5,30														
		5,15-5,30														
347	54	1,5-2,3	Siltig leire											20,8		
		1,6-1,7														
		1,7-1,8														
		1,8-1,9	Siltig Leire	15,2	T4											2,78
		1,9-2,0		22,0								180,7	10,1	20,8		
		2,0-2,1		23,4				20,8	28,2	231,7	48,3					
		2,1-2,2														
347	54	3,0-3,8	Siltig leire med enkelte gruskorn											20,4		
		3,1-3,2														
		3,2-3,3	Leire	26,2	T4	1,1										2,79
		3,3-3,4		26,3				19,5	28,1	87,8	4,6					
		3,4-3,5		23,4								66,1	5,8	20,7		
		3,5-3,6														
		3,6-3,7														
347	54	4,5-5,3	Siltig leire											20,9		
		4,6-4,7														
		4,7-4,8		22,5				20,4	24,9	83,4	6,2					
		4,8-4,9														
		4,9-5,0	Leire	22,4	T4	1,6										2,77
		5,0-5,1		18,5								39,4	14,2	22,3		
		5,1-5,2														
363	54	1,2-2,2	Siltig leire											20,1		
		1,3-1,4														
		1,4-1,5	Leire	23,6	T4	2,0										2,79
		1,5-1,6		24,9								119,2	13,7	20,4		
		1,6-1,7		26,7				23,8	34,9	116,0	44,1					
		1,7-1,8														
		1,8-1,9														

A.4 Totalsonderinger

A.4.1 Totalsondering borhull OL12

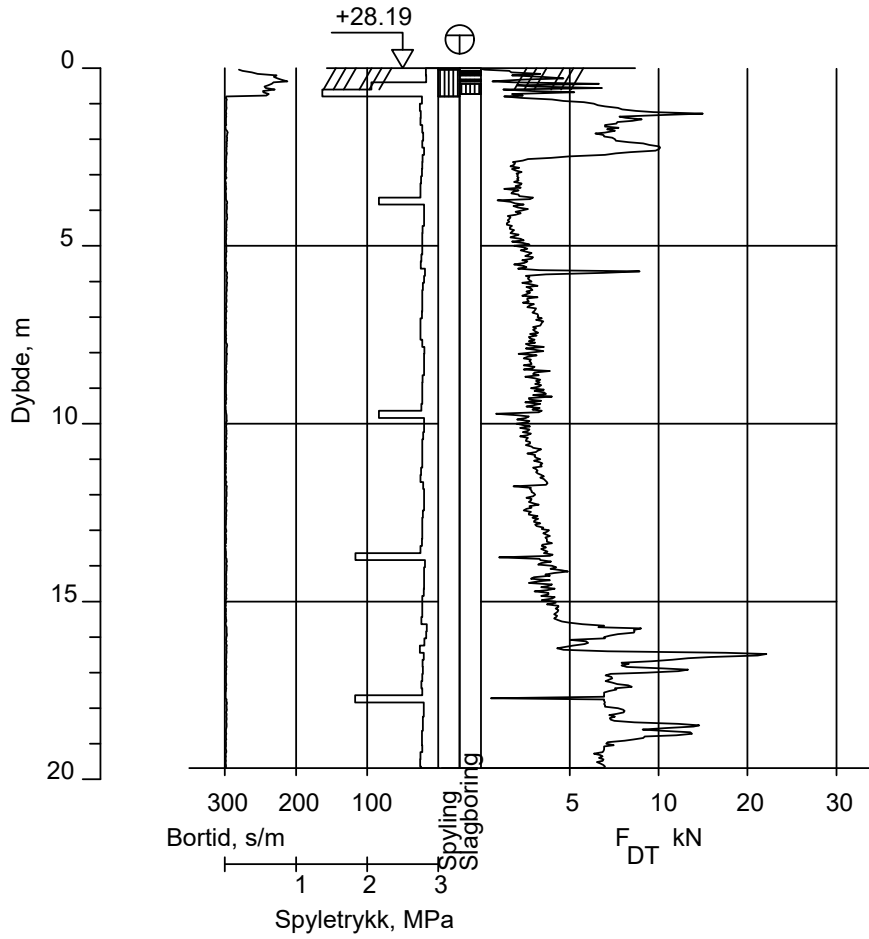
A.4.2 Totalsondering borhull OL13

A.4.3 Totalsondering borhull OL14

A.4.4 Totalsondering borhull OL23

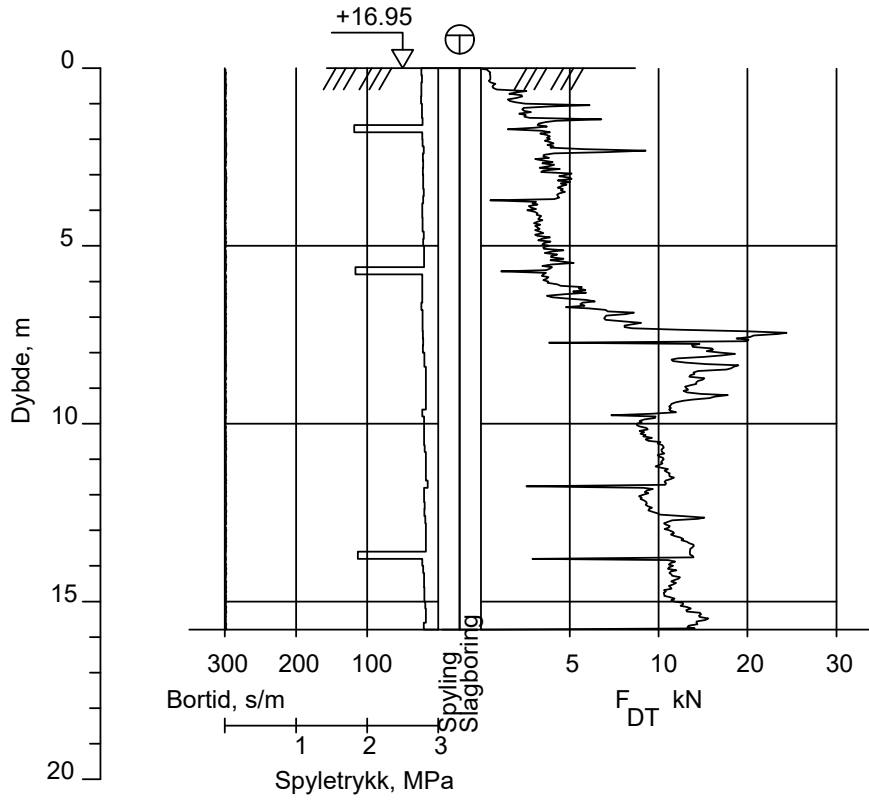
A.4.5 Totalsondering borhull OL24

OL12



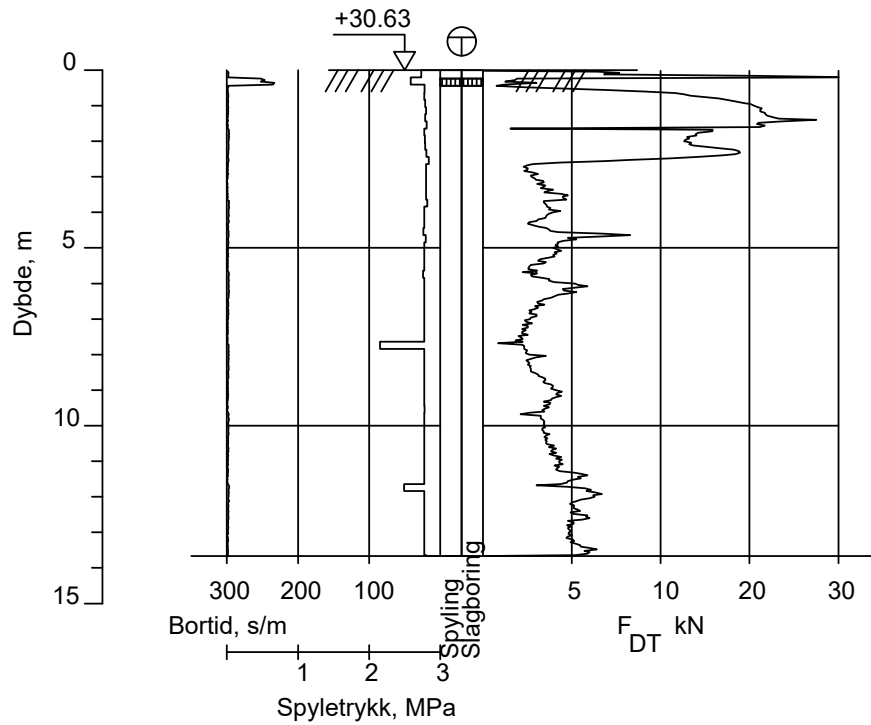
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.
	TBA4510 Prosjekoppgave Tofte 2, Kvinnherad	Dato 19.10.21	Tegn. RLH	Kontr. NUT
		Målestokk M = 1 : 200	Originalformat A4	
	Totalsondering	Status Tegning i rapport		
		Tegningsnummer A.4.1		Rev.

OL13



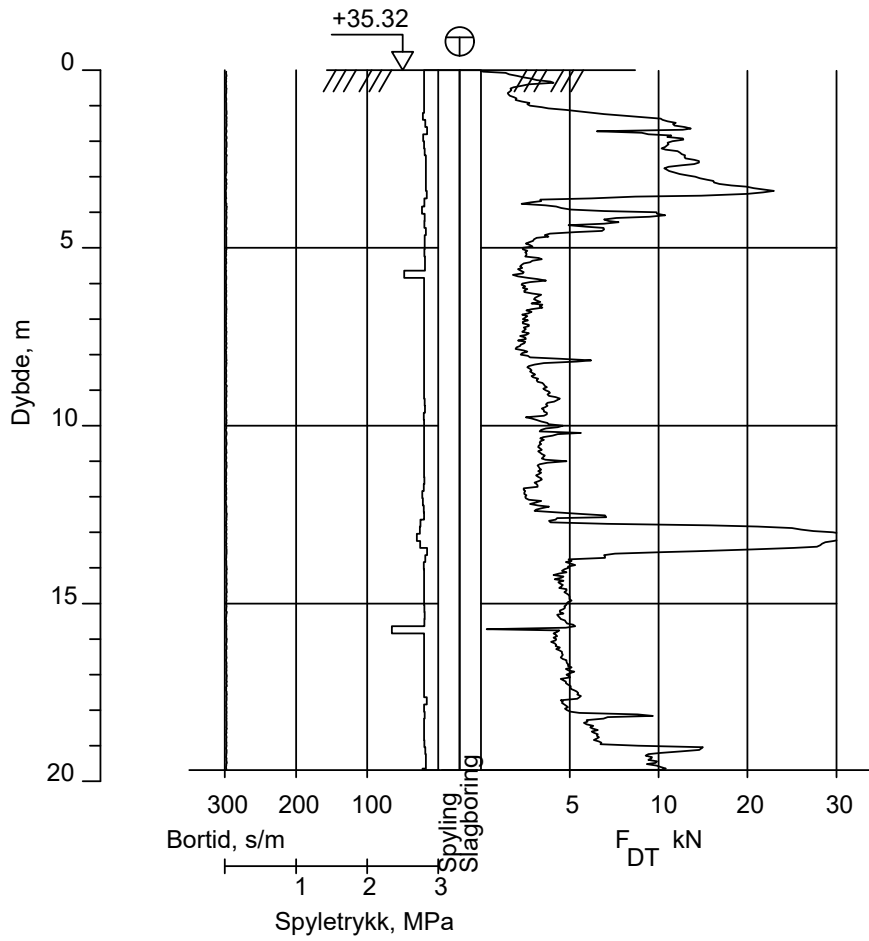
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.
	TBA4510 Prosjekoppgave Tofte 2, Kvinnherad	Dato	Tegn.	Kontr.
		19.10.21	RLH	NUT
	Totalsondering	Målestokk	Originalformat	
		M = 1 : 200	A4	
		Status	Tegning i rapport	
		Tegningsnummer	Rev.	
		A.4.2		

OL14



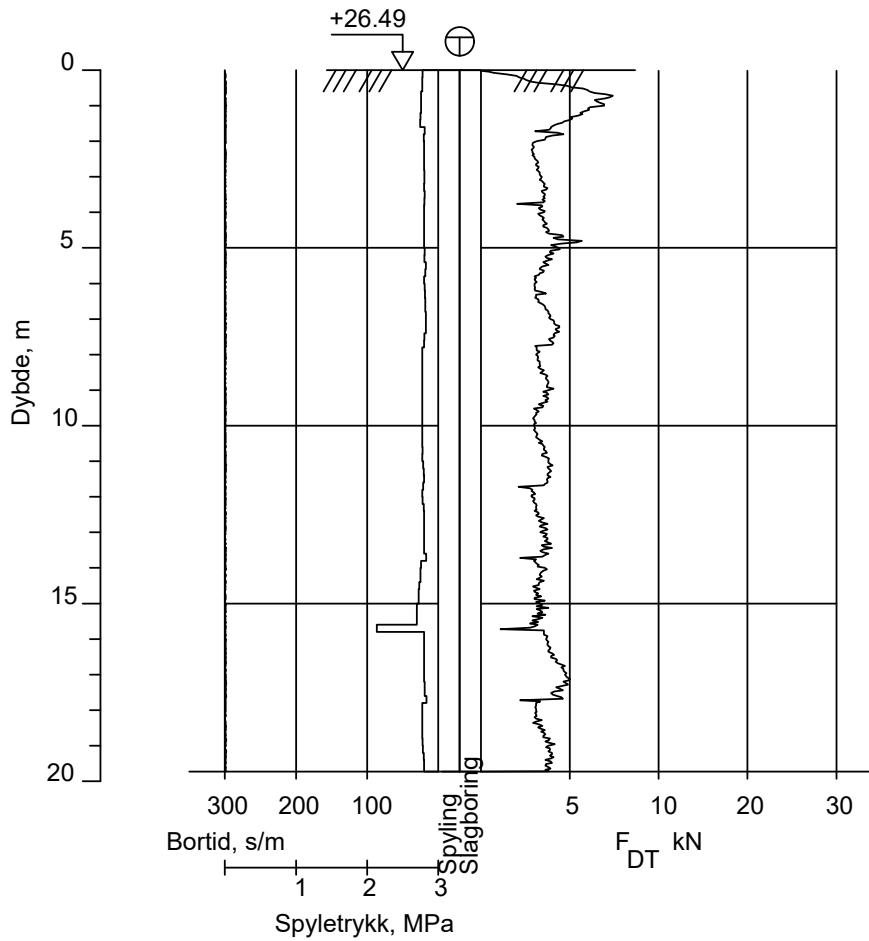
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.
	TBA4510 Prosjekoppgave Tofte 2, Kvinnherad	Dato 19.10.21	Tegn. RLH	Kontr. NUT
		Målestokk M = 1 : 200	Originalformat A4	
	Totalsondering	Status Tegning i rapport		
		Tegningsnummer A.4.3		Rev.

OL23



Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.
	TBA4510 Prosjekoppgave Tofte 2, Kvinnherad	Dato 19.10.21	Tegn. RLH	Kontr. NUT
		Målestokk M = 1 : 200	Originalformat A4	
	Totalsondering	Status Tegning i rapport		
		Tegningsnummer A.4.4		Rev.

OL24



Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.
	TBA4510 Prosjekoppgave Tofte 2, Kvinnherad	Dato 19.10.21	Tegn. RLH	Kontr. NUT
		Målestokk M = 1 : 200	Originalformat A4	
	Totalsondering	Status Tegning i rapport		
		Tegningsnummer A.4.5		Rev.

