

Andrea Trebostad Viken

3D-effekter i analyser av seksjonsvis utgraving

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Gudmund Reidar Eiksund, IBM

Medveileder: Emil Cederström, Norconsult

Juni 2022

Andrea Trebostad Viken

3D-effekter i analyser av seksjonsvis utgraving

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Gudmund Reidar Eiksund, IBM
Medveileder: Emil Cederström, Norconsult
Juni 2022

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



Kunnskap for en bedre verden

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som en avsluttende del av mastergraden i geoteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU) i Trondheim våren 2022. Oppgaven omhandler 3D-effekter i analyser av skråningsstabilitet, og er skrevet etter forslag fra Emil Cederström som også har fungert som ekstern veileder fra Norconsult. Fra NTNU har Gudmund Eiksund vært veileder.

Først vil jeg takke Emil for å ha introdusert meg for et veldig spennende tema, og ikke minst en stor takk for alle diskusjoner, hjelp og veiledning med oppgaven. Jeg vil også takke Norconsult for at jeg har fått disponert en beregnings-PC, og for tilgang på alt nødvendig materiale og data underveis. I tillegg vil jeg rette en takk til alle andre i Norconsult som har bidratt med smått og stort til denne oppgaven.

Videre vil jeg takke Gudmund for alle innspill og for å alltid ha tid til en prat. En stor takk rettes også til alle ved faggruppe geoteknikk for hjelp og veiledning underveis, og jeg må i den sammenheng spesielt takke Gustav Grimstad for hjelpen med å programmere ferdig en egendefinert jordmodell til bruk i PLAXIS.

Jeg må også få takke mamma som med glede leste gjennom deler av masteroppgaven, til tross for antatt liten forståelse og interesse for 3D-effekter og skråningsstabilitet.

Ikke minst vil jeg takke mine faktiske studievenner for fast lunsj, med strikking og mye skravling, klokken 12 det siste året, og en personlig takk til Agnete for alle faglige diskusjoner selv om vi har sittet og jobbet med hver vår masteroppgave. Avslutningsvis vil jeg takke Maja og Mathilde som jeg helt tilfeldigvis flyttet sammen med i et kollektiv på Rosenborg høsten 2017, og har fått gleden av å bo med hele studietiden i Trondheim. Dere har vært helt enestående.

Trondheim, 2022-06-11

Andrea T. Viken

Andrea Trebostad Viken

Sammendrag

Skråningsstabilitet blir hovedsakelig betraktet som et 2D-problem selv om alle utglidinger er tredimensjonale i naturen. Korrekte 2D-analyser forutsetter plan tøyningstilstand. Det er utviklet flere kraftfulle beregningsprogrammer og metoder for å utføre 3D-analyser, og som gjør det mulig å ta hensyn til 3D-effektene. NVEs veileder nr. 1/2019 *Sikkerhet mot kvikkleireskred*, kjent som kvikkleireveilederen, krever at små K0-tiltak, som grøftegraving, ikke forverrer områdestabiliteten. Iht. veilederens vedlegg 2 kan dette ivaretas ved å gjennomføre seksjonsvis utgraving. Dersom tiltaket forverrer stabiliteten krever veilederen at sikkerhetsfaktoren $F \geq 1,40f_s = 1,61$. Det er kjent at seksjonsvis utgraving er en reell 3D-situasjon som gir 3D-effekter, men effektene er relativt lite dokumentert.

Innledningsvis fastsetter litteraturstudien dagens kunnskapsnivå om 3D-effekter. Deretter er 3D-effektene i analyser av seksjonsvis utgraving undersøkt for en idealisert skråningsgeometri i forstudien og for et reelt tilfelle i casestudien. Den idealiserte skråningsgeometrien tar utgangspunkt i kvikkleireveilederen og sedvanen i litteraturen. I casestudien er en reell skråning fra vegprosjektet «fv. 717 Sund – Bradden» i Rissa, Indre Fosen kommune, modellert. Stabilitetsanalysene er utført i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D.

Med bakgrunn i litteraturen er det mulig å skille mellom fire typer 3D-effekter; sideeffekter, geometrieffekter, 3D-effekter forårsaket av lokale laster og programvareeffekter. Sideeffektene, forårsaket av faktorer som begrenser utglidningen, er betydelig større enn geometrieffektene. Sideeffektene kan øke stabiliteten med opptil det dobbelte i rotasjonsskred, mens geometrieffektene er opptil 13 % i konkave hjørneskråninger. 3D-effektene er alltid større enn 1, til og med i konvekse skråninger hvor dette er noe kontraintuitivt. Det finnes derimot et unntak; i vertikale, konvekse hjørneskråninger er 3D-effektene negative. Studiene har også påvist 3D-effekter i situasjoner som impliserer plan tøyningstilstand, dvs. hvor 2D-analyser i teorien vil gi det korrekte svaret. De utførte stabilitetsanalysene i denne oppgaven viser at 3D-effektene ved seksjonsvis utgraving er betydelig mindre enn de øvrige dokumenterte effektene. Forstudien viser at 3D-effektene er omtrent 9 % dersom avstanden fra skråningståen til fronten av grøfta $LU = 6$ m og seksjonslengden $B_{u,bunn} = 4$ m, mens effektene er tilnærmet neglisjerbare når $LU \geq 16$ m. Casestudien viser at 3D-effektene er like beskjedne ved seksjonsvis utgraving i skråningsflaten.

De tidligere studiene, samt denne oppgaven, har vist hvor viktig det er å kun betrakte skråningsstabilitet som et tredimensjonalt problem når tilfellet representerer en reell 3D-situasjon. Litteraturstudien og casestudien viser at 3D-analyser generelt overestimerer sikkerhetsfaktoren, spesielt dersom det ikke utføres detaljerte mesh-sensitivitetsstudier i FEM-analyser, og gir 3D-effekter selv om skråningsgeometrien, lagdelingen, materialparameterne osv. impliserer plan tøyning. På grunn av de beskjedne 3D-effektene har det vist seg å være vanskelig å ikke forverre stabiliteten av den naturlige skråningen når det opprettes grøfter i skråningsflaten eller nært skråningståen. Selv om seksjonslengdene er under 6 m, er det tilnærmet umulig å opprettholde den naturlige stabiliteten når $LU < 10$ m. For å tilfredsstillte sikkerhetskravene gitt for K0-tiltak i kvikkleireveilederen forutsettes det derfor at $F \geq 1,61$. Dette sikkerhetskravet kan være vanskelig å oppnå i naturlige skråninger hvor $F \approx 1,0$, og det kan bli nødvendig å flytte grøftetraseen dersom den opprettes i skråningsflaten eller nært skråningståen.

Abstract

Slope stability is mainly considered as a 2D problem even though all observed failures are three-dimensional in nature. Two-dimensional slope stability analysis assumes plane strain conditions. Several powerful computational programs and methods have been developed to perform analyses in 3D, enabling 3D effects to be considered. NVE Guidelines no. 1/2019 *Sikkerhet mot kvikkleireskred*, also known as *kvikkleireveilederen*, requires that small K0 projects, such as trench excavations, in areas with brittle materials do not worsen the stability. According to the guidelines Appendix 2, this can be safeguarded by conducting sectional excavation. If the project reduces the stability, the handbook requires that the factor of safety $F \geq 1,40f_s = 1,61$. It is known that sectional excavation is a real 3D situation that produces 3D effects, but the effects are relatively poorly documented.

Initially, the literature study establishes the current level of knowledge about 3D effects. Then the 3D effects in analyses of sectional excavation have been investigated for an idealized slope geometry in the preliminary study and for a real slope in the case study. The idealized slope geometry is based on *kvikkleireveilederen* and the perception of the literature. In the case study, a real slope from the road project «fv. 717 Sund – Bradden» in Rissa, Indre Fosen Municipality, is modelled. The stability analyses are performed in PLAXIS 2D and PLAXIS 3D.

Based on the literature, it is possible to distinguish between four types of 3D effects; side effects, geometry effects, 3D effects caused by local loads and software effects. Side effects, caused by factors limiting the slide, is significantly larger than the geometry effects. Side effects can increase stability by up to twice in rotational slides, while geometry effects are up to 13 % in concave corner slopes. The 3D effects are always greater than 1, even for convex slopes where it is somewhat counterintuitive. However, there is an exception; for vertical, convex corner slopes the 3D effects are negative. The studies have also proved 3D effects in plane strain conditions, i.e., in situations where 2D analyses should provide the correct answer. The stability analyses performed in this thesis prove that 3D effects of sectional excavation are significantly smaller than the other documented effects. The preliminary study prove that the 3D effects are approximately 9 % if the distance from the toe of the slope to the front of the excavation $LU = 6$ m and the section length of the excavation $B_{u,bunn} = 4$ m, while the effects are approximately negligible when $LU \geq 16$ m. The case study prove that the 3D effects are as modest as in the preliminary study.

The previous studies, as well as this thesis, have shown how important it is to consider slope stability only as a three-dimensional problem when the case represents a real 3D situation. The literature study and case study prove that 3D analyses generally overestimate the factor of safety, especially if detailed mesh sensitivity studies are not performed in FEM analyses, and providing 3D effects even if the slope geometry, layering, soil parameters, etc. implicate plane strain condition. Due to the modest 3D effects, it has proven to be difficult not to reduce the stability of the natural slope when excavating trenches in the slope surface or near the toe of the slope. Although the section lengths are less than 6 m, it is almost impossible to maintain the natural stability when $LU < 10$ m. To satisfy the safety requirements given for K0 projects in *kvikkleireveilederen*, it is therefore required that $F \geq 1,61$. This safety requirement can be difficult to obtain for natural slopes where $F \approx 1,0$, and it may be necessary to move the trench line if it is created in the slope surface or near the toe of the slope.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	iv
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Problemstilling	2
1.3 Metode	2
1.4 Begrensninger	2
1.5 Oppbygning av oppgaven	3
2 Teori	4
2.1 Jordmodeller	4
2.1.1 Mohr-Coulomb (MC)	4
2.1.2 NGI-ADP	6
2.1.3 SHANSEP NGI-ADP (NGI-ADP-S)	10
2.1.4 Hardening Soil (HS)	12
2.2 Skråningsstabilitet	15
2.2.1 Analyseantagelser	18
2.2.2 2D-analyser – plan tøyning	19
2.2.3 Grenselikevektsprinsippet	20
2.2.4 Elementmetoden	23
2.2.5 PLAXIS	26
2.2.6 PLAXIS 2D	29
2.2.7 PLAXIS 3D	31
3 Litteraturstudie – 3D-effekter	34
3.1 3D-effekter	34
3.1.1 Hva er 3D-effekter?	34
3.1.2 Sideeffekter	35
3.1.3 Geometrieffekter	36
3.1.4 3D-effekter fra lokale laster	36

Innhold

3.1.5	Programvareeffekter	37
3.1.6	3D-effektene betydning	37
3.2	Tidligere undersøkelser av 3D-effekter	38
3.2.1	Sideeffekter ved LEM-analyser av rotasjonsskred	38
3.2.2	Sideeffekter ved FEM-analyser av rotasjonsskred	41
3.2.3	Sideeffekter ved translasjonsskred	45
3.2.4	Geometrieffekter ved LEM-analyser	52
3.2.5	Geometrieffekter ved FEM-analyser	56
3.2.6	3D-effekter fra lokale laster	72
3.3	Dagens kunnskapsnivå	76
3.3.1	Sideeffekter	77
3.3.2	Skråninger utsatt for lokale laster	77
3.3.3	Geometrieffekter	78
3.3.4	Oppsummering	85
3.3.5	Hva gjenstår å gjøre?	86
4	Forstudie - grøftegraving	88
4.1	Metode	89
4.2	Mesh-sensitivitetsstudie	98
4.3	Sensitivitetsstudie av forholdet mellom $B_{u,bunn}$ og B	106
4.4	Resultater	108
4.5	Diskusjon	114
4.6	Konklusjon	118
5	Casestudie – Rissa	119
5.1	Tiltak	119
5.2	Områdebeskrivelse av Rissa	121
5.2.1	Geologi i Sør-Trøndelag	121
5.2.2	Løsmasser	123
5.2.3	Kvikkleire	123
5.2.4	Terreng- og grunnforhold	124
5.3	Analyser	126
5.3.1	Beregningsmodell	126
5.3.2	Mesh	130
5.3.3	Materialparametere	131
6	Resultater	138

7	Diskusjon	141
7.1	Casestudie – Rissa	141
7.2	3D-effekter fra seksjonsvis utgraving	143
8	Konklusjon og videre arbeid	147
8.1	Konklusjon	147
8.2	Videre arbeid	148
9	Referanseliste	149
	Tillegg A Resultater fra PLAXIS 2D – forstudie	153
A.1	Stabilitet av opprinnelig skråning	153
A.2	Stabilitet av skråninger med grøft	154
	Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie	161
B.1	Mesh-sensitivitetsanalyse PLAXIS 3D	161
B.2	Sensitivitetsanalyse av forholdet mellom $B_{u,bunn}$ og B	168
B.3	Plan tøyingsanalyser PLAXIS 3D med grøft	173
B.4	Sikkerhetsanalyser seksjonsvis utgraving PLAXIS 3D	177
B.5	Skjærflater seksjonsvis utgraving PLAXIS 3D	183
	Tillegg C Oversiktskart Rissa	189
C.1	Prosjektert vegtrasé mellom Sund og Bradden	189
C.2	Lengdeprofil prosjektert ledningstrasé mellom profil 1450 og 1950 i vegtraseen ...	191
C.3	Oversiktskart tidligere grunnundersøkelse	192
C.4	Opprinnelige koordinater	194
	Tillegg D Tiltak Rissa	195
D.1	Tverrsnitt tiltak 1 og 2	195
D.2	Koordinater for tiltak 1 og 2	198
	Tillegg E Felt- og laboratorieundersøkelser Rissa	199
E.1	Anbefalt aktiv skjærstyrke basert på CPTU-sonderinger og SHANSEP (Enlid, 2009a)	199
E.2	Laboratorieundersøkelser	203
E.3	Tolket lagdeling	204
	Tillegg F Resultater fra PLAXIS 3D – casestudie	205
F.1	Sikkerhetsanalyser	205

Innhold

F.2 Skjærflater	208
-----------------------	-----

Figurer

Figur 2.1 Lineær-elastisk, perfekt plastisk Mohr-Coulomb (Nordal, 2020).	5
Figur 2.2 Visualisering av Mohr-Coulomb-bruddkriterium, modifisert etter Faggruppe for Geoteknikk (2020).....	5
Figur 2.3 Tresca-kriteriet, modifisert etter Brinkgreve <i>et al.</i> (2021b).....	6
Figur 2.4 Anisotrop spenningstilstand langs skjærflaten i skråninger (Vegdirektoratet, 2018).	7
Figur 2.5 Spenningssti og spenning-tøyningskurve for treaksialt trykk- og strekkforsøk, som viser definisjonen av γ^C og γ^E (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2021b).	8
Figur 2.6 Endringen av s_u/σ'_{v0} som en funksjon av OCR for fem ulike leirer (Ladd og Foott, 1974).	11
Figur 2.7 Initiell skjærherdeflate og trykkerdeflate for jord med null kohesjon ($c' = 0$ kPa) i et p' - q -diagram, modifisert etter Surarak <i>et al.</i> (2012).....	13
Figur 2.8 Hyperbolsk spenning-tøynings-forhold ved primær belastning i et standard drenert treaksialforsøk, modifisert etter Nordal (2020).....	14
Figur 2.9 Spenning-tøyningskurve fra treaksialforsøk som viser hvordan stivheten øker ved økende spenning $\Delta\sigma'_x$, modifisert etter Nordal (2020).	14
Figur 2.10 Ødometerkurve som viser E_{oed} , modifisert etter Nordal (2020).	15
Figur 2.11 Tre typer rotasjonsskred; S – skråningsbrudd, T – tåbrudd og F – fotbrudd, samt definisjonen av δ ; avstanden fra skråningstoppen til skjærflatens angrepspunkt. .	16
Figur 2.12 Glideflaten i et translasjonsskred.....	16
Figur 2.13 Sammensatt glideflate i et kombinasjonsskred, modifisert etter Vegdirektoratet (2010).....	17
Figur 2.14 Definisjon av en skråning i 2D.	17
Figur 2.15 Tredimensjonal skråning som viser den maksimale utbredelsen av skjærflaten (Wikipedia, 2022),	18
Figur 2.16 (a) Tredimensjonal skråning hvor skråningsgeometrien er lik uendelig langt i z-retning, dvs. en plan skråning. (b) 2D-beregningssnitt i xy-planet.	20
Figur 2.17 Todimensjonal skråning delt inn i lameller. Lamell nr. i representerer den aktuelle lamellen, og lamell $i-1$ og $i+1$ representerer hhv. lamellen før og etter i systemet. Mellom lamell $i-1$ og i , samt mellom lamell $i+1$ og i , virker det krefter.	21
Figur 2.18 Lamell nr. i fra skråningen i figuren ovenfor.....	21
Figur 2.19 Skjærflate som viser definisjonen D og l til korreksjonsfaktoren f_0 i <i>Janbu Simplified Method</i> (Cheng og Lau, 2008).	23
Figur 2.20 8-noded kvadratisk element, i naturlige koordinater, med tilhørende spenningspunkter (fire Gauss-punkter og 16-frihetsgrader).	24
Figur 2.21 Kompatibilitet av et system bestående av fire Q4-elementer (Nordal, 2020). 25	
Figur 2.22 Statisk likevekt av et system bestående av fire Q4-elementer (Nordal, 2020).	25
Figur 2.23 Beregnet løsning versus eksakt løsning (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2021c).....	27
Figur 2.24 Situasjoner hvor <i>K0-prosedyre ikke er anbefalt i PLAXIS</i> (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2021c).	28

Figurer

Figur 2.25 (a) Tredimensjonalt problem med plan tøyningstilstand og todimensjonalt mesh. (b) Tredimensjonalt aksialsymmetrisk problem med todimensjonalt mesh (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2021c).....	30
Figur 2.26 Posisjonen til nodene og spenningspunktene i 15- og 6-nodede triangulære elementer (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2021c).	31
Figur 2.27 Posisjonen til nodene og spenningspunktene i et 10-noded tetraedrisk element (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2021f).	31
Figur 2.28 Tredimensjonal beregningsmodell med tilhørende grenseflater og standard grensebetingelser iht. <i>PLAXIS 3D Reference Manual</i> (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2021d) for forsiden, baksiden og symmetriflaten. u = forskyvning i x-retning, v = forskyvning i y-retning og w = forskyvning i z-retning. Modifisert etter Sun <i>et al.</i> (2017).	33
Figur 3.1 Det markerte overflatearealet viser hvilket areal som opplever skjærmotstand fra den omkringliggende jorden, modifisert fra Gens, Hutchinson og Cavounidis (1988).	35
Figur 3.2 To skråninger med endring av kurvatur som gir geometrieffekter: (a) konveks skråning og (b) konkav skråning (Zhang <i>et al.</i> , 2013).....	36
Figur 3.3 (a) 2D-skråning utsatt for uendelig lang last. (b) 3D-skråning utsatt for lokal last med begrenset utstrekning i x-retning.	37
Figur 3.4 3D-effekter for ulike endeflater (Gens, Hutchinson og Cavounidis, 1988). (a) $i = 30^\circ$ og $D = 1$, og (b) $i = 90^\circ$ og enhver verdi av D	39
Figur 3.5 Stabilitetstallet som funksjon av skråningsvinkelen i , dybdefaktoren D og tåfaktoren n for $L/H = 10$ (Gens, Hutchinson og Cavounidis, 1988). (a) plottet mot skråningsvinkelen $i = b$, og (b) dybdefaktoren D	40
Figur 3.6 (a) Tredimensjonal skråning med høyde H og maksimal utbredelse L , og plane ender (Gens, Hutchinson og Cavounidis, 1988). (b) Skråning som viser definisjonen av dybdefaktoren D og tåfaktoren n	41
Figur 3.7 Plan analyse (Griffiths og Marquez, 2007). (a) Skråningsgeometrien hvor $\beta = 26,57^\circ$ (dvs. $b = 2$). (b) Sammenligning av sikkerhetsfaktoren fra 3D FEM- og 2D LEM-analysene for $\varphi_u = 0^\circ$ og $c_u/\gamma H = 0,20$	42
Figur 3.8 Definisjonen av toppbredden l_1 , bunnbredden l_2 og vinkelen α for skråning med hellende sideflater (Griffiths og Marquez, 2007)-	42
Figur 3.9 Resultatene fra analysene med hellende sideflater (Griffiths og Marquez, 2007). (a) Toppbredden l_1 holdt konstant, dvs. vinkelen α øker ved avtagende l_2 . (b) Bunnbredden l_2 holdt konstant, dvs. α øker ved økende l_1	43
Figur 3.10 Idealisert skråningsgeometri med definisjon av bredden W , høyden H og dybden D (Jostad og Lacasse, 2015).....	44
Figur 3.11 Resultater fra analyser av ulike høyde/breddeforhold for ulike skråningsfaktorer b og ulike dybdefaktorer $d = D/H$ (Jostad og Lacasse, 2015).	45
Figur 3.12 Tredimensjonalt translasjonsskred hvor arealet til sideflatene er markert i blått, modifisert etter Stark og Eid (1998).	46
Figur 3.13 (a) Plant snitt og (b) representativt tverrsnitt B-B' av beregningsmodellen (Stark og Eid, 1998).	47
Figur 3.14 (a) Beregningsmodellen benyttet i analysene til Arellano og Stark (2000), med vertikale sideflater. (b) Horisontalsnitt og (c) tverrsnitt av beregningsmodellen.....	49
Figur 3.15 Resultatene fra de ulike analysene.	50
Figur 3.16 3D-effektene i translasjonsskred som en funksjon av W/H , for ulike beregningsmetoder hvor $LE(K_0)$ representerer analysene utført av Arellano og Stark (2000) (Akhtar og Stark, 2017).....	51

Figurer

Figur 3.17 Sideeffektene i translasjonsskred ved bruk av jordtrykkskoeffisienten K_{τ} (Akhtar og Stark, 2017).....	52
Figur 3.18 Skråningsgeometri og materialparametere til analysene av geometrieffektene, medregnet effektene fra den umettede sonen, i (a) konvekse, og (b) konkave skråninger (Zhang <i>et al.</i> , 2015).	53
Figur 3.19 Resultater fra analysene av konvekse og konkave skråninger med umettet sone (Zhang <i>et al.</i> , 2015).....	53
Figur 3.20 (a) Plan skråning med definisjon av skråningsgeometrien, hvor $\beta = 26,57^{\circ}$ eller $b = 2$. Modifisert etter Chaudhary <i>et al.</i> (2016). (b) Grensebetingelser for utsiving av vann.....	54
Figur 3.21 (a) Konveks skråning og definisjonen av α , (b) konkav skråning og definisjonen av α , modifisert etter Chaudhary <i>et al.</i> (2016).....	54
Figur 3.22 Sikkerhetsfaktoren F_3 som funksjon av vinkelen α (Chaudhary <i>et al.</i> , 2016).	55
Figur 3.23 Sammenligning av F_3 og F_2 for ulike jordparametere (Chaudhary <i>et al.</i> , 2016).	56
Figur 3.24 Skråninger med ulike vinkler α på hjørnet, modifisert etter Nian <i>et al.</i> (2012). (a-1) $\alpha = 90^{\circ}$, (a-2) $\alpha = 135^{\circ}$ og (a-3) $\alpha = 180^{\circ}$ (dvs. plan skråning). (b) Viser et horisontalsnitt gjennom skråningen. (c) 3D FE-modell hvor $\alpha = 90^{\circ}$	57
Figur 3.25 Skjærbånd for skråning med $\beta = 26,57^{\circ}$. (a) $\alpha = 90^{\circ}$. (b) $\alpha = 135^{\circ}$	58
Figur 3.26 Skjærbånd til de konveks vertikale skråningene (Nian <i>et al.</i> , 2012). (a) $\alpha = 90^{\circ}$. (b) $\alpha = 135^{\circ}$	59
Figur 3.27 Skjærbånd til den konkave vertikale skråningen hvor $\alpha = 90^{\circ}$ (Nian <i>et al.</i> , 2012).	60
Figur 3.28 (a) Horisontal- og (b) vertikalsnitt av den konvekse og buede skråningen (Nian <i>et al.</i> , 2012).....	60
Figur 3.29 Tverrsnitt av de tre ulike tredimensjonale skråningene hvor (a) $b = 0$, (b) $b = 1$ og (c) $b = 2$ (Zhang <i>et al.</i> , 2013).	61
Figur 3.30 Horisontalsnitt av (a) konveks skråning og (b) konkav skråning, som viser definisjonen av L og W (Zhang <i>et al.</i> , 2013).	62
Figur 3.31 Sikkerhetsfaktor for de ulike skråningene med grensebetingelse SS, avhengig av b og R_{cur} . Modifisert etter Zhang <i>et al.</i> (2013).....	63
Figur 3.32 Sikkerhetsfaktor for de ulike skråningene med grensebetingelse RR, avhengig av b og R_{cur} . Modifisert etter Zhang <i>et al.</i> (2013).....	63
Figur 3.33 Sammenligning av resultatene fra analysene av grensebetingelsene for $b = 0$ og $b = 2$. Modifisert etter Zhang <i>et al.</i> (2013).	64
Figur 3.34 Tredimensjonale modeller av de skråningene som er analysert (Zhang <i>et al.</i> , 2013).	64
Figur 3.35 Sikkerhetsfaktor for de konvekse skråningene, avhengig av α , b og grensebetingelsene. Modifisert etter Zhang <i>et al.</i> (2013).....	65
Figur 3.36 Sikkerhetsfaktor for de konkave skråningene, avhengig av α , b og grensebetingelsene. Modifisert etter Zhang <i>et al.</i> (2013).....	66
Figur 3.37 Ulike former for konvekse og konkave skråninger hvor $\alpha = 90^{\circ}$ (Zhang <i>et al.</i> , 2013).	67
Figur 3.38 Eksempler på en (a) sirkulær, konkav skråning og en (b) sirkulær, konveks skråning (Kelesoglu, 2016). $v:h$ definerer skråningshelningen, ekvivalent med $1:b$ hvor b er skråningstallet.....	68
Figur 3.39 Diagram som viser 3D-effektene i de konvekse og konkave skråningene i figur 3.39, som funksjon av skråningshelningen, kurvaturen og materialparametere	

Figurer

(Kelesoglu, 2016). Definisjonen av $FoS_{normalized}$ er ekvivalent med definisjonen av F_{3D} i kapittel 3.1.1.	69
Figur 3.40 3D-modellene med tilhørende grensebetingelser: (a) plan skråning, (b) konkav skråning og (c) konveks skråning (Sun <i>et al.</i> , 2017).	70
Figur 3.41 Stabilitetsdiagram for skråningshelning $\beta = 45^\circ$ (Sun <i>et al.</i> , 2017).	71
Figur 3.42 (a) Grunnriss som viser kurvaturen til en konveks (venstre) og konkav (høyre) skråning i xy-planet (Solli, 2020). (b) Beregningsmodeller fra PLAXIS 3D for en konveks (venstre) og konkav (høyre) skråning hvor $\alpha = 90^\circ$ (Solli, 2020).	72
Figur 3.43 Geometrien til skråningen utsatt for lokal last på skråningstoppen (Wei, Cheng og Li, 2009).	72
Figur 3.44 Resultatene fra analysene til Wei, Cheng og Li (2009).	73
Figur 3.45 Skjærflaten for ulike lastlengder L når $B = 2$ m (Wei, Cheng og Li, 2009).	73
Figur 3.46 Skjærflaten og F_3 for ulike skråninger utsatt for lokal last på skråningstoppen når $L/B = 4$ og modellbredden er 20 m.	74
Figur 3.47 Skjærflaten og F_3 for ulike modellbredder når $L/B = 4$, dvs. $L = 8$ m siden $B = 2$ m.	74
Figur 3.48 (a) Geometri og notifikasjoner benyttet i stabilitetsanalysene av lokal belastede skråninger. (b) Materialparametere benyttet i analysene (Kelesoglu, 2016). ...	75
Figur 3.49 Resultatene fra studien til Kelesoglu (2016) av lokale laster på skråningstoppen.	76
Figur 3.50 Beregnet 3D-faktor F_{3D} fra resultatene til Kelesoglu (2016). Tabellen viser også for hvilke verdier av W/L de ulike bruddmekanismene oppstår.	76
Figur 3.51 Ulike skråningstyper geometrieffektene er undersøkt i.	79
Figur 3.52 Skråningsgeometri. $R_1 = 45$ m, $R_2 = 35$ m, $L = 35$ m, $H = 10$ m og $v:h = 1:1$ (dvs. $\beta = 45^\circ$).	81
Figur 3.53 Utviklingen av sikkerhetsfaktoren, i de ulike analysene, som en funksjon av forskyvningen av node A.	83
Figur 3.54 Skjærflater fra (a) 2D aksesymmetrisk modell og (b) 3D konveks skråning fra Kelesoglu (2016).	84
Figur 3.55 3D-faktor for skråningsgeometrien og materialparameterne som er analysert her, modifisert etter Kelesoglu (2016).	84
Figur 4.1 Graving av grøft inntil to meters dybde i foten eller foran en skråning (NVE, 2019).	89
Figur 4.2 Vertikalsnitt av skråningen med utgraving. Det er denne beregningsmodellen som blir analysert i PLAXIS 2D.	90
Figur 4.3 Horisontalsnitt av skråningen med utgraving.	90
Figur 4.4 Et tverrsnitt av grøfta i xz-planet.	91
Figur 4.5 Beregningsmodell hvor $B_{3D-modell} = B/2$	91
Figur 4.6 De ulike materialene i skråningen.	92
Figur 4.7 Skjærstyrkeprofil som følger terrengoverflaten.	93
Figur 4.8 Skråning som viser definisjonen av de ulike parameterne til den brukerdefinerte jordmodellen UDSM.	96
Figur 4.9 Flytdiagram for faser i PLAXIS.	98
Figur 4.10 Utviklingen av sikkerhetsfaktoren for veldig grov, medium og veldig fin elementfordeling. Node A er i skråningståen.	100
Figur 4.11 (a) Volum lokalt redusert ved grov lokal reduksjon, og (b) volum lokalt redusert ved fin lokal reduksjon.	101
Figur 4.12 Utviklingen av F ved avtagende reduksjonsfaktor og elementstørrelse ΔL . ..	102
Figur 4.13 Differansen mellom plan tøyingsanalysene i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D.	103

Figurer

Figur 4.14 CPU per beregningssteg for plan tøyingsanalysene i PLAXIS 3D.....	104
Figur 4.15 Forholdet mellom CPU per beregningssteg og avviket mellom PLAXIS 2D og PLAXIS 3D for de ulike beregningsmodellene.	105
Figur 4.16 (a) Skjærflaten fra PLAXIS 2D, og (b) skjærflaten fra PLAXIS 3D.	106
Figur 4.17 Utviklingen av F_3 ved økende $B/B_{u,bunn}$	107
Figur 4.18 Resultater fra 2D-analysen med trendlinje for grøftene nær skråningståen.	109
Figur 4.19 Diagram som viser resultatene etter de supplerende analysene.	110
Figur 4.20 Differansen mellom plan tøyingsanalysen med grøft i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D som funksjon av LU	111
Figur 4.21 3D-effekter fra seksjonsvis utgraving som funksjon av LU og $B_{u,bunn}$ for skråningshøyde $H = 10$ m.	112
Figur 4.22 3D-effekter fra seksjonsvis utgraving som en funksjon av LU/H for ulike verdier av $B_{u,bunn}$	113
Figur 4.23 Sikkerhetsfaktoren F_3 fra analysene av seksjonsvis utgraving sammenlignet med den opprinnelige stabiliteten.	113
Figur 4.24 F_3 avhengig av $B_{u,bunn}$ og LU , samt med trendlinje for $LU = 6$ m, sammenlignet med den opprinnelige stabiliteten.	114
Figur 5.1 Kart (Kartverket) som viser tiltaksområdet i Indre Fosen kommune.	119
Figur 5.2 Tverrsnitt gjennom den planlagte vegtraseen, omtrent ved profil 1475, som viser den opprinnelige terrengoverflaten, vegskjæringen som skal graves ut, vegtrauet, samt grøfta som skal etableres for drene- og overvannsledningene.....	120
Figur 5.3 Illustrasjon som viser forskjellen mellom lokal- (blå) og områdestabilitet (rød) (Vegdirektoratet, 2018).....	121
Figur 5.4 (a) Rekonstruksjon av breens bevegelser i Sør-Trøndelag under siste istid (Reite, 1990). (b) Kart som viser landarealer dekket av hav under isavsmeltingen (Reite, 1990).	122
Figur 5.5 Løsmassekart for det aktuelle området i Rissa (NGU). Tiltaksområdet er markert med en rød ellipse.	123
Figur 5.6 Utsnitt fra hoydedata.no (Kartverket) som viser terrengforholdene rundt tiltaksområdet. Tiltaksområdet er markert med en rød ellipse.	125
Figur 5.7 Utsnitt fra NVE (NVE) sitt naturfarekart over kvikkleiresoner.	125
Figur 5.8 Beregningsmodellen fra PLAXIS 3D som viser plasseringen av borehullene, samt terrenget før planlagte tiltak.	128
Figur 5.9 Skisse av hvordan grunnvannsnivået forenklet er senket i området rundt vegskjæringen og grøfta.....	129
Figur 5.10 Beregningsmodell etter at både vegskjæring og (kontinuerlig) grøft er gravd ut.	129
Figur 5.11 Beregningsmodell som viser tidligere overlaging.	135
Figur 5.12 Flytdiagram for fasene i PLAXIS.	137
Figur 6.1 Stabiliteten ved seksjonsvis utgraving som en funksjon av $L_{grøft}/B_{u,bunn}$, sammenlignet med stabiliteten etter tiltak 1 og ved kontinuerlig grøft gjennom tiltaksområdet.....	139
Figur 6.2 Stabiliteten ved seksjonsvis utgraving dersom F_3 øker lineært med økende $L_{grøft}/B_{u,bunn}$	140
Figur 6.3 3D-effekter ved seksjonsvis utgraving, som en funksjon av $B_{u,bunn}$	140
Figur 7.1 Graf som viser hvordan F_{3D} avtar med økende seksjonslengde $B_{u,bunn}$ i case- og forstudien.	144
Figur C.1 Prosjekttert vegtrasé mellom profil 0 og 3200.	189

Figurer

Figur C.2 Prosjektert vegtrasé mellom profil 3200 og 6750.190

Figur E.1 Tolket lagdeling i profil 1-1' fra total- og dreietrykksonderingen i hhv. borehull 11 og RT5.204

Figur E.2 Tolket lagdeling i profil 2-2' fra total- og dreietrykksonderingen i hhv. borehull 13 og RT6.204

Tabeller

Tabell 2.1 Inngangsparametere til Mohr-Coulomb i PLAXIS (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2021b) ...	5
Tabell 2.2 Inngangsparametere i PLAXIS for jordmodellen NGI-ADP (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2021b).....	7
Tabell 2.3 Inngangsparametere, utover de presentert i tabell 2.2, i PLAXIS for SHANSEP NGI-ADP (Panagoulas, Vilhar og Brinkgreve, 2018).....	10
Tabell 2.4 Inngangsparametere i PLAXIS for jordmodellen Hardening Soil (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2021b).	12
Tabell 3.1 Dimensjonene av skråningen i figur 3.7, for både 2D- og 3D-analysen.	42
Tabell 3.2 Dimensjonene av skråningen i figur 3.8, for både 2D- og 3D-analysen (Griffiths og Marquez, 2007).	43
Tabell 3.3 Materialparametere for de drenerte analysene til Nian <i>et al.</i> (2012).	57
Tabell 3.4 Sikkerhetsfaktor for jevnt hellende skråninger hvor $\beta = 26,57^\circ$, med ulike typer hjørner og grensebetingelser (Nian <i>et al.</i> , 2012).	58
Tabell 3.5 Sikkerhetsfaktor for vertikale skråninger, med ulike typer hjørner og grensebetingelser (Nian <i>et al.</i> , 2012).	59
Tabell 3.6 Sikkerhetsfaktor for konkave vertikale skråninger, hvor $\alpha = 90^\circ$, for ulike grensebetingelser (Nian <i>et al.</i> , 2012).	59
Tabell 3.7 Sikkerhetsfaktor for den konvekse skråningen i figur 3.28 og en tilsvarende plan skråning, for ulike grensebetingelser (Nian <i>et al.</i> , 2012).....	61
Tabell 3.8 Materialparametere for de tre ulike skråningene (Zhang <i>et al.</i> , 2013).....	61
Tabell 3.9 Sikkerhetsfaktor for skråningene vist i figur 3.37, avhengig av grensebetingelsene. Modifisert etter Zhang <i>et al.</i> (2013).	67
Tabell 3.10 Valgte materialparametere til analysen.	81
Tabell 3.11 Sikkerhetsfaktorene fra analysen.	82
Tabell 4.1 Parametere til beregningsmodellen.	92
Tabell 4.2 Inngangsparametere til leirlaget <i>Jord</i> $z_{ref} = -2$ m i PLAXIS 2D, jordmodell Mohr-Coulomb.	95
Tabell 4.3 Inngangsparametere til leirlaget <i>Jord</i> $z_{ref} = -12$ m i PLAXIS 2D, jordmodell Mohr-Coulomb.	95
Tabell 4.4 Inngangsparametere til leirlaget <i>Jord hellende</i> i PLAXIS 2D, jordmodell Mohr-Coulomb.....	95
Tabell 4.5 Inngangsparametere til leirlaget <i>Jord</i> $z_{ref} = -2$ m i PLAXIS 3D, jordmodell Mohr-Coulomb.	97
Tabell 4.6 Inngangsparametere til leirlaget <i>Jord</i> $z_{ref} = -12$ m i PLAXIS 3D, jordmodell Mohr-Coulomb.	97
Tabell 4.7 Inngangsparametere til leirlaget <i>Jord hellende</i> i PLAXIS 3D, jordmodell UDSM (modifisert Mohr-Coulomb).	97
Tabell 4.8 Analyse av sensitiviteten for ulike reduksjonsfaktorer ved veldig fin (Vf) elementfordeling.	102
Tabell 4.9 Differansen mellom den todimensjonale og tredimensjonale plan tøyingsanalysen, samt CPU-tiden per beregningssteg og antall iterasjoner.....	103
Tabell 4.10 Resultatene fra sensitivitetsstudien av forholdet mellom $B_{u,bunn}$ og B	106

Tabeller

Tabell 4.11 Plan tøyninganalyser av den opprinnelige skråningen uten grøft.	108
Tabell 4.12 Resultater fra PLAXIS 2D, plan tøyninganalyse av skråning med grøft.	109
Tabell 4.13 Supplerende 2D-analyser.	110
Tabell 4.14 Resultatene fra plan tøyninganalyse i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D, samt differansen mellom de to programmene.	110
Tabell 4.15 Resultater fra PLAXIS 3D som viser blant annet 3D-effektene fra seksjonsvis utgraving.	111
Tabell 5.1 Relative x-, y- og z-koordinater for de 10 representative sonderingene i tiltaksområdet.	126
Tabell 5.2 (a) og (b) Lagdeling i de 10 borehullene.	126
Tabell 5.3 Grøfteparametere i casestudien.	130
Tabell 5.4 Inngangsparametere til laget <i>Berg</i> i PLAXIS 3D, jordmodell Mohr-Coulomb.	131
Tabell 5.5 Utførte CPTU-sonderinger innenfor tiltaksområdet, hvor skjærstyrkeprofilen er tolket i NGIs rapport nr. 20091264-00-38-R (Enlid, 2009a).	133
Tabell 5.6 Tykkelse på tidligere overlaging i de ti borehullene.	134
Tabell 5.7 Inngangsparametere til laget <i>Overlaging</i> i PLAXIS 3D, jordmodell Mohr-Coulomb.	135
Tabell 5.8 Inngangsparametere til løsmasselaget <i>Tørrskorpeleire</i> i PLAXIS 3D, jordmodell Hardening Soil.	136
Tabell 5.9 Inngangsparametere til løsmasselaget <i>Leire</i> i PLAXIS 3D, jordmodell SHANSEP NGI-ADP.	136
Tabell 6.1 Resultater fra de innledende analysene.	138
Tabell 6.2 Resultater fra analysene av seksjonsvis utgraving.	138
Tabell C.1 Koordinatene til borehullene i koordinatsystem NTM sone 9 og høydesystem NN2000.	194
Tabell D.1 Oversikt som viser de relative koordinatene til tiltak 1.	198
Tabell D.2 Oversikt som viser de relative koordinatene til tiltak 2.	198

Symbolliste

Latinske bokstaver

a	Attraksjon	[kPa]
b	Skråningstall	[-]
b	Avstand fra skråningstå til lokal last	[m]
b	Lamellbredde	[m]
B	Bredde på tredimensjonal beregningsmodell	[m]
B	Lastbredde	[m]
$B_{u,bunn}$	Seksjonslengde	[m]
$B_{u,bunn}$	Seksjonslengde målt i bunn av grøfta	[m]
$B_{u,topp}$	Seksjonslengde målt i topp av grøfta	[m]
c	Kohesjon	[kPa]
c'	Effektiv kohesjon	[kPa]
c'^{inc}	Økning av effektiv kohesjon med dybden	[kPa/m]
c'^{ref}	Referanseverdi for effektiv kohesjon	[kPa]
C_v	Konsolideringskoeffisient	[m ² /år]
d	Dybdefaktor	[-]
D	Dreneringsvei	[m]
D	Dybdefaktor	[-]
D	Dybden til fjell målt i skråningståen	[m]
D	Parameter som styrer f_0 i <i>Janbu Simplified Method</i>	[m]
D_u	Grøftedybde	[m]
e	Faktor som styrer minimum elementstørrelse	[-]
e	Avstand fra sirkelsentrum O til ytre punktlast Q i lamellmetoden	[m]
e_{min}	Minimum elementstørrelse	[m]
E	E-modul/Elastisitetmodul	[kPa]
E	Horisontale krefter mellom lameller	[kN/m]
E'	Effektiv stivhetsmodul	[kPa]
E_{oed}	Sekantødometermodul	[kPa]
E_{oed}^{ref}	Referansestivhetsmodul fra ødometerforsøk	[kPa]
E_u	Udrenert stivhetsmodul	[kPa]
E_{ur}	Sekantstivhetsmodul fra avlasting/omlasting i drenert treaksialforsøk	[kPa]
E_{ur}^{ref}	Referansestivhetsmodul fra avlasting/omlasting i drenert treaksialforsøk	[kPa]
E_{50}	Sekantstivhetsmodul fra drenert treaksialforsøk	[kPa]

Symbolliste

E_{50}^{ref}	Referansestivhetsmodul fra drenert treaksialforsøk	[kPa]
f_0	Korreksjonsfaktor for F i <i>Janbu Simplified Method</i>	[-]
F	Sikkerhetsfaktor	[-]
F_{cu}	Sikkerhetsfaktor for udrenerte situasjoner	[-]
$F_{c\phi'}$	Sikkerhetsfaktor for drenerte situasjoner	[-]
F_2	Sikkerhetsfaktor fra plan tøyingsanalyse (både i 2D og 3D)	[-]
$F_{2D,min}$	Sikkerhetsfaktor til det mest kritiske snittet i 2D	[-]
F_3	Sikkerhetsfaktor fra 3D-analyse	[-]
$F_{3,max}$	Største sikkerhetsfaktor i 3D	[-]
F_{3D}	3D-faktor/3D-effekter	[-]
$F_{3D,max}$	Maksimale 3D-effekter	[-]
G	Skjærmodul	[kPa]
G_{ur}	Skjærmodul ved avlasting/omlasting	[kPa]
H	Skråningshøyde	[m]
i	Nummer (i en rekke av flere)	[-]
i	Skråningsvinkel	[°]
I_p	Plastisitetsindeks	[%]
k_x	Permeabilitet i x-retning	[m/dag]
k_y	Permeabilitet i y-retning	[m/dag]
k_z	Permeabilitet i z-retning	[m/dag]
K	Bulkmodul	[kPa]
K	Faktor som beskriver forholdet mellom s_u og E_u	[-]
K_A	Aktiv jordtrykkskoeffisient	[-]
K_P	Passiv jordtrykkskoeffisient	[-]
K_τ	Alternativ jordtrykkskoeffisient	[-]
K_0	Hviletrykkskoeffisient	[-]
K_0^{NC}	Hviletrykkskoeffisient for normalkonsolidert jord	[-]
l	Parameter som styrer f_0 i <i>Janbu Simplified Method</i>	[m]
l_1	Bredde på tredimensjonal ved bakre modellgrense	[m]
l_2	Bredde på tredimensjonal ved fremre modellgrense	[m]
L	Bredde på tredimensjonal beregningsmodell	[m]
L	Horisontal avstand fra skråningstopp til skråningstå	[m]
L	Maksimal konveks eller konkav lengde	[m]
L	Lastlengde	[m]
L	Lengde av lamell (= $b/\cos\alpha$)	[m]
LB	Horisontal avstand fra skråningståen til fremre modellgrense	[m]
LT	Horisontal avstand fra skråningstoppen til bakre modellgrense	[m]
LU	Avstanden fra skråningståen til forkant av grøfta	[m]
$L_{u,bunn}$	Seksjonsbredden målt i bunnen av grøfta	[m]
$L_{u,topp}$	Seksjonsbredden målt i toppen av grøfta	[m]
m	Potens som styrer s_u^A i jordmodellen NGI-ADP-S	[-]

Symbolliste

m	Potens for spenningsavhengig stivhet i jordmodellen HS	[-]
M_{sf}	Multiplikator fra PLAXIS	[-]
n	Antall	[-]
n	Tåfaktor	[-]
N_0	Stabilitetstall	[-]
OCR	Overkonsolideringsgrad	[-]
p'	Effektiv middelspenning	[kPa]
p_a	Atmosfæretrykket (≈ 100 kPa)	[kPa]
POP	Tidligere overlagingstrykk	[kPa]
p_{ref}	Referansetrykk	[kPa]
q	Ytre last (fordelt last)	[kPa]
q	Deviatorspenning ($= \sigma_1 - \sigma_3$)	[kPa]
Q	Ytre punktlast	[kN]
r	Global systemfrihetsgrad	
R	Radius	[m]
R	Global knutepunktlast	[kN/m]
R_{cur}	Graden av kurvatur	[-]
s_u	Udrenert skjærstyrke	[kPa]
s_u^A	Aktiv udrenert skjærstyrke	[kPa]
$s_{u,inc}^A$	Økning av aktiv skjærstyrke med dybden	[kPa/m]
$s_{u,ref}^A$	Referanseverdi for aktiv skjærstyrke	[kPa]
s_u^{DSS}	Direkte udrenert skjærstyrke	[kPa]
s_u^P	Passiv udrenert skjærstyrke	[kPa]
$s_{u,max}$	Maksimal skjærstyrke	[kPa]
$s_{u,min}^A$	Minimum aktiv skjærstyrke	[kPa]
$s_{u,r}$	Omrørt skjærstyrke	[kPa]
S	Horisontal avstand fra skråningstopp til skråningstå	[m]
S'	Ytre last	[kN]
t	Tid	[s]
T	Dimensjonsløs tidsfaktor	[-]
u	Forskyvning i x-retning	[m]
v	Forskyvning i y-retning	[m]
w	Forskyvning i z-retning	[m]
w	Høyde/bredde-forhold	[-]
W	Bredde på tredimensjonal beregningsmodell	[m]
W	Egenvekt	[kN/m]
X	Vertikale krefter mellom lameller	[kN/m]
X_B	Avstand fra lokal last til bakre modellgrense i 3D	[m]
y	Dybde (i 2D)	[m]
y_{ref}	Referansenivå for skjærstyrke (i 2D)	[m]
Y_B	Avstand fra lokal last til horisontal sideflate i 3D	[m]

Symbolliste

z	Dybde (i 3D)	[m]
Z_{ref}	Referansenivå for skjærstyrke (i 3D)	[m]
$Z_{ref,inc}$	Økning av Z_{ref} i y-retning	[-]

Greske bokstaver

α	Koeffisient som styrer s_u^A i jordmodellen NGI-ADP-S	[-]
α	Lamellvinkel	[°]
α	Vinkel i hjørneskråninger	[°]
β	Skråningsvinkel	[°]
γ	Tyngdetetthet	[kN/m ³]
γ_f	Bruddskjærtøyning	[-]
γ_f^C	Bruddskjærtøyning ved brudd i treaksialt trykkforsøk	[-]
γ_f^{DSS}	Bruddskjærtøyning ved brudd i direkte skjærforsøk	[-]
γ_f^E	Bruddskjærtøyning ved brudd i treaksialt strekkforsøk	[-]
γ_{unsat}	Tørr tyngdetetthet	[kN/m ³]
γ_{sat}	Våt tyngdetetthet	[kN/m ³]
γ_{yz}	Skjærtøyning i yz-planet	[-]
γ_{zx}	Skjærtøyning i zx-planet	[-]
δ	Avstand fra skråningstopp til skjærflatens angrepspunkt	[m]
Δ	Differanseparameter	[-]
ε	Tøyning	[-]
ε_v	Volumtøyning	[-]
ε_z	Tøyning i z-retning	[-]
ν	Tverrkontraksjonstall/Poissons tall	[-]
ν'	Effektivt tverrkontraksjonstall	[-]
ν_u	Udrenert tverrkontraksjonstall	[-]
ν_{ur}	Tverrkontraksjonstall for avlasting/omlasting	[-]
σ	Totalspenning	[kPa]
σ'	Effektivspenning	[kPa]
σ'_f	Effektivspenning ved brudd	[kPa]
σ'_h	Horisontal effektivspenning	[kPa]
σ'_n	Effektiv normalspenning	[kPa]
σ'_p	Prekonsolideringsspenning	[kPa]
σ'_v	Vertikal effektivspenning	[kPa]
σ'_{v0}	<i>In situ</i> vertikal effektivspenning	[kPa]
σ'_x	Effektivspenning i x-retning	[kPa]
σ'_z	Effektivspenning i z-retning	[kPa]
σ_1	Største hovedspenning	[kPa]

Symbolliste

σ_3	Minste hovedspenning	[kPa]
Σ	Totalparameter	[-]
τ	Skjærspenning	[kPa]
τ_d	Mobilisert skjærstyrke	[kPa]
τ_f	Skjærstyrke ved brudd	[kPa]
τ_{max}	Maksimal skjærspenning	[kPa]
τ_0	Initiell skjærspenning	[kPa]
φ	Friksjonsvinkel	[°]
φ'	Effektiv friksjonsvinkel	[°]
φ^b	Økning i friksjonsvinkel pga. kapillært sug	[°]
φ_l	Friksjonsvinkel til nedre lag	[°]
φ_u	Udrenert friksjonsvinkel	[°]
φ_{up}	Friksjonsvinkel til øvre lag	[°]
ψ	Dilatansvinkel	[°]

Vektorer og matriser

<i>k</i>	Elementstivhetsmatrise
<i>K</i>	Systemstivhetsmatrise
<i>N</i>	Interpolasjonsfunksjoner
<i>S</i>	Krefter i noder
<i>u</i>	Forskyvninger
<i>v</i>	Frihetsgrader

Forkortelser

2D	Todimensjonal
3D	Tredimensjonal
CPU	<i>Central processing unit</i> – prosessorenhet
FEM	<i>Finite Element Method</i> – elementmetoden
HS	Hardening Soil
LEM	<i>Limit Equilibrium Method</i> – grenselikevektsprinsippet
MC	Mohr-Coulomb
NC	Normalkonsolidert (jord, dvs. $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$)
NGI-ADP-S	SHANSEP NGI-ADP
OC	Overkonsolidert (jord, dvs. $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$)
Q4	4-noded kvadratiske elementer
SRM	<i>Strength Reduction Method</i>

Symbolliste

UDSM	<i>User Defined Soil model</i> – brukerdefinert jordmodell
UK	Underkant, brukes ifb. med f.eks. vegtrau og grøfter
RF	Reduksjonsfaktor

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Analysen av skråningsstabilitet er et stort og viktig felt innenfor geoteknisk rådgiving. Det blir hovedsakelig utført todimensjonale analyser, og tradisjonelt har grenselikevektsprinsippet, LEM - *Limit Equilibrium Method*, blitt benyttet til disse analysene. Korrekte analyser i 2D forutsetter blant annet at skråningsgeometrien, materialparameterne, lagdelingen og belastningssituasjonen er identisk uendelig langt inn i planet. Denne forutsetningen er kjent som plan tøyning og er åpenbart ikke tilfellet for de fleste skråningene i naturen. Flere studier har påpekt at 2D-analyser gir unøyaktige resultater, og uttalt at skråningsstabilitet heller bør bli betraktet som et tredimensjonalt problem. Det har frem til i dag blitt utviklet flere kraftfulle beregningsprogrammer og metoder for å analysere stabilitetsproblemer i 3D, og ifølge Cheng og Lau (2008) er det derfor ingen unnskyldninger lengre for å ikke utføre korrekte analyser i 3D, eller i det minste ta hensyn til 3D-effektene. Med 3D-effekter menes de forholdene i skråningen som 2D-analysene ikke tar hensyn til, og som øker/reducerer stabiliteten utover sikkerhetsfaktoren beregnet i 2D. I tillegg blir elementmetoden, FEM – *Finite Equilibrium Method*, stadig benyttet til en større del av analysene. FEM er et mer kraftfullt beregningsverktøy enn LEM, og gjør det mulig å analysere mer kompliserte problemer. Et av de mest populære tredimensjonale FEM-beregningsverktøyene i dag er PLAXIS 3D.

Trøndelag fylkeskommune planlegger å bygge ny fv. 717 mellom Sund og Bradden i Rissa, Indre Fosen kommune. Den planlagte vegtraseen går gjennom flere kvikkleiresoner hvor skråningsstabiliteten er lav og fører til utfordringer for prosjektet. Ifb. med vegprosjektet skal det blant annet bli etablert nytt drenerings- og overvannsledningsnett, og det må derfor opprettes midlertidige grøfter langs vegtraseen. NVEs veileder *Sikkerhet mot kvikkleireskred* (NVE, 2019) krever at mindre tiltak, slik som graving av midlertidige grøfter, ikke forverrer skråningsstabiliteten i områder med fare for områdeskred. Iht. veilederens vedlegg 2 kan dette ivaretas ved blant annet å utføre seksjonsvis utgraving. Seksjonsvis utgraving er en lokal belastningssituasjon som gir 3D-effekter. Veilederen baserer seg således på at 3D-effektene bidrar til å opprettholde den naturlige stabiliteten, selv om utgravinger ved skråningståen i utgangspunktet forverrer stabiliteten.

De tidligere studiene viser at 3D-effektene kan øke stabiliteten betydelig utover den beregnet i 2D, spesielt dersom det er forhold i skråningen som begrenser utbredelsen av utglidningen. 3D-effektene er typisk mer beskjedne i skråninger hvor geometrien varierer i skråningens bredderetning, mens skråninger utsatt for lokale laster er relativt lite studert. I de tidligere studiene er det hovedsakelig idealisert skråningsgeometri som er analysert. Rissa er geoteknisk et godt undersøkt område, og dette gir et godt grunnlag for å korrekt modellere den romlige variasjonen av materialparameterne og lagdelingen.

Med utgangspunkt i vegprosjektet fv. 717 er det derfor mulig å analysere 3D-effektene for en mer realistisk skråningsgeometri.

1.2 Problemstilling

Seksjonsvis utgraving er anerkjent praksis for å unngå stabilitetsproblemer eller uønskede deformasjoner. Det er kjent at seksjonsvis utgraving er en reell 3D-situasjon som gir 3D-effekter, men effektene er relativt lite dokumentert. Ifølge NVEs veileder *Sikkerhet mot kvikkleireskred* vil den naturlige skråningsstabiliteten bli opprettholdt dersom det utføres seksjonsvis utgraving. Hovedformålet med oppgaven er derfor å estimere hvor store 3D-effekter det er realistisk å oppnå gjennom analyser av seksjonsvis utgraving. Med bakgrunn NVEs veileder og prosjektet fv. 717 i Rissa er formålet med oppgaven følgende:

- Fastsette dagens kunnskapsnivå vedrørende 3D-effekter
- Undersøke hvor store 3D-effektene er i stabilitetsanalyser av seksjonsvis utgraving
- Undersøke om 3D-effektene er store nok til å opprettholde den naturlige skråningsstabiliteten, slik NVEs veileder krever for små tiltak som grøftegraving

1.3 Metode

Litteratur om 3D-effekter, og tidligere studier av effektene, er funnet ved hjelp av veiledere og søkemotorene Google Scholar og Oria, samt ved å undersøke bakgrunns litteraturen til de tidligere studiene på området. Relevant innhold fra artiklene funnet i litteraturstudien er oppsummert i denne oppgaven.

Analysene av seksjonsvis utgraving tar utgangspunkt i NVEs veileder *Sikkerhet mot kvikkleireskred*. Innledningsvis, i forstudien, er 3D-effektene undersøkt for en beregningsmodell med idealisert skråningsgeometri. Skråningsgeometrien er basert på lignende studier fra litteraturen. Deretter er 3D-effektene i en skråning med mer komplisert og realistisk geometri og lagdeling, samt med reelle materialparametere, studert. Tiltaksområdet i casestudien er beskrevet av ti representative borehull, og har innebåret noe tolkning av grunnundersøkelser, men hovedsakelig er parametervalgene basert på tidligere vurderingsrapporter fra vegprosjektet «fv. 717 Sund – Bradden». Terrenngrepene i området er modellert med utgangspunkt i de tilgjengelige tegningene og terrenngmodellen i Novapoint. Denne dataen er gitt av Norconsult. De todimensjonale og tredimensjonale analysene er utført i hhv. PLAXIS 2D og PLAXIS 3D, pga. elementmetodens suverenitet når det gjelder å analysere kompliserte problemer. Nødvendig kunnskap om programmene er innhentet gjennom å lese de tilgjengelige programvaremanualene, samt at det er brukt en del tid på enkle stabilitetsberegninger i PLAXIS innledningsvis. Programvarelisensene er gitt av Norconsult og NTNU.

1.4 Begrensninger

Forstudien er begrenset til å kun se på ett sett med materialparametere og én bestemt, idealisert skråningsgeometri. 3D-effektene er kun beregnet for fire verdier av LU – avstanden fra skråningståen til forkant av grøfta, én grøftedybde D_u og tre seksjonslengder $B_{u,bunn}$. Resultatene gjelder kun for de studerte tilfellene, og variasjoner

kan forekomme sammenlignet med andre situasjoner hvor det gjennomføres seksjonsvis utgraving. Resultatene fra forstudien er sammenlignet med et virkelig tilfelle i casestudien, men casestudien er begrenset til å kun se på ett tiltaksområde. Oppgaven er begrenset i tid, og derfor er casestudien begrenset til å kun omhandle seksjonsvis utgraving. Stabiliteten av de øvrige tiltakene ifb. med vegprosjektet er ikke vurdert, men antatt å være tilfredsstillende. I tillegg er kun rotasjonsskred analysert, og andre skjærflater, slik som sammensatte, kan gi større eller mindre 3D-effekter.

1.5 Oppbygning av oppgaven

Herunder følger en leserveileder for oppgaven:

- Kapittel 1: Introduksjon.
- Kapittel 2: Teorikapittel i to deler. Kapittel 2.1 omhandler og ulike jordmodeller, og kapittel 2.2 beskriver verktøyene og metodene for å analysere skråningsstabilitet.
- Kapittel 3: Litteraturstudie av 3D-effekter. Presenterer tidligere studier, samt fastslår dagens kunnskapsnivå og hva som gjenstår å gjøre.
- Kapittel 4: forstudie. Analyse- og resultatkapittel som foretar seg idealiserte tilfeller av seksjonsvis utgraving.
- Kapittel 5: Casestudie. Analysekapittel som omhandler seksjonsvis utgraving ifb. vegprosjektet «fv. 717 Sund – Bradden».
- Kapittel 6: Resultater fra casestudien.
- Kapittel 7: Diskusjon i to deler. Kapittel 7.1 diskuterer resultatene fra casestudien, mens kapittel 7.2 sammenfatter for- og casestudien.
- Kapittel 8: Konklusjon og anbefalinger til videre arbeid.

Det forutsettes at leseren har en generell kunnskap om geoteknikk og skråningsstabilitet.

2 Teori

I det følgende kapitlet er en del teori presentert for å danne en viss forståelse av skråningsstabilitet. Innledningsvis er teorien bak materialmodellene som blir benyttet i oppgaven presentert kort, og deretter den generelle teorien knyttet til skråningsstabilitet og sikkerhetskrav. Stabilitetsberegningene i denne oppgaven er utført i PLAXIS 2D/3D. Det vil bli gitt en presentasjon av beregningsprogrammene og elementmetoden avslutningsvis. Mange av de tidligere studiene har utført analysene med grenselikevektsprinsippet, og derfor er dette prinsippet også presentert kort.

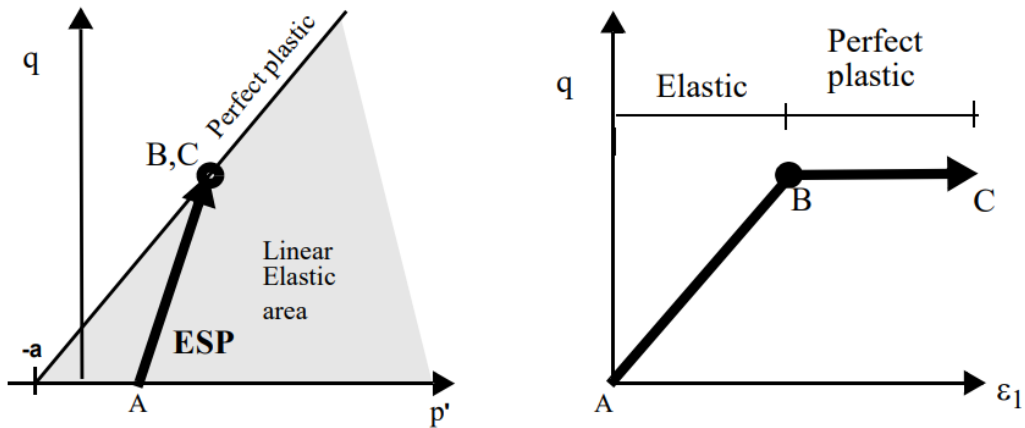
2.1 Jordmodeller

Det er mulig å beskrive jordens oppførsel ved belastning med en rekke ulike jordmodeller. Disse modellene beskriver blant annet spenning-tøyningsforholdet (stivhet) og bruddspenninger (skjærfasthet) (Vegdirektoratet, 2018). Mohr-Coulomb (MC), NGI-ADP, SHANSEP NGI-ADP (NGI-ADP-S) og Hardening Soil (HS) er eksempler på slike jordmodeller, der Mohr-Coulomb er den enkleste av disse. De ulike modellene har ulike egnede bruksområder. NGI-ADP er eksempelvis godt egnet til å beskrive skjærstyrken langs sammensatte skjærflater fordi store deler av skjærflaten vil oppleve direkte skjær. Nedenfor følger en beskrivelse av de fire overnevnte jordmodellene.

De presenterte materialparameterne for de ulike jordmodellene tar utgangspunkt i nødvendig inngangsdata til modellene i beregningsverktøyet PLAXIS, jf. manualen *Material Models* (Brinkgreve *et al.*, 2021a).

2.1.1 Mohr-Coulomb (MC)

Mohr-Coulomb er en lineær-elastisk, perfekt plastisk jordmodell. Dette innebærer at jorden i modellen oppfører seg lineært-elastisk frem til brudd og perfekt plastisk etter at den har nådd brudd, slik som figur 2.1 viser. Jordmodellen er enkel og velkjent, og det kreves få parametere som inndata for å beskrive oppførselen til jorden. Mohr-Coulomb er derfor godt egnet til innledende analyser av jordens oppførsel. Materialparameterne er presentert i tabell 2.1.

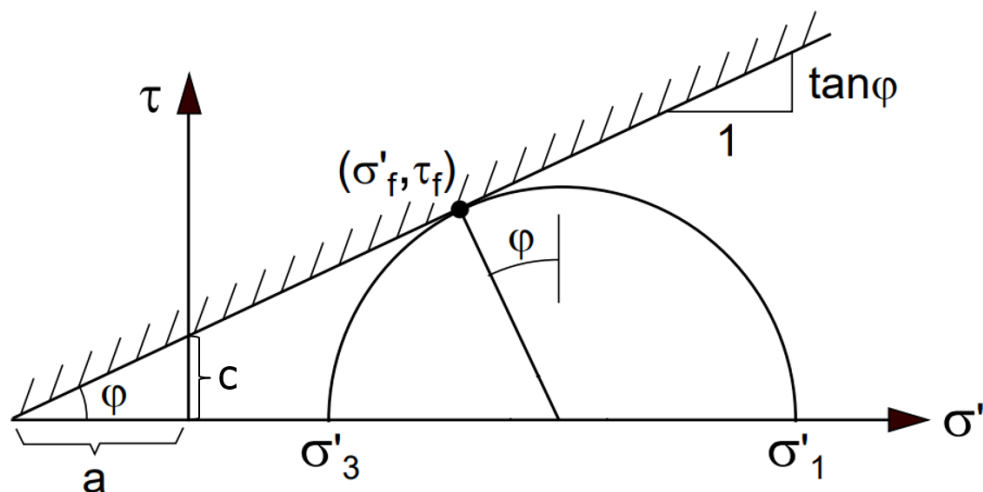


Figur 2.1 Lineær-elastic, perfekt plastisk Mohr-Coulomb (Nordal, 2020).

Tabell 2.1 Inngangsparametere til Mohr-Coulomb i PLAXIS (Brinkgreve *et al.*, 2021b)

Parameter	Beskrivelse
E	Stivhetsmodul (E-modul)
ν	Tverrkontraksjonstall/Poissons tall
c	Kohesjon
φ	Friksjonsvinkel
ψ	Dilatansvinkel

Bruddkriteriet i Mohr-Coulomb er beskrevet av ligning (2.1) og figur 2.2. Kriteriet beskriver skjærstyrken τ til jorden, og slik figuren og ligningen nedenfor viser er styrken avhengig av kohesjonen c , friksjonsvinkelen φ og spenningstilstanden i jorden. Sammenhengen mellom attraksjon a og kohesjon er vist i ligning (2.2).

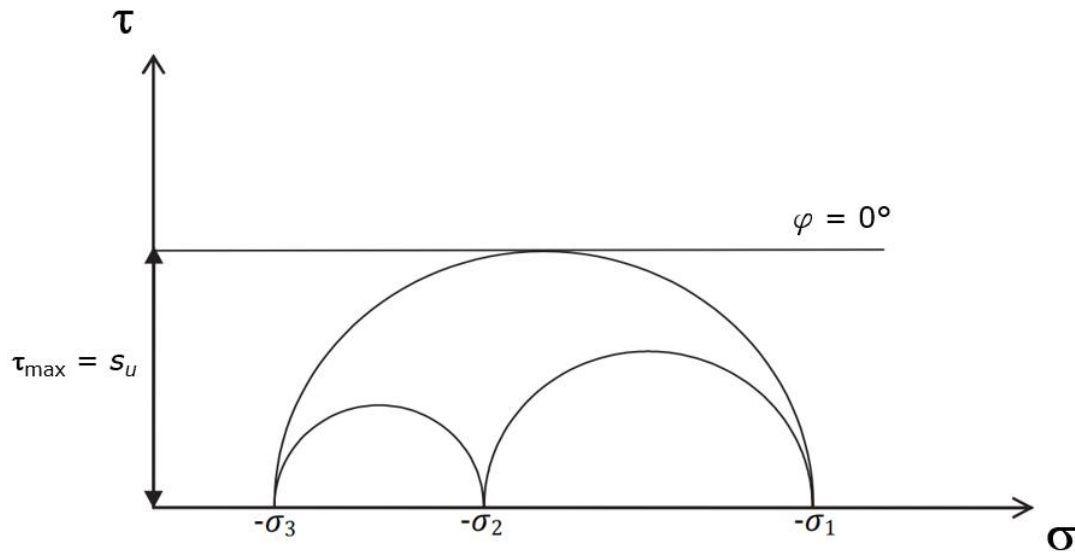


Figur 2.2 Visualisering av Mohr-Coulomb-bruddkriterium, modifisert etter Faggruppe for Geoteknikk (2020).

$$\tau_f = c' + \sigma_f' \tan \varphi, \quad (2.1)$$

$$c' = a \tan \varphi. \quad (2.2)$$

Dersom friksjonsvinkelen til jorden er null, blir bruddkriteriet redusert til Tresca-kriteriet. Dette bruddkriteriet er vist i figur 2.3 og beskrevet av ligning (2.4). Slik figuren og ligningen viser er skjærstyrken kun avhengig av spenningstilstanden. Skjærstyrken i Tresca-kriteriet er også kjent som den udrenerte skjærstyrken s_u .



Figur 2.3 Tresca-kriteriet, modifisert etter Brinkgreve *et al.* (2021b).

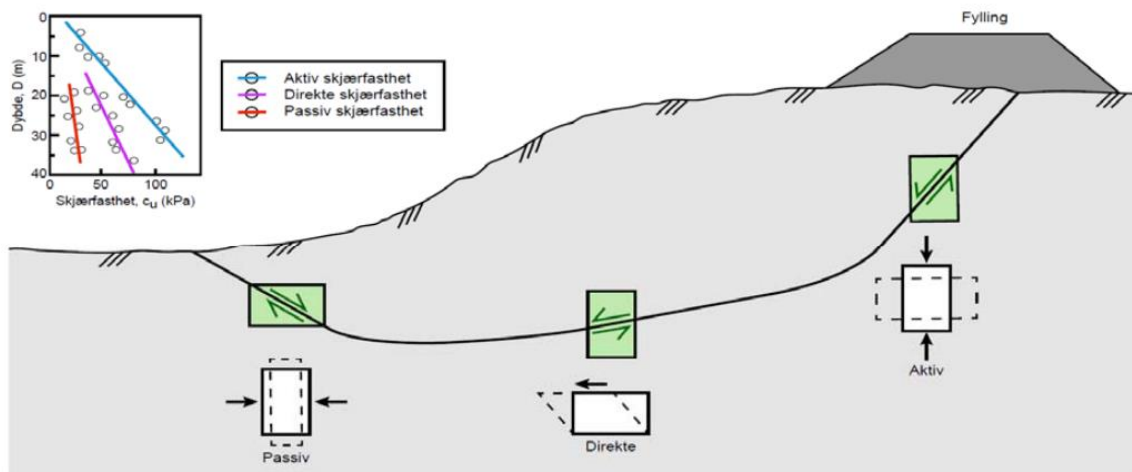
$$\tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \quad (2.3)$$

Tverrrkontraksjonstallet ν i tabell 2.1 beskriver hvor mye jorden utvider seg i bredderetning når jorden trykkes sammen elastisk i lengderetning, evt. hvor mye den trekker seg sammen når jorden strekkes. Tallet varierer typisk mellom 0,3 og 0,4 ved effektivspenningsanalyser av pålasting, og mellom 0,15 og 0,25 ved avlasting (Brinkgreve *et al.*, 2021a). Dilatansvinkelen ψ beskriver volumutvidelsen ved plastisk flytning. Leirer har vanligvis veldig lav dilatansvinkel og $\psi \approx 0^\circ$, med mindre de er sterkt overkonsoliderte (dvs. leirer med høy overkonsolideringsgrad *OCR*).

2.1.2 NGI-ADP

NGI-ADP er en elastoplastisk jordmodell som er utviklet for å benyttes i udrenerte belastningsanalyser av leire (Grimstad, Andresen og Jostad, 2012). Jordmodellen tar hensyn til skjærfasthetens anisotropi, og er derfor mer avansert enn f.eks. Mohr-Coulomb. Anisotropi innebærer at materialer har ulike egenskaper i ulike retninger. *In situ* er jordens skjærfasthet avhengig av hvilken retning den blir belastet i (Fauskerud *et al.*, 2012), dvs. orienteringen av den største hovedspenningen σ_1 i forhold til vertikalaksen. Den anisotrope spenningstilstanden langs skjærflaten i en skrånning som

går til brudd er illustrert i figur 2.4. Slik figuren viser varierer orienteringen av den største hovedspenningen langs den antatte bruddflaten, og det er vanlig å skille mellom aktiv, passiv og direkte spenningstilstand i en slik situasjon. Ved aktiv spenningstilstand er den største hovedspenningen σ_1 vertikal og ved passiv spenningstilstand er σ_1 horisontal. Figuren nedenfor viser også at aktiv skjærfasthet s_u^A er høyere enn direkte s_u^{DSS} og passiv s_u^P . De vanligste forsøkene for å bestemme s_u^A , s_u^{DSS} og s_u^P er hhv. treaksialt trykkforsøk, skjærboksforsøk og treaksialt strekkforsøk. Treaksial trykkprøving er standardisert i *NS-EN ISO 17892-9:2018* (Norsk Standard, 2018) og direkte skjærboksforsøk i *NS-EN ISO 17892-10:2004* (Norsk Standard, 2004).



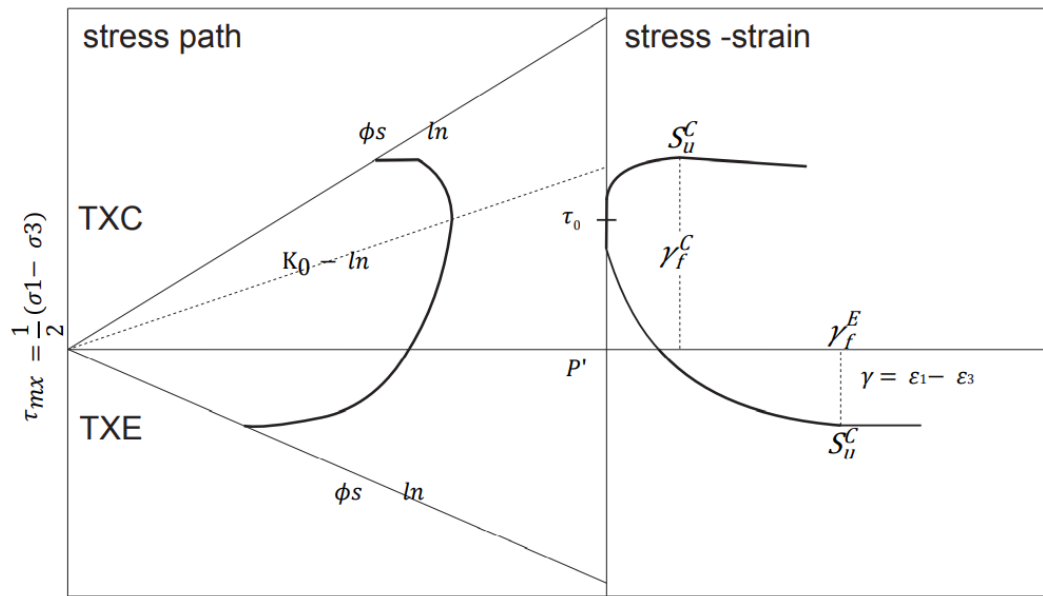
Figur 2.4 Anisotrop spenningstilstand langs skjærflaten i skrånninger (Vegdirektoratet, 2018).

Tabell 2.2 Inngangsparametere i PLAXIS for jordmodellen NGI-ADP (Brinkgreve *et al.*, 2021b).

Parameter	Beskrivelse
G_{ur}/s_u^A	Forholdet mellom skjærmodul ved avlasting/omlasting og aktiv skjærstyrke (ved plan tøyning)
γ_f^C	Bruddskjærtøyning ved brudd i treaksialt trykkforsøk
γ_f^E	Bruddskjærtøyning ved brudd i treaksialt strekkforsøk
γ_f^{DSS}	Bruddskjærtøyning ved brudd i direkte skjærforsøk
$s_{u,ref}^A$	Referanseverdi for aktiv skjærstyrke (ved plan tøyning)
γ_{ref} (Z_{ref} i PLAXIS 3D)	Referansenivå for aktiv skjærstyrke
$s_{u,inc}^A$	Økning av aktiv skjærstyrke med dybden
s_u^P/s_u^A	Forholdet mellom passiv og aktiv skjærstyrke (ved plan tøyning)
τ_0/s_u^A	Initiell mobilisering (standard = 0,7)
s_u^{DSS}/s_u^A	Forholdet mellom direkte og aktiv skjærstyrke (ved plan tøyning)
ν'	Effektivt tverrkontraksjonstall
ν_u	Udrenert tverrkontraksjonstall

Tabell 2.2 presenterer inngangsparameterne til jordmodellen NGI-ADP i PLAXIS. G_{ur}/s_u^A uttrykker forholdet mellom skjærmodulen ved avlasting/omlasting og aktiv skjærstyrke. Slik ligning (2.4) viser øker skjærstyrken s_u^A lineært med dybden, og det konstante forholdet mellom G_{ur} og s_u^A gjør at skjærmodulen også øker lineært med dybden.

Definisjonen av skjærtøyningen ved brudd γ_f i et treaksialt trykk- og strekkforsøk er vist i figur 2.5. Øverst til høyere i figuren er spenning-tøyningsrelasjonen for et trykkforsøk vist, og nederst til høyere er kurven for et strekkforsøk vist. Skjærtøyningen ved brudd i direkte skjærforsøk er definert på samme måte. For tilnærmet normalt konsoliderte leirer er bruddtøyningen vanligvis høyest ved strekkbelastning γ_f^E og lavest ved trykk γ_f^C (Brinkgreve *et al.*, 2021b). Bruddtøyningen fra direkte skjærforsøk ligger ofte mellom disse to verdiene, dvs. $\gamma_f^C < \gamma_f^{DSS} < \gamma_f^E$. Ifølge litteraturen er γ_f^E typisk mellom 3 og 8 %, γ_f^{DSS} mellom 2 og 8 %, og γ_f^C fra 0,5-4 % (Brinkgreve *et al.*, 2021b).



Figur 2.5 Spenningssti og spenning-tøyningskurve for treaksialt trykk- og strekkforsøk, som viser definisjonen av γ_f^C og γ_f^E (Brinkgreve *et al.*, 2021b).

I jordmodellen NGI-ADP er aktiv skjærstyrke inngangsparameteren for skjærstyrke, mens s_u^{DSS} og s_u^P blir beregnet ut fra de gitte anisotropifaktorene s_u^{DSS}/s_u^A og s_u^P/s_u^A . Den aktive skjærstyrken er i 2D gitt som

$$s_u^A(y) = s_{u,ref}^A + (y_{ref} - y)s_{u,inc}^A \quad (2.4)$$

hvor y-aksen er vertikalaksen. Ligningen er tilsvarende i 3D, bare med z-aksen som vertikalakse. Slik ligningen ovenfor viser øker skjærstyrken lineært med $s_{u,inc}^A$ under referansedybden y_{ref} . Over referansedybden y_{ref} er ikke ligningen gyldig, og s_u^A er konstant lik $s_{u,ref}^A$.

I NIFS rapport nr. 77/2014 (Oset *et al.*, 2015) er måle- og erfaringsdata rangert etter hvor godt egnet de er til å bestemme karakteristisk s_u^A -profil. Rangeringslisten er gjengitt nedenfor dette avsnittet. Treaksialforsøk er høyest rangert, gitt at kvaliteten på prøvene er god (kvalitetsklasse 1). Nummer to på listen er CPTU (trykksondering). Dersom det verken er tilgang på resultater fra treaksialforsøk av god kvalitet eller CPTU-sonderinger, kan erfaringsverdier som SHANSEP benyttes. SHANSEP-prinsippet er

beskrevet nærmere i neste delkapittel 2.1.3. Nederst på listen er øvrige felt- og laboratorieundersøkelser.

1. Treaksialforsøk av god kvalitet (kvalitetsklasse 1)
2. CPTU (anvendelsesklasse 1)
3. Erfaringsverdier (SHANSEP)
4. Konus/Enaks/Vingebor

s_u^P/s_u^A og s_u^{DSS}/s_u^A uttrykker hhv. anisotropiforholdet mellom aktiv og passiv og mellom aktiv og direkte skjærfasthet. Disse to parameterne er også kjent som ADP-faktorene. Dersom det ikke er utført laboratorieforsøk som gir grunnlag for å bestemme ADP-faktorene er det mulig å bestemme de ut i fra anbefalingene i NIFS rapport nr. 14/2015 (Thakur *et al.*, 2014). Ifølge rapporten er ADP-faktorene avhengig av plastisitetsindeksen I_p , og kan uttrykkes ved ligning (2.5) og (2.6). Anbefalingene er basert på erfaringsverdier.

$$\frac{s_{uD}}{s_{uC}} = \begin{cases} 0,63, & I_p \leq 10 \% \\ 0,63 + 0,00425(I_p - 10), & I_p > 10 \% \end{cases} \quad (2.5)$$

$$\frac{s_{uE}}{s_{uC}} = \begin{cases} 0,35, & I_p \leq 10 \% \\ 0,35 + 0,00375(I_p - 10), & I_p > 10 \% \end{cases} \quad (2.6)$$

Slik ligningene ovenfor viser er anisotropiforholdet mest ugunstig for leirer med lav plastisitetsindeks, dvs. magre leirer.

Ifølge PLAXIS-manualen *Material Models* (Brinkgreve *et al.*, 2021b) kan den initiale mobiliseringen τ_0/s_u^A beregnes fra hviletrykkskoeffisienten K_0 ved følgende ligning:

$$\tau_0/s_u^A = -0,5(1 - K_0)\sigma'_{v0}/s_u^A, \quad (2.7)$$

hvor σ'_{v0} er den initiale, vertikale, effektivspenningen *in situ*. I PLAXIS er 0,7 satt som standardverdi for τ_0/s_u^A , noe som representerer en typisk verdi for tilnærmet normalkonsoliderte leirer. Hvis det er ønskelig å gjennomføre en mer detaljert evaluering av den initiale mobiliseringen er det nødvendig å undersøke *in situ* hviletrykkskoeffisient, og deretter benytte relasjonen i ligning (2.7). Å endre standardverdien for τ_0/s_u^A bør spesielt gjøres for overkonsoliderte materialer hvor K_0 vanligvis er høyere enn 0,6. Det er derimot viktig å være oppmerksom på at NGI-ADP ikke er utviklet for å bli benyttet som jordmodell for sterkt overkonsoliderte leirer, og bør benyttes med forsiktighet dersom $K_0 > 1$ (Brinkgreve *et al.*, 2021b).

Tverrkontraksjonstallet er, som nevnt under kapittel 2.1.1 Mohr-Coulomb, vanligvis mellom 0,3 og 0,4 i effektivspenningsanalyser. Ved udrenerte analyser med jordmodellen NGI-ADP i PLAXIS er udrenert C den eneste tilgjengelige dreneringstypen. For denne dreneringstypen er det ikke et skille mellom effektivspenning og poretrykk, og alle spenningsendringer betraktes som endringer i totalspenning. Alle parameterne er dermed

udrenerte, og $\nu = \nu_u$ bør bli valgt tilnærmet lik 0,5 siden dette tilsvarer tilnærmet null elastisk volumtøyning. Det udrenerte tverrickontraksjonstallet er satt lik 0,495 som standard i PLAXIS.

2.1.3 SHANSEP NGI-ADP (NGI-ADP-S)

SHANSEP NGI-ADP baserer seg på jordmodellen NGI-ADP som er beskrevet i kapitlet ovenfor, men er modifisert slik at SHANSEP-prinsippet blir benyttet til å modellere den aktive udrenerte skjærstyrken s_u^A (Panagoulas, Vilhar og Brinkgreve, 2018). Inngangsparameterne i PLAXIS er de samme parameterne som presentert i tabell 2.2 for NGI-ADP, samt de tre ekstra parameterne presentert i tabellen nedenfor.

Tabell 2.3 Inngangsparametere, utover de presentert i tabell 2.2, i PLAXIS for SHANSEP NGI-ADP (Panagoulas, Vilhar og Brinkgreve, 2018).

<i>Parameter</i>	<i>Beskrivelse</i>
α	Koeffisient
m	Potens
$s_{u,min}^A$	Minimum aktiv skjærstyrke

SHANSEP-prinsippet ble første gang presentert av Ladd og Foott (1974) i artikkelen «New design procedure for stability of soft calys». SHANSEP er en forkortelse for *Stress History and Normalized Soil Engineering*, for ifølge Ladd og Foott (1974) er det en nær sammenheng mellom skjærfastheten til leire og effektiv prekonsolideringsspenning σ'_p . Den udrenerte skjærfastheten er i SHANSEP-prinsippet derfor uttrykt som

$$s_u = \alpha \sigma'_{v0} OCR^m \quad (2.8)$$

hvor

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (2.9)$$

Figur 2.6 viser hvordan s_u/σ'_{v0} øker for fem ulike leirer ved økende OCR .

Konsolideringsgraden OCR beskriver spenningstilstanden jorden har vært utsatt for tidligere, dvs. σ'_p , sammenlignet med dagens tilstand σ'_{v0} . Leirer som har vært utsatt for større spenninger enn dagens situasjon tidligere (f.eks. trykkspenninger fra store mengder overliggende is) vil «huske» dette. Slike leirer betegnes som overkonsoliderte, OC-leirer, og $OCR > 1$. I det motsatte tilfellet er $OCR = 1$, og leira er betegnet som normalkonsolidert, NC-leire. Dette betyr at dagens spenningstilstand er den største spenningen leira har vært utsatt for.

Ligning (2.8) viser at skjærfastheten er styrt av jordens tyngdetetthet, poretrykk og spenningshistorie, samt de to empiriske konstantene α og m . Slik ligning (2.8) også viser representerer α verdien av s_u^A/σ'_{v0} for normalkonsoliderte leirer, dvs. leirer hvor

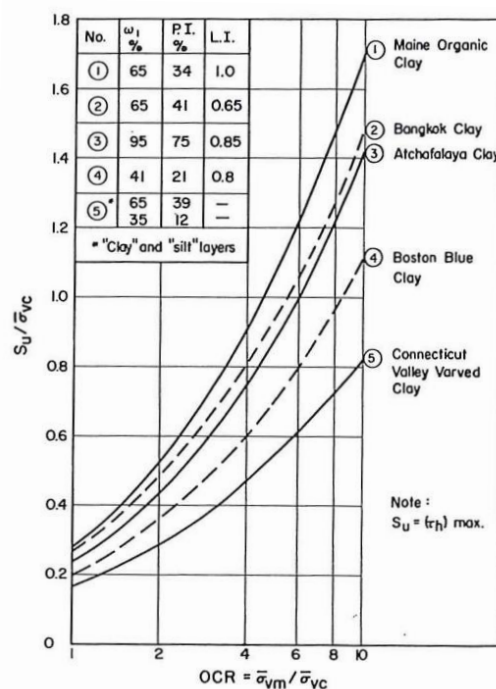
$OCR = 1$. Verdien av m representerer graden av styrkeøkning med OCR . Ifølge Ladd og DeGroot (2004) er $\alpha = 0,22 \pm 0,03$ og $m = 0,80 \pm 0,1$ for leirig jord.

Slik som nevnt innledningsvis blir SHANSEP-prinsippet benyttet for å beregne aktiv udrenert skjærstyrke s_u^A i jordmodellen NGI-ADP-S. For å hindre null eller veldig lav stivhet G_{ur} og aktiv skjærfasthet s_u^A ved små dybder, hvor σ'_{v0} er tilnærmet lik null, er minimum aktiv skjærstyrke $s_{u,min}^A$ også en inngangsparameter. Den aktive skjærstyrken blir følgelig beregnet fra uttrykket i ligning (2.10).

$$s_u^A = \max(\alpha \sigma'_{v0} OCR^m, s_{u,min}^A) \quad (2.10)$$

Når SHANSEP-prinsippet blir aktivert i jordmodellen NGI-ADP blir de aktive skjærstyrkeparametrene i tabell 2.2, $s_{u,ref}^A$, γ_{ref} og $s_{u,inc}^A$, ubetydelige og overstyrt av SHANSEP-parametrene α , m og $s_{u,min}^A$. SHANSEP-prinsippet blir aktivert i PLAXIS ved å sette *Special option* lik én, eller hvilket som helst annet oddetall, i den valgte fasen. Når prinsippet er aktivert blir s_u^A beregnet fra ligning (2.10) basert på *in situ* effektiv vertikalspenning og prekonsolideringspenning. Skjærstyrkeparametrene i tabell 2.2 blir kun benyttet i de eventuelle beregningsfasene før aktiveringen av SHANSEP-prinsippet.

Gjennom beregningsstegene blir σ'_p oppdatert hvis σ'_{v0} overskrider σ'_p fra det foregående steget. Dette betyr at OCR også kan bli endret, og dersom det er ønskelig å endre s_u^A som følge av den endrede overkonsolideringsgraden må SHANSEP-prinsippet aktiveres på nytt i en ny fase. For etter at prinsippet er innført første gang holdes s_u^A konstant med mindre det aktiveres på nytt. Ved å oppdatere s_u^A når OCR endres er det lett å ta hensyn til endringen av de øvrige parametrene som følge av endringen i OCR , siden de er oppgitt som en funksjon av s_u^A .



Figur 2.6 Endringen av s_u/σ'_{v0} som en funksjon av OCR for fem ulike leirer (Ladd og Foott, 1974).

2.1.4 Hardening Soil (HS)

Hardening Soil er en avansert elastoplastisk jordmodell. I motsetning til elastiske, perfekt plastiske jordmodeller er ikke flyteflaten (engelsk: *the yield surface*) til Hardening Soil fastholdt i p' - q -planet, men utvider seg når jorden herder ved plastiske tøyninger (Brinkgreve *et al.*, 2021a). Inngangsparameterne til jordmodellen er vist i tabell 2.4. I jordmodellen Hardening Soil blir de totale tøyningene beregnet ved spenningsavhengige stivhetsmoduler. I tillegg beskriver Hardening Soil jordens stivhet mer nøyaktig enn Mohr-Coulomb ved å benytte tre ulike stivhetsmoduler; E_{50} , E_{oed} , E_{ur} . De tre spenningsavhengige stivhetsmodulene er gitt av ligning (2.11) til (2.13) nedenfor, og beskrevet mer detaljert i de påfølgende avsnittene. p_{ref} i ligningene er referansetrykket, og er ofte satt lik atmosfæretrykket $p_a = 100$ kPa. Indeksen m er vanligvis 0,5 for sand og 1,0 for leire (Brinkgreve *et al.*, 2021a).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + a}{p'_{ref} + a} \right)^m \quad (2.11)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1 + a}{p'_{ref} + a} \right)^m \quad (2.12)$$

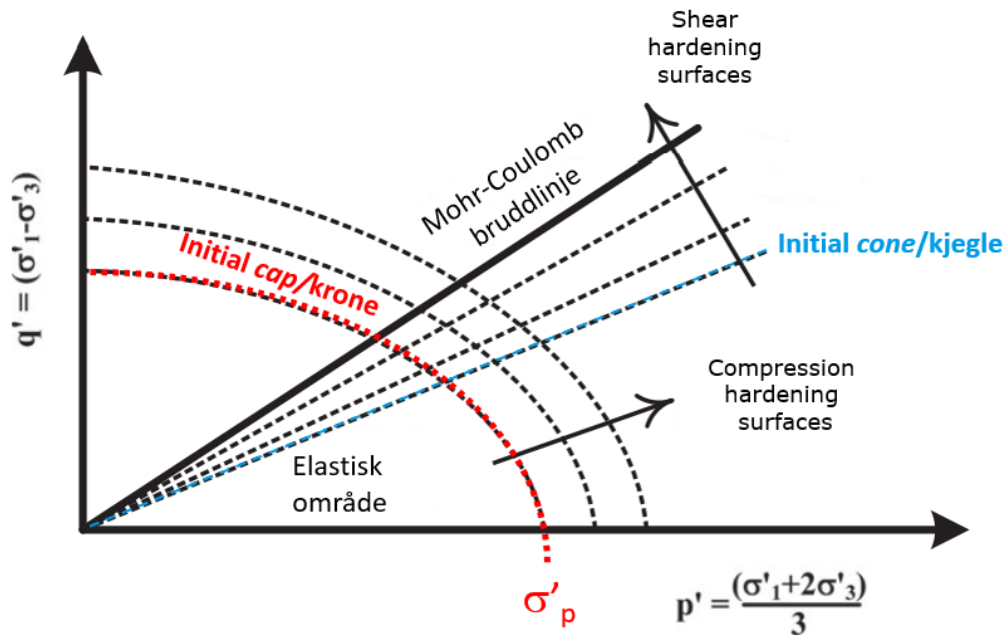
$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + a}{p'_{ref} + a} \right)^m \quad (2.13)$$

Tabell 2.4 Inngangsparametere i PLAXIS for jordmodellen Hardening Soil (Brinkgreve *et al.*, 2021b).

Parameter	Beskrivelse
E_{50}^{ref}	Referansestivhetsmodul for primærbelastning i et drenert treaksialforsøk
E_{oed}^{ref}	Referansestivhetsmodul for primærbelastning i et ødometerforsøk
E_{ur}^{ref}	Referansestivhetsmodul for avlasting/omlastning i et drenert treaksialforsøk
m	Potens for spenningsavhengig stivhet
ν_{ur}	Tverrkontraksjonstall for avlasting/omlastning
c'	Effektiv kohesjon ved brudd
φ'	Effektiv friksjonsvinkel ved brudd
ψ	Dilatansvinkel ved brudd
POP	Tidligere overlageringstrykk, $POP = \sigma'_p - \sigma'_{v0}$
OCR	Overkonsolideringsgrad, $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$
K_0	Hviletrykkskoeffisient i det elastiske området
K_0^{NC}	Hviletrykkskoeffisient i det normalkonsoliderte området

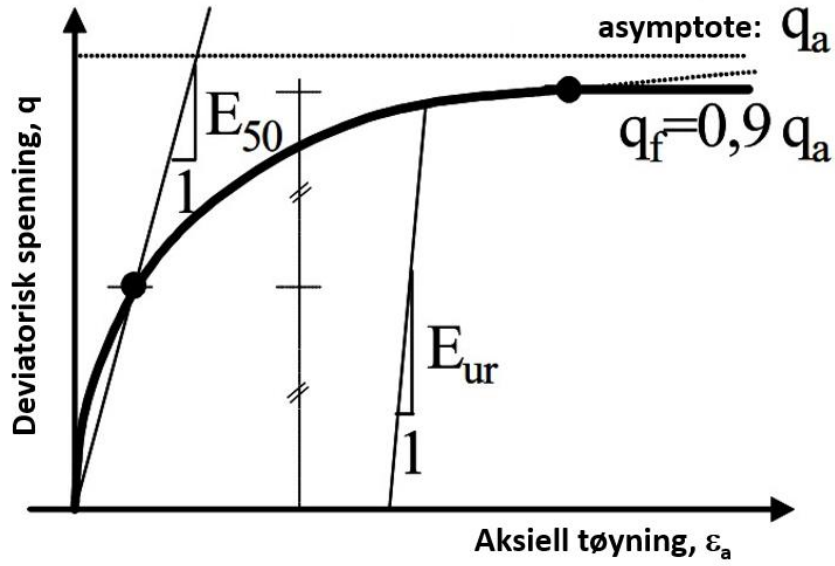
Slik figur 2.7 viser består flyteflaten av to deler. Den ene flyteflaten er kjeglen (engelsk: *cone*) som er styrt av skjærherdeprosessen, og den andre er kronen (engelsk: *cap*) som er styrt av trykkherdeprosessen. Kjeglen er beskrevet av Mohr-Coulomb-bruddkriterium hvor mobilisert friksjonsvinkel ρ er benyttet i stedet for friksjonsvinkelen ved brudd φ . Skjærherdeprosessen vil fortsette å mobilisere skjærstyrke frem til maksimal skjærstyrke er nådd i henhold til bruddkriteriet. Parameterne c' , φ og ψ beskriver Coulomb-kriteriet, slik som beskrevet under kapittel 2.1.1. Stivhetsmodulen E_{50}^{ref} styrer størrelsen på de plastiske tøyningene i dette området. Ved avlastning vil kjeglen bli værende i sin ytre

posisjon, og for spenningssituasjoner som faller innenfor kjeglen vil jorden oppføre seg elastisk. Stivhetsmodulen E_{ur}^{ref} og tverrkontraksjonstallet ν_{ur} styrer den elastiske oppførselen. Jorden oppfører seg stivere i det overkonsoliderte området (innenfor kronen og kjeglen) enn i det normalkonsoliderte området, og E_{ur}^{ref} er typisk tre ganger større enn E_{50}^{ref} (Brinkgreve *et al.*, 2021a). Når spenningene i jorden øker og treffer kronen som representerer prekonsolideringsspenningen $\sigma'_{p,}$ vil en ytterligere spenningsøkning flyttet kronen lengre ut. Spenningstilstanden i jorden vil derfor aldri bevege seg utenfor kronen, fordi kronen utvider seg og følger spenningsøkningen. I denne trykkherdeprosessen oppfører jorden seg som normalkonsolidert, og tøyningene er beskrevet av stivhetsmodulen E_{oed}^{ref} .

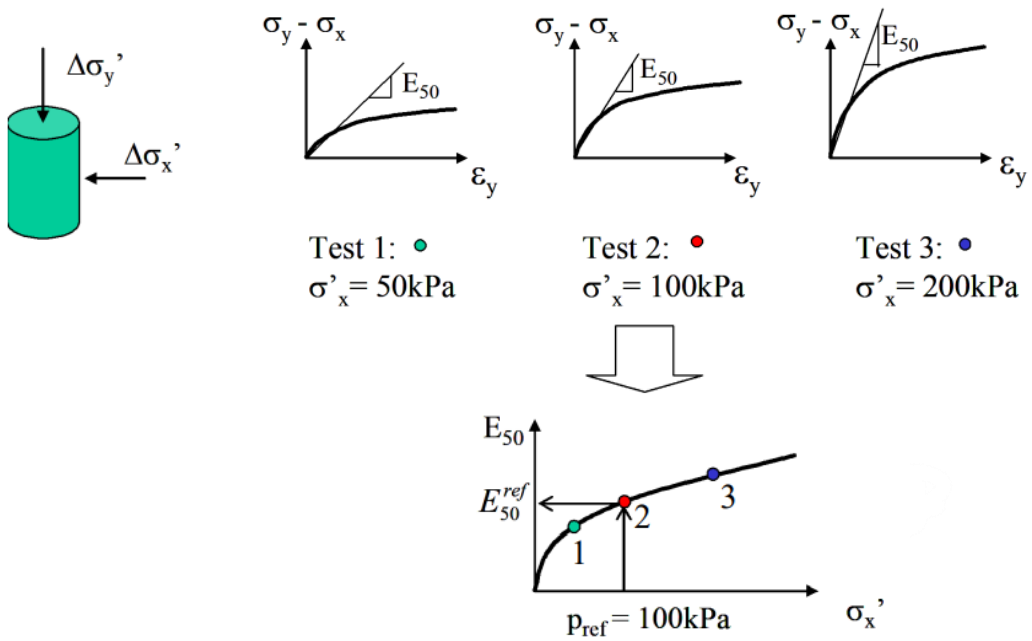


Figur 2.7 Initiell skjærherdeflate og trykkherdeflate for jord med null kohesjon ($c' = 0$ kPa) i et p' - q -diagram, modifisert etter Surarak *et al.* (2012).

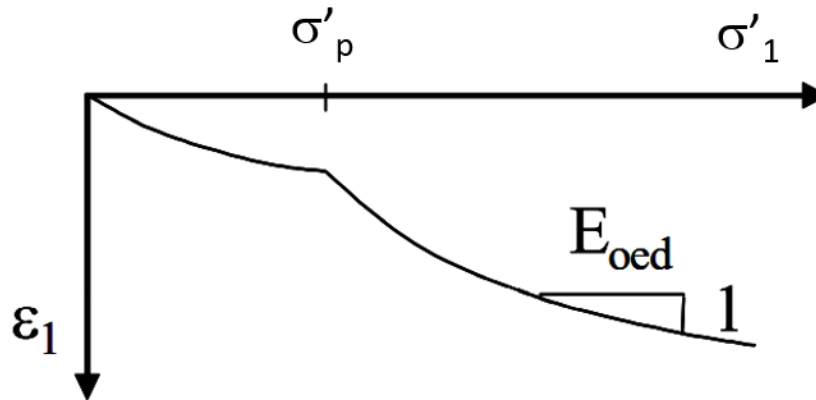
Figur 2.8 viser hvordan sekantstivhetsmodulene E_{50} og E_{ur} blir funnet fra et drenert treaksialforsøk. I Hardening Soil er spenning-tøyningsforholdet ved primærbelastning antatt å være en hyperbolsk kurve. Figur 2.9 viser hvordan E_{50}^{ref} representerer stivhetsmodulen ved $\Delta\sigma'_x = p_{ref} = 100$ kPa. Prosedyren er den samme for E_{oed}^{ref} og E_{ur}^{ref} . Figur 2.10 viser hvordan E_{oed} blir funnet fra et ødometerforsøk.



Figur 2.8 Hyperbolsk spenning-tøyings-forhold ved primær belastning i et standard drenert treaksialforsøk, modifisert etter Nordal (2020).



Figur 2.9 Spenning-tøyingskurve fra treaksialforsøk som viser hvordan stivheten øker ved økende spenning $\Delta\sigma'_x$, modifisert etter Nordal (2020).



Figur 2.10 Ødometerkurve som viser E_{oed} , modifisert etter Nordal (2020).

Hviletrykkskoeffisientene K_0 og K_0^{NC} beskriver forholdet mellom horisontal og vertikal effektivspenning i hhv. det elastiske og normalkonsoliderte området. Ligning (2.14) uttrykker standardverdien for disse koeffisientene i PLAXIS. I det elastiske området er $OCR > 1$ og $POP > 0$.

$$K_0 = K_0^{NC} = 1 - \sin\phi' \quad (2.14)$$

2.2 Skråningsstabilitet

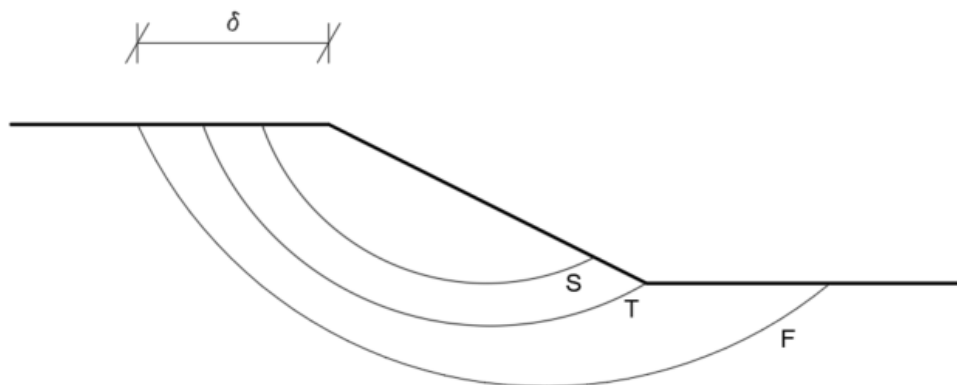
Ifølge Thue (2019) er skråningsstabilitet definert som den stabiliteten løsmassene i en skråning er beregnet å ha, ut fra de kartlagte grunnforholdene og den estimerte styrken til løsmassene. Innenfor geoteknikk blir denne stabiliteten bestemt ved å beregne sikkerheten mot utgliding. Den beregnede sikkerheten blir oppgitt som sikkerhetsfaktoren, ofte referert til som F . Definisjonen av F er gitt i ligning (2.15), dvs. sikkerhetsfaktoren er den faktoren skjærstyrken må divideres med for å akkurat oppnå likevekt/stabilitet. En skråning er følgelig å betrakte som stabil dersom $F \geq 1$. Usikkerheten knyttet til nøyaktigheten av de geotekniske parameterne, samt kravet til konstruksjoners sikkerhet, brukbarhet og bestandighet, gjør at $F = 1$ ikke er en tilstrekkelig sikkerhetsfaktor for å hevde at skråningen er stabil. I Norge blir *Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering* (Norsk Standard, 2020) benyttet for å avgjøre om den beregnede sikkerhetsfaktoren er tilstrekkelig. *Eurokode 7* krever at sikkerhetsfaktoren for udrenerte situasjoner $F_{cu} \geq 1,40$ og for drenerte situasjoner $F_{c\phi'} \geq 1,25$.

$$F = \frac{\text{jordas skjærstyrke}}{\text{nødvendig skjærstyrke for å oppnå likevekt}} = \frac{\tau}{\tau_c} \quad (2.15)$$

Når stabiliteten reduseres til null, dvs. sikkerhetsfaktoren blir mindre enn én, oppstår det en bruddflate i skråningen hvor materialet er belastet over sin opprinnelige styrke. Det verserer mange betegnelser på denne bruddflaten i litteraturen, men i denne oppgaven

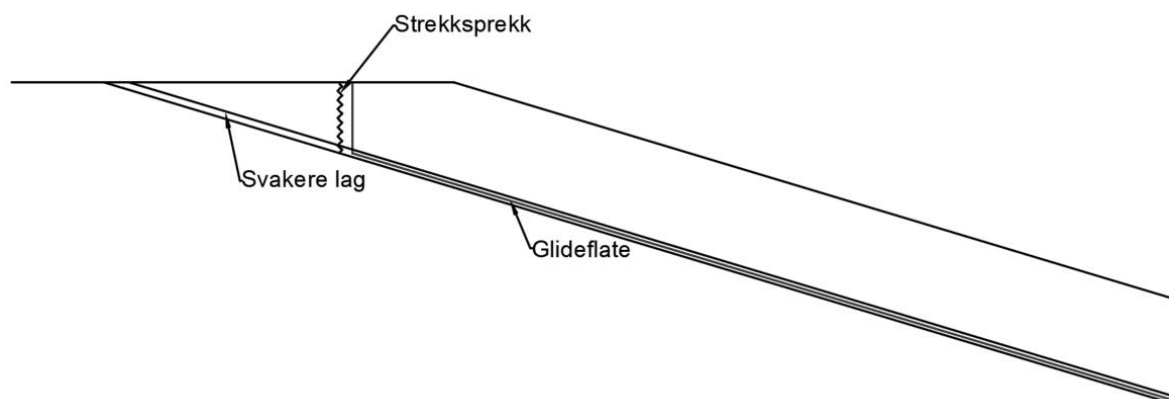
vil glideflate og skjærflate bli benyttet som to likestilte termer. Massene i skråningen beveger seg deretter langs glideflaten, og denne forflytningen av masser er betegnet som et skred. Iht. Varnes klassifisering fra 1978 (Hungri, Leroueil og Picarelli, 2014) kan skred i løsmasser klassifiseres etter blant annet skredmekanismen. De ulike skredmekanismene er rotasjonsskred, translasjonsskred, kombinasjonsskred og gravitetsstrøm (engelsk: *debris flow*). For denne oppgaven er rotasjon-, translasjon- og kombinasjonsskred de mest relevante skredmekanismene, og er beskrevet under.

Glideflaten til et rotasjonsskred har en sirkulær/kurvet form slik som vist i figur 2.11. Rotasjonsskred klassifiseres etter hvor dypt glideflaten går; skråningsbrudd, tåbrudd eller fotbrudd. Definisjonen av de ulike glideflatene er vist i figuren nedenfor. Fotbrudd er ofte begrenset av et sterkere lag, f.eks. fjell. I figuren nedenfor er også definisjonen av avstanden δ vist.



Figur 2.11 Tre typer rotasjonsskred; S – skråningsbrudd, T – tåbrudd og F – fotbrudd, samt definisjonen av δ ; avstanden fra skråningstoppen til skjærflatens angrepspunkt.

