

# Fengselstomta - en naturlig skråning med marginal sikkerhet

Vesentlig forbedring med topografiske  
stabiliseringstiltak

**Kim-Levi Wood**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2017

Hovedveileder: Arnfinn Emdal, IBM

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for bygg- og miljøteknikk





Institutt for bygg- og miljøteknikk, IBM  
Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi

NTNU- Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet

TILGJENGELIGHET

Åpen

## MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE: Geoteknikk	DATO: 11.06.2017	ANTALL SIDER: 154 + 20
-----------------------	------------------	------------------------

TITTEL:

**Fengselstomta – en naturlig skråning med marginal sikkerhet**  
*Vesentlig forbedring med topografiske stabiliseringstiltak*

**Fengselstomta – a natural slope with marginal safety**  
*Significant improvement with topographic stabilization measures*

UTFØRT AV:

Kim-Levi Wood



VEILEDER(E):

Arnfinn Emdal (NTNU)  
Anders Gylland (Multiconsult ASA)

UTFØRT VED:

NTNU

SAMMENDRAG:

Tema for denne masteroppgaven er skråningsstabilitet, med utgangspunkt i skråningen fra Fengselstomta ned til Nidelva ved Studentersamfundet i Trondheim kommune. Funn av dyptliggende kvikkleire på Fengselstomten øst for Studentersamfundet gir problemer med stabilisering og fundamentering i forbindelse med utbygging av campus Gløshaugen.

Tilstanden til skråningen er modellert numerisk i elementmetodeprogrammet PLAXIS 2D, der styrkereduksjonsmetoden « $c\phi$  – reduksjon» er brukt for beregning av sikkerhetsfaktorer i både udrenert- og drenert tilstand. Resultatene viser at sikkerhetsmarginen mot udrenert brudd ( $F = 1,23$ ) i skråningen ikke tilfredsstillende gjeldene regelverk. For langtidssituasjonen med drenert tilstand er kravene til sikkerhetsfaktor tilfredsstillende.

For udrenert tilstand er det derfor utført stabilitetsanalyser og beregninger etter bruk av prinsippet «prosentvis forbedring» med topografiske tiltak, der minimumskravet for skråningen ble estimert til 6 % forbedring etter utbygging. Problemstillingen i oppgaven har hatt fokus på å belyse hvordan topografiske tiltak kan utføres og etableres for å sikre at kravet om vesentlig forbedring oppfylles, og om prinsippet om prosentvis forbedring for skråningen er gyldig og gjennomførbart.

Tiltakene som er utredet er avlastning av Fengselstomta og skråningstoppen, samt to alternative motfyllinger i bunn av skråningen. Beregningene konkluderer med at avlastning på 2 meter kan oppnå en prosentvis vesentlig forbedring på i underkant av 10 % for opprinnelig sikkerhetsfaktor. Dette gir endelig sikkerhetsfaktor  $F = 1,35$  etter utbygging, og vurderes som det best egnede topografiske tiltaket.

Motfylling av Eklogitt er også velegnet som tiltak, på bakgrunn av den høye tyngdetettheten til materialet. Ved etablering som naturlig forlengelse vil en slik motfylling tilføre en gunstig last på elvebunnen der kritisk glideflate i utgangspunktet er lokalisert. Dette resulterer i en vesentlig forbedring på ca. 6,6 %, og tilfredsstillende minimumskravet. Betongmotfylling vurderes som mindre egnet hovedsakelig grunnet lavere tyngdetetthet og mer omfattende etablering. Det er valgt å se bort ifra stabilitetsanalyser ved bruk av lette masser.

Stabilitetsanalysene i oppgaven viser at det er mulig teoretisk sett å oppnå en prosentvis vesentlig forbedring av sikkerhetsfaktoren for skråningen, men at dette i praksis vil karakteriseres som vesentlige inngrep som vil være utfordrende å gjennomføre.

Som metode konkluderes det med at elementmetodeprogrammet PLAXIS er velegnet for stabilitetsanalyser av skråninger, men at metoden med  $c\phi$  – reduksjon stiller krav om at dimensjonerende materialparametere er av god kvalitet for analysen.

En stor andel av masteroppgaven har derfor vært innhenting av bakgrunnsdata, vurdering av grunnundersøkelser, tolkning av lagdeling og materialparametere, og tolkning av følsomheten i disse jorddataene. Det er blant annet utført en SHANSEP-analyse for bestemmelse av udrenert skjærstyrke til leirematerialene i skråningen.

Den dyptliggende kvikkleiren i en slik naturlig skråning kompliserer mulighetene for topografiske stabiliseringstiltak og en utbygging av Fengselstomta. Derfor anbefales det bruk av direkte stabiliserende grunnforsterkningsteknikker for realisering av utbyggingen.



## **MASTEROPPGAVE 2017**

**TBA4900 Geoteknikk, masteroppgave**

Våren 2017

av

**Kim-Levi Wood**

**Fengselstomta – en naturlig skråning med marginal sikkerhet**

*Vesentlig forbedring med topografiske stabiliseringstiltak*

**Fengselstomta – a natural slope with marginal safety**

*Significant improvement with topographic stabilization measures*

### **BAKGRUNN**

Skråningsstabilitet betraktes som en av de mest komplekse og utfordrende problemstillingene innenfor geoteknisk ingeniørvitenskap, og analyser av dette har ført til en rekke gjennombrudd i forståelsen av hvordan jordmaterialer oppfører seg. Vurdering av skråningsstabilitet stiller en rekke krav til forståelsen mellom en ustabil og stabil tilstand, og hvilke faktorer som har betydning for dette. Tema for denne masteroppgaven er skråningsstabilitet, med utgangspunkt i skråningen fra Fengselstomta ned til Nidelva ved Studentersamfundet i Trondheim kommune. Funn av dyptliggende kvikkleire på Fengselstomten øst for Studentersamfundet gir problemer med stabilisering og fundamentering i forbindelse med utbygging av campus Gløshaugen. Det er derfor behov for bedring av stabiliteten av skråningen og et alternativ for dette er å benytte prinsippet «prosentvis forbedring». Tiltakene som i første rekke bør utredes er endring av likevektstilstand i skråningen ved avlastning og/eller motfylling. Oppgaven er initiert av et utredningsprosjekt for utbyggingen av NTNUs campus på Gløshaugen. Tema for masteroppgaven ble valgt i samarbeid mellom Arnfinn Emdal fra NTNU og Anders Gylland fra Multiconsult ASA i Trondheim.

### **BESKRIVELSE AV OPPGAVEN**

Masteroppgaven kan ha form av en geoteknisk prosjekteringsoppgave som inkluderer innhenting av bakgrunnsdata, vurdering av karakteristisk tilstand fra grunnundersøkelser og inngående tolkning av lagdeling og jordparametere, både fra laboratoriedata, feltsonderinger og fra erfaringsbaserte metoder.

Tilstanden skal modelleres numerisk, både for korttids- og langtidstilstand.

Forprosjektet fra Multiconsult viser at det er lav sikkerhet i skråningen. Det er derfor kjent at tiltak må gjøres. Oppgaven skal utrede forskjellige tiltak, vise effekten av de enkelte tiltak, og vise følsomhet for tolkning av jorddata.

Grunnforsterkning er av campusprosjektet tatt frem som et alternativ. Det er i denne oppgaven valgt å ikke inkludere dette i studiet.

**ANSVARLIG FAGLÆRER**

Amanuensis Arnfinn Emdal

Medveileder: Dr. ing. Anders Gylland, Multiconsult ASA

NTNU, Institutt for bygg- og miljøteknikk

07.06.2017



---

**Arnfinn Emdal**

# FORORD

---

Skråningsstabilitet betraktes som en av de mest komplekse og utfordrende problemstillingene innenfor geoteknisk ingeniørvitenskap, og analyser av dette har ført til en rekke gjennombrudd i forståelsen av hvordan jordmaterialer oppfører seg. Deriblant hvordan et brudd kan oppstå i en skråning, hvordan egenskaper til jordmaterialer kan endre seg over tid, og hvilke vesentlige ulikheter det kan være i styrkeparameterne til jordmaterialer om de betraktes over lang tid i drenert tilstand eller kort tid i udrenert tilstand.

Vurdering av skråningsstabilitet stiller en rekke krav til forståelsen mellom en ustabil og stabil tilstand, hvilke faktorer som har betydning for dette, samt hvilke prosesser som kan gjøre en skråning ustabil. Dersom vurderinger tilsier at en skråning er ustabil, må geotekniske stabiliseringstiltak gjennomføres på best mulig måte. Slike stabiliseringstiltak kan være både topografiske eller grunnforsterkende av ulike former.

Spesielt forekomstene av vann og leirematerialer, er faktorer som regnes som helt avgjørende for om skråninger kollapser og går til brudd. Vannforekomstene vil redusere selve styrken i skråningen, mens leirematerialer har en jordoppførsel totalt ulikt sand.

Det fascinerende og skumle med skråninger, er at disse kan gå til brudd og skape skred uten noen form for forvarsling. Skråninger kan gå til brudd dersom de påføres laster som endrer selve spenningssituasjonen i jordmaterialene. Det kan gjerne være flere grunner til at dette skjer, og det er ofte svært utfordrende å plukke ut én årsak alene. Årsakene er ofte knyttet til både geologi, hydrogeologi, topografi, materialeegenskaper, ytre laster, vegetasjon, og ikke minst bygg- og anleggsarbeid som påvirker skråningsstabiliteten.

Denne masteroppgaven er utarbeidet av Kim-Levi Wood over en tidsperiode på 20 uker våren 2017, og gjennomføres i 30- studiepoengsfaget TBA4900. Den er utarbeidet ved Institutt for bygg- og miljøteknikk og utgjør den avsluttende oppgaven ved masterstudiet Bygg- og miljøteknikk ved NTNU. Masteroppgaven utføres som en individuell og vitenskapelig oppgave innen geoteknikk. Hovedveileder fra NTNU er Arnfinn Emdal, og medveileder er Anders Gylland fra Multiconsult ASA.

Problemstillingen er tilknyttet prosjektet «NTNU – Campusutvikling», med stabilitetsanalyser og beregninger av den naturlige skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva, like øst for Studentersamfundet i Trondheim. Stabilitetsanalysene utføres i forbindelse med NTNUs ønsker om å utbygge Fengselstomta, og belyser de utfordringene dette vil medføre på bakgrunn av prinsippene rundt «prosentvis forbedring» av sikkerhetsfaktorer for skråningen.

Jeg vil takke veilederne mine Arnfinn Emdal og Anders Gylland for veiledning gjennom masteroppgaven.

Trondheim, 11.juni 2017



---

Kim-Levi Wood





# SAMMENDRAG

---

Tema for denne masteroppgaven er skråningsstabilitet, med utgangspunkt i skråningen fra Fengselstomta ned til Nidelva ved Studentersamfundet i Trondheim kommune. Funn av dyptliggende kvikkleire på Fengselstomten øst for Studentersamfundet gir problemer med stabilisering og fundamentering i forbindelse med utbygging av campus Gløshaugen.

Tilstanden til skråningen er modellert numerisk i elementmetodeprogrammet PLAXIS 2D, der styrkereduksjonsmetoden « $c\phi$  – reduksjon» er brukt for beregning av sikkerhetsfaktorer i både udrenert- og drenert tilstand. Resultatene viser at sikkerhetsmarginen mot udrenert brudd ( $F = 1,23$ ) i skråningen ikke tilfredsstillende gjeldene regelverk. For langtidssituasjonen med drenert tilstand er kravene til sikkerhetsfaktor tilfredsstillende.

For udrenert tilstand er det derfor utført stabilitetsanalyser og beregninger etter bruk av prinsippet «prosentvis forbedring» med topografiske tiltak, der minimumskravet for skråningen ble estimert til 6 % forbedring etter utbygging.

Problemstillingen i oppgaven har hatt fokus på å belyse hvordan topografiske tiltak kan utføres og etableres for å sikre at kravet om vesentlig forbedring oppfylles, og om prinsippet om prosentvis forbedring for skråningen er gyldig og gjennomførbart.

Tiltakene som er utredet er avlastning av Fengselstomta og skråningstoppen, samt to alternative motfyllinger i bunn av skråningen. Beregningene konkluderer med at avlastning på 2 meter kan oppnå en prosentvis vesentlig forbedring på i underkant av 10 % for opprinnelig sikkerhetsfaktor. Dette gir endelig sikkerhetsfaktor  $F = 1,35$  etter utbygging, og vurderes som det best egnede topografiske tiltaket.

Motfylling av Eklogitt er også velegnet som tiltak, på bakgrunn av den høye tyngdetettheten til materialet. Ved etablering som naturlig forlengelse vil en slik motfylling tilføre en gunstig last på elvebunnen der kritisk glideflate i utgangspunktet er lokalisert. Dette resulterer i en vesentlig forbedring på ca. 6,6 %, og tilfredsstillende minimumskravet. Betongmotfylling vurderes som mindre egnet hovedsakelig grunnet lavere tyngdetetthet og mer omfattende etablering. Det er valgt å se bort ifra stabilitetsanalyser ved bruk av lette masser.

Stabilitetsanalysene i oppgaven viser at det er mulig teoretisk sett å oppnå en prosentvis vesentlig forbedring av sikkerhetsfaktoren for skråningen, men at dette i praksis vil karakteriseres som vesentlige inngrep som vil være utfordrende å gjennomføre.

Som metode konkluderer det med at elementmetodeprogrammet PLAXIS er velegnet for stabilitetsanalyser av skråninger, men at metoden med  $c\phi$  – reduksjon stiller krav om at dimensjonerende materialparametere er av god kvalitet for analysen.

En stor andel av masteroppgaven har derfor vært innhenting av bakgrunnsdata, vurdering av grunnundersøkelser, tolkning av lagdeling og materialparametere, og tolkning av følsomheten i disse jorddataene. Det er blant annet utført en SHANSEP-analyse for bestemmelse av udrenert skjærstyrke til leirematerialene i skråningen.

Den dyptliggende kvikkleiren i en slik naturlig skråning kompliserer mulighetene for topografiske stabiliseringstiltak og en utbygging av Fengselstomta. Derfor anbefales det bruk av direkte stabiliserende grunnforsterkningsteknikker for realisering av utbyggingen.



# ABSTRACT

---

In this Master's thesis, the natural slope from Fengselstomta down to Nidelva, is designed and modelled in conjunction with the project "NTNU – Campusutvikling" in Trondheim. The designing and modelling of the slope together with stability analyzes and calculations are done by using the finite element program PLAXIS 2D.

The ground conditions in the slope are very divided and consists of inhomogeneous soils, with large amounts of quick clay and brittle materials. The project area is of interest because it's a small part of a bigger zone of continuous quick clay.

In the finite element program PLAXIS, the strength reduction method called "c $\phi$ -reduction" is used for calculating safety factors for the slope in both undrained- and drained conditions. The results indicate that the safety margin against undrained failure ( $F = 1,23$ ) is too low compared to the required safety factor in the regulations. Safety factor is sufficient for the drained long term conditions.

Since the safety in undrained short term conditions is insufficient, stability analyzes and calculations are done based on the principle of "percentage improvement" using topographical stabilization methods. For the slope from Fengselstomta down to Nidelva, the required minimum of percentage improvement is 6 % after construction.

The issue of the Master's thesis is to explain how such stabilizing topographic measures or methods can be performed and established to ensure that the requirement for significant improvement is fulfilled, and if at all it is valid and possible to use the principle of percentage improvement for the slope.

The measures investigated are unloading of masses from Fengselstomta and the top of the slope, as well as two alternative fillings at the bottom of the slope. The results from the calculations of 2 meters of unloading concludes that the safety factor after construction achieved almost 10 % improvement compared to the initial safety factor, with a final safety factor of  $F = 1,35$ . This is considered the most favorable of the topographic measures above.

Filling of Eclogite is a suitable material as topographic measure based on the high density of the material. Such a filling will, upon establishment and placing, provide a favorable load on the river bottom where critical sliding surface initially was located. By establishing the filling as a natural extension of today's existing filling of fill materials, this will result in a significant percentage improvement of approximately 6,6 %. This is a solution that meets the minimum requirement.

Concrete fill is a solution considered less favorable as topographic measure, based on the results from the calculations. This is due to lower density in submerged condition, and more extensive establishment. It is chosen to disregard stability analyzes using light materials.

The stability analyzes show that it is theoretically possible to achieve a percentage significant improvement in the factor of safety for the slope, but in practice it will be characterized as substantial interventions that will be challenging to implement.

As a method, it is concluded that the finite element program PLAXIS is well-suited for stability analysis of slopes, and that chosen material model Mohr-Coulomb also makes it easy

to carry out the calculations. However, the strength reduction method,  $c\phi$ -reduction, requires that design material parameters are of good quality for the analysis.

Based on this, a large proportion of the Master's thesis is based on the obtaining of background data, assessment of ground investigations, interpretation of soil layering and material parameters, and interpretation of the sensitivity of these soil data. Among other things, a SHANSEP-analysis has been performed to determine the undrained shear strengths of the clay materials in the slope.

Because this is a natural slope containing quick clay, the implementation of topographic stabilization measures become more complicated. It is therefore recommended that ground reinforcement techniques that directly stabilize the quick clay materials are assessed for the slope. Such ground reinforcement techniques will probably have the greatest potential for realizing the construction of Fengselstomta.

# INNHOOLD

---

1. INTRODUKSJON .....	1
1.1 Bakgrunn for prosjektet «NTNU – Campusutvikling» .....	1
1.2 Kort om Fengselstomta.....	2
1.3 Tema og problemstilling – Skråningsstabilitet .....	2
1.4 Formål og avgrensninger .....	4
1.5 Hovedstruktur i masteroppgaven.....	5
2. TOPOGRAFI & GRUNNFORHOLD .....	7
2.1 Områdebeskrivelse .....	7
2.2 Kwartærgeologi .....	8
2.3 Kvikkleiresone.....	8
2.4 Løsmasser i prosjektområdet .....	10
2.5 Grunnvann .....	10
2.6 Berg .....	11
2.7 Nidelva.....	11
2.8 Tidligere grunnundersøkelser og rapporter .....	12
3. MOHR-COULOMB MODELL.....	15
3.1 Prinsippet bak Mohr-Coulomb modellen .....	15
3.2 Mohr-Coulombs bruddkriterium .....	17
4. SKJÆRSTYRKE .....	21
4.1 Definisjon av skjærstyrke .....	21
4.2 Udrenert skjærstyrke, $S_u$ .....	22
4.2.1 Bruddkriterium .....	23
4.2.2 Bestemmelse av udrenert skjærstyrke, $S_u$ .....	24
4.2.3 Aktiv-, direkte-, og passiv- udrenert skjærstyrke, $S_{uA}$ , $S_{uD}$ og $S_{uP}$ .....	28
4.2.4 SHANSEP-metode av udrenert skjærstyrke, $S_u$ .....	30
4.2.5 Skjærstyrkeanisotropi, ADP-forhold.....	32
4.3 Drenert skjærstyrke.....	35
4.3.1 Bruddkriterium, Coulomb-kriteriet .....	35
5. NATURLIG SKRÅNING & KVIKKLEIRE .....	39
5.1 Naturlig skråning .....	39
5.1.1 Definisjoner.....	39
5.1.2 Stabilitetsvurdering av naturlig skråning .....	41

5.2	Kvikkleire og sprøbruddsmateriale .....	44
5.2.1	Dannelsen av kvikkleire .....	44
5.2.2	Definisjon av kvikkleire og sprøbruddsmateriale .....	46
5.2.3	Stabilitetsvurdering av kvikkleire og sprøbruddsmateriale.....	48
<b>6.</b>	<b>ELEMENTMETODEPROGRAMMET PLAXIS 2D .....</b>	<b>51</b>
6.1	Generelt om PLAXIS 2D .....	51
6.2	Hovedprinsippet bak elementmetoden .....	51
6.3	Stabilitetsanalyse ved bruk av PLAXIS 2D .....	53
6.4	Skråningsstabilitet ved bruk av PLAXIS 2D.....	53
<b>7.</b>	<b>SIKKERHETSFAKTORER &amp; METODEN «<math>c\phi</math> – REDUKSJON» .....</b>	<b>55</b>
7.1	Generelt om sikkerhetsfaktorer .....	55
7.2	Sikkerhetsfaktorer ved skråningsstabilitet.....	56
7.3	Sikkerhetsfaktorer ved bruk av elementmetoden .....	57
7.3.1	Generelt og bruddgrensetilstanden.....	57
7.3.2	« $c\phi$ – reduksjon» for vurdering av sikkerhetsmargin.....	57
7.3.3	« $c\phi$ – reduksjon» for skråningsstabilitet ved bruk av PLAXIS 2D.....	59
7.4	Regelverk.....	61
7.4.1	Plan- og bygningsloven.....	61
7.4.2	Naturskadeloven.....	62
7.4.3	TEK 10.....	62
7.4.4	Eurokode 0 og Eurokode 7.....	62
7.4.5	NVEs veileder 7/2014 – «Sikkerhet mot kvikkleireskred».....	64
<b>8.</b>	<b>PROSJEKTERING &amp; DIMENSJONERING AV SKRÅNINGEN .....</b>	<b>67</b>
8.1	Tidligere grunnundersøkelser og forutsetninger.....	67
8.2	Tolkning av skråningens lagdeling.....	67
8.2.1	Lagdeling i skråningen .....	67
8.2.2	Tabell over tolket lagdeling, tykkelser og koter.....	70
8.2.3	Grunnvannsnivå og poretrykksfordeling med dybden.....	71
8.2.4	Opptegnet lagdeling i PLAXIS 2D .....	72
8.3	Mohr-Coulombs jordmodell i PLAXIS 2D.....	72
8.3.1	Drenert langtidstilstand, effektivspenningsbasis og $a\phi$ -analyse.....	73
8.3.2	Udrenert korttidstilstand, totalspenningsbasis og $S_u$ -analyse.....	73
8.4	Materialparametere for modellering i PLAXIS 2D.....	74
8.4.1	Tyngdetetthet, $\gamma$ .....	75
8.4.2	Drenerte effektivspenningsparametere.....	75

8.4.3	Udrenerte totalspenningsparametere .....	78
8.5	Laster og partialfaktorer $\gamma_G, \gamma_Q$ .....	90
8.6	Stabilitetsanalyser, sikkerhetsfaktorer og topografiske tiltak .....	92
8.6.1	Stabilitetsanalyser .....	92
8.6.2	Sikkerhetsfaktorer, F .....	92
8.6.3	Topografiske stabiliseringstiltak – Vesentlig forbedring .....	93
9.	<b>STABILITETSBEREGNINGER &amp; RESULTATER</b> .....	<b>95</b>
9.1	Initialtilstanden til skråningen, fase 1 .....	95
9.2	Påføring av ytre laster, fase 2 .....	96
9.3	Sikkerhetsanalyser av drenert- og udrenert tilstand .....	97
9.3.1	$c\phi$ – reduksjon for drenert langtidstilstand .....	97
9.3.2	$c\phi$ – reduksjon for udrenert korttidstilstand .....	100
9.4	Topografiske stabiliseringstiltak for udrenert tilstand .....	102
9.4.1	Krav til prosentvis vesentlig forbedring for udrenert tilstand .....	102
9.4.2	Ulike alternativer av topografiske stabiliseringstiltak .....	103
9.4.3	Avlastningssimulering av Fengselstomta og skråningstopp .....	103
9.4.4	Motfylling i bunn av skråning ved bruk av betong .....	111
9.4.5	Motfylling i bunn av skråningen ved bruk av Eklogitt .....	117
9.4.6	Oppsummering av resultater .....	122
10.	<b>DISKUSJON</b> .....	<b>123</b>
10.1	Resultatene fra $c\phi$ -reduksjon .....	123
10.2	De topografiske stabiliseringstiltakene .....	126
10.3	Prosentvis vesentlig forbedring .....	127
10.4	Usikkerheter og feilkilder .....	128
10.5	Videre arbeid .....	131
11.	<b>KONKLUSJON</b> .....	<b>133</b>
12.	<b>REFERANSER</b> .....	<b>135</b>
	<b>VEDLEGG</b> .....	<b>139</b>

# FIGURLISTE

---

Figur 1: Interessekonflikten rundt Fengselstomta (Furberg, 2017).....	1
Figur 2: Prosjektområdet, kartutsnitt fra (Trondheim kommune, 2017).....	2
Figur 3: Fengselstomta, Nidelva og Klostergata 20. Terrenget stiger fra Nidelva opp til Fengselstomta (Trondheim kommune, 2017). .....	7
Figur 4: Vollan kretsfengsel (1861-1972) (Okkenhaug, 2012).....	7
Figur 5: Kvartærgeologisk kart som viser at løsmassene hovedsakelig består av marine avsetninger (Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), 2017).....	8
Figur 6: Kartet viser den aktuelle kvikkleiresonen i prosjektområdet, samt lokasjon av Fengselstomta (Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 2015). .....	9
Figur 7: Dybdeprofil av elvebunnen til Nidelva (Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 2017).....	12
Figur 8: Utvalgte grunnundersøkelser for masteroppgaven. Hentet fra (Multiconsult ASA, 2016).....	13
Figur 9: Lineær-elastisk - perfekt-plastisk Mohr-Coulomb modell (Nordal, 2016). .....	16
Figur 10: Coulomb-kriteriet for styrken i et materiale (Nordal, 2016). .....	17
Figur 11: Ikke-lineær jordoppførsel (Nordal, 2016). .....	18
Figur 12: Coulombs bruddkriterium med ikke-lineær oppførsel (Zhao, et al., 2014).....	18
Figur 13: Prinsippet bak skjærstyrke i et materiale (Rørvik, 1982). .....	22
Figur 14: Tilstand rett etter belastning, og etter lang tid med utjevnet vanntrykk (Rørvik, 1982).....	22
Figur 15: Konstant forhold mellom middelspenningene og udrenert skjærstyrke i glideflaten (Rørvik, 1982). .....	23
Figur 16: Bruddkriteriet på totalspenningsbasis, udrenert tilstand (Emdal, et al., 2014).....	24
Figur 17: Spenningsstier for kontraktante og dilatante materialer (Rørvik, 1982). .....	28
Figur 18: Målt skjærstyrke er ulik ved aktiv- og passiv- treaksialforsøk (Nordal, 2016).....	29
Figur 19: Orientering av spenninger og brudd i en skråning (Duncan, et al., 2014). .....	32
Figur 20: Anisotrop spenningstilstand i skråning (NIFS, 2014). .....	33
Figur 21: Anbefalte ADP-forhold (NIFS, 2014). .....	34
Figur 22: Coulomb-kriteriet på effektivspenningsbasis (Emdal, et al., 2014). .....	35
Figur 23: Generell beskrivelse av skråning (Emdal, et al., 2014). .....	40
Figur 24: Topografisk kurvatur for skråninger (Cha & Kim, 2010). .....	40
Figur 25: Stabilitetsvurdering av naturlig skråning (Emdal, et al., 2014).....	41
Figur 26: Ulike glideflater for en skråning (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).....	42
Figur 27: Tiltak i øvre del av skråning som forverrer stabiliteten (SINTEF Byggforsk, 2014). .....	43
Figur 28: Tiltak i nedre del av skråning som forverrer stabiliteten (SINTEF Byggforsk, 2014). .....	43
Figur 29: Tiltak som forbedrer skråningsstabiliteten (SINTEF Byggforsk, 2014).....	44
Figur 30: Van der Waalske bindinger (NIFS, 2012). .....	45
Figur 31: Sprøbruddeffekt i jordmaterialer (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).....	47



Figur 32: Definisjon av kvikkleire og sprøbruddsmateriale (SINTEF Byggforsk, 2014).	48
Figur 33: Progressiv bruddutvikling i kvikkleire (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).	49
Figur 34: Strukturen til kvikkleire (Fremstad & Thingstad, 2007).	50
Figur 35: Overbelastning av kvikkleire danner en suppe (SINTEF Byggforsk, 2014).	50
Figur 36: Triangulære elementer med 6 eller 15 knutepunkter (Nordal, 2016).	52
Figur 37: Prinsippet ved en $c\phi$ -reduksjon (Jostad, 2016).	58
Figur 38: $c\phi$ -reduksjon og håndberegning av sikkerhetsfaktor (Nordal, 2016).	60
Figur 39: Minimumskrav til prosentvis forbedring (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).	65
Figur 40: Prosjektert lagdeling med dagens lastsituasjon i PLAXIS 2D.	72
Figur 41: Sammenhengen mellom kohesjon og friksjon (Plaxis bv, 2016).	76
Figur 42: Prekonsolideringsspenningen for en deformasjonskurve (Rørvik, 1982).	79
Figur 43: Profil for overkonsolideringsgraden OCR oppe ved Fengselstomta.	80
Figur 44: Profil for overkonsolideringsgraden OCR nede ved Nidelva.	81
Figur 45: SHANSEP-analyse for jordmaterialene oppe ved Fengselstomta.	83
Figur 46: SHANSEP-analyse for jordmaterialene nede ved Nidelva.	84
Figur 47: Tresca-kriteriet for udrenert totalspenningsanalyse (Plaxis bv, 2016).	85
Figur 48: Udrenert skjærstyrke $S_u$ ved Fengselstomta, ADP-forhold.	86
Figur 49: Udrenert skjærstyrke $S_u$ ved Nidelva, ADP-forhold.	87
Figur 50: Forholdet mellom udrenert stivhet og udrenert skjærstyrke (Nordal, 2016).	88
Figur 51: Krav til prosentvis forbedring med topografiske tiltak.	94
Figur 52: Initialtilstanden til skråningen. Ytre laster er deaktivert i modellen.	95
Figur 53: Dagens situasjon med påførte ytre laster på skråningstoppen.	96
Figur 54: Bruddmekanisme for drenert langtidstilstand.	97
Figur 55: Kurven for sikkerhetsfaktor $F$ - Drenert tilstand.	98
Figur 56: Velutviklet plastisk bruddutvikling.	99
Figur 57: Bruddmekanisme for udrenert korttidstilstand.	100
Figur 58: Kurven for sikkerhetsfaktor $F$ - Udrenert tilstand.	101
Figur 59: Minimumskrav på 6 % vesentlig forbedring for skråningen.	102
Figur 60: Lastene fra bygget og vegen i Klostergata er fjernet.	104
Figur 61: Utgravd 1 meter masse fra Fengselstomta og skråningstoppen.	105
Figur 62: Bygg i Klostergata 20 og veg i Klostergata tilbakeført.	106
Figur 63: Utgravd 2 meter masse fra Fengselstomta og skråningstoppen.	107
Figur 64: Bygg i Klostergata 20 og veg i Klostergata tilbakeført.	108
Figur 65: Endelig situasjon etter avlastning og utbygging.	109
Figur 66: Utviklingen av sikkerhetsfaktoren gjennom avlastningssimuleringen.	110
Figur 67: Første lag med betongutstøping.	112
Figur 68: Kritisk glideflate for motfyllingen av betong.	112
Figur 69: Tykkere lag med betong støpt i fremkant av motfylling.	113
Figur 70: Kritisk glideflate for det tykke laget med betong.	114
Figur 71: Kritisk glideflate etter utbygging av Fengselstomta.	115
Figur 72: Utvikling av sikkerhetsfaktor $F$ ved betongmotfylling.	116
Figur 73: Etablering av motfylling i Eklogitt.	118
Figur 74: Kritisk glideflate for motfylling av Eklogitt.	119
Figur 75: Kritisk glideflate for endelig situasjon etter utbygging.	120

## TABELLISTE

---

Tabell 1: Ulike $S_u$ -avhengigheter (Emdal, et al., 2014). .....	25
Tabell 2: Ulike felt- og laboratorieundersøkelser for måling av $S_u$ . .....	25
Tabell 3: Betegnelse av leirer basert på udrenert skjærstyrke (Norsk Geoteknisk Forening, 2011). .....	26
Tabell 4: Normalverdier for attraksjon og friksjon (Emdal, 2014). .....	36
Tabell 5: Positiv og negativ påvirkning av stabilitet (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014). .....	42
Tabell 6: Definisjon av kvikkleire og sprøbruddsmateriale (Statens vegvesen, 2014). .....	46
Tabell 7: Klassifisering av sensitivitet (Statens vegvesen, 2014). .....	47
Tabell 8: Minimumsverdier for materialfaktor $\gamma_M$ (Statens vegvesen, 2014) .....	63
Tabell 9: Krav til materialfaktor for skråningen i drenert- og udrenert tilstand. ....	63
Tabell 10: Skråningen plasseres i tiltakskategori K4 (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014). .....	65
Tabell 11: Tolket lagdeling for skråningen. ....	70
Tabell 12: Tyngdetetthet for jordmaterialene i skråningen. ....	75
Tabell 13: Skjærstyrke, friksjon og dilatans på effektivspenningsbasis. ....	76
Tabell 14: Stivhet og Poisson-tall for friksjonsmaterialene i skråningen. ....	77
Tabell 15: Udrenerte totalspenningsparametere for leirematerialene i skråningen. ....	89
Tabell 16: Partialfaktorer for laster (Statens vegvesen, 2014). .....	91
Tabell 17: Krav til sikkerhetsfaktor F for skråningen. ....	93
Tabell 18: Vesentlig forbedring av sikkerhetsfaktoren (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014). .....	93
Tabell 19: Generert antall elementer og knutepunkter. ....	95
Tabell 20: Inngangsdata for betong i PLAXIS. ....	111
Tabell 21: Inngangsdata for Eklogitt i PLAXIS. ....	117
Tabell 22: Oppsummering av stabilitetsresultatene. ....	122

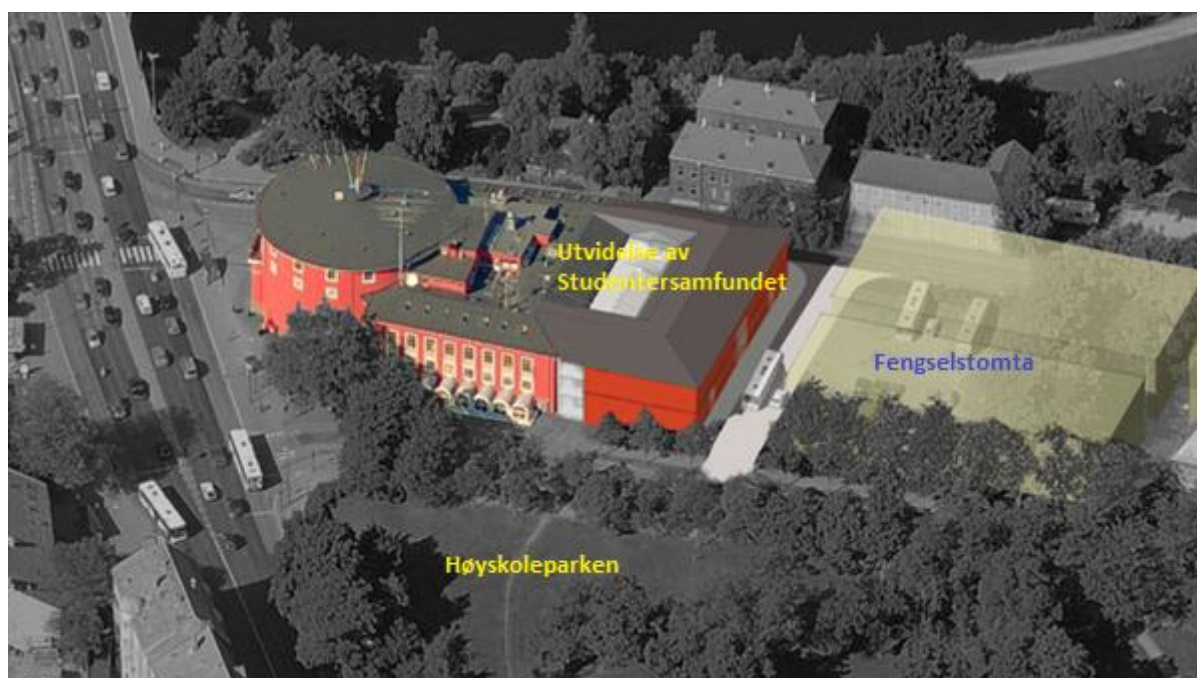
# 1. INTRODUKSJON

---

## 1.1 Bakgrunn for prosjektet «NTNU – Campusutvikling»

Fengselstomta i Trondheim blir i dag sett på som et slags omdiskutert «ingenmannsland», der både Trondheim kommune, Studentersamfundet og NTNU har ulike meninger om hva tomta bør brukes til. I utgangspunktet er det Studentersamfundet som eier tomta, mens NTNU har en intensjonsavtale om kjøp av deler av den (Furberg, 2017 (b)). Grunnen for at NTNU ønsker nettopp denne tomta er ifølge (NTNU, 2016 (b)) visjonen om å kunne samle campus i Trondheim i området rundt Gløshaugen i perioden 2016-2025, og at NTNUs campus på denne måten blir et strategisk verktøy for å muliggjøre de faglige målsetningene til universitetet.

Det pågår en offentlig interessekonflikt angående Fengselstomta ifølge (Furberg, 2017 (a)), der kommunen ønsker bevaring av grøntarealer, universitetet ønsker tett campus, og Studentersamfundet ønsker å utvide eksisterende bygningsmasse. Dette gjør at partene til nå ikke har blitt enige, og det diskuteres om ikke Fengselstomta bak Studentersamfundet kan bli park mot at Høyskoleparken på andre siden av Høyskolevegen kan utbygges.



**Figur 1: Interessekonflikten rundt Fengselstomta (Furberg, 2017 (b)).**

Figur 1 viser hvordan Studentersamfundet ønsker å sette opp et to-etasjes tilbygg med kjeller tilhørende det eksisterende bygget, mens det gule feltet er tiltenkt NTNU og deres campusprosjekt. I utgangspunktet er tanken til NTNU at KAM-bygget skal settes opp her, et senter for kunst, arkitektur og musikk.

## 1.2 Kort om Fængselstomta

I forbindelse med den pågående videreutviklingen av NTNU campus i Trondheim, har det i senere tid blitt gjennomført supplerende grunnundersøkelser i området, blant annet av Multiconsult ASA (Multiconsult ASA, 2017). De har gjennomført geotekniske vurderinger og beregninger av Fængselstomta og skråningen ned til Nidelva, men det viser seg at det fremdeles er behov for videre stabilitetsanalyser og utredninger av skråningen. Fra før av er det tidligere gjennomført flere grunnundersøkelser i nærhet til prosjektområdet, og sammen med de supplerende undersøkelsene fra Multiconsult høsten 2016 vil disse danne grunnlaget for stabilitetsanalysene og beregningene i denne masteroppgaven. Figur 2 nedenfor viser et utsnitt av Fængselstomta, bebyggelsen rundt og den aktuelle skråningen ned mot Nidelva.



**Figur 2: Prosjektområdet, kartutsnitt fra (Trondheim kommune, 2017 (b)).**

Generelt sett viser tidligere grunnundersøkelser til dels mektige forekomster av kvikkleire på Fængselstomta bak Studentersamfundet, og området østover mot Singsaker og Øvre Baklandet. Dette vil ha betydning for en eventuell utbygging på tomte, og vil trolig kunne gi problemer og utfordringer til hvordan utbyggingen kan gjennomføres. Er forholdene på Fængselstomta og skråningen ned til Nidelva virkelig så ille og omfattende at en utbygging forhindres? Denne masteroppgaven vil ta en nærmere titt rundt nettopp dette temaet.

## 1.3 Tema og problemstilling – Skråningsstabilitet

Tema for denne masteroppgaven er skråningsstabilitet, og på bakgrunn av grunnforhold og jordarters mekaniske egenskaper i form av stivhet og styrke defineres skråningsstabilitet av (Store Norske Leksikon (SNL), 2009) ved den beregnede stabiliteten jordmassene har i en skråning. En utrasing av en skråning skjer stort sett ved glidning, og skråningsstabilitet vil her omhandle geotekniske problemstillinger tilknyttet sikkerheten mot utglidning. Det vil derfor beregnes sikkerhetsfaktorer og gjennomføres vurderinger rundt eventuelle topografiske stabiliserende tiltak.

En utbygging av Fengselstomta vil skje på toppen av en skråning, og stabiliteten må vurderes nøye slik at skred ikke oppstår dersom stabiliteten viser seg å være lav. Generelt sett sier (Store Norske Leksikon (SNL), 2009) at skråningsstabiliteten påvirkes ved belastninger på toppen av skråningen, økt grunnvannstand ved nedbør, erosjon i elver og bekker, eller ved utgravinger og fjerning av masser i foten av skråningen.

Ifølge (Emdal, et al., 2014) defineres en skråning som stabil når skråning ikke raser ut. Dette kan sammenlignes med klassisk mekanikk, der en stabil tilstand i et system er hva en søker etter, bare at da benyttes begrepet stabil likevekt. Dersom systemet havner utenfor likevekten, søker systemet tilbake til den stabile tilstanden. For en skråning er dette ikke mulig, da massene fra en skråning som er brakt ut av likevekt vil danne en helt ny likevektstilstand etter utrasing.

Vurdering av skråningsstabilitet går ut på å vurdere om styrken i jorda er stor nok i forhold til belastningene som jorda påføres. Dersom påkjenningene blir for store, vil jorda gå til brudd og en har en ustabil skråning (Emdal, et al., 2014). Når en skråning går til brudd sier en at jordmassene glir på en bruddflate, og slike bruddflater kan ifølge (NTNU, 2009) være sammensatte, ikke-sirkulære, rette eller sirkulære.

Ifølge (Duncan, et al., 2014) vil variasjoner i skjærstyrke og laster over tid kunne resultere i at sikkerhetsfaktorer til skråninger endres. Som en konsekvens av dette er det derfor høyst nødvendig å gjennomføre stabilitetsanalyser for flere ulike trinn i en skrånings livsløp. For en naturlig skråning vil det være kombinasjoner av poretrykkssendringer og påføring av ytre laster som er avgjørende for hvordan sikkerhetsfaktor den aktuelle skråningen har. Sikkerhetsfaktoren vil reduseres dersom grunnvannsnivået i en naturlig skråning økes, og det påføres betydelige laster.

Ettersom skjærstyrken er av spesiell betydning og interesse for skråningsstabiliteten er tanken at denne materialparameteren skal defineres på en kvalitetsmessig god måte, slik at stabilitetsberegningene i analysene blir så reelle som mulig. Deretter vil det utføres stabilitetsanalyser både i drenert langtidstilstand og udrenert korttidstilstand, for å avdekke om sikkerheten i skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva har god nok sikkerhetsmargin mot brudd.

Dersom sikkerhetsfaktorene ikke tilfredsstillter kravene til sikkerhet, skal mulighetene og eventuelt utfordringene med prinsippet «prosentvis vesentlig forbedring» og metoder for topografiske stabiliseringstiltak analyseres og drøftes.

En naturlig problemstilling for masteroppgaven blir derfor:

***Hvordan er skråningsstabiliteten for den naturlige skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva, og hvordan kan eventuelle stabiliserende topografiske tiltak utføres for å tilfredsstillte kravet om vesentlig forbedring? Er prinsippet «prosentvis forbedring» overhode mulig for skråningen, og hvordan kan avlastninger og motfyllinger utføres og etableres? Hva er utfordringene med disse tiltakene?***

## 1.4 Formål og avgrensninger

Læringsmålet ved en slik masteroppgave er å fordype seg innen et spesifikt tema innen valgt fagområde. Fagområde i denne sammenheng er geoteknikk, og det spesifikke temaet er skråningsstabilitet for en naturlig skråning med marginal sikkerhet.

Undertegnede skal benytte vitenskapelige arbeidsmetoder ved å innhente kunnskap gjennom kildesøk og kombinere dette med egen kunnskap. Arbeidet gjennomføres selvstendig, og rapporteres i henhold til vedtatte standarder (NTNU , 2016 (a)).

Denne masteroppgaven er lagt opp som en geoteknisk prosjekteringsoppgave der alt fra tolkning av tidligere grunnundersøkelser, lagdelinger, materialparametere og skråningsparametere gjennomføres av undertegnede. Videre skal disse tolkningene implementeres inn i elementmetodeprogrammet PLAXIS, der skråningen modelleres og analyseres. Deretter utfører elementmetodeprogrammet beregninger av skråningsstabiliteten for skråningen ved hjelp av sikkerhetsfaktorer for både udrenert korttidstilstand og drenert langtidstilstand. Fremskaffelsen av sikkerhetsfaktorene gjennomføres ved bruk av en styrkereduksjonsmetode, en såkalt  $c\phi$ -reduksjonsmetode.

Det er ikke gjennomført egne og nye grunnundersøkelser eller opptak av prøver fra prosjektområdet, da dette ble ansett å være for krevende å få gjennomført denne gangen. Det er derfor lagt stor vekt på tidligere utførte grunnundersøkelser, og da spesielt de nyeste supplerende grunnundersøkelsene gjennomført av Multiconsult ASA mot slutten av 2016 i uke 45-46.

For at elementmetodeprogrammet PLAXIS skal komme til sin fulle rett, er en stor del av oppgaven å bestemme materialparametere for lagdelingen, og da spesielt med tanke på skjærstyrken til de ulike leirematerialene. Hovedprinsippet bak dette er SHANSEP-metoden, der udrenert skjærstyrke bestemmes. Jordmodellen som brukes er lineær-elastisk – perfekt-plastisk Mohr-Coulomb modell, med anisotropiforhold iht. NIFS anbefalinger.

Dersom sikkerhetsfaktorene for skråningen viser seg å ikke tilfredsstillende gjeldene regelverk og standarder, skal prinsippet rundt «prosentvis vesentlig forbedring» tas i bruk i form av topografiske stabiliseringstiltak. Når dette er gjort skal det på nytt gjennomføres en stabilitetsanalyse i etterkant av utbygging, for å kvalitetssikre og påvise at ny sikkerhetsfaktor for skråningen tilfredsstillende de kvantitative kravene til vesentlig forbedring.

Kostnadene ved slike tiltak er helt avgjørende for om de i det hele tatt vurderes. Det er valgt å ikke studere prinsippene rundt grunnforsterkninger og den slags, da dette ikke kan benyttes ved prosentvis vesentlig forbedring. Det er heller ikke utført en stabilitetsanalyse for bruk av lette masser, og heller ikke ved prosjektering av flere kjelleretasjer for bygget oppe på Fengselstomta. Analysene er utført for ett utvalgt og kritisk profil fra Fengselstomta til Nidelva.

## 1.5 Hovedstruktur i masteroppgaven

Masteroppgaven er bygd opp av 12 hovedkapitler:

### 1. Introduksjon

- Bakgrunn for prosjektet, tema, problemstilling, avgrensninger og formål.

### 2. Topografi & Grunnforhold

- Kort beskrivelse av selve prosjektområdet og forutsetninger for oppgaven

### 3. Mohr-Coulomb modell

- Teorikapittel som danner basisen for prosjekteringen og modelleringen

### 4. Skjærstyrke

- Teorikapittel som danner basisen for viktigste materialparameter ved skråningsstabilitet

### 5. Naturlig skråning & Kvikkeleire

- Teorikapittel som definerer hva en naturlig skråning og kvikkeleire defineres av

### 6. Elementmetodeprogrammet PLAXIS 2D

- Metodekapittel som forklarer det numeriske metodeprogrammet som benyttes i oppgaven

### 7. Sikkerhetsfaktorer & Metoden « $c\phi$ – reduksjon»

- Metodekapittel som forklarer hvordan stabilitetsberegningene utføres

### 8. Prosjektering & Dimensjonering av skråningen

- Prosjekteringskapittel der det modelleres og dimensjoneres modell, laster og parametere

### 9. Stabilitetsberegninger & Resultater

- Resultatkapittel med stabilitetsanalyser og beregninger av skråningen

### 10. Diskusjon

- Diskusjonskapittel der resultater, metoder, usikkerheter og feilkilder med oppgaven diskuteres

### 11. Konklusjon

- Konklusjonskapittel som konkluderer problemstillingen og hva resultatene betyr

### 12. Referanser

- Kildene som ligger til grunn for oppgaven





## 2. TOPOGRAFI & GRUNNFORHOLD

### 2.1 Områdebeskrivelse

Det aktuelle området i masteroppgaven dreier seg om den omtalte Fengselstomta like øst for Studentersamfundet i Trondheim, og skråningen ned fra tomta til Nidelva. Figur 3 nedenfor viser omrisset av selve Fengselstomta, samt lokasjonen til annen bebyggelse og Nidelva i bunn av skråningen. Terrenget stiger med varierende helning fra elveoverflaten i kote 0,0 opp til Fengselstomta på ca. kote +20,5. Bebyggelsen i Klostergata 20, de to parallelle byggene på figuren, er plassert ytterst på tuppen av skråningen på ca. kote +17.



**Figur 3: Fengselstomta, Nidelva og Klostergata 20. Terrenget stiger fra Nidelva opp til Fengselstomta (Trondheim kommune, 2017 (b)).**

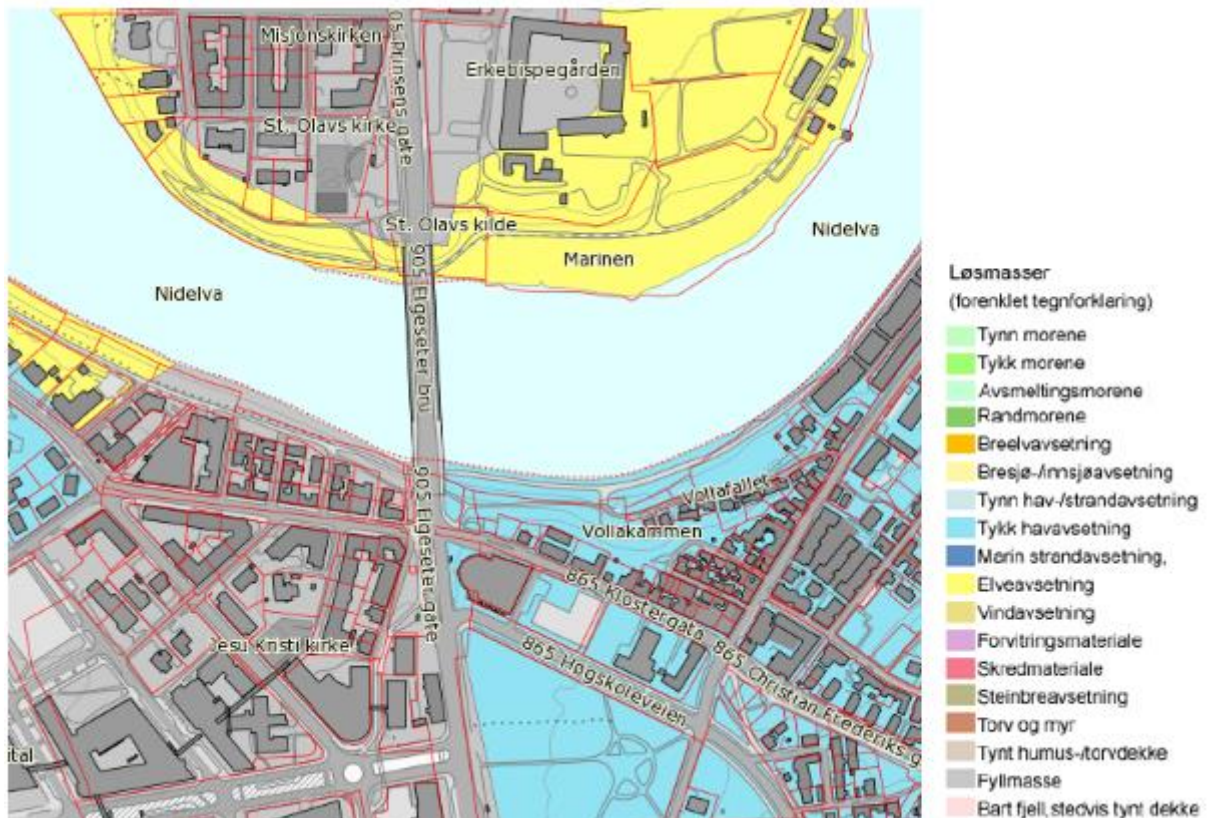
På bakgrunn av tidligere perioder med isavsmelting og varierende havnivå eksisterer det flere strandterrasser i nærliggende områder. Fengselstomta ligger på et grusbelagt og flatt terreng, og var tidligere bebygd av Vollan kretsfengsel, et 2-etasjes bygg av betong og steinblokker (Kåsin, 2009). Vollan kretsfengsel var et fengsel for både vanlige kriminelle og krigsfanger under den nazistiske okkupasjonen av Norge. Fengselet ble også benyttet som en transittleir for politiske fanger, og ble nedlagt i 1971 og revet i 1972 (Wikipedia, 2017). Figur 4 viser et bilde av kretsfengselet, og som en ser dekte dette fengselet så å si hele tomten.



**Figur 4: Vollan kretsfengsel (1861-1972) (Okkenhaug, 2012).**

## 2.2 Kwartærgeologi

Kwartærgeologi har gjennom mange år blitt kartlagt i Norge, og Norges Geologiske Undersøkelse (NGU) har laget kvartærgeologiske kart som viser oversikt over både dannelses måt og utbredelsen til løsmassene i landskapet (Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), 2015). Disse kartene viser at det er marine avsetninger i form av silt og leire som dominerer på Fængselstomta og i områdene rundt. Nedenfor viser figur 5 et utsnitt over det aktuelle prosjektområdet, og en ser klart og tydelig at det domineres av elve- og havavsetninger.



**Figur 5:** Kwartærgeologisk kart som viser at løsmassene hovedsakelig består av marine avsetninger (Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), 2017).

En begrensning en er nødt til å være oppmerksom på er at slike kvartærgeologiske kart baserer seg på relativt grunne prøvetakinger, og indikerer da de øvre lagene med løsmasser. Dette betyr altså at massene i større dybder kan bestå av annet materiale, og en er derfor nødt til å gjennomgå flere ulike grunnundersøkelser for å kunne kartlegge grunnen nærmere.

## 2.3 Kvikkleiresone

Kvikkleireområder har stort potensial for å skade både bygninger, eiendommer og mennesker. Spesielt dersom det forekommer et skred i slike områder kan konsekvensene bli katastrofale. Kvikkleireskred i Norge har tidligere tatt menneskeliv, og skaderisikoen anses som stor i flere områder i Norge ifølge (Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 2016).

Kartlegging av slike kvikkleiresoner er derfor svært viktig, og pr. 2016 er det ifølge NVE mer enn 1800 kartlagte kvikkleiresoner i Norge. Disse sonene befinner seg stort sett i Trøndelag

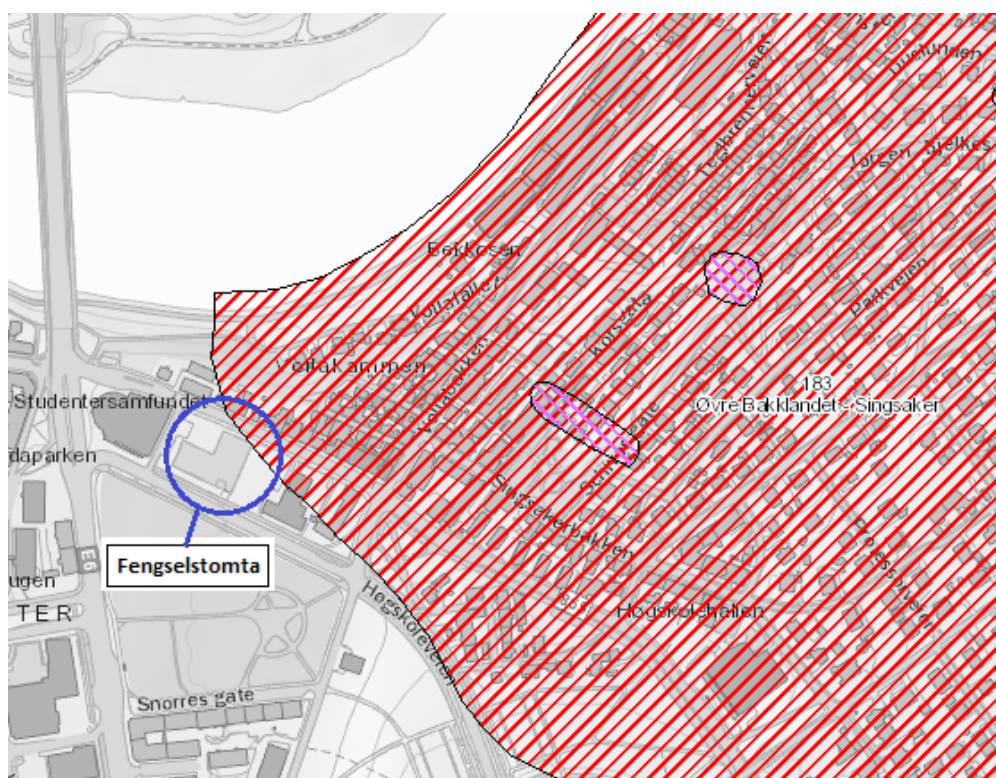
og Sørøst-Norge, områdene der de marine avsetningene dominerer. Kvikkleiresonene klassifiseres med både risikoklasse, konsekvensklasse og faregrad, og ved utbygging på, eller i nærheten av slike soner, skal det gjennomføres stabilitetsanalyser av skråninger. Dette for å være sikker på at en oppnår tilfredsstillende sikkerhet ved utbygging (Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 2016). Ved kartlegging av kvikkleiresoner er målsetningen ifølge (SINTEF Byggeforsk, 2014) at sikkerheten mot kvikkleireskred skal økes.

NGI, Norges Geotekniske Institutt, har i rapport 840050-2 i samarbeid med NVE kartlagt en kvikkleiresone i prosjektområdet, kvikkleiresone «183 Øvre Bakklandet – Singsaker». Dette er en stor kvikkleiresone, som er gitt høyeste risikoklasse (risikoklasse 5), meget alvorlig konsekvensgrad og høyeste faregrad i henhold til klassifiseringen (Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 2015).

Faregraden er knyttet til hvor høy sannsynlighet det er for et skred, mens konsekvensgraden er mer knyttet opp mot hvor truet eksisterende bebyggelse, mennesker og infrastruktur er, samt hvilken utstrekning et eventuelt skred vil kunne ha i den aktuelle sonen (NIFS, 2015). Risikoen er produktet av faregraden multiplisert med konsekvensen, og disse er derfor avhengige av hverandre (SINTEF Byggeforsk, 2014).

$$\text{Risiko} = \text{faregrad} * \text{konsekvens}$$

Figur 6 viser kun et utsnitt av aktuell kvikkleiresone, men likevel nok til å forestille seg de katastrofale følgene et kvikkleireskred her vil kunne gi. Fængselstomta befinner seg ifølge kartet i grenseområdet til kvikkleiresonen, og dermed må stabilitetsanalyser gjennomføres i forkant av en eventuell utbygging av tomte.



**Figur 6:** Kartet viser den aktuelle kvikkleiresonen i prosjektområdet, samt lokasjon av Fængselstomta (Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 2015).

## 2.4 Løsmasser i prosjektområdet

På bakgrunn av analyser av aktuelle grunnundersøkelser i området, samt valgt lagdeling, kan løsmassene for skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva kort beskrives ved at de øvre massene består av antatt fyllmasser, stein, grus og sand med varierende mektighet fra ned mot 9-10 m dybde oppe ved Fengselstomta, til 4-5 m dybde midt i skråningen. Videre er det tolket et dilatant siltlag med varierende dybder gjennom hele skråningen. Siltlaget er ca. 3 m tykt under Fengselstomta, 6 m tykt under bebyggelsen i Klostergata 20, ca. 2 m tykt midt i skråningen, mens ved skråningsfoten er silten tolket å være ca. 5 m tykt.

Under siltlaget er det mer finkornede masser, deriblant et gjennomgående leirelag med dybder fra 2-4 m, størst mektighet ved topp og bunn av skråningen. Dette leirelaget blander seg inn i et sandlag i midtre del av skråningen. Videre er det i bunn av skråningen detektert to lag med 2-6 m sprøbruddmaterialer definert ved omrørt skjærstyrke  $< 2$  kPa og sensitivitet  $S_t > 15$ . Fra Nidelva til Fengselstomta er disse lagene med sprøbruddegenskaper gjennomgående, men med avtagende tykkelse oppover i skråningen. Dette sprøbruddmaterialet er også kartlagt slik ifølge (Multiconsult ASA, 2017). Mellom de to lagene med sprøbruddmateriale er det tolket et tynt og gjennomgående sandlag på ca. 1-2 m gjennom hele skråningen og modellen.

Sistnevnte sandlag er også observert gjennom et mektig kvikkleirelag som avtar oppover i skråningen. I bunn av skråningen er dette kvikkleirelaget tolket til å være minimum 26 m tykt, fra kote -14 til kote -40. Oppe ved Fengselstomta ligger kvikkleirelaget fra kote +4 til -12, med tykkelse 16 m. Ifølge (Multiconsult ASA, 2017) sine grunnundersøkelser er laget under disse kvikkleiremassene antatt å være fastere masser, uten at dette skal betraktes som berg.

Detaljert lagdeling, tolkning, forklaring og beskrivelser er gjennomført i kapittel 8 «Prosjektering og dimensjonering av skråningen».

## 2.5 Grunnvann

Ifølge NVEs veileder 7/2014 – «Sikkerhet mot kvikkleireskred», er det krav om at i hver faresone for kvikkleireskred skal poretryksforhold kartlegges på minst ett sentralt punkt. Ved slik kartlegging skal minst to poretrykksmålere installeres i ulike nivåer (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).

Det er viktig å kartlegge hvor grunnvannsnivået ligger ettersom skjærstyrken i jordmaterialene avhenger av dette. En økning i grunnvannsnivå kan gi lavere skjærstyrke i materialene på grunn av lavere effektivspenninger. Dette vil dermed gi en destabiliserende effekt. Grunnvannsnivået varierer med nedbørsforholdene og det er nettopp dette som kan føre til ras i områder utsatt for kraftig nedbør over lengre tid (Emdal, et al., 2014).

Også vegetasjonsendringer kan gi endringer i grunnvannstanden, ved at avrenningen på overflaten reduseres som et resultat av at permeabiliteten på overflaten økes. For å unngå slike endringer kan det ifølge (Emdal, et al., 2014) utføres tiltak som drenering, eller tildekking og planting av ny vegetasjon.