A.5 Tolkning av CPTU

A.5.1 Innlesning av CPT-fil og merknader

A.5.2 Innledende tolkning av lagdeling

A.5.3 Lagdeling og klassifisering

A.5.4 Klassifisering, Robertson Chart

A.5.5 OCR, N-faktorer og S_{uA}

A.5.6 Skjærstyrkeprofil

A.5.7 Kvikkleire klassifisering

Oppdragsinformasjon og innlesning av CPTU data

Sign.	Dato	Oppdrag	Oppdrag nr.
NUT	29.10.2021		Tofte 2
Ktr.	Dato	TBA4510 Prosjektoppgave, Tofte Kvinnherad	Side
RLH			1

Filnavn .cpt fil:	...\309.cpt	Fargekoder:	Fylles ut av brukeren
Borpunkt nr.:	309		Hentet fra CPT fil/beregnet (sjekkes)
Dato for utførelse:	11.04.2018		NB! Må utfylles
Borleder:	Hagerup	Forsøkstype	<input checked="" type="radio"/> CPTU på land <input type="radio"/> CPTU på sjø - utført fra vannoverflaten <input type="radio"/> CPTU på sjø - utført fra sjøbunnen
Terrengnivå [m]:	32,9	Evt. korrigering z verdi [m]	0
Forboringsdybde [m]:	4	Format .cpt logfil	GeoTech ▼
Grunnvannstand [m]:	1,5	Sjekket/korrigert med sertifikat [ja/nei] :	ja
Stopp dybde [m]:	22,7	Sjekket/korrigert med sertifikat [ja/nei] :	ja
Stoppkode:	90		
Sonde nr.:	4686		
Programvare:	CPTLOG-2.00		
Korreksjonsfaktor, a [-]:	0,824		
Korreksjonsfaktor, b [-]:	0,001		

Nullpunktsverdier	Før [kPa]	Etter [kPa]	Avvik [kPa]	Avvik [%]	Anv. kl.
Spissmotstand:	5252,4	5271,7	19,3	0,4	1
Friksjon:	133,3	133,3	0	0,0	1
Poretrykk:	259,4	258,6	0,8	0,3	1

	Avvik [^o]	Anv. kl.
Maks. helningavvik:	9,9	4

Krav maks. 15 grader iht. NGF melding nr. 5 for å kunne bruke forsøket.

	[m]	[%]	Anv. kl.
Maks. vertikalt avvik målt dybde:	0,15	0,6	3/4

Beregnet ut fra målt helning (z-verdier korrigeres for beregnet avvik).

	[m]
Maks. horisontalt avvik:	2,28

Beregnet ut fra målt helning.

Resulterende anvendelsesklasse:	Klasse 1 hvis det ses bort fra helningsavvik
--	--

Iht. NGF melding nr. 5 "Utførelse av trykksondering".

Evt. kommentarer til forsøket:

Helningsvinkel er på anvendelsesklasse 4. Ellers Anv. Klasse 1. Grunnvannstand er tolket ut ifra Poretrykksmåling utført i borpunkt 505 og 346.



Tolkning CPTU

Lagdeling og klassifisering - input parametere

Sign.	Dato	Oppdrag	Oppdrag nr.	Borpunkt nr.
NUT	29.10.2021		Tofte 2	309
Ktr.	Dato	TBA4510 Prosjektoppgave, Tofte Kvinnherad	GVS [m]	Side nr.
RLH			1,5	2

Fargekoder:

Fylles ut av brukeren

Beregnes

- Valg av klassifiseringsdiagrammer
- Eslami-Fellenius (1997) $f_t - q_c$ diagram
 - Robertson (2010) $F_r - Q_t$ diagram
 - Schneider et. al. (2008) $U^* - Q_t$ diagram
 - Senneset et. al. (1989) $B_q - q_t$ diagram

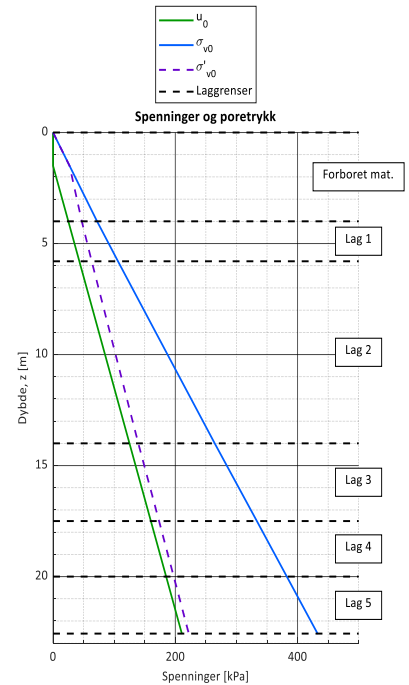
Lengdeintervall for midling av data [m]:

Lagdeling	Toppnivå [m]	γ [kN/m ³]	Klassifisering
Forboret	0,0	18	Forboret mat.
Lag 1	4,0	19	Ant. Leirig silt
Lag 2	5,8	19,3	Leire/kvikkleire
Lag 3	14	19,7	siltig leire
Lag 4	17,5	19,6	Leire/kvikkleire
Lag 5	20,0	19,6	Leire/kvikkleire
Lag 6			
Lag 7			
Lag 8			
Lag 9			
Lag 10			
Lag 11			
Lag 12			
Lag 13			
Lag 14			
Lag 15			
Lag 16			
Lag 17			
Lag 18			
Lag 19			
Lag 20			

Beregning av u_0 poretrykksprofil

- Beregn poretrykksprofil fra angitt GVS
- Angi poretrykksprofil manuelt

z [m]	u_0 [kPa]
1,5	0
22	205



Sign.	Dato	Oppdrag	Oppdrag nr.	Borpunkt nr.
NUT	29.10.2021		Tofte 2	309
Ktr.	Dato	TBA4510 Prosjektoppgave, Tofte Kvinnerad	GVS [m]	Side nr.
RLH			1,5	3

Målte parametere (q_c, f_s og u_2) er korrigert iht. SGI (2015)

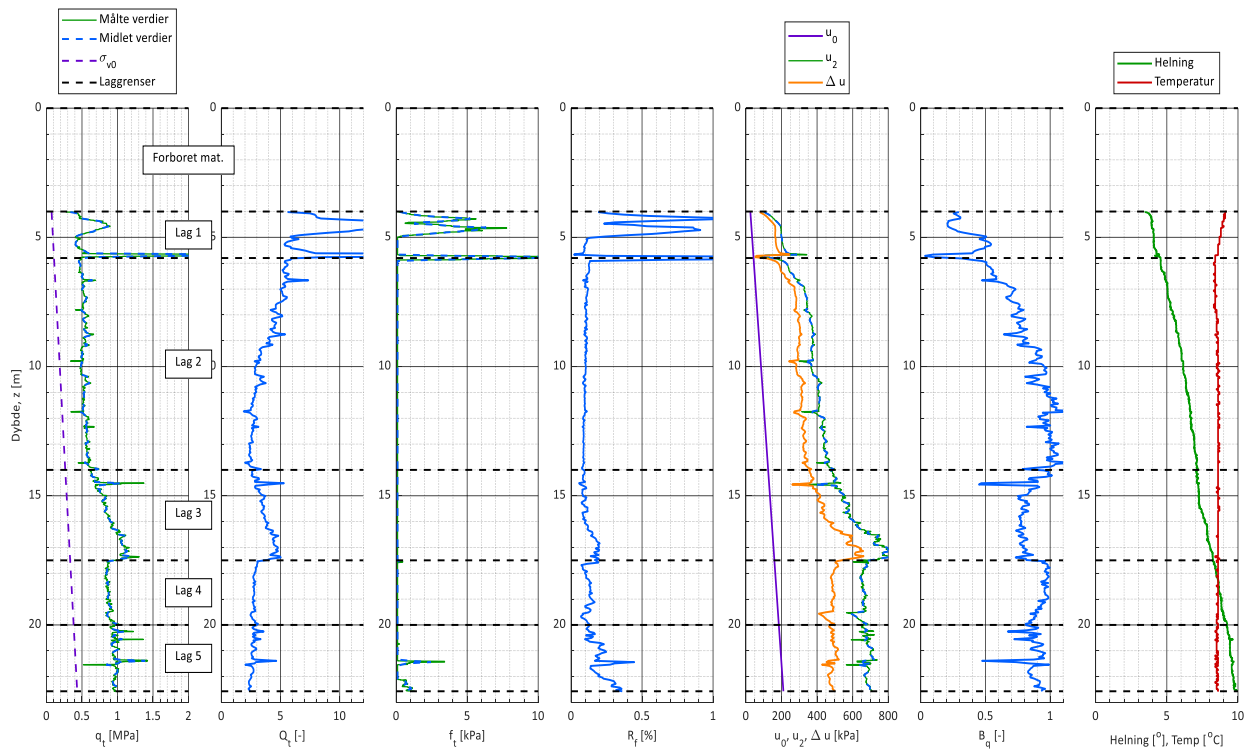
Plotgrenser

Manuelle plotgrenser (overstyrer automatisk skalering/NGF mal valgt nedenfor):

q _t [Mpa]	Q _t [Mpa]	f _t [kPa]	R _f [%]	u ₀ [kPa]	B _q [-]	Helning [°o]
x_min						
x_max						

Automatisk skalering av plotgrenser:

- Skaler x-akser iht. NGF mal (ellers anvendes automatisk skalering)
- Skaler z-akser iht. NGF mal (ellers anvendes automatisk skalering)



Tolkning CPTU

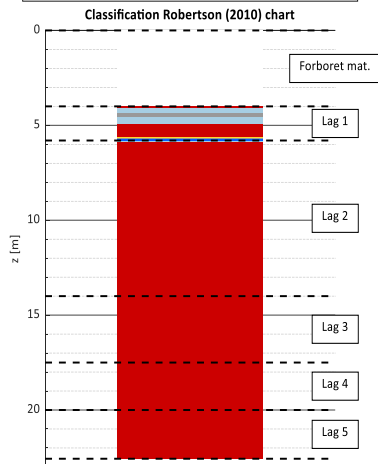
Klassifisering og lagdeling - Robertson (2010) chart

Sign.	Dato	Oppdrag	Oppdrag nr.	Borpunkt nr.
NUT	29.10.2021		Tofte 2	309
Ktr.	Dato	TBA4510 Prosjektoppgave, Tofte Kvinnerad	GVS [m]	Side nr.
RLH			1,5	4

Anvendelse av diagrammet: Generell klassifisering

NBI Klassifisering av sensitive materialer med diagrammet er forbundet med stor usikkerhet!

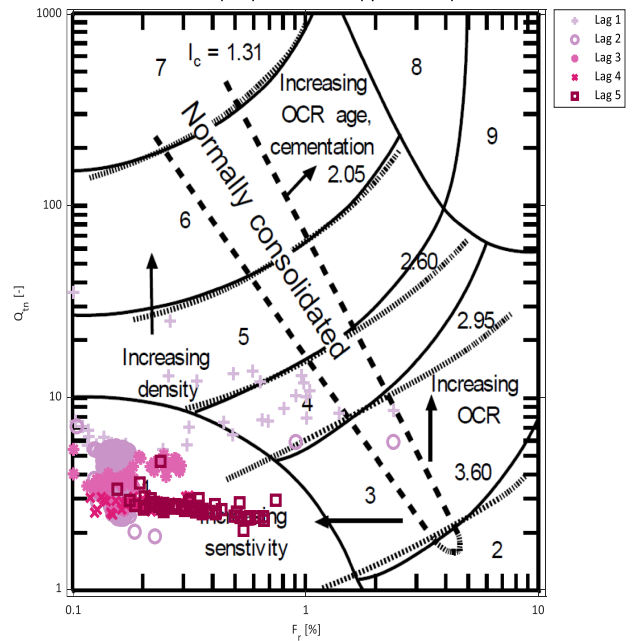
- Rob. 2010 zone 1 - Fine grained (possibly sensitive)
- Rob. 2010 zone 2 - Organic soil to clay
- Rob. 2010 zone 3 - Clays: Silty clay to clay
- Rob. 2010 zone 4 - Silt mixtures: Clayey silt to silty clay
- Rob. 2010 zone 5 - Sand mixtures: Silty sand to sandy silt
- Rob. 2010 zone 6 - Organic soil to clay
- Rob. 2010 zone 7 - Clays: Silty clay to clay
- Rob. 2010 zone 8 - Silt mixtures: Clayey silt to silty clay
- Rob. 2010 zone 9 - Sand mixtures: Silty sand to sandy silt



Robertson 2010 chart soner:

Zone	Soil behaviour type	I_c	Coefficient of permeability
1	Fine grained (possibly sensitive)	N/A	$3 \cdot 10^{-10}$ til $3 \cdot 10^{-3}$
2	Organic soils - clay	>3.6	$1 \cdot 10^{-10}$ til $1 \cdot 10^{-8}$
3	Clays - silty clay to clay	2.95 - 3.6	$1 \cdot 10^{-10}$ til $1 \cdot 10^{-9}$
4	Silt mixtures - clayey silt to silty clay	2.6 - 2.95	$3 \cdot 10^{-9}$ til $1 \cdot 10^{-1}$
5	Sand mixtures - silty sand to sandy silt	2.05 - 2.6	$1 \cdot 10^{-7}$ til $1 \cdot 10^{-5}$
6	Sands - clean sand to silt sand	1.31 - 2.05	$1 \cdot 10^{-5}$ til $1 \cdot 10^{-3}$
7	Gravelly sandy to dense sand	<1.31	$1 \cdot 10^{-3}$ til 1
8	Very stiff sand to clayey sand	N/A	$1 \cdot 10^{-8}$ til $1 \cdot 10^{-3}$
9	Very stiff, fine grained (heavily OC or cemented)	N/A	$1 \cdot 10^{-9}$ til $1 \cdot 10^{-7}$

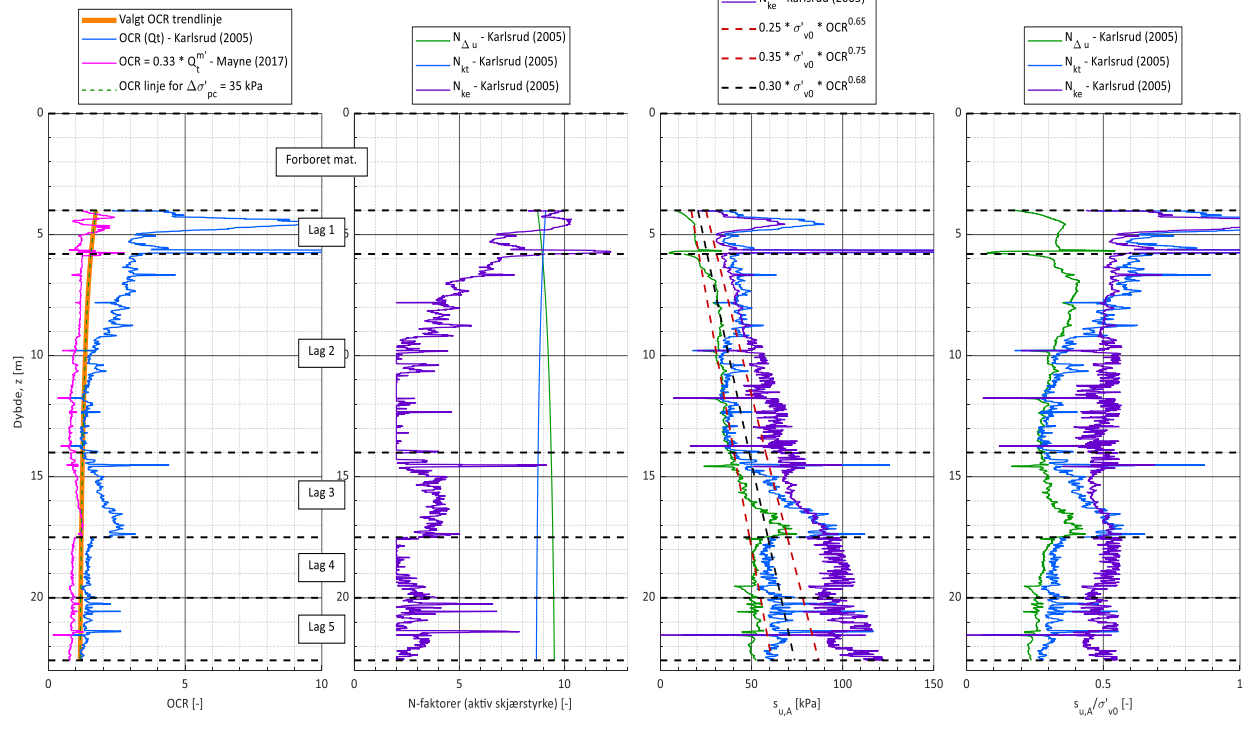
Robertson (2010) normalized chart (update to 1990)



Sign.	Dato	Oppdrag	Oppdrag nr.	Borpunkt nr.
NUT	29.10.2021		Tofte 2	309
Ktr.	Dato	TBA4510 Prosjektoppgave, Tofte Kvinnherad	GVS [m]	Side nr.
RLH			1,5	5

Manuelle plotgrenser

	OCR [-]	N [-]	s _u [kPa]	s _u /s' _{v0} [-]
x_min				
x_max	10		150	1



Sign.	Dato	Oppdrag	Oppdrag nr.	Borpunkt nr.
NUT	29.10.2021		Tofte 2	309
Ktr.	Dato	TBA4510 Prosjektoppgave, Tofte Kvinnherad	GVS [m]	Side nr.
RLH			1,5	6

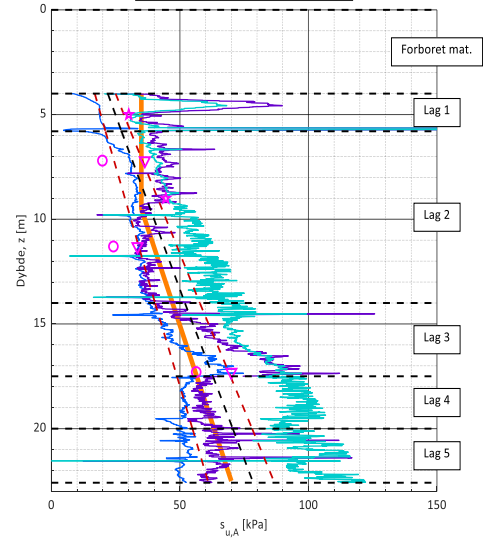
Manuelle plotparametre

x_min	s_u [kPa]
x_max	150

s_u designlinje (hentet fra forrige side)

z [m]	s_u [kPa]
4	35
9,5	35
22,5	
#REF!	#REF!
#REF!	#REF!