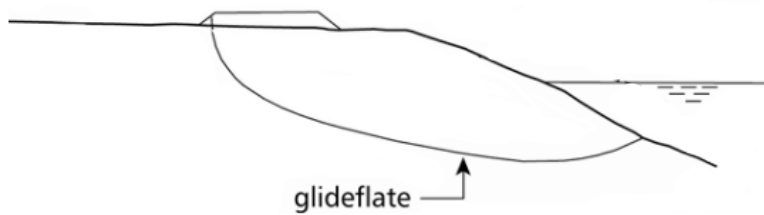
Translasjonsskred gir plane glideflater som typisk oppstår langs svakere lag, mens skredet er skilt fra de øvrige, stabile massene av en strekksprekk i toppen. Et slik skred er vist i figur 2.12.



Figur 2.12 Glideflaten i et translasjonsskred.

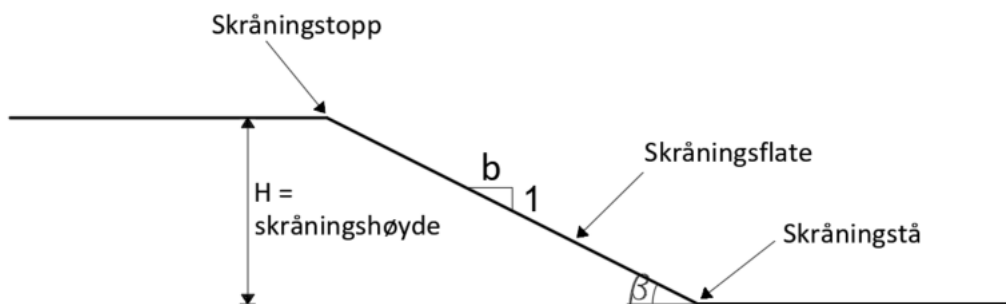
Kombinasjonsskred har en glideflate som er en kombinasjon av rotasjons – og translasjonsskred, og ofte omtalt som en sammensatt glideflate. Sentrale deler av

glideflaten er ofte plan, mens avslutningene i bunnen og toppen er kurvede, slik som figur 2.13 viser.



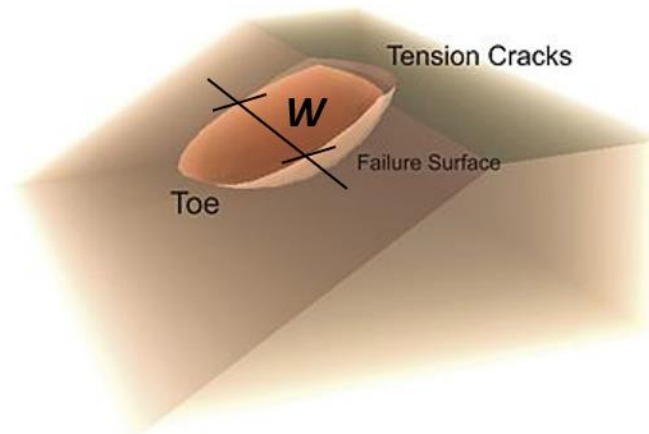
Figur 2.13 Sammensatt glideflate i et kombinasjonsskred, modifisert etter Vegdirektoratet (2010).

For å kunne evaluere skråningsstabilitet er det nødvendig med en definisjon av de ulike faktorene som påvirker stabiliteten. Figur 2.14 viser en enkel definisjon av de ulike skråningsparameteren i 2D. Skråningshelningen beskrives enten av skråningstallet b eller skråningsvinkelen β . Skråningstallet er definert som den horisontale avstanden per vertikale enhet langs skråningsflaten. Skråningshøyden H er definert som avstanden fra skråningståen til skråningstoppen i vertikalretning.



Figur 2.14 Definisjon av en skråning i 2D.

I 3D er den maksimale utbredelsen av skredet/utglidningen i skråningens lengderetning definert som avstanden W , se figur 2.15. Den maksimale utbredelsen kan blant annet være begrenset av fjell, fastere materialer, endringer i skråningsgeometri e.l. Dette er omtalt mer detaljert i kapittel 3 Litteraturstudie – 3D-effekter.



Figur 2.15 Tredimensjonal skråning som viser den maksimale utbredelsen av skjærflaten (Wikipedia, 2022),

Skråninger kan enten være naturlige eller menneskeskapte. Naturlige skråninger er formet av geologiske prosesser over lang tid, og er ikke (betydelig) påkjent av menneskelig aktivitet (Nyheim *et al.*, 2015). Menneskeskapte skråninger er det motsatte tilfellet, og er f.eks. oppbygde fyllinger, skjæringer, eller skråninger dannet etter veg- og anleggsarbeider (Nyheim *et al.*, 2015).

Det eksisterer i dag bredt utvalg av metoder for å analysere skråningsstabilitet. Tradisjonelt har stabilitetsproblemer blitt løst ved grenselikevektsprinsippet, LEM – *Limit Equilibrium Method*, men etter hvert har elementmetoden, FEM – *Finite Element Method*, blitt benyttet til en større del av beregningene. FEM er overlegen med hensyn til å løse mer komplekse problemer, og gjør det mulig å analysere problemer som ikke var tenkelig før metodens gjennombrudd (Sunnersjö, 1992). De to metodene benytter ulike tilnærminger for å løse stabilitetsproblemer og dette resulterer i ulike sikkerhetsfaktorer. Slik som Duncan (1996) påpekte i sin artikkel er det derfor vanskelig å vite hvilken metode som eksakt gir det korrekte svaret, og hvilken metode de øvrige metodene bør vurderes opp mot. Med utgangspunkt i de todimensjonale beregningsmetodene som eksisterte i 1996 fant Duncan ut at den maksimale differansen mellom de ulike metodene var 12 %, og vanligvis mindre. Han konkluderte derfor med at for alle praktiske formål er sikkerhetsfaktoren beregnet med en akseptabel feil dersom de ulike sikkerhetsfaktoren ligger innenfor et variasjonsområde på ± 6 %.

2.2.1 Analyseantagelser

Ved gjennomføring av geotekniske analyser er det nødvendig å vurdere om situasjonen fører til en udrenert eller drenert tilstand. Det er viktig å beskrive problemet mest mulig presist, herunder dreneringssituasjonen, for å oppnå korrekte resultater (Duncan, 1996). Dreneringstilstanden er avhengig av blant annet jordarten, lagdelingen, grensebetingelsene, belastningssituasjonen og varigheten av belastningen (Vegdirektoratet, 2018).

Udrenerte analyser blir gjennomført for jordarter med lav permeabilitet og konsolideringsgrad, typisk kohesjonsjordarter som leire og fin silt. Ved rask pålasting eller avlastning av slike jordarter vil ikke porevannet kunne dreneres vekk, og det oppstår et poretrykksoverskudd eller -underskudd. Det kan være aktuelt å gjennomføre

udrenerte analyser av grovere jordarter dersom målet er å finne stabiliteten like etter lastpåføringen. Kort tid etter lastpåføringen har ikke poreovertrykket fått muligheten til å dissipere enda. Udrenerte situasjoner blir analysert med hensyn på totalspenninger for å unngå å måtte stole på de estimerte poretrykksverdiene som er vanskelig forutsi helt nøyaktig (Duncan, 1996). Styrken ved udrenerte situasjoner benevnes udrenert skjærstyrke s_u .

Drenerte analyser blir gjennomført for mer permeable jordarter, typisk friksjonsjordarter som grov silt, sand og grus. I disse jordartene får porevannet muligheten å drenere vekk, og det blir ikke bygd opp et poretrykksoverskudd ved belastning. For kohesjonsjordarter blir drenerte analyser gjennomført hvis det er ønskelig å analysere stabiliteten lang tid etter lastpåføringen. Etter en gitt tid vil poreovertrykket ha dissipert og tilstanden er å betrakte som drenert. Drenerte situasjoner analyseres med hensyn på effektivspenninger, og styrken er gitt av kohesjonen c' og friksjonsvinkelen φ' bestemt fra drenerte forsøk (Duncan, 1996).

Ifølge Duncan (1996) kan graden av drenering gjennom belastningsprosessen bestemmes av den dimensjonsløse tidsfaktoren T , uttrykt som

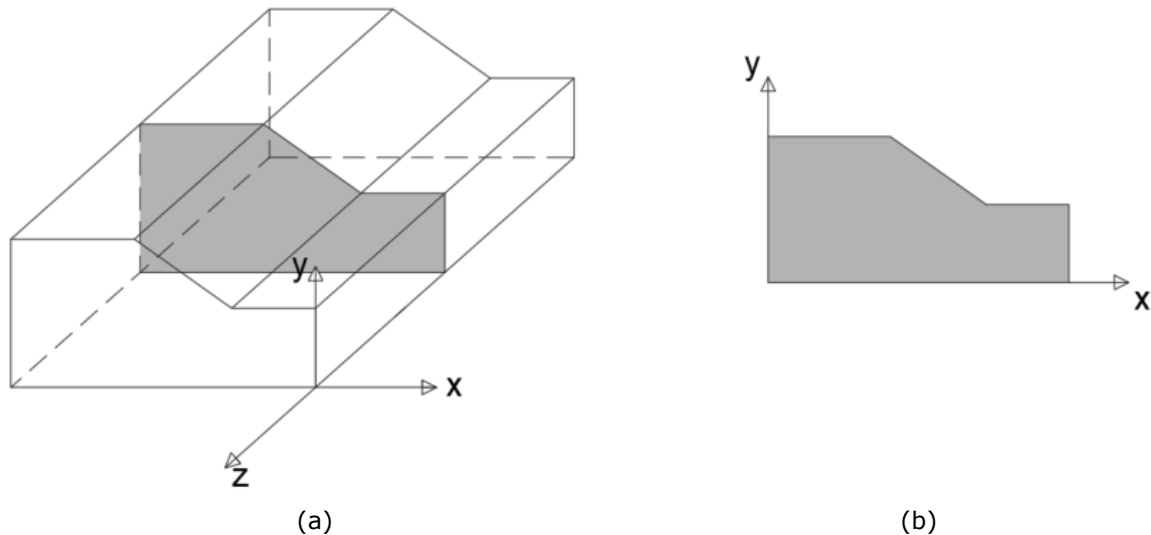
$$T = \frac{C_v t}{D^2} \quad (2.16)$$

hvor C_v er konsolideringskoeffisienten (enhet: $m^2/\text{år}$), t er belastningstiden (enhet: år) og D er lengden på dreneringsvegen/tykkelsen på laget (enhet: m). Hvis verdien av T overskrider 3,0 er det ifølge Duncan (1996) rimelige å betrakte materialet som drenert, og hvis T er mindre enn 0,01 er det rimelig å betrakte det som udrenert. Er verdien av T mellom disse to grensene er det andre forhold som avgjør om materialet er drenert eller udrenert, og begge situasjonene bør bli analysert. Dersom det ikke er tilgjengelig data for å beregne T er det normalt å anta, for problemer som inkluderer normale belastningshastigheter, at jordarter som har permeabilitet høyere enn 10^{-4} cm/s er drenerte, og at jordarter som er mindre permeable enn 10^{-7} cm/s er udrenerte.

2.2.2 2D-analyser – plan tøyning

Skråningsstabilitetsanalyser kan bli utført både i 2D og 3D. I 2D blir beregningene utført på et todimensjonalt beregningssnitt valgt ut fra den tredimensjonale skrånningen. Denne prosedyren er illustrert i figur 2.16. Slike todimensjonale analyser forutsetter at plan tøyning er en korrekt tilnærming av problemet for å gi nøyaktige resultater. Ved en plan tøyningstilstand er tøyningskomponentene i den ene retningen lik null, dvs. i x-, y- eller z-retning. I mekanikk er $\varepsilon_z = \gamma_{zx} = \gamma_{yz} = 0$ ofte referert til som plan tøyningstilstand, der z er retningen normalt på papirplanet. I analyser av skråningsstabilitet implisere plan tøyning at skjærflaten har uendelig utstrekning inn i planet, og at skråningsgeometrien er plan. 2D-analyser tar derfor ikke hensyn til endring av skråningsgeometri, romlig variasjon av materialparametere o.l. som også påvirker skråningsstabiliteten.

Antagelsen om plan tøyning gir tilnærmet korrekte resultater når utstrekningen i f.eks. z-retning er mye større enn utstrekningen i x- og y-retning (Brinkgreve *et al.*, 2021c), slik som illustrert i figur 2.16. I de øvrige tilfellene vil plane tøyninganalyser, 2D-analyser, kunne gi misvisende resultater. Ut fra de tidligere studiene av tredimensjonale analyser er det mye som tyder på at 2D-analyser hovedsakelig gir konservative estimater av stabiliteten (Zhang *et al.*, 2013; Jostad og Lacasse, 2015; Kelesoglu, 2016).



Figur 2.16 (a) Tredimensjonal skrånning hvor skråningsgeometrien er lik uendelig langt i z-retning, dvs. en plan skrånning. (b) 2D-beregningsnitt i xy-planet.

2.2.3 Grenselikevektsprinsippet

Tradisjonelt er grenselikevektsprinsippet den mest brukte metoden for å analysere skråningsstabilitet (Griffiths og Lane, 1999; Cheng og Lau, 2008).

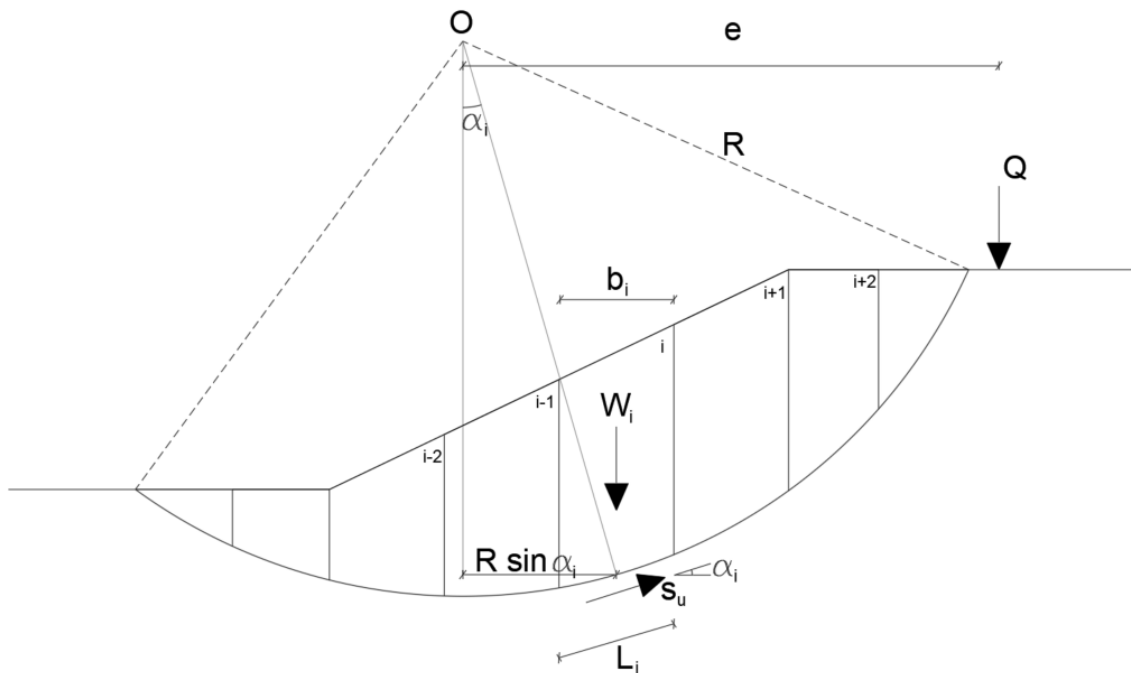
Grenselikevektsprinsippet er utviklet med utgangspunkt i standard likevektslære, og sikkerhetsfaktoren F blir beregnet fra kraft- og/eller momentlikevekstligninger. Fra definisjonen av F gitt i ligning (2.15) blir sikkerhetsfaktoren i grenselikevektsprinsippet bestemt fra ligning (2.17). τ_d er den mobiliserte skjærstyrken langs skjærflaten, og τ_f er den maksimale skjærstyrken beskrevet av bruddkriteriet. I Mohr-Coulomb-kriteriet er τ_f gitt av ligning (2.18). I klassiske stabilitetsanalyser er sikkerhetsfaktoren antatt å være konstant langs hele skjærflaten. Det er derfor den gjennomsnittlige sikkerhetsfaktoren som blir beregnet, og ikke den faktiske sikkerhetsfaktoren som vil variere langs skjærflaten dersom et progressivt brudd blir betraktet.

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_d} = \frac{\text{motvirkende krefter/momenter}}{\text{drivende krefter/momenter}} \quad (2.17)$$

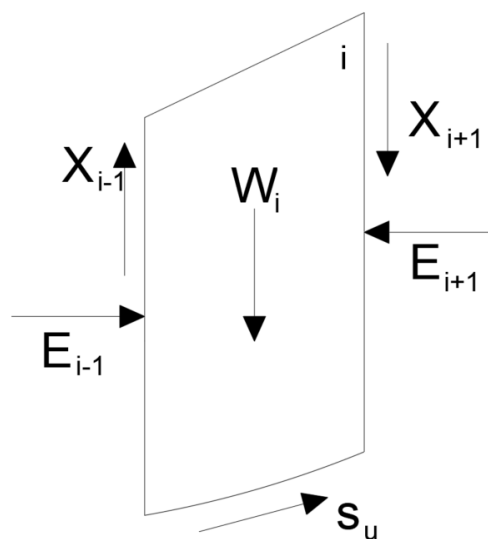
$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan\phi \quad \forall s_u \quad (2.18)$$

De fleste grenselikevektsmetodene er utviklet med utgangspunkt i lamellmetoden (Cheng og Lau, 2008) som deler utglidningsvolumet inn i et endelig antall lameller, slik som vist i figur 2.17. Lamell nr. i fra denne skrånningen er vist i figur 2.18, og lamellene er som oftest vertikale, men de kan også være horisontale eller skrånende. Utglidningsvolumet, som er bestemt av skjærflaten, må bli definert av brukeren før systemet kan deles inn i lameller. Dette innebærer at brukeren må utføre beregningene på en rekke skjærflater for å bestemme den mest kritiske, samt den tilhørende sikkerhetsfaktoren $F_{2D,min}$. Når utglidningsvolumet er delt inn i n lameller blir likevektsligningene benyttet på alle

lamellene i tur og orden. I figur 2.18 er det vist hvilke krefter som virker mellom lamellene. Grenselikevektsprinsippet er et statisk ubestemt problem, fordi hver lamell har flere ukjente krefter enn tilgjengelige likevektsligninger (Cheng og Lau, 2008). For å gjøre problemet statisk bestemt er det nødvendig å gjøre antagelser om kreftene mellom lamellene. Det er utviklet en rekke grenselikevektsmetoder med ulike antagelser om kreftene mellom lamellene. Ifølge Cheng og Lau (2008) er det utviklet mer enn ti ulike metoder. Noen av de mest kjente er *Ordinary Method* (også kjent som *Fellenius* eller *Swedish Method*), *Bishop Simplified Method* og *Janbu Simplified Method*. Nedenfor følger en kort beskrivelse av disse metodene.



Figur 2.17 Todimensjonal skråning delt inn i lameller. Lamell nr. i representerer den aktuelle lamellen, og lamell $i-1$ og $i+1$ representerer hhv. lamellen før og etter i systemet. Mellom lamell $i-1$ og i , samt mellom lamell $i+1$ og i , virker det krefter.



Figur 2.18 Lamell nr. i fra skråningen i figuren ovenfor.

Ordinary Method antar at kreftene mellom lamellene er neglisjerbare (Duncan, 1996), dvs. $X_{i-1} = X_{i+1} = E_{i-1} = E_{i+1} = 0$ i figur 2.18. Ved å beregne momentlikevekt om sirkelsentrum O i figur 2.17, og anta at skjærstyrken s_u er konstant langs hele skjærflaten, samt at $\varphi = \varphi_u = 0^\circ$, er sikkerhetsfaktoren gitt av ligning (2.23) fra definisjonen av F i ligning (2.17) (Cheng og Lau, 2008).

$$F = \frac{s_u}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \sum_{i=1}^n L_i \quad (2.19)$$

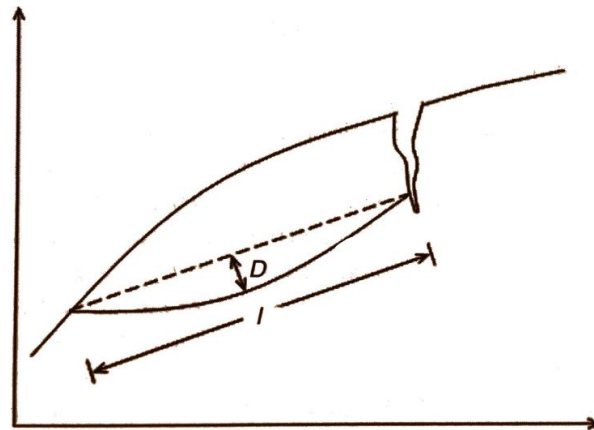
Bishop Simplified Method antar at resultanten fra kreftene mellom lamellene er horisontal (Duncan, 1996). I figur 2.18 betyr dette at $X_{i-1} = X_{i+1} = 0$. Dersom de ytre kreftene virker vertikalt kan den horisontale resultanten ignoreres, og det er dermed ingen krefter som virker mellom lamellene. Antagelsen om kreftene mellom lamellene blir da lik i *Bishop Simplified Method* og *Ordinary Method*. For å finne ligningen for F blir momentlikevekt om sirkelsentrum O og summen av kreftene i vertikalretning betraktet og satt lik null. Når skjærstyrken s_u er konstant langs skjærflaten og friksjonsvinkelen $\varphi = 0^\circ$, er uttrykket for F gitt av ligning (2.20) (Cheng og Lau, 2008). Uttrykket for F er tilnærmet lik for *Bishop Simplified Method* og *Ordinary Method*, eneste forskjellen er at *Bishop Simplified Method* tar hensyn til den ytre horisontale kraften Q .

$$F = \frac{s_u}{Q \cdot e + \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \sum_{i=1}^n L_i \quad (2.20)$$

Janbu Simplified Method antar, i likhet med *Bishop Simplified Method*, at resultanten fra kreftene mellom lamellen er horisontal, men multipliserer avslutningsvis sikkerhetsfaktoren med korreksjonsfaktoren f_0 for å ta hensyn til skjærkreftene mellom lamellene (Cheng og Lau, 2008). Ved å betrakte horisontal og vertikal kraftlikevekt av lamellene er F gitt av ligning (2.21). Korreksjonsfaktoren f_0 er gitt av ligning (2.22) dersom en udrenert situasjon er betraktet. Definisjonen av D og l er vist i figur 2.19.

$$F = \frac{s_u}{\sum_{i=1}^n W_i \tan \alpha_i} \sum_{i=1}^n L_i / \cos \alpha_i \quad (2.21)$$

$$f_0 = 1 + 0,6 \left(\frac{D}{l} - 1,4 \left(\frac{D}{l} \right)^2 \right) \quad (2.22)$$



Figur 2.19 Skjærflate som viser definisjonen D og l til korreksjonsfaktoren f_0 i *Janbu Simplified Method* (Cheng og Lau, 2008).

Grenselikevektsprinsippet kan også bli benyttet for å løse tredimensjonale stabilitetsproblemer. De samme antagelsene, som presentert ovenfor for 2D, gjelder i 3D, men beregningene blir utført på tredimensjonale søyler i stedet for todimensjonale lameller.

2.2.4 Elementmetoden

Innenfor ingeniørvitenskap er elementmetoden, FEM, en metode for å analysere kompliserte systemer ved å dele det inn i mindre og enklere elementer med kjente egenskaper (Sunnarsjö, 1992). Matematisk er elementmetoden en numerisk beregningsmetode for å løse partielle differensialligninger vha. tilnærminger. Beregningsmetoden bygger på kontinuumsanalyse, som betyr at systemet er en sammenhengende mengde under hele analysen. I kraft av å være en numerisk metode gir FEM kun tilnærmede løsninger, og ikke eksakte.

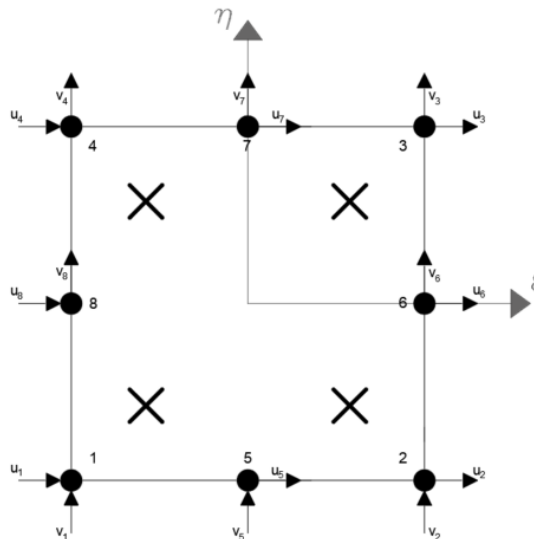
Ved FEM-analyser blir det virkelige systemet diskretisert inn i ulike typer elementer. Elementtypen avhenger blant annet av om analysene gjennomføres i 2D eller 3D, samt kravet til nøyaktighet og bruksområde. Se kapittel 2.2.6 PLAXIS 2D for mer om nøyaktigheten av de ulike elementene. Alle elementene som systemet er delt inn i utgjør til sammen et mesh. Hvert element i meshet har et bestemt antall noder, og det er nodene som kobler de ulike elementene i meshet sammen. Hver node har et sett med frihetsgrader som definerer forskyvningen av nodene i elementet. Frihetsgradene i 2D og 3D er beskrevet av hhv. ligning (2.23) og (2.24), og antall frihetsgrader per node er to i 2D og tre i 3D.

$$\mathbf{v} = [v_x \quad v_y]^T = [u \quad v]^T \quad (2.23)$$

$$\mathbf{v} = [v_x \quad v_y \quad v_z]^T \quad (2.24)$$

Todimensjonale rektangulære elementer har minimum fire noder, og todimensjonale triangulære har minimum tre. Et 8-noded kvadratisk element, Q8-element, med

tilhørende noder og frihetsgrader er vist i figur 2.20. Figuren viser også de tilhørende spenningspunktene i elementet. Ifølge Bell (2013) er spenningene mest nøyaktig beregnet i Gauss-punktene tilsvarende kvadraturregel av én grad lavere enn full integrasjon. Gauss-integrasjon er den mest gunstige kvadraturregelen for å evaluere elementstivhetsmatrisen, og full integrasjon tilsvarer de n integrasjonspunktene som trengs for å eksakt integrere funksjoner av polynomgrad $2n-1$ (Bell, 2013).



Figur 2.20 8-noded kvadratisk element, i naturlige koordinater, med tilhørende spenningspunkter (fire Gauss-punkter og 16-frihetsgrader).

Initialt blir egenskapene til hvert element beskrevet av elementstivhetsmatrisen \mathbf{k} , som inneholder informasjon om styrke- og deformasjonsparametere m.m. (Brinkgreve *et al.*, 2021d). Oppførselen til hvert element i meshet er beskrevet av relasjonen mellom frihetsgradene \mathbf{v} og de tilhørende kreftene i nodene \mathbf{S} , gitt av ligning (2.25).

$$\mathbf{S} = \mathbf{k}\mathbf{v} \quad (2.25)$$

Innenfor deformasjonsteorien tilsvarer frihetsgradene forskyvningen av elementet, og forskyvningene \mathbf{u} er relatert til frihetsgradene \mathbf{v} gjennom interpolasjonsfunksjonene \mathbf{N} . Relasjonen er gitt i ligningen nedenfor.

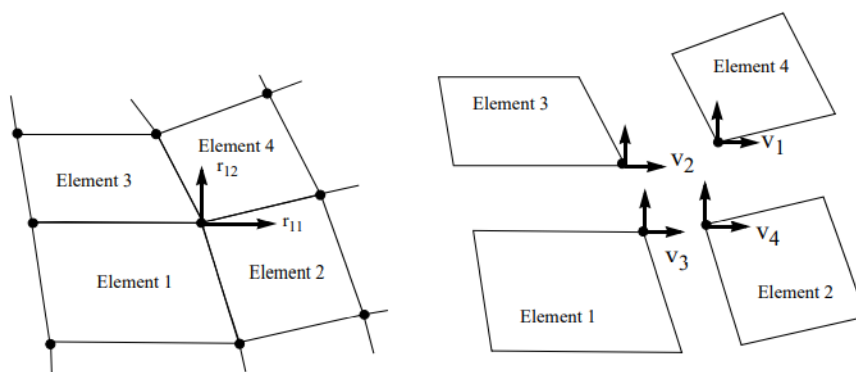
$$\mathbf{u} = \mathbf{N}\mathbf{v} \quad (2.26)$$

Når deformasjonen er bestemt kan de korresponderende tøyningene og spenningene i Gauss-punktene bli bestemt. De beregnede spenningene blir sammenlignet med de tillatte spenningene iht. det valgte bruddkriteriet (Griffiths og Lane, 1999). Hvis spenningstilstanden ligger innenfor bruddkriteriet vil elementet fortsette å oppføre seg elastisk, men dersom spenningene har overskredet bruddkriteriet har punktet nådd

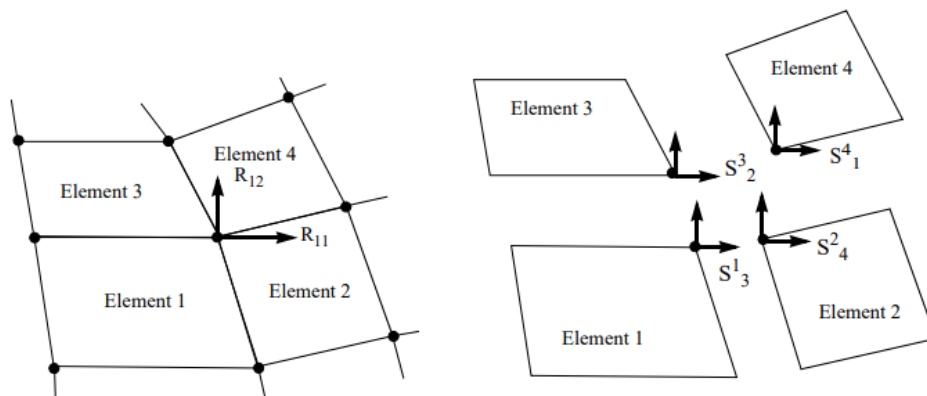
plastisk flytning. Flytespenningene vil deretter omfordeles gjennom hele meshet, og systemet som helhet går til brudd når et tilstrekkelig antall Gauss-punkter har oppnådd plastisk flyt.

Når oppførselen til hvert element er bestemt, blir elementene i meshet satt sammen i et system ved å kreve kinematisk kompatibilitet og statisk likevekt av alle nodene (Bell, 2013). Stivhetsmatrisen til alle elementene samles opp i en global stivhetsmatrise \mathbf{K} . For et system bestående av fire 4-nodede kvadratiske elementer (Q4-elementer) krever kompatibilitetsbetingelsen at $r_{11} = v_3^1 = v_4^2 = v_1^4 = v_2^3$, hvor r_{11} er en global systemfrihetsgrad og beskriver punktforskyvningen til systemet.

Kompatibilitetsbetingelsen er illustrert i figur 2.21. Betingelsen om statisk likevekt av det samme systemet krever at $R_{11} = S_3^1 = S_4^2 = S_1^4 = S_2^3$, og er illustrert i figur 2.22. R_{11} er en global knutepunktslast i den globale frihetsgraden r_{11} .



Figur 2.21 Kompatibilitet av et system bestående av fire Q4-elementer (Nordal, 2020).



Figur 2.22 Statisk likevekt av et system bestående av fire Q4-elementer (Nordal, 2020).

Definisjonen av sikkerhetsfaktoren er lik i FEM og LEM, det er bare løsningsprosedyren som er ulik. I FEM-analyser bli sikkerhetsfaktoren beregnet ved SRM – *Strength Reduction Method* (norsk: styrkereduksjonsmetode) (Griffiths og Lane, 1999), og sikkerhetsfaktoren F er bestemt som den verdien de originale skjærstyrkeparameterne må bli dividert med for å bringe skråningen til brudd.

Elementmetoden er et kraftfullt, allsidig og nøyaktig analyseverktøy for å studere blant annet skråningsstabilitet (Griffiths og Lane, 1999). Beregningsmetoden krever færre *a priori* antagelser sammenlignet med grenselikevektsprinsippet. Ved FEM-analyser er det f.eks. ikke nødvendig å forhåndsdefinere skjærflaten, slik som ved LEM-analyser, fordi utglidningen oppstår naturlig gjennom sonene i jorden med for lav skjærfasthet. I tillegg er det ikke nødvendig å gjøre antagelser om kreftene mellom lamellene, siden FEM ikke benytter lameller, samt at global likevekt er tilfredsstilt inntil jorden går til brudd. FEM-analyser har også et mye større bruksområde enn LEM, og det mulig å studere blant annet deformasjoner dersom stivhetsparameterne er definert (Griffiths og Lane, 1999). Sikkerhetsfaktoren må heller ikke være konstant langs hele skjærflaten, og det er derfor mulig å kontrollere progressiv bruddutvikling. Ulempen er at beregningstiden øker sammenlignet med LEM, samt at det kan oppstå numeriske problemer som singulær stivhetsmatrise¹, men forutsatt korrekt modellering gir FEM mer nøyaktige resultater enn LEM. Økt beregningstid er prisen å betale for økt nøyaktighet. Nøyaktigheten ved FEM-analyser er i stor grad avhengig av meshet og elementene, samt at nøyaktighet og tidsbruk er to svært positivt korrelerte variabler; høy nøyaktighet gir høy beregningstid. Det er dermed viktig å vurdere hvor høy nøyaktighet som er nødvendig i den gitte problemstillingen for å unngå unødvendig høy beregningstid (Brinkgreve *et al.*, 2021d).

2.2.5 PLAXIS

PLAXIS er et ikke-lineært FEM-beregningsprogram som brukes til å analysere geotekniske problemstillinger. Beregningsprogrammet ble først utviklet i 1987 ved «Delft University of Technology» for å gjøre enkle todimensjonale FEM-beregninger av elvefyllinger på bløt jord i Nederland (Brinkgreve *et al.*, 2021e). Senere har programvaren blitt utviklet til å også inkludere tredimensjonale FEM-beregninger. PLAXIS er i dag en del av Bentley Systems som blant annet tilbyr både PLAXIS 2D og PLAXIS 3D.

I PLAXIS er det blant annet mulig å analysere stabiliteten av skråninger, fyllinger og skjæringer (Brinkgreve *et al.*, 2021e). De primære resultatene fra stabilitetsanalysene, beregningstype *Safety*, er den kritiske skjærflaten og sikkerhetsfaktoren F . I PLAXIS blir sikkerhetsfaktoren beregnet ved SRM. Ut fra definisjonen av F i ligning (2.15) er sikkerhetsfaktoren i PLAXIS gitt som

$$F = \frac{\text{tilgjengelig styrke}}{\text{styrke ved brudd}} = \text{verdien av } \sum M_{sf} \text{ ved brudd}, \quad (2.27)$$

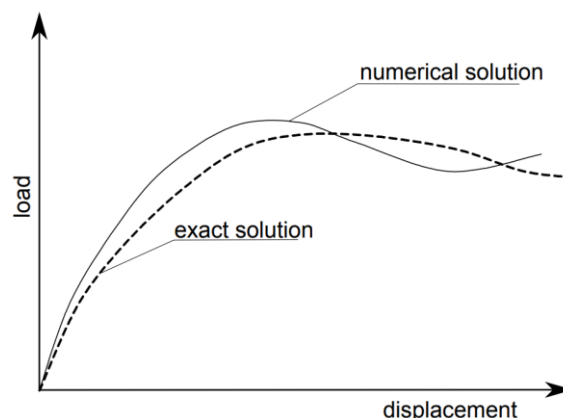
hvor $\sum M_{sf}$ er den totale multiplikatoren og resultatet fra styrkereduksjonsprosedyren gitt av ligningen nedenfor. Hvis SRM-algoritmen ikke konvergerer innenfor et brukerdefinert maksimalt antall iterasjoner impliserer dette at det ikke eksisterer en spenningsfordeling som kan tilfredsstille både bruddkriteriet til jordmodellen og global likevekt samtidig (Brinkgreve *et al.*, 2021c), og jorden har per definisjon gått til brudd. Maksimalt antall iterasjoner er satt lik 60 som standard i PLAXIS, men kan bli variert mellom 1 og 100 (Brinkgreve *et al.*, 2021c).

¹ En matrise som ikke er inverterbar og har determinant lik null.

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan\varphi_{inndata}}{\tan\varphi_{reduisert}} = \frac{c_{inndata}}{c_{reduisert}} = \frac{s_{u,inndata}}{s_{u,reduisert}} = \frac{TS_{inndata}}{TS_{reduisert}} \quad (2.28)$$

Multiplikatoren $\sum M_{sf}$ er satt lik 1,0 før det første beregningssteget, og i løpet av beregningene blir den økt gradvis *max steps* antall ganger. Standardverdien for *max steps* er 100, men størrelsen kan varieres mellom 1 og 10 000. I det første beregningssteget blir $\sum M_{sf}$ økt med en brukerdefinert størrelse M_{sf} i PLAXIS. M_{sf} lik 0,1 er funnet ut å generelt være en egnet startverdi og er derfor valgt som standardverdi. Etter at styrkeparameterne er redusert *max steps* antall ganger må brukeren sjekke hvorvidt det siste steget har resultert i en fullt utviklet bruddmekanisme. En fullt utviklet bruddmekanisme betyr at sikkerhetsfaktoren har konverget og nådd en konstant verdi, samt at skjærflaten fra sikkerhetsanalysen er tydelig. Ved å plote deformasjonen av en node mot $\sum M_{sf}$ med verktøyet *Curves* i PLAXIS, er det mulig å se hvorvidt det er oppnådd en konstant verdi for $\sum M_{sf}$ ved økende deformasjon. Hvis dette ikke er tilfellet må analysene kjøres på nytt med flere beregningssteg. Funksjonen *Total displacements* i PLAXIS plottes den akkumulerte forskyvningen i slutten av det valgte beregningssteget oppå beregningsmodellen, og den totale forskyvningsvektoren $|u|$ gjør det mulig å se om sikkerhetsanalysen har resultert i en tydelig skjærflate. Det samme er også mulig med funksjonen *Total strains* og tøyingskomponenten ε_v som plottes den akkumulerte volumtøyningen i slutten av det valgte beregningssteget.

I ikke-lineære analyser hvor det blir benyttet et endelig antall beregningssteg vil det bli et visst avvik mellom den beregnede og den eksakte løsningen, slik som vist i figur 2.23. Den akseptable feilen (*Tolared error*) i fasen styrer hvor stort dette avviket kan bli, og som standard er verdien satt lik 0,01. Dette betyr at den beregnede løsningen kan bli opptil 1 % høyere eller lavere enn den eksakte løsningen. Innenfor hvert beregningssteg i fasen vil programmet fortsette å utføre iterasjoner dersom den beregnede feilen er større enn den angitte verdien. Hvis den akseptable feilen blir økt vil beregningene bli betydelig raskere, men det vil kunne gi unøyaktige resultater. På den andre siden vil nøyaktigheten øke dersom den akseptable feilen blir justert ned, men beregningstiden vil også bli betydelig høyere.



Figur 2.23 Beregnet løsning versus eksakt løsning (Brinkgreve *et al.*, 2021c).

Før det er mulig å utføre analyser, f.eks. stabilitetsanalyser, i PLAXIS, må de initiale spenningene bli generert i *Initial phase*. De initiale spenningene tilsvarer de spenningene

som er i jorden *in situ* og er avhengig av tyngdetettheten til jorden og dannelseshistorien (Brinkgreve *et al.*, 2021c). De tilgjengelige metodene for å generere de initiale spenningene er *K0-prosedyre* (*K0 procedure*) og gravitasjonsbelastning (*Gravity loading*). I tillegg eksisterer *Flow only* som blir brukt ved analyser av grunnvannstrømning, og *Field stress* som er relevant for dyptliggende løsmasser hvor hovedspenningsretningene har rotert gjennom historien. De horisontale effektivspenningene er relatert til de vertikale gjennom hviletrykkskoeffisienten K_0 , se ligning (2.29).

$$\sigma'_{h0} = K_0 \sigma'_{v0} \quad (2.29)$$

Ved *K0-prosedyre* blir de vertikale spenningene generert i likevekt med egenvekten til jorden. Horisontalspenningene er beregnet fra den spesifiserte inngangsparameteren K_0 . I NC-jord er hviletrykkskoeffisienten ofte antatt å være relatert til friksjonsvinkelen φ gjennom uttrykket i ligning (2.30) (Brinkgreve *et al.*, 2021c), mens K_0 generelt er litt høyere i OC-jord.

$$K_0 = 1 - \sin\phi \quad (2.30)$$

K0-prosedyren sørger ikke for at hele spenningsfeltet er i likevekt, da det ikke blir generert skjærspenninger. Full likevekt er derfor kun tilfredsstilt for tilfeller med horisontal terrengoverflate, lagdeling og grunnvannsnivå. Det er derfor ikke anbefalt å benytte *K0-prosedyre* dersom de initiale spenningene skal genereres eksempelvis for skråninger eller områder med ikke-horisontal lagdeling. Slike tilfeller er vist i figur 2.24.



Figur 2.24 Situasjoner hvor *K0-prosedyre* ikke er anbefalt i PLAXIS (Brinkgreve *et al.*, 2021c).

Det er heller anbefalt å benytte gravitasjonsbelastning for å generere de initiale spenningene i slike tilfeller som vist i figuren ovenfor, fordi denne metoden også genererer skjærspenninger. Ved gravitasjonsbelastning blir spenningene generert ved at egenvekten til jorden gradvis aktiveres gjennom fasen. De initiale horisontalspenningene blir bestemt av ligning (2.29). For elastiske, perfekt plastiske jordmodeller, slik som Mohr-Coulomb, avhenger hviletrykkskoeffisienten sterkt av det antatte tverrkontraksjonstallet ν . For elastiske analyser blir K_0 beregnet fra uttrykket i ligning (2.31), og det er derfor viktig å velge et tverrkontraksjonstall som gir realistiske verdier for K_0 .

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (2.31)$$

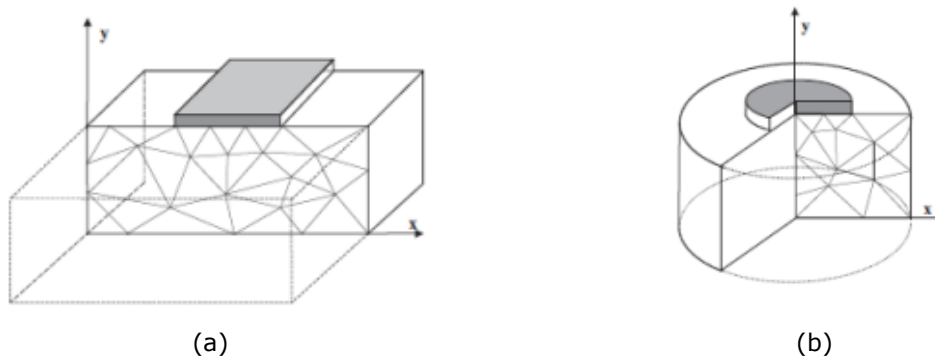
Når geometrien til beregningsmodellen er ferdig definert, må modellen deles inn i elementer før FEM-analysene kan utføres. PLAXIS benytter helautomatisk mesh-generering som tar hensyn til jordens lagdeling samt alle konstruksjonsobjekter og laster (Brinkgreve *et al.*, 2021c). Den helautomatiske mesh-genereringen skiller mellom veldig grov, grov, medium, fin og veldig fin elementfordeling. Det som skiller de fem alternativene, er den relative elementstørrelses-faktoren r_e som styrer den globale mesh-parameteren l_e . For å kunne gjennomføre automatisk mesh-generering trenger generatoren en global mesh-parameter som representerer størrelsen på elementene. Det er denne størrelsen som utad varierer mellom de fem mesh-alternativene. I tillegg er det mulig å redusere elementstørrelsen lokalt. Dette er spesielt aktuelt i områder med store spenningskonsentrasjoner eller deformasjoner (Brinkgreve *et al.*, 2021c).

PLAXIS differensierer de udrenerte analysene mellom tre ulike typer: udrenert A, udrenert B og udrenert C. Alle de tre dreneringstypene er beskrevet i *PLAXIS 2D Reference Manual* (Brinkgreve *et al.*, 2021c), og det som skiller de ulike typene er måten den udrenerte oppførselen blir modellert på. Hvilke dreneringstyper som er tilgjengelig avhenger av jordmodellen. Teoretisk sett er udrenert A den mest korrekte metoden for å modellere udrenert oppførsel. Ved udrenert A blir den udrenerte oppførselen modellert av effektivparametere for stivhet og styrke, og styrkeparameterne φ' og c' blir brukt til å modeller udrenert skjærstyrke s_u . s_u er derfor ikke en inngangsparameter, men et resultat av analysene. Gjennom belastningsprosessen blir poretrykket beregnet og det er derfor mulig å gjennomføre konsolideringsanalyser i ettetid av lastpåføringen. Ved dreneringstype udrenerte B blir den udrenerte oppførsel modellert med effektivparametere for stivhet og udrenerte parametere for styrke. Den udrenerte skjærstyrken s_u er derfor en inngangsparameter og friksjonsvinkelen φ er lik null grader. Ved udrenert C blir den udrenerte oppførselen modellert av en totalspenningsanalyse med udrenerte parametere. Stivheten er modellert av udrenert E-modul E_u og udrenert tverrkontraksjonstall ν_u , mens styrken er modellert av udrenert skjærstyrke s_u og udrenert friksjonsvinkel $\varphi = \varphi_u = 0^\circ$. I motsetning til dreneringstype udrenert A, blir ikke poretrykket beregnet ved udrenert C. Det er dermed ikke mulig å gjennomføre konsolideringsanalyser etter lastpåføringen.

2.2.6 PLAXIS 2D

I PLAXIS 2D blir analysene gjennomført todimensjonalt i det globale xy-planet, hvor z-retningen peker ut av planet. For at tredimensjonale problemer skal kunne analyseres i 2D må tøyningene i z-retning være neglisjerbare eller lik tøyningen i en av de andre retningene, dvs. i x- eller y-retning. Dette er tilfellet dersom én av følgende tilstander inntreffer:

- plan tøyning (figur 2.25 (a)), eller
- aksialsymmetrisk jordvolum med en jevn last rundt sentralaksen (figur 2.25 (b)).



Figur 2.25 (a) Tredimensjonalt problem med plan tøyningstilstand og todimensjonalt mesh. (b) Tredimensjonalt aksialsymmetrisk problem med todimensjonalt mesh (Brinkgreve *et al.*, 2021c).

Slik som tidligere nevnt vil plane tøyingsanalyser gir korrekte resultater dersom utstrekningen i z-retning er mye større enn utstrekningen i x- og y-retning. For øvrig, se kapittel 2.2.2 2D-analyser – plan tøyning for mer informasjon om slike analyser. Aksialsymmetriske analyser kan gjennomføres f.eks. dersom fundamentutbredelsen er lik i alle retninger fra et bestemt midtpunkt i fundamentet. Dette forutsetter også at jordprofilen er tilnærmet homogent og har lik stivhet i horisontalplanet, hvis ikke vil tøyningene i de to horisontalretningene bli ulike.

I PLAXIS 2D kan jorden bli diskretisert inn i 6- eller 15-nodede triangulære elementer (Brinkgreve *et al.*, 2021e). Disse to triangulære elementene med tilhørende spenningspunkter er vist i figur 2.26. Et 6-nodet triangulært element utvikler en andreordens interpolasjon av forskyvninger, og har dermed tre spenningspunkter jf. kapittel 2.2.4 Elementmetoden. Ligning (2.23) gir at et slik element har 12 frihetsgrader. Et 15-nodet triangulært element utvikler en fjerdeordens interpolasjon av forskyvninger, og har dermed 12 spenningspunkter. Ut fra ligning (2.23) har et slikt element 30 frihetsgrader.

15-nodede triangulære elementer har vist seg å være veldig presise elementer som fremstiller spenningene i kompliserte problemer med stor nøyaktighet (Brinkgreve *et al.*, 2021c). Bruken av slike elementer gir høy beregningstid og økt behov for minne, og derfor er 6-nodede triangulære elementer også utviklet. 6-nodede triangulære elementer er nokså presise, og gir generelt nøyaktige nok resultater ved standard deformasjonsanalyse dersom det blir benyttet mange nok elementer. Det bør derimot utvises forsiktighet ved bruk av slike elementer i stabilitetsanalyser (Brinkgreve *et al.*, 2021c). 6-nodede triangulære elementer overestimerer generelt sikkerhetsfaktoren, og 15-nodede elementer er derfor heller anbefalt til slike analyser.



(a) 15-nodet triangulært element



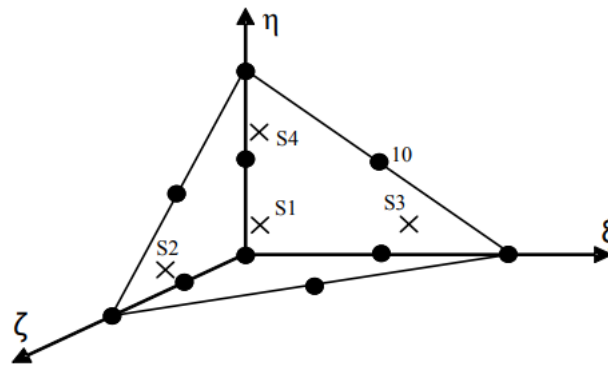
(b) 6-nodet triangulært element

Figur 2.26 Posisjonen til nodene og spenningspunktene i 15- og 6-nodede triangulære elementer (Brinkgreve *et al.*, 2021c).

2.2.7 PLAXIS 3D

PLAXIS 3D tillater full tredimensjonal modellering av geotekniske problemstillinger. Utover dette ligner PLAXIS 3D mye på PLAXIS 2D i form og funksjonalitet (Brinkgreve *et al.*, 2021c; 2021d). Full 3D-modellering kan være nødvendig dersom det todimensjonale tverrsnittet ikke kan representere hele den geotekniske problemstillingen verken fra et geoteknisk eller økonomisk perspektiv (Brinkgreve *et al.*, 2021e). Slik som nevnt under kapittel 2.2.2 kan 2D-analyser gi konservative resultater som fører til at det utføres unødvendige sikringstiltak, som igjen blant annet gir unødvendige økonomiske kostander.

I PLAXIS 3D kan jordvolumet bli diskretisert inn i 10-nodede tetraedriske elementer (Brinkgreve *et al.*, 2021e). Et slikt element er vist i figur 2.27. Et 10-noded tetraedrisk element utvikler en andreordens interpolasjon av forskyvninger. Ut fra ligning (2.24) har slik elementer 30 frihetsgrader.



Figur 2.27 Posisjonen til nodene og spenningspunktene i et 10-noded tetraedrisk element (Brinkgreve *et al.*, 2021f).

Elementet som tilsvarer 10-nodede tetraedriske elementer i 2D er 6-nodede triangulære elementer, siden begge elementene utvikler en andreordens interpolasjon av forskyvninger. Dette gjør at 10-nodede elementer i 3D og 6-nodede elementer i 2D i utgangspunktet gir de mest sammenlignbare resultatene. Slik som tidligere nevnt er det derimot ikke anbefalt å benytte 6-nodede triangulære elementer til stabilitetsberegninger. Hvis det derfor blir valgt å benytte 15-nodede elementer i 2D, er det viktig å være klar over at det kan bli en differanse mellom resultatene i 2D og 3D, selv ved veldig fin elementfordeling. Denne differansen skyldes hovedsakelig de ulike elementtypene.

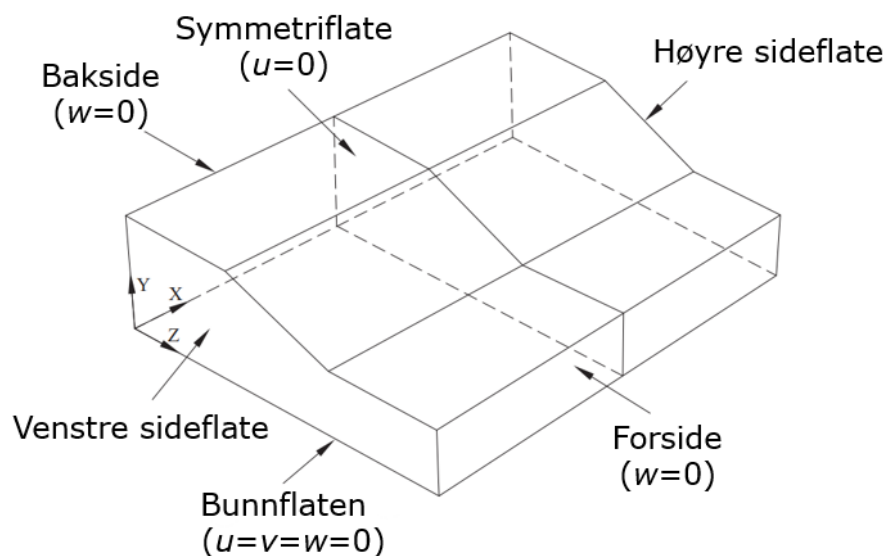
Selv om det er mulig med full 3D-modellering i PLAXIS 3D, må beregningsmodellen på ett eller annet vis begrenses. Dette gjør det nødvendig å innføre grensebetingelser for grenseflatene i beregningsmodellen. I PLAXIS 3D er det fem mulige grensebetingelser; fri, fult fastholdt, fastholdt i normalretning, fastholdt i horisontalretning og fastholdt i vertikalretning (Brinkgreve *et al.*, 2021d). Ved tredimensjonale analyser av skråningsstabilitet er det ekstra viktig å velge egnede grensebetingelser, fordi grensebetingelsene spiller en betydelig rolle for utviklingen av de interne spenningene. Disse spenningene påvirker videre sikkerhetsfaktoren F_3 og den korresponderende skjærflaten. I naturen opptrer ingen av de fem grensebetingelse utelukkende alene, og ofte vil situasjonen være best beskrevet som en kombinasjon av disse. I PLAXIS 3D er det derimot kun mulig å velge én grensebetingelse for hver grenseflate. Det er derfor viktig å utvise forsiktighet i valget av grensebetingelser, spesielt ved fastholdte grenseflater (Zhang *et al.*, 2013; Jostad og Lacasse, 2015 m.fl.). Effektene av fastholdte sideflater vil bli omhyggelig diskutert i neste kapittel, kapittel 3 Litteraturstudie – 3D-effekter. Dersom det er usikkert hvilke grensebetingelser som best beskriver situasjonen, er det en mulighet å lage modellen såpass stor at grenseflatene er langt nok unna interesseområdet. Grensebetingelsene vil da ikke påvirke resultatene nevneverdig. I litteraturen (Zhang *et al.*, 2013; Sun *et al.*, 2017 m.fl.) grupperes grensebetingelsene til de to vertikale sideflatene ved x_{\min} og x_{\max} oftest inn i de tre typene *smooth-smooth* (SS), *rough-smooth* (RS) og *rough-rough* (RR). En forklaring av hver gruppe er gitt nedenfor, og er basert på forklaringen til Sun *et al.* (2017). De øvrige grenseflatene, dvs. forsiden, baksiden, toppflaten og bunnflaten, følger de standard grensebetingelsene gitt i *PLAXIS 3D Reference Manual* (Brinkgreve *et al.*, 2021d). Plasseringen av de ulike grenseflatene er vist i figur 2.28.

- *Smooth-smooth* (SS) – både høyre og venstre sideflate er fastholdt i x-retning, men fri til å bevege seg i y- og z-retning. SS blir blant annet brukt for å representere kontakt med et stivt, glatt landkar som kan gi en reaksjonstrykkraft, men ingen skjærbegrensning i planet. Grensebetingelsene kan også brukes i følgende tre situasjoner:
 - a) Forskyvningen av venstre og høyre sideflate er kun begrenset ut av planet, og de to sideflatene er ikke plassert langt nok unna området hvor bruddflaten mest sannsynlig oppstår.
 - b) Hele skråningen består av samme type homogen og isotrop jord.
 - c) En laboratoriemodell som er bygget av tre eller stål i en beholder med glassvegger. I en slik situasjon vil venstre og høyre sideflate kun være fastholdt i normalretningen.
- *Rough-smooth* (RS) – impliserer at den frie sideflaten (*smooth*) er en symmetriflate slik som figur 2.28 viser. Symmetriflaten er fastholdt i x-retning og fri til å bevege seg i y- og z-retning. Den andre sideflaten, venstre sideflate i figur 2.28, er fastholdt i både x-, y- og z-retning, dvs. fult fastholdt. Dette betyr at beregningsmodellen i denne situasjonen er symmetrisk om høyre sideflate, og det er i teorien kun halve skråningen $B/2$ som er modellert. Det er sjelden at skråninger i naturen har en symmetriflate, men RS er mye brukt som en forenkling i FEM-analyser for å kun modellere halve skråningen.
- *Rough-rough* (RR) – både høyre og venstre sideflate er fult fastholdt i x-, y- og z-retning. Grensebetingelsene RR er mest anvendelig for virkelige situasjoner, og kan bli benyttet til å representere en fast forbindelse uten mulighet for bevegelse.

I praksis er denne grensebetingelsen godt egnet for å modellere følgende tre situasjoner:

- Forskyvningen av venstre og høyre sideflate er hindret i x-, y- og z-retning, og de to sideflatene er plassert langt nok unna området hvor bruddflaten oppstår.
- Skråningen består av en sterkere jordart som omgir en svakere jordart. Bruddet vil i en slik situasjon oppstå i de sentrale delene av skråningen med lavere styrke.
- Skråninger mellom sideveggene i en dal eller landkarene til en demning. Landkarene og sideveggene i dalen vil hindrer forskyvning i både x-, y- og z-retning.

Sideflater som kun er fastholdt i normalretning impliserer dermed at beregningsmodellen er symmetrisk om denne flaten. Ved grensebetingelser av type SS repeteres derfor den modellerte skråningen uendelig mange ganger inn i planet, mens ved type RS er modellen symmetrisk om den frie sideflaten.



Figur 2.28 Tredimensjonal beregningsmodell med tilhørende grenseflater og standard grensebetingelser iht. *PLAXIS 3D Reference Manual* (Brinkgreve *et al.*, 2021d) for forsiden, baksiden og symmetriflaten. u = forskyvning i x-retning, v = forskyvning i y-retning og w = forskyvning i z-retning. Modifisert etter Sun *et al.* (2017).

3 Litteraturstudie – 3D-effekter

Kapittel 3 er en ren litteraturstudie av 3D-effekter, og forklarer innledningsvis hva 3D-effekter er. Deretter følger det en presentasjon av hva tidligere studier har funnet ut, og avslutningsvis er dagens kunnskapsnivå fastslått.

3.1 3D-effekter

Det utføres i dag hovedsakelig todimensjonale analyser av skråningsstabilitet, selv om alle utglidinger i naturen har en begrenset utstrekning. Todimensjonale analyser er derimot en anerkjent metode for å forenkle analysene siden dette gir et konservativt resultat (Cheng og Lau, 2008). Siden slutten av 1960-tallet er det utført en rekke studier (Duncan, 1996) for å forsøke å bestemme differansen mellom de to ulike analysemetodene. Alle studiene har slått fast at sikkerhetsfaktoren beregnet ved 2D- og 3D-analyser er ulik. Differansen skyldes 3D-effektene som oppstår når skråningsstabilitet blir betraktet som et tredimensjonalt problem i stedet for et todimensjonalt. Litteraturen er derimot inkonsistent i hvorvidt disse 3D-effektene bidrar til å redusere eller øke stabiliteten i gitte situasjoner.

3.1.1 Hva er 3D-effekter?

Slik som nevnt innledningsvis oppstår 3D-effekter når skråningsstabilitet blir betraktet som et tredimensjonalt problem i stedet for et todimensjonalt. De todimensjonale analysene antar at lagdelingen, skråningsgeometrien og skjærflaten strekker seg uendelig langt inn i planet. Analysene tar ikke hensyn til den romlige variasjonen og neglisjerer dermed 3D-effektene. Dette er derimot også faktorer som påvirker stabiliteten og som enten øker eller reduserer stabiliteten. Differansen mellom sikkerhetsfaktoren beregnet for den tredimensjonale beregningsmodellen F_3 og sikkerhetsfaktoren for den todimensjonale modellen F_2 benevnes 3D-faktoren F_{3D} og er uttrykt ved ligning (3.1). F_2 blir ofte også beregnet i 3D, for en uendelig lang skråning i plan tøyningstilstand, og er tilfellet med mindre annet er spesifisert. Dette er fordi beregningsforutsetningene i 2D og 3D kan være ulike, slik som i PLAXIS hvor 15-nodede triangulære elementer i 2D utvikler en fjerdeordens interpolasjon av forskyvninger mens 10-nodede tetraedriske elementer i 3D utvikler en andreordens interpolasjon av forskyvninger. De ulike beregningsforutsetningene gir en differanse mellom sikkerhetsfaktoren beregnet i 2D og 3D som ikke skyldes reelle 3D-effekter. F_{3D} kan også uttrykkes i prosent, som prosentvis økning av stabiliteten ift. 2D-analysen.

$$F_{3D} = \frac{F_3}{F_2} \quad (3.1)$$

Størrelsen på F_{3D} er avhengig av hvilke typer 3D-effekter som oppstår i den aktuelle skråningen. Siden det er 3D-effektene som forårsaker 3D-faktoren F_{3D} , blir F_{3D} også ofte

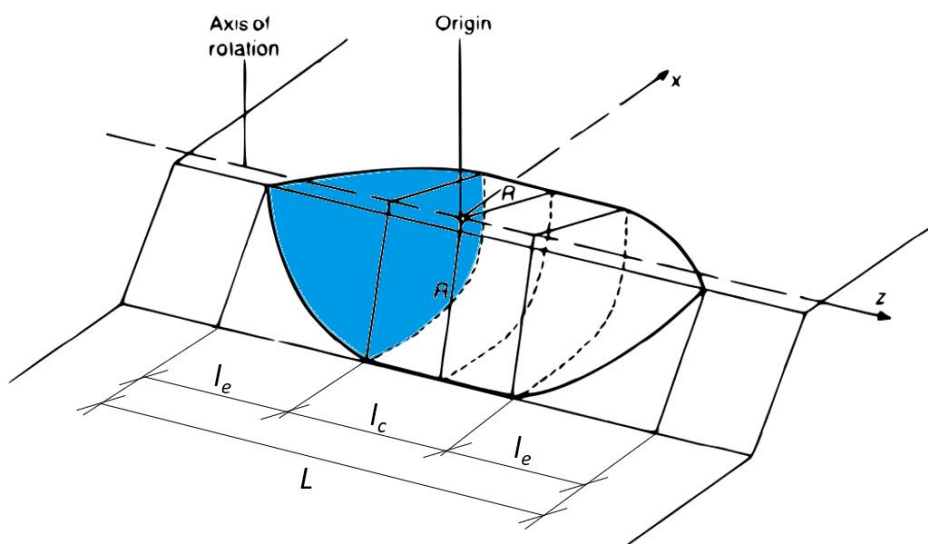
brukt som symbol for 3D-effekter. Med bakgrunn i litteraturen er det mulig å skille mellom fire ulike typer 3D-effekter; sideeffekter, geometrieffekter, 3D-effekter forårsaket av lokale laster og programvareeffekter. Hver av de fire effektene er beskrevet mer detaljert i de påfølgende kapitlene.

De tidligere undersøkelsene har også vist at F_{3D} er avhengig av jordartene skråningen består av (herunder skjærstyrke), belastningssituasjonen (udrenert eller drenert), skråningshøyden og helningen, samt de ytre forholdene som grunnvannsnivå.

3.1.2 Sideeffekter

De todimensjonale analysene antar som tidligere nevnt at skjærflaten har uendelig utstrekning inn i planet. En utglidning vil derimot normalt ha en konkav skjærflate hvor dybden på skjærflaten avtar mot sidene, slik som vist i figur 3.1. Skjærflaten vil på et eller annet sted i jorden oppleve større motstand i form av sterkere lag, faste konstruksjoner, bergoverflate e.l. og dermed avbøye til en mer konkav form. Sidefriksjonen langs den avbøyde delen av skjærflaten medregnes ikke i 2D-analysene, men denne sidefriksjonen vil gi en økt sikkerhetsfaktor i de tredimensjonale analysene og er omtalt som en sideeffekt. Den delen av skjærflaten som opplever sidefriksjon, den avbøyde delen, er markert med blått i figuren nedenfor. Figuren viser kun hvilken del av skjærflaten som gir sideeffekter på venstre side, men situasjonen er også lik på høyre side. Sidefriksjonen langs den midtre delen av skjærflaten er tatt hånd om av 2D-analysene, og utgjør derfor ikke en 3D-effekt. For å begrense utbredelsen av skjærflaten i tredimensjonale FEM-beregninger blir det innført fast innspente sideflater RR, slik som nevnt under kapittel 2.2.7. I LEM-analyser blir størrelsen på skjærflaten bestemt før analysene og det er derfor lett å begrense utstrekningen til skjærflaten.

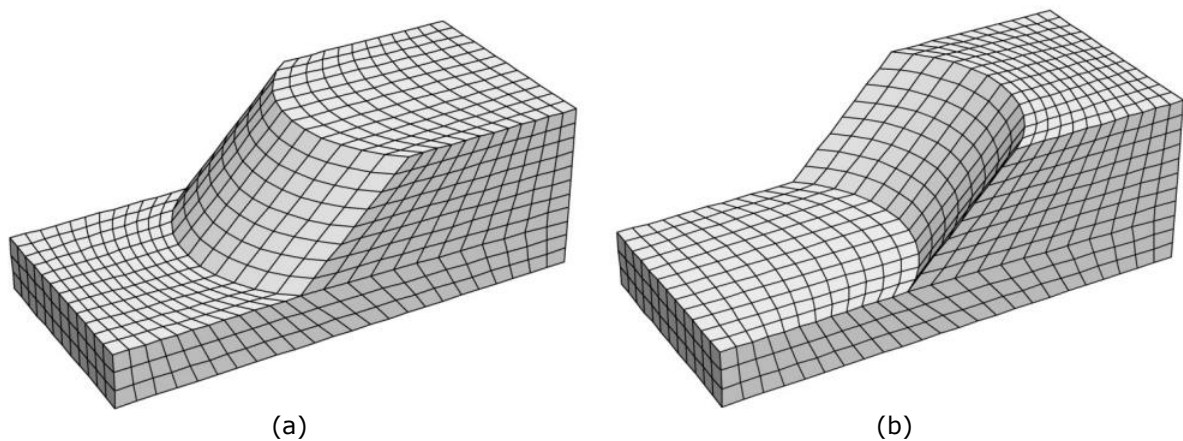
Gens, Hutchinson og Cavounidis (1988) var noen av de første som undersøkte størrelsen på sideeffektene og hvordan de påvirker skråningsstabiliteten. Figuren nedenfor er hentet fra deres artikkel «Three-dimensional analysis of slides in cohesive soils». Den maksimale utbredelsen av skjærflaten er i deres analyser definert som L .



Figur 3.1 Det markerte overflatearealet viser hvilket areal som opplever skjærmotstand fra den omkringliggende jorden, modifisert fra Gens, Hutchinson og Cavounidis (1988).

3.1.3 Geometrieffekter

De todimensjonale analysene forutsetter også at skråningsgeometrien er lik uendelig langt inn i planet, slik som illustrert i figur 2.16. I naturen vil skråningsgeometrien derimot variere inn i planet, og ikke være plan slik 2D-analysene antar. Skråningene kan blant annet ha en mer eller mindre konveks eller konkav form slik de to skråningene i figur 3.2 viser. Denne kurvaturendringen inn i planet vil gi geometrieffekter som kan gjøre at $F_2 \neq F_3$. Figuren nedenfor er hentet fra artikkelen «Effects of geometries on three-dimensional slope stability» til Zhang *et al.* (2013). De undersøkte geometrieffektene for en rekke ulike skråningsgeometrier.

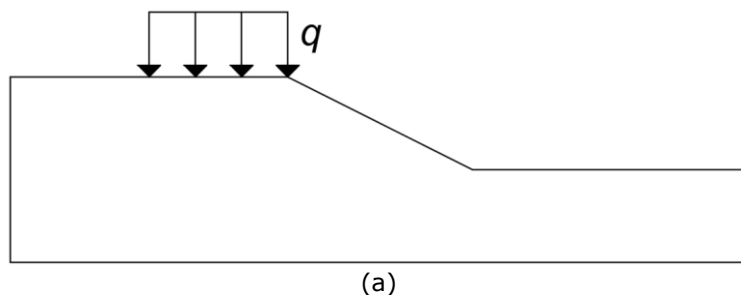


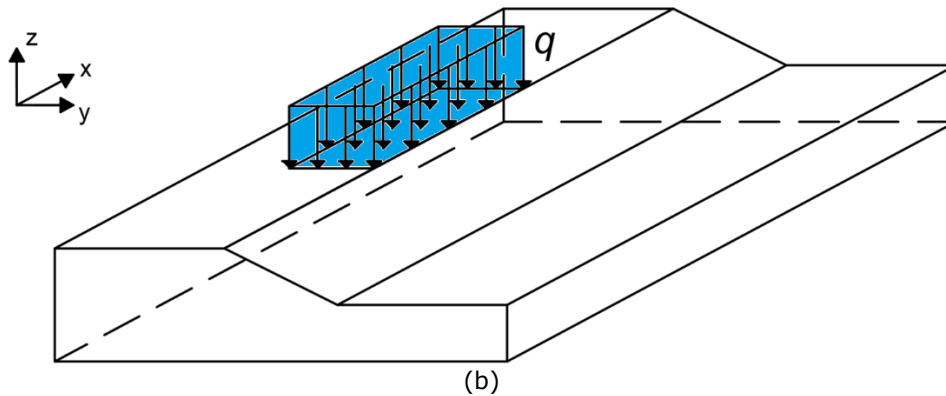
Figur 3.2 To skråninger med endring av kurvatur som gir geometrieffekter: (a) konveks skråning og (b) konkav skråning (Zhang *et al.*, 2013).

Kurvatur langs skråningsflaten i papirplanet kan bli analysert ved tradisjonelle 2D-analyser og er derfor ikke inkludert i geometrieffektene.

3.1.4 3D-effekter fra lokale laster

Wei, Cheng og Li (2009) og Kelesoglu (2016) har i sine studier undersøkt bruddmekanismen og sikkerhetsfaktoren F_3 til skråninger utsatt for lokale laster med lastintensitet q på skråningstoppen. Lokale laster har en begrenset utstrekning i x -retning slik figur 3.3 (b) viser. Den begrensede utstrekningen gir 3D-effekter F_{3D} som blir beregnet ved å sammenligne F_2 for den todimensjonale skråningen med uendelig lastutbredelse i figur 3.3 (a), med F_3 for den tredimensjonale skråning med lokal last i figur 3.3 (b). Hvis lastutbredelsen er begrenset sammenlignet med utstrekningen av skråningen i x -retning er det tydelig at dette kan gi betydelige 3D-effekter.





Figur 3.3 (a) 2D-skråning utsatt for uendelig lang last. (b) 3D-skråning utsatt for lokal last med begrenset utstrekning i x-retning.

3.1.5 Programvareeffekter

Ikke uventet vil ulike beregningsmetoder gi ulik sikkerhetsfaktor for den samme beregningsmodellen fordi beregningsantagelsene er forskjellige (Duncan, 1996). Programvarer som benytter elementmetoden og programvarer som benytter grenselikevektsprinsippet vil derfor ikke gi eksakt samme resultat. Differansen i sikkerhetsfaktor for de to ulike analysene skyldes ikke reelle 3D-effekter, men enkelt og greit de ulike beregningsantagelsene. Ved å gjennomføre slike analyser er det dermed kun mulig å slå fast hvor stor differansen mellom de ulike beregningsverktøyene er. Slik som tidligere nevnt gir de ulike beregningsmetodene, for alle praktiske formål, korrekte resultater dersom differansen mellom metodene er mindre enn 12 % (Duncan, 1996). Dette gjelder i utgangspunktet for ulike beregningsmetoder i 2D, men kan også overføres til 3D.

3.1.6 3D-effektens betydning

Med bakgrunn i litteraturen vil 3D-effektene kunne bidra til å både øke og redusere den beregnede 2D-stabiliteten. Ifølge Cavounidis (1987) bidrar 3D-effektene utelukkende til å øke skråningsstabiliteten. Han beviste at sikkerhetsfaktoren fra 3D LEM-analyser alltid er større enn den fra 2D LEM-analyser. Dette gir ligning (3.2), hvor $F_{2D,min}$ er sikkerhetsfaktoren til det mest kritiske beregningsnittet i 2D for den tredimensjonale skråningen. For at ligningen skal gjelde forutsettes det at F_{2D} er beregnet for det mest kritiske 2D-snittet.

$$F_{3D} \geq F_{2D,min} \quad (3.2)$$

Til tross for 3D-effektene er det for alle praktiske formål vanlig å anta at problemet kan analyseres som et todimensjonalt problem ved geoteknisk prosjektering (Gens, Hutchinson og Cavounidis, 1988). 2D-analysene gir konservative sikkerhetsfaktorer, og er derfor ansett som en gunstig tilnærming med tanke på sikkerhetskravet. Den konservative sikkerhetsfaktoren kan derimot føre til at det gjennomføres unødvendige sikringstiltak for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet iht. *Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering*. De ekstra sikringstiltakene gir en økt økonomisk kostnad og belastning for

miljøet. Ifølge Jostad og Lacasse (2015) kan det derfor være gunstig å ta hensyn til 3D-effektene i prosjekteringsfasen for å redusere unødvendig konservatisme og kostander.

Cavounidis (1987) skrev i sin artikkel at det i 1987 hadde blitt en økt interesse for å betrakte skråningsstabilitet som et tredimensjonalt problem. Interessen skyldtes at de tredimensjonale analysene ga mer nøyaktige resultater, og førte derfor til mer økonomisk og sikrere prosjektering. I takt med den økte interessen for å utføre tredimensjonale analyser har det blitt utviklet programvarer som tar hensyn til 3D-effektene de todimensjonale beregningsverktøyene neglisjerer. Blant annet har Bentley utviklet PLAXIS 3D som tillater full 3D-modellering, og i GS Stability som er utviklet av Novapoint er det mulig med en sideskjærfaktor.

3.2 Tidligere undersøkelser av 3D-effekter

Siden noen av de første tredimensjonale skråningsstabilitetsanalysene ble utført i 1969 av Petar Anagnosti (Anagnosti, 1969) og fram til i dag, er det undersøkt mange ulike skråninger. De fleste har undersøkt de ulike 3D-effektene som oppstår med rotasjonsskred som skredmekanisme (Leshchinsky og Baker, 1986; Gens, Hutchinson og Cavounidis, 1988; Wei, Cheng og Li, 2009; Jostad og Lacasse, 2015 m.fl.), men det er også utført noen få analyser av translasjonsskred (Stark og Eid, 1998; Arellano og Stark, 2000; Akhtar og Stark, 2017). Utover de to skredmekanismene er 3D-effektene undersøkt for både udrenerte og drenerte situasjoner.

En oppsummering av de viktigste studiene og resultatene er presentert i det påfølgende kapitlet. De fleste analysene er utført ved bruk av Mohr-Coulomb som jordmodell, med unntak av Jostad og Lacasse (2015) som benyttet NGI-ADP.

3.2.1 Sideeffekter ved LEM-analyser av rotasjonsskred Leshchinsky og Baker (1986)

Leshchinsky og Baker (1986) undersøkte sideeffektene i drenerte skråninger hvor utbredelsen av utglidningen var begrenset til $2L$. Den antatte glideflaten var symmetrisk og besto av en sylindrisk midtdel terminert av to identiske kurvede endeflater. Et eksempel på en slik glideflate, men med utbredelse L , er vist i figur 3.1.

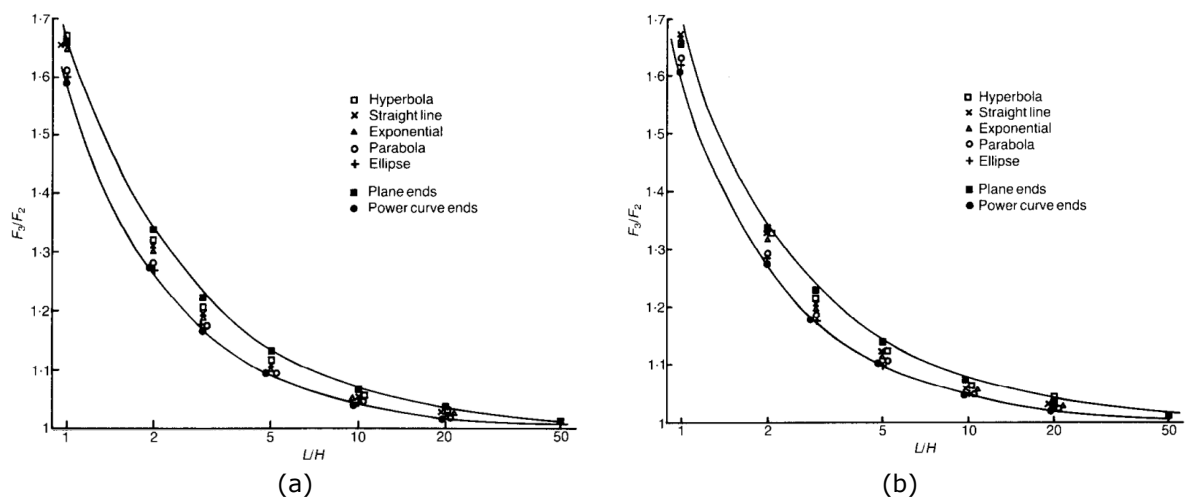
Resultatene fra analysene er presentert som to stabilitetsdiagrammer (også kjent som *stability charts*) i artikkelen, hhv. et diagram for vertikale skråninger og et for skråninger med skråningsvinkel $i = \beta = 45^\circ$. I diagrammene er 3D-faktoren F_{3D} en funksjon av de drenerte materialparameterne c og φ , tyngdetettheten γ , skråningshøyden H og lengden av halve utglidningen L . Diagrammene viser at 3D-faktoren avtar ved økende L . Dette skyldes at sidefriksjonen langs sideflatene får mindre betydning for stabiliteten når arealet til endeflatene avtar relativt til arealet av den totale glideflaten, og følgelig avtar sideeffektene. Ifølge Leshchinsky og Baker (1986) er sideeffektene mindre enn 5 % i skråninger hvor $\beta = 45^\circ$ dersom forholdet mellom lengden av halve utglidningen L og skråningshøyden H er større enn to. Når L/H er mindre enn to øker sideeffektene betydelig ved avtagende L/H . Sideeffektene er generelt høyere for vertikale skråninger enn for skråninger hvor $\beta = 45^\circ$, men ellers er tendensen tilnærmet lik. For en gitt L øker F_{3D} ved avtagende φ , noe som betyr at 3D-faktoren er mest tydelig for kohesive jordarter (dvs. jordarter hvor $\varphi = 0^\circ$).

Gens, Hutchinson og Cavounidis (1988)

Gens, Hutchinson og Cavounidis (1988) analyserte sideeffektene i homogen kohesiv jord for udrenerte situasjoner. I likhet med Leshchinsky og Baker (1986) analyserte de sylindriske bruddflater, men bare med flere ulike kurvede endeflater. I tillegg analyserte de bruddflater med plane endeflater. Den maksimale utbredelsen av utglidningen ble definert til å være L , slik som vist i figur 3.1.

Forholdet mellom sikkerhetsfaktorene fra 3D-analysene F_3 og 2D-analysen F_2 , for ulike endeflater, er vist i figur 3.4 som en funksjon av bredde/høyde-forholdet L/H . Figur 3.4 (a) gir F_3/F_2 for skrånninger med skråningsvinkel $\beta = i = 30^\circ$ og dybdefaktor $D = 1$.

Definisjonen av dybdefaktoren er vist i figur 3.6 (b), og beskrevet i neste avsnittet. Figur 3.4 (b) gir forholdet mellom 2D- og 3D-analysene for vertikale skrånninger, dvs. $i = 90^\circ$, for enhver verdi av D . Slik diagrammet viser gir skrånninger med plane endeflater den høyeste sikkerhetsfaktoren, mens kurvede endeflater gir lavere sikkerhetsfaktor. Plane endeflater gir størst mulig areal i kontakt med de fastholdte sidene, og derfor de største sideeffektene. Diagrammene i figuren nedenfor viser i tillegg hvor raskt 3D-faktoren øker for smalere skrånninger, dvs. $L/H \rightarrow 0$, og dersom $L/H \geq 4$ er sideeffektene under 20 %.



Figur 3.4 3D-effekter for ulike endeflater (Gens, Hutchinson og Cavounidis, 1988). (a) $i = 30^\circ$ og $D = 1$, og (b) $i = 90^\circ$ og enhver verdi av D .

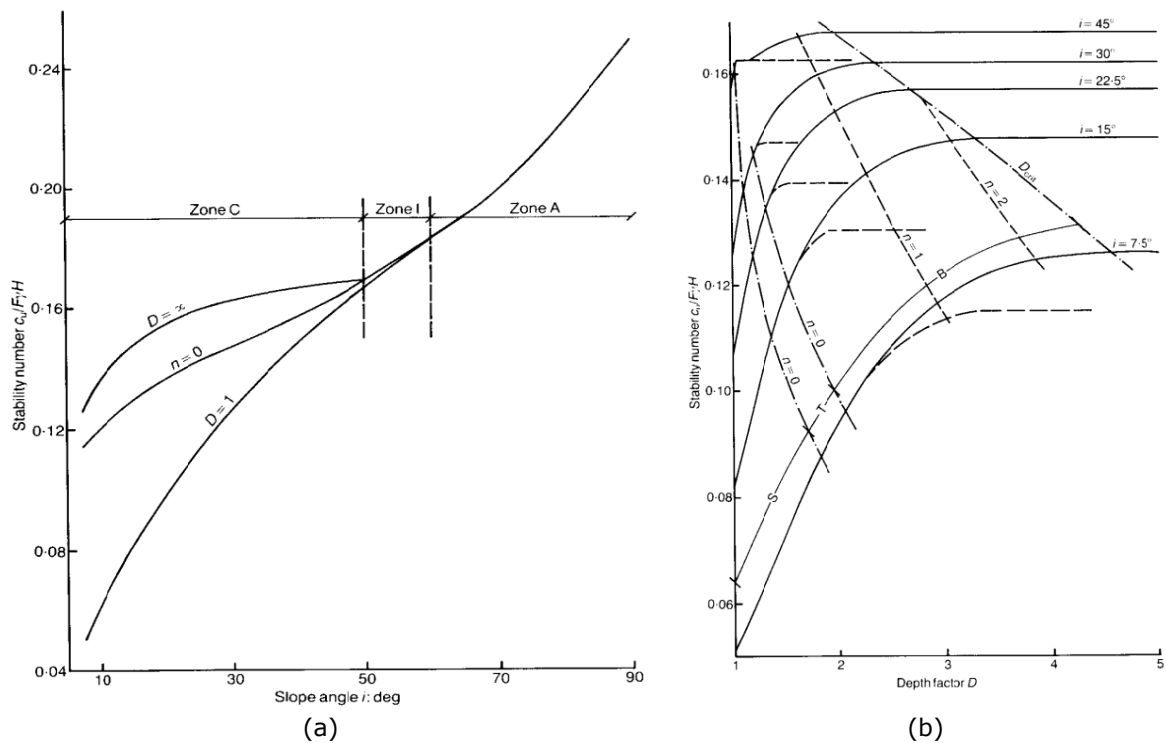
De øvrige resultatene fra analysene er presentert som stabilitetsdiagrammer for ulike bredde/høyde-forhold. I disse diagrammene er stabilitetstallet, definert i ligning (3.3), plottet mot skråningsvinkelen i . I ligningen nedenfor er F sikkerhetsfaktoren fra 3D-analysen.

$$\text{Stabilitetstallet} = \frac{c_u}{F\gamma H} \quad (3.3)$$

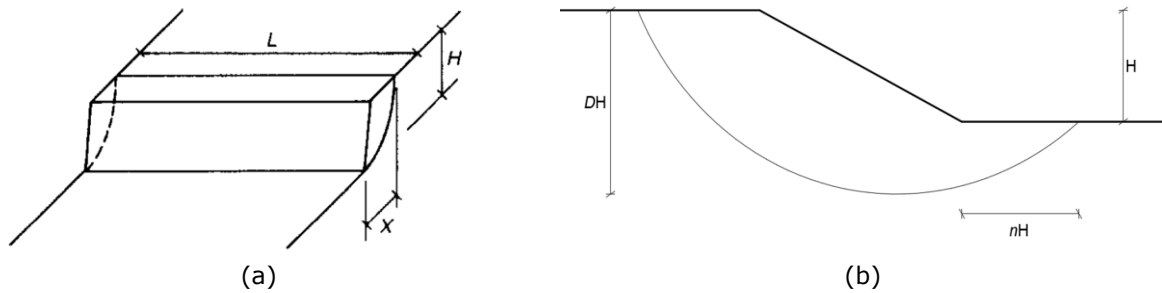
Figur 3.5 viser stabilitetsdiagrammet for skrånninger hvor $L/H = 10$. I sone A av diagrammet har dybdefaktoren D ingen innvirkning på stabilitetstallet, mens i sone I kan kun tå- og skråningsbrudd oppstå og derfor har dybdefaktoren neglisjerbar innvirkning

på stabilitetstallet. Dybdefaktoren har vesentlig betydning for stabilitetstallet i sone C, og både tåbrudd og fotbrudd kan oppstå. Definisjonen av dybdefaktoren D og tåfaktoren n er vist i figur 3.6. D er avstanden fra skråningstoppen til bunnen av skjærflaten DH dividert med skråningshøyden H . $D = \infty$ representerer derfor fotbrudd (vist som F i figur 2.11), $D = 1$ skråningsbrudd (S) og $n = 0$ tåbrudd (T).

Stabilitetsdiagrammene i artikkelen viser at dybdefaktoren får økt betydning for sikkerhetsfaktoren ved økende bredde/høyde-forhold, og i likhet med Leshchinsky og Baker (1986) fant Gens, Hutchinson og Cavounidis (1988) ut at 3D-effektene avtar med økende bredde/høyde-forhold. I tillegg viser stabilitetsdiagrammene at det finnes en kritisk verdi av dybdefaktoren ved 3D-analyser, en maksimal dybde den kritiske glideflaten ikke går dypere enn, uansett hvor stor den potensielle dybdefaktoren er. Denne kritiske dybdefaktoren D er avhengig av skråningsvinkelen $i = \beta$.



Figur 3.5 Stabilitetstallet som funksjon av skråningsvinkelen i , dybdefaktoren D og tåfaktoren n for $L/H = 10$ (Gens, Hutchinson og Cavounidis, 1988). (a) plottet mot skråningsvinkelen $i = \beta$, og (b) dybdefaktoren D .



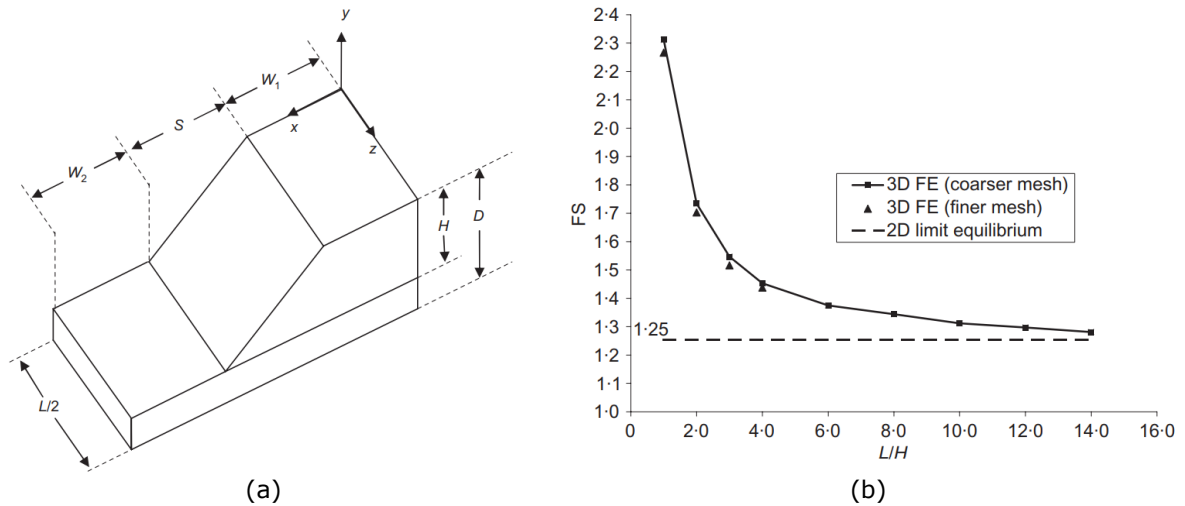
Figur 3.6 (a) Tredimensjonal skråning med høyde H og maksimal utbredelse L , og plane ender (Gens, Hutchinson og Cavounidis, 1988). (b) Skråning som viser definisjonen av dybdefaktoren D og tåfaktoren n .

I tillegg analyserte Gens, Hutchinson og Cavounidis (1988) elleve skred fra virkeligheten, hvor glideflatene lignet på de idealiserte glideflatene de hadde analysert. Slike skred oppstår typisk ved udrenerte belastninger av naturlige skråninger bestående av normalkonsoliderte eller svakt overkonsoliderte leirer. Disse analysene viser at dersom 3D-effektene blir neglisjert i tilbakeregningen av skred vil f.eks. den udrenerte skjærstyrken bli overestimert med opptil 30 %.

3.2.2 Sideeffekter ved FEM-analyser av rotasjonsskred Griffiths og Marquez (2007)

Griffiths og Marquez (2007) undersøkte blant annet 3D-effektene i plane skråninger for ulike bredde/høyde-forhold, hvor geometrien og materialparameterne var konstant i z -retning. En slik plan skråning er vist i figur 3.7 (a), og de tilhørende dimensjonene er presentert i tabell 3.1. Et slikt plant tilfelle er symmetrisk, og det er derfor kun nødvendig å modellere halve skråningen. Den totale bredden av beregningsmodellen L begrenser utbredelsen av utglidningen siden de vertikale sideflatene ved $z = 0$ og $z = L$ er fast innspenne. Analysene er utført for en udrenert situasjon, hvor $\varphi_u = 0^\circ$ og $c_u/\gamma H = 0,20$.

Figur 3.7 (b) viser resultatene fra analysene for $H < L < 14H$. Diagrammet i figuren sammenligner resultatene fra 3D FEM-analysene med 2D LEM-analysen. Analysene er utført for to ulike typer mesh; et grovere og et finere. Begge meshene består av 20-nodede kubiske elementer. Det grovste meshet gir høyere sikkerhetsfaktor enn det fine, men differansen mellom de to meshene er aldri større enn 2 %. Analysene viser at F_3 alltid er større enn F_2 , men for $L/H \geq 10$ er $F_3 \approx F_2$. Dvs. hvis L/H er større enn 10 så er 3D-effektene F_{3D} neglisjerbare. Når $L/H = 4$ er F_3 tilnærmet lik 1,45, og sideeffektene øker dermed stabiliteten med 16 %. Siden FEM og LEM er to ulike beregningsmetoder, som beregner sikkerhetsfaktoren F på bakgrunn av ulike beregningsforutsetninger, vil ikke metodene nødvendigvis gi eksakt likt resultatet i 2D. Analysene til Griffiths og Marquez (2007) inkluderer således også differansen mellom de to benyttede beregningsprogrammene som en del av 3D-effektene. Det er vanskelig å si hvor stor del av de påviste 3D-effektene som skyldes reelle sideeffekter forårsaket av fast innspenne sideflater, og hvor mye som skyldes programvareffekter, siden det ikke er utført en detaljert studie av dette.

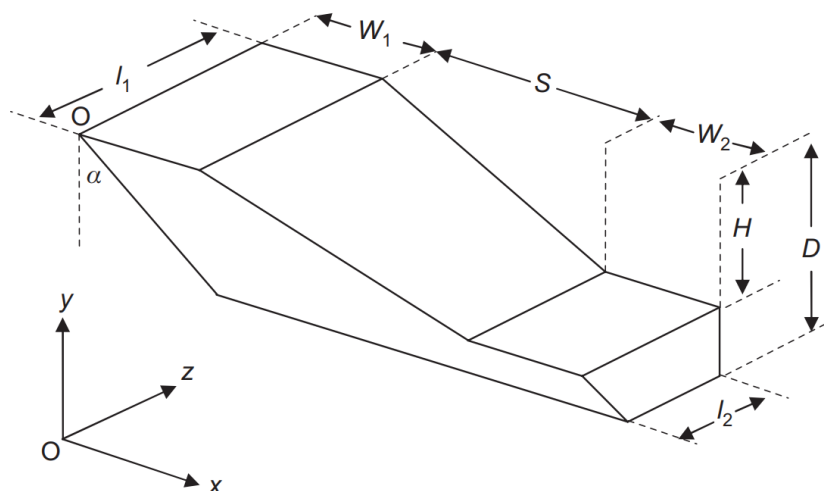


Figur 3.7 Plan analyse (Griffiths og Marquez, 2007). (a) Skråningsgeometrien hvor $\beta = 26,57^\circ$ (dvs. $b = 2$). (b) Sammenligning av sikkerhetsfaktoren fra 3D FEM- og 2D LEM-analysene for $\varphi_u = 0^\circ$ og $c_u/\gamma H = 0,20$.

Tabell 3.1 Dimensjonene av skråningen i figur 3.7, for både 2D- og 3D-analysen.

D	W_1	S	W_2	L
$1,5H$	H	$2H$	H	$H \rightarrow 14H$

Videre analyserte Griffiths og Marquez (2007) 3D-effektene i skråninger med hellende sideflater. En slik skråning er vist i figur 3.8 og de tilhørende dimensjonene er presentert i tabell 3.2. En skråning med hellende sideflater kan blant annet oppstå ved landfestene til en jorddemning. Skråningen i figur 3.8 er også symmetrisk, og det er derfor kun nødvendig å modellere halve skråningen. Helningen til sideflatene er bestemt av vinkelen α . Resultatene fra de drenerte analysene av en slik skråning med $\varphi' = 20^\circ$ og $c'/\gamma H = 0,127$ er vist i figur 3.9. Figur (a) og (b) viser hhv. resultatene for konstant l_1 og l_2 . Analysene er utført for to ulike bredde/høyde-forhold, $l/H = 0,83$ og $l/H = 1,67$ hvor l er l_1 og l_2 i hhv. figur 3.9 (a) og (b).



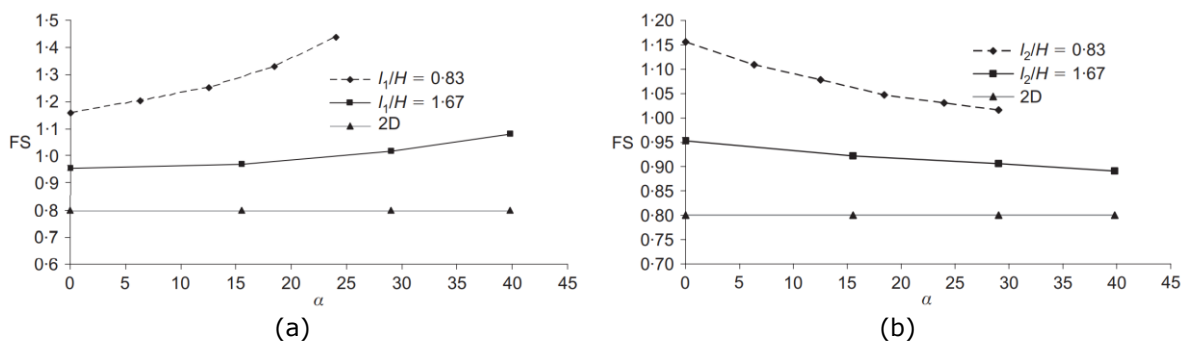
Figur 3.8 Definisjonen av toppbredden l_1 , bunnbredden l_2 og vinkelen α for skråning med hellende sideflater (Griffiths og Marquez, 2007).

Tabell 3.2 Dimensjonene av skråningen i figur 3.8, for både 2D- og 3D-analysen (Griffiths og Marquez, 2007).

D	W_1	S	W_2
$1,5H$	H	$2H$	$0,66H$

Når l_1 er konstant reduseres l_2 når α øker. Figur 3.9 (a) viser at sikkerhetsfaktoren til den tredimensjonale modellen øker ved økende α for begge høyde/bredde-forholdene, dvs. at 3D-faktoren øker ved økende α og avtagende l_2 . Når α øker så reduseres den potensielle utbredelsen av utglidningen og sikkerhetsfaktoren øker. I tillegg øker arealet til de hellende sideflatene når α øker, og dermed øker fastholdingskreftene forårsaket av skjærmotstanden langs sideflatene. Begge disse faktorene gir et positivt bidrag til sideeffektene. Grafene i figur 3.9 (a) viser også at sikkerhetsfaktoren F_3 er størst for den smaleste ($l_1/H = 0,833$) skråningen og minst for den bredeste ($l_1/H = 1,67$). Grafen til den smaleste skråningen har størst gjennomsnittlig stigning, og dermed reduseres effektene av de hellende sideflatene når bredden på skråninger øker. Dette betyr at 3D-effektene forårsaket av hellende sideflater er av større betydning i smale skråninger enn i brede.

I det andre tilfellet, hvor l_2 er konstant, øker l_1 når α øker. Diagrammet i figur 3.9 (b) viser at F_3 reduseres ved økende α for begge bredde/høyde-forholdene. Dette er det motsatte av hva som skjer i det første tilfellet hvor l_1 holdes konstant. Når l_2 øker så øker utbredelsen av utglidningen, og dermed reduseres sikkerhetsfaktoren ved økende α . I dette tilfellet øker også arealet på de hellende sideflatene ved økende α , men likevel reduseres sikkerhetsfaktoren. Dette betyr at skjærmotstanden langs sideflatene er av mindre betydningen enn den økte utbredelsen av utglidningen. For dette tilfellet er også 3D-effektene er av større betydning i smale skråninger enn i brede.

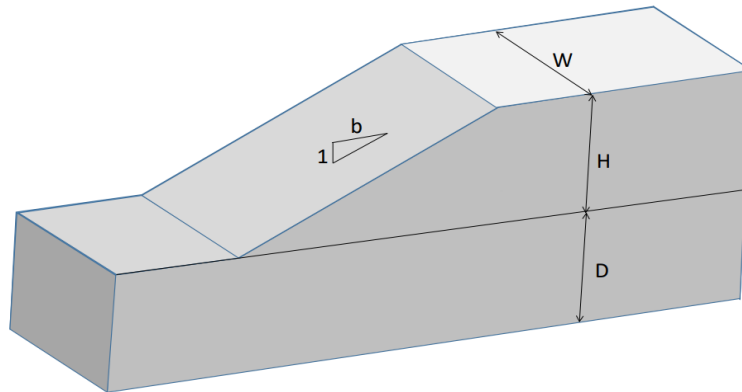


Figur 3.9 Resultatene fra analysene med hellende sideflater (Griffiths og Marquez, 2007). (a) Toppbredden l_1 holdt konstant, dvs. vinkelen α øker ved avtagende l_2 . (b) Bunnbredden l_2 holdt konstant, dvs. α øker ved økende l_1 .

Jostad og Lacasse (2015)

Jostad og Lacasse (2015) beregnet sideeffektene i idealiserte skråninger ved å sammenligne 2D LEM-analyser med 3D FEM-analyser. Analysene ble utført for udrenerte situasjoner, og jordens oppførsel ble beskrevet av jordmodellen NGI-ADP. For enkelhets skyld valgte de å benytte en konstant udrenert skjærstyrke s_u i analysene.

Skråningsgeometrien Jostad og Lacasse (2015) undersøkte er vist i figur 3.10. 3D-effektene F_{3D} ble beregnet for ulike høyde/bredde-forhold $1/w = H/W$, skråningshelninger b og dybdefaktorer $d = D/H$. D er definert som vist i figuren nedenfor og representerer dybden til fjell eller fastere lag. b ble variert fra 1 til 3, mens d ble satt lik 0 eller 1.



Figur 3.10 Idealisert skråningsgeometri med definisjon av bredden W , høyden H og dybden D (Jostad og Lacasse, 2015)

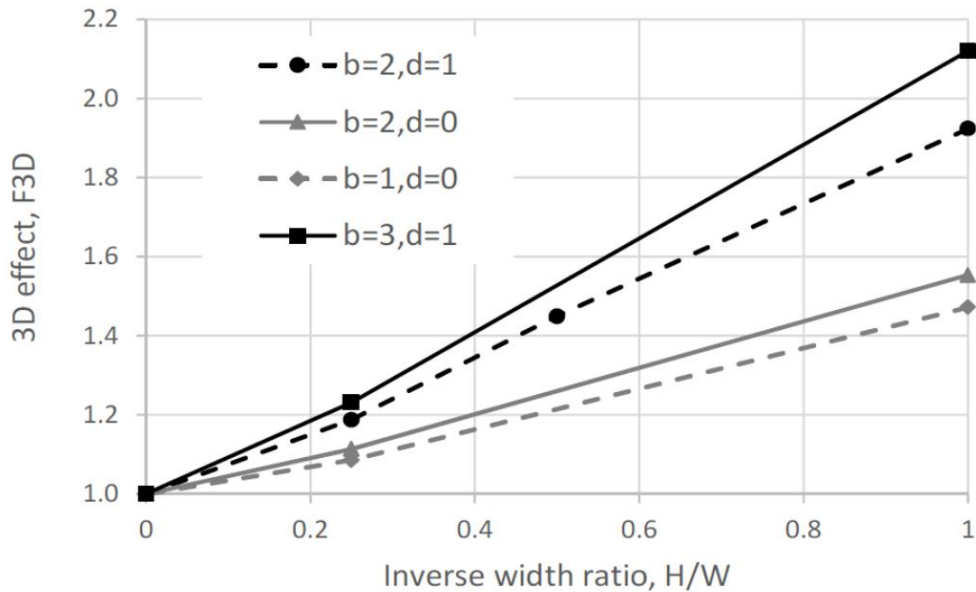
Den ene vertikale sideflatene er fastholdt kun i normalretning pga. symmetri. Ved symmetri er det kun nødvendig å modellere halve skråningsbredden $W/2$. Den andre vertikale sideflaten er fastholdt i alle retninger. Dette gir grensebetingelsen RS (se kapittel 2.2.7). 3D-faktoren F_{3D} ble bestemt av ligningen nedenfor.

$$F_3 = F_{3D} \cdot F_2 \quad (3.4)$$

hvor F_3 er sikkerhetsfaktoren fra 3D-analysen og

$$F_2 = N_0 \cdot \frac{S_u}{\gamma H} \quad (3.5)$$

N_0 i ligningen ovenfor er stabilitetstallet fra Janbus direkte metode. Resultatene fra studien, gitt i figur 3.11, viser at F_{3D} øker tilnærmet lineært ved økende høyde/bredde-forhold H/W . I tillegg øker F_{3D} ved økende dybdefaktor d , samt noe ved økende skråningstall b . $H/W = 0$ betyr at skråningen er uendelig bred, og tilsvarer derfor 2D-tilfellet hvor plan tøyning er en korrekt tilnærming. Diagrammet nedenfor viser at 3D-faktoren er mindre enn 20 % for skråninger hvor $W > 4H$, og for skråninger hvor $H/W = 1$ kan 3D-effektene øke stabiliteten med så mye som 50 til 100 %.



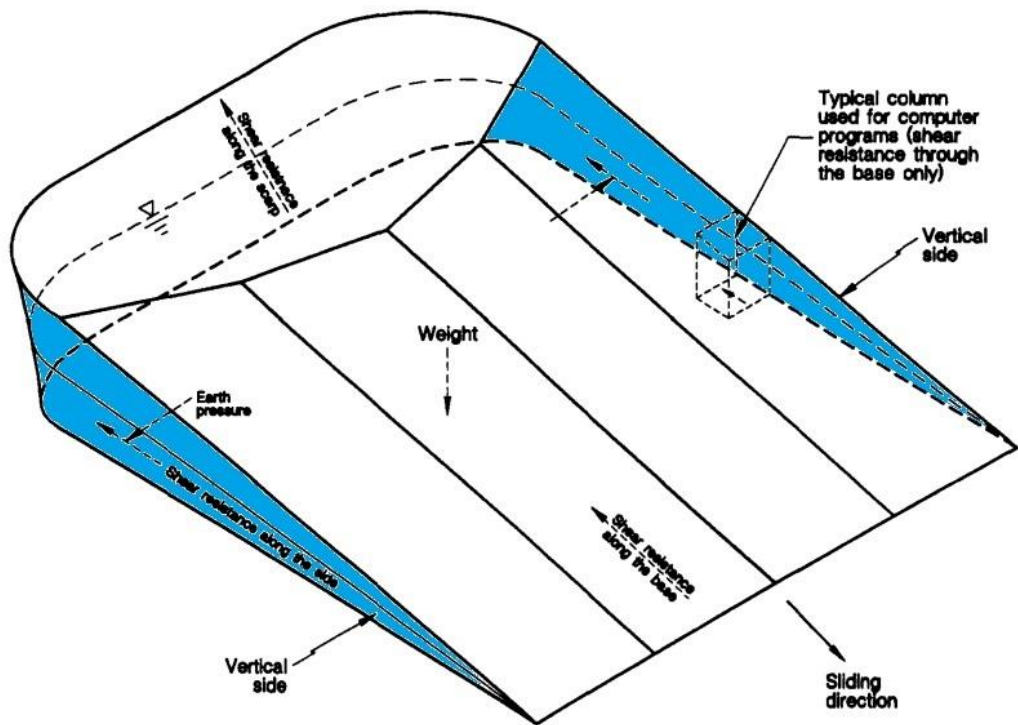
Figur 3.11 Resultater fra analyser av ulike høyde/breddeforhold for ulike skråningsfaktorer b og ulike dybdefaktorer $d = D/H$ (Jostad og Lacasse, 2015).

Jostad og Lacasse (2015) poengterer til slutt i artikkelen at resultatene må benyttes med forsiktighet. Tanken deres var ikke å presentere en 3D-faktor som kan multipliseres med den todimensjonale stabiliteten, men heller undersøke for hvilke situasjoner det kan være hensiktsmessig å gjennomføre 3D-analyser. De konkluderte med at når $W > 4H$ er 3D-effektene mindre enn 20 % og det er derfor ikke hensiktsmessig å gjennomføre 3D-analyser. For smalere skråninger, dvs. $W < 4H$, kan stabiliteten til skråningen være betydelig høyere enn den beregnet i 2D, og det kan derfor være hensiktsmessig å gjennomføre 3D-analyser. Jostad og Lacasse (2015) utførte 3D-analysene i Bifurc3D, som er utviklet av NGI og er et FEM-verktøy, mens 2D-analysene ble utført i et LEM-program. I likhet med resultatene til Griffiths og Marquez (2007) er derfor den beregnede 3D-faktoren også avhengig av ulikhetene i de to beregningsprogrammene.

3.2.3 Sideeffekter ved translasjonsskred

Stark og Eid (1998)

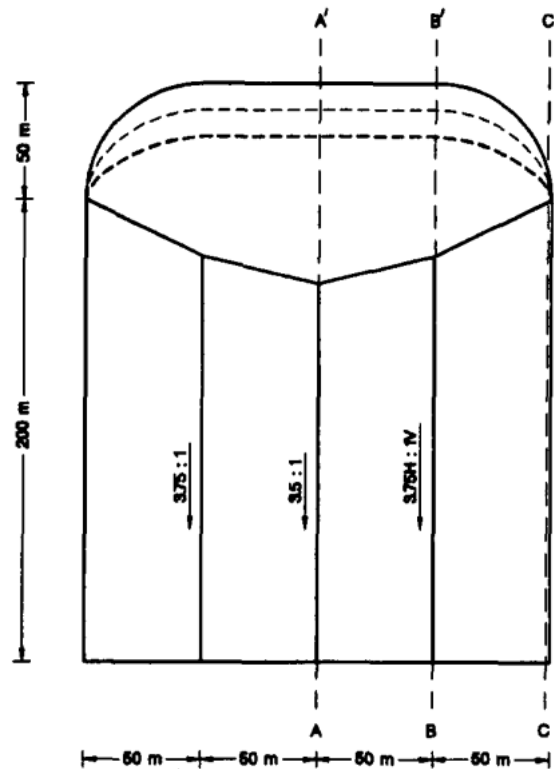
Ifølge Stark og Eid (1998) gir 2D-analyser av translasjonsskred konservative estimater av sikkerhetsfaktoren fordi analysene ikke tar hensyn til sideeffektene langs de blåe sideflatene i figur 3.12. Sideeffektene bidrar til økt stabilitet, og dermed vil F_3 være større enn F_2 .