Topografien og grunnforholdene for Fengselstomta og skråningen er veldig lagdelt, og dermed forventes det at både artesisk poreovertrykk og muligens flere grunnvannsnivå ikke er registrert av poretrykksmålerne som er satt ned i tidligere grunnundersøkelser. I tillegg har

årstidsvariasjoner en del å si for kartleggingen av grunnvannsnivået (Multiconsult ASA, 2016).

Likevel viser det seg at både målingene fra Multiconsult og tidligere rapporter, deriblant rapport 660200 fra Rambøll (GV = 14 m dybde) og Kristoffer Kåsin sitt prosjektarbeid i 2009 (GV = 12 m dybde), sammenfaller relativt godt for området. Grunnvannsnivået ved Fengselstomta er derfor tolket og prosjektert til å ligge ca. 13 m under terrenget i kote +6,35. Dette betyr at grunnvannstanden befinner seg i skillet mellom det øvre sandlaget og leirelaget i skråningen. Utviklingen av grunnvannsnivået ned til Nidelva er antatt i prosjekteringen.

## 2.6 Berg

Selv om det er påtruffet noe fastere materiale med større sonderingsmotstand, er det ikke påtruffet berg i noen av grunnundersøkelsene i det aktuelle området. Ved Korsgata 15B i kote +21,5 er det ifølge (Kåsin, 2009) påtruffet berg etter 51,5 m dybde. Dette betyr med andre ord at dybder til berg antas å være svært stor, og at stabilitetsanalysen for skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva gjennomføres uten berg i prosjekteringen.

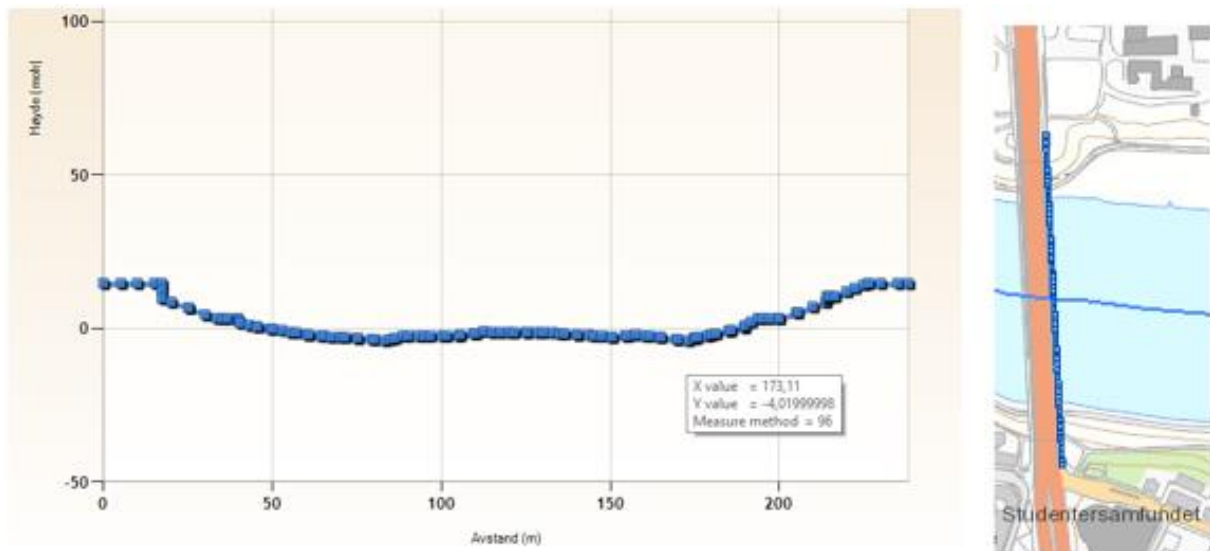
## 2.7 Nidelva

I randen av området mot vest ligger Nidelva som et dominerende landskapselement, og som et viktig element ved skråningsstabilitet. Nidelva har et meandrerende løp gjennom Trondheim, og er i både nordre og søndre del av prosjektområdet sikret mot erosjon. Dette er ifølge (Multiconsult ASA, 2017) gjort ved å lage en motfylling ved skråningsfoten og steinplastring ellers.

Erosjon er en avgjørende faktor som må vurderes nøye i slike tilfeller, dette fordi erosjon i naturlige skråninger kan endre både dens geometri, elvebunnens dybde, og påkjenningene på skråningen. Ugunstig geometriendring øker faren for brudd ved at brattere skråning gir større belastning på skråningen. Nidelva vil kunne erodere skråningsfoten, og derfor er stabiliserende tiltak nødvendig.

Naturlige skråninger som påvirkes av erosjon øker sannsynligheten for skred betraktelig, spesielt om massene består av kvikkleire. Erosjonen vil kunne gi initiale utglidninger, og da også en udrenert spenningsendring som vil kunne danne et sprøbrudd (NIFS, 2015). Erosjon og overflateutglidninger vil dermed gi utfordringer knyttet til stabiliteten, og da også kunne medføre store skader (Statens vegvesen, 2014 (c)).

For å kartlegge bunnen av skråningen under elveoverflaten er NVEs kartkatalog brukt for å fremskaffe et dybdeprofil av elvebunnen i Nidelva. Dette profilet vises i figur 7 nedenfor, og viser at elvebunnen ligger ca. 4 m under vannoverflaten i prosjektområdet. Denne informasjonen er nyttig med tanke på den totale høyden på skråningen, stabiliteten for skråningen, samt hvor en eventuell bruddflate i skråningen ender.



**Figur 7: Dybdeprofil av elvebunnen til Nidelva (Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 2017).**

## 2.8 Tidligere grunnundersøkelser og rapporter

Innenfor geoteknikk og geoteknisk prosjektering kan en ikke unngå å måtte sjekke tidligere utførte grunnundersøkelser i form av både felt- og laboratorieundersøkelser. Det er en hel del grunnundersøkelser som er gjennomført i området rundt Fengselstomta og skråningen ned mot Nidelva. Disse undersøkelsene har blitt gjennomført av flere ulike aktører, slik som Trondheim kommune, Multiconsult ASA, Rambøll Norge AS og Statens vegvesen for å nevne noen.

På Trondheim kommune sine hjemmesider finnes en database over hvilke grunnundersøkelser som er gjennomført i Trondheim. Denne databasen inneholder både kartoversikt, samt tilgang til de grunnundersøkelsene som er gjennomført av Trondheim kommune. Kartet over området viser hvilke typer undersøkelser som er gjennomført, samt hva de ulike geotekniske rapportene heter. Informasjonen i databasen er åpen for alle og enhver, mens for rapportene gjennomført av andre aktører kreves en direkte henvendelse for anskaffelse av datarapportene (Trondheim kommune, 2017 (a)).

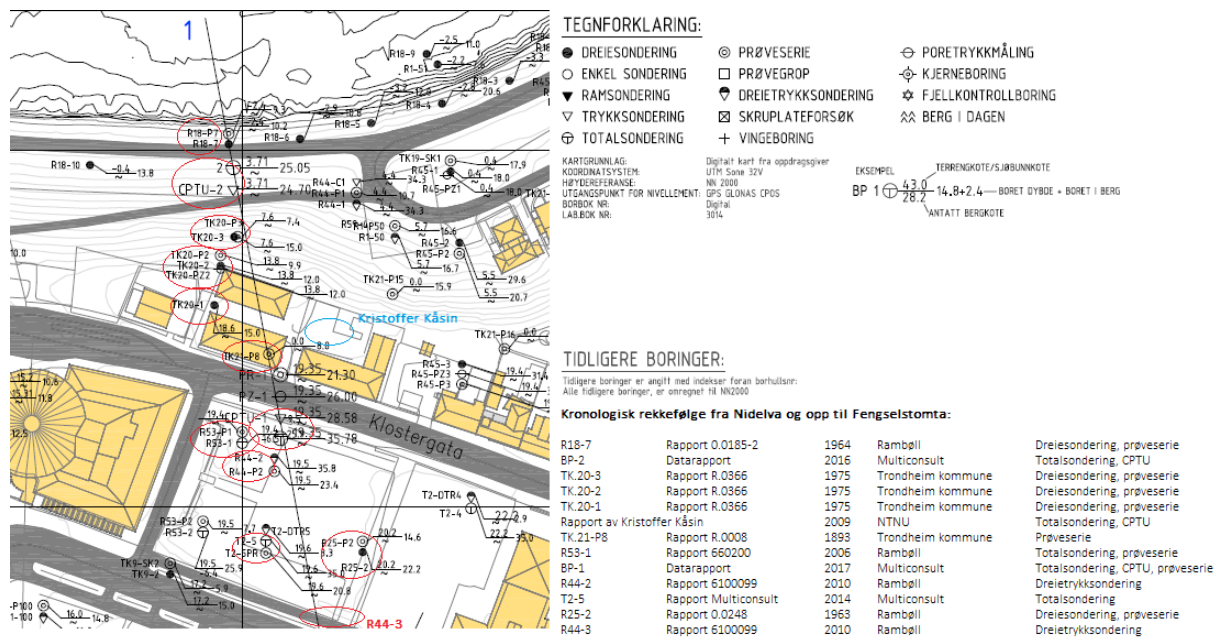
For området rundt Fengselstomta og skråningen ned til Nidelva er en stor del av de tidligere grunnundersøkelsene gjennomført av Trondheim kommune. Dette er undersøkelser som er gjort i forbindelse med utredning av faresoner med tanke på kvikkleireforekomster, samt for planlegging av nybygg på Fengselstomta. Sammen med de nylig utførte grunnundersøkelsene gjort av Multiconsult ASA, er det disse som ligger til grunn for bestemmelsen og tolkningen av selve lagdelingen i PLAXIS-modellen.

I vedlegg A er et utsnitt av gjennomførte grunnundersøkelser i prosjektområdet illustrert, samt hvilke grunnundersøkelser som det er lagt vekt på i modelleringen av lagdelingen.

Multiconsult har bidratt med anskaffelse av datarapport og vurderingsrapport, på bakgrunn av felt- og laboratorieundersøkelsene de gjennomførte like før årsskiftet 2016/2017. Data-rapporten inneholder resultater fra totalsondering, trykksøndering, opptak av sylindere og poseprøver, samt poretrykksmålingene, med tilhørende laboratorieresultater av de mekaniske

egenskapene til prøvene. I vurderingsrapporten har Multiconsult gjennomført stabilitetsanalyser ved bruk av beregningsprogrammet «GeoSuite Stability» med beregningsmetode Beast 2003 for fremskaffelse av sikkerhetsfaktorer for skråningsstabiliteten. Resultatene fra beregningen i (Multiconsult ASA, 2017) gir meget lav sikkerhetsfaktor i udrenert korttidstilstand,  $F = 1,05$ . Denne sikkerheten vurderes som svært marginal.

Nedenfor presenteres utsnittet av borplanen i vedlegg A der det er utringet hvilke rapporter og tidligere grunnundersøkelser som ligger til grunn for tolkningene av lagdeling og noen av materialparameterne som prosjekteres senere i masteroppgaven.



Figur 8: Utvalgte grunnundersøkelser for masteroppgaven. Hentet fra (Multiconsult ASA, 2016).

Når bakgrunnsdata og forutsetninger nå ligger til grunn, skal de neste kapitlene i masteroppgaven fokusere på relevant teori som ligger til grunn for stabilitetsanalysene og beregningene. Bak en skråningsstabilitetsanalyse er det en hel del teori som ligger bak forståelsen til hvordan ulike jordmaterialer oppfører seg når de føres til brudd. Det er derfor hensiktsmessig å først presentere all relevant teori som oppgaven baseres på, da dette danner basisen og fundamentet for resultatene og drøftingen senere.





## 3. MOHR-COULOMB MODELL

---

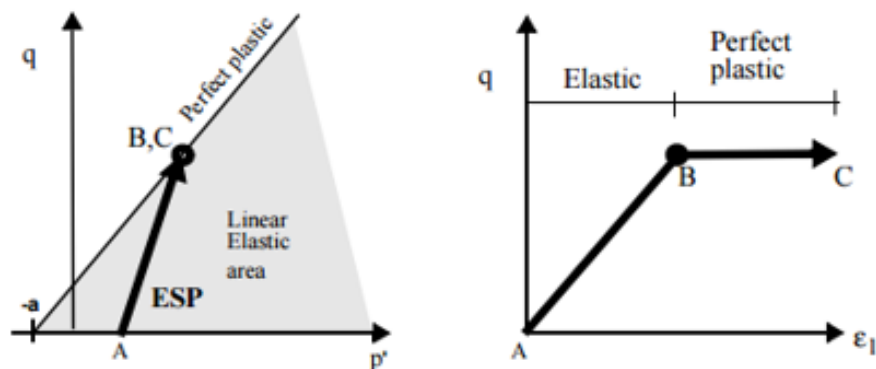
Innenfor geoteknisk vitenskap finnes det flere ulike jordmodeller som beskriver hvordan ulike jordmaterialer oppfører seg på bakgrunn av de geotekniske problemstillingene en står ovenfor. Det er derfor viktig at en hensiktsmessig og passende jordmodell velges i henhold til temaet for oppgaven. Valg av jordmodell medfører også krav til hvilke jordparametere som må tas til betraktning, samt at disse er av høy kvalitet. I følge (Nordal, 2016) er det en tydelig avhengighet mellom jordmodell og jordparametere, ved at avanserte jordmodeller ofte krever en rekke jordparametere som inndata ved stabilitetsberegninger med f.eks. elementmetoden. Det finnes derimot enkelte fordeler med slike avanserte og komplekse jordmodeller, deriblant at disse har høyere forutsetninger for å beskrive den aktuelle jordoppførselen for det aktuelle problemet. Avanserte jordmodeller vil kreve flere jordparametere og mer geoteknisk innsikt, men til gjengjeld vil jordoppførselen kunne beskrives mer nøyaktig ved slike modeller.

For problemstillingen rundt stabiliteten til skråningen fra Fengselstomta ned til Nidelva, er det valgt en av de enkleste jordmodellene innenfor geoteknikk. Den valgte jordmodellen er Mohr-Coulomb, en modell som gjør det oversiktlig og lettere å forstå jordoppførselen gjennom stabilitetssimuleringen senere i oppgaven, og som egner seg godt som en første tilnærming av jordoppførselen (Nordal, 2016). Den er hensiktsmessig der jordmaterialene spiller en dominerende rolle, og kan også brukes til å beregne sikkerhetsfaktorer.

### 3.1 Prinsippet bak Mohr-Coulomb modellen

Mohr-Coulomb modellen er en type elastoplastisk jordmodell som anses som lite kompleks, og som en av de enkleste og mest veldefinerte og robuste jordmodellene innen geoteknikk. En av de største fordelene med dette er at det kun kreves et fåtall av jordparametere som inndata, men på den andre siden kan jordmodellen ifølge (Nordal, 2016) være noe grov i forhold til beskrivelsen av selve jordoppførselen.

Prinsippet bak jordmodeller generelt er å beskrive hvordan ulike jordmaterialer oppfører seg både før, under og etter at materialene føres til brudd. Endringer i spenninger og tøyninger i jordmaterialene er faktorer som kan føre materialet til brudd. Mohr-Coulomb modellen beskriver denne jordoppførselen som lineært-elastisk – perfekt-plastisk, ved at jordmaterialet antas å ha en lineært-elastisk oppførsel før materialet går til brudd, og etter at materialet har nådd bruddtilstanden vil jordoppførselen betraktes som perfekt-plastisk (Nordal, 2016). Figur 9 nedenfor illustrerer nettopp denne jordoppførselen.



**Figur 9: Lineær-elastisk - perfekt-plastisk Mohr-Coulomb modell (Nordal, 2016).**

I Mohr-Coulomb modellen i figur 9 er delen til venstre definert som den lineær-elastiske delen. Hooke's lov om isotropisk elastisitet ligger til grunn bak dette, mens delen til høyre definerer den perfekte-plastiske delen av jordoppførselen. Denne baseres på Mohr-Coulombs bruddkriterium (Plaxis bv, 2016). Styrken i jordmaterialet er definert på bakgrunn av Mohr-Coulombs bruddkriterium, mens stivheten av Hooke's lov. Den lineære delen til venstre illustrerer altså at under pålastning er stivheten konstant, en antagelse basert på påstandene i Hooke's lov om at det er en proporsjonal sammenheng mellom spenninger og tøyninger i elastiske materialer. At et materiale er elastisk betyr at tøyninger er reversible og kan tilbakeføres til opprinnelig tilstand ved f.eks. avlastning av et materiale (Nordal, 2016).

I virkeligheten viser det seg derimot at tøyninger i jordmaterialer ikke er reversible, at stivheten endres i forhold til mengde pålastning, og at jordmaterialer har en ikke-lineær oppførsel når de utsettes for spennings- eller tøyningsendringer. Dette betyr med andre ord at jordmaterialer ikke er elastiske slik Mohr-Coulomb modellen påstår, og at stivheten til jordmaterialene er avhengig av tøyningsnivået, spenningsnivået og spenningsstien. Ved å forenkle den egentlige situasjonen kan en likevel betrakte jordmaterialet som et isotropisk lineær-elastisk materiale (Nordal, 2016). At et materiale er isotropisk betyr at egenskapene er de samme i alle retninger, en påstand som på langt nær er tilfellet.

Teorien bak den grove forenklingen brukes ifølge (Nordal, 2016) i elastoplastiske materialmodeller, slik flere av modellene i elementmetodeprogrammer som PLAXIS er. De mer avanserte jordmodellene i PLAXIS tar hensyn til avhengigheten mellom spenninger og tøyninger opp mot stivheten i jordmaterialet. Elastoplastisitet betrakter de totale tøyningene som summen av de elastiske- og plastiske- tøyningene. De plastiske tøyningene til høyre i figur 9 er definert som det motsatte av de elastiske tøyningene. Disse er irreversible og permanente og kan dermed ikke forsvinne selv ved avlastning.

Som tidligere nevnt er en av fordelene med Mohr-Coulomb modellen det fåtall av inndata som er nødvendig for å simulere jordoppførselen. På grunn av den grove forenklingen som gjøres i Mohr-Coulomb modellen, vil valg av jordparametere kreve varsomme og ingeniørmessige betraktninger. Styrke og stivhet er alltid inndata som er nødvendig for simulering av jordoppførsel, og en må derfor bestemme skjærstyrken ( $\tau_f$  og  $S_u$ ), elastisitetsmodulen  $E$  ( $E'$  og  $E_u$ ), og tverrkontraksjonstallet (Poissonstallet  $\nu$ ) både for drenert og udrenert tilstand. Bruddkriteriet for bestemmelse av styrken skal nå kort beskrives på generell basis, før en dypere utledning presenteres i kapittel 4 om «Skjærstyrke».

## 3.2 Mohr-Coulombs bruddkriterium

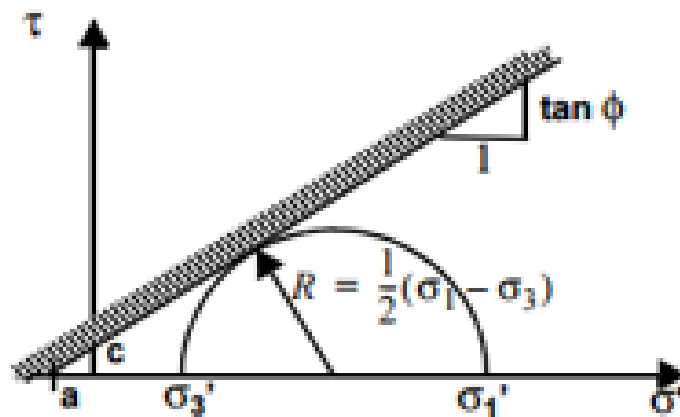
Mohr-Coulombs bruddkriterium er en matematisk likning uttrykt gjennom materialeegenskaper og spenningskomponenter som beskriver styrken til et jordmaterial. Bruddkriteriet kalles ofte bare Coulomb-kriteriet, og anses ifølge (Nordal, 2016) som det viktigste kriteriet for jordmaterialers styrke.

At spenningskomponenter har betydning for styrken i et jordmaterial kommer klart frem gjennom ulike forsøk som viser at effektive normalspenninger,  $\sigma'$ , bestemmer hvilken styrke materialet har. Slike effektive normalspenninger er definert som følger:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Der  $\sigma$  er totalspenningen og  $u$  er poretrykket.

Den lineær-elastiske – perfekte-plastiske Mohr-Coulomb modellen betrakter som nevnt tidligere styrken i jordmaterialer som perfekt-plastiske. Det er bruddkriteriet som definerer denne delen av modellen, og ifølge Coulombs lov danner bruddkriteriet en lineær bruddlinje som definerer styrken  $\tau_f$  i henhold til figur 10 fra (Nordal, 2016) nedenfor.



Figur 10: Coulomb-kriteriet for styrken i et materiale (Nordal, 2016).

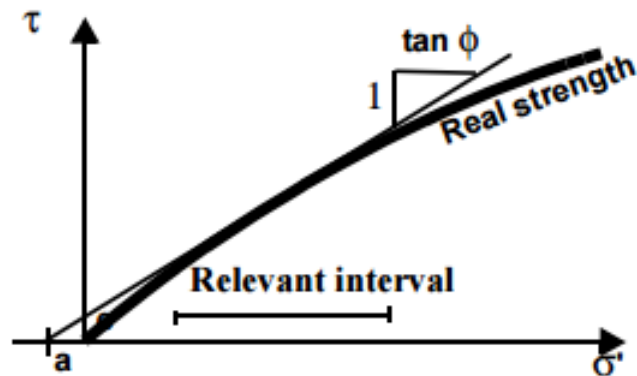
Den lineære bruddlinjen kan betraktes som et styrketak, som ifølge (Zhao, et al., 2014) danner en øvre grense for belastningen et jordmateriale kan tåle. Bruddlinjen danner en tangent til Mohr-sirkelen, og definerer samtidig en maksimalverdi for grensen der jordmaterialet vil kunne gå til brudd. Definisjonen av bruddlinjen er ifølge (Nordal, 2016):

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi = (\sigma' + a) \tan \phi$$

Der  $\tan \phi$  er friksjonskoeffisienten,  $a$  er attraksjonen,  $\sigma'$  er effektiv normalspenning og  $c$  er kohesjonen definert som:

$$c = a \tan \phi$$

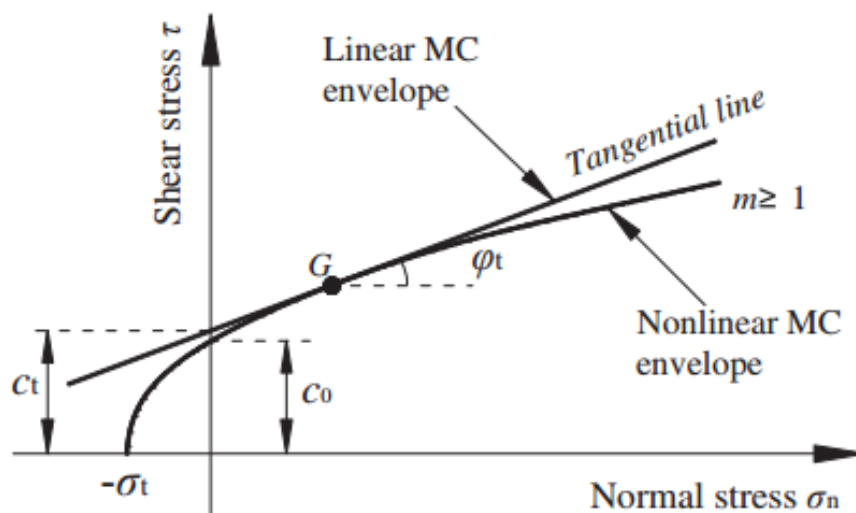
Alle disse parameterne beskrives nærmere i kapittel 4 om «Skjærstyrke», men likevel er det hensiktsmessig å kort belyse den grove forenklingen av å betrakte jordmaterialenes oppførsel som lineær. Selv om kurveparameterne  $a$  og  $c$  har vist tendenser til å tilfredsstillende en lineær linje ved laboratorieforsøk iht. figur 10 ovenfor, viser de eksakte resultatene en jordoppførsel som ligner mer på en ikke-lineær oppførsel slik figur 11 nedenfor viser (Nordal, 2016).



Figur 11: Ikke-lineær jordoppførsel (Nordal, 2016).

Figuren viser også at dersom spenningsintervallet betraktes som vidt, vil den ikke-lineære jordoppførselen uttrykkes tydeligere. Dette er illustrert ved at avbøyningen til linjen for den virkelige styrken blir større jo større spenningsintervallet er (Nordal, 2016). En kan også se av figuren at selv ved lave spenningstilstander vil den mekaniske oppførselen til jordmaterialet være ikke-lineær, og at styrkeparameteren er avhengig av spenningsnivået (Li, 2007).

(Zhao, et al., 2014) har gjennom sine studier av et ikke-lineært bruddkriterium laget en figur som illustrerer godt hvordan den virkelige ikke-lineære jordoppførselen til jordmaterialer i Mohr-Coulomb modellen er. Figur 12 sammenstiller til en viss grad figur 10 og 11 i én og samme figur.



Figur 12: Coulombs bruddkriterium med ikke-lineær oppførsel (Zhao, et al., 2014).

I studien til (Zhao, et al., 2014) betraktes Mohr-Coulombs lineære bruddkriterium som et særskilt tilfelle av et ikke-lineært bruddkriterium. Styrkeforløpet er ikke-lineært i ( $\sigma$ - $\tau$ )-spenningsrommet, og i studien viser det seg at skråningsstabilitetsproblemer er typiske tilfeller der lav omslutningsspennning resulterer i en slik form for ikke-lineær oppførsel.

Punkt  $G$  i figuren tilsvarende det tangentielle punktet der Coulomb-kriteriet definerer maksimalverdien for det ikke-lineære bruddforløpet. For å verifisere påstanden ovenfor har (Zhao, et al., 2014) definert en generell likning for ikke-lineært bruddkriterium:

$$\tau = c_0 \left( 1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t} \right)^{\frac{1}{m}}$$

Der  $\sigma_n$  og  $\tau$  er normal- og skjærspenning på bruddgrensen, mens  $c_0$ ,  $\sigma_t$  og  $m$  er testparametere bestemt ved forsøk. Dersom verdien  $m = 1,0$  vil det lineære Coulomb-kriteriet defineres i henhold til den velkjente formelen:

$$\tau = c_0 + \frac{c_0}{\sigma_t} \sigma_n$$

$$\tau = c_0 + \tan \phi^* \sigma_n$$

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

Testparameteren  $m$  definerer altså avbøyningen til det ikke-lineære bruddkriteriet i forhold til den lineære tangenten fra Coulomb-kriteriet. På denne måten kan en forsvere forenklingen som gjøres i den lineær-elastiske – perfekte-plastiske Mohr-Coulomb modellen, og det er dermed fullt mulig å bruke denne modellen ved skråningsstabilitet.



## 4. SKJÆRSTYRKE

---

I dette kapittelet skal begrepet skjærstyrke defineres og beskrives, da dette er en parameter som betraktes særst viktig ved stabilitetsberegninger av skråninger. I følge (Duncan, et al., 2014) er en av de viktigste trinnene i en stabilitetsanalyse å bestemme hvilken styrke de ulike jordmaterialene i skråningen har. Dette gjør hele analysen mye mer pålitelig og kvalitetsmessig mye bedre. I løpet av de siste 70 årene har det blitt dannet nye og overraskende erfaringer knyttet til skjærstyrke opp mot skråningsstabilitet. I denne masteroppgaven er det valgt å benytte ordet skjærstyrke fremfor skjærfasthet.

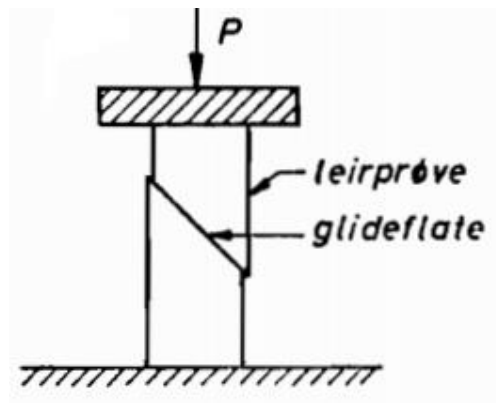
Det er klare koblinger mellom stabilitet og skjærstyrke, og ved gjennomgang av dette vil resterende del av oppgaven bli mer tydelig. Først vil begrepet defineres kort på generelt grunnlag, før kapittelet tar for seg udrenert skjærstyrke på totalspenningsbasis i bruddgrensetilstanden, og deretter drenert skjærstyrke på effektivspenningsbasis i bruddgrensetilstanden. Grunnen til at det kun betraktes i bruddgrensetilstanden er fordi problemstillinger rundt skråningsstabilitet alltid betraktes for bruddgrensetilstanden iht. Eurokode 7. Skjærstyrken i drenert og udrenert tilstand vil derfor forklares på bakgrunn av den lineær-elastiske – perfekte-plastiske Mohr-Coulomb modellen.

Det finnes en rekke ulike korrelasjoner og likninger for hvordan skjærstyrken kan estimeres, og noen av disse belyses kort. Prinsippet bak SHANSEP-metoden er benyttet for estimering av aktiv udrenert skjærstyrke for leirematerialene i skråningen, og på bakgrunn av NIFS anbefalinger rundt ADP-forhold er også begrepet anisotropi beskrevet nærmere.

### 4.1 Definisjon av skjærstyrke

Skjærstyrke defineres som jordas evne til å motstå skjærspenninger. Med andre ord betyr dette at skjærstyrken er et mål for maksimal skjærspenning en flateenhet kan oppta. Kontakten mellom materialkornene gjør dette mulig, og dette er igjen avhengig av poretrykket og effektivspenningene i materialet. Totalspenning defineres som produktet mellom effektivspenning og poretrykk, der effektivspenning kan betraktes som gjennomsnittsspenning i jordelementets kornskjelett. Skjærstyrken påvirkes av effektivspenningen ved at f.eks. dersom denne er null betyr det at poretrykket er lik totalspenningen, som igjen betyr at det finnes ingen interne krefter mellom kornene i kornskjelettet. Helt tørt materiale på sin side vil ha effektivspenning lik totalspenning, og poretrykk lik null slik en betrakter jordmassene over grunnvannsnivået (Emdal, 2014). Begge disse situasjonene vil påvirke skjærstyrken til materialet, og det er derfor viktig med en gjennomgang av begrepet skjærstyrke.

Skjærspenninger kan ofte være hurtig påført og dannet ved f.eks. belastninger fra bygg- og anleggsvirksomhet, skred og utgravninger (Norsk Geoteknisk Forening, 2011). Dersom jorda ikke tåler skjærspenningene som påføres, vil materialet gå til brudd og glideflater oppstår. Da sier en at materialet er overbelastet. Dette kan enkelt illustreres gjennom figur 13 fra (Rørvik, 1982), der en leirprøve belastes av en vertikallast,  $P$ , til leirematerialet overbelastes og danner en glideflate langs bruddet i ca.  $45^\circ$  vinkel med horisontalretningen.

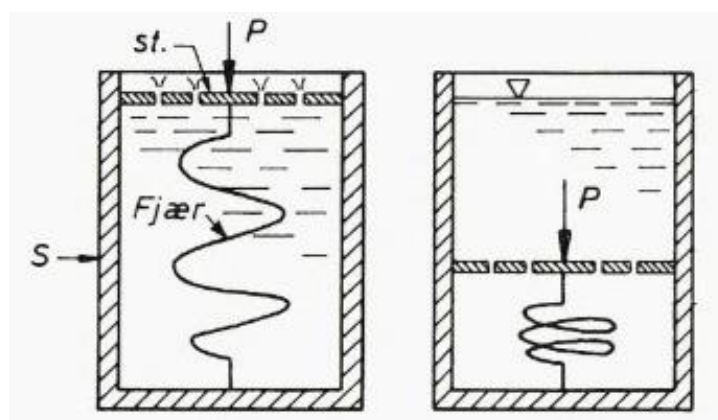


Figur 13: Prinsippet bak skjærstyrke i et materiale (Rørvik, 1982).

Når en snakker om skjærstyrke i materialer er denne helt avhengig av situasjonen det gjelder. Et material vil ha forskjellig skjærstyrke på bakgrunn av hvordan belastningssituasjonen er. Ved hurtig belastning av et materiale betraktes skjærstyrken på totalspenningsbasis der tilstanden sies å være udrenert og tiden anses som kort. Motsatt kan også samme materiale ha en annen skjærstyrke etter lang tid, da betraktes skjærstyrken på effektivspenningsbasis der tilstanden betraktes som drenert. Det er derfor viktig å skille mellom disse to ulike betraktningene, da ulike jordmaterialer vil ha forskjellig permeabilitet og muligheter til å la porevannet drenere bort. Til eksempel vil en leire gjerne være et lav-permeabelt jordmateriale bestående av svært små materialkorn, og en drenering i et slikt materiale vil dermed være vanskelig (Duncan, et al., 2014).

## 4.2 Udrenert skjærstyrke, $S_u$

Ved belastninger av kohesjonsjordarter som leire, vil en belastning først tas opp ved økt trykk i porevannet. Dette kan illustreres gjennom figur 14, der en har en vannfylt sylinder ( $S$ ) med et stempel ( $st.$ ) festet til en fjær øverst i sylindren. Ved påføring av en belastning i form av en vertikallast ( $P$ ), vil ikke fjæra kunne trykkes sammen før det underliggende vannet slipper gjennom dysene i stempelet (Rørvik, 1982).

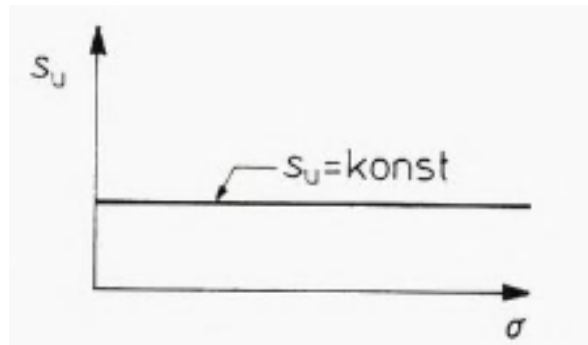


Figur 14: Tilstand rett etter belastning, og etter lang tid med utjevnet vanntrykk (Rørvik, 1982).



Belastningen ( $P$ ) tas altså opp ved økt vanntrykk i starten. Den avtagende poretrykksøkningen er svært langsam i jordartene med den fineste fraksjonen. Eksempelet er veldig overførbart til en belastning på leire med lav permeabilitet, der lasten først tas opp ved økt poretrykk og endring i volum, for deretter å gå over til leirkornene som effektivtrykk over lengre tid. (Rørvik, 1982). Sistnevnte beskrives nærmere i neste avsnitt når drenert skjærstyrke presenteres. I følge (Nordal, 2016) kan en udrenert belastningstilstand vare over flere uker før poretrykket reduseres.

Den umiddelbare belastningen av leiren etter kort tid betraktes som en udrenert tilstand der skjærstyrken baseres på totalspenningsbasis, da vannet i materialet ikke strømmer ut gjennom porene og poretrykket bygges opp. Skjærstyrken defineres derfor som udrenert skjærstyrke,  $S_u$ . Den momentane poretrykksøkningen resulterer i at det ikke oppstår endringer i kornskjelettets middelspenninger, og den delen av jorda som skal ta opp eventuelle skjærpåkjenninger vil ikke oppleve noen endring i spenningsnivået. I følge (Emdal, et al., 2014) er det derfor lite sannsynlig at skjærstyrken varierer med middelspenningene, ergo at disse to faktorene er uavhengig av hverandre og at udrenert skjærstyrke,  $S_u$ , karakteriseres som konstant iht. figur 15.



**Figur 15: Konstant forhold mellom middelspenningene og udrenert skjærstyrke i glideflaten (Rørvik, 1982).**

Dermed kan en konkludere med at udrenert skjærstyrke er uavhengig av påførte lastendringer, men for å kunne forstå begrepet fullt ut, er en nødt til å forklare teorien rundt både brudd- og brukskriteriet på totalspenningsbasis.

#### 4.2.1 Bruddkriterium

Ved udrenert tilstand basert på totalspenninger defineres bruddkriteriet ved at udrenert skjærstyrke,  $S_u$ , er lik den maksimale skjærspenningen ved brudd (Emdal, et al., 2014):

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \tau_f = S_u$$

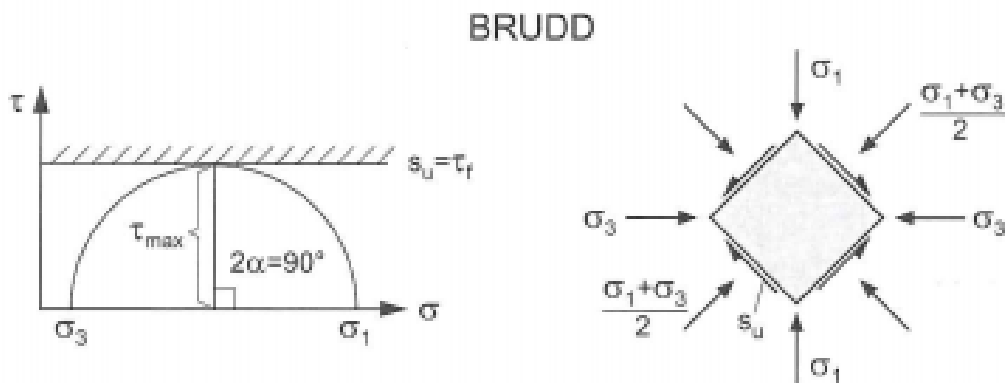
Der  $\tau_{\max}$  er maksimal skjærspenning.

Med ordet brudd menes en sikkerhetsfaktor  $F$  som beskriver hvor «godt» jorda tåler belastningen den utsettes for. Denne sikkerhetsvurderingen er ifølge (Emdal, et al., 2014) definert ved:

$$\text{Sikkerhetsfaktor } F = \frac{\text{skjærstyrke}}{\text{skjærspenning}} = \frac{\tau_f}{\tau}$$

der  $F < 1,0$  gir brudd.

Bruddkriteriet på totalspenningsbasis kan illustreres i et Mohr-diagram med hovedspenninger og gjennom et kritisk bruddelement med orientering av disse spenningene, slik det er presentert i (Emdal, et al., 2014):



**Figur 16: Bruddkriteriet på totalspenningsbasis, udrenert tilstand (Emdal, et al., 2014).**

I figuren danner den maksimale skjærspenningen,  $\tau_{\max}$ , et bruddtak ved tilsvarende skjærstyrke,  $\tau_f = S_u$  i henhold til definisjonen av bruddkriteriet. Dette bruddtaket kan ikke overskrides. Sirkelen dannes på bakgrunn av største hovedspenning  $\sigma_1$  og minste hovedspenning  $\sigma_3$ , med sirkelradius dannet gjennom ligningen for maksimal skjærspenning ovenfor. Ved å analysere et kritisk bruddelement viser det seg at de plan som orienteres  $45^\circ$  på retningen til hovedspenningene  $\sigma_1$  og  $\sigma_3$ , er de som først vil oppleve den største skjærspenningen  $\tau_{\max}$ . Dette betyr dermed at disse planene også først vil nå maksimal skjærstyrke,  $\tau_f = S_u$ , som igjen medfører at disse vil gå til brudd i elementet (Emdal, et al., 2014). Da vil det oppstå deformasjoner i elementene i materialet, ved at skjærstyrken reduseres og materialet skaffer seg en lavere skjærstyrke. En slik lavere skjærstyrke kalles omrørt skjærstyrke  $S_{u,r}$  (Norsk Geoteknisk Forening, 2011).

#### 4.2.2 Bestemmelse av udrenert skjærstyrke, $S_u$

Det finnes flere ulike målemetoder og  $S_u$ -avhengigheter som kan benyttes for å bestemme udrenert skjærstyrke  $S_u$  i et leiremateriale. I dette avsnittet skal disse kort belyses før teorien rundt denne oppgavens utvalgte analysemetode, SHANSEP-analyse, presenteres grundigere i kapittel 8 «Prosjektering og dimensjonering av skråningen». I tillegg vil det presenteres en tabell over hvordan leirematerialer betegnes på bakgrunn av  $S_u$ -verdier.

Tradisjonelt sett var det vanlig å måle den udrenerte skjærstyrken uten at poretrykket ble kartlagt, og dermed var effektivspenningene ukjent. Bakgrunnen for dette var tanken om at udrenert skjærstyrke var definert på totalspenningsbasis, og at poretrykket derfor var uinteressant. Dette endret seg da en oppdaget at poretrykkmåling i treaksialforsøk på leire

verifiserte at Coulomb-kriteriet var bestemmende for styrken i materialet, selv i udrenert tilstand (Nordal, 2016).

Det ble dermed tydelig at udrenert skjærstyrke var en varierende variabel som viste seg å være avhengig av flere faktorer. (Emdal, et al., 2014) presenterer det en kan kalle  $S_u$ -avhengigheter, og disse kan kort oppsummeres slik:

**Tabell 1: Ulike  $S_u$ -avhengigheter (Emdal, et al., 2014).**

$S_u$ – avhengigheter	Forhold	Forklaringer
$S_u$ og dybden	$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \approx \text{konstant}$	$\sigma'_{v0}$ = effektiv vertikal in-situspenning
$S_u$ og prekonsolideringsspenningen	$\frac{S_u}{\sigma'_c} \approx \text{konstant}$	$\sigma'_c$ = prekonsolideringsspenning
$S_u$ og vanninnhold	$S_u$ blir lavere ved økt $w$ [%]	$w$ [%] = vanninnhold i %
$S_u$ og ødometermodul	$M_{OC} = (100 - 200)S_u$ $M_{sc} = (50 - 150)S_u$	$M_{oc}$ = ødometermodul i OC-området. $M_{sc}$ = ødometermodul ved prekonsolideringsspenningen

Som en ser er  $S_u$  en variabel som ikke alltid kan være like enkel å bestemme, da den er avhengig av flere variabler samtidig, og da den kan bestemmes på flere ulike måter gjennom blant annet ved direkte målinger i felt- og laboratorieundersøkelser. Udrenert skjærstyrke er en komplisert materialparameter å bestemme, en annen faktor som belyser dette er nettopp alle de ulike metodene for bestemmelse av denne parameteren. Disse kan kort presenteres i følgende tabell fra (Emdal, et al., 2014):

**Tabell 2: Ulike felt- og laboratorieundersøkelser for måling av  $S_u$ .**

<b>Feltundersøkelser</b>	<b>Udrenert skjærstyrke, <math>S_u</math></b>	<b>Forklaring</b>
Trykksondering, CPT/CPTU	$S_{ucptu}$	Skjærstyrke fra CPTU
Vingeboring	$S_{ufv}$ og $S_{urfv}$	Uomrørt- og omrørt skjærstyrke
<b>Laboratorieundersøkelser</b>	<b>Udrenert skjærstyrke, <math>S_u</math></b>	<b>Forklaring</b>
Enaksialforsøk	$S_{uuc}$	Skjærstyrke fra enaksforsøk
Treaksialforsøk	$S_{uA}$ og $S_{uP}$	Aktiv- og passiv-skjærstyrke
Skjærforsøk	$S_{uD}$	Direkte skjærstyrke
Konusforsøk	$S_{ufc}$ og $S_{urfc}$	Uomrørt- og omrørt skjærstyrke

Før en tar en snartur innom et par av disse laboratorieforsøkene, er det gunstig å ha den generelle betegnelsen av leirer basert på målte  $S_u$ -verdier. Norsk Geoteknisk Forening (NGF) har derfor presentert følgende tabell:

**Tabell 3: Betegnelse av leirer basert på udrenert skjærstyrke (Norsk Geoteknisk Forening, 2011).**

<i>Betegnelse</i>	<i><math>S_u</math> [kPa]</i>
Meget bløt	< 10
Bløt	10 – 25
Middels fast	25 – 50
Fast	> 50

I følge (Rørvik, 1982) viser erfaringer at målte verdier for middelverdien av udrenert skjærstyrke i normalkonsoliderte leirer er:

$$S_u \approx (0,11 + 0,0037 * I_p) \sigma'_c$$

Der  $\sigma'_c$  er prekonsolideringsspenningen og  $I_p$  er plastisitetsindeksen i % definert ved:

$$I_p = w_L - w_p$$

Det er også flere som har presentert ulike korrelasjoner ved estimering av udrenert skjærstyrke, og (Duncan, et al., 2014) henviser til blant annet:

- Mesri (1989):

$$S_u = 0,22 \sigma'_c$$

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,22(OCR)$$

- Jamiliokowski et al. (1985):

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,23(OCR)^{0,8}$$

Det viser seg at udrenert skjærstyrke  $S_u$  ofte er avhengig av prekonsolideringsspenningen  $\sigma'_c$ . Dette henger nøye sammen med forholdet mellom skjærstyrken og konsolideringen til et materiale. At noe er konsolidert betyr at jordmaterialet har opplevd at vann har blitt presset ut på bakgrunn av langvarig belastning. Denne belastningen og utpressingen av vann har gjort materialet tettere sammenpakket, og effektivspenningene har blitt store. Udrenert skjærstyrke vil på denne måten over tid kunne bli høyere pga. konsolideringen. Dersom skjærstyrken i en leire viser seg å være høyere enn eksisterende konsolideringsspenning i materialet, betyr dette at leiren er overkonsolidert, *OC*. En overkonsolidering skjer ofte der vekt av overliggende jordmasser er fjernet eller erodert vekk, der materialet har vært belastet av f.eks. is og økt grunnvannsnivå, eller at det har skjedd en uttørking av materialet. Et overkonsolidert materiale har derfor tidligere opplevd større spenninger enn hva det gjør på nåværende

tidspunkt in-situ. Normalkonsolidert materiale, *NC*, har ikke opplevd større spenninger før, og har dermed andre egenskaper enn et overkonsolidert materiale. Ved å måle prekonsolideringsspenningen  $\sigma'_c$  og effektiv vertikal in-situspenning  $\sigma'_{v0}$ , kan OC og NC defineres ved (Emdal, 2014):

$$\text{OC - materiale: } \sigma'_c > \sigma'_{v0}$$

$$\text{NC - materiale: } \sigma'_c = \sigma'_{v0}$$

Hvor overkonsolidert en leire er kan beskrives gjennom begrepet *OCR*. Dette står for «Over-Consolidated Ratio» og er definert som forholdet mellom prekonsolideringsspenningen  $\sigma'_c$  og effektiv vertikal in-situspenning  $\sigma'_{v0}$ :

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}}$$

En normalkonsolidert leire vil dermed ha en OCR-verdi lik 1,0. Jo større OCR-verdien er, desto mer overkonsolidert er leirematerialet. Dette er en svært viktig parameter ved bestemmelse av udrenert skjærstyrke. Sistnevnte likning fra Jamiliokowski et al. (1985) i forrige avsnitt kalles også SHANSEP-likningen, og det viser seg at denne gir større nøyaktighet for høyere verdier av OCR enn hva likningen til Mesri (1989) gjør (Duncan, et al., 2014).

Dersom en generaliserer likningen kan den skrives som følgende:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = \alpha (OCR)^m$$

Likningen er grunnlaget for SHANSEP-analysen av udrenert skjærstyrke i delkapittel 4.2.5 i denne masteroppgaven. Der vil likningen beskrives nærmere sammen med forklaringer av de ulike parameterne i uttrykket, deriblant  $\alpha$  og  $m$ .

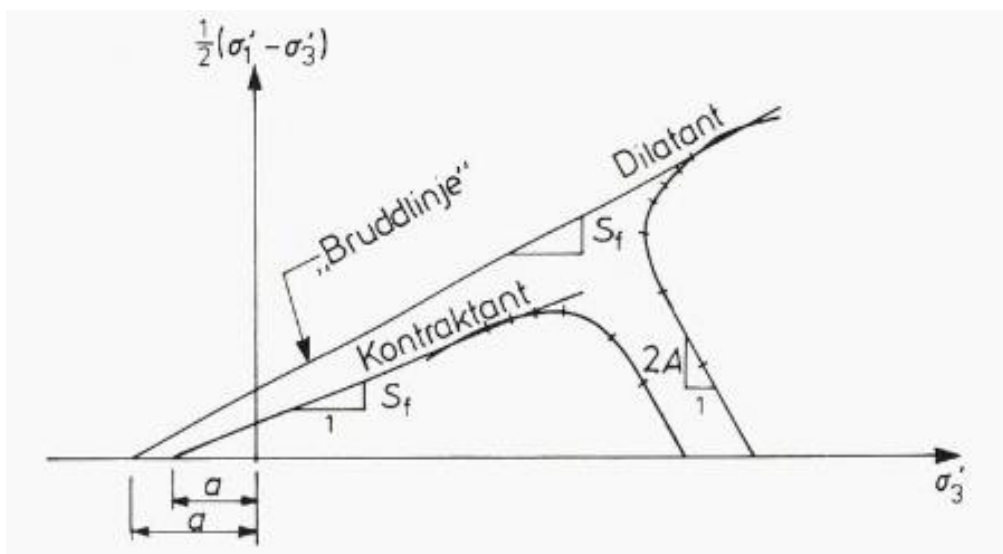
De ovennevnte felt- og laboratorieundersøkelsene som er oppsummert i tabell 2 skal ikke utdypes detaljert her, det henvises derimot til Håndbok «R210 Laboratorieundersøkelser» fra Statens vegvesen. Grunnen for dette er rett og slett at disse forsøkene ikke er benyttet ved bestemmelse av udrenert skjærstyrke  $S_u$  i prosjekteringsdelen av denne masteroppgaven.

En kort gjennomgang av treksialforsøk og skjærforsøk er derimot relevant i den forstand at disse er med på å definere hva aktiv-, direkte-, og passiv- udrenert skjærstyrke er, samt hvordan disse kan bestemmes. Å kunne bestemme dette er høyst nødvendig dersom en vurdering av skråningsstabiliteten ved bruk av Mohr-Coulomb modell benyttes slik tilfellet er her. De aktuelle  $S_u$ -verdiene er deretter beregnet gjennom en SHANSEP-analyse, der vurderinger av anisotropiforholdet ligger til grunn ved fastsettelse av aktiv-, direkte-, og passiv- udrenert skjærstyrke for skråningen fra Fengselstomta ned til Nidelva.

### 4.2.3 Aktiv-, direkte-, og passiv- udrenert skjærstyrke, $S_{uA}$ , $S_{uD}$ og $S_{uP}$

Ifølge (Nordal, 2016) viser det seg at en bløt leire har en tendens til å kontraktere ved skjær, ved at spenningsstien i et ( $p'$ - $q$ )-diagram knekker av ned mot venstre. Ved fast leire er tendensen motsatt, at materialet dilaterer ved skjær og spenningsstien i samme diagram knekker oppover mot høyre.

Figur 17 fra (Rørvik, 1982) nedenfor viser definerte spenningsstier for kontraktante og dilatante materialer ved udrenerte forsøk i treaks. Ved udrenerte treaksialforsøk slik tilfellene er her, har det økende poretrykket  $u$  inne i prøvene ingen mulighet for å strømme bort i løpet av forsøkene. Ved å holde den ytre omslutningsspenningen  $\sigma_3$  konstant, vil likevel den effektive spenningen  $\sigma'_3$  avta i begynnelsen av begge forsøkene slik linjene på figuren viser. Grunnen til at dette skjer er nettopp det faktum at poretrykket  $u$  øker inne i prøvene. Når effektiv vertikalspenning  $\sigma'_1$  fører prøvene nærmere brudd viser de to ulike materialene totalt ulik jordoppførsel.



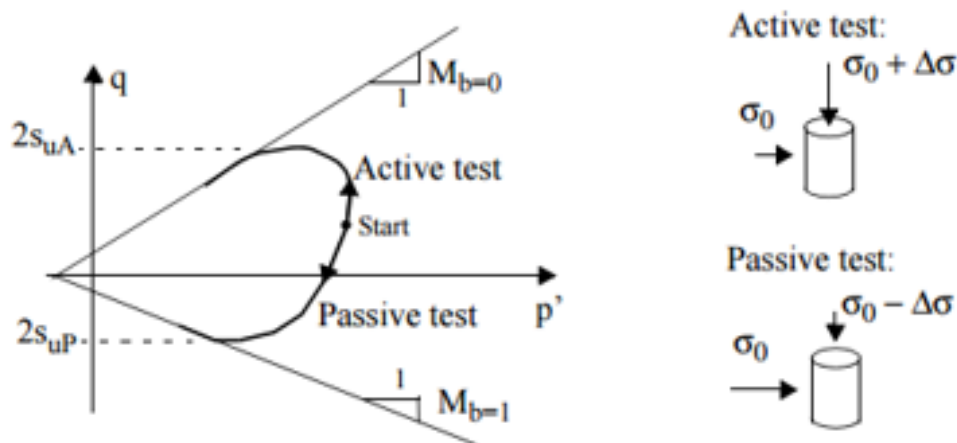
**Figur 17: Spenningsstier for kontraktante og dilatante materialer (Rørvik, 1982).**

Materialprøven som knekker av ned mot venstre i figuren illustrerer en kontraktant oppførsel, noe som er svært vanlig for bløt leire og kvikkleire. Forklaringen bak denne jordoppførselen er at økningen av poretrykket inne i materialet øker betraktelig mer enn hva økningen fra den effektive vertikalspenningen  $\sigma'_1$  skulle tilsi. Grafisk sett medfører dette at  $\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)$  avtar på figuren, og mekanisk sett kan dette betraktes ved at størsteparten av trykkspenningene overføres fra kornskjelettet inne i materialet over til porevannet. Kontraktant jordoppførsel kan ofte anses som problematisk, da selv små tøyninger/deformasjoner kan medføre at jordmaterialet går hurtig til brudd (Rørvik, 1982).

Dilatant jordoppførsel viser materialet som knekker av oppover mot høyre i figur 17. Slik oppførsel er typisk for overkonsolidert leire og for fast lagrede og mettede friksjonsmaterialer, der kornene i jordmaterialet forsøker å rulle opp fra stabil stilling i glideflaten når prøven føres til brudd. Ifølge (Rørvik, 1982) oppstår det et sug i porevannet, som en direkte konsekvens av at volumøkningen forhindres.

Som dette eksempelet illustrerer er bruddutviklingen for et kontraktant og et dilatant materiale svært ulik. Materialene viser stor forskjell i jordoppførsel, og kontraktante materialer vil få redusert skjærstyrke ved økende tøyninger. Som en konsekvens av dette kan brudd oppstå relativt plutselig etter maksimalverdien for skjærstyrken er nådd (Rørvik, 1982).

For å definere at udrenert skjærstyrke viser seg å være forskjellig i aktiv-, direkte-, og passiv-tilstand, benyttes treaksialforsøket for å beskrive aktiv-, og passiv- udrenert skjærstyrke, mens direkte udrenert skjærstyrke defineres mellom disse. Ifølge (Nordal, 2016) måles skjærstyrken til ulike verdier ved aktiv- og passiv- treaksialforsøk. Prinsippet bak de to ulike treaksialforsøkene er ulikt, og figur 18 illustrerer hvorfor skjærstyrken i de to forsøkene er forskjellige.



Figur 18: Målt skjærstyrke er ulik ved aktiv- og passiv- treaksialforsøk (Nordal, 2016).

Til høyre i figuren vises grunnprinsippet bak aktiv-, og passiv- treaksialforsøk. I det aktive forsøket holdes den horisontale omslutningsspenningen  $\sigma_0$  konstant, mens den vertikale spenningen økes i etterkant av konsolideringen. For det passive treaksialforsøket kan omslutningsspenningen  $\sigma_0$  økes og vertikalspenningen holdes konstant, eller som eksempelet viser her kan omslutningsspenningen fremdeles holdes konstant, mens vertikalspenningen reduseres. På bakgrunn av dette måles det forskjellige verdier for skjærstyrken på bakgrunn av spenningsstiene, og som figuren viser ser en tydelig at verdien for  $2S_{uA}$  er større enn  $2S_{uP}$ . Ved gjennomføring av slike treaksialforsøk kan en stadfeste at aktiv udrenert skjærstyrke,  $S_{uA}$ , er høyere enn passiv udrenert skjærstyrke,  $S_{uP}$  (Nordal, 2016).

Uansett hvilke laboratorieforsøk som benyttes for bestemmelse av udrenert skjærstyrke i et jordmateriale, er det ifølge (Karlsruud & Hernandez-Martinez, 2013) sammenhenger mellom målt maksimalverdi for udrenert skjærstyrke og hastigheten av belastningen eller tiden før brudd. I artikkelen viser det seg at selv i standard aktiv- udrenert treaksialforsøk som konsolideres anisotropisk slik figur 18 ovenfor presenterer, vil udrenert skjærstyrke i en prøve kunne være 30-60 % høyere enn hva resultatene fra treaksialforsøket gir. Denne påstanden illustreres ved å påføre belastningen kun i 15 sekunder i treaksialforsøket. Den korte tiden og hurtige belastningen medførte signifikante økninger i udrenert skjærstyrke i prøven. Dette bekrefter noe av usikkerhetene som eksisterer i bestemmelse av udrenert skjærstyrke, selv gjennom veletablerte treaksialforsøk.

Skjærforsøket er et forsøk som egner seg godt til å bestemme den direkte udrenerte skjærstyrken,  $S_{uD}$ . Det velges å ikke presentere hva som ligger bak selve forsøket, men ved bruk av dette forsøket måles den direkte udrenerte skjærstyrken. Av erfaring befinner  $S_{uD}$  seg mellom den aktive udrenerte skjærstyrken  $S_{uA}$  og den passive udrenerte skjærstyrken  $S_{uP}$ . For normalkonsolidert leire presenterer (Nordal, 2016) sammenhenger mellom udrenert skjærstyrke  $S_u$  og effektiv vertikal in-situspenning  $\sigma'_{v0}$ , og forholdet mellom aktiv-, direkte-, og passiv- udrenert skjærstyrke på følgende måte:

$$\begin{aligned} S_{uA} &= 0,3\sigma'_{v0} \\ S_{uD} &= 0,2\sigma'_{v0} \\ S_{uP} &= 0,1\sigma'_{v0} \end{aligned}$$

Ved å presentere en slik sammenheng at udrenert skjærstyrke er avhengig av effektiv vertikal in-situspenning, betyr dette dermed at det også er en avhengighet mellom udrenert skjærstyrke og anisotropiforholdene i jorda. Retningen til påførte laster på en leire vil medføre variasjoner i udrenert skjærstyrke, og dermed er det også nødvendig å definere hvordan anisotropiforholdene nede i jorda for det aktuelle prosjektet er (Nordal, 2016).

Med denne teorien angående udrenert skjærstyrke som basis, vil det nå i neste avsnitt presenteres en alternativ metode for bestemmelse av udrenert skjærstyrke i et leiremateriale. Metoden kalles SHANSEP, og det er prinsippet bak denne metoden som ligger til grunn for fastsettelsen av prosjekterte verdier for udrenert skjærstyrke som brukes i stabilitetsanalysene og beregningene i denne masteroppgaven.

#### 4.2.4 SHANSEP-metode av udrenert skjærstyrke, $S_u$

SHANSEP-prinsippet står for «Stress History and Normalized Soil Engineering Properties» og ble beskrevet allerede i 1974 av Ladd og Foott. I følge (Duncan, et al., 2014) involverer metoden konsolidering av leirprøver til høyere effektivspenninger  $\sigma'$  enn hva effektiv vertikal in-situspenning  $\sigma'_{v0}$  er for samme verdi av OCR. Som konkludert i forrige avsnitt, er udrenert skjærstyrke nært relatert til effektiv vertikal in-situspenning:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}$$

Udrenert skjærstyrke  $S_u$  øker med økning i vertikal effektivspenning, men denne økningen er også relatert til overkonsolideringsgraden, OCR. Ved å studere variasjoner av OCR og  $\sigma'_{v0}$  med dybden kan udrenert skjærstyrke for normalkonsolidert og moderat overkonsolidert leire estimeres. Ifølge (Duncan, et al., 2014) kan SHANSEP-metoden benyttes for å skape en «stedsspesifikk korrelasjon» mellom udrenert skjærstyrke og overkonsolideringsgraden for leirmaterialer.

I Karlsrud (2003), Jamiolkowski et.al. (1985) og Ladd et.al. (1974) er følgende SHANSEP-likning definert iht. likningen presentert tidligere i oppgaven:



$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = \alpha (OCR)^m$$

$$S_u = \alpha (OCR)^m \sigma'_{v0}$$

Der  $\alpha$  er normalkonsolideringsforhold av helt ung leire ( $OCR = 1,0$ ),  $m$  er en eksponent som typisk varierer mellom 0,6 – 0,9 for norske leirer, og  $OCR$  er overkonsolideringsgraden definert ved:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}}$$

I likningen er  $\sigma'_c$  prekonsolideringsspenningen og  $\sigma'_{v0}$  effektiv vertikal in-situspenning.

Fordelen med SHANSEP-metoden er at den tar hensyn til tøyninger, spenningsindusert anisotropi og effekter av prøveforstyrrelser ved at konsolideringen fører til høyere effektivspenninger enn in-situspenningen. Likevel er det flere forhold som må ligge til grunn for anskaffelse av meningsfulle resultater fra en SHANSEP-analyse. For leirematerialene er en avhengig av å vite prekonsolideringshistorien for hvert material, og spesielt prekonsolideringsspenningen  $\sigma'_c$  er helt avgjørende for hvilken udrenert skjærstyrke metoden estimerer. Ifølge (Duncan, et al., 2014) er det også av betydning hvordan jordoppførselen til leirematerialet er. Duncan mener at en normalisert jordoppførsel er forutsetningen for at reelle verdier for udrenert skjærstyrke estimeres i SHANSEP-analysen. Dette støttes av Jamiolkowski et.al (1985) som i sin studie mener at metoden kun kan brukes for leirematerialer uten sensitiv struktur, da udrenert skjærstyrke øker proporsjonalt med konsolideringsspenningen. Det vil med andre ord si at metoden har begrensninger når det kommer til bestemmelse av udrenert skjærstyrke for sensitiv leire og kvikkleire.