- Designlinje
- 309CPT - N_{Δu} - Karlsrud (2005)
- 309CPT - N_{kt} - Karlsrud (2005)
- 309CPT - N_{ke} - Karlsrud (2005)
- - - 0.25 * σ'_{v0} * OCR^{0.65}
- - - 0.35 * σ'_{v0} * OCR^{0.75}
- - - 0.32 * σ'_{v0} * OCR^{0.68}
- ▽ Konusforsøk 201PR (snitt verdier)
- Enaksforsøk 201PR (snitt verdier)
- ★ Treks CUAA 201PR





Tolkning CPTU

Kvikkleire klassifisering - Sandven et. al. (2015)

Sign.	Dato	Oppdrag	Oppdrag nr.	Borpunkt nr.
NUT	29.10.2021		Tofte 2	309
Ktr.	Dato	TBA4510 Prosjektoppgave, Tofte Kvinnerad	GVS [m]	Side nr.
RLH			1,5	7

Fargekoder:

Fylles ut av brukeren

Valg av klassifiseringsdiagrammer

- N_{mc} - B_{q1} diagram
- N_{mc} - B_{q2} diagram
- N_{mc} - R_{fu} diagram

Attraksjon leire, a [kPa]	2
Spenningskomponent, m [-]	0,75
Korreksjonsfaktor (u ₁ u ₂), k [-]	1,25

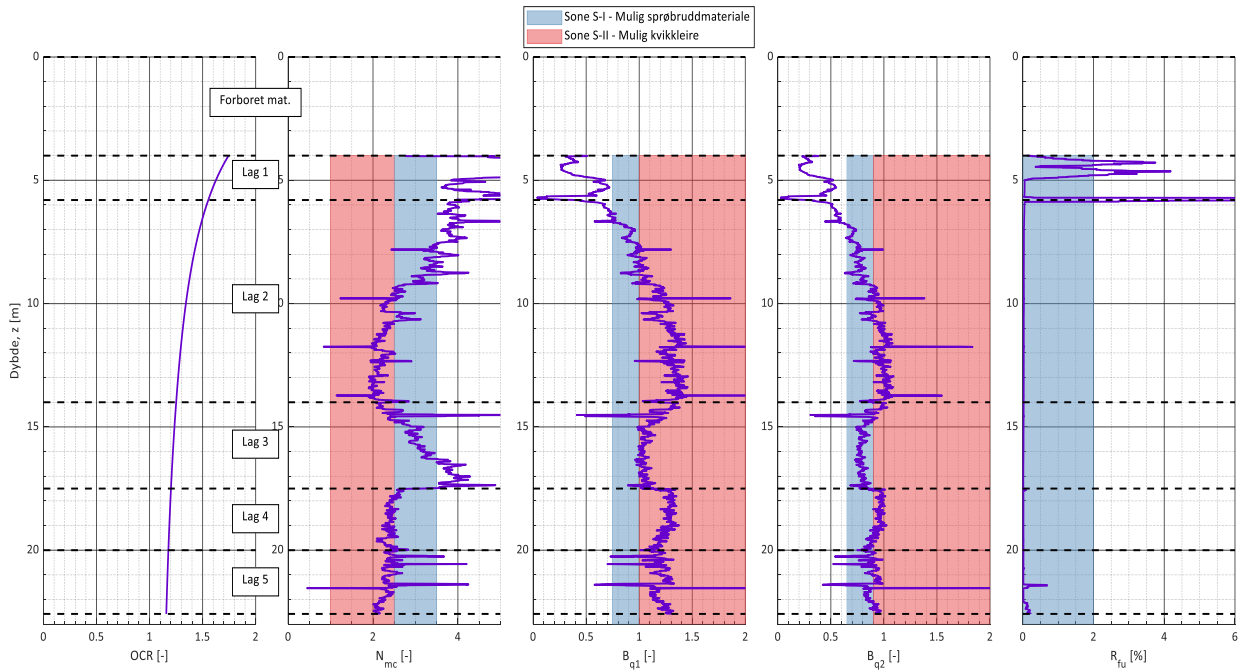
Veiledning for valg av k:

Bløt leire:	k = 1,25
Middels leire, svakt OC:	k = 1,50
Fast OC-leire:	k = 1,90

m ligger typisk i intervallet 0,7 - 0,8 for norske leire

NB! Klassifisering av sprøbrudmaterialer/kvikkleire må tas som veiledende!

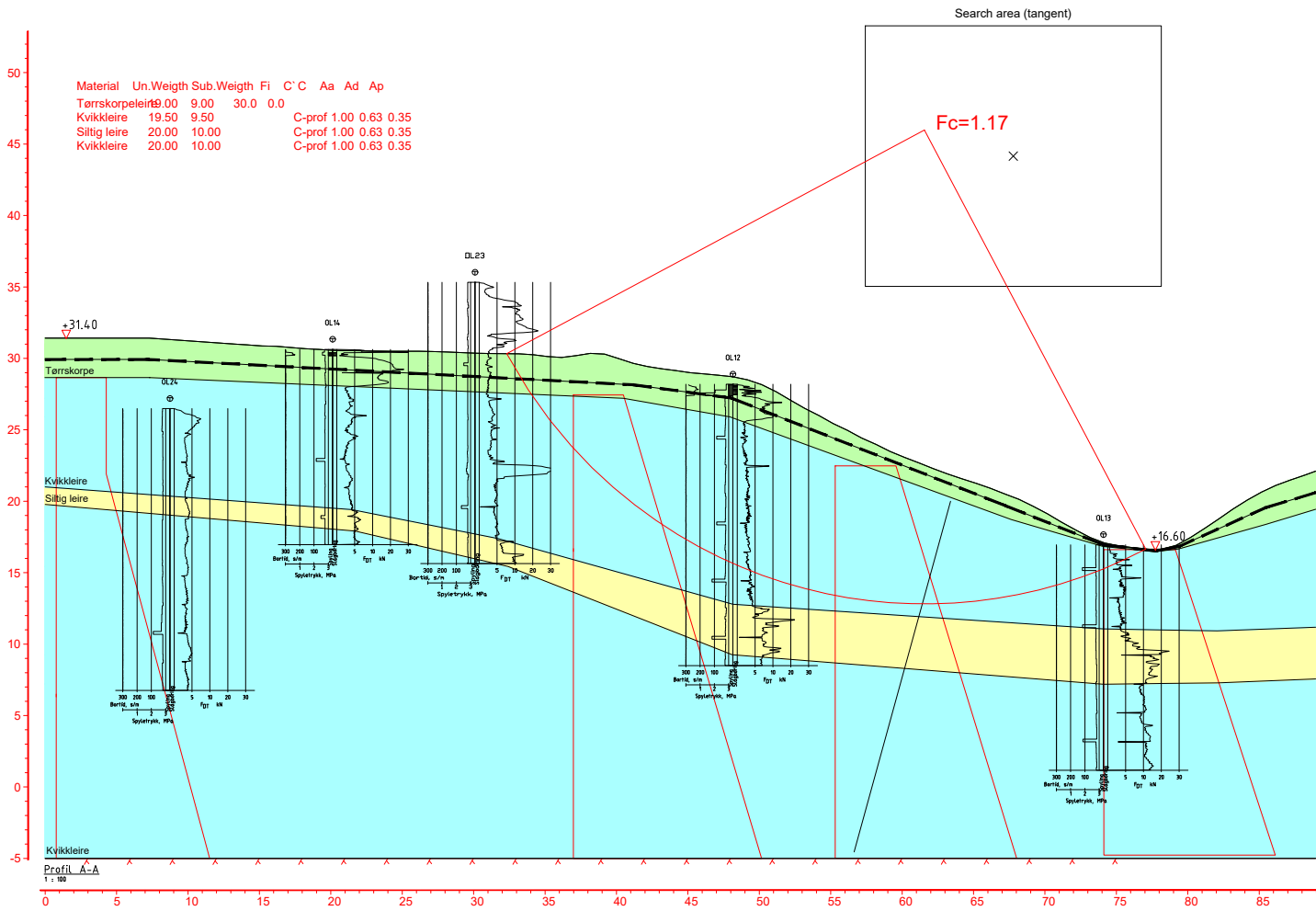
Manuelle plotgrenser					
	OCR [-]	N _{mc} [-]	B _{q1} [kPa]	B _{q2} [-]	R _{fu} [%]
x_min					
x_max		5			6



A.6 Stabilitetsberegninger i profil 1

A.6.1 Totalspenningsanalyse

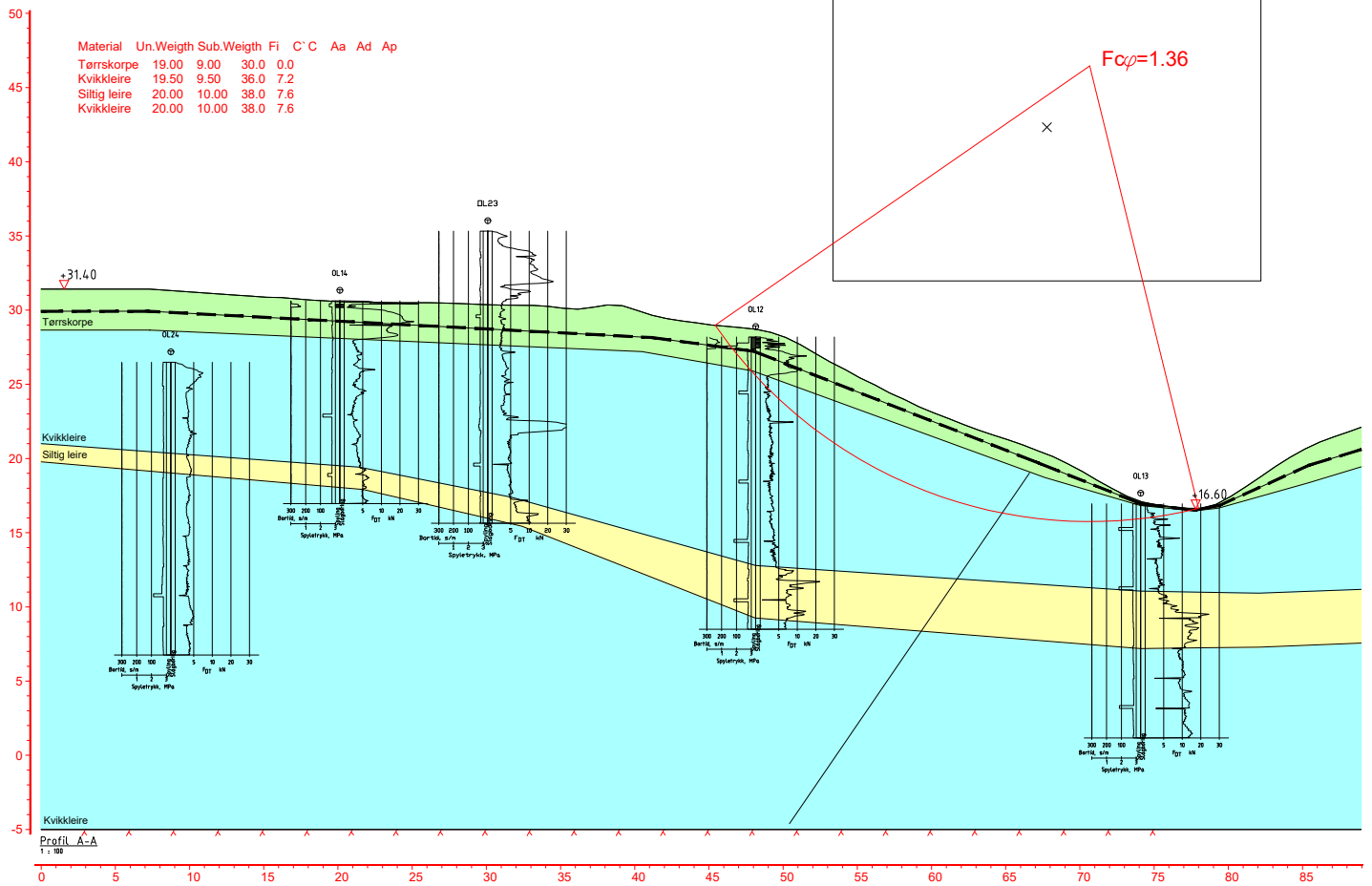
A.6.2 Effektivspenningsanalyse



Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'C	Aa	Ad	Ap
Tørrskorpe	19.00	9.00	30.0	0.0			
Kvikkleire	19.50	9.50	36.0	7.2			
Siltig leire	20.00	10.00	38.0	7.6			
Kvikkleire	20.00	10.00	38.0	7.6			

Search area (tangent)

$F_{cp} = 1.36$



Tillegg B

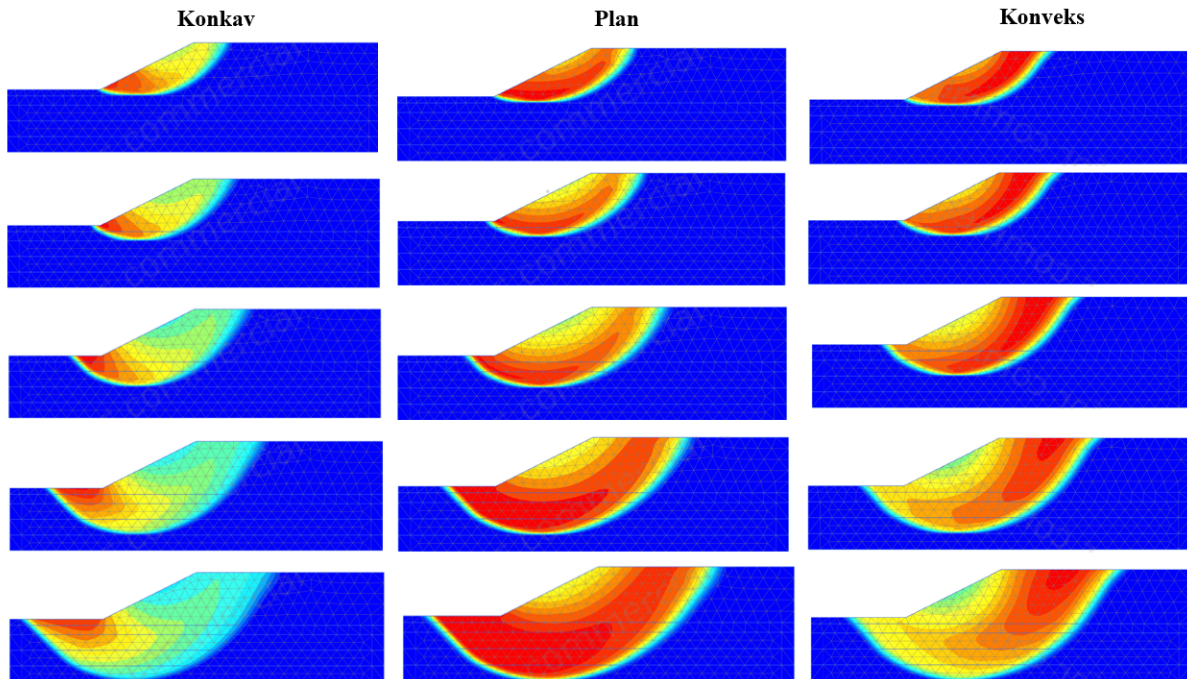
PLAXIS 2D: Aksesymmetriske analyser

B.1 Beregningsfaser i PLAXIS 2D

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Time interval	Estimated end time	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Reset displacements to zero (D)	Updated mesh (D)	Max steps (D)	First step	Last step
Initial phase [InitialPhase]	Gravity loading		Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	0	5
Phase_1	Safety	<input type="checkbox"/>	Use pressures from previous	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	6	105
Phase_2	Plastic	<input type="checkbox"/>	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	106	111
Phase_3	Safety	<input type="checkbox"/>	Use pressures from previous	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	112	211
Phase_4	Plastic	<input type="checkbox"/>	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	212	216
Phase_5	Safety	<input type="checkbox"/>	Use pressures from previous	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	217	316
Phase_6	Plastic	<input type="checkbox"/>	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	317	320
Phase_7	Safety	<input type="checkbox"/>	Use pressures from previous	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	321	420
Phase_8	Plastic	<input type="checkbox"/>	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	421	424
Phase_9	Safety	<input type="checkbox"/>	Use pressures from previous	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	425	524

Beregningsfaser som er kjørt for alle aksesymmetriske analyser

B.2 Brudmekanismer for aksesymmetriske og plan tøyning analyser



Utvikling av brudmekanisme med økende dybde av bruddflate for konkav, plan og konveks skråning.