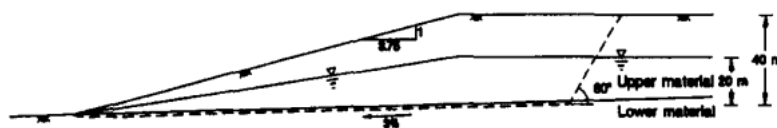
Figur 3.12 Tredimensjonalt translasjonsskred hvor arealet til sideflatene er markert i blått, modifisert etter Stark og Eid (1998).

Ved translasjonsskred går skjærflaten typisk gjennom underliggende svakere lag, og har derfor ofte enten signifikant høyere eller lavere mobilisert skjærstyrke langs sidene og ryggen i bakkant (*scarp* i figur 3.12) enn langs bunnen. Dette gjør at sikkerhetsfaktorene beregnet i 2D og 3D kan bli betydelig ulike. Denne differansen er mindre tydelig i rotasjonsskred (Stark og Eid, 1998), som typisk går gjennom homogene materialer. Translasjonsskred kan oppstå i relativt flatt terreng, fordi det er styrken og helningen til det underliggende svake laget som hovedsakelig avgjør hvor utglidningen oppstår. Ifølge Chen og Chameau (1983) er differansen mellom F_2 og F_3 i tillegg større jo slakere skråningen er.

Innledningsvis undersøkte Stark og Eid (1998) sideeffektene i beregningsmodellen vist i figur 3.13 (a), samt utførte 2D-analyser for de tre snittene vist i samme figur. Sideflatene i beregningsmodellen er vertikale, fordi vertikale sideflater gir minimum skjærmotstand og oppstår derfor oftest i naturen. På vertikale sideflater virker det kun et lateralt jordtrykk, og jordtrykket og skjærmotstanden vil følgelig bli høyere på hellende sideflater. Translasjonsskred med hellende sideflater oppstår kun dersom det svake laget strekker seg helt opp til terrengoverflaten med en helning.



(a)



(b)

Figur 3.13 (a) Plant snitt og (b) representativt tverrsnitt B-B' av beregningsmodellen (Stark og Eid, 1998).

2D- og 3D-analysene ble utført i LEM-beregningsprogrammet CLARA 2.31. I 3D deler programmet jordvolumet opp i vertikale, tredimensjonale søyler, ekvivalent med oppdelingen i todimensjonale lameller ved 2D-analyser. CLARA 2.31 beregner sikkerhetsfaktoren ved en tredimensjonal utvidelse av enten *Bishop's Simplified Method* eller *Janbu's Simplified Method*. Antagelsene for å gjøre problemet statisk bestemt i de to metodene er presentert i kapittel 2.2.3. I likhet med alle andre tilgjengelige 3D-programvarer i 1998 tok ikke CLARA 2.31 hensyn til skjærmotstanden langs de vertikale sideflatene i figur 3.12 ved beregningen av F_3 . Stark og Eid (1998) modellerte derfor et imaginært lag rundt de vertikale sideflatene for å ta hensyn til skjærmotstanden. Det imaginære laget hadde lik tyngdetetthet som utglidningsvolumet, friksjonsvinkel lik null og kohesjon lik skjærstyrken forårsaket av hviletrykket som virker på de vertikale sideflatene. Kohesjonen ble derfor estimert av ligningen nedenfor, hvor K_0 er hviletrykkskoeffisienten for det øvre laget i figur 3.13 (b) og σ'_v er gjennomsnittlig vertikal effektivspenning i utglidningsvolumet. φ' er sekantfriksjonsvinkelen til skredmaterialet, tilsvarende den gjennomsnittlige, effektive normalspenningen på sideflatene.

$$c'_i = K_0 \sigma'_v \tan \phi \quad (3.6)$$

Analysene til Stark og Eid (1998) viser at beregningsmodellene som inkluderer skjærmotstanden langs sideflatene gir en tredimensjonal sikkerhetsfaktor som er nesten 13 % høyere enn beregningsmodellen som ikke inkluderer skjærmotstanden. Når skjærmotstanden er ignorert er $F_3 \approx F_2$, hvor F_2 er den gjennomsnittlige sikkerhetsfaktoren for de tre tverrsnittene vist i figur 3.13 (a). Ifølge Stark og Eid (1998) øker sideeffektene med økende differanse i skjærmotstand mellom de fire flatene; baksiden, bunnen og de to vertikale sideflatene. Det derfor viktig å gjennomføre 3D-analyser hvis denne differansen er stor, for å ikke underestimere sikkerhetsfaktoren.

Studiene av tidligere skred viser at differansen mellom sikkerhetsfaktorene beregnet i 2D og 3D er mest tydelig i de tilfelle hvor det oppstår translasjonsskred. I tilbakeregningen av translasjonsskred er det derfor spesielt viktig å ta hensyn til sideeffektene, hvis ikke kan styrkeparameterne bli overestimert med opptil 30 % (Stark og Eid, 1998).

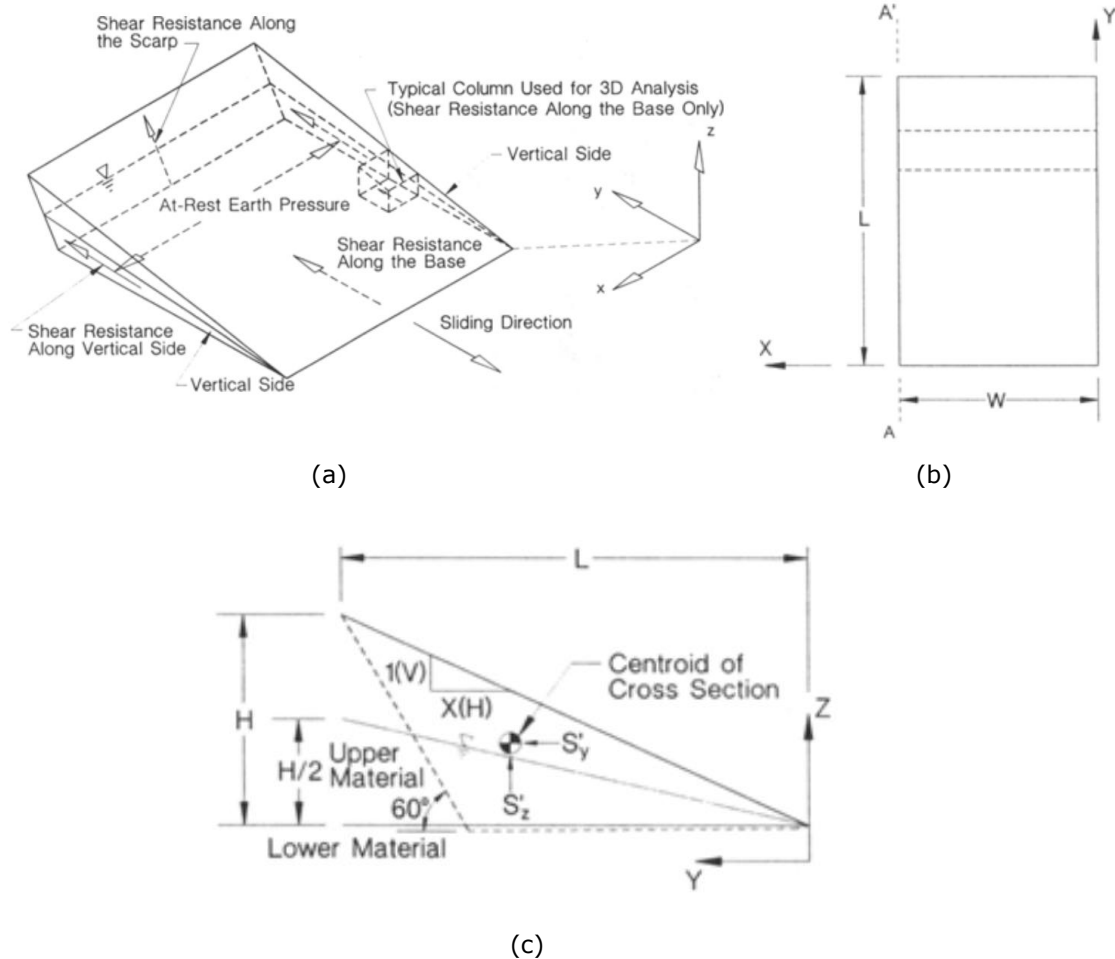
Arellano og Stark (2000)

Arellano og Stark (2000) gikk videre med arbeidet til Stark og Eid, og undersøkte blant annet viktigheten av å inkludere skjærmotstanden langs sideflatene for ulike skråningsgeometrier og skjærstyrketilstander. Hovedformålet med studien var å gi ingeniører en pekepinn på når det burde bli utført tredimensjonale skråningsstabilitetsanalyser. Beregningsmodellen til studien er vist i figur 3.14. Av samme grunn som Stark og Eid (1998) oppga, er sideflatene vertikale fordi dette gir den laveste skjærmotstanden.

Slik figur 3.14 (c) indikerer, består skråningen til parameterstudien av to materialer; øvre og nedre. Glideflaten oppstår i overgangen mellom de to materialene, og det nedre materialet er antatt å ha en helning på 3° i glideretningen. Friksjonsvinkelen i det øvre og nedre materialer er initialt hhv. $\varphi_{up} = 30^\circ$ og $\varphi_l = 8^\circ$, dvs. $\varphi_{up}/\varphi_l = 3,75$. For å undersøke i hvor stor grad F_3 blir påvirket av ulik skjærstyrke i de to lagene er forholdet φ_{up}/φ_l variert gjennom studien. Våt tyngdetetthet er hhv. 17 og 18 kN/m³ i det øvre og nedre laget. I tillegg ble skråningsgeometrien variert gjennom studien. 3D-effektene ble undersøkt for tre ulike skråningstall; b lik 1,3 og 5, to ulike skråningshøyder; H lik 10 og 100 m, samt syv ulike bredde/høyde-forhold; $W/H = 1, 1,5, 2, 4, 6, 8$ og 10.

Arellano og Stark (2000) utførte, i likhet med Stark og Eid (1998), analysene i CLARA 2.31 som ikke tar hensyn til skjærmotstanden langs sideflatene i figur 3.12. Denne gangen ble skjærmotstanden modellert ved å påføre en ytre last, lik hviletrykket, på de to vertikale sideflatene. Hviletrykket ble bestemt av uttrykket i ligning (3.7), hvor σ'_z er den gjennomsnittlige vertikale effektivspenningen og K_0 er hviletrykkskoeffisienten. Skjærmotstanden langs sideflatene ble til slutt påført som den ytre lasten S' , hvor S' er lik σ'_x multiplisert med φ'_{up} .

$$\sigma'_x = K_0 \sigma'_z = (1 - \sin \phi'_{up}) \sigma'_z \quad (3.7)$$

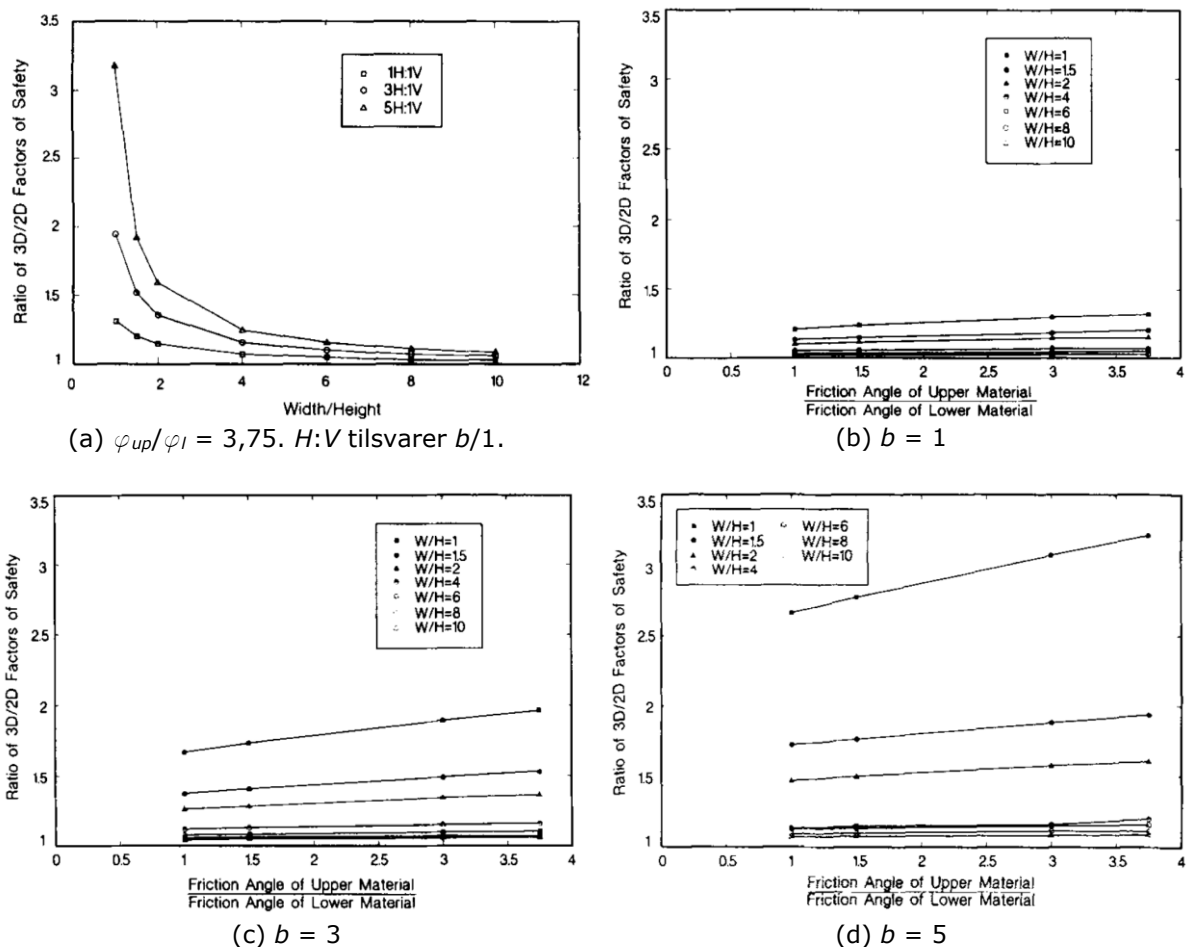


Figur 3.14 (a) Beregningsmodellen benyttet i analysene til Arellano og Stark (2000), med vertikale sideflater. (b) Horisontalsnitt og (c) tverrsnitt av beregningsmodellen.

Resultatene fra parameterstudien er vist i figur 3.15. Diagrammene representerer et gjennomsnitt av analysene for de to skråningshøydene, $H = 10$ m og 100 m, siden differansen mellom de to analysene var under 6 % (Arellano og Stark, 2000). Studien viser at F_3 alltid er større enn F_2 . Diagrammet i figur 3.15 (a) viser resultatene fra studien av skråningsgeometriens betydning for sideeffektene. Slik diagrammet viser øker 3D-effektene som forventet ved avtagende W/H for en gitt skråningsvinkel. Når bredden på modellen reduseres så reduseres også vekten av utglidningsvolumet, og sideeffektene langs de vertikale sideflatene får større betydning for stabiliteten. Slik diagrammet viser øker 3D-effektene raskt når $W/H \leq 4$, og F_{3D} er tilnærmet mindre enn 20 % når $W/H \geq 4$. Differansen mellom 3D-effektene for de ulike skråningsvinklene øker også betydelig når $W/H \leq 4$. 3D-effektene er størst i slake skråninger, og viktigheten av å inkludere sideeffektene øker derfor med avtagende skråningsvinkel. Sideeffektene kan øke den todimensjonale stabiliteten med en faktor opptil 3,25, slik som er tilfellet når $W/H = 1$ og $b = 5$. Diagrammene i figur 3.15 (b), (c) og (d) viser resultatene fra studien av skjærstyrkens betydning for sideeffektene i skråninger hvor b er lik 1, 3 eller 5. Analysene viser at betydningen av å variere forholdet mellom ϕ_{up} og ϕ_l er mest tydelig

for skråningene hvor $b = 5$, og avtar med økende skråningsvinkel. Disse diagrammene viser også at 3D-effektene avtar med økende W/H . Når $b = 5$ er differansen mellom F_{3D} for skråninger hvor $W/H = 1$ og skråninger hvor $W/H = 10$ mellom 1,6 og 2,1, og bredden har dermed stor betydning for hvor store sideeffekter som utvikles. Diagrammene viser også at differansen i skjærstyrke mellom de to lagene får økt betydning for 3D-effektene ved avtagende skråningsvinkel. Arellano og Stark (2000) påpekte at betydningen av å variere friksjonsvinkelen mellom det øvre og nedre laget er mer signifikant for den tredimensjonale sikkerhetsfaktoren enn for den todimensjonale. Dette betyr at resultatene i figur 3.15 (b), (c) og (d) hovedsakelig er forårsaket av endringer i F_3 og ikke i F_2 . Det er derfor svært viktig å definere materialparameterne og friksjonsvinkelen korrekt i 3D.

Parameterstudien viser at sideeffektene er mest tydelig i slake skråninger, og siden translasjonsskred ofte oppstår i slakt terreng er det svært viktig å ta hensyn til 3D-effektene i tilbakeregningen av slike skred. Skjærstyrken vil bli overestimert dersom 3D-effektene neglisjeres (Arellano og Stark, 2000).



Figur 3.15 Resultatene fra de ulike analysene.

Akhtar og Stark (2017)

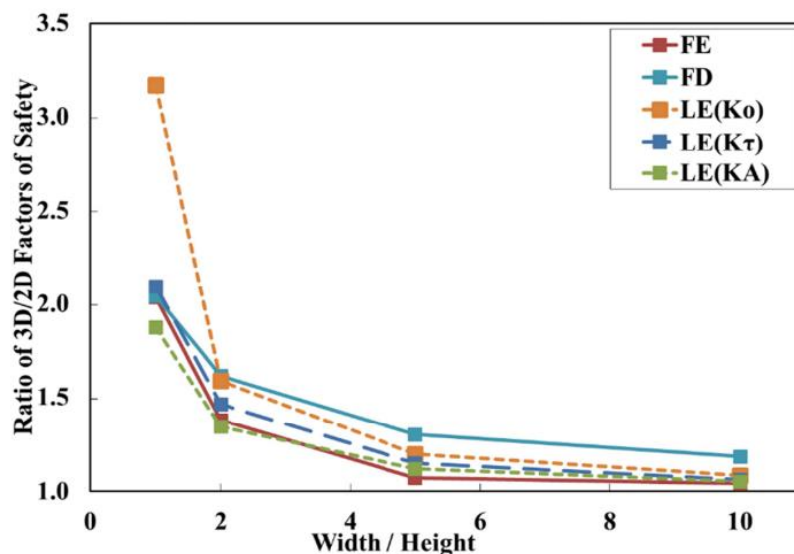
Akhtar og Stark (2017) beviste at metoden hvor hviletrykkskoeffisienten K_0 blir innført for å modellere sideeffektene i translasjonsskred, som Stark og Eid (1998) og Arellano og Stark (2000) benyttet, overestimerer 3D-effektene. Slik diagrammet i figur 3.16 viser

ligger grafen for 3D-effektene ved $LE(K_0)$ -analysene betydelig høyere enn de tilsvarende grafene fra FE- og FD-analysene, spesielt når $W/H \leq 2$. Hvis den aktive jordtrykkskoeffisienten K_A blir benyttet i stedet for K_0 , for å modellere sideeffektene i CLARA 2.31, blir sideeffektene underestimert ift. FE- og FD-analysene. Akhtar og Stark (2017) utviklet derfor en annen metode som benytter jordtrykkskoeffisienten K_τ for å ta hensyn til skjærmotstanden langs sideflatene i translasjonsskred. K_τ er definert som gjennomsnittet av hviletrykkskoeffisienten K_0 og den aktive jordtrykkskoeffisienten K_A , se for øvrig ligning (3.8), (3.9) og (3.10). Slik diagrammet i figur 3.16 viser estimerer denne metoden sideeffektene i overensstemmelse med FD- og FE-analysene. Variasjonen i beregnet F_{3D} for de tre metodene, FE, FD og $LE(K_\tau)$, er omtrent 5 %, noe som er innenfor den akseptable feilen på 12 % rapportert av Duncan (1996). Å modellere sideeffektene i LEM-analyser med jordtrykkskoeffisienten K_τ er derfor ansett som en fullgod metode (Akhtar og Stark, 2017).

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \quad (3.8)$$

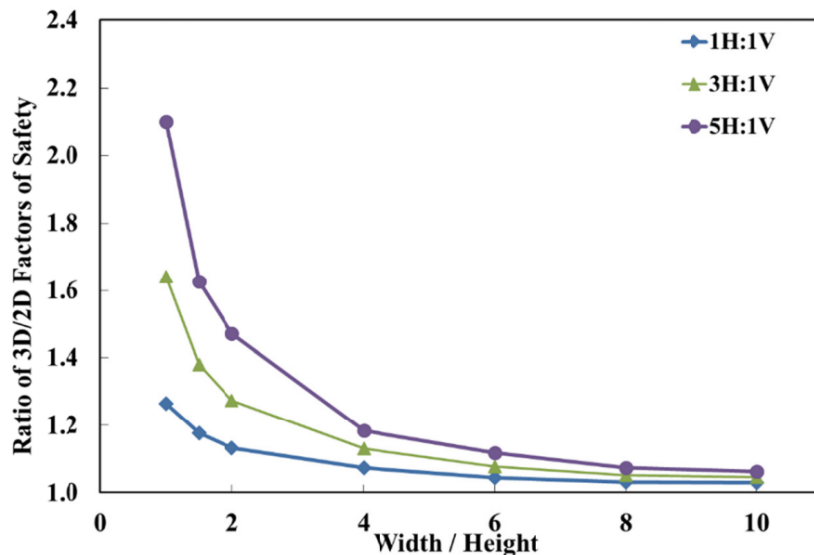
$$K_A = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} \quad (3.9)$$

$$K_\tau = 0,5 (K_0 + K_A) \quad (3.10)$$



Figur 3.16 3D-effektene i translasjonsskred som en funksjon av W/H , for ulike beregningsmetoder hvor $LE(K_0)$ representerer analysene utført av Arellano og Stark (2000) (Akhtar og Stark, 2017).

Resultatet fra analysene med jordtrykkskoeffisienten K_τ er vist i figur 3.17. Slik figuren viser er tendensen ved økende W/H og avtagende skråningsvinkel den samme som i studien til Arellano og Stark (2000), det er kun F_{3D} som er lavere med den nye metoden. I stedet for at $F_{3D,max} = 3,25$, som i studien til Arellano og Stark (2000), er $F_{3D,max}$ omtrent 2,10 i denne studien.



Figur 3.17 Sideeffektene i translasjonsskred ved bruk av jordtrykkskoeffisienten K_r (Akhtar og Stark, 2017).

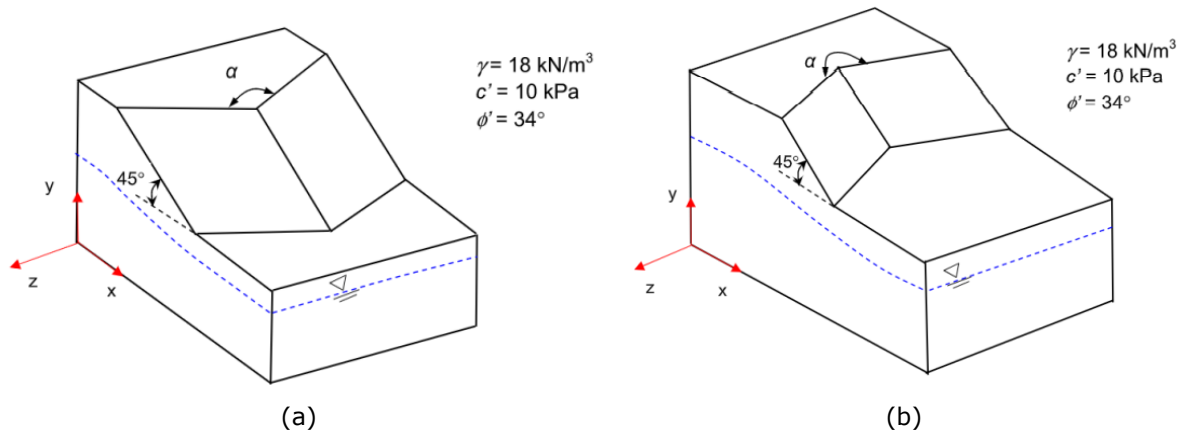
3.2.4 Geometrieffekter ved LEM-analyser

Zhang et al. (2015)

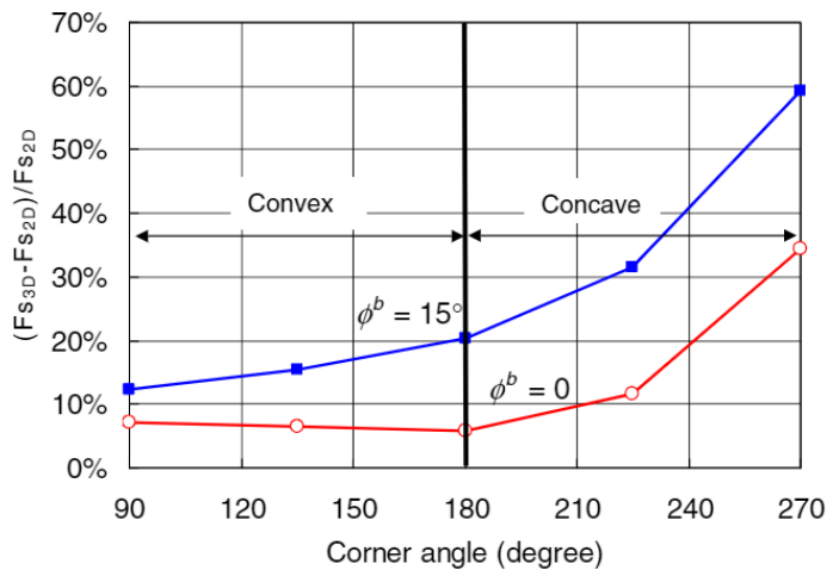
Zhang et al. (2015) studerte hovedsakelig hvordan den umettede sonen påvirker 3D-effektene F_{3D} i ulike skråninger, deriblant plane, konvekse og konkave skråninger. Det kapillære suget i den umettede sonen bidrar til å øke skjærstyrken. Økningen er beskrevet av skjærstyrkevinkelen φ^b , hvor $\varphi^b = 0^\circ$ impliserer at det kapillære suget ikke øker skjærstyrken.

Ifølge Zhang et al. (2015) varierer 3D-effektene mellom 4 og 9 % for ulike verdier av c' og φ når $\varphi^b = 0^\circ$ i slake, plane skråninger. Når $\varphi^b = 15^\circ$ varierer F_{3D} mellom 9 og 16 %. De tilsvarende analysene av bratte skråninger viser at F_{3D} er mellom 12 og 18 % når $\varphi^b = 15^\circ$. Dette betyr at den umettede sonen har større betydning for 3D-effektene i bratte skråninger.

Materialparameterne og skråningsgeometrien til analysene av konvekse og konkave skråninger er vist i figur 3.18. Slik figuren viser er konvekse og konkave skråninger med et hjørne midt i skråningen analysert, heretter omtalt som hjørneskråninger. Vinkelen α definerer geometrien til de konvekse og konkave skråningene. Geometrieffektene i disse skråningene inkluderer også effektene fra den umettede sonen. Resultatet fra analysene er vist i figur 3.19. Diagrammet viser at geometrieffektene og effektene av økende φ^b er størst i konkave skråninger. I konkave skråninger er F_{3D} mellom 20 og 59 % når $\varphi^b = 15^\circ$, og mellom 6 og 34 % når $\varphi^b = 0^\circ$. Tilsvarende er F_{3D} mellom 12 og 20 % når $\varphi^b = 15^\circ$ og mellom 6 og 8 % når $\varphi^b = 0^\circ$ i konvekse skråninger. Dette betyr at stabiliteten av konvekse skråninger er tilnærmet upåvirket av α og lik stabiliteten av den plane skråningen når $\varphi^b = 0^\circ$. Diagrammet viser også at vinkelen α har større betydning for F_{3D} i konkave skråninger enn i konvekse.



Figur 3.18 Skråningsgeometri og materialparametere til analysene av geometrieffektene, medregnet effektene fra den umettede sone, i (a) konvekse, og (b) konkave skråninger (Zhang *et al.*, 2015).

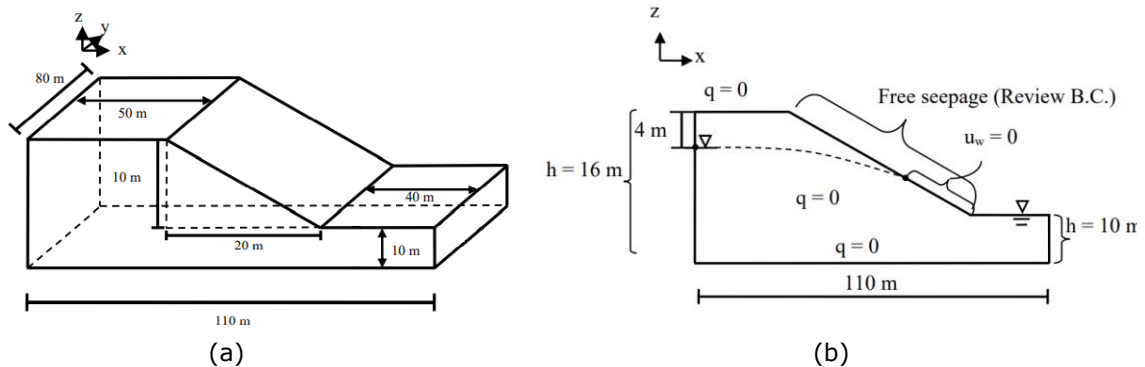


Figur 3.19 Resultater fra analysene av konvekse og konkave skråninger med umettet sone (Zhang *et al.*, 2015).

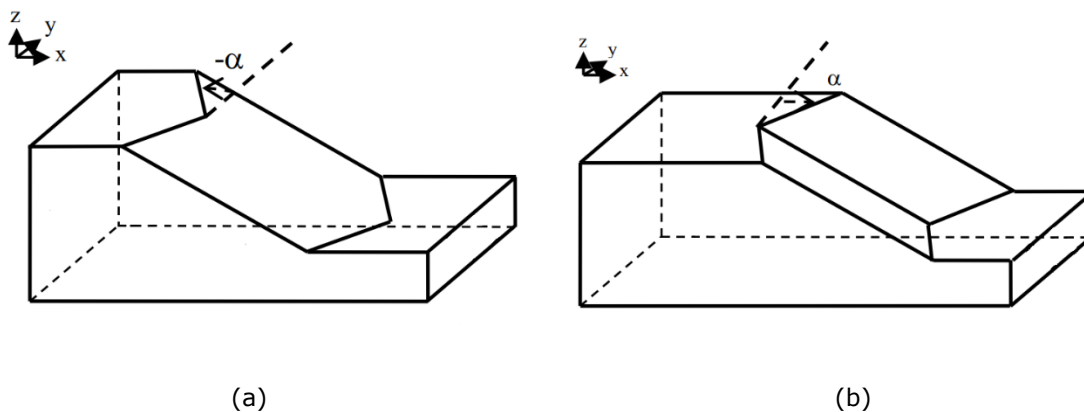
Chaudhary *et al.* (2016)

Chaudhary *et al.* (2016) undersøkte geometrieffektene F_{3D} i konvekse og konkave hjørneskråninger. I denne studien er vinkelen α definert slik som vist figur 3.21. Vinkelen ble variert mellom perfekt kvadratisk, konkav (dvs. $\alpha = 45^\circ$) og perfekt kvadratisk, konveks ($\alpha = -45^\circ$). Slik som mange har påpekt tidligere mente de også at stabilitetsanalyser av slike skråninger ikke kan gjennomføres i 2D. De sammenlignet stabiliteten av den plane skråningen hvor $\alpha = 0^\circ$ med stabiliteten av de konvekse og konkave skråningene. Den plane skråningen med tilhørende dimensjoner er vist i figur 3.20 (a). Stabiliteten av denne skråningen ble beregnet i 2D siden 3D-analysene som forventet viste at skjærflaten strekker seg uendelig langt inn i planet, uavhengig av hvor bred beregningsmodellen var (Chaudhary *et al.*, 2016).

Analysene er utført for drenerte situasjoner og sikkerhetsfaktoren beregnet for en rekke ulike skjærstyrkeparametere for å si noe om hvor sensitiv F_3 er for endringer i skjærstyrke. Kohesjonen c' var mellom 10 og 40 kPa, mens friksjonsvinkelen φ' var mellom 10° og 30° . I tillegg ble påvirkningen fra grunnvannsnivået og det kapillære suget vurdert i analysene, slik figur 3.20 (b) viser. Den udrenerte skjærstyrkevinkelen φ^b beskriver hvor mye det kapillære suget i den umettede sonen påvirker skjærstyrken. φ^b ble valgt å være tilnærmet proporsjonal med friksjonsvinkelen i analysene, med en proporsjonalitetsfaktor mellom $1/2$ og $2/3$. Dette gir at φ^b var mellom 5° og 20° i analysene.



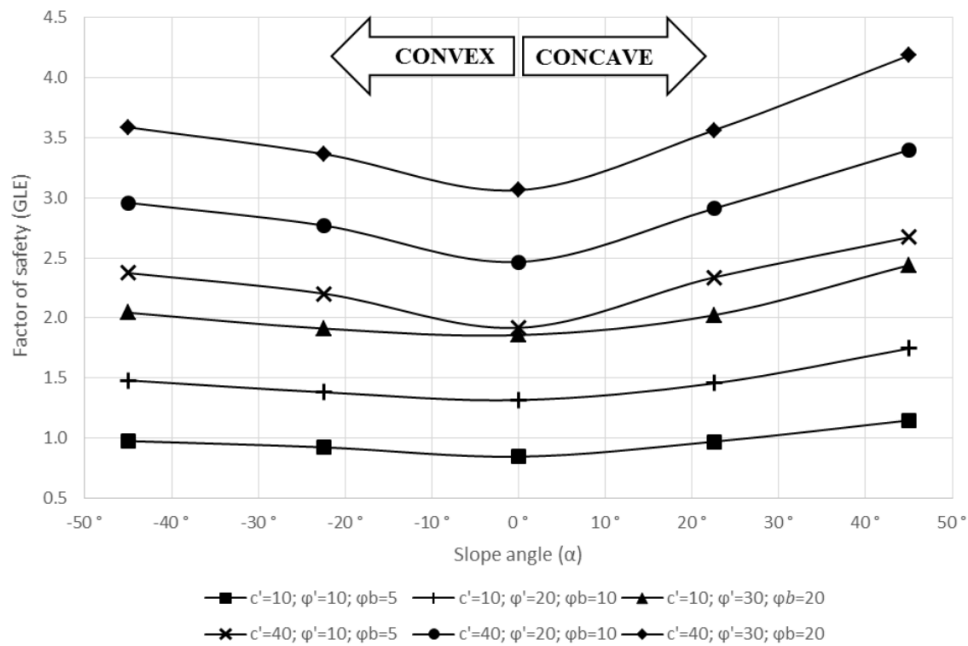
Figur 3.20 (a) Plan skråning med definisjon av skråningsgeometrien, hvor $\beta = 26,57^\circ$ eller $b = 2$. Modifisert etter Chaudhary *et al.* (2016). (b) Grensebetingelser for utsiving av vann.



Figur 3.21 (a) Konvekse skråning og definisjonen av α , (b) konkav skråning og definisjonen av α , modifisert etter Chaudhary *et al.* (2016).

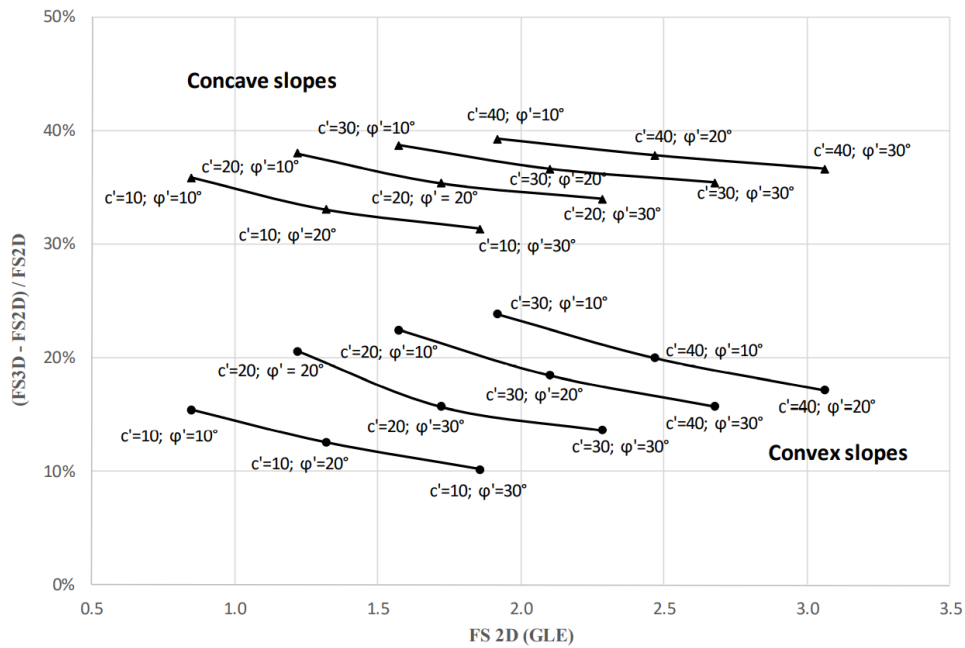
Resultatene presentert i figur 3.22 og figur 3.23 viser at sikkerhetsfaktorene til de tredimensjonale modellene F_3 alltid er større enn den beregnede sikkerhetsfaktoren til de tilsvarende 2D-modellene F_2 . Dette gjelder også for konvekse skråninger, selv om det er noe kontraintuitivt. Ved like materialparametere er konkave skråninger mer stabil enn konvekse. Dette skyldes hvelveeffektene som blir mer tydelige når skråningen får en mer konkav form (Chaudhary *et al.*, 2016). Hvelveeffektene leder trykkrefter fra svakere konstruksjonsdeler midt i hvelvet til sterkere konstruksjonsdeler i ytterdelene av hvelvet. Figur 3.22 viser at uavhengig av materialparameterne er trenden den samme når α

endres; F nærmer seg gravis stabiliteten av den plane skråningen når α reduseres. Geometrieffektene i konkave og konvekse skråninger gir mer stabile skråninger enn plane, men slik figur 3.23 viser er F_{3D} i konvekse skråninger mer sensitiv for endringer i skjærstyrke enn konkave. I tillegg er sterkt kohesive jordarter (jordarter hvor c' er stor) mer sensitive for endringer i skråningsgeometri, dette kan sees fra figur 3.22. Materialet i den nederste kurven er mindre kohesivt ($c' = 10$ kPa, $\varphi = 10^\circ$ og $\varphi^b = 5^\circ$) enn materialet i den øverste kurven ($c' = 40$ kPa, $\varphi = 30^\circ$ og $\varphi^b = 20^\circ$) og har et lavere stigningstall.



Figur 3.22 Sikkerhetsfaktoren F_3 som funksjon av vinkelen α (Chaudhary *et al.*, 2016).

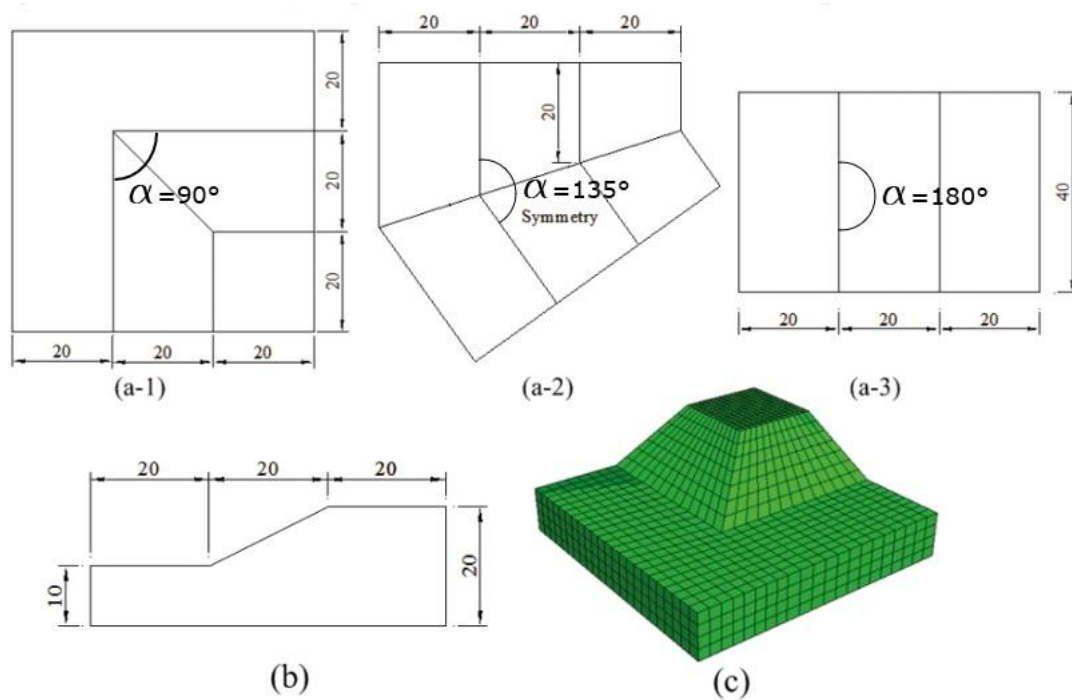
På bakgrunn av alle analysene konkluderte Chaudhary *et al.* (2016) med at sikkerhetsfaktoren F_3 for konvekse skråninger er typisk 10-25 % høyere enn F_2 , mens konvekse skråninger er typisk 32-38 % høyere. Total sett har geometrieffektene derfor vesentlig betydning for stabiliteten til skråninger når effektene av det kapillære suget i den umettede sonen er inkludert.



Figur 3.23 Sammenligning av F_3 og F_2 for ulike jordparametere (Chaudhary *et al.*, 2016).

3.2.5 Geometrieffekter ved FEM-analyser Nian *et al.* (2012)

Nian *et al.* (2012) har analysert ulike konvekse hjørneskrånninger for å undersøke 3D-effektene forårsaket av komplisert skråningsgeometri. Definisjonen av hjørneskrånninger og vinkelen α som beskriver hjørnet midt i skråningen er vist i figur 3.24. Analysene er utført for to konvekse hjørneskrånninger med ulik vinkel α , $\alpha = 90^\circ$ og $\alpha = 135^\circ$. Slik figuren nedenfor viser tilsvarende $\alpha = 180^\circ$ en plan skråning. Analysene er utført for ulike skråningsvinkler; $\beta = 26,57^\circ$ og $\beta = 0^\circ$ (dvs. vertikal skråning). I tillegg er sikkerhetsfaktoren til den tilsvarende plane skråningen beregnet både i 2D og 3D. Analysene er utført for en drenert situasjon, og materialparameterne er presentert i tabell 3.3.



Figur 3.24 Skråninger med ulike vinkler α på hjørnet, modifisert etter Nian *et al.* (2012). (a-1) $\alpha = 90^\circ$, (a-2) $\alpha = 135^\circ$ og (a-3) $\alpha = 180^\circ$ (dvs. plan skråning). (b) Viser et horisontalsnitt gjennom skråningen. (c) 3D FE-modell hvor $\alpha = 90^\circ$.

Tabell 3.3 Materialparameterne for de drenerte analysene til Nian *et al.* (2012).

Materialparameter	Verdi
Friksjonsvinkel, φ' ($^\circ$)	20
Kohesjon, c' (kPa)	40
Dilatansvinkel, ψ ($^\circ$)	0
Elastisitetsmodul, E' (kPa)	100 000
Poisson tall, ν'	0,30
Tyngdetetthet, γ (kN/m ³)	20,0

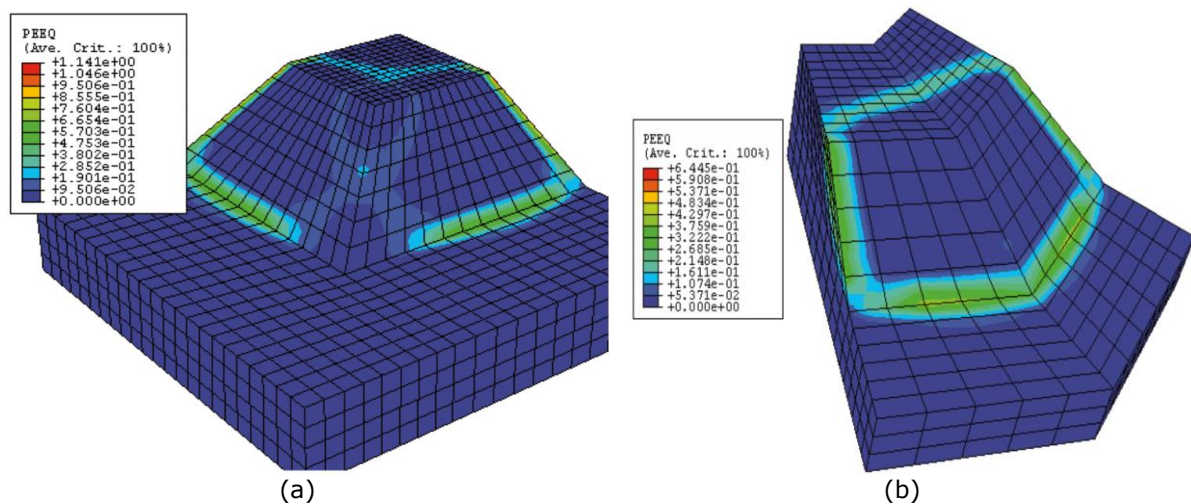
De beregnede sikkerhetsfaktorene fra 3D-analysene, F_3 , for skråningen med $\beta = 26,57^\circ$ er oppsummert i tabell 3.4. Resultatene fra analysene av den tilsvarende vertikale skråningen er vist i tabell 3.5. Analysene er utført med tre ulike grensebetingelser; SS, RS og RR (se kapittel 2.2.7 PLAXIS 3D for mer om grensebetingelser).

Tabell 3.4 viser at sikkerhetsfaktoren til skråninger med $\beta = 26,57^\circ$ avtar når α øker fra 90° til 180° , uavhengig av grensebetingelsene. Dette betyr at sikkerhetsfaktoren til en konveks hjørneskråning er større enn sikkerhetsfaktoren til en plan skråning uten hjørne. 3D-effektene er derimot mindre enn 5 %. På den andre siden øker sikkerhetsfaktoren for en gitt vinkel α når sideflatene fastholder skråningen mer og mer (fra fri, SS, til fastholdt, RR). Differansen mellom de to grensebetingelsene, SS og RR, er 5-8 % avhengig av α . Ved å sammenligne effektene av varierende grensebetingelser og effektene av hjørnet midt i skråningen, viser det seg at effektene av varierende

grensebetingelser er større enn geometrieffektene fra hjørnet. Ifølge Nian *et al.* (2012) begrenser hjørnet til en viss grad størrelsen på den potensielle utglidningen ved frie sideflater (SS), men fastholdte sideflater (RR) begrenser utstrekningen i større grad. Skjærflatene i figur 3.25 fra analysene viser at begrensningseffektene fra hjørnet er større jo mindre α er. Dette forklarer hvorfor $\alpha = 90^\circ$ gir større F_3 enn de to andre skråningene hvor α er lik 135° og 180° .

Tabell 3.4 Sikkerhetsfaktor for jevnt hellende skråninger hvor $\beta = 26,57^\circ$, med ulike typer hjørner og grensebetingelser (Nian *et al.*, 2012).

Roterende hjørne i skråningen	Sikkerhetsfaktor		
	Fri (SS)	Delvis fastholdt (RS)	Fult fastholdt (RR)
90°	2,690	2,710	2,860
135°	2,655	2,695	2,810
180° (plan skråning)	2,590	2,655	2,780
2D – plan tøyning	2,555	2,555	2,555

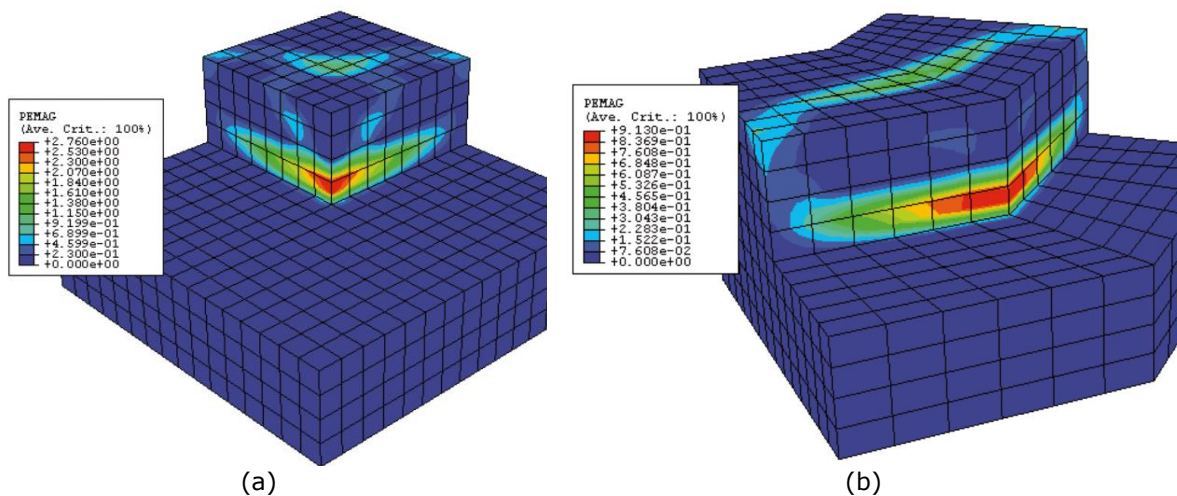


Figur 3.25 Skjærbånd for skråning med $\beta = 26,57^\circ$. (a) $\alpha = 90^\circ$. (b) $\alpha = 135^\circ$.

Tabell 3.5 viser at sikkerhetsfaktoren F_3 til den vertikale skråningen øker med økende vinkel α , altså motsatt av hva som er tilfellet for skråningen over hvor $\beta = 26,57^\circ$. Dette betyr at den plane skråningen og 2D-analysen ikke gir den laveste sikkerhetsfaktoren for denne situasjonen. 2D-analyser gir derfor ikke et konservativt estimat av stabiliteten i vertikale, konvekse hjørneskråninger. Innenfor geoteknikk kan vertikale, konvekse hjørneskråninger være en reell situasjon ved f.eks. utgraving av dype L-formede byggegrop. Analysene viser at geometrieffektene er lave i slike skråninger, og bidrar lite til å begrense massene som kan skli ut. Ikke en gang skarpere hjørner, slik som $\alpha = 90^\circ$, bidrar til å begrense utglidningsvolumet. Det er det motsatte som er tilfellet, for skråningen hvor $\alpha = 90^\circ$ øker sjansen for utgliding.

Tabell 3.5 Sikkerhetsfaktor for vertikale skråninger, med ulike typer hjørner og grensebetingelser (Nian *et al.*, 2012).

Roterende hjørne i skråningen	Sikkerhetsfaktor		
	Fri (SS)	Delvis fastholdt (RS)	Fult fastholdt (RR)
90°	1,172	1,197	1,209
135°	1,205	1,215	1,240
180° (plan skråning)	1,210	1,235	1,273
2D – plan tøyning	1,206	1,206	1,206

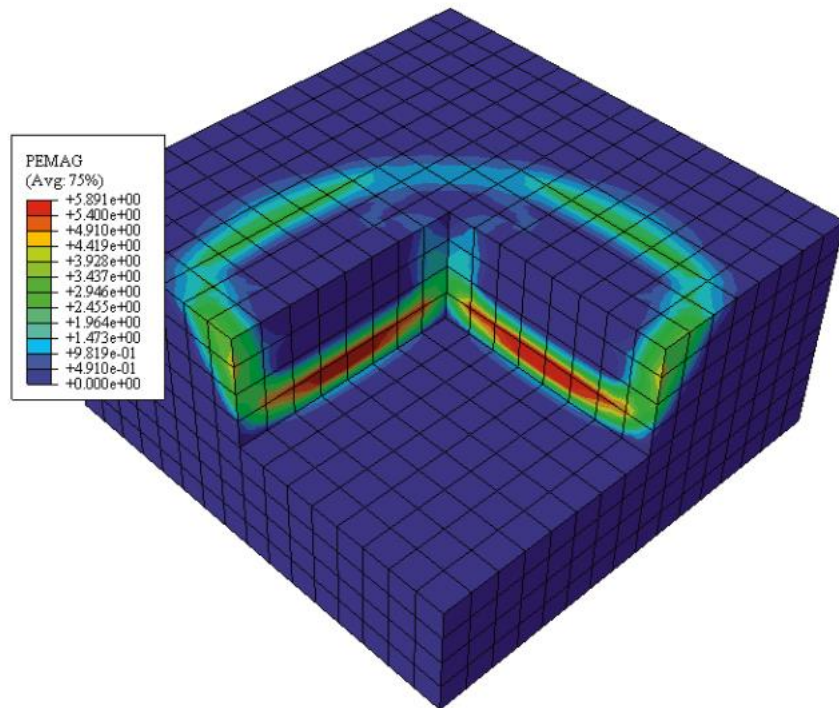
Figur 3.26 Skjærbånd til de konvekse vertikale skråningene (Nian *et al.*, 2012). (a) $\alpha = 90^\circ$. (b) $\alpha = 135^\circ$.

Videre analyserte Nian *et al.* (2012) forskjellen mellom vertikale, konvekse og konkave hjørneskråninger hvor $\alpha = 90^\circ$. En slik konkav skråning er vist i figur 3.27.

Sikkerhetsfaktoren for de ulike grensebetingelsene er vist i tabell 3.6. F_3 er høyere for den konkave skråningen enn for den konvekse når $\alpha = 90^\circ$. Differansen mellom de to skråningene er nesten 15 % med grensebetingelser RR og nesten 9 % med grensebetingelser SS. 3D-effektene i den vertikale, konkave skråningen er omtrent 5,6 % ved grensebetingelser SS og 8,4 % ved grensebetingelser RR.

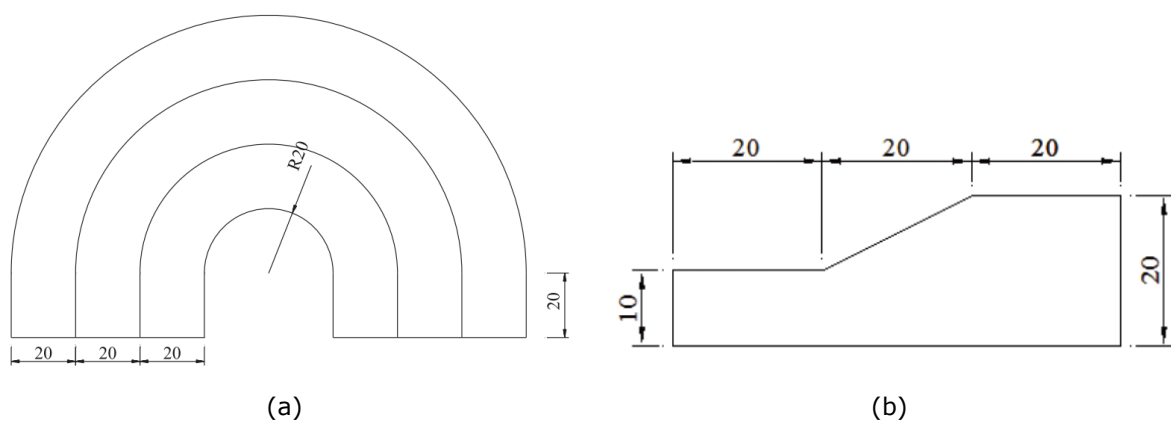
Tabell 3.6 Sikkerhetsfaktor for konkave vertikale skråninger, hvor $\alpha = 90^\circ$, for ulike grensebetingelser (Nian *et al.*, 2012).

Roterende hjørne i skråningen	Sikkerhetsfaktor		
	Fri (SS)	Delvis fastholdt (RS)	Fult fastholdt (RR)
90° (konkav)	1,274	1,275	1,380



Figur 3.27 Skjærbånd til den konkave vertikale skråningen hvor $\alpha = 90^\circ$ (Nian *et al.*, 2012).

Slike hjørneskråninger med liten vinkel α finnes sjelden i naturen. En menneskeskapt byggegrop er det mest nærliggende tilfellet. I naturen er slike hjørner gjerne erstattet av en mer buet geometri. Et horisontalsnitt av en slik buetformet skråning er vist i figur 3.28 (a). Videre undersøkte derfor Nian *et al.* (2012) sikkerhetsfaktoren til en slik konvex skråning. Resultatene er vist i tabell 3.7, og F_2 for et horisontal snitt gjennom denne skråningen er lik 2,555 (fra tabell 3.4). F_3 for en tilsvarende plan skråning er hentet fra tabell 3.4 og vist i tabellen nedenfor. Geometrieffektene i en slik skråning er omtrent 3,1 % med grensebetingelser SS.



Figur 3.28 (a) Horisontal- og (b) vertikalsnitt av den konvekse og buede skråningen (Nian *et al.*, 2012).

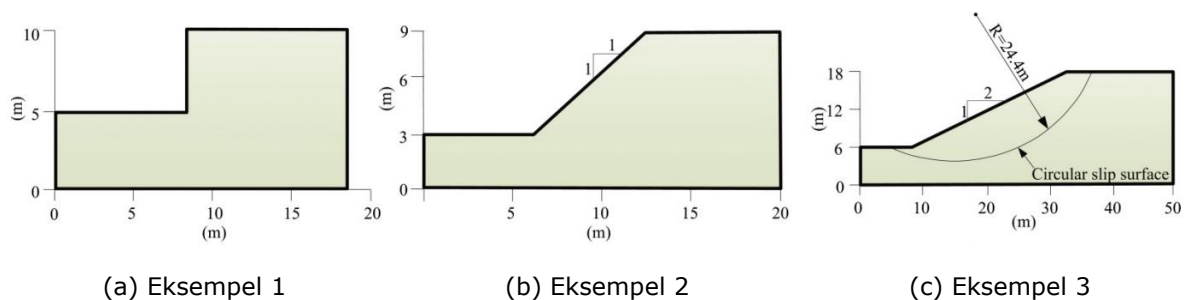
Tabell 3.7 Sikkerhetsfaktor for den konvekse skråningen i figur 3.28 og en tilsvarende plan skråning, for ulike grensebetingelser (Nian *et al.*, 2012).

Roterende hjørne i skråningen	Sikkerhetsfaktor		
	Fri (SS)	Delvis fastholdt (RS)	Fult fastholdt (RR)
Konveks 180° - plan skråning	2,670	2,685	2,690
	2,590	2,655	2,780

Zhang *et al.* (2013)

Zhang *et al.* (2013) har analysert mer enn 180 skråninger med ulik geometri og skråningshelning. De har blant annet undersøkt geometrieffektene i skråninger med kurvaturendring inn i planet og i ulike hjørneskråninger hvor $\alpha = 90^\circ$, samt i likhet med Nian *et al.* (2012), Zhang *et al.* (2015) og Chaudhary *et al.* (2016) studert hjørneskråninger med varierende vinkel α . Resultatene og funnene fra de mest relevante analysene er omtalt i de påfølgende avsnittene.

De fleste undersøkelsene er utført på tre forskjellige skråninger. Et todimensjonalt vertikalsnitt, hvor skråningstallet, skråningshøyden og dybden til fjell er definert for disse skråningene, er vist i figur 3.29. De tilhørende drenerte materialparameterne er presentert i tabell 3.8.



Figur 3.29 Tverrsnitt av de tre ulike tredimensjonale skråningene hvor (a) $b = 0$, (b) $b = 1$ og (c) $b = 2$ (Zhang *et al.*, 2013).

Tabell 3.8 Materialparametere for de tre ulike skråningene (Zhang *et al.*, 2013).

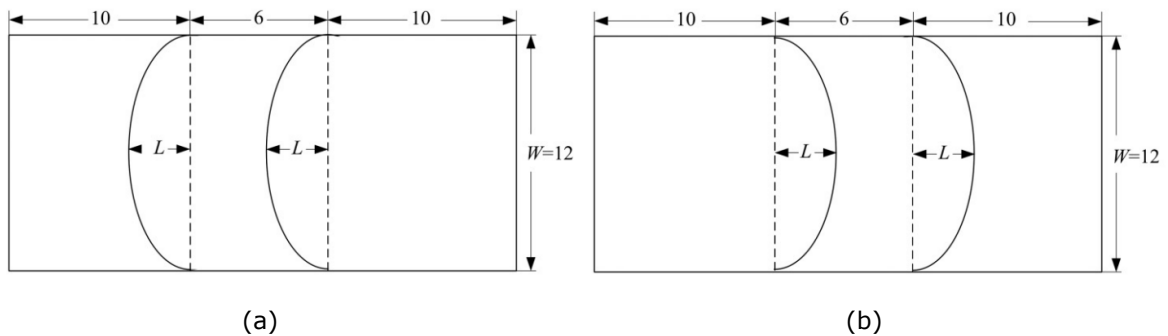
Materialparametere	Eksempel 1 ($b = 0$)	Eksempel 2 ($b = 1$)	Eksempel 3 ($b = 2$)
Elastisitetsmodul, E (MPa)	10	10	10
Poisson tall, ν	0,25	0,25	0,25
Tyngdetetthet, γ (kN/m ³)	17,64	20	18,8
Friksjonsvinkel, φ (°)	20	20	20
Kohesjon, c (kPa)	24,5	20	29
Dilatansvinkel, ψ (°)	20	20	20

Zhang *et al.* (2013) undersøkte først geometrieffektene forårsaket av kurvaturendringer inn i planet for de konvekse og konkave skråningene vist i figur 3.2. Et horisontalsnitt av

disse skråningene er vist i figur 3.30, hvor maksimal konveks/konkav lengde L og skråningsbredden W også er definert. Graden av kurvatur R_{cur} er definert som

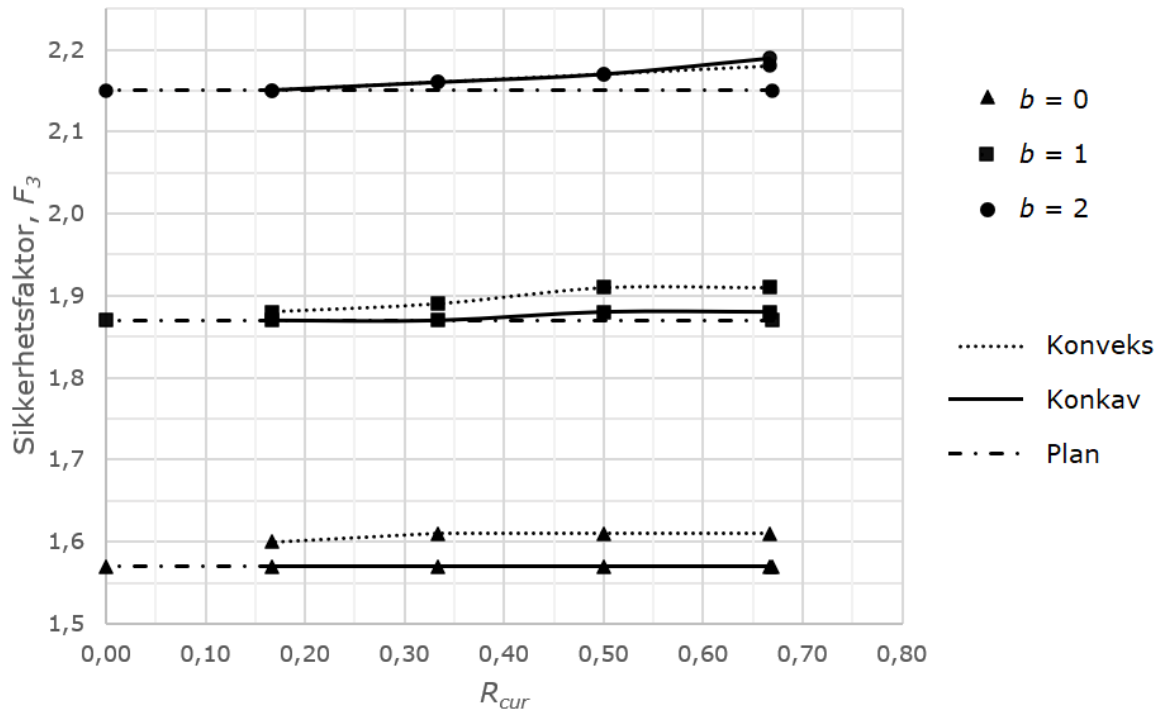
$$R_{cur} = \frac{L}{W/2}, \quad (3.11)$$

og variert mellom 0 og 4/6 i analysene.

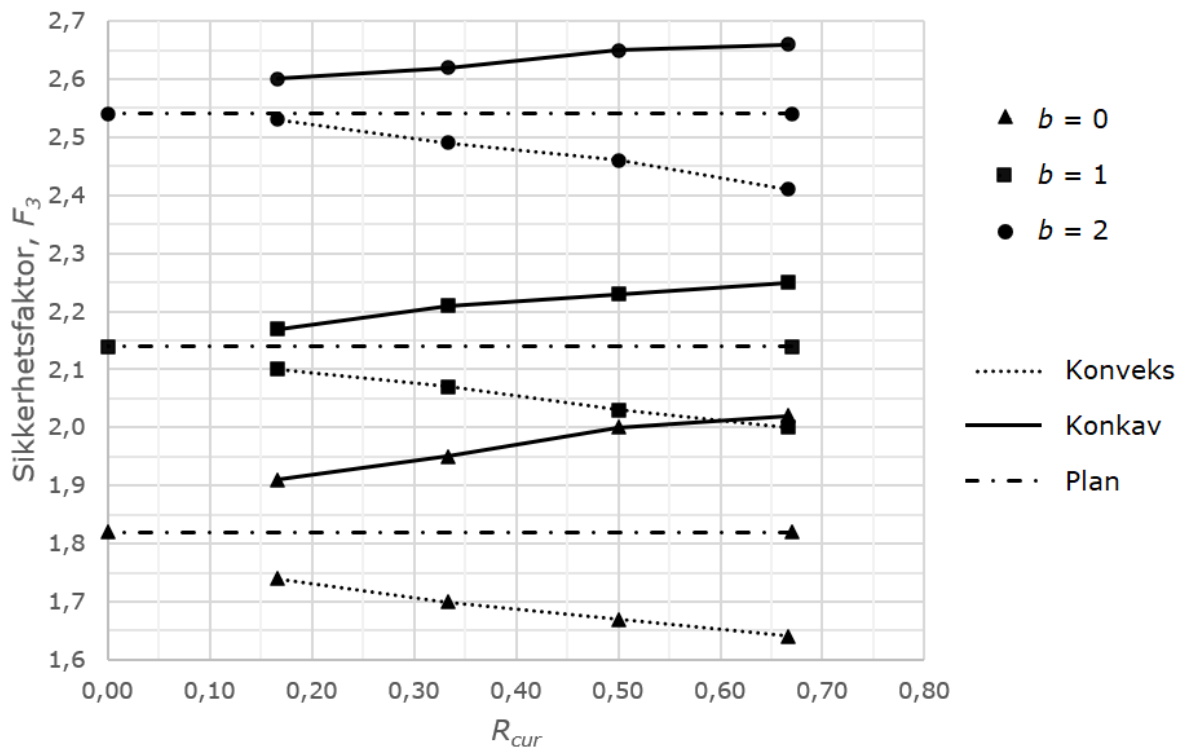


Figur 3.30 Horisontalsnitt av (a) konveks skråning og (b) konkav skråning, som viser definisjonen av L og W (Zhang *et al.*, 2013).

Sikkerhetsfaktoren fra 3D-analysene med SS og RR som grensebetingelser er presentert i hhv. figur 3.31 og figur 3.32 som en funksjon av R_{cur} . Med SS som grensebetingelser er både konvekse og konkave skråninger mer stabile enn de plane, men effektene er mindre enn 3 % og derfor ubetydelig. Uavhengig av b har de konvekse og konkave skråningene tilnærmet lik sikkerhetsfaktor som den plane. I analysene med RR som grensebetingelser har de konvekse skråningene lavere stabilitet enn de plane, mens de konkave har høyere stabilitet. Uavhengig av b øker sikkerhetsfaktoren ved endring av kurvatur i de konkave skråningene. Slik som forventet nærmer F_3 for de konvekse og konkave skråningene seg sikkerhetsfaktoren for den plane skråningen når kurvaturen avtar, $R_{cur} \rightarrow 0$. Skråningstallet har også betydning for hvor stor geometrieffektene er. Figurene nedenfor viser at geometrieffektene er størst i de vertikale skråningene (dvs. $b = 0$), sett bort fra de konkave skråningene med grensebetingelser SS. Sikkerhetsfaktorene for disse skråningene er tilnærmet lik den plane. Geometrieffektene øker derfor ved avtagende b , dvs. at F_{3D} blir mindre når skråningen blir brattere.



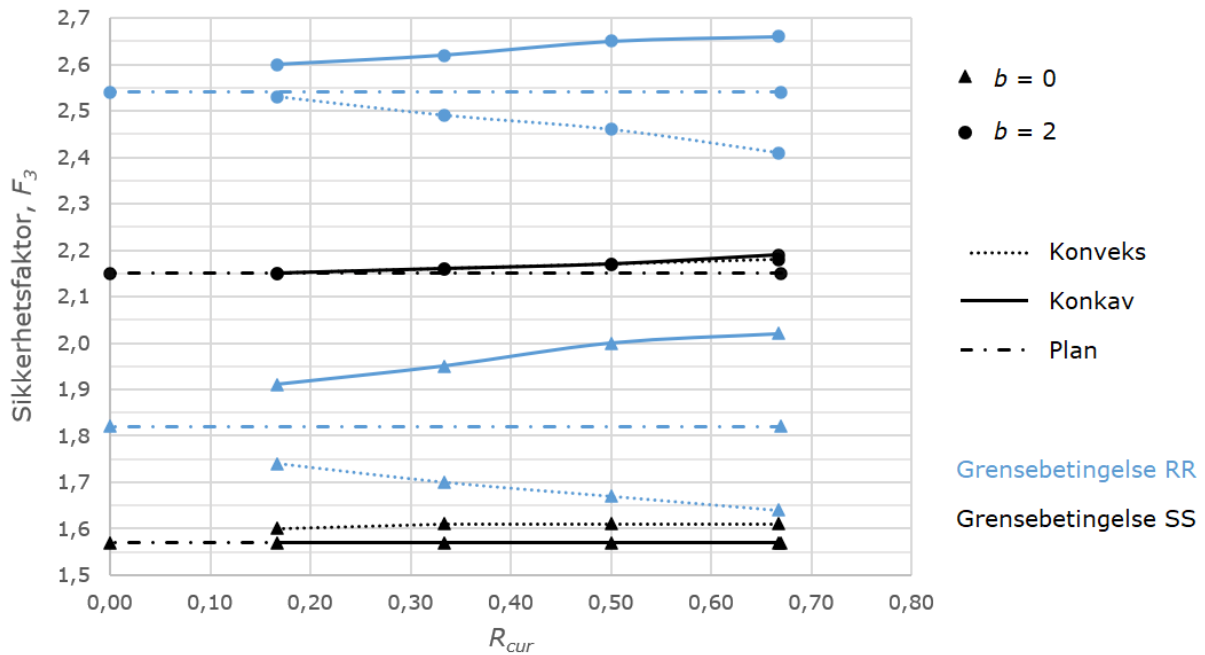
Figur 3.31 Sikkerhetsfaktor for de ulike skråningene med grensebetingelse SS, avhengig av b og R_{cur} . Modifisert etter Zhang *et al.* (2013).



Figur 3.32 Sikkerhetsfaktor for de ulike skråningene med grensebetingelse RR, avhengig av b og R_{cur} . Modifisert etter Zhang *et al.* (2013).

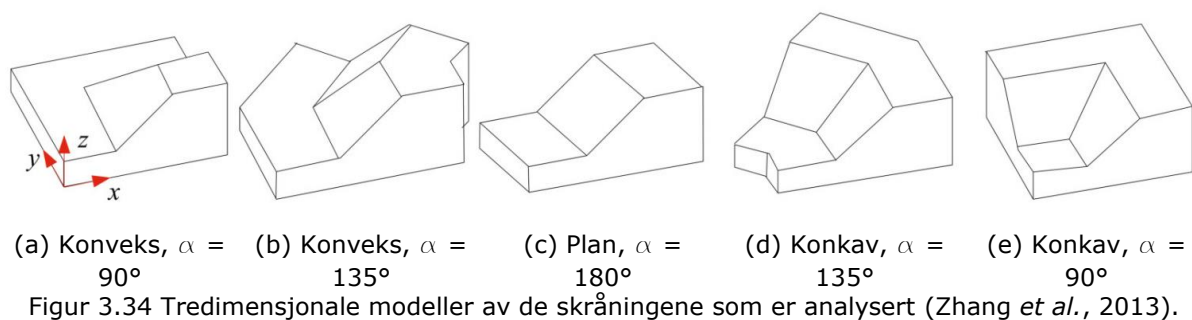
I figur 3.33 er resultatene fra analysene med RR og SS som grensebetingelser sammenlignet for $b = 0$ og $b = 2$. Figuren viser at grensebetingelsen har betydelig

påvirkning på sikkerhetsfaktoren for både konvekse, konkave og rette skråninger. Gitt skråningstallet b ligger kurvene med grensebetingelsen RR betydelig høyere enn kurven med SS. Figuren viser derfor at grensebetingelsene har større betydning for stabiliteten, enn hva kurvaturen har.



Figur 3.33 Sammenligning av resultatene fra analysene av grensebetingelsene for $b = 0$ og $b = 2$. Modifisert etter Zhang *et al.* (2013).

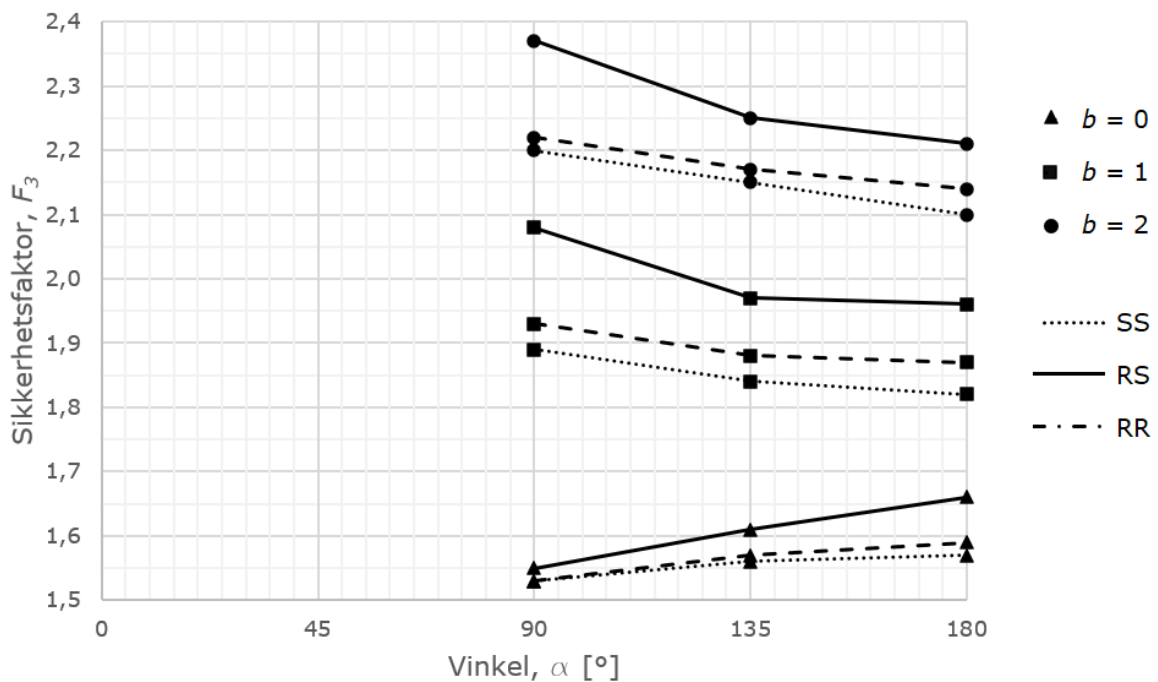
Videre har Zhang *et al.* (2013) undersøkt konvekse og konkave hjørneskråninger. Slike skråninger er vist i figur 3.34 og forekommer i geoteknisk prosjektering ved f.eks. utgravinger og dagbrudd.



Studien av denne situasjonen er også utført for alle de tre skråningene i figur 3.29 med ulik b . Resultatene er vist i figur 3.35 og figur 3.36. Det første diagrammet nedenfor viser at stabiliteten av konvekse skråninger avtar med økende α , dersom skråningen ikke er vertikal. Dette betyr at konvekse hjørneskråninger er mer stabile enn plane når $b = 1$ eller 2 , selv om det er noe kontraintuitivt. Hjørnet midt i skråningen begrenser størrelsen på utglidningen, og derfor er konvekse skråninger mer stabile (Zhang *et al.*,

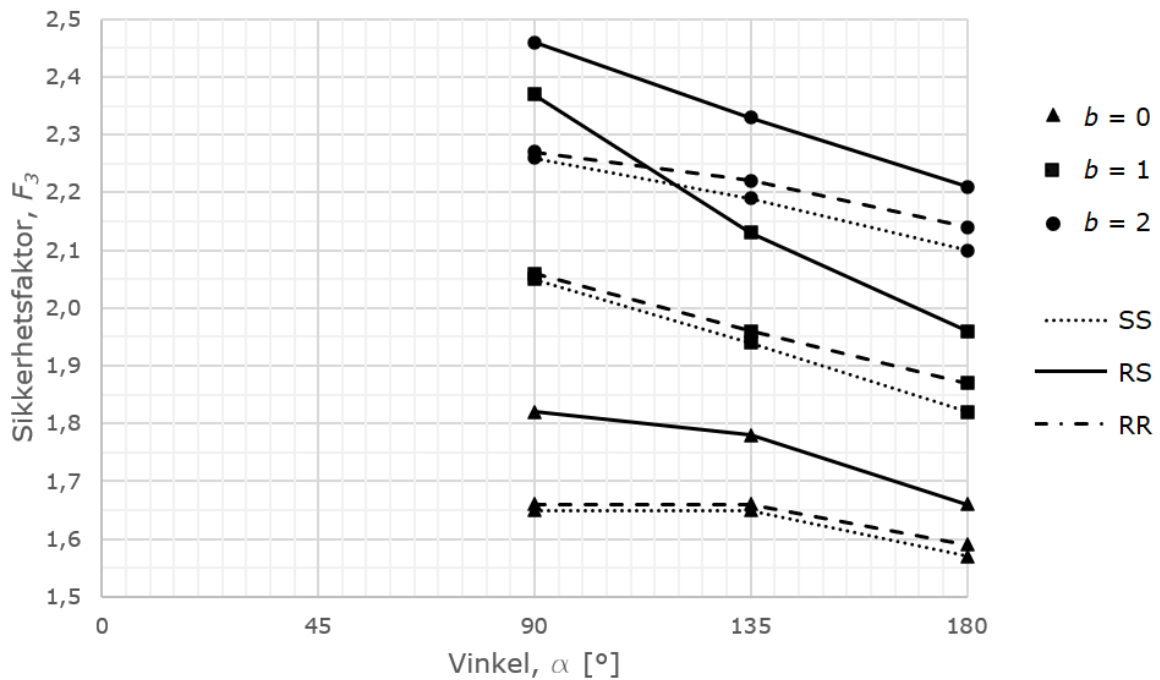
2013). I vertikale, konvekse skråninger øker sikkerhetsfaktoren ved økende α , og derfor er den plane skråningen mer stabil enn de konvekse. Dette betyr at 2D-analysene ikke gir konservative resultater dersom skråningen er vertikal og konveks. Trenden ved økende α er den samme uavhengig av grensebetingelsene.

Når b er lik 1 eller 2 er geometrieffektene opptil 5 % i de konvekse hjørneskråningene. Ved å endre grensebetingelsene i slike skråninger med konstant α og b vil 3D-effektene være opptil 10 %.



Figur 3.35 Sikkerhetsfaktor for de konvekse skråningene, avhengig av α , b og grensebetingelsene. Modifisert etter Zhang *et al.* (2013).

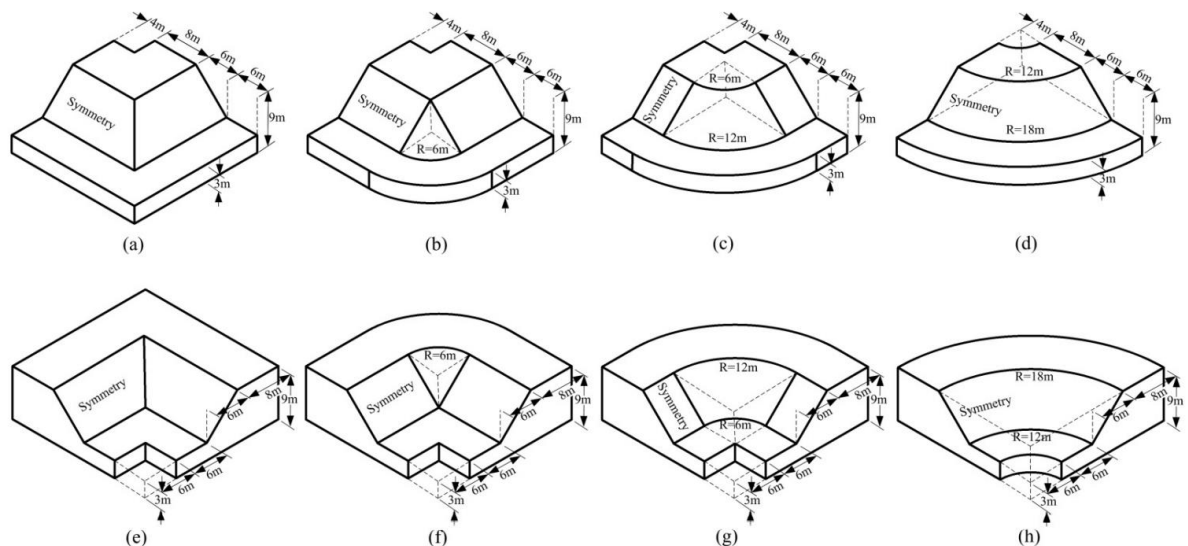
For de konkave skråningene avtar sikkerhetsfaktoren ved økende α uavhengig av grensebetingelsene og skråningstallet b . Konkave skråninger er dermed alltid mer stabile enn plane. Geometrieffektene i de konvekse skråningene er størst når $b = 1$, og opptil 13 % i disse skråningene.



Figur 3.36 Sikkerhetsfaktor for de konkave skrånningene, avhengig av α , b og grensebetingelsene. Modifisert etter Zhang *et al.* (2013).

Sett de konvekse og konkave skrånningene under ett, er geometrieffektene mest tydelig for små vinkler α . Geometrieffektene er nesten dobbelt så store i konkave skrånninger som i konvekse, og uavhengig av grensebetingelsene og skråningstallet b er de konkave alltid mest stabile.

I de neste analysene undersøkte Zhang *et al.* (2013) skrånninger med ulike former for 90-graders hjørner midt i skrånningen, dvs. hjørneskrånninger hvor $\alpha = 90^\circ$. De ulike formene er vist i figur 3.37. Disse skrånningene representerer mer realistiske geometrier siden skrånningene innenfor geoteknisk prosjektering sjelden kun består av skarpe hjørner eller buer, men en kombinasjon av disse. Analysene er kun utført for $b = 1$.



Figur 3.37 Ulike former for konvekse og konkave skråninger hvor $\alpha = 90^\circ$ (Zhang *et al.*, 2013).

Resultatene i tabell 3.9 viser at de konvekse skråningene, gitt grensebetingelsene, er tilnærmet like stabile uavhengig av formen på hjørnet, samt like stabile som den plane skråningen. Differansen mellom de ulike er under 2 %. For de konkave skråningene øker sikkerhetsfaktoren jo mer bueformet skråningen er, og geometrieffektene er nesten 13 % i skråning (h).

Tabell 3.9 Sikkerhetsfaktor for skråningene vist i figur 3.37, avhengig av grensebetingelsene. Modifisert etter Zhang *et al.* (2013).

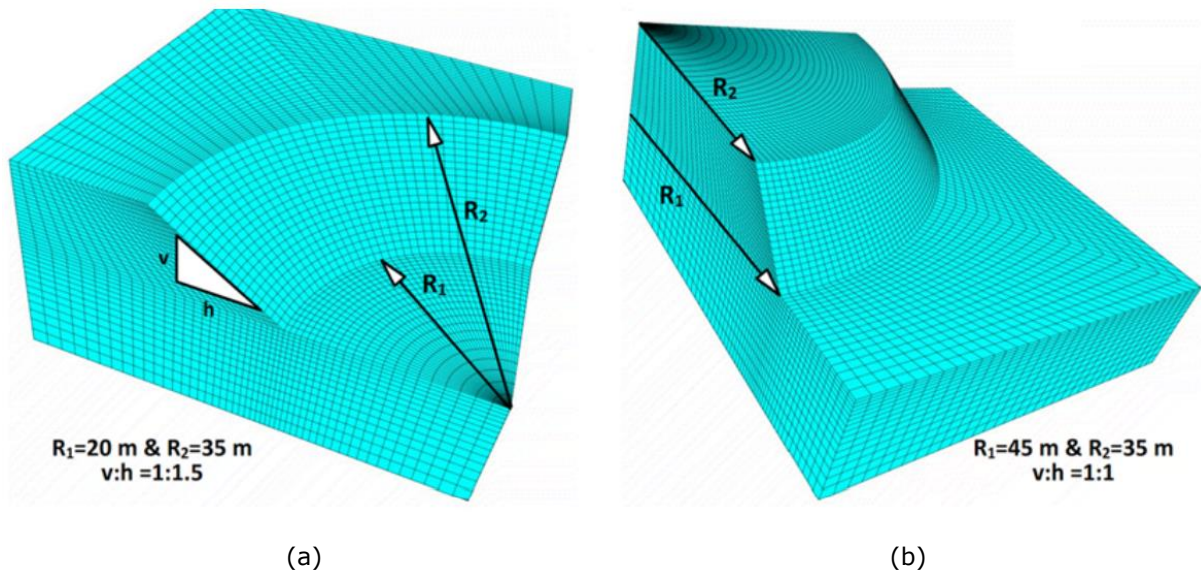
Roterende form		Sikkerhetsfaktor		
Kurvatur	Indeks	Fri (SS)	Delvis fastholdt (RS)	Fastholdt (RR)
Konveks	a	1,84	1,86	1,90
	b	1,85	1,86	1,90
	c	1,84	1,86	1,90
	d	1,84	1,86	1,89
Plan	-	1,82	1,83	1,87
Konkav	e	1,89	1,91	1,99
	f	1,91	1,91	1,99
	g	1,96	1,96	2,05
	h	2,05	2,05	2,07

Kelesoglu (2016)

Kelesoglu (2016) gjennomførte drenerte stabilitetsanalyser av sirkulære, konvekse og konkave skråninger, slik som de vist i figur 3.38. Analysene er utført for ulike drenerte materialparametere, og 3D-faktoren F_{3D} er gitt som en funksjon av disse. 3D-faktoren er i tillegg gitt som en funksjon av skråningshelningen $v:h$ og den gjennomsnittlige radiusen

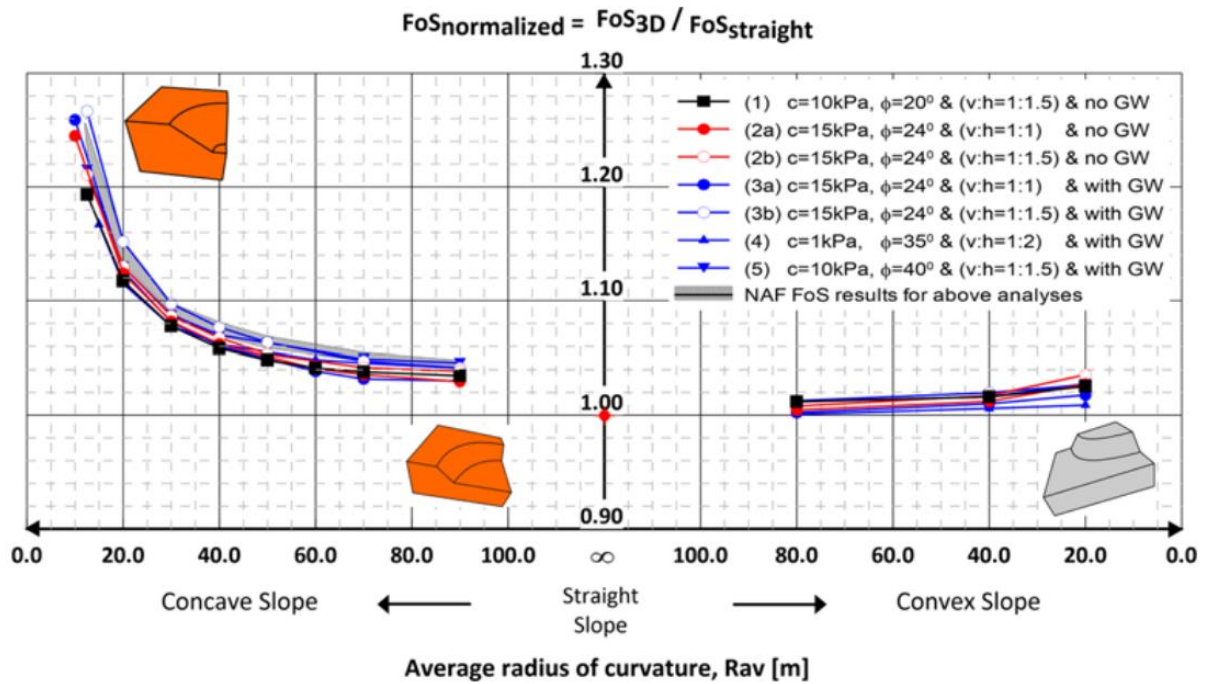
$$R_{av} = \frac{R_1 + R_2}{2} \quad (3.12)$$

i skråningen, hvor R_1 og R_2 er definert i figur 3.38. $R_{av} = \infty$ impliserer en plan skråning.



Figur 3.38 Eksempler på en (a) sirkulær, konkav skråning og en (b) sirkulær, konvex skråning (Kelesoglu, 2016). $v:h$ definerer skråningshelningen, ekvivalent med $1:b$ hvor b er skråningstallet.

Fram-, bak- og sideflatene i beregningsmodellen er fastholdt i normalretningen, dvs. grensebetingelser SS. Resultatet fra studien er presentert i figur 3.39. Tendensen er tydelig, uavhengig av materialparameterne øker 3D-faktoren ved avtagende R_{av} for de konkave skråningene. For de konvekse skråningene er 3D-faktoren tilnærmet konstant og uavhengig av R_{av} , og er i tillegg lav og tilnærmet neglisjerbar. Kurvaturen har stor betydning for stabiliteten i de skråningene som har en skarp konkav kurvatur. I de konkave skråningene hvor $R_{av} < 20\text{ m}$, er 3D-effektene mellom 15 % og 25 %. Effektene er lavere, og mellom 5 og 10 %, i de mer plane skråningene med mindre tydelig kurvatur. Ifølge Kelesoglu (2016) er de konkave skråningene mer stabile enn de plane og konvekse fordi jorden rundt bruddflaten i konkave skråninger har en større evne til å begrense sideveis forskyvning. Dette er også kjent som hvelveffekter (Chaudhary *et al.*, 2016).

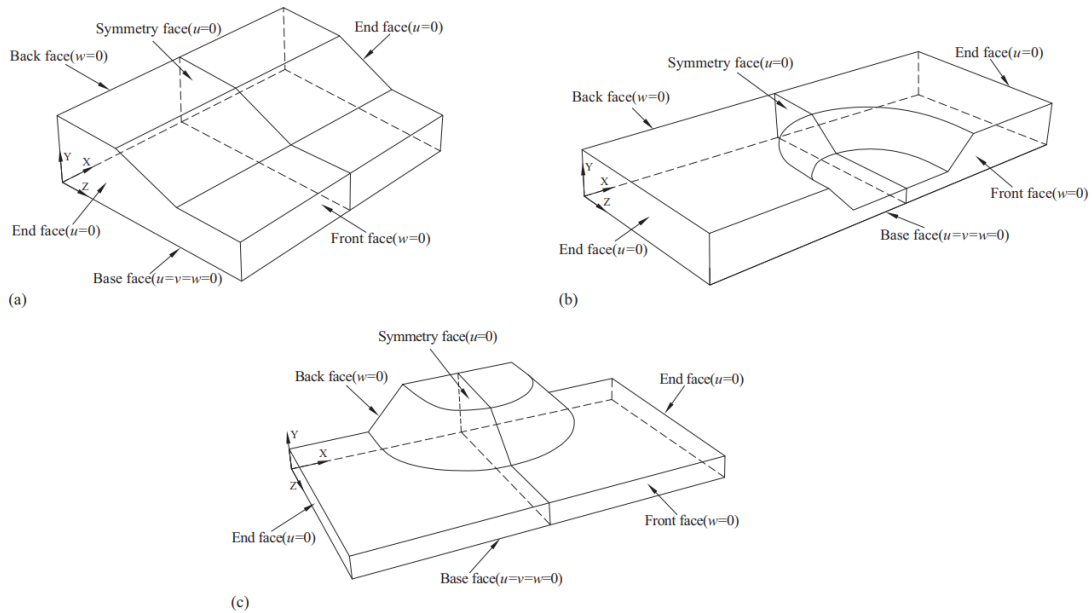


Figur 3.39 Diagram som viser 3D-effektene i de konvekse og konkave skråningene i figur 3.38, som funksjon av skråningshelningen, kurvaturen og materialparameterne (Kelesoglu, 2016). Definisjonen av $FoS_{normalized}$ er ekvivalent med definisjonen av F_{3D} i kapittel 3.1.1.

Sun et al. (2017)

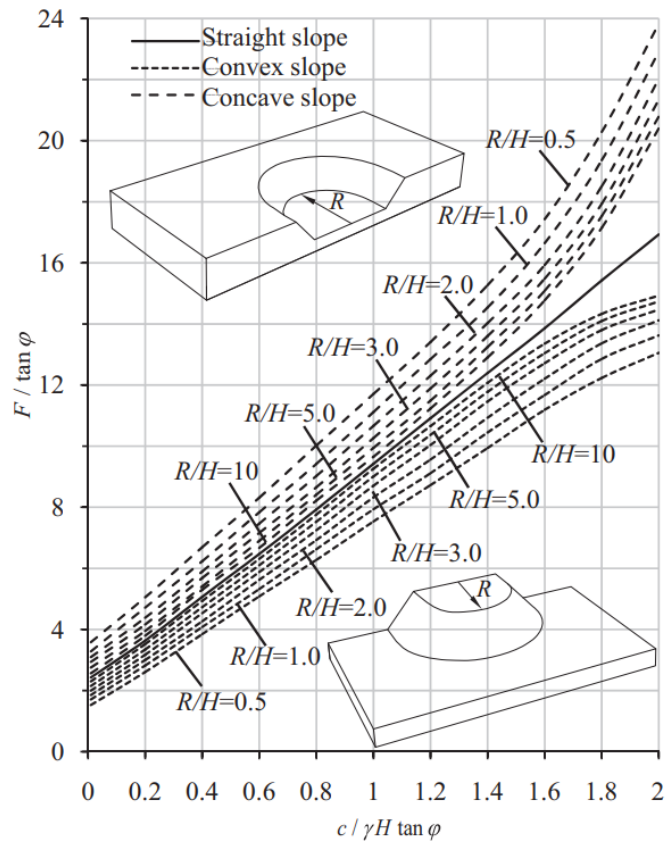
Stabilitetsdiagrammer er et effektivt verktøy for å innledende kunne si noe om stabiliteten til ulike skråninger. Sun et al. (2017) utviklet derfor slike diagrammer for noen spesifikke konkave og konvekse skråninger, hvor geometrieffektene kan ha stor betydning for sikkerhetsfaktoren. Diagrammene gjelder for drenerte skråninger med et homogent jordprofil, og sikkerhetsfaktoren er en funksjon av den dimensjonsløse kurvaturparameteren R/H og de drenerte materialparameterne. I tillegg er diagrammene utviklet for ulike skråningsvinkler; $\beta = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ$ eller 90° (dvs. vertikal skråning). Skisser av de ulike 3D-modellene er vist i figur 3.40. Alle de vertikale sideflatene er kun fastholdt i normalretning, og fri til å bevege seg i de øvrige retningene.

Litteraturstudie – 3D-effekter



Figur 3.40 3D-modellene med tilhørende grensebetingelser: (a) plan skråning, (b) konkav skråning og (c) konvekse skråning (Sun *et al.*, 2017).

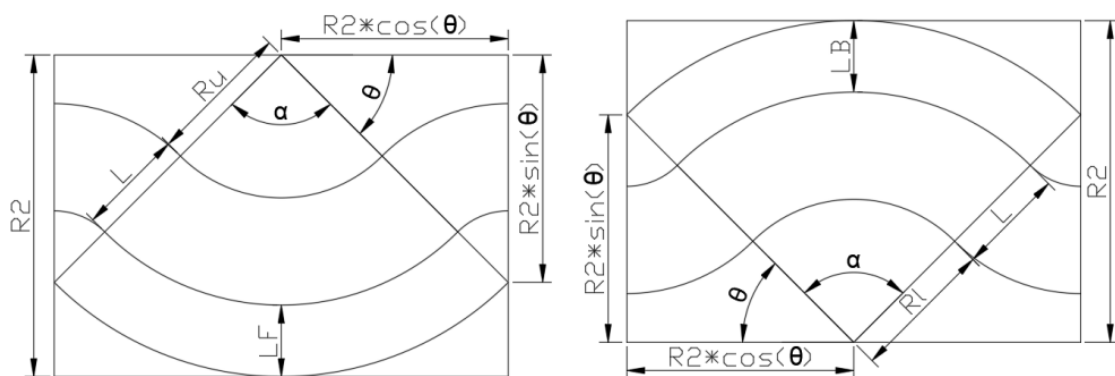
Stabilitetsdiagrammet for $\beta = 45^\circ$ er vist i figur 3.41. Slik som diagrammet viser overlapper nesten kurvene for konvekse og konkave skråninger kurven for den plane skråningen ved høye verdier av R/H . Gitt de drenerte materialparameterne øker sikkerhetsfaktoren for konvekse skråninger ved økende R/H , mens den avtar for konkave skråninger. Dette betyr at sikkerhetsfaktoren til konkave og konvekse skråninger er tilnærmet lik sikkerhetsfaktoren til den plane når $R/H \rightarrow \infty$. Konkave skråninger er derfor ifølge studien til Sun *et al.* (2017) mer stabile enn plane, mens konvekse er mindre stabile. Slik diagrammet i figur 3.41 viser øker 3D-effektene for økende $c/\gamma H \tan \varphi$, og dermed er effektene av størst betydning i sterkt kohesive jordarter. Sett de ulike skråningsvinklene under ett, har de konkave skråningene 1,03 til 1,35 ganger så stor sikkerhetsfaktor. Denne faktoren er mellom 0,72 og 0,98 for konvekse skråninger. Utover dette er geometrieffektene i konvekse skråninger, pga. kurvatur, lavere i brattere skråninger, og 3D-effektene avtar derfor i noe grad ved økende β .



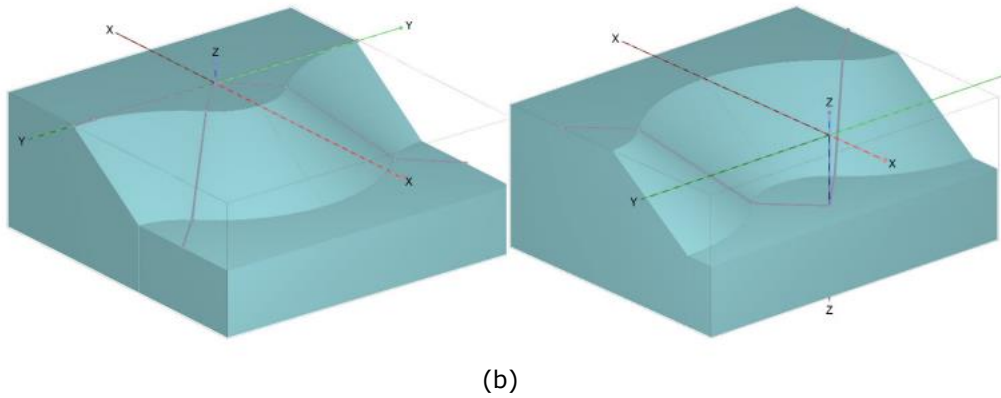
Figur 3.41 Stabilitetsdiagram for skråningshelning $\beta = 45^\circ$ (Sun et al., 2017).

Solli (2020)

Solli (2020) studerte blant annet geometrieffektene i de konvekse og konkave bueformede skråningene som er vist i figur 3.42 i sin masteroppgave. 3D-effektene ble beregnet ved å sammenligne resultatene fra PLAXIS 3D med resultatene fra de plane tøyingsanalysene i PLAXIS 2D. For alle de vurderte tilfellene var de konkave skråningene mer stabile enn de konvekse, og 3D-effektene varierte mellom 1,07 og 1,14 for $\alpha = 90^\circ$ og mellom 1,05 og 1,08 for $\alpha = 180^\circ$. Dette betyr at skarpere og mer fremtredende kurvatur gir høyere 3D-effekter (Solli, 2020).



(a)

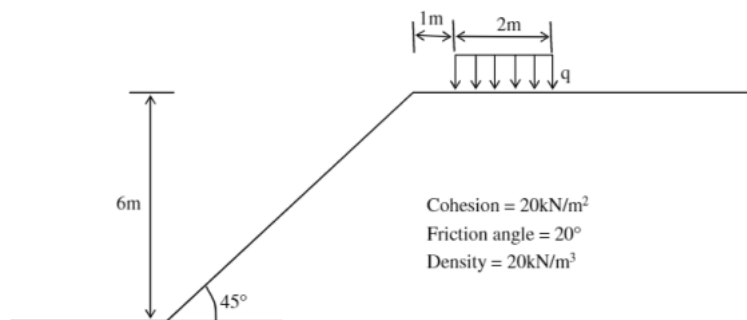


Figur 3.42 (a) Grunnriss som viser kurvaturen til en konveks (venstre) og konkav (høyre) skråning i xy-planet (Solli, 2020). (b) Beregningsmodeller fra PLAXIS 3D for en konveks (venstre) og konkav (høyre) skråning hvor $\alpha = 90^\circ$ (Solli, 2020).

3.2.6 3D-effekter fra lokale laster

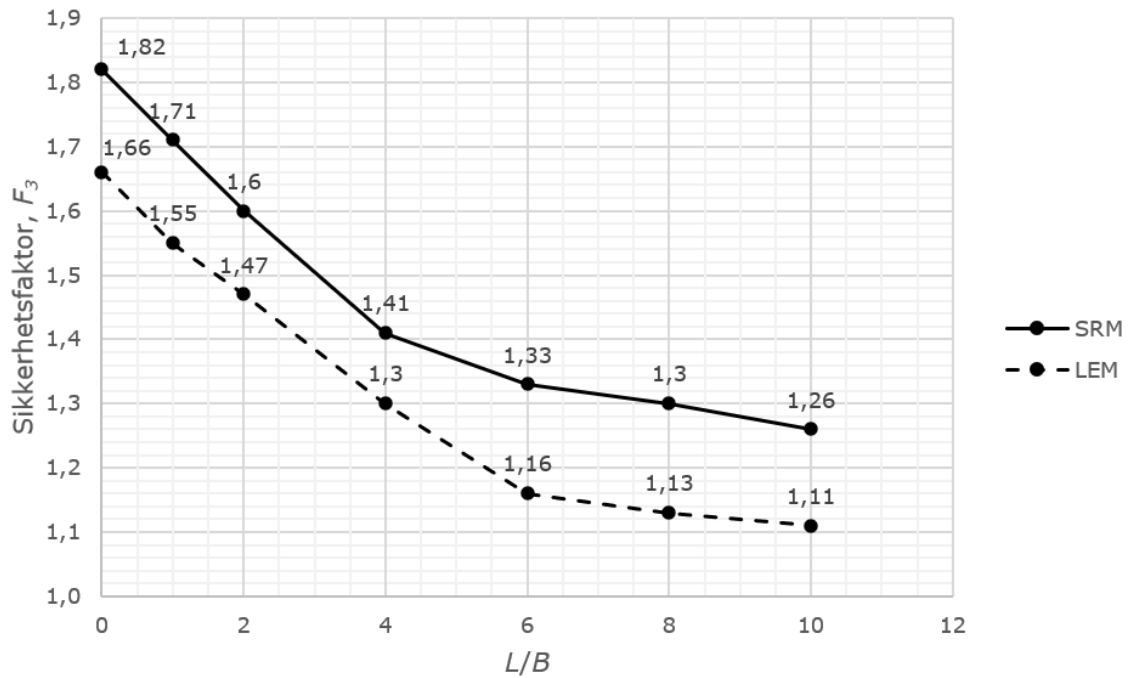
Wei, Cheng og Li (2019)

Wei, Cheng og Li (2009) studerte den drenerte skråningen i figuren nedenfor, og beregnet sikkerhetsfaktoren F_3 for ulike verdier av forholdet mellom lastlengden L og lastbredden B . Lastbredden var konstant lik 2 m i analysene, og lastintensiteten q konstant lik 100 kPa. Hvis lastlengden var 2, 4, 8 eller 12 m var bredden på den tredimensjonale modellen 20 m, og hvis lastlengden var 16 eller 20 m var 3D-modellen 30 m bred. Formålet med analysene til Wei, Cheng og Li (2009) var å blant annet å undersøke for hvilke verdier av forholdet L/B det oppstår en tydelig tredimensjonal skjærflate, slik som vist i figur 3.45 (c).



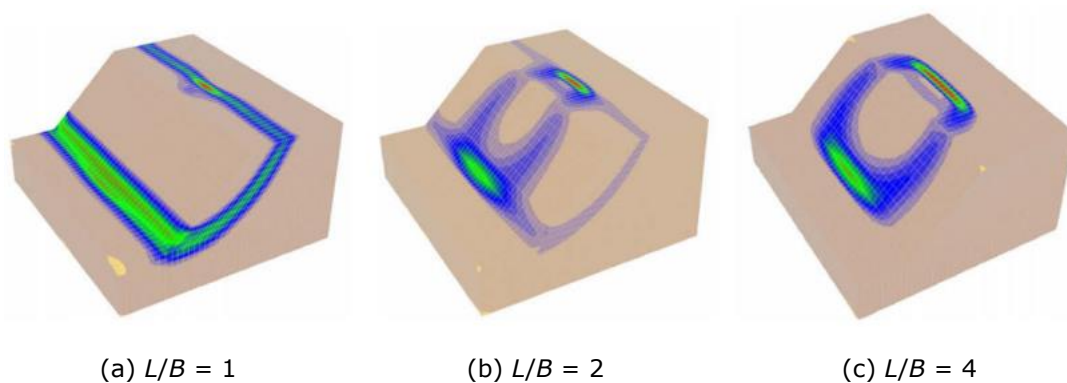
Figur 3.43 Geometrien til skråningen utsatt for lokal last på skråningstoppen (Wei, Cheng og Li, 2009).