Normalisert jordoppførsel i en normalkonsolidert leire betyr at forholdet mellom udrenert skjærstyrke  $S_u$ , og effektiv vertikal in-situspenning  $\sigma'_{v0}$  skal være likt uansett hvordan konsolideringen gjennomføres. Dette vil ikke være tilfellet for konsolidering av kvikkleire, og på bakgrunn av dette vil SHANSEP-analysen ifølge (Duncan, et al., 2014) underestimere den udrenerte skjærstyrken med 15-25 % i forhold til effektiv vertikal in-situspenning for sensitive- eller kvikke- leirer.

Prinsippet rundt SHANSEP var ifølge (Karlsrud & Hernandez-Martinez, 2013) opprinnelig utviklet for estimering av leirematerialer som var utsatt for kunstig overkonsolidering, men etter hvert ble det ansett som en nyttig metode for sammenligning av udrenert skjærstyrke fra blokkprøver som var uforstyrret og av høy kvalitet. En rekke laboratorieforsøk ble gjennomført på slike blokkprøver, og på bakgrunn av resultatene er følgende rammeverk for parameterne  $\alpha$  og  $m$  i SHANSEP-likningen presentert i studien til Karlsrud og Hernandez-Martinez (2013):

Øvre verdier:  $\alpha = 0,35$  og  $m = 0,75$

Middelverdier:  $\alpha = 0,30$  og  $m = 0,70$

Nedre verdier:  $\alpha = 0,25$  og  $m = 0,65$

Denne teorien ligger til grunn bak SHANSEP-analysen som gjennomføres i kapittel 8 senere i masteroppgaven.

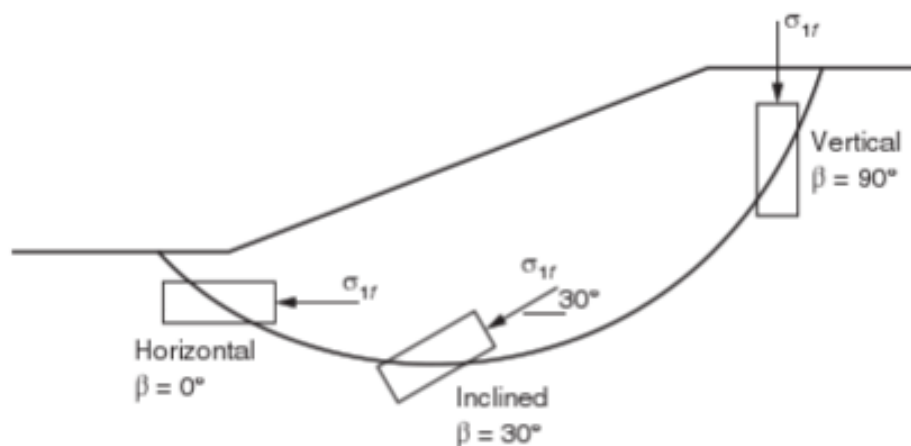
#### 4.2.5 Skjærstyrkeanisotropi, ADP-forhold

At et jordmateriale er anisotrop betyr at materialet har ulike fysiske egenskaper i forskjellige retninger. Dette betyr med andre ord at dersom en betrakter skjærstyrken til et jordmateriale, vil denne styrken kunne være ulik gjennom jordvolumet ved f.eks. skråningsstabilitet. I følge (NIFS, 2014) er avsetningshistorien, mineralogien, spenningshistorien og in-situspenningstilstanden i jordmaterialet avgjørende for hvilken anisotrop udrenert skjærstyrke materialet har.

Generelt sett påvirkes jordmaterialets udrenerte skjærstyrke av retningen på tøyingsendringen leira opplever i sammenheng med retningen på in-situspenningene eller spenningshistorien. Dette er videre avhengig av hvordan lagringsstruktur mineralene i leirematerialet har. Anisotropien i lavplastisk leire er generelt sett høyere enn i høyplastisk leire. Leire med sprøbruddegenskaper er eksempel på en lavplastisk leire med høy anisotropi (NIFS, 2014).

Dersom udrenert skjærstyrke  $S_u$  skal bestemmes i slike jordmaterialer med sprøbruddegenskaper, er det spesielt viktig at skjærstyrkeanisotropien tas til betraktning slik at representative verdier for  $S_u$  benyttes i eventuelle beregninger. Med tanke på skråninger og skråningsstabilitet er dette ifølge (NIFS, 2014) avgjørende for at modelleringen av tilgjengelig udrenert skjærstyrke langs kritisk glideflate blir korrekt.

Anisotropiforholdene i en skråning er relatert til hovedspenningens orientering ved brudd og i forhold til bruddplanets orientering definert ved kritisk glideflate. I dette tilfellet kan hovedspenningen kalles  $\sigma_{1f}$ , og vinkelen  $\beta$  tilsvarer orienteringen til hovedspenningen langs glideflaten. For en vilkårlig valgt skråning vil anisotropien kunne presenteres slik iht. figur 19 fra (Duncan, et al., 2014):

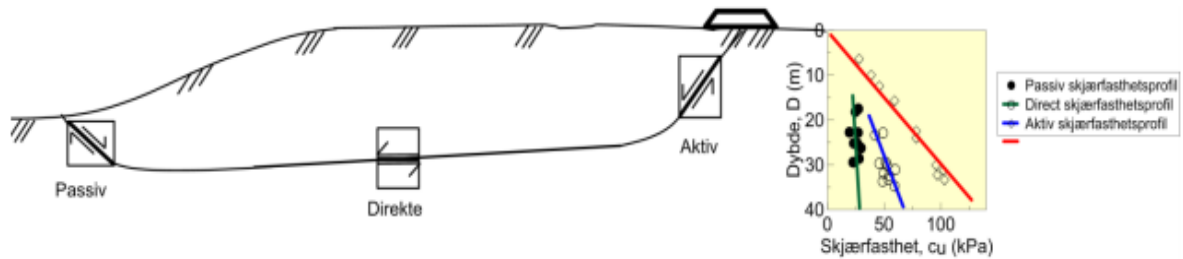


Figur 19: Orientering av spenninger og brudd i en skråning (Duncan, et al., 2014).

I figur 19 ovenfor illustreres tydelig hvordan orienteringen til både hovedspenningen  $\sigma_{1f}$  og glideflaten endres gjennom jordvolumet til skråningen. Dersom en først betrakter toppen av skråningen til høyre i figuren, tilsvarer dette aktivsonen. I aktivsonen vil orienteringen  $\beta$  til største hovedspenning være tilnærmet vertikal,  $\beta = 90^\circ$ . Orienteringen til selve glideflaten vil i aktivsonen være orientert ca.  $60^\circ$  i forhold til horisontalretningen. I midtre del av skråningen defineres direkte sonen. Der vil største hovedspenning ved brudd være orientert ved  $\beta = 30^\circ$  i

forhold til horisontalretningen, og glideflaten tilnærmet horisontal. Nede ved skråningståen defineres passivsonen for skråningen, og der vil nå største hovedspenning være orientert ved  $\beta = 0^\circ$  ved brudd, altså helt horisontalt. Glideflaten har passert horisontalretningen og står nå med en orientering ca.  $30^\circ$  forbi denne retningen. Fra punkt til punkt langs hele glideflaten vil dette resultere i at forholdet mellom udrenert skjærstyrke  $S_u$  og effektiv vertikal in-situspenning  $\sigma'_{v0}$  varierer gjennom hele skråningen (Duncan, et al., 2014).

Den anisotrope spenningstilstanden i en skråning som belastes kan illustreres gjennom følgende figur fra (NIFS, 2014):



**Figur 20: Anisotrop spenningstilstand i skråning (NIFS, 2014).**

Langs glideflaten ser en at de ulike sonene for aktiv-, direkte-, og passiv- spenningstilstand er definert gjennom skråningen, og til høyre i figuren er det lagt ved en illustrasjon på hvordan en typisk profil for udrenert skjærstyrke for skråningen kan se ut. Den røde linjen symboliserer aktiv udrenert skjærstyrke,  $S_{uA}$ , den blå er direkte udrenert skjærstyrke,  $S_{uD}$ , og den grønne er passiv udrenert skjærstyrke,  $S_{uP}$ . Disse profilene er plottet mot dybden av skråningen, og som figuren viser vil udrenert skjærstyrke for en gitt leire alltid være høyest under aktiv tilstand,  $S_{uA}$ , og lavest under passiv tilstand,  $S_{uP}$ . Udrenert skjærstyrke under direkte tilstand,  $S_{uD}$ , vil ligge et sted mellom de to andre (NIFS, 2014).

$$S_{uA} > S_{uD} > S_{uP}$$

Ved bestemmelse av forholdet mellom udrenert skjærstyrke  $S_u$  i de tre ulike tilstandene,  $S_{uA}$ ,  $S_{uD}$  og  $S_{uP}$ , er det flere studier som har forsøkt å definere mest mulig nøyaktige ADP-faktorer gjennom blant annet laboratorieforsøk på blokkprøver og treaksialforsøk. Dette har til nå vært en utfordrende prosess, da flere faktorer påvirker resultatet og dermed skaper store variasjonene i hvilke ADP-forhold de ulike studiene presenterer.

Ifølge (Karlsruud & Hernandez-Martinez, 2013) påvirkes resultatene fra treaksialforsøkene av retningen til største hovedspenning som påføres prøven, og studien viser en utvilsom tendens til at lav-sensitiv leire er mindre anisotrop og dermed innehar en høyere anisotropisk styrke enn hva høy-sensitiv leire har. Disse resultatene er nok en konsekvens av hovedspenningens orientering på prøvene. Videre viser studien at økt vanninnhold fører til en betraktelig økning i styrkeforholdene, og at økt OCR vil kunne medføre kun en liten økning til sammenligning.

ADP-forholdet til udrenert skjærstyrke vil ifølge studien til (Karlsrud & Hernandez-Martinez, 2013) sannsynligvis være:

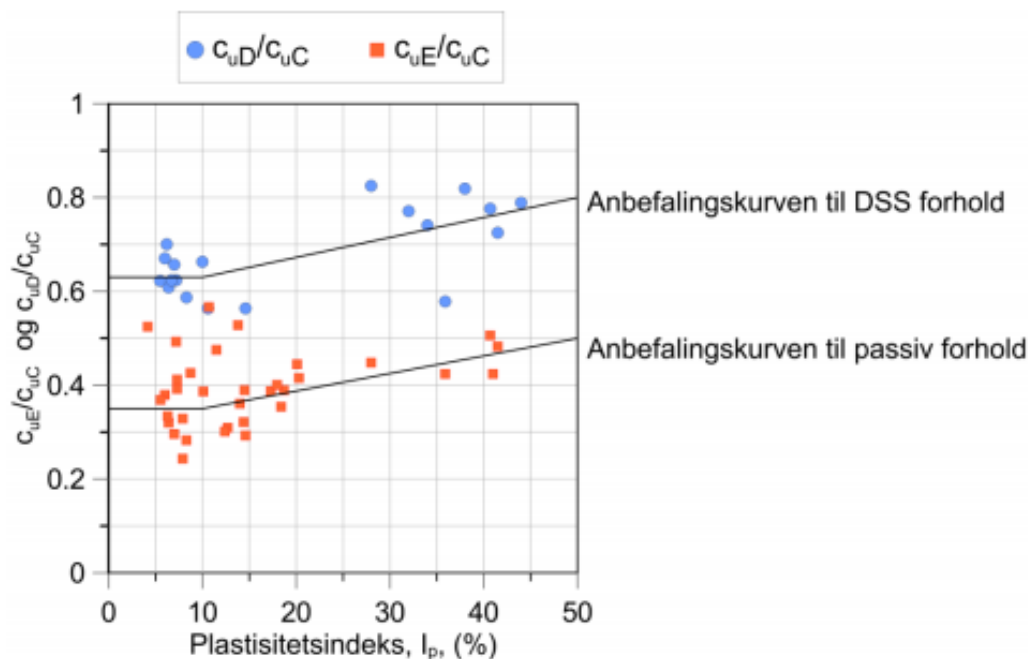
$$\frac{S_{uD}}{S_{uA}} = (0,56 - 0,82)$$

$$\frac{S_{uP}}{S_{uA}} = (0,23 - 0,53)$$

Dersom det ikke blir gjennomført opptak av blokkprøver av god kvalitet for det aktuelle prosjektet, vil blokkprøvedatabasen og anbefalingskurvene til (NIFS, 2014) kunne benyttes for valg av ADP-forhold. I NIFS rapport viser blokkprøvedatabasen store naturlige variasjoner i anisotropiforholdet mellom de ulike udrenerte skjærstyrkene. Også i denne rapporten bekreftes resultatene om at OCR påvirker ADP-forholdet i liten grad. I tillegg viser det seg også at sensitivitet,  $S_t$ , og leirinnholdet også har liten påvirkning. Det som derimot viser seg å være den største faktoren for ADP-forholdet er plastisitetsindeksen  $I_p$ . Denne er tidligere definert som:

$$I_p = w_L - w_P$$

I NIFS anbefalinger er det nettopp denne parameteren som benyttes for korrelasjon med ADP-faktorene, og følgende figur fra (NIFS, 2014) danner basisen for valg av ADP-forhold i prosjekteringen av skråningen i kapittel 8:



Figur 21: Anbefalte ADP-forhold (NIFS, 2014).

### 4.3 Drenert skjærstyrke

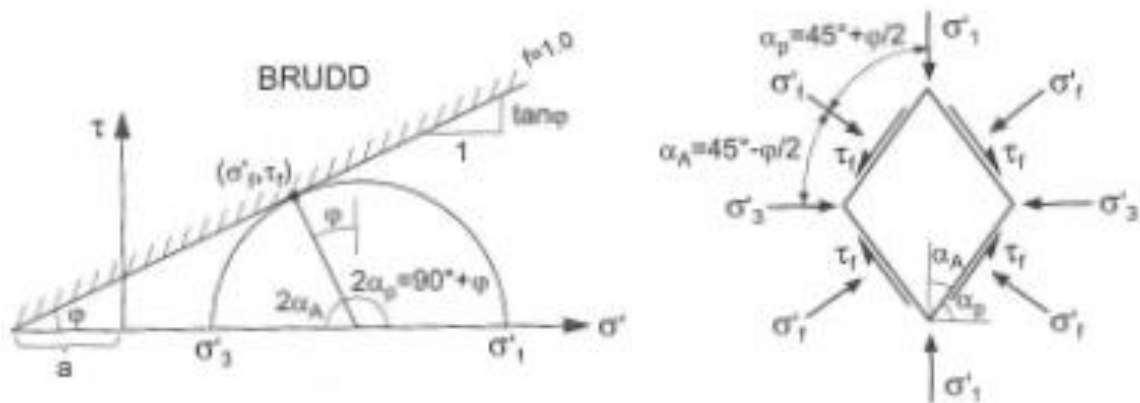
I drenert tilstand er det endringene i effektivspenninger som danner basis for situasjonen. Gjennom Coulomb-kriteriet kan en analysere hvordan endringer i spenningsnivået i et material henger sammen med materialets evne til å motstå skjærpåkjenninger. Coulomb-kriteriet er gjeldende for drenerte tilstander, der belastninger over lang tid på leirematerialer medfører at porevannet dreneres ut. For grovere materialer og sand betraktes situasjonen som drenert, og det skal derfor benyttes effektivspenninger ved bestemmelse av skjærstyrke. Raske belastninger på grov silt eller fin sand er situasjoner der en bør vurdere om det er mest hensiktsmessig å betrakte tilstanden med udrenert skjærstyrke  $S_u$ , eller om det skal brukes drenert skjærstyrke (Emdal, et al., 2014).

#### 4.3.1 Bruddkriterium, Coulomb-kriteriet

Maksimal tillatt skjærspenning  $\tau_f$  som et gitt plan i jorda kan tåle varierer med normalspenningen  $\sigma'_f$  til planet. Coulomb-kriteriet beskriver nettopp denne variasjonen, og er gitt ved (Emdal, et al., 2014):

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

Der  $\tau_f$  er skjærspenningen på planet,  $\sigma'_f$  er den effektive normalspenningen på planet,  $a$  er attraksjonen og  $\phi$  er materialets friksjonsvinkel. I et Mohr-diagram vil dette bruddkriteriet kunne illustreres på følgende måte fra (Emdal, et al., 2014):



Figur 22: Coulomb-kriteriet på effektivspenningsbasis (Emdal, et al., 2014).

I henhold til Mohr-diagrammet ser en at også for effektivspenningstilstanden oppstår den maksimale skjærspenningen  $\tau_f$  på et plan orientert  $45^\circ$  i forhold til retningen på hovedspenningene  $\sigma'_1$  og  $\sigma'_3$ . Dette er tilsvarende som ved totalspenningstilstanden tidligere. Det som derimot ikke er likt mellom den udrenerte skjærstyrken  $S_u$  og denne drenerte skjærstyrken er at for udrenert skjærstyrke ble det definert et maksimumstak uavhengig av spenningstilstanden i jordelementet og at brudd oppsto på  $45^\circ$ -planet. Slik er det ikke i effektivspenningstilstanden, der det er det planet med mest ugunstig forhold mellom normal-

og skjærspenning ( $\sigma'_f, \tau_f$ ) som vil gå til brudd. Det trenger altså ikke å være det eksakte  $45^\circ$ -planet, vinkelen kan både være større og mindre. Dersom normalspenningen  $\sigma'_f$  til planet øker, ser en av figuren at bruddkriteriet tillater større og større skjærspenning  $\tau_f$  (Emdal, et al., 2014).

Bruddplanet er definert gjennom en Mohr-sirkel der kriteriet er definert ved en linje med stigningstall  $\tan\phi$  for mobiliseringsgrad  $f = 1,0$ , og som definerer bruddtaket. Denne linjen skjærer  $\sigma'$ -aksen i et punkt der  $\sigma' < 0$ , og det er denne verdien som angir attraksjonen  $a$  i materialet.  $a$  er en kurveparameter i Coulomb-kriteriet som er avhengig av friksjonsvinkelen  $\phi$  og kohesjonen  $c$  i materialet ved at (Emdal, et al., 2014):

$$c = a * \tan \phi$$

Kohesjonen  $c$  er skjæringspunktet til linjen på  $\tau$ -aksen, og attraksjonen  $a$  er en parameter som stort sett varierer mellom 0-50 kPa for normalkonsolidert leire, silt og sand. Overkonsolidert leire kan ofte ha attraksjon opp mot 100 kPa. Helningen på linjen, friksjonen  $\tan\phi$ , er avhengig av materialets friksjonsvinkel  $\phi$ , som igjen er avhengig av materialkornenes lagringstetthet og kornstørrelse. Generelt sett øker friksjonsvinkelen  $\phi$  med økende kornstørrelse (Rørvik, 1982). Et materiale med lav friksjonsvinkel  $\phi$  vil ifølge (Emdal, 2014) ha større utfordringer i å motstå skjærspenninger  $\tau$  ved økende normalspenninger  $\sigma'$ , enn et materiale med høy friksjonsvinkel og dermed bedre evne til å stå imot disse spenningene.

Friksjonsvinkelen  $\phi$  påvirker geometrien  $\alpha$  til det kritiske bruddelementet til høyre i figur 22, ved at:

$$\alpha = 45^\circ \pm \frac{\phi}{2}$$

Bruddelementet vil dermed kunne få ulik geometri sammenlignet med bruddelementet ved totalspenningstilstanden, og i dette tilfellet skyldes dette at elementet i figur 22 er for et materiale med høy friksjonsvinkel  $\phi$  (Emdal, et al., 2014).

Ved bruk av treaksialforsøk i laboratoriet på prøveserier fra felten kan parameterne  $a$  og  $\tan\phi$  bestemmes. Dette er avhengig av at det i selve forsøket benyttes et mest mulig korrekt spenningsforhold tilsvarende in-situforholdet i jorden (Norsk Geoteknisk Forening, 2011). På bakgrunn av slike forsøk kan verdier for attraksjon og friksjon presenteres i følgende tabell fra (Emdal, 2014):

**Tabell 4: Normalverdier for attraksjon og friksjon (Emdal, 2014).**

<i>Jordart</i>	<i>attraksjon, a [kPa]</i>	<i>Friksjon, tanφ</i>
Normalkonsolidert leire	0 – 25	0,3 – 0,6
Overkonsolidert leire	10 – 100	0,4 – 0,7
Silt	0 – 50	0,5 – 0,8
Sand	0 – 50	0,6 – 0,9
Morene	10 – 1000	0,5 – 1,0

Disse typiske verdiene er også angitt i Håndbok «V220 Geoteknikk i vegbygging» fra Statens vegvesen. Ved evaluering av drenert skjærstyrke for skråningen ned fra Fængselstomta til Nidelva bør sannsynlige verdier for friksjonsvinkelen  $\phi$  måles eller estimeres på bakgrunn av erfaringstall, og det er nettopp dette som er gjort i prosjekteringen.





# 5. NATURLIG SKRÅNING & KVIKKLEIRE

---

## 5.1 Naturlig skråning

Ved temaet skråningsstabilitet er det vanlig å først definere hva slags type skråning det dreier seg om, for deretter å beskrive hvilke prinsipper som ligger bak en stabilitetsvurdering av aktuell skråning.

### 5.1.1 Definisjoner

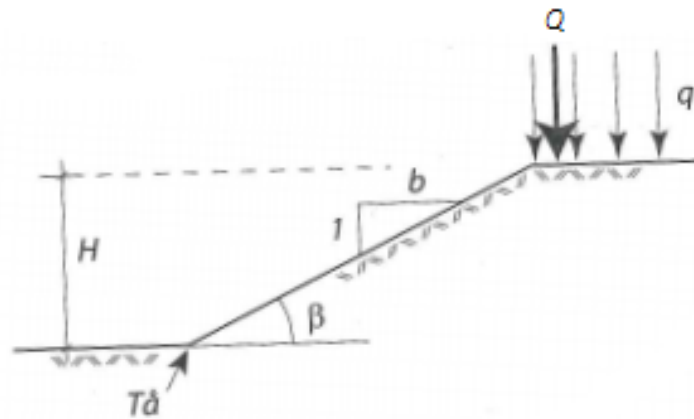
Generelt sett kan skråninger ifølge Byggforskserien fra (SINTEF Byggforsk, 2010) inndeles i to ulike typer:

- Anlagte skråninger
- Naturlige skråninger

Med anlagte skråninger menes oppbygde fyllinger, skjæringer, jordvoller eller skråninger dannet etter veg- og anleggsarbeider og lignende (SINTEF Byggforsk, 2010). En naturlig skråning er derimot mindre påvirket av slik menneskelig aktivitet, og er ofte naturlig dannet av geologiske prosesser gjennom tidene. At en naturlig skråning er naturlig dannet gjelder ikke alltid. I forbindelse med jordbruk er det mange skråninger som er blitt dannet gjennom topografiske tiltak som f.eks. oppfylling og nedplanering i utfordrende terreng. Disse skråningene havner også under definisjonen av en naturlig skråning (NIFS, 2015). En fellesnevner for disse to ulike typene av skråninger, er at en ønsker tilfredsstillende stabilitet for å unngå uønskede utglidninger og ras.

Tidsaspektet er en vesentlig faktor i definisjonen av hva som kan betraktes som en naturlig skråning. Gamle fyllinger og skjæringer i forbindelse med eldre veg- og jernbanearbeid vil over tid naturlig bli en del av området, og dersom svelle- og konsolideringsprosesser tolkes å være fullført, skal disse skråningene karakteriseres som naturlige skråninger. At svelle- og konsolideringsprosesser er avsluttet betyr ifølge (NIFS, 2015) at skråningen nå har oppnådd en stabil og uendret spenningstilstand, noe som ofte skjer ca. 30-50 år etter at skråningene har blitt utgravd, oppfylt eller bearbeidet gjennom menneskelig aktivitet.

Generelt sett har en skråning følgende karakteristikker:



**Figur 23: Generell beskrivelse av skråning (Emdal, et al., 2014).**

De ulike symbolene i figur 23 er definert som:

$H$  = skråningens høyde

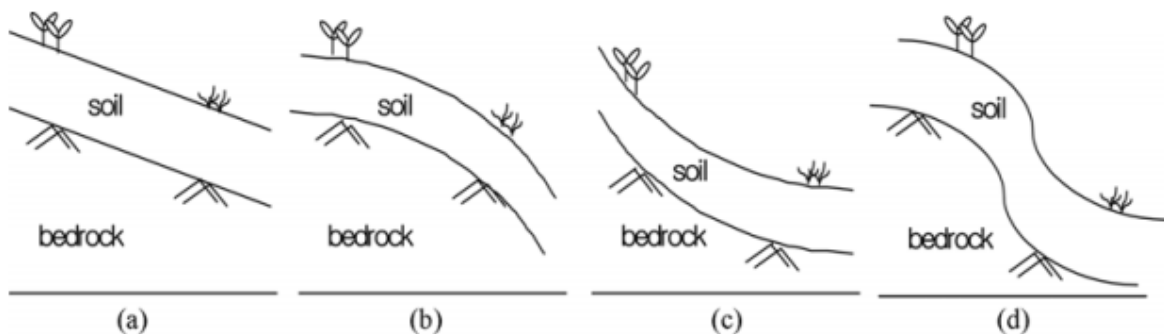
$b$  = skråningens helning

$\beta$  = skråningens helningsvinkel =  $\tan\left(\frac{1}{b}\right)$

$q$  = fordelt last på toppen av skråningen

$Q$  = enkeltlast som virker på skråningen

I følge (Emdal, et al., 2014) er skråningens høyde og helning et resultat av hvordan løsmasseavleiringene er avsatt og geologisk endret fram til i dag, og utgravinger, erosjoner og utrasinger har bidratt med å forme skråningene. Formen til de naturlige skråningene kan defineres på bakgrunn av følgende figur fra (Cha & Kim, 2010):



**Figur 24: Topografisk kurvatur for skråninger (Cha & Kim, 2010).**

Figur 24 viser ulike topografiske utforminger av naturlige skråninger, der (a) illustrerer en flat skråning, (b) en konveks skråning, (c) en konkav skråning og (d) en sammensatt skråning. På bakgrunn av dette kan en si at negativ kurvatur tilsvarer en konkav topografi, mens en positiv kurvatur en konveks kurvatur. Studien til (Cha & Kim, 2010) viser klare tegn på at kurvaturen til naturlige skråninger påvirker sikkerhetsfaktoren og stabiliteten, og i denne studien viser det

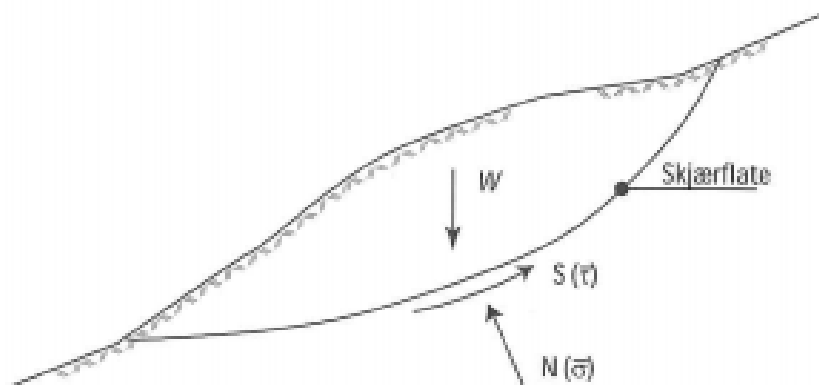
seg at en naturlig skråning med konkav kurvatur vil mest sannsynlig stå med lavere sikkerhetsfaktor enn en skråning med konveks eller flat utforming.

En naturlig skråning er i utgangspunktet i statisk likevekt, men vil likevel ofte være nær utrasing. Dette ser en gjerne i forbindelse med f.eks. elveerosjon ved skråningsfoten. Ifølge (Emdal, et al., 2014) vil en ved analyse av slike naturlige skråninger derfor kunne beregne lave sikkerhetsfaktorer, da skråningen vil kunne være i en kritisk tilstand. Dette kan skje ved kraftig nedbør og snøsmelting f.eks., når skråningen vil oppleve høye poreovertrykk.

Dersom det viser seg at beregnede sikkerhetsfaktorer for skråningen er svært lave, er behovet for stabiliseringstiltak avgjørende. En ønsker gjerne at skråninger skal oppnå tilsvarende sikkerhetsmarginer som bygninger og andre konstruksjoner, noe som igjen vil kunne medføre inngrep med store kostnader. Et slikt inngrep vil f.eks. være å stoppe erosjonens nedtæring ved skråningsfoten og drenere for å unngå oppbygging av store poretrykk. På denne måten økes sikkerheten til skråningen, og det er da en må vurdere om sikkerhetsmarginen økes tilstrekkelig, eller om mer avanserte stabiliseringstiltak må gjennomføres. For å kunne ta slike beslutninger er det ifølge (Emdal, et al., 2014) høyst nødvendig med grunnundersøkelser, stabilitetsanalyser og beregninger.

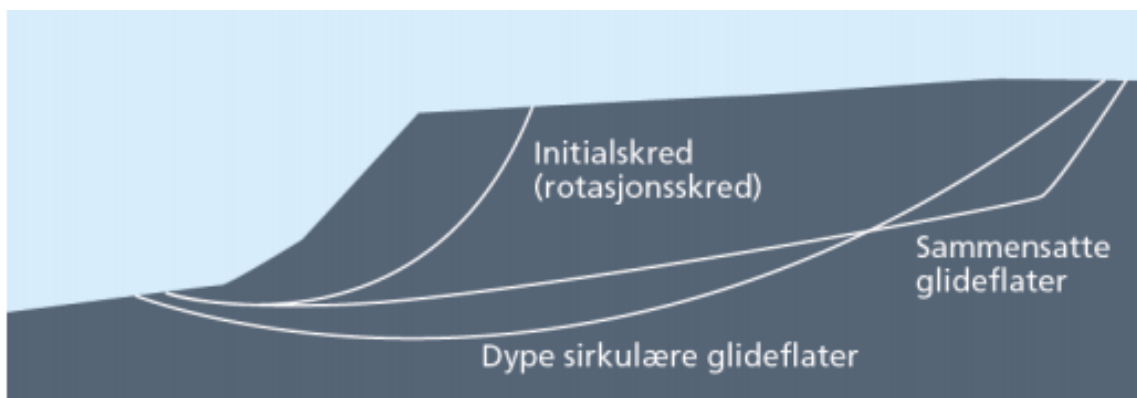
### 5.1.2 Stabilitetsvurdering av naturlig skråning

En naturlig skråning betraktes som stabil når den ikke raser ut (Emdal, et al., 2014). En stabil skråning sies å være i stabil likevekt, men både geologiske prosesser og menneskelig aktivitet kan bringe skråningen ut av denne likevekten. Over tid vil stabiliteten i en naturlig skråning kunne svekkes ved erosjon, sedimentering, ionebytting eller utvasking av salt (Statens vegvesen, 2014 (c)). Dersom noe av dette skjer vil massene i skråningen kunne gli ut langs en kritisk glideflate, eller skjærflate i dette tilfellet, slik figur 25 illustrerer.



Figur 25: Stabilitetsvurdering av naturlig skråning (Emdal, et al., 2014).

En glideflate kan ha ulik utforming der den enten kan være relativt vilkårlig og sammensatt, dyp og sirkulær eller i mange tilfeller viser det seg at den er mer sirkulærsylindrisk (Emdal, et al., 2014). Figur 26 illustrerer noen forskjellige glideflater, og det er grunn til å bemerke seg at disse kritiske glideflatene sjelden er sammenfallende ved beregninger med forskjellige programmer og metoder (Statens vegvesen, 2014 (b)).



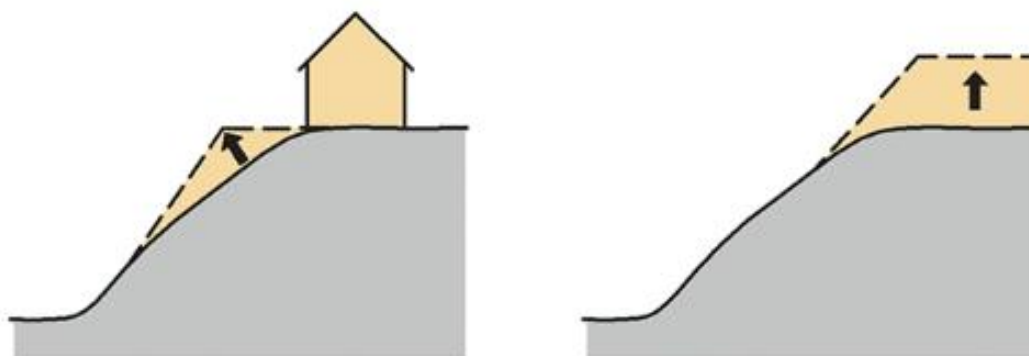
**Figur 26: Ulike glideflater for en skråning (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).**

Prinsippet rundt en stabilitetsvurdering dreier seg om de drivende kreftene i en naturlig skråning er større eller mindre enn de stabiliserende kreftene. Med stabiliserende krefter menes motstanden mot glidning ifølge (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014). Det er flere faktorer som kan påvirke disse kreftene både positivt og negativt, og ulike tiltak og hendelser vil f.eks. kunne redusere eller øke de drivende- og stabiliserende kreftene. Ifølge NVEs veileder 7/2014 kan dette oppsummeres i følgende tabell:

**Tabell 5: Positiv og negativ påvirkning av stabilitet (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).**

<b><i>Positiv påvirkning/forbedring</i></b>	<i>Reduksjon av drivende krefter langs glideflaten</i>	<i>Økt motstand mot glidning</i>
<b><i>Negativ påvirkning/forverring</i></b>	<i>Økning i drivende krefter langs glideflaten</i>	<i>Redusert motstand mot glidning</i>

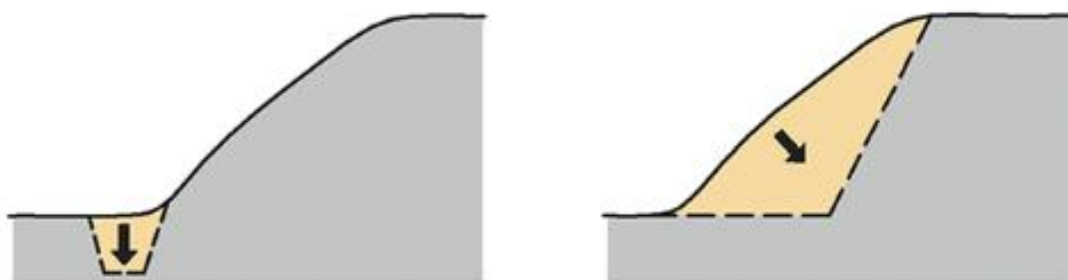
Det er som sagt flere ulike tiltak som kan både forbedre eller forverre stabiliteten til en naturlig skråning, og eksempler på dette skal nå kort presenteres. Pålasting, bygging eller oppfylling av masser på øvre del eller toppen av skråningen vil bidra negativt ved at de drivende kreftene øker og at som en konsekvens av dette reduseres stabiliteten (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014). Figur 27 nedenfor illustrerer to ulike tiltak.



**Figur 27: Tiltak i øvre del av skråning som forverrer stabiliteten (SINTEF Byggforsk, 2014).**

Andre eksempler som resulterer i forverring av stabiliteten ved økte drivende krefter er f.eks. langvarig nedbør som fyller sprekker på toppen av skråningen. Tilsvarende vil fjerning av masser i nedre del av skråningen, utgraving foran skråningsfoten eller erosjon redusere motstanden mot glidning, som også reduserer stabiliteten (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).

Dette er illustrert i figur 28.



**Figur 28: Tiltak i nedre del av skråning som forverrer stabiliteten (SINTEF Byggforsk, 2014).**

Også vibrasjoner, rystelser, økt grunnvann og poretrykk langs glideflaten vil ha negativ påvirkning på stabiliteten i en naturlig skråning ved at skjærstyrken i jorda reduseres ved lavere effektivspenninger (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).

Avlastning i form av nedplanering av terrenget på toppen av skråningen, samt utslaking av skråningshelningen vil derimot ha positiv påvirkning på stabiliteten. Det samme vil bruk av lettmasser og eventuell dyp kjellerutgraving, da slike tiltak reduserer de drivende kreftene og forbedrer stabiliteten. Dersom en ønsker å øke motstanden mot glidning kan en fylle opp masser i nedre del av skråningen og foran skråningsfoten i form av en motfylling (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014). Figur 29 nedenfor illustrerer nettopp disse tiltakene.



Figur 29: Tiltak som forbedrer skråningsstabiliteten (SINTEF Byggforsk, 2014).

Ifølge (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014) vil drenering av grunnvann og redusering av poretrykket langs glideflaten øke skjærstyrken i jorda, og det samme skjer ved grunnforsterkning i form av kalk-sementstabilisering eller kjemisk stabilisering ved tilførsel av salt til kvikkleiren. I tillegg til dette finnes det flere ulike metoder og løsninger knyttet til f.eks. jetpeling med jetstråler og tilføring av sementblanding i jorda, eller grunnforsterkning ved bruk av løsmassestag.

Selv små endringer i skråningshelning, grunnvannstand eller skråningshøyden er nok til at utglidninger og mindre skred oppstår, da naturlige skråninger ofte står med relativt lav sikkerhet (SINTEF Byggforsk, 2014). Derfor er det svært viktig å kartlegge hvilke løsmasser og grunnforhold skråningen består av, ettersom dette er avgjørende for den videre sikkerheten ved eventuelle byggeprosjekter eller andre former for endringer. Når dette er kartlagt må stabilitetsanalyser og beregninger gjennomføres. For skråningen i denne masteroppgaven er egenskapene til kvikkleiren og sprøbruddmaterialet av spesiell interesse, og disse belyses nå.

## 5.2 Kvikkleire og sprøbruddsmateriale

I dette avsnittet skal kvikkleire og sprøbruddsmateriale beskrives nærmere ved at dannelsesprosessen og definisjonen av begrepene presenteres, samt ulike stabilitetsvurderinger en bør ta til betraktning dersom en har med kvikkleire og sprøbruddsmateriale i en naturlig skråning å gjøre.

### 5.2.1 Dannelsen av kvikkleire

For 17 000 år siden var store deler av Skandinavia tildekt av en 3000 meter tykk innlandsis. Da avsmeltingsprosessen i Norge startet var det hovedsakelig isen ved kyststrøkene og fjellene som først trakk seg tilbake. De tilbaketrekkende brefrontene avsatte morener og israndavleiringer i form av marine leirpartikler i saltvannet. Dette skjedde om lag 10 000 år siden, og på den tiden lå store deler av Norge under havnivået pga. tyngden til innlandsisen hadde presset ned landet. Isen trakk seg mer og mer tilbake, og for om lag 8 500 år siden var hele isen smeltet (Bryhni & Hagen, 2015). Da landet etter hvert opplevde landheving, ble de ovennevnte marine leiravsetningene hevet over havnivået, og den marine leiren ble deretter tørt land (SINTEF Byggforsk, 2014).

Grensen for hvor høyt havet sto etter siste istid betegnes som marin grense, og varierer en del etter hvor betydningsfull landhevingen var. I Norge generelt varierer den marine grensen ifølge (Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), 2013) fra å ligge null meter over dagens

havnivå, til å ligge hele 220 meter over. Under den marine grensen er leirpartikler avsatt i saltvann og marin leire er dannet. Forekomsten av slik marin leire er størst i områdene rundt Østlandet, i Trøndelag og Troms, og det er nettopp en form for slik type leire kvikkleire er. Kvikkleira har noen ulike egenskaper, og på bakgrunn av hvordan den er avsatt kan den være både lagdelt, grovkornet eller finkornet (SINTEF Byggforsk, 2014).

Ved at saltet i en marin leire vaskes ut fra porevannet gjennom tusener av år vil kvikkleire kunne dannes. Dette er bare ett av kriteriene som må være oppfylt, og er en prosess som kan skje på hovedsakelig tre ulike måter ifølge NIFS' rapport angående detektering av kvikkleire (NIFS, 2012);

- Avsetningen infiltreres av overflatevann og regnvann (perkolasjon)
- Grunnvannet presses opp til overflaten gjennom avsetningen pga. trykk (artesiske overtrykk)
- Saltvandring til områder med lavere konsentrasjon av ioner (diffusjonsprosesser)

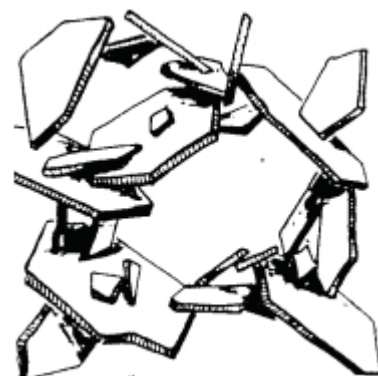
Helt opp mot den marine grensen kan en altså finne forekomster av kvikkleire. Under havnivå kan også kvikkleire dannes, dette skjer ved at artesiske grunnvann fra både sandlag i leira og underliggende berggrunn vasker ut saltet i leira (Statens vegvesen, 2014 (b)). Det er en tidkrevende prosess å få vasket ut saltet, og prosessen er avhengig av tykkelse på avsetningen. De tre ovennevnte tilfellene kan ifølge rapporten i (NIFS, 2012) opptre i kombinasjoner eller separat.

Sonderinger har vist en tydelig tendens til at kvikkleire ofte forekommer der en har at et grovt permeabelt materiale i sammenheng med en vannkilde veksler med lag av leire. Typiske vannkilder i slike tilfeller kan være elver, permeable topplag eller bergoverflater. Ved detektering av kvikkleire viser det seg også at en ofte finner slik leire i forholdsvis tynne leirelag (NIFS, 2012). Forholdene på Fengselstomta og skråningen ned til Nidelva passer godt til denne beskrivelsen, ved at en har både grovt permeabelt materiale og vannkilde i form av elv.

Selv om en saltutvasking i en marin leire finner sted, betyr ikke dette nødvendigvis at leiren blir høysensitiv eller kvikk. Dersom en leire har lavere vanninnhold på bakgrunn av tettere struktur, vil ikke denne leiren være kvikk selv om saltinnholdet er lavt. Det er også viktig å være klar over at en leire som allerede er blitt kvikk kan stabilisere seg noe. Dette pga. aldringsprosesser og ionebytting over tid som kan få medføre tilførsel av magnesium og kalsium til porevannet (NIFS, 2012).

Ved saltutvasking økes de frastøtende kreftene mellom leirpartiklene, men pga. Van der Waalske bindinger slik figur 30 til høyre viser, vil strukturen i leira bevares. Sammen med lave strømningshastigheter i porevannet i leira (1-10 mm/år), er dette ifølge (Statens vegvesen, 2014 (b))

forklaringen på at det i løpet av de siste 5 000 årene har blitt dannet svært tykke kvikkleirelag.



**Figur 30: Van der Waalske bindinger (NIFS, 2012).**

Som nevnt er kvikkleire en type marin leire som tidligere er avsatt i saltvann i havet. Dette har gjort at leira er bygd opp av sammenlenkede aggregater i lange elektrokjemiske forbindelser formet som en kjede. Disse aggregatforbindelsene kan ikke dannes flere ganger dersom saltet i forbindelsene vaskes ut og leira omrøres. Da vil leira omdannes til et lav-viskøst og flytende materiale med høy sensitivitet og lav omrørt skjærstyrke (NIFS, 2012).

### 5.2.2 Definisjon av kvikkleire og sprøbruddsmateriale

Kvikkleire og sprøbruddsmateriale har bestemte egenskaper og kjennetegn, og defineres derfor noe ulikt på bakgrunn av følgende klassifisering ifølge Statens vegvesens håndbok V221 (Statens vegvesen , 2014 (b)) og (Emdal, 2014).

**Tabell 6: Definisjon av kvikkleire og sprøbruddsmateriale (Statens vegvesen , 2014 (c)).**

<i><b>Kvikkleire</b></i>
➤ Meget lav omrørt skjærstyrke, $S_{u,r} \leq 0,5$ kPa
➤ Uavhengig av $S_t$ (ofte svært høy sensitivitet, $S_t > 30$ )
➤ Kollapser ved overbelastning
➤ Flytende ved omrøring ( $w > w_f$ )
➤ Meget sensitiv etter omrøring
➤ Saltinnhold $< 0,5$ %, 5g salt per liter vann
<i><b>Sprøbruddsmateriale</b></i>
➤ Lav omrørt skjærstyrke, $S_{u,r} < 2,0$ kPa
➤ Sensitivitet $S_t \geq 15$
➤ Reduksjon i styrke ved tøyninger ut over tøyning ved maksimal skjærstyrke (Thakur, 2015)
➤ Kan gi sprøbrudd med dominoeffekt

Sensitivitet er i håndbok R210 fra Statens vegvesen definert som forholdet mellom udrenert skjærstyrke av uforstyrret og omrørt materiale (Statens vegvesen , 2014 (a)).

$$S_t = \frac{S_u}{S_{u,r}}$$

Parameteren kan ifølge (Emdal, 2014) betraktes som materialets følsomhet for omrøring, og måles ved laboratorieundersøkelser der følgende klassifisering ligger til grunn:



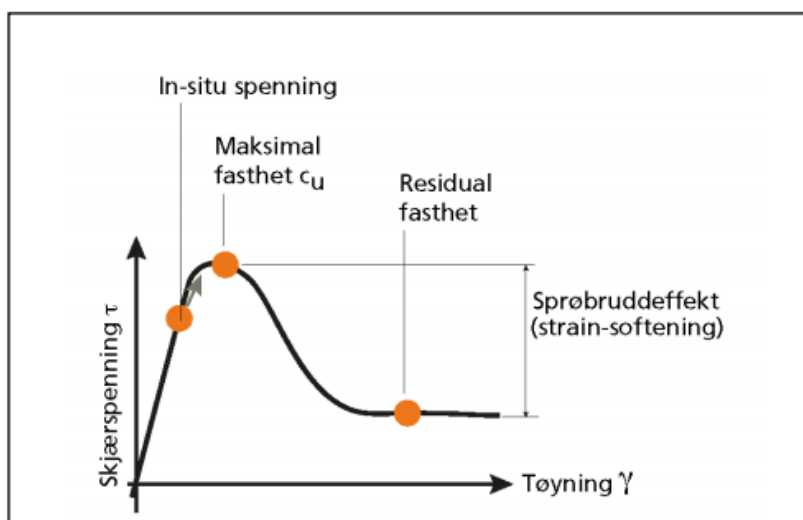
**Tabell 7: Klassifisering av sensitivitet (Statens vegvesen , 2014 (c)).**

<i>Betegnelse av leire</i>	<i>Betegnelse av sensitivitet</i>	<i>Sensitivitet, <math>S_t</math></i>
Lite sensitiv	Lav	< 8
Middels sensitiv	Middels	8 – 30
Meget sensitiv	Høy	> 30

At styrken i et sprøbruddsmateriale reduseres ved tøyninger ut over tøyning ved maksimal skjærstyrke kan illustreres gjennom figur 31 nedenfor. Kurven viser tydelig hvordan forholdet mellom skjærspenningen,  $\tau$ , og skjærstyrken,  $S_u$ , forandrer seg i sprøbruddmaterialet.

Materialet i jorda har i utgangspunktet en opprinnelig spenningsstilstand tilsvarende in-situspenningen, men når denne belastes slik at tilstanden når den maksimale skjærstyrken, reduseres styrken ved at den får et kraftig dropp og et brudd oppstår. Ved droppet i kurven er altså maksimal belastning påført materialet, og materialet mister deretter skjærstyrken sin.

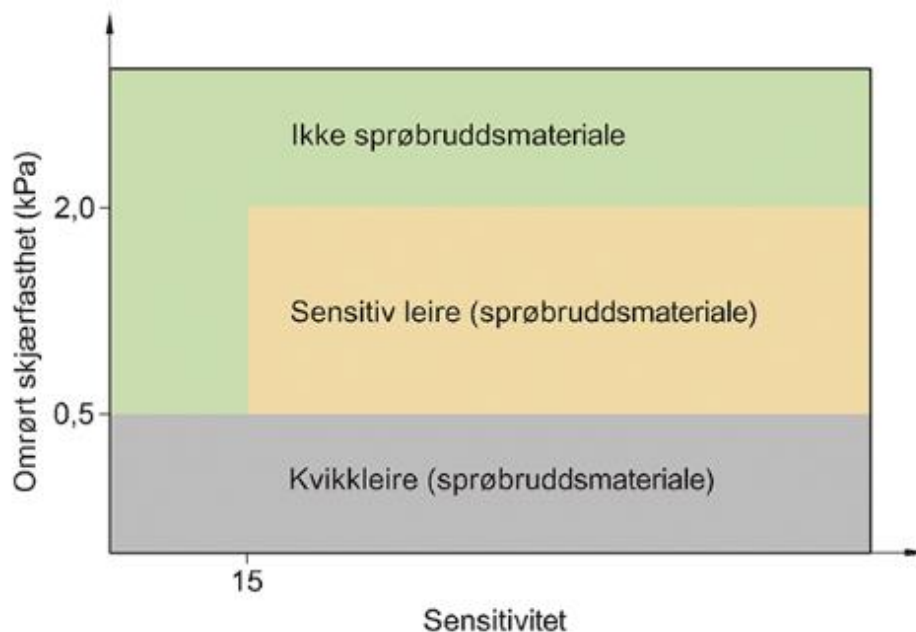
Ytterligere tøyning i form av belastning resulterer i at materialet når sin residuale skjærstyrke, også kalt omrørte skjærstyrke,  $S_{u,r}$ . Sprøbruddeffekten kan betraktes som differansen mellom den maksimale skjærstyrken,  $S_u$ , og den omrørte skjærstyrken,  $S_{u,r}$ . Tapet av skjærstyrke kan ikke gjenvinnes i materialet, ikke en gang om materialet avlastes igjen (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014). Det er dette som danner bakgrunnen og faren for dannelse av progressive brudd (dominoeffekten) ved skråningsstabilitet, og skal derfor belyses nærmere i neste avsnitt angående stabilitetsvurdering av slike materialer.



**Figur 31: Sprøbruddeffekt i jordmaterialer (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).**

Skjærstyrken i definisjonen av kvikkleire og sprøbruddsmateriale sier noe om hvor god styrke leira har ved påføring av laster. Det er nettopp sensitiviteten sammen med den lave omrørte skjærstyrken som skiller kvikkleire fra sprøbruddsmateriale og normal leire, som også betraktes ikke-sprøbruddsmateriale. Dette er illustrert i figur 32 nedenfor, der omrørt

skjærstyrke er tegnet opp langs y-aksen og sensitiviteten langs x-aksen (SINTEF Byggforsk, 2014). Det er derimot viktig å være oppmerksom på at sensitiviteten,  $S_t$ , er en parameter som påvirkes av prøve kvaliteten ifølge (Thakur, 2015), og at det dermed skal angis sensitivitet fra tre uforstyrrede prøver.



Figur 32: Definisjon av kvikkleire og sprøbruddsmateriale (SINTEF Byggforsk, 2014).

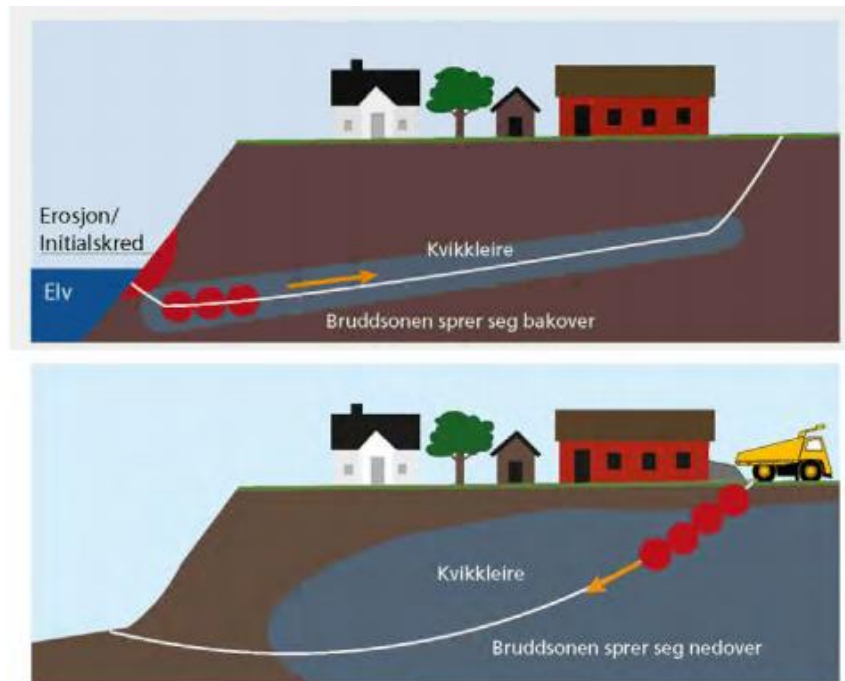
### 5.2.3 Stabilitetsvurdering av kvikkleire og sprøbruddsmateriale

Det er flere faktorer og forhold som spiller inn ved en stabilitetsvurdering, og det er ikke slik at ved alle tilfeller der en har med kvikkleire og sprøbruddsmateriale å gjøre at leira utgjør en stabilitetsfare i seg selv. Både erosjonsfare, terrengforhold, omfang av kvikkleire og sprøbruddsmateriale, elver og andre forhold kan være med på å utløse utglidninger i kvikkleirelaget (Statens vegvesen, 2014 (c)). Ved enkelte tilfeller kan selvsagt mindre utglidninger være starten på mer omfattende skred, og derfor er det viktig å være klar over hvordan bruddmekanismen i slike materialer foregår.

Sensitivitetsparameteren har en del å si for stabilitetsvurderingen av en skråning. Dersom materialet i skråningen ikke er sensitivt, kan dette bety at en del av materialets styrke er vedvart selv etter deformasjoner i form av f.eks. utglidninger. Vi snakker her om reststyrken. Reststyrken er avgjørende for om de glidende massene vil kunne finne tilbake til en ny likevektsstilling i bruddsituasjonen. Det vil også kunne være mulig å stoppe en utglidning ved bruk av motfylling dersom bruddutviklingen viser seg å være langsom ved lite sensitive materialer. Dersom materialet var av typen med meget høy sensitivitet, vil et sprøbrudd med hurtig bruddutvikling dannes. Ved slike tilfeller er det ikke like enkelt å få stoppet en eventuell utglidning. Vanninnhold over flytegrensen og lav reststyrke medfører ofte at jordmassene omrøres, blir flytende og danner en flom av leire (Emdal, 2014).

Bruddmekanismen i et sprøbruddsmateriale er i mange tilfeller sammenlignet med dominobrikker som faller, ved at den neste brikken veltes av fallet til den foregående brikken.

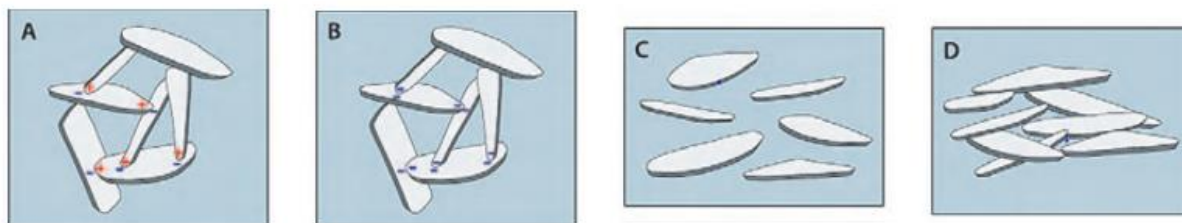
Dette kalles et progressivt brudd, og kan forklares ved at dersom ett punkt i sprøbruddmaterialet overbelastes, lokal overbelastning, vil det neste punktet i materialet også overbelastes, og slik fortsetter bruddet videre gjennom materialet som en slags kjedereaksjon av brudd langs en bruddsone slik figur 33 fra (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014) viser.



**Figur 33: Progressiv bruddutvikling i kvikkleire (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).**

Ved overbelastning mister som sagt sprøbruddmaterialet sin styrke, og langs bruddsonen når materialpunktene sin maksimale skjærstyrke suksessivt ved overføring av belastningen fra andre punkter som allerede har gått til brudd. Sprøbrudd oppstår, og en fullt utviklet glideflate vil forplante seg progressivt gjennom kvikkleiren i dette tilfellet (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014). Dette er ifølge (SINTEF Byggforsk, 2014) grunnen til at et stort skred kan utløses på bakgrunn av et lite initialscred. Progressivt brudd er derfor utfordrende ved skråningsstabilitet, da faren for skred er stor selv om beregnet stabilitet tidligere er betraktet som god.

Ved dannelsen av kvikkleire i delkapittel 5.2.1 tidligere, vil negative og positive ioner i saltet binde sammen leirkornene i en relativt åpen struktur, dette kalles polaritet. Grunnen til at strukturen blir åpen er at kornene ofte er plateformet, og resultatet av dette gjør at strukturen kan betraktes som et korthus (A) (Fremstad & Thingstad, 2007). Mellom mineralkornene vil de elektrokjemiske bindingskreftene, Van der Waalske bindinger, gjøre korthusstrukturen stabil (SINTEF Byggforsk, 2014).



**Figur 34: Strukturen til kvikkleire (Fremstad & Thingstad, 2007).**

Gjennom utvaskingen av saltet pga. regnvann og grunnvann vil bindingskreftene mellom kornene i korthusstrukturen reduseres (*B*) og strukturen destabiliseres. Det er på dette tidspunkt at leira har mistet både stabilitet og bæreevne, og kan nå betraktes som en kvikkleire. Når saltkreftene forsvinner og belastningen deretter blir så stor at deformasjonen endres til plastisk fra elastisk, vil korthuset klappe sammen i det leira går til brudd. Da vil et kvikkleireskred kunne oppstå ifølge (Statens vegvesen, 2014 (b)). Det blir dårligere kontakt i porevannet, og en svært tyntflytende suppe av leire dannes på bakgrunn av de frastøtende kreftene (*C*). Denne kan oppstå svært hurtig, og utrasinger eller utgravinger ved skråningsfoten av bratte skråninger vil kunne fremprovosere større ras av kvikkleire. I etterkant av slike ras kan massene tørke ut og stabilisere seg ved at kornene pakkes tettere sammen (*D*). En leire som tidligere har blitt kvikk og rast ut, vil ikke kunne bli kvikkleire flere ganger sier (Fremstad & Thingstad, 2007). Leira har nå blitt resedimentert, fått ny struktur med flate-mot flatekontakter, lavere vanninnhold, samtidig som at leira nå har blitt fast ved høyere skjærstyrke enn tidligere (Statens vegvesen, 2014 (b)). Stabiliteten i slike områder vil dermed bli større over tid og vil gi kunne brukes til f.eks. jordbruk slik det drøftes i (Emdal, 2014).



**Figur 35: Overbelastning av kvikkleire danner en suppe (SINTEF Byggforsk, 2014).**

Kort oppsummert kan en si at egenskapene til kvikkleirer kan karakteriseres å ha sprøbruddoppførsel slik sprøbruddmaterialet har, ettersom skjærstyrken er lavere etter at korthusstrukturen har gått til brudd. Med tanke på stabilitetsvurdering utgjør de mekaniske egenskapene rundt den lave omrørte skjærstyrken, lave udrenerte skjærstyrken og sprøbruddegenskapene ifølge (NIFS, 2012) store utfordringer knyttet til skråningsstabiliteten for en naturlig skråning.

# 6. ELEMENTMETODEPROGRAMMET PLAXIS 2D

---

## 6.1 Generelt om PLAXIS 2D

Stabilitetsberegninger medfører svært ofte systemer som anses som statisk ubestemt, og kan dermed være utfordrende å analysere og beregne kun ved bruk av tradisjonelle håndberegninger. I en stor del av tilfellene er behovet for analyseverktøy og ulike programvarer betydelig, og disse verktøyene kan ofte være til god hjelp ved geotekniske problemstillinger som i mange situasjoner er avanserte.

PLAXIS 2D er et slikt analyseverktøy som egner seg spesielt godt til gjennomføring av stabilitetsberegninger, setningsberegninger og grunnvannsstrømning ved geotekniske problemstillinger. Det er et todimensjonalt elementmetodeprogram som er utviklet i Nederland, men som er brukt verden rundt ved geoteknisk prosjektering og dimensjonering (Brinkgreve, et al., 2016).

I PLAXIS brukes jordmodeller for å simulere hvordan ulike jordmaterialer oppfører seg. Programmet har flere ulike jordmodeller innebygd, og tillater også at egne jordmodeller defineres. De ulike jordmodellene i programmet er utviklet med stor grad av forsiktighet, gjennom utallige valideringsprosesser og tester. Det kan likevel ikke utelukkes at feil kan oppstå, gjerne numeriske- eller feil tilknyttet modeller. Ifølge (Brinkgreve, et al., 2016) er det derfor viktig å modellere problemet så godt som mulig, være klar over begrensningene ved valg av jordmodell og jordparametere, samt å kunne drøfte om resultatene fra simuleringene er pålitelige og sannsynlige.

## 6.2 Hovedprinsippet bak elementmetoden

Hovedprinsippet bak elementmetoden er at jordvolum og konstruksjoner deles inn i mange ulike elementer av forskjellig størrelse. Ifølge (Nordal, 2016) vil hvert enkelt element i modellen få definert en tilnærmet beskrivelse av elementets oppførsel. På denne måten kan de ulike elementene betraktes som byggesteiner i modelleringen og simuleringen. Gjennom en numerisk- og matematisk- integrasjonsprosess vil hver enkelt byggestein sammensettes, og summen av oppførselen til hvert enkelt element vil dermed tilsvare hele konstruksjonens- eller jordvolumets- oppførsel.