Tillegg C

Innledende analyser

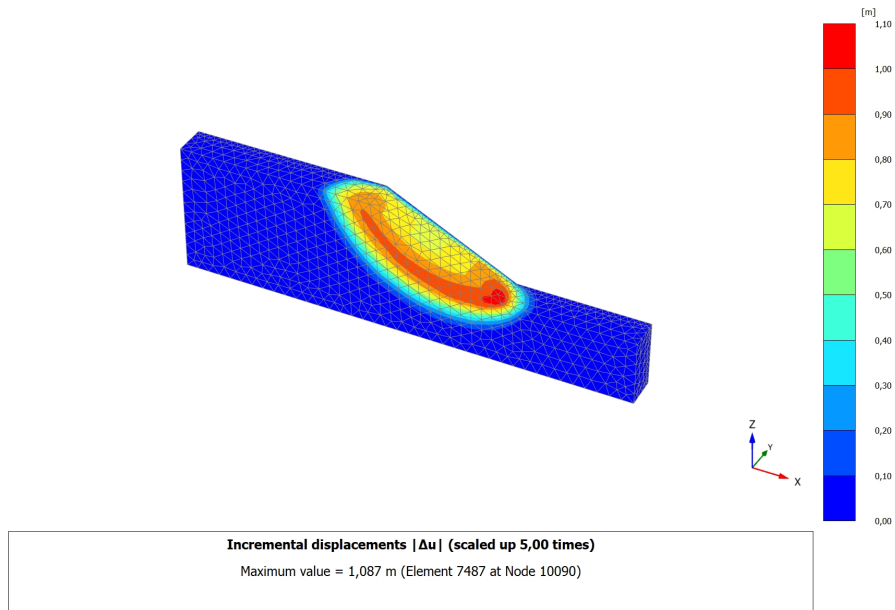
C.1 Valideringsanalyse

C.1.1 Jostad og Lacasse 2015

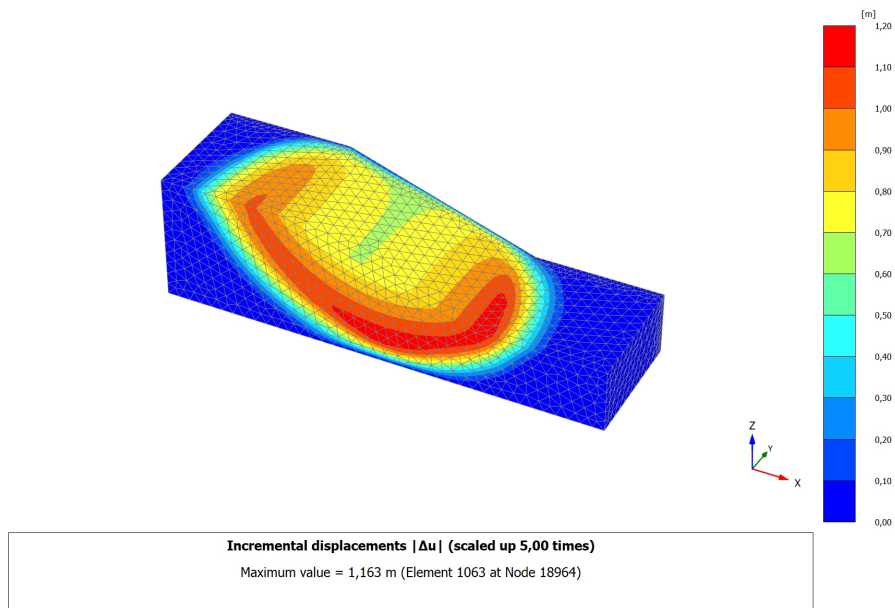
Beregningsfaser for valideringsanalyse 1

ID	Loading type (D)	Calculation type	Pore pressure calculation type	Time interval	Estimated end time	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Reset displacements to zero (D)	Updated mesh (D)	Max steps (D)	First step	Last step
Initial phase [InitialPhase]	Gravity loading	▼	Pore pressure calculation type	day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	0	
Phase_1	Plastic	▼	Pore pressure calculation type	day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	3	
safety [Phase_2]	Safety	▼	Pore pressure calculation type	day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	120	9	

Beregningsfaser som er kjørt for valideringsanalyse etter Jostad & Lacasse (2015)



Bruddmekanisme for valideringsanalyse basert på Jostad & Lacasse (2015). Bruddmekanismen gjelder for tilfellet med $b=3$, $d=1$ og $w=4$.



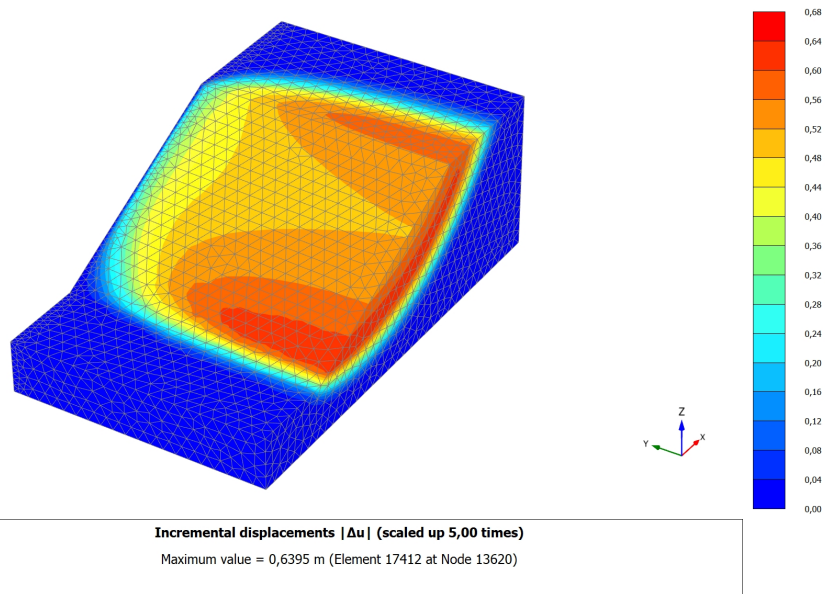
Bruddmekanisme for valideringsanalyse basert på Jostad & Lacasse (2015). Bruddmekanismen gjelder for tilfellet med $b=3$, $d=1$ og $w=4$.

C.1.2 Xing et al. 1988

Beregningsfaser for valideringsanalyse 2

ID	Loading type (D)	Calculation type	Pore pressure calculation type	Time interval	Estimated end time	Ignore undir. behaviour (A,B) (D)	Reset displacements to zero (D)	Updated mesh (D)	Max steps (D)	First step	Last step
<input checked="" type="checkbox"/> Initial phase [InitialPhase]	<input type="checkbox"/> Gravity loading	<input checked="" type="checkbox"/> Gravity loading	<input type="checkbox"/> Pore pressure calculation type	day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	0	
<input checked="" type="checkbox"/> Phase_1	<input type="checkbox"/> Plastic	<input checked="" type="checkbox"/> Plastic	<input type="checkbox"/> Pore pressure calculation type	day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	3	
<input checked="" type="checkbox"/> safety [Phase_2]	<input type="checkbox"/> Safety	<input checked="" type="checkbox"/> Safety	<input type="checkbox"/> Pore pressure calculation type	day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	120	9	

Beregningsfaser som er kjørt for valideringsanalyse etter Xing et al. (1998)



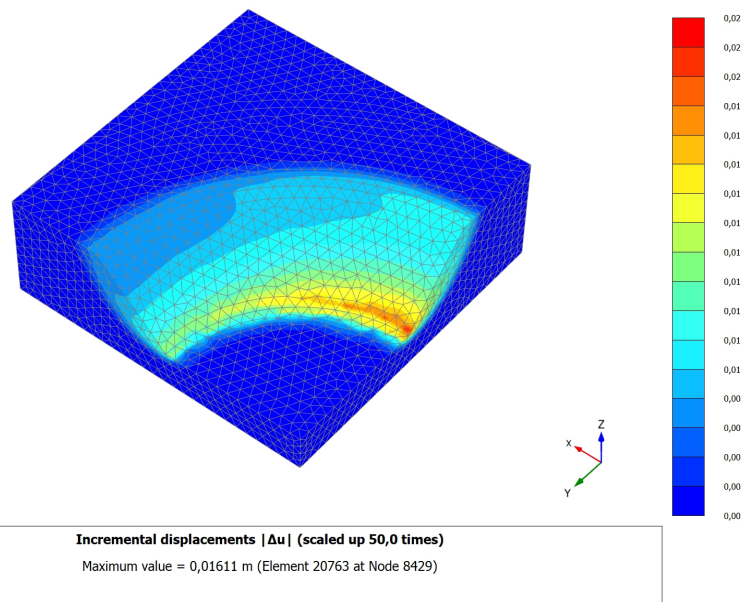
Bruddmekanisme for valideringsanalyse basert på Xing et al. (1998)

C.1.3 Zhang et al. 2013

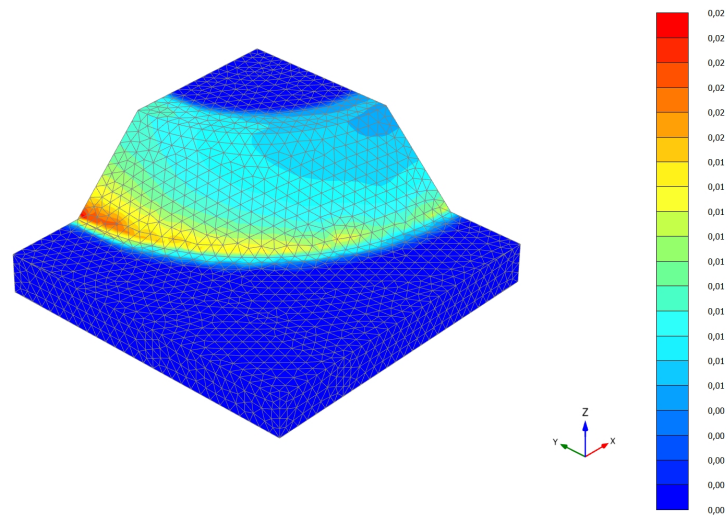
Beregningsfaser for valideringsanalyse 3

ID	Loading type (D)	Calculation type	Pore pressure calculation type	Time interval	Estimated end time	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Reset displacements to zero (D)	Updated mesh (D)	Max steps (D)	First step	Last step
Initial phase [InitialPhase]	<input type="checkbox"/>	Gravity loading	<input type="checkbox"/>	day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	0	
Phase_1	<input checked="" type="checkbox"/>	Safety	<input checked="" type="checkbox"/>	day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	2	

Beregningsfaser som er kjørt for valideringsanalyse etter Zhang et al. (2013)



Bruddmekanisme for konkav skråning i valideringsanalyse basert på Zhang et al. (2013)



Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 50,0 times)
Maximum value = 0,01969 m (Element 11561 at Node 6224)

Bruddmekanisme for konveks skråning i valideringsanalyse basert på Zhang et al. (2013)

Tillegg D

PLAXIS: 3D-analyser

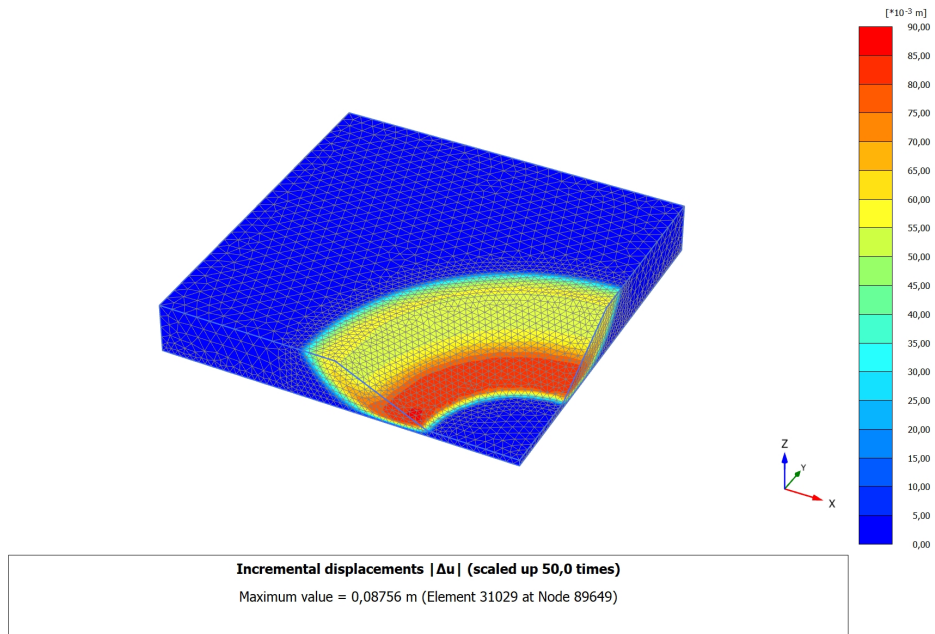
D.1 Beregningsfaser for skråning med jevn kurvatur i PLAXIS 3D

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Time interval	Estimated end time	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Reset displacements to zero (D)	Updated mesh (D)	Max steps (D)	First step	Last step
Initial phase [InitialPhase]	Gravity loading		Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	0	5
Phase_1	Safety	<input checked="" type="checkbox"/>	Use pressures from previous	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	6	105
Phase_2	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	106	111
Phase_3	Safety	<input checked="" type="checkbox"/>	Use pressures from previous	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	112	211
Phase_4	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	212	216
Phase_5	Safety	<input checked="" type="checkbox"/>	Use pressures from previous	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	217	316
Phase_6	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	317	320
Phase_7	Safety	<input checked="" type="checkbox"/>	Use pressures from previous	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	321	420
Phase_8	Plastic	<input checked="" type="checkbox"/>	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	421	424
Phase_9	Safety	<input checked="" type="checkbox"/>	Use pressures from previous	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	425	524

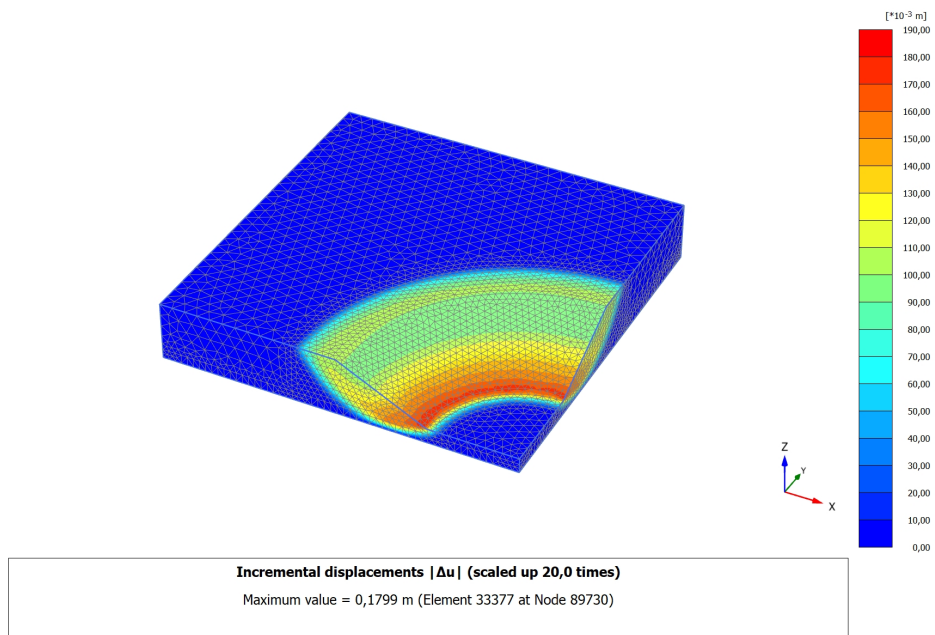
Beregningsfaser som er kjørt for alle aksesymmetriske analyser.