De utførte både LEM- og SRM-analyser. Sikkerhetsfaktoren F_3 er vist som en funksjon av L/B i figur 3.44. Som forventet avtar sikkerhetsfaktoren ved økende lastlengde L , og F_3 nærmer seg gradvis 2D-situasjonen med kontinuerlig last. Dette betyr at 3D-effektene er størst når lastutbredelsen er liten, og avtar ved økende L .



Figur 3.44 Resultatene fra analysene til Wei, Cheng og Li (2009).

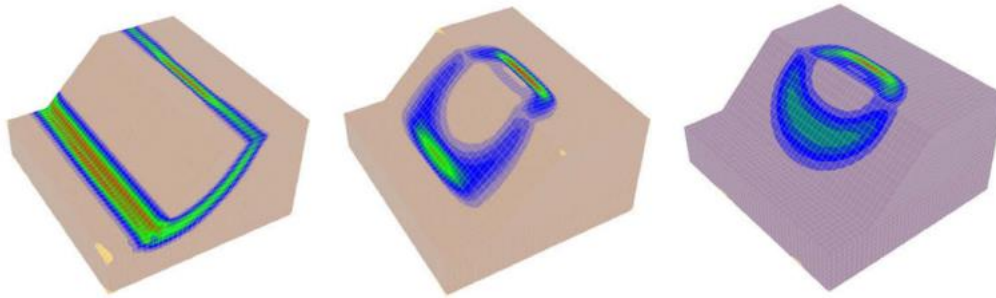
Noen av skjærflatene fra SRM-analysene er vist i figuren nedenfor. Slik figuren viser er skjærflaten tilnærmet todimensjonal når $L/B = 1$, for selv om det blir mobilisert større skjærtøyning akkurat rundt lasten er ikke lasten stor nok til å mobilisere en tydelig tredimensjonal bruddmekanisme (Wei, Cheng og Li, 2009). Dette betyr at egenvekten til jorden kontrollerer bruddmekanismen og det oppstår en tilnærmet todimensjonal skjærflate. Ved økende L/B blir den ytre lasten mer betydelig for bruddmekanismen, og når $L/B \geq 4$ er den tredimensjonale skjærflaten veldig tydelig. Hvis forholdet mellom L/B blir veldig stort, dvs. lastlengden blir veldig stor, vil det oppstå en todimensjonal bruddmekanisme igjen som er tilnærmet lik bruddmekanismen for kontinuerlig last. Det betyr at for noen mellomliggende tilfeller av L/B gir den ytre lasten en tydelig tredimensjonal bruddmekanisme.



Figur 3.45 Skjærflaten for ulike lastlengder L når $B = 2$ m (Wei, Cheng og Li, 2009).

Figur 3.46 viser at bruddmekanismen også er avhengig av størrelsen til lastintensiteten q . Selv om $L/B = 4$, slik som er tilstrekkelig for å utvikle en tredimensjonal

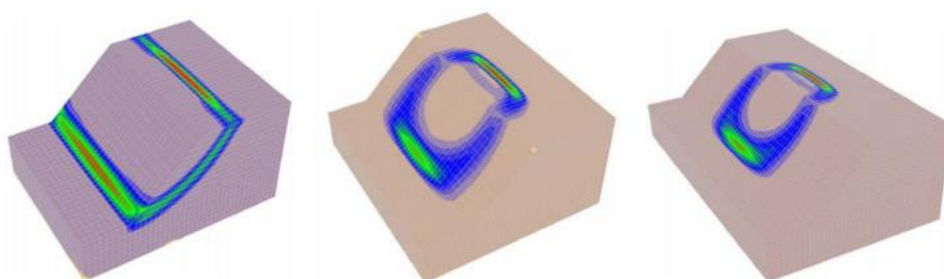
bruddmekanisme når $q = 100$ kPa, utvikles det ikke en tredimensjonal bruddmekanisme når $q = 30$ kPa. Hvis den ytre lasten er veldig stor, vil en liten lastlengde også kunne gi en tydelig tredimensjonal bruddmekanisme (Wei, Cheng og Li, 2009) slik blant annet figur 3.46 (c) viser.



(a) $q = 20$ kPa. $F_3 = 1,74$ (b) $q = 100$ kPa. $F_3 = 1,41$ (c) $q = 300$ kPa. $F_3 = 0,89$

Figur 3.46 Skjærflaten og F_3 for ulike skråninger utsatt for lokal last på skråningstoppen når $L/B = 4$ og modellbredden er 20 m.

Studien viser også at modellbredden W har stor betydning for resultatet, og dersom skråningen er veldig bred og lastlengden veldig liten, vil sikkerhetsfaktoren i teorien konvergere til F_2 for en todimensjonal skråning uten ytre last. Dette resultatet har en tendens til å overestimere stabiliteten siden den mobiliserte skjærtøyningen rundt den lokale lasten er litt større enn den gjenværende jordmassen, selv om det ikke dannes en tydelig tredimensjonal bruddmekanisme (Wei, Cheng og Li, 2009). Figur 3.47 viser at sikkerhetsfaktoren F_3 , og dermed 3D-faktoren F_{3D} , øker ved økende bredde på beregningsmodellen når $L/B = 4$. Når forholdet mellom W og L er lavt er beregningsmodellen smal, og sideflatene hindrer at det utvikles en tydelig tredimensjonal bruddmekanisme (Wei, Cheng og Li, 2009). Dette gir den laveste stabiliteten. Den tredimensjonale bruddmekanismen blir gradvis mer tydelig med økende bredde, og når $W/L \geq 2,5$ utvikles det en tydelig tredimensjonal bruddmekanisme slik figuren nedenfor viser. Hvis $L/B = 1$ vil det derimot aldri bli utviklet en tredimensjonal bruddmekanisme fordi den sanne bruddmekanismen for en slik lastsituasjon er todimensjonal. Dette skyldes at den påførte lasten er liten sammenlignet med egenvekten av jorden og F_2 for den todimensjonale bruddmekanismen er mindre enn F_3 for den tredimensjonale bruddmekanismen (Wei, Cheng og Li, 2009).



(a) $W = 14$ m, dvs.
 $W/L = 1,75$ m.
 $F_3 = 1,37$.

(b) $W = 20$ m, dvs.
 $W/L = 2,5$.
 $F_3 = 1,41$

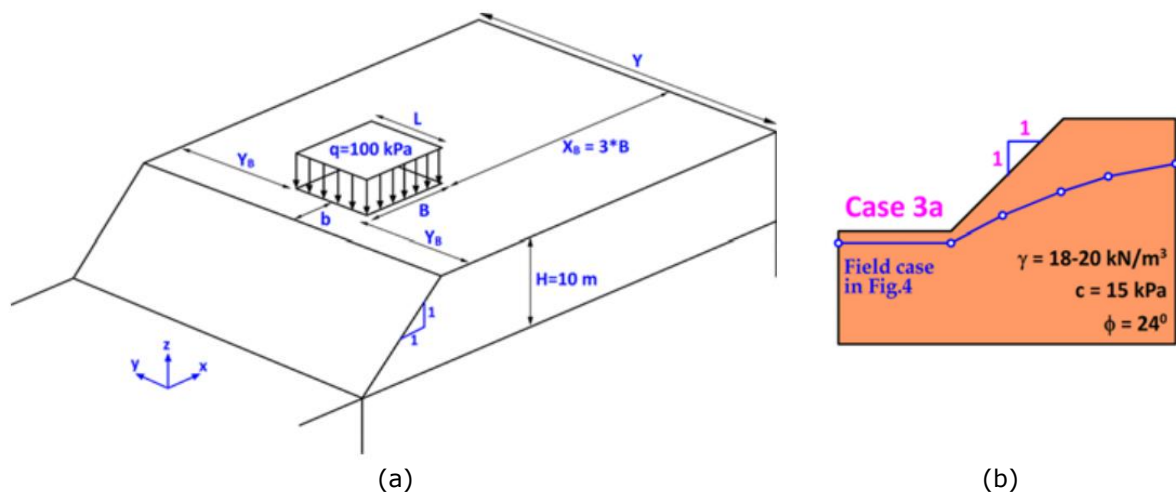
(c) $W = 30$ m, dvs.
 $W/L = 3,75$.
 $F_3 = 1,41$

Figur 3.47 Skjærflaten og F_3 for ulike modellbredder når $L/B = 4$, dvs. $L = 8$ m siden $B = 2$ m.

Wei, Cheng og Li (2009) studerte i tillegg til de overnevnte tilfellene vertikale hjørneskråninger med last, men dette er ikke omtalt her.

Kelesoglu (2016)

Kelesoglu (2016) analyserte i likhet med Wei, Cheng og Li (2009) F_3 til drenerte skråninger utsatt for lokale laster på skråningstoppen. Beregningsmodellen er vist i figur 3.48 (a) og de tilhørende materialparameterne i figur 3.48 (b). Det eneste som skiller studiene til Wei, Cheng og Li (2009) og Kelesoglu (2016) er at førstnevnte analyserte skråninger hvor $H = 6$ m og $b = 1$ m, mens sistnevnte benyttet $H = 10$ m og $b = 0; 2; 4$ m i analysene.



Figur 3.48 (a) Geometri og notifikasjoner benyttet i stabilitetsanalysene av lokal belastede skråninger. (b) Materialparametere benyttet i analysene (Kelesoglu, 2016).

Sikkerhetsfaktoren F_3 er beregnet for ulike verdier av b , B , L og Y_B/L . Resultatene fra analysene er vist i tabellen i figur 3.49. Tabellen viser at F_3 øker ved økende Y_B/L for konstant B , b og L , og dermed også 3D-effektene F_{3D} , slik tabellen i figur 3.50 viser. Dette er i overensstemmelse med analysene til Wei, Cheng og Li (2009) som også viste at F_3 økte ved økende modellbredde for en konstant verdi av L/B . Sikkerhetsfaktoren F_3 øker også ved avtagende lastutbredelse, slik som forventet. 3D-effektene er størst og lik 1,286 når $Y_B/L = 5,0$, $b = 0$ og $B = 4,0$ m eller $6,0$ m.

Studien til Kelesoglu (2016) viser at formen til skjærflaten er tilnærmet todimensjonal når L er lik 2, 4 eller 6 m, uavhengig av verdien til Y_B/L . Når lastutbredelsen L blir større enn 6 m spres skjærtøyningene, som er mobilisert på toppen av skrånningen, ned utover den hellende skråningsflaten og det oppstår en tredimensjonal skjærflate i stedet for den todimensjonale dannet av skrånningens egenvekt. Skråningshøyden i analysene er 10 m og tabellen i figur 3.49 viser at det oppstår tydelige 3D-skjærflater når $L \approx H$. De bearbejdede resultatene i figur 3.50 viser at det oppstår tydelige tredimensjonale skjærflater hovedsakelig når $W/L \geq 1,5$ og $L \geq 8,0$ m for $b = 0$ m. Hvis $b = 2$ m oppstår det tydelig tredimensjonale skjærflater når $W/L \geq 3,0$ og $L \geq 12,0$ m. Slik tabellen viser utvikles det ikke nødvendigvis tydelige tredimensjonale bruddmekanismer for lave verdier av W/L når $L = 8,0$ m og $b = 0$ m. Det samme er tilfellet når $L = 12,0$ m og $b = 2$ m.

L [m] =	2.0				4.0	6.0	8.0				10.0				12.0				16.0	24.0				∞	
YB / L =	1.5	3.0	5.0	7.0	5.0	5.0	1.5	3.0	5.0	7.0	1.5	3.0	5.0	7.0	1.0	1.5	3.0	5.0	1.5	0.5	1.0	1.5	3.0	0.0	
b [m] B [m]	Factor of Safety for q = 100 kPa																								
0.0	2.0	-	-	1.27	-	1.27	1.26	1.22	1.24	-	-	-	1.23	-	-	-	1.19	-	-	1.16	1.11	1.12	1.13	1.14	1.05
	4.0	1.19	1.23	1.26	1.26	1.25	1.24	1.18	1.20	1.22	-	1.15	1.18	1.20	-	1.12	1.14	1.16	1.17	1.10	1.05	-	1.07	-	0.98
	8.0	-	-	1.26	-	1.25	1.24	-	1.21	1.23	-	-	1.18	1.21	-	-	1.13	-	-	1.10	1.05	-	1.07	-	0.98
2.0	2.0	-	-	1.28	-	1.27	1.27	-	1.25	-	-	-	1.25	-	-	-	1.23	1.24	1.26	1.21	1.17	-	1.19	-	1.10
	4.0	1.22	1.25	1.27	1.27	1.27	1.26	1.21	1.23	1.25	1.25	1.20	1.23	1.24	1.24	1.18	1.20	1.22	1.23	1.18	1.12	1.14	1.14	1.15	1.05
	8.0	-	-	1.28	-	1.26	1.26	-	1.24	1.26	-	-	1.24	1.26	-	-	1.20	1.23	1.25	1.18	1.13	-	1.14	-	1.05
4.0	2.0	-	-	1.29	-	1.28	1.28	-	1.27	-	-	-	1.27	-	-	-	1.26	-	-	1.25	1.21	1.23	1.23	1.24	1.16
	4.0	1.27	1.28	1.29	1.29	1.28	1.28	-	1.27	-	-	-	1.26	-	-	-	1.24	-	-	1.23	1.19	1.20	1.21	1.23	1.12
	8.0	-	-	1.29	-	1.28	1.28	-	1.27	-	-	-	1.26	-	-	-	1.24	-	-	1.23	1.19	1.20	1.21	1.23	1.12

clear 2D slip (i.e., Fig. 9a)

2D&3D slip (i.e., Fig. 9b)

clear 3D slip (i.e., Fig. 9c-9d)

Figur 3.49 Resultatene fra studien til Kelesoglu (2016) av lokale laster på skråningstoppen.

L [m]	2,0				4,0	6,0	8,0				10,0				12,0				16,0	24,0				
$Y_B/L = 3(Y_B/L)$	1,5	3,0	5,0	7,0	5,0	5,0	1,5	3,0	5,0	7,0	1,5	3,0	5,0	7,0	1,0	1,5	3,0	5,0	1,5	0,5	1,0	1,5	3,0	0,5
$b [m] B [m]$	3D-faktor F_{3D} for $q = 100$ kPa																							
0,0	2,0			1,210		1,210	1,200	1,162	1,181				1,171				1,133			1,105	1,057	1,067	1,076	1,086
	4,0	1,214	1,255	1,286	1,286	1,276	1,265	1,204	1,224	1,245		1,173	1,204	1,224		1,143	1,163	1,184	1,194	1,122	1,071			1,092
	6,0			1,286		1,276	1,265		1,235	1,255			1,204	1,235			1,153			1,122	1,071			
2,0	2,0			1,164		1,155	1,155		1,136				1,136				1,118	1,127	1,145	1,100	1,064			1,082
	4,0	1,162	1,190	1,210	1,210	1,210	1,200	1,152	1,171	1,190	1,190	1,143	1,171	1,181	1,181	1,124	1,143	1,162	1,171	1,124	1,067	1,086	1,086	1,093
	6,0			1,219		1,200	1,200		1,181	1,200			1,181	1,200			1,143	1,171	1,190	1,124	1,076			1,086
4,0	2,0			1,112		1,103	1,103		1,095				1,095				1,086			1,078	1,043	1,060	1,060	1,069
	4,0	1,134	1,143	1,152	1,152	1,143	1,143		1,134				1,125				1,107			1,098	1,063	1,071	1,080	1,098
	6,0			1,152		1,143	1,143		1,134				1,125				1,107			1,098	1,063	1,071	1,080	1,098

Tydelig 2D-bruddmekanisme
 Kombinert 2D- og 3D-bruddmekanisme
 Tydelig 3D-bruddmekanisme

Figur 3.50 Beregnet 3D-faktor F_{3D} fra resultatene til Kelesoglu (2016). Tabellen viser også for hvilke verdier av W/L de ulike bruddmekanismene oppstår.

Bruddmekanismen er også i stor grad påvirket av størrelsen på lastintensiteten q . Ifølge Kelesoglu (2016) er bruddmekanismen en kombinasjon av 2D og 3D hvis verdien av faktoren $q/\gamma H$ er tilnærmet lik 0,5. Hvis $q/\gamma H < 0,5$ vil bruddmekanismen være tydelig todimensjonal, og dersom $q/\gamma H > 0,6$ vil den være tydelig tredimensjonal.

Sundahl (2020) undersøkte også skråninger utsatt for lokale laster på skråningstoppen i sin masteroppgave. Analysene hans viser at 3D-effektene øker ved økende lastintensitet q , før differansen igjen avtar for en bestemt q . For den lastintensiteten F_{3D} er størst, og dermed også differansen mellom F_2 og F_3 størst, er bruddmekanismen tydelig tredimensjonal.

3.3 Dagens kunnskapsnivå

Frem til i dag er det hovedsakelig utført studier på geometri- og sideeffekter, mens det er utført noen få analyser av lokalt belastede skråninger. De fleste analysene viser ikke uventet at 3D-effektene bidrar til å øke stabiliteten, i likhet med hva flere artikler har påpekt tidligere (Duncan, 1996). Nedenfor følger en oppsummering og diskusjon av de ulike 3D-effektene, og til slutt en avsluttende oppsummering som blant annet fastsetter hva som gjenstår å gjøre.

3.3.1 Sideeffekter

Sideeffektene i både translasjons- og rotasjonsskred er betydelig undersøkt. I oppsummeringen nedenfor er den maksimale utbredelsen av utglidningen betegnet som W , dvs. avstanden mellom de to fast innspente, vertikale sideflatene i beregningsmodellen. Det har versert ulike symboler i litteraturen, men W er valgt for konsensus.

Ifølge Arellano og Stark (2000) er plan tøyning en akseptabel antagelse dersom den maksimale utbredelsen av utglidningen W er fire ganger større enn skråningshøyden H for translasjonsskred i drenerte materialer. Når W/H er mindre enn fire øker sideeffektene stabiliteten betydelig, og F_{3D} kan være opptil 225 % ifølge studien. Akhtar og Stark (2017) beviste derimot at K_0 -metoden til Arellano og Stark (2000) overestimerer sideeffektene, og utviklet derfor en ny metode som benytter jordtrykkskoeffisienten K_r . Denne metoden gir $F_{3D,max} = 2,10$. Jostad og Lacasse (2015) konkluderte også med at dersom W/H er større enn fire er sideeffektene neglisjerbare for rotasjonsskred i udrenerte materialer. I disse skråningene er 3D-effektene mindre enn 20 %. Ifølge analysene til Griffiths og Marquez (2007) er F_{3D} tilnærmet lik null dersom $W/H = 10$ i udrenerte materialer. Sideeffektene øker betydelig når forholdet mellom W/H reduseres fra fire, og når $W/H = 4$ er $F_{3D} \approx 16$ %. Gens, Hutchinson og Cavounidis (1988) fant ut at sideeffektene i drenerte materialer er mindre enn 20 % dersom $W/H > 4$, og at kurvede og plane endeflater gir de største 3D-effektene. Ifølge Leshchinsky og Baker (1986) er sideeffektene større i vertikale skråninger enn i skråninger hvor $\beta = 45^\circ$. De fant også ut at dersom halve skråningsbredden er over dobbelt så stor som skråningshøyden er sideeffektene mindre enn 15 %. Iht. de andre studiene betyr dette at 3D-effektene er av betydning når W/H er mindre enn fire.

Oppsummert viser de tidligere studiene at det oppstår betydelige sideeffekter hvis $W/H \leq 4$, og dersom $W/H > 4$ er sideeffektene neglisjerbare. Dette betyr at dersom bredden på det potensielle utglidningsvolumet i en skråning er mindre enn fire ganger skråningshøyden vil sideeffektene få signifikant betydning for stabiliteten. 3D-effektene avtar ved økende bredde på modellen, og ifølge Jostad og Lacasse (2015) avtar effektene lineært med økende W/H . Ingen av de andre studiene har avdekket det samme; at 3D-effektene avtar lineært. I skråninger hvor $W/H = 1$ kan sideeffektene øke stabiliteten med en faktor mellom 1,5 og 2 hvis rotasjonsskred er den kritiske skredmekanismen (Jostad og Lacasse, 2015), og med en faktor opptil 2,10 ved translasjonsskred (Akhtar og Stark, 2017). Det er viktig å påpeke at Jostad og Lacasse (2015) og Griffiths og Marquez (2007) utførte todimensjonale LEM-analyser og tredimensjonale FEM-analyser. Slik som nevnt under kapittel 3.1.5 skyldes derfor noe av 3D-effektene også programvareeffekter.

Griffiths og Marquez (2007) har som de eneste undersøkt hvor stor 3D-effektene er i skråninger med hellende, fastholdte sideflater. Disse analysene viser også ikke uventet at 3D-effektene avtar ved økende gjennomsnittlig bredde på modellen fordi den mulige utbredelsen av skjærflaten øker.

3.3.2 Skråninger utsatt for lokale laster

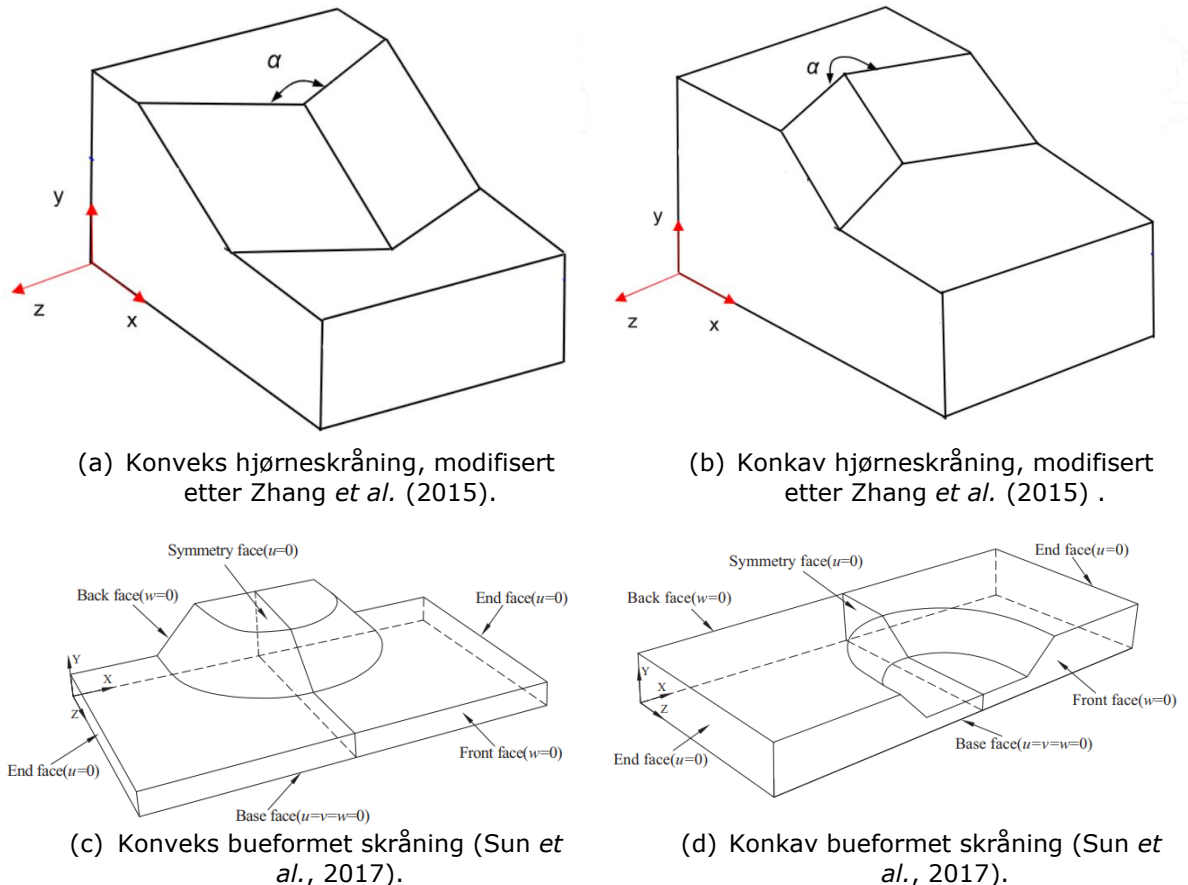
Analysene til Kelesoglu (2016) og Wei, Cheng og Li (2009) av skråninger utsatt for lokale laster på skråningstoppen viser at 3D-effektene øker når forholdet mellom bredden på beregningsmodellen W og lastutbredelsen L øker. Slik de bearbejdet resultatene fra studien til Kelesoglu (2016) i figur 3.50 viser, kan lokale laster gi 3D-effekter opp mot 29

%. Dette betyr at lokale laster må analyseres i 3D dersom lastutbredelsen er liten og det er ønskelig å beregne stabiliteten med stor nøyaktighet. For en bestemt verdi av forholdet mellom W/L , og ved en viss lastutbredelse og lastintensitet, vil det oppstå en tredimensjonal bruddmekanisme i stedet for en todimensjonal. Hvis forholdet mellom W/L er veldig lite vil det oppstå en todimensjonal bruddmekanisme som tilsvarer bruddmekanismen til den todimensjonale skråningen med kontinuerlig last. Ettersom forholdet øker, oppstår det gradvis en tredimensjonal bruddmekanisme. Studien til Wei, Cheng og Li (2009) viser at det utvikles en tredimensjonal bruddmekanisme dersom $L/B \geq 4,0$, $W = 20$ m og $q = 100$ kPa for skråningen vist i figur 3.43. Dette tilsvarer at det utvikles en tredimensjonal bruddmekanisme når $W/L \geq 2,5$ siden $B = 2$ m. Ut fra resultatene i figur 3.49 viser den tilsvarende studien til Kelesoglu (2016) at det utvikles en tydelig tredimensjonal bruddmekanisme dersom $W/L \geq 1,5$ og $L \geq 8,0$ m for $b = 0$ m, $W/L \geq 3$ og $L \geq 12,0$ m for $b = 2$ m, og $W/L \geq 4,5$ og $L \geq 24,0$ m for $b = 4$ m. Slik som nevnt under kapittel 3.2.6 gir ikke den lokale lasten nødvendigvis en tydelig tredimensjonal bruddmekanisme for lave verdier av W/L for den laveste gitte verdien av L ovenfor. I studien til Wei, Cheng og Li (2009) er $b = 1$ m, og resultatene fra de to studiene er derfor i god overensstemmelse siden verdien av W/L for $b = 1$ er omtrent midt mellom verdiene av W/L når b er lik 0 og 2 m i studien til Kelesoglu (2016). Hvis lastutbredelsen er veldig liten, vil skjærflaten være tilnærmet lik den todimensjonale skjærflaten uten last på skråningstoppen. Lasten påvirker dermed ikke stabiliteten av skråningen siden lastutbredelsen er så begrenset og egenvekten til jorden dominerer bruddmekanismen. Dette er ikke nevneverdig belyst i studien til Wei, Cheng og Li (2009), det nevnes bare at dette er tilfellet for $L = 2$ m. Analysene til Kelesoglu (2016) viser at L må være større eller lik 8,0 m når $q = 100$ kPa, slik som nevnt ovenfor, for at det skal oppstå en tredimensjonal bruddmekanisme når $b = 0$ m.

Analysene til Kelesoglu (2016) viser at $q/\gamma H$ må være større enn 0,6 for at det skal oppstå en tydelig tredimensjonal bruddmekanisme. Hvis forholdet er mellom 0,5 og 0,6 vil det oppstå en kombinert to- og tredimensjonal bruddmekanisme. Ifølge Wei, Cheng og Li (2009) utvikles det en tydelig tredimensjonal bruddmekanisme for skråningen vist i figur 3.46 (b), hvor $\gamma = 20$ kN/m³, $H = 6$ m og $q = 100$ kPa. Dette tilsvarer at det utvikles en tredimensjonal bruddmekanisme dersom $q/\gamma H \geq 0,83$, og er en noe høyere verdi enn konklusjonen til Kelesoglu (2016). Wei, Cheng og Li (2009) analyserte derimot ingen tilfeller av q mellom 20 kPa og 100 kPa, og den kritiske verdien for q kan derfor ligge mellom disse to verdiene. Studiene viser derfor at det oppstår en tredimensjonal bruddmekanisme dersom $q/\gamma H \geq 0,83$, og mest sannsynlig dersom forholdet er større enn 0,6.

3.3.3 Geometrieffekter

Litteraturen viser at geometrieffektene er undersøkt for en rekke ulike skråningsgeometrier. Hovedsakelig er effektene undersøkt i konvekse og konkave hjørneskråninger (figur 3.51 (a) og (b)), samt i konvekse og konkave buformede skråninger (figur 3.51 (c) og (d)).



Figur 3.51 Ulike skråningstyper geometrieffektene er undersøkt i.

Nian *et al.* (2012) og Zhang *et al.* (2013) har begge analysert sikkerhetsfaktoren til hjørneskråninger med ulike hjørnevinkler α og skråningsvinkler β . Vinkelen α er definert slik som vist i figur 3.51 (a), dvs. at $\alpha = 180^\circ$ i en plan skråning. Zhang *et al.* (2013) undersøkte et litt svakere materiale med lavere kohesjon enn Nian *et al.* (2012), men slik som oppsummert nedenfor er 3D-effektene i størrelsesorden like. Det er også verdt å nevne at Zhang *et al.* (2013) benyttet ulike materialparametere for de tre skråningene med ulik skråningsvinkel. Tyngdetettheten varierte mellom 17,64 og 20 kN/m³ i analysene, mens kohesjonen varierte mellom 20 og 29 kPa. Dette er litt ugunstig med tanke på å undersøke hvordan 3D-effektene utvikler seg med avtagende β , siden flere parametere blir variert, men tendensen er den samme som i studien til Nian *et al.* (2012) hvor det ble benyttet konstante materialparametere. Alt dette tyder på at en liten endring av kohesjonen ikke har stor betydning for hvor store geometrieffekter som utvikles.

Studiene viser at konvekse skråninger er mer stabile enn plane når $\beta \geq 26,57^\circ$ og at stabiliteten øker ved avtagende α . Geometrieffektene F_{3D} er derimot små og under 5 % sammenlignet med plane skråninger. I vertikale, konvekse hjørneskråninger er geometrieffektene negative, dvs. at skråningene er mindre stabile enn plane. Stabiliteten avtar ved avtagende α , og sikkerhetsfaktoren reduseres med inntil 2,6 % når α går fra 180° til 90° . For vertikale, konvekse hjørneskråninger gir 2D-analyser dermed ikke et konservativt estimat av stabiliteten.

Nian *et al.* (2012) og Zhang *et al.* (2013) har i tillegg studert vertikale, konkave skråninger hvor $\alpha = 90^\circ$. Analysene viser at slike skråninger er omtrent 8-9 % mer stabil enn tilsvarende konvekse skråninger, mens 3D-effektene er opptil 5-6 %. De ytterligere analysene til Zhang *et al.* (2013) viser at geometrieffektene er størst i skråninger med skråningsvinkel lik $26,57^\circ$. Uavhengig av skråningsvinkelen øker F_{3D} når α avtar, og er opptil 13 % i skråningene hvor $\beta = 26,57^\circ$. I alle konkave hjørneskråninger øker dermed hjørneeffektene stabiliteten. De overnevnte størrelsene av F_{3D} i hjørneskråninger gjelder for grensebetingelsene SS.

De tilsvarende analysene til Chaudhary *et al.* (2016) med omtrent like materialparametere ($c' = 30$ kPa og $\varphi = 20^\circ$, samt $\varphi^b = 10^\circ$) viser at F_{3D} er opptil 19 og 37 % i hhv. konvekse og konkave hjørneskråninger når $b = 2$. 3D-effektene er dermed betydelig høyere i disse analysene enn i analysene til Zhang *et al.* (2013) og Nian *et al.* (2012). Differansen i F_{3D} må hovedsakelig tilskrives bidraget fra det kapillære suget i den umettede sonen som Chaudhary *et al.* (2016) inkluderte, samt differansen LEM- og FEM-analyser kan gi. Chaudhary *et al.* (2016) utførte LEM-analyser mens de andre utførte FEM-analyser. Ifølge Zhang *et al.* (2015) er 3D-effektene i plane, bratte skråninger ($\beta = 50^\circ$) mellom 12 og 18 % når det kapillære suget i den umettede sonen inkluderes. Dette viser at det å inkludere det kapillære suget øker F_3 betydelig, og det er derfor rimelig at 3D-effektene i analysene til Chaudhary *et al.* (2016) er større enn de i analysene til Nian *et al.* (2012) og Zhang *et al.* (2013). Sett bort fra at F_{3D} er større i studien til Chaudhary *et al.* (2016), fordi det kapillære suget i den umettede sonen er inkludert, så er tendensen den samme; 3D-effektene øker ved avtagende α med mindre skråningen er konveks og vertikal.

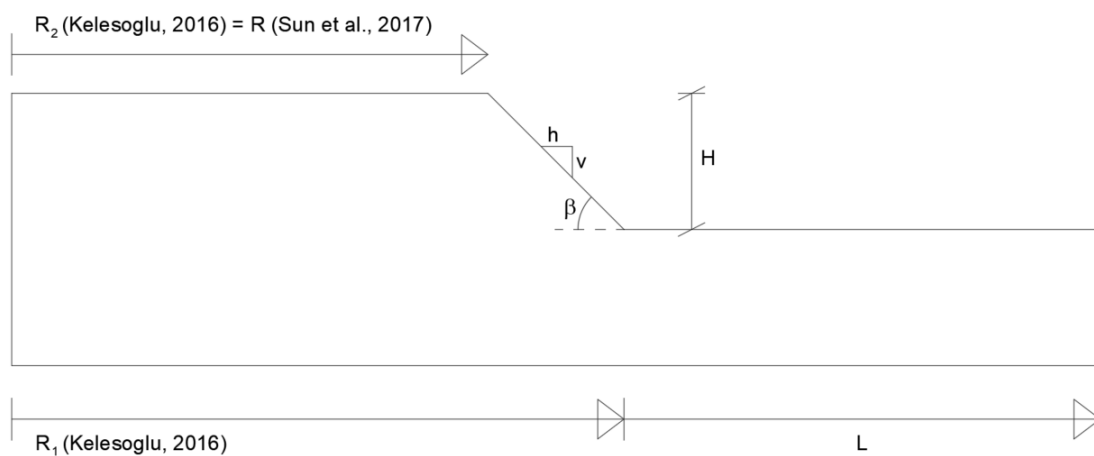
Alle studiene har avdekket at å endre de normalt fastholdte sideflatene til fast innspenne sideflater gir større 3D-effekter enn skråningsgeometrien. I de utførte studiene av hjørneskråninger er geometrieffektene størst og lik 13 % i konkave skråninger hvor $\alpha = 90^\circ$ og $\beta = 26,57^\circ$, og sideeffektene fra fast innspenne sideflater i slike skråninger er nesten 16 %. Dette beviser at sideeffektene generelt gir større 3D-effekter enn geometrieffektene.

Zhang *et al.* (2013), Kelesoglu (2016) og Sun *et al.* (2017) har alle undersøkt stabiliteten av bueformede, konvekse og konkave skråninger med grensebetingelser SS. Sun *et al.* (2017) har som de eneste konkludert med at slike konvekse skråninger er mindre stabile enn plane. De øvrige studiene har konkludert med det motsatte; at konvekse skråninger er mer stabile enn plane. På den andre siden tyder alle studiene på at kurvaturen ikke påvirker stabiliteten i stor grad, og at geometrieffektene er beskjedne. Ifølge studiene til Kelesoglu (2016) og Zhang *et al.* (2013) er geometrieffektene maksimalt 4-5 % i konvekse skråninger og dermed neglisjerbare. 3D-effektene i konkave skråninger er også generelt beskjedne, men øker betydelig dersom $(R_1 + R_2)/2$ i figur 3.38 er mindre eller lik 30 og kan bli opptil 30 % (Kelesoglu, 2016). Analysene til Sun *et al.* (2017) viser også at 3D-effektene kan bli opptil 35 % dersom $R/H = 0,5$. $(R_1 + R_2)/2 \approx 10$ tilsvarer $R/H \approx 0,3$ dersom skråningsvinkelen er 45° , og resultatene til Kelesoglu (2016) og Sun *et al.* (2017) er derfor i størrelsesorden like for konkave skråninger. Geometrieffektene er derimot betydelig mindre i skråninger hvor kurvaturen er mindre tydelig, og er størrelsesorden mellom 2 og 10 % i slike skråninger ifølge Zhang *et al.* (2013) og Kelesoglu (2016). Studiene til Kelesoglu (2016) og Sun *et al.* (2017) av sirkulærbueformede skråninger viser, slik som forventet, at stabiliteten av skråningene nærmer seg stabiliteten til den plane skråningen når radiusen øker. På samme måte

nærmer stabiliteten til de konvekse og konkave skråningene til Zhang *et al.* (2013) seg stabiliteten av den plane skråningen når $L \rightarrow 0$ m.

Kelesoglu (2016) og Sun *et al.* (2017) har undersøkt den samme situasjonen, en konveks, sirkulærformet skråning med drenert oppførsel. Pga. symmetri har Kelesoglu (2016) valgt å modellere halve skråningen sammenlignet med beregningsmodellen til Sun *et al.* (2017). De burde derfor fått det samme resultatet, men Kelesoglu (2016) konkluderer med at konvekse skråninger har en litt høyere sikkerhetsfaktor enn plane, mens Sun *et al.* (2017) konkluderer med at sikkerhetsfaktoren er litt lavere. Selv om begge har funnet ut at geometrieffektene er beskjedne er den sentrale konklusjonen avvikende. Det er derfor nødvendig å etterprøve resultatene i studiene for å kunne si noe om stabiliteten til slike konvekse skråninger sammenlignet med plane.

For å kunne sammenligne de to utførte studiene er det viktig å velge materialparametere som begge studiene har benyttet. Sun *et al.* (2017) har normalisert sikkerhetsfaktoren F_3 på tyngdetettheten, skråningshøyden, radiusen og de drenerte materialparametere, mens Kelesoglu (2016) har oppgitt 3D-faktoren for noen spesifikke materialparametere. Materialparametere benyttet i etterprøvingen er vist i tabell 3.10. Skråningsgeometrien er vist i figur 3.52. Resultatene er etterprøvd i FEM-programmet PLAXIS. De to vertikale sideflatene i den tredimensjonale modellen er fastholdt i normalretning, mens de øvrige sideflatene er fastholdt iht. standard grensebetingelser i *PLAXIS 3D Reference Manual* (Brinkgreve *et al.*, 2021d). Dette betyr at modellen gir en 360 graders forhøyning, formet som en avkortet kjegle, i et ellers flatt terreng. Det er derfor også mulig å modellere skråningen i PLAXIS 2D med aksesymmetrisk beregningsmodell.



Figur 3.52 Skråningsgeometri. $R_1 = 45$ m, $R_2 = 35$ m, $L = 35$ m, $H = 10$ m og $v:h = 1:1$ (dvs. $\beta = 45^\circ$).

Tabell 3.10 Valgte materialparametere til analysen.

Elastisitetsmodul, E [kPa]	Poisson tall, ν	Tyngdetetthet, γ [kN/m ³]	Kohesjon, c [kPa]	Friksjonsvinkel, φ [°]	Dilatansvinkel, ψ [°]
10 000	0	18	14	24	0

Analysene i PLAXIS 2D er utført med 15-nodede triangulære elementer og veldig fint mesh, mens analysene i PLAXIS 3D er utført med samme type mesh og 10-nodede

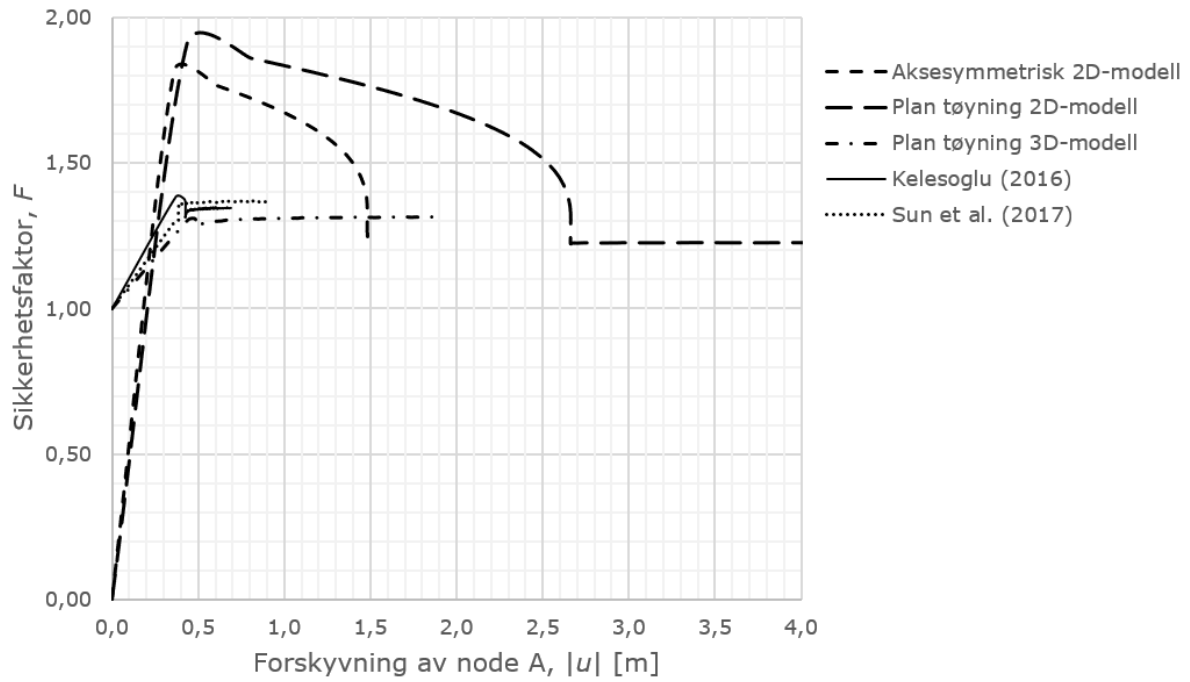
tetraedriske elementer. De tredimensjonale meshene er i tillegg ytterligere forfinet, ved å innføre en reduksjonsfaktor, for å få minst mulig avvik mellom plan tøyingsanalysene i 2D og 3D, samt deretter for å få omtrent lik elementstørrelse i de ulike beregningsmodellene. Meshet i den tredimensjonale plane modellen har derfor en reduksjonsfaktor lik 0,6, mens meshene i beregningsmodellene til Kelesoglu (2016) og Sun *et al.* (2017) har reduksjonsfaktorer lik hhv. 0,5 og 0,4.

Sikkerhetsfaktoren fra de ulike analysene er vist i tabell 3.11. Geometrieffektene i den aksesymmetriske 2D-modellen øker stabiliteten med 2,5 % ift. den todimensjonale plane skråningen. Slik tabellen nedenfor viser er sikkerhetsfaktoren til den tredimensjonale plane beregningsmodellen høyere enn sikkerhetsfaktoren til den tilsvarende todimensjonale modellen. Differanse er 7,5 % og skyldes de to ulike elementtypene benyttet i 2D og 3D, samt elementfordelingen i meshet. Meshet er ikke fint nok i 3D til å gi den samme sikkerhetsfaktoren som i 2D. En ytterligere reduksjon av meshet kunne gitt en mindre differanse, men også en lengre beregningstid. 7,5 % er derfor ansett som en akseptabel differanse i denne korte studien. Beregningsmodellen til Kelesoglu (2016) gir F_3 lik 1,34, og geometrieffektene øker derfor stabiliteten med 2,3 % i forhold til 3D plan tøyning. De samme geometrieffektene er 4,6 % i beregningsmodellen til Kelesoglu (2016). Modellen til Kelesoglu (2016) gir derfor tilnærmet like store 3D-effekter som de beregnet i 2D, og estimerer 3D-effektene mest korrekt.

Det kreves langt færre elementer i 2D enn i 3D, pga. at elementene i 2D er bedre til å modellere deformasjoner samt at beregningsmodellen er mye mindre i 2D. Det kreves derfor langt færre elementer og beregningstid for å estimere stabiliteten korrekt i 2D. Den konvekse skråningen som er studert her kan lett analyseres i 2D med en aksesymmetrisk modell og bør derfor analyseres i 2D. Differensen på 2,2 % mellom beregningsmodellene til Kelesoglu (2016) og Sun *et al.* (2017) skyldes hovedsakelig at meshet er grovere i den sistnevnte beregningsmodellen. Modellen er dobbelt så stor og krever langt flere elementer for å oppnå den samme elementstørrelsen. Selv om meshene her er omtrent like fine er det ikke utført en detaljert mesh-sensitivitetsstudie som gir identiske mesh. Mesh-sensitivitet vil bli nærmere omtalt i den påfølgende forstudien. Kort fortalt overestimerer beregningsmodellen til Sun *et al.* (2017) sikkerhetsfaktoren noe her.

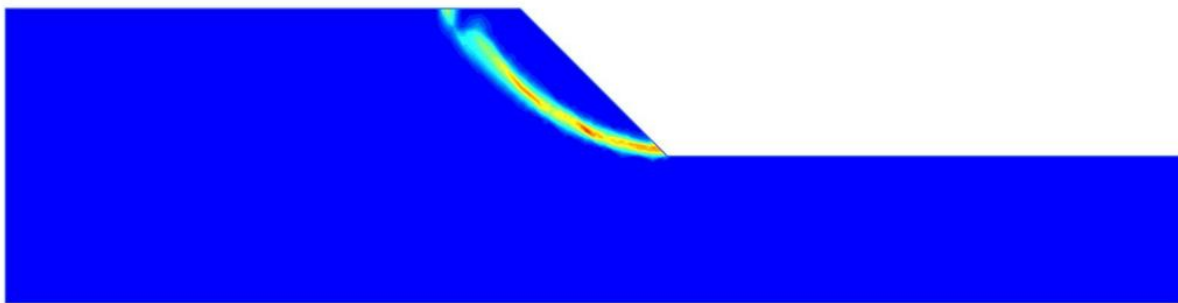
Tabell 3.11 Sikkerhetsfaktorene fra analysen.

Plan tøyning 2D-modell	Aksesymmetrisk 2D-modell	Plan tøyning 3D-modell	Kelesoglu (2016)	Sun <i>et al.</i> (2017)
1,22	1,25	1,31	1,34	1,37

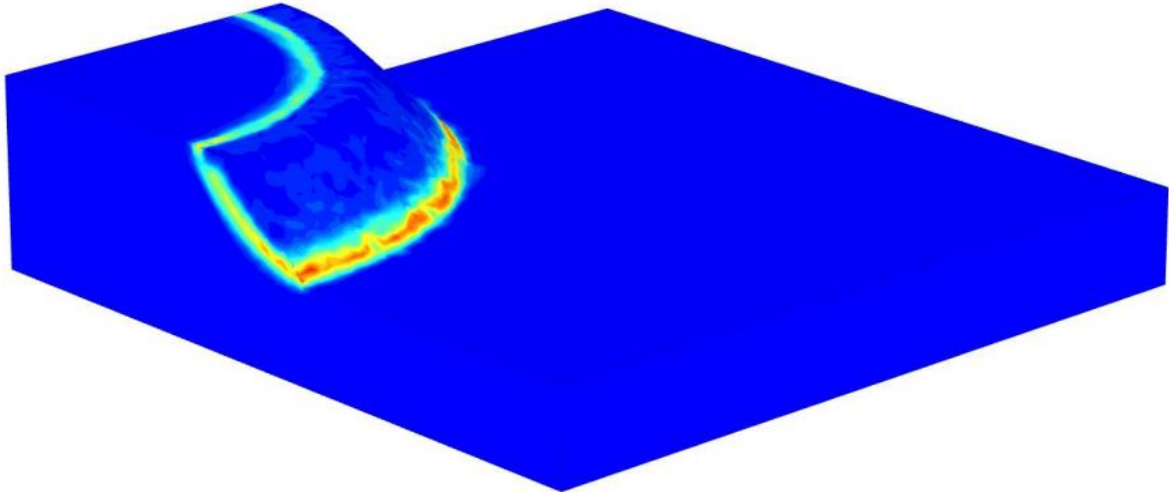


Figur 3.53 Utviklingen av sikkerhetsfaktoren, i de ulike analysene, som en funksjon av forskyvningen av node A.

Figuren ovenfor viser utviklingen av sikkerhetsfaktoren, og at sikkerhetsfaktoren alltid ligger høyere for de konvekse skråningene enn for de plane. Figur 3.54 (a) og (b) viser at skjærflaten funnet i 2D og 3D for aksesymmetriske modeller er tilnærmet like i et horisontalt tverrsnitt, og derfor er sikkerhetsfaktoren funnet for de to modellene sammenlignbare.



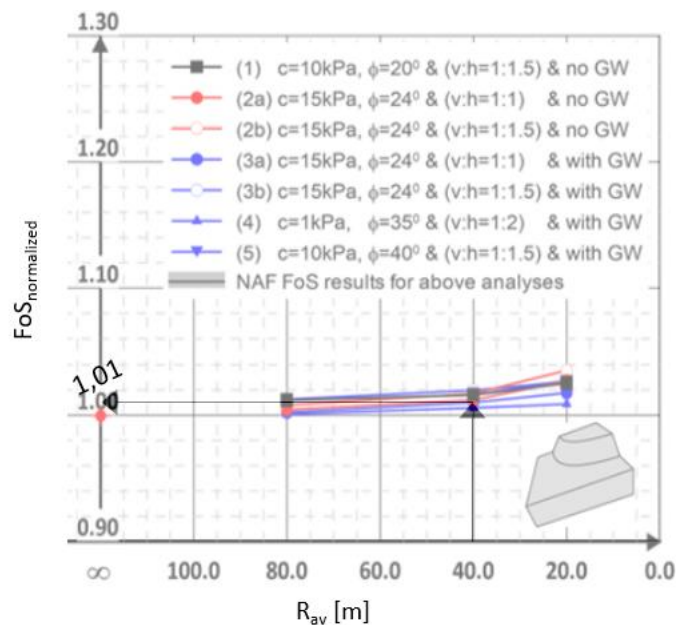
(a)



(b)

Figur 3.54 Skjærflater fra (a) 2D aksesymmetrisk modell og (b) 3D konveks skrånning fra Kelesoglu (2016).

Figuren nedenfor viser hvor store 3D-effektene er, ifølge studien til Kelesoglu (2016), for skråningsgeometrien og de materialparameterne som er analysert her. Geometrieffektene ble funnet ut å være omtrent 2,5 % i etterprøvingen, mens diagrammet viser at $F_{3D} \approx 1\%$ for den samme skrånningen. Resultatene er dermed i størrelsesorden like.



Figur 3.55 3D-faktor for skråningsgeometrien og materialparameterne som er analysert her, modifisert etter Kelesoglu (2016).

Ut fra analysene utført her er det mye som tyder på at stabilitetsdiagrammene presentert i Sun *et al.* (2017) er ukorrekte. Det ser ut til at geometrieffektene i bueformede, konvekse skrånninger er positive, og gir en høyere F_3 enn hva som er tilfellet for plane

skråninger. Konklusjonen til Kelesoglu (2016) om at konvekse skråninger har en 3D-faktor på noen få prosent, opp mot 4 %, virker å stemme bedre. Analysene utført av Sun *et al.* (2017) er også noe dårlig dokumentert, og det er derfor vanskelig å si om de har gjort noe annet enn det som er antatt og presentert her, og som i så måte kunne gitt andre resultater. Fra den utførte etterprøvingen er det mulig å konkludere med at geometrieffektene er små i konvekse, sirkulærformede skråninger når $R = 35$ m. Det er derfor lite å hente på å gjennomføre 3D-analyser i geoteknisk prosjektering for en slik situasjon. Uansett ser det ut til at konvekse, bueforemde skråninger har en høyere sikkerhetsfaktor enn plane.

3.3.4 Oppsummering

Slik som nevnt innledningsvis gir 3D-analyser høyere sikkerhetsfaktor enn de tilsvarende og representative 2D-beregningene. Dette er tilfellet uavhengig av om det ser ut til at skråningsgeometrien gir en negativ effekt, slik som for konvekse skråninger. Ut fra de tidligere studiene er det mye som tyder på at skjærstyrken vil bli overestimert ved tilbakeregning av skred dersom det ikke blir tatt hensyn til 3D-effektene (Gens, Hutchinson og Cavounidis, 1988; Stark og Eid, 1998; Jostad og Lacasse, 2015), siden disse også bidrar til den totale stabiliteten av skråningen. Ifølge Stark og Eid (1998) kan skjærstyrken bli overestimert med opptil 30 % dersom F_{3D} neglisjeres.

Generelt gir sideeffekter større 3D-effekter enn geometrieffekter og lokale laster. Sideeffekter er forårsaket av at sterke jordarter eller ytre faktorer som faste konstruksjoner og fjell begrenser utbredelsen W av utglidningen. Studiene av sideeffekter viser at effektene er betydelig dersom $W/H \leq 4$, og øker sikkerhetsfaktoren F_3 med over 20 % sammenlignet med den todimensjonale sikkerhetsfaktoren F_2 . Når $W/H = 1$ kan sideeffektene øke stabiliteten med en faktor opptil 2,10. Dette er svært store 3D-effekter som gir en betydelig økning av stabiliteten. Det er derfor viktig å utvise stor forsiktighet hvis det blir benyttet så smale beregningsmodeller og fast innspente sideflater i prosjekteringsammenheng. $W/H = 1$ er sjelden en situasjon i naturen, i hvert fall ikke hvis skråningshøyden er liten, og prosjekteringsansvarlig må derfor vite at dette faktisk er tilfellet for å kunne dokumentere så store 3D-effekter. For som Duncan (1996) sa det: «Den første forutsetningen for å utføre gyldige skråningsstabilitetsanalyser er å formulere det rette problemet, og å formulere det riktig.». 3D-analyser av plane skråninger hvor plan tøyning er en korrekt tilnærming har også vist seg å gi høyere sikkerhetsfaktor i 3D enn i 2D. Dette skyldes at ingen beregningsverktøyer er helt like i 2D og 3D, og den beregnede differansen mellom de to analysene skyldes ikke virkelige 3D-effekter. Generelt er også de tredimensjonale beregningsverktøyene mer unøyaktige. Det er derfor viktig at problemene som analyseres i 3D er virkelige tredimensjonale problemer som gir virkelige 3D-effekter. Analysene kan ikke bli utført i 3D bare for å få dokumentert tilstrekkelig sikkerhet dersom situasjonen ikke er en reell 3D-situasjon. Studien til Zhang *et al.* (2015) understreker spesielt dette. De utførte analysene avdekket 3D-effekter opp mot 18 % bare ved å inkludere det kapillære suget i den umettede sonen i beregningene for en plan skråning hvor $W \approx \infty$. Dette er ikke en reell 3D-situasjon, og F_{3D} bør derfor være tilnærmet 0 %.

Lokale laster på skråningstoppen er en mer reell 3D-situasjon enn plane skråninger hvor 3D-effektene er styrt av forholdet mellom W/H . 3D-effektene i skråninger utsatt for lokale laster er mer tydelige og intuitive. Størrelsen på disse 3D-effektene er mindre enn de undersøkte sideeffektene nevnt ovenfor, men kan ifølge Kelesoglu (2016) være opptil 29 %. Størrelsen på 3D-effektene er blant annet avhengig av lastutbredelsen L , bredden

på beregningsmodellen W , avstanden fra skråningståen til lasten og om lastintensiteten q er stor nok til å utvikle en utelukkende tredimensjonal bruddmekanisme. 3D-effektene avtar ved avtagende W/L slik som forventet siden lasten utgjør en større del av belastningssituasjonen når W/L øker.

Noen av de utførte studiene av geometrieffekter har også inkludert effektene av fast innspenne sideflater, og disse viser at sideeffektene er klart større enn geometrieffektene i de undersøkte skråningene (Nian *et al.*, 2012; Zhang *et al.*, 2013). Geometrieffekter har derfor generelt mindre betydning for stabiliteten enn sideeffekter og begrensede laster, men dersom kurvaturen er veldig skarp kan geometrieffektene bli opptil 35 % i konkave, sirkulære skråninger (Kelesoglu, 2016; Sun *et al.*, 2017). I konvekse og konkave hjørneskråninger øker stabiliteten når α reduseres fordi kurvaturen blir skarpere, bortsett fra i vertikale, konvekse skråninger. Geometrieffektene er størst og omtrent 13 % når $\alpha = 90^\circ$ og $\beta = 26,57^\circ$ i konkave skråninger. Etterprøvingen av studiene til Kelesoglu (2016) og Sun *et al.* (2017) sammenholdt med de tidligere studiene, viser at alle former for konvekse skråninger mest sannsynlig er mer stabile enn plane, selv om dette er noe kontraintuitivt. Det finnes derimot ett unntak, og det er vertikale hjørneskråninger hvor F_{3D} er negativ. Selv om de konvekse skråningene generelt er mer stabile enn de plane så er 3D-effektene tilnærmet neglisjerbare, $F_{3D} \leq 6\%$, spesielt i buformede skråninger. 2D-analyser av konvekse skråninger gir dermed ikke over-konservative resultater, med mindre $\varphi^b \neq 0^\circ$ (Zhang *et al.*, 2015), og det er derfor helt ok å gjennomføre 2D-analyser hvis skråningen ikke er vertikal. De utførte studiene viser at geometrieffektene i konvekse hjørneskråninger gradvis avtar når skråningen blir brattere; helt til effektene er negativ i vertikale skråninger. Det finnes likevel noen gode argumenter for å gjennomføre tredimensjonale analyser, og det er at analyser i 3D blant annet gir en bedre forståelse av bruddmekanismen (Griffiths og Marquez, 2007).

Uavhengig av typen 3D-effekter har effektene vist seg å være mest tydelig i sterk kohesive materialer (Leshchinsky og Baker, 1986; Chaudhary *et al.*, 2016; Sun *et al.*, 2017).

En del av de utførte studiene virker å bære preg av manglende kunnskap om de ulike analysemetodene, og har sammenlignet f.eks. 2D LEM-analyser med 3D FEM-analyser og dokumentert denne differansen som en 3D-effekt sammen med de andre effektene. Slik som nevnt under kapittel 3.1.5 Programvareeffekter har ulike beregningsverktøyer ulike beregningsantagelser og F_{3D} vil i slike situasjoner blant annet skyldes dette. Hvis det er ønskelig å sammenligne LEM- og FEM-analyser må differansen mellom disse to beregningsmetodene bestemmes innledningsvis, for å senere kunne beregne de virkelige 3D-effektene.

3.3.5 Hva gjenstår å gjøre?

Litteraturstudien ovenfor viser at geometrieffekter og sideeffekter er to 3D-effekter som er grundig undersøkt. Lastsituasjoner med begrenset lastutbredelse, slik som lokale laster på skråningstoppen, er derimot mindre undersøkt. De tidligere studiene har vist at F_3 er større enn F_2 selv om skråningen er plan. Dette er ulogisk og viser at 3D-analyser gir 3D-effekter selv ved plan tøyningstilstand. Hovedfokuset i denne oppgaven vil derfor være å se mer på virkelige 3D-tilfeller, slik som situasjoner med begrenset lastutbredelse. En situasjon med begrenset lastutbredelse er seksjonsvis utgraving ved skråningståen iht. NVEs veileder *Sikkerhet mot kvikkleireskred* (NVE, 2019). Forstudien i

denne masteroppgaven kommer til å ta for seg vedlegg 2 i veilederen som omhandler seksjonsvis utgraving.

Et fåtall av de tidligere studiene har sammenlignet resultatene og funnene fra parameterstudien med virkelige tilfeller. Det vil derfor i denne oppgaven bli utført en casestudie for å se om 3D-effektene i virkelige skråninger er i samme størrelsesorden som effektene i forstudien. I casestudien vil 3D-effektene i en skrånning med mer komplisert lagdeling bli undersøkt, slik Solli (2020) i sin masteroppgave påpekte at ville være viktig å undersøke i de videre studiene. De tidligere studiene har hovedsakelig benyttet jordmodellen Mohr-Coulomb siden de har undersøkt idealiserte tilfeller. I casestudien vil en virkelig skrånning bli studert, og det vil derfor være relevant å benytte mer kompliserte jordmodeller som NGI-ADP og Hardening Soil.

De tidligere studiene har også vist hvor viktig det er å gjennomføre 2D- og 3D-analysene med to likestilte beregningsverktøyer for å unngå programvareeffekter. Dvs. at dersom 2D-analysene gjennomføres i et FEM-program må 3D-analysene også det. På grunn av elementmetodens overlegne evne til å analysere kompliserte problemer er det valgt å utføre de påfølgende 2D- og 3D-analysene i FEM-programmet PLAXIS.

4 Forstudie - grøftegraving

I forstudien vil utgravinger i nærheten av skråningståen bli analysert. Ved etablering av f.eks. nye VA-ledninger er det nødvendig å grave grøfter, og av og til blir disse etablert like ved skråningståen. Grøftegraving i eller i nærheten av en skråning kan forverre stabiliteten (NVE, 2019) pga. at de stabiliserende massene i skråningen reduseres. Iht. vedlegg 2 i NVEs veileder *Sikkerhet mot kvikkleireskred* (NVE, 2019), heretter omtalt som kvikkleireveilederen, vil stabiliteten av skråninger i områder med fare for områdeskred² ikke bli forverret dersom det gjennomføres seksjonsvis utgraving i slike situasjoner. Vedlegg 2 i kvikkleireveilederen er grunnlaget for analysene i forstudien. Veilederen i sin helhet, samt vedlegg 2, er omtalt to avsnitt lengre ned.

Ved seksjonsvis utgraving blir kun en begrenset del av grøfta, med en forutbestemt seksjonslengde B_u , etablert om gangen. Massene blir tilbakefylt i grøfta før en ny seksjon opprettes. Dette vil kunne gi høyere sikkerhetsfaktor F enn 2D-situasjonen med kontinuerlig grøft, slik studiene av lokale laster viser (Wei, Cheng og Li, 2009; Kelesoglu, 2016). Det er derfor rimelig å anta at 3D-effektene spiller en vesentlig rolle ved seksjonsvis utgraving. I 2D er det ikke mulig å analysere seksjonsvis utgraving pga. at grøfta har en begrenset utstrekning i x-retning. Plan tøyning er dermed ikke en korrekt tilnærming av problemet. Seksjonsvis utgraving er et tredimensjonalt problem som potensielt vil kunne gi 3D-effekter av en aller annen størrelse. Gjennom de påfølgende analysene er det ønskelig å undersøke hvor stor disse 3D-effektene er.

Iht. kvikkleireveilederen må tiltakskategori bestemmes for alle tiltak i områder med fare for områdeskred. Tiltak kan plasseres i tiltakskategori K0-K4, og kategorien fastsettes ut fra konsekvensene for tiltaket ved skred (NVE, 2019). Graving av midlertidig grøfter kan iht. NVE (2019) plasseres i tiltakskategori K0 som omfatter «små tiltak som medfører svært begrensede terrenginngrep. Lite personopphold. Ingen tilflytning av personer.». Grøftegraving innebærer ofte en midlertidig situasjon hvor det blir lagt f.eks. VA-ledninger i grøfta og deretter fylt igjen, og gir totalt sett svært begrensede terrenginngrep. Sikkerhetskravet i tiltakskategori K0 er at tiltaket ikke skal forverre stabiliteten. Iht. NVE (2019) kan dette oppnås ved å følge anbefalingene i vedlegg 2 i veilederen. Et avsnitt i dette vedlegget omfatter graving av grøfter. Figur 4.1 er hentet fra vedlegg 2 i kvikkleireveilederen, og viser en skråning hvor det utføres grøftegraving i området foran tåen. Ved graving i område a) og b) i figur 4.1 krever vedlegg 2 at det gjennomføres seksjonsvis utgraving og geoteknisk vurdering. Dette gir at det kreves blant annet seksjonsvis utgraving dersom avstanden fra skråningståen til fronten av grøfta LU befinner seg i tallområdet presentert i ligning (4.1). Definisjonen av avstanden LU er vist i figur 4.2. Kvikkleireveilederen anbefaler opptil 6 m lange grøfteseksjoner. I område c), dvs. $LU > 2H$, kan grøfter graves åpne i hele lengden uten fare for å utløse

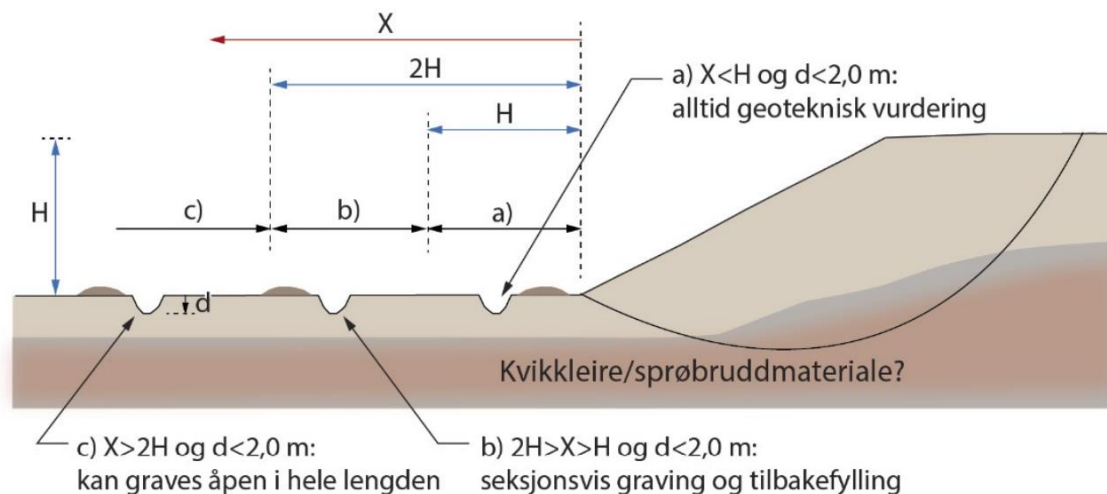
² Skredmekanisme som oppstår når en lokal overbelastning gir et skred som utvikler seg fremover, bakover eller sideveis slik at et betydelig stort område blir berørt. Oppstår i kvikkleire og andre sprøbruddmaterialer.

områdeskred. Det betyr at skråningsstabiliteten er tilnærmet upåvirket av grøfta dersom $LU > 2H$. Grøftene som er omtalt i vedlegget er maksimalt 2 m dype.

$$LU = \{x | x \in \mathbb{R}, L_{u, \text{topp}} \leq x \leq 2H\} \quad (4.1)$$

Hvis tiltaket forverrer stabiliteten krever kvikkleireveilederen at sikkerhetsfaktoren F ikke er mindre enn $1,40 \times f_s$, hvor f_s er sprøhetsforholdet. Ifølge kapittel 5.3.3 i kvikkleireveilederen er $f_s = 1,15$. Dette gir at F må være større eller lik 1,61 dersom tiltaket forverrer den naturlige stabiliteten.

Kvikkleireveilederen krever at det alltid gjennomføres geoteknisk vurdering dersom grøfta graves i skråningens lengderetning i skråningsflaten, i stedet for i eller foran skråningståen.

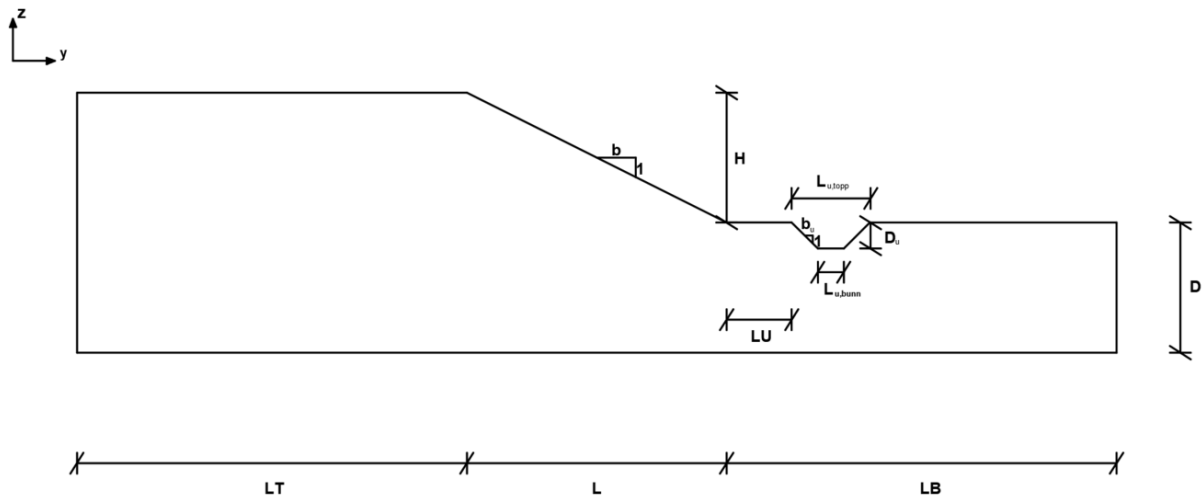


Figur 4.1 Graving av grøft inntil to meters dybde i foten eller foran en skråning (NVE, 2019).

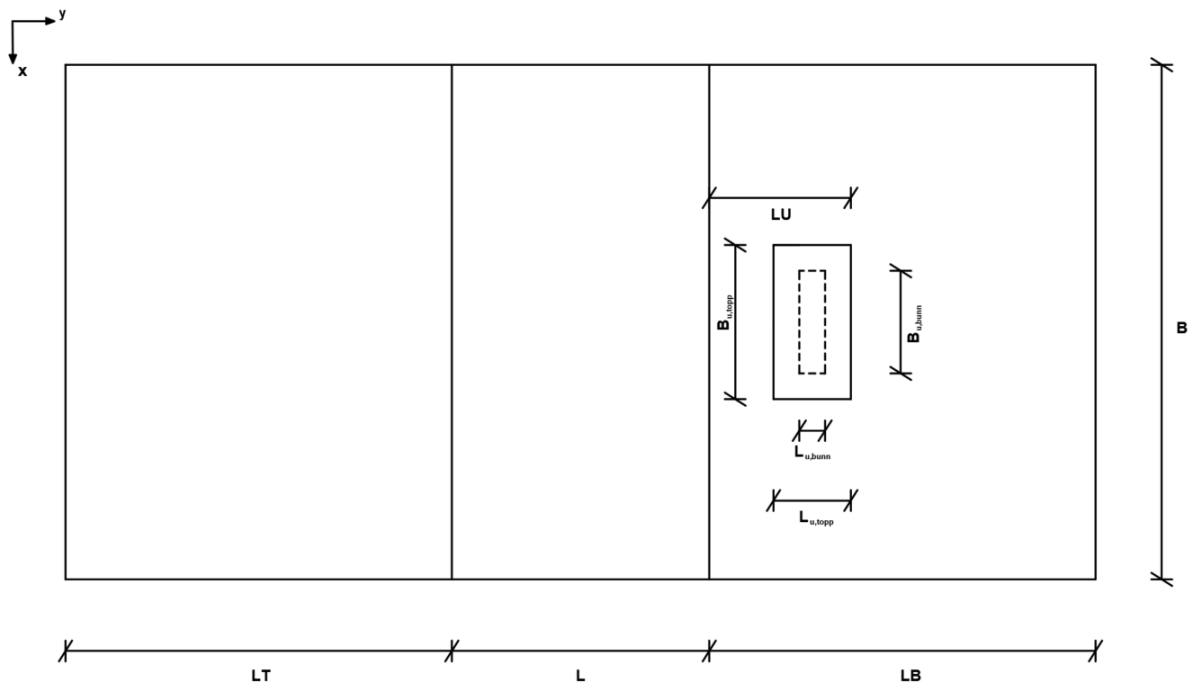
4.1 Metode

Figur 4.2 viser et tverrsnitt av skråningen og definisjonen av de ulike skråningsparametrene. Et plant profil av skråningen som blant annet viser utstrekningen av grøfta er vist i figur 4.3. Det er valgt å symbolisere alle dimensjonene i x -retning med bokstaven B iht. konvensjonen i litteraturen. Figur 4.4 viser at grøfteveggene har helning $1:b_u$ også i xz -planet. Pga. symmetri er det kun nødvendig å modellere halve skråningen i PLAXIS 3D, dvs. $B_{3D\text{-modell}} = B/2$, slik figur 4.5 viser. De to vertikale sideflatene ved x_{\max} og x_{\min} i beregningsmodellen er fastholdt kun i normalretning, dvs. SS som grensebetingelser iht. kapittel 2.2.7. De øvrige sideflatene er fastholdt iht. standard grensebetingelser i *PLAXIS 3D Reference Manual* (Brinkgreve *et al.*, 2021d). Ut fra studiene til blant annet Nian *et al.* (2012); Zhang *et al.* (2013) og Jostad og Lacasse (2015) er det tydelig at fast innspente sideflater gir betydelige 3D-effekter, i hvert fall dersom B/H er mindre enn 4. For å i størst mulig grad se utelukkende på 3D-effektene

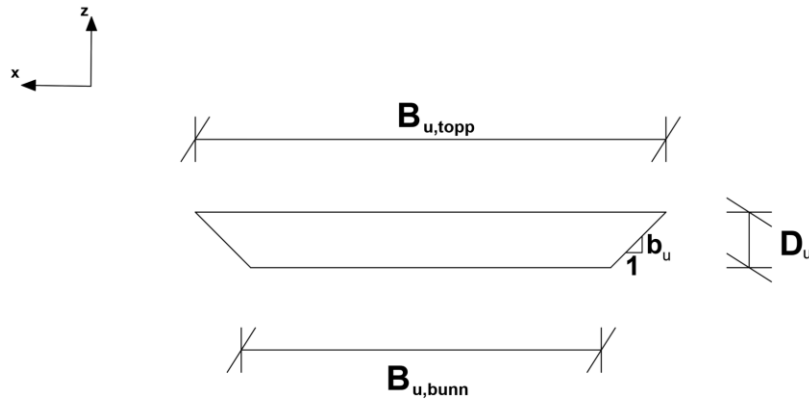
fra seksjonsvis utgraving, og eliminere 3D-effektene fra fast innspenne sideflater, er det derfor valgt SS som grensebetingelser.



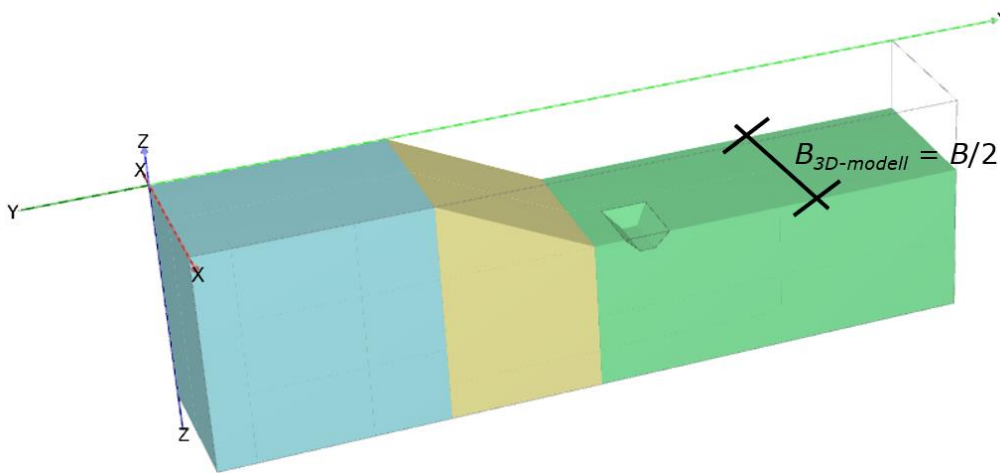
Figur 4.2 Vertikalsnitt av skrånningen med utgraving. Det er denne beregningsmodellen som blir analysert i PLAXIS 2D.



Figur 4.3 Horisontalsnitt av skrånningen med utgraving.



Figur 4.4 Et tverrsnitt av grøfta i xz-planet.



Figur 4.5 Beregningsmodell hvor $B_{3D-modell} = B/2$.

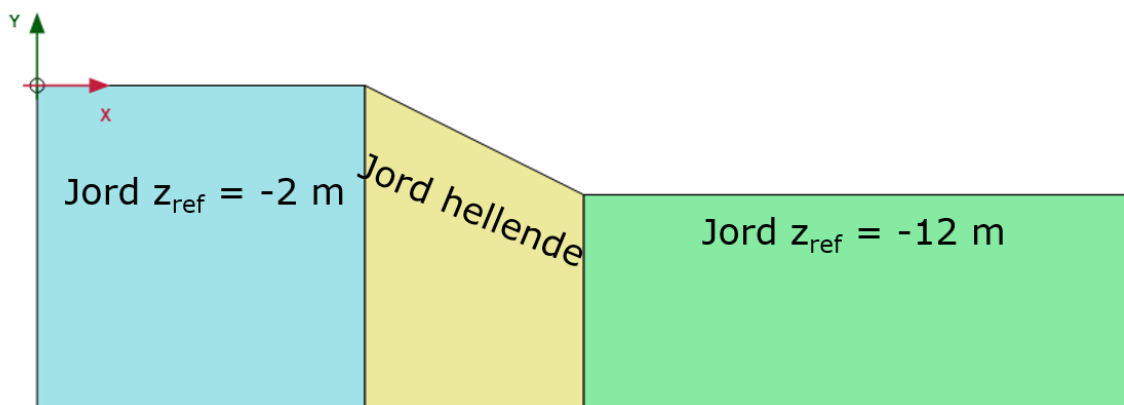
Det er forsøkt å velge mest mulig realistiske størrelser på de ulike parameterne i beregningsmodellen, på bakgrunn av hvordan grøftegraving utføres i praksis. Dette innebærer blant annet at bredden på grøftebunnen $L_{u,bunn}$ er lik 2 m og grøfteveggene har helning 1:1. $L_{u,topp}$ er dermed lik 6 m. Skråningshøyden $H = 10$ m og skråningstallet $b = 2$ er valgt iht. konvensjonen i litteraturen for analyser av skråningsstabilitet. Slik som tidligere nevnt omhandler vedlegg 2 i kvikkleireveilederen (NVE, 2019) to meter dype grøfter, og derfor er grøftedybden $D_u = 2$ m i analysene. De øvrige skråningsparameterne, LT , L , LB , B og D , er valgt med utgangspunkt i hva som gjør beregningsmodellen mest gunstig ved FEM-analyser. Beregningsmodellen må ikke være unødvendig stor slik at beregningstiden blir for lang, men den må heller ikke være så liten at resultatet blir påvirket av modellgrensene. Dette innebærer blant annet at LT og LB er store nok til at hele bruddflaten oppstår i den modellerte skråningen. Bredden på den tredimensjonale modellen B er omtalt nærmere i kapittel 4.3. Alle parameterne til beregningsmodellen er presentert i tabellen nedenfor.

Tabell 4.1 Parametere til beregningsmodellen.

<i>Skråningsparameter</i>	<i>Verdi</i>
$L_{u,topp}$	6 m
$L_{u,bunn}$	2 m
D_u	2 m
b_u	1
H	10 m
LT	30 m
L	20 m
LB	50 m
b	2
B	40 m
LU	6; 10; 16; 20 m
$B_{u,bunn}$	4 m; 7 m; 13 m
$B_{u,topp}$	8 m; 11 m; 17 m

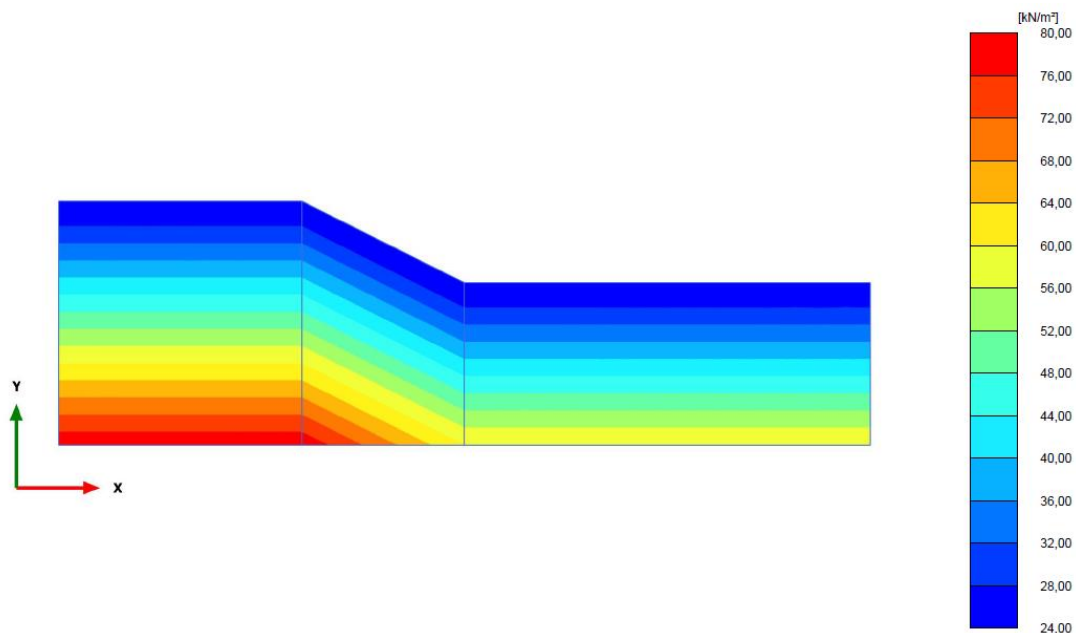
Det er valgt å benytte Mohr-Coulomb til å modellere jordens oppførsel. Dette er en enkel jordmodell som er mye brukt til innledende analyser av jordens oppførsel og er derfor godt egnet til paramaterstudier slik som denne. Målet er hovedsakelig å undersøke hvor store 3D-effektene er i analyser av seksjonsvis grøftegraving. Skråningen er valgt å bestå av kun ett løsmasselag, dvs. et homogent jordprofil. Parameterne for laget representerer en fiktiv leire. Selv om beregningsmodellen representerer et idealisert tilfelle av grøftegraving ved skråningståen, er det viktig å forsøke å gjøre modellen mest mulig virkelighetsnær. Dette innebærer blant annet å modellere en naturlig skråning med et skjærstyrkeprofil som følger terrengoverflaten. For å ta hensyn til dette i PLAXIS 3D er det nødvendig å opprette en brukerdefinert jordmodell, og for enkelhets skyld tar den brukerdefinerte jordmodellen utgangspunkt i Mohr-Coulomb. Dette er omtalt mer detaljert senere i kapitlet. For å få samsvar mellom PLAXIS 2D og PLAXIS 3D må derfor Mohr-Coulomb benyttes også i PLAXIS 2D.

Siden den brukerdefinerte jordmodellen kun vil ha drenert og udrenert A som mulige dreneringstyper vil alle analysene bli utført med udrenert A. Udrenert A med friksjonsvinkel $\varphi = 0^\circ$ tilsvarer egentlig udrenert B (Brinkgreve *et al.*, 2021c).



Figur 4.6 De ulike materialene i skråningen.

Materialparameterne til beregningsmodellen i PLAXIS 2D er presentert i tabell 4.2, tabell 4.3 og tabell 4.4. For å gjøre skråningen mest mulig virkelighetsnær er skjærstyrken c'_{ref} konstant de to øverste meterne langs terrengoverflaten. Verdiene til c'_{ref} og skjærstyrkeøkningen med dybden c'_{inc} er valgt med utgangspunkt i at den opprinnelige skråningen, dvs. uten grøft, skal ha $F \approx 1,1$ i den todimensjonale analysen. En lav sikkerhetsfaktor er typisk for naturlige skråninger. I skråninger hvor $F_2 \approx 1,1$ vil grøftegraving kunne forårsake brudd, og dette er dermed en relevant situasjon å analysere 3D-effektene i. For at skjærstyrkeprofilet i PLAXIS 2D skal være avhengig av x-koordinaten, dvs. terrengoverflaten, er det nødvendig å dele jordvolumet inn i tre ulike materialer. Hvert materiale har ulik referansedybde y_{ref} og vertikal stigning *verticalinc* for skjærstyrkeprofilet. Denne inndelingen er vist i figur 4.6 og gir skjærstyrkeprofilet vist i figur 4.7. For jordvolumet midt i skråningen, det gule materialet i figur 4.6, har terrengoverflaten en helning og det er derfor nødvendig å innføre en verdi på *verticalinc* for at skjærstyrkeprofilet skal følge terrengoverflaten. Langs denne delen av skråningen er skjærstyrken avhengig av både x- og y-koordinaten. Friksjonsvinkelen φ er valgt lik 0° . Den udrenerte skjærstyrken s_u er da kun avhengig av kohesjonen, og $s_u = c'$. Ifølge Brinkgreve *et al.* (2021b) er det viktig å være forsiktig slik at det ikke blir valgt en for stor positiv verdi for dilatansvinkelen ψ ved analyser med dreneringstype udrenert A, derfor er $\psi = 0^\circ$ valgt.



Figur 4.7 Skjærstyrkeprofil som følger terrengoverflaten.

De resterende materialparameterne er omtalt i de påfølgende avsnittene og er valgt med utgangspunkt i erfaringsverdier og etablerte sammenhenger. Grunnvannsnivået er ikke inkludert i analysene.

Tyngdetettheten til jorden i modellen er valgt iht. erfaringsverdiene i *Håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging* (Vegdirektoratet, 2018). Fra disse erfaringsverdiene følger det at leire typisk har tørr tyngdetetthet γ_{unsat} mellom 19 og 20 kN/m³. $\gamma_{unsat} = 19,5$ kN/m³ er derfor valgt.

Den effektive E-modulen, E' , er bestemt fra ligning (4.2) som uttrykker den udrenerte E-modulen E_u som en funksjon av den udrenerte skjærstyrken s_u og faktoren K . Sammenhengen mellom E_u og s_u ble første gang presentert i *An Engineering Manual for Settlement Studies* (Duncan og Buchignani, 1976). Slik som allerede nevnt blir analysene utført med dreneringstype udrenert A. For denne dreneringstypen blir analysene utført med effektivparametere for styrke og stivhet, dvs. E' , og det er derfor ikke helt korrekt å beregne E-modulen fra ligning (4.2). Siden forstudien omhandler analyser av skråningsstabilitet, der sikkerhetsfaktoren og bruddfiguren er de to viktigste resultatene, er ikke verdien på E' av stor betydning for resultatene og ligning (4.2) blir benyttet. E-modulen vil kun påvirke deformert geometri og hvor stor tøyningene blir, og dette er ikke av interesse i denne delen av oppgaven. Faktoren K i ligning (4.2) er en funksjon av overkonsolideringsgraden OCR og plastisitetsindeksen I_p . Norske og skandinaviske leirer har generelt lav plastisitetsindeks (Bjerrum, 1954), og dette gir 600 som minimumsverdi for K iht. manualen til Duncan og Buchignani (1976). En lav verdi for K vil også gi et konservativt estimat av stivheten.

$$E_u = K s_u \quad (4.2)$$

Skjærstyrken i beregningsmodellen øker med dybden og iht. ligningen ovenfor vil den udrenerte E-modulen derfor også øke med dybden. Siden E-modulen ikke har innvirkning på de primære resultatene, slik som nevnt ovenfor, er E' valgt konstant med dybden for enkelthetsskyld. Metoden til Duncan og Buchignani (1976) baserer seg på at s_u er høyere for overkonsoliderte leirer, OC-leirer, enn for normalkonsoliderte leirer, NC-leirer. OC leirer får derfor, som forventet, høyere E_u enn NC-leirer. I bestemmelsen av skjærstyrken til beregningsmodellen er det ikke tatt hensyn til OCR , styrken er kun basert på at den naturlige skråningen skal ha $F_2 \approx 1,1$.

Ved dreneringstype udrenert A tar PLAXIS automatisk hensyn til at det udrenerte materialet er inkompressibelt. Det er derfor ikke nødvendig og korrekt å sette $\nu' = 0,5$ for å få et inkompressibelt materiale. Tverrkontraksjonstallet ν blir hovedsakelig benyttet til å beregne hviletrykkskoeffisienten K_0 ved dreneringstype udrenert A. Hviletrykkskoeffisienten er definert som forholdet mellom horisontal og vertikal effektivspenning. Ved dreneringstype udrenert A beregner PLAXIS automatisk K_0 fra uttrykket i ligning (4.3). Til analysene i forstudien er ν' valgt lik 0,4, noe som gir K_0 lik 0,667.

$$K_0 = \frac{\nu'}{1 - \nu'} \quad (4.3)$$

Tabell 4.2 Inngangsparameterne til leirlaget $Jord z_{ref} = -2 m$ i PLAXIS 2D, jordmodell Mohr-Coulomb.

<i>Materialparameter</i>	<i>Verdi</i>
γ_{unsat}	19,50 kN/m ³
γ_{sat}	19,50 kN/m ³
E'	15 600 kPa
ν'	0,4000
c'_{ref}	26,00 kPa
ϕ'	0,000°
ψ'	0,000°
c'_{inc}	1,900 kPa/m
y_{ref}	-2,00 m
<i>vertical inc</i>	0
$K_{0,x}$	0,667
$K_{0,z}$	0,667

Tabell 4.3 Inngangsparameterne til leirlaget $Jord z_{ref} = -12 m$ i PLAXIS 2D, jordmodell Mohr-Coulomb.

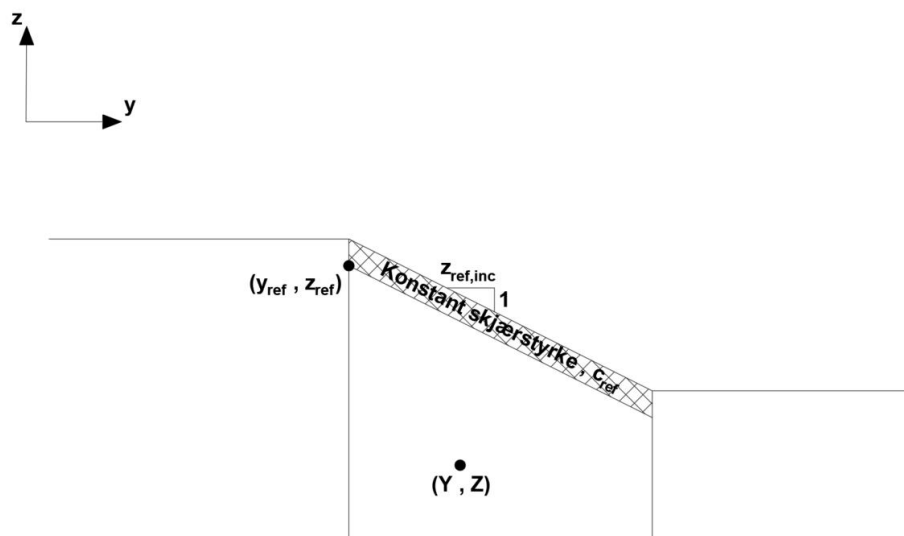
<i>Materialparameter</i>	<i>Verdi</i>
γ_{unsat}	19,50 kN/m ³
γ_{sat}	19,50 kN/m ³
E'	15 600 kPa
ν'	0,400
c'_{ref}	26,00 kPa
ϕ'	0,000°
ψ'	0,000°
c'_{inc}	1,900 kPa/m
y_{ref}	-12,00 m
<i>vertical inc</i>	0
$K_{0,x}$	0,667
$K_{0,z}$	0,667

Tabell 4.4 Inngangsparameterne til leirlaget $Jord hellende$ i PLAXIS 2D, jordmodell Mohr-Coulomb.

<i>Materialparameter</i>	<i>Verdi</i>
γ_{unsat}	19,50 kN/m ³
γ_{sat}	19,50 kN/m ³
E'	15 600 kPa
ν'	0,4000
c'_{ref}	26,00 kPa
ϕ'	0,000°
ψ'	0,000°
c'_{inc}	1,900 kPa/m
y_{ref}	13,00 m
<i>vertical inc</i>	-0,5
$K_{0,x}$	0,667
$K_{0,z}$	0,667

For at skjærstyrkeprofilen i PLAXIS 3D skal kunne følge terrengoverflaten er det nødvendig å opprette en brukerdefinert jordmodell (UDSM – *user defined soil model*), som tar hensyn til at skjærstyrken er avhengig av tykkelsen på løsmasseoverdekningen i hvert punkt i beregningsmodellen. Det er mulig å programmere egne jordmodeller i hvilket som helst programmeringsspråk, og deretter kompilere koden som en DLL-fil (Dynamic Link Library) og laste den opp i undermappen for brukerdefinerte jordmodeller i programvarekatalogen til PLAXIS (Brinkgreve *et al.*, 2021a). I programvarekatalogen følger det også med en eksempelkode skrevet i FORTRAN 77 som gjør det mulig å tilpasse Mohr-Coulomb til ulike formål. Det er beskrevet hvordan man benytter koden og kompilerer den til en DLL-fil i manualen *PLAXIS 3D Material Models Manual* (Brinkgreve *et al.*, 2021a). Med utgangspunkt i denne koden er det utviklet en jordmodell som tar hensyn til at skjærstyrken er avhengig av løsmasseoverdekningen. Dette er gjort ved å innføre fire ekstra parametere i jordmodellen som tar utgangspunkt i Mohr-Coulomb.; Z_{ref} , c'_{inc} , y_{ref} og $Z_{ref,inc}$. Disse parametere er definert som vist i figur 4.8. Den delen av skjærstyrkeprofilen som befinner seg mellom terrengoverflaten og linjen som starter i (y_{ref}, Z_{ref}) med helning $1:Z_{ref,inc}$ har konstant skjærstyrke c'_{ref} . Denne jordmodellen er hovedsakelig utviklet for å ta hånd om situasjoner hvor skjærstyrken er avhengig av y-koordinaten i tillegg til z-koordinaten i 3D, f.eks. i skråninger hvor skjærstyrken er avhengig av overdekningen. Ligning (4.4) viser hvordan kohesjonen c' i et bestemt punkt (X,Y) er avhengig av koordinaten i jordmodellen UDSM. Jordmodellen tillater kun dreneringstype udrenert A.

Selv om det er mulig å benytte jordmodellen UDSM når terrengoverflaten er horisontal, er det valgt å benytte standard Mohr-Coulomb for disse områdene. UDSM er kun benyttet for den delen av skråningen hvor terrenget har en helning. Valget av materialparametere er vist i tabell 4.5, tabell 4.6 og tabell 4.7. Parametere er i utgangspunktet lik som de benyttet i PLAXIS 2D, bare med verdier for de fire nye materialparametere for materialet *Jord hellende*.



Figur 4.8 Skråning som viser definisjonen av de ulike parametere til den brukerdefinerte jordmodellen UDSM.

$$c'(X,Y) = \max \left\{ \begin{array}{l} c'_{ref} \\ c'_{ref} + (z_{ref} - Z + (Y - y_{ref})z_{ref,inc})c'_{inc} \end{array} \right. \quad (4.4)$$

Tabell 4.5 Inngangsparametere til lerialget *Jord* $z_{ref} = -2 \text{ m}$ i PLAXIS 3D, jordmodell Mohr-Coulomb.

<i>Materialparameter</i>	<i>Verdi</i>
γ_{unsat}	19,50 kN/m ³
γ_{sat}	19,50 kN/m ³
E'	15 600 kPa
ν'	0,4000
c'_{ref}	26,00 kPa
ϕ'	0,000°
ψ'	0,000°
c'_{inc}	1,900 kPa/m
z_{ref}	-2,00 m
$K_{0,x}$	0,667
$K_{0,y}$	0,667

Tabell 4.6 Inngangsparametere til lerialget *Jord* $z_{ref} = -12 \text{ m}$ i PLAXIS 3D, jordmodell Mohr-Coulomb.

<i>Materialparameter</i>	<i>Verdi</i>
γ_{unsat}	19,50 kN/m ³
γ_{sat}	19,50 kN/m ³
E'	15 600 kPa
ν'	0,4000
c'_{ref}	26,00 kPa
ϕ'	0,000°
ψ'	0,000°
c'_{inc}	1,900 kPa/m
z_{ref}	-12,00 m
$K_{0,x}$	0,667
$K_{0,y}$	0,667

Tabell 4.7 Inngangsparametere til lerialget *Jord hellende* i PLAXIS 3D, jordmodell UDSM (modifisert Mohr-Coulomb).

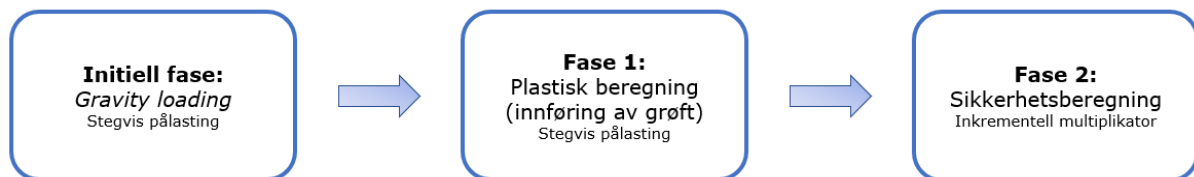
<i>Materialparameter</i>	<i>Verdi</i>
γ_{unsat}	19,50 kN/m ³
γ_{sat}	19,50 kN/m ³
E'	15 600 kPa
ν'	0,4000
c'_{ref}	26,00 kPa
ϕ'	0,000°
ψ'	0,000°
c'_{inc}	1,900 kPa/m
z_{ref}	-2,00 m
y_{ref}	30,00 m
$z_{ref,inc}$	-0,50
$K_{0,x}$	0,667
$K_{0,y}$	0,667

Det første målet med analysene er å undersøke om $LU = 2H$ er en ytre grense for når skråningsstabiliteten er upåvirket av grøfta, slik NVEs veileder *Sikkerhet mot kvikkleireskred* (NVE, 2019) oppgir. Dette innebærer å sammenligne de todimensjonale analysene av $LU = 2H$ og den naturlige skråningen uten grøft. Tabell 4.1 viser hvilke

verdier av LU som skal analyseres for å se hvordan sikkerhetsfaktoren utvikler seg innenfor tallområdet presentert i ligning (4.1). Dersom $LU = 2H$ ikke er en ytre grense, er det ønskelig å bestemme for omtrent hvilken lengde LU skråningsstabiliteten er upåvirket av grøfta. Dette innebærer mest sannsynlig å undersøke flere verdier av LU i den todimensjonale beregningsmodellen enn hva som er presentert i tabell 4.1. Hovedformålet med analysene er å undersøke hvor store 3D-effektene er ved seksjonsvis utgraving i område a) og b) i figur 4.1, og om stabiliteten ikke blir forverret slik veilederen oppgir og krever. Dette blir gjort ved å variere verdien av seksjonslengden $B_{u,bunn}$, og dermed også $B_{u,topp}$, for hver verdi av LU . $B_{u,topp}$ er en funksjon av $B_{u,bunn}$, slik figur 4.4 og ligning (4.5) viser. Seksjonslengdene $B_{u,bunn}$ er bestemt ut fra de konvensjonelle rørlengdene 4 og 6 m, samt dobbel rørlengde 12 m, med opptil én halv meter arbeidsbredde på hver side av røret. $B_{u,bunn}$ er dermed valgt lik 4, 7 og 13 m.

$$B_{u,topp} = B_{u,bunn} + 2D_u b_u = B_{u,bunn} + 4 \text{ m} \quad (4.5)$$

Analysene er kjørt i etterfølgende faser med beregnings- og lasttype som vist i figur 4.9.



Figur 4.9 Flyttdiagram for faser i PLAXIS.

På grunn av ulikhetene PLAXIS 2D og PLAXIS 3D gir, se mer i neste kapittel, er 3D-effektene delt inn i 3D-effekter forårsaket av programvaren og 3D-effekter fra seksjonsvis utgraving. 3D-effektene fra seksjonsvis utgraving blir bestemt ved å sammenligne analysene av beregningsmodellen hvor grøfta har begrenset utstrekning med modellen hvor grøfta stikker seg gjennom hele modellen.

4.2 Mesh-sensitivitetsstudie

PLAXIS er et elementmetodeprogram som diskretiserer jordvolumet inn i mange elementer, se kapittel 2.2.5, 2.2.6 og 2.2.7 for mer informasjon om beregningsprogrammet PLAXIS. Nøyaktigheten av tredimensjonale FEM-analyser avhenger i stor grad av meshet og elementtettheten. Det er derfor nødvendig å utføre en mesh-sensitivitetsstudie for å vurdere og optimaliserer de ulike mesh-alternativene.

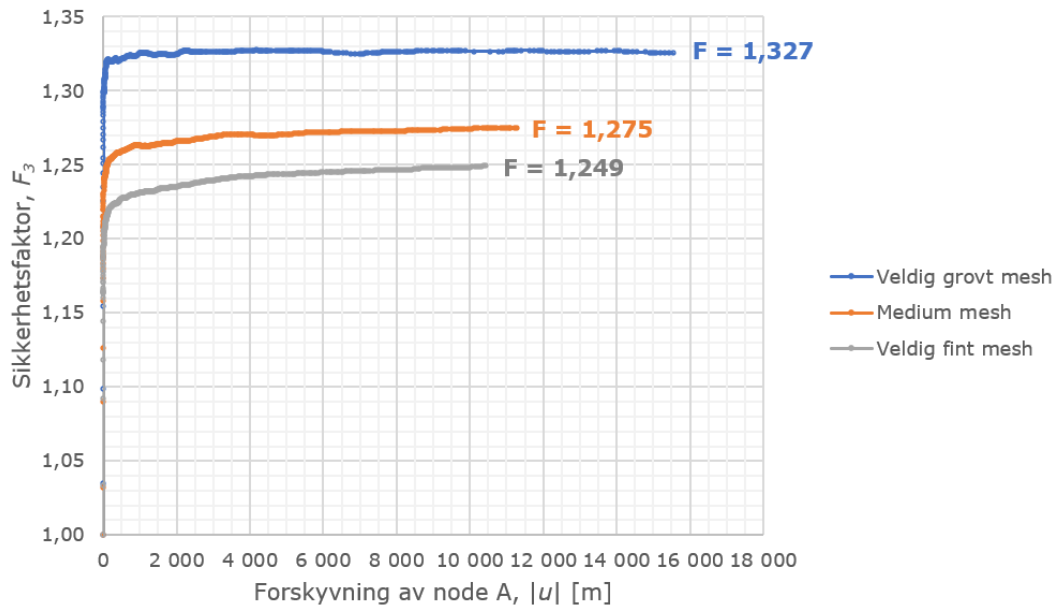
I PLAXIS 3D er det mulig å velge mellom fem ulike automatiske elementfordelinger; veldig grovt (Vg), grovt (g), medium (m), fint (f) og veldig fint (Vf) mesh, og i tillegg er det mulig å redusere elementstørrelsen ved å innføre en reduksjonsfaktor, *coarseness factor*. Reduksjonen kan utføres både globalt og lokalt. Veldig fint mesh med lav reduksjonsfaktor gir helt klart det mest nøyaktige resultatet, men lavere reduksjonsfaktor gir mindre elementstørrelse og økt antall elementer, og dermed øker også beregningstiden. Det er derfor nødvendig å finne den beste avveiningen mellom beregningstid og nøyaktighet ved en mesh-sensitivitetsstudie. Ved å teste ulike

elementstørrelser er det mulig å si noe om for hvilken elementstørrelse sikkerhetsfaktoren er nøyaktig nok og samtidig har en akseptabel beregningstid. Fasiten til plan tøyingsanalysene i PLAXIS 3D er sikkerhetsfaktoren beregnet i PLAXIS 2D. I PLAXIS 2D er det mulig å gjennomføre veldig nøyaktige analyser, fordi en veldig liten elementstørrelse ikke gir betraktelig økning av beregningstid. Ved å gjennomføre plane tøyingsanalyser, med skråningsparameterne i tabell 4.1, i både PLAXIS 2D og PLAXIS 3D, er det dermed mulig å konkludere med hvilken elementstørrelse ΔL analysene i forstudien bør gjennomføres med. De tredimensjonale sensitivitetsanalysene er utført for en beregningsmodell med $B/2 = 20$ m og grensebetingelser SS. Dette betyr at skråningen strekker seg uendelig langt inn i planet. Sensitivitetsanalysene er utført for en modell med en viss utstrekning, siden selve analysene av grøftegravingen krever en modell med relativ stor bredde. En bredere modell gir flere elementer og lengre beregningstid for en gitt reduksjonsfaktor, og vil derfor bli mer unøyaktig enn smalere beregningsmodeller fordi det ikke tolereres en altfor lang beregningstid. For å finne den beste avveiningen mellom nøyaktighet og beregningstid til analysene i forstudien, er det derfor nødvendig å utføre sensitivitetsanalysene for en beregningsmodell som er tilnærmet like bred som modellen i selve studien. Slik som blant annet Solli (2020) påpekte i sin mesh-sensitivitetsstudie øker nøyaktigheten med avtagende bredde for en gitt reduksjonsfaktor. For $W = 1$ m viste studien at F_2 fra PLAXIS 2D og PLAXIS 3D er tilnærmet lik. For alle praktiske formål er dette umulig å ta hensyn til, siden alle skråningene i naturen har en viss utstrekning som det er nødvendig å modellere for å kunne inkludere 3D-effektene.

I forstudien er det valgt å benytte 15-nodede triangulære elementer i 2D, selv om dette vil kunne gi en større differanse mellom F_2 beregnet i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D, slik som nevnt i kapittel 2.2.7 PLAXIS 3D.

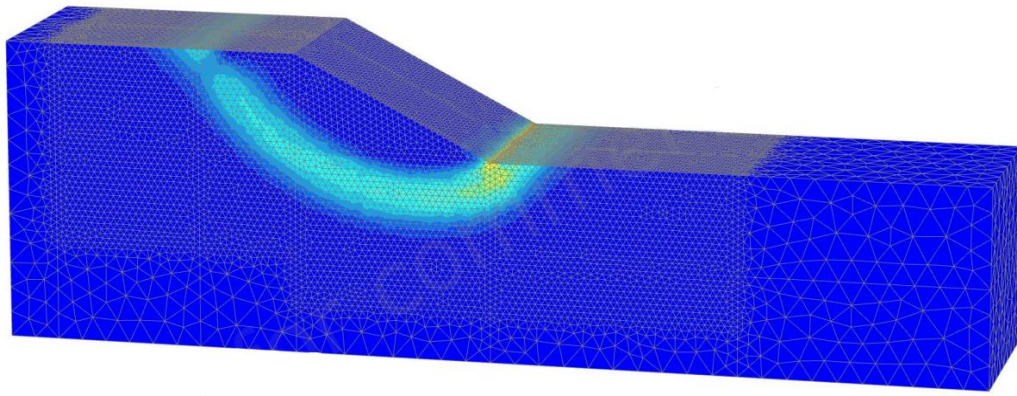
Innledningsvis ble det utført en kort analyse av mesh-sensiviteten i PLAXIS 2D ved å innføre en global reduksjonsfaktor ved veldig fin elementfordeling. Sikkerhetsfaktoren ble undersøkt for reduksjonsfaktorer (RF) lik 1,0, 0,50 og 0,25. Analysene ga ingen betydelig differanse i sikkerhetsfaktoren F_2 , og veldig fint mesh med RF lik 1,0 er derfor tilstrekkelig for å oppnå korrekt resultat. Slik som nevnt innledningsvis gir finere elementfordelingen i PLAXIS 2D ingen betydelig påvirkning av beregningstiden. Det er derfor ikke nødvendig å se på differansen et grovere mesh gir, siden det er uproblematisk å benytte veldig fint mesh.