De endelige elementene kan ha ulik form og fasong, de kan være formet som trekanter, kvadrater eller med buede grenser. Hvert geometrisk element er igjen bygd opp av et visst antall knutepunkter, også kalt nodalpunkter, som knyter sammen elementene. Elementene kan deformeres, og da beskrives de ulike deformasjonene ved hjelp av disse knutepunktene. I PLAXIS 2D er elementene formet som trekanter, og en bestemmer selv om hvert element skal bestå av enten 6 eller 15 knutepunkter. Det anbefales at det benyttes elementer med 15 knutepunkter i geoteknisk prosjektering, slik at en unngår unøyaktige beregninger av bruddlaster (Nordal, 2016). Ved hjelp av knutepunktforflytninger og stivheter uttrykkes

likevektskreftene i hvert fellesknutepunkt mellom de ulike elementene (Statens vegvesen , 2014 (b)).

Disse trekantformede elementene med knutepunkter kan illustreres gjennom figur 36 nedenfor.



**Figur 36: Triangulære elementer med 6 eller 15 knutepunkter (Nordal, 2016).**

Ved bruk av elementmetodeprogrammer kan en selv beskrive geometrien, grensene, initialforholdene og materialparameterne i starten av modelleringen. Videre kan ulike former for ytre laster, konstruksjoner, grunnvannsnivå og lastsekvenser modelleres og simuleres i henhold til den aktuelle problemstillingen. Programmet vil selv dele opp konstruksjoner og jordvolumer inn i elementer, for deretter å gjennomføre beregninger og fremvise resultater fra de aktuelle simuleringene gjennom et produktvindu, også kalt «Output». Det er fullt mulig å gå tilbake i en simulering, dersom en ønsker å endre laster, spenninger, grunnvannsnivå, geometrien osv. Deretter kan en ny simulering og kalkulasjon gjennomføres, og resultater for den nye situasjonen kan analyseres. Gjennom ulike faser i selve programmet kan en simulere hvordan f.eks. stabiliteten til en skråning endrer seg i henhold til de respektive situasjonene. Ifølge (Nordal, 2016) kan dette kalles en interaktiv sløyfe, som kan fortsette helt fram til hele problemstillingen er simulert.

Elementmetoden i geoteknisk prosjektering kan i stor grad sammenlignes med hvordan metoden benyttes i tradisjonell konstruksjonsmekanikk. Forskyvningsmetoden, eller deformasjonsmetoden, danner basisen for forståelsen av elementmetoden. Dette betyr at en studerer hvilken respons i form av deformasjoner eller forskyvninger som oppstår når et jordlegeme, en konstruksjon eller bygning påføres laster eller krefter av ulik grad og størrelse. En vil da kunne få antagelser om hvor eventuelle deformasjoner vil kunne oppstå, informasjon som er helt avgjørende ved prosjektering og dimensjonering innen geoteknikk. Elementmetoden er derimot ikke en helt eksakt metode, men egner seg godt til å frembringe gode tilnærmelser og ulike ingeniørmessige løsninger for problemstillinger av ulik karakter (Nordal, 2016).

## 6.3 Stabilitetsanalyse ved bruk av PLAXIS 2D

Som tidligere nevnt er elementmetoden som numerisk metode velegnet for gjennomføring av stabilitetsberegninger, men også en rekke andre problemstillinger. Grunnen for at elementmetoden er spesielt egnet for stabilitetsanalyser er blant annet at PLAXIS finner mest kritiske glideflate automatisk, og at beregninger selv i de mer avanserte jordmodellene forenkles ned slik at de fungerer som den enkle Mohr-Coulomb modellen. Denne jordmodellen kan også ifølge (Statens vegvesen , 2014 (b)) velges dersom det ikke er av interesse å studere spenninger eller deformasjoner.

Ved stabilitetsberegninger med bruk av PLAXIS kan derfor en enkel materialmodell som Mohr-Coulomb benyttes, slik at mer fokus kan rettes mot å definere de ulike styrkeparameterne, lastene og geometriske forholdene. I PLAXIS gjør ifølge (Statens vegvesen , 2014 (c)) Mohr-Coulomb modellen det mulig å gjennomføre udrenerte effektivspenningsanalyser i beregningene, både ved bruk av udrenerte- og drenerte-materialparametere. En annen fordel med bruk av Mohr-Coulomb er at det er kun et fåtall av parametere som trengs for å gjennomføre en stabilitetsanalyse. Ved å definere fem ulike parametere, tyngdetetthet ( $\gamma$ ), kohesjon/udrenert skjærstyrke ( $c/S_u$ ), stivhet ( $E$ ), friksjonsvinkel ( $\phi$ ) og dilatansvinkelen ( $\Psi$ ), kan stabilitetsanalyser utføres.

En annen fordel med stabilitetsanalyser med elementmetoden er ifølge (Bæverfjord, u.d.) at store deler av erfaringene og prinsippene fra likevektsmetodene er overførbare til analysen. Det som derimot skiller seg ut som en stor fordel med bruk av elementmetoden for stabilitetsanalyser, er ifølge (Dounias, et al., 1988) at de numeriske analysene har mulighet for å studere effektene av progressiv bruddutvikling, slik tilfellet er for stabilitetsanalyser av kvikkleire og sprøbruddmateriale.

## 6.4 Skråningsstabilitet ved bruk av PLAXIS 2D

Analyser av skråningsstabilitet er velegnet ved bruk av elementmetoden, og de senere årene har dette blitt et mer og mer populært hjelpemiddel for problemstillinger tilknyttet skråningsstabilitet. I starten ble elementmetoden mer brukt til analyser av varmestrømmer og vannstrømmer i jordmaterialer, før den etter hvert ble brukt for bestemmelse av deformasjoner og spenninger. Nå brukes elementmetoden i stor grad til beregning av sikkerhetsfaktorer for skråningsstabilitet, og er derfor et godt alternativ til grenselikevektmetodene som tidligere ble brukt innenfor temaet (Duncan, et al., 2014).

Ved bestemmelse av sikkerhetsfaktorer med bruk av elementmetoden, utfører PLAXIS en repeterende prosedyre der styrken i jordmodellen reduseres litt etter litt. Dette kalles en styrkereduksjon, og er gjerne omtalt som en « $c\phi$ -reduksjon». Denne metoden utdypes mer detaljert i delkapittel 7.3.2 senere i oppgaven, men kort fortalt beskriver (Duncan, et al., 2014) metoden ved at reduksjonsfaktoren økes litt etter litt, slik at styrken reduseres tilsvarende. Dette foregår helt til jordmaterialet i skråningen opplever en ustabil tilstand. Som en direkte konsekvens av dette vil det være mulig å automatisk lokalisere kritisk glideflate for skråningen, en fordel som grenselikevektsmetoder ikke har. Ifølge (Statens vegvesen , 2014 (b)) vil ulike metoder og programmer sjelden beregne sammenfallende kritiske glideflater, en viktig faktor å være klar over ved problemstillinger tilknyttet skråningsstabilitet.

Elementmetoden har den fordel ved skråningsstabilitet at metoden kan brukes selv ved inhomogene jordmaterialer, skråningsvinkler som endres gjennom hele skråningen, tilfeldig grunnvannstrømning, ja selv for vilkårlige ytre laster er elementmetoden brukbar. Ifølge (Li, 2007) kan elementmetoden til og med anvendes på skråninger med egenskaper som betraktes som tilfeldig fordelte, basert på det faktum at elementmetoden krever ingen definisjon av bruddmekanismer etter prioritet. Det er derfor fullt mulig å benytte denne metoden også ved svært heterogene masser i skråningen.

PLAXIS er som nevnt et todimensjonalt elementmetodeprogram, og som oftest betraktes nettopp skråningsstabilitet som et 2D-problem. Grunnen til dette er at reelle bruddflater i det tredimensjonale rommet faktisk vil generere høyere sikkerhetsfaktorer enn hva det vil i det todimensjonale. Ifølge (NTNU, 2009) utelates utstikkende spisser og kanter i en 3D-analyse, og en direkte konsekvens av dette er høyere sikkerhetsfaktorer.

Det har hittil i oppgaven blitt tatt for seg noe angående sikkerhetsfaktorer og sikkerhetsanalyser av skråninger, det er derfor nødvendig å utdype hvordan fremskaffelsen av disse sikkerhetsfaktorene skjer ved bruk av elementmetoden og PLAXIS 2D. Dette danner grunnlaget for neste kapittel i masteroppgaven.



# 7. SIKKERHETSFAKTORER & METODEN « $c\phi$ – REDUKSJON»

---

## 7.1 Generelt om sikkerhetsfaktorer

En sikkerhetsfaktor  $F$  er som tidligere beskrevet avhengig av hvor godt jordmaterialet tåler belastninger de utsettes for. Styrken til jordmaterialet er definert gjennom skjærstyrken, mens belastningen i jordmaterialet ved en skjærspenning.

Definisjonen av en sikkerhetsfaktor er ifølge (Emdal, et al., 2014):

$$\text{Sikkerhetsfaktor } F = \frac{\text{skjærstyrke}}{\text{skjærspenning}} = \frac{\tau_f}{\tau}$$

der  $F < 1,0$  gir brudd.

Som likningen viser vil dette bety at dersom skjærspenningen  $\tau$  overskrider skjærstyrken  $\tau_f$ , vil sikkerhetsfaktoren kunne bli  $F < 1,0$  og et brudd vil oppstå i jordmaterialet. En sikkerhetsfaktor  $F$  kan også betraktes som en materialfaktor eller en partialfaktor for materialeegenskapen,  $\gamma_M$ . Dette er bare ulike måter å betrakte den samme sikkerheten på, men terminologisk sett er det ifølge (Nordal, 2016) viktig å være klar over at en geoteknisk sikkerhetsfaktor  $F$  tilsvarer en materialfaktor  $\gamma_M$  kun for jordmaterialet, uten bidrag fra lastfaktorene. Generelt sett setter sikkerhetsfaktoren/materialfaktoren krav til forholdet mellom karakteristisk skjærstyrke og opptredende skjærspenning, ved at tanken er at de skal sikre en tilstrekkelig margin mot brudd (Tørum, et al., 2012).

Det finnes ifølge (Duncan, et al., 2014) flere definisjoner av sikkerhetsfaktorer, og disse er avhengige av hva de baseres på. En sikkerhetsfaktor kan nemlig defineres på bakgrunn av laster, styrke, eller momenter. I denne masteroppgaven defineres sikkerhetsfaktoren på bakgrunn av styrke, i henhold til kravene i Eurokodene der det presiseres at materialfaktorer for jordmaterialer baseres på styrke og ikke på laster (Nordal, 2016).

I henhold til Coulomb-kriteriet i kapittel 4 kan materialfaktoren  $\gamma_M$  defineres som en sikkerhet ved at:

$$\gamma_M = \frac{\tan \phi}{\tan \rho}$$

Kravet for at jordmaterialet ikke skal bryte sammen, og for at materialfaktoren  $\gamma_M > 1,0$  vil da si at:

$$\tan \rho < \tan \phi$$

Materialfaktoren  $\gamma_M$  er avhengig av hvilke tøyninger  $\epsilon$  jordmaterialet utsettes for. Ved store tøyninger vil  $\gamma_M$  avta betraktelig og jordmaterialet vil etter hvert kunne kollapse (Rørvik, 1982). Ifølge (Statens vegvesen, 2014 (b)) brukes materialfaktoren  $\gamma_M$  i bruddgrensetilstanden.

## 7.2 Sikkerhetsfaktorer ved skråningsstabilitet

Ved problemstillinger rundt skråningsstabilitet vil sikkerhetsfaktorer gi en kvantitativ indikasjon på hvordan sikkerhetsmargin skråningen står med. Dersom sikkerhetsfaktoren viser seg å være tilnærmet lik  $F = 1,0$ , betyr dette at skråningen befinner seg på grensen til en ustabil tilstand. Dette er nyttig informasjon dersom eventuelle bygg- og anleggsprosjekter, store mengder nedbør, elveerosjon og liknende vil kunne påvirke skråningen. En kvantitativ verdi vil også gi et innblikk på hvor stor sikkerhetsmargin skråningen har mot brudd, og om det settes krav til at sikkerheten til skråningen burde utbedres gjennom stabiliserende sikringstiltak av ulike former.

Det er viktig å understreke at en sikkerhetsfaktor ved skråningsstabilitet ikke er en absoluttverdi, men at det finnes en rekke usikkerheter knyttet til den beregnede verdien. Hadde det vært slik at sikkerhetsfaktoren var en absoluttverdi, ville dette medført at en kunne akseptert en sikkerhetsfaktor  $F$  helt ned mot 1,0. Med andre ord at f.eks.  $F = 1,01$  var tilfredsstillende. Dette bekreftes av (Duncan, et al., 2014), som poengterer at en beregnet sikkerhetsfaktor ikke kan betraktes som fullstendig korrekt, og at det vil være flere ulike faktorer som bidrar til usikkerhetene i beregningene.

For skråningsstabilitet er det spesielt usikkerheter knyttet til skjærstyrken i jordmaterialene som ofte er den viktigste faktoren. Sikkerhetsfaktor og skjærstyrken er derfor avhengige av hverandre, og (Duncan, et al., 2014) presenterer et tenkt eksempel der en har en skråning med beregnet sikkerhetsfaktor  $F = 1,50$ . Dette i seg selv er en relativt komfortabel sikkerhetsfaktor, og dersom en betrakter denne verdien på bakgrunn av skjærstyrken vil skråningen i dette tilfellet kunne tåle en skjærstyrkereduksjon på hele 33 % dersom alle andre faktorer holdes konstant. Fremdeles ville skråningen betraktes som stabil. Det er med andre ord avgjørende at sikkerhetsfaktoren tar høyde for konsekvensene av brudd, samt usikkerhetene tilknyttet selve beregningen.

Ettersom sikkerhetsfaktoren kan betraktes iht. (Statens vegvesen, 2014 (b)) som en partialfaktor for materialeegenskapene,  $\gamma_M$ , betyr dette at denne må ta hensyn til modellusikkerheter, usikkerhet i materialparameterne, variasjoner i geometri, grunnvann og lagdeling, usikkerheter i beregningsmodellen, samt utførelsesfeil (Tørum, et al., 2012).

Videre er det viktig å være klar over at langs kritisk glideflate for en skråning vil sikkerhetsfaktoren variere langs alle punkter ved bruk av elementmetodeanalyser (Duncan, et al., 2014). For skråningsstabilitet er en ikke like opptatt av å kontrollere spenninger og deformasjoner, det er sikkerhetsmarginen mot brudd som er hovedfokuset. Dette betyr at skråningsstabiliteten kontrolleres gjennom bruddgrensetilstanden (ULS), i henhold til prinsippene i Eurokodene med partialfaktorer for sikkerhet for materialstyrker (Nordal, 2016). Det presiseres nok en gang at fokuset videre i masteroppgaven vil være at skråningsstabiliteten beregnes i bruddgrensetilstanden og at begrepet sikkerhetsfaktor benyttes fremfor materialfaktor.

## 7.3 Sikkerhetsfaktorer ved bruk av elementmetoden

### 7.3.1 Generelt og bruddgrensetilstanden

Generelt sett betraktes elementmetoden som velegnet for beregninger av bruksgrensetilstanden, og noe mindre egnet for beregninger i bruddgrensetilstanden. Grunnen til dette er at i en bruksgrensetilstand simuleres virkeligheten slik den er, mens for bruddgrensetilstanden kan det være utfordrende å forstå om f.eks. en parameterreduksjon anses som hensiktsmessig eller ikke for samhandlingen mellom f.eks. jord og konstruksjon. Ved bruksgrensetilstanden vil resultatet fra simuleringer generelt sett gi de mest sannsynlige deformasjonene og materialfaktorene. I bruddgrensetilstanden ønsker en å beregne sikkerhetsmarginen mot brudd, men i elementmetodeprogrammene vil det ifølge (Nordal, 2016) alltid kunne være brudd i enkelte lokale områder i jordmaterialet, mens andre lokale områder så vidt er belastet. Beregnet sikkerhetsfaktor vil dermed sjelden være en unik måling. Ettersom skråningsstabiliteten beregnes for bruddgrensetilstanden, vil det derfor være nødvendig å belyse hva dette innebærer.

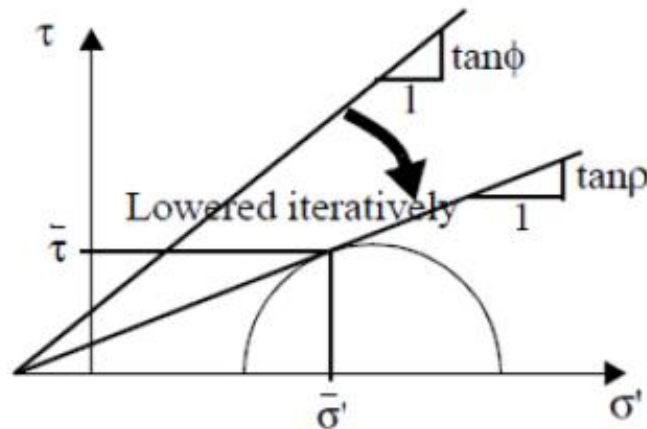
### 7.3.2 « $c\phi$ – reduksjon» for vurdering av sikkerhetsmargin

For å bestemme sikkerhetsfaktoren  $F$  for jordmaterialer i bruddgrensetilstanden benyttes en metode kalt « $c\phi$ -reduksjon». Dette betraktes som en sikkerhetsanalyse i elementmetodeprogrammet, og er en metode basert på styrkereduksjon av jordmaterialene helt til brudd oppstår, og en sikkerhetsfaktor beregnes i henhold til kravene i Eurokodene.  $c\phi$ -reduksjonen er metoden som benyttes i stabilitetsanalysen av skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva, og derfor vil denne nå presenteres i detalj.

Tradisjonelt sett er det fullt mulig å beregne en sikkerhetsfaktor mot brudd ved å sammenligne en eventuell bruddlast opp mot den virkelige lasten i tilfellet. Differansen mellom disse to ulike lastene vil da illustrere sikkerhetsmarginen mot brudd. Denne betraktningen støttes derimot ikke av Eurokodene, og ifølge (Nordal, 2016) er en dermed nødt til å benytte andre metoder for fremskaffelse av sikkerhetsfaktorer iht. reglene.

På bakgrunn av dette er nettopp metoden med  $c\phi$ -reduksjon et alternativ som tilfredsstillende Eurokodene. Dette er en metode som ifølge (Zheng, et al., 2008) allerede i 1975 ble benyttet av Olgierd Zienkiewicz, en britisk matematiker, sivilingeniør og spesialist på numeriske tilnærmelser i sammenheng med elementmetoden. Metoden har deretter blitt benyttet av mange i senere tid, med den fordel at erfaringene derfra er blitt satt opp mot den tradisjonelle likevektsmetoden.

I elementmetodeprogrammet PLAXIS baseres  $c\phi$ -reduksjonen på at materialstyrken i et jordmaterial reduseres, samtidig som at den opprinnelige lasten holdes konstant. Materialstyrken reduseres helt til jordmaterialet ikke har mulighet for å tåle lasten lengre. Dette kan dermed betraktes som et forholdstall mellom tilgjengelig skjærstyrke mot minste skjærstyrke nødvendig for likevekt. Figur 37 fra (Jostad, 2016) nedenfor illustrerer hvordan skjærstyrken  $\tau_f$  reduseres ned til skjærspenningen  $\tau$ , ved at friksjonen  $\tan\phi$  reduseres ned til mobilisert friksjon  $\tan\phi$ .



Figur 37: Prinsippet ved en  $c\phi$ -reduksjon (Jostad, 2016).

Figuren illustrerer hvordan bruddtaket for skjærstyrken nedsenkes inkrementelt, og som konsekvens av dette vil selve bruddkriteriet reduseres. Attraksjonen  $a$  holdes konstant gjennom hele styrkereduksjonen til store deformasjoner oppstår og  $c\phi$ -reduksjonen har nå oppdaget den mest kritiske bruddmekanismen for jordmaterialet (Nordal, 2015).

Når bruddet nå er nådd i  $c\phi$ -reduksjonen, vil elementmetodeprogrammet bestemme en sikkerhetsfaktor definert i henhold til tidligere definisjon:

$$F = \gamma_M = \frac{\tau_f}{\tau}$$

Ved styrkereduksjonen i elementmetoden vil det reduserte bruddkriteriet kunne medføre at enkelte spenninger overskrider dette bruddtaket. Det som da skjer er at naboelementene som fremdeles har kapasitet til å tåle høyere spenninger, omfordeler disse spenningene seg imellom. Dette kalles en iterasjonsprosess ifølge (Nordal, 2016), og i forbindelse med skråningsstabilitet f.eks. vil denne prosessen med inkrementell reduksjon av spenninger pågå helt til jordvolumet i skråningen blir fullstendig plastisk. Når jordvolumet til skråningen er nådd den plastiske tilstanden vil ikke elementene kunne omfordele spenningene mer til naboelementene, likevektstilstanden brytes og dermed vil bruddmekanismen for skråningen utvikles. Ved utviklingen av bruddmekanismen er stivheten i jordmaterialet lik null, og deformasjonene vil dermed kunne bli svært store mot slutten av styrkereduksjonen.

Metoden med  $c\phi$ -reduksjon er i store deler av litteraturen også beskrevet som *SSRT*, «Shear Strength Reduction Technique», og (Zhao, et al., 2014) presenterer en studie der metoden viser seg å være spesielt godt egnet der lineær Mohr-Coulomb modell og tilhørende bruddkriterium benyttes. Som presentert i kapittel 3 viser det seg nemlig at Mohr-Coulombs lineære bruddkriterium kan betraktes som et særskilt tilfelle av et ikke-lineært bruddkriterium, og at stabilitetsanalyser av skråninger viser slik ikke-lineær oppførsel. Stabilitetsanalyser av skråninger adlyder det lineære bruddkriteriet, noe som resulterer i at også den reduserte bruddmekanismen ved styrkereduksjonen tilfredsstiller det lineære Coulomb-kriteriet.

Andre studier refererer til metoden ved å kalle den *SRM*, «Shear Reduction Method», og blant annet (Cheng, et al., 2006) presenterer flere fordeler med bruken av metoden implementert i geotekniske elementmetodeprogrammer som f.eks. PLAXIS. Automatisk lokalisering av

bruddflater anses som en av de aller største fordelene med metoden. Den reduserte skjærstyrken vil sammen med utviklingen av skjærtøyninger danne bruddflaten som elementmetodeprogrammet fanger opp. Den neste fordelene som presenteres er det faktum at fordelingen av skjærkrefter krever ingen form for antagelser, og sist men ikke minst at metoden med skjærstyrkereduksjon er anvendelig for de fleste situasjoner, selv komplekse situasjoner. Selv om styrken i jordmaterialene reduseres vil metoden kunne gi informasjon angående deformasjoner, spenninger eller poretrykk dersom dette er av interesse.

Tidligere var en av utfordringene med metoden at den var svært tidkrevende, ved at det tok lang tid å gjennomføre analysen og kjøre beregningene. Heldigvis er programvaren på området betraktelig bedre nå til dags, noe som har gjort at  $c\phi$ -reduksjon egner seg godt som rutineanalyse og til prosjektering. For at metoden skal kunne brukes på mest hensiktsmessige måte, er det helt avgjørende at fornuftig jordmodell og jordparametere benyttes, at grenseforholdene i modelleringen er korrekt, og at bruddkriteriene er riktig definert (Cheng, et al., 2006).

Det er viktig å være klar over at sikkerhetsfaktorer fra elementmetodeprogrammer er tilnærmede verdier som ikke kan betraktes som fullstendig korrekt, men flere studier viser ifølge (Cheng, et al., 2006) stor korrelasjon mellom sikkerhetsfaktorer fra likevektsmetoder og ved bruk av  $c\phi$ -reduksjon i PLAXIS.

### 7.3.3 « $c\phi$ – reduksjon» for skråningsstabilitet ved bruk av PLAXIS 2D

Ved stabilitetsanalyser av skråninger og estimering av sikkerhetsfaktorer anses metoden med  $c\phi$ -reduksjon som svært nyttig. I følge (Nordal, 2016) er sikkerhetsfaktorer beregnet ved  $c\phi$ -reduksjon i elementmetodeprogrammer sammenfallende med sikkerhetsfaktorer beregnet gjennom håndberegninger. Men for at disse skal vise god overenstemmelse er det avgjørende at elementmetodeprogrammet får mulighet til å beregne en kvalitetsmessig og veldefinert sikkerhetsfaktor, ved at jordvolumet i skråningen får utviklet en tydelig plastisk bruddmekanisme gjennom nok antall laststeg i selve beregningen. Slike laststeg fungerer som lastinkrementer, og i PLAXIS kan en selv definere hvor mange laststeg, «load steps», simuleringen skal gjennomføre.

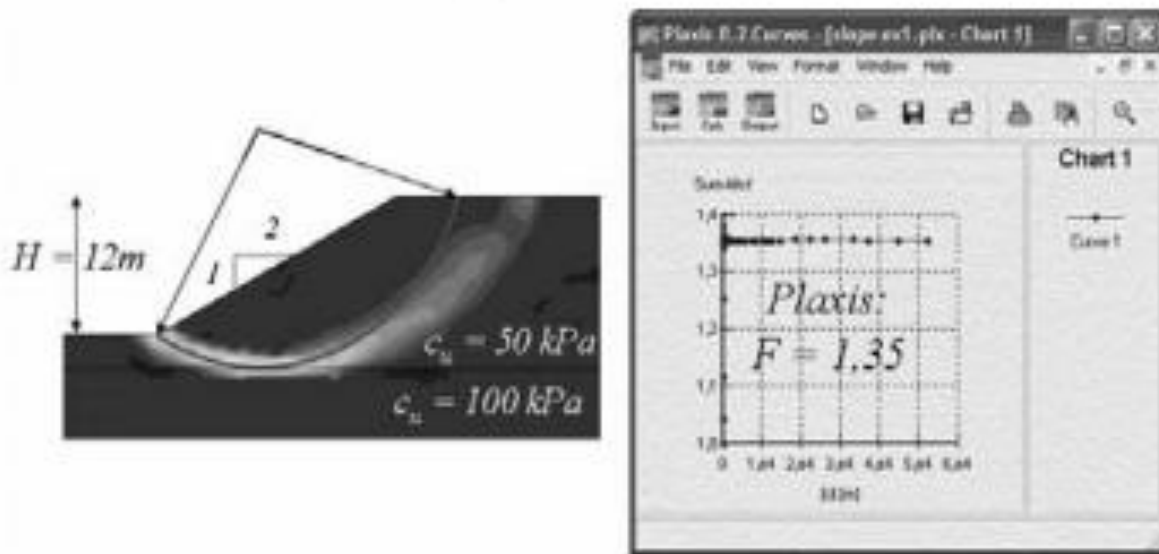
I PLAXIS er sikkerhetsfaktor  $F$  og materialfaktor  $\gamma_M$  definert gjennom en multiplikator for sikkerhetsfaktoren som baseres på forholdet mellom opprinnelig styrke og redusert styrke. Denne betegnes  $MSF$  ifølge (Nordal, 2016), og står for «Multiplier for Safety Factor».

Definisjonen er som følger:

$$\sum MSF = MSF = F = \gamma_M = \frac{\tan \phi}{\tan \rho}$$

For skråningsstabilitetsproblemer viser det seg at styrkeforløpet er ikke-lineært i  $(\sigma-\tau)$  – spenningsrommet, og at dette gjerne er tilfellet der jordmaterialene i skråningen opplever lav omslutningsspenning (Zhao, et al., 2014). En  $c\phi$ -reduksjon i et slikt tilfelle vil kunne bestemme kritisk glideflate på bakgrunn av styrkereduksjonen, skjærtøyningene og eventuelt deformasjonene i elementnettet i PLAXIS (Zheng, et al., 2008). Figur 38 nedenfor illustrerer et tenkt eksempel fra (Nordal, 2016) på hvordan en stabilitetsanalyse i PLAXIS kan

gjennomføres, med kritisk glideflate og resultatet fra  $c\phi$ -reduksjonen i form av en tilnærmet sikkerhetsfaktor  $F$ .



Figur 38:  $c\phi$ -reduksjon og håndberegning av sikkerhetsfaktor (Nordal, 2016).

Som figuren viser er sikkerhetsfaktoren for denne enkle skråningen beregnet til  $F = 1,35$  gjennom sikkerhetsanalysen ved  $c\phi$ -reduksjon. For å belyse at denne tilnærmede sikkerhetsfaktoren ikke er så langt unna resultatene fra en håndberegning med likevektsmetoden med stabilitetsdiagrammer, presenteres følgende utregning fra (Nordal, 2016):

Likevektsmetoden med stabilitetsdiagrammer:

$$F = N_0 \frac{S_u}{P_d} = 6,6 \frac{50}{12 * 20} = 1,375$$

Dette utvalgte eksempelet belyser godt det faktum at den tilnærmede sikkerhetsfaktoren for skråningen beregnet i PLAXIS ved  $c\phi$ -reduksjon ( $F = 1,35$ ), ikke er langt unna sikkerhetsfaktoren beregnet ved bruk av de tradisjonelle stabilitetsdiagrammene ( $F = 1,375$ ).

I situasjoner der jordmaterialene i skråningen skal samhandle med konstruksjoner, bygninger osv., er det ifølge (Nordal, 2016) viktig å være klar over at iterasjonen i  $c\phi$ -reduksjonen i PLAXIS kun reduserer styrken til selve jordmaterialet og ikke tilhørende konstruksjoner. Dette vil dermed kunne gi utfordringer i forbindelse med beregning av sikkerhetsfaktoren for skråning, spesielt dersom eventuelle konstruksjonselementer fremdeles opprettholder sin opprinnelige stivhet og styrke gjennom  $c\phi$ -reduksjonen. Som en konsekvens av dette vil beregnet sikkerhetsfaktor i PLAXIS kunne bli urealistisk stor, ved at konstruksjonselementene har mulighet til å overta etter at jordmaterialet har kollapset og gått til brudd.

Ved å gjennomføre kontrollberegninger med likevektsmetoden har en mulighet til å sjekke flere glideflater enn kun den mest kritiske som PLAXIS definerer. Dette anses som en av begrensningene i PLAXIS, ifølge (Cheng, et al., 2006). Mest sannsynlig vil det være flere

ulike glideflater i skråningen som kun er litt mindre kritisk, og som dermed også vil ha betydning for prosjekteringen. En kontrollberegning vil kunne avdekke eventuelle forskjeller, og være nyttig for at ingeniørmessige gode løsninger utføres. Det er ingen av disse metodene som er overordnet den andre, begge har begrensninger, men sammen utfyller de hverandre på en god måte.

Ifølge (Huang & Jia, 2008) kan  $c\phi$ -reduksjonen ved bruk av elementmetoden betraktes som en skjærstyrkereduksjon der jordstyrkeparameteren,  $c'$ , reduseres ved hjelp av en reduksjonsfaktor,  $F_t$ , for skjærstyrken. I studien deres presenteres følgende uttrykk:

$$c'_f = \frac{c'}{F_t} \text{ og } \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{F_t}\right)$$

For at brudd skal oppstå utføres det en inkrementell økning av reduksjonsfaktoren  $F_t$ , og idet jordmaterialet kollapser vil denne reduksjonsfaktoren teknisk sett være den globale minimalverdien for sikkerhetsfaktoren til kritisk glideflate i skråningen. (Huang & Jia, 2008) understreker også viktigheten av å velge gunstig iterasjonsprosess og hensiktsmessige inkrementelle økninger. Disse skal ikke utdypes mer i detalj, da grunnlaget bak forståelsen av metoden rundt  $c\phi$ -reduksjon i skråningsstabilitet nå er tilfredsstillende avdekket. Det som derimot er av betydning for prosjekteringen av skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva, er en gjennomgang av gjeldende regelverk rundt sikkerhetsfaktorer og stabilitetsvurderinger av skråninger. Med disse som utgangspunkt, kan prosjekteringen av skråningen utføres.

## 7.4 Regelverk

Som tidligere vist i kapittel 2 ligger prosjektområdet Fengselstomta – Nidelva i grenseområdene til en stor kvikkleiresone avdekket av NGI. Slike områder med kvikkleire og sprøbruddmateriale utgjør stort skadepotensiale for både mennesker, bygninger og eiendommer. Et eventuelt kvikkleireskred i området rundt prosjektområdet betraktes som vært alvorlig, og dette medfører at en rekke regler, lover og krav må tilfredsstilles dersom en eventuell utbygging på Fengselstomta på toppen av skråningen skal være mulig å gjennomføre.

Stabilitetsvurderingen rundt skråningen må blant annet tilfredsstillere Plan- og bygningsloven, Naturskadeloven, TEK 10, Eurokode- 0 og 7, samt NVEs veileder 7/2014. I denne masteroppgaven er det spesielt kravene til «prosentvis forbedring» i NVEs veileder 7/2014 som ligger til grunn for prosjekteringen og stabilitetsanalysene av skråningen.

De ulike reglene, lovene og kravene vil nå presenteres i dette kapitlet, med vekt på de retningslinjene som er aktuell for selve masteroppgaven.

### 7.4.1 Plan- og bygningsloven

Plan- og bygningsloven danner grunnlaget for all planlegging og byggesaksbehandling for alle tiltak i Norge, med unntak av rørledninger i sjø for transport av petroleum. Følgende sitat er direkte hentet og beskrevet i § 1-6: «Med tiltak etter loven menes oppføring, riving, endring, herunder fasadeendringer, endret bruk og andre tiltak knyttet til bygninger,

*konstruksjoner og anlegg, samt terrenginngrep og opprettelse og endring av eiendom, jf. § 20-1 første ledd bokstav a til m» (Regjeringen, 2009).*

## 7.4.2 Naturskadeloven

Lov om sikring mot naturskader. Areal truet av naturskade er regulert i § 20-22 (Lovdata, 1995).

## 7.4.3 TEK 10

Iht. til norsk forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK 10), med hjemmel i plan- og bygningsloven, er det i dag satt krav til sikkerhet mot skred iht. § 7-3. Sikkerhet mot skred: *«Kravene i forskriften gjelder alle typer skred, herunder skred i fast fjell (fjellskred og steinsprang), i løsmasser (jordskred, flomskred og kvikkleireskred) og i snø (løssnøskred, flakskred og sørpeskred). Kravene i forskriften gjelder også sekundærvirkninger av skred».* Sitatet er direkte hentet fra (Direktoratet for Byggkvalitet, 2016).

## 7.4.4 Eurokode 0 og Eurokode 7

- Eurokode 0: NS-EN 1990: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*
- Eurokode 7: NS-EN 1997: *Geoteknisk prosjektering*

Gjennom Eurokodene reguleres det norske regelverket for prosjektering av konstruksjoner og anlegg. I TEK 10 er dette forankret gjennom § 10-2 Konstruksjonssikkerhet 3.ledd, direkte sitert: *«Grunnleggende krav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet, herunder grunnforhold og sikringstiltak under utførelse og i endelig tilstand, kan oppfylles ved prosjektering av konstruksjoner etter Norsk Standard NS-EN-1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og underliggende standarder i serien NS-EN-1991 til NS-EN-1999, med tilhørende nasjonale tillegg»* (Direktoratet for Byggkvalitet, 2016).

I Eurokode 7, også omtalt som NS-EN 1997-1:2004+NA:2008, defineres kravene til geoteknisk prosjektering på bakgrunn av tre ulike geotekniske kategorier:

- Punkt 2.1: *«Geoteknisk kategori 1 bør inkludere små og relativt enkle konstruksjoner»*
- Punkt 2.1: *«Geoteknisk kategori 2 bør omfatte konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold»*
- Punkt 2.1: *«Geoteknisk kategori 3 bør omfatte konstruksjoner eller deler av konstruksjoner som faller utenfor grensene for geoteknisk kategori 1 og 2»*

Utbyggingen på Fængselstomta er per dags dato planlagt som en del av NTNU-Campus, med oppføring av et bygg for «Kunst, Arkitektur og Musikk» i et område med sprøbruddmateriale og kvikkleire. Etter Eurokode 7 tilsvarer dette *geoteknisk kategori 2 eller 3*.

I henhold til Byggesaksforskriften (SAK 10), § 9-4 Tabell 2 «Kriterier for tiltaksklasseplassering for prosjektering», plasseres denne utbyggingen i *tiltaksklasse 3* (Direktoratet for Byggkvalitet, 2016).

Ved geoteknisk prosjektering i Norge benyttes dimensjoneringsmetode 3 iht. Eurokode 7, med unntak for prosjektering av peler. Prosjektering med denne dimensjoneringsmetoden og



tilhørende partialfaktor for laster og materialfasthet er forklart i tabell NA.A.4 i Eurokode 7, der sett M2 er gjeldende (Statens vegvesen , 2014 (b)).

**Tabell 8: Minimumsverdier for materialfaktor  $\gamma_M$  (Statens vegvesen , 2014 (b))**

Jordparameter	Symbol	Sett <sup>b,c,d</sup>	
		M1	M2
Friksjonsvinkel <sup>a</sup>	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Effektiv kohesjon	$\gamma_c$	1,0	1,25
Udrenert skjærfasthet	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Enaksial fasthet	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Tyngdetetthet	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

<sup>a</sup> Denne faktoren gjelder for  $\tan \varphi'$   
<sup>b</sup> Hvor det er mer ugunstig skal karakteristisk fasthet av jord multipliseres med partialfaktoren.  
<sup>c</sup> Partialfaktoren økes ut over ovenstående verdier når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddsmaterialer ansees å være tilstede og når det kreves for å bringe den i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den forliggende problemstilling.  
<sup>d</sup> Ved analyse av områdestabilitet slik forholdende framstår uten prosjekterte tiltak kan det hende at en vil finne en lavere partialfaktor enn ovenstående krav. Slike tilfeller vurderes i forhold til skredfare og områdestabilitet. Det vil normalt forutsettes at det prosjekterte tiltak gjennomføres på en måte som gir uendret eller økt partialfaktor og slik at faktorer som kan utløse brudd eller skred unngås.

Sett M2 i kolonnen til høyre benyttes for kontroll av bruddgrensetilstanden, og ifølge Eurokode 7 skal stabilitetsanalyser kontrolleres i bruddgrensetilstanden. Dette betyr med andre ord at stabilitetsanalysen må ifølge Eurokode 7 påvise at:

**Tabell 9: Krav til materialfaktor for skråningen i drenert- og udrenert tilstand.**

<i>Minste partialfaktor for jordparametere i <b>drenert tilstand</b></i>	$\gamma_M \geq 1,25$
<i>Minste partialfaktor for jordparametere i <b>udrenert tilstand</b></i>	$\gamma_M \geq 1,40$

#### 7.4.4.1 Bruddgrensetilstanden i Eurokode 7

Sikkerheten for en skråning påvirkes av partialfaktoren, og det er derfor viktig at denne tar hensyn til hvordan styrken er bestemt, hvordan bruddmekanismen utvikler seg, og hva anerkjent praksis er. I tabell 8 ovenfor fra Eurokode 7 står det i tilleggskommentar *c*) at dersom progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer er tilstede, økes materialfaktoren  $\gamma_M$  utover kravene i tabell 8. Det som derimot ikke kommer frem her er eventuelt hvor stor denne økningen eller forbedringen skal være.

Tilleggskommentar *d*) sier at det er fullt mulig at beregnet materialfaktor  $\gamma_M$  viser seg å være lavere enn kravene gitt i tabell 8, og at det dermed forutsettes at prosjekterte tiltak gir uendret eller økt materialfaktor, for at brudd unngås.

#### 7.4.5 NVEs veileder 7/2014 – «Sikkerhet mot kvikkleireskred»

Sikkerheten ved stabilitetsberegninger av skråninger i kvikkleireutsatte områder som Fengselstomta – Nidelva skal også tilfredsstillere kravene gitt i NVEs veileder 7/2014. Denne veilederen tar høyde for vurderinger av områdestabilitet og utbygging i områder med kvikkleire og sprøbruddmaterialer. Dette betyr at veilederen beskriver krav til sikkerhet ved utbygging i slike områder, samt hvordan kravene skal tilfredsstilles gjennom stabilitetsberegninger og analyser (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).

I veilederen presenteres det en metode basert på «prosentvis forbedring», som kort oppsummert går ut på at dersom beregnet sikkerhetsfaktor ved stabilitetsanalyser for skråningen før utbygging viser tegn på å ikke tilfredsstillere kravene som tidligere er presentert, kan det tillates at det gjennomføres stabiliserende topografiske tiltak som forbedrer stabiliteten og dermed øker sikkerhetsfaktoren etter utbygging. Ved å dokumentere at sikkerhetsfaktoren ikke forverres i noen av fasene i byggeprosessen til de topografiske tiltakene, vil en kunne godta at sikkerhetsfaktoren for tilstanden etter utbygging er lavere enn kravene i Eurokodene, gitt at kravet til prosentvis forbedring er tilfredsstillt. En er ifølge (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014) altså nødt til å beregne og dokumentere sikkerhetsfaktoren både før og etter forbedrende tiltak er gjennomført.

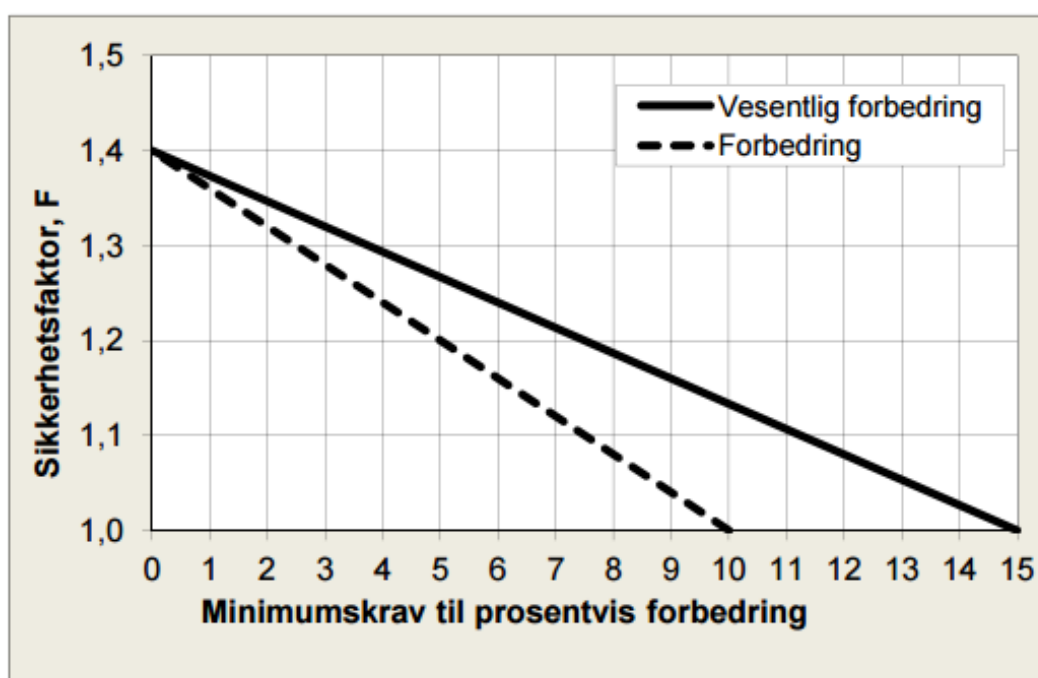
Ved å utføre stabilitetsanalyser av skråningen kan en sammenligne sikkerhetsfaktoren  $F$  for kritisk glideflate før og etter tiltaket. For at kravet til prosentvis forbedring skal kunne defineres, er en først nødt til å klassifisere prosjektet innenfor fem ulike tiltakskategorier, presentert i tabeller i veilederen. I vedlegg B presenteres hele tabell 5.2, mens nedenfor i tabell 10 presenteres et utsnitt at tiltakskategorien prosjektet Fengselstomta – Nidelva er plassert i, nemlig tiltakskategori K4 (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).

TABELLXX: Skråningen ned fra Fengselstomta – Nidelva plasseres i tiltakskategori K4 (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).

Tabell 10: Skråningen plasseres i tiltakskategori K4 (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).

<p><b>K4:</b> Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold enn tiltak i K3 samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner.</p> <p>Eksempler er mer enn to eneboliger /fritidsboliger, rekkehus/boligblokk, bolig- og hyttefelt, skole og barnehage, sykehjem, større næringsbygg, kontorbygg, idretts- og industrianlegg, større utendørs publikumsanlegg, lokale beredskapsinstitusjoner.</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet <math>F \geq 1,4</math> eller</p> <p>b) Forbedring hvis <math>F &lt; 1,4</math>, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet <math>F \geq 1,4</math> eller</p> <p>b) Vesentlig forbedring hvis <math>F &lt; 1,4</math>, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>
--	---	---

I henhold til tabellen betyr dette at dersom beregnet sikkerhetsfaktor i stabilitetsberegningene før utbygging viser seg å være mindre enn 1,4, ( $F < 1,4$ ), må kravet til «vesentlig forbedring» i figur 39 nedenfor tilfredsstilles gjennom topografiske tiltak eller bruk av lette masser.



Figur 39: Minimumskrav til prosentvis forbedring (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).

Denne figuren viser at dersom initial sikkerhetsfaktor for skråningen beregnes til  $F = 1,0$ , er kravet til prosentvis vesentlig forbedring hele 15 %. Dersom topografiske stabiliseringstiltak eller lette masser benyttes, betyr dette at etter ferdig utbygging skal det kunne dokumenteres en ny sikkerhetsfaktor  $F = 1,15$  som minimumskrav.

Kort oppsummert er sikkerheten for den naturlige skråning fra Fengselstomta til Nidelva tilfredsstilt dersom:

- Sikkerhetsfaktor for områdestabiliteten  $F \geq 1,4$  i utgangspunktet for initialtilstanden
- Sikkerhetsfaktor for områdestabiliteten tilfredsstiller «prosentvis vesentlig forbedring»
- Dokumenterer at det ikke oppstår «forverring» etter utbygging i forhold til før utbygging
- Sikkerhet mot skred ivaretas gjennom hele byggefasen

NVEs veileder 7/2014 anbefaler at aktiv skjærstyrke i sprøbruddmateriale og kvikkleire reduseres med 15 % i stabilitetsberegningene og analysene (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).

Med dette reglementet til grunn, og all tidligere teori, er grunnlaget lagt for prosjekteringen, modelleringen og stabilitetsberegningen av selve skråningen.

# 8. PROSJEKTERING & DIMENSJONERING AV SKRÅNINGEN

---

## 8.1 Tidligere grunnundersøkelser og forutsetninger

Det er lagt vekt på grunnundersøkelsene som er utringet i borplanen i vedlegg A for tolkningen av lagdelingen til skråningen. Disse undersøkelsene og rapportene viser ulike resultater for lagdeling og grunnvannsnivå, og flere av de er utført ved bruk av ulike boremetoder og sonderinger. Det er i stor grad forsøkt å sammenligne de ulike grunnundersøkelsene, og det er forsøkt å tolke lagdelingen så detaljert og nøye som mulig.

Ved bestemmelse av materialparameterne er det lagt ekstra stor vekt på de nyeste grunnundersøkelsene gjennomført av Multiconsult ASA. Prosjekteringen, stabilitetsanalysene og beregningene vil til dels kunne betraktes som en tredjepartskontroll ved bruk av elementmetodeprogrammet PLAXIS.

Ved presentasjon av diagrammer og grafer for valg av parametere, er det i noen tilfeller gjort sammenlikninger med resultatene Multiconsult har i sine rapporter. Resultatene fra Multiconsult er fra to borpunkt, der det ene er nede ved Nidelva og det andre oppe ved Fengselstomta. Disse er markert i borplanen i vedlegget nevnt ovenfor.

## 8.2 Tolkning av skråningens lagdeling

På bakgrunn av de tidligere grunnundersøkelsene beskrevet i kapittel 2 ovenfor, kan det konkluderes med at det er en rekke grunnundersøkelser som er gjennomført både i felt og på laboratoriet for prosjektområdet fra Fengselstomta ned til Nidelva.

Det er blitt brukt mye tid på tolkningen av lagdelingen, slik at denne ville oppnå stor grad av kvalitet. I forhold til Multiconsult sin prosjektering og tolkning av lagdelingen, er det flere ulikheter ved prosjertert lagdeling i denne masteroppgaven, blant annet et gjennomgående sandlag gjennom sprøbruddmaterialet og kvikkleiren, samt sammenblandingen av sand og leire i midtre del av skråningen. Det viser seg i stor grad at jordmaterialene i skråningen består av inhomogene og svært lagdelte løsmasser. Etersom ingen nye grunnundersøkelser er gjennomført i denne masteroppgaven, er det bare rett og rimelig at noe av lagdelingen sammenfaller til en viss grad med Multiconsult sine vurderinger. I vedlegg C presenteres en stor andel av feltundersøkelsene som ligger bak tolkningen.

### 8.2.1 Lagdeling i skråningen

I denne delen vil det gjennomføres en relativt detaljert gjennomgang av de ulike lagene som er tolket for Fengselstomta og skråningen ned til Nidelva, med tykkelser og definerte koter både oppe ved Fengselstomta, ved skråningstoppen, midtre del av skråningen, og nede ved bunnen av skråningen. Dette er oppsummert i tabell 11.

Dersom en først starter fra toppen av lagdelingen, og tolker seg nedover i dybden er følgende lagdeling tolket:

### 8.2.1.1 Stein, grus og sand (antatt fyllmasser) og motfylling i bunn av skråning

Generelt sett viser lagdelingen at de øvre massene gjennom hele skråningen og opp til Fengselstomta består av stein, grus og sand. Disse massene har i flere av de tidligere rapportene blitt tolket som mulige fyllmasser. Fra tidligere CPTU-undersøkelser resulterer massene i relativt høy spissmotstand, men varierende sidefriksjon. På bakgrunn av sidefriksjonen betraktes laget som lite dilatant. Tykkelsen av dette laget varierer stort sett gjennom hele skråningen, og er tolket å være om lag 8-10 meter tykt oppe ved Fengselstomta i kote +19,35 til kote +21,20, 4-5 meter tykt ved skråningstoppen i kote +17 og ned skråningen, og kun et tynt sjikt i bunn av skråningen i kote -2,15. Grunnen for at dette laget er så tynt i bunn av skråningen mot Nidelva, er på grunn av en motfylling som ble plassert der rundt midten av 1960-årene. Denne motfyllingen er ca. 4,5 meter tykk på sitt tykkeste, og den dag i dag ligger det to gang- og sykkelveger i forskjellige nivåer på toppen av denne fyllingen. Motfyllingen starter i kote -2,30 og strekker seg opp til kote +6,0 på sitt høyeste. Toppen av vannoverflaten til Nidelva er modellert som kote 0,0, og på sitt dypeste i modellen er Nidelva 4 meter dyp i henhold til dybdeprofilen i kapittel 2 tidligere i masteroppgaven.

### 8.2.1.2 Siltlag

Nedenfor både Nidelva, motfyllingen og de antatte fyllmassene er det tolket et gjennomgående siltlag av varierende tykkelse, med til dels dilatant oppførsel. Dette er tolket på bakgrunn av varierende spissmotstand, noe sug i poretrykket og høy sidefriksjon. Oppe ved Fengselstomta er siltlaget tolket å være 1,5 meter tykt lengst sør på Fengselstomta i kote +9 til kote +10,5, med økende tykkelse nordover der laget går over til å bli 2,5 meter tykt i kote +7,5 til kote +10,0. Ved skråningstoppen er tilsvarende siltlag ca. 5 meter tykt i kote +6,0 til kote +11,0, med en markant reduksjon i tykkelse nedover selve skråningen, der siltlaget er nærmere 2 meter tykt. I bunn av skråningen under motfyllingen er siltlaget 4,2 meter tykt fra kote -2,3 til kote -6,5.

### 8.2.1.3 Varierende blanding av et sandlag og et leirelag

Under siltlaget er det svært varierende resultater fra de tidligere grunnundersøkelsene, der flere viser tendenser til at det er et rent sandlag med relativt stor spissmotstand, mens andre viser tydelige tegn på at det er et leirelag med lav spissmotstand og sidefriksjon. Det er derfor blitt tolket at det neste laget er en blanding av disse, der sanden og leiren blander seg sammen på en slik måte at de kveiler seg sammen. I rapport R.0366 er det ikke påvist noe leire i denne dybden rett under skråningstoppen, men at massene her domineres av sandlaget. Under selve Fengselstomta er disse to lagene med sand og leire adskilt ved at sandlaget ligger ovenfor leirelaget. Mot bunn av skråningen forsvinner dette sandlaget, mens leirelaget fortsetter under Nidelvas bredder. I rapport 660200 fra Rambøll er leiren mot bunnen av skråningen tolket som tidligere skredmasser.

Sandlaget under Fengselstomta er tolket å være 1,5-2,5 meter tykt, også her viser laget tendenser til å være tynnast lengst sør på Fengselstomta, med økende tykkelse nordover mot selve skråningen. Lengst sør på tomte ligger sandlaget i kote +7,5 til kote +9,0, mens lengst nord på tomte er tilsvarende sandlag tolket å ligge i kote +5,0 til kote +7,5. Ved skråningstoppen er sandlaget tolket å være relativt tykt, med tykkelse ca. 4,7 meter fra kote

+1,6 til kote +6,3. I midtre del av skråningen forsvinner dette sandlaget mer og mer, og ved bunn av skråningen er det leirelaget som dominerer.

Leirelaget er oppe på Fengselstomta tolket å være 3,5 meter tykt lengst sør på tomta i kote +4,0 til kote +7,5. Lengst nord er samme leirelaget tolket å være 2,0 meter tykt i kote +3,0 til kote +5,0. Ved toppen av skråningen er det som nevnt sandlaget som dominerer, mens leirelaget ligger nedenfor dette sandlaget. I midtre del av skråningen der sandlaget ikke er like dominerende, er leirelaget tolket å være 5 meter tykt i kote -4,0 til kote +1,0. I bunn av skråningen og under Nidelva grenser leirelaget til siltlaget tidligere nevnt, og har tykkelse 1,5 meter i kote -8,0 til kote -6,5.

#### 8.2.1.4 Sprøbruddmateriale og tynt gjennomgående sandlag

I underkant av det vekslende sand- og leirelaget er jordmaterialet tolket å være sprøbruddmaterialer med omrørt skjærstyrke,  $S_{ur} < 2,0$  kPa og sensitivitet,  $S_t > 15$ . Laget har lav sidefriksjon og spissmotstand, og svært høyt poretrykk. Sprøbruddmaterialene blir delt av et tynt og gjennomgående siltig sandlag som gjør at tolkninger er to ulike lag med sprøbruddmaterialer, ett lag ovenfor sandlaget og ett lag nedenfor. Sprøbruddmaterialet dominerer i bunn- og midtre del av skråningen, men strekker seg likevel helt opp til lengst nord på Fengselstomta, der laget er tolket å stoppe. Tolkningen av dette som sprøbruddmateriale er basert på Multiconsult sine felt- og laboratorieforsøk i bunn av skråningen nede ved Nidelva. I midtre del av skråningen er lagene med sprøbruddmaterialer tolket å være henholdsvis 5 og 3 meter tykt, der det øverste laget er tykkest. Sprøbruddmaterialelag 1 ligger i kote -8,0 til kote -3,0, mens sprøbruddmaterialelag 2 ligger i kote -13,0 til kote -10,0. Dette betyr at sandlaget er 2 meter tykt i midtre del av skråningen, og ligger da mellom disse to lagene med sprøbruddmaterialer. Sandlaget er gjennomgående for hele modellen, med lite varierende tykkelse fra 1,5-2,0 meter. I bunn av skråningen er sprøbruddmaterialelag 1 ca. 3 meter tykt i kote -11,0 til kote -8,0, mens sprøbruddmaterialelag 2 ca. 1,5 meter tykt i kote -14,0 til kote -12,5.

#### 8.2.1.5 Kvikkleire og tynt gjennomgående sandlag

Kvikkleire med omrørt skjærstyrke,  $S_{ur} < 0,5$  kPa er også gjennomgående for hele modellen, og dette laget er tolket å ha svært stor mektighet. Dette laget utviser svært lav sidefriksjon og spissmotstand, og økende poretrykk med dybden. Dette bekreftes i rapport R.0366. Under Fengselstomta deles kvikkleirelaget opp av det samme gjennomgående sandlaget som er tolket for sprøbruddmaterialene. Sandlaget er fremdeles 2 meter tykt, og gjør at kvikkleiren kan deles inn i to lag denne også. Kvikkleirelag 1 er tolket å være i underkant av 7,5 meter tykt under selve Fengselstomta, i kote +3,5 til kote -4,0. Kvikkleirelag 2 er tolket å være 6 meter tykt, og ligger under sandlaget i kote -6,0 til kote -12,0. Fra diagrammet med prøveserier fra Multiconsult, utviser kvikkleirelaget høy sensitivitet i jordmaterialet.

Under midtre del og bunn av skråningen viser kvikkleirelaget klare tendenser til å øke i mektighet nordover mot Nidelva. Mektigheten er tolket å være hele 22 meter tykt i midtre del av skråningen i kote -13,0 til kote -35,0, og opp til 26 meter tykt i bunn av skråningen i kote -14,0 til kote -40,0.

### 8.2.1.6 Fastere masser

Nedenfor kvikkleirelaget er det påtruffet fastere masser ifølge (Multiconsult ASA, 2017), og dette er modellert som det nederste laget i PLAXIS-modellen. Dette laget har relativt lite å si for selve skråningsstabiliteten til skråningen, da kritisk glideflate umulig kan gå så dypt som dette. Laget fungerer derimot godt som randbetingelse i elementmetodeprogrammet.

De geometriske dataene for modelleringen i PLAXIS er presentert i vedlegg D.

### 8.2.2 Tabell over tolket lagdeling, tykkelser og koter

Lagdelingen for skråningen viser seg å være svært komplisert og lagdelt, det er derfor hensiktsmessig å oppsummere dette i en tabell:

**Tabell 11: Tolket lagdeling for skråningen.**

<b>Tolket lagdeling</b>	<b>Ved Fengselstomta</b>	<b>Topp- og midtre del av skråningen</b>	<b>Bunn av skråningen ved Nidelva</b>
<i>Stein, grus og sand (antatt fyllmasse)</i>	<ul style="list-style-type: none"><li>• 8-10 meter tykt</li><li>• Kote +21,2 til +19,35</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• 4-5 meter tykt, synkende</li><li>• Kote +17,0 til +13,0</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Tynt sjikt</li><li>• Kote -2,15</li></ul>
<i>Motfylling</i>	-	-	<ul style="list-style-type: none"><li>• Ca. 4,5 meter tykt</li><li>• Kote +6,0 til -2,3</li></ul>
<i>Siltlag</i>	<ul style="list-style-type: none"><li>• 1,5 meter tykt lengst sør</li><li>• Kote +10,5 til +9,0</li><li>• 2,5 meter tykt lengst nord</li><li>• Kote +10,0 til +7,5</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• 5 meter tykt, synkende</li><li>• Kote +11,0 til +6,0</li><li>• 2 meter tykt i midtre del</li><li>• Kote +6,0 til +4,0</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• 4,3 meter tykt</li><li>• Kote -2,3 til -6,5</li></ul>
<i>Sandlag</i>	<ul style="list-style-type: none"><li>• 1,5-2,5 meter tykt</li><li>• Kote +9,0 til +7,5 lengst sør</li><li>• Kote +7,5 til +5,0 lengst nord</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• 4,7 meter tykt, synkende</li><li>• Kote +6,3 til +1,6</li></ul>	-
<i>Leirelag</i>	<ul style="list-style-type: none"><li>• 3,5 meter tykt</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• 5 meter tykt i midtre del</li><li>• Kote +1,0 til -4,0</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• 1,5 meter tykt</li><li>• Kote -6,5 til -8,0</li></ul>



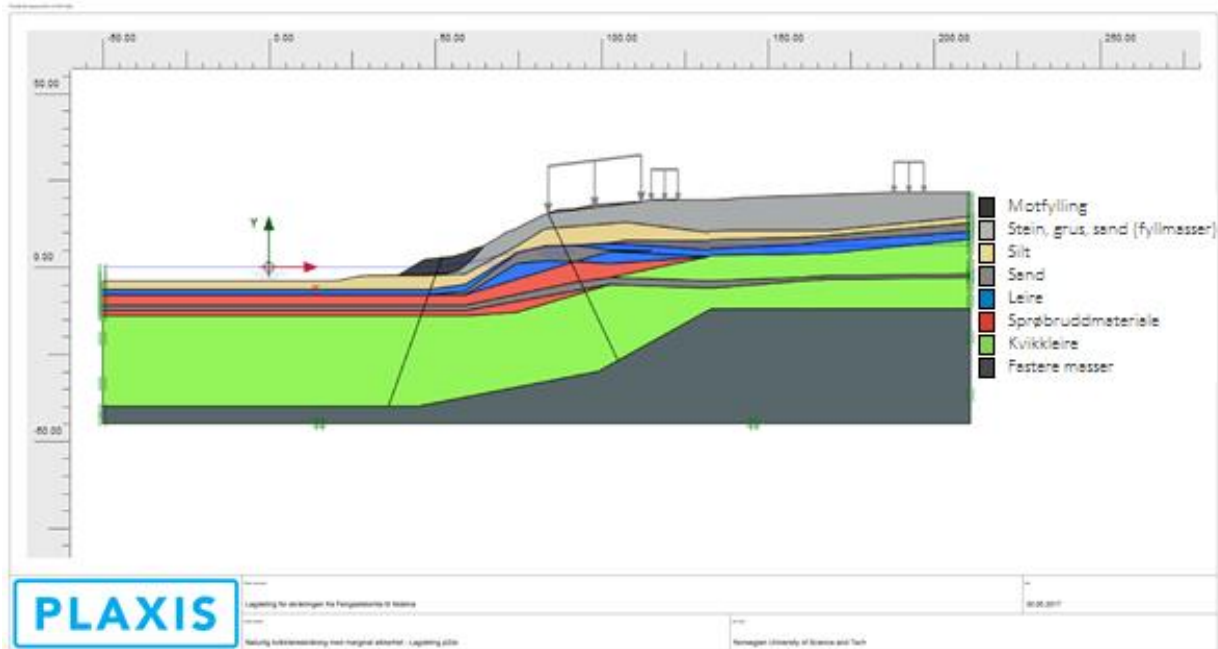
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Kote +7,5 til +4,0 lengst sør</li> <li>• 2,0 meter tykt</li> <li>• Kote +5,0 til +3,0 lengst nord</li> </ul>		
<i>Sprøbruddmateriale</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tynt lag lengst nord</li> <li>• Kote +3,0</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Øverste laget er 5 meter tykt</li> <li>• Kote -3,0 til -8,0</li> <li>• Nederste laget er 3 meter tykt</li> <li>• Kote -10,0 til -13,0</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Øverste laget er 3 meter tykt</li> <li>• Kote -8,0 til -11,0</li> <li>• Nederste laget er 1,5 meter tykt</li> <li>• Kote -12,5 til -14,0</li> </ul>
<i>Sandlag</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 2 meter tykt</li> <li>• Kote -4,0 til -6,0</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 2 meter tykt</li> <li>• Kote -8,0 til -10,0</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 1,5 meter tykt</li> <li>• Kote -11,0 til -12,5</li> </ul>
<i>Kvikkleire</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Øverste laget 7,5 meter tykt</li> <li>• Kote +3,5 til -4,0</li> <li>• Nederste laget 6 meter tykt</li> <li>• Kote -6,0 til -12,0</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 22 meter tykt</li> <li>• Kote -13,0 til -35,0</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 26 meter tykt</li> <li>• Kote -14,0 til -40,0</li> </ul>
<i>Fastere masser</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 33 meter tykt</li> <li>• Kote -12,0 til -45,0</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 10 meter tykt</li> <li>• Kote -35,0 til -45,0</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 5 meter tykt</li> <li>• Kote -40,0 til -45,0</li> </ul>

### 8.2.3 Grunnvannsnivå og poretrykksfordeling med dybden

Basert på poretrykksmålingene gjort av Multiconsult i borpunkt 1 på Fengselstomta, samt målingene presentert i rapport 660200 fra Rambøll på Fengselstomta, Kristoffer Kåsin sitt prosjektarbeid i 2009 og rapport R.0366 fra Trondheim kommune for skråningstoppen, er grunnvannsnivået tolket å ligge ca. 13 m under dagens terreng oppe ved Fengselstomta, i kote +6,35. Poretrykksmålingene fra Multiconsult viser tegn til en underhydrostatisk poretrykksfordeling med dybden. I prosjekteringen og tolkningen av lagdelingen er poretrykksfordelingen satt som hydrostatisk med dybden, og geometriske verdier for opptegnet grunnvannsnivå er gitt i vedlegg D.