D.2 Brudmekanismer for skråninger med jevn konkav kurvatur

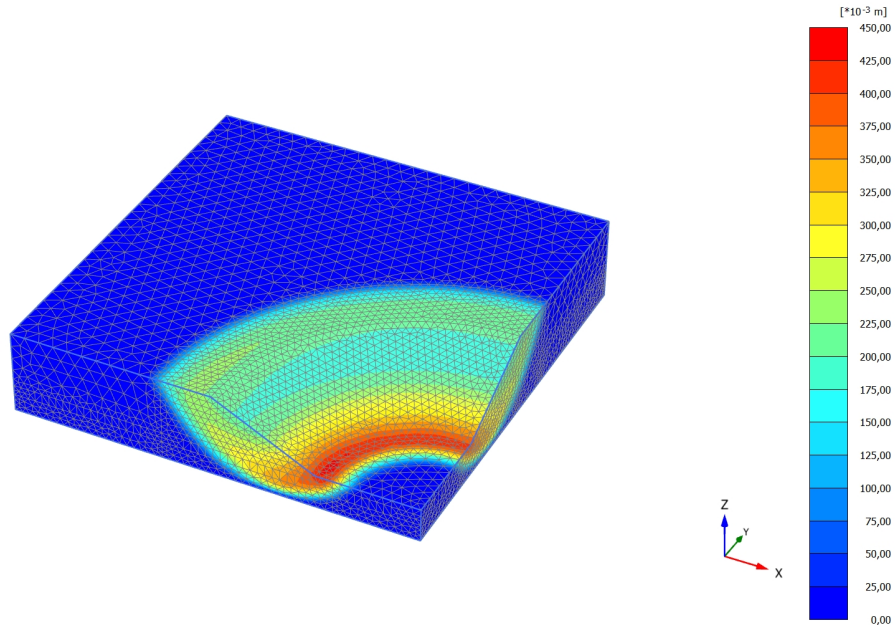
D.2.1 Konkav skråning med $r = 2$



Brudmekanisme for konkav skråning med $r = 2$ og $d = 0,13$.

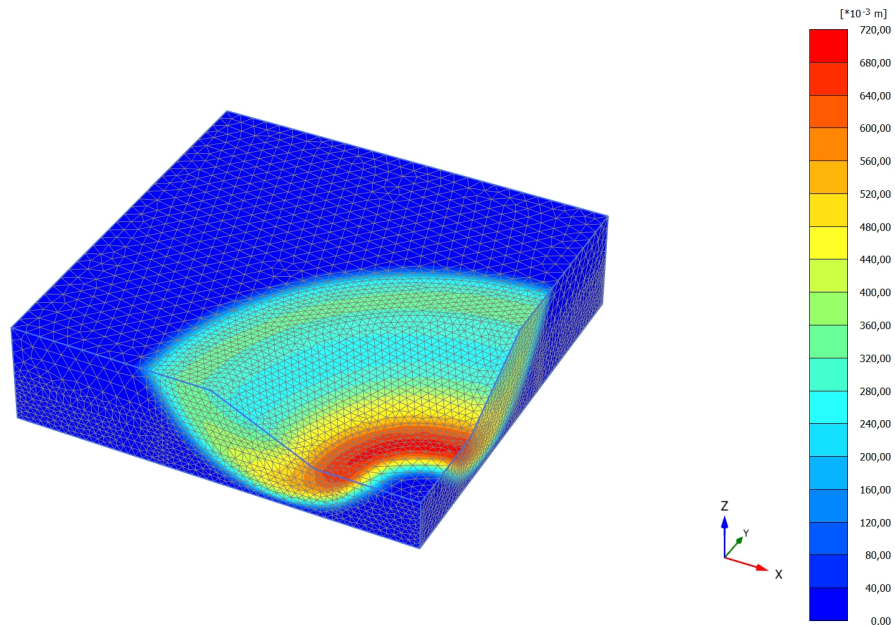


Brudmekanisme for konkav skråning med $r = 2$ og $d = 0,33$.



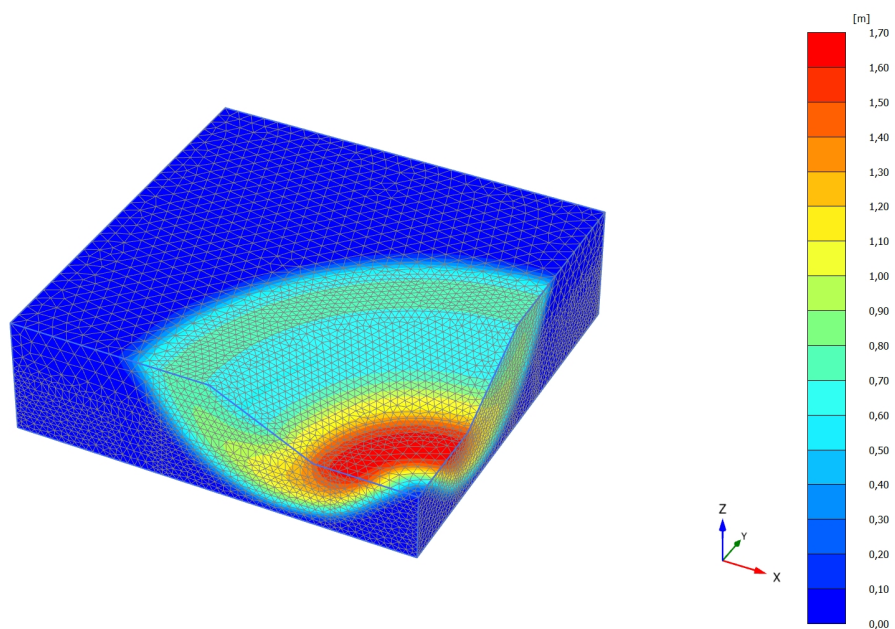
Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 10,0 times)
 Maximum value = 0,4329 m (Element 38591 at Node 91561)

Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 2$ og $d = 0,67$.



Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)
 Maximum value = 0,6941 m (Element 45405 at Node 95434)

Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 2$ og $d = 1,0$.

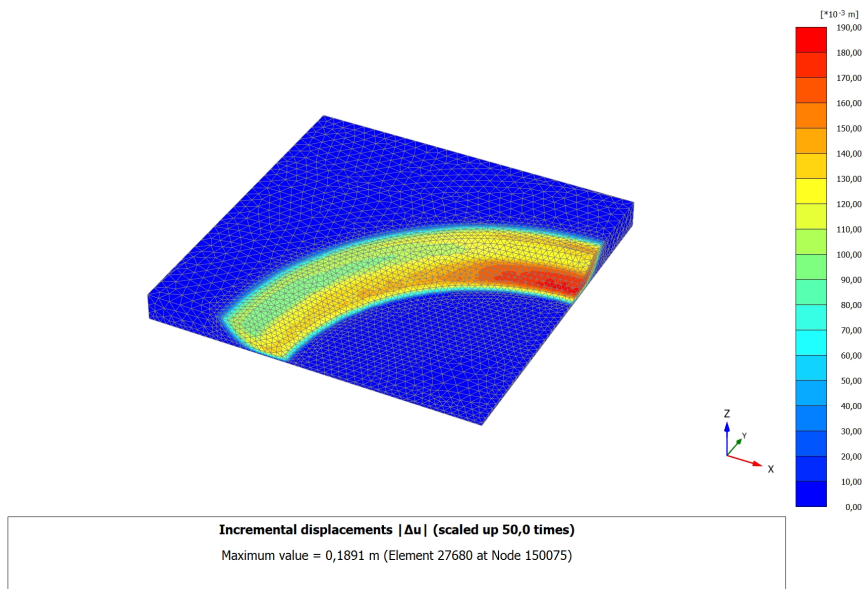


Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)

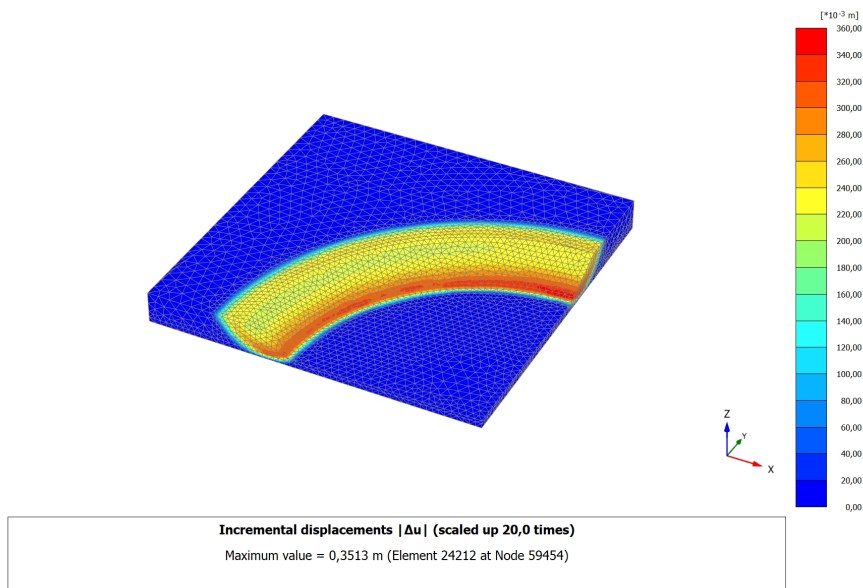
Maximum value = 1,684 m (Element 45805 at Node 95504)

Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 2$ og $d = 1,33$.

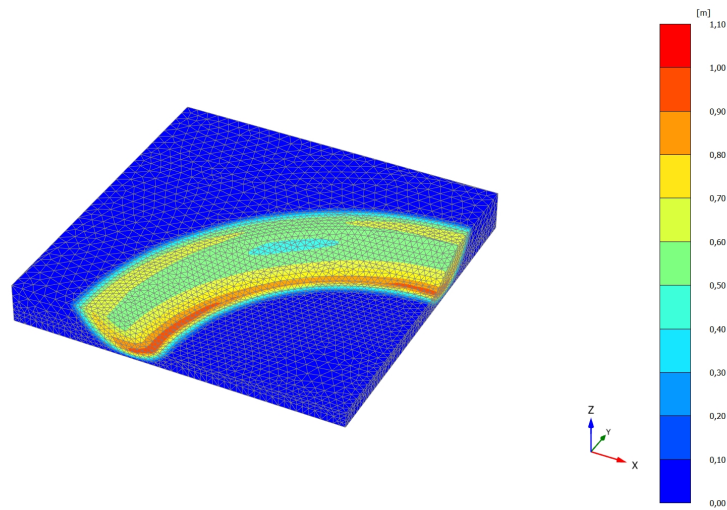
D.2.2 Konkav skråning med $r = 8$



Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 8$ og $d = 0,13$.

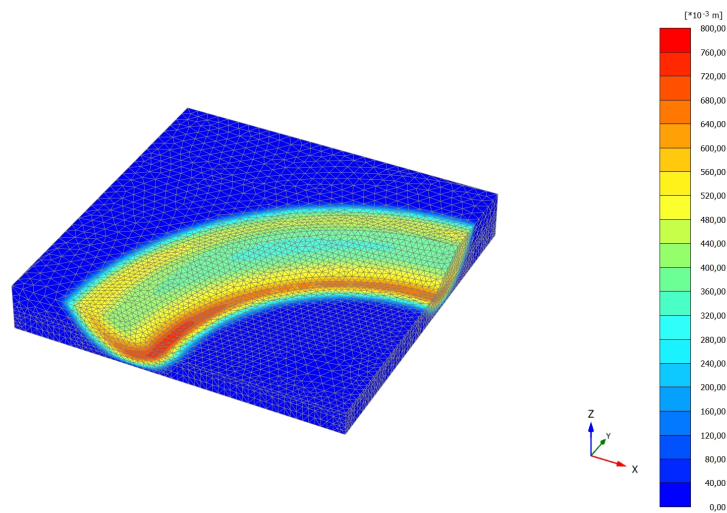


Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 8$ og $d = 0,33$.



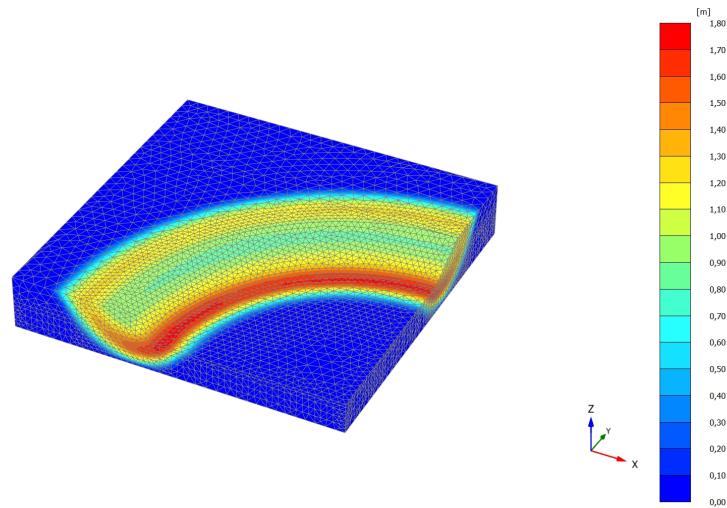
Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)
 Maximum value = 1,004 m (Element 24113 at Node 4588)

Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 8$ og $d = 0,67$.



Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 10,0 times)
 Maximum value = 0,7597 m (Element 24113 at Node 4706)

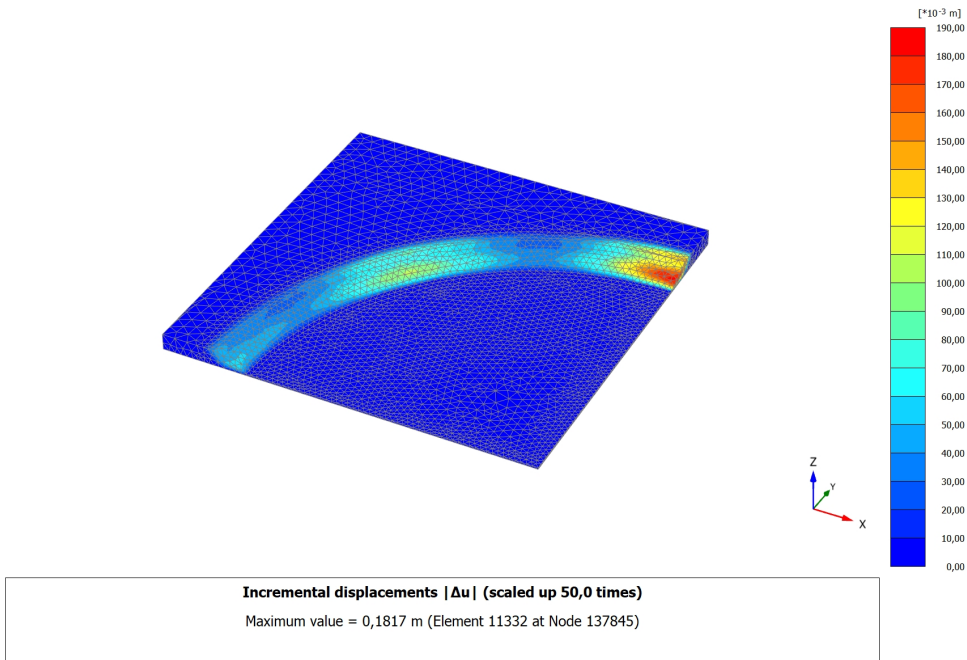
Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 8$ og $d = 1,0$.