Videre er elementfordelingen til analysene i PLAXIS 3D bestemt. Figur 4.10 viser utviklingen av sikkerhetsfaktoren for veldig grovt, medium og veldig fint mesh. Differansen mellom de ulike meshene er betydelig men ikke ekstrem. Veldig grovt mesh gir 16,2 % høyere sikkerhetsfaktor enn den beregnet i PLAXIS 2D, og veldig fint mesh gir 9,37 % høyere. Veldig fint mesh gir dermed en betydelig mer nøyaktig sikkerhetsfaktor. Neste steg i sensitivitetsstudien er å undersøke om innføringen av en reduksjonsfaktor for veldig fin elementfordeling vil øke nøyaktigheten ytterligere. I de videre analysene er det utført både global og lokal reduksjon.

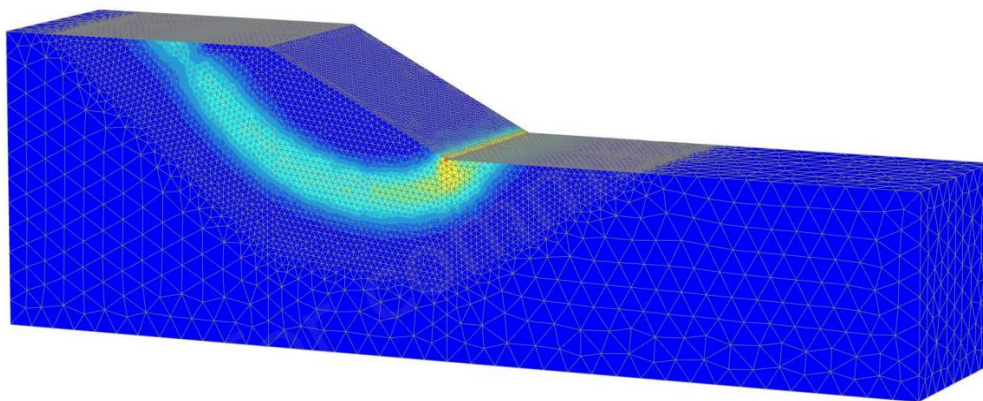


Figur 4.10 Utviklingen av sikkerhetsfaktoren for veldig grov, medium og veldig fin elementfordeling. Node A er i skråningståen.

I områder hvor det er forventet store deformasjoner kan det være gunstig med et mer nøyaktig mesh (Brinkgreve *et al.*, 2021d), dvs. finere elementfordeling og en mindre elementstørrelse. Et mer nøyaktig mesh i slike områder benevnes *local refinement*, eller lokal reduksjon på norsk. I skråningsstabilitetsanalyser vil det oppstå store deformasjoner i området hvor bruddflaten oppstår. Ved å først gjennomføre analyser med et grovere mesh er det mulig å fastslå hvor glideflaten vil oppstå, og deretter gjennomføre en lokal reduksjon av jordvolumet i dette området. Den lokale reduksjonen kan bli utført på blant annet to ulike måter; med flere kubiske volumelementer hvor meshet blir redusert, eller med utgangspunkt i ei polylinje som beskriver glideflaten og hvor meshet deretter blir redusert i volumet over denne linjen. Disse metodene benevnes hhv. grov og fin lokal reduksjon. Den lokale reduksjonen er gjort over en bredde på 10 m. Dette gjør det mulig å utvide beregningsmodellen med 10-metersseksjoner, og samtidig opprettholde nøyaktigheten, om det skulle være behov for en bredere beregningsmodell senere. Figur 4.11 viser hvilken del av jordvolumet som er lokalt redusert ved de to ulike metodene, og hvordan meshet ser ut i de påfølgende sensitivitetsanalysene. Slik figuren også viser oppstår glideflaten i det lokalt reduserte området. Den delen av jordvolumet som ikke er lokalt redusert beholder $RF = 1,0$.



(a)



(b)

Figur 4.11 (a) Volum lokalt redusert ved grov lokal reduksjon, og (b) volum lokalt redusert ved fin lokal reduksjon.

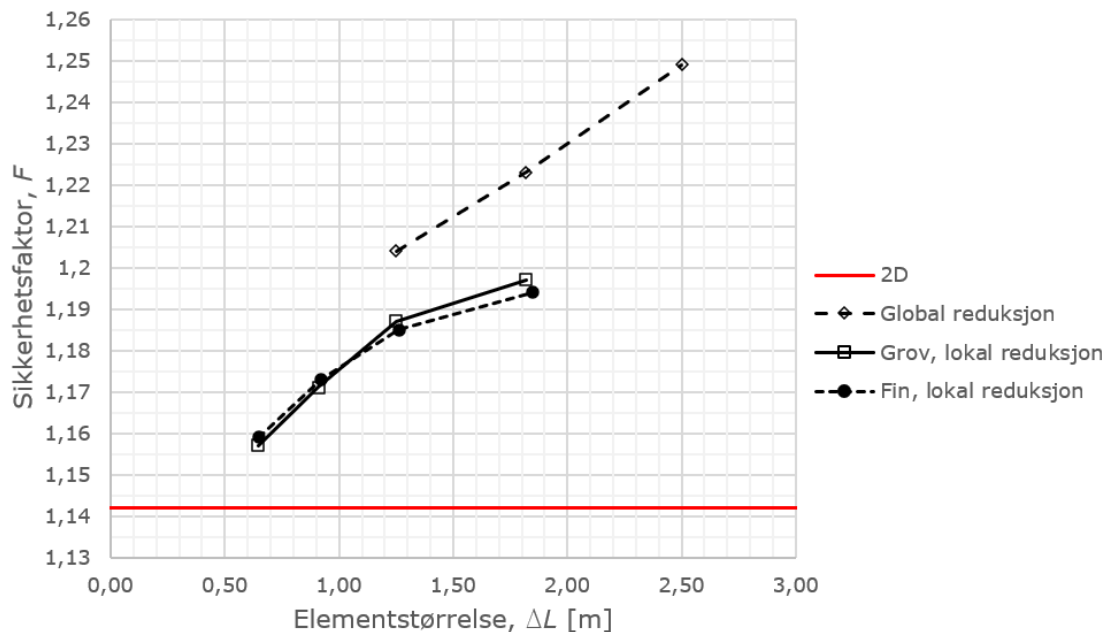
I de påfølgende analysene er reduksjonen indikert med symbolet \times , etterfulgt av verdien på reduksjonsfaktoren. Ingen reduksjon er dermed indikert med $\times 1,0$ og reduksjon til omtrent halve elementstørrelsen med $\times 0,5$. Lokal reduksjon er indikert med samme symbol, bare med subskrift lokal, dvs. \times_{lokal} . Det påfølgende tallet indikerer hvor stor den lokale reduksjonen er.

Gjennomsnittlig elementstørrelse ΔL er beregnet ved å telle antall elementer langs en gitt lengde, og deretter dividere lengden på antall elementer. Her er antall elementer langs bredden av skråningsflaten, gitt som L i figur 4.2, talt opp. Dette betyr at for analysene av lokal reduksjon er elementstørrelsen avhengig av den lokale reduksjonsfaktoren, og uavhengig av meshet utenfor området med lokal reduksjon.

Resultatene fra den globale og lokale reduksjonen er vist i tabell 4.8, og de tilhørende grafene fra sikkerhetsanalysene er vist i tillegg B.1. Tabellen viser også hvor mange elementer og noder de ulike beregningsmodellene består av, samt den gjennomsnittlige elementstørrelsen. Slik figur 4.12 viser nærmer sikkerhetsfaktoren seg den todimensjonale plane tøyingsanalysen ved avtagende elementstørrelse. Avviket mellom 2D- og 3D-analysen er minst for den lokale reduksjonen, og resultatet er tilnærmet likt for den fine og grove lokale reduksjonen. Avviket mellom F_2 fra PLAXIS 2D og PLAXIS 3D reduseres raskest for den globale reduksjonen.

Tabell 4.8 Analyse av sensitiviteten for ulike reduksjonsfaktorer ved veldig fin (Vf) elementfordeling.

Elementfordeling	Antall elementer	Antall noder	Gjennomsnittlig elementstørrelse, ΔL [m]	Sikkerhetsfaktor, F_2 fra PLAXIS 3D
Vf \times 1,0	12 794	20 727	2,5000	1,249
Vf \times 0,7071	33 420	51 474	1,8182	1,223
Vf \times 0,5	93 068	137 851	1,2500	1,204
Vf $\times_{\text{lokal,grov}}$ 0,7071	32 227	48 798	1,8182	1,197
Vf $\times_{\text{lokal,grov}}$ 0,5	69 867	101 975	1,2500	1,187
Vf $\times_{\text{lokal,grov}}$ 0,3536	170 324	241 951	0,9091	1,171
Vf $\times_{\text{lokal,grov}}$ 0,25	446 371	622 258	0,6452	1,157
Vf $\times_{\text{lokal,fin}}$ 0,7071	22 502	34 927	1,8462	1,194
Vf $\times_{\text{lokal,fin}}$ 0,5	43 955	65 743	1,2632	1,185
Vf $\times_{\text{lokal,fin}}$ 0,3536	99 482	143 756	0,9231	1,173
Vf $\times_{\text{lokal,fin}}$ 0,25	246 081	347 325	0,6486	1,159



Figur 4.12 Utviklingen av F ved avtagende reduksjonsfaktor og elementstørrelse ΔL .

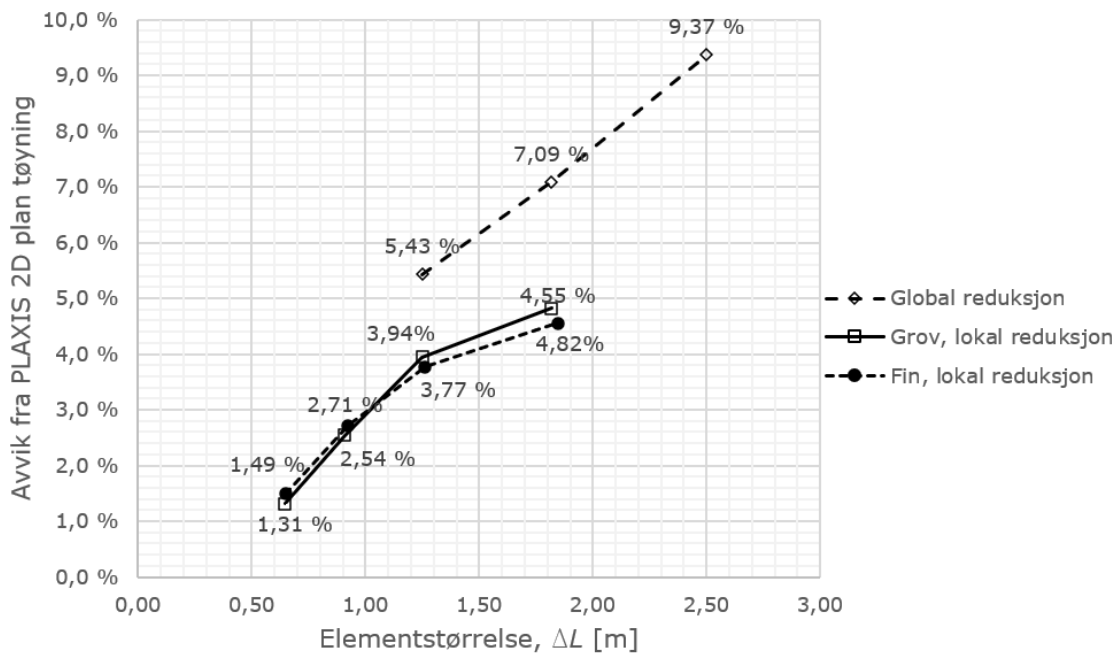
Tabell 4.9 viser at differansen, i prosent, mellom den plane tøyingsanalysen i 2D og 3D avtar ved avtagende reduksjonsfaktor. I tillegg viser tabellen at CPU-tiden³ generelt øker ved avtagende reduksjonsfaktor og gjennomsnittlig elementstørrelse. Beregningstiden er desidert størst for modellen med grov lokal reduksjon og reduksjonsfaktor lik 0,25, men denne modellen gir også det mest nøyaktige resultatet. Figur 4.13 og figur 4.14 viser

³ Mengden tid som blir brukt av en prosessorenhet, CPU – *central processing unit*, til å utføre instruksjonene fra et dataprogram.

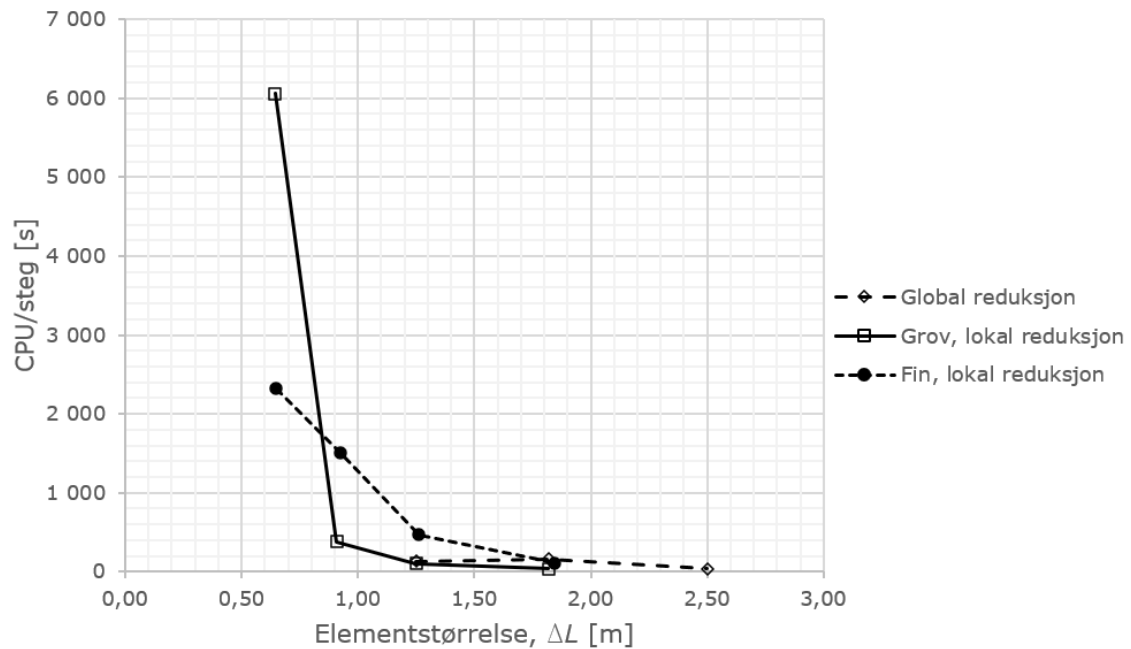
hvordan avviket mellom F_2 fra PLAXIS 2D og PLAXIS 3D avtar, mens beregningstiden øker, ved avtagende gjennomsnittlig elementstørrelse.

Tabell 4.9 Differansen mellom den todimensjonale og tredimensjonale plan tøyingsanalysen, samt CPU-tiden per beregningssteg og antall iterasjoner.

Elementfordeling	Differanse ift. PLAXIS 2D [%]	Antall steg	CPU/steg [s]	Iterasjoner i siste steg
Vf × 1,0	9,37	400	36,7	10
Vf × 0,7071	7,09	400	162,4	9
Vf × 0,5	5,43	400	133,4	4
Vf × _{lokal,grov} 0,7071	4,82	150	38,6	19
Vf × _{lokal,grov} 0,5	3,94	300	100,3	2
Vf × _{lokal,grov} 0,3536	2,54	350	375,4	7
Vf × _{lokal,grov} 0,25	1,31	450	6 055,3	2
Vf × _{lokal,fin} 0,7071	4,55	150	105,6	14
Vf × _{lokal,fin} 0,5	3,77	300	467,3	55
Vf × _{lokal,fin} 0,3536	2,71	350	1 508,9	16
Vf × _{lokal,fin} 0,25	1,49	450	2 316,9	9



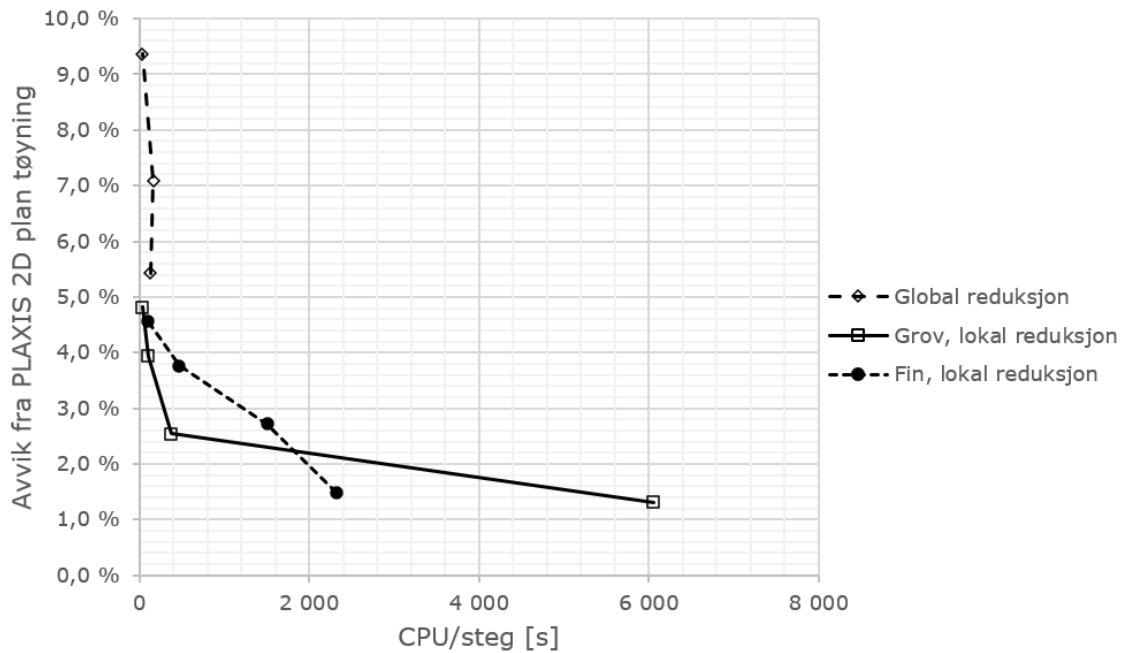
Figur 4.13 Differansen mellom plan tøyingsanalysene i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D.



Figur 4.14 CPU per beregningssteg for plan tøyingsanalysene i PLAXIS 3D.

Figuren nedenfor viser forholdet mellom CPU per beregningssteg og differansen mellom PLAXIS 2D og PLAXIS 3D. Slik figuren viser avtar differansen raskt uten betydelig økning i beregningstid for beregningsmodellene med global reduksjon. Beregningsmodellene med lokal reduksjon er derimot mer nøyaktige, men gir en betydelig høyere beregningstid. Figuren viser også at grov og fin lokal reduksjon gir tilnærmet like resultater, men at beregningstiden for modellene er ulik. Det er noe kontraintuitivt at beregningsmodellen med fin lokal reduksjon, som har færre elementer enn modellen med grov lokal reduksjon, gir lengst beregningstid, slik som er tilfellet for RF lik 0,7071, 0,5 og 0,3536. Den høyere beregningstiden skyldes når RF er lik 0,7071 og 0,5 at den fine reduksjonen produserer noe mer nøyaktige resultater for like mange beregningssteg. Når jorden har nådd plastisk oppførsel kreves det flere iterasjoner per beregningssteg, og slik tabell 4.9 viser kreves det flere iterasjoner i siste steg for modellen med fin lokal reduksjon enn for modellen med grov lokal reduksjon når $RF = 0,3536$. Dvs. at det kreves flere iterasjoner per steg for modellen med fin lokal reduksjon når jorden har nådd plastisk oppførsel. Elementene utenfor området hvor skjærflaten oppstår har derfor også betydning for analysene. Når et mindre område er lokalt redusert, er meshet totalt sett grovere. Dette kan øke beregningstiden fordi spenningsfordelingen mellom nodene blir mer komplisert. Grov lokal reduksjon gir som forventet, med tanke på elementmengden, betydelig høyere beregningstid enn fin lokal reduksjon når RF er lik 0,25. Siden antall iterasjoner og beregningstid øker når jorden har nådd plastisk oppførsel er det noe utfordrende å sammenligne tidsbruken til de ulike modellene, siden de når plastisk oppførsel etter ulikt antall steg. Slik tabell 4.9 viser er det valgt å utføre like mange steg for modellene med lokal reduksjon og lik reduksjonsfaktor. Tidsbruken er detteretter gitt som CPU/steg, og dette er ansett som et fornuftig grunnlag å bestemme den beste avveiningen mellom beregningstid og nøyaktighet på.

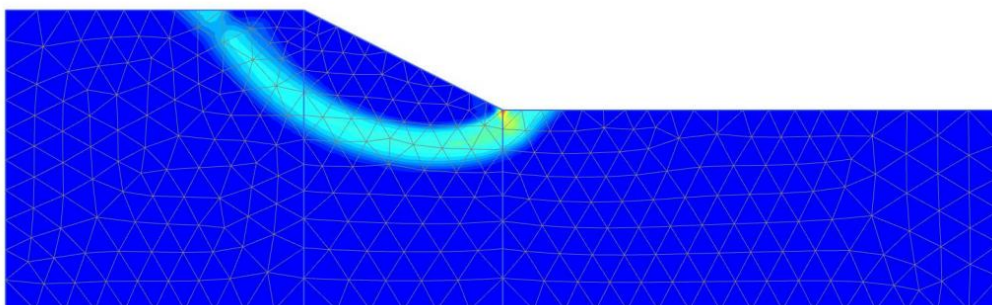
Forstudie - grøftegraving



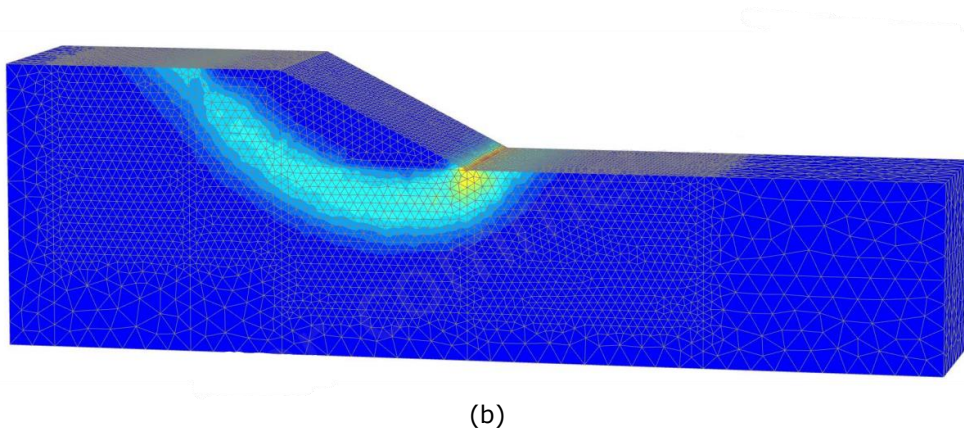
Figur 4.15 Forholdet mellom CPU per beregningssteg og avviket mellom PLAXIS 2D og PLAXIS 3D for de ulike beregningsmodellene.

Ut fra figuren ovenfor er $V_f \times_{lokal,grov} 0,3536$ vurdert som det mest optimale meshet. Dette meshet er mer nøyaktig enn det tilsvarende meshet ved fin lokal reduksjon ($V_f \times_{lokal,fin} 0,3536$), og har samtidig lavere beregningstid. En videre reduksjon av det grovt, lokalt reduserte meshet gir en betydelig økning i beregningstid uten at nøyaktigheten forbedres betydelig av den grunn. $V_f \times_{lokal,fin} 0,25$ gir en forbedring på 1,05 % ift. $V_f \times_{lokal,grov} 0,3536$, men øker beregningstiden per steg med over seks ganger. Dette er ansett som en for stor økning i beregningstid på bakgrunn av nøyaktigheten som oppnås. $V_f \times_{lokal,grov} 0,3536$ er derfor vurdert som det beste alternativet, og er benyttet i de påfølgende analysene av seksjonsvis utgraving.

Skjærflaten fra 2D-analysen og 3D-analysen med $V_f \times_{lokal,grov} = 0,3536$ er vist i figur 4.16. Slik figuren viser er skjærflatene tilnærmet identisk og like nøyaktige i de to analysene.



(a)



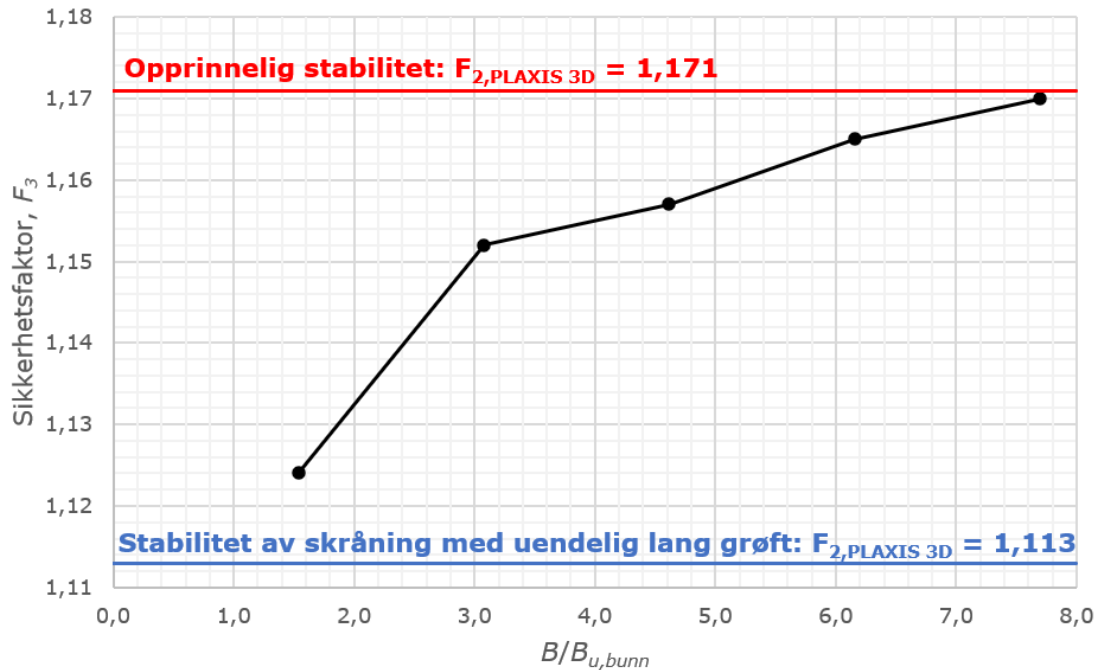
Figur 4.16 (a) Skjærflaten fra PLAXIS 2D, og (b) skjærflaten fra PLAXIS 3D.

4.3 Sensitivitetsstudie av forholdet mellom $B_{u,bunn}$ og B

Bredden på den tredimensjonale modellen B kan potensielt få stor betydning for sikkerhetsfaktoren dersom $B_{u,bunn}$ er konstant, slik studiene til Wei, Cheng og Li (2009) og Kelesoglu (2016) viser for lokalt belastede skrånninger. Med grensebetingelsene SS vil grøfteseksjonen i tillegg repeteres uendelig mange ganger inn i planet. Hvis den tredimensjonale modellen er smal vil forholdet mellom $B/B_{u,bunn}$ bli lavt og avstanden mellom grøfteseksjonene liten. Seksjonsvis utgraving vil i dette tilfellet få liten effekt pga. den store utbredelsen av grøfta totalt sett. I det motsatte tilfellet, dvs. at den tredimensjonale modellen er bred og forholdet mellom $B/B_{u,bunn}$ er stort, vil seksjonsvis utgraving få større betydning. Det er dermed utført en sensitivitetsstudie av forholdet $B/B_{u,bunn}$ for $LU = 10$ m og $B_{u,bunn} = 13$ m for å vurdere hvor bred den tredimensjonale modellen bør være i de påfølgende analysene. Dette gjør det også mulig å bestemme hvor bred modellen må være for at stabiliteten skal være upåvirket av grøfta.

Tabell 4.10 Resultatene fra sensitivitetsstudien av forholdet mellom $B_{u,bunn}$ og B .

Bredden på 3D-modellen, $B/2$ [m]	$B/B_{u,bunn}$	Sikkerhetsfaktor, F_3	3D-effekt, F_{3D}
10	1,54	1,124	1,010
20	3,08	1,152	1,035
30	4,62	1,157	1,040
40	6,15	1,165	1,047
50	7,69	1,170	1,051



Figur 4.17 Utviklingen av F_3 ved økende $B/B_{u,bunn}$.

Slik som tidligere nevnt er det vanskelig å beskrive virkeligheten helt korrekt med grensebetingelsene i PLAXIS 3D. Ved seksjonsvis utgraving blir én og én seksjon opprettet og repeteres ikke innover i planet slik grensebetingelsene SS indikerer. Fast innspenne sideflater vil også gi 3D-effekter slik som tidligere nevnt, og SS er derfor valgt som grensebetingelser for å hovedsakelig undersøke 3D-effektene seksjonsvis utgraving gir.

Figur 4.17 viser, som forventet, at sikkerhetsfaktoren øker ved økende bredde på 3D-modellen. Stabiliteten av skråningen med grøft nærmer seg gradvis stabiliteten av den opprinnelige skråningen uten grøft. Dette skyldes at grøfta gradvis får mindre betydning for stabiliteten ved økende $B/B_{u,bunn}$ og egenvekten til jorden dominerer bruddmekanismen (Wei, Cheng og Li, 2009). De destabiliserende kreftene grøftegraving ved skråningståen gir, avtar når grøfta utgjør en mindre del av den totale bredden. Slik tillegg B.2 viser er bruddmekanismen alltid en kombinasjon av 2D og 3D når $B \geq 40$ m, skjærflaten går gjennom alle grøfteseksjonene inn i planet. En bredere beregningsmodell forhindrer derfor ikke skjærflaten i å gå gjennom alle grøfteseksjonen og det oppstår aldri en utelukkende tredimensjonal bruddmekanisme. Iht. analysene utført av Wei, Cheng og Li (2009) og Kelesoglu (2016) skyldes dette at avlastingen ikke er stor nok, og dermed grøfta ikke dyp nok, til å produsere en tydelig 3D-mekansime. De tidligere studiene viser at $q/\gamma H$ må minst være større enn 0,6 for at det skal utvikles en tydelig tredimensjonal bruddmekanisme. Ved å anta at dette også gjelder for utgraving ved skråningståen, som er en like ugunstig situasjon som laster på skråningstoppen, gir 2 meter dype grøfter i jord med tyngdetetthet lik $19,5 \text{ kN/m}^3$ q lik 39 kPa. Dette gir at $q/\gamma H = 0,2$, dvs. mindre enn 0,6. Når $B = 20$ m dominerer grøfteseksjonen bruddmekanismen. Det oppstår en tilnærmet todimensjonal skjærflate identisk med 2D-analysene med kontinuerlig grøft, slik de tidligere studiene av lokale laster også viser for lave verdier av W/L .

Den største økningen av sikkerhetsfaktoren F_3 skjer når $B/2$ går fra 10 til 20 m. Beregningsmodellen blir da dobbelt så bred og 3D-effektene øker fra 1,010 til 1,035. Når bredden på beregningsmodellen blir ytterligere dobbelt så bred øker ikke 3D-effektene like betydelig, F_{3D} øker fra 1,035 til 1,047. Fra $B/B_{u,bunn} = 3,08$ til $B/B_{u,bunn} = 7,69$ øker 3D-effektene tilnærmet lineært, og når forholdet mellom B og $B_{u,bunn}$ er omtrent 7,69 er den naturlige stabiliteten bevart. Slik tillegg B.2 viser tilsvarende $B/B_{u,bunn} = 7,69$ en veldig stor beregningsmodell.

Det er rimelig å anta at beregningsmodellen hvor $B/2 = 10$ m underestimerer 3D-effektene seksjonsvis utgraving gir i de fleste reelle situasjonene. Når $B/2 = 10$ m strekker grøfta seg nesten over hele skråningsbredden og tilsvarende at skråningshøyden er to meter høyere. Det er også rimelig å anta at $B/2 = 50$ m overestimerer 3D-effektene seksjonsvis utgraving gir i de fleste situasjonene, fordi for å kunne benytte en så stor beregningsmodell må blant annet andre faktorer som reduserer stabiliteten befinne seg langt fra grøfta. Dette er ansett som et sjeldent tilfelle.

Alt dette tatt i betraktning er det valgt å benytte $B/2 = 20$ m i de påfølgende analysene. Denne bredden er hovedsakelig valgt fordi 3D-effektene har stabilisert seg på et svakt, lineært økende nivå når $B/2 = 20$ m, og for å ikke overestimere 3D-effektene. Analysene vil heller gi et litt konservativt estimat av F_{3D} fra seksjonsvis utgraving. Derimot er det viktig å unngå for mye konservatisme (Jostad og Lacasse, 2015) siden dette gir kortere seksjonslengder, økt arbeidstid og kostander. Det er derfor uaktuelt å benytte $B/2 = 10$ m.

4.4 Resultater

Tabell 4.11 viser sikkerhetsfaktoren F_2 fra plan tøyingsanalysen av skråningen uten grøft i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D. Stabiliteten av skråningen uten grøft i PLAXIS 3D er heretter omtalt som den opprinnelige stabiliteten. Slik som nevnt i kapittel 4.2 Mesh-sensitivitetsstudie er de tredimensjonale analysene valgt å utføres med veldig fint mesh, grov lokal reduksjon og RF lik 0,3536. Dette gir en differanse på 2,54 % mellom plan tøyingsanalysene i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D.

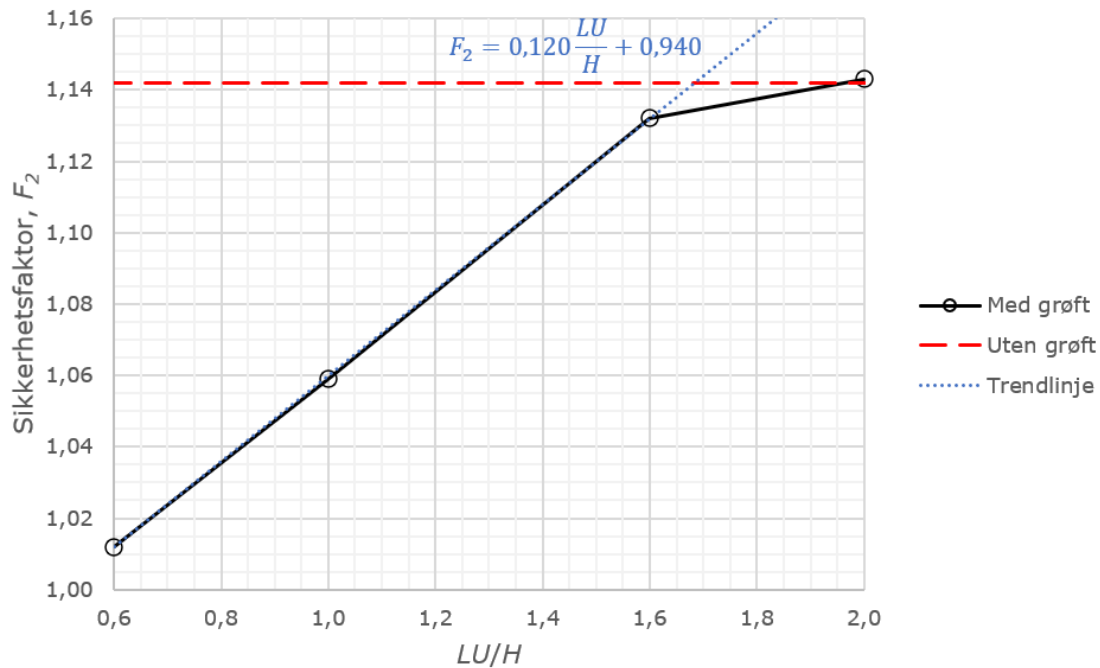
Tabell 4.11 Plan tøyingsanalyser av den opprinnelige skråningen uten grøft.

$B = \infty$	F_2
PLAXIS 2D	1,142
PLAXIS 3D ($B = 40$ m)	1,171

Analysene i PLAXIS 2D, av skråningene med kontinuerlig grøft, viser at sikkerhetsfaktoren F_2 øker ved økende avstand mellom skråningståen og fronten av grøfta. Resultatene fra analysene er presentert i tabellen nedenfor. Utviklingen av sikkerhetsfaktoren og tilhørende skjærflate for alle 2D-analysene er vist i tillegg A.

Tabell 4.12 Resultater fra PLAXIS 2D, plan tøyingsanalyse av skråning med grøft.

$LU [m]$	LU/H	F_2
6	0,6	1,012
10	1	1,059
16	1,6	1,132
20	2	1,143



Figur 4.18 Resultater fra 2D-analysen med trendlinje for grøftene nær skråningståen.

Diagrammet i figur 4.18 viser at sikkerhetsfaktoren øker tilnærmet lineært med økende LU/H , når LU/H er mellom 0,6 og 1,6. Når $LU/H = 2$ er sikkerhetsfaktoren tilnærmet lik situasjonen uten grøft. I tallområdet $0,6 \leq LU/H \leq 1,6$ kan dermed sikkerhetsfaktoren beskrives av ligning (4.6). Ved å anta at sikkerhetsfaktoren til skråningen med grøft følger denne ligningen fram til stabiliteten er upåvirket av grøfta, dvs. F_2 er lik sikkerhetsfaktoren til skråningen uten grøft, vil LU/H være lik 1,68 når skråningen er upåvirket av grøfta, se ligning (4.7).

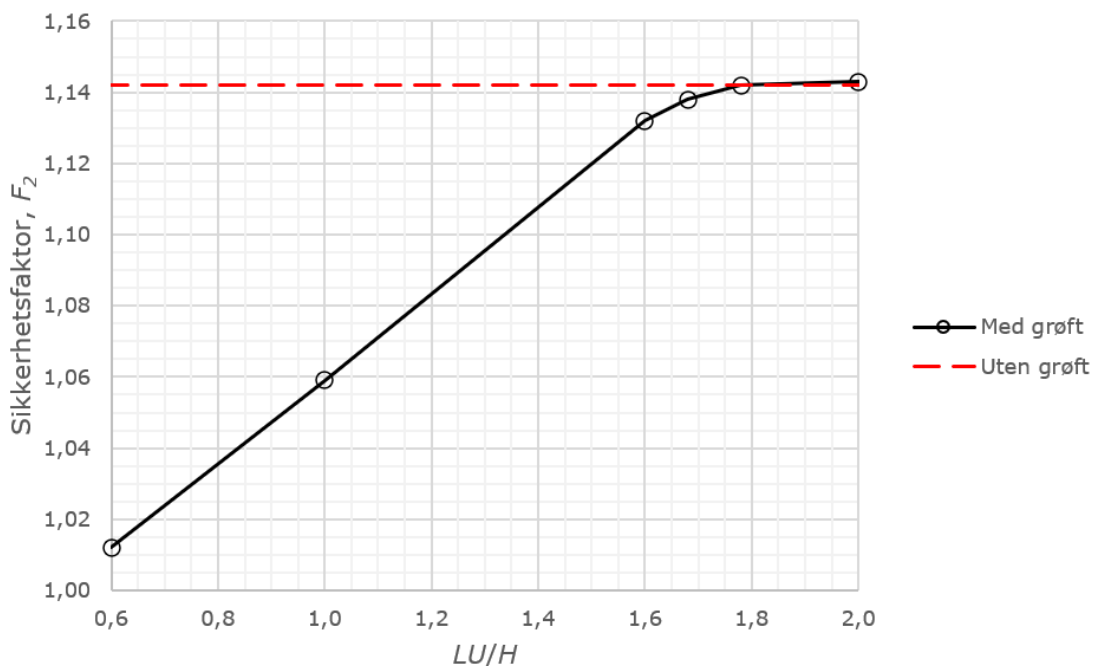
$$F_2 = 0,120 \frac{LU}{H} + 0,940 \quad (4.6)$$

$$F_2 = 0,120 \frac{LU}{H} + 0,940 = 1,142 \Rightarrow \frac{LU}{H} \approx 1,68 \quad (4.7)$$

Resultatene fra de supplerende 2D-analysene er vist i tabell 4.13, samt sammen med de øvrige 2D-analysene i figur 4.19. Skjærflatene fra 2D-analysene i tillegg A.2 viser at utglidningen går gjennom grøfta t.o.m. $LU = 17,8$ m.

Tabell 4.13 Supplerende 2D-analyser.

LU [m]	LU/H	F_2
16,8	1,68	1,138
17,8	1,78	1,142



Figur 4.19 Diagram som viser resultatene etter de supplerende analysene.

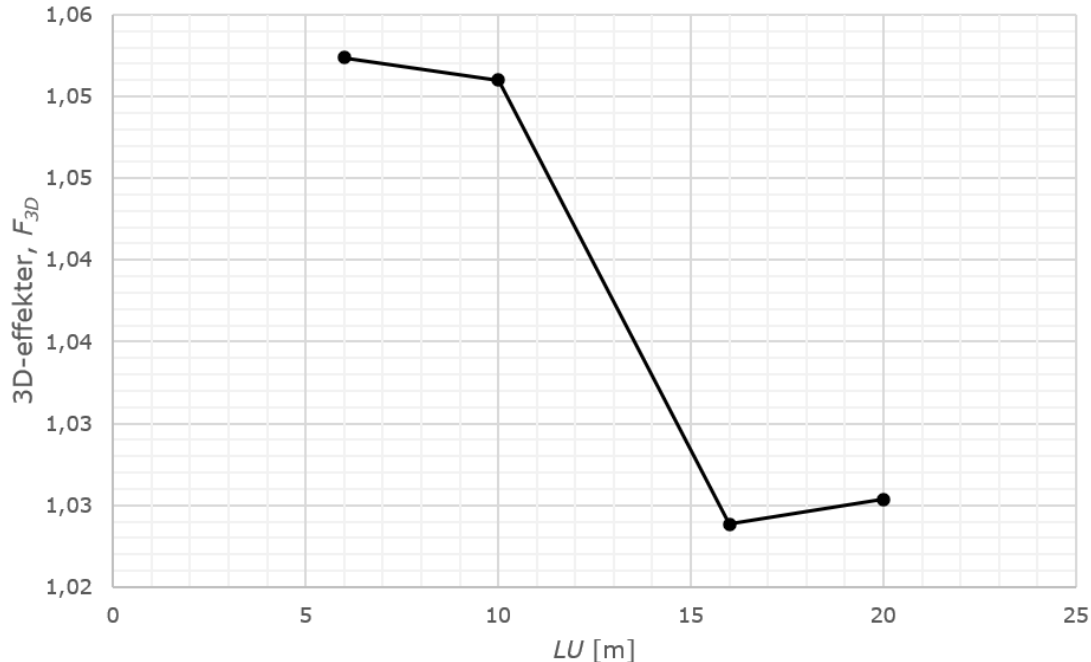
Tabell 4.14 sammenligner plan tøyingsanalysene av skråningene med grøft i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D. Differansen mellom analysene i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D er omtalt som en 3D-faktor F_{3D} iht. litteraturen, og er størst når $LU = 6$ m og minst når $LU = 16$ m. Slik figur 4.20 viser synker differansen betydelig når LU går fra 10 til 16 m.

Sikkerhetsanalysene og de tilhørende skjærflatene, for plan tøyingsanalysene med grøft i PLAXIS 3D, er vist i tillegg B.3. Slik tillegg A.2 og B.3 viser er formen og utbredelsen av skjærflatene, gitt LU , tilnærmet like i 2D og 3D. Skjærflatene går omtrent like dypt og avstanden fra skråningstoppen til skjærflatens angrepspunkt, dvs. δ i figur 2.11, er omtrent like stor.

Tabell 4.14 Resultatene fra plan tøyingsanalyse i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D, samt differansen mellom de to programmene.

LU [m]	F_2 fra PLAXIS 3D	F_2 fra PLAXIS 2D	F_{3D}
6	1,065	1,012	1,0524

10	1,113	1,059	1,0510
16	1,159	1,132	1,0239
20	1,172	1,143	1,0254



Figur 4.20 Differansen mellom plan tøyingsanalysen med grøft i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D som funksjon av LU .

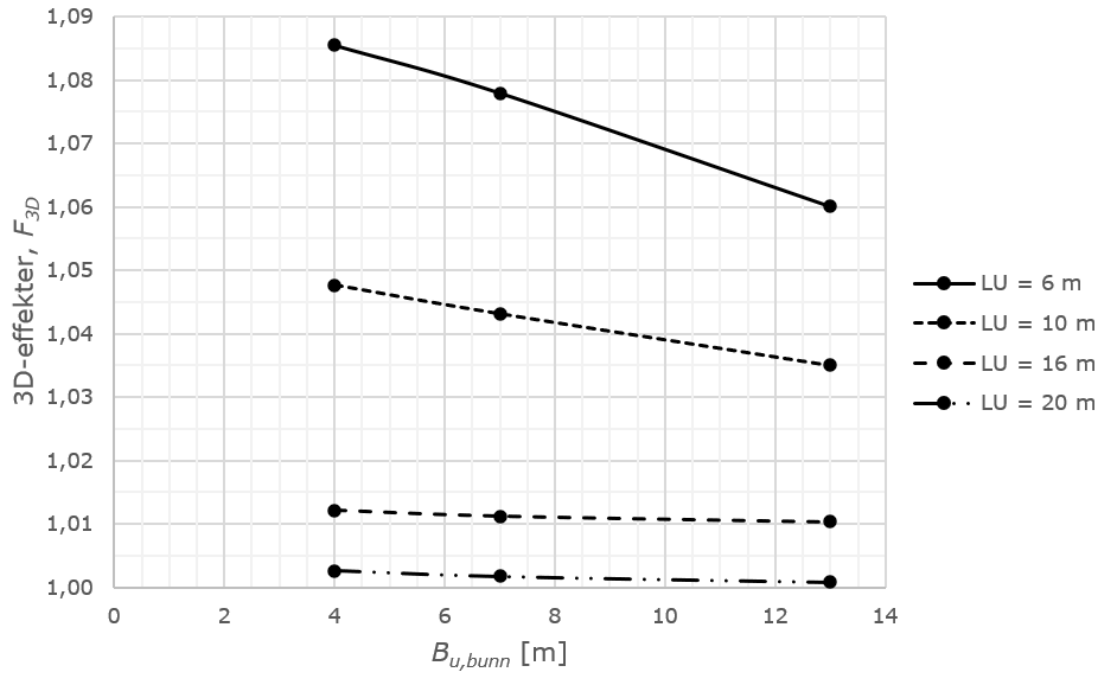
Sikkerhetsfaktoren F_3 og 3D-effektene F_{3D} fra analysene av seksjonsvis utgraving er presentert i tabell 4.15. F_{3D} blir beregnet fra ligning (3.1), hvor F_2 er resultatet fra plan tøyingsanalysen med grøft i PLAXIS 3D, vist i tabell 4.14. Slik diagrammet i figur 4.21 viser avtar 3D-effektene ved økende LU og $B_{u,bunn}$. 3D-effektene avtar raskest ved avtagende $B_{u,bunn}$ når $LU = 6$ m, og når $LU = 16$ eller 20 m er F_{3D} tilnærmet upåvirket av $B_{u,bunn}$. I tillegg er 3D-effektene tilnærmet 0 % når $LU = 20$ m. Det samme kan sees fra diagrammet i figur 4.22. I figur 4.23 er F_3 fra analysene av seksjonsvis utgraving sammenlignet med den opprinnelige stabiliteten, og slik figuren viser er det kun når $LU = 16$ eller 20 m at stabiliteten er opprettholdt. Slik figur 4.21 og figur 4.23 viser er 3D-effektene F_{3D} og sikkerhetsfaktoren F_3 lineært avhengig av $B_{u,bunn}$. I figur 4.24 er en lineær trendlinje for $LU = 6$ m vist, og slik trendlinjen viser vil ikke stabiliteten være opprettholdt samme hvor liten seksjonslengden er. Utviklingen av sikkerhetsfaktorene F_3 og de tilhørende skjærflatene er vist i hhv. tillegg B.4 og tillegg B.5.

Tabell 4.15 Resultater fra PLAXIS 3D som viser blant annet 3D-effektene fra seksjonsvis utgraving.

LU [m]	$B_{u,bunn}$ [m]	F_3	F_{3D}
6	4	1,156	1,0854
6	7	1,148	1,0779
6	13	1,129	1,0601
10	4	1,166	1,0476

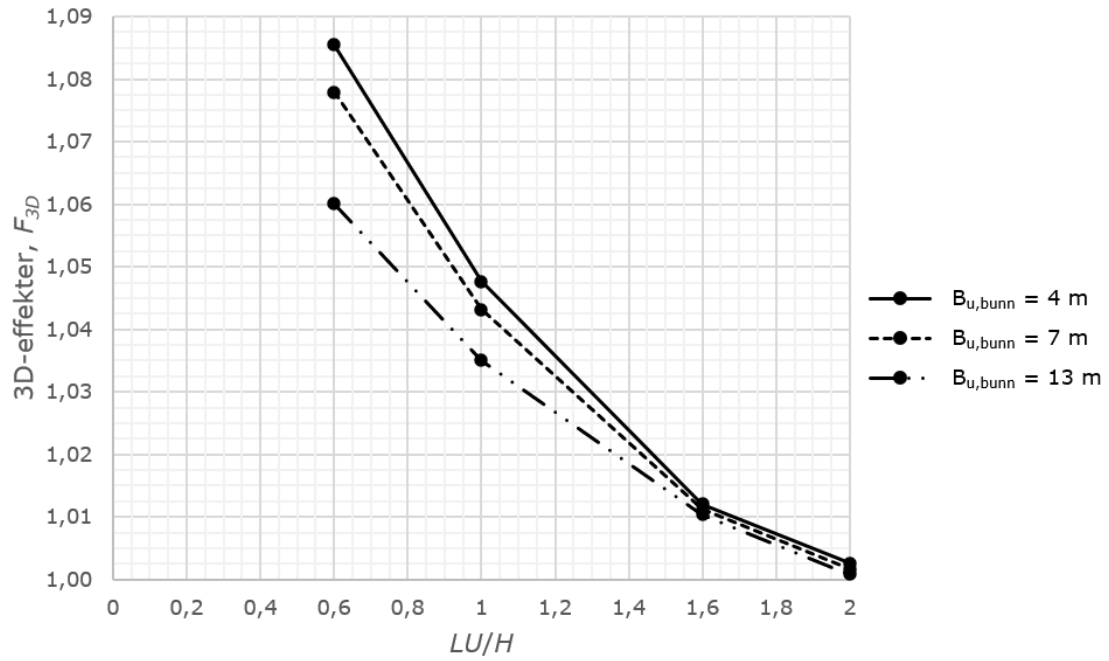
Forstudie - grøftegraving

10	7	1,161	1,0431
10	13	1,152	1,0350
16	4	1,173	1,0121
16	7	1,172	1,0112
16	13	1,171	1,0104
20	4	1,175	1,0026
20	7	1,174	1,0017
20	13	1,173	1,0009

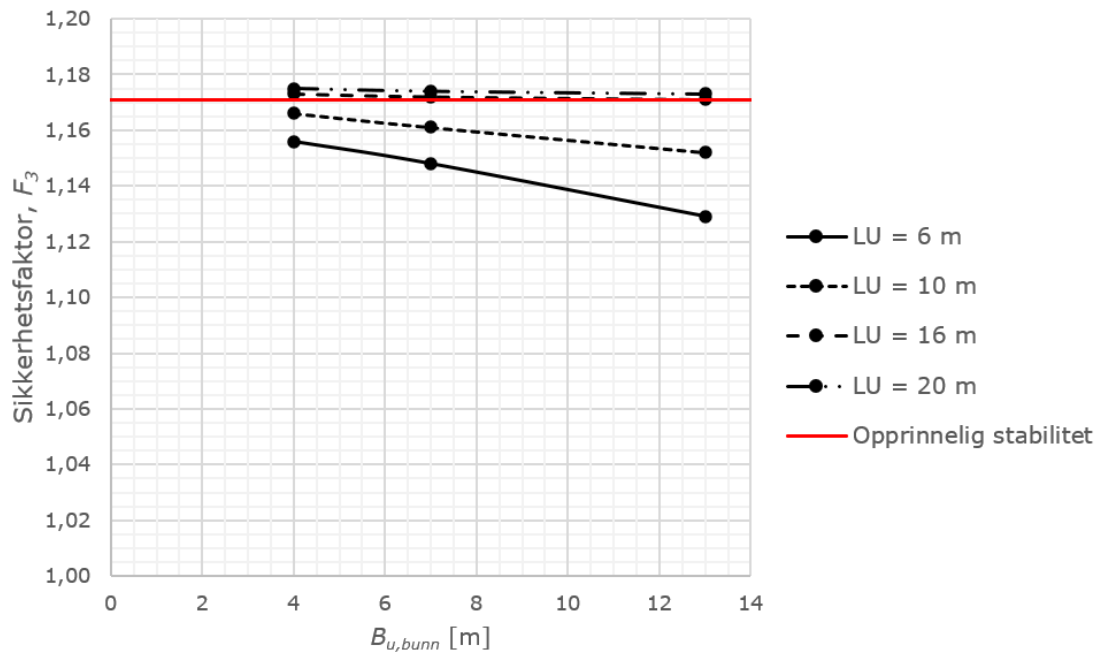


Figur 4.21 3D-effekter fra seksjonsvis utgraving som funksjon av LU og $B_{u,bunn}$ for skråningshøyde $H = 10$ m.

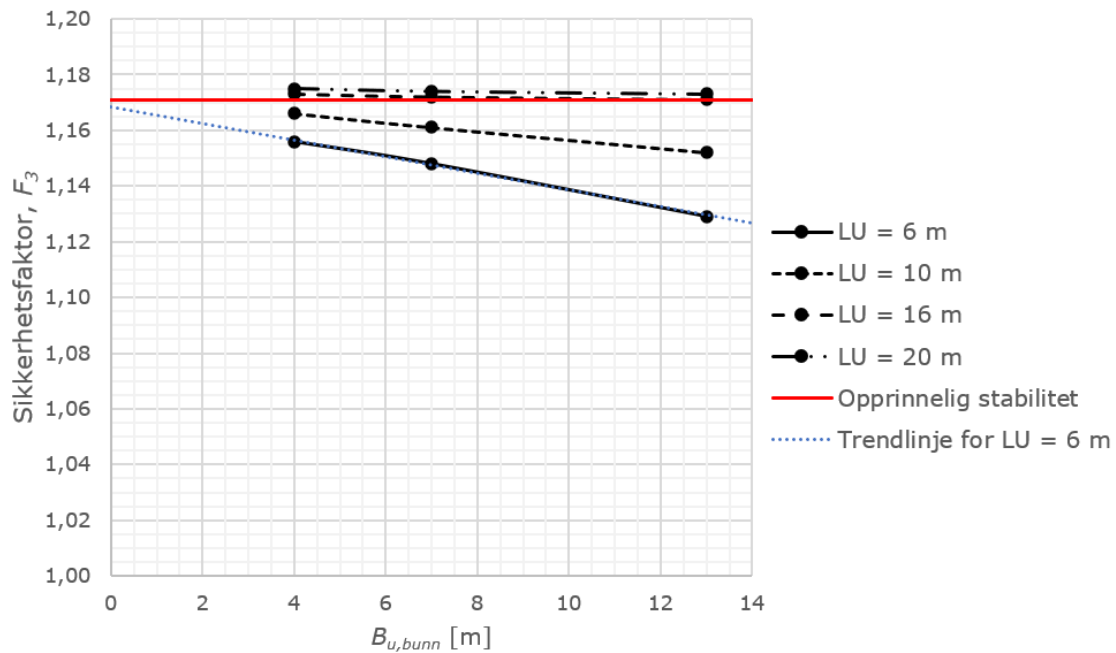
Forstudie - grøftegraving



Figur 4.22 3D-effekter fra seksjonsvis utgraving som en funksjon av LU/H for ulike verdier av $B_{u,bunn}$.



Figur 4.23 Sikkerhetsfaktoren F_3 fra analysene av seksjonsvis utgraving sammenlignet med den opprinnelige stabiliteten.



Figur 4.24 F_3 avhengig av $B_{u,bunn}$ og LU , samt med trendlinje for $LU = 6$ m, sammenlignet med den opprinnelige stabiliteten.

4.5 Diskusjon

De todimensjonale analysene viser at skråningsstabiliteten til beregningsmodellen er tilnærmet upåvirket av grøfta dersom LU er 17,8 eller 20 m. Dette betyr at det er mulig å grave kontinuerlige grøfter dersom avstanden fra skråningståen til fronten av grøfta er større enn 17,8 m. Tillegg A.2 viser at skjærflaten går gjennom grøfta t.o.m. $LU = 17,8$ m. Når $LU = 20$ m går skjærflaten ut gjennom skråningståen og stabiliteten er upåvirket av grøfta. Slik som tidligere nevnt krever kvikkeleireveilederen (NVE, 2019) at det utføres seksjonsvis utgraving dersom LU er mellom 6 og 20 m, og hvis LU er større enn 20 m kan det graves kontinuerlige grøfter uten fare for å utløse områdeskred. Funnene i 2D-analysen er derfor i overensstemmelse med føringene i veilederen.

Slik tabell 4.11 viser er det en differanse mellom plan tøyingsanalysen utført i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D for den naturlige skråningen. Differansen er på 2,54 %. Slik som diskutert i kapitlet om mesh-sensitivitet kan denne differansen reduseres noe, men dette vil gi en betydelig økning i beregningstid. Gevinsten ved å øke beregningstiden er for lav til at det er vurdert som hensiktsmessig å gjennomføre en ytterligere reduksjon. Differansen mellom beregningene utført i 2D og 3D skyldes hovedsakelig de to ulike elementtypene som er benyttet i 2D og 3D. Slik som tidligere nevnt utvikler 15-nodede triangulære elementer en fjerdeordens interpolasjon av forskyvninger, og beskriver spenningene i kompliserte problemer med stor nøyaktighet. 15-nodede triangulære elementer er derfor godt egnet til analyser av skråningsstabilitet. 10-nodede tetraedriske elementer utvikler en andreordens interpolasjon av forskyvninger, og skiller seg derfor litt fra de 15-nodede triangulære elementene benyttet i 2D. Det kreves derfor et større antall elementer per flate i 3D enn hva som er tilfellet i 2D. Den resterende differansen mellom 2D- og 3D-analysen skyldes at meshet ikke er fint nok, da det som nevnt ovenfor er mulig å redusere avviket noe ved et finere mesh.

Sensitivitetsstudien av forholdet mellom B og $B_{u,bunn}$ for $LU = 10$ m viser at ved å benytte en bred nok beregningsmodell er det mulig å opprettholde stabiliteten slik kvikkleireveilederen krever. Når verdien til $B/B_{u,bunn}$ bli stor nok dominerer egenvekten av jorden bruddmekanismen, slik skjærflatene i tillegg B.2 viser. For å ikke forverre stabiliteten av den naturlige skråningen må $B/B_{u,bunn}$ være omtrent 7,69 når $LU = 10$ m. Kvikkleireveilederen anbefaler å benytte maksimalt seks meter lange seksjoner, og ved å anta at dette er seksjonslengden i bunnen er $B_{u,topp} = 10$ m dersom grøfta er to meter dyp og grøfteveggene har helning 1:1. Dette gir at B må være lik 46 m for at stabiliteten ikke skal bli forverret. Med grensebetingelsene SS gir dette at skråningsgeometrien ikke kan være mindre gunstig enn en plan skråning inn og ut av planet, samt at det må være minst 46 m målt fra midt i grøfta til andre destabiliserende effekter slik som en ny grøfteseksjon. Dette er sjelden forholdene i naturen, og som nevnt under kapittel 4.3 er det derfor benyttet en smalere beregningsmodell for å ikke overestimere 3D-effektene seksjonsvis utgraving gir i de fleste tilfellene.

Sensitivitetsstudien avdekker, i likhet med tidligere studier, at 3D-effektene er svært avhengige av B . Ifølge Jostad og Lacasse (2015) kan 3D-effektene fra fast innspenne sideflater øke stabiliteten med en faktor mellom 1,5 og 2 dersom $B/H = 1$. Figur 4.17 viser tydelig hvor mye 3D-effektene fra seksjonsvis utgraving øker med økende bredde på beregningsmodellen, og sensitivitetsstudien viser derfor hvor viktig det er å ikke benytte en for bred beregningsmodell. Hvis det blir benyttet en bredere beregningsmodell enn hva terrengforholdene tilsier vil 3D-effektene og sikkerhetsfaktoren bli overestimert. I prosjekteringssammenheng er det derfor ikke mulig å bare øke bredden på beregningsmodellen for å få store nok 3D-effekter til å dokumentere at stabiliteten ikke blir forverret ved seksjonsvis utgraving. Prosjekteringsansvarlig må i så fall vite at beregningsmodellen med økt bredde også representerer de virkelige terrengforholdene. Det er derfor viktig at den ansvarlige har tilstrekkelig kunnskap om 3D-modellering, slik at vedkommende ikke bare øker bredden uten å være klar over konsekvensene.

Resultatene fra sensitivitetsstudien av forholdet mellom B og $B_{u,bunn}$ og de tidligere studiene viser at det i teorien er tilnærmet mulig å oppnå så store 3D-effekter som bare ønskelig ved å endre på bredden. Stor nok bredde på modellen vil derfor, ved lokalt belastede skråninger, gi store nok 3D-effekter til å oppnå ikke forverring av stabiliteten. 3D-modellering krever derfor inngående kunnskap om beregningsverktøyene for å ikke overestimere stabiliteten.

Tabell 4.14 viser at differansen mellom plan tøyingsanalysene i PLAXIS 2D og PLAXIS 3D er større enn 2,54 % når ei kontinuerlig grøft innføres i beregningsmodellen. Dette er hovedsakelig forårsaket av at grøfta gir en mer komplisert geometri og derfor et mer komplisert mesh rundt grøftetverrsnittet. Når skjærflaten går gjennom området med komplisert mesh avtar nøyaktigheten. Differansen mellom PLAXIS 2D og PLAXIS 3D er størst når grøfta er nærmest skråningståen, og avtar generelt med økende LU . Når $LU \geq 16$ m er F_{3D} tilnærmet lik avviket mellom 2D- og 3D-analysen funnet i mesh-sensitivitetsstudien. Dette skyldes at skjærflaten ikke nødvendigvis går ut gjennom grøfta lengre, slik skjærflaten for beregningsmodellene $LU = 16$ m og $LU = 20$ m med kontinuerlig grøft i tillegg B.3 viser. Når $LU = 16$ m gir sikkerhetsanalysen en konstant sikkerhetsfaktor lik 1,173 og ei skjærflate sammensatt av to ulike skjærflater; ei som går ut gjennom skråningståen og ei som går ut gjennom grøfta. Det betyr at disse to skjærflatene er omtrent like kritiske. Når $LU = 20$ m er den opprinnelige skjærflaten gjennom skråningståen mest kritisk. Glideflatene berører derfor ikke nødvendigvis

området med komplisert mesh når $LU \geq 16$ m, og analysene gir derfor mer nøyaktige resultater. Ifølge Duncan (1996) er analysene nøyaktige nok dersom sikkerhetsfaktoren er beregnet med en nøyaktighet på ± 6 %. Dvs. at analysene i PLAXIS 3D er nøyaktige nok siden sikkerhetsfaktoren er under 6 %, maksimalt 5,25 %, høyere enn F_2 fra PLAXIS 2D. Duncan (1996) sammenlignet vel å merke ulike beregningsmetoder i 2D, og ikke 2D- og 3D-analyser, men hvis ± 6 % er tilstrekkelig nøyaktighet for 2D-analyser er det naturlig å anta at det samme bør gjelde for differansen mellom 2D- og 3D-analyser.

Figur 4.21 og figur 4.22 viser at seksjonsvis utgraving gir størst 3D-effekter for de grøftene som etableres ved skråningståen og at F_{3D} avtar ved økende LU . I tillegg avtar 3D-effektene ved økende bredde $B_{u,bunn}$ på grøfta, noe som er logisk og i samsvar med sensitivitetsstudien av forholdet mellom $B_{u,bunn}$ og B i kapittel 4.3. $B_{u,bunn}$ har mindre betydning for 3D-effektene når LU er lik 16 og 20 m enn når $LU = 6$ m, og betydning av $B_{u,bunn}$ på 3D-effektene avtar dermed ved økende LU . Dette sees ved at grafen for $LU = 6$ m har større stigningstall enn grafen for $LU = 20$ m som er tilnærmet horisontal. Figur 4.22 viser det samme; når $LU/H \geq 1,6$ er F_{3D} tilnærmet uavhengig av verdien på $B_{u,bunn}$. Diagrammet i figur 4.21 viser også at 3D-effektene er tilnærmet lineært avhengig av $B_{u,bunn}$ for hver verdi av LU , det samme gjelder for sikkerhetsfaktoren F_3 i figur 4.23

Utviklingen av sikkerhetsfaktoren ved økende seksjonslengde for ulike verdier av LU , sammenlignet med den opprinnelige stabiliteten, er vist i diagrammet i figur 4.23. Når $LU = 10$ m er stabiliteten tilnærmet ikke forverret dersom det graves med seksjonslengder mindre eller lik 4 m. Grafen for $LU = 6$ m i diagrammet viser at 3D-effektene ved seksjonsvis utgraving ikke er store nok til å opprettholde den opprinnelige stabiliteten. Figur 4.24 viser at det ikke er mulig å opprettholde stabiliteten selv om det graves mindre seksjoner enn 4 m når $LU = 6$ m. Iht. kravene i kvikkleireveilederen er det derfor ikke mulig å opprette grøfter så nært skråningståen dersom skråningen består av sprøbruddmaterialer og ligner på beregningsmodellen i forstudien. Kvikkleireveilederen krever at det gjennomføres geoteknisk vurdering dersom LU er mindre enn 10 m, og dette er i overensstemmelse med resultatene fra forstudien som viser at det ikke er tilstrekkelig å gjennomføre seksjonsvis utgraving når $LU = 6$ m. For å ikke forverre stabiliteten er en løsning å flytte grøfta lengre unna skråningståen.

Ifølge figur 4.23 er stabiliteten av skråningen med grøft høyere enn stabiliteten av skråningen uten grøft for enkelte seksjonslengder når $LU = 16$ m og $LU = 20$ m. I virkeligheten er ikke dette tilfellet, men som standard tolererer PLAXIS en global feil på ± 1 %. Differansen mellom stabiliteten av skråningen med og uten grøft er maksimalt 0,34 %, godt innenfor den tolererte feilen på 1 %, for $LU = 16$ m og $LU = 20$ m. Stabiliteten av skråningene med grøft er dermed lik stabiliteten av skråningen uten grøft eller 0,66 % lavere selv om diagrammet ikke viser dette. Når $LU \geq 16$ m er stabiliteten av skråningen tilnærmet upåvirket av grøfta dersom det gjennomføres seksjonsvis utgraving. Slik tabell 4.14 viser er F_2 lik 1,159 dersom det opprettes ei kontinuerlig grøft gjennom den tredimensjonale beregningsmodellen når $LU = 16$ m. Stabiliteten av den opprinnelige skråningen er 1,171, og dette betyr at ei kontinuerlig grøft forverrer stabiliteten med 1,04 %, altså med mer enn den tolererte feilen på 1 %. For å opprettholde stabiliteten når $LU = 16$ m forutsettes det derfor at det utføres seksjonsvis utgraving. Når $LU = 20$ m er F_2 lik 1,171, og det er mye som tyder på at ei kontinuerlig grøft ikke vil forverre stabiliteten. Dette er i overensstemmelse med 2D-analysene som viste at stabiliteten er upåvirket av grøftegravingen dersom $LU > 17,8$ m. Når $LU > 17,8$ m er det derfor ingen øvre grense på $B_{u,bunn}$.

Det er viktig å påpeke at funnene gjort i denne forstudien gjelder kun for de gitte materialparameterne i tabell 4.2 til tabell 4.7. Analysene er utført for å gjennomføre en kontroll av føringen i NVEs veileder *Sikkerhet mot kvikkleireskred* (NVE, 2019). Både 2D- og 3D-analysene viser at $LU \leq 20$ m er et konservativt og fornuftig estimat på når stabiliteten er påvirket av grøftegraving, og det bør gjennomføres tiltak som seksjonsvis utgraving.

Alle FEM-analysene av seksjonsvis utgraving viser at F_3 alltid er større enn F_2 , i likhet med hva Cavounidis (1987) påpekte måtte være tilfellet for LEM-analyser, dersom sikkerhetsfaktoren var beregnet for den mest kritiske skjærflaten i både 2D og 3D. Dette betyr at skjærflaten i 2D og 3D nødvendigvis ikke er helt identiske. I FEM-analyser er det ikke nødvendig å forutbestemme skjærflaten analysene skal bli utført på, og derfor er sikkerhetsfaktoren fra analysene beregnet for den mest kritiske skjærflaten.

Seksjonsvis utgraving gir omtrent samme type 3D-effekter som lokale laster på skråningstoppen. Lokale laster på skråningstoppen er i likhet med avlasting ved skråningståen ugunstig og reduserer skråningsstabiliteten. 3D-effektene er forårsaket av at avlastingen/pålastingen har begrenset utstrekning inn i planet, og gir derfor virkelige tredimensjonale problemer som ikke kan analyseres i 2D iht. oppsummeringen i kapittel 3.3. De tidligere studiene av lokale laster har hatt størst fokus på bruddmekanismen og ikke 3D-effektene, men de bearbejdede resultatene til Kelesoglu (2016) viser at F_{3D} varierer mellom 4 og 29 % når $q = 100$ kPa. F_{3D} er avhengig av lastutbredelsen, avstanden fra skråningstoppen og avstanden fra lasten til modellgrensene. 3D-effektene er størst når avstanden mellom skråningståen og lasten er null meter, i likhet med at 3D-effektene fra seksjonsvis utgraving er størst når $LU = 6$ m. Seksjonsvis utgraving gir 3D-effekter opptil 9 % når $LU = 6$ m. Ifølge Sundahl (2020) øker 3D-effektene ved økende q , frem til lastintensiteten er av en viss størrelse. Avlastingen ved skråningståen utført i forstudien tilsvarer lavere last enn pålastingen i analysene til Kelesoglu (2016), omtrent halve belastningen slik som tidligere nevnt. Det er derfor rimelig at F_{3D} generelt er mindre når $D_u = 2$ m ved seksjonsvis utgraving enn i studien til Kelesoglu (2016). Når q øker blir den tredimensjonale bruddmekanismen gradvis mer dominerende (Sundahl, 2020; Wei, Cheng og Li, 2009). Dette sett i sammenheng med at F_{3D} øker ved økende q , så vil 3D-effektene for en tredimensjonal bruddmekanisme, forårsaket av lokale laster, gi høyere 3D-effekter enn en todimensjonal bruddmekanisme forårsaket av egenvekten til jord. Slik skjærflatene i tillegg B.5 viser, er ikke avlastingen ved to meter dype grøfter stor nok til å utvikle utelukkende tredimensjonale skjærflater. Bruddmekanismen er hovedsakelig forårsaket av egenvekten til jorden. Dette forklarer også en av grunnene til at 3D-effektene er lave når det utføres seksjonsvis utgraving med to meter dype grøfter. 3D-effektene ville derfor kunne blitt høyere hvis det ble gravd dypere grøfter, iht. de tidligere studiene. Dette kunne derimot gi problemer med å oppfylle kravet i kvikkleireveilederen om ikke forverring av stabilitet.

Selv om 3D-effektene viser seg å ikke være betydelig ved seksjonsvis utgraving er tredimensjonale analyser mer realistiske og gir en bedre forståelse av bruddmekanismen i skråningen (Griffiths og Marquez, 2007). Større nøyaktighet er derfor ikke det eneste argumentet for å gjennomføre tredimensjonale analyser i enkelte situasjoner. Av og til kan 3D-analyser blant annet bidra til å forenkle prosessen med å forstå hvor de ulike sikringstiltakene, for å ikke forverre stabiliteten, bør gjennomføres.

Beregningsmodellen benyttet i forstudien har en veldig enkel skråningsgeometri, der geometrien er symmetrisk om yz-planet midt gjennom grøfta. I den påfølgende

casestudien vil en virkelig skråning, hvor det skal gjennomført seksjonsvis utgraving, bli analysert. Casestudien vil gjøre det mulig å si noe om 3D-effektene er av samme størrelsesorden i virkelige skråninger.

4.6 Konklusjon

Ut fra de tidligere utførte studiene og analysene i forstudien har det vist seg å være svært viktig å utvise forsiktighet når det gjelder 3D-effekter, siden de lett kan overestimeres. Det er spesielt viktig å være oppmerksom på bredden av beregningsmodellen B ved analyser av seksjonsvis utgraving.

Forstudien gir følgende anbefalinger vedrørende seksjonslengder for å ikke forverre stabiliteten iht. kvikkleireveilederen (NVE, 2019), avhengig av verdien til LU :

- $6 \text{ m} \leq LU \leq 10 \text{ m}$: 3D-effektene fra seksjonsvis utgraving opprettholder ikke den opprinnelige stabiliteten. Nødvendig med ytterligere tiltak.
- $10 \text{ m} < LU < 16 \text{ m}$: den opprinnelige stabiliteten opprettholdes dersom $B_{u,bunn} \leq 4 \text{ m}$.
- $16 \text{ m} \leq LU < 17,8 \text{ m}$: den opprinnelige stabiliteten opprettholdes dersom $B_{u,bunn} \leq 13 \text{ m}$.
- $LU \geq 17,8 \text{ m}$: stabiliteten er upåvirket av grøftegravingen, kan opprettes så lange grøfteseksjoner som ønskelig.

Seksjonsvis utgraving gir 3D-effekter på opptil 8,54 % dersom LU er mindre enn 17,8 m, men det er nødvendig å utvise stor forsiktighet dersom $LU \leq 10 \text{ m}$ og vurdere om det er mulig å velge en annen plassering av grøfta.

5 Casestudie – Rissa

Trøndelag fylkeskommune holder på å bygge ny fv. 717 mellom Sund og Bradden i Rissa, Indre Fosen kommune. Indre Fosen er en del av halvøya Fosen som ligger nordvest for Trondheim i Trøndelag fylke. Den planlagte vegtraseen for nye fv. 717 går igjennom flere kvikkleiresoner hvor skråningsstabiliteten er lav og fører til utfordringer for prosjektet. Ifb. vegprosjektet skal det også blant annet bli etablert ett nytt drens- og overvannsledningsnett. For å få lagt disse ledningene ned i bakken er det nødvendig å opprette ei grøft som er opptil 3 m dypere enn underkant (UK) vegtrau. Utgravingen av grøfta skal utføres seksjonsvis iht. kvikkleireveilederen (NVE, 2019), for å ikke forverre stabiliteten. Situasjonen er derfor slik som beskrevet i forstudien.

Vegprosjektet mellom Sund og Bradden har vært tenkt oppstartet flere ganger, men blitt avbrutt pga. utfordrende grunnforhold og nye sikkerhetskrav som følge av Kattmarka-raset, Namsos, i 2009. Det er i den forbindelse ønskelig å undersøke hvor store 3D-effekter seksjonsvis utgraving gir i vegprosjektet, og om de er av en slik størrelse at de f.eks. kan bidra til å sikre gjennomføringen av slike prosjekter i fremtiden, eller om de er like små som forstudien har vist.

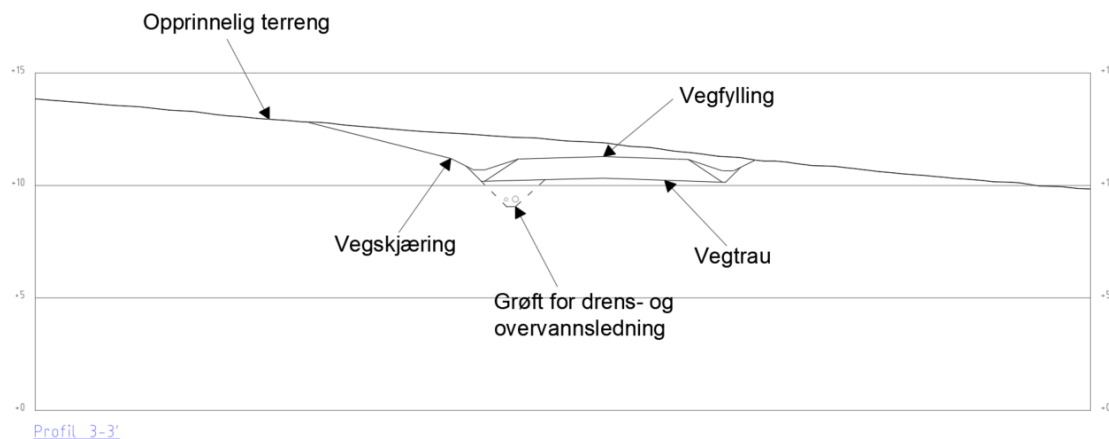
5.1 Tiltak

Den prosjekterte vegtraseen til nye fv. 717 i Rissa er vist i tillegg C.1, og strekker seg fra Sund i nord (profil 0) til Bradden i sør (profil 6750). Langs store deler av denne vegtraseen vil det bli etablert grøfter for å få lagt nye drens- og overvannsledninger ned i bakken. I casestudien er det valgt å se på området mellom profil 1400 og 1550, heretter omtalt som tiltaksområdet. Plasseringen til Rissa og tiltaksområdet er vist i figur 5.1.



Figur 5.1 Kart (Kartverket) som viser tiltaksområdet i Indre Fosen kommune.

I det valgte tiltaksområdet skal det opprettes ei skjæring gjennom en løsmasserygg, slik figur 5.2 viser. Vegskjæringen er på det høyeste ca. 3,3 m. Bunnen av ei slik vegskjæring er definert som vegtrauet. UK vegtrau varierer mellom kote +9 og +12 med ei slak helning i sørlig retning. Under UK vegtrau vil det bli etablert ei midlertid grøft for drengs- og overvannsledningene. Grøfta varierer i dybde mellom 1,5 og 3 m fra UK vegtrau. Lengdeprofilen for ledningstraseen i tiltaksområdet er vist i tillegg C.2. Tiltaksområdet er omtrent mellom profil 450 og 579 i denne tegningen, hvor profil 579 er lengst nord i tiltaksområdet. Et tverrsnitt gjennom vegtraseen ved profil 1475 er vist i figur 5.2 og viser de to tiltakene, vegskjæring og grøft. Vegskjæringen vil heretter bli omtalt som tiltak 1, mens grøfta omtales som tiltak 2. Slik figur 5.2 også viser vil det til slutt bli lagt ei én meter høy fylling i vegtrauet, men dette tiltaket vil ikke bli vurdert i denne casestudien.

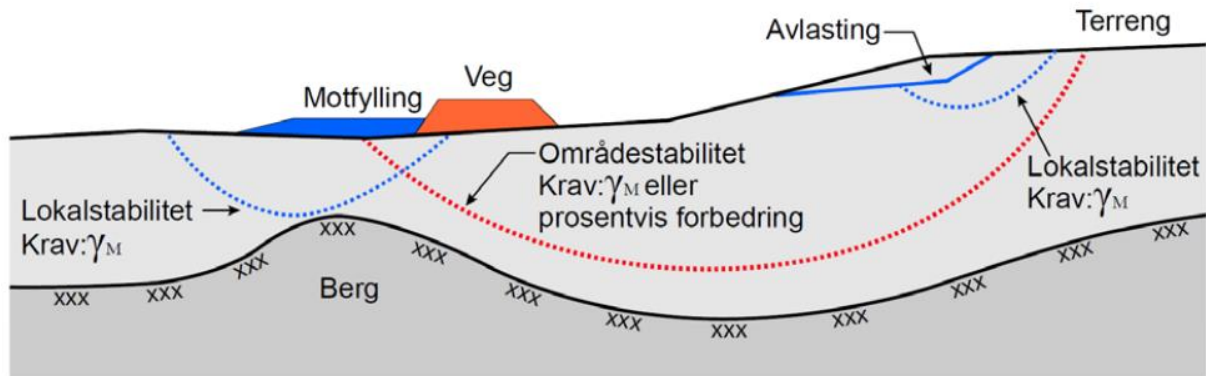


Figur 5.2 Tverrsnitt gjennom den planlagte vegtraseen, omtrent ved profil 1475, som viser den opprinnelige terrengoverflaten, vegskjæringen som skal graves ut, vegtrauet, samt grøfta som skal etableres for drengs- og overvannsledningene.

Den lave sikkerheten og kvikkleireforekomstene i området gjør at det må gjennomføres seksjonsvis utgraving iht. NVEs veileder *Sikkerhet mot kvikkleireskred* (NVE, 2019), for at tiltak 2 ikke skal forverre stabiliteten. Det er dette tiltaket som vil bli studert i casestudien. Områdestabiliteten ved utgravingen av vegskjæringen blir ivaretatt ved at det blant annet er lagt ut store motfyllinger i prosjektområdet. Bæreevnen til vegtrauet er også lav siden trauet hovedsakelig består av bløte masser. Lagdelingen i tiltaksområdet er beskrevet mer detaljert i kapittel 5.2.4. For å sikre at vegtrauet har tilstrekkelig bæreevne blir det lagt ut geonett under fyllingen, samt benyttet lette fyllmasser til vegfyllingen. Områdestabiliteten ved tiltak 1 og bæreevnen til vegtrauet vil ikke bli vurdert her.

Slik som nevnt i kapittel 4 må sikkerheten mot områdeskred undersøkes i prosjektområder der det finnes sprøbruddmaterialer, f.eks. kvikkleire. Skjærflatene i sprøbruddmaterialer vil kunne forplante seg langt bakover eller fremover, og påvirke store områder. Prosjekteringskravene i kvikkleireveilederen sørger for å ivareta tilstrekkelig områdestabilitet, og slik som nevnt ovenfor krever veilederen at tiltak 2 ikke forverrer stabiliteten. I tillegg må tiltaket, i dette tilfellet grøfta, ha tilstrekkelig lokalstabilitet. De absolutte partialfaktorene i *Vegnormal N200 – Vegbygging* (Vegdirektoratet, 2021) gir hvor stor lokalstabilitet som kreves ifb. vegprosjekter. Kravet er avhengig av konsekvensklasse og bruddmekanisme. Tiltak 2 plasseres i konsekvensklasse CC3 *Meget alvorlig* iht. tabell 0-1 i *Håndbok V220 – Geoteknikk i*

vegbygging (Vegdirektoratet, 2018). Vegnormal N200 krever for konsekvensklasse CC3 og sprøtt, kontraktant brudd (brudd i sprøbruddmaterialer) at $F \geq 1,6$ for at lokalstabiliteten skal være ivaretatt. Forskjellen mellom lokal- og områdestabilitet er illustrert i figur 5.3.



Figur 5.3 Illustrasjon som viser forskjellen mellom lokal- (blå) og områdestabilitet (rød) (Vegdirektoratet, 2018).

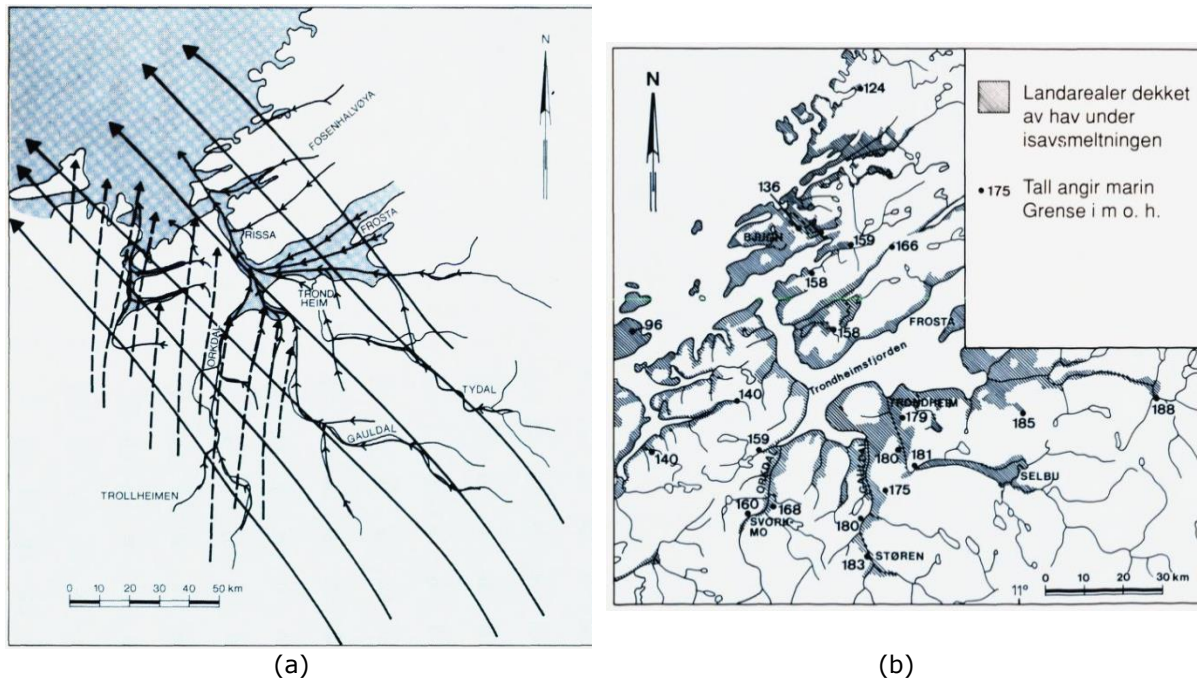
5.2 Områdebeskrivelse av Rissa

I dette delkapitlet er innledningsvis geologien i Sør-Trøndelag beskrevet, for å gi en viss forståelse av løsmasseoppbyggingen og grunnforholdene i Rissa. Løsmasseoppbyggingen er beskrevet i delkapittel 5.2.2 og grunnforholdene i 5.2.4.

5.2.1 Geologi i Sør-Trøndelag

Innlandsisen under forrige istid var på sitt maksimale for ca. 20 000 år siden, og hele Norge, med unntak av noen av de høyeste fjellområdene, var dekket av is (Bryhni og Hagen, 2021). På sitt maksimale var innlandsisen opptil 3 000 m tykk. Under den påfølgende tilbaketrekingen stanset breene opp i ytre kyststrøk og det ble dannet randmorener (Reite, 1990). For ca. 11 000 år siden, i perioden Yngre Dryas, fant en markert klimaforandring sted. Dette førte til et breframstøt i Trondheimsområdet, Skatval, Tautra og fjellområdene på Fosen-halvøya, og breene avsatte nesten sammenhengende israndavsetninger langs hele kysten. Etter dette var det bare mindre breframstøt før isen smeltet.

I Sør-Trøndelag bevegde isen seg mot nordvest helt til bretykkelsen ble så liten at retningen ble betegnet av topografien (Reite, 1990). Breen bevegde seg da langs fjorder og forsengkninger. For ca. 12 500 år siden ble kyststrøkene i Sør-Trøndelag isfrie, og tilbaketrekingen stanset opp for ei stund og breen dannet randmorener som går langs hele kysten i Sør-Trøndelag. Etter oppkalvingen av isen for ca. 11 000 år siden var det breer igjen på begge sider av fjorden i ytre deler av Trondheimsfjorden. I Rissa er det mindre spor etter framstøt fra disse breene, som mest sannsynlig smeltet bort i løpet av et par hundre år. For mellom 10-11 000 år siden gjorde isen et siste framstøt i Trondheimsområdet, og dannet enda en randmorene før isen trakk seg helt tilbake. Sør-Trøndelag ble isfritt for ca. 9 000 år siden.



Figur 5.4 (a) Rekonstruksjon av breens bevegelser i Sør-Trøndelag under siste istid (Reite, 1990). (b) Kart som viser landarealer dekket av hav under isavsmeltingen (Reite, 1990).

Havet nådde på sitt høyeste ca. 100 m høyere i kyststrøkene, under isavsmeltingen, enn hva som er tilfellet i dag. I Trondheimsområdet nådde havet ca. 175 m høyere, mens det nesten var 200 m høyere enn dagens nivå i Selbu. Det høyeste nivået havet nådde under forrige istid blir omtalt som marin grense. Årsaken til det høye havnivået under isavsmeltingen, og nivåets stigning mot øst, var vekten av ismassene som presset jordskorpa nedover. Tykkelsen på innlandsisen tiltok mot øst, i retning Selbu, og nedpressingen var derfor større der enn i de vestlige delene av fylket. Istyngden avtok etter hvert som isen smeltet og følgelig hevet landet seg. Samtidig økte vannmengden i havet på grunn av smeltevann fra breene. Den registrerte forskyvningen av strandlinja skyldes hovedsakelig samspillet mellom disse faktorene. Jordskorpa hever seg fremdeles, og strandlinja forskyves i dag med 2-3 mm pr. år.

Løsmassene blir generelt inndelt etter dannelsesmåte og avsetningsmiljø. Stort sett alle løsmassene i Sør-Trøndelag er dannet under siste nedising og i tiden som har gått etter at området ble isfritt. Nedenfor følger en beskrivelse av de mest opptredende løsmassene i Rissa.

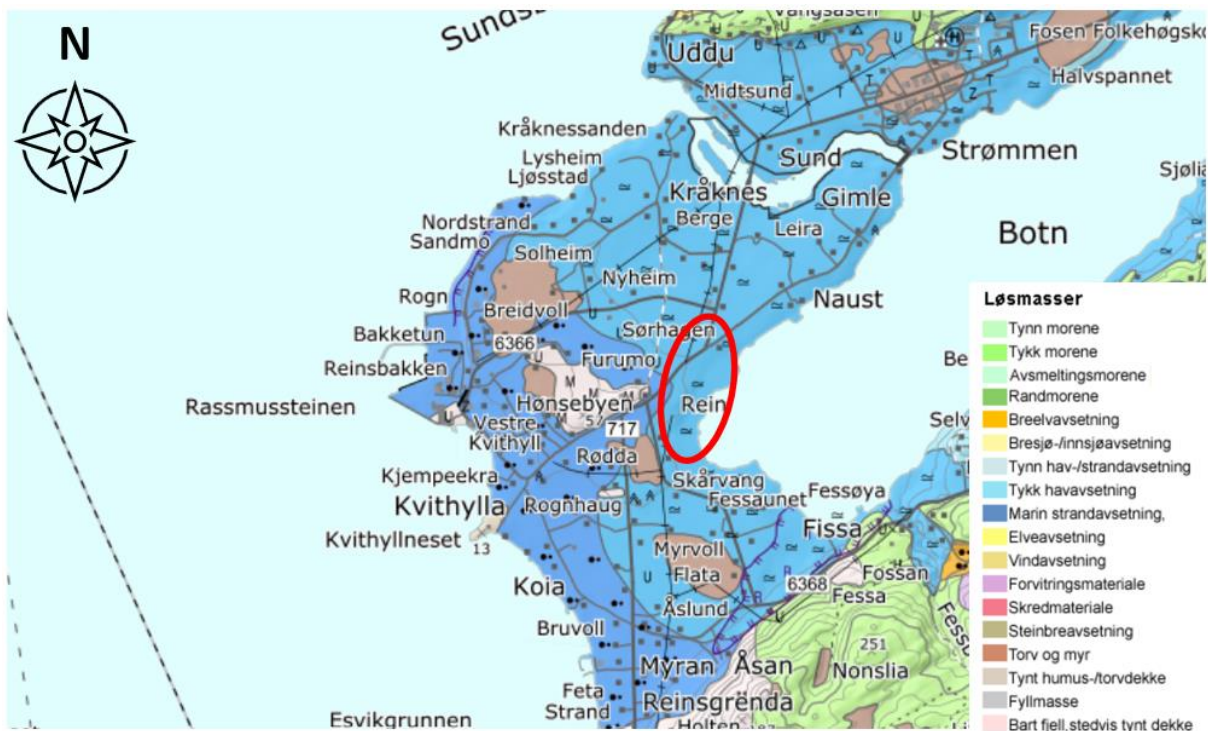
Morenemateriale er materialer som breen har revet med seg eller skredmasser mottatt fra bergskrentene omkring. Materialet har deretter blitt oppknuet og malt mellom breens såle og underlaget, og i noen grad også inne i breen. Materialet er deretter avsatt foran, langs sidene eller under breen. Avsetninger som er dannet ved at strømmende smeltevann fra breene har gravd i løsmasser eller berggrunnen, er omtalt som breelvavsetninger. Materialet ble deretter transportert med smeltevannet og avsatt der strømningshastigheten avtok. Marine strandavsetninger er dannet av bølge- og strømkraft i strandsonen, og ligger oftest som et tynt dekke over de andre løsmassene eller rett på berggrunnen. Grus og sand er de vanligste kornstørrelsene i avsetningstypen, men størrelsen kan være opptil blokk. Marine strandavsetninger forekommer i alle områder mellom nåtidens strand og den marine grense. Hav- og

fjordavsetninger er finkornede løsmasser bunnfelt i havet eller fjorder. Landhevingen siden forrige istid gjør at denne avsetningstypen finnes høyt over dagens havnivå. De dominerende kornstørrelsene i avsetningen er silt og leir. Leirtykkelsen kan ofte være mer enn 50 m i hav- og fjordavsetninger i Trondheimsområdet. I Sør-Trøndelag har de fleste hav- og fjordavsetningene et leirinnhold mellom 25-50 %, som lokalt kan overstige 50 %. Siltinnholdet varierer, men er hovedsakelig på 30-70 %, og det øvrige materialet består av sand, litt grus og noe spredt stein og blokk.

5.2.2 Løsmasser

Det kvartærgeologiske løsmassekartet i figur 5.5 viser at området på vestsiden av innsjøen Botn hovedsakelig består av hav- og fjordavsetninger, marine strandavsetninger samt noe torv og myr. Rundt Reins kloster, vest for tiltaksområdet, er det bart fjell med stedvis tynt løsmassedekke. Ifølge løsmassekartet (NGU) er hav- og fjordavsetningene opptil flere ti-talls meter tykke i området, mens de marine strandavsetningene ofte ligger som et forholdsvis tynt dekke over berggrunn eller andre sedimenter. På sørsiden av Botn er det en del morenemateriale. Avsetningene er normalt mindre enn 0,5 m tykke i området.

Slik løsmassekartet i figuren nedenfor viser, består tiltaksområdet tilnærmet utelukkende av hav- og fjordavsetninger.



Figur 5.5 Løsmassekart for det aktuelle området i Rissa (NGU). Tiltaksområdet er markert med en rød ellipse.

5.2.3 Kvikkleire

På grunn av de store mengdene hav- og fjordavsetninger i Rissa, og spesielt i tiltaksområdet, er det sentralt å forklare hva kvikkleire er, siden det potensielt kan være store forekomster av materialet.

Opprinnelig har hav- og fjordavsetninger salt i porevannet, siden de er avsatt i sjøvann (NVE, 2021). Sedimentasjonsprosessen har skjedd sakte i tilnærmet stillestående vann med små og tilnærmet flate leirpartikler. Saltet i sjøvannet gjør at kantene til leirpartiklene er bundet sammen ved hjelp av elektriske ladninger, noe som resulterer i at det dannes en slags korthusstruktur hvor de store porene er fylt med saltvann. Så lenge det er saltvann i porene er bindingene mellom leirpartiklene sterke. Landhevingen etter forrige istid gjør at hav- og fjordavsetningene har kommet opp på land og er utsatt for erosjon. Mye av saltet i porevannet har dermed blitt vasket ut. Lavt saltinnhold i porevannet gjør at bindingene mellom leirpartiklene blir svekket, og partikkeloppbyggingen bryter lettere sammen. Slik utvasket leire blir kalt kvikkleire. I utgangspunktet er kvikkleire fast og tåler stort trykk i vertikalretning, men om den blir utsatt for overbelastning kan strukturen klappe sammen. Leirpartiklene vil da flyte i sitt eget porevann.

Kvikkleire er det mest ekstreme tilfellet av sprøbruddmaterialer, og ifølge NVEs veileder *Sikkerhet mot kvikkleireskred* (NVE, 2019) har sprøbruddmaterialer omrørt skjærstyrke $s_{u,r}$ under eller lik 2 kPa. Det er dermed mulig å påvise sprøbruddmaterialer f.eks. ved konusforsøk i laboratoriet.

5.2.4 Terreng- og grunnforhold

Området på vestsiden av Botn er geoteknisk et godt undersøkt område. Det er siden 1974 (Cederstöm, 2018) utført en rekke grunnundersøkelser ifb. med blant annet nye fv. 717 og masteroppgaver. De utførte grunnundersøkelsene i og rundt tiltaksområdet er vist i oversiktskartet i tillegg C.3. I denne oppgaven er NGIs rapport nr. 20091264-00-36-R og 20091264-00-38-R *Rv. 717 Sund-Bradden* (Enlid, 2009b; 2009a), samt SVVs rapport nr. Ud926A-GEOT-R01 *Fv. 717 Sund-Bradden* (Cederstöm, 2018) valgt som grunnlag for å beskrive og tolke grunnforholdene i tiltaksområdet. Alle disse rapportene er tilgjengelige og kan lastes ned fra <https://geo.ngu.no/kart/nadag/>.

Slik som nevnt innledningsvis ligger tiltaksområdet mellom profil 1400 og 1550 i den prosjekterte vegtraseen mellom Sund og Bradden. Tiltaksområdet faller derfor innenfor den delen av prosjektområdet som blir kalt Reinstunnelen i de tidligere geotekniske rapportene, fordi det opprinnelig var prosjektert en løsmassetunnel mellom profil 1350 og 1450 (Enlid, 2009a; Cederstöm, 2018). I dag er dette området bedre kjent som Reinsalleen. Figur 5.6 viser terrengforholdene rundt tiltaksområdet. Terrenget stiger slakt i sørvestlig-retning fra Kvithyllkrysset ved profil 1150 til Reinsalleen ved profil 1400. Videre ned mot profil 1570 synker terrenget, og mellom profil 1400 og 1570 har terrenget i tillegg et tverrfall mot Botn i øst. Terrengt synker også videre fra strandlinjen til Botn. Det høyeste punktet innenfor tiltaksområdet er omtrent ved kote 15, og ligger derfor godt under marin grense som er omtrent ved kote 160 i området.

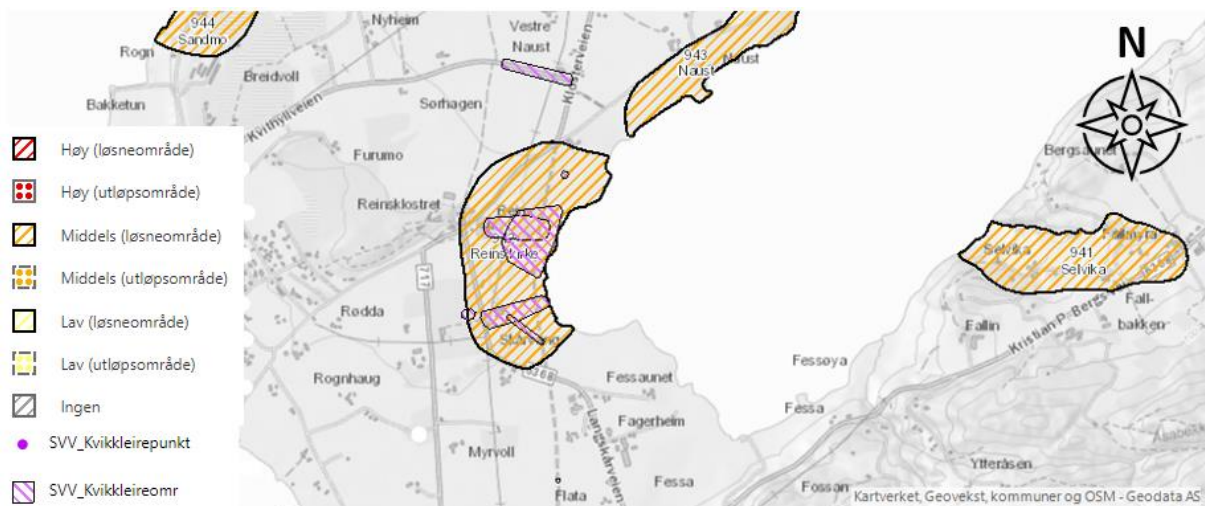
Grunnundersøkelsene viser at dybden til berg er 22 m ved Reinsalleen og at løsmassetykkelsen avtar i retning Botn (Cederstöm, 2018). Nede i skråningen ved Botn er løsmassetykkelsen liten og dybden til berg er 4 m. På det tilnærmet flate partiet fra profil 1400 og nordøstover er dybden til berg mellom 19 og 25 m. Snderingene viser at topplaget i hele tiltaksområdet består av tørrskorpeleire. Oppe ved Reinsalleen er topplaget omtrent 3-4 m tykt, og avtar til omtrent én meters tykkelse i bunnen av skråningen ved Botn. Mellom tørrskorpeleira og berggrunnen er det leire som delvis utviser sprøbruddoppførsel, se neste avsnitt.

Casestudie – Rissa

Hele tiltaksområdet ligger innenfor kvikkleiresonen 942 Rein kirke som er vist i figur 5.7. Det er påvist kvikkleire i borehull 15-1, prøveserien viser at $s_{u,r} \leq 2$ kPa ved dybde 7-8 m. Resultatene fra rutineundersøkelsene i borehull 15-1 er vist i tillegg E.2.



Figur 5.6 Utsnitt fra hoydedata.no (Kartverket) som viser terrengforholdene rundt tiltaksområdet. Tiltaksområdet er markert med en rød ellipse.



Figur 5.7 Utsnitt fra NVE (NVE) sitt naturfarekart over kvikkleiresoner.

5.3 Analyser

I det påfølgende delkapitlet vil beregningsmodellen, meshet og materialparameterne benyttet i PLAXIS 3D bli presentert og diskutert.

5.3.1 Beregningsmodell

Slik som nevnt under kapittel 5.2.4 Terreng- og grunnforhold er vestsiden av Botn geoteknisk godt undersøkt, og det er utført mange sonderinger (CPTU, total- og dreietrykksonderinger) og prøvetakinger innenfor tiltaksområdet. Det er derfor valgt ti representative sonderinger for å beskrive grunnforholdene i tiltaksområdet. De representative borehullene med tilhørende relative koordinater er listet opp i tabell 5.1, mens koordinatene til borehullene i koordinatsystem NTM sone 9 og høydesystem NN2000 er vist i tillegg C.4. De relative koordinatene er bestemt ved å plassere et borehull i origo, og deretter beregne koordinatene til de øvrige borehullene ut fra avstanden til det valgte borehullet i origo. Her er det valgt å plassere borehull 11 i origo. Borehullnavnene referer til oversiktskartet i tillegg C.3.

Tabell 5.1 Relative x-, y- og z-koordinater for de 10 representative sonderingene i tiltaksområdet.

Borehull	Relativ x-koordinat	Relativ y-koordinat	Relativ z-koordinat
11	0,0	0,0	0,0
RT5	1,9	43,9	-1,6
13	39,5	-6,5	-1,3
RT6	45,9	75,8	-6,6
15_2018	55,2	-39,8	0,5
14	82,3	6,7	-3,6
RT10	91,8	96,3	-10,7
RT9_2	133,4	79,5	-12,6
102	134,9	18,2	-7,4
U-20	128,7	-14,2	-4,4

Lagdelingen i de ulike borehullene er tolket ut fra de tidligere grunnundersøkelsene. Selv om det er påvist sprøbruddmateriale i borehull 15-1 er det valgt å ikke modellere dette som et eget lag i beregningsmodellen. Tillegg E.3 viser to eksempler på hvordan lagdelingen er tolket, for sonderingene i borehull 11 og RT5 i profil 1-1' og borehull 13 og RT6 i profil 2-2'. Plasseringen til profilene er vist i oversiktskartet i tillegg C.3. For øvrige sonderingsresultater henvises det til f.eks. SVVs rapport nr. Ud926A-GEOT-R01 (Cederstöm, 2018). Tolket lagdeling for alle borehullene er oppsummert i tabell 5.2. Slik som beskrevet i kapittel 5.2.4 består grunnen av et topplag av tørrskorpeleire, over et lag med leire som delvis utviser sprøbruddoppførsel. Leira ligger direkte på bergoverflaten.

Tabell 5.2 (a) og (b) Lagdeling i de 10 borehullene.

(a)

Borehull	11	RT5	13	RT6	15_2018
Kote terreng-overflate [m]	0,0	-1,6	-1,3	-6,6	0,5

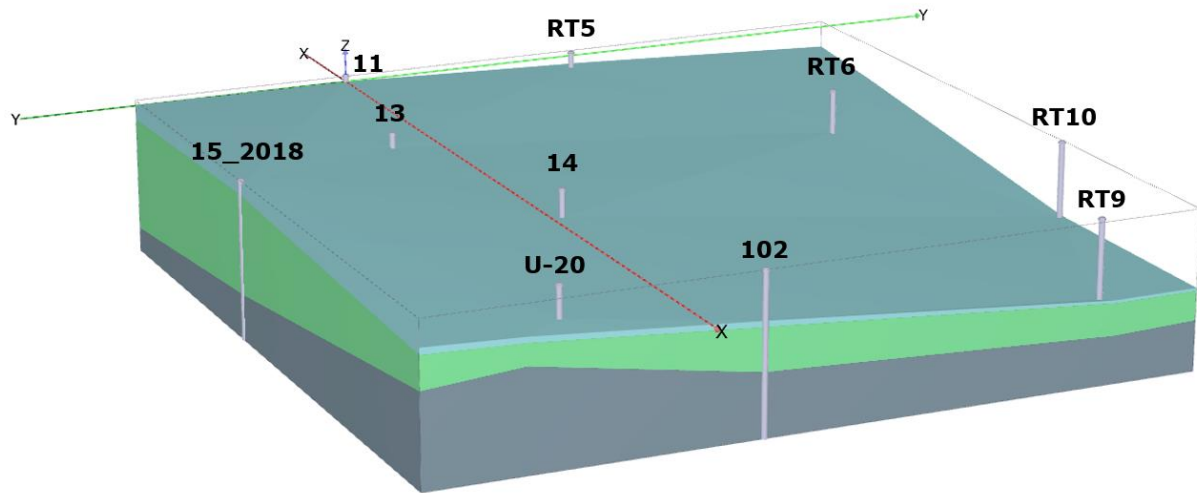
Kote topp leirelag	-3,0	-4,1	-4,3	-7,6	-1,5
Kote topp berg-overflate [m]	-24,5	-24,6	-23,3	-23,3	-19,0

(b)

Borehull	14	RT10	RT9_2	102	U-20
Kote terreng-overflate [m]	-3,6	-12,3	-12,6	-7,4	-4,4
Kote topp leirelag	-4,6	-12,8	-13,1	-8,4	-5,4
Kote topp berg-overflate [m]	-12,0	-16,3	-18,7	-15,9	-27,0

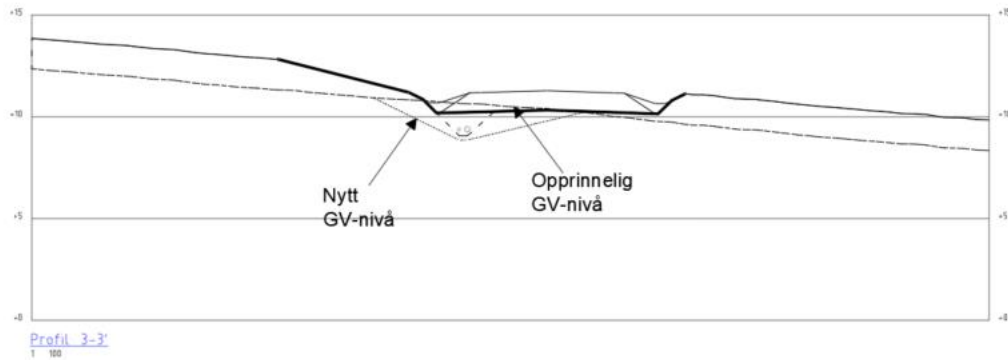
Tiltaksområdet er i PLAXIS 3D modellert med borehull-funksjonen. I PLAXIS er borehull posisjoner i modellen hvor informasjon om lagdeling og grunnvannsnivå er gitt som inngangsparametere. Når det er definert flere enn ett borehull vil PLAXIS 3D automatisk interpolere mellom disse, og opprette en lagdeling på bakgrunn av informasjonen i de ulike borehullene (Brinkgreve *et al.*, 2021d). Lagdelingen vil til slutt interpoleres mellom de ytre horisontale grensene (x_{min} , x_{max} , y_{min} og y_{max}) gitt i starten av prosjektet. Når det er flere enn tre borehull er ikke lagdelingen entydig gitt, og PLAXIS interpolerer mellom de ulike borehullene i en bestemt rekkefølge. Rekkefølgen er avhengig av enten opprettelsesrekkefølgen, navnet eller posisjonen til borehullene. Her er det valgt at interpolasjonen skal skje etter opprettelsesrekkefølgen. Borehullene er opprettet i den rekkefølgen som er gitt av tabell 5.1. Borehull-funksjonen med lagdelingen gitt i tabell 5.2 gir beregningsmodellen vist i figur 5.8, hvor $x_{min} = 0$ m, $x_{max} = 135$ m, $y_{min} = -40$ m og $y_{max} = 97$ m. Siden bergoverflaten ikke er horisontal, er det valgt å modellere berget med et sterkt og stivt materiale som ikke tillater forskyvninger. Materialparameterne til laget er gitt i kapittel 5.3.3. Ut fra de tidligere grunnundersøkelsene er det antatt at grunnvannsnivået ligger i overgangen mellom topp- og leirlaget i hele beregningsmodellen.