## 8.2.4 Opptegnet lagdeling i PLAXIS 2D

Basert på de geometriske verdiene sammen med tolkningen av lagdeling og grunnvannsnivå, kan følgende modell fra PLAXIS 2D presenteres i figur 40. I vedlegg E er samme modell opptegnet i større format.



**Figur 40: Prosjektert lagdeling med dagens lastsituasjon i PLAXIS 2D.**

Som figur 40 viser er jordmaterialene i skråningen svært lagdelt og inhomogen. Den modellerte skråningen viser lagdelingen i form av fargekoder, og grunnvannsnivået er tegnet inn i modellen. Nidelvas vannoverflate er definert i kote 0,0, mens totalhøyden til skråningen kan grovt sett tolkes å være ca. 23 meter høy. Når lagdelingen nå er tolket er det hensiktsmessig å definere hvordan jordmodellen i PLAXIS skal defineres på bakgrunn av valgt Mohr-Coulomb modell.

## 8.3 Mohr-Coulombs jordmodell i PLAXIS 2D

For prosjekteringen og modelleringen av skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva, er Mohr-Coulombs jordmodell valgt som grunnlag. Denne egner seg for problemstillingen rundt stabiliteten til skråningen, da dette er en modell som gjør det oversiktlig og lettere å forstå jordoppførselen gjennom stabilitetssimuleringen. Det er ingen tvil om at jordmaterialene spiller en dominerende rolle ved stabilitetsvurderingene, og ved bruk av Mohr-Coulomb kan sikkerhetsfaktorer enkelt beregnes i PLAXIS.

Som beskrevet i teorien i kapittel 3 er en av fordelene med Mohr-Coulomb modellen at det er få inngangsdata av jordparametere som er nødvendig for å kunne simulere en stabilitetsberegning. Likevel er det derfor ekstra viktig at disse parameterne er av kvalitetsmessig høy standard, og at gode ingeniørmessige betraktninger ligger til grunn for valg av materialparametere.

Ved bruk av Mohr-Coulomb modellen i PLAXIS 2D skal både en udrenert korttidstilstand og en drenert langtidstilstand for skråningen analyseres. Dette er to ulike analysemetoder av

skråningsstabiliteten, der udrenert korttidsstilstand baseres på totalspenningsbasis, mens drenert langtidstilstand på effektivspenningsbasis. Sikkerheten mot brudd og utglidning av skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva skal med andre ord beregnes både for dagens situasjon med drenert jordoppførsel, og for udrenert jordoppførsel i forbindelse med utbyggingen av Fengselstomta og eventuelle topografiske tiltak i forbindelse med stabilisering av skråningen dersom dette viser seg å være nødvendig.

### 8.3.1 Drenert langtidstilstand, effektivspenningsbasis og $\alpha\phi$ -analyse

Dagens stabile situasjon for skråningen betraktes som en drenert tilstand, der en eventuell bruddutvikling er på grunnlag av prosesser som har foregått over lang tid. En analyse av dagens situasjon skal derfor utføres på effektivspenningsbasis. Denne analysemetoden kalles «Drained Mohr Coulomb» i PLAXIS, og krever kun et fåtall av inngangsparametere.

En slik type effektivspenningsanalyse er velegnet dersom materialene i skråningen betraktes som drenerende materialer, f.eks. friksjonsmasser som sprengstein, grus, sand og grov silt. Naturlige skråninger er situasjoner der drenerte analyser skal gjennomføres dersom ingen form for aktivitet eller tiltak gjennomføres. Over tid kan stabiliteten til naturlige skråninger svekkes på bakgrunn av sedimentering, ionebytting, saltutvasking eller erosjon (Statens vegvesen, 2014 (b)). Spenningstilstanden kan dermed betraktes som stasjonær og  $\alpha\phi$ -analysen tas i bruk. Slike langtidsanalyser kan også utføres på leirematerialer ifølge (Duncan, et al., 2014), men da blir poretrykket en vesentlig del av problemstillingen, og langtidsanalysen vil analysere forholdene etter at en eventuell konsolidering eller svelling er ferdig.

En utgraving er en typisk problemstilling der drenert  $\alpha\phi$ -analyse bør brukes ettersom endringer vil kunne betraktes som mest kritisk etter lang tid. Også avlastning og pålasting av skråningen vil kunne medføre drenert jordoppførsel, dersom permeabiliteten i materialene er høy slik at en unngår å skape poreovertrykk i materialene (Statens vegvesen, 2014 (b)).

### 8.3.2 Udrenert korttidstilstand, totalspenningsbasis og $S_u$ -analyse

Når bruddsituasjoner skjer ved udrenert påvirkning skal analysen utføres på totalspenningsbasis ved bruk av en udrenert  $S_u$ -analyse. Udrenert tilstand kan oppstå ved f.eks. pålasting, oppfylling eller avlastning, endring av geometri, endret grunnvannsnivå og vannstand pga. ekstrem nedbør, eller påføring av overflatelaster. Jordoppførselen vil i slike situasjoner opptre udrenert, iht. teorien i kapittel 4 tidligere i masteroppgaven. I situasjoner med topografiske endringer i form av pålasting eller avlastning det skapes et poreovertrykk i materialene (Statens vegvesen, 2014 (b)). Dette på bakgrunn av at materialene gjerne er lavpermeable, eller at belastningen skjer i form av midlertidige eller dynamiske laster (Bæverfjord, u.d.).

Belastningssituasjonen er avgjørende for hvordan jordmaterialene oppfører seg. Normalt sett betraktes sand, grus og stein som drenerende masser, mens leirematerialer stort sett viser udrenert jordoppførsel. Det er i teorien mulig å benytte en udrenert  $\alpha\phi$ -analyse med hurtige lastendringer ifølge (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014), men dersom dette tas i bruk er en helt avhengig av å ta hensyn til sprøbruddoppførsel, anisotropi, samt hvordan

oppbyggingen av poretrykket foregår ved de ulike formene for brudd. Sprøbruddoppførsel og anisotropi er også faktorer som må betraktes ved udrenert  $S_u$ -analyse.

Utløsende bruddårsak for en naturlig skråning med kontraktante masser kan i mange tilfeller betraktes som relativt brå, og da sier en ifølge (Statens vegvesen, 2014 (b)) at skråningen går til udrenert brudd og blir ustabil.

Ved gjennomføring av utbyggingen av Fengselstomta med belastning av nytt bygg, eller eventuelle topografiske stabiliseringstiltak, skal det gjennomføres en udrenert korttidsanalyse på totalspenningsbasis i PLAXIS 2D. Denne analysemetoden er valgt som «Undrained (C) Mohr Coulomb», og bakgrunnen for dette er at denne dreneringstypen verken overestimerer skjærstyrken eller deviatorspenningen for myke løsmasser. I tillegg kan dilatansvinkler defineres, uten at disse øker skjærstyrken, samt at effektivspenningsstien blir korrekt (Brinkgreve, et al., 2016).

Uansett om en velger en enkel jordmodell som Mohr-Coulomb, eller en velger mer avanserte modeller i PLAXIS, er viktigheten av gode materialparametere avgjørende. Neste avsnitt tar for seg grunnlaget for valg av materialparametere, slik at prosjektering og stabilitetsberegninger i PLAXIS kan utføres.

## 8.4 Materialparametere for modellering i PLAXIS 2D

Før eventuelle stabilitetsanalyser og beregninger kan gjennomføres, skal alle beregningsforutsetningene presenteres i dette kapittelet. Med beregningsforutsetninger menes materialparametere, poreforhold og ytre laster. En del av materialparameterne vil være i henhold til målte og tolkede verdier fra tidligere grunnundersøkelser, mens enkelte andre på bakgrunn av egne analyser, deriblant SHANSEP-analyse for bestemmelse av udrenert skjærstyrke  $S_u$  i leirematerialene. Ved stabilitetsanalyser ville det vært naturlig og gjennomført en parameterstudie med ulike inngangsdata i PLAXIS, slik at effekten av forskjellige materialparametere kom til syne. Dette er ikke gjort generelt for skråningsstabiliteten av skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva pga. omfanget i masteroppgaven.

Ettersom skråningsstabiliteten skal beregnes både for drenert langtidstilstand og udrenert korttidstilstand, skal materialparametere for begge tilfeller bestemmes. Noen av disse materialparameterne er ulike for hvert av tilfellene, mens noen materialparametere er like, da disse gjerne er mer generelt for jordmaterialet det gjelder. Alle disse parameterne betraktes gjennom dette avsnittet, og er som følger:

- Tyngdetetthet,  $\gamma$  [ $\text{kN/m}^3$ ]
- Skjærstyrke,  $c'$  for drenert tilstand og  $S_u$  for udrenert tilstand [ $\text{kPa}$ ]
- Fiksjonsvinkel,  $\phi'$  for drenert tilstand og  $\phi_u$  for udrenert tilstand [ $^\circ$ ]
- Dilatansvinkel,  $\Psi$  [ $^\circ$ ]
- Stivhet (Youngs elastisitetsmodul),  $E'$  for drenert tilstand og  $E_u$  for udrenert tilstand [ $\text{kPa}$ ]
- Tverrkontraksjonstallet (Poissonstallet),  $\nu'$  for drenert tilstand og  $\nu_u$  for udrenert tilstand [-]

I tillegg til dette betraktes det at den udrenerte skjærstyrken,  $S_u$  og stivheten,  $E_u$  øker med dybden i tilfellet med udrenert kortidstilstand, og i den forbindelse defineres en referansedybde, eller referansekte,  $Y_{ref}$ . Referansedybden tilsvarer den dybden der verdier for styrken og stivheten er bestemt som  $S_{u,ref}$  og  $E_{u,ref}$ . Ovenfor referansedybden er  $S_u$  konstant, mens under referansedybden økes  $S_u$  uavhengig av terrengnivå ifølge (Thakur, 2015).

Etter bestemmelsen av de ulike materialparametere vil det tilslutt presenteres en tabell over hvilke materialparametere som benyttes i prosjekteringen av både drenert langtidstilstand og udrenert kortidstilstand i stabilitetsanalysene.

### 8.4.1 Tyngdetetthet, $\gamma$

På bakgrunn av tidligere felt- og laboratorieundersøkelser har tyngdetettheten  $\gamma$  for ulike materialer blitt målt på prøveserier som er tatt opp fra det aktuelle området. Da det er en rekke ulike grunnundersøkelser som er gjort opp gjennom årene, er gjennomsnittlige- og erfaringsbaserte verdier for tyngdetettheten benyttet for jordmaterialene i skråningen. Erfaringsverdier er basert på Håndbok V220 «Geoteknikk i Vegbygging» utgitt av (Statens vegvesen, 2014 (b)).

I tabell 12 er dimensjonerende tyngdetetthet  $\gamma$  gitt for de ulike jordmaterialene i skråningen, samt hvilke fargekoder de ulike materialene har i PLAXIS-modellen.

**Tabell 12: Tyngdetetthet for jordmaterialene i skråningen.**

<b>Jordmaterial</b>	<i>Motfylling</i>	<i>Stein, grus, sand (fyllmasser)</i>	<i>Silt</i>	<i>Sand</i>	<i>Leire</i>	<i>Sprøbruddmateriale</i>	<i>Kvikkleire</i>	<i>Fastere masser</i>
<b>Tyngdetetthet, <math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>	19,0	18,0	19,0	18,0	19,5	20,0	20,0	20,0
<b>Fargekode</b>								

### 8.4.2 Drenerte effektivspenningsparametere

Statens vegvesens Håndbok V220 «Geoteknikk i Vegbygging», presenterer også erfaringsverdier for effektivspenningsparametere for de ulike materialene (Statens vegvesen, 2014 (b)). Sammen med vurderingsrapporten til Multiconsult ASA, er det forsøkt å velge fornuftige verdier for de drenerte effektivspenningsparametere.

#### 8.4.2.1 Skjærstyrke ( $c'$ ), friksjonsvinkel ( $\phi'$ ) og dilatansvinkel ( $\Psi$ )

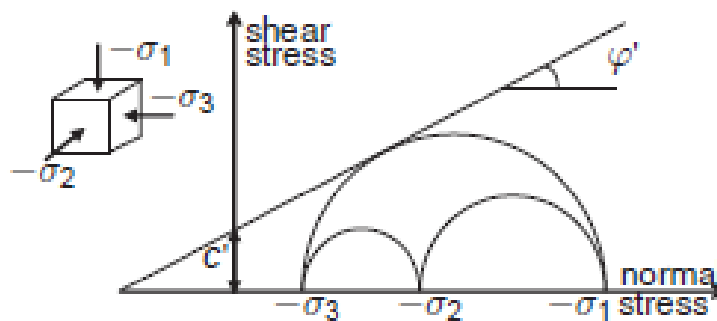
Skjærstyrken basert på effektivspenningsbasis defineres som kohesjonen,  $c'$ , friksjonen defineres gjennom friksjonsvinkelen  $\phi'$  og dilatansen gjennom dilatansvinkelen  $\Psi$ .

I tabell 13 nedenfor er disse fastsatt for de ulike jordmaterialene i skråningen:

**Tabell 13: Skjærstyrke, friksjon og dilatans på effektivspenningsbasis.**

<b>Jord-material (Drenert)</b>	<i>Motfylling</i>	<i>Stein, grus, sand (fyllmasser)</i>	<i>Silt</i>	<i>Sand</i>	<i>Leire</i>	<i>Sprøbrudd-materiale</i>	<i>Kvikkleire</i>	<i>Fastere masser</i>
<b>Skjærstyrke <math>c'</math> [kPa]</b>	2,0	4,0	4,0	4,0	7,0	7,0	7,0	15,0
<b>Friksjonsvinkel, <math>\phi'</math> [°]</b>	36°	33°	32°	33°	28°	28°	28°	34°
<b>Dilatansvinkel, <math>\Psi</math> [°]</b>	6°	3°	2°	3°	0°	0°	0°	4°

I Mohr-Coulomb er det som tidligere nevnt avhengighet mellom kohesjonen  $c'$  og friksjonsvinkelen  $\phi'$ , og dette forklares gjennom spenningsirklene i Coulomb-kriteriet iht. kapittel 3 og 4:



**Figur 41: Sammenhengen mellom kohesjon og friksjon (Plaxis bv, 2016).**

Når det gjelder dilatansvinkelen er denne ifølge (Nordal, 2016) definert ved at:

$$\psi = \phi - 30^\circ$$

Dilatans vil medføre en volumendring i jordmaterialene ved at kornene ønsker å rulle opp på hverandre når de utsettes for skjærtøyninger. Dilatansvinkelen er i de fleste tilfeller kun noen få grader, og derfor er det vanlig å sette  $\Psi = 0^\circ$ . Dette vil kunne medføre unøyaktighet og ifølge (Nordal, 2016) vil kontraktante jordmaterialer som f.eks. kvikkleire defineres ved negativ dilatansvinkel. For å unngå eventuelle numeriske problemer i stabilitetsanalysene i PLAXIS ved negative dilatansvinkler, er det valgt å sette dilatansvinkelen for leiren, sprøbruddmaterialet og kvikkleiren til  $\Psi = 0^\circ$ . Ifølge (Duncan, et al., 2014) vil en slik antagelse gi fornuftige resultater.

#### 8.4.2.2 Stivhet (E') og Poissontallet (v')

Drenert stivhet for leirematerialer er ifølge (Nordal, 2016) betraktelig lavere enn den udrenerte stivheten, ettersom disse er fundamentalt ulike. Drenert stivhet er hovedsakelig basert på endringer i volum, mens udrenert stivhet på endring av form. Under belastning ved drenert tilfelle etter lang tid, vil volumendringer oppstå ettersom porevannet tidligere har hatt anledning til å strømme bort. Dersom leirematerialene er av den bløte varianten, vil slike volumendringer kunne medføre overdrevne volumetriske deformasjoner. Endringer vil dermed definitivt være plastisk og permanent, noe som strider imot valgt jordmodell i form av lineært-elastisk – perfekt-plastisk Mohr Coulomb modell. Ved materialparametere av høy kvalitet vil likevel dette kunne modelleres gjennom valgt jordmodell.

Stivheten E' betegnes også elastisitetmodulen, eller Youngs E-modul. For kohesjonsmaterialene i skråningen (leiren, sprøbruddmateriale og kvikkleire) er stivheten definert på bakgrunn av udrenert stivhet E<sub>u</sub> i avsnitt 8.4.3.4 litt lengre frem i masteroppgaven. Drenert stivhet øker ikke med dybden, slik udrenert stivhet er satt til å gjøre. Dette er gjort for å forsikre at den drenerte stivheten er betydelig lavere enn den udrenerte stivheten.

For de drenerende friksjonsmassene i skråningen (stein, grus, sand, motfylling, grov silt og fastere masser) er stivheten E' valgt på bakgrunn av erfaringsverdier. Det er lagt vekt på at differansen mellom de ulike stivhetene ikke er alt for stor, slik at eventuelle numeriske problemer i PLAXIS unngås.

For Poissontallet, v' (tverrkontraksjonstallet) skal verdien være mellom 0,0 og 0,5. Fysisk sett betyr dette at dersom v' = 0,5 velges, er materialet inkompressibelt og i isotrop spenningstilstand ved at σ'<sub>1</sub> = σ'<sub>2</sub> = σ'<sub>3</sub>. Ifølge (Emdal, 2014) vil v' = 0,0 medføre at påførte vertikale spenninger på jordmaterialet ikke vil medføre endringer i de horisontale spenningene. I (Duncan, et al., 2014) anbefales det at Poissontallet settes v' = 0,3 i drenert tilstand dersom ingen eksakte resultater foreligger. Ved bruk av Mohr-Coulomb modellen er valget av Poissontall relativt enkelt dersom gravitasjonslaster benyttes slik det gjør for skråningsstabilitetsanalyser. Slike gravitasjonslaster betraktes som endimensjonale trykklaste, og ved å velge Poissontall mellom 0,3 og 0,4 i drenert tilstand vil dette ifølge (Plaxis bv, 2016) tilsvare realistiske verdier for hviletrykkskoeffisienten K<sub>0</sub>.

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\nu}{(1-\nu)}$$

I tabell 14 er dimensjonerende stivhet E' og Poissontallet v' for friksjonsmaterialene i skråningen presentert.

**Tabell 14: Stivhet og Poissontall for friksjonsmaterialene i skråningen.**

<b>Jordmaterial (Drenert)</b>	<i>Motfylling</i>	<i>Stein, grus, sand (fyllmasser)</i>	<i>Silt</i>	<i>Sand</i>	<i>Fastere masser</i>
<b>Stivhet, E' [kPa]</b>	32 000	32 000	28 000	30 000	54 000
<b>Poissontall, v' [-]</b>	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3

Det er viktig å merke seg at ved drenert langtidsanalyse av skråningen vil også de udrenerte kohesjonsmaterialene (leiren, sprøbruddmaterialet, kvikkleiren) defineres som drenerte jordmaterialer med drenert stivhet  $E'$  som ikke øker med dybden, og Poissontall  $\nu' = 0,3$ .

### 8.4.3 Udrenerte totalspenningsparametere

De udrenerte totalspenningsparametere er hovedsakelig basert på den udrenerte skjærstyrken,  $S_u$  og den udrenerte stivheten,  $E_u$ . Disse er igjen avhengige av spesielt to viktige faktorer, nemlig tidligere overlaging av jordmaterialene og skjærstyrkeanisotropien gjennom skråningen.

Det er derfor nødvendig å først presentere hvordan overlagingen for de udrenerte kohesjonsmaterialene tolkes, slik at eventuelle overkonsolideringsgrader, OCR, for jordmaterialene bestemmes. I henhold til teorien tidligere i kapittel 4 i masteroppgaven, har overkonsolideringsgraden  $OCR$  mye å si for den udrenerte skjærstyrken ved bruk av SHANSEP-metoden, da dette er en direkte parameter i likningen.

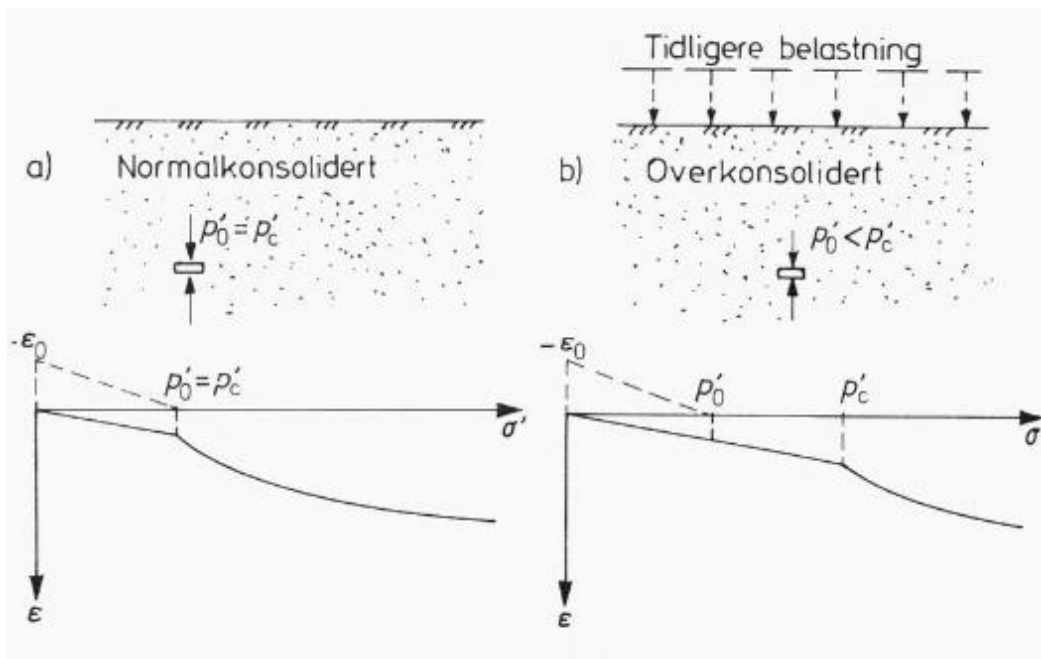
#### 8.4.3.1 Tidligere overlaging (Prekonsolidering og prekonsolideringsspenningen $\sigma'_c$ )

Ved tolkning av ødometerforsøk i laboratoriet eller ved tolkning av CPTU-sonderinger ute i feltet, kan verdier for prekonsolideringsspenningen  $\sigma'_c$  bestemmes på bakgrunn av tidligere konsolideringsforhold. Dersom et jordmateriale er prekonsolidert vil dette si at materialet tidligere f.eks. har ligget under store overliggende jordmasser, eller at grunnvannsnivået tidligere har vært mye lavere.

Multiconsult har som nevnt gjennomført felt- og laboratorieundersøkelser både på toppen av Fengselstomta og i bunnen nede ved Nidelva. I utgangspunktet er det blitt utført ødometerforsøk på opptatt prøveserie fra borpunktet (BP-1) oppe på Fengselstomta, men dette forsøket er av Multiconsult bekreftet å være av dårlig kvalitet pga. en stein eller lignende som resulterte i et sprang i deformasjonskurven i ødometerforsøket. En konsekvens av dette kan være en mulig feiltolkning av prekonsolideringsspenningen  $\sigma'_c$ .

Figur 42 nedenfor er en illustrasjon av en deformasjonskurve for både et normalkonsolidert – og overkonsolidert jordmateriale. Prekonsolideringsspenningen er i dette tilfellet definert som  $p'_c = \sigma'_c$ .





Figur 42: Prekonsolideringsspenningen for en deformasjonskurve (Rørvik, 1982).

Som figuren viser vil prekonsolideringsspenningen for et overkonsolidert jordmateriale være betraktelig høyere enn for et normalt konsolidert materiale.

Iht. tidligere teori er overkonsolideringsgraden definert ved:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}}$$

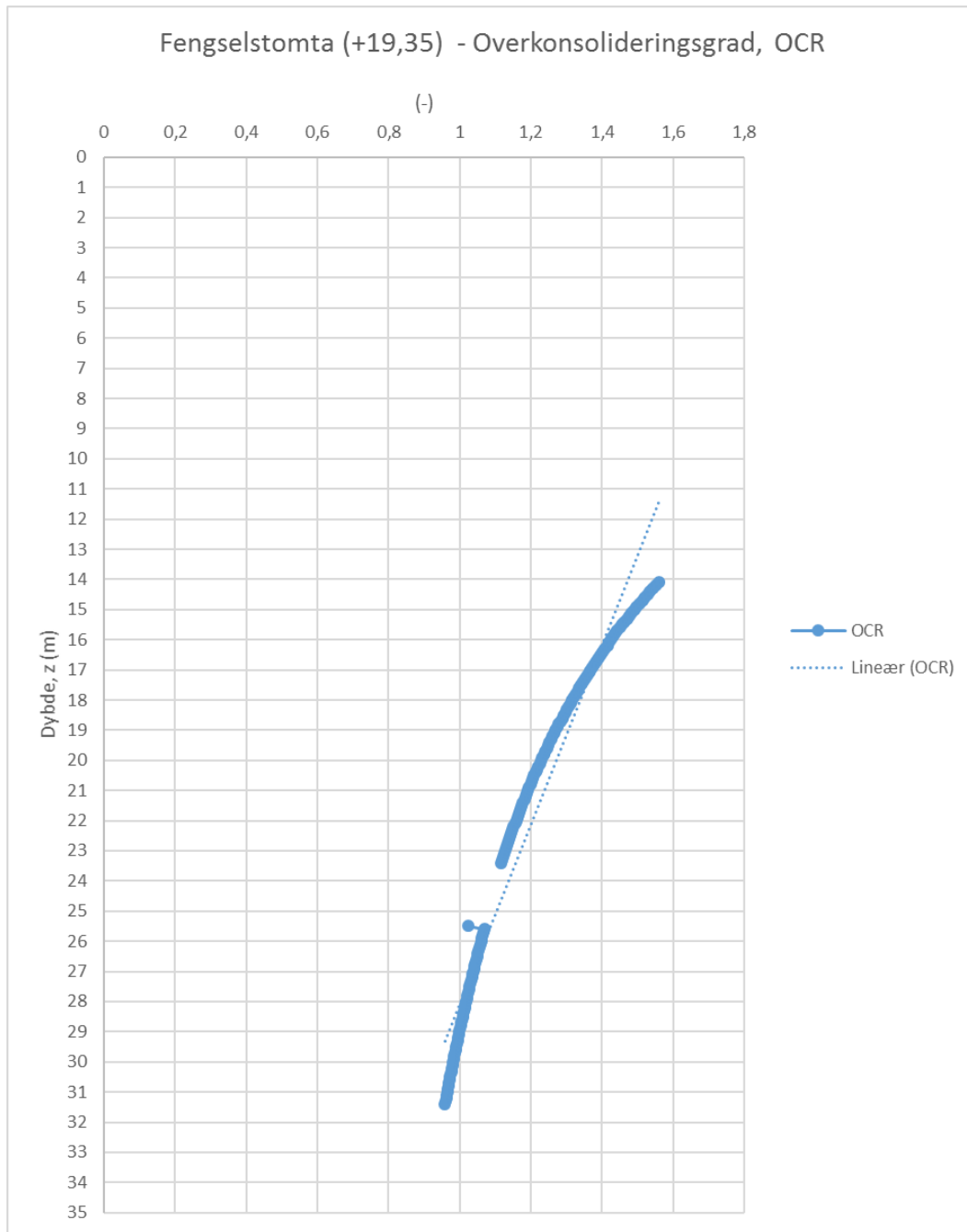
En konsekvens av feiltolkning av  $\sigma'_c$  vil dermed endre overkonsolideringsgraden, som igjen vil endre beregnet udrenert skjærstyrke  $S_u$  i SHANSEP-metoden, definert ved:

$$S_{uA} = \alpha (OCR^m) \sigma'_{v0}$$

Multiconsult har gjennomført ødometerforsøk av god kvalitet i forbindelse med Trekanttomta litt øst for Fengselstomta, og geologisk sett vil det være rimelig å kunne sammenligne Trekanttomta med Fengselstomta. Begge tomtene har mest sannsynlig opplevd tidligere overlaging til samme terrengnivå tidligere, men ettersom Fengselstomta ligger noe lavere enn Trekanttomta har nok jordmaterialet ved Fengselstomta opplevd større avlastning. En fornuftig antagelse vil derfor å sette verdien for prekonsolideringsspenningen  $\sigma'_c$  litt høyere for jordmaterialet ved Fengselstomta i tilsvarende dybde der ødometerforsøket for Trekanttomta ble utført. I vedlegg F ligger resultatet fra ødometerforsøket gjennomført på prøven fra Trekanttomta (Multiconsult ASA, 2016). På bakgrunn av dette antas det at prekonsolideringsspenningen for det øverste leirelaget ved Fengselstomta i dybde ca. 14 meter under terreng er:

$$\sigma'_c = 400 \text{ kPa}$$

Sammen med effektiv vertikalspenning  $\sigma'_{v0}$  kan overkonsolideringsgraden  $OCR$  plottes mot dybden oppe ved Fengselstomta, for å kunne fastslå om jordmaterialene er normalkonsolidert eller overkonsolidert. Figur 43 viser resultatet.



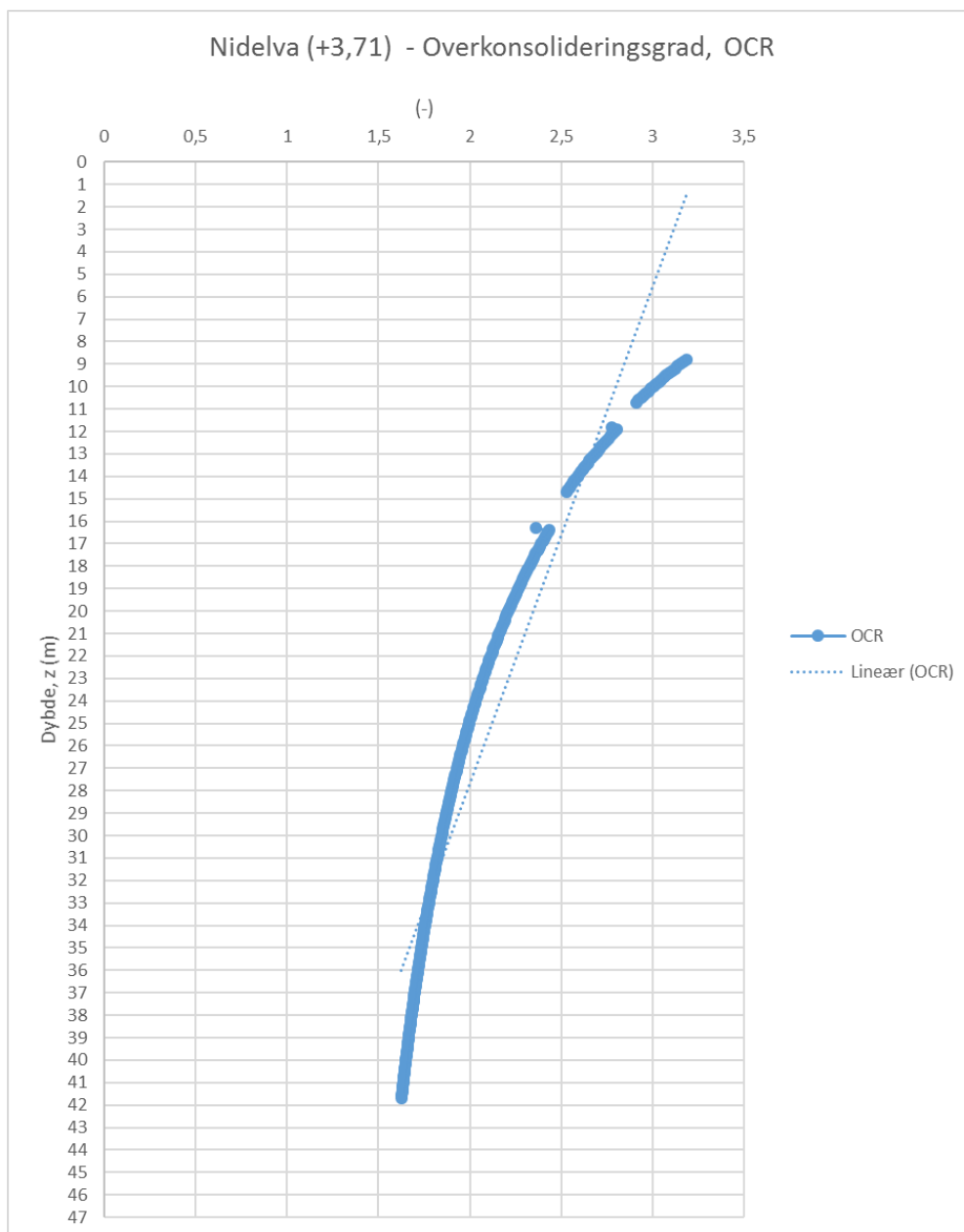
**Figur 43: Profil for overkonsolideringsgraden OCR oppe ved Fengselstomta.**

I henhold til figur 43 kan kohesjonsmaterialene oppe ved Fengselstomta betraktes som et tilnærmet normalkonsolidert materiale, der  $OCR \leq 1,5$  for store deler av jordmassene i skråningen.

For situasjonen til jordmaterialene i bunn av skråningen nede ved Nidelva, er det ikke gjennomført noen form for ødometerforsøk. Geologisk sett er det grunn til å anta at prekonsolideringsspenningen  $\sigma'_c$  er enda høyere for jordmaterialene nede ved Nidelva. Det er grunn for å anta at tidligere terreng har vært i nærheten av høydene oppe ved Fengselstomta, og dermed at materialene her har opplevd stor belastning tidligere, og tilsvarende større avlastning. En konservativ betraktning vil derimot å sette verdien for prekonsolideringsspenningen  $\sigma'_c$  til samme verdi som oppe ved Fengselstomta i tilsvarende leirelag. Dette betyr med andre ord at prekonsolideringsspenningen ved ca. 9 meters dybde nede ved Nidelva er:

$$\sigma'_c = 400 \text{ kPa}$$

Overkonsolideringsgraden  $OCR$  plottet mot dyden nede ved Nidelva resulterer i følgende profil:



Figur 44: Profil for overkonsolideringsgraden OCR nede ved Nidelva.

I henhold til figur 44 kan kohesjonsmaterialene nede ved Nidelva betraktes som et overkonsolidert materiale, der  $OCR$  varierer fra  $OCR = 3,2$  for øverste leirelaget og ned til  $OCR = 1,6$  nede i kvikkleiren.

#### 8.4.3.2 Udrenert skjærstyrke ( $S_u$ ), friksjonsvinkel ( $\phi_u$ ) og dilatansvinkel ( $\Psi$ )

For bestemmelse av udrenert skjærstyrke,  $S_u$ , er det gjennomført en SHANSEP-analyse i henhold til teorien i kapittel 4. SHANSEP-analysen bestemmer den aktive udrenerte skjærstyrken, og gjennom skjærstyrkeanisotropien defineres direkte- og passiv- udrenert skjærstyrke på grunnlag av analysen. Dette er gjennomført i Excel med parameterverdier for både  $\alpha$ ,  $m$ ,  $OCR$  og  $\sigma'_{v0}$ , iht. likningen nedenfor:

$$S_{uA} = \alpha (OCR^m) \sigma'_{v0}$$

Overkonsolideringsgraden benyttes som tolket ovenfor i figur 43 og figur 44. Effektiv vertikal in-situspenning  $\sigma'_{v0}$  er basert på tyngdetettheten til de ulike jordmaterialene i skråningen, samt definert grunnvannsnivå.

Aktiv udrenert skjærstyrke er tolket for leiren, sprøbruddmaterialet og kvikkleiren i skråningen. Grovt sett utgjør disse jordmaterialene størst andel av jordmaterialene i skråningen, og et brudd tolkes dermed å være udrenert. Det er gjennomført SHANSEP-analyse for tre ulike sett med parametere for normalkonsolideringsforholdet  $\alpha$  og  $m$ , og disse er plottet i samme diagram som resultatene fra SHANSEP-analysen Multiconsult gjorde i sine beregninger. Det er altså utført SHANSEP-analyser med lik  $\alpha$ -verdi ( $\alpha = 0,3$ ), men varierende  $m$ -verdi ( $m = 0,65$ ,  $m = 0,7$ ,  $m = 0,75$ ) i denne masteroppgaven.

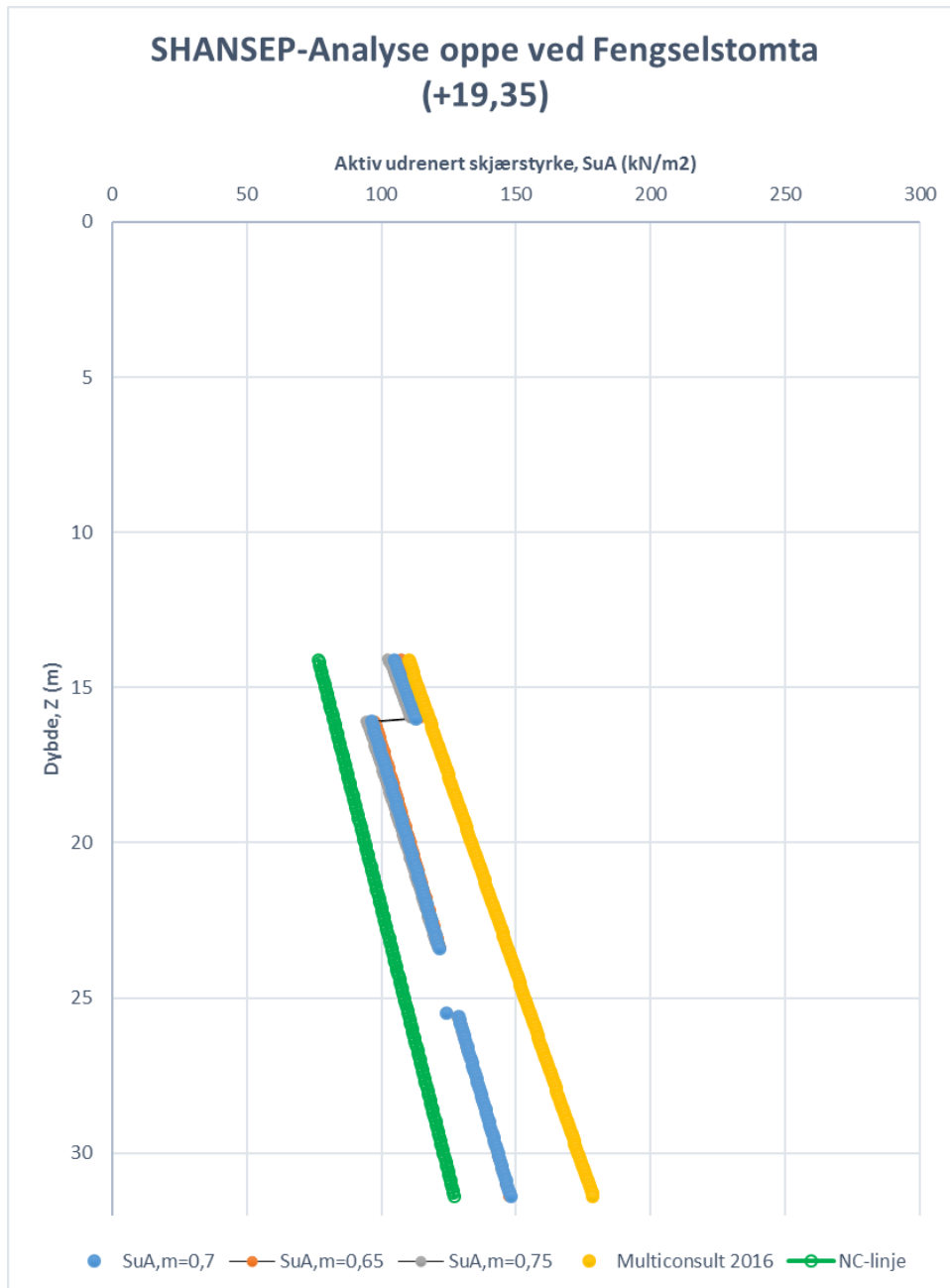
I Multiconsults SHANSEP-analyse, tilsvarende den gule linjen i diagrammene, er  $\alpha = 0,35$  og  $m = 0,75$ . Ettersom overkonsolideringsgraden  $OCR$  oppe ved Fengselstomta i figur 43 ovenfor viser tegn til å være tilnærmet normalkonsolidert eller noe overkonsolidert, er det derfor valgt å bruke verdier for  $\alpha$  og  $m$  som sammenfaller bedre med den grønne NC-linjen i diagrammet. På bakgrunn av dette er normalkonsolideringsforholdet  $\alpha$ , og parameterverdien  $m$  definert ved middelverdiene presentert i teorikapittelet.

Dette tilsvarer:

$$\alpha = 0,3$$

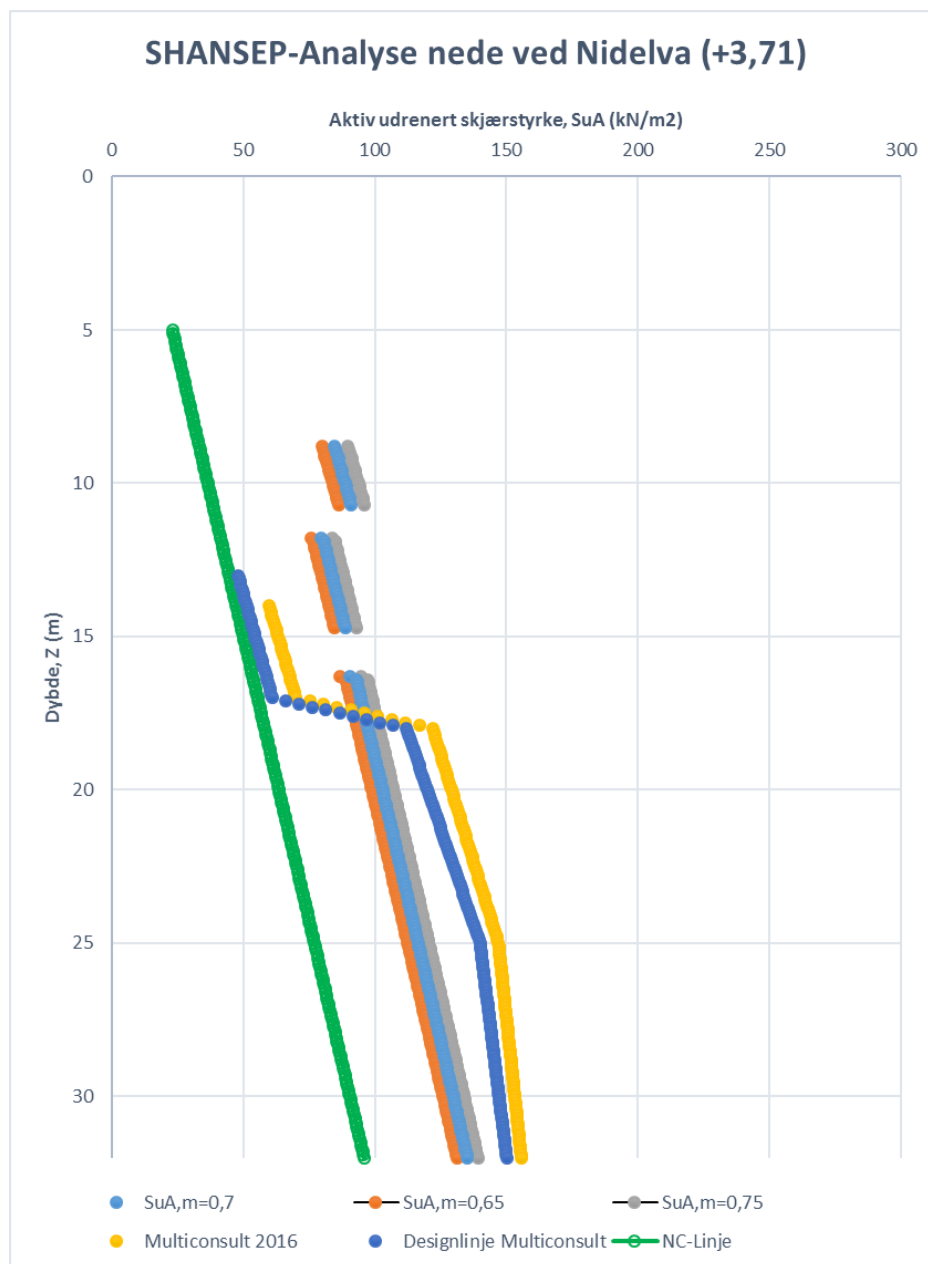
$$m = 0,7$$

Dette tilsvarer den lyseblå linjen i diagrammet med resultatene fra SHANSEP-analysen oppe ved Fengselstomta på neste side.



**Figur 45: SHANSEP-analyse for jordmaterialene oppe ved Fengselstomta.**

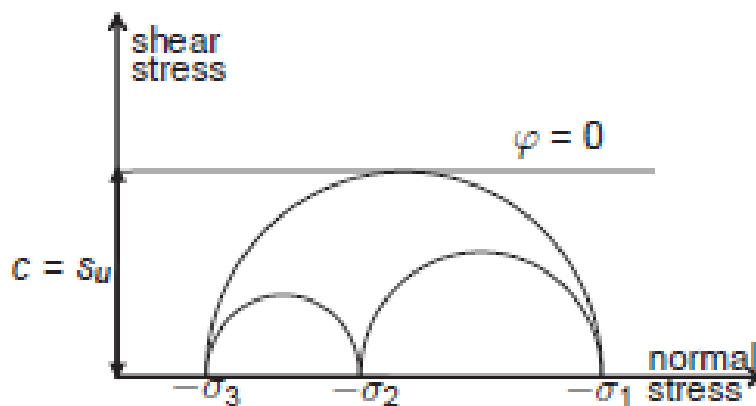
For SHANSEP-analysen av jordmaterialene nede ved Nidelva er tilsvarende sett med parameterverdier brukt. Den grønne linjen i diagrammet tilsvarer NC-linjen, men ettersom overkonsolideringsgraden OCR nede ved Nidelva i figur 44 tidligere viser at jordmaterialene er overkonsoliderte, skal den lyseblå linjen med  $\alpha = 0,3$  og  $m = 0,7$  være høyere enn NC-linjen. Det betraktes som fornuftig å bestemme aktiv udrenert skjærstyrke  $S_{uA}$  nede ved Nidelva på bakgrunn av den lyseblå linjen for middelveidene. Iht. Multiconsult sine resultater vil dimensjonerende skjærstyrke anses som lavere ved bruk av  $\alpha = 0,3$  og  $m = 0,7$ . Grunnen bak de ulike hoppene i diagrammene er lagene med friksjonsmaterialer (sand) som separerer de ulike leirematerialene i skråningen.



**Figur 46: SHANSEP-analyse for jordmaterialene nede ved Nidelva.**

Av diagrammene i figur 45 og figur 46 ser en også at de nederste lagene av sprøbruddmaterialer og kvikkleire har fått sin aktive udrenerte skjærstyrke redusert med 15 % iht. NVEs veileder 7/2014. Dersom det er forventet betydelige endringer i spenninger, f.eks. ved utbygging av Fengselstomta, sier veilederen at det skal korrigeres for sprøbruddoppførsel, spesielt med tanke på lokalstabiliteten. Det er også en konservativ handling å redusere skjærstyrken til materialene, slik at en unngår uheldige overestimeringer av sikkerheten.

Ifølge (Nordal, 2016) kan det unngås å overestimere udrenert skjærstyrke dersom en benytter økende  $S_u$  med dybden og angir friksjonsvinkelen  $\phi_u = 0^\circ$  ved bruk av Mohr-Coulombs jordmodell i PLAXIS. Når dette gjøres i sammenheng med valgt dreneringstype, «Undrained C», vil dette teoretisk sett bety at Mohr-Coulomb bruddkriterium redusere ned til det velkjente Tresca-kriteriet, iht. kapittel 3 og 4.



Figur 47: Tresca-kriteriet for udrenert totalspenningsanalyse (Plaxis bv, 2016).

Tresca-kriteriet med bruk av  $S_u$  og  $\phi_u = 0^\circ$  resulterer i at dilatansvinkelen automatisk defineres som  $\Psi = 0^\circ$  for de udrenerte analysene i PLAXIS.

#### 8.4.3.3 Dimensjonerende skjærstyrkeanisotropi for skråningen

I henhold til kapittel 4 angående aktiv-, direkte-, og passivsoner i skråninger, må en dimensjonerende skjærstyrkeanisotropi defineres slik at også direkte udrenert skjærstyrke,  $S_{uD}$ , og passiv udrenert skjærstyrke,  $S_{uP}$ , bestemmes for skråningen.

Dimensjonerende skjærstyrkeanisotropi er basert på anbefalingene i NIFS-rapport nr. 14/2014, figur 21 i kapittel 4, antatt gjennomsnittlig plastisitetsindeks  $I_p$  ca.20 % tilsvarende moderat plastisk.

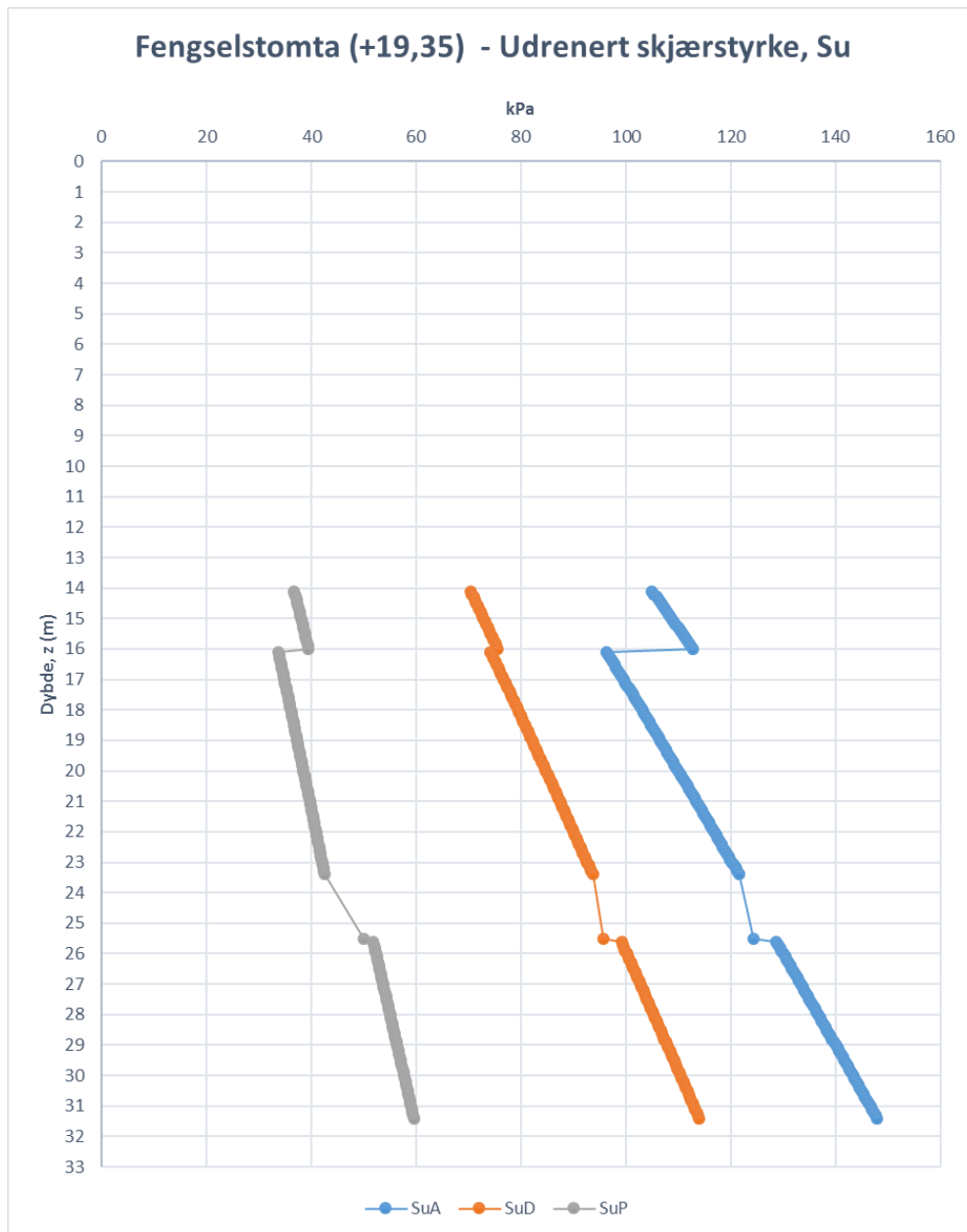
I stabilitetsberegningene er derfor følgende ADP-forhold fastsatt:

$$\frac{S_{uD}}{S_{uA}} = 0,67$$

$$\frac{S_{uP}}{S_{uA}} = 0,35$$

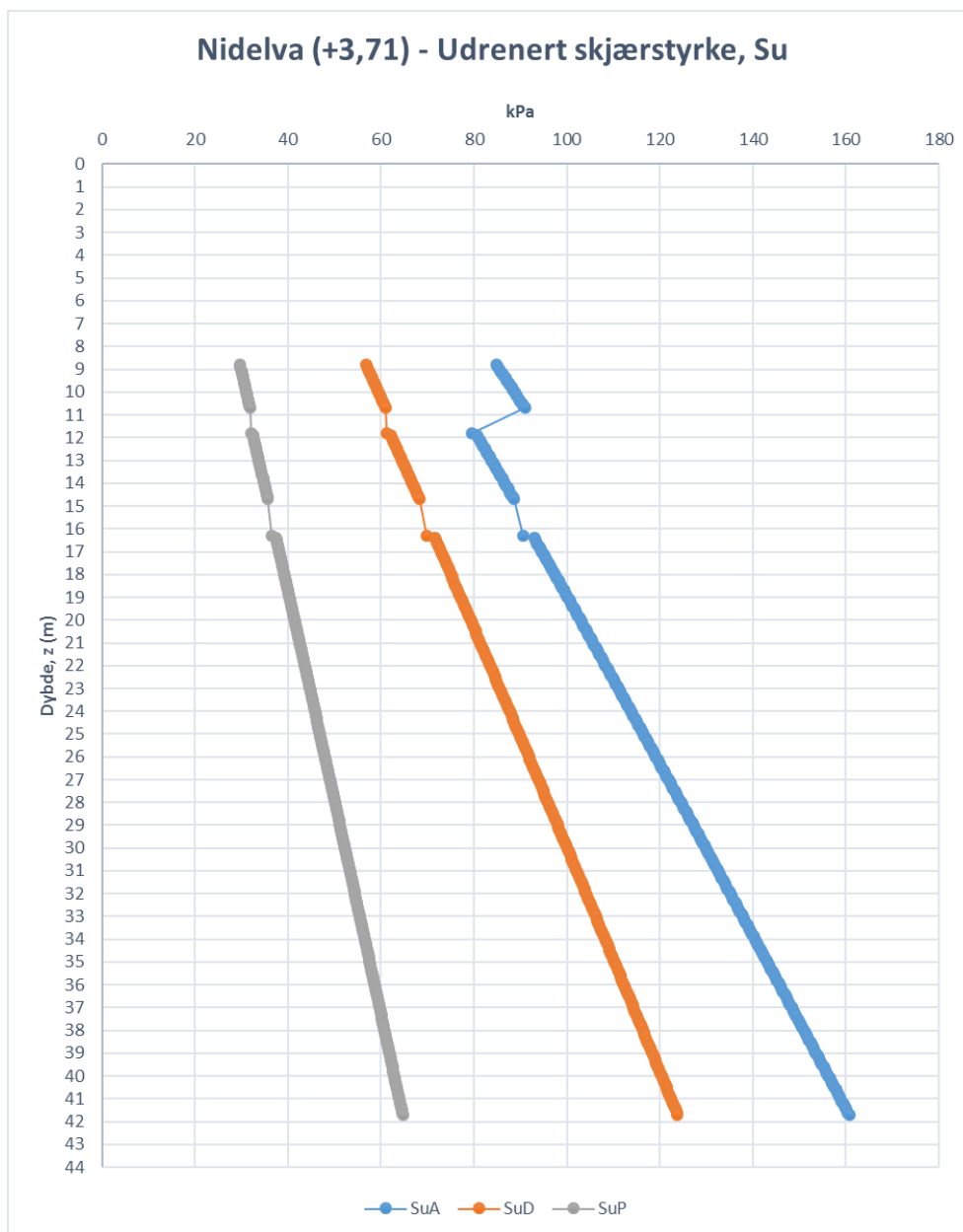
Forholdet mellom passiv udrenert skjærstyrke og aktiv udrenert skjærstyrke kan virke noe lavt, men ettersom størst andel av et eventuelt udrenert brudd vil skje i direktesonen til skråningen, betraktes dette ADP-forholdet som fornuftig iht. antatt middelvei for  $I_p$ .

Det er nå mulig å sette opp dybdeprofiler for hvordan ADP-forholdet uttrykt gjennom udrenert skjærstyrke  $S_u$ , varierer med dybden, både for jordmaterialene oppe ved Fengselstomta og nede ved Nidelva. Som nevnt tidligere er aktiv udrenert skjærstyrke,  $S_{uA}$  redusert med 15 % for sprøbruddmaterialet og kvikkleiren, men ikke for leirelaget øverst.



**Figur 48: Udrenert skjærstyrke  $S_u$  ved Fengselstomta, ADP-forhold.**





**Figur 49: Udrenert skjærstyrke  $S_u$  ved Nidelva, ADP-forhold.**

I PLAXIS-modellen er lagdelingen delt inn i aktiv-, direkte-, og passivsone, slik at udrenert skjærstyrke  $S_u$  bestemmes iht. ADP-forholdet. Se vedlegg G.

Udrenert skjærstyrke i diagrammene er basert på tolket OCR for lagdelingen oppe på Fengselstomta og nede ved Nidelva. Andre rapporter har vurdert leireforholdene oppe på Fengselstomta som tilnærmet normalkonsoliderte, og i vedlegg H er sammenhengen mellom  $S_u$  og effektiv vertikal in-situspenning  $\sigma'_{v0}$  iht. forholdsverdiene presentert av Nordal (2016) plottet inn i tilsvarende diagram for å illustrere at prosjektert ADP-forhold i denne masteroppgaven er nærmere en tolkning av at leiremateriale oppe ved Fengselstomta er noe overkonsolidert.

#### 8.4.3.4 Udrenert stivhet ( $E_u$ ), og Poissontallet ( $\nu_u$ )

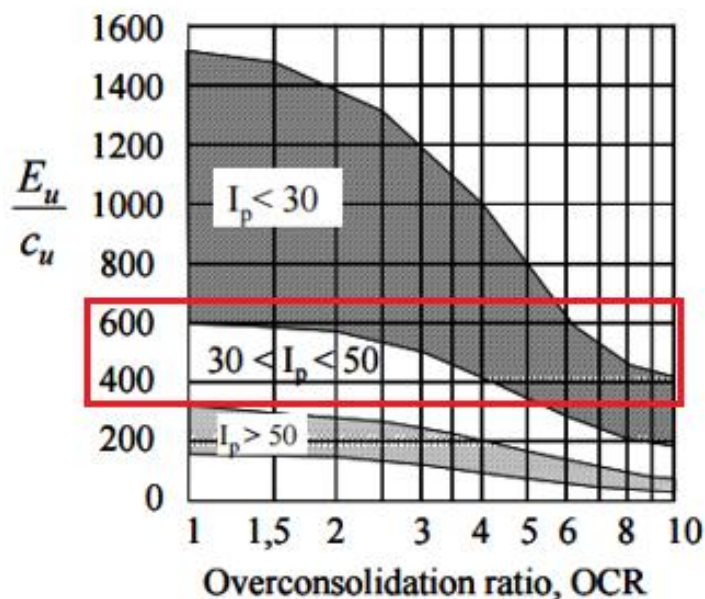
Til forskjell fra langtidstilstanden vil kohesjonsmaterialene i skråningen (leiren, sprøbruddmaterialet og kvikkleiren) under belastning over kort tid oppføre seg udrenert. Økningen i poretrykket under pålastingen vil opptre inkompressibelt, og dermed vil ikke volumendringer kunne oppstå.