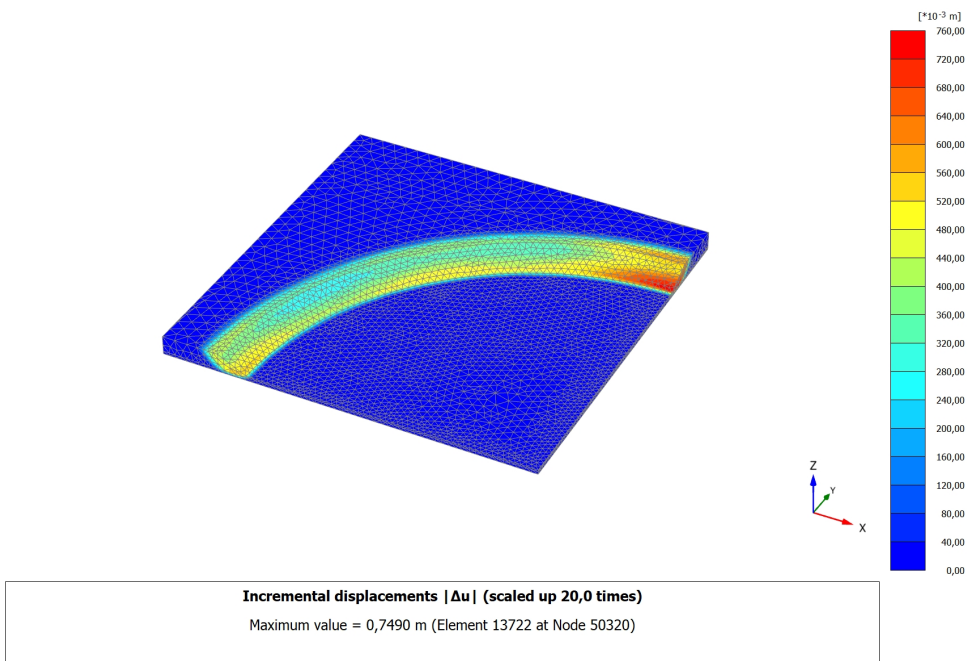
Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)
Maximum value = 1,760 m (Element 31330 at Node 87159)

Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 8$ og $d = 1,33$.

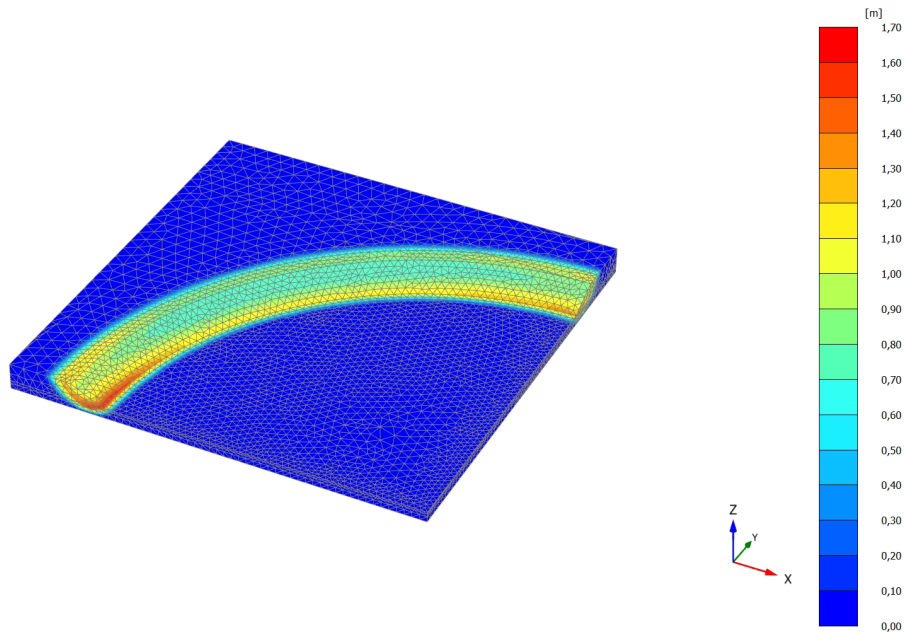
D.2.3 Konkav skråning med $r = 20$



Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 20$ og $d = 0,13$.

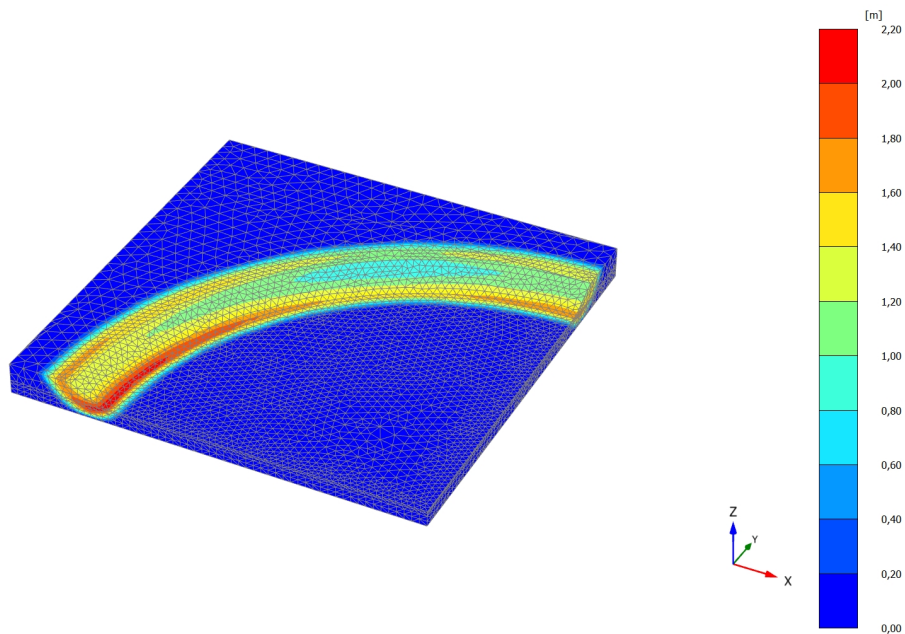


Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 20$ og $d = 0,33$.



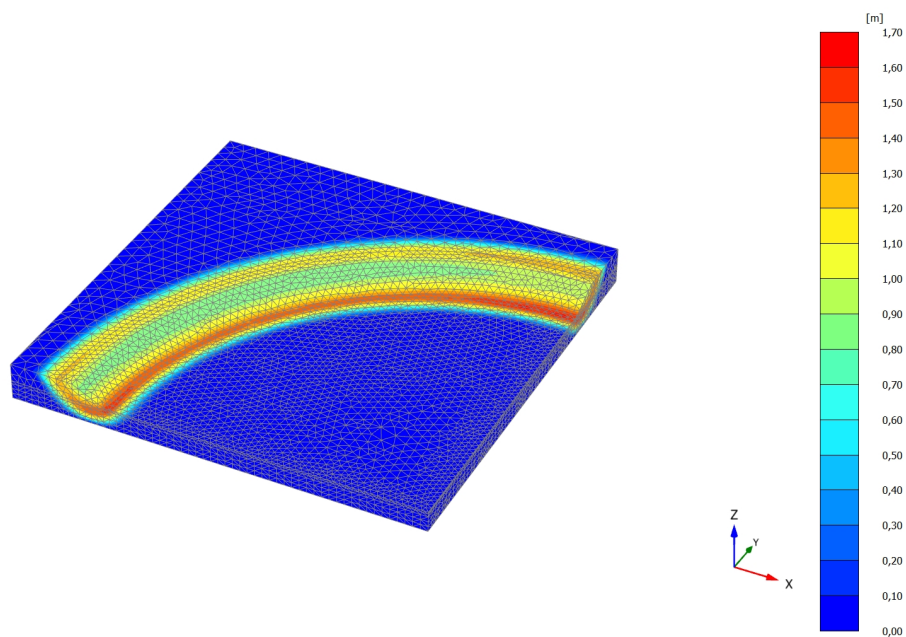
Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 10,0 times)
 Maximum value = 1,655 m (Element 12556 at Node 72)

Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 20$ og $d = 0,67$.



Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)
 Maximum value = 2,155 m (Element 12556 at Node 72)

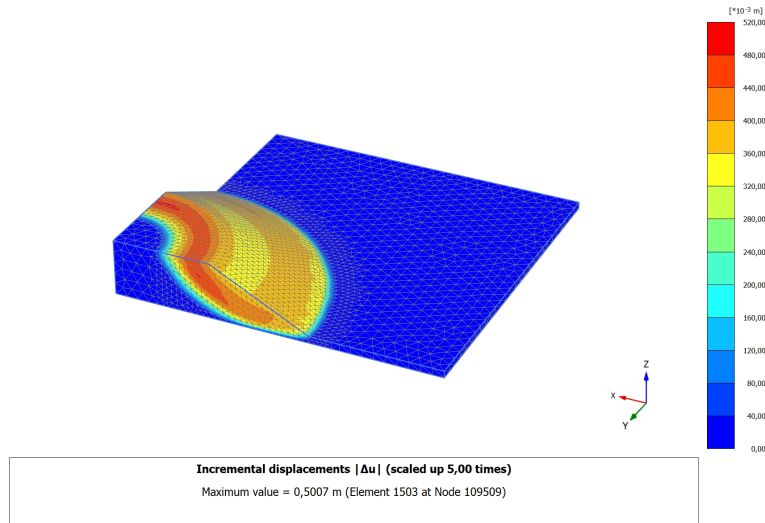
Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 20$ og $d = 1,0$.



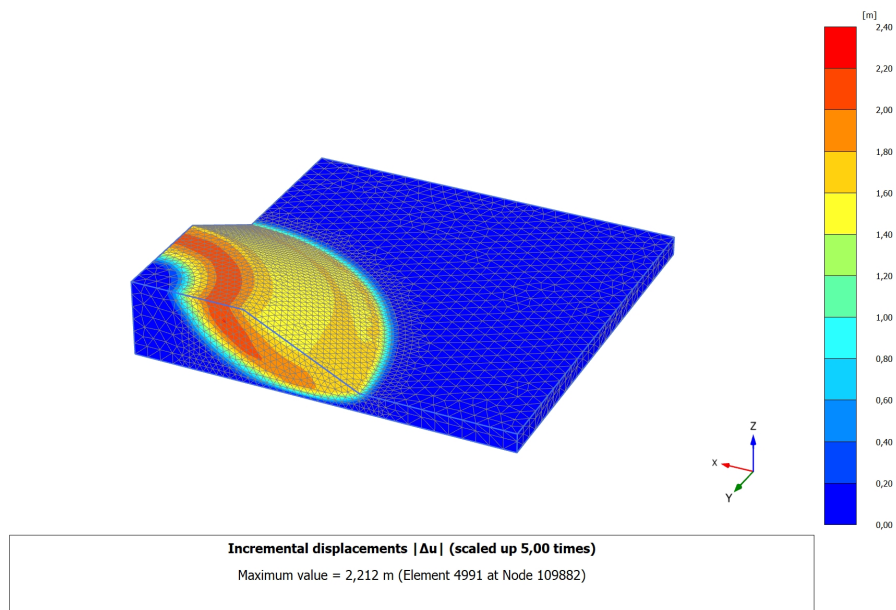
Bruddmekanisme for konkav skråning med $r = 20$ og $d = 1,33$.

D.3 Brudmekanismer for skråninger med jevn konveks kurvatur

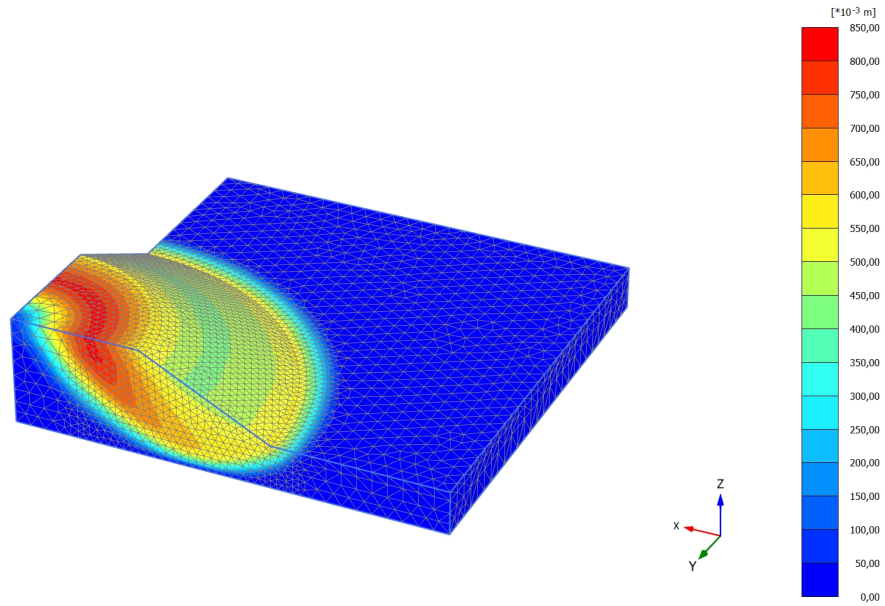
D.3.1 Konveks skråning med $r = 2$



Brudmekanisme for konveks skråning med $r = 2$ og $d = 0,13$.

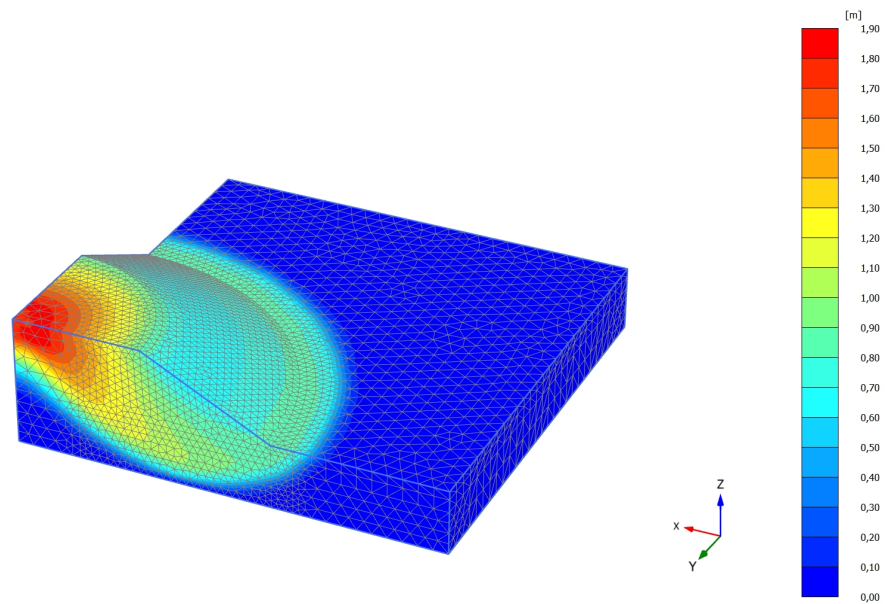


Brudmekanisme for konveks skråning med $r = 2$ og $d = 0,33$.