Selv om skråningen i virkeligheten ikke er symmetrisk om noen av de horisontale sideflatene, er det valgt å benytte SS iht. kapittel 2.2.7 som grensebetingelser. SS gjør det, som nevnt flere ganger tidligere, enklere å utelukkende bestemme 3D-effektene forårsaket av seksjonsvis utgraving, og gir i tillegg et mer konservativt estimat av sikkerhetsfaktoren F_3 enn RR.

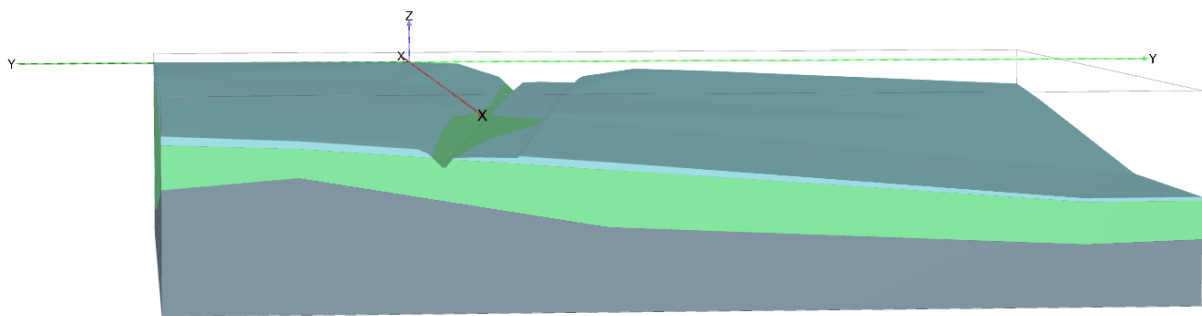


Figur 5.8 Beregningsmodellen fra PLAXIS 3D som viser plasseringen av borehullene, samt terrenget før planlagte tiltak.

De to tiltakene, vegskjæringen og grøfta, er innført i beregningsmodellen ved å opprette fire representative tverrsnitt (*surfaces*) i PLAXIS 3D, som beskriver tiltakene i 2D. Tverrsnittene er generert fra den tilgjengelige 3D-modellen i Novapoint, og snittene med tilhørende koordinater er vist i tillegg D.1 og D.2. Tiltak 1 og 2 er opprettet hver for seg, slik tabellene i tillegg D.2 indikerer. For at tiltakene skal strekke seg gjennom hele tiltaksområdet er profil 1 i tillegg D.1 projisert ned på yz-planet i $x = x_{min} = 0$ m, og profil 4 projisert ned på yz-planet i $x = x_{max} = 135$ m. Jordvolumet som skal graves ut for de to tiltakene, og deaktiveres i PLAXIS, er dannet ved funksjonen *blend surfaces* i PLAXIS 3D. Denne funksjonen kan blant annet koble sammen to flater med en ny overflate (Brinkgreve *et al.*, 2021d), og sammen danner disse flatene et volum. Slik flyttdiagrammet i figur 5.12 viser er de to tiltakene innført i hver sin fase. Figur 5.9 viser hvordan beregningsmodellen ser ut i profil 3-3' etter at begge tiltakene er innført. Gravearbeidet vil for begge tiltakene bli utført tørt, og overskuddsvannet må derfor pumpes eller ledes ut av utgraving der det er mulig. Dette gjør at grunnvanns(GV-)nivået vil synke i området rundt vegskjæringen og grøfta. En forenkling av det senkede grunnvannsnivået er vist i figuren nedenfor, og modellert på samme måte i PLAXIS. Figuren viser det nye grunnvannsnivået etter at begge tiltakene er innført, men for enkelthets skyld er nivået senket til under UK grøft før tiltak 1 innføres i fase 5. I figur 5.10 er det vist hvordan beregningsmodellen ser ut etter at begge tiltakene er innført.



Figur 5.9 Skisse av hvordan grunnvannsnivået forenklet er senket i området rundt vegskjæringen og grøfta.



Figur 5.10 Beregningsmodell etter at både vegskjæring og (kontinuerlig) grøft er gravd ut.

Etter at sikkerheten for situasjonen med kontinuerlig grøft, dvs. at grøfta strekker seg gjennom hele beregningsmodellen, er beregnet, er det ønskelig å studere effektene av seksjonsvis utgraving. De definerte grøfteparametrene fra forstudien gjelder også her, se figur 4.2. Det er valgt å undersøke 3D-effektene ved seksjonslengder $B_{u,bunn} = 6; 9; 12; 15$ og 20 m. Effektene av seksjonsvis utgraving må bli undersøkt i det området stabiliteten er lavest dersom grøfta graves kontinuerlig, fordi det er i dette området seksjonsvis utgraving vil ha størst effekt. For enkelhets skyld er det benyttet samme senket grunnvannsnivå, som presentert ovenfor, i disse analysene også, selv om GV-nivået langt unna grøfteseksjonen ikke vil være like påvirket som denne GV-modellen indikerer.

Slik som figur 5.10 viser har grøftetverrsnittet en relativ forskyvning i både x-, y- og z-retning. Lengden av den kontinuerlige grøfta i beregningsmodellen er derfor gitt av ligning (5.1). Forholdet mellom $L_{grøft}$ og $B_{u,bunn}$ representerer i casestudien det samme forholdet som $B/B_{u,bunn}$ i forstudien. Bredden på den tredimensjonale modellen er mindre interessant når grøftetverrsnittet ikke er rett.

$$L_{grøft} = \sqrt{(\Delta x)^2 + (\Delta y)^2 + (\Delta z)^2} = 136,5 \text{ m} \quad (5.1)$$

Verdien til alle grøfteparameterne er presentert i tabell 5.3. Diameteren på overvanns- og drensledningen er hhv. 250 og 150 mm. Ledningene vil bli plassert ved siden av hverandre i grøfta, slik som vist i figur 5.2. I bunnen av grøfta vil det bli lagt et ledningsfundament for å beskytte rørene, og på bakgrunn av diameteren på ledningene er det derfor nødvendig med ei grøft som er 0,4 m bred i bunnen. Grøftene er på det dypeste 3 m dyp fra UK vegtrau, og grøfter som er dypere enn 2 m kan ikke utføres med vertikale grøftevegger med mindre de avstives (Forskrift om utførelse av arbeid, 2011). Grøfteveggene er derfor valgt å ha helning 1:1. Dette er ansett som en forsvarlig helning jf. kravet i Forskrift om utførelse av arbeid (2011) §21-7.

Tabell 5.3 Grøfteparametere i casestudien.

<i>Skråningsparameter</i>	<i>Verdi</i>
$B_{u,bunn}$	6; 9; 12; 15; 20 m
$L_{u,bunn}$	0,4 m
b_u	1

Hele beregningsprosedyren, med alle fasene, er vist i figur 5.12.

5.3.2 Mesh

Meshet er generert i PLAXIS 3D med alternativet veldig fin elementfordeling. PLAXIS utfører automatisk mesh-forfining rundt konstruksjonsdeler, laster og foreskrevne forskyvninger for å gi et mesh med god kvalitet i hele beregningsmodellen (Brinkgreve *et al.*, 2021d). Det er mulig å påvirke den automatiske mesh-forfiningen ved blant annet å justere faktoren e som styrer minimum elementstørrelse. Denne parameteren er som standard satt lik 5×10^{-3} . Ingen elementer, i beregningsmodellen, vil være mindre enn e multiplisert med diagonalen til den omsluttende boksen rundt hele modellen (engelsk: *bounding box diagonal*) i PLAXIS. Denne minimale elementstørrelsen er heretter omtalt som e_{min} .

Beregningsmodellen i casestudien består av mange volum (lagdeling, vegskjæring, grøfteseksjoner m.m.) som delvis overlapper hverandre, og gir derfor flere små volum hvor det skal opprettes 10-nodede tetraedriske elementer. Standardverdien til e gir 364 advarsler, om blant annet genererte elementer som er mindre enn e_{min} , og det blir derfor ikke opprettet et fullgodt mesh. For å forsøke å eliminere noen av advarslene er e_{min} redusert til 5×10^{-4} . Dette gir 355 028 elementer og 491 388 noder, samt 161 advarsler om små volum hvor det ikke er mulig å generere et fullgodt mesh. Disse små volumene er hovedsakelig langs toppen av grøfta, i grøftas lengderetning. Inspeksjonen av resultatene i PLAXIS 3D Output viser at spenningsfordelingen mellom elementene er noe diskontinuerlig i dette området, men dette er ansett som akseptabelt siden skjærflaten ikke vil gå ut gjennom dette området. Uansett blir ikke casestudien utført for å bestemme den tredimensjonale stabiliteten F_3 , men for å bestemme 3D-effektene. Alle analysene blir utført på den samme beregningsmodellen, og modellen blir i så måte kun sammenlignet med seg selv. Dette gjør at det verken er nødvendig å utføre en like detaljert mesh-sensitivitetsstudie som i forstudien, for at modellen skal produsere det eksakte resultatet, eller forfine meshet i de nevnte områdene for å eliminere alle advarslene.

5.3.3 Materialparametere

For leirlaget er det valgt å benytte SHANSEP NGI-ADP som jordmodell, og skjærstyrken s_u er derfor modellert av SHANSEP-prinsippet som beregner styrken basert på tidligere overlaging (se kapittel 2.1.3 og ligning (2.8)). Når SHANSEP-prinsippet blir aktivert i jordmodellen NGI-ADP blir NGI-ADP-parametere i tabell 2.2 ubetydelige. Disse parametere blir kun benyttet frem til prinsippet er aktivert, og etter aktiveringen er det de tre materialparametere i tabell 2.3 som har betydning for skjærstyrken. Hardening Soil er valgt som jordmodell for å modellere den drenerte oppførselen til tørrskorpeleira. I de påfølgende avsnittene vil parametere til leira og tørrskorpeleira bli presentert og diskutert. Materialparametere er avslutningsvis oppsummert i tabell 5.8 og tabell 5.9. Slik som nevnt under kapittel 5.3.1 er berget modellert med et eget lag. Materialparametere til dette laget er presentert i tabellen nedenfor, og ikke videre diskutert. For alle materialene er de parametere som ikke er presentert her valgt som standard iht. *PLAXIS 3D Reference Manual* (Brinkgreve *et al.*, 2021d). Slik som poengtert flere ganger nedenfor, og i forstudien, er det en rekke materialparametere som ikke har betydning for bruddmekanismen og sikkerhetsfaktoren. Siden PLAXIS uansett krever en inngangsverdi er verdiene til disse parametere også valgt ut fra erfaringsparametere og etablerte sammenhenger i litteraturen.

Tabell 5.4 Inngangsparametere til laget *Berg* i PLAXIS 3D, jordmodell Mohr-Coulomb.

<i>Materialparametere</i>	<i>Verdi</i>
γ_{unsat}	25,00 kN/m ³
γ_{sat}	25,00 kN/m ³
E'	100×10^6 kPa
c'_{ref}	500,0 kPa
φ'	45,00°

De utførte laboratorieundersøkelsene viser at den gjennomsnittlige tyngdetettheten til tørrskorpeleira er 20 kN/m³, mens den gjennomsnittlige tyngdetettheten til leira er 19,5 kN/m³ (Enlid, 2009b). Siden grunnvannsnivået er plassert i overgangen mellom topp- og leirlaget er den våte tyngdetettheten ubetydelig for tørrskorpeleira, og den tørre ubetydelig for leira. For tørrskorpeleira er derfor $\gamma_{unsat} = \gamma_{sat} = 20$ kN/m³ valgt, mens for leirlaget er $\gamma_{unsat} = \gamma_{sat} = 19,5$ kN/m³.

Slik som nevnt under teorikapitlet om Hardening Soil er stivheten i denne jordmodellen beskrevet av de tre parametere E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} og E_{ur}^{ref} , og ofte er $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$ og $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$. Siden det verken er utført ødometer- eller treaksialforsøk på tørrskorpeleira, og stivheten ikke påvirker skråningsstabiliteten, slik som poengtert i forstudien, er E_{50}^{ref} og E_{oed}^{ref} valgt konservativt lik 10 000 kPa. Dette gir at $E_{ur}^{ref} = 30 000$ kPa. Potensen m er vanligvis 0,5 for sand og 1 for leire, slik som nevnt i kapittel 2.1.4. Det er antatt at tørrskorpeleira utviser en oppførsel som ligner mer på sand enn leire, og m er derfor valgt lik 0,5. Ifølge Schanz, Vermeer og Bonnier (2019) er 0,2 en realistisk verdi for tverrkontraksjonstallet ν_{ur} i løst pakket sand, samt at dette er standardverdien i PLAXIS. På bakgrunn av dette er $\nu_{ur} = 0,2$ i de påfølgende analysene. Styrkeparametere, c' og φ' , til tørrskorpeleira er valgt på bakgrunn av de anbefalte verdiene i *Håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging* (Vegdirektoratet, 2018). Håndboka anbefaler å benytte $c' = 0$ kPa og $\varphi' = 30^\circ$ for tørrskorpeleirer. Dette er veldig konservative verdier, og her er det

valgt å øke kohesjonen til 3 kPa for å unngå at jorden i beregningsmodellen kollapser. Slik som poengtert i forstudien er det viktig å være forsiktig med å velge en for stor positiv verdi på dilatansvinkelen, og ψ er derfor også her valgt lik 0° både for topp- og leirlaget. *POP* og *OCR* er valgt lik hhv. 0 og 1, fordi det vil bli tatt hensyn til den tidligere overlagingen direkte i beregningsmodellen. Dette vil bli forklart mer detaljert senere i kapitlet, ifb. jordmodellen NGI-ADP-S. Hviletrykkskoeffisientene, $K_{0,x}$, $K_{0,y}$ og $K_{0,NC}$, er automatisk generert i PLAXIS fra uttrykket i ligning (2.14), som gir at koeffisientene er lik 0,5.

Et perfekt inkompressibelt, isotropt materiale som er deformert elastisk ved små tøyninger vil ha $\nu = 0,5$. Fult vannmettede, udrenerte leirer er antatt å være tilnærmet inkompressible, dvs. at bulkmodulen K er høy, siden vannet ikke kan strømme ut. Dersom K i ligning (5.2) nærmer seg uendelig, vil $\Delta\varepsilon_v$ bli tilnærmet null. Når $\Delta\varepsilon_v$ i ligning (5.3) er lik null vil ν være lik 0,5, slik som vist i ligning (5.4). Det udrenerte tverrkontraksjonstallet ν_u for leirlaget er derfor valgt lik 0,495, dvs. tilnærmet lik 0,5. Av numeriske årsaker er det ikke mulig å velge ν_u lik 0,5 i PLAXIS (Brinkgreve *et al.*, 2021d).

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{\Delta p'}{K} \quad (5.2)$$

$$\Delta\varepsilon_v = (1 - 2\nu)\Delta\varepsilon_1 \quad (5.3)$$

$$\begin{aligned} 0 &= (1 - 2\nu)\Delta\varepsilon_1 \\ \Rightarrow 1 - 2\nu &= 0 \\ \Rightarrow \nu &= \frac{1}{2} \end{aligned} \quad (5.4)$$

Ved en fult drenert tilstand er tverrkontraksjonstallet ν' generelt mellom 0,3 og 0,4 for leirer. Siden tallet ikke påvirker skråningsstabiliteten, men beskriver deformasjonen av materialet, er middelveien $\nu' = 0,35$ valgt. I likhet med E-modulen påvirker heller ikke skjærmodulen skråningsstabiliteten, og forholdet G_{ur}/s_u^A er derfor forenklet beregnet ut fra sammenhengen mellom E og s_u (Duncan og Buchignani, 1976) presentert i forstudien, og sammenhengen mellom G og E uttrykt av ligning (5.5). Når $E = 600s_u$ og $\nu_u \approx 0,5$ gir ligning (5.5) at $G = 200s_u$, slik som vist i ligning (5.6). Forenklet er derfor G_{ur}/s_u^A valgt lik 200 for leirlaget, selv om leirer generelt oppfører seg stivere ved avlasting/omlasting enn ved pålasting.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5.5)$$

$$G = \frac{600 s_u}{2(1 + 0,5)} = 200 s_u \quad (5.6)$$

Ifølge *PLAXIS 3D Reference manual* (Brinkgreve *et al.*, 2021d) viser rapporterte laboratorieforsøk i litteraturen at bruddtøyingene γ_f^E , γ_f^{DSS} og γ_f^C varierer mellom hhv. 3 og 8 %, 2 og 8 %, og 0,5 og 4 %. Siden bruddtøyingene ikke har betydning for stabiliteten til skråningen, i likhet med stivhetsmodulene og tverrkontraksjonstallet, er tøyingene valgt konservativt ut fra erfaringsverdiene presentert i PLAXIS-manualen; $\gamma_f^E = 3$ %, $\gamma_f^{DSS} = 2$ % og $\gamma_f^C = 1$ %.

NGI (Enlid, 2009a) har tolket aktivt skjærstyrkeprofil, hovedsakelig fra CPTU-sonderinger, i seks borehull innenfor tiltaksområdet. De seks borehullene med tilhørende relative koordinater er presentert i tabell 5.5. Tolket skjærstyrkeprofil er vist i tillegg E.1. For å tolke skjærstyrke fra CPTU-sonderinger er det nødvendig å benytte f.eks. korrelasjonene presentert av Karlsrud *et al.* (2005) i *CPTU Correlations for clays*.

Tabell 5.5 Utførte CPTU-sonderinger innenfor tiltaksområdet, hvor skjærstyrkeprofilen er tolket i NGIs rapport nr. 20091264-00-38-R (Enlid, 2009a).

Borehull	Relativ x-koordinat	Relativ y-koordinat
11	0,0	0,0
RT6	45,9	75,8
10	8,296	19,01
RT3	1,096	-2,99
RT4	8,196	19,11
RT8	11,4	82,30

De tolkede skjærstyrkeprofilene viser at referanseskjærstyrken $s_{u,ref}^A$ varierer mellom 25 og 32 kPa, og er lavest i borehull RT8. I borehull RT8 er løsmassetykkelsen beskjedent sammenlignet med de andre borehullene, og maksimal skjærstyrke er 31 kPa. Skjærstyrkeøkningen med dybden $s_{u,inc}^A$ er lavest og lik 2 kPa/m i borehull 10 og 11, og høyest og lik 3,1 kPa/m i borehull RT4. Slik de tolkede skjærstyrkeprofilene også viser er den aktive skjærstyrken konstant de øverste 7,5 meterne i store deler av tiltaksområdet, mens lengst sør i området, ved borehull RT6 og RT8, er skjærstyrken konstant de øverste 4 til 6 meterne. Sett hele tiltaksområdet under ett er topplaget omtrent 2 m tykt, som vil si at skjærstyrken er konstant de øverste 2 til 5,5 meterne av leirlaget. I denne oppgaven er det valgt å ha like materialparametere for all leire i tiltaksområdet, og for å ikke overestimere den maksimale skjærstyrken betydelig, i borehull RT8 og lengst sør i tiltaksområdet, er $s_{u,ref}^A$ valgt lik 28 kPa, $s_{u,inc}^A = 2,2$ kPa/m og $z_{ref} = -5,5$ m. Dette gir $s_{u,max}^A$ omtrent lik 33,5 kPa ved 8 meters dyp i borehull RT8. Sammenlignet med tolkningene til Enlid (2009a) overestimerer disse parameterne $s_{u,max}^A$ med omtrent 2,5 kPa.

Treksialforsøkene i borehull RT8, som er av beste prøve kvalitetsklasse⁴, antyder at anisotropiforholdet $s_u^P/s_u^A = 0,33$ (Enlid, 2009a). Dette er i overensstemmelse med artikkelen *En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer* (Thakur *et al.*, 2014) som anbefaler $s_u^P/s_u^A = 0,35$ for leirer med lav plastisitetindeks. Sprøbruddmaterialer i Norge kan ha plastisitetindeks ned mot 5 %

⁴ Betegner hvor forstyrret og forurenset prøven er, og det eksisterer flere metoder å indikere prøve kvalitet på. Ved treksialforsøk er det vanlig å klassifisere prøve kvaliteten etter følgende skala: meget god, god, bra, dårlig og meget dårlig.

fordi de generelt har et høyt siltinnhold (Fauskerud *et al.*, 2012). Det er ikke utført direkte skjærforsøk for å bestemme anisotropiforholdet s_u^{DSS}/s_u^A , og forholdet er derfor satt lik 0,67 iht. anbefalingen, for leirer med lav plastisitetsindeks, i den overnevnte artikkelen.

Ifølge Enlid (2009a) viser CPTU-sonderingene og ødometerforsøkene at grunnen sørøst for ryggen Reinsalleen følger, dvs. ved borehull RT10 og RT9_2, er konsolidert for spenninger tilsvarende terreng på ca. kote +12 og effektiv tyngdetetthet på 9 kN/m³. Dette tilsvarer en 9 til 10 m tykk overlaging i borehull RT10 og RT9_2 tidligere. Lengre opp i skråningen, ved Reinsalleen, er grunnen tilnærmet normalkonsolidert. De fem øverste meterne antas å være noe overkonsolidert med OCR mellom ca. 2 og 10 som følge av grunnvannsfluktuasjoner og aldring, mens under fem meters dyp er OCR mellom 1,1 og 1,5 som følge av aldringseffekter (Enlid, 2009a). Med bakgrunn i disse tolkningene er det antatt at tykkelsen på den tidligere overlagingen avtar oppover i skråningen, som heller ned mot innsjøen Botn i tiltaksområdet. Opplysningene om den tidligere overlagingen gjør at skjærstyrken i leirlaget kan modelleres med SHANSEP-prinsippet, slik som nevnt innledningsvis.

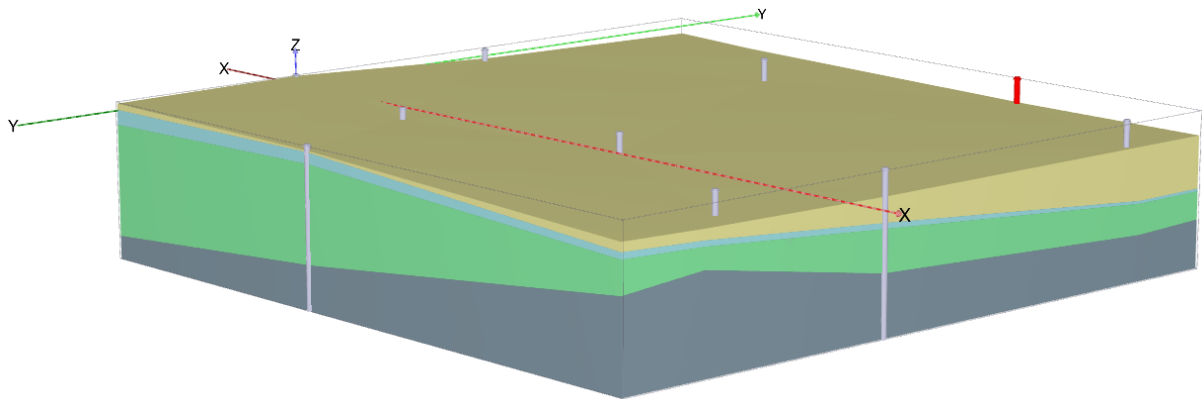
Den tidligere overlagingen er innført som et eget lag i PLAXIS, og tolket tykkelse på overlagingen er presentert tabell 5.6. Materialparameterne til laget er presentert i tabell 5.7. Spenningene i den initiale fasen er derfor generert med bakgrunn i den tidligere overlagingen. Beregningsmodellen i initiell fase er vist i figur 5.11, og slik figuren viser er det antatt at terrenget har vært tilnærmet horisontalt tidligere. Flyttdiagrammet i figur 5.12 viser at overlagingen er deaktivert i fase 2, og SHANSEP-prinsippet deretter aktivert i fase 3. Når overlagingen er deaktivert vil jordmodellen huske den maksimale spenningen i leirlaget, fra de foregående fasene, som σ'_p . Frem til SHANSEP-prinsippet er aktivert oppfører alle materialene seg som drenerte iht. manualen om NGI-ADP-S (Panagoulas, Vilhar og Brinkgreve, 2018). Dette er det mulig å ta hensyn til ved funksjonen *Ignore undrained behaviour* i PLAXIS. I fase 1 blir jorden konsolidert slik at det eventuelle poreovertrykket blir jevnet ut. For å kunne konsolidere jorden er permeabiliteten k satt isotrop og lik $0,1 \times 10^{-4}$ og $0,1 \times 10^{-6}$ m/dag i hhv. tørrskorpeleira og leira.

Tabell 5.6 Tykkelse på tidligere overlaging i de ti borehullene.

	Borehull									
	11	RT5	13	RT6	15_2018	14	RT10	RT9_2	102	U-20
Tykkelse overlaging [m]	1,5	1,0	1,0	4,1	0,3	1,6	9,3	9,6	4,4	1,9

Tabell 5.7 Inngangsparametere til laget *Overlagring* i PLAXIS 3D, jordmodell Mohr-Coulomb.

<i>Materialparametere</i>	<i>Verdi</i>
γ_{unsat}	9,000 kN/m ³
γ_{sat}	9,000 kN/m ³
E'	10 000 kPa
c'_{ref}	28,00 kPa
φ'	30,00°



Figur 5.11 Beregningsmodell som viser tidligere overlagring.

Minimum skjærstyrke $s_{u,min}^A$ er bestemt ved å betrakte de tolkede skjærstyrkeprofilene til Enlid (2009a), vist i tillegg E.1, og $s_{u,min}^A$ blir bestemt på akkurat samme måte som $s_{u,ref}^A$. Av samme grunn som poengtert for $s_{u,ref}^A$ ovenfor, er $s_{u,min}^A$ derfor satt lik 28 kPa for å ikke overestimere skjærstyrken betydelig i borehull RT8. Ifølge analysene til Enlid (2009a) gir SHANSEP-faktorene $\alpha = 0,3$ og $m = 0,8$ et noe konservativt estimat av den maksimale skjærstyrken i borehull RT8, i motsetning til hva som er tilfellet med bruk av kun NGI-ADP-parametere, slik som poengtert ovenfor. $\alpha = 0,3$ og $m = 0,8$ derfor benyttet i casestudien.

For å avslutningsvis vurdere om SHANSEP-faktorene, den valgte tykkelsen på overlagringen og $s_{u,min}^A$ er korrekt bestemt, er den genererte skjærstyrken i PLAXIS sammenholdt med tolket skjærstyrkeprofil i tillegg E.1. Den genererte skjærstyrken i PLAXIS er vurdert i de posisjonene hvor det er tolket aktivt skjærstyrkeprofil fra CPTU-sonderingene innenfor tiltaksområdet. Slik tillegg E.1 viser overestimerer ikke de valgte parametere den maksimale skjærstyrken i noen av de seks borehullene, $s_{u,max}^A$ er opptil 10 kPa lavere i PLAXIS enn hva CPTU-sonderingene indikerer. Slik som påpekt ovenfor er $s_{u,min}^A$ noe overestimert i borehull RT8, men den maksimale skjærstyrken i bunnen av leirlaget er ikke overestimert. Skjærstyrkeøkningen med dybden er noe overestimert i borehull 10 og 11 lengst nord i tiltaksområdet, men dette er ansett som akseptabelt siden $s_{u,max}^A$ ikke overestimeres. De valgte parametere og tykkelsen på overlagringen er derfor ansett som representative for tiltaksområdet, uten å være for konservative.

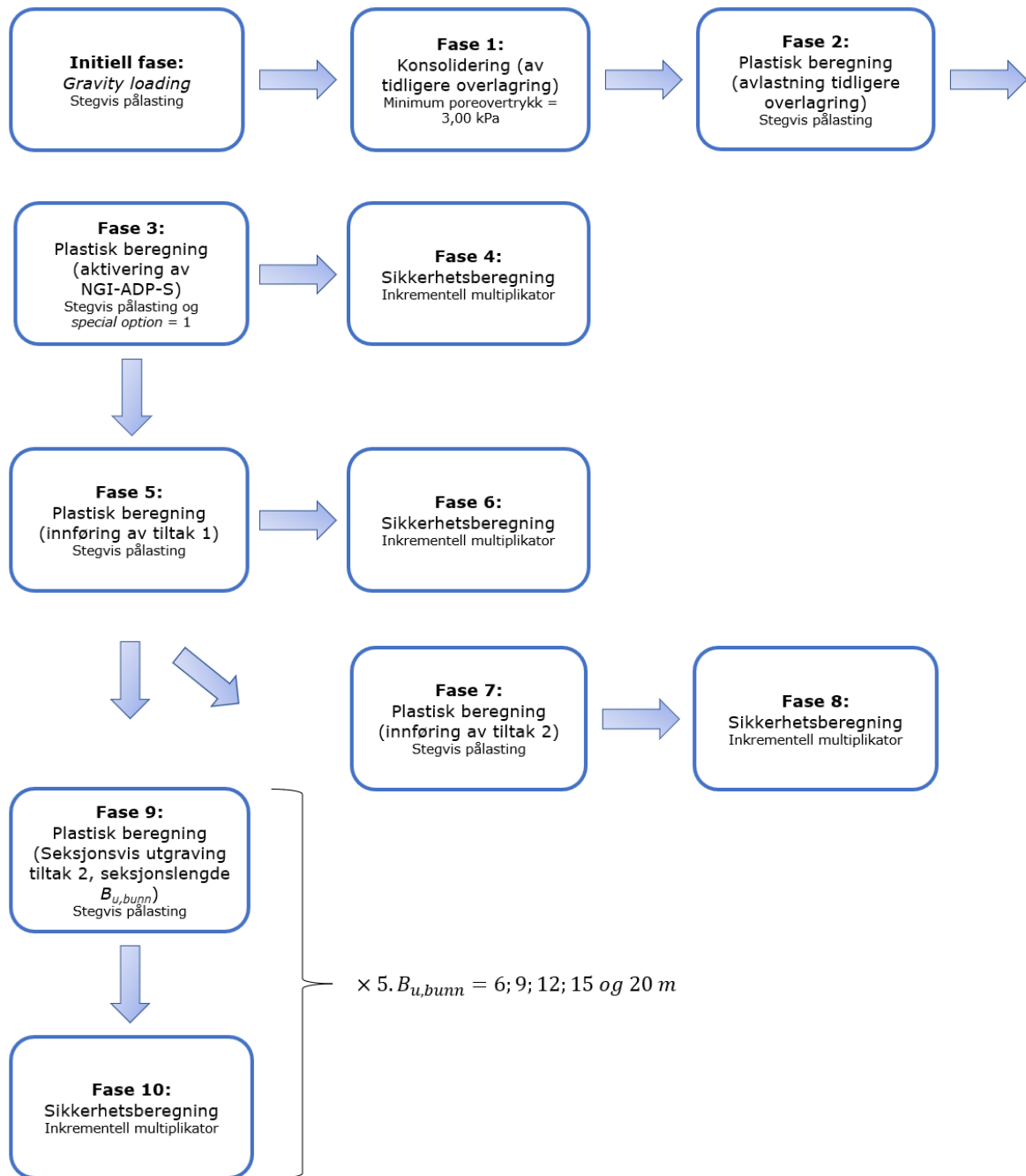
Tabell 5.8 Inngangsparametere til løsmasselaget *Tørrskorpeleire* i PLAXIS 3D, jordmodell Hardening Soil.

<i>Materialparameter</i>	<i>Verdi</i>
γ_{unsat}	20,00 kN/m ³
γ_{sat}	20,00 kN/m ³
E_{50}^{ref}	10 000 kPa
E_{oed}^{ref}	10 000 kPa
E_{ur}^{ref}	30 000 kPa
m	0,5000
ν_{ur}	0,2
c'	3,000 kPa
φ'	30,00°
ψ	0,000°
POP	0,000 kPa
OCR	1,000
$K_{0,x} = K_{0,y}$	0,500
K_0^{NC}	0,500
$k_x = k_y = k_z$	$0,1 \times 10^{-4}$ m/dag

Tabell 5.9 Inngangsparametere til løsmasselaget *Leire* i PLAXIS 3D, jordmodell SHANSEP NGI-ADP.

<i>Materialparameter</i>	<i>Verdi</i>
γ_{unsat}	19,50 kN/m ³
γ_{sat}	19,50 kN/m ³
G_{ur}/s_u^A	200
γ_f^C	1,000
γ_f^E	3,000
γ_f^{DSS}	2,000
$s_{u,ref}^A$	28,00 kPa
Z_{ref}	-5,500 m
$s_{u,inc}^A$	2,200 kPa/m
s_u^P/s_u^A	0,33
s_u^{DSS}/s_u^A	0,67
ν'	0,3500
ν_u	0,4950
α	0,3
m	0,8
$s_{u,min}^A$	28,00 kPa
$K_{0,x} = K_{0,y}$	0,500
$k_x = k_y = k_z$	$0,1 \times 10^{-6}$ m/dag

Casestudie – Rissa



Figur 5.12 Flytdiagram for fasene i PLAXIS.

6 Resultater

De innledende analysene viser at sikkerhetsfaktoren $F_3 = 2,178$ for den opprinnelige skråningen i tiltaksområdet, dvs. før tiltak 1 og 2 er innført. Stabiliteten blir redusert med omtrent 3,5 % når tiltak 1 innføres, og med ytterligere 14,5 % når tiltak 2 innføres som ei kontinuerlig grøft. Resultatene fra de innledende analysene er presentert i tabell 6.1. De tilhørende skjærflatene, som er presentert i tillegg F.2, viser at utglidningen vil skje i området ved vegskjæringen og grøfta når tiltakene er gravd ut. Den opprinnelige skjærflaten har en mye større utstrekning nedover i skråningen.

Tabell 6.1 Resultater fra de innledende analysene.

Situasjon	F_3
Opprinnelig stabilitet, dvs. før tiltak	2,178
Stabilitet tiltak 1	2,103
Stabilitet tiltak 2	1,837

Stabiliteten etter at tiltak 1 er innført tilsvarer sikkerhetskravet, i kvikkleireveilederen, om å oppnå ikke forverring av stabiliteten ved seksjonsvis utgraving. Dvs. ved seksjonsvis utgraving må F_3 være lik 2,103 for å tilfredstille kravet i kvikkleireveilederen for K0-tiltak, evt. større enn 1,61 dersom tiltaket forverrer stabiliteten, slik som nevnt innledningsvis i kapittel 4. Skjærflatene i tillegg F.2 viser at dersom tiltak 2 blir innført som ei eneste lang og kontinuerlig grøft, vil bruddet gå lengst nord i tiltaksområdet, ved profil 1400 i den prosjekterte vegtraseen. Med grensebetingelsene SS betyr dette at skjærflaten er symmetrisk om yz-planet i $x = 0$, og har dobbelt så stor utbredelse som modellen viser. Effektene av seksjonsvis utgraving er derfor studert lengts nord i tiltaksområdet, med kun halve seksjonslengden siden beregningsmodellen er symmetrisk om yz-planet.

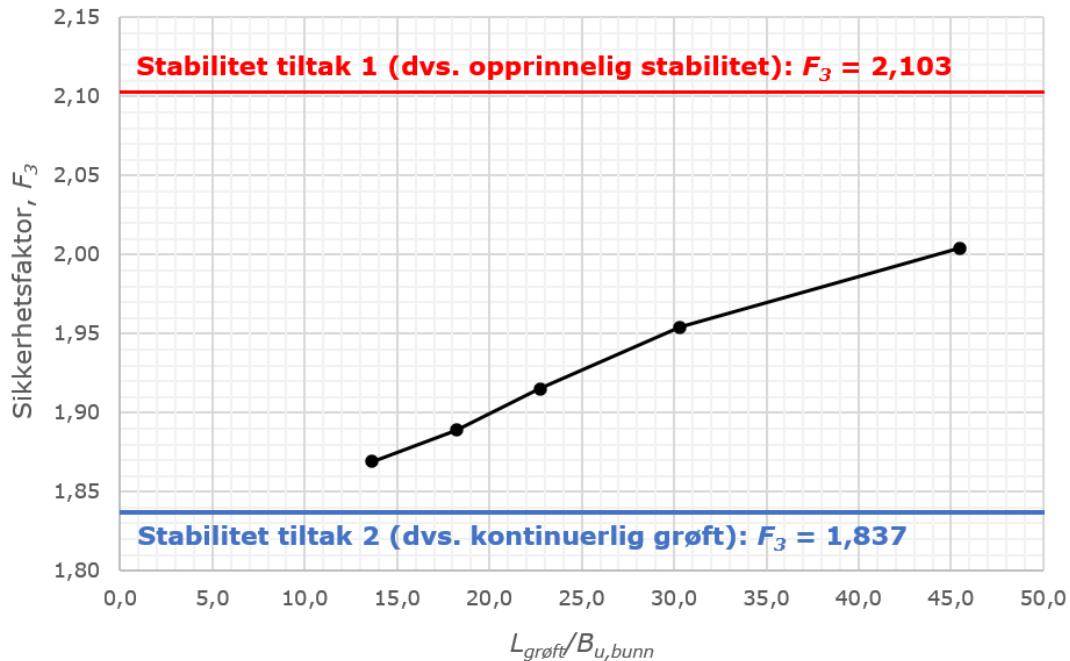
Tabell 6.2 Resultater fra analysene av seksjonsvis ugraving.

$B_{u,bunn}/2$ [m]	$L_{grøft1}/B_{u,bunn}$	F_3	F_{3D}
3	45,50	2,004	1,091
4,5	30,33	1,954	1,064
6	22,75	1,915	1,042
7,5	18,20	1,889	1,028
10	13,65	1,869	1,017

Slik tabellen ovenfor viser avtar stabiliteten og 3D-effektene ved økende seksjonslengde. 3D-effektene er størst og lik 9,1 % når halve seksjonslengden er lik 3 m. Når seksjonslengden er over tre ganger så stor avtar 3D-effektene til 1,7 %, og nærmer seg stabiliteten av situasjonen med kontinuerlig grøft. Dette er visualisert i figur 6.1 hvor stabiliteten ved seksjonsvis utgraving er sammenlignet med stabiliteten ved ei

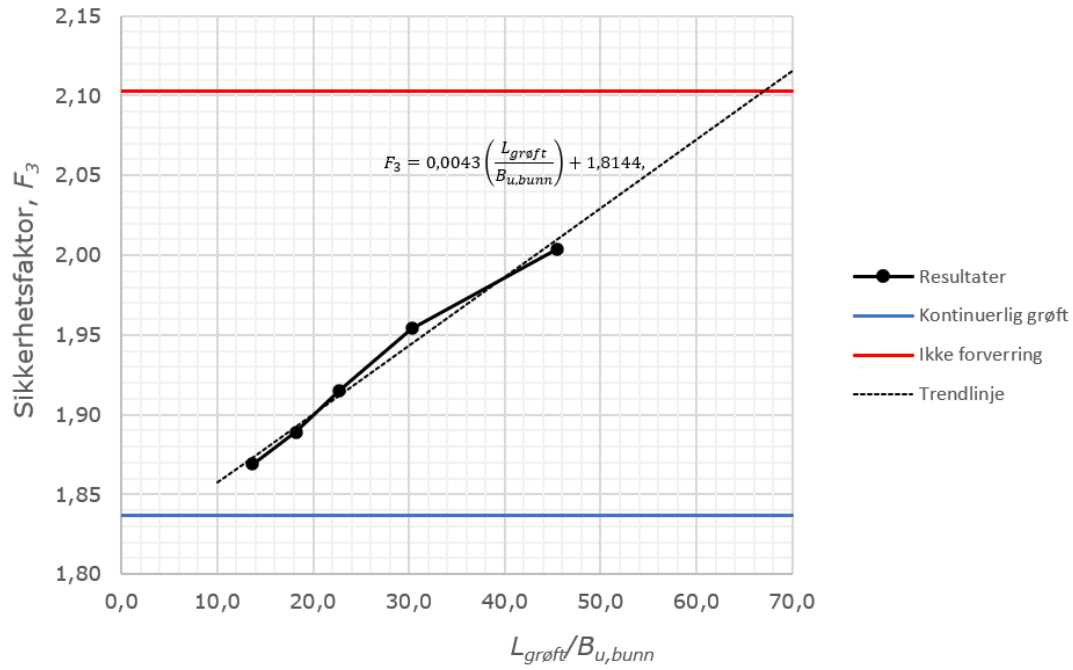
Resultater

kontinuerlig grøft, samt situasjonen etter tiltak 1. Slik figuren også viser avtar sikkerhetsfaktoren F_3 , og dermed også F_{3D} , tilnærmet lineært ved økende seksjonslengde når F_3 er en funksjon av $L_{grøft}/B_{u,bunn}$, og spesielt når $13,65 \leq L_{grøft}/B_{u,bunn} \leq 30,33$. I figur 6.2 er en lineær trendlinje for resultatene vist. Trendlinjen antar at F_3 øker lineært i hele tallområdet, og gir at $L_{grøft}/B_{u,bunn}$ må være lik 67,1 for at stabiliteten skal være opprettholdt. Slik figur 6.3 viser er ikke utviklingen av F_{3D} lineær når 3D-effektene er gitt som en funksjon av kun seksjonslengden $B_{u,bunn}$. Slik resultatene i tillegg F.2 viser er formen og utbredelsen av skjærflaten tilnærmet uavhengig av seksjonslengden.

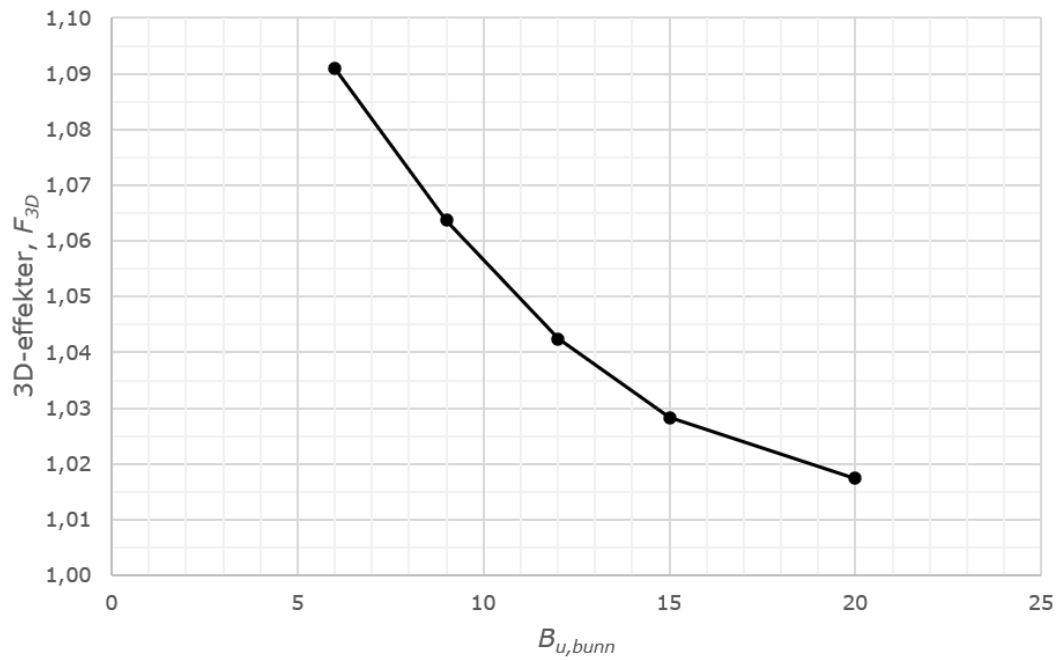


Figur 6.1 Stabiliteten ved seksjonsvis utgraving som en funksjon av $L_{grøft}/B_{u,bunn}$, sammenlignet med stabiliteten etter tiltak 1 og ved kontinuerlig grøft gjennom tiltaksområdet.

Resultater



Figur 6.2 Stabiliteten ved seksjonsvis utgraving dersom F_3 øker lineært med økende $L_{grøft}/B_{u,bunn}$.



Figur 6.3 3D-effekter ved seksjonsvis utgraving, som en funksjon av $B_{u,bunn}$.

7 Diskusjon

I det påfølgende kapitlet vil resultatene fra casestudien først bli diskutert, og deretter resultatene fra for- og casestudien sett under ett.

7.1 Casestudie – Rissa

Studien av den opprinnelige skråningen i tiltaksområdet, ved innsjøen Botn i Rissa, viser at sikkerhetsfaktoren F_3 er veldig høy og lik 2,178. Det er viktig å påpeke at dette mest sannsynlig ikke er den reelle stabiliteten av skråningen, for slik som påpekt under kapittel 5.3.2 Mesh er det ikke utført en detaljert mesh-sensitivitetsstudie for beregningsmodellen i casestudien. Meshet er derfor mest trolig for grovt til å produsere det eksakte resultatet, men siden formålet med studien er å undersøke 3D-effektene, og modellen kun vil sammenlignes med seg selv, er det akseptert at meshet ikke er fint nok. Siden beregningsmodellen er veldig stor, vil antall elementer ha økt betydelig dersom meshet ble ytterligere redusert. Forholdet mellom antall elementer, nøyaktighet og beregningstid er inngående diskutert i forstudien, kapittel 4.2. I tillegg er det viktig å påpeke at den opprinnelige skråningen ikke representerer en reell 3D-situasjon, og ut fra litteraturstudien er det mye som tyder på at 3D-analyser generelt vil overestimere stabiliteten i slike situasjoner. Sikkerhetsfaktoren F_3 beregnet for den naturlige skråningen i tiltaksområdet kan derfor ikke betraktes som den opptreende stabiliteten. Slik som tillegg F.2 viser oppstår skjærflaten på forventet sted i tiltaksområdet, lengst nordøst der løsmassetykkelsen er størst. Skråningen ned mot Botn er noe brattere lengre sør i tiltaksområdet, men der er løsmassetykkelsen for beskjeden til at massene vil skli ut.

Stabiliteten etter at vegskjæringen er gravd ut, tiltak 1, vil derfor også overestimeres og kan heller ikke betraktes som den opptreende stabiliteten. Resultatet fra analysen kan kun brukes som et mål på hvor stor sikkerhetsfaktoren må være ved seksjonsvis utgraving for at tiltaket ikke skal redusere den opprinnelige stabiliteten. Slik figur 6.1 viser reduserer tiltak 2 stabiliteten, selv ved seksjonsvis utgraving, sammenlignet med tiltak 1. Kvikkleireveilederen krever derfor at F skal være større enn eller lik 1,61, men siden beregningsmodellen overestimerer F_3 er det ikke mulig å vurdere dette sikkerhetskravet her. Den påfølgende diskusjonen tar derfor kun for seg hvordan tiltak 2 reduserer stabiliteten sammenlignet med tiltak 1, samt størrelsen av 3D-effektene. Det samme gjelder for de øvrige beregnede sikkerhetsfaktorene, de kan heller ikke brukes som et mål på den opptreende stabiliteten. Dette gjør at lokalstabiliteten av tiltak 2, jf. kapittel 5.1, ikke kan vurderes. Resultatene i tillegg F.2 viser at skjærflaten oppstår på forventet sted i skråningen når vegskjæringen er innført; der den totale skråningshøyden er størst, lengst nord ved profil 1400. Når tiltak 2 er innført som ei lang og kontinuerlig grøft oppstår bruddet i samme område, men utbredelsen av skjærflaten er mindre og bruddet oppstår mer konsentrert rundt profil 1400. Det er i denne delen av tiltaksområdet stabiliteten er lavest og seksjonsvis utgraving vil gi de mest realistiske 3D-effektene. Slik som nevnt i kapittel 6 er skjærflaten symmetrisk om den horisontale

Diskusjon

sideflaten ved profil 1400, og kun halve seksjonslengden $B_{u,bunn}$ er derfor innført i beregningsmodellen. I realiteten er ikke skråningen symmetrisk om profil 1400, men terrenget heller i nordøstlig retning fra profil 1400 og antagelsen er derfor akseptabel.

Resultatene fra analysene av seksjonsvis utgraving viser som forventet, både ut fra forstudien og litteraturen (Wei, Cheng og Li, 2009; Kelesoglu, 2016), at 3D-effektene avtar når seksjonslengden og størrelsen på den lokale belastningen øker. Figur 6.3 viser hvordan 3D-effektene avtar ved økende seksjonslengde, og at effektene avtar betydelig når $6 \text{ m} \leq B_{u,bunn} \leq 12 \text{ m}$. Kurven i figuren flater gradvis mer ut når $B_{u,bunn} > 12 \text{ m}$. På det største er 3D-effektene $F_{3D,max} = 9,1 \%$ når $B_{u,bunn} = 6 \text{ m}$. Dette er i størrelsesorden de samme maksimale 3D-effektene som oppnådd i forstudien. Skråningen med $LU = 6 \text{ m}$ og $B_{u,bunn} = 4 \text{ m}$ ga de største 3D-effektene i forstudien, og $F_{3D,max} = 8,54 \%$. For skråningen med $B_{u,bunn} = 13 \text{ m}$, og $LU = 6 \text{ m}$, i forstudien var $F_{3D} = 6,01 \%$. Den tilsvarende seksjonslengden i casestudien, dvs. $B_{u,bunn} = 12 \text{ m}$, ga $F_{3D} = 4,2 \%$. Dette tyder på at 3D-effektene avtar raskere ved økende seksjonslengde for skråningen i casestudien. Slik som diskutert i forstudien er de beregnede 3D-effektene i overensstemmelse med de tidligere studiene av lokalt belastede skråninger.

Slik figur 6.1 viser vil stabiliteten av skråningen bli redusert selv om det graves 6 m lange seksjoner, som er den anbefalte seksjonslengden iht. kvikkleireveilederen (NVE, 2019) for å ikke forverre stabiliteten når det graves grøfter i eller foran skråningståen. Kvikkleireveilederen forutsetter derimot at det graves maksimalt 2 m dype grøfter, samt at anbefalingene gjelder for grøfter i eller foran skråningståen. Skråningen som er analysert i casestudien har ingen tydelig skråningstå, og grøftene graves derfor i selve skråningsflaten og ikke i skråningståen (jf. skråningsdefinisjonen i figur 2.14). Grøftedybden er omtrent 3 m i den delen av tiltaksområdet hvor seksjonsvis utgraving er analysert i casestudien. Profil 550 til 579 i tillegg C.2 viser grøftedybden i det studerte området. Det er derfor rimelig at stabiliteten blir forverret selv om seksjonslengden er lik 6 m, siden avlastingen er større enn den veilederen forutsetter, samt at grøftegravingen utføres på et annet sted i skråningen. Grafen i figur 6.1 viser at det kreves betydelig kortere seksjonslengder for å opprettholde stabiliteten. 6 m lange seksjoner forverrer stabiliteten med omtrent 4 %, og for å opprettholde stabiliteten må 3D-effektene øke fra 9,1 til 14,5 %. Slik som poengtert i kapittel 6 øker sikkerhetsfaktoren F_3 og 3D-effektene F_{3D} tilnærmet lineært med økende $L_{grøft}/B_{u,bunn}$, og figur 6.2 viser at $L_{grøft}/B_{u,bunn}$ må være større eller lik 67,1 dersom stabiliteten skal være opprettholdt. Dette tilsvarer 2,03 m lange seksjoner når $L_{grøft} = 136,5 \text{ m}$. 2,03 m er svært korte seksjoner og gjør at rørene som skal ned i grøfta må kappes, siden de konvensjonelle rørlengdene er 4 og 6 m, samt arbeidsforholdene nede i grøfta mer krevende. For alle praktiske formål er så korte seksjoner ikke et reelt alternativ, og det blir funnet andre løsninger for å oppfylle kravene i kvikkleireveilederen. Grafen i figur 6.2 tyder også på at trendlinjen for resultatene egentlig er enda slakere når $L_{grøft}/B_{u,bunn} \geq 30,33$ enn hva den stiplede trendlinjen i figuren viser. Det gjør at det mest sannsynlig kreves enda kortere seksjoner for å ikke forverre stabiliteten, og gjør den nødvendige seksjonslengden i så måte enda mindre aktuell.

Slik som nevnt innledningsvis i kapittel 4 krever kvikkleireveilederen mer spesifikt alltid geoteknisk rådgiving når grøfta graves i skråningsflaten. Dette kan også tyde på at seksjonsvis utgraving ikke nødvendigvis er nok for å opprettholde stabiliteten i slike situasjoner, og at ytterligere tiltak er nødvendig. Som nevnt under forstudien er et av de mest ekstreme tiltakene å flytte grøfta.

7.2 3D-effekter fra seksjonsvis utgraving

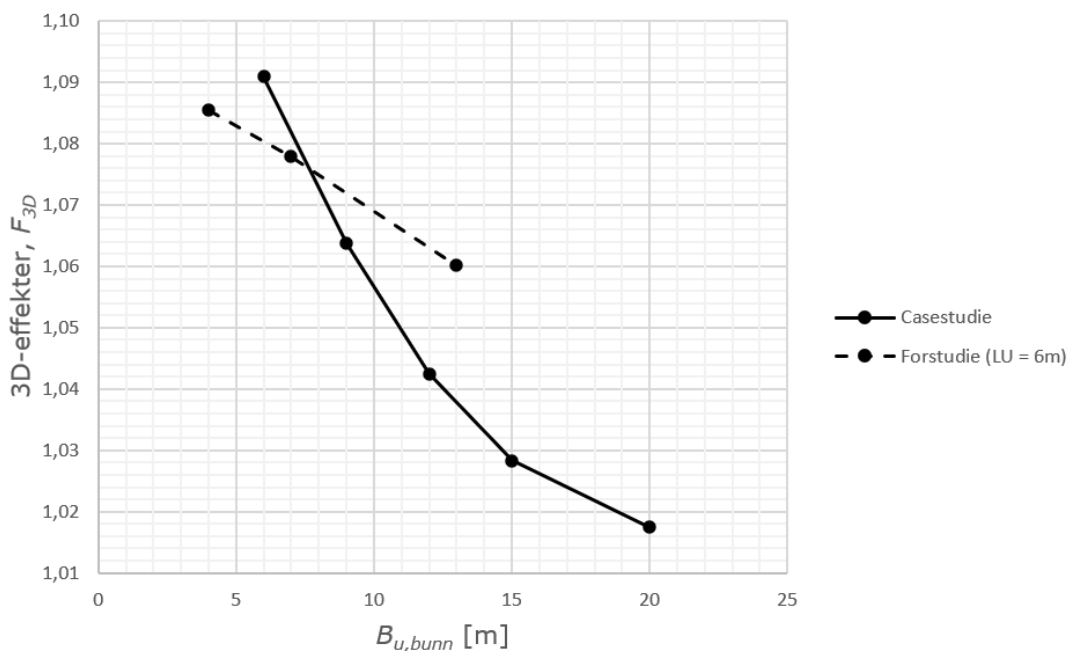
Både forstudien og casestudien viser at 3D-effektene er beskjedne ved seksjonsvis utgraving, i hvert fall sammenlignet med tidligere rapporterte effekter fra f.eks. fastholdte sideflater. For den idealiserte skråningen i forstudien er $F_{3D,max} = 8,54 \%$, når $LU = 6$ m og $B_{u,bunn} = 4$ m, og for den reelle skråning i casestudien er $F_{3D,max} = 9,1 \%$, når $B_{u,bunn} = 6$ m. 3D-effektene er derfor i samme størrelsesorden i de to studiene, men det er en del forskjeller mellom de to situasjonene når 3D-effektene er størst. I casestudien blir grøfta gravd i eller foran skråningståen, mens den i casestudien blir gravd i selve skråningsflaten. Beregningsmodellen i casestudien tar hensyn til den opptreende lagdelingen i tiltaksområdet, mens jordprofilen i forstudien er homogent. I tillegg er ikke geometrien til den naturlige skråningen i casestudien identisk i x-retning, slik som er tilfellet for skråningen i forstudien. Stabiliteten av den naturlige skråningen er også betydelig høyere i casestudien enn i forstudien. Mye tyder uansett på at 3D-effektene er rundt 9 % ved seksjonslengder rundt 4-6 m, dersom det gjennomføres utgravinger i skråningens lengderetning i skråningsflaten eller -tåen. Dette kan derimot også skyldes tilfeldigheter som følge av de overnevnte forskjellene mellom beregningsmodellene, men slik som diskutert i neste avsnitt er forskjellene antatt å være neglisjerbare. 3D-effektene øker ved økende LU , slik som nevnt i forstudien, og det er derfor mest aktuelt å sammenligne casestudien med situasjonen hvor LU er minst, dvs. $LU = 6$ m.

Forstudien og casestudien har vist at det kreves veldig små seksjonslengder $B_{u,bunn}$ for at grøftegravingen ikke skal forverre stabiliteten av skråningen, jf. kravet i kvikkleireveilederen. Fra analysene utført i casestudien er det mye som tyder på at $B_{u,bunn}$ må være under 2 m for at stabiliteten skal bli opprettholdt når det graves grøfter i skråningsflaten. Forstudien viser at det ikke er mulig å opprettholde stabiliteten dersom $LU = 6$ m, men dersom $LU > 10$ m er det mye som tyder på at stabiliteten blir opprettholdt med 4 m lange seksjoner. Så korte seksjonslengder gir som nevnt utfordrende arbeidsforhold i grøfta, og gjør det kanskje mer aktuelt å flytte grøftetraseen for å unngå disse problemene. Når $16 \text{ m} \leq LU < 17,8 \text{ m}$ er det tilstrekkelig med 13 m lange seksjoner, og når $LU \geq 17,8 \text{ m}$ er det ikke nødvendig med seksjonsvis utgraving. Siden grøfta i casestudien blir gravd i skråningsflaten, og ikke i eller foran skråningståen slik som i forstudien, er det vanskelig å relatere den idealiserte størrelsen LU til en realistisk parameter i casestudien. Casestudien kan derfor verken avkrefte eller bekrefte funnene fra forstudien direkte. Det begge studiene derimot viser er at 3D-effektene er beskjedne, og under 10 %, i analyser av seksjonsvis utgraving. Det er derfor mye som tyder på at funnene i forstudien er realistiske, og at de øvrige terrengforholdene, materialparameterne og lagdelingen i skråningen har liten betydning for 3D-effektene i slike analyser. Resultatene i tillegg F.2 viser at utbredelsen av skjærflatene, etter at tiltak 1 og grøfteseksjonene er innført, er beskjedne. Topografien varierer derfor ikke stort i det kritiske området av tiltaksområdet, og situasjonen ligner litt på den idealiserte skråningsgeometrien i forstudien. I casestudien går kun en liten del av skjærflaten gjennom det drenerte topplaget, og det er derfor realistisk at dette laget ikke påvirker resultatene stort, sammenlignet med det homogene jordprofilen i forstudien. Den største delen av skjærflaten går gjennom udrenert leire i de to studiene, og i tillegg begrenser ikke fjelldybden skjærflatene. Materialparameterne for leirlaget i de to studiene er derimot ulike, og styrken er modellert med to forskjellige jordmodeller. Prinsippet i de to jordmodellene er derimot likt, skjærstyrken er konstant de øverste meterne, før styrken deretter øker med dybden. Skjærflatene går ikke like dypt i de to studiene, og maksimal skjærstyrke langs skjærflatene er derfor forskjellig. De tidligere studiene av

Diskusjon

materialparameterens betydning for 3D-effektene har hovedsakelig sett på drenerte situasjoner, og i tillegg tatt hensyn til skjærstyrkeøkningen pga. kapillært sug φ^b (Zhang *et al.*, 2015; Chaudhary *et al.*, 2016). Disse studiene har vist at friksjonsvinkelen φ og kohesjonen c' har vesentlig betydning for hvor store 3D-effekter som utvikles i konvekse og konkave skrånninger. I konvekse skrånninger kan F_{3D} variere mellom 10 og 24 % avhengig av materialparameterne c' og φ . Sammenligningen av studiene til Nian *et al.* (2012) og Zhang *et al.* (2013) i kapittel 3.3.3 viser at ulike drenerte materialparametere ikke har stor betydning for geometrieffektene, når det kapillære suget ikke er inkludert. Siden det er antatt at terrengforholdene og lagdelingen har tilnærmet ingen effekt på hvor store 3D-effekter som utvikles i casestudien, kan ikke differansen mellom maksimal udrenert skjærstyrke heller ha betydning, siden 3D-effektene er tilnærmet like i case- og forstudien. Det er derfor mye som tyder på at 3D-effektene fra forstudien er realistiske, dersom topografien og lagdelingen i det kritiske området ikke varierer stort fra den idealiserte skrånningen.

Slik som nevnt i kapittel 7.1, og vist i figuren nedenfor, avtar 3D-effektene raskere ved økende seksjonslengde i casestudien enn i forstudien når $LU = 6$ m. I forstudien er grøftedybden $D_u = 2$ m, mens i casestudien er grøftene omtrent én meter dypere. Slik som påpekt i forstudien tyder resultatene fra de tidligere studiene på at 3D-effektene kan øke med økende grøftedybde. Ut fra dette er det naturlig at 3D-effektene er noe større i casestudien enn i forstudien, men slik figuren nedenfor viser er 3D-effektene mindre i casestudien når $B_{u,bunn} > 7,5$ m. Figur 3.50 i litteraturstudien viser derimot at lastbredden (i y-retning) også har betydning for 3D-effektene. I casestudien er gjennomsnittlig lastbredde 4 m, mens den er 3,4 m i forstudien. Dette, i tillegg til de nevnte forskjellene innledningsvis i kapittel 7.2, kan være noe av grunnen til at forholdet mellom F_{3D} i de to studiene ikke har en tydelig tendens.



Figur 7.1 Graf som viser hvordan F_{3D} avtar med økende seksjonslengde $B_{u,bunn}$ i case- og forstudien.

Slik som nevnt i kapittel 5 tilsvarer forholdet $L_{grøft}/B_{u,bunn}$ i casestudien forholdet $B/B_{u,bunn}$ i forstudien. Forstudien viser at $B/B_{u,bunn} = 7,69$ er nok til å opprettholde den naturlige stabiliteten, mens i casestudien er det mye som tyder på at $L_{grøft}/B_{u,bunn}$ må være større enn 67,1. Det er derfor vanskelig å konkludere med for hvilken verdi av $B/B_{u,bunn}$ stabiliteten blir opprettholdt. Grunnen til at dette forholdet er mye større i casestudien er at beregningsmodellen viser seg å være unødvendig stor til analysene av seksjonsvis utgraving, fordi utstrekningen av skjærflaten er veldig begrenset sammenlignet med modellbredden. Slik som vist i tillegg F.2 er skjærflaten begrenset til nordre del av tiltaksområdet både etter at tiltak 1 og grøfteseksjonene er innført. Dette er fordi de øvrige terrengforholdene, lagdelingen og materialparameterne begrenser utbredelsen av skjærflaten. De samme 3D-effektene som er beregnet i studien her, som en funksjon av seksjonslengden, ville derfor også blitt oppnådd om beregningsmodellen var smalere. En smalere modell ville gitt et mindre forhold mellom $L_{grøft}$ og $B_{u,bunn}$, men fremdeles de samme 3D-effektene som beregnet her. Dette forutsetter så klart at modellen ikke er så smal at skjærflaten blir påvirket av modellgrensene, for slik som de tidligere studiene, og forstudien, har vist, kan skjærflaten strekke seg uendelig langt inn i planet i smale modeller med SS som grensebetingelser. I forstudien er det ingen ytre faktorer som begrenser utbredelsen av skjærflaten, og med SS som grensebetingelser strekker skjærflaten seg uendelig langt inn i planet, og F_{3D} er svært avhengig av modellbredden B . Fast innspente sideflater vil, som nevnt flere ganger tidligere, også påvirke F_{3D} betydelig dersom de er nært det kritiske området i skråningen. Siden det er vanskelig å vite på forhånd akkurat hvor og hvordan skjærflaten i en tredimensjonal modell oppstår, vil det bli vanskelig å fastslå en verdi på forholdet mellom $L_{grøft}$ og $B_{u,bunn}$ som opprettholder den naturlige stabiliteten. De utførte analysene viser at dette forholdet vil variere fra situasjon til situasjon. Ved modellering av virkelige tilfeller har det derfor vist seg at det ikke er like kritisk, som i forstudien, å modellere for brede skråninger dersom det kun er 3D-effektene som skal undersøkes. Dette forutsetter helt klart at skråningen blir korrekt modellert, slik at utbredelsen av skjærflaten stanser på riktig sted i skråningen. For slik som forstudien viser vil 3D-effektene øke dersom bredden på modellen blir økt med utgangspunkt i den allerede modellerte skråningsgeometrien og materialparameterne. Dersom det er ønskelig å modellere en større del av skråningen forutsetter dette inngående informasjon om blant annet materialparametere, lagdeling, dybde til fjell osv. i det området hvor modellen skal utvides. Det er på den andre siden veldig unødvendig å modellere for store skråninger, da dette øker antallet elementer og beregningstiden betydelig. Den beregnede verdien av $B/B_{u,bunn}$ for å opprettholde stabiliteten i forstudien er beregnet for $LU = 10$ m. Slik som nevnt innledningsvis er det mest aktuelt å sammenligne casestudien med $LU = 6$ m, men den samme sensitivitetsstudien som for $LU = 10$ m er ikke utført for $LU = 6$ m. Resultatene fra analysene av $LU = 10$ m understreker uansett betydningen av differansen mellom $B/B_{u,bunn}$ i case- og forstudien. Denne oppgaven har derfor vist at bredden på beregningsmodellen har stor betydning for 3D-effektene dersom den virkelige skråningen representeres av en idealisert, plan skråningsgeometri, slik som i forstudien. Dette kan være tilfellet dersom 3D-modellen tar utgangspunkt i et todimensjonalt tverrsnitt gjennom den virkelige skråningen. For å ikke overestimere 3D-effektene kreves det derfor inngående informasjon og kunnskap om grunnforholdene, dybden til fjell, topografien o.l., dvs. det trengs store mengder felt- og laboratorieundersøkelser.

Resultatene vist i tillegg F.2 viser at skjærflatene er tilnærmet identiske for alle tilfellene av $B_{u,bunn}$ i casestudien. Det samme er tilfellet for alle skjærflatene i forstudien, vist i

Diskusjon

tillegg B.5. Disse resultatene tyder på at kun sikkerhetsfaktoren blir påvirket av seksjonsvis utgraving, og ikke utbredelsen av skjærflaten.

Selv om 3D-effektene har vist seg å være beskjedne finnes det likevel flere gode grunner til å gjennomføre seksjonsvis utgraving. Ved grøftegraving blir lokalstabiliteten av grøfteveggene redusert med tiden, fordi effektivspenningene avtar med tiden og dermed også styrken. Sikkerheten for de som jobber nede i grøfta vil derfor avta med tiden. Kortere seksjonslengder bidrar til å redusere arbeidstiden nede i hver enkelt seksjon, samt at grøfta fylles raskere igjen. Seksjonsvis utgraving bedrer således sikkerheten til de som jobber nede i grøfta. Selv om det skulle vise seg at åpne grøfter ikke reduserer områdestabiliteten, kan mellomlagringen av gravemassene gjøre det. Lange grøfter gir store mengder masser som må mellomlagres, og disse kan redusere områdestabiliteten dersom de ikke lagres på sikker grunn. Seksjonsvis utgraving gir derimot mindre mengder gravemasser som må mellomlagres og håndteres, og kan derfor også være gunstig for områdestabiliteten på denne måten. Slik som tidligere nevnt bidrar 3D-analyser også til å gi en bedre forståelse av hvor i tiltaksområdet stabiliteten er lav, forutsatt at materialene, lagdeling, terrenget osv. er korrekt modellert, og derfor hvor det er nødvendig med tiltak som seksjonsvis utgraving. Således kan det være gunstig å gjennomføre stabilitetsanalyser i 3D. Det er derimot viktig å utvise forsiktighet når det gjelder å betrakte den beregnede sikkerhetsfaktoren i 3D som den opptredende stabiliteten. 3D-analyser overestimerer generelt sikkerhetsfaktoren noe.

Avslutningsvis er det viktig å nevne at sikkerhetskravene i f.eks. *Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering* i utgangspunktet gjelder for de todimensjonale analysene som er normen i dag. Ved å gjennomføre mer nøyaktige, tredimensjonale analyser vil en del av konservatismen 2D-analysene gir elimineres, og dersom 3D-analyser blir den nye normen en gang i fremtiden vil det bli nødvendig å se på om sikkerhetskravene bør revideres.

8 Konklusjon og videre arbeid

I denne oppgaven er dagens kunnskapsnivå om 3D-effekter grundig diskutert og fastsatt. Videre er 3D-effektene i analyser av skråningsstabilitet blitt undersøkt, både for et idealisert og reelt tilfelle. Det reelle tilfelle tar utgangspunkt i vegprosjektet fv. 717 mellom Sund og Bradden i Rissa, Indre Fosen kommune.

8.1 Konklusjon

De tidligere studiene viser at 3D-effektene kan øke den todimensjonale stabiliteten betydelig, spesielt dersom ytre faktorer, som landkar, dalsider o.l., begrenser utbredelsen W av utglidingen. Hvis $W/H = 1$ kan sideeffektene øke stabiliteten med opptil det dobbelte i rotasjonsskred, mens effektene er under 20 % dersom $W/H > 4$. 3D-effektene har vist seg å typisk være en del større i translasjonsskred. Geometrieffektene er betydelig mindre enn sideeffektene, og i konkave hjørneskråninger har de tidligere studiene vist at 3D-effektene er opptil 13 %. I konkave, bueformede skråninger kan 3D-effektene bli opptil 35 %. Litteraturstudien har vist at 3D-effektene alltid er større enn 1, til og med i konvekse skråninger hvor dette er noe kontraintuitivt. Det finnes derimot et unntak; i vertikale konvekse hjørneskråninger er 3D-effektene negative. De tidligere studiene har også avdekket 3D-effekter i situasjoner som egentlig impliserer plan tøyning, dvs. når $W/H \rightarrow \infty$. I teorien skal 2D-analyser gi det korrekte svaret i slike situasjoner, og 3D-effektene skal være tilnærmet lik 0 %. Alt dette viser hvor viktig det er å kun betrakte skråningsstabilitet som et tredimensjonalt problem når de ytre forholdene og skråningsgeometrien tilsier en 3D-situasjon, hvis ikke vil 3D-analysene overestimere den naturlige stabiliteten.

3D-effektene har vist seg å være beskjedne i analyser av seksjonsvis utgraving. Seksjonslengden $B_{u,bunn}$ har stor betydning for hvor store 3D-effekter som utvikles, spesielt dersom grøfta graves i skråningsflaten eller i en avstand mindre enn skråningshøyden H fra skråningståen. 3D-effektene er i størrelsesorden like i de to tilfellene, og de høyeste dokumenterte 3D-effektene i denne oppgaven er 9,1 %. Når $LU \geq 16$ m er effektene tilnærmet neglisjerbare.

På grunn av de beskjedne 3D-effektene har det vist seg å være vanskelig å ikke forverre stabiliteten av den naturlige skråningen når det skal graves grøfter i skråningsflaten eller nært skråningståen. For å tilfredsstillte sikkerhetskravene for K0-tiltak i kvikkleireveilederen forutsettes det derfor at $F \geq 1,40f_s = 1,61$. Casestudien har verken avkreftet eller bekreftet anbefalingene gitt i kapittel 4.6 for å opprettholde stabiliteten av naturlige skråninger ved grøftegraving. Anbefalingene gjelder derfor fremdeles og er gjentatt under. Listen er supplert med grøftegraving i skråningsflaten, slik som undersøkt i casestudien.

- $6 \text{ m} \leq LU \leq 10 \text{ m}$: 3D-effektene fra seksjonsvis utgraving opprettholder ikke den opprinnelige stabiliteten. Nødvendig med ytterligere tiltak.

- $10 \text{ m} < LU < 16 \text{ m}$: den opprinnelige stabiliteten opprettholdes dersom $B_{u,bunn} \leq 4 \text{ m}$.
- $16 \text{ m} \leq LU < 17,8 \text{ m}$: den opprinnelige stabiliteten opprettholdes dersom $B_{u,bunn} \leq 13 \text{ m}$.
- $LU \geq 17,8 \text{ m}$: stabiliteten er upåvirket av grøftegravingen, kan opprettes så lange grøfteseksjoner som ønskelig.
- Grøftegraving i skråningsflaten: 3D-effektene fra seksjonsvis utgraving opprettholder ikke den opprinnelige stabiliteten ved normale seksjonslengder, dvs. ikke tilstrekkelig med $B_{u,bunn} = 4 \text{ m}$. Nødvendig med ytterligere tiltak eller svært korte seksjonslengder ($B_{u,bunn} < 2 \text{ m}$).

Denne studien, sammen med de tidligere studiene, viser at 3D-effekter eksisterer og øker den todimensjonale stabiliteten, men størrelsen på effektene varierer stort. Det er derfor nødvendig å beregne 3D-effektene i hver enkelt situasjon dersom det er ønskelig å inkludere de i stabilitetsanalysene. For å beregne de reelle 3D-effektene forutsettes det at tilfellet representerer en reell 3D-situasjon, samt at skråningsgeometrien, lagdelingen, materialparameterne m.m. blir korrekt modellert.

8.2 Videre arbeid

I denne oppgaven er 3D-effektene kun undersøkt for rotasjonsskred som bruddmekanisme. Litteraturstudien viser også at 3D-effektene hovedsakelig er undersøkt for translasjon- og rotasjonsskred. Det kunne derfor vært interessant å undersøke 3D-effektene i situasjoner hvor det oppstår en sammensatt skjærflate, gjerne i kombinasjon med lokalt belastede skråninger. Sammensatte skjærflater oppstår typisk når sterkere lag begrenser dybden på skjærflaten eller svakere lag styrer utbredelsen av skjærflaten. I slike tilfeller er det spesielt relevant å benytte jordmodellen NGI-ADP-S, siden en stor del av skjærflaten opplever direkte skjær. Det aller viktigste i det videre arbeidet er at faktiske 3D-situasjoner blir analysert, slik at de dokumenterte 3D-effektene er realistiske.

I tillegg er 3D-effektene ved seksjonsvis utgraving kun analysert for ett idealisert og ett reelt tilfelle i denne oppgaven. For å kunne fastslå at 3D-effektene er så beskjedne, som denne studien indikerer, er det nødvendig med flere analyser. Denne studien viser at 3D-effektene er omtrent like store i idealiserte og reelle tilfeller, og slike tilfeller kan derfor gjerne sees i sammenheng senere også.

9 Referanseliste

- Akhtar, K. og Stark, T. D. (2017) Importance of side resistance in a 3D stability analysis *Geotechnical Frontiers 2017*. s. 285-293.
- Anagnosti, P. (1969) THREE-DIMENSIONAL STABILITY OF FILL DAMS, *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Mexico)*, Vol. 2, s. 275-280.
- Arellano, D. og Stark, T. D. (2000) Importance of three-dimensional slope stability analyses in practice *Slope Stability 2000*. s. 18-32.
- Bell, K. (2013) *An engineering approach to finite element analysis of linear structural mechanics problems*. Trondheim: Akademika Publ.
- Bjerrum, L. (1954) Geotechnical properties of Norwegian marine clays, *Geotechnique*, 4(2), s. 49-69.
- Brinkgreve, R. B. J. et al. (2021a) PLAXIS 3D Material Models Manual, *Delft University of Technology and PLAXIS bv, The Netherlands*.
- Brinkgreve, R. B. J. et al. (2021b) PLAXIS 2D Material Models Manual, *Delft University of Technology and PLAXIS bv, The Netherlands*.
- Brinkgreve, R. B. J. et al. (2021c) PLAXIS 2D Reference Manual, *Delft University of Technology and PLAXIS bv, The Netherlands*.
- Brinkgreve, R. B. J. et al. (2021d) PLAXIS 3D Reference Manual, *Delft University of Technology and PLAXIS bv, The Netherlands*.
- Brinkgreve, R. B. J. et al. (2021e) PLAXIS 2D General info, *Delft University of Technology and PLAXIS bv, The Netherlands*.
- Brinkgreve, R. B. J. et al. (2021f) PLAXIS 3D Scientific Manual, *Delft University of Technology and PLAXIS bv, The Netherlands*.
- Bryhni, I. og Hagen, J. O. (2021) *Siste istid*. Tilgjengelig fra: https://snl.no/siste_istid (Hentet: 08.04 2022).
- Cavounidis, S. (1987) On the ratio of factors of safety in slope stability analyses, *Geotechnique*, 37(2), s. 207-210.
- Cederstöm, E. (2018) *Fv.717 Sund-Bradden Geoteknisk Datarapport 2018*. (Rapport Ud926A-GEOT-R01). Statens vegvesen.
- Chaudhary, K. B. et al. (2016) Three-Dimensional Slope Stability: Geometry Effects, i *Tailings and Mine Waste Conference*.
- Chen, R. og Chameau, J.-L. (1983) Three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes, *Geotechnique*, 33(1), s. 31-40.
- Cheng, Y. M. og Lau, C. K. (2008) *Slope stability analysis and stabilization : new methods and insight*. London: Routledge.

Referanseliste

Duncan, J. M. og Buchignani, A. L. (1976) *An Engineering Manual for Settlement Studies*. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

Duncan, J. M. (1996) State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes, *Journal of Geotechnical engineering*, 122(7), s. 577-596.

Enlid, E. (2009a) *Rv 717 Sund-Bradden. Tolking av grunnundersøkelser, karakteristiske materialparametere*. (Rapport 20091264-00-38-R). NGI.

Enlid, E. (2009b) *Rv 717 Sund-Bradden. Grunnundersøkelse, Datarapport*. (Rapport 20091264-00-36-R). NGI.

Faggruppe for Geoteknikk (2020) *Geoteknikk Beregningsmetoder*. Trondheim.

Fauskerud, O. A. et al. (2012) Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer.

Forskrift om utførelse av arbeid (2011) *Forskrift om utførelse av arbeid, bruk av arbeidsutstyr og tilhørende tekniske krav*. Tilgjengelig fra:

<https://www.arbeidstilsynet.no/regelverk/forskrifter/forskrift-om-utforelse-av-arbeid/> (Hentet: 19.05 2022).

Gens, A., Hutchinson, J. og Cavounidis, S. (1988) Three-dimensional analysis of slides in cohesive soils, *Geotechnique*, 38(1), s. 1-23.

Griffiths, D. og Lane, P. (1999) Slope stability analysis by finite elements, *Geotechnique*, 49(3), s. 387-403.

Griffiths, D. og Marquez, R. (2007) Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements, *Geotechnique*, 57(6), s. 537-546.

Grimstad, G., Andresen, L. og Jostad, H. P. (2012) NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay, *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 36(4), s. 483-497.

Hungr, O., Leroueil, S. og Picarelli, L. (2014) The Varnes classification of landslide types, an update, *Landslides*, 11(2), s. 167-194.

Jostad, H. og Lacasse, S. (2015) 3D effects in undrained slope stability analysis of clays.

Karlsruud, K. et al. (2005) CPTU correlations for clays, i *Proceedings of the 16th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering*. IOS Press, s. 693-702.

Kartverket *Norgeskart*. Tilgjengelig fra: <https://www.norgeskart.no/> (Hentet: 05.05 2022).

Kartverket *Høydedata*. Tilgjengelig fra: <https://hoydedata.no/LaserInnsyn/> (Hentet: 05.05 2022).

Kelesoglu, M. (2016) The evaluation of three-dimensional effects on slope stability by the strength reduction method, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(1), s. 229-242.

Ladd, C. C. og Foott, R. (1974) New design procedure for stability of soft clays, *Journal of the geotechnical engineering division*, 100(7), s. 763-786.

Ladd, C. C. og DeGroot, D. J. (2004) *Recommended practice for soft ground site characterization: Arthur Casagrande Lecture*. Massachusetts Institute of Technology.

Leshchinsky, D. og Baker, R. (1986) Three-dimensional slope stability: end effects, *Soils and foundations*, 26(4), s. 98-110.

NGU *Løsmassekart*. Tilgjengelig fra: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/ (Hentet: 29.04 2022).

Referanseliste

- Nian, T.-K. *et al.* (2012) Three-dimensional strength-reduction finite element analysis of slopes: geometric effects, *Canadian geotechnical journal*, 49(5), s. 574-588.
- Nordal, S. (2020) *TBA4116 GEOTECHNICAL ENGINEERING ADVANCED COURSE - Lecture notes* Norwegian University of Science and Technology - Geotechnical Engineering Group.
- Norsk Standard (2004) Geoteknisk felt- og laboratorieundersøkelser - Laboratorieprøving av jord, del 10: Direkte skjærprøving (ISO 17892-10:2004).
- Norsk Standard (2018) Geoteknisk felt- og laboratorieundersøkelser - Laboratorieprøving av jord, del 9: Konsolidert treaksial trykkprøving av mettet jord (ISO 17892-9:2018).
- Norsk Standard (2020) S-EN 1997-1:2004+A1:2013/NA:2020 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler
- NVE *Naturfarekart - kvikkleire*. Tilgjengelig fra: <https://atlas.nve.no/> (Hentet: 05.05 2022).
- NVE (2019) Sikkerhet mot kvikkleireskred (veileder nr. 1/2019). Tilgjengelig fra: https://publikasjoner.nve.no/veileder/2019/veileder2019_01.pdf.
- NVE (2021) *Kva er kvikkleire og kvikkleireskred?* Tilgjengelig fra: <https://www.nve.no/naturfare/laer-om-naturfare/om-skred/kva-er-kvikkleire-og-kvikkleireskred/> (Hentet: 08.04 2022).
- Nyheim, T. *et al.* (2015) *Workshop om sikkerhetsfilosofi (rapport nr. 104-2015)*. Norges vassdrags- og energidirektorat.
- Oset, F. *et al.* (2015) *Valg av karakteristisk cuA – profil basert på felt – og laboratorieundersøkelser (rapport nr. 77/2014)*. Norges vassdrags- og energidirektorat i et samarbeid med Statens vegvesen og Jernbaneverket
- Panagoulas, S., Vilhar, G. og Brinkgreve, R. B. J. (2018) *The SHANSEP NGI-ADP model 2018*, Delft University of Technology and PLAXIS bv, The Netherlands.
- Reite, A. J. (1990) *Sør-Trøndelag fylke : kvartærgeologisk kart M 1:250.000 : veiledning til kartet*. Trondheim: Norges geologiske undersøkelse.
- Schanz, T., Vermeer, P. og Bonnier, P. G. (2019) The hardening soil model: formulation and verification *Beyond 2000 in computational geotechnics*. Routledge, s. 281-296.
- Solli, V. A. (2020) *3D-effects in Slope Stability Analysis - Sensitivity of Geometry in 2D and 3D Stability Programs*. Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Trondheim.
- Stark, T. D. og Eid, H. T. (1998) Performance of three-dimensional slope stability methods in practice, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 124(11), s. 1049-1060.
- Sun, C. *et al.* (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), s. 06016034.
- Sundahl, T. (2020) *3D-effekter på stabilitet av skrånninger utsatt for lokale laster*. Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Trondheim.
- Sunnersjö, S. (1992) *FEM i praktiken - En introduktion till finita elementmetodens praktiska tillämpning*. Stockholm, Sveriges Verkstadsindustrier.
- Surarak, C. *et al.* (2012) Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays, *Soils and foundations*, 52(4), s. 682-697.

Referanseliste

Thakur, V. *et al.* (2014) *En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer (rapport nr. 14/2014)*. Norges vassdrags- og energidirektorat i et samarbeid med Statens vegvesen og Jernbaneverket.

Thue, J. V. (2019) *Skråningsstabilitet*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/skr%C3%A5ningsstabilitet> (Hentet: 09.12 2021).

Vegdirektoratet (2010) *Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/s/bransjekontakt/Funksjonskontrakt%20dokumenter/Hb016_2010-06.pdf.

Vegdirektoratet (2018) *Geoteknikk i vegbygging, Håndbok V220*. Tilgjengelig fra: https://files.motocross.io/trafikksiden/HB_V220_Geoteknikk_vegbygging_2018.pdf.

Vegdirektoratet (2021) *Vegbygging, Vegnormal N200*. Tilgjengelig fra: <https://svv-cm-sv-apppublic-prod.azurewebsites.net/product/859924?filePath=N200%20Vegbygging%20v1.1.pdf>.

Wei, W., Cheng, Y. M. og Li, L. (2009) Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods, *Computers and geotechnics*, 36(1-2), s. 70-80.

Wikipedia (2022) *Slope stability analysis*. Tilgjengelig fra: https://en.wikipedia.org/wiki/Slope_stability_analysis#/media/File:Slop (Hentet: 08.04 2022).

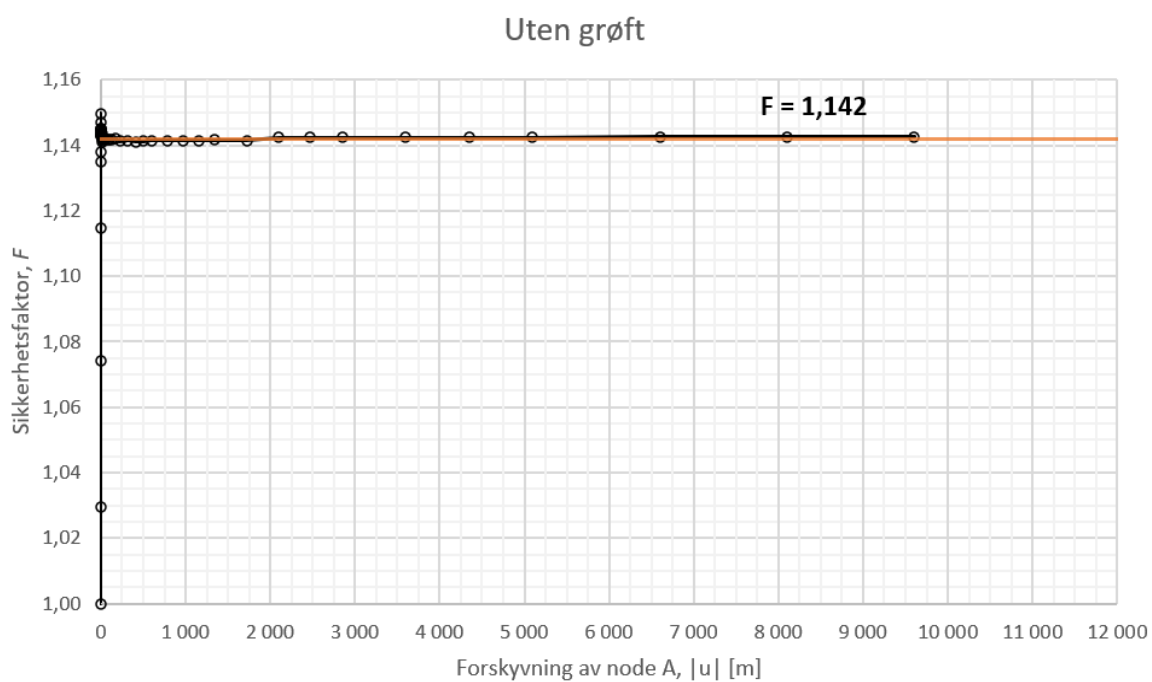
Zhang, L. *et al.* (2015) The influence of the unsaturated soil zone on 2-D and 3-D slope stability analyses, *Engineering Geology*, 193, s. 374-383.

Zhang, Y. *et al.* (2013) Effects of geometries on three-dimensional slope stability, *Canadian geotechnical journal*, 50(3), s. 233-249. <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0279>

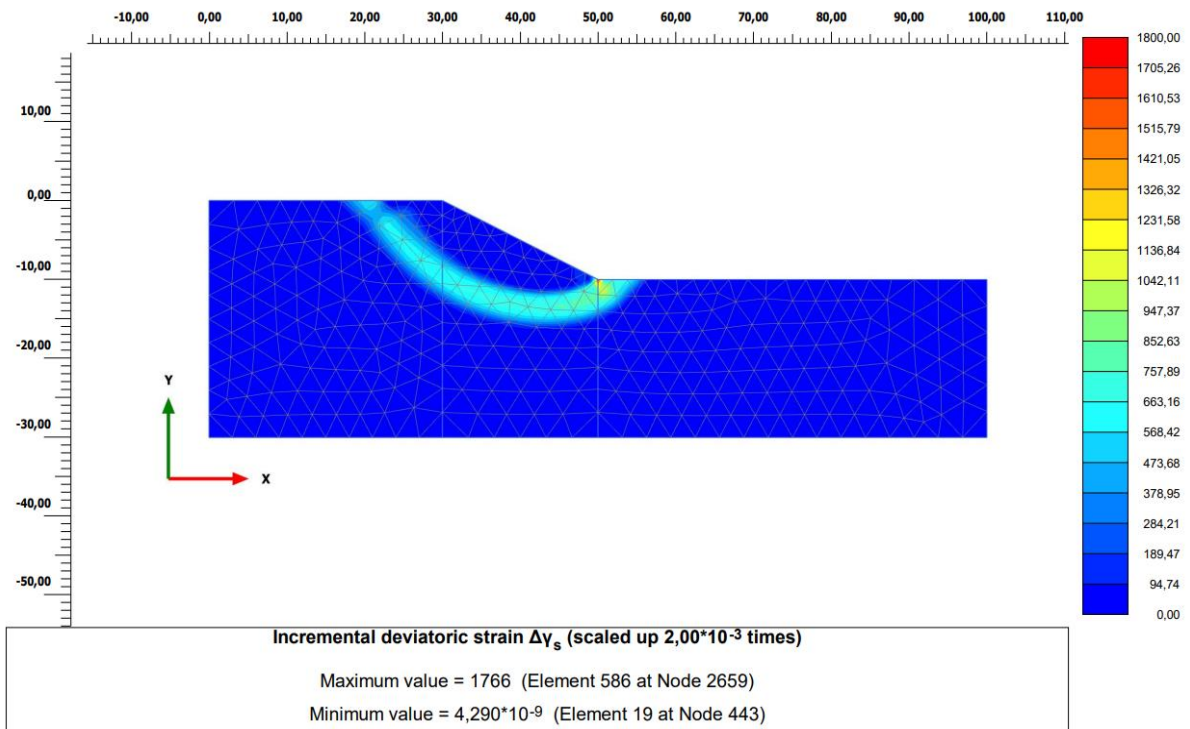
Tillegg A Resultater fra PLAXIS 2D – forstudie

A.1 Stabilitet av opprinnelig skråning

Sikkerhetsanalyse

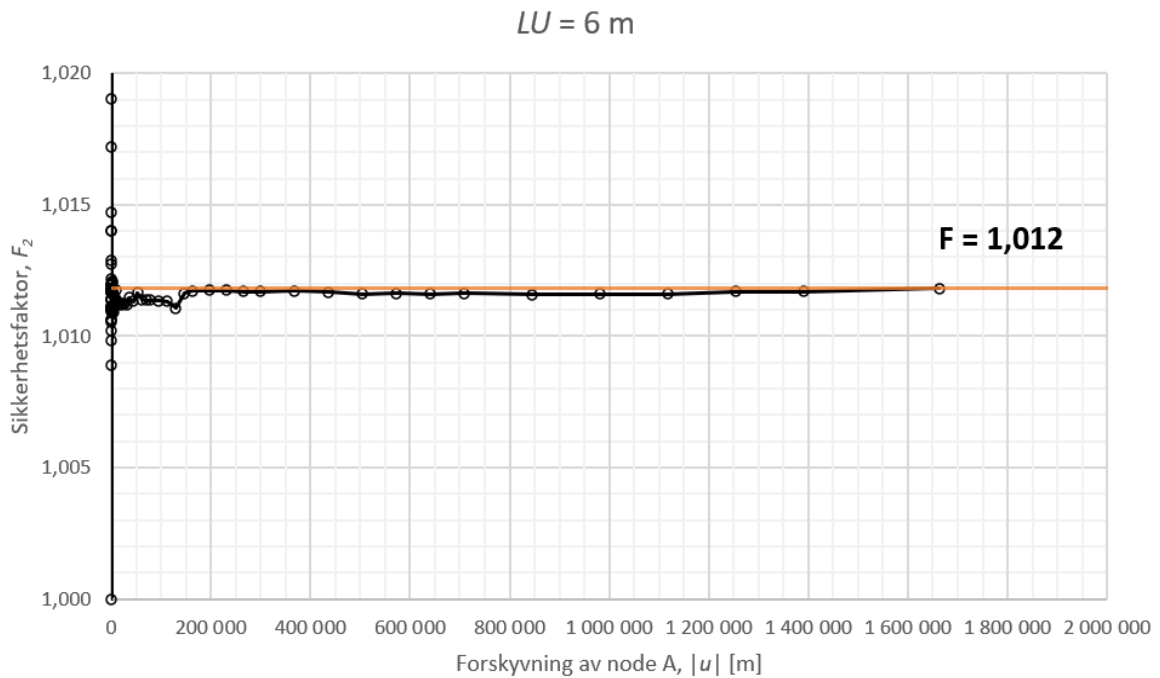


Skjærflate



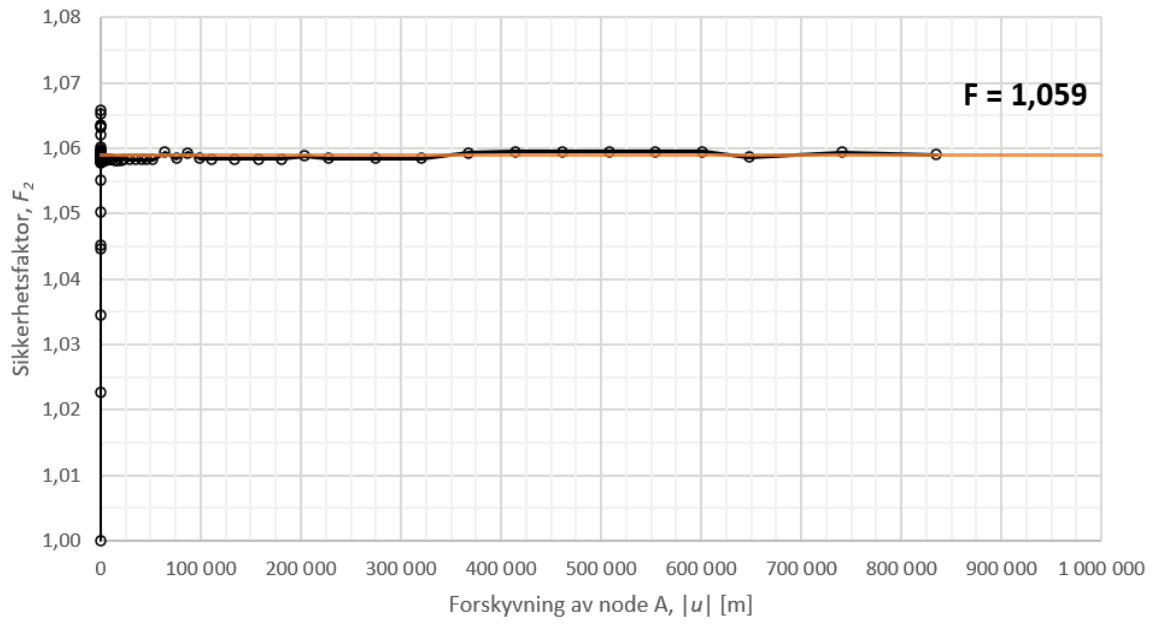
A.2 Stabilitet av skråninger med grøft

Sikkerhetsanalyser

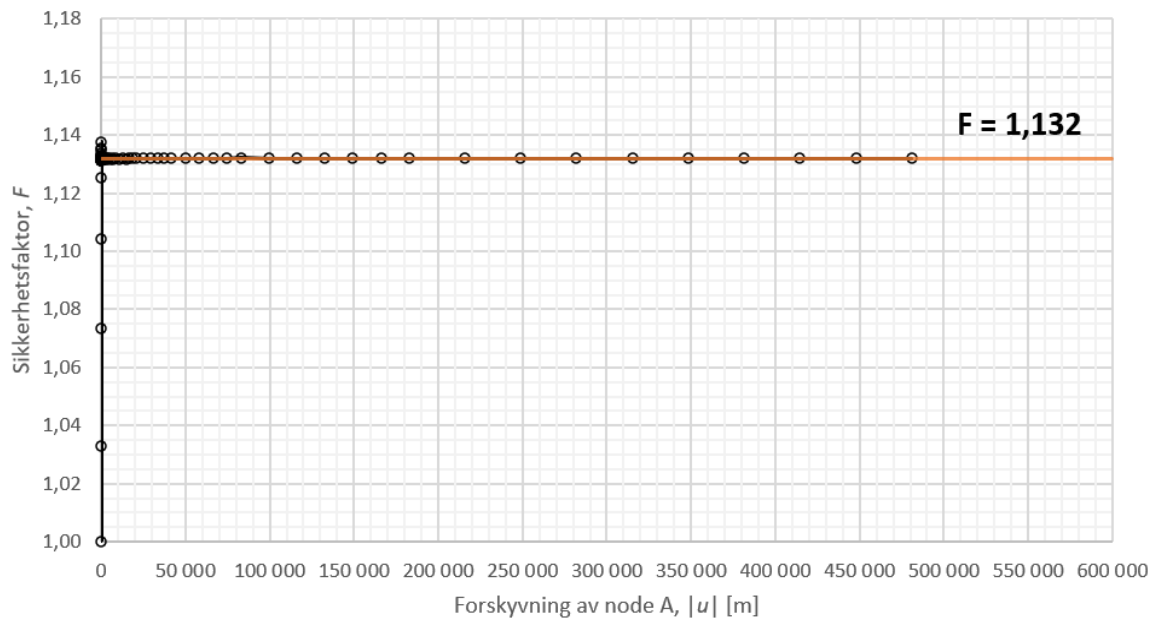


Tillegg A Resultater fra PLAXIS 2D – forstudie

$LU = 10 \text{ m}$

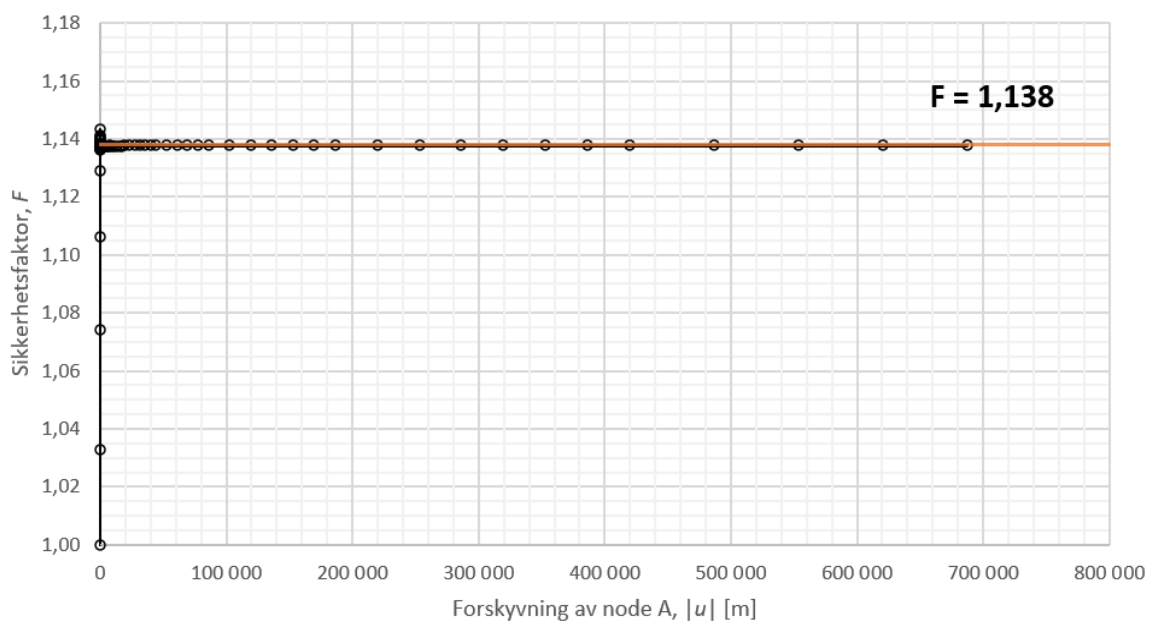


$LU = 16 \text{ m}$

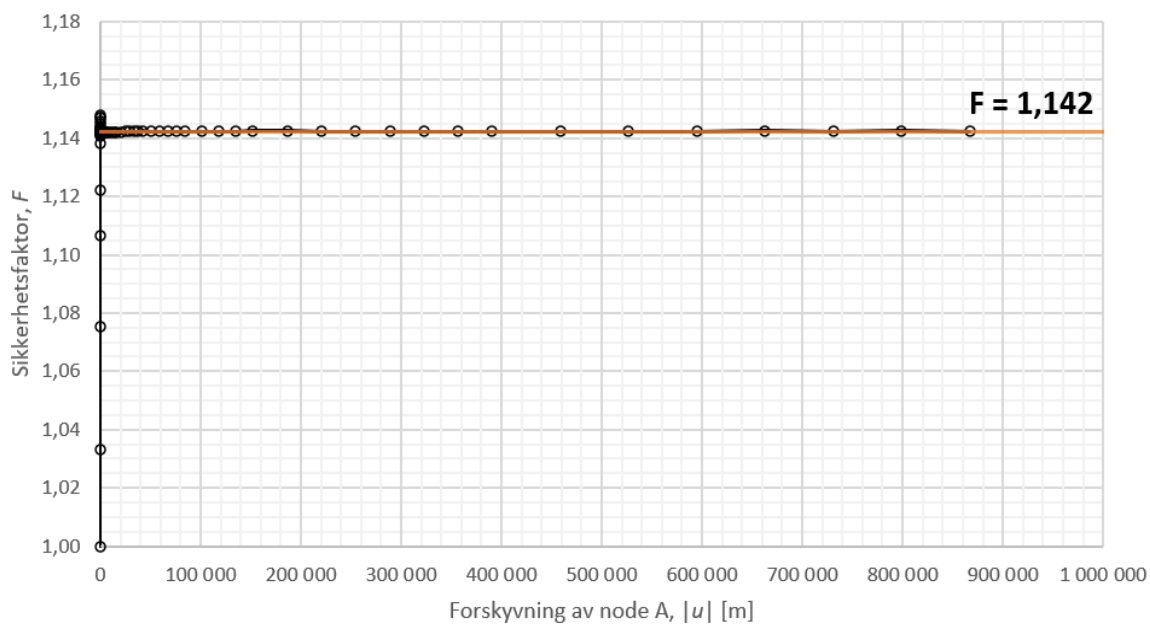


Tillegg A Resultater fra PLAXIS 2D – forstudie

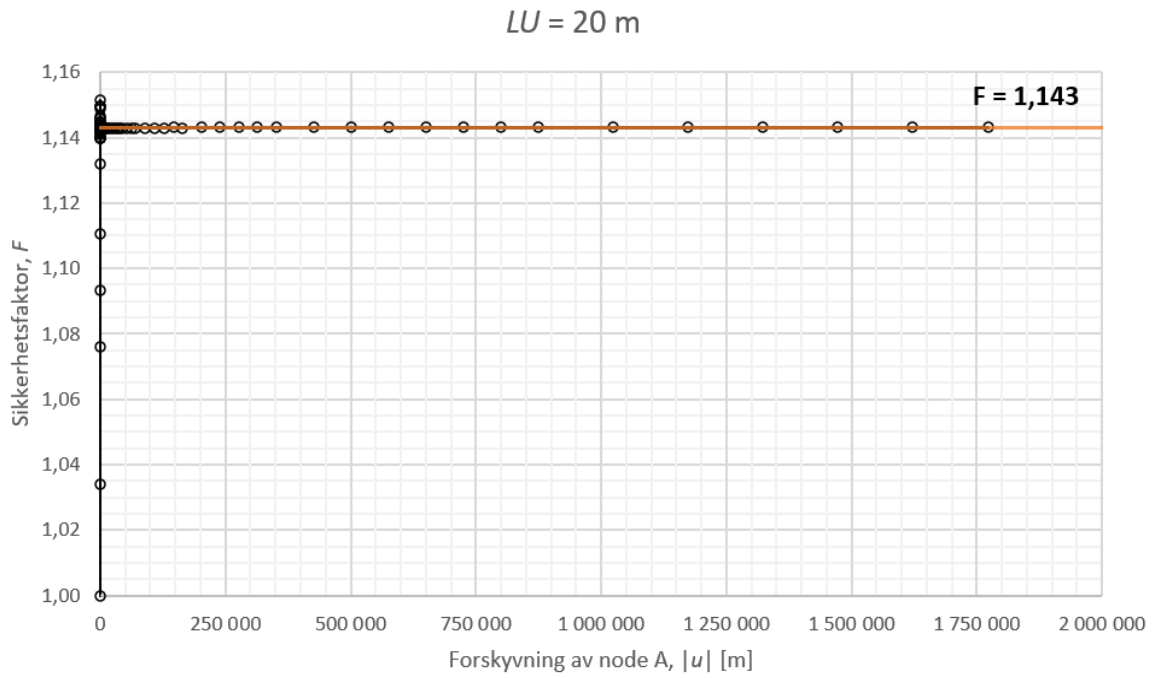
$LU = 16,8 \text{ m}$



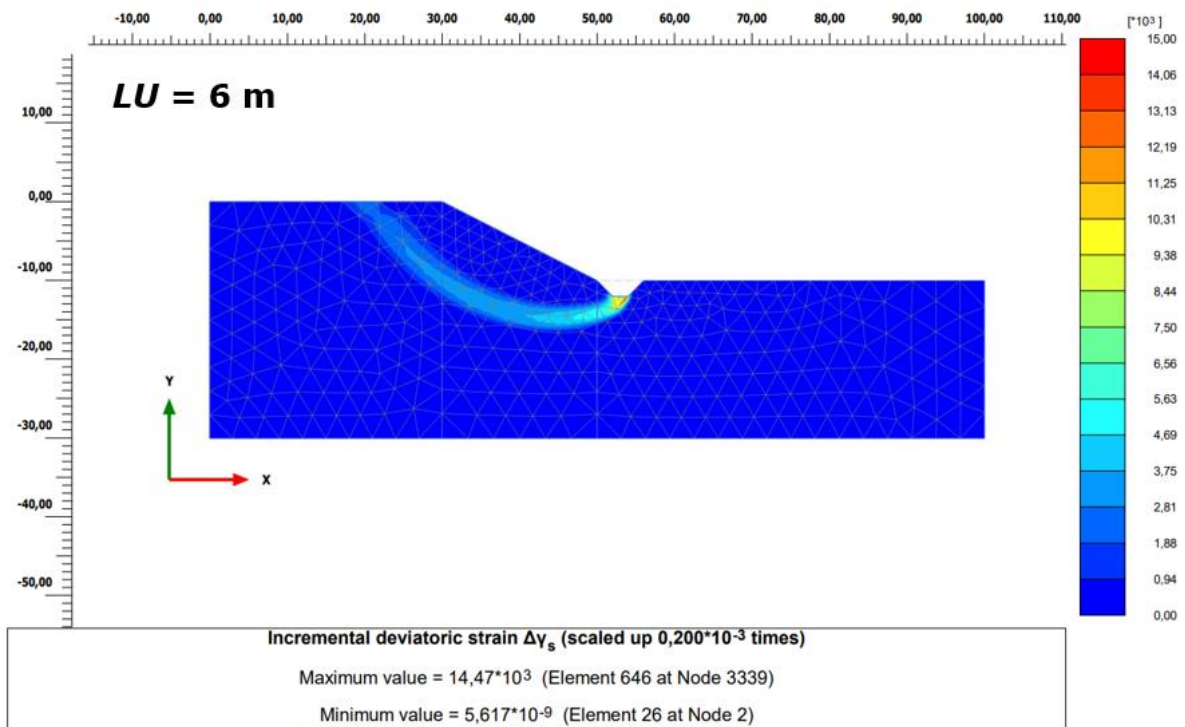
$LU = 17,8 \text{ m}$



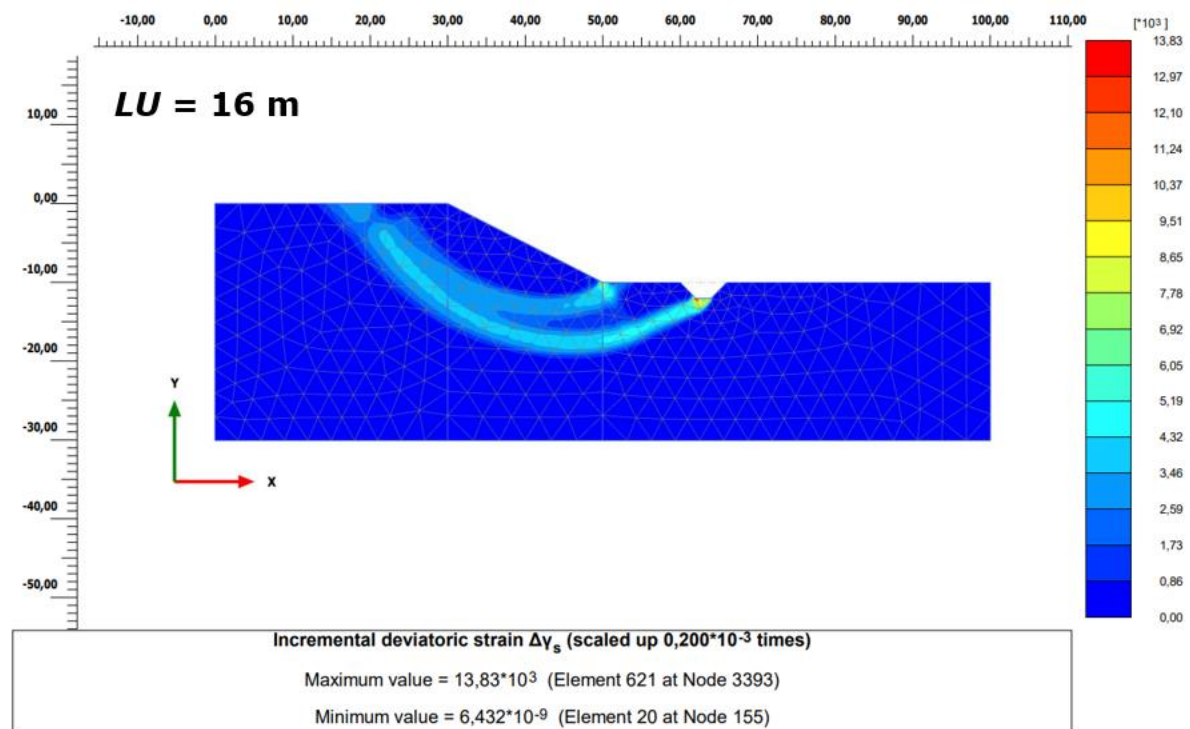
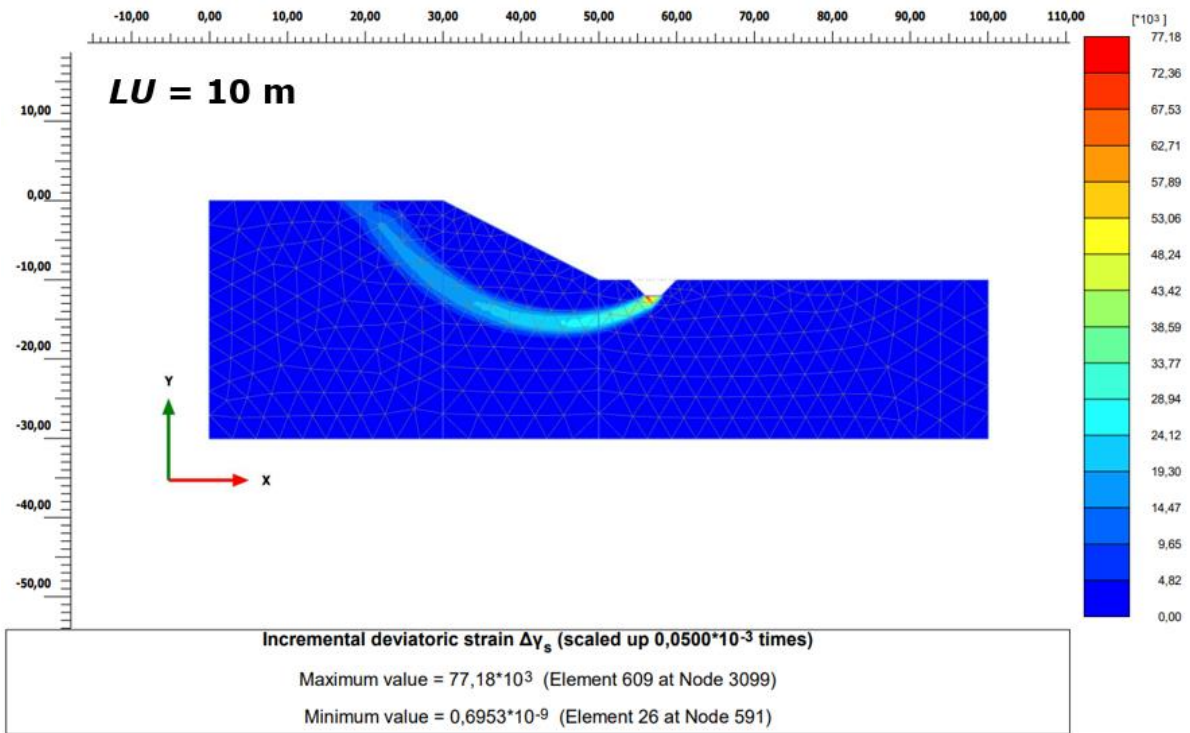
Tillegg A Resultater fra PLAXIS 2D – forstudie