Ifølge (Nordal, 2016) har tidligere studier vist at udrenert stivhet, også benevnt  $E_u^{50}$ , for normalkonsoliderte leirematerialer støtter følgende likning:

$$E_u^{50} = 600S_u$$

For overkonsoliderte jordmaterialer som i utgangspunktet betraktes som stivere materialer enn normalkonsoliderte, ville det vært grunn for å anta at faktoren foran  $S_u$  var høyere. Dette er derimot ikke tilfellet, da det viser seg at faktoren blir lavere for overkonsoliderte jordmaterialer. Bakgrunnen for dette er rett og slett at den økte udrenerte skjærstyrken  $S_u$  for OC-leirer overkompenserer reduksjonen i multiplikasjonsfaktoren foran  $S_u$  i likningen. Totalt sett vil  $E_u^{50}$  bli høyere for overkonsoliderte jordmaterialer, og materialet er stivere enn normalkonsoliderte materialer.

På bakgrunn av overkonsolideringsgraden  $OCR$  og plastisitetsindeksen  $I_p$  presenteres følgende figur for udrenert stivhet:



Figur 50: Forholdet mellom udrenert stivhet og udrenert skjærstyrke (Nordal, 2016).

Studier viser at for norsk leire vil de fleste havne innenfor kategorien «moderat plastisk», tilsvarende en  $I_p < 25$  % (Nordal, 2016). For de tilnærmede normalkonsoliderte leirematerialene oppe ved Fengselstomta, og de overkonsoliderte materialene nede ved Nidelva er det derfor valgt dimensjonerende stivhet iht. figur 50 ovenfor:

$$E_u^{50} = 500S_u$$

Poissontallet  $v_u$  for udrenert spenningstilstand skal forsøke å simulere den inkompressible oppførselen jordmaterialene viser under udrenert pålasting. Det velges derfor å bruke dimensjonerende verdi for Poissontallet så nært som mulig verdien for fullstendig inkompressibelt, definert ved  $v_u = 0,5$ .

I stabilitetsberegningene i PLAXIS vil de udrenerte leirematerialene derfor defineres med:

$$v_u = 0,495$$

#### 8.4.3.5 Tabell over udrenerte totalspenningsparametere

I denne tabellen presenteres totalspenningsparametere som benyttes i stabilitetsberegningene av skråningen.

Både udrenert skjærstyrke  $S_u$  og udrenert stivhet  $E_u$  er plottet i Excel slik at økningen med dybden er definert i tabellen. I tillegg er referansedybden, eller referansekoten,  $Y_{ref}$  bestemt på bakgrunn av lagdelingen i PLAXIS-modellen.

For de udrenerte totalspenningsparametere er det også valgt å dele inn sprøbruddmaterialet og kvikkleiren inn i to ulike lag der PLAXIS-modellen tilsier at dette er fornuftig. Der dette er gjort tilsvarer «lag 1» det øverste laget innenfor det gitte materialet. I tillegg er det innenfor hvert materiale presisert om det er A (aktiv), D (direkte) eller P (passiv). For det øverste leirelaget er direkte udrenert skjærstyrke,  $S_{uD}$ , definert som en middelværdi av beregnede verdier fra de to SHANSEP-analysene oppe ved Fengselstomta og nede ved Nidelva, og utregningen er vist i vedlegg I.

**Tabell 15: Udrenerte totalspenningsparametere for leirematerialene i skråningen.**

<i>Material (Udrenert)</i>	<i>Fargekode</i>	<i>Udrenert skjærstyrke, <math>S_u</math> [kPa]</i>	<i><math>S_u, inc</math> [kPa/m]</i>	<i>Stivhet, <math>E_u</math> [kPa]</i>	<i><math>E_u, inc</math> [kPa/m]</i>	<i><math>Y_{ref}</math> [kote]</i>	<i>Poisson-tall, <math>v_u</math></i>
<i>Leire (A)</i>		105,02	4,32	52509,04	2044,75	+5,35	0,495
<i>Leire (D)</i>		63,58	2,47	31788,39	1236,39	+4,0	0,495
<i>Leire (P)</i>		29,67	1,15	14833,59	576,08	-6,5	0,495
<i>Sprøbruddmaterialelag 1 (A)</i>		79,57	3,12	39786,22	1560,35	+3,0	0,495
<i>Sprøbruddmaterialelag 2 (A)</i>		90,62	4,25	45308,90	2126,46	-5,0	0,495

<i>Sprøbrudd- materiale- lag 1 (D)</i>		61,31	2,40	30655,28	1202,25	+1,35	0,495
<i>Sprøbrudd- materiale- lag 2 (D)</i>		69,82	3,28	34910,51	1638,43	-6,3	0,495
<i>Sprøbrudd- materiale- lag 1 (P)</i>		32,03	1,26	16013,95	628,04	-8,0	0,495
<i>Sprøbrudd- materiale- lag 2 (P)</i>		36,47	1,71	18236,83	855,90	-12,5	0,495
<i>Kvikkleirelag 1 (A)</i>		96,22	3,48	48109,10	1739,99	+3,35	0,495
<i>Kvikkleirelag 2 (A)</i>		124,35	4,00	62176,69	2000,72	-6,0	0,495
<i>Kvikkleire (D)</i>		74,62	2,06	37311,05	1029,18	-7,1	0,495
<i>Kvikkleire (P)</i>		38,98	1,08	19490,85	537,63	-14,0	0,495

## 8.5 Laster og partialfaktorer $\gamma_G$ , $\gamma_Q$

For prosjekteringen av skråningen er betraktninger rundt lastene på toppen av betydning for stabilitetsberegningene. I dagens situasjon ligger det et bygg i Klostergata 20, og ved siden av dette bygget ligger selve vegen Klostergata. Begge disse lastene vil påvirke skråningsstabiliteten negativt iht. teorien i kapittel 5, da disse bidrar til større skjærspenninger i jordmaterialene.

Ifølge (Statens vegvesen, 2014 (b)) skal partialfaktorer for lastene dekke eventuelle usikkerheter tilknyttet størrelse og virkning av slike laster. Disse generelle partialfaktorene,  $\gamma_F$ , skal multipliseres med de karakteristiske lastene,  $F_k$ , slik at summen av disse utgjør dimensjonerende laster,  $F_d$ .

Dette betyr altså at dimensjonerende last defineres som:

$$F_d = \gamma_F * F_k$$

Ifølge Eurokodene skilles det mellom permanente- og variable laster, der permanente laster defineres gjennom partialfaktoren  $\gamma_G$ , mens de variable lastene defineres gjennom partialfaktoren  $\gamma_Q$  (Statens vegvesen, 2014 (b)). For stabilitetsberegningene av skråningen benyttes følgende partialfaktorer:

**Tabell 16: Partialfaktorer for laster (Statens vegvesen, 2014 (b)).**

<b>Permanente laster</b>	$\gamma_G = 1,0$
<b>Variable laster</b>	$\gamma_Q = 1,3$

Bygget i Klostergata 20 er definitivt en permanent last å betrakte, og den karakteristiske jevnt fordelte lasten fra bygget er satt til  $F_k = 20$  kPa. Ettersom partialfaktor  $\gamma_G = 1,0$ , medfører dette at:

$$\text{Klostergata 20: } F_d = 20 \text{ kPa}$$

Trafikklastene i stabilitetsberegningene betraktes som en variabel jevnt fordelt last på  $F_k = 10$  kPa over hele vegen iht. Håndbok V220 «Geoteknikk i Vegbygging» fra (Statens vegvesen, 2014 (b)). Variabel last betyr partialfaktor  $\gamma_Q$ , som medfører at:

$$\text{Trafikklast Klostergata: } F_d = 10 \text{ kPa} * 1,3 = 13 \text{ kPa}$$

En utbygging på Fengselstomta er definert som et permanent bygg, der dimensjonerende last er satt som:

$$\text{Bygg på Fengselstomta: } F_d = 30 \text{ kPa}$$

For skråningen ligger det to gang- og sykkelveger i to ulike nivåer mot bunnen nede ved Nidelva. Den ene ligger på motfyllingen, mens den andre rett i overkant av motfyllingen. På bakgrunn av kapittel 5 vil disse gang- og sykkelvegene i form av laster bidra til å stabilisere skråningen, og dermed virke positivt på sikkerhetsfaktoren til skråningen. Ifølge Håndbok V220 fra Statens vegvesen skal slike gang- og sykkelveger betraktes som trafikkklaster på samme måte som for Klostergata. Men ettersom disse vil virke noe stabiliserende for skråningen, er det valgt å se bort ifra disse som konservativ betraktning for stabilitetsberegningene.

Når alt av lagdeling, grunnvannsnivå, analysemetoder, materialparametere og laster for skråningen nå er prosjektert, gjenstår det å definere forutsetningene for stabilitetsanalysene, sikkerhetsfaktorene og de topografiske tiltakene.

## 8.6 Stabilitetsanalyser, sikkerhetsfaktorer og topografiske tiltak

I dette avsnittet skal forutsetningene for selve stabilitetsanalysene, sikkerhetsfaktorene og eventuelle topografiske tiltak kort presenteres, før neste kapittel tar for seg selve beregningene og resultatene rundt skråningsstabiliteten.

### 8.6.1 Stabilitetsanalyser

Det skal utføres stabilitetsanalyser og beregninger for ett valgt profil, skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva. Topografisk sett betraktes terrenget som utfordrende, og grunnforholdene enda mer utfordrende pga. sprøbruddmaterialet og kvikkleiren. Stabilitetsanalysene utføres både på drenert effektivspenningsbasis og udrenert totalspenningsbasis.

Stabilitetsanalysene gjennomføres i elementmetodeprogrammet PLAXIS 2D, versjon 2016.01. Programmet er basert på elementmetoden iht. teorikapittelet, og gjennom metoden med  $c\phi$ -reduksjon fremskaffer programmet mest kritiske glideflate ved brudd.

### 8.6.2 Sikkerhetsfaktorer, $F$

Målet for stabilitetsanalysene i PLAXIS 2D er fremskaffelsen av sikkerhetsfaktorene for både drenert langtidstilstand og udrenert korttidstilstand gjennom styrkereduksjon av materialene, for deretter å simulere nødvendigheten av eventuelle topografiske stabiliseringstiltak for tilfredsstillende av kravene til prosentvis vesentlig forbedring jfr. Kapittel 7.

Sikkerhetsfaktorene vil kunne være påvirket av usikkerheter tilknyttet materialparameterne for de ulike jordmaterialene, grunnvannsnivået, terrengmodell og lagdeling, samt beregningsmodellen i PLAXIS.

Dersom beregnet sikkerhetsfaktor i initialtilstanden gir lavere sikkerhet enn  $F = 1,0$ , må beregningsforutsetningene endres og vurderes på nytt. Ettersom skråningen fra Fengselstomta til Nidelva står den dag i dag, er det umulig at virkelig sikkerhetsfaktor er lavere enn 1,0 før utbyggingen av Fengselstomta. Eventuelle endringer i beregningsforutsetningene må drøftes nøye slik at ukritiske beslutninger unngås.

Beregnete sikkerhetsfaktorer skal vurderes opp mot gjeldende regelverk gitt i kapittel 7, og dersom kravene ikke tilfredsstilles i drenert- eller udrenert- tilstand, må stabiliserings-simuleringer i form av topografiske tiltak analyseres i PLAXIS. For effektivspennings-analysen og totalspenningsanalysen er kravene til sikkerhetsfaktor gitt ved tabell 17 på neste side.

Tabell 17: Krav til sikkerhetsfaktor  $F$  for skråningen.

	<i>Eurokode</i>	<i>NVEs veileder 7/2014</i>
<i>Effektivspenningsanalyse (drenert tilstand)</i>	$F \geq 1,25$	$F \geq 1,4$
<i>Totalspenninganalyse (udrenert tilstand)</i>	$F \geq 1,40$	$F \geq 1,4$

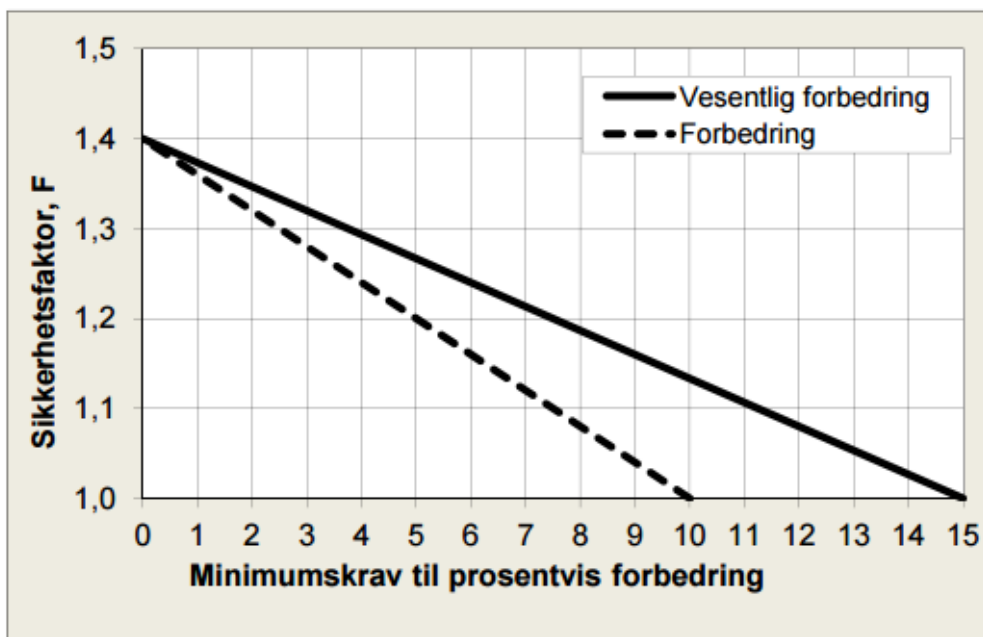
### 8.6.3 Topografiske stabiliseringstiltak – *Vesentlig forbedring*

Prosjektet er av slik karakter at det plasseres innenfor geoteknisk kategori 3, med tiltakskategori K4 og høy faregrad. Ifølge NVEs veileder 7/2014 stiller dette ytterligere krav til sikkerhetsfaktoren i forhold til Eurokodene. Tabell 18 nedenfor presiserer hva som ligger til grunn for at topografiske stabiliseringstiltak er aktuelt for skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva.

Tabell 18: Vesentlig forbedring av sikkerhetsfaktoren (Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014).

<p><b>K4:</b> Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold enn tiltak i K3 samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner.</p> <p>Eksempler er mer enn to eneboliger /fritidsboliger, rekkehus/boligblokk, bolig- og hyttefelt, skole og barnehage, sykehjem, større næringsbygg, kontorbygg, idretts- og industrianlegg, større utendørs publikumsanlegg, lokale beredskapsinstitusjoner.</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet <math>F \geq 1,4</math> eller</p> <p>b) Forbedring hvis <math>F &lt; 1,4</math>, se figur 5.1.</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet <math>F \geq 1,4</math> eller</p> <p>b) Vesentlig forbedring hvis <math>F &lt; 1,4</math>, se figur 5.1.</p>
	<p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>	<p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>

Hvor mye sikkerhetsfaktoren må forbedres er definert gjennom den heltrukne linjen i figur 51 på bakgrunn av beregnet sikkerhetsfaktor for effektivspenningstilstanden og totalspenningstilstanden.



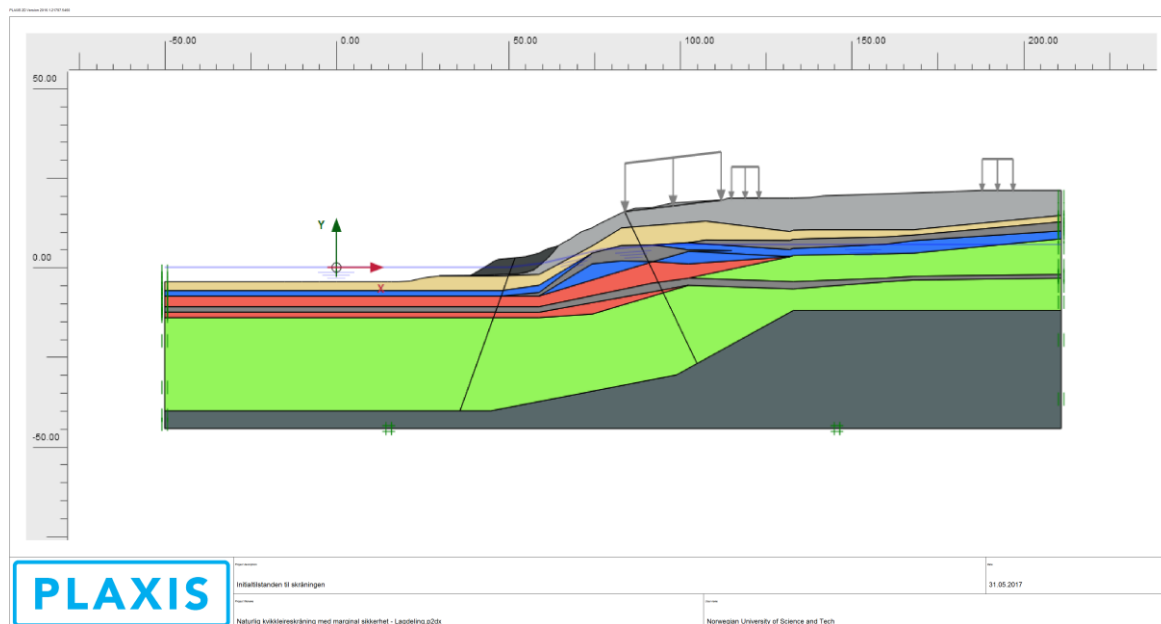
Figur 51: Krav til prosentvis forbedring med topografiske tiltak.

Topografiske tiltak i form av motfylling ved skråningsfoten nede ved Nidelva, eller avlastning på Fængselstomta og toppen av skråningen, betraktes som de mest relevante formene for topografiske tiltak. Det er derfor disse to ulike tiltakene som vil utføres i denne masteroppgaven dersom beregnet sikkerhetsfaktor før utbygging er under kravene. Dersom slike tiltak blir nødvendig, er målet for stabilitetsanalysene å beregne nye endelige sikkerhetsfaktorer etter både de topografiske tiltakene og plasseringen av bygget på Fængselstomta. Deretter kan de nye og endelige sikkerhetsfaktorene sammenlignes med de opprinnelige, for deretter å kontrolleres mot grafen i figur 51 ovenfor. Dersom kravene til vesentlig forbedring er oppfylt, godtas det at ny sikkerhetsfaktor  $F$  er lavere enn opprinnelig krav  $F \geq 1,4$ . I PLAXIS-simuleringene skal sikkerhetsfaktoren aldri reduseres gjennom de ulike fasene.



# 9. STABILITETSBEREGNINGER & RESULTATER

## 9.1 Initialtilstanden til skråningen, fase 1



Figur 52: Initialtilstanden til skråningen. Ytre laster er deaktivert i modellen.

Initialtilstanden til skråningen fra Fungelstomta til Nidelva er definert på bakgrunn av gravitasjonslaster som beregningsmetode i PLAXIS 2D, med plan tøyning. Dette er betraktet som den mest fornuftige beregningsmetoden for terreng som ikke er definert tilnærmet horisontalt.

Det er benyttet triangulære elementer med 15- knutepunkter (se vedlegg P), med tetthet til elementnettet satt som veldig fint. I elementnettgeneratoren er det generert følgende antall elementer og noder/knutepunkt for modellen:

Tabell 19: Generert antall elementer og knutepunkter.

<i>Elementnettets tetthet</i>	FINT
<i>Antall elementer</i>	7286
<i>Antall knutepunkt</i>	58829

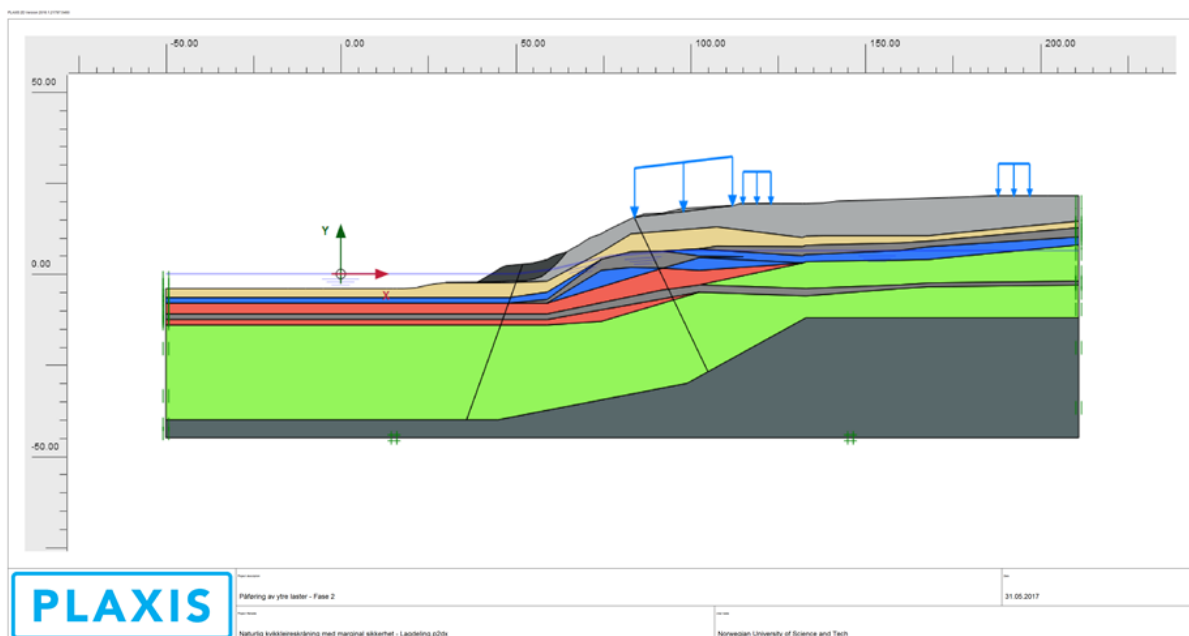
I henhold til Coulomb-kriteriet er strekkspenninger i jordmaterialene tillatt og økende med kohesjonen  $c$ . I virkeligheten er det derimot slik at jordmaterialer kun tåler en minimal strekkspenning, og derfor er det valgt å se bort ifra slik materialoppførsel ved å spesifisere at dette ikke skal forekomme i inngangsparameterne i PLAXIS-analysene. Dette betyr med

andre ord at strekkspenningen er satt til  $\sigma_t = 0$  for alle jordmaterialene i stabilitetsberegningene.

Det er benyttet standardverdier for iterasjonsparameterne i initialtilstanden, der algoritmen er satt til å tilfredsstille Mohr-Coulombs bruddkriterium innen et maksimalt antall iterasjoner, definert som maksimalt 60 iterasjoner. Dette betyr at algoritmen til Mohr-Coulombs bruddkriterium forsøker å omfordelene spenninger til naboelementer som fremdeles har kapasitet i form av skjærstyrke. En bruddmekanisme i jordmaterialet vil oppstå dersom algoritmen ikke tilfredsstiller maksimalkravet til antall iterasjoner.

Langs grensene i modellen er nodene for begge sidene av modellen gitt en betingelse om å være fastspent mot horisontal forskyvning, mens langs hele bunnen av modellen er nodene fastspent både mot horisontal- og vertikal forskyvning.

## 9.2 Påføring av ytre laster, fase 2



**Figur 53: Dagens situasjon med påførte ytre laster på skråningstoppen.**

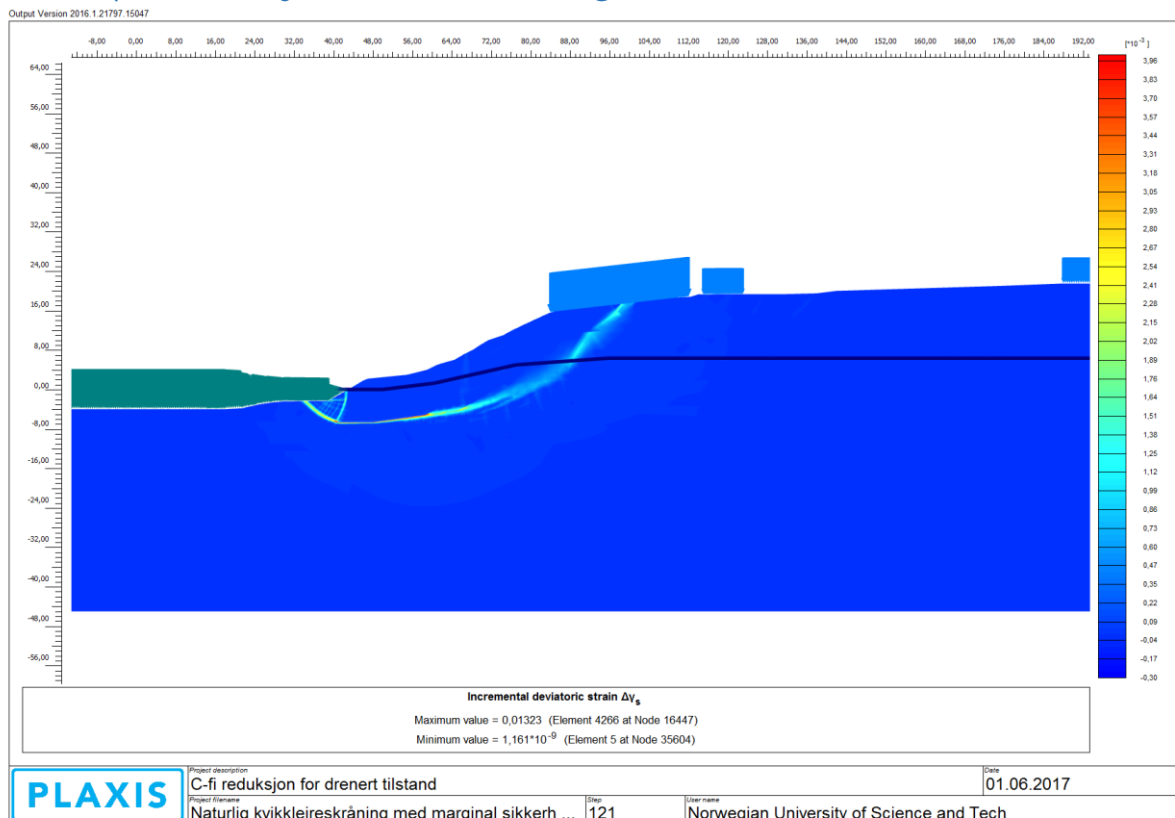
For neste fase i PLAXIS-simuleringen er de ytre lastene som finnes i dagens situasjon påført skråningen. Den store lasten ytterst på skråningstoppen tilsvarer bygget i Klostergata 20, modellert som en jevnt fordelt last,  $q_1 = 20$  kPa. Ved siden av bygget er trafikklaster fra Klostergata modellert som en jevnt fordelt last,  $q_2 = 13$  kPa, og i tillegg er trafikklaster for Høyskolevegen modellert som en last  $q_3 = 13$  kPa helt til høyre i modellen. Mellom disse to sistnevnte lastene ligger Fængselstomta. De stabiliserende gang- og sykkelvegene er ikke påført modellen, da det betraktes som konservativt å utelate disse.

Beregningsmetoden i dette tilfellet er satt som plastisk, som er velegnet for både drenerte- og udrenerte analyser. I denne fasen velges det å nullstille forskyvningene fra påføringen av gravitasjonslaster i initialtilstanden i fase 1, slik at en unngår overestimering av disse i stabilitetsanalysen.

## 9.3 Sikkerhetsanalyser av drenert- og udrenert tilstand

Ved å definere materialparameterne på henholdsvis effektivspenningsbasis og totalspenningsbasis, vil det i dette avsnittet utføres sikkerhetsanalyser av drenert langtidstilstand med effektivspenningsparametere, og av udrenert korttidstilstand med totalspenningsparametere for skråningen. Slike sikkerhetsanalyser videreføres fra de to foregående fasene i PLAXIS, og gjennomføres ved beregningsmetoden  $c\phi$ -reduksjon der skjærstyrken til jordmaterialene reduseres helt til en bruddmekanisme oppstår i skråningen.

### 9.3.1 $c\phi$ – reduksjon for drenert langtidstilstand



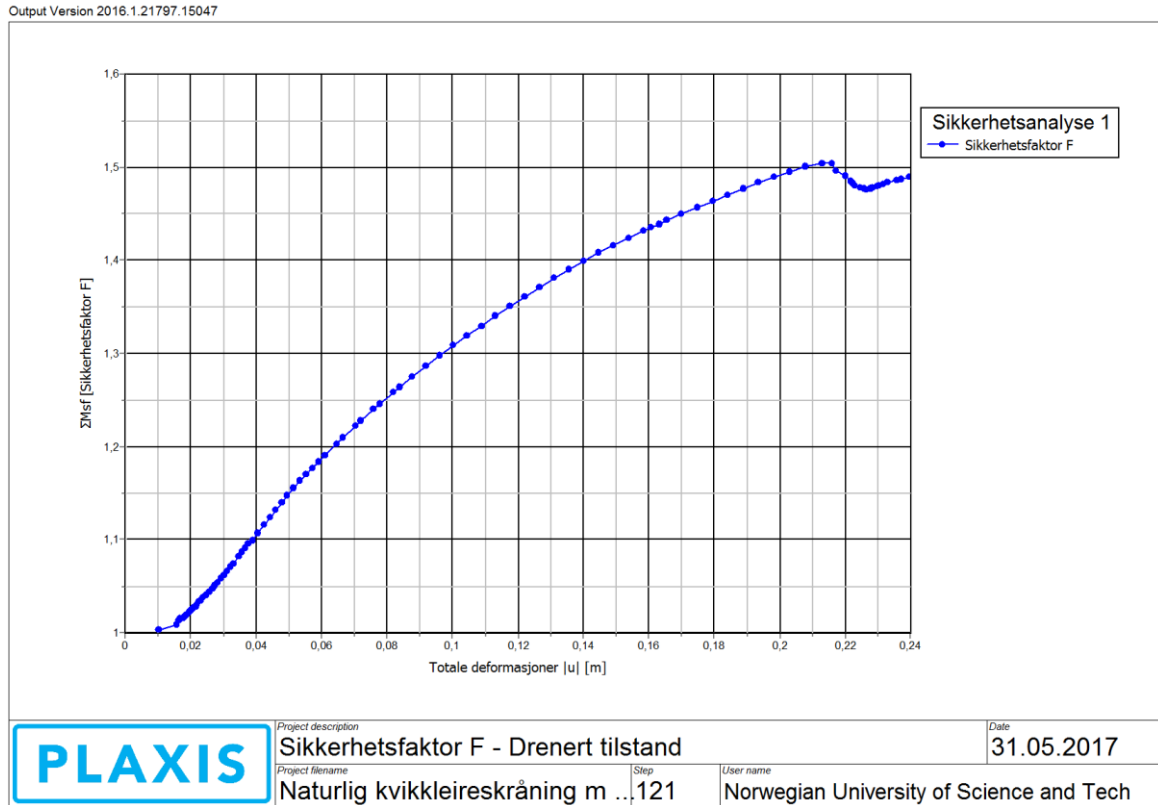
Figur 54: Bruddmekanisme for drenert langtidstilstand.

Gjennom  $c\phi$ -reduksjonen er skjærstyrken redusert i jordmaterialene, og en kritisk glideflate er automatisk generert på bakgrunn av skjærtøyningene i skråningen. Kritisk glideflate for drenert tilstand kan betraktes som en relativ grunn og sammensatt glideflate som ender i skråningståen. Som figuren viser starter glideflaten under midtre del av bygget i Klostergata 20.

For beskrivelsen av beregnet sikkerhetsfaktor  $F$  for drenert langtidstilstand, er det valgt å presentere dette gjennom en graf som definerer utviklingen av sikkerhetsfaktoren basert på totale deformasjoner i et utvalgt knutepunkt  $|u|$  opp mot  $\sum MSF = MSF = F = \gamma_M = \frac{\tan \phi}{\tan \rho}$ ,

der  $MSF$  betrakter forholdet mellom opprinnelig styrke,  $\tan\phi$ , og redusert styrke,  $\tan\phi$ . Selve inkrementene i styrkereduksjonsprosessen,  $MSF$  i PLAXIS er satt til 0,1, og antall laststeg er i utgangspunktet satt til 100 laststeg i beregningen. Stort sett skal dette være tilstrekkelig for å visualisere en veletablert bruddmekanisme og kurve for beregnet sikkerhetsfaktor.

Dette gjør det mulig å presentere beregnet sikkerhetsfaktor som følgende:

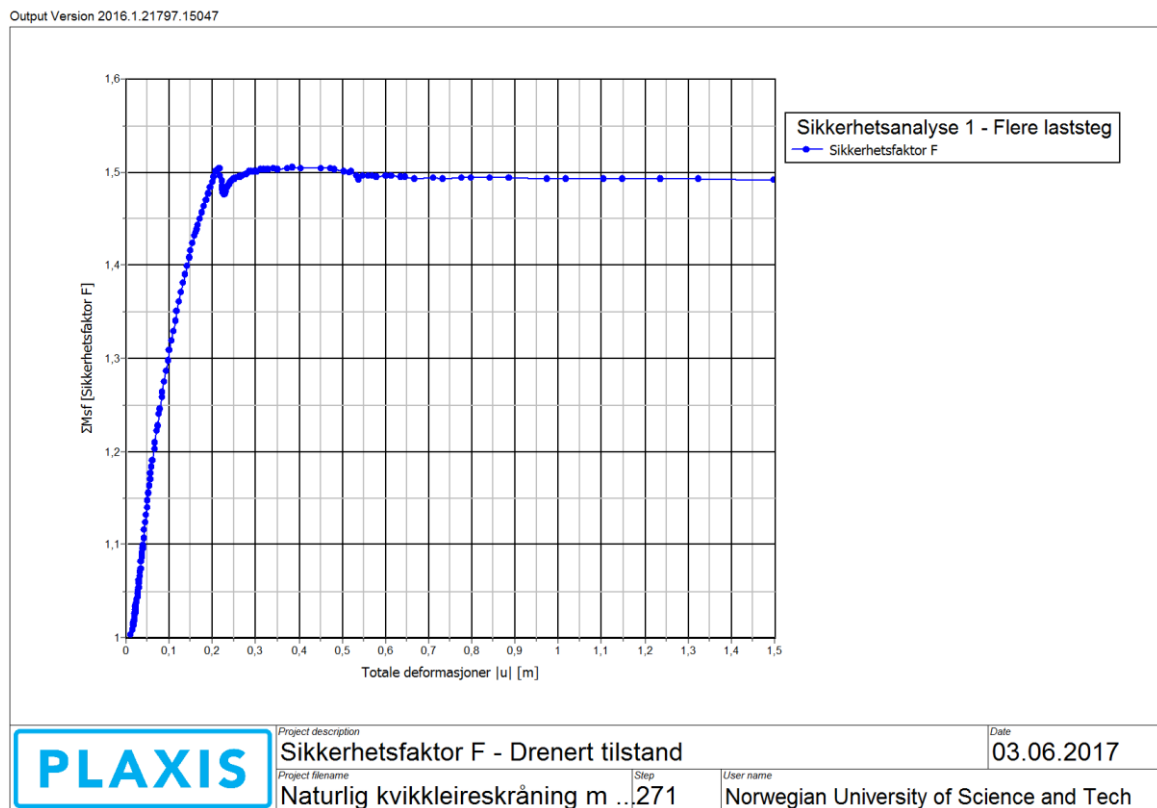


Figur 55: Kurven for sikkerhetsfaktor  $F$  - Drenert tilstand.

$$F = 1,49$$

Resultatet fra denne grafen kan vise tegn på at den plastiske bruddutviklingen ikke er godt nok utviklet, og at beregningen ikke har hatt tilstrekkelig med laststeg i standardsimuleringen.

Ved å tillate iterasjonsprosessen og beregningen i PLAXIS å fortsette gjennom flere laststeg, fra opprinnelig 100 laststeg til 150 laststeg, resulterer dette i en graf av høyere kvalitet der den plastiske bruddutviklingen er velutviklet:



**Figur 56: Velutviklet plastisk bruddutvikling.**

Som figur 56 viser er også beregnet sikkerhetsfaktor  $F$  for skråningen i dette tilfellet med drenert tilstand for langtidssituasjonen blitt økt i forhold til den første grafen:

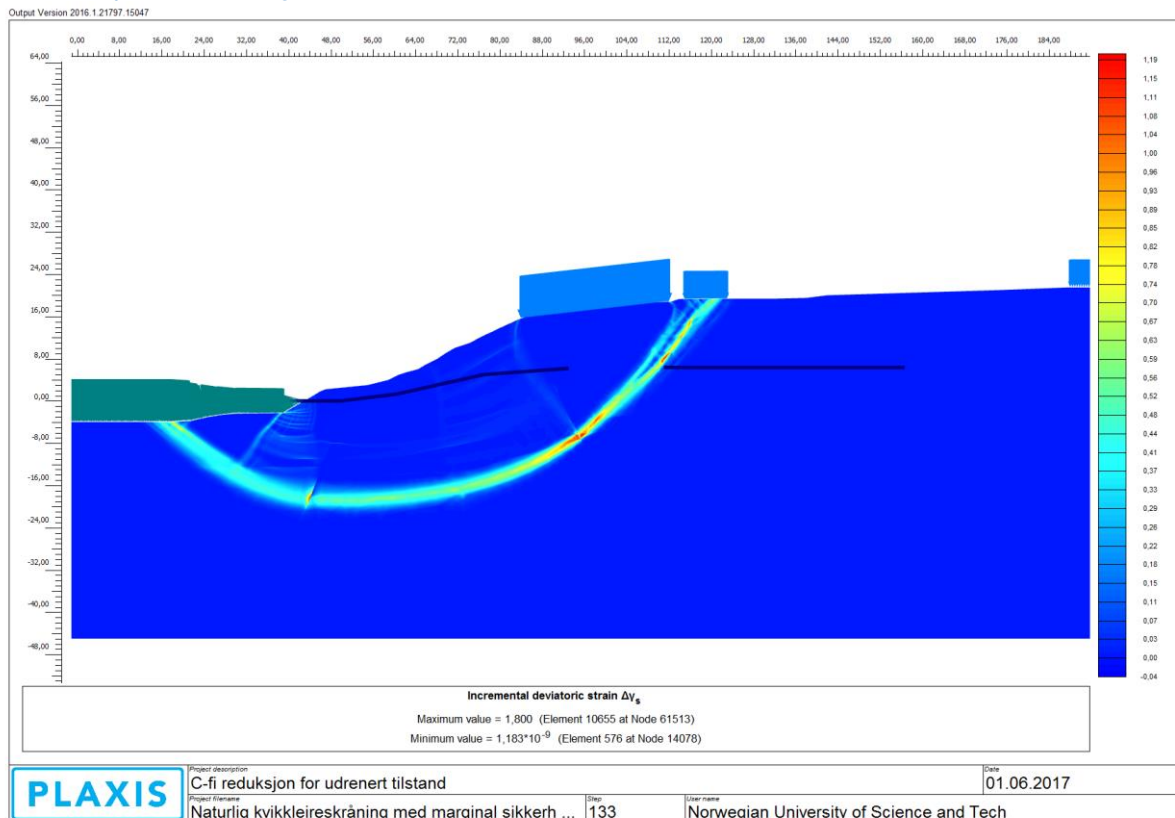
$$F = 1,494$$

$$\text{NVEs krav: } F \geq 1,40$$

Dette betyr med andre ord at skråningen tilfredsstillere kravene til sikkerhetsmargin mot brudd for områdestabiliteten, dersom en betrakter den drenerte langtidssituasjonen. Skråningen må fremdeles tilfredsstillere kravet til ikke å starte et kvikkleireskred, men for å avgjøre dette er andre vurderinger nødt til å tas hensyn til.

For å ta hensyn til usikkerheter tilknyttet grunnvannsnivået i skråningen, er det også gjennomført en drenert analyse der grunnvannsnivået er prosjektert 1 meter høyere gjennom hele skråningen. Den drenerte analysen med økt grunnvannsnivå er presentert i vedlegg J, og resultatet fra denne viser at selv ved en slik økning tilfredsstillere skråningen kravet til sikkerhetsfaktor  $F \geq 1,40$  for drenert langtidstilstand.

### 9.3.2 $c\phi$ – reduksjon for udrenert korttidstilstand



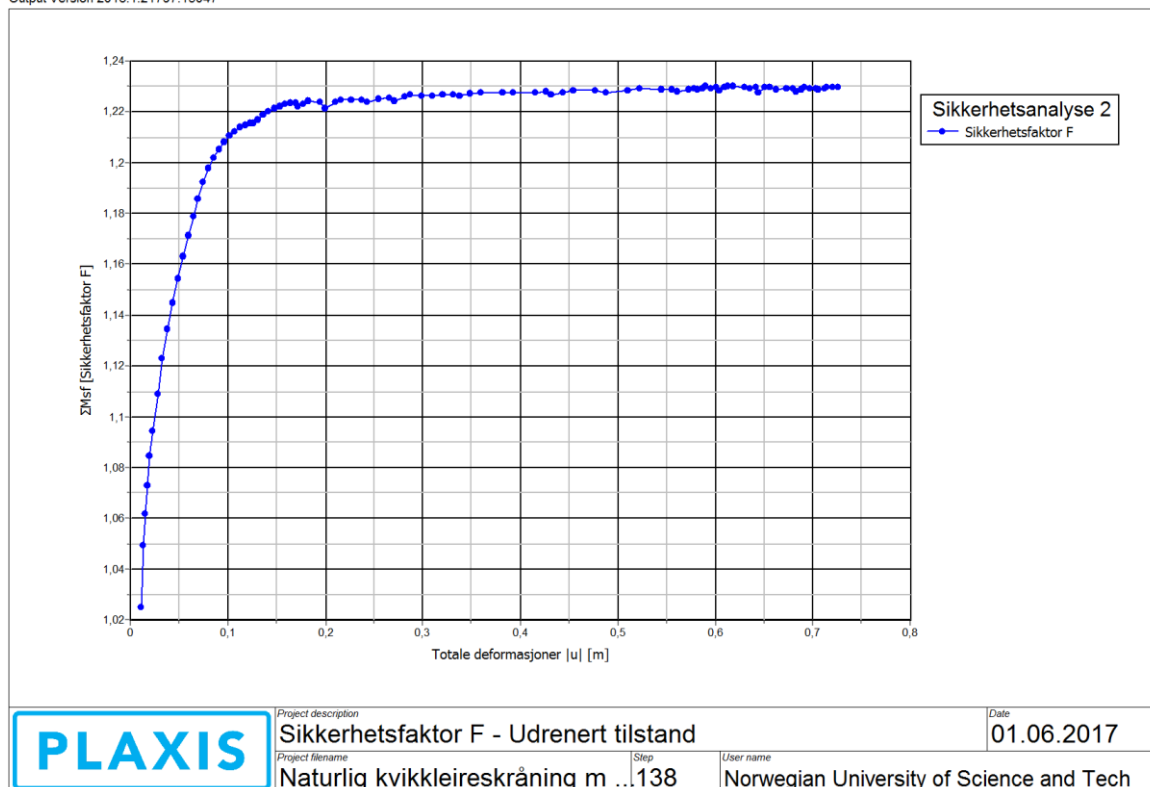
Figur 57: Bruddmekanisme for udrenert korttidstilstand.

$c\phi$ -reduksjonen for jordmaterialene, og resulterende skjærtøyninger, har automatisk fanget opp kritisk glideflate for den udrenerte korttidstilstanden for skråningen. Kritisk glideflate kan betraktes som en sirkulær skjærflate, som i dette tilfellet går helt ned til kvikkleirelaget, se vedlegg K.

Bruddmekanismen ender ute i Nidelva, og for korttidstilstanden starter glideflaten på enden av vegen i Klostergata. Sammenlignet med bruddmekanismen for den drenerte tilstanden i figur 54, vil et udrenert brudd føre med seg et mye større jordvolum dersom jordmassene glir ut.

Ved samme prosedyre som beskrevet for drenert langtidstilstand, kan sikkerhetsfaktoren  $F$  presenteres ved en graf der totale deformasjoner i et utvalgt knutepunkt er plottet mot multiplikatoren for sikkerhetsfaktoren,  $\sum MSF$ , dannet ved styrkereduksjonsmetoden.

I grafen ser en tydelig at jordmaterialene i skråningen har fått redusert sin styrke litt og litt, helt til plastiske deformasjoner har blitt dannet og jordvolumet har gått til brudd. Teknisk sett betyr dette at naboelementene i PLAXIS har kommet til det stadiet der de ikke lenger har kapasitet til å tåle høyere spenninger, likevekttilstanden er brutt og bruddmekanismen er dannet. Når bruddmekanismen i grafen dannes, er stivheten til jordmaterialene lik null,  $E = 0$ . Det er dette som er grunnen til at de totale deformasjonene,  $|u|$ , langs x-aksen i figur 58 kan bli relativt store mot slutten av  $c\phi$ -reduksjonen. I dette tilfellet har beregningen i PLAXIS hatt nok laststeg i utgangspunktet, og den plastiske deformasjonen er velutviklet.



**Figur 58: Kurven for sikkerhetsfaktor  $F$  - Udrenert tilstand.**

Som figur 58 viser er beregnet sikkerhetsfaktor  $F$  for skråningen i udrenert tilstand for korttidssituasjonen:

$$F = 1,23$$

$$\text{NVEs krav: } F \geq 1,40$$

Dette betyr med andre ord at skråningen **ikke** tilfredsstiller kravene til sikkerhetsmargin i brudd for områdestabiliteten, dersom en betrakter den udrenerte korttidstilstanden.

Ifølge tabell 18 betyr dette at kravet til *vesentlig forbedring* må iverksettes, ettersom sikkerhetsfaktor  $F < 1,40$  for udrenert tilstand. Ved topografiske tiltak der det dokumenteres at sikkerhetsfaktoren til hvilket som helst tidspunkt i prosessen ikke forverres, vil det være mulig å gjennomføre topografiske tiltak som tilfredsstiller kravene til ny sikkerhetsfaktor etter utbygging og påføring av bygg på Fengselstomta.

Den endelige sikkerhetsfaktoren etter all utbygging er ferdigstilt vil dermed fremdeles kunne være lavere enn utgangskravet  $F \geq 1,40$ . Men så lenge det prosentvise kravet til vesentlig forbedring er opprettholdt, samt at tiltakene ikke utløser et kvikkleireskred, er dette mulig iht. NVEs veileder 7/2014 – «Sikkerhet mot kvikkleireskred».

## 9.4 Topografiske stabiliseringstiltak for udrenert tilstand

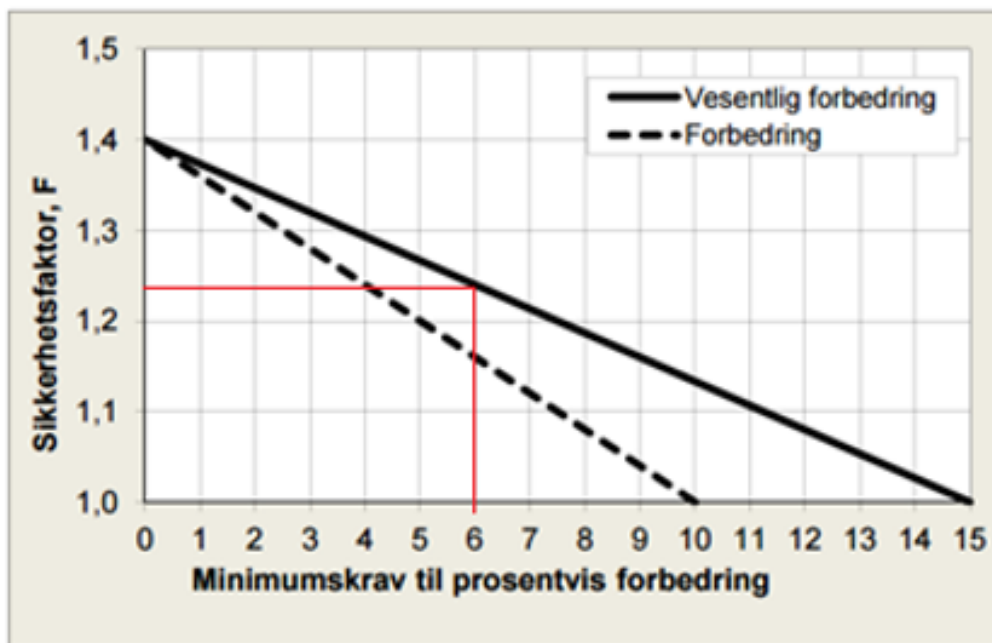
Før konkrete topografiske stabiliseringstiltak gjennomføres, er det først hensiktsmessig å dokumentere hvilket krav til ny og endelig sikkerhetsfaktor veileder 7/2014 krever ved prosentvis vesentlig forbedring. Dette vil deretter danne forutsetningen for de ulike topografiske tiltakene, og også de nye stabilitetsberegningene og analysene.

### 9.4.1 Krav til prosentvis vesentlig forbedring for udrenert tilstand

I forrige avsnitt ble den beregnede sikkerhetsfaktoren  $F$  i sikkerhetsanalysen beregnet til en verdi lavere enn kravet. Denne opprinnelige sikkerhetsfaktoren kan derfor betraktes som:

$$F_0 = \gamma_{M0} = 1,23$$

Med dette som utgangspunkt vil minimumskravet til prosentvis vesentlig forbedring iht. figur 59 medføre:



Figur 59: Minimumskrav på 6 % vesentlig forbedring for skråningen.

$$\text{Prosentvis vesentlig forbedring} = \Delta F = \Delta \gamma_M \approx 6 \%$$

Den endelige sikkerhetsfaktoren  $F$  etter topografiske tiltak og påføring av bygg på Fengselstomta må derfor tilfredsstille følgende krav til sikkerhetsmargin:

$$F_{krav} = F_0 * (1 + \Delta F)$$

$$F_{krav} = 1,23 * (1 + 0,06)$$

$$F_{krav} = \gamma_{M,krav} = 1,304$$



### 9.4.2 Ulike alternativer av topografiske stabiliseringstiltak

I dette avsnittet skal tre ulike alternativer for topografiske stabiliseringstiltak vurderes og beskrives, i håp om at krav til beregningsmessig sikkerhet og forbedring tilfredsstilles i stabilitetsanalysene i PLAXIS.

Det finnes selvsagt flere ulike alternativer enn de som er valgt i denne masteroppgaven, men på grunnlag av omfanget til oppgaven er det valgt å fokusere kun på tre ulike alternativer. Disse er som følger:

- Avlastning av Fengselstomta og skråningstoppen
- Motfylling i bunn av skråning ved bruk av betong
- Motfylling i bunn av skråning ved bruk av Eklogitt

Disse tre alternativene er simulert på flere ulike måter i PLAXIS, og resultatene viser nettopp hvor utfordrende det kan være å stabilisere skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva ved bruk av metoden med prosentvis vesentlig forbedring og topografiske tiltak.

Alternativene med avlastning og motfylling er iht. teorikapittel 5, der prinsippet dreier seg om å redusere de drivende kreftene eller forlenge den kritiske glideflaten. En motfylling vil støtte opp skråningen, og i tillegg påføre en tyngde i bunn som hindrer at skråningsmasser kan presses opp. Avlastningen vil endre helningen til skråningen og redusere skjærspenningene  $\tau$  langs glideflaten, og også gjøre det mulig å påføre laster ved utbyggingen av Fengselstomta. Det er ønskelig at kurvaturen til skråningen etter utførte tiltak beholdes relativt konveks, slik at en unngår en eventuell endring til konkav kurvatur, da dette i kapittel 5 vil kunne medføre lavere sikkerhetsfaktorer for naturlige skråninger. Med fordel kan kurvaturen flates ut.

Det er ikke valgt å simulere hvordan bruken av lette masser vil fungere i forhold til vesentlig forbedring. Uansett hvilke topografiske stabiliseringstiltak som vurderes, anses det som svært viktig å unngå unødvendige bevegelser i grunnen, og at det utvises stor aktsomhet. Sikkerhet mot skred skal være ivarettatt gjennom hele prosessen. Dette betyr også at påføringen av motfyllingen må være nøye planlagt slik at sikkerheten mot utglidning ikke reduseres.

### 9.4.3 Avlastningssimulering av Fengselstomta og skråningstopp

Fra resultatene for drenert langtidstilstand og udrenert korttidstilstand starter kritisk glideflate for bruddmekanismene fra  $c\phi$ -reduksjonen under henholdsvis Klostergata 20 og vegen i Klostergata. Ingen av disse starter oppe ved Fengselstomta, slik at en avlastning kun av tomta betraktes som likegyldig for sikkerheten til kritisk glideflate i udrenert korttidstilstand. Med andre ord vil ikke sikkerhetsfaktor  $F$  for glideflaten økes kun ved avlastning av selve Fengselstomta. En avlastning der oppe er nok gunstig for glideflater som er mindre kritiske, men fokuset vil ikke være på disse i stabilitetsanalysene.

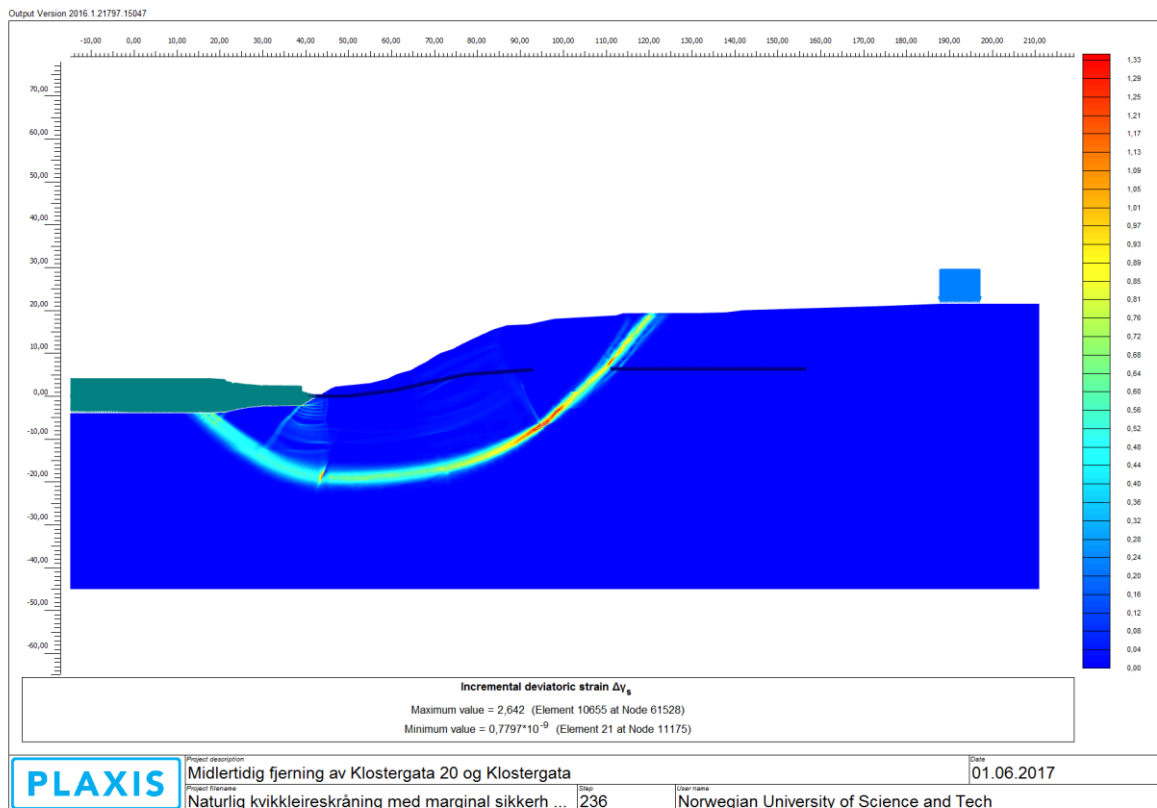
Dette legger føringer om at en eventuell avlastning av skråningen helt frem til skråningstoppen vil kunne være mer gunstig for sikkerheten. Det som derimot skaper utfordringer da, er det faktum at både bebyggelsen i Klostergata 20 og vegen i Klostergata må midlertidig eller permanent fjernes, for deretter å plasseres der på nytt på ny kotehøyde etter avlastningen er utført.

De ulike simuleringene i PLAXIS presenteres nedenfor, med beregnet sikkerhetsfaktor for hver fase. For å illustrere hvordan sikkerhetsfaktoren kontinuerlig endres gjennom det

topografiske tiltaket, er det valgt å beregne sikkerhetsfaktor etter hver meter med avlastning, og etter hver tilbakeføring av bebyggelsen og vegen for de ulike avlastningene. Tilslutt presenteres utviklingen av sikkerhetsfaktoren gjennom de ulike fasene i én og samme graf, før endelig sikkerhetsfaktor kontrolleres opp mot NVEs krav.

#### 9.4.3.1 Midlertidig fjerning av bygget i Klostergata 20 og vegen i Klostergata

Det første som må gjøres før massene kan graves ut og skråningen avlastes, er å fjerne bygget i Klostergata 20 og vegen i Klostergata. Ved sikkerhetsanalysen i PLAXIS gir dette følgende resultat:



Figur 60: Lastene fra bygget og vegen i Klostergata er fjernet.

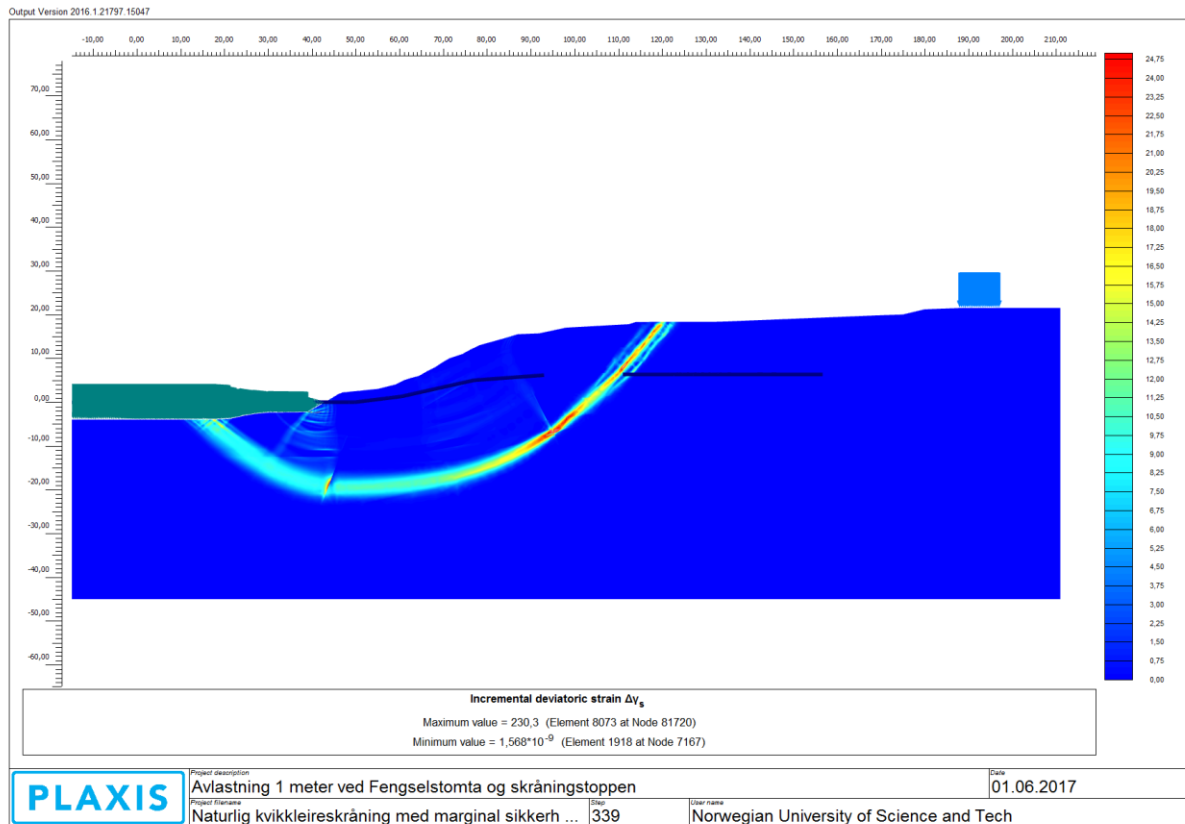
På figuren er de jevnt fordelte lastene for bygget og vegen fjernet fra beregningsmodellen, og  $c\phi$ -reduksjonen av jordmaterialene har beregnet følgende sikkerhetsfaktor:

$$\text{Ny sikkerhetsfaktor: } F = 1,283$$

Som resultatet viser vil selv en fjerning av lastene fra bygget i Klostergata 20 og lasten fra vegen i Klostergata bidra til at sikkerhetsfaktoren økes. De drivende kreftene på toppen av skråningen er redusert ved et slikt tiltak. Likevel er ikke denne økningen tilstrekkelig, og derfor avlastes Fængselstomta og skråningstoppen i neste PLAXIS-simulering.

### 9.4.3.2 Avlastning 1 meter for Fengselstomta og skråningstoppen

Det graves ut 1 meter masse fra Fengselstomta og helt frem til skråningstoppen. Den totale høyden til skråningen vil dermed reduseres, og det samme vil helningsvinkelen. Sikkerhetsanalysen gir følgende resultat:



Figur 61: Utgravid 1 meter masse fra Fengselstomta og skråningstoppen.