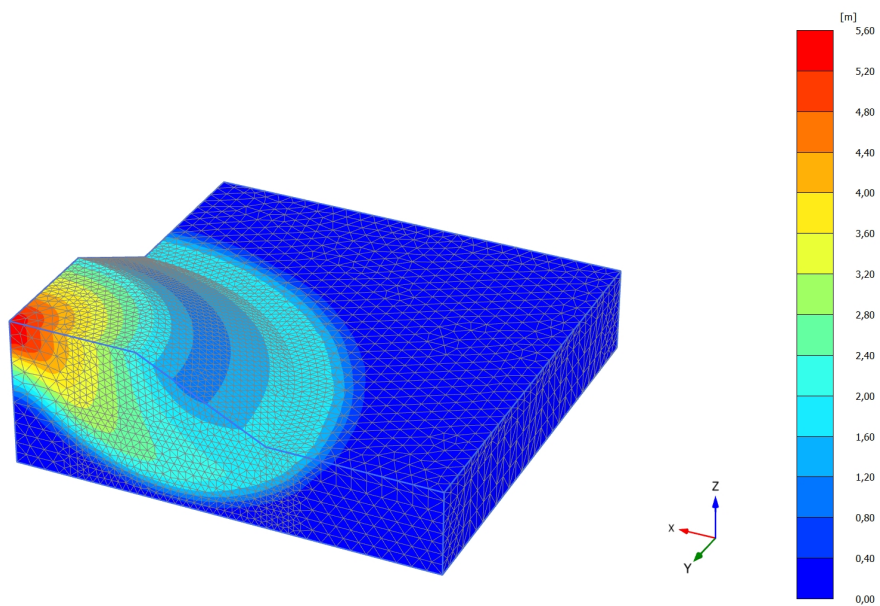
Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)
 Maximum value = 0,8199 m (Element 6120 at Node 123810)

Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 2$ og $d = 0,67$.



Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)
 Maximum value = 1,874 m (Element 320 at Node 133498)

Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 2$ og $d = 1,0$.

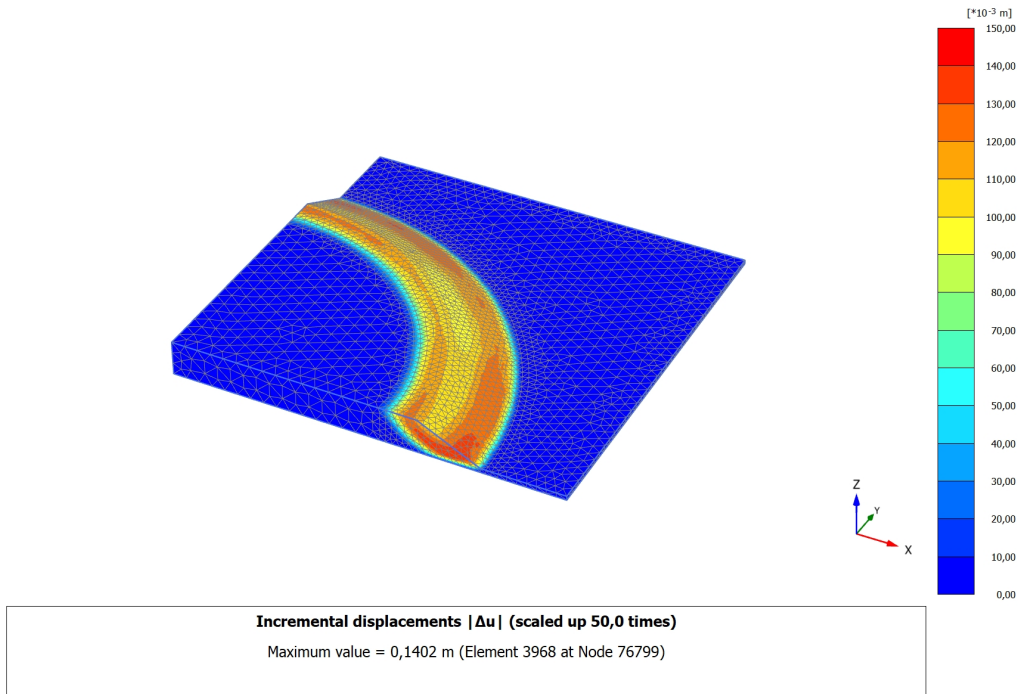


Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 0,500 times)

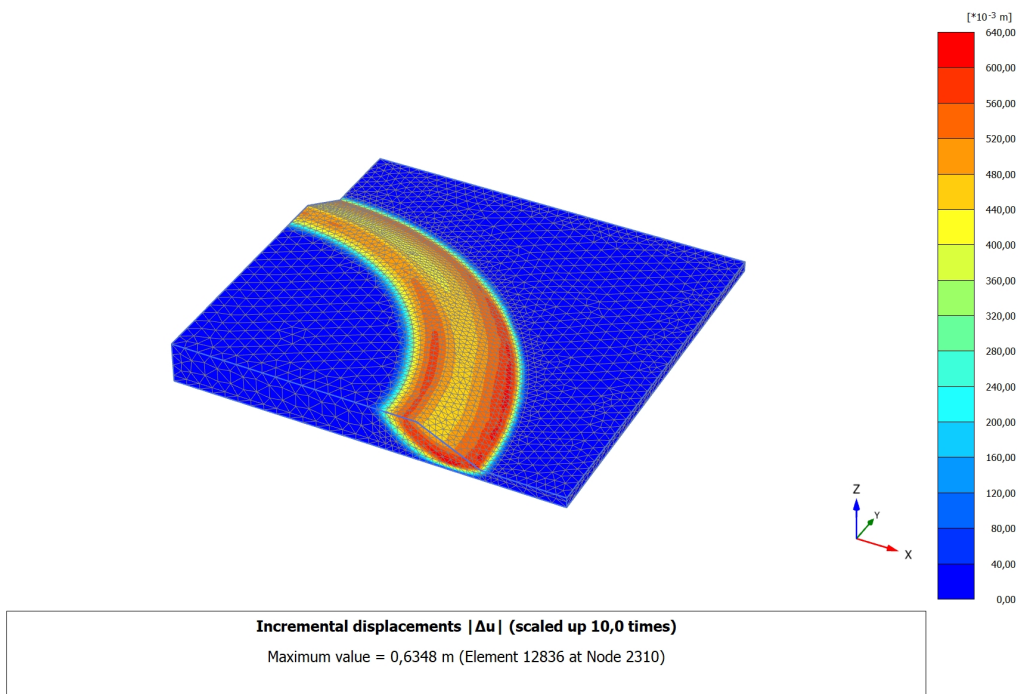
Maximum value = 5,427 m (Element 581 at Node 59)

Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 2$ og $d = 1,33$.

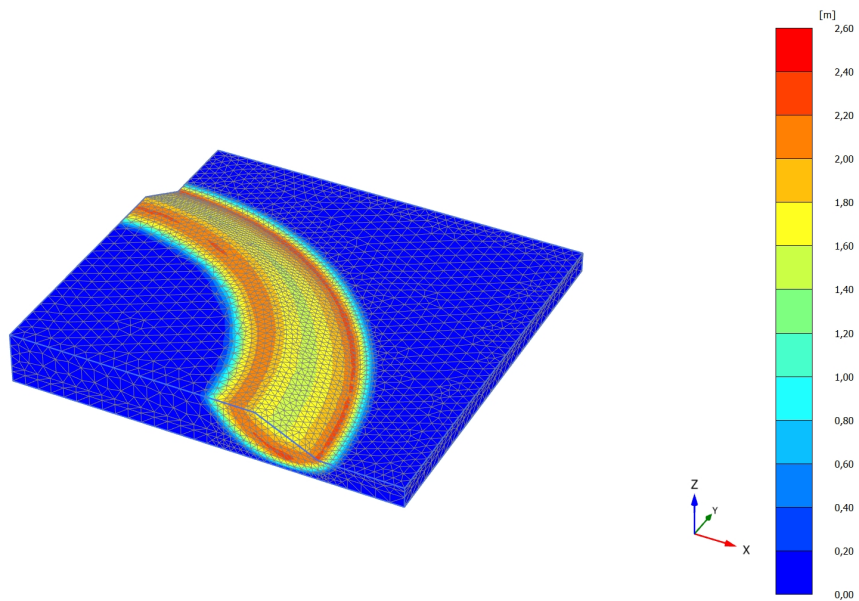
D.3.2 Konveks skråning med $r = 8$



Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 8$ og $d = 0,13$.

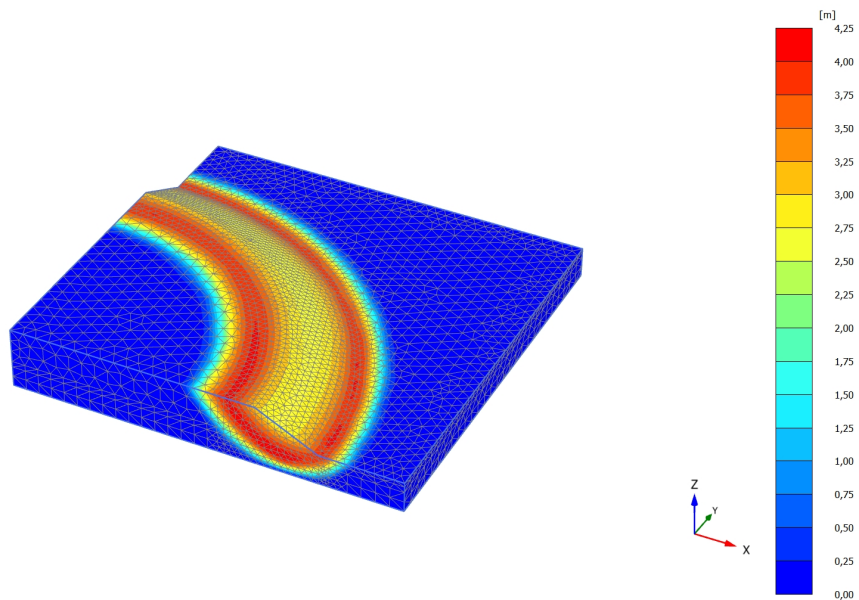


Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 8$ og $d = 0,33$.



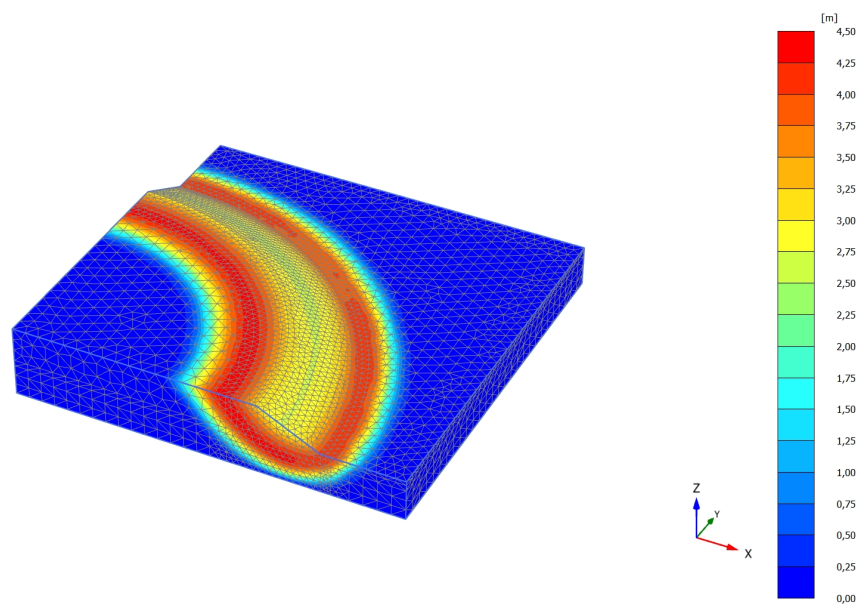
Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)
 Maximum value = 2,432 m (Element 13618 at Node 34)

Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 8$ og $d = 0,67$.



Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)
 Maximum value = 4,185 m (Element 39630 at Node 26796)

Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 8$ og $d = 1,0$.

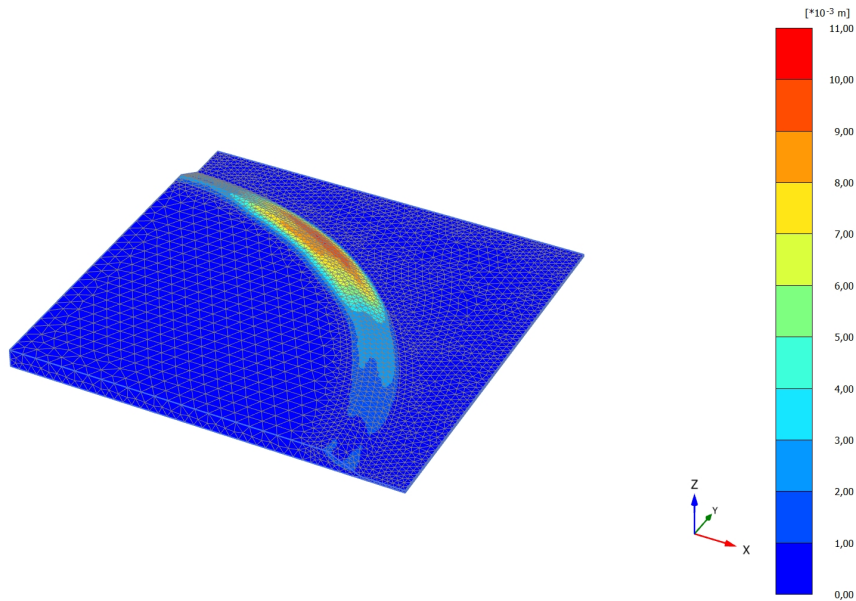


Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 4,423 m (Element 7498 at Node 84337)

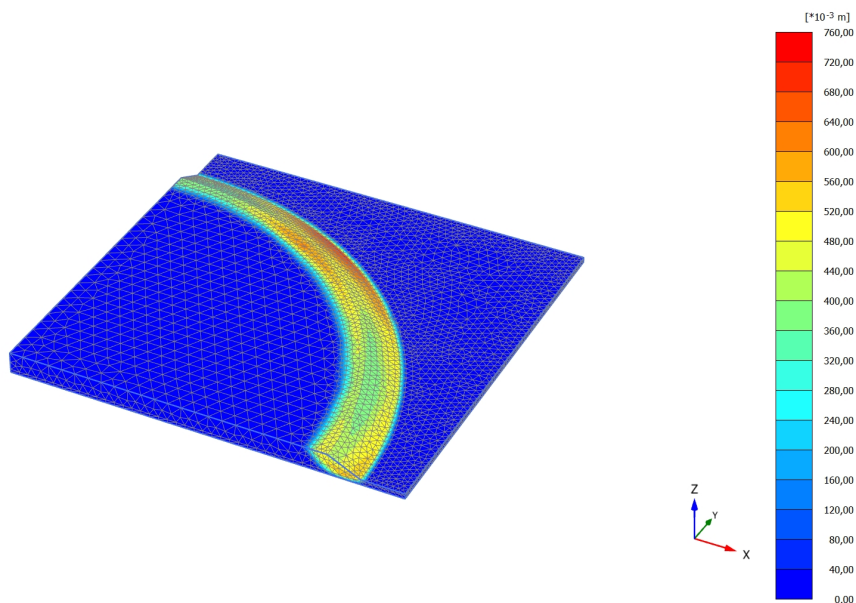
Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 8$ og $d = 1,33$.

D.3.3 Konveks skråning med $r = 20$



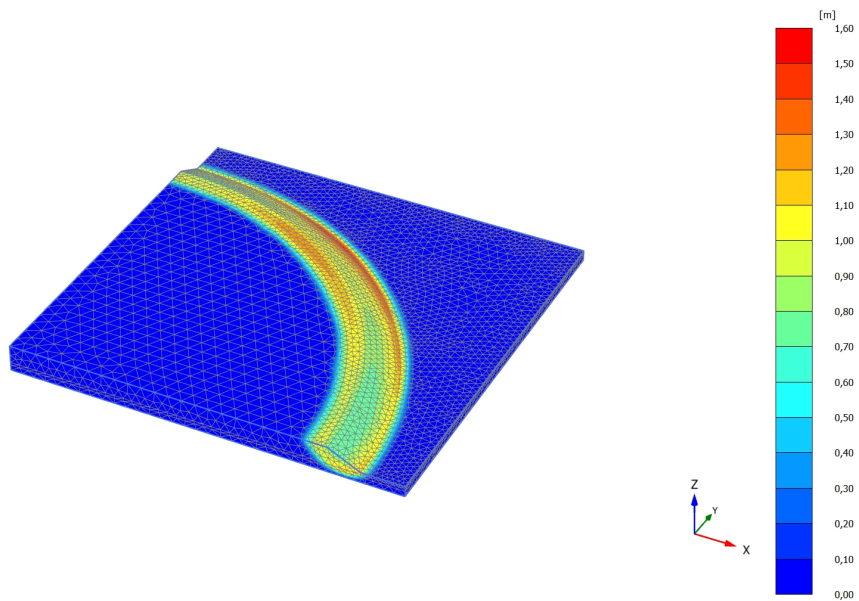
Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up $2,00 \cdot 10^3$ times)
 Maximum value = 0,01029 m (Element 6945 at Node 75738)

Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 20$ og $d = 0,13$.