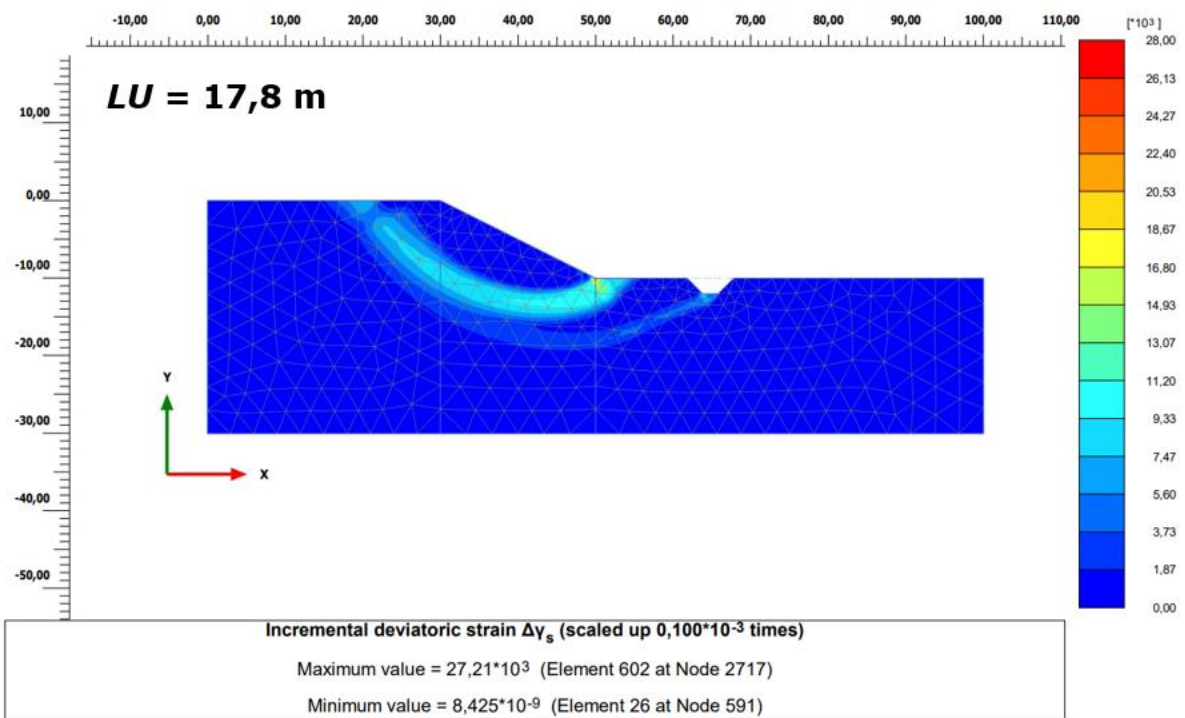
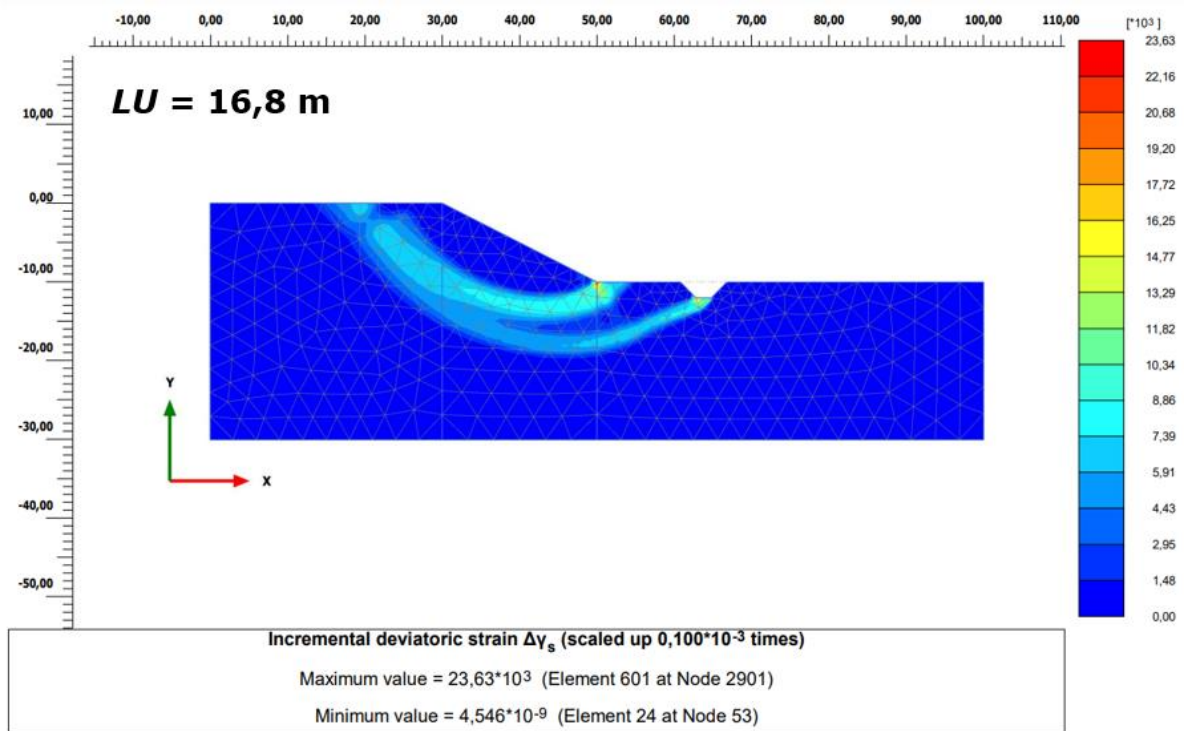
Skjærflater



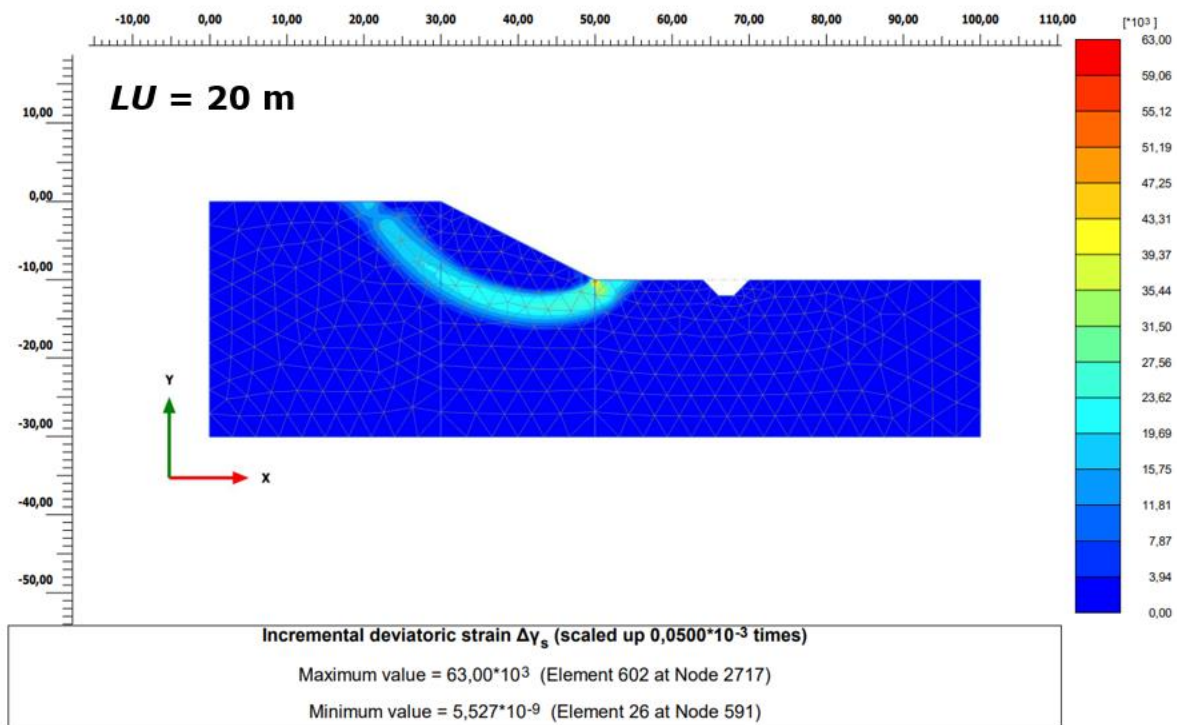
Tillegg A Resultater fra PLAXIS 2D – forstudie



Tillegg A Resultater fra PLAXIS 2D – forstudie

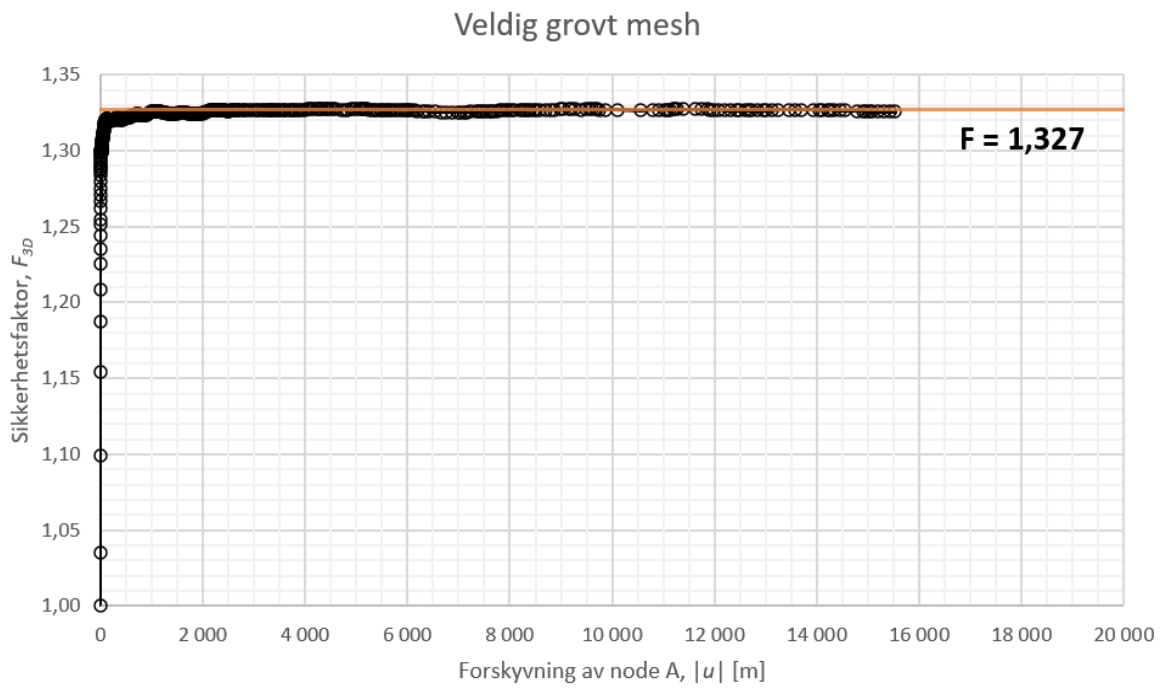


Tillegg A Resultater fra PLAXIS 2D – forstudie

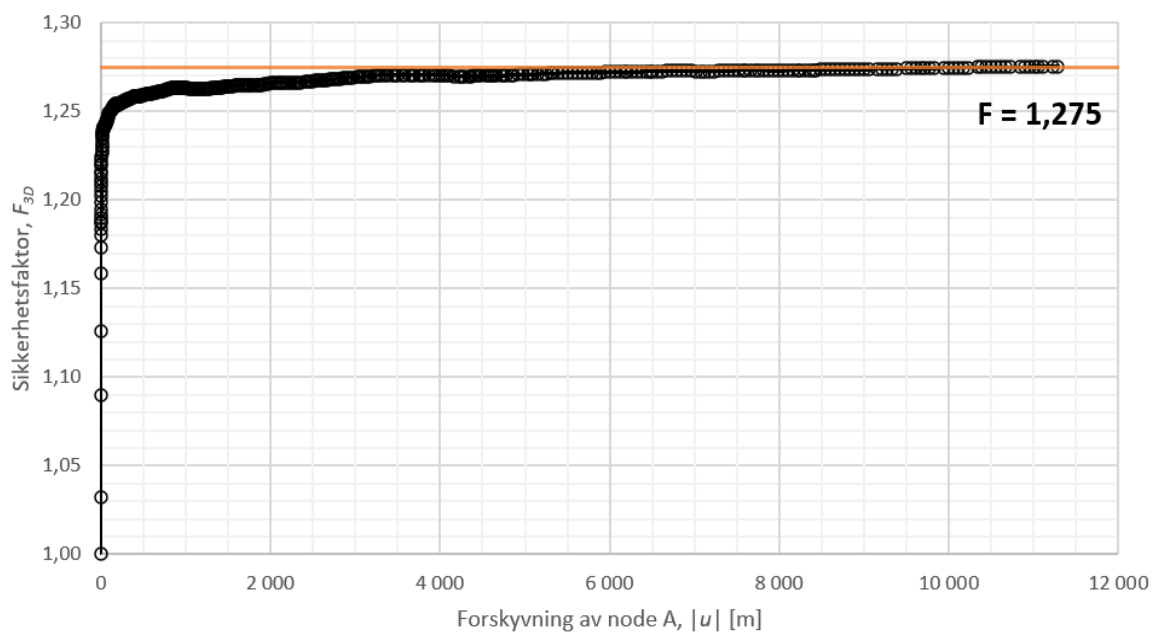


Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie

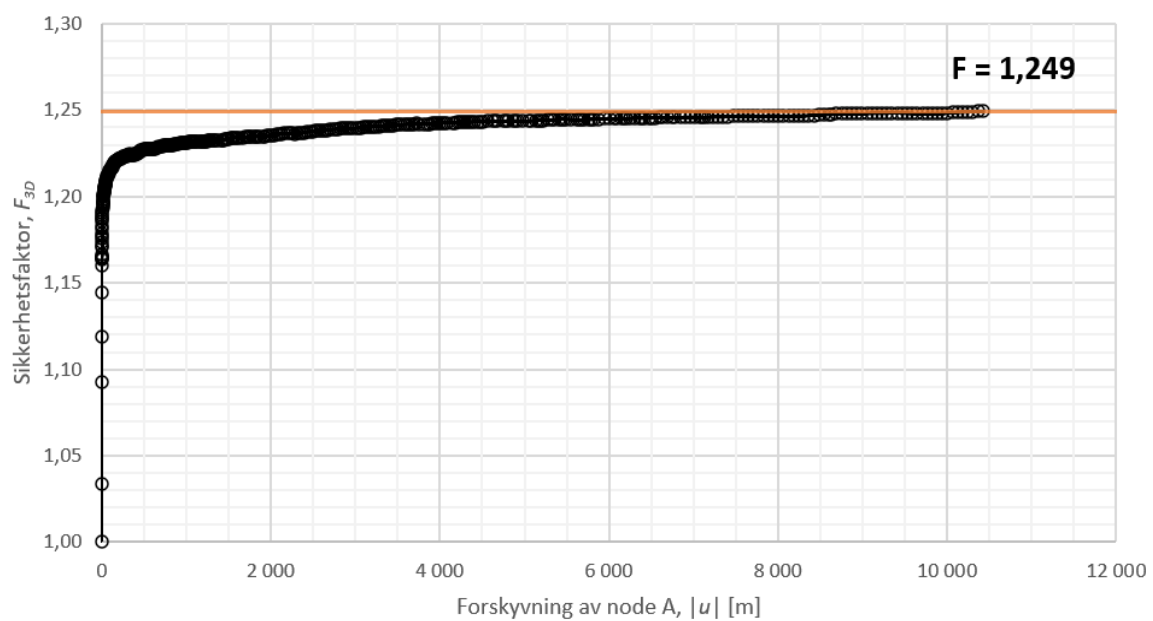
B.1 Mesh-sensitivitetsanalyse PLAXIS 3D



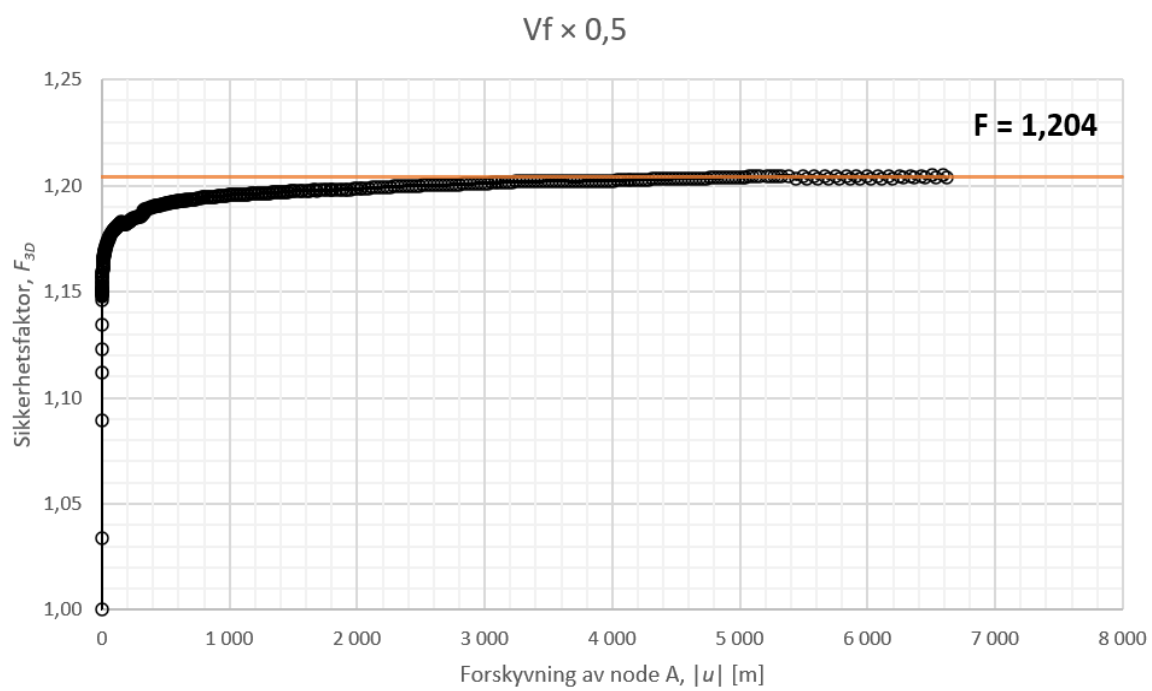
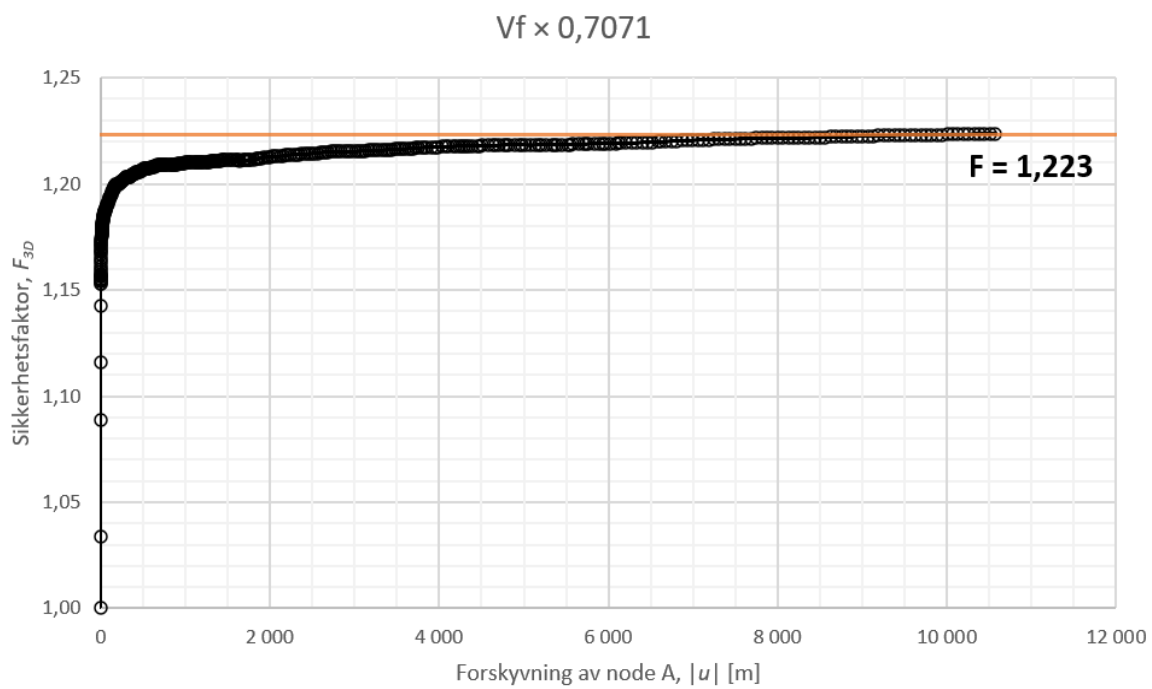
Medium mesh



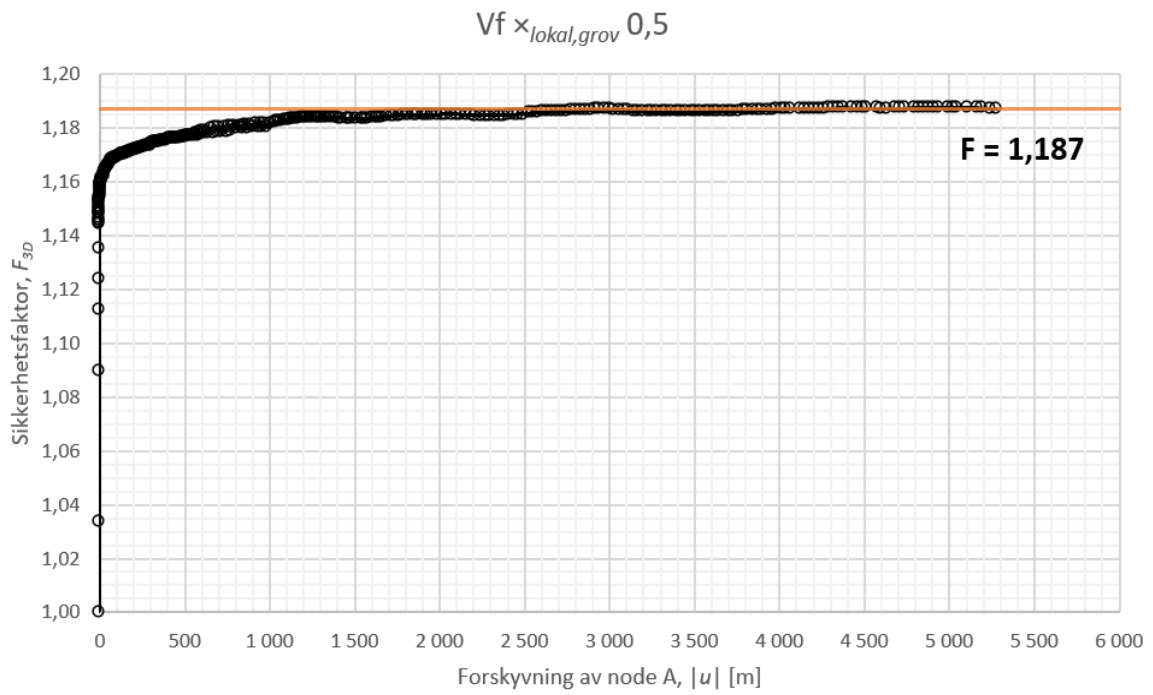
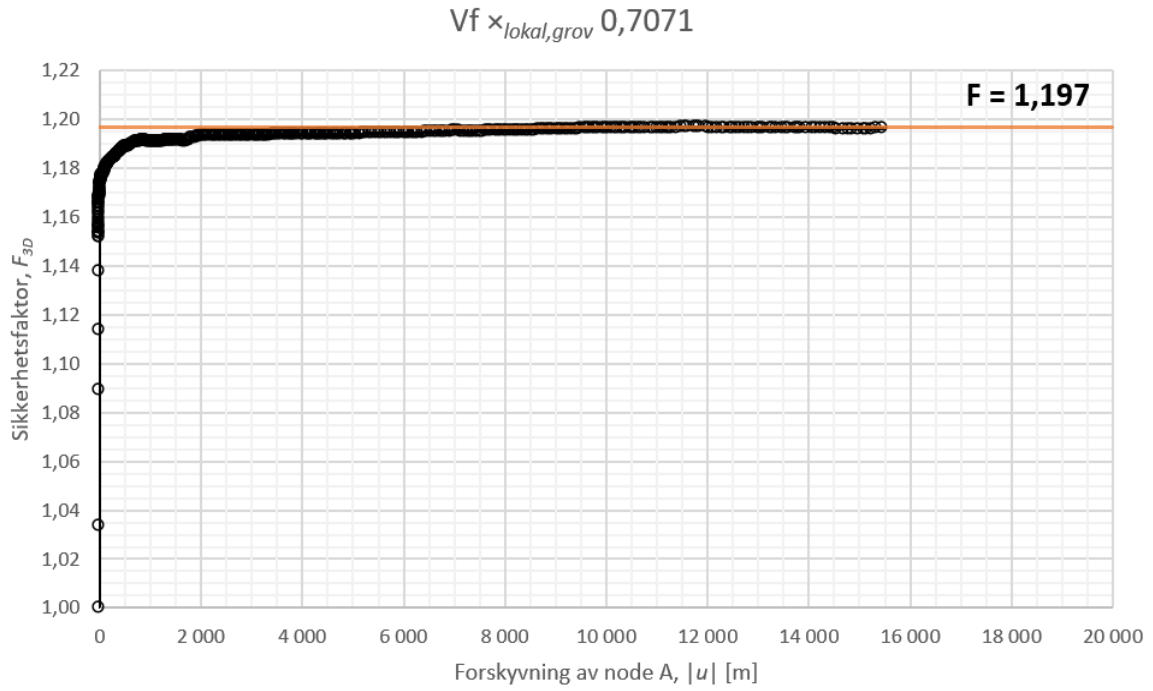
Vf \times 1,0



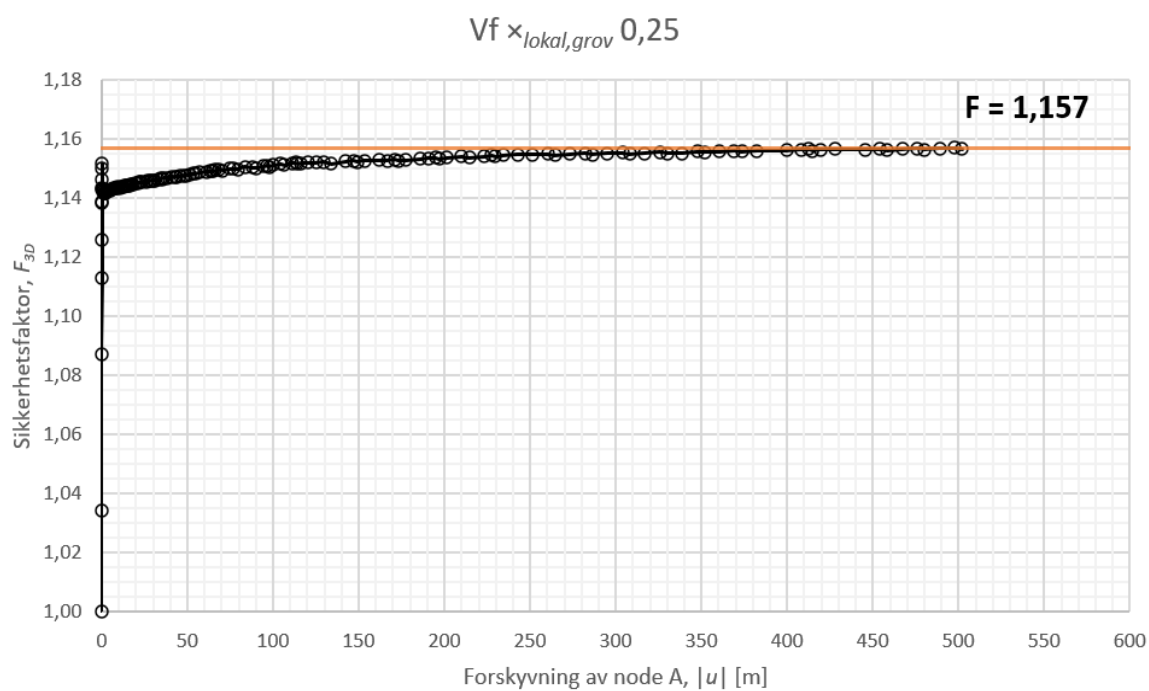
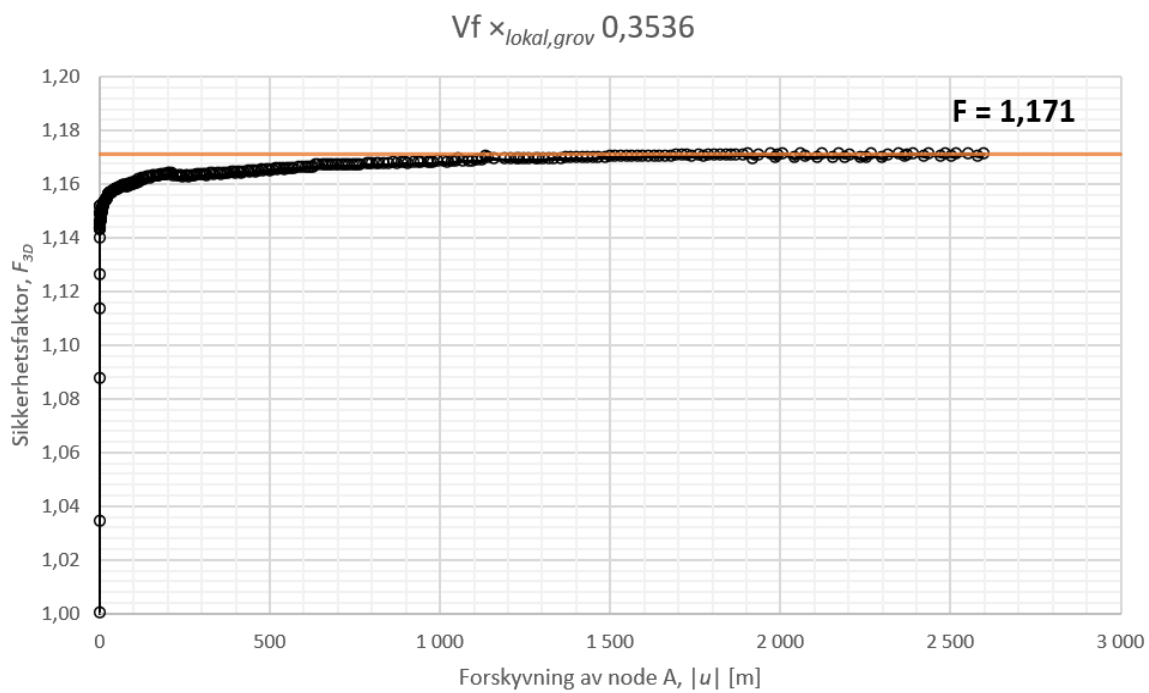
Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie



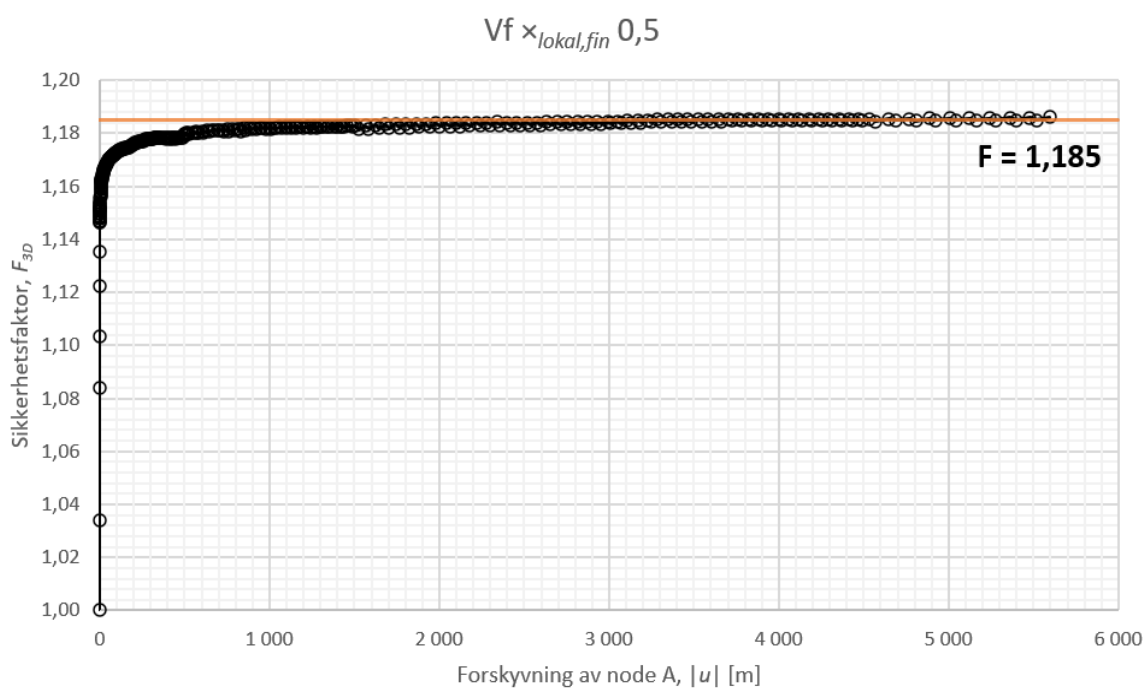
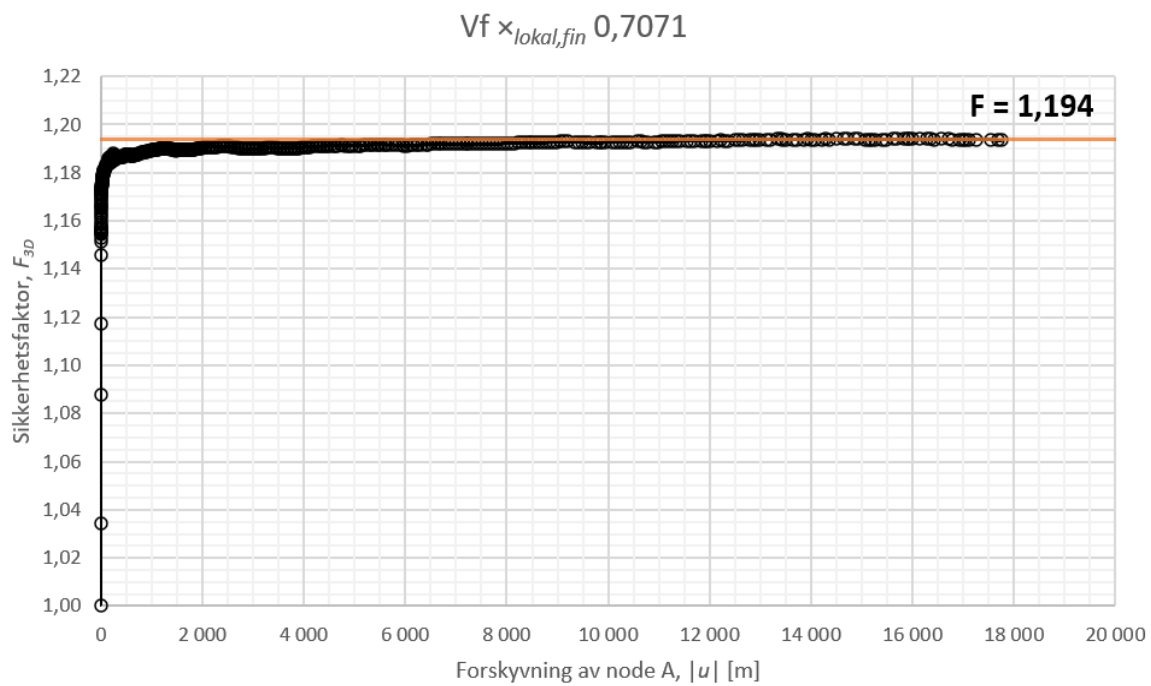
Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie



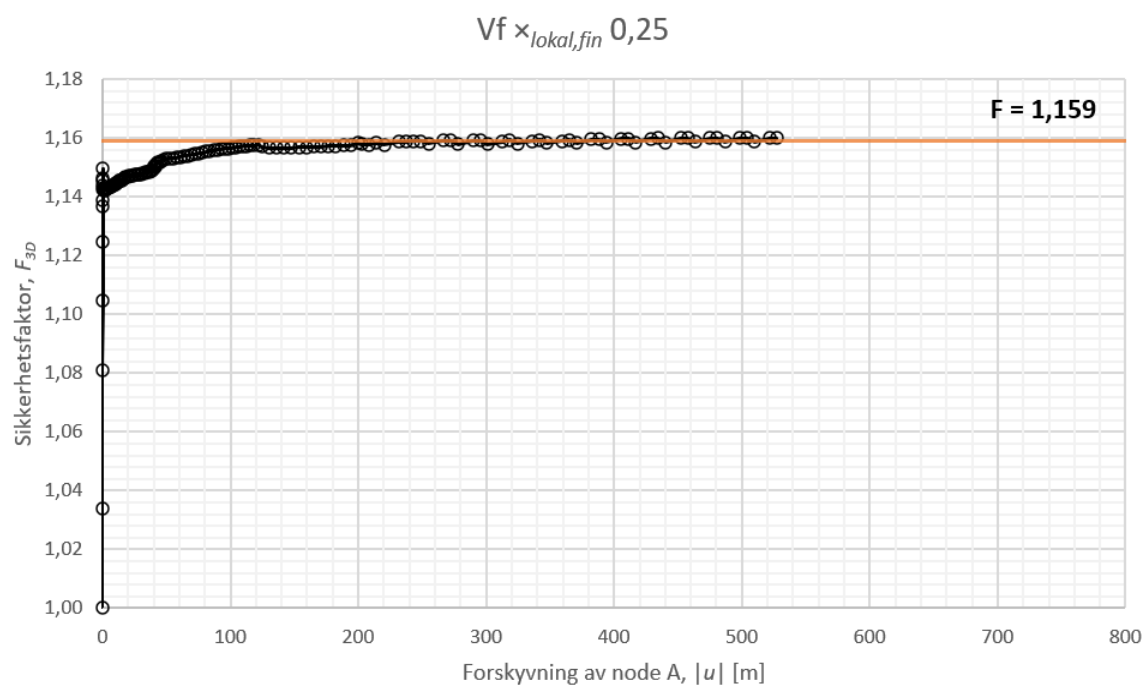
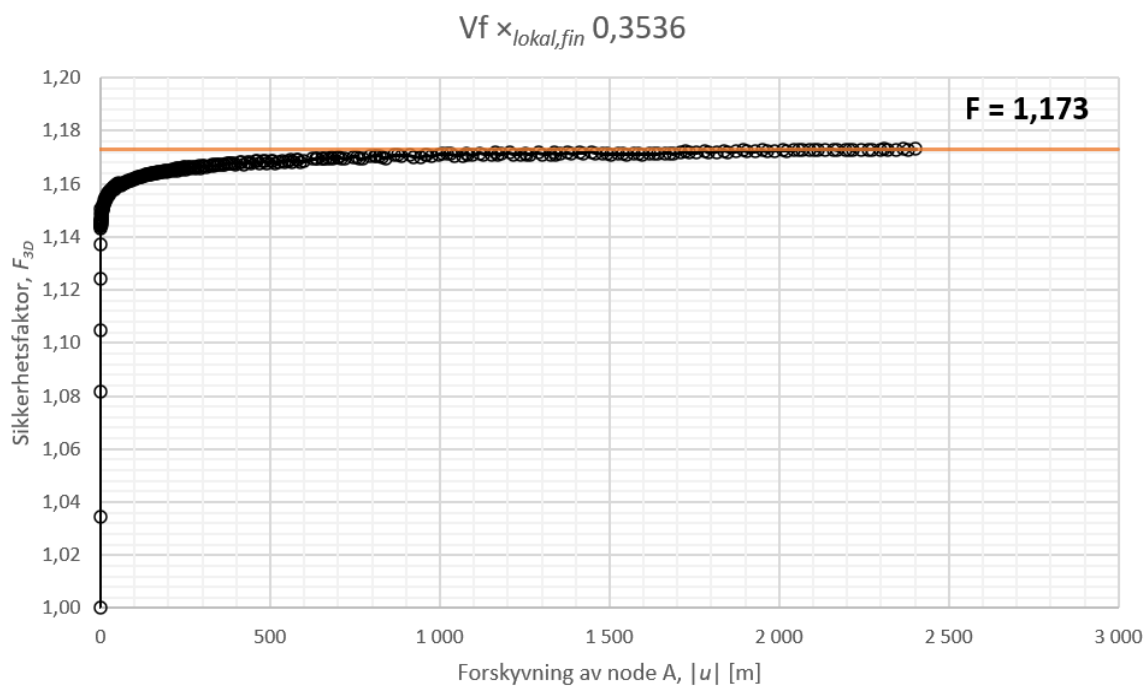
Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie



Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie

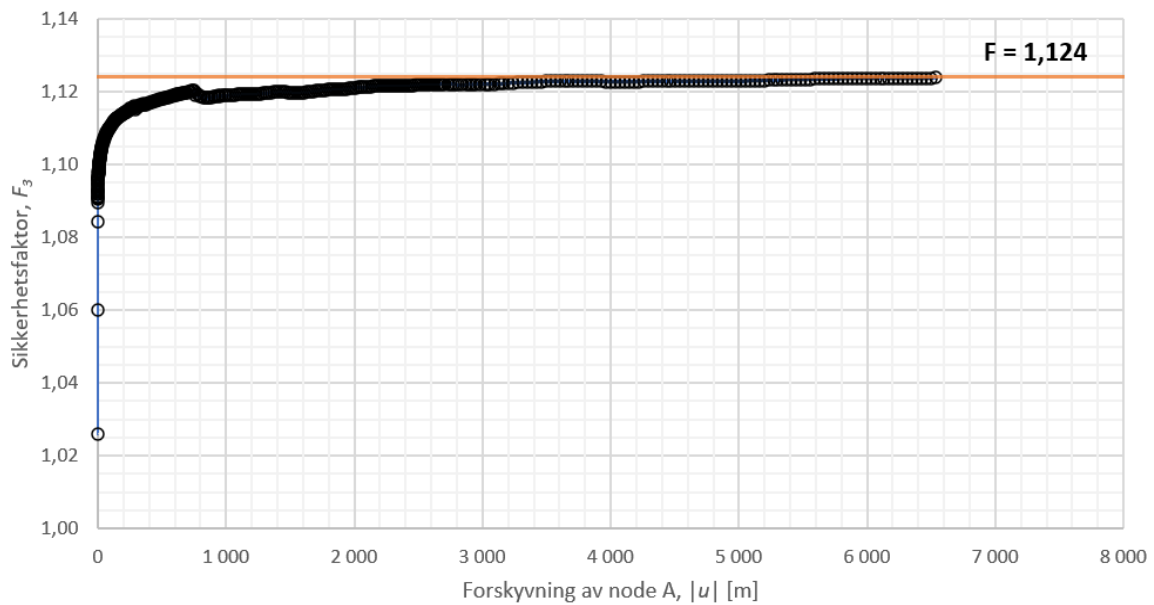


Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie

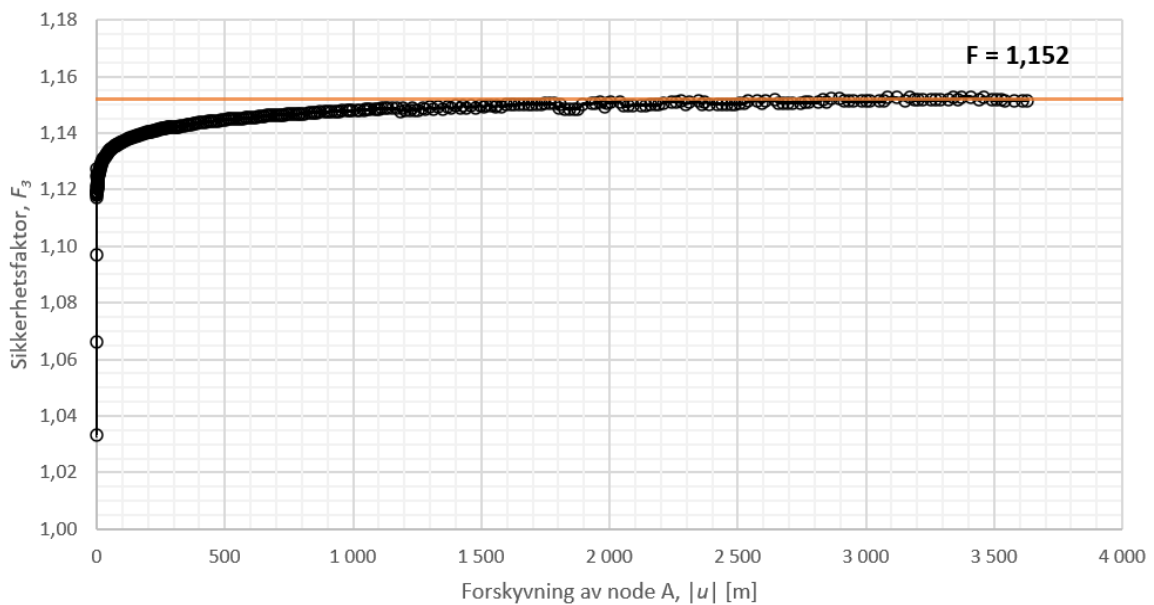


B.2 Sensitivitetsanalyse av forholdet mellom $B_{u,bunn}$ og B Sikkerhetsanalyser

$$B_{u,bunn} = 13 \text{ m}, B/2 = 10 \text{ m}$$

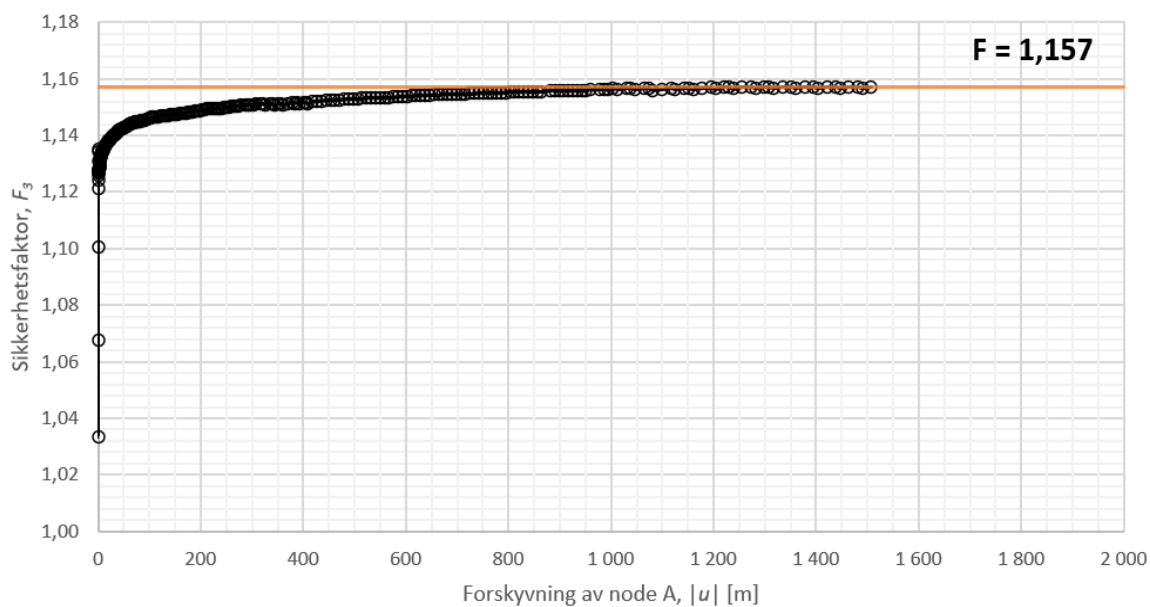


$$B_{u,bunn} = 13 \text{ m}, B/2 = 20 \text{ m}$$

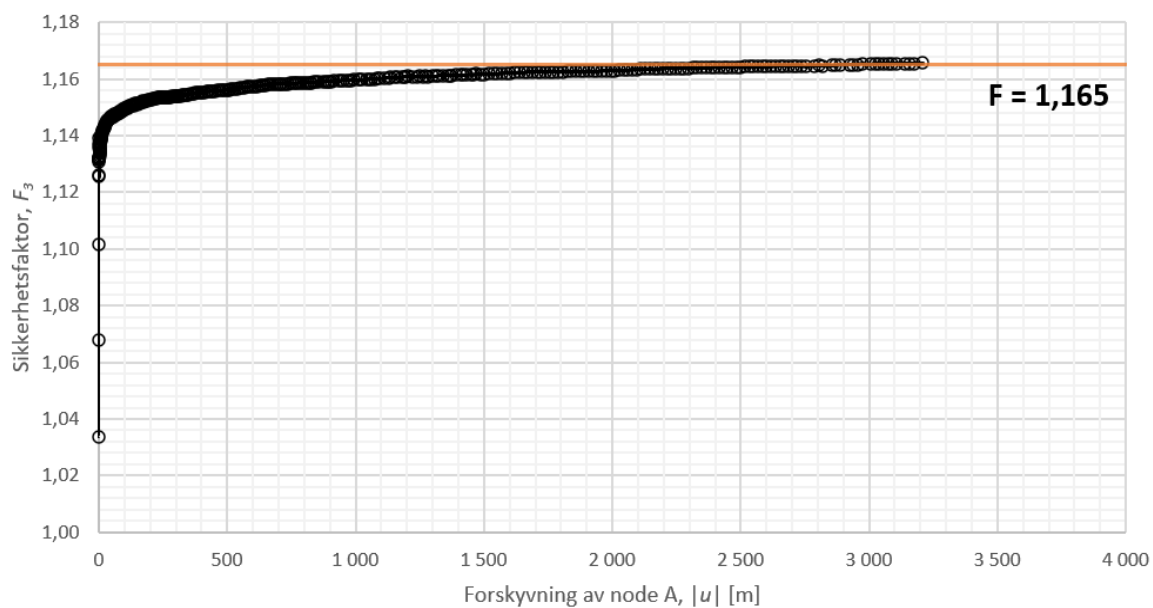


Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie

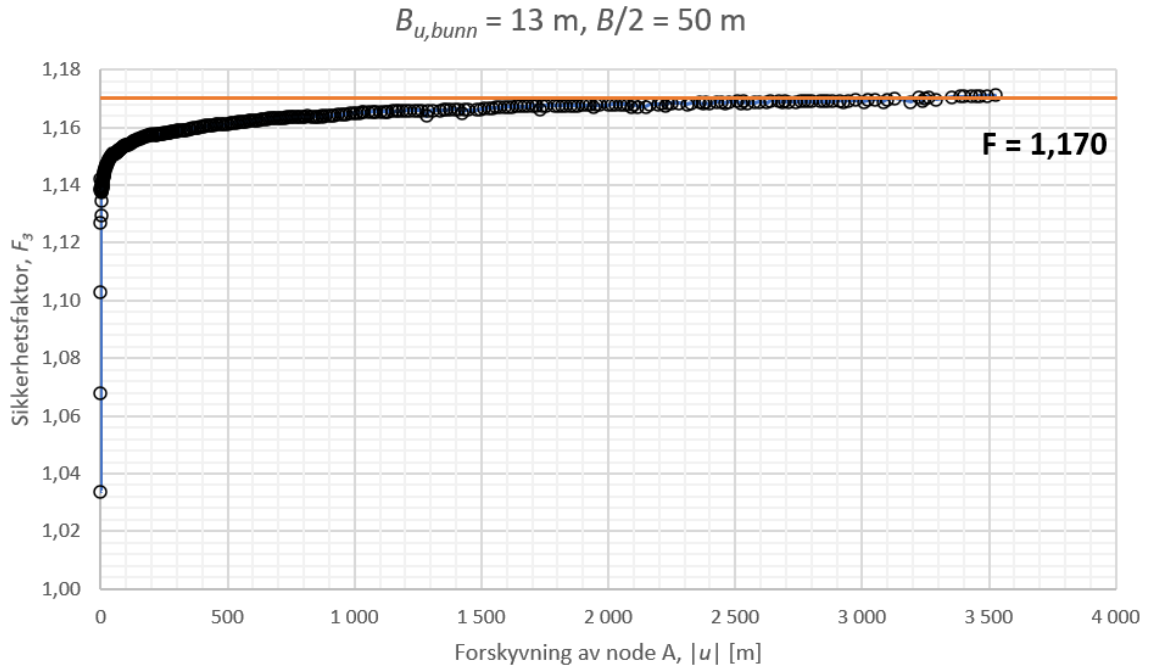
$B_{u,bunn} = 13 \text{ m}, B/2 = 30 \text{ m}$



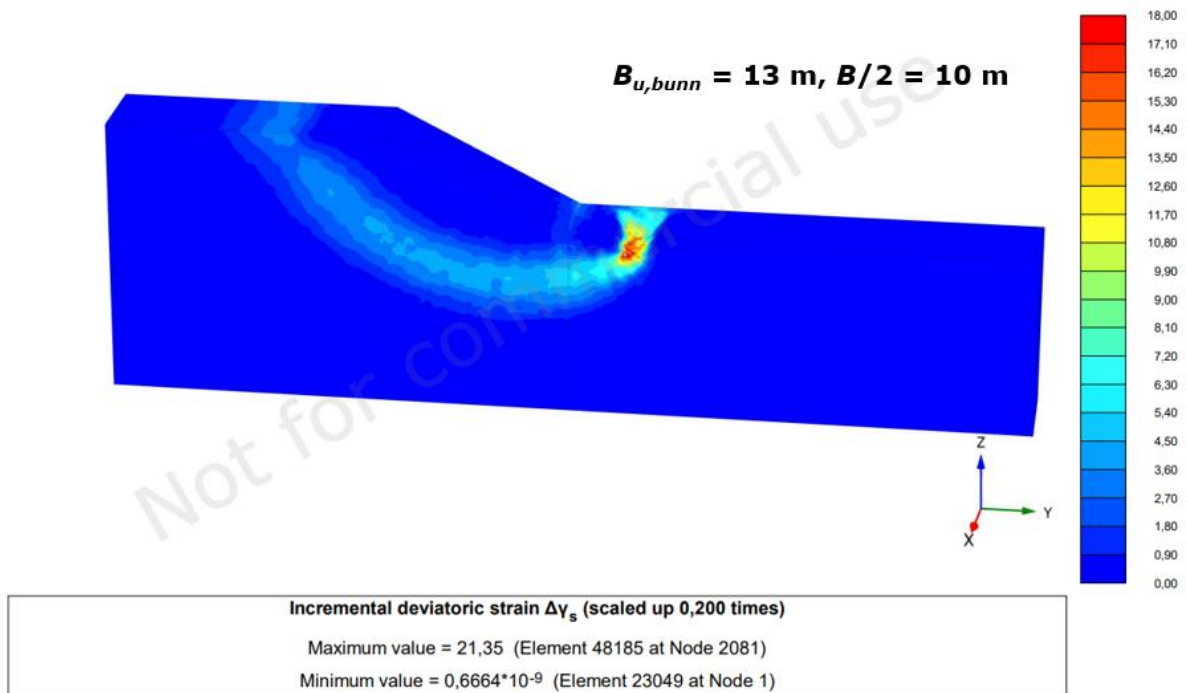
$B_{u,bunn} = 13 \text{ m}, B/2 = 40 \text{ m}$

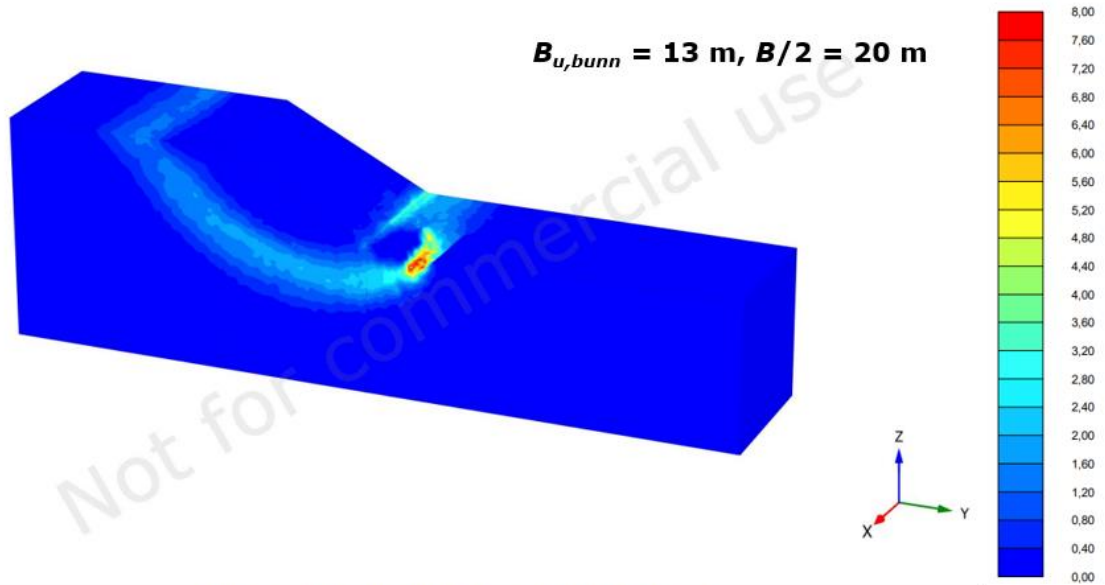


Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie

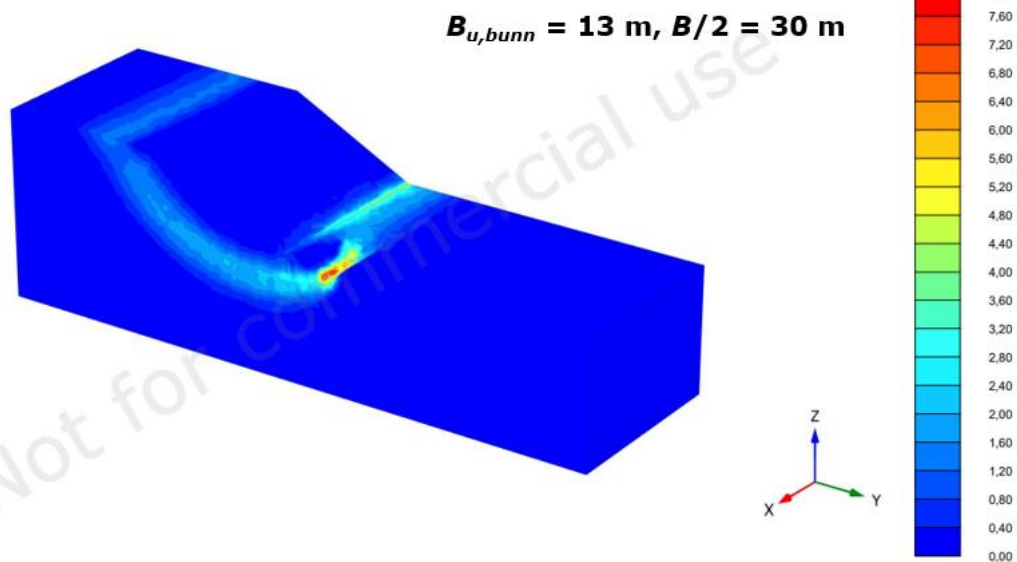


Skjærflater



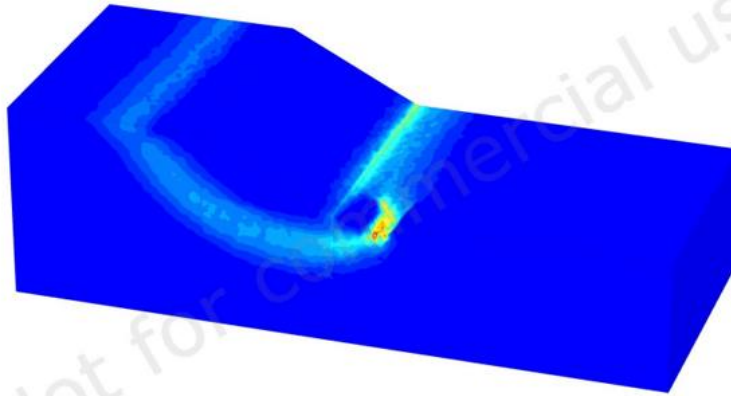


Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0,500 times)
Maximum value = 8,886 (Element 99701 at Node 62555)
Minimum value = $1,438 \cdot 10^{-9}$ (Element 160698 at Node 3463)



Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0,500 times)
Maximum value = 9,037 (Element 144124 at Node 4668)
Minimum value = $4,495 \cdot 10^{-9}$ (Element 60787 at Node 2221)

$B_{u,bunn} = 13 \text{ m}, B/2 = 40 \text{ m}$

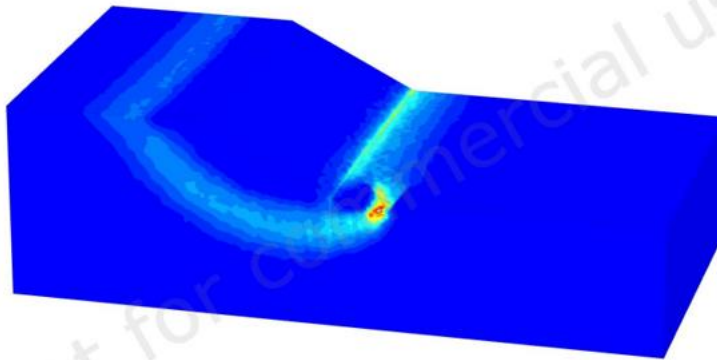


Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0,200 times)

Maximum value = 20,53 (Element 180709 at Node 5882)

Minimum value = $0,5682 \cdot 10^{-9}$ (Element 74957 at Node 2218)

$B_{u,bunn} = 13 \text{ m}, B/2 = 50 \text{ m}$



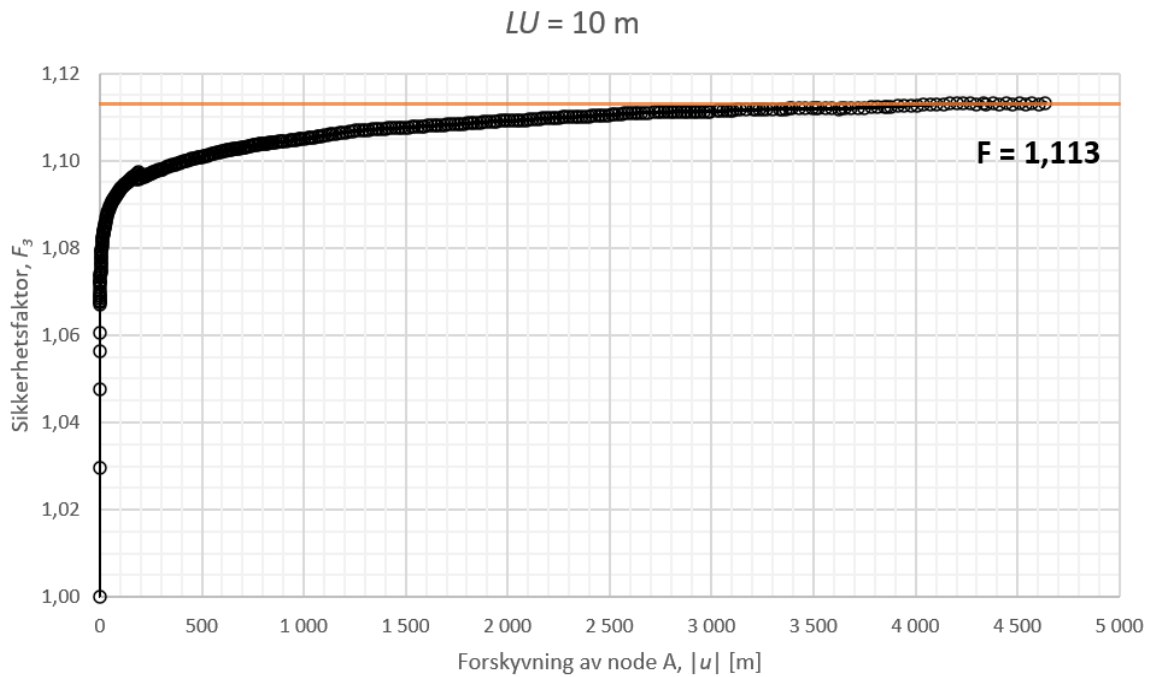
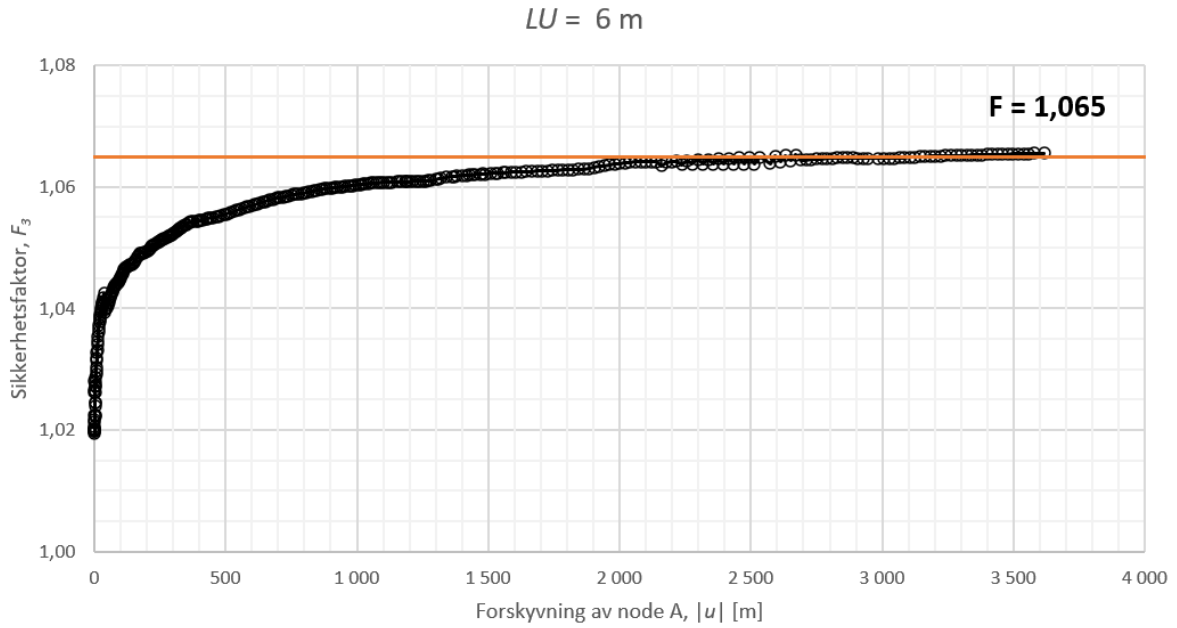
Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0,200 times)

Maximum value = 19,05 (Element 197027 at Node 123769)

Minimum value = $0,01005 \cdot 10^{-6}$ (Element 82251 at Node 2100)

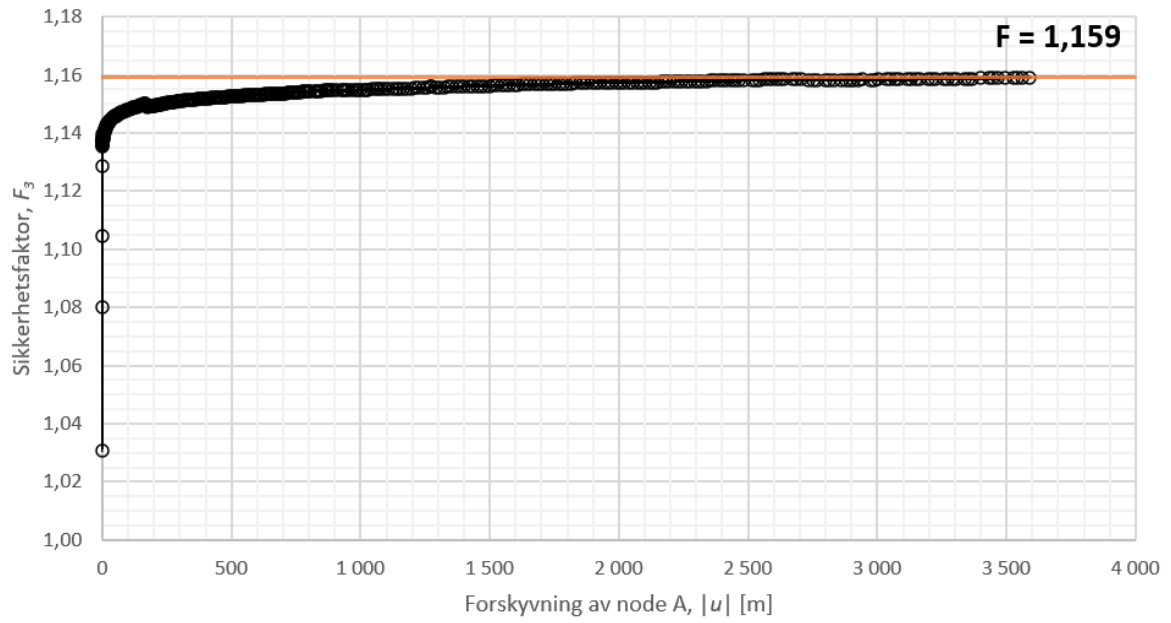
B.3 Plan tøyningsanalyser PLAXIS 3D med grøft

Sikkerhetsanalyser

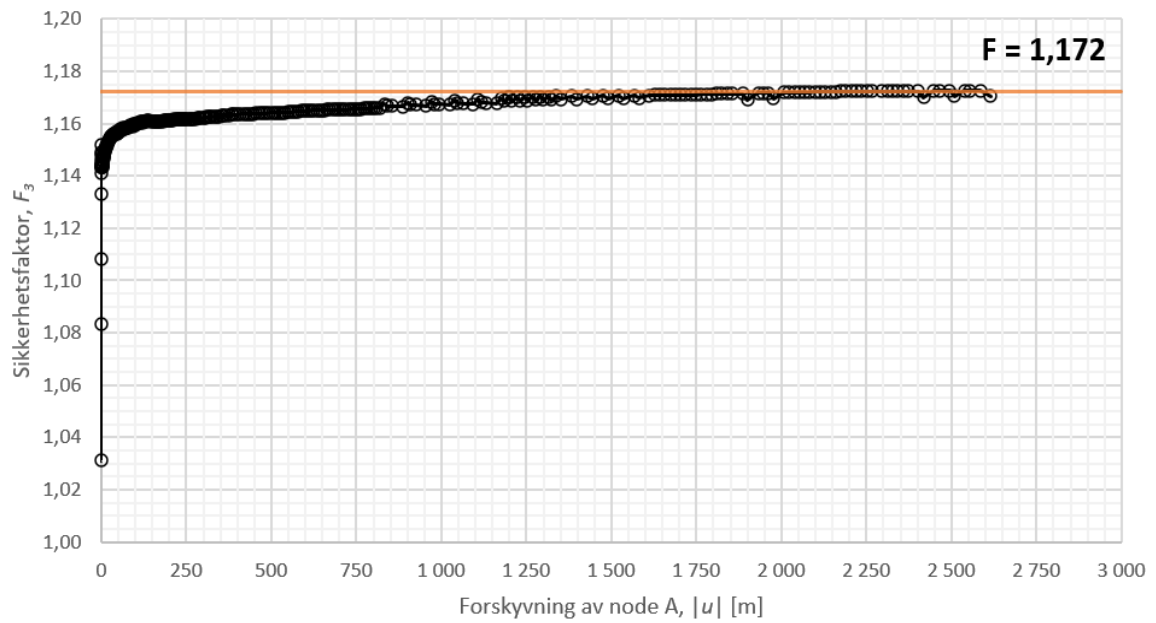


Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie

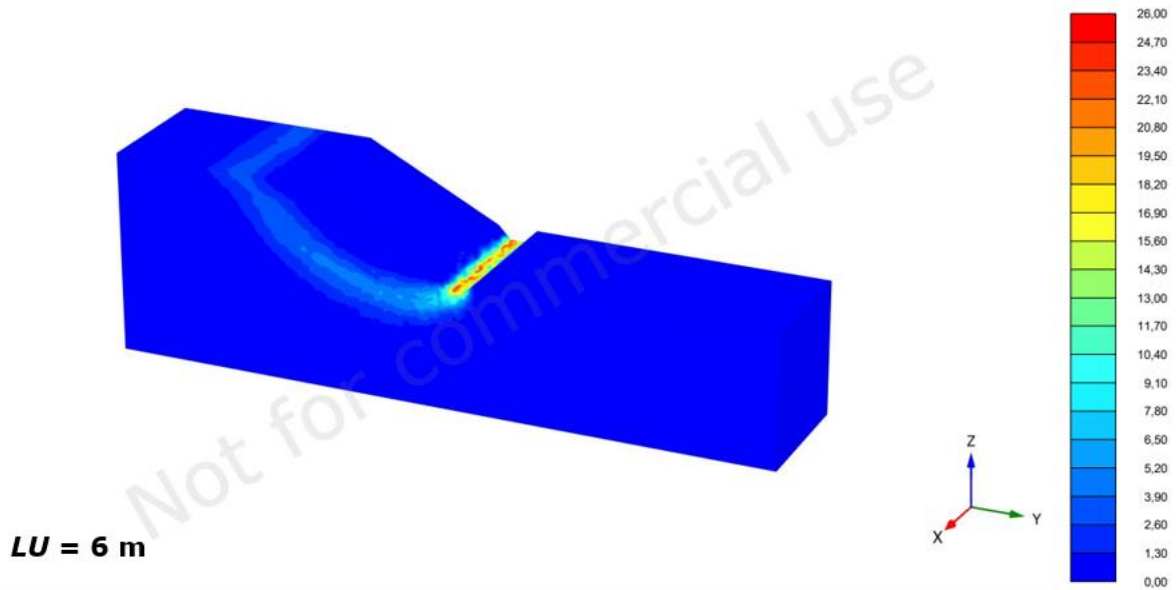
$LU = 16 \text{ m}$



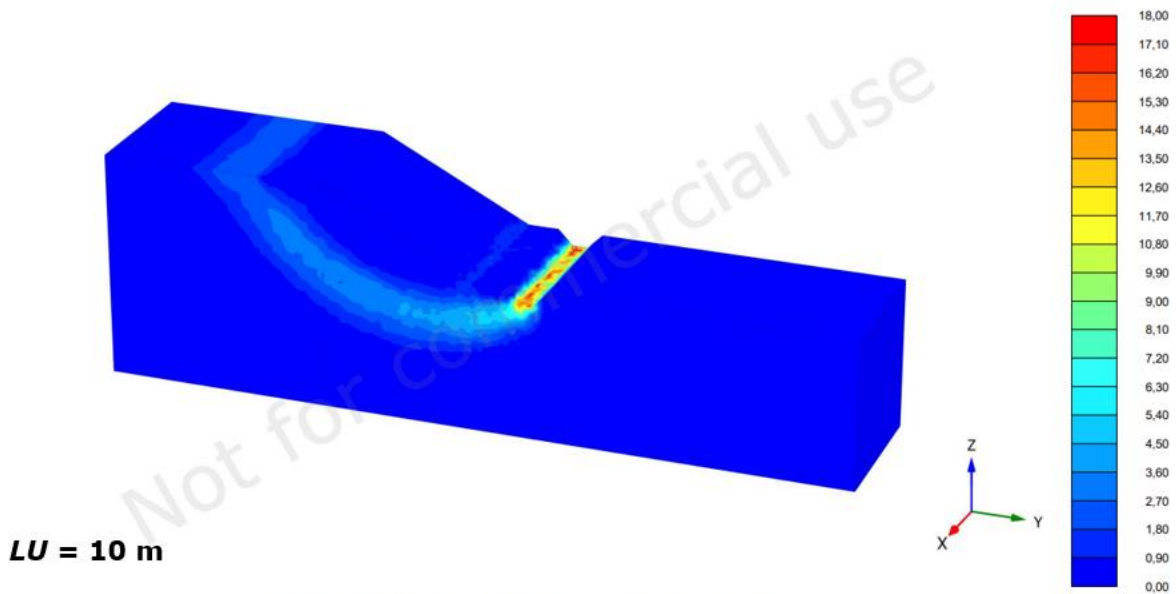
$LU = 20 \text{ m}$



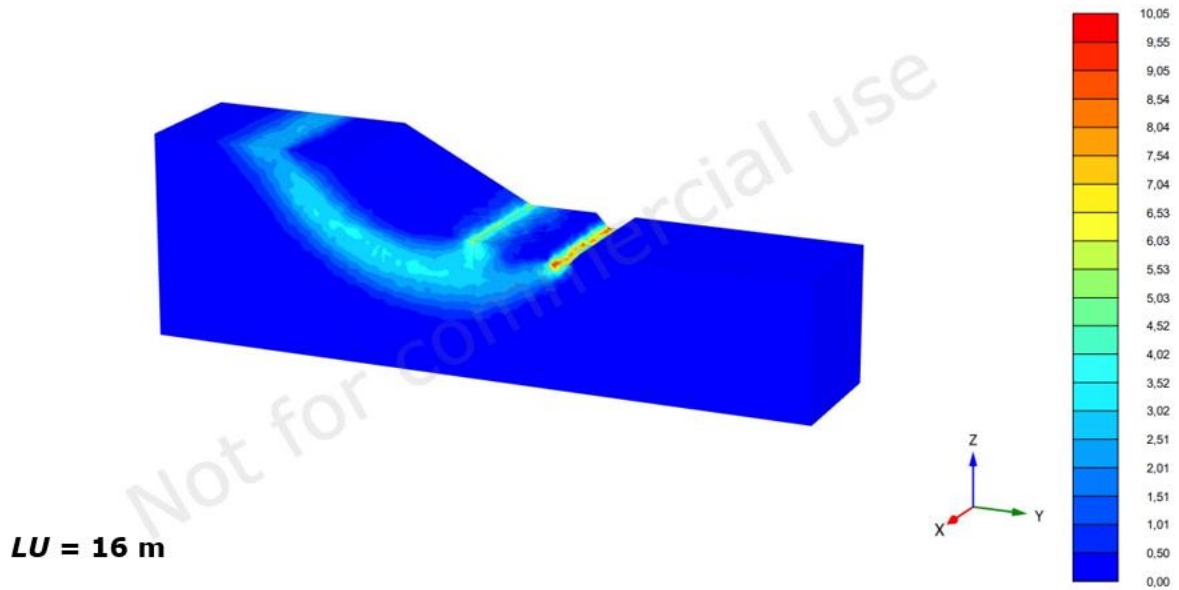
Skjærflater



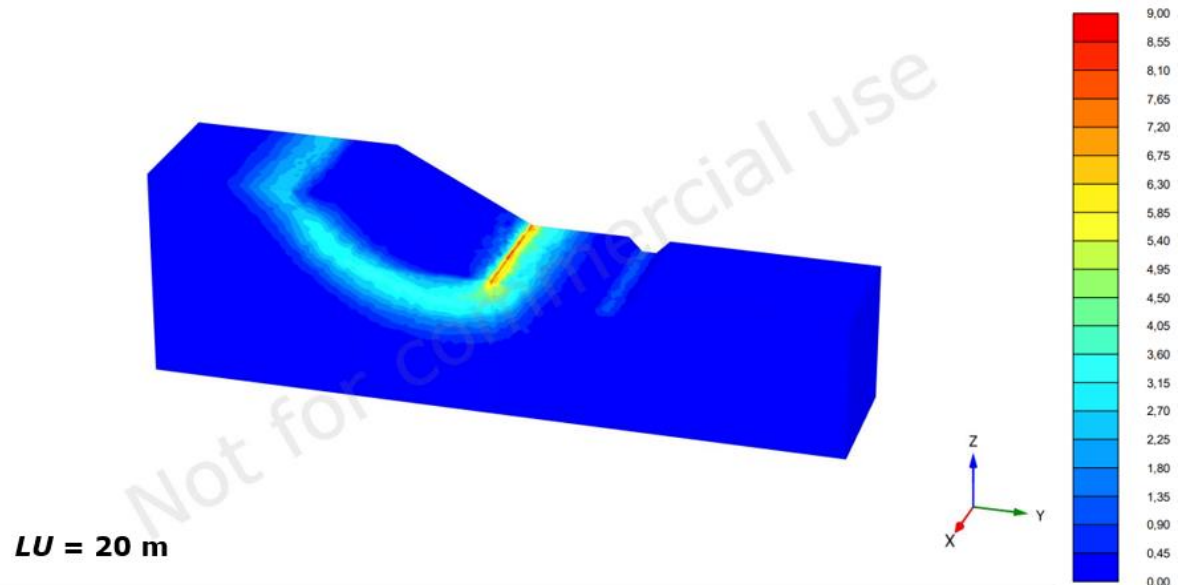
Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0,100 times)
Maximum value = 27,42 (Element 87423 at Node 2032)
Minimum value = $1,253 \cdot 10^{-9}$ (Element 45198 at Node 2296)



Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0,200 times)
Maximum value = 19,83 (Element 86791 at Node 36191)
Minimum value = $5,289 \cdot 10^{-9}$ (Element 45169 at Node 61)



Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0,500 times)
 Maximum value = 10,05 (Element 87653 at Node 36275)
 Minimum value = $3,391 \cdot 10^{-9}$ (Element 45191 at Node 61)

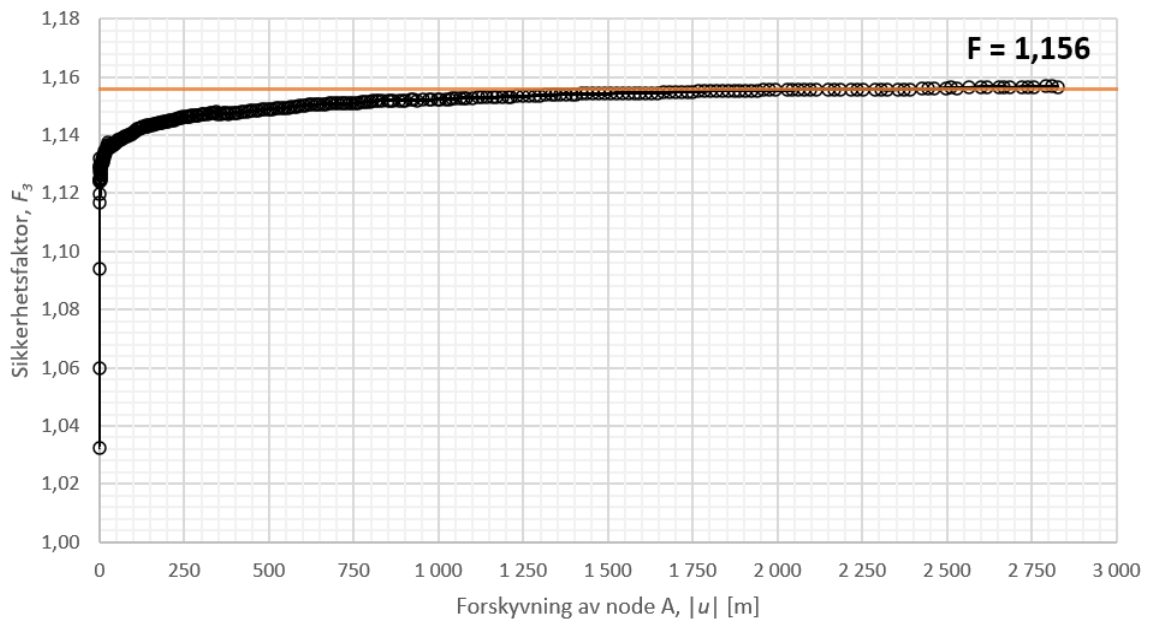


Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0,500 times)
 Maximum value = 9,690 (Element 38507 at Node 3111)
 Minimum value = $2,426 \cdot 10^{-9}$ (Element 161501 at Node 3578)

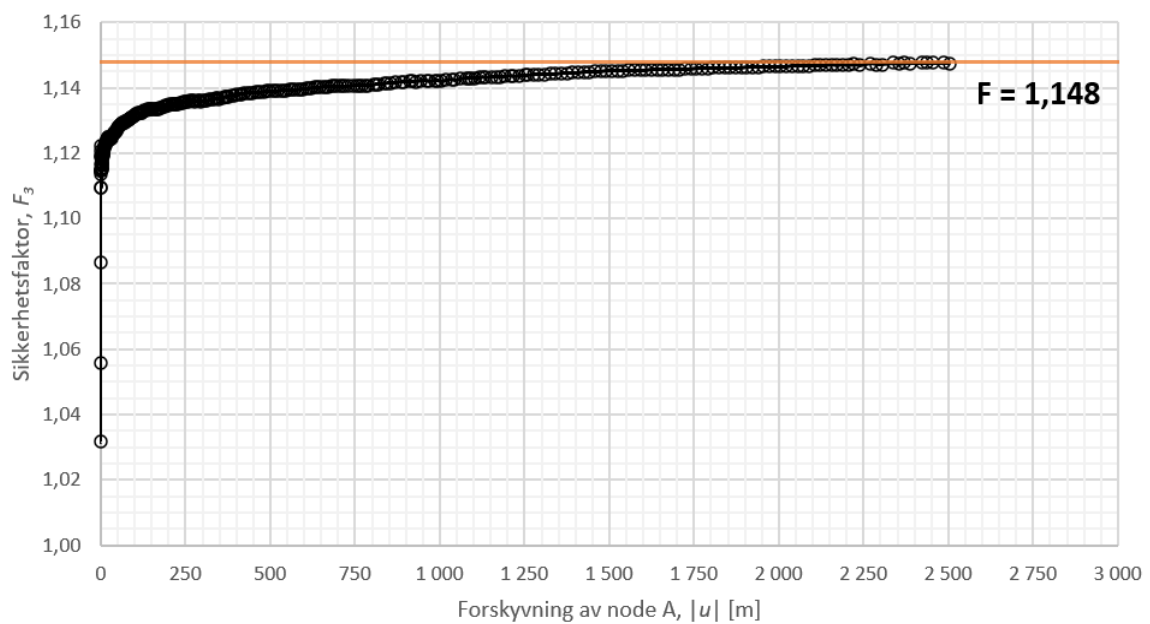
B.4 Sikkerhetsanalyser seksjonsvis utgraving PLAXIS 3D

$LU = 6 \text{ m}$

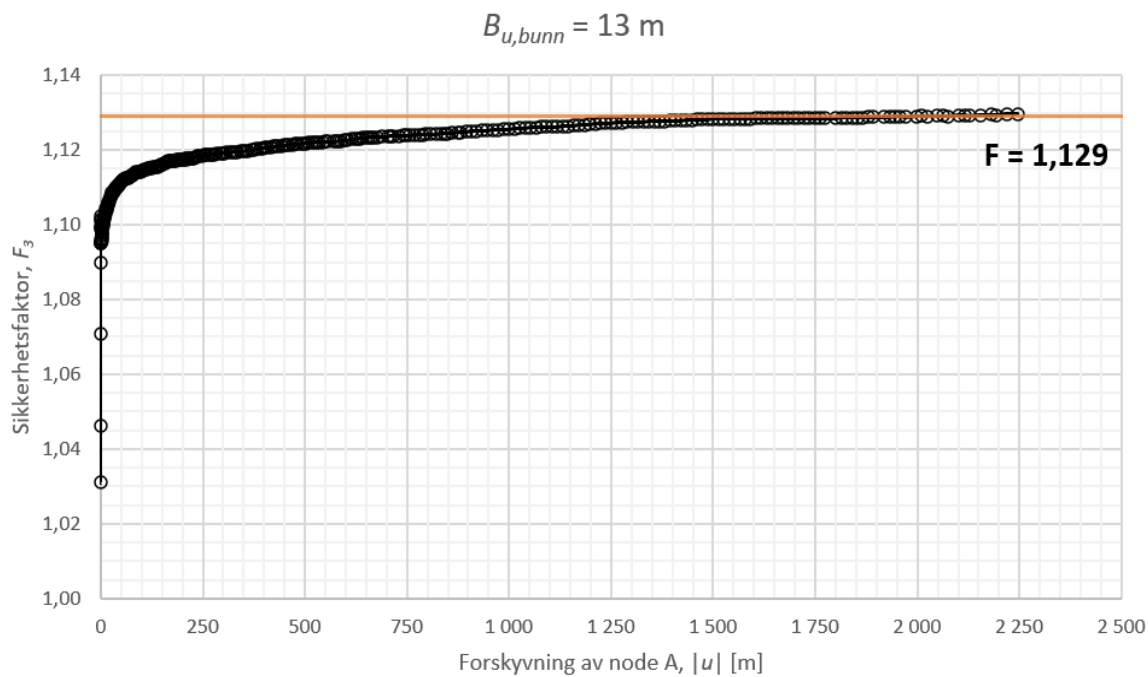
$B_{u,bunn} = 4 \text{ m}$



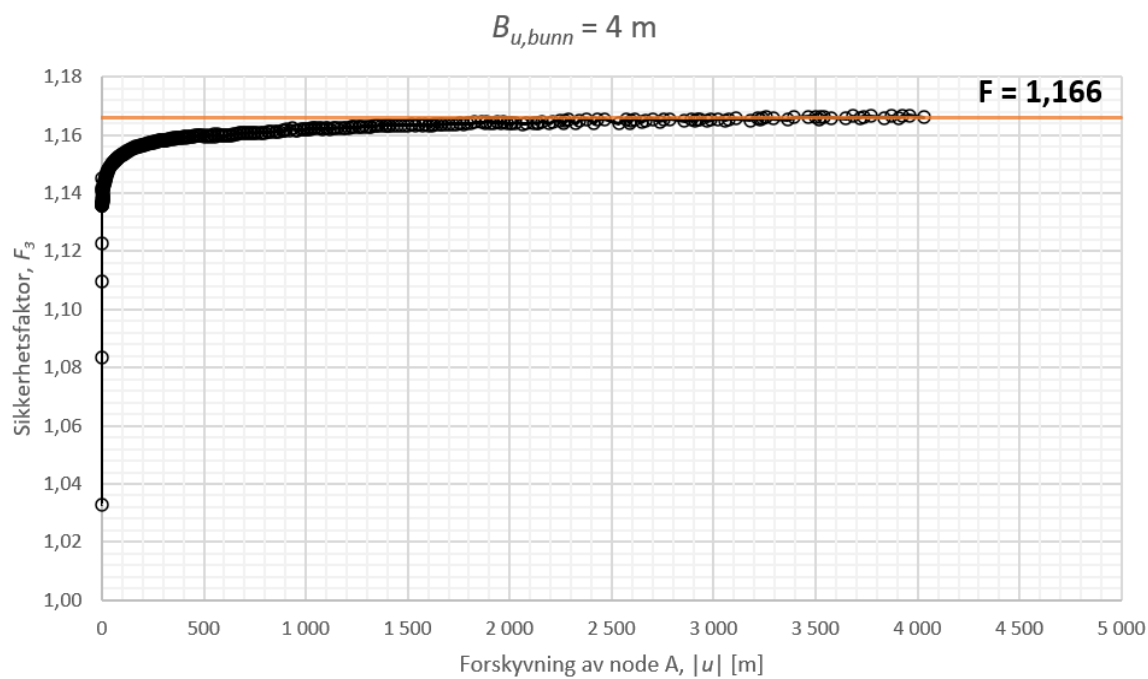
$B_{u,bunn} = 7 \text{ m}$



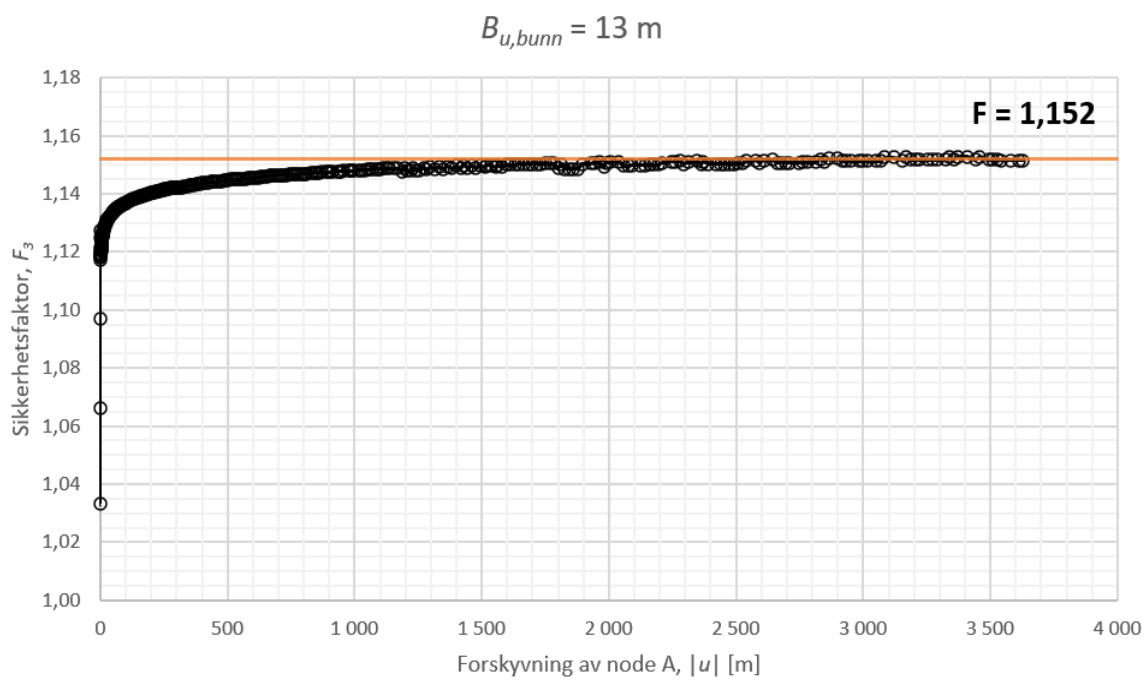
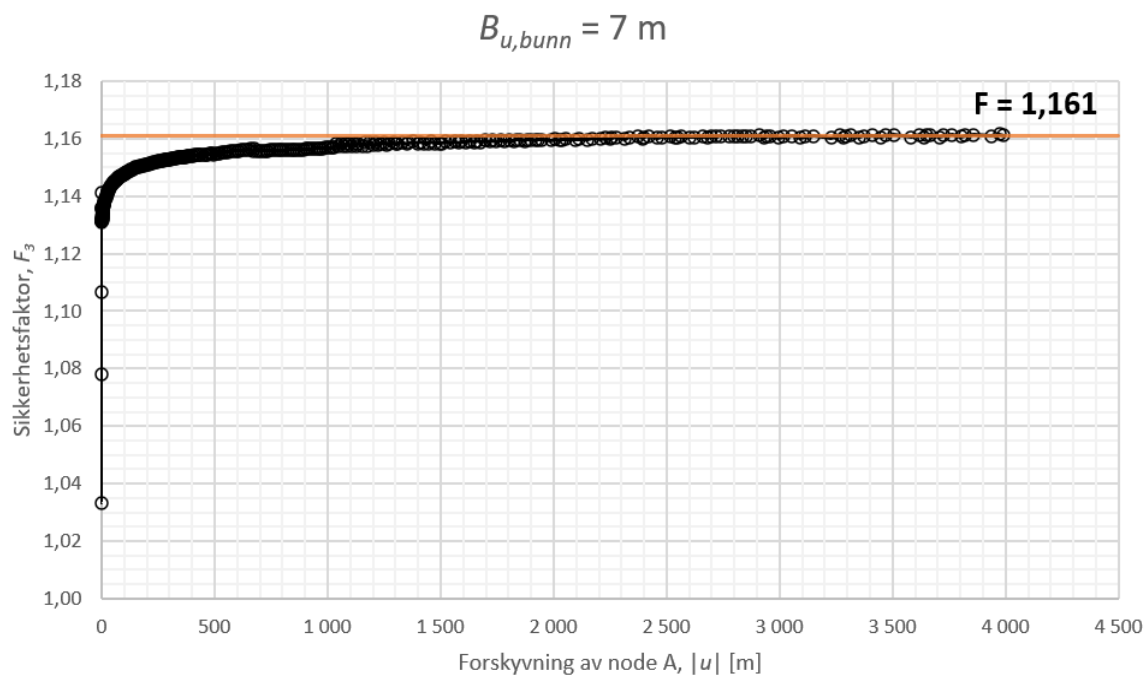
Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie