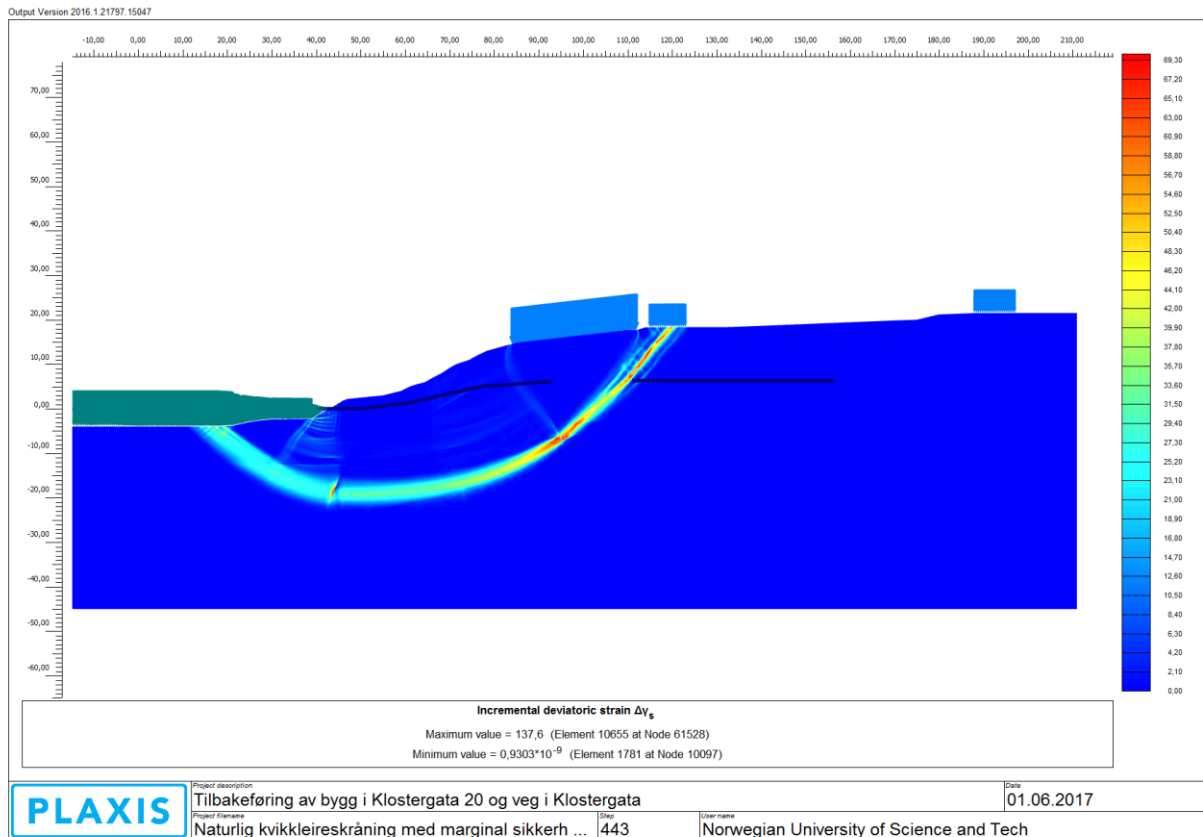
Lokalisasjonen til den kritiske glideflaten for skråningen endres ikke betydelig av avlastningen, men økningen i sikkerhetsfaktor er relativt god.

$$\text{Ny sikkerhetsfaktor: } F = 1,346$$

De drivende kreftene er dermed ytterligere redusert, men selv om denne sikkerhetsfaktoren er godt over kravet fra NVE, velges det å tilbakeføre bygget i Klostergata 20 og vegen i Klostergata. Dette for å vurdere om den økte sikkerhetsmarginen fra 1 meter avlastning er tilstrekkelig før en eventuell utbygging.

### 9.4.3.3 Tilbakeføring av bygget i Klostergata 20 og vegen i Klostergata

Tilbakeføringen medfører at det nok en gang tilføres jevnt fordelte laster på henholdsvis 20 kPa for Klostergata 20 og 13 kPa for vegen i Klostergata, bare at nå er skråningen lavere enn tidligere. De drivende kreftene vil likevel økes, og sikkerhetsanalysen gir:



**Figur 62: Bygg i Klostergata 20 og veg i Klostergata tilbakeført.**

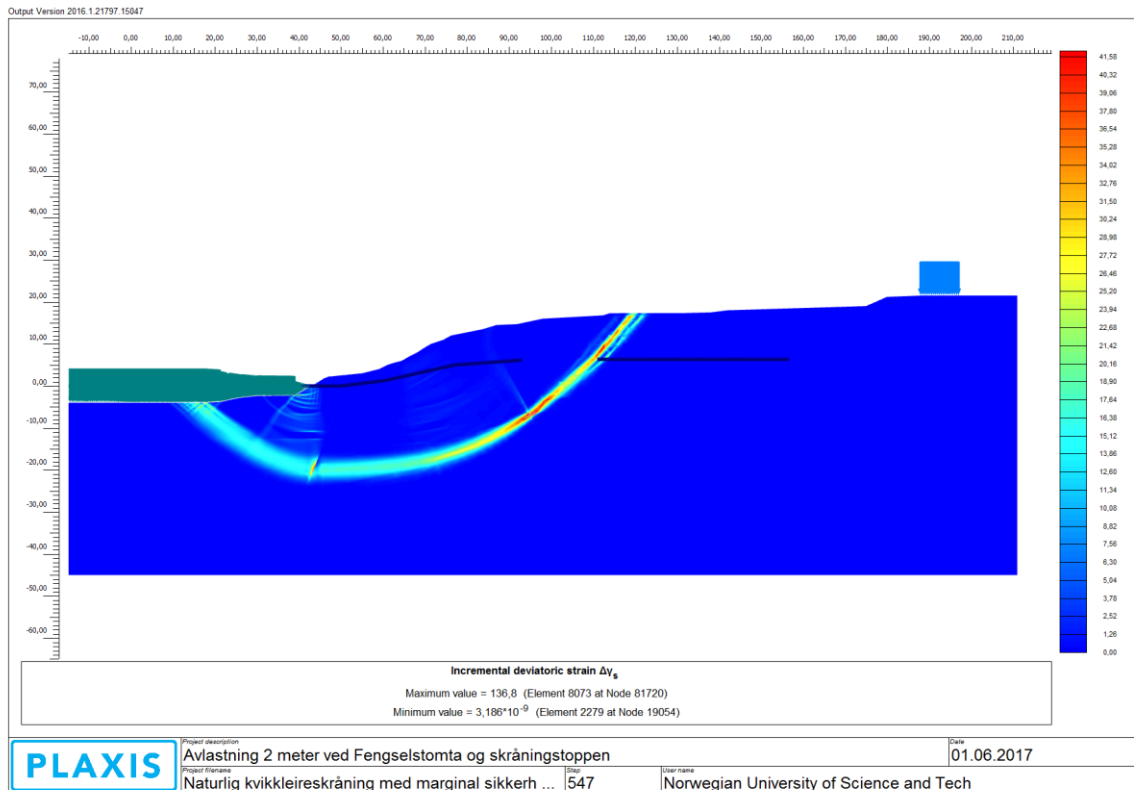
Kritisk glideflate er fremdeles lokalisert fra kanten av vegen i Klostergata og opptrer som en bruddsirkel som ender nedenfor skråningståen i Nidelva. Beregnet sikkerhetsfaktor for dette tilfellet er:

$$\text{Ny sikkerhetsfaktor: } F = 1,287$$

De økte drivende kreftene har som forventet redusert den beregnede sikkerhetsfaktoren ned under NVEs krav. Dette betyr med andre ord at når ny sikkerhetsfaktor allerede før utbygging av Fensselstomta viser tegn til ikke å oppfylle kravene, må stabiliseringstiltaket med avlastning ytterligere økes. Derfor vil neste fase i PLAXIS simuleres som en avlastning på 2 meter for Fensselstomta og skråningstoppen, i håp om at dette er tilstrekkelig som utgangspunkt før utbygging av Fensselstomta.

#### 9.4.3.4 Avlastning 2 meter for Fengselstomta og skråningstoppen

Lastene i Klostergata 20 og vegen i Klostergata er på nytt fjernet, og massene på Fengselstomta og skråningstoppen er avlastet ved utgraving at 2 meter masse. Sikkerhetsanalysen viser på nytt:



Figur 63: Utgravid 2 meter masse fra Fengselstomta og skråningstoppen.

Fremdeles den samme kritiske glideflaten, bare at denne gangen viser beregnet sikkerhetsfaktor for første gang resultater over  $F > 1,40$ .

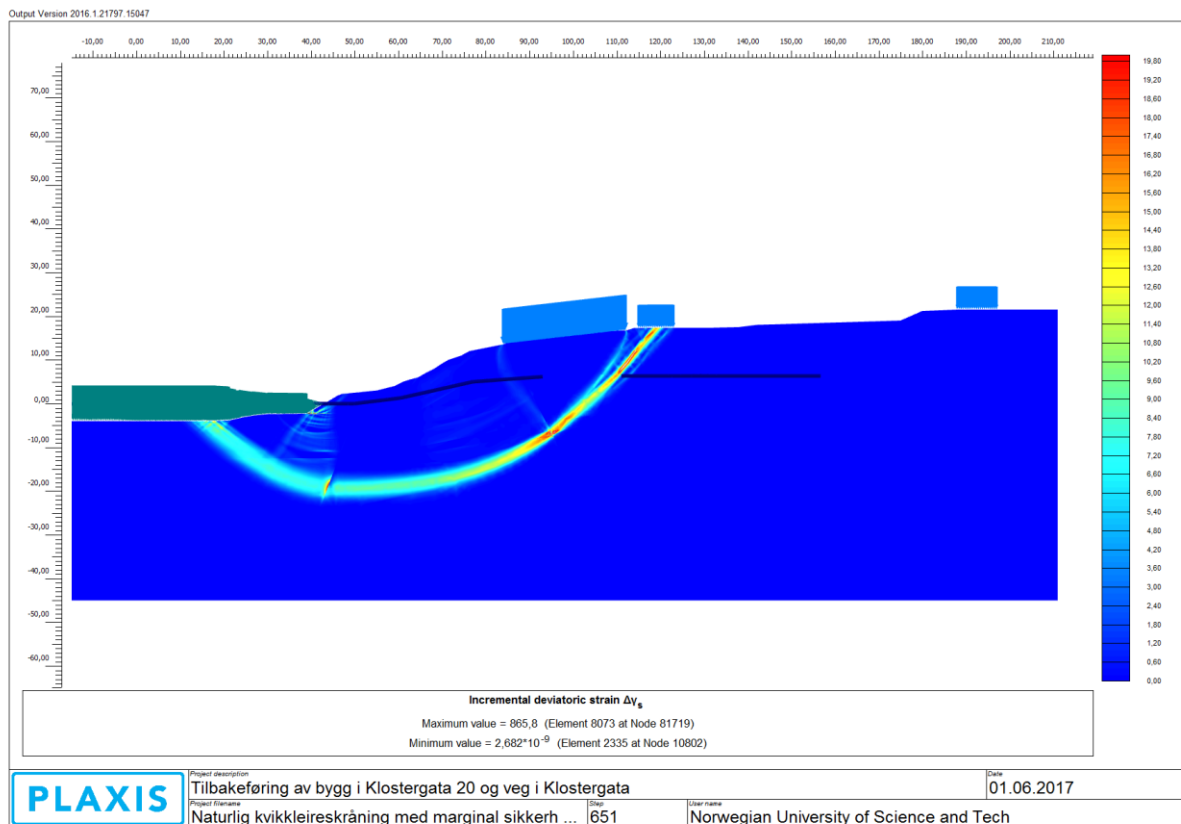
$$\text{Ny sikkerhetsfaktor: } F = 1,415$$

Økningen av sikkerhetsfaktoren er på bakgrunn av den store reduksjonen av drivende krefter, ved at både helningsvinkel og skråningshøyde er betraktelig redusert. Ettersom den nye sikkerhetsfaktoren gir en slik sikkerhetsmargin, betraktes det at dette er tilstrekkelig for at både lastene fra Klostergata 20 og Klostergata, samt en utbygging av Fengselstomta vil kunne påføres skråningen, og fremdeles tilfredsstillende kravet fra NVE.

Dette danner grunnlaget for de to neste PLAXIS-simuleringene, der lastene på kanten av skråningen først simuleres, for deretter lasten fra bygget på Fengselstomta.

#### 9.4.3.5 Tilbakeføring av bygget i Klostergata 20 og vegen i Klostergata

Samme prinsippet som tidligere beskrevet, ved at lastene aktiveres i PLAXIS-modellen. Sikkerhetsanalysen fra metoden med  $c\phi$ -reduksjon gir:



Figur 64: Bygg i Klostergata 20 og veg i Klostergata tilbakeført.

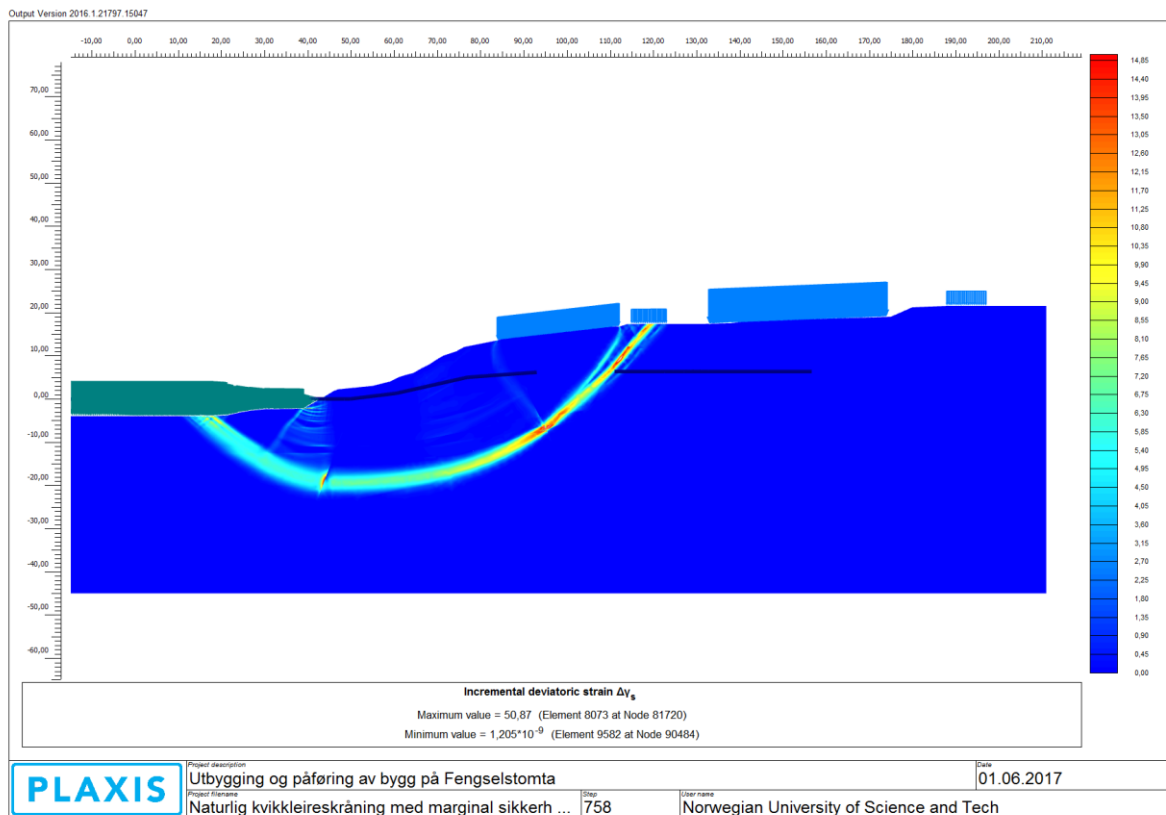
Økningen av drivende krefter gir beregnet sikkerhetsfaktor for dette tilfellet:

$$\text{Ny sikkerhetsfaktor: } F = 1,352$$

Fremdeles betraktes sikkerhetsmarginen i beregnet sikkerhetsfaktor som tilstrekkelig og god, og det vurderes slik at en utbygging av Fængselstomta for dette tilfellet vil resultere i endelig sikkerhetsfaktor som tilfredsstillende kravet om  $F_{krav} \geq 1,304$ .

#### 9.4.3.6 Utbygging- og påføring av bygg på Fengselstomta

Lasten på 30 kPa påføres Fengselstomta i PLAXIS-modellen, og en ny sikkerhetsanalyse utføres.



**Figur 65: Endelig situasjon etter avlastning og utbygging.**

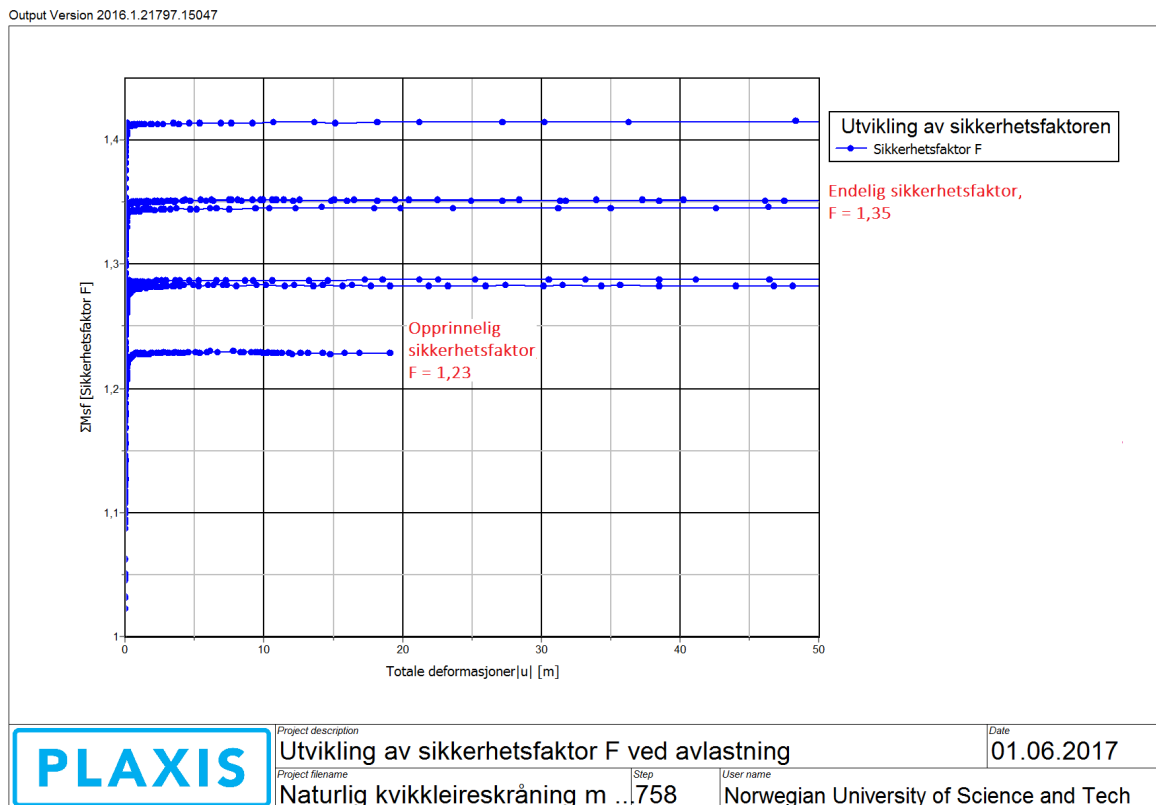
De mest kritiske skjærtøyningene langs glideflaten endrer lite på lokalisasjonen, og endelig sikkerhetsfaktor redusere minimalt i forhold til foregående PLAXIS-simulering.

Endelig sikkerhetsfaktor:  $F = 1,35$

### 9.4.3.7 Utviklingen av sikkerhetsfaktoren ved avlastning som topografisk tiltak

For å oppsummere avlastningssimuleringene i stabilitetsanalysen i PLAXIS, presenteres en figur der utviklingen av sikkerhetsfaktoren gjennom de ulike fasene er plottet opp mot de totale deformasjonene i et utvalgt knutepunkt i simuleringene.

I figuren er det illustrert hvordan opprinnelig sikkerhetsfaktor har utviklet seg til endelig sikkerhetsfaktor gjennom avlastningene og påføringen av laster. Sikkerhetsfaktor for simuleringene der lastene fra Klostergata 20 og Klostergata er også lagt inn i figuren, uten at disse diskuteres ytterligere. I vedlegg L presenteres tilsvarende figur i større format.



**Figur 66: Utviklingen av sikkerhetsfaktoren gjennom avlastningssimuleringen.**

I figur 66 kan en se hvordan opprinnelig sikkerhetsfaktor  $F_0 = 1,23$  er økt til  $F = 1,35$  for den endelige situasjonen etter utbyggingen av Fengselstomta. Denne nye sikkerhetsfaktoren må kontrolleres opp mot kravet til prosentvis vesentlig forbedring på minimum 6 %.

Prosentvis vesentlig forbedring ved 2 meter avlastning på Fengselstomta og skråningstoppen:

$$F \geq F_{krav} \rightarrow 1,35 \geq 1,304$$
$$\frac{F}{F_0} = \frac{1,35}{1,23} \approx 1,098 = 9,8\%$$



Den nye sikkerhetsfaktoren etter 2 meter avlastning og utbygging av Fengselstomta *tilfredsstiller* godt kravet om prosentvis vesentlig forbedring. Fordelen med at sikkerhetsfaktoren er en del høyere enn kravet, er at dette kan ta hånd om usikkerheter tilknyttet den jevnt fordelte lasten  $q_3$  for bygget på Fengselstomten, dersom denne viser seg å være større enn antatt ( $q_3 = 30$  kPa).

#### 9.4.4 Motfylling i bunn av skråning ved bruk av betong

Den neste stabilitetsanalysen som gjennomføres er ved etablering av en motfylling av betong i bunn av skråningen. Dette er valgt som alternativ da simuleringer med forstørret motfylling av sprengstein (slik dagens motfylling består av) ikke vil øke sikkerhetsfaktoren tilstrekkelig til at dette kan brukes alene som løsning før utbygging av Fengselstomta. Resultatet fra én av simuleringene med forstørret motfylling av tradisjonell sprengstein, med tilhørende beregnet sikkerhetsfaktor, er presentert i vedlegg M. I dette avsnittet er fokuset satt på motfylling ved bruk av betongutstøpning.

Betongen er modellert som et ikke-porøst materiale med lineær-elastisk materialmodell, der følgende materialparametere er benyttet som inngangsdata i PLAXIS, basert på Eurokode 2:

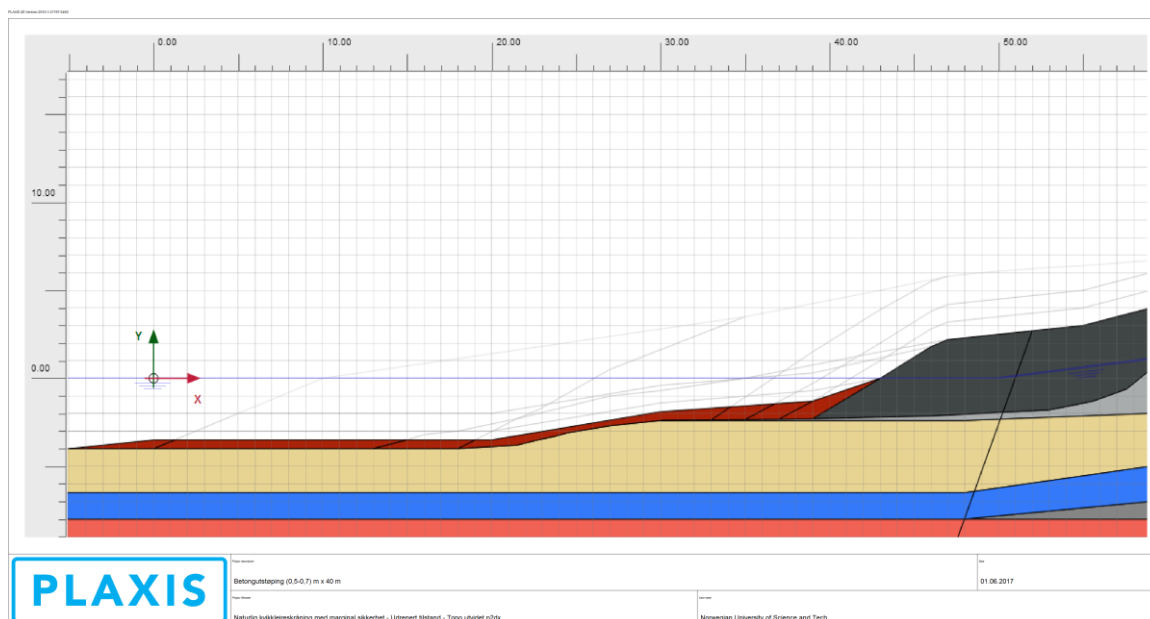
**Tabell 20: Inngangsdata for betong i PLAXIS.**

<b><i>Tyngdetetthet, <math>\gamma</math></i></b> <b><i>[kN/m<sup>3</sup>]</i></b>	26,0
<b><i>Stivhet, E [kPa]</i></b>	36 000 000
<b><i>Poissontall, <math>\nu</math> [-]</i></b>	0,25

Inngangsparameterne er valgt på bakgrunn av erfaringstall og tradisjonelle verdier for betong tilsvarende normalbetong B45 med densitet  $2600$  kg/m<sup>3</sup> og stivhet  $36$  GPa fra Eurokoden. Betongen inneholder antiutvaskingsstoff, AUV-tilsetningsstoff, slik at den kan brukes under vann. I stabilitetsanalysen i PLAXIS er simuleringen av betongen gjennomført i to innledende faser, før utbyggingen av Fengselstomta simuleres til slutt. Grunnen til at den høye stivheten brukes er fordi betongen vil støpes som et sammenhengende dekke, til forskjell fra de tradisjonelle oppknuste fyllingsmaterialene.

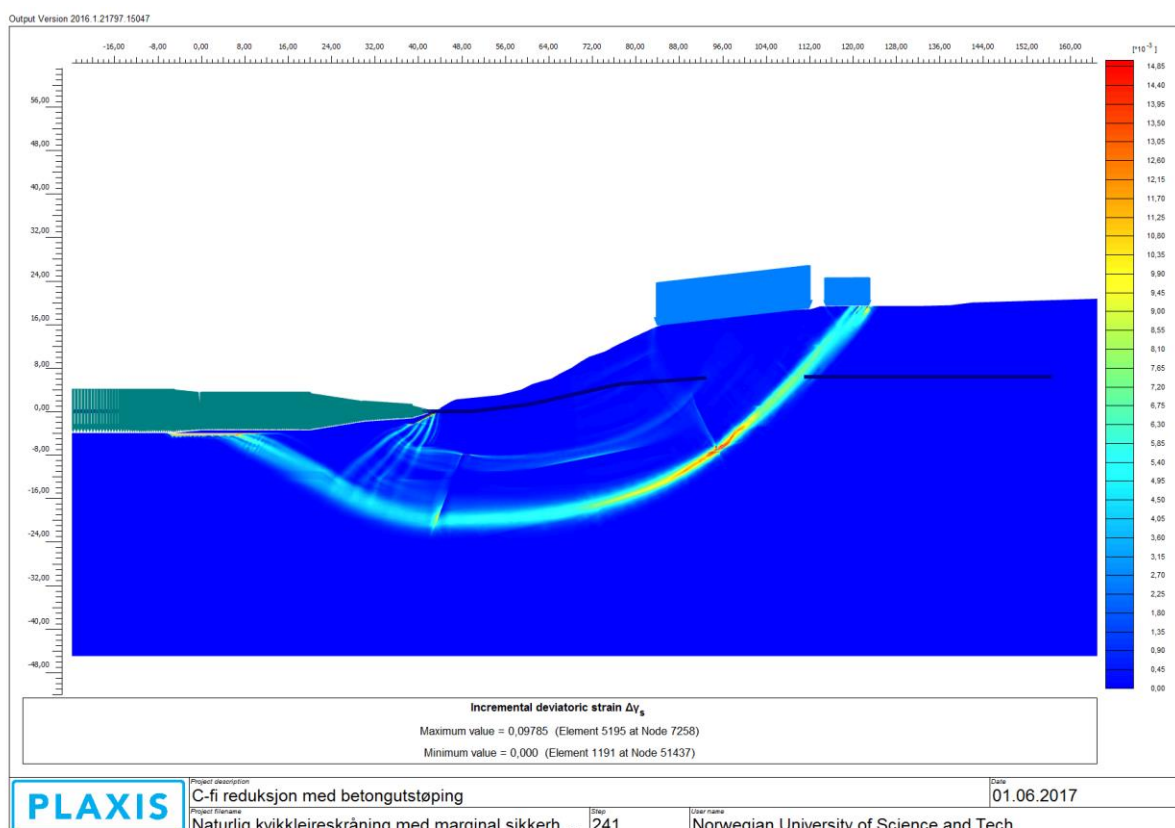
##### 9.4.4.1 Betongutstøpning med (0,5-0,7) m tykkelse og 40 m lengde

I første simulering analyseres virkningen av et betongdekke med tykkelse fra en halvmeter til 70 cm, som støpes langs bunnen av Nidelva og opp til dagens motfylling. Betongdekke vil på denne måten kunne betraktes som en forlengelse av dagens motfylling, i håp om at denne løsningen vil bidra til å øke motstanden mot glidning. I figur 67 illustreres det hvordan betongdekke støpes.



Figur 67: Første lag med betongutstøping.

Etter at betongen er etablert, utføres det en sikkerhetsanalyse på samme måte som ved avlastningssimuleringene – ved bruk av metoden med  $c\phi$ -reduksjon. Resultatet fra sikkerhetsanalysen er som følger:



Figur 68: Kritisk glideflate for motfyllingen av betong.

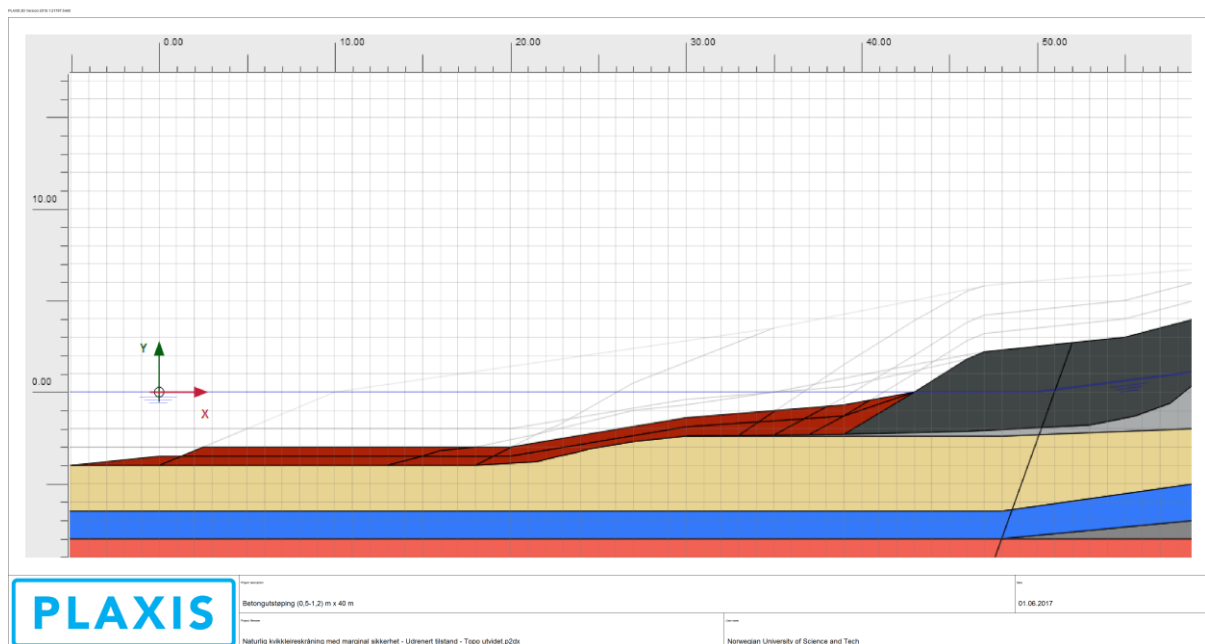
Skjærtøyningene for kritisk glideflate fra  $c\phi$ -reduksjonen av jordmaterialene illustrerer godt at dersom betongutstøpingen utføres slik vil glideflaten forlenges et stykke ut i Nidelva. Men som figuren viser vil fremdeles den kritiske glideflaten starte fra enden av vegen i Klostergata. Langs kanten av betongen vil skjærtøyningene kunne bli betydelige, og resultatet gir en beregnet sikkerhetsfaktor:

Ny sikkerhetsfaktor:  $F = 1,277$

Den beregnede sikkerhetsfaktoren viser tegn til at motstanden mot glidning har økt noe, men fremdeles ikke tilstrekkelig. For at NVEs krav til ny sikkerhetsfaktor skal kunne tilfredsstilles etter utbygging på Fengselstomta, er utgangspunktet at sikkerhetsfaktoren hvert fall må være  $F \geq 1,304$  før bygget plasseres oppe på tomta. Det vil i dette tilfellet bety at betonglaget må støpes med større tykkelse enn tilfellet ovenfor.

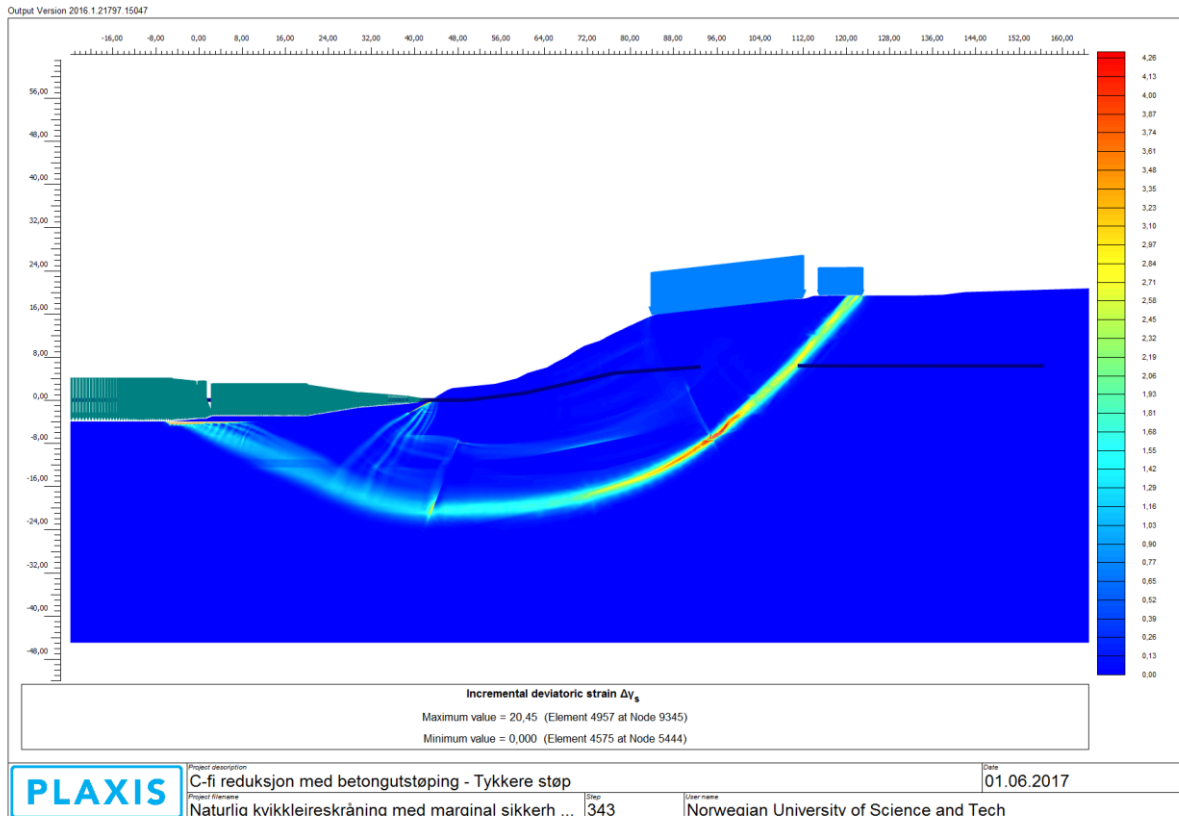
#### 9.4.4.2 Betongutstøping med (0,5-1,2) m tykkelse, og 40 m lengde

I denne stabilitetsanalysen er det derfor valgt å simulere etableringen av et enda tykkere lag med betong enn den første simuleringen. Den totale tykkelsen til betongdekke er dermed modellert mellom en halvmetre og opp mot ca. 1,2 meter. Forlengelsen i lengderetning beholdes likt som forrige simulering, iht. figur 69.



Figur 69: Tykkere lag med betong støpt i fremkant av motfylling.

Som figuren viser er betongdekke omtrentlig dobbelt så tykt som den foregående simuleringen. Dette vil påføre noe større tyngde på elvebunnen, men kritisk glideflate forblir lite endret da lengden på betongdekket er tilsvarende.



**Figur 70: Kritisk glideflate for det tykke laget med betong.**

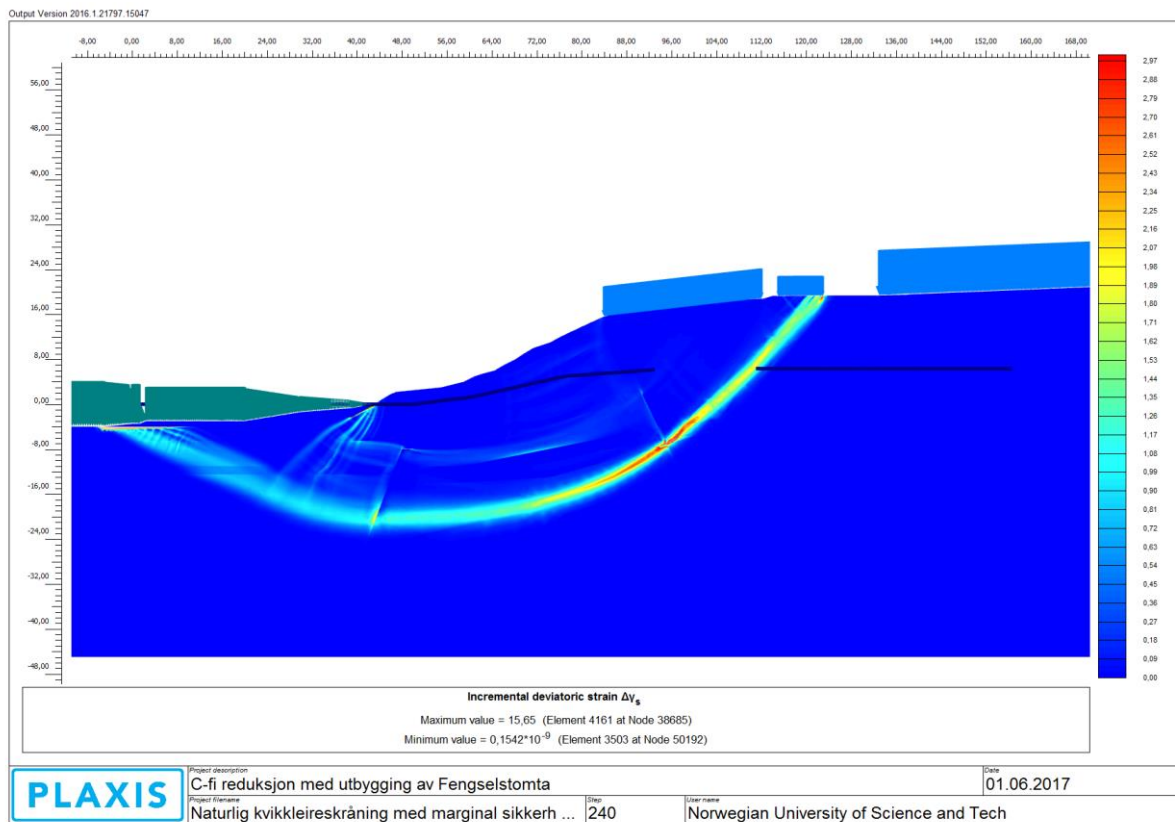
Kritisk glideflate forlenges ut forbi betongdekke, og beregnet sikkerhetsfaktor øker som en konsekvens av at motstanden mot glidning øker. De største skjærtøyningene oppstår i grensen mellom aktivsonen og direktesonen i modellen, tilsvarende det røde området i figuren.

Ny sikkerhetsfaktor:  $F = 1,305$

Denne sikkerhetsfaktoren er tilnærmet likt kravet til NVE for skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva, før utbyggingen har blitt gjennomført. For å kontrollere at sikkerhetsfaktoren ikke reduseres under kravet, utføres en stabilitetsanalyse om sikkerhetsfaktoren endres ved påføring av lasten fra bygget.

#### 9.4.4.3 Utbygging av Fengselstomta med påføring av bygg

Den jevnt fordelte lasten av bygget opp på Fengselstomta aktiveres i PLAXIS-modellen, og en ny sikkerhetsanalyse utføres.



**Figur 71: Kritisk glideflate etter utbygging av Fengselstomta.**

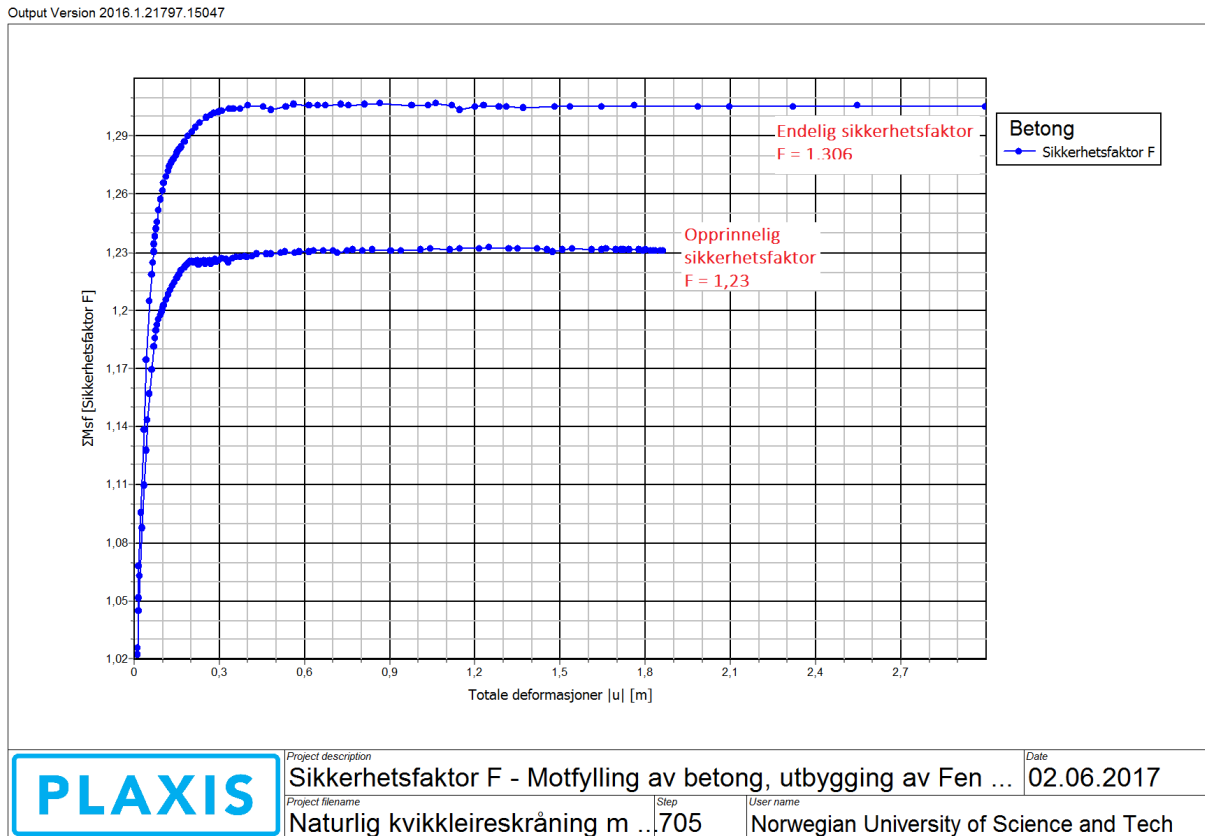
Som de tidligere resultatene fra sikkerhetsanalysene påvirker ikke utbyggingen av Fengselstomta den kritiske glideflaten for skråningen. Det er fremdeles denne bruddsirkelen som betraktes mest kritisk, og der et brudd er forventet å først kunne dannes dersom jordmaterialene i skråningen går til brudd. Den endelige beregnede sikkerhetsfaktoren for bruddmekanismen er:

$$\text{Endelig sikkerhetsfaktor: } F = 1,306$$

#### 9.4.4.4 Utviklingen av sikkerhetsfaktoren ved motfylling av betong som topografisk tiltak

For å oppsummere betongsimuleringene i stabilitetsanalysen i PLAXIS, presenteres en figur der utviklingen av sikkerhetsfaktoren fra opprinnelig- til endelig tilstand er plottet opp mot de totale deformasjonene i et utvalgt knutepunkt i simuleringene.

I figuren er det illustrert hvordan opprinnelig sikkerhetsfaktor har utviklet seg til endelig sikkerhetsfaktor ved bruk av betong som motfylling.



Figur 72: Utvikling av sikkerhetsfaktor  $F$  ved betongmotfylling.

Endelig sikkerhetsfaktor:  $F = 1,306$

I figur 72 er det presentert hvordan opprinnelig sikkerhetsfaktor  $F_0 = 1,23$  er økt til  $F = 1,306$  for den endelige situasjonen etter utbyggingen av Fengselstomta. Denne nye sikkerhetsfaktoren må kontrolleres opp mot kravet til prosentvis vesentlig forbedring på minimum 6 %.

Prosentvis vesentlig forbedring ved tilleggsmotfylling av betong i bunn av skråningen:

$$F \geq F_{krav} \rightarrow 1,306 \geq 1,304$$
$$\frac{F}{F_0} = \frac{1,306}{1,23} \approx 1,062 = 6,2\%$$

Den nye sikkerhetsfaktoren etter utstøping av et varierende betongdekke av tykkelse 0,5-1,2 meter og utstrekning i underkant av 40 meter, som tilleggsmotfylling *tilfredsstiller* kravet om prosentvis vesentlig forbedring. Denne løsningen har ikke like god margin som løsningen med avlastning, og er mindre rustet for å ta hånd om usikkerheter i beregningene. Betongutstøping i så måte vurderes som det minst egnede alternativet av topografisk stabiliseringstiltak.

#### 9.4.5 Motfylling i bunn av skråningen ved bruk av Eklogitt

Den siste stabilitetsanalysen som utføres med tanke på de topografiske stabiliseringstiltakene, er for etablering av en motfylling i bunn av skråningen ved bruk av Eklogitt. Dette er valgt som alternativ på grunn av de gunstige materialparameterne denne bergarten innehar. Det er nemlig en svært tung bergart med høy densitet  $3500 \text{ kg/m}^3$  og stivhet  $80 \text{ GPa}$  i fast innspenning ifølge (Nilsen, 2017), som betraktes gunstig ettersom store deler av etablert motfylling vil ligge neddykket under vannoverflaten til Nidelva. Som fyllingsmateriale er Eklogitten gitt en antatt stivhet der  $E' = 50\,000 \text{ kPa}$ , tilsvarende en ganske fast fyllingsmasse. I tillegg er verdiene for skjærstyrke,  $c'$ , og friksjonsvinkel,  $\phi'$ , gitt verdier på bakgrunn av antagelser og det faktumet at Eklogitt har relativt like verdier som gabbro (Nilsen, 2017).

Eklogitten er modellert som et drenert materiale med Mohr-Coulombs materialmodell, der følgende materialparametere er benyttet som inngangsdata i PLAXIS:

**Tabell 21: Inngangsdata for Eklogitt i PLAXIS.**

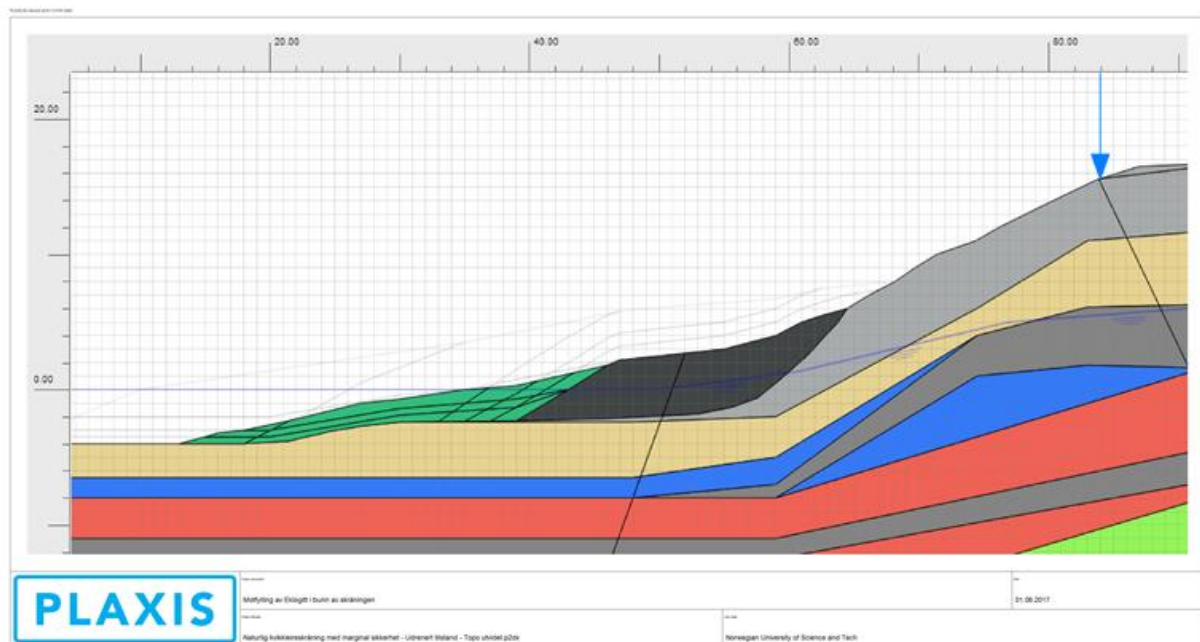
<i>Tyngdetetthet, <math>\gamma</math></i> <i>[kN/m<sup>3</sup>]</i>	35,0
<i>Stivhet, <math>E'</math> [kPa]</i>	50 000
<i>Poissontall, <math>\nu'</math> [-]</i>	0,3
<i>Skjærstyrke, <math>c'</math></i> <i>[kPa]</i>	15,0
<i>Friksjonsvinkel, <math>\phi'</math></i> <i>[°]</i>	40°
<i>Dilatansvinkel, <math>\Psi</math></i> <i>[°]</i>	6°

Eklogitten kan brukes som fyllingsmateriale ettersom den er komprimerbar og drenerende, noe som er hensiktsmessig ifølge (Nordic Geosynthetic Group, 2004) dersom fyllingsmaterialet skal etableres under vann slik tilfellet er her.

For å se om Eklogittmassene som etableres i motfyllingen er følsomme ovenfor endringer i materialparametere som styrke, stivhet eller tyngdetetthet, er det gjennomført en enkel parameterstudie i vedlegg N, for å se om endrede parameterverdier gjør stort utslag på sikkerhetsfaktoren i endelig tilstand etter utbyggingen av Fængselstomta. Studien er utført på bakgrunn av utvalgt utforming av motfyllingen presentert i neste delavsnitt nedenfor.

#### 9.4.5.1 Tilleggsmotfylling av Eklogitt – Varierende tykkelse, jevn etablering

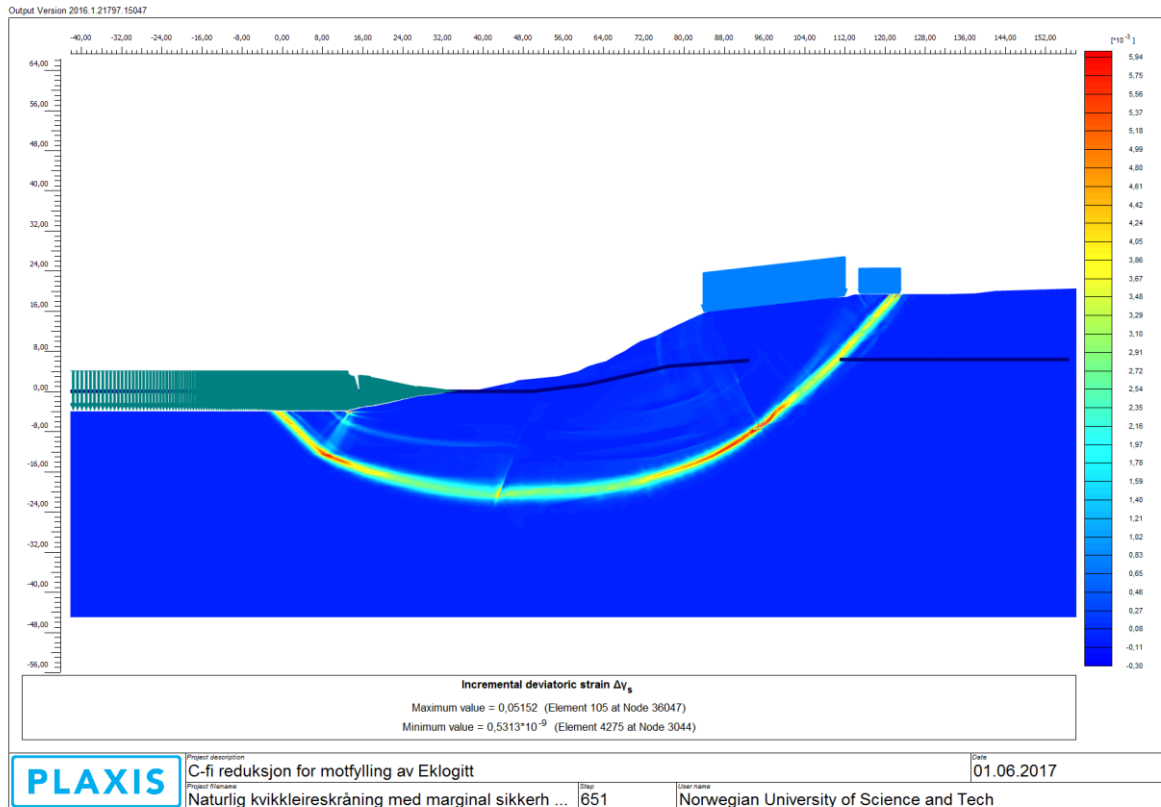
Motfyllingen av Eklogitt er planlagt som en jevn etablering, der tykkelsen øker på en topografisk naturlig måte i henhold til dagens topografi. Massene vil ha en naturlig forlengelse på i underkant av 24 meter i lengderetningen slik figur 73 viser.



**Figur 73: Etablering av motfylling i Eklogitt.**

En slik etablering vil medføre at Eklogittmassene plasseres over utgangspunktet til den kritiske glideflaten i udrenert korttidstilstand, og dette betraktes som gunstig da neddykket vekt av eklogitt fremdeles er høy sammenlignet med betongmassene. Tyngden av motfyllingen vil dermed kunne hindre at underliggende masser presses opp, og resultatet fra sikkerhetsanalysen viser at selv ved kortere fylling i lengderetning vil den gunstige tyngden forbedre sikkerhetsfaktoren betydelig i udrenert tilstand.





**Figur 74: Kritisk glideflate for motfylling av Eklogitt.**

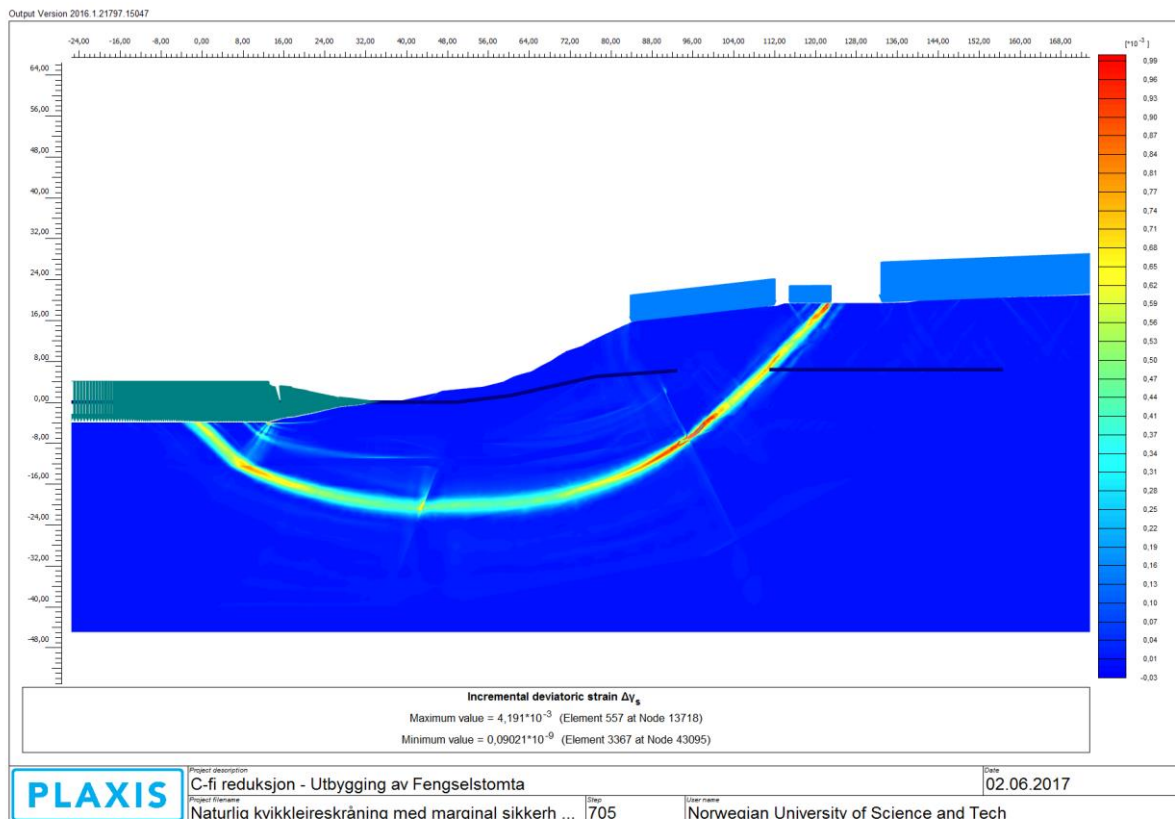
Styrkereduksjonsmetoden,  $c\phi$ -reduksjon, danner en ny glideflate for skråningen med motfylling av Eklogitt iht. figur 74. Sammenlignet med den opprinnelige bruddsirkelen i udrenert tilstand, er denne kritiske glideflaten noe mer utstrakt i lengderetningen, samt noe grunnere sammenlignet med bruddsirkelen ved betongutstøping. Utgangen av glideflaten vil ved en slik motfylling komme opp på enden av Eklogittmassene. Denne endringen i kritisk glideflate på bakgrunn av  $c\phi$ -reduksjonen i jordmaterialene har dermed resultert i en mye høyere sikkerhetsfaktor enn opprinnelig sikkerhetsfaktor. Dette på bakgrunn av at motstanden mot glidning er betraktelig økt. Resultatet viser:

$$\text{Ny sikkerhetsfaktor: } F = 1,312$$

Denne sikkerhetsfaktoren er over NVEs krav til endelig sikkerhetsfaktor etter utbygging av Fengselstomta. Det velges derfor å kjøre en stabilitetsanalyse for den etablerte motfyllingen av Eklogitt, etter at bygget er plassert oppe på Fengselstomta, for å sjekke om sikkerhetsfaktoren har god nok margin.

### 9.4.5.2 Utbygging av Fengselstomta med påføring av bygg

Utbyggingen av Fengselstomta tilsvarer at en jevnt fordelt last på 30 kPa plasseres innenfor tomta, men fremdeles utenfor kritisk glideflate. Det beregnes ny bruddmekanisme og sikkerhetsfaktor:



Figur 75: Kritisk glideflate for endelig situasjon etter utbygging.

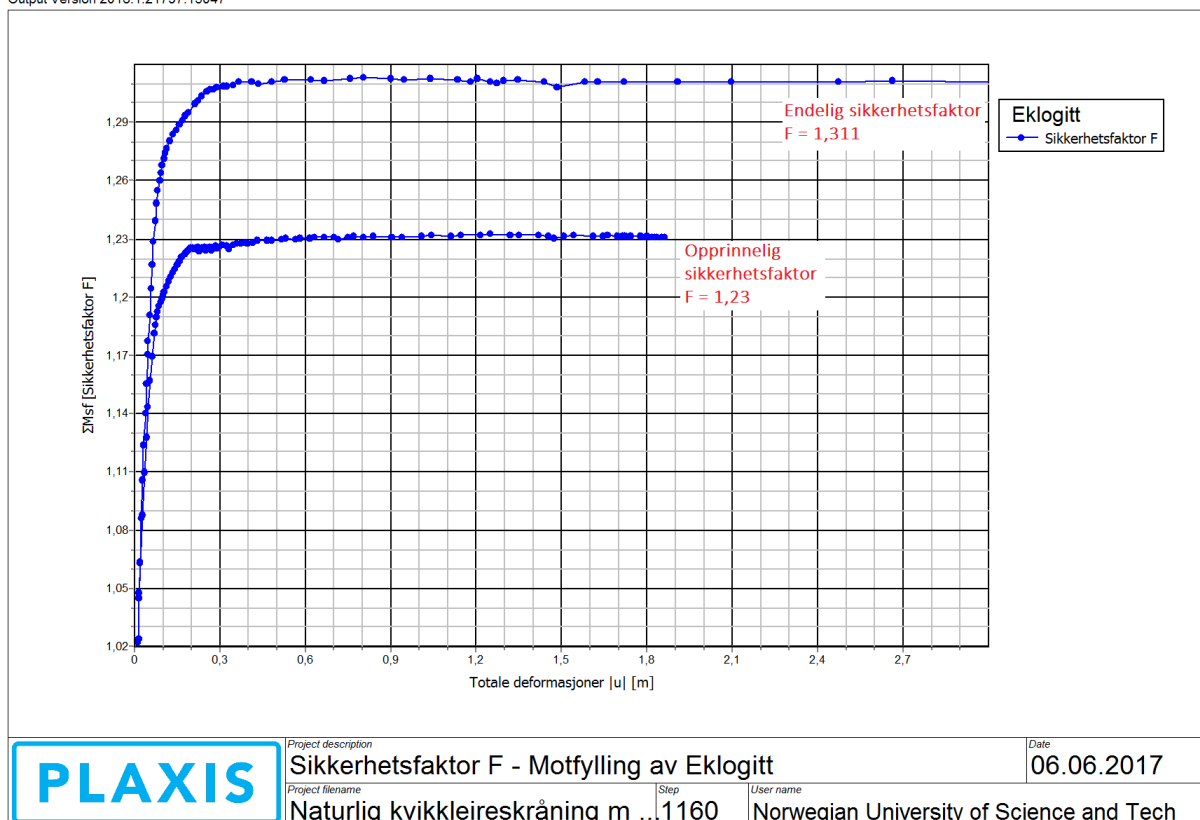
Som figur 75 viser endres ikke posisjonen til kritisk glideflate selv etter plassering av bygget på Fengselstomta. Endelig sikkerhetsfaktor er beregnet til:

$$\text{Endelig sikkerhetsfaktor: } F = 1,311$$

### 9.4.5.3 Utviklingen av sikkerhetsfaktoren ved motfylling av Eklogitt som topografisk tiltak

For å oppsummere Eklogittsimuleringen i stabilitetsanalysen i PLAXIS, presenteres en figur der utviklingen av sikkerhetsfaktoren fra opprinnelig- til endelig tilstand er plottet opp mot de totale deformasjonene til et utvalgt knutepunkt i simuleringene.