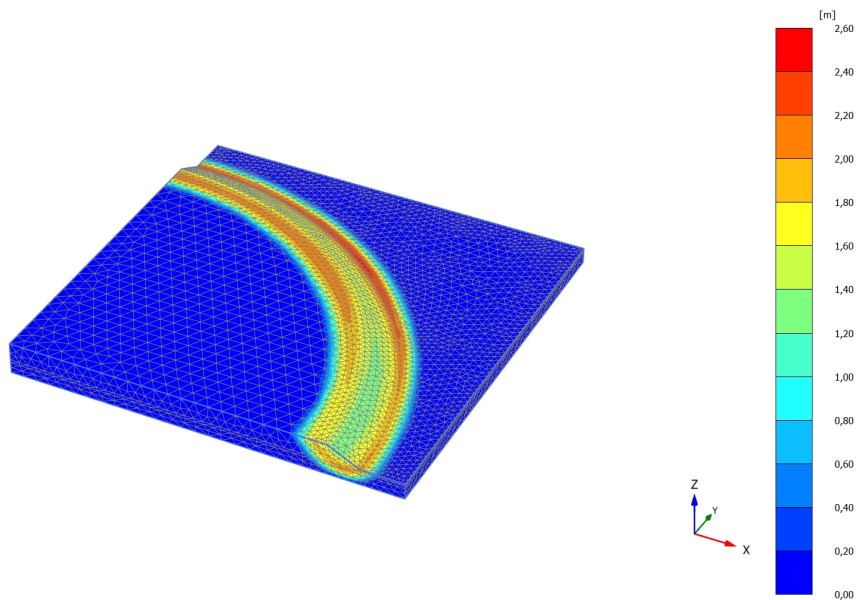
Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 20,0 times)
 Maximum value = 0,7393 m (Element 8923 at Node 21685)

Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 20$ og $d = 0,33$.



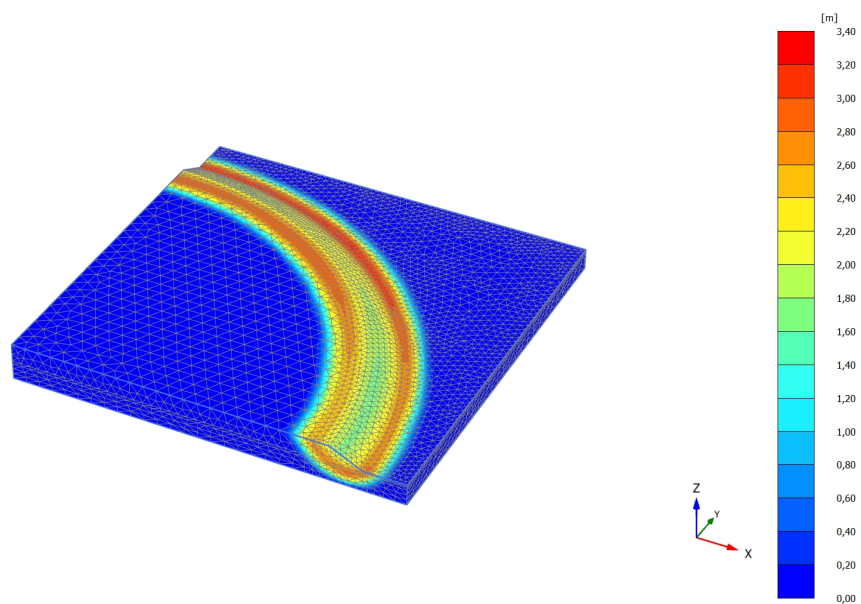
Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)
 Maximum value = 1,574 m (Element 8982 at Node 2344)

Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 20$ og $d = 0,67$.



Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)
 Maximum value = 2,532 m (Element 8549 at Node 2332)

Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 20$ og $d = 1,0$.



Incremental displacements $|\Delta u|$ (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 3,263 m (Element 41095 at Node 68110)

Bruddmekanisme for konveks skråning med $r = 20$ og $d = 1,33$.

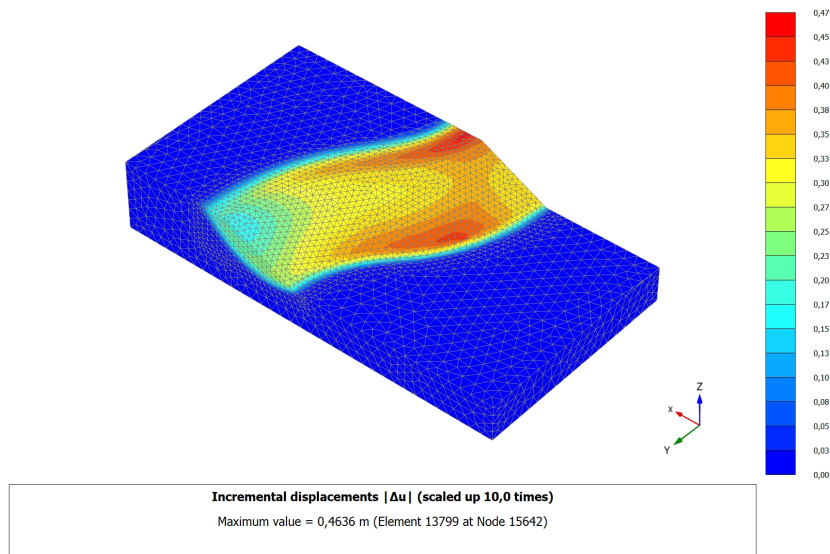
D.4 Skråninger med ujevn kurvatur, $r_b = r_t = 3,33$ og $\alpha = 90^\circ$

Beregningsfaser for skråninger med ujevn kurvatur

ID	Loading type (D)	Calculation type	Pore pressure calculation type	Time interval	Estimated end time	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Reset displacements to zero (D)	Updated mesh (D)	Max steps (D)	First step	Last step
Initial phase [InitialPhase]	<input type="checkbox"/>	Gravity loading	<input type="checkbox"/>	day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	0	
Phase_1	<input checked="" type="checkbox"/>	Safety	<input type="checkbox"/>	day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	100	2	

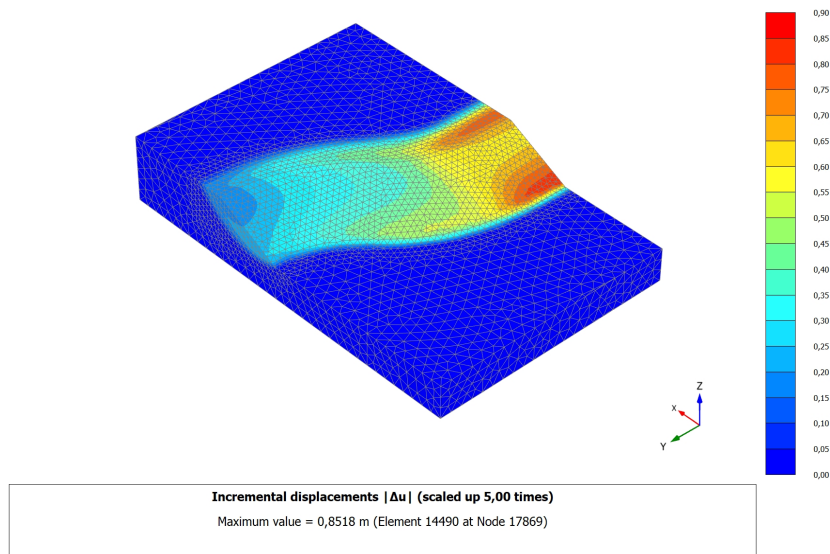
Beregningsfaser som gjelder for samtlige analyser av skråninger med ujevn kurvatur

D.4.1 Konkav skråning med ujevn kurvatur uten plan utvidelse



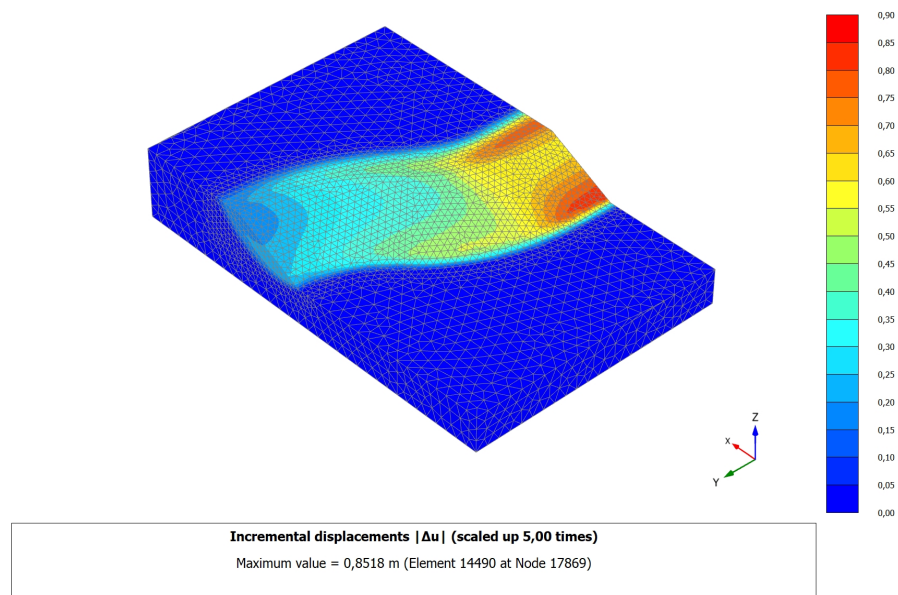
Bruddmekanisme for konkav kurvaturanalyse uten plan utvidelse ($r_b = r_t = 3,33$ og $\alpha = 90^\circ$).

D.4.2 Konkav skråning med ujevn kurvatur og plan utvidelse



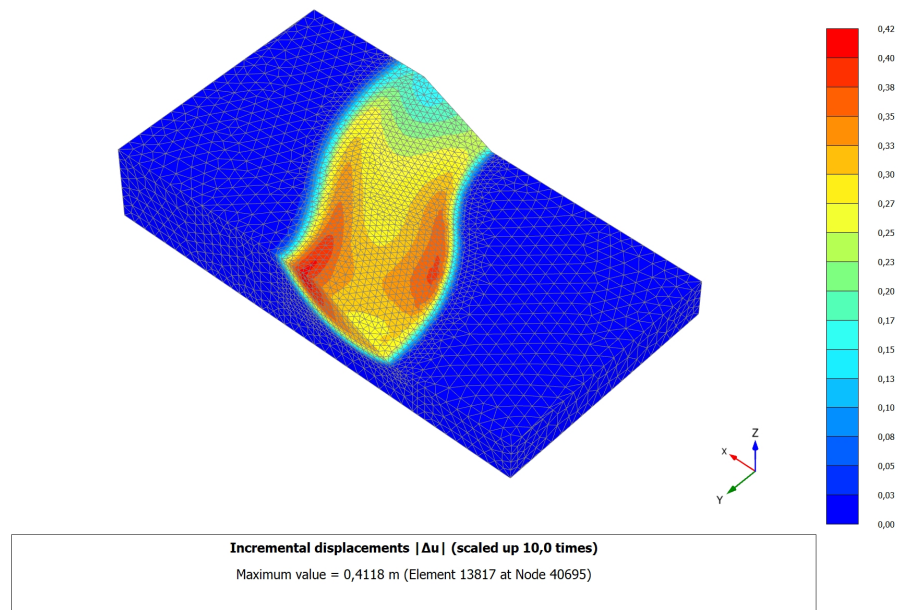
Bruddmekanisme for konkav kurvaturanalyse med 20 m plan utvidelse ($r_b = r_t = 3,33$ og $\alpha = 90^\circ$).

D.4.3 Konkav skråning med ujevn kurvatur og økt skjærstyrke i plan del



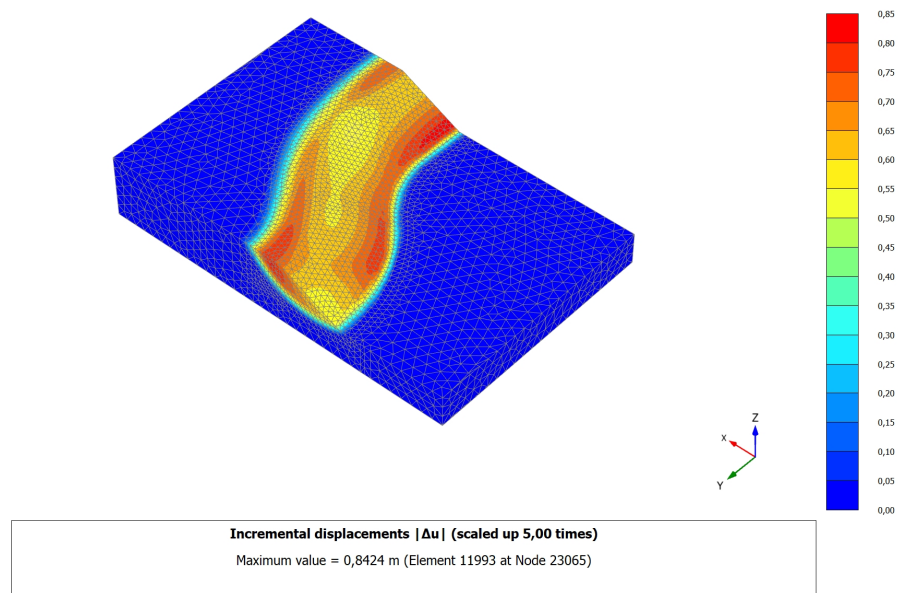
Bruddmekanisme for konkav kurvaturanalyse med 20 m plan utvidelse og økt skjærstyrke i plan del ($r_b = r_t = 3,33$ og $\alpha = 90^\circ$).

D.4.4 Konveks skråning med ujevn kurvatur uten plan utvidelse



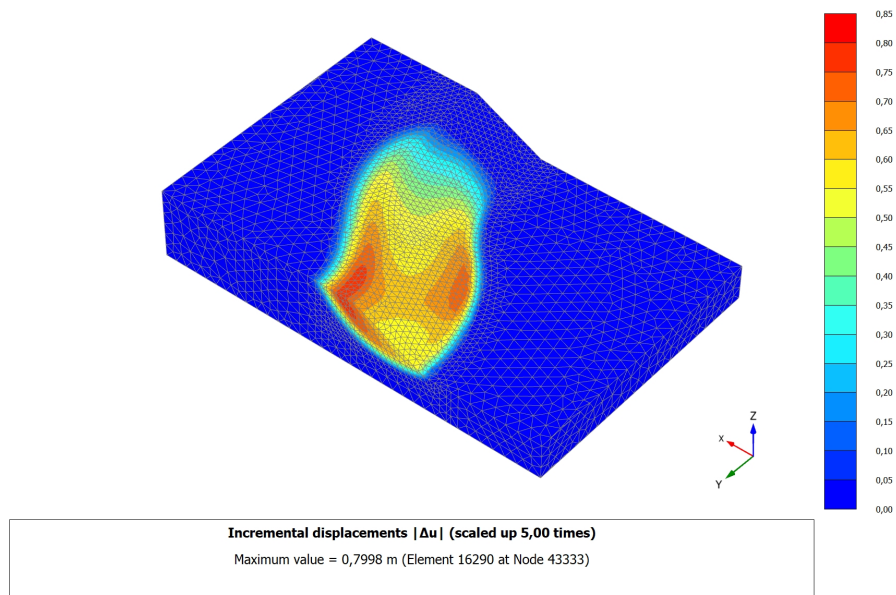
Bruddmekanisme for konveks kurvaturanalyse uten plan utvidelse ($r_b = r_t = 3,33$ og $\alpha = 90^\circ$).

D.4.5 Konveks skråning med ujevn kurvatur og plan utvidelse



Bruddmekanisme for konveks kurvaturanalyse med 20 m plan utvidelse ($r_b = r_t = 3,33$ og $\alpha = 90^\circ$).

D.4.6 Konveks skråning med ujevn kurvatur og økt skjærstyrke i plan del



Bruddmekanisme for konveks kurvaturanalyse med 20 m plan utvidelse og økt skjærstyrke i plan del ($r_b = r_t = 3,33$ og $\alpha = 90^\circ$).