$LU = 10 \text{ m}$

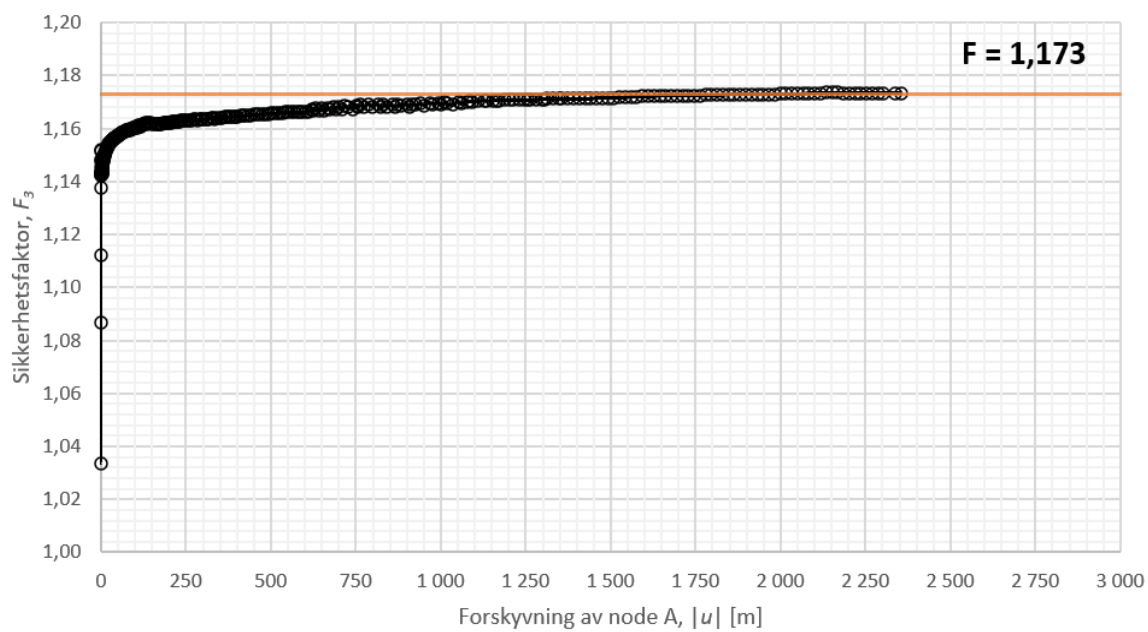


Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie

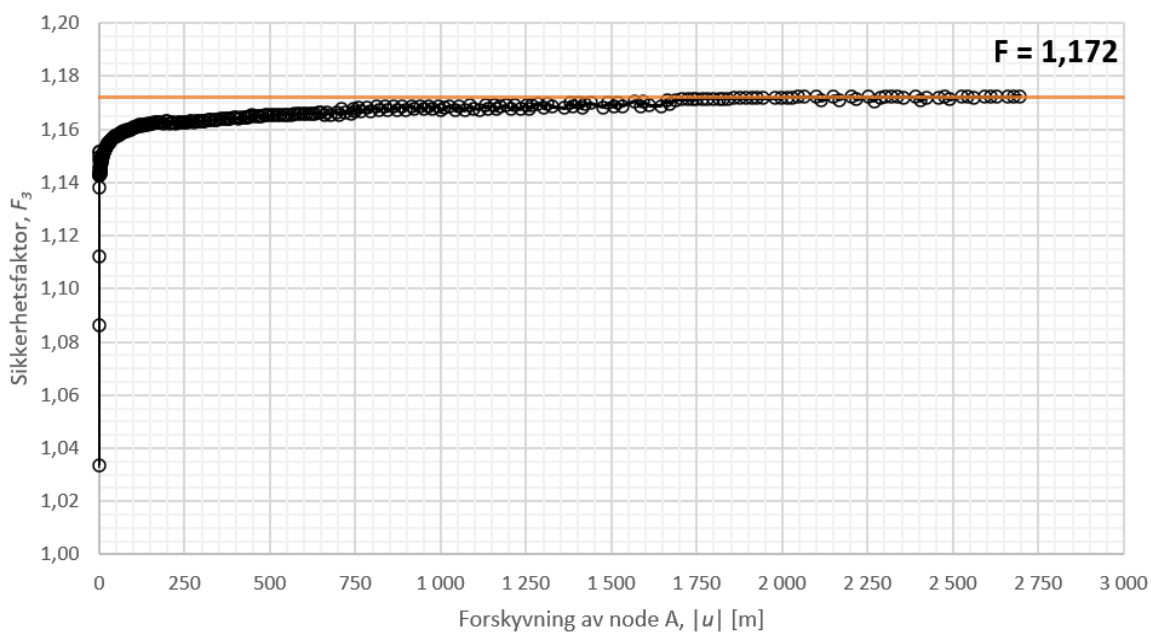


$LU = 16$ m

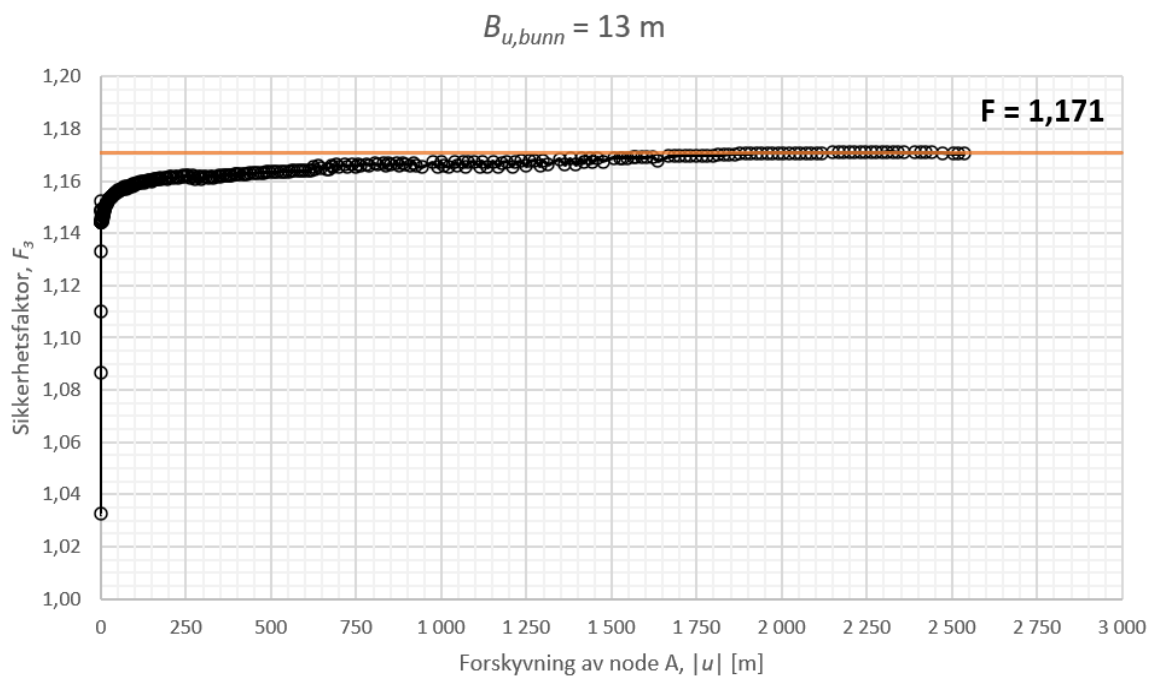
$B_{u,bunn} = 4$ m



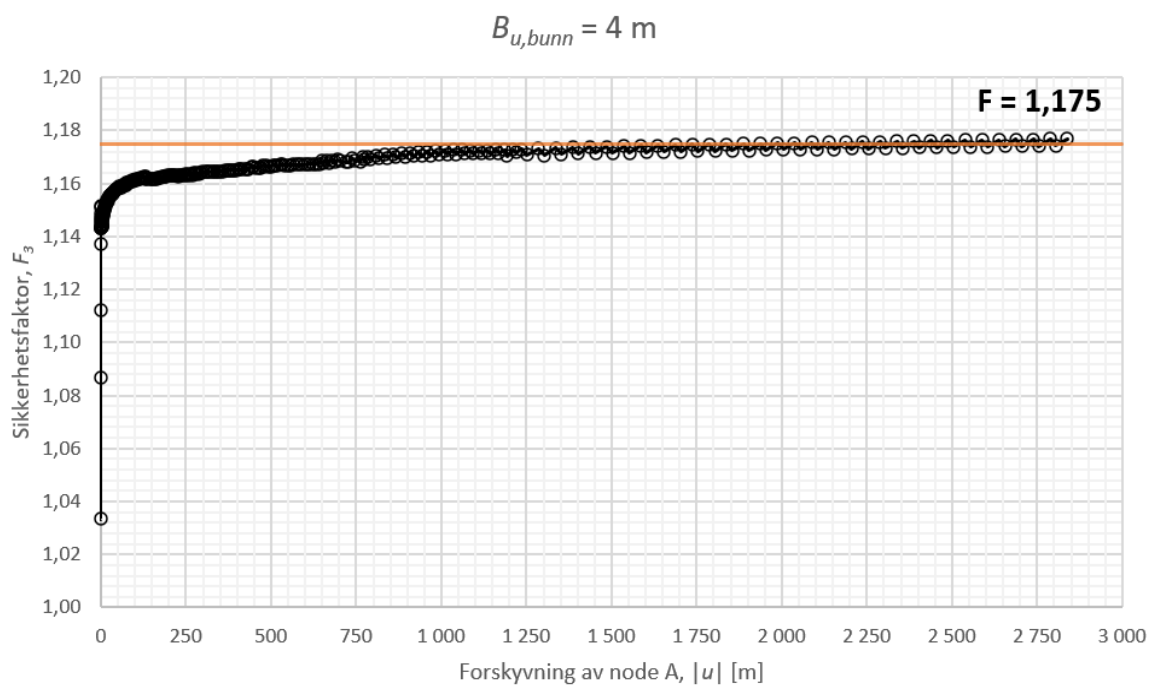
$B_{u,bunn} = 7$ m



Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie

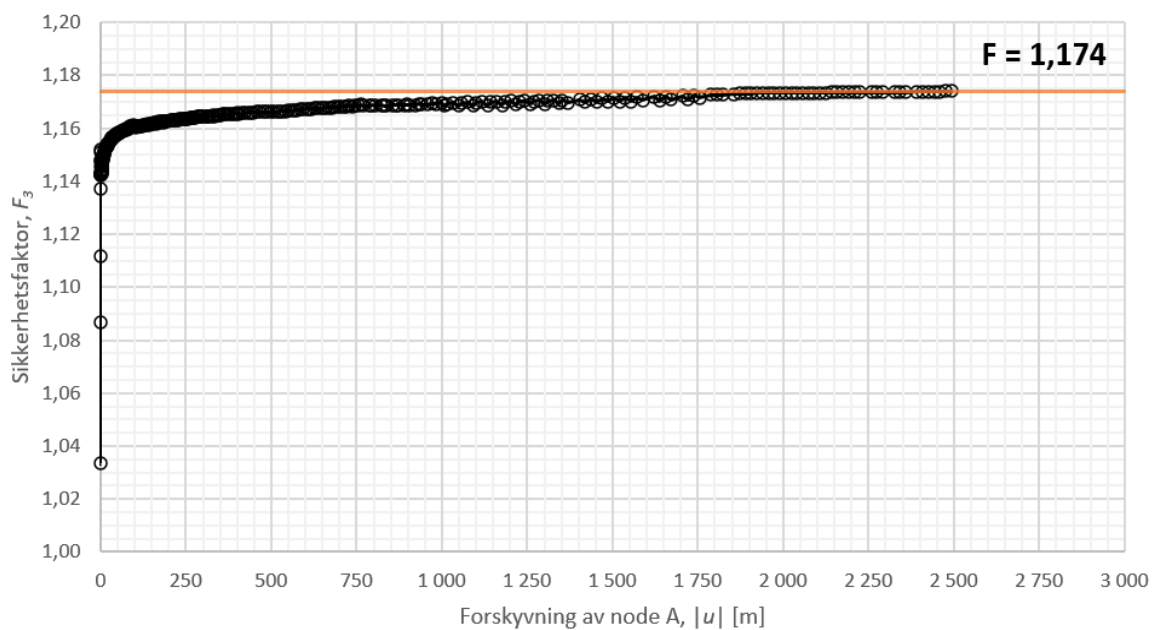


$LU = 20 \text{ m}$

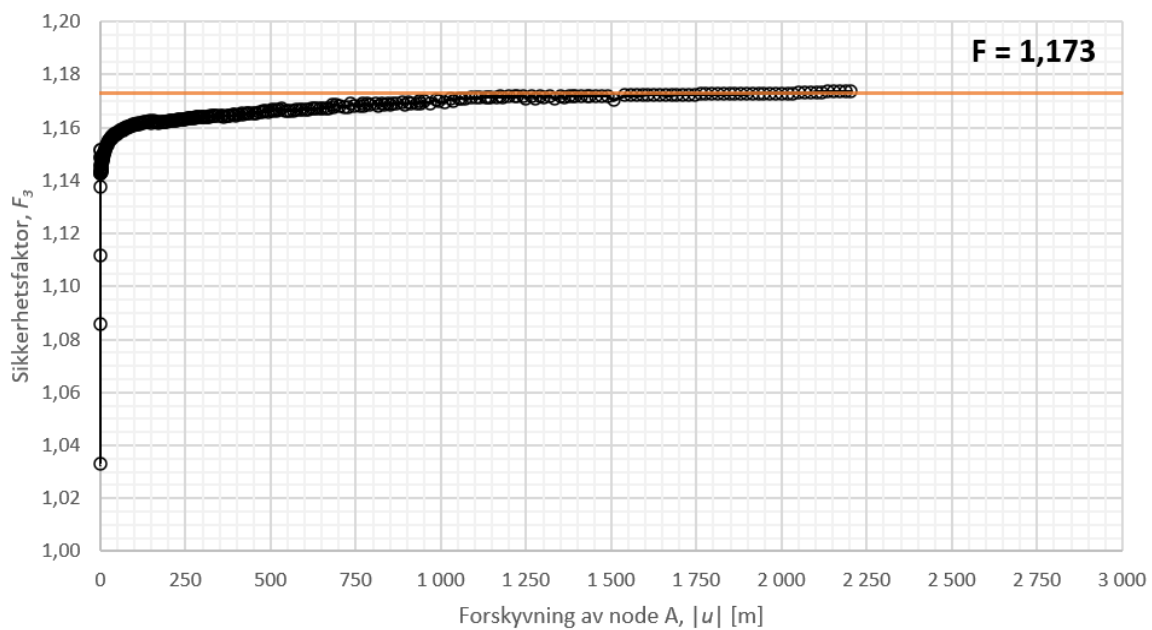


Tillegg B Resultater fra PLAXIS 3D – forstudie

$B_{u,bunn} = 7 \text{ m}$

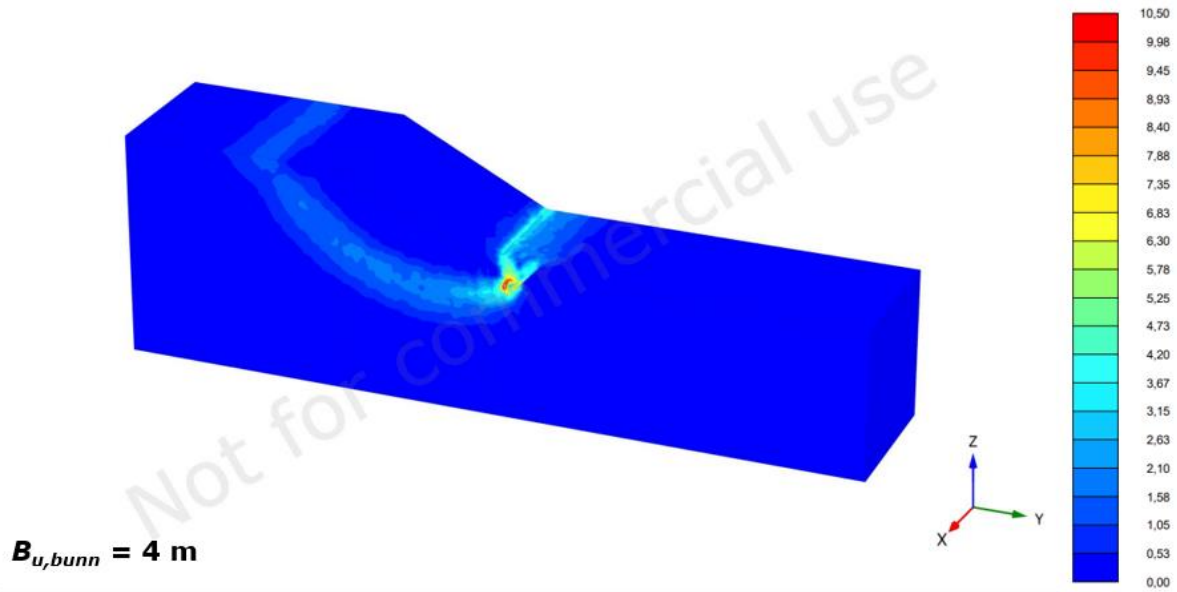


$B_{u,bunn} = 13 \text{ m}$



B.5 Skjærflater seksjonsvis utgraving PLAXIS 3D

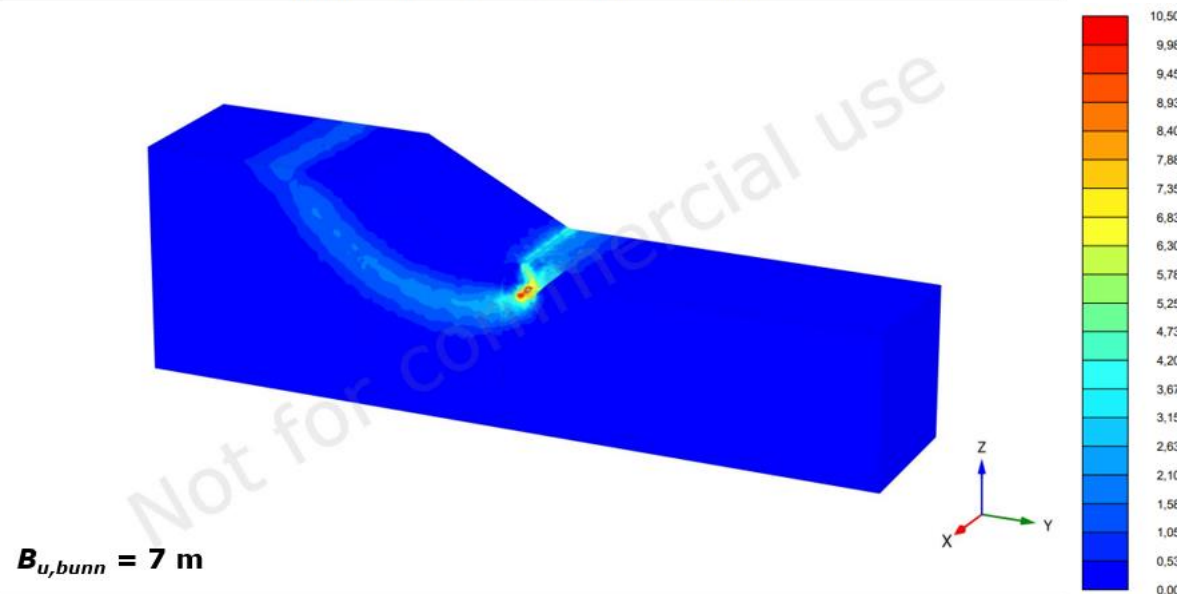
$LU = 6 \text{ m}$



Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0,200 times)

Maximum value = 11,54 (Element 99918 at Node 3393)

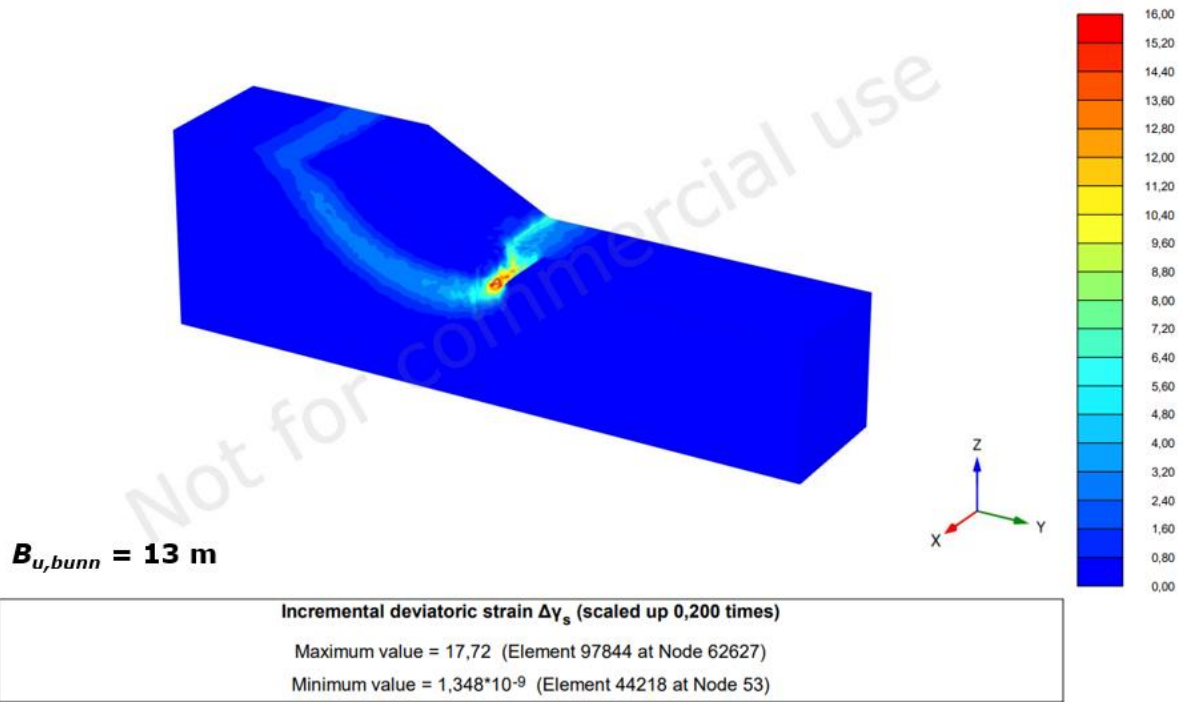
Minimum value = $5,324 \cdot 10^{-9}$ (Element 43823 at Node 53)



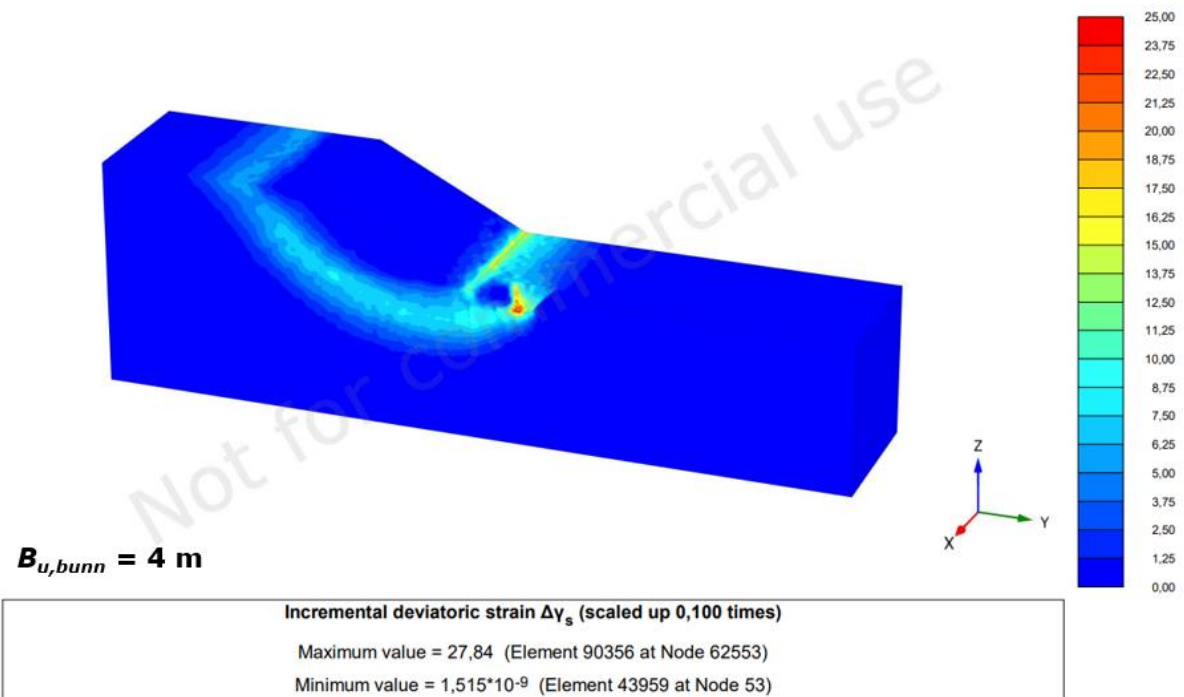
Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0,200 times)

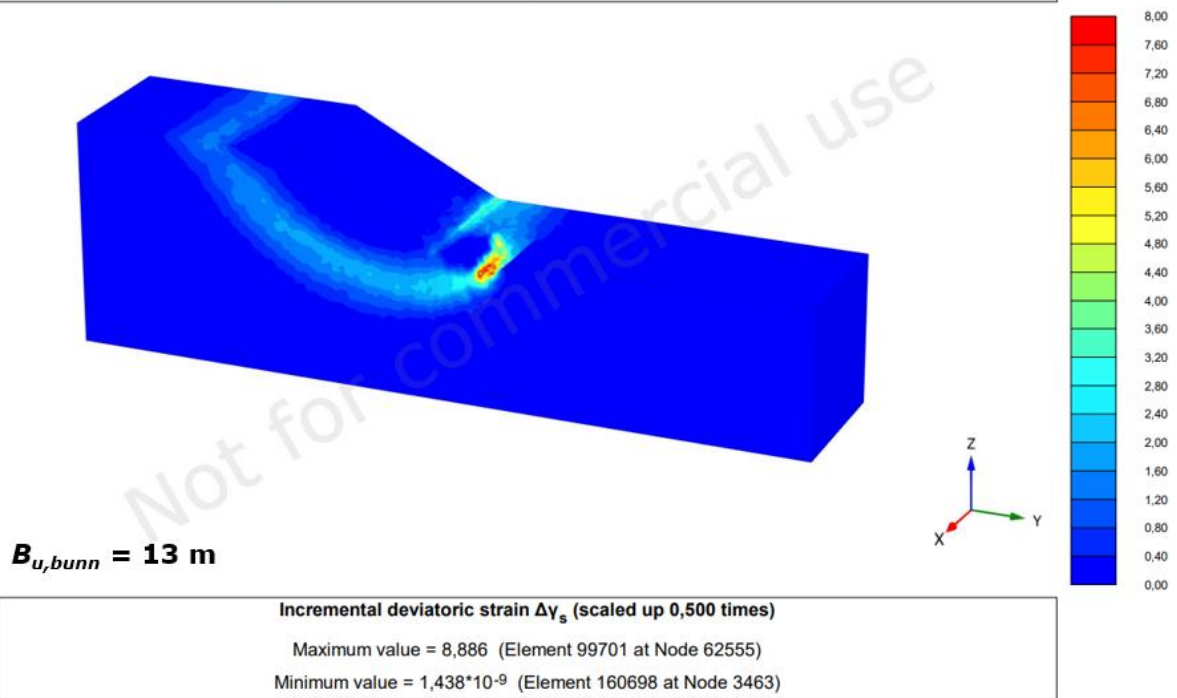
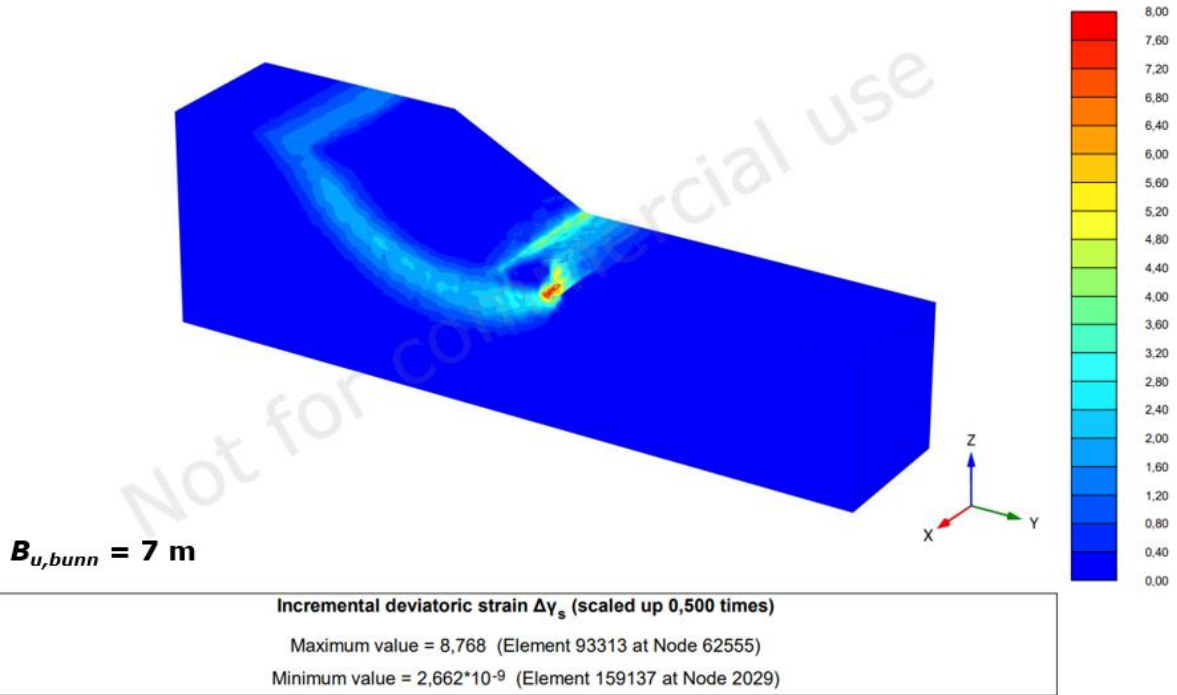
Maximum value = 12,30 (Element 96934 at Node 62591)

Minimum value = $1,262 \cdot 10^{-9}$ (Element 44124 at Node 53)

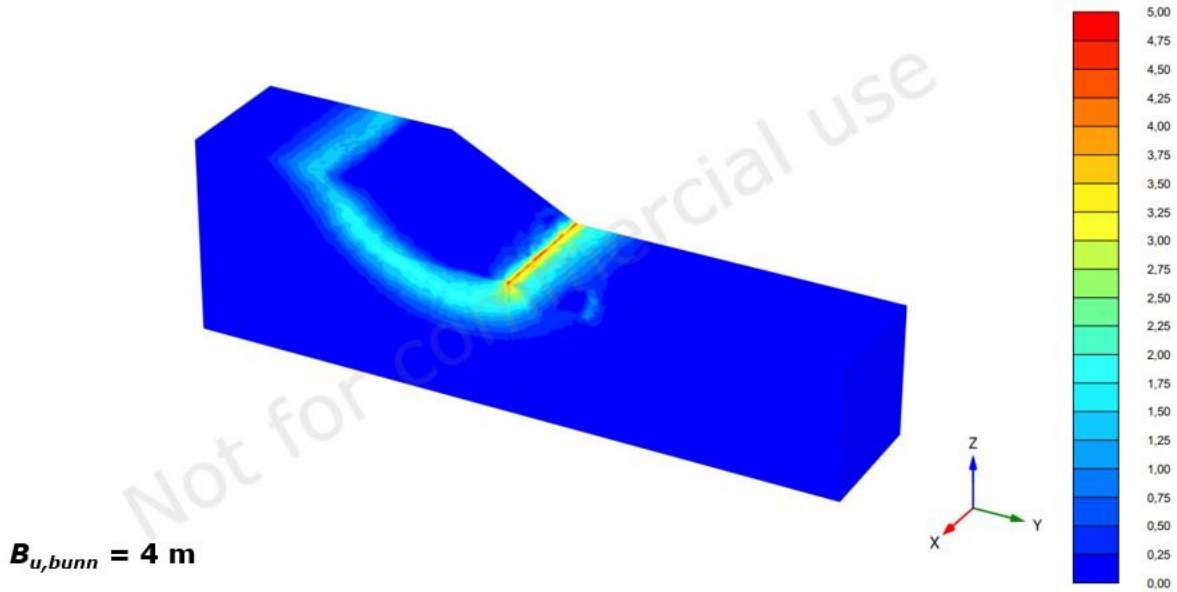


$LU = 10 \text{ m}$

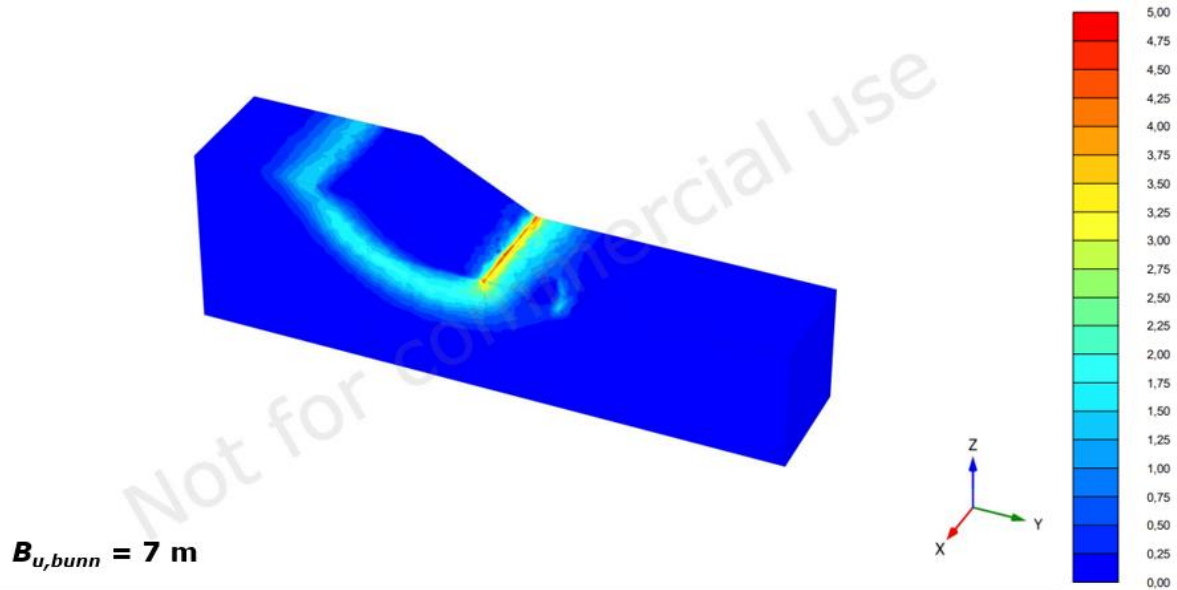




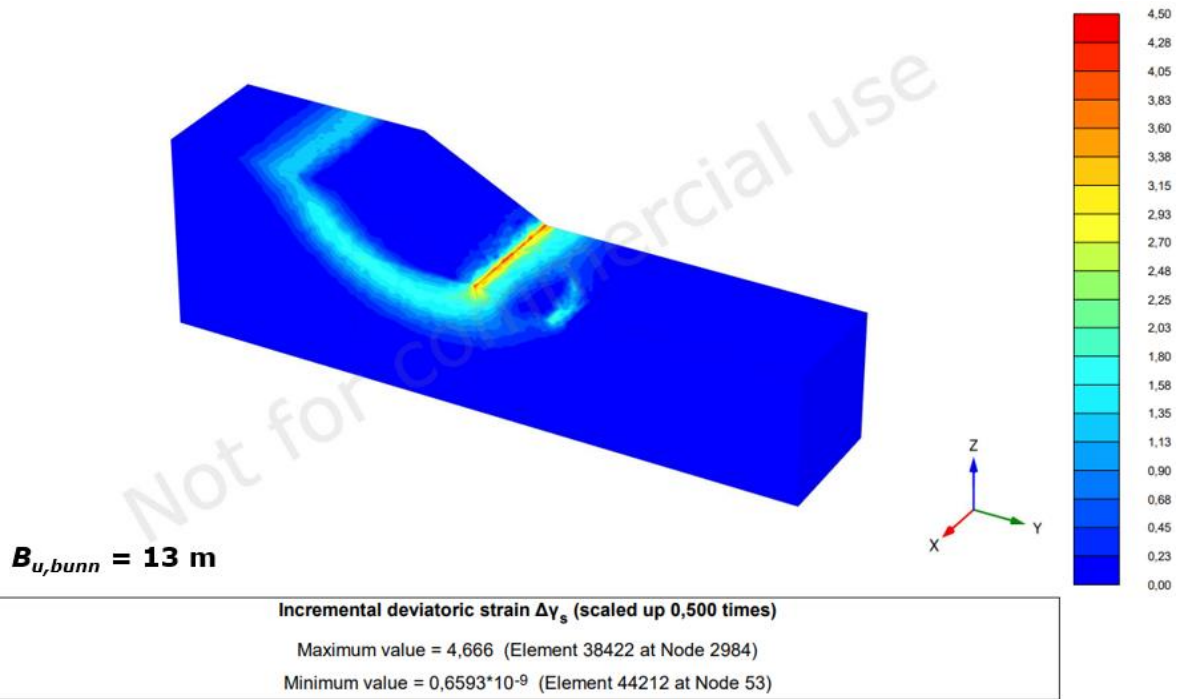
$LU = 16 \text{ m}$



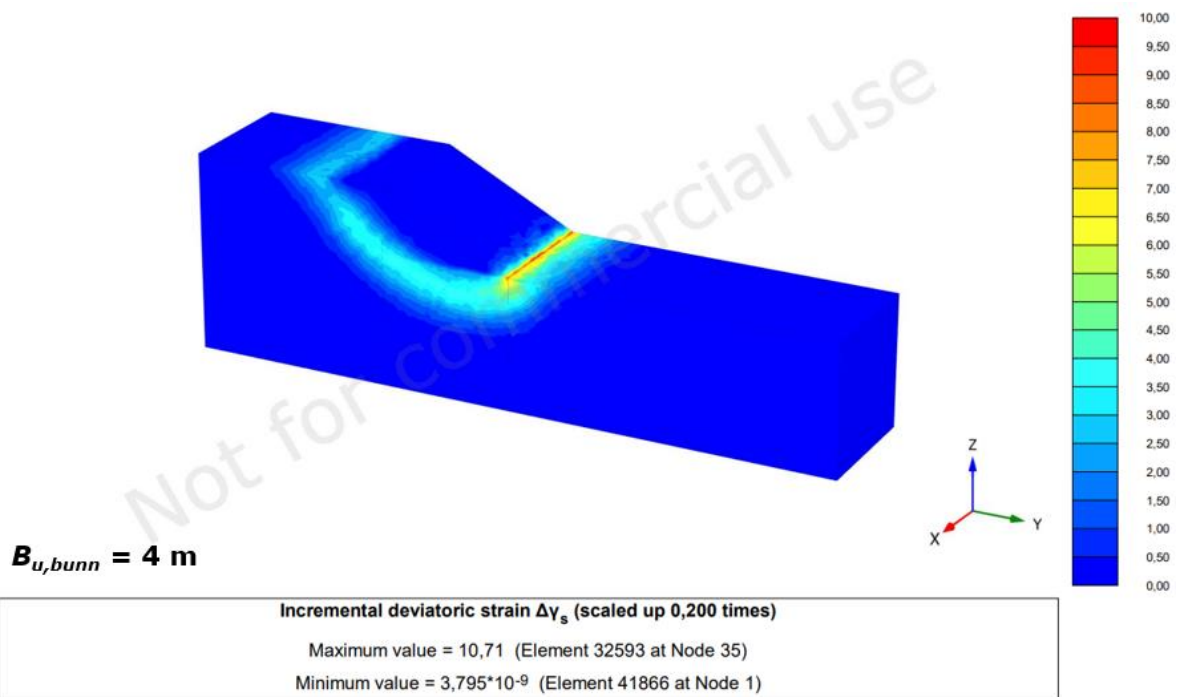
Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0,500 times)
Maximum value = 5,005 (Element 32607 at Node 1406)
Minimum value = $0,5544 \cdot 10^{-9}$ (Element 43969 at Node 53)

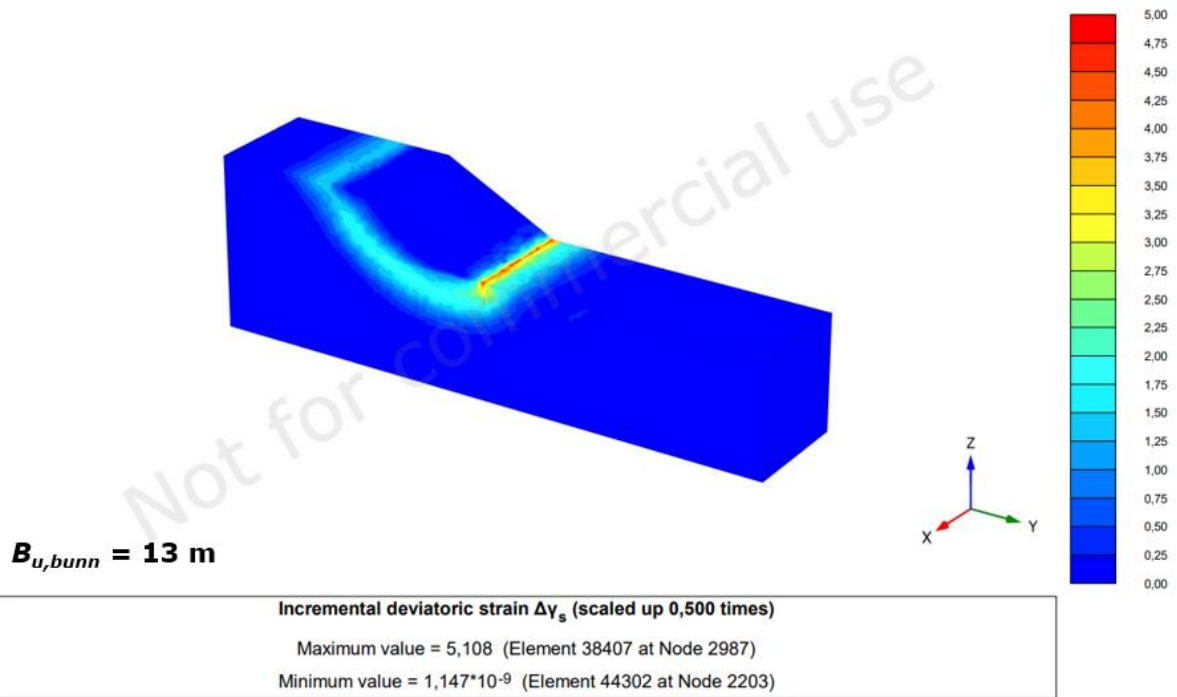
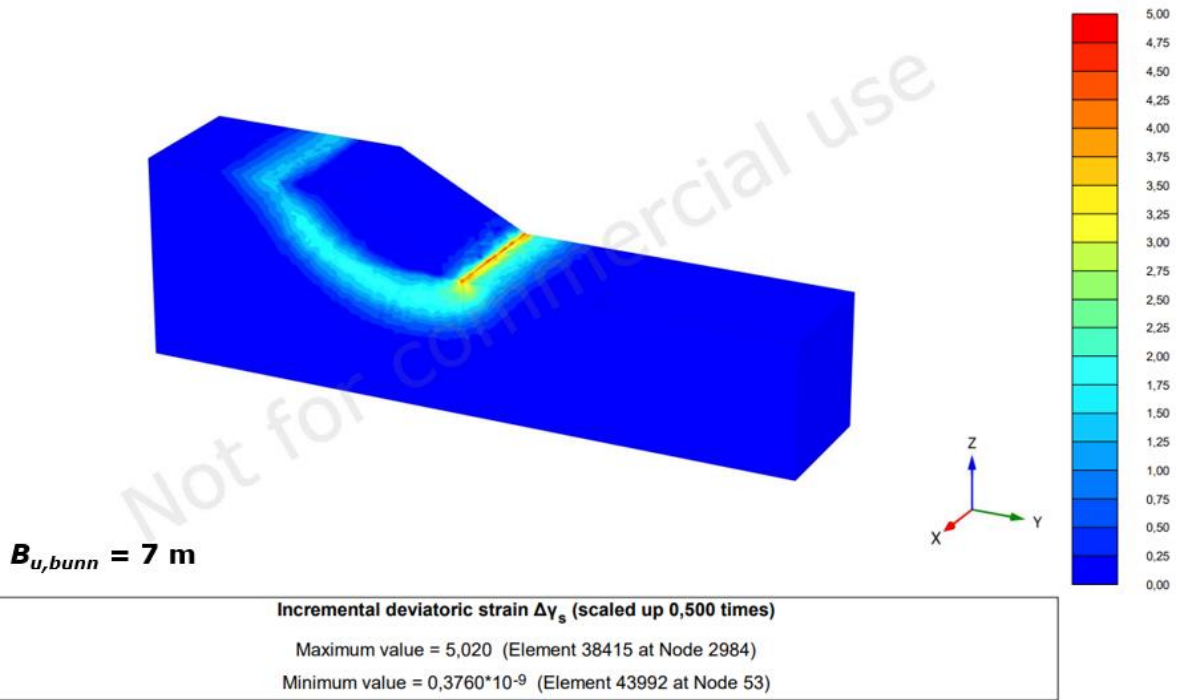


Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 0,500 times)
Maximum value = 5,221 (Element 32483 at Node 1396)
Minimum value = $0,6026 \cdot 10^{-9}$ (Element 43660 at Node 2198)



$LU = 20 \text{ m}$





Tillegg C Oversiktskart Rissa

C.1 Prosjektert vegtrasé mellom Sund og Bradden



Figur C.1 Prosjektert vegtrasé mellom profil 0 og 3200.



Figur C.2 Prosjektet vegtrasé mellom profil 3200 og 6750.

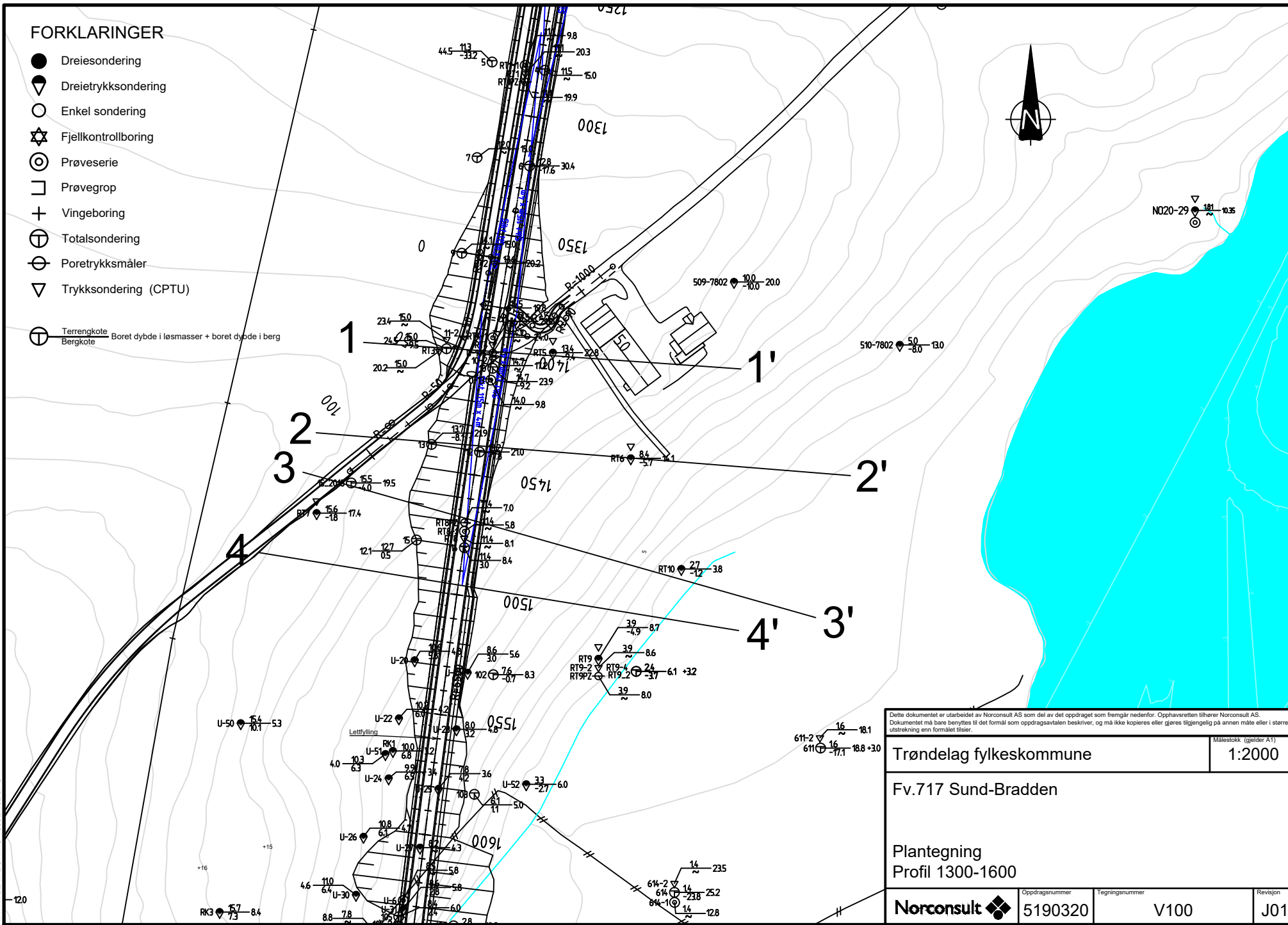
C.3 Oversiktskart tidligere grunnundersøkelse

"X:\nor\opdrag\Steinhjert15190320\BIM\Geoteknik\Kvittyll\Plantegning.dwg - EmiCad - Plottet: 2022-06-05, 14:30:51 - LAYOUT = Layout3 - XREF = Plissering av profiler, Sjøbunnskart, T_NO20SU\UP_sonderinger_Kvittylla_Centerlinje 14000_Planlegning_Verifikatøren, I_KART_2D_T_GEOM_VEG_T_BERG\BLOTTNINGER - RASTER = N:\51903035190320\5 ARBEIDSDOKUMENTER\52 RIG\RIG-17 DEPONIER KVITTHYLL\LAO\876 PLAN.JPG, N:\51903035190320\5 ARBEIDSDOKUMENTER\52 RIG\DIVERSE VURDERING\DEPONI KVITTHYLL\LAITEGNING 10062_3_102.JPG, X:\nor\opdrag\Steinhjert15190320\5 ARBEIDSDOKUMENTER\52 RIG\DIVERSE VURDERING\DEPONI KVITTHYLL\LAITEGNING 10062_3_102.JPG"

FORKLARINGER

- Dreiesondering
 - ▼ Dreietrykksondering
 - Enkel sondering
 - ☆ Fjellkontrollboring
 - ⊙ Prøveserie
 - Prøvegrop
 - + Vingeboring
 - ⊕ Totalsondering
 - ⊖ Poretrykksmåler
 - ▽ Trykksondering (CPTU)

 - ⊕ Terrengekote
 - ⊖ Bergkote
- Boret dybde i løsmasser + boret dybde i berg



<p>Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.</p>		Målestokk (gjelder A1)
Trøndelag fylkeskommune		1:2000
Fv.717 Sund-Bradden		
Plantegning Profil 1300-1600		
Norconsult	Oppdragsnummer 5190320	Tegningsnummer V100
		Revisjon J01

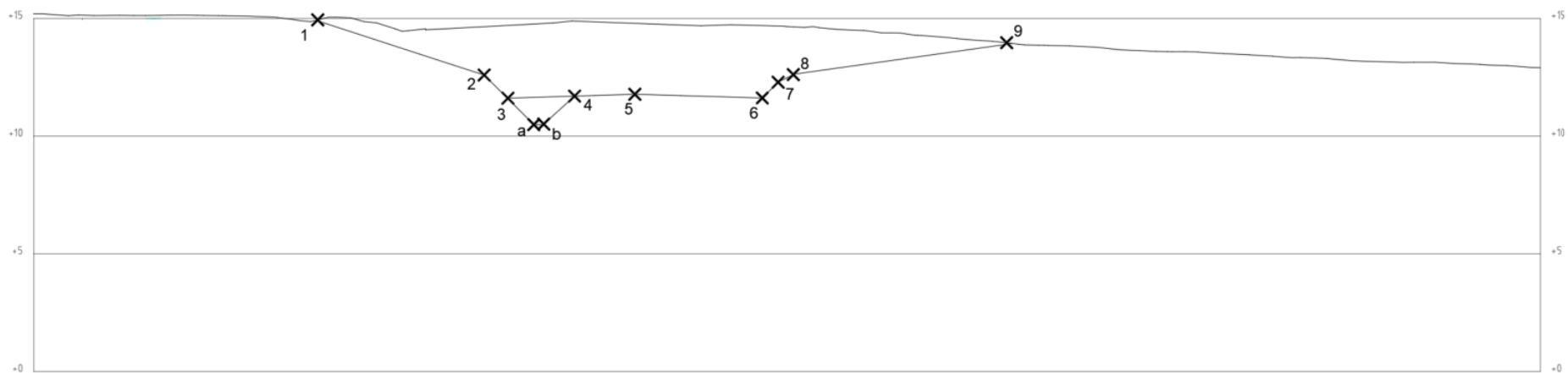
C.4 Opprinnelige koordinater

Tabell C.1 Koordinatene til borehullene i koordinatsystem NTM sone 9 og høydesystem NN2000.

Borehull	Koordinat		
	x (nord)	y (øst)	z (høyde)
11	1620472,196	121422,19	15
RT5	1620470,246	121466,113	13,408
13	1620432,709	121415,667	13,725
RT6	1620426,322	121497,948	8,437
15_2018	1620417,029	121382,378	15,498
14	1620389,915	121428,902	11,447
RT10	1620380,416	121518,47	2,688
RT9_2	1620338,747	121501,729	2,4
102	1620337,336	121440,438	7,635
U-20	1620343,511	121408,02	10,6

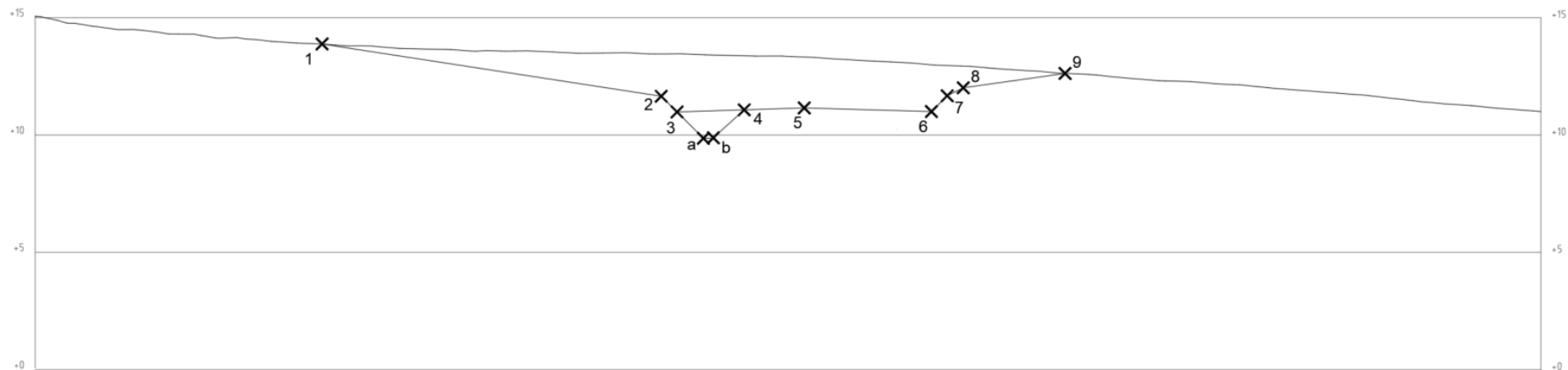
Tillegg D Tiltak Rissa

D.1 Tverrsnitt tiltak 1 og 2

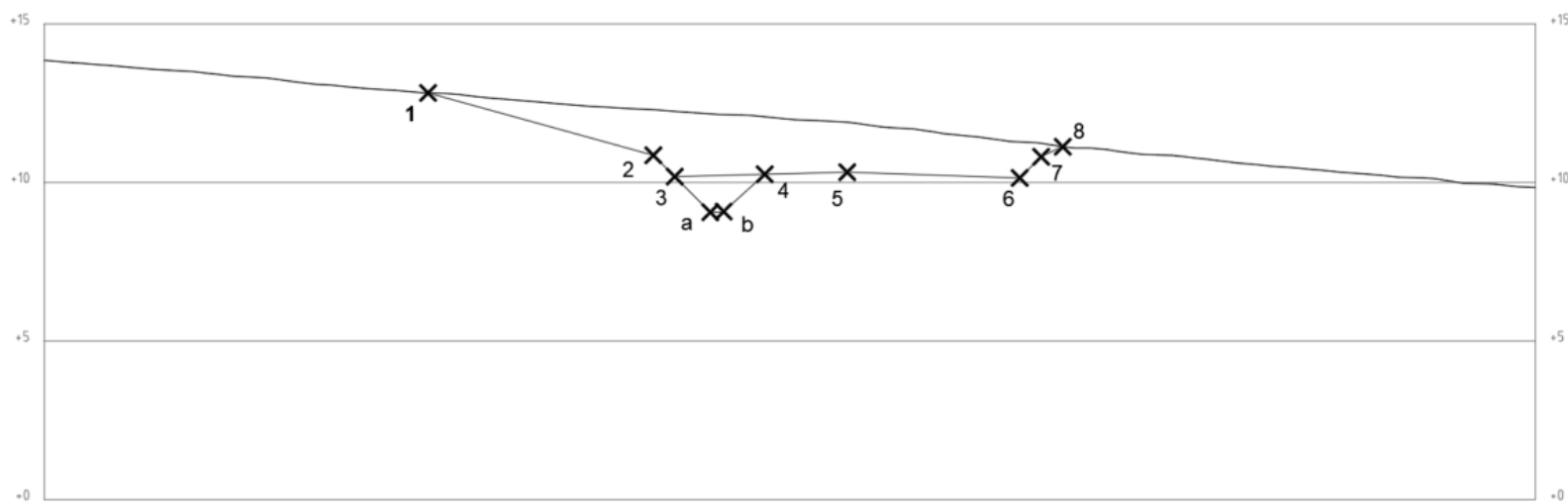


[Profil 1-1'](#)

Tillegg D Tiltak Rissa

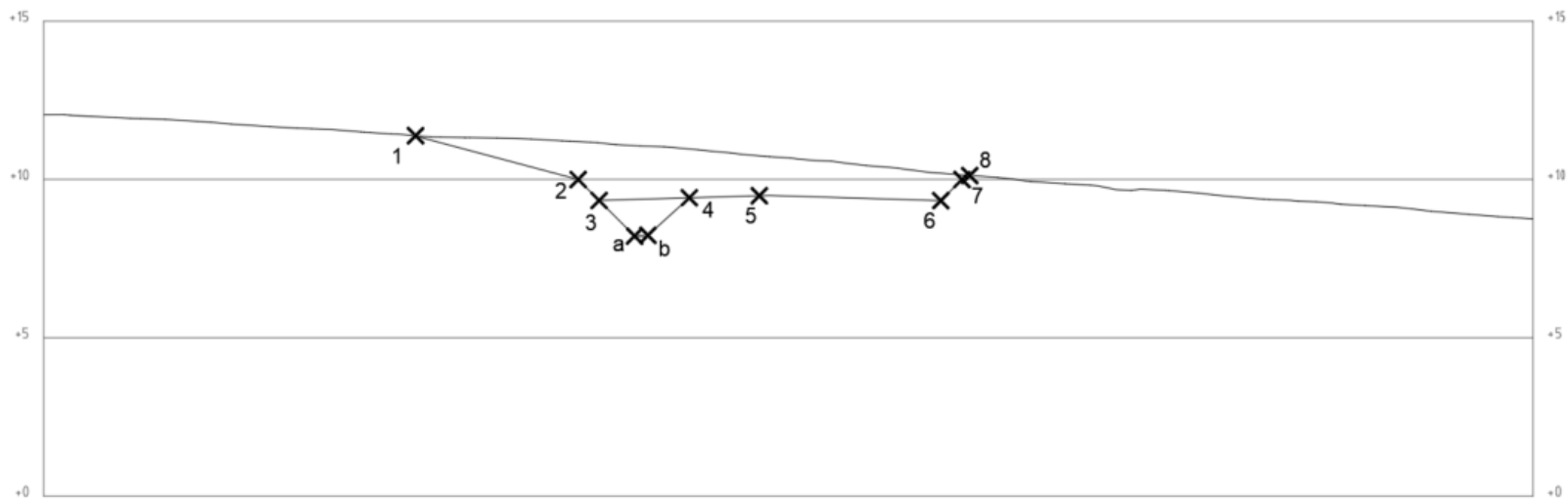


[Profil 2-2'](#)



[Profil 3-3'](#)

Tillegg D Tiltak Rissa



Profil 4-4'

D.2 Koordinater for tiltak 1 og 2

Tabell D.1 Oversikt som viser de relative koordinatene til tiltak 1.

	Punkt								
	1			2			3		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
Profil 1-1'	0,317	6,922	-0,081	0,819	14,057	-2,405	0,888	15,042	-3,388
Profil 2-2'	38,574	-6,108	-1,121	39,727	8,259	-3,348	39,781	8,927	-4,017
Profil 3-3'	66,83	-2,788	-2,177	68,78	4,100	-4,144	68,96	4,749	-4,815
Profil 4-4'	95,930	-5,040	-3,613	96,765	0,098	-5,000	96,870	0,741	-5,662
	4			5			6		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	Profil 1-1'	1,089	17,892	-3,301	1,269	20,448	-3,222	1,649	25,854
Profil 2-2'	40,009	11,770	-3,928	40,213	14,310	-3,847	40,645	19,693	-4,001
Profil 3-3'	69,74	7,484	-4,744	70,45	9,991	-4,677	71,94	15,231	-4,860
Profil 4-4'	97,328	3,556	-5,579	97,737	6,072	-5,504	98,604	11,407	-5,669
	7			8			9		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	Profil 1-1'	1,696	26,526	-2,709	1,744	27,206	-2,368	2,395	36,464
Profil 2-2'	40,698	20,362	-3,329	40,753	21,039	-2,988	41,098	25,346	-2,377
Profil 3-3'	72,12	15,882	-4,192	72,26	16,360	-3,947	72,30	16,506	-3,873
Profil 4-4'	98,711	12,064	-5,000	98,734	12,202	-4,930	98,751	12,308	-4,876

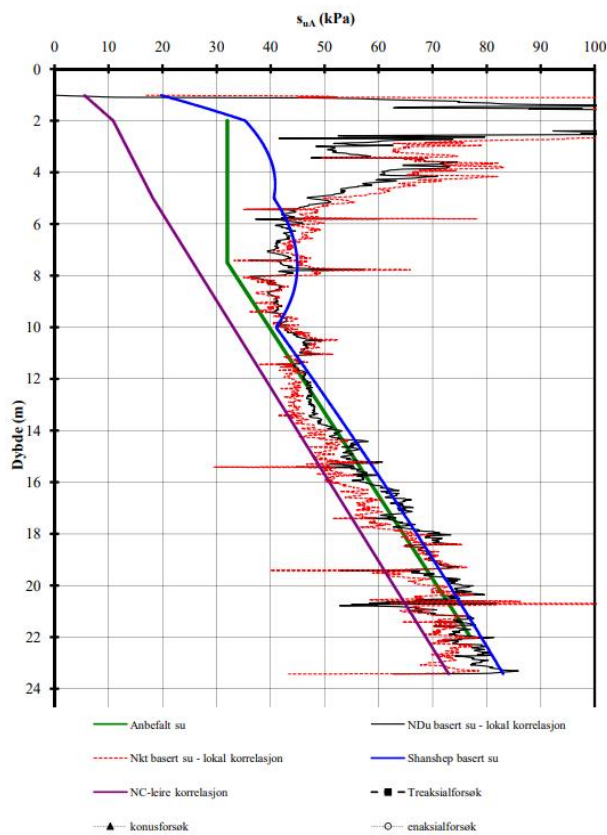
Tabell D.2 Oversikt som viser de relative koordinatene til tiltak 2.

	Punkt					
	3			4		
	x	y	z	x	y	z
Profil 1-1'	0,888	15,042	-3,388	1,089	17,892	-3,301
Profil 2-2'	39,781	8,927	-4,017	40,009	11,770	-3,928
Profil 3-3'	68,96	4,749	-4,815	69,74	7,484	-4,744
Profil 4-4'	96,870	0,741	-5,662	97,328	3,556	-5,579
	a			b		
	x	y	x	y	x	y
	Profil 1-1'	0,967	16,163	0,967	16,163	0,967
Profil 2-2'	39,870	10,044	39,870	10,044	39,870	10,044
Profil 3-3'	69,272	5,831	69,272	5,831	69,272	5,831
Profil 4-4'	97,050	1,850	97,050	1,850	97,050	1,850

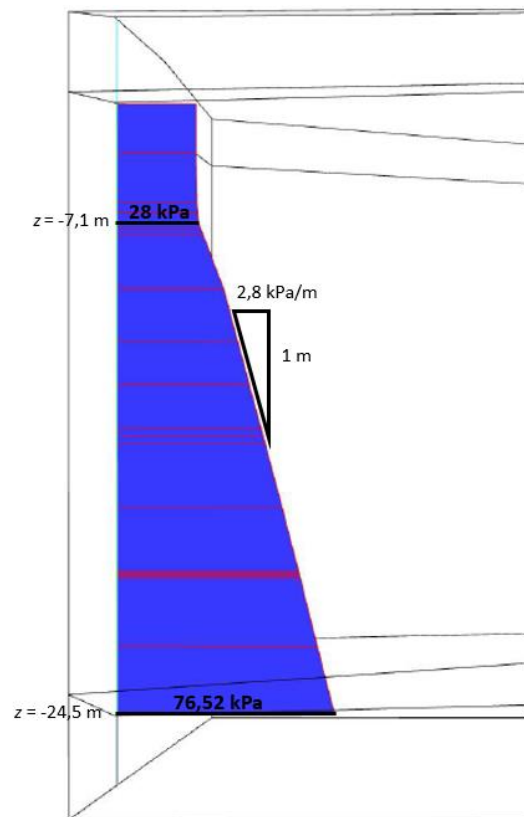
Tillegg E Felt- og laboratorieundersøkelser Rissa

E.1 Anbefalt aktiv skjærstyrke basert på CPTU-sonderinger og SHANSEP (Enlid, 2009a)

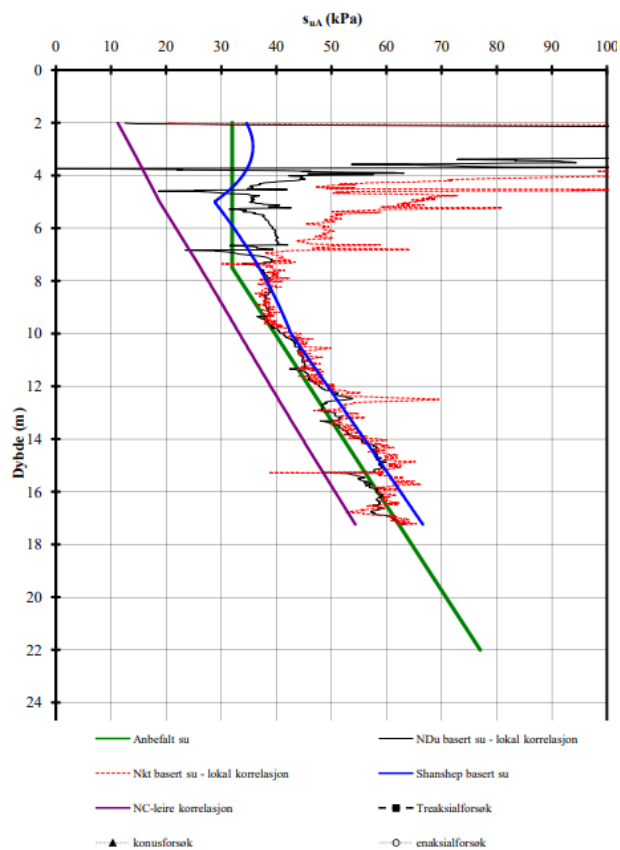
Borehull 11



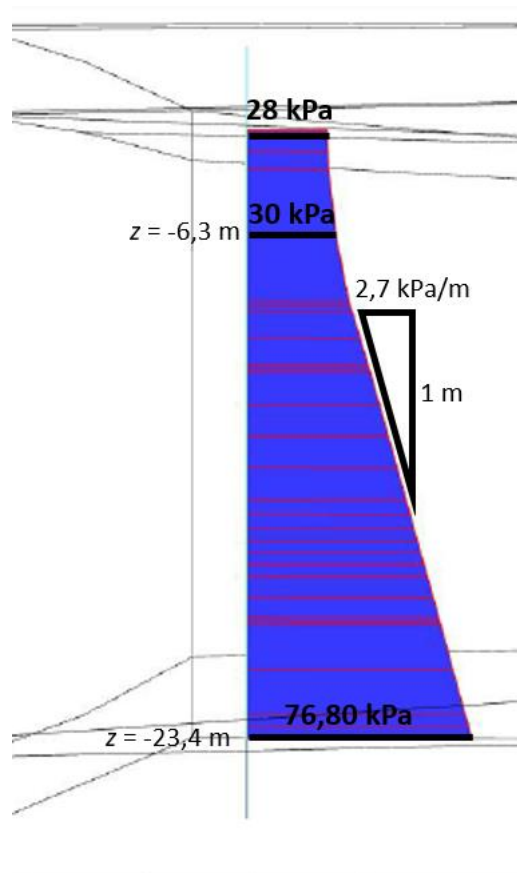
$$s_u(z = -24,5 \text{ m}) = 85 \text{ kPa}$$



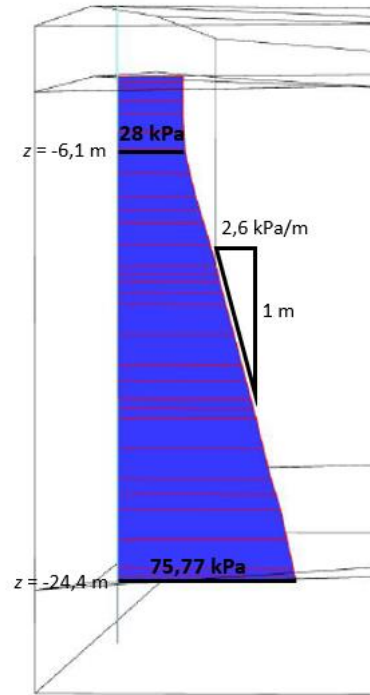
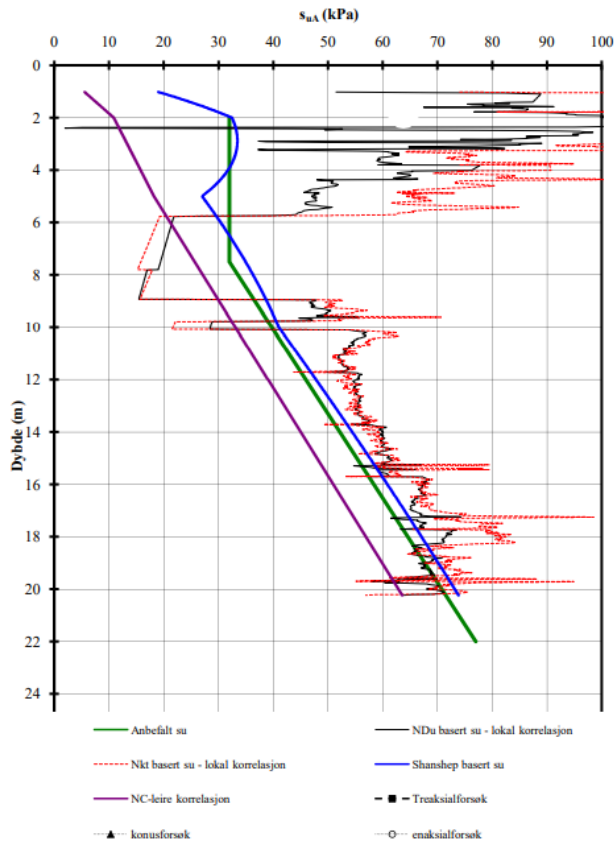
Borehull 10



$$s_u(z = -23,4 \text{ m}) = 82 \text{ kPa}$$

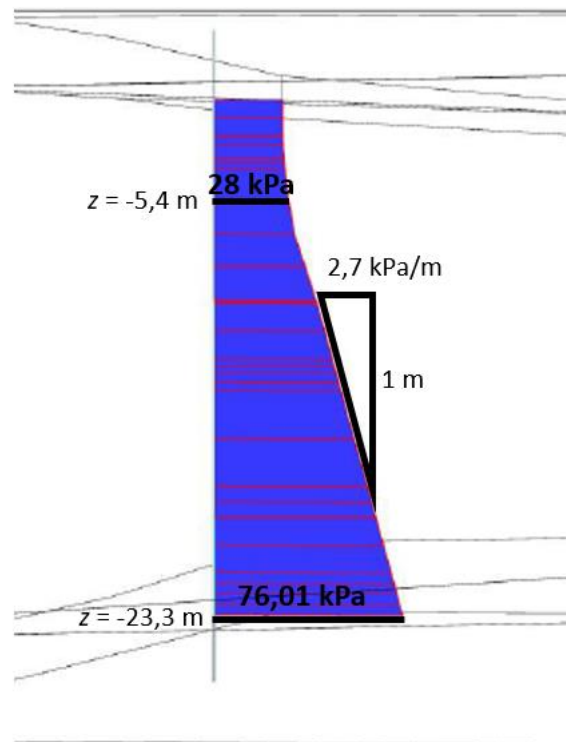
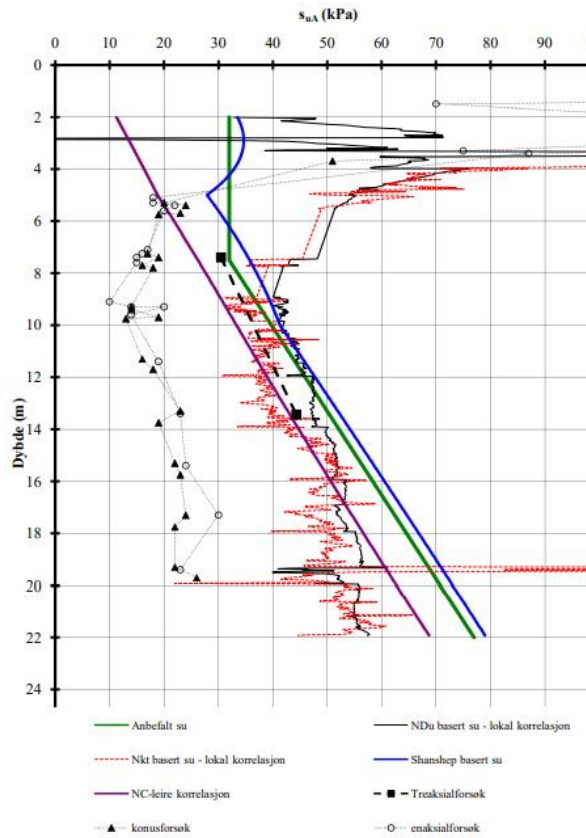


Borehull RT3



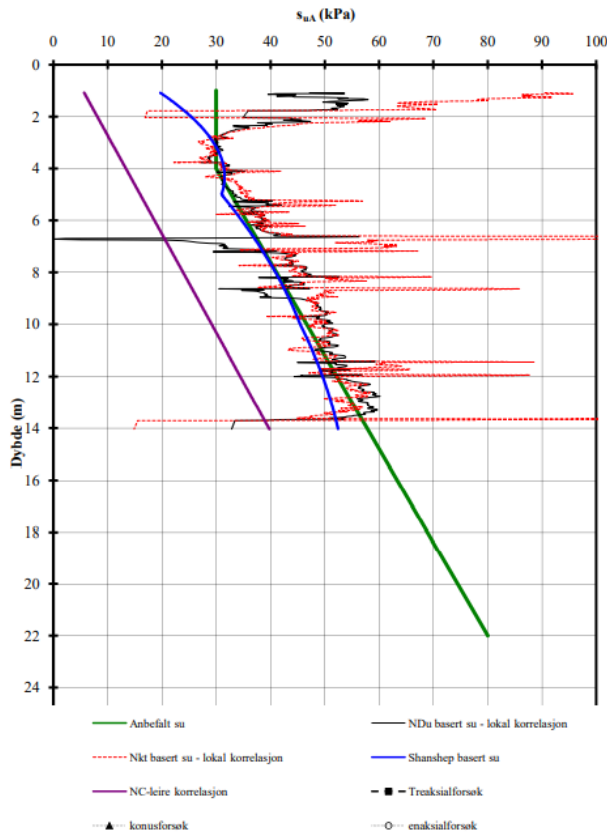
$$s_u(z = -24,4 \text{ m}) = 85 \text{ kPa}$$

Borehull RT4

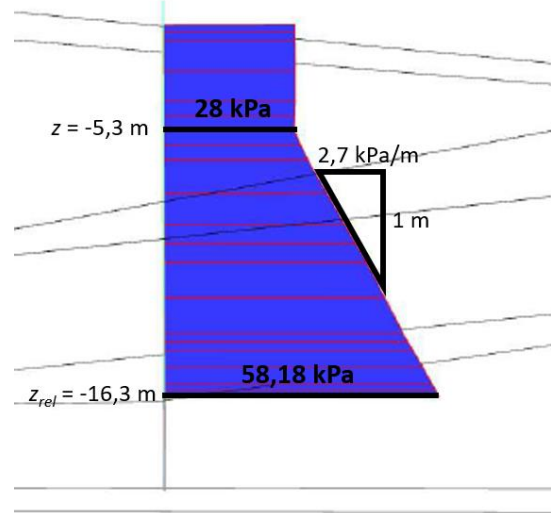


$$s_u(z = -23,3 \text{ m}) = 82 \text{ kPa}$$

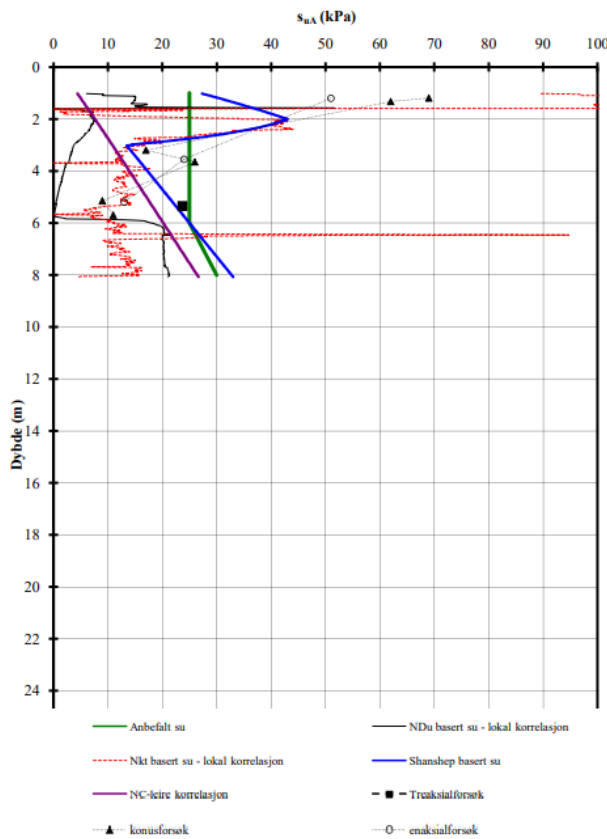
Borehull RT6



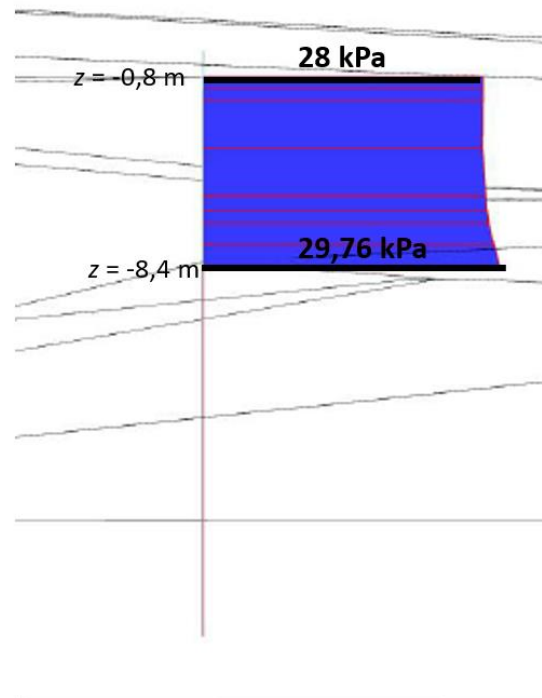
$$s_u(z = -16,3 \text{ m}) = 65 \text{ kPa}$$



Borehull RT8



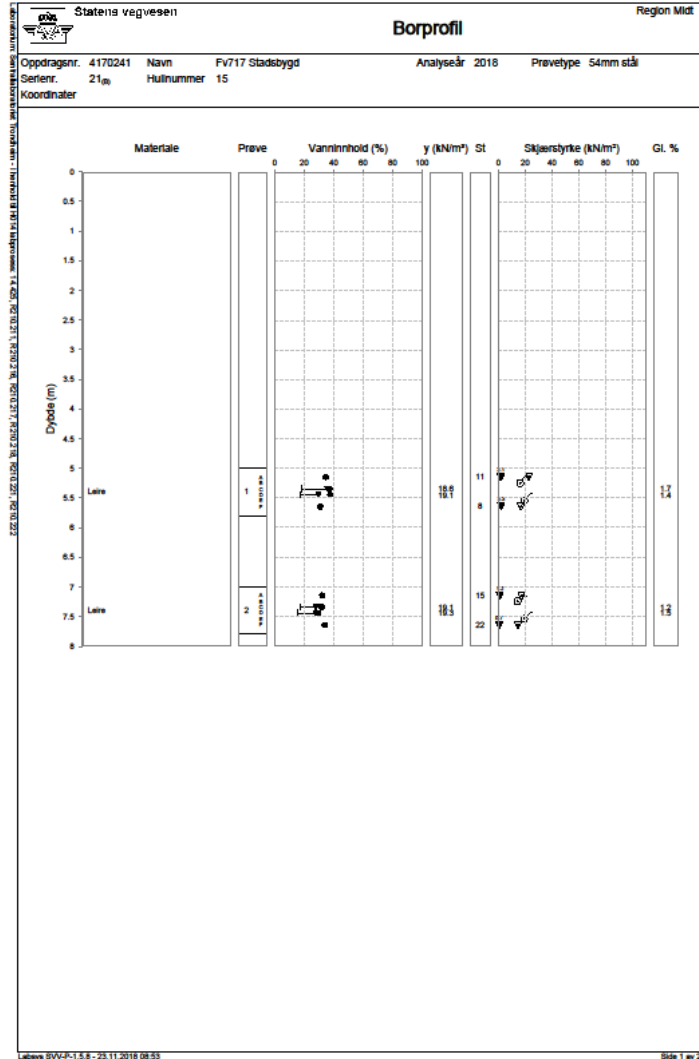
$$s_u(z = -8,4 \text{ m}) = 31 \text{ kPa}$$



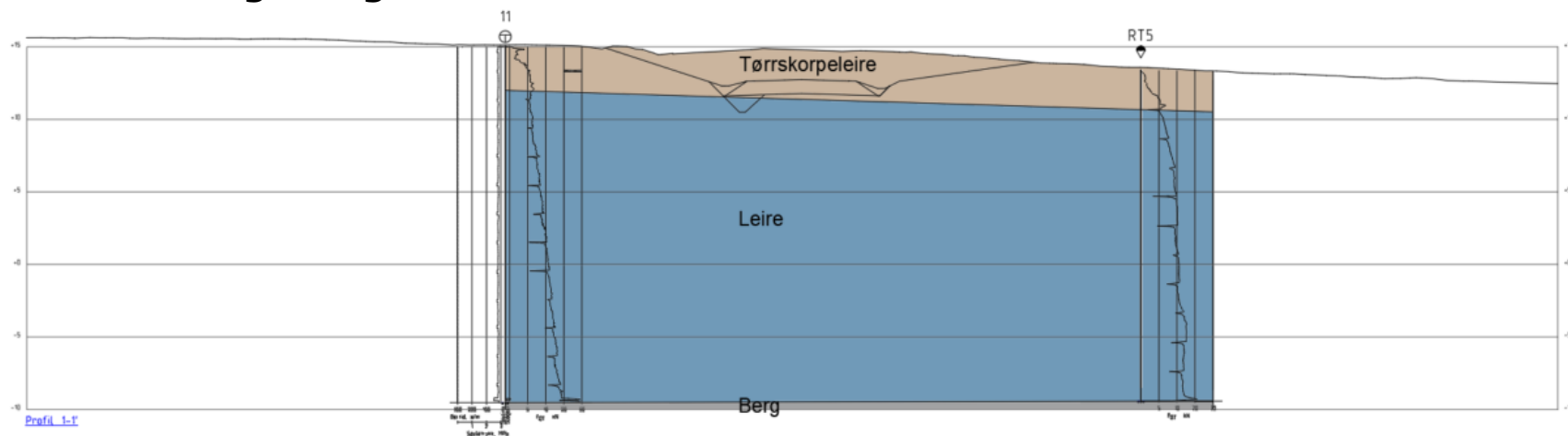
E.2 Laboratorieundersøkelser

Rutineundersøkelser i borehull 15-1, hentet fra SVVs rapport nr. Ud926A-GEOT-R01 (Cederstöm, 2018).

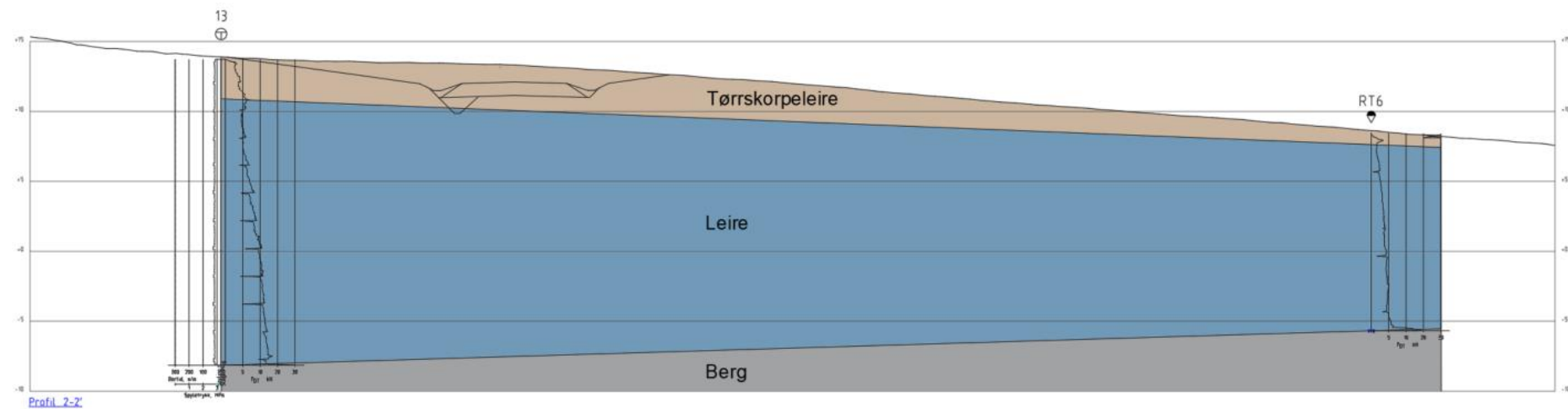
Bilag 4.1 Rutineundersøkelser i profil



E.3 Tolket lagdeling



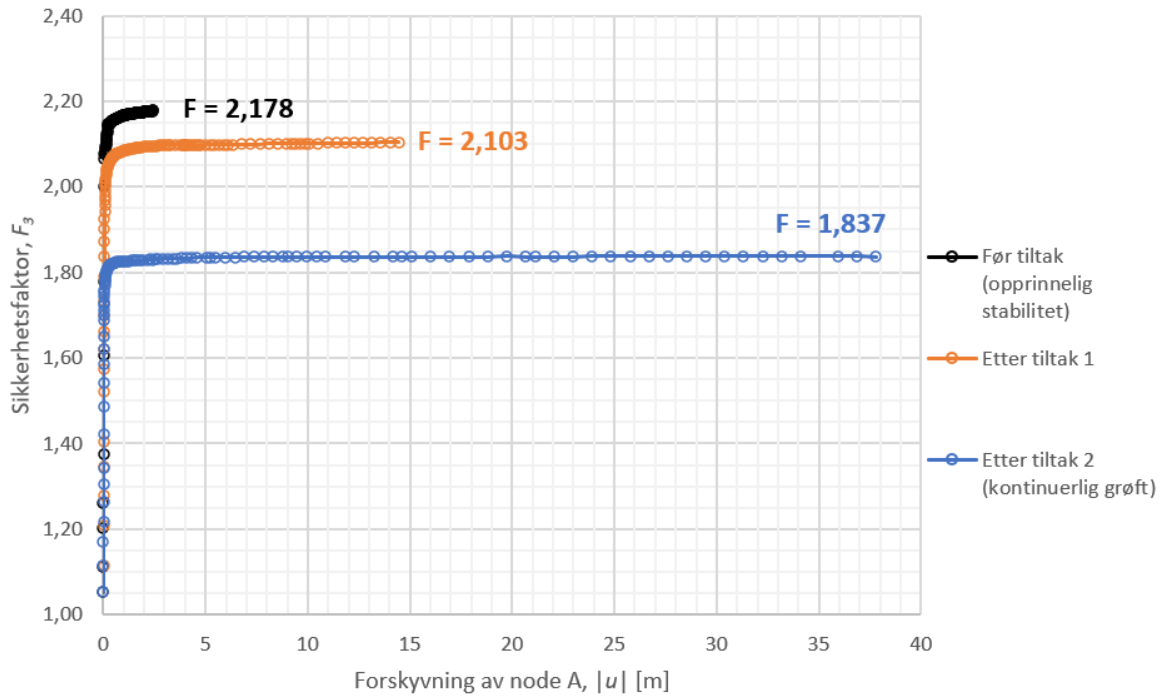
Figur E.1 Tolket lagdeling i profil 1-1' fra total- og dreietrykksonderingen i hhv. borehull 11 og RT5.



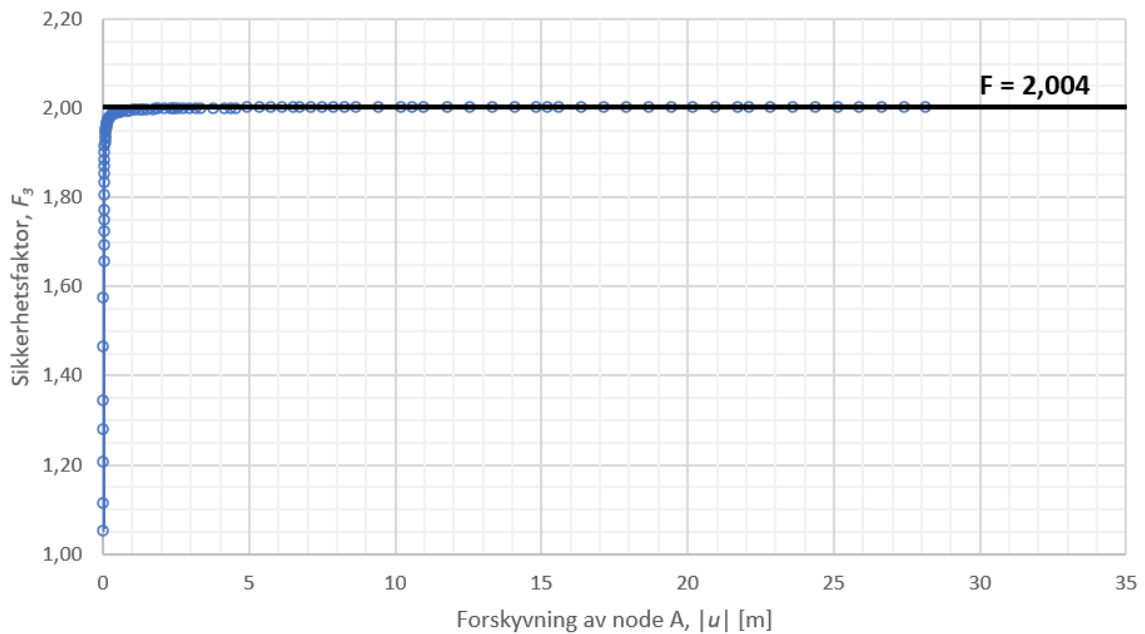
Figur E.2 Tolket lagdeling i profil 2-2' fra total- og dreietrykksonderingen i hhv. borehull 13 og RT6.

Tillegg F Resultater fra PLAXIS 3D – casestudie

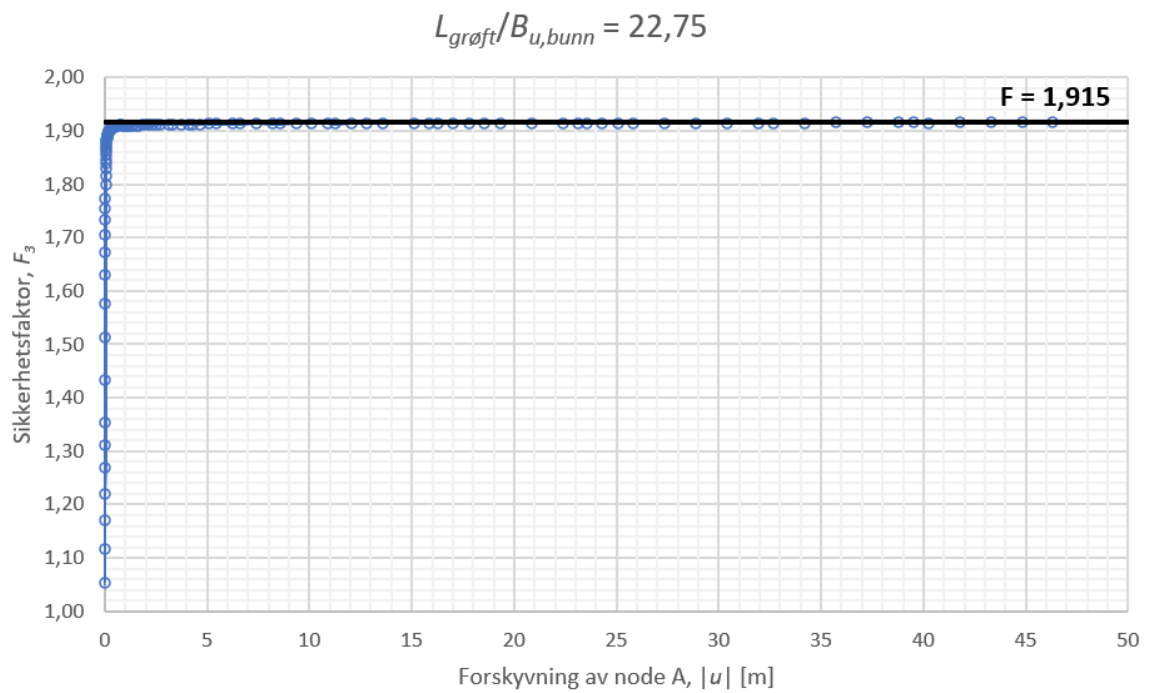
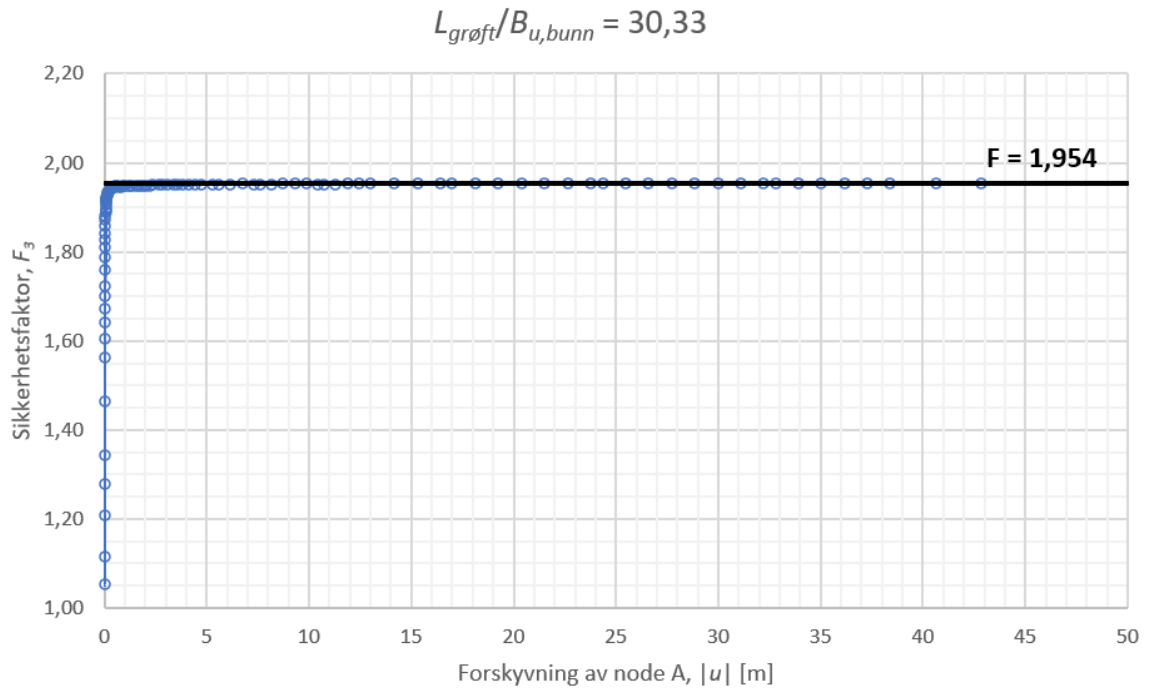
F.1 Sikkerhetsanalyser



$$L_{\text{grøft}}/B_{u,\text{bunn}} = 45,50$$

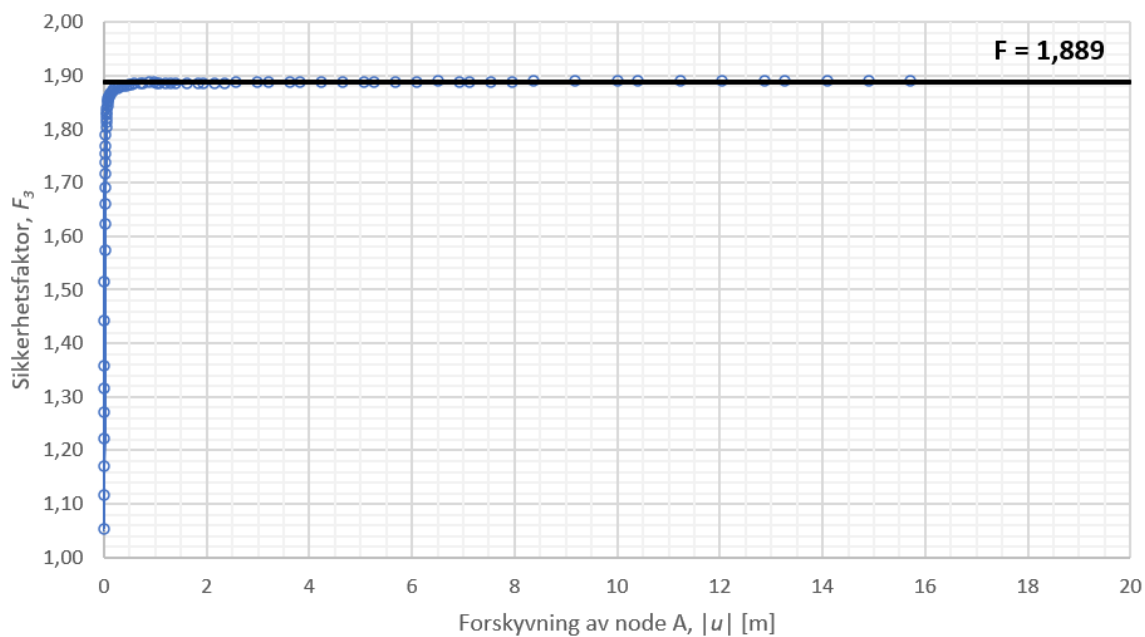


Tillegg F Resultater fra PLAXIS 3D – casestudie

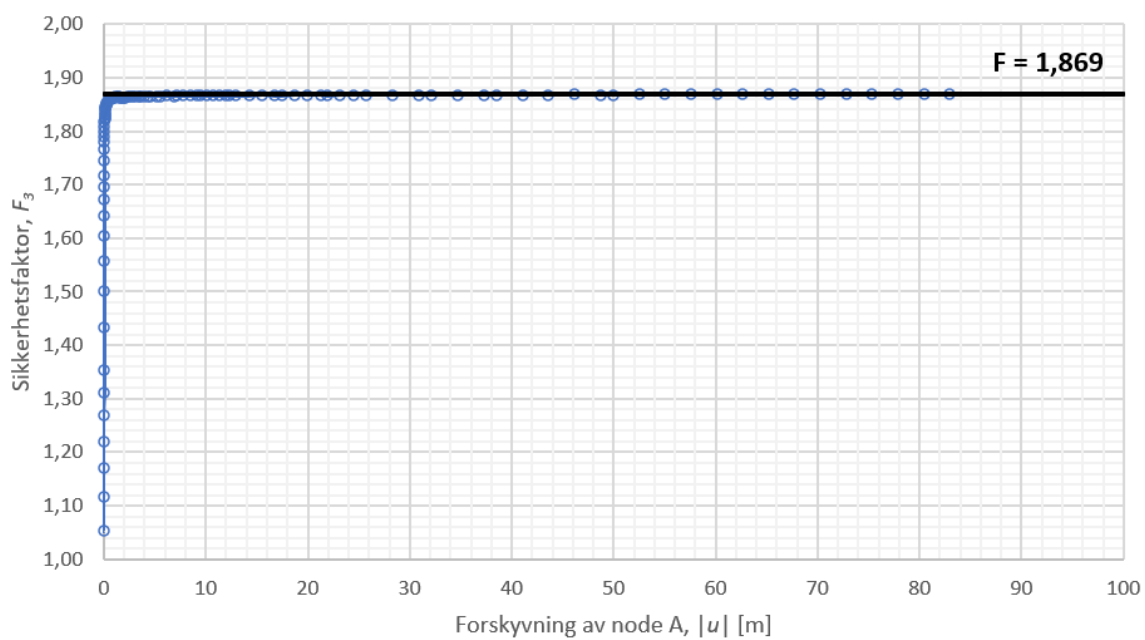


Tillegg F Resultater fra PLAXIS 3D – casestudie

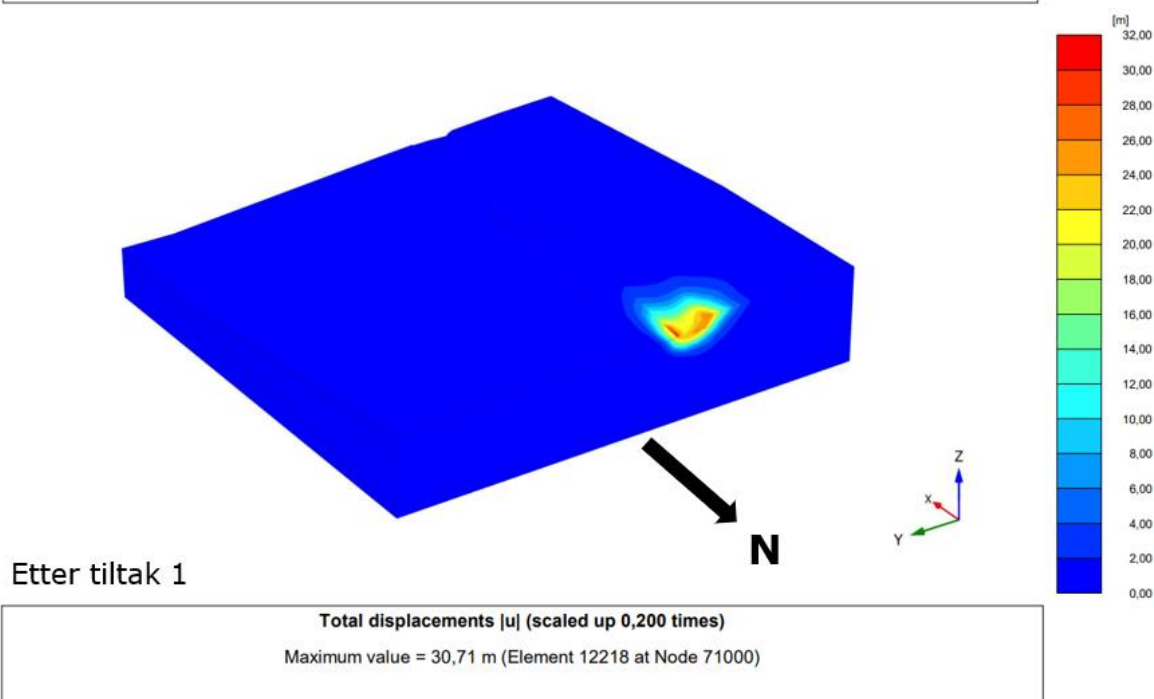
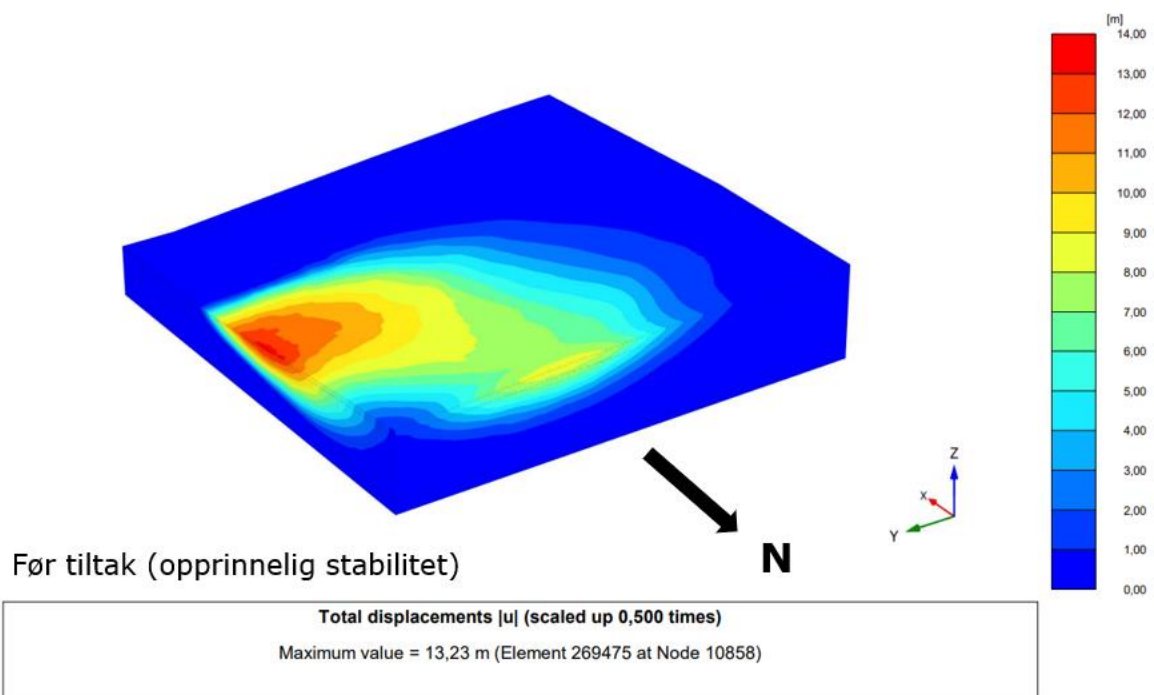
$$B/B_{u,bunn} = 18,20$$

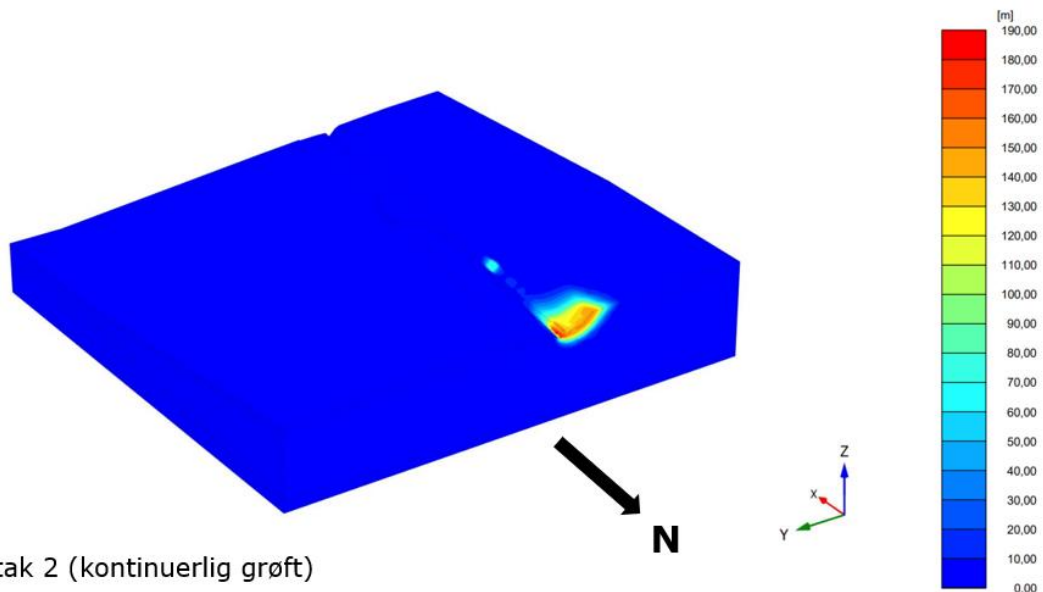


$$L_{grøft}/B_{u,bunn} = 13,65$$



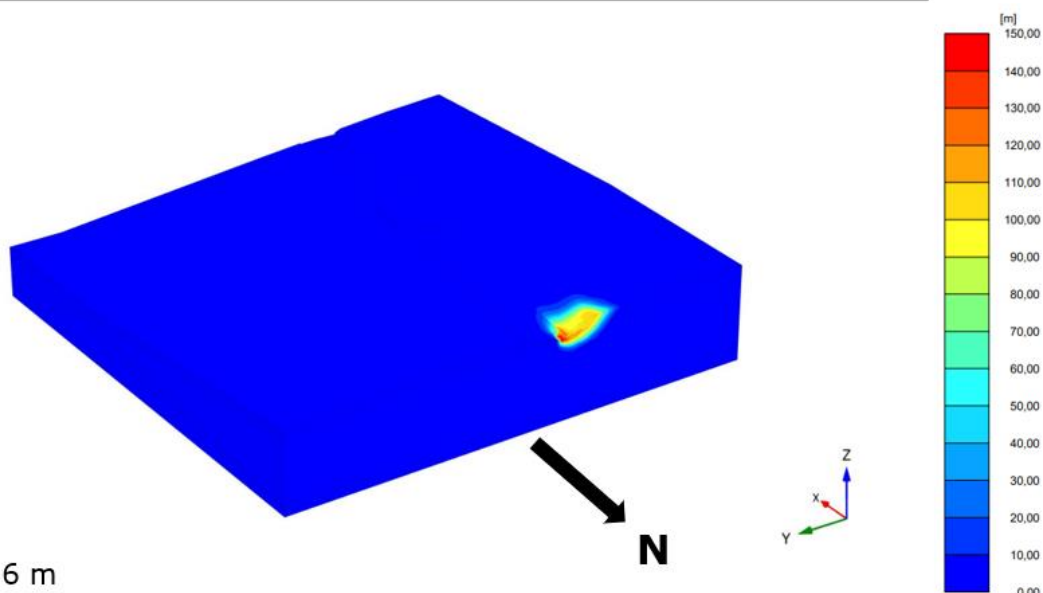
F.2 Skjærflater





Etter tiltak 2 (kontinuerlig grøft)

Total displacements |u| (scaled up 0,0200 times)
Maximum value = 186,9 m (Element 315034 at Node 23934)



$L_{grøft} = 6 \text{ m}$

Total displacements |u| (scaled up 0,0500 times)
Maximum value = 148,9 m (Element 322926 at Node 612)

Tillegg F Resultater fra PLAXIS 3D – casestudie