I figuren er det illustrert hvordan opprinnelig sikkerhetsfaktor har utviklet seg til endelig sikkerhetsfaktor ved bruk av Eklogitt som motfylling.



**Figur 76: Utviklingen av sikkerhetsfaktor  $F$  ved motfylling av Eklogitt.**

Endelig sikkerhetsfaktor:  $F = 1,311$

Iht. figur 76 har opprinnelig sikkerhetsfaktor  $F_0 = 1,23$  økt til  $F = 1,311$  for den endelige situasjonen. Den nye sikkerhetsfaktoren må kontrolleres opp mot kravet til prosentvis vesentlig forbedring på minimum 6 %.

Prosentvis vesentlig forbedring ved tilleggsmotfylling av Eklogitt i bunn av skråningen:

$$F \geq F_{krav} \rightarrow 1,311 \geq 1,304$$

$$\frac{F}{F_0} = \frac{1,311}{1,23} \approx 1,066 = 6,6\%$$

Endelig sikkerhetsfaktor etter jevn etablering av eklogitt som tilleggsmotfylling, **tilfredsstill** kravet om prosentvis vesentlig forbedring. Denne løsningen har noe margin utover dette og ligger i dette tilfellet ovenfor kravet for hva som tillates for skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva. Den er mindre rustet for å ta hånd om usikkerheter i beregningene i forhold til løsningen med avlastning, men bedre rustet enn betongfyllingen. En annen fordel med Eklogittfyllingen er at selve tiltaket vurderes som mindre omfattende enn en betongstøp, og betraktes dermed totalt sett som en bedre løsning på bakgrunn av stabilitetsanalysene og beregningene. Likevel er det flere faktorer som spiller inn, og disse vil belyses i diskusjonskapittelet i masteroppgaven.

### 9.4.6 Oppsummering av resultater

Som resultatene viser gir de tre ulike alternativene for topografiske tiltak forskjellige sikkerhetsmarginer mot brudd. Utførelsen og utformingen av de ulike tiltakene er også forskjellig, men gir et godt bilde på hva materialegenskapene har å si for selve etableringen og hvilke utfordringer det er ved alle de tre alternativene.

Resultatene kan kort oppsummeres i følgende tabell:

**Tabell 22: Oppsummering av stabilitetsresultatene.**

<i>Topografisk tiltak</i>	<i>Sikkerhetsfaktor, <math>F</math> (etter utbygging av Fengselstomta)</i>	<i>Prosentvis vesentlig forbedring, i %</i>	<i>NVEs krav til vesentlig forbedring, i %</i>
<i>Avlastning 2 meter</i>	$F = 1,35$	$\approx 9,8 \%$	min. 6 %
<i>Motfylling av <b>betong</b> (0,5-1,2) m x 40 m</i>	$F = 1,306$	$\approx 6,2 \%$	min. 6 %
<i>Motfylling av <b>Eklogitt</b></i>	$F = 1,311$	$\approx 6,6 \%$	min. 6 %

## 10. DISKUSJON

---

### 10.1 Resultatene fra $c\phi$ -reduksjon

Resultatene fra simuleringene i stabilitetsanalysene i PLAXIS bekrefter i stor grad kompleksiteten og utfordringene med en eventuell utbygging av Fengselstomta, spesielt dersom bruk av topografiske stabiliseringstiltak skal gjennomføres. For den naturlige skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva viser resultatene tegn på at det er den udrenerte korttidstilstanden til skråningen som er den mest kritiske, der sikkerhetsfaktor  $F$  før en eventuell utbygging av Fengselstomta er beregnet til  $F_0 = 1,23$ . Ifølge regelverket gitt av NVE tilfredsstillende ikke sikkerhetsfaktoren til skråningen kravene til tilstrekkelig sikkerhetsmargin i udrenert tilstand, gitt ved  $F \geq 1,40$ . Ettersom det ikke tidligere er gjennomført stabilitetsanalyser og beregninger av skråningen med topografiske stabiliseringstiltak, var bakgrunnen for denne masteroppgaven å belyse eventuelt hvordan slike topografiske tiltak kan utføres, samt belyse hvor omfattende slike tiltak eventuelt kan bli. Sikkerhetsfaktoren fra udrenert tilstand betraktes som lav, men likevel ikke så lav at topografiske stabiliseringstiltak ikke kan utføres iht. prinsippet med «prosentvis forbedring».

Topografiske stabiliseringstiltak i form av avlastning og motfylling vil betraktes som vesentlige inngrep ved stabilisering av skråningen. Resultatene fra stabilitetsberegningene i PLAXIS viser at en avlastning på maksimalt 2 meter oppe på Fengselstomta og skråningstoppen vil resultere i en vesentlig forbedring av sikkerhetsfaktoren, en økning på i underkant av 10 % for endelig situasjon etter utbygging av Fengselstomta. Dette betraktes som en forbedring som tilfredsstillende minimumskravet på 6 % gitt av NVE på bakgrunn av opprinnelig beregnet sikkerhetsfaktor. Den endelige sikkerhetsfaktoren i udrenert tilstand etter avlastning på 2 meter og utbygging av Fengselstomta er beregnet til  $F = 1,35$ . En bør bemerke seg at en avlastning på 1 meter tilfredsstillende ikke kravet til vesentlig forbedring av sikkerhetsfaktoren til skråningen. Det er derfor naturlig å anslå at tilstrekkelig avlastning ligger rundt 1,5 meter.

For alternativene med motfylling av henholdsvis betong og Eklogitt, viser resultatene fra stabilitetsberegningene i PLAXIS at omfanget rundt en motfylling av Eklogitt vil være mer hensiktsmessig med tanke på selve inngrepet i Nidelva. De ulike materialegenskapene til betong og Eklogitt, spesielt tyngdetettheten, er grunnen for at selve utformingen av motfyllingene er prosjektert forskjellig i analysene. Dersom betong skal benyttes som fyllingsmateriale, stiller dette større krav til en lang motfylling i lengderetning ut i Nidelva. Årsaken for dette er at den kritiske glidesirkelen og bruddmekanismen til skråningen vil forlenges tilsvarende lengde som betongen støpes. Den største begrensningen for betongen er at neddykket vekt ikke vurderes som god nok, og dermed må motfyllingen kompenseres i lengderetning. I tillegg vil betongen danne et dekke der den høye stivheten blir en ulempe for motfyllingen. Den stive betongen vil kunne knekke opp, av de underliggende massene i kritisk glidesirkel som vil presses opp ved et brudd. Stivheten vil ha den fordel at kritisk glidesirkel forlenges ut i Nidelva.

Motfyllingen av Eklogitt fungerer mer som en forlengelse av dagens topografi i skråningen, og ved en naturlig og jevn etablering vil en slik motfylling kun behøve ca. halvparten av lengden til betongfyllingen. Materialegenskapene til Eklogitt anses som gunstig i dette

tilfellet, ettersom bergarten har høy stivhet og tyngdetetthet, også i neddykket tilstand under vann. Den høye stivheten til fast Eklogitt danner basisen for en fornuftig antagelse om at som fyllingsmateriale vil stivheten være  $E' = 50\,000$  kPa, og dermed at materialet oppfører seg mer elastisk enn hva betongen vil. Resultatene fra parameterstudien til Eklogitt tyder også på at motfyllingen påvirkes i liten grad av endringer i materialparameterne, men at trenden er at dersom stivheten til Eklogitten økes vil sikkerhetsfaktoren for skråningen reduseres noe. Dette er nok hovedsakelig på grunn av at materialet oppfører seg sprøere dersom stivheten økes. Den økte stivheten i dette tilfellet var av den betydelige varianten, men egner seg godt til å illustrere hvor lite store forskjeller i stivheten utgjør. Det som derimot har mye større betydning for stabiliteten og sikkerheten er tyngdetettheten til Eklogitten. Dersom denne viser seg å være lavere enn prosjektert reduseres sikkerhetsfaktoren for skråningen og NVEs krav til prosentvis forbedring er ikke lengre tilfredsstillt. Selv reduksjon i kohesjonen og friksjonen i materialene påvirker ikke sikkerhetsfaktoren nevneverdig i dette tilfellet, men ved å redusere disse parameterne i betraktelig større grad vil dette definitivt påvirke beregnet sikkerhetsfaktor i styrkereduksjonsanalysen.

Begge motfyllingene som er prosjektert og valgt i masteroppgaven tilfredsstiller NVEs krav til prosentvis vesentlig forbedring av sikkerhetsfaktoren i udrenert tilstand. Ved slike topografiske stabiliseringstiltak vil sikkerhetsfaktoren økes ca. 6,2 % og 6,6 % for endelig situasjon, en økning som er tilstrekkelig iht. minimumskravet på 6 %. Endelig sikkerhetsfaktor i udrenert tilstand for motfyllingen i betong er beregnet til  $F = 1,306$ , mens for Eklogittfyllingen er  $F = 1,311$  etter utbygging av Fengselstomta.

For udrenert tilstand viser analysene at bruddmekanismen vil gå dypt ned til kvikkleirelaget, et resultat som ikke anses særlig gunstig. Dersom skråningen går til udrenert brudd, vil denne kunne være en utløsende mekanisme som kan få alvorlige konsekvenser i form av utvikling av et progressivt kvikkleireskred. Kvikkleire og sprøbruddmaterialer er som teorien viser følsomme for omrøring, da de mister nesten all sin styrke. Kontraktante materialer som dette vil på bakgrunn av jordoppførselen kunne danne plutselige brudd, som vil være vanskelig å stoppe. Av hensyn til dette er det helt nødvendig at sikkerheten mot skred opprettholdes og vurderes gjennom utførelsen av de topografiske tiltakene. Analysen på totalspenningsbasis er teknisk sett utført som en kombinert analyse mellom drenerte og udrenerte materialer, et valg som medfører at den resulterende sikkerhetsfaktoren blir konservativ og lav.

Resultatene viser stor forskjell på beregnet sikkerhetsfaktor for drenert tilstand ( $F = 1,494$ ) og udrenert tilstand ( $F = 1,23$ ). En medvirkende årsak bak dette er nok at selve tyngden til jordvolumet i skråningen betraktes som en udrenert last som endrer spenningstilstanden i den udrenerte analysen av skråningen. Dette er ikke tilfellet for den drenerte analysen. Toppen av den naturlige skråningen og området rundt selve Fengselstomta er i dag relativt tett utbygd. Derfor vurderes det slik at området rundt muligens har høyere sikkerhetsfaktor i drenert tilstand nettopp fordi det er utbygd fra flere kanter. Store deler av nedbørsmengdene og overvannet hindres i å trekke ned i skråningen pga. områdene som er bebygd og asfaltert. Disse vannmengdene blir faktisk tatt hånd om av rørledninger og dreneringsrør nede i bakken som fører vannet vekk. Det vurderes likevel som at aktuell skråning er mindre utbygd enn områdene rundt, og at disse faktorene har mindre betydning for resultatet.

Det drenerte bruddet for langtidssituasjonen kan i utgangspunktet ligne mer på et overflatebrudd, ved at kritisk glideflate ikke på langt nær går like dypt som ved udrenert

tilstand. Det kan drøftes om valgt kohesjonsverdi for de overliggende massene i lagdelingen kan være noe lav, og at dersom disse var gitt høyere verdi ville bruddmekanismen vært lokalisert dypere. Bakgrunnen for denne antagelsen er rett og slett at skråningen i virkeligheten står med helningsvinkel større enn friksjonsvinklene i jordmaterialene i modellen, og at det derfor kan drøftes om kohesjonen er høyere enn hva som er prosjektert. Trolig er det en naturlig årsak for dette i den virkelige situasjonen, f.eks. at røtter og vegetasjon bidrar med sammenbinding av jordmaterialene.

Sikkerheten på effektivspenningsbasis gir god margin mot brudd, og det er mulig å diskutere om en årsak til dette er nettopp fordi passivsonen nederst i skråningen ikke er høyt mobilisert gjennom styrkereduksjonen. Med andre ord betyr dette at passivsonen fremdeles har en spenningstilstand der effektiv vertikalspenning er større enn effektiv horisontalspenning, og at jordmaterialene dermed befinner seg nærmere en aktiv tilstand enn en passiv tilstand. I vedlegg O er et utsnitt av passivsonen presentert, og der viser resultatet at kun deler av passivsonen er høyt mobilisert, mens litt dypere ned i massen, f.eks. nederste sprøbruddmaterialelaget og kvikkleiren er passivsonen ikke like mobilisert, og jordmaterialene her befinner seg i en tilstand mellom aktiv og passiv.

Den drenerte analysen i resultatdelen poengterer viktigheten av at sikkerhetsanalysen i PLAXIS får mulighet til å gjennomføre beregningene gjennom tilstrekkelig antall laststeg og iterasjoner, slik at de endelige resultatene blir av god kvalitet og mer korrekt. Det er også viktig å være klar over at PLAXIS kun frembringer den mest kritiske glideflaten, og at det derfor vil kunne være opp til flere glideflater som kun er litt mindre kritiske. Dette betyr med andre ord at en eventuell avlastning kun av Fengselstomta, vil kunne bedre sikkerhetsfaktoren til glideflater som vurderes mindre kritiske enn den som er presentert i resultatene i denne masteroppgaven. Ved bruk av andre programvarer ville nok stabilitetsanalysen trolig kunne gitt ulike glideflater som defineres som mest kritisk, og det er også grunn for å tro at beregnet sikkerhetsfaktor ville blitt annerledes. Dette kunne vært en fin måte å kontrollere, avdekke feil og kvalitetssikre stabilitetsberegningene fra PLAXIS. Uavhengig av hvilken programvare som brukes er det nok en gang viktig å poengtere at beregnede sikkerhetsfaktorer kun er tilnærminger og ikke fullstendig eksakte verdier.

For situasjonen med skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva, er det grunn for å drøfte hvordan jordmaterialene i skråningen eventuelt samhandler med både bygningen oppe på Fengselstomta, bygningen i Klostergata 20 og vegen i Klostergata i beregningene og iterasjonene i PLAXIS. Styrkereduksjonsprosessen med  $c\phi$ -reduksjon reduserer kun styrken til selve jordmaterialet, slik teorien tidligere har beskrevet. Dette betyr med andre ord at styrken til konstruksjonene oppe på Fengselstomta og skråningstoppen ikke reduseres i sikkerhetsanalysen. De prosjekterte konstruksjonene vil dermed beholde både sin opprinnelige stivhet og styrke gjennom beregningen. I teorikapittelet belyses det at nettopp dette er en faktor som kan medføre at beregnet sikkerhetsfaktor for skråningen blir urealistisk stor, da konstruksjonene overtar etter jordmaterialet har kollapset. Det vurderes likevel at for situasjonen i denne masteroppgaven, der alt av konstruksjoner ligger på toppen av jordmaterialene, at denne påvirkningen av styrkereduksjonsprosessen ikke har alt for stor påvirkning på beregnet sikkerhetsfaktor. Hadde situasjonen vært en annen der konstruksjonselementer hadde vært modellert ned i selve skråningen, ville nok denne påvirkningen vært større ettersom flere av elementene og knutepunktene i elementnettet ville vært sammenfallende mellom jordmaterialene og konstruksjonselementene.

## 10.2 De topografiske stabiliseringstiltakene

Både avlastningen og motfyllingene betraktes som vesentlige inngrep, som vil i stor grad påvirke eksisterende bebyggelse, veger, elveløpet til Nidelva, og i det hele tatt store områder rundt prosjektområdet. Dette vil naturlig nok kreve en rekke tillatelser, og kostnadene ved slike inngrep vil være betydelige.

Av de tre ulike stabiliseringstiltakene som er analysert i denne masteroppgaven, er det belegg for å påstå at avlastning er det topografiske tiltaket som egner seg best med tanke på å øke sikkerhetsmarginen mot brudd i skråningen. Selv om dette tiltaket krever at både bebyggelsen i Klostergata 20 og vegen i Klostergata må midlertidig fjernes, vil ikke dette tiltaket i like stor grad påvirke elveløpet til Nidelva. En kombinasjon av avlastning ved Fengselstomta og skråningstoppen sammen med erosjonssikring eller motfylling i bunn kan også vurderes som en mulig løsning. Isolert sett utgjør ikke en avlastning kun av Fengselstomta store nok fordeler med tanke på sikkerhetsfaktoren i skråningen. Dette fordi kritisk glideflate befinner seg fra vegen i Klostergata og nedover skråningen. En avlastning av selve skråningstoppen er derfor vanskelig å unngå, dersom avlastningen er ment som stabiliserende for kritisk glideflate i skråningen. En slik avlastning vil redusere skråningshøyden og skråningshelningen, og vil dermed også redusere de drivende kreftene i skråningen. Reduksjon av skråningshøyde og helning vil direkte føre til lavere skjærspenninger langs kritisk glideflate, og som et resultat av dette vil skråningen bli mer stabil. Dersom avlastning gjennomføres krever dette at masser kan graves ut, en faktor som medfører at både tilgjengeligheten på toppen av skråningen må være tilstede, og at skråningen i det hele tatt tåler lastene fra anleggsmaskinene som skal grave ut massene. For området på toppen av skråningen eksisterer det både småhusbebyggelse, veg og ikke minst infrastruktur nede i bakken. Alle disse faktorene må vurderes nøye dersom skråningen skal avlastes.

I stabilitetsanalysen er det beregnet sikkerhetsfaktor ved to ulike tilfeller av avlastning, både ved 1 meter og 2 meter utgraving av masser. Tilstrekkelig sikkerhetsmargin i forhold til NVEs krav ligger et sted mellom disse to, og det er derfor grunn til å anta at en avlastning på 1,5 meter er tilfredsstillende for skråningen.

Av alternativene med motfyllinger er det motfyllingen av Eklogitt som vurderes som den mest anvendelige for å øke sikkerheten i skråningen, både på bakgrunn av materialvalg men også på grunn av utformingen. I tillegg til dette vil etablering av Eklogittmotfylling være et enklere anleggsarbeid enn en betongstøp. Begge alternativene med motfyllinger vil kunne påvirke vannivået i Nidelva noe, slik at vannstanden heves noe høyere opp i skråningen. Dette vil medføre at den nederste eksisterende gang- og sykkelvegen muligens bør plasseres høyere opp i skråningen. Lasten til Eklogittmassene ned mot elvebunnen vil være gunstig med tanke på utgangen av kritisk glideflate, gitt at underliggende masser tåler belastningen dette vil medføre. Ettersom tyngdetettheten til materialet er høy vil lasten under vann også være betydelig, og sammen med lasten fra selve vannet vil dette gi en stabiliserende effekt på skråningen, og motstanden mot glidning i bunn av skråningen vil øke, iht. teorikapitlene tidligere i oppgaven. Det mest optimale ville nok vært å forstørret dagens motfylling med materialer av samme egenskaper, men ved å analysere dette alternativet i PLAXIS viser det seg at en slik løsning ikke gir god nok forbedring av sikkerheten, trolig pga. lav tyngdetetthet.

Det hadde naturligvis vært muligheter for å modellere betongen som en betongplate på toppen av elvebunnen til Nidelva, for å verifisere påstanden om at det er tyngden av



stabiliseringstiltaket som har betydning i bunn av skråningen. En måtte nok uansett tatt i bruk tungbetong med høyere tyngdetetthet dersom dette skulle vært reelt. Det er uansett viktig å poengtere at beregningene av motfyllingene er for endelig tilstand, og at selve planleggingen av motfyllingen må være geoteknisk forsvarlig slik at sikkerheten mot utglidning ikke reduseres. Dette stiller krav til at den geotekniske kompetansen til de som skal utføre arbeidet også er god. Dersom avlastning eller motfylling tas i bruk, anbefales det at skråningen selv etter inngrepet beholder sin konvekse kurvatur, eller at den flates noe ut. Det anses som hensiktsmessig å unngå topografiske endringer der sluttresultatet gir en konkav skråningskurvatur med større helningsvinkel enn opprinnelig tilstand, da dette vil påvirke sikkerhetsfaktoren negativt. Ettersom dette er en naturlig skråning bestående av blant annet kvikkleire, er det uansett hensiktsmessig å unngå enhver form for bevegelse nede i de dyptliggende massene.

Ulempen med at skråningen ligger i et område som er bebygd er at dette påvirker de topografiske stabiliseringstiltakene i stor grad. En midlertidig fjerning av både Klostergata 20 og Klostergata virker å være et alternativ som vil være vanskelig å få gjennomslag på ved en eventuell avlastning. Selv om en slik løsning vil være ønskelig for mange, er det nok også mange som stiller seg imot det. Det er også helt essensielt å være klar over at forbedringen av skråningen i denne masteroppgaven kun er betraktet for ett problemsnitt, med en stabilitetsanalyse gjennomført i det todimensjonale rommet med plan tøyning. Omfanget av alternativene med topografisk forbedring vil naturligvis øke dersom en også betrakter skråningen i det tredimensjonale rommet og virkeligheten. Det er derfor grunn til å anta at flere småhus og annen bebyggelse blir berørt av de topografiske stabiliseringstiltakene til skråningen.

### 10.3 Prosentvis vesentlig forbedring

Det vurderes slik at selve prinsippet med prosentvis vesentlig forbedring av sikkerhetsfaktoren til skråningen er godt egnet som metode, i den forstand at endelig sikkerhetsfaktor etter de topografiske tiltakene og påføring av bygget på Fengselstomta, kan betraktes som en reell sikkerhetsfaktor definert ved forbedringen. Ettersom den endelige sikkerhetsfaktoren er vesentlig høyere enn den opprinnelige, vil ikke utslaget av usikkerhetene bak stabilitetsberegningene være like alvorlige, som for den opprinnelige sikkerhetsfaktoren.

Det er også viktig å være oppmerksom på at ved prinsippet prosentvis vesentlig forbedring i denne masteroppgaven, er det kun den mest kritiske glideflaten som vurderes i opprinnelig og endelig tilstand. Det er selvsagt også mulig å betrakte andre glideflater opp mot hverandre, for å vurdere om disse har oppnådd den samme prosentvise forbedringen som den mest kritiske har opplevd. Erfarne geoteknikere har mulighet for å vurdere flere glideflater som vil kunne være av betydning med tanke på utløsning av skred for skråningen. Det bør også diskuteres om kravet til sikkerhetsfaktor ( $F \geq 1,40$ ) ved tilfeller med sprøbruddmateriale og fare for progressiv og plutselig bruddutvikling i utgangspunktet burde være høyere. Eurokode 7 sier ingenting om hvor stor denne økningen egentlig burde være, men dersom prinsippet med prosentvis forbedring tillates har kravet fra Eurokoden lite å si, ettersom denne kun er basert på en forbedring av en allerede beregnet sikkerhetsfaktor.

Selv om sikkerhetsfaktor i udrenert tilstand betraktes som lav i denne masteroppgaven, er den fremdeles av en slik karakter at metoden med prosentvis vesentlig forbedring kan benyttes. Men hvor går egentlig grensen for dette? Hvor lav kan opprinnelig sikkerhetsfaktor være før det ikke er mulig å gjennomføre topografiske stabiliseringstiltak? Dersom opprinnelig sikkerhetsfaktor for skråningen hadde vist tegn på å være rundt  $F = 1,0$ , burde spesiell oppmerksomhet rettes mot om prinsippet er gyldig, gjennomførbart og forsvarlig. Risikoen for å forverre stabiliteten ved gjennomføringen av topografiske tiltak i form av avlastninger og motfyllinger er alltid tilstede. Det vil dermed være uforsvarlig å gjennomføre topografiske inngrep uten at geotekniske vurderinger av stabiliteten til enhver tid vurderes. Konsekvensen av at topografiske tiltak utløser et skred i et slikt område er katastrofal. I teoridelen belyses det at spesiell oppmerksomhet bør rettes mot slike naturlige skråninger, der store deler av de underliggende massene består av sprøbruddmateriale og kvikkleire. Det siste en ønsker er at en plutselig bruddutvikling oppstår som et dominospill, og at et initialskred i skråningen utløser et kvikkleireskred gjennom hele kvikkleiresonen.

Det er nok flere som vil være skeptisk til at det endelige resultatet for skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva i dette tilfellet vil stå med lavere sikkerhetsmargin enn det opprinnelige kravet, dersom prinsippet prosentvis forbedring tas i bruk. Vil dette i så fall være en for stor risiko å ta? Eller vil en utbygging av Fengselstomta på bakgrunn av topografiske endringer være en enda større gevinst for Trondheim, NTNU og Studentersamfundet? Det vil nok være vanskelig å argumentere for at de positive ringvirkningene er mer hensiktsmessig og fornuftig enn realiteten om at skråningen tilslutt vil stå med lavere sikkerhetsmargin, selv etter omfattende og kostbare topografiske tiltak som berører mange aktører.

## 10.4 Usikkerheter og feilkilder

Ved en geoteknisk prosjekteringsoppgave som dette er det en rekke usikkerheter tilknyttet både prosjekteringsdelen med valg av jordmodell, programvare, lagdeling, PLAXIS-modell, materialparametere og laster, samt resultatdelen med stabilitetsanalysene og beregningene for de ulike situasjonene og tilstandene.

Mohr-Coulomb modellen betraktes som velegnet til tema og problemstillingen i oppgaven angående skråningsstabilitet. Formålet med stabilitetsanalysene er nettopp anskaffelsen av beregnede verdier for sikkerhetsfaktoren, eller tilnærmede verdier som det egentlig er. Forenklingen med lineær materialoppførsel har lite å si for resultatene ved metoden med  $c\phi$ -reduksjon i modellen. Styrken til jordmaterialet i Mohr-sirkelen definert ved tangenten som treffer maksimalverdien for materialstyrken, danner basisen for selve Coulomb-kriteriet som beskrevet i teorikapittel 3 og 4. Styrketaket som defineres i Coulomb-kriteriet er svært overførbart til prinsippet bak styrkereduksjonsmetoden i elementmetodeprogrammet.

Da dette er en ren stabilitetsoppgave der deformasjoner og spenninger ikke er av like stor interesse for sluttresultatet, er det fornuftig å bruke en slik enkel jordmodell som Mohr-Coulomb. Ved å bruke dreneringstype «Undrained C» i PLAXIS, der en kombinerer udrenert skjærstyrke  $S_u$  med friksjonsvinkel  $\phi_u = 0^\circ$ , er fordelene med dette at en har helt kontroll på den udrenerte skjærstyrken selv, og at denne verken over- eller underestimeres på bakgrunn av avhengigheter til spenningstilstanden. Dette hadde ikke fungert like bra dersom mer avanserte jordmodeller hadde blitt brukt. I virkeligheten varierer både skjærstyrken og

stivheten med spenningstilstanden, men ved bruk av Mohr-Coulomb i PLAXIS betraktes disse i utgangspunktet som konstante verdier. Det vurderes slik at dette egnet seg godt for den drenerte analysen, mens for den udrenerte analysen var en nødt til å ta høyde for at disse endret seg med dybden. Det kan selvsagt diskuteres om drenert stivhet til jordmaterialene i prosjekteringen skulle vært noe lavere, men ettersom beregnet drenert sikkerhetsmargin er av den karakter den er, vurderes det slik at denne vil tåle eventuelle reduksjoner i stivhetsparameteren.

Den største forutsetningen for at Mohr-Coulomb skal fungere godt i PLAXIS, er betydningen av at materialparameterne må være av høy kvalitet. En betydelig andel av arbeidet i masteroppgaven har derfor vært inngående tolkning av jordparametere både fra laboratedata, feltsonderinger og egne analyser. Spesielt styrkeparameterne som er helt essensiell for sikkerhetsanalysene i PLAXIS har hatt stort fokus. For leirematerialene har valget om å benytte dreneringstype «Undrained C» utelukket numeriske problemer tilknyttet dilatans, ved at dilatansvinkelen automatisk genereres som null i udrenert analyse.

Lagdelingen som er tolket og modellert numerisk er basert på store mengder bakgrunnsdata. Det er viktig å være klar over at slike grunnundersøkelser kun avdekker lokale forhold i det gitte borhullet, og at det definitivt finnes lokale variasjoner gjennom skråningen. Det kan gjerne gjennomføres flere grunnundersøkelser i bunn av skråningen nede ved elva, men også flere i midtre del av skråningen, slik at prosjekteringsgrunnlaget forbedres ytterligere for videre arbeid.

Tolket lagdeling er vektlagt en betydelig andel med tid, og også her vil det være en rekke usikkerheter tilknyttet den prosjekterte lagdelingen. Selve geometrien til skråningen er prosjektert på grunnlag av karttjenestene til Trondheim kommune, samt NVEs kartkatalog der elvebunnen til Nidelva i tillegg er modellert i PLAXIS-modellen. Denne er basert på et dybdeprofil et lite stykke nærmere Elgseterbrua. Ved lavvann er det grunn for å tro at vannivået i elva er noe lavere enn hva som er prosjektert i denne oppgaven. Lavere vannivå i Nidelva vil mest sannsynlig redusere sikkerhetsfaktoren for initialtilstanden noe. Det er foretatt en forenkling når det gjelder grunnvannsnivået gjennom skråningen og opp til Fengselstomta, der poretrykket er antatt hydrostatisk med dybden. Dersom grunnvannsnivået viser seg å stå høyere enn hva som er prosjektert, vil dette spesielt påvirke sikkerhetsfaktoren i drenert tilstand på effektivspenningsbasis. I vedlegg J er det derimot konkludert med at en økning på 1 meter i grunnvannsnivået har noe å si for sikkerhetsfaktoren til den drenerte analysen, men at beregningen fremdeles gir sikkerhetsfaktor  $F$  bedre enn kravet i regelverket. Sikkerhetsfaktoren reduseres fra  $F = 1,494$  til  $F = 1,43$  i drenert tilstand. Dette tyder på at skråningen tåler en slik grunnvannsøkning for langtidssituasjonen. For den udrenerte analysen ville en slik økning medføre enda lavere sikkerhetsfaktor enn hva som i utgangspunktet allerede betraktes som lav. Iht. teorikapitlene angående naturlige skråninger og kvikkleire, vil økt nedbør og grunnvannsnivå påvirke forholdene på en negativ måte, og øke de drivende kreftene og redusere motstanden mot glidning. Å unngå at kvikkleiren blir kvikk er innlysende en forutsetning en ønsker å opprettholde. Utviklingen av grunnvannsnivået ned til Nidelva er en antagelse i prosjekteringen, og det kan godt tenke seg at denne er ulik i virkeligheten.

Den faktoren det er knyttet definitivt størst usikkerhet til er bestemmelsen av de ulike materialparameterne til lagdelingen i PLAXIS-modellen. Mange av parameterne er bestemt på

bakgrunn av erfaringsverdier og tabeller gitt i håndbok V220 fra Statens vegvesen, spesielt de drenerte effektivspenningsparameterne. I drenert tilstand er det spesielt viktig at friksjonsvinkelen velges med fornuft, da denne parameteren påvirker skjærstyrken til jordmaterialene, slik Coulomb-kriteriet er definert. For korttidstilstanden er udrenert skjærstyrke bestemt gjennom SHANSEP-metoden, der resultatene i stor grad er avhengig av overkonsolideringsgraden i leirematerialene og valgte parametere for  $\alpha$  og  $m$ . Parameterverdiene  $\alpha$  og  $m$  er valgt ut ifra overkonsolideringsgraden plottet med dyden i skråningen, og er valgt som middelverdier iht. studiene presentert i teoridelen. Disse OCR-verdiene som er plottet baseres på en geologisk antagelse av prekonsolideringsspenningen,  $\sigma'_c$  for skråningen. Ettersom det er mangelfulle resultater for denne overlagingsspenningen oppe ved Fengselstomta og nede ved Nidelva, er disse spenningsverdiene vurdert fra ødometerresultater fra materialprøver hentet opp fra tilnærmet samme dybder oppe ved Trekanttomta litt lengre øst for Fengselstomta. Selve Trekanttomta ligger noe høyere i terrenget enn Fengselstomta, og det kan nok argumenteres for at valgt prekonsolideringsspenning tidligere i masteroppgaven er noe høy nede ved Nidelva,  $\sigma'_c = 400$  kPa for leirelaget ved 8,8 meter dybde. En høy verdi av prekonsolideringsspenningen medfører høyere verdier av OCR, som igjen gir høyere verdier for aktiv udrenert skjærstyrke i SHANSEP-analysen. Antagelsen rundt prekonsolideringsspenningen oppe ved Fengselstomta kan nok vurderes mer reell, men også denne er noe konservativt valgt som tilsvarende prekonsolideringsspenning som oppe ved Trekanttomta,  $\sigma'_c = 400$  kPa for leirelaget ved 14,1 meter dybde.

Fordelen med SHANSEP-metoden er at den tar hensyn til tøyninger, spenningsindusert anisotropi og effekter av prøveforstyrrelser ved at konsolideringen fører til høyere effektivspenninger enn in-situspenningen. Det som derimot kan danne basis for usikkerheter og feilkilder, er nok det faktumet at metoden egner seg best for normalkonsolidert og moderat overkonsolidert leire. For leirematerialene oppe ved Fengselstomta vil dette i utgangspunktet tilsi at metoden er brukbar, mens for de mer overkonsoliderte leirematerialene ned ved Nidelva er metoden mindre egnet for bestemmelse av  $S_u$ . Ifølge teorikapittelet er normalisert jordoppførsel en forutsetning for troverdige og reelle resultater for udrenert skjærstyrke ved bruk av SHANSEP. Kvikkleiren og sprøbruddmaterialene med sensitiv struktur vil dermed også gi begrensninger ved metoden, og ifølge teorien kan dette medføre underestimering av  $S_u$  slik Duncan et.al. (2014) beskriver. Det hadde definitivt vært en mulighet å korrelere beregnede verdier for udrenert skjærstyrke fra SHANSEP-analysen, opp mot f.eks. CPTU-resultater fra Multiconsult ASA. Dette ville avdekket og minimalisert usikkerhetene i dataene.

Oppdelingen av aktiv-, direkte-, og passivsoner for skråningen i vedlegg G har nok noe å si for de beregnede sikkerhetsfaktorene i stabilitetsanalysene, og disse er oppdelt ved egne vurderinger av hvordan en tenkt bruddsone i skråningen ville blitt dannet, der det antas at størsteparten av bruddet vil skje i direkte-sonen til skråningsvolumet. Det er tydelig at sikkerhetsanalysene i flere tilfeller viser tegn til at de største skjærtøyningene i kritisk glideflate er lokalisert i grenseområdet mellom aktivsonen og direkte-sonen. Ved å oppdele skråningen slik på egenhånd kan det godt tenkes at overgangen mellom materialparameterne for aktiv- og direkte-sonen blir for definert, og at knutepunktene i elementene i PLAXIS opplever ugunstige skjærdeformasjoner. Hadde en jordmodell som NGI-ADP blitt brukt i PLAXIS, hadde disse ulike sonene i skråningen blitt automatisk bestemt gjennom

stabilitetsberegningen. Ulempen derimot er at denne modellen er mer avansert og krever betraktelig flere inngangsdata før stabilitetsanalysene kan gjennomføres.

Dersom en betrakter styrkeforholdene i skråningen er ADP-forholdet valgt etter NIFS anbefalinger. Ved å velge forholdet etter NIFS anbefalinger, faller de valgte verdiene også innenfor resultatene i studien til Karlsrud & Hernandez- Martinez (2013). Den aktive udrenerte skjærstyrken i både kvikkleiren og sprøbruddmaterialet er redusert 15 % etter NVEs veileder. Det kan diskuteres om denne reduksjonen er noe høy, og i teoridelen presenteres det studier der de argumenterer for at denne reduksjonen gjerne kan senkes til 10 %. Likevel er det en konservativ betraktning å velge 15 %, slik det er gjort i oppgaven. Dybdeprofilen for udrenert skjærstyrke fra Fengselstomta i vedlegg H viser at valgte verdier i masteroppgaven muligens er noe høy, dersom en sammenligner med udrenert skjærstyrke for normalkonsoliderte leirer. OCR for leirematerialene oppe ved Fengselstomta viser jo tegn til å være tilnærmet normalkonsolidert, moderat overkonsolidert. Det er derfor mulig at udrenert skjærstyrke burde vært noe lavere, som igjen ville gitt lavere sikkerhetsfaktor i udrenert tilstand.

I prosjekteringsdelen er det også knyttet usikkerheter til valgte lastverdier, f.eks. at bygget på Fengselstomta utgjør 30 kPa. Etersom bygget ikke er dimensjonert eller prosjektert er dette en antatt verdi i forhold til lasten fra det 2-etasjers bygget i Klostergata 20. Det faktum at Fengselstomta tidligere var bebygd av et fengsel i mur og betong vurderes slik at belastningen av dette fengselet ikke var særlig kritisk over lang tid. I tillegg vurderes det at utelatelsen av lastene fra gang- og sykkelvegene nede i skråningen er en konservativ betraktning, selv om vurderingen tilsier at disse ikke ville økt sikkerhetsfaktorene nevneverdig.

## 10.5 Videre arbeid

For skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva er det nok liten tvil om at forholdene er kompliserte og utfordrende, og at stabilisering ved bruk av topografiske tiltak vil være omfattende å få til både på grunn av materialsammensetning og de eksisterende forholdene rundt prosjektområdet og tomte. Det anbefales at flere grunnundersøkelser gjennomføres både ved bunnen av skråningen og i midtre del av skråningen, slik at forutsetningene for enda bedre stabilitetsanalyser og beregninger blir et faktum. Oppe ved Fengselstomta burde det absolutt gjennomføres opptak av flere prøveserier, slik at nye ødometerforsøk kan gjøres i laboratoriet for å bestemme prekonsolideringsspenningen mer nøyaktig. Hvilke avanserte felt- og laboratorieundersøkelser som det bør legges ekstra fokus på avhenger av hvilke bruddtyper som vurderes for skråningen. Det hadde også vært en mulighet med opptak av blokkprøver, for anisotrop testing i laboratorier der prøven skjæres på skrå, basert på hvor prøven tas opp. Ved å teste dette gjennom treaksialforsøk vil viktig informasjon angående anisotrope spenninger i skråningen avdekkes.

Etersom kravene for skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva ikke tilfredsstillers tabell 5.2 i vedlegg B fra NVEs veileder 7/2014, er det mye som tyder på at situasjonen i skråningen har vanskeligheter for å oppnå kravet til sikkerhetsfaktor  $F \geq 1,40$  dersom det viser seg at prosjekterte materialparametere er konservativt valgt. Selv ved å benytte prosentvis forbedring og topografiske tiltak, er det utfordrende å nå dette kravet til sikkerhetsmargin. Forholdene ligger nok ikke helt til rette for gjennomføringen av topografiske tiltak, både med

tanke på motfylling nede ved Nidelva og avlastning oppe på Fengselstomta. Det vil nok dermed være behov og nødvendig med andre former for stabilisering av skråningen, gjerne i form av grunnforsterkningsteknikker som jetpeling, saltstabilisering, kalk/semestabilisering eller løsmassestag for å nevne noen.

Disse grunnforsterkningsteknikkene er derimot avhengig av at tilgangen ned til kohesjonsmaterialene leire, sprøbruddmateriale og kvikkleiren er tilgjengelig. Som lagdelingen har vist befinner det seg relativt store lag med både stein, grus, sand og silt ovenfor leirelagene. I tillegg kan det nok ikke tillates at grunnforsterkningsteknikkene øker poretrykket i skråningen i udrenert tilstand, da dette vil være med på å redusere sikkerhetsfaktoren ytterligere. Samtidig som at økt poretrykk ikke kan tillates, er det også ønskelig at poretrykket og grunnvannsnivået ikke senkes heller. Konsekvensene av slikt vil kunne skade eksisterende bebyggelse og infrastruktur i nærheten av prosjektområdet. Eventuelle grunnforsterkningsteknikker må derfor ikke påvirke poretrykket på noen som helst måte, en forutsetning som begrenser hvilke teknikker som faktisk lar seg gjennomføre.

En eventuell utbygging av Fengselstomta er nok derfor avhengig av at det gjennomføres et FoU-arbeid, for å finne gode løsninger på stabilitetsutfordringene.

## 11. KONKLUSJON

---

Resultatene fra stabilitetsanalysene og beregningene for skråningen ned fra Fengselstomta til Nidelva viser at kravet til sikkerhetsfaktor  $F$  i drenert tilstand er tilstrekkelig, mens i udrenert tilstand er ikke kravet til oppnådd sikkerhetsfaktor tilfredsstillt. Stabilitetsanalysene for de topografiske tiltakene i form av avlastning og motfylling viser at det er mulig teoretisk sett å oppnå en prosentvis vesentlig forbedring av sikkerhetsfaktoren for skråningen, men at dette i praksis vil karakteriseres som vesentlige inngrep som er utfordrende å gjennomføre.

Stabilitetsanalysene og beregningene viser tegn på at det er avlastning av Fengselstomta og skråningstoppen som betraktes som det mest gunstige topografiske tiltaket. Fordelen med en slik løsning vil være at Nidelva forblir uberørt, mens ulempen vil være behovet for midlertidig eller permanent fjerning av bebyggelse og veg før en eventuell utbygging av Fengselstomta lar seg gjøre. Det konkluderes med at en avlastning mellom 1,5 meter og 2 meter er tilstrekkelig for å tilfredsstillte minimumskravet til vesentlig forbedring etter utbygging, da resultatene fra 2 meter avlastning gir ca. 10 % forbedring av stabiliteten.

Motfylling av Eklogitt er også velegnet som tiltak, på bakgrunn av den høye tyngdetettheten til materialet. Ved etablering vil en slik motfylling tilføre en gunstig last, selv i neddykket tilstand, på elvebunnen der kritisk glideflate i utgangspunktet er lokalisert. En etablering som naturlig forlenger dagens eksisterende motfylling av sprengstein resulterer i en vesentlig forbedring på ca. 6,6 %. Dette tilfredsstiller minimumskravet for skråningen. For å unngå alt for omfattende motfylling vil vekten i neddykket tilstand for Eklogitt øke sikkerhetsfaktoren på en mer fornuftig måte enn hva betongen vil. Det konkluderes også med at stivheten til Eklogittmassene er mer gunstig til bruk som motfylling, da denne vurderes som mer elastisk enn betongmaterialet. Betongmotfylling vurderes derfor som minst egnet, hovedsakelig grunnet lavere tyngdetetthet i neddykket tilstand, og mer omfattende etablering spesielt i lengderetning ut i Nidelva.

Dersom prinsippet med «prosentvis forbedring» tas i bruk, er sannsynligheten for at endelig situasjon for skråningen vil stå med lavere sikkerhetsmargin enn hva kravene i Eurokodene tilsier. Det er derfor svært viktig å vurdere om dette er hensiktsmessig, og om det er en risiko en ønsker å ta. Etableringen eller gjennomføringen av de topografiske tiltakene må på ingen måte forstyrre de underliggende massene av kvikkleire og sprøbruddsmaterialer, noe som i seg selv vil være utfordrende å gjennomføre.

Som metode konkluderes det med at elementmetodeprogrammet PLAXIS er velegnet for stabilitetsanalyser av skråninger, og at valgt materialmodell Mohr-Coulomb også gjør det relativt enkelt å gjennomføre beregningene. Metoden med styrkereduksjon,  $c\phi$  – reduksjon, stiller derimot krav om at dimensjonerende materialparametere er av god kvalitet for analysen. Elementmetoden er et kraftfullt verktøy der kurver for beregnet sikkerhetsfaktor lett kan frembringes ved å studere de totale deformasjonene i et utvalgt knutepunkt for et element. Det er belegg for å påstå at metoden anskaffer vel så gode og riktige resultater som de mer konvensjonelle metodene, men at en uansett skal være forsiktig med å betrakte disse som fullstendig korrekte. Disse bør betraktes som tilnærmede verdier, som varierer på bakgrunn av valgt programvare og metode.

En forutsetning for å skaffe troverdige resultater i PLAXIS er å bruke elementer med 15 knutepunkter og fint elementnett, og at fokuset ligger på materialparametere, geometri, laster og prosjekteringen.

Det kan godt tenkes at Fengselstomta danner en interessekonflikt mellom NTNU, Studentersamfundet og Trondheim kommune, men per dags dato er det lite som tilsier at en eventuell utbygging av Fengselstomta foreløpig er gjennomførbar eller mulig. Det er derfor liten tvil om at denne Fengselstomta fremdeles vil skape debatt og uenigheter, men kanskje en dag vil en se at en utbygging av tomte realiseres.

Forholdene ligger nok ikke helt til rette for gjennomføringen av topografiske tiltak, både med tanke på motfylling nede ved Nidelva og avlastning oppe på Fengselstomta. Det faktumet om at dette også er en naturlig skråning bestående av kvikkleire kompliserer gjennomføringen av de topografiske stabiliseringstiltakene og prinsippet med «prosentvis forbedring». Det konkluderes derfor med at det er vanskelig å utelukke grunnforsterkningsteknikker som direkte stabiliserer kvikkleiremassene i skråningen.



## 12. REFERANSER

---

- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S. & Swolfs, W., 2016. *PLAXIS 2D 2016*. Delft: Plaxis bv.
- Bryhni, I. & Hagen, J. O., 2015. *Istid - kvartærtidens istider i Norge*, s.l.: Store Norske Leksikon (SNL).
- Bæverfjord, M. G., u.d. *Utløsende årsaker og bruddmekanismer for kvikkleireskred*, Trondheim: SINTEF Byggforsk & NTNU Geoteknikk.
- Carstens, H., 2015. I verdensklasse. *GEO365*, 15 mai.
- Cha, K.-S. & Kim, T.-H., 2010. Evaluation of Slope Stability with Topography and Slope Stability Analysis Method. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 31 mai, pp. 251-256.
- Cheng, Y., Lansivaara, T. & Wei, W., 2006. Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. *Computers and Geotechnics* 34, 27 desember, pp. 137-150.
- Direktoratet for Byggkvalitet, 2016. *Byggeteknisk forskrift (TEK 10)*, s.l.: Direktoratet for Byggkvalitet.
- Dounias, G., Potts, D. & Vaughan, P., 1988. Finite Element Analysis of Progressive Failure: Two case studies. *Computers and Geotechnics* 6, pp. 155-175.
- Duncan, M. J., Wright, S. G. & Brandon, T. L., 2014. *Soil Strength and Slope Stability*. 2. red. s.l.: John Wiley & Sons, Incorporated.
- Emdal, A., 2014. *Introduksjon til Geoteknikk*. Trondheim: NTNU - Faggruppe for geoteknikk.
- Emdal, A., Grande, L. & Nordal, S., 2014. *Geoteknikk Beregningsmetoder*. Trondheim: Faggruppe for Geoteknikk - NTNU.
- Fremstad, E. & Thingstad, P. G., 2007. *Nidelva, Trondheims hjerte - "Bli med ut!"*. Trondheim: NTNU Vitenskapsmuseet.
- Furberg, K., 2017 (a). Kvikkleire stanser bygging av campus bak Samfundet. *Universitetsavisa*, 16 Mars.
- Furberg, K., 2017 (b). Samfundet vil ikke ha park på Fengselstomta. *Universitetsavisa*, 25 Januar.
- Geohunan International Conference, 2009. *Slope Stability, Retaining Walls, and Foundations*. Gangsha, Hunan, American Society of Civil Engineers.
- Huang, M. & Jia, C.-Q., 2008. Strength reduction FEM in stability analysis of soil slopes subjected to transient unsaturated seepage. *Computers and Geotechnics* 36, 12 mai, pp. 93-101.
- Jostad, H. P., 2016. *Chapter 4 - Collapse loads and safety factor*, Trondheim: NGI.
- Karlsrud, K. & Hernandez-Martinez, F. G., 2013. Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples. *NRC Research Press*, 18 oktober, pp. 1273-1293.

- Kåsin, K., 2009. *Geoteknisk vurdering av skråning Fengselstomten - Klostergata - Nidelven*. Trondheim: NTNU.
- Li, X., 2007. Finite element analysis of slope stability using a nonlinear failure criterion. *Computers and Geotechnics* 34, 22 januar, pp. 127-136.
- Lovdata, 1995. *lovdata.no*. [Internett]  
Available at: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1994-03-25-7>  
[Funnet 28 mai 2017].
- Multiconsult ASA, 2016. *NTNU Campusutvikling - Datarapport grunnundersøkelser, Fengselstomta og Trekanttomta*, Trondheim: Multiconsult ASA.
- Multiconsult ASA, 2017. *NTNU Campusutvikling - Geoteknisk vurderingsrapport, Fengselstomta og Trekanttomta*, Trondheim: Multiconsult ASA.
- NIFS, 2012. *Rapport 46/2012 - Detektering av kvikkleire fra ulike sonderingsmetoder*, s.l.: Norges vassdrags- og energidirektorat i et samarbeid med Statens vegvesen og Jernbaneverket.
- NIFS, 2014. *Rapport nr. 14/2014 - En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer*, s.l.: Norges vassdrags- og energidirektorat i et samarbeid med Statens vegvesen og Jernbaneverket.
- NIFS, 2015. *Rapport 104/2015 - Workshop om sikkerhetsfilosofi*, Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat.
- Nilsen, B., 2017. *E-post angående E-modul for Eklogitt*. s.l.:s.n.
- Nordal, S., 2015. *Slope stability Evaluations by the Finite Element Method*, Trondheim: NTNU.
- Nordal, S., 2016. *TBA4116 Geotechnical Engineering - Advanced course*. Trondheim: NTNU.
- Nordic Geosynthetic Group, 2004. *Nordic guidelines for reinforced soils and fills*. s.l.:The Nordic Geotechnical Societies.
- Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), 2013. *www.ngu.no*. [Internett]  
Available at: <http://www.ngu.no/nyheter/marin-grense-s%C3%A5-hoyt-gikk-havet>  
[Funnet 1 Mai 2017].
- Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), 2015. *www.ngu.no*. [Internett]  
Available at: <https://www.ngu.no/emne/kvart%C3%A6rgeologiske-kart-l%C3%B8smassekart>  
[Funnet 21 April 2017].
- Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), 2017. *www.ngu.no*. [Internett]  
Available at: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>  
[Funnet 10 April 2017].
- Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 2015. *www.nve.no*. [Internett]  
Available at: <https://gis3.nve.no/link/?link=kvikkleire>  
[Funnet 10 April 2017].
- Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 2016. *Kvikkleireskred*, s.l.: NVE.

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 2017. *gis3.nve.no/kartkatalog*. [Internett]  
Available at: <https://gis3.nve.no/link/?link=tverrprofil>  
[Funnet 10 April 2017].

Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, 2014. *Veileder 7/2014 - Sikkerhet mot kvikkleireskred*, Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat.

Norsk Geoteknisk Forening, 2011. *Veiledning for identifisering og klassifisering av jord*, Oslo: Norsk Geoteknisk Forening.

NTNU , 2016 (a). *www.ntnu.no*. [Internett]  
Available at: <https://www.ntnu.no/studier/emner/TBA4900#tab=omEmnet>  
[Funnet 20 April 2017].

NTNU , 2016 (b). *www.ntnu.no/campusutvikling*. [Internett]  
Available at: <http://www.ntnu.no/campusutvikling/hvorfor>  
[Funnet 19 April 2017].

NTNU, 2009. *Theoretical Soil Mechanics - Slopes. TBA 5100 Course notes*, Trondheim: NTNU.

Okkenhaug, K., 2012. Fengslet radioagent varslet Tronstad. *Adresseavisen*, 7 Juni.

Plaxis bv, 2016. *Linear Elastic Perfectly Plastic Model (Mohr-Coulomb Model)*, s.l.: Plaxis bv.

Regjeringen, 2009. *www.regjeringen.no*. [Internett]  
Available at:  
[https://www.regjeringen.no/no/dokument/dep/kmd/veiledninger\\_brosjyrer/2009/lovkommentarer-til-plandelen-i-kapittel-1-fellesbestemmelser/-1-6-tiltak/id556735/](https://www.regjeringen.no/no/dokument/dep/kmd/veiledninger_brosjyrer/2009/lovkommentarer-til-plandelen-i-kapittel-1-fellesbestemmelser/-1-6-tiltak/id556735/)  
[Funnet 28 mai 2017].

Rørvik, T., 1982. *Geoteknikk 1 - Jordartenes fysiske egenskaper*. 3. red. Ålesund: Universitetsforlaget.

SINTEF Byggforsk, 2010. *www.byggforsk.no*. [Internett]  
Available at: [https://www.byggforsk.no/dokument/274/voller\\_og\\_skraaninger](https://www.byggforsk.no/dokument/274/voller_og_skraaninger)  
[Funnet 27 April 2017].

SINTEF Byggforsk, 2014. *www.byggforsk.no*. [Internett]  
Available at:  
[https://www.byggforsk.no/dokument/3206/leirskred\\_skredmekanismer\\_og\\_farevurderinger](https://www.byggforsk.no/dokument/3206/leirskred_skredmekanismer_og_farevurderinger)  
[Funnet 1 Mai 2017].

Standard norge, 2008. *NS-EN 1990 - Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. s.l.:Norsk standard.

Standard norge, 2016. *NS-EN 1997 - Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering*. s.l.:Norsk standard.

Statens vegvesen , 2014 (a). *Håndbok R210 - Laboratorieundersøkelser*. s.l.:Statens vegvesen.

Statens vegvesen , 2014 (b). *Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*. s.l.:Statens vegvesen.

Statens vegvesen , 2014 (c). *Håndbok V221 - Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*. 2. red. s.l.:Statens vegvesen.

Store Norske Leksikon (SNL), 2009. *www.snl.no*. [Internett]

Available at: <https://snl.no/skr%C3%A5ningsstabilitet>

[Funnet 19 April 2017].

Thakur, V., 2015. *Sprøbruddmateriale*, s.l.: Statens vegvesen.

Trondheim kommune, 2017 (a). *www.trondheim.kommune.no*. [Internett]

Available at: <https://geoinnsyn.nois.no/Trondheim/#?project=Delesaker&guid=b7a8a25b-f668&params=1000000&layers=1001&zoom=14&lat=7033507.71&lon=569805.25>

[Funnet 10 April 2017].

Trondheim kommune, 2017 (b). *www.trondheim.kommune.no*. [Internett]

Available at: <https://geoinnsyn.nois.no/Trondheim/#?project=Delesaker&guid=b7a8a25b-f668&params=1000000&layers=1003&zoom=16&lat=7033411.18&lon=569711.44>

[Funnet 10 April 2017].

Tørum, E., Christensen, S., Narjord, H. & Skulbørstad, R., 2012. *Rapport 80/2012 - Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring?*, Trondheim: SINTEF Byggforsk.

Wikipedia, 2017. *no.wikipedia.org*. [Internett]

Available at: [https://no.wikipedia.org/wiki/Vollan\\_kretsfengsel](https://no.wikipedia.org/wiki/Vollan_kretsfengsel)

[Funnet 21 April 2017].

Zhao, L. et al., 2014. Effects of shear strength reduction strategies on safety factor of homogeneous slope based on a general nonlienaar failure criterion. *Computers and Geotechnics*, 17 oktober, pp. 215-228.

Zheng, H., Sun, G. & Liu, D., 2008. A practical procedure for searching critical slip surfaces of slopes based on the strength reduction technique. *Computers and Geotechnics*, 21 juli, pp. 1-5.

Zhu, H., Griffiths, D., Fenton, G. & Zhang, L., 2015. Undrained failure mechanisms of slopes in random soil. *Engineering Geology* 191, 26 mars, pp. 31-35.

# VEDLEGG

---

VEDLEGG A: Utvalgte grunnundersøkelser

VEDLEGG B: Tiltakskategori og tilfredsstillende sikkerhet

VEDLEGG C: Feltundersøkelser som grunnlag for lagdeling

VEDLEGG D: Geometriske data for lagdeling og grunnvannsnivå i PLAXIS – modell

VEDLEGG E: Prosjektert lagdeling for dagens lastsituasjon i PLAXIS 2D

VEDLEGG F: Ødometerkurve fra Trekanttomta

VEDLEGG G: ADP-forhold og inndeling av soner for skråningen

VEDLEGG H: ADP-forhold for NC-Leire

VEDLEGG I: Materialparamatere til leire i direktesonen

VEDLEGG J: Økning i grunnvannsnivå for drenert tilstand

VEDLEGG K: Bruddmekanisme helt ned til kvikkleiren i udrenert tilstand

VEDLEGG L: Utvikling av sikkerhetsfaktor  $F$  ved avlastning

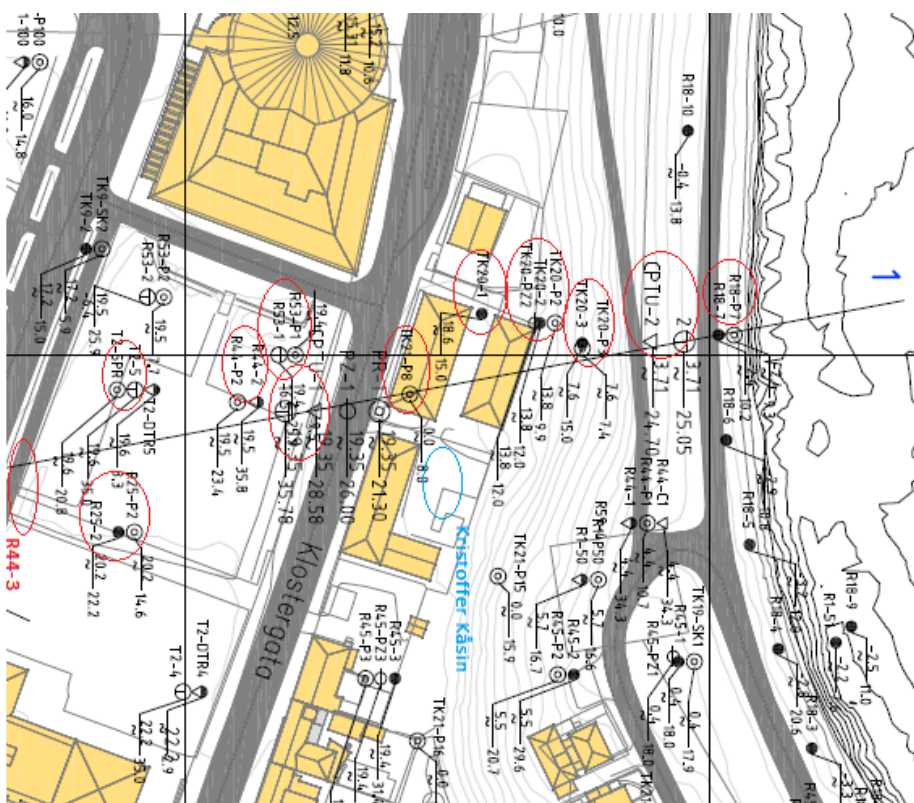
VEDLEGG M: Førstørret motfylling av tradisjonell sprengstein

VEDLEGG N: Kort parameterstudie av Eklogitt

VEDLEGG O: Anisotrop retning på effektivspenningene

VEDLEGG P: Triangulære elementer med 15- knutepunkter

# VEDLEGG A: UTVALGTE GRUNNUNDERSØKELSER



## TEGNFORKLARING:

- DREIESONDERING    ⊙ PRØVESERIE
- ENKEL SONDERING    □ PRØVEGROP
- ▲ RAMSONDERING    ▽ DREIETRYKKSONDERING
- ▽ TRYKKSONDERING    ⊠ SKRUPPLATEFORSSØK
- ⊕ TOTALSONDERING    + VINGBORING
- ⊖ PORETRYKKMÅLING
- ⊗ KJERNEBORING
- ⊛ FJELLKONTROLLBORING
- ⊞ BERG I DAGEN

KARTGRUNNLAG: Digitalt kart fra oppdragsgraver  
 KORDINATSYSTEM: UTM Sone 32V  
 HØYDEFERANSE: NN 2000  
 UTEANGSPUNKT FOR NIVELLMENT: GPS GLOBALS GPS  
 BORRØK NR: Digital 3014  
 LAB.BOK NR: 3014

EKSEMPEL:  $\text{BP } 1 \oplus \begin{matrix} 4,3 \\ 0 \\ 28,7 \end{matrix} \begin{matrix} 14,8+2,4 \\ - \\ \end{matrix}$  BORET DYBDE + BORET I BERG  
 ANTALL BERGKOTE

## TIDLIGERE BORINGER:

Tidligere boringer er angitt med indiktorer foran borthalsen:  
 Alle tidligere boringer, er omgittet til NN2000

## Kronologisk rekkefølge fra Nidelva og opp til Fengselstomta:

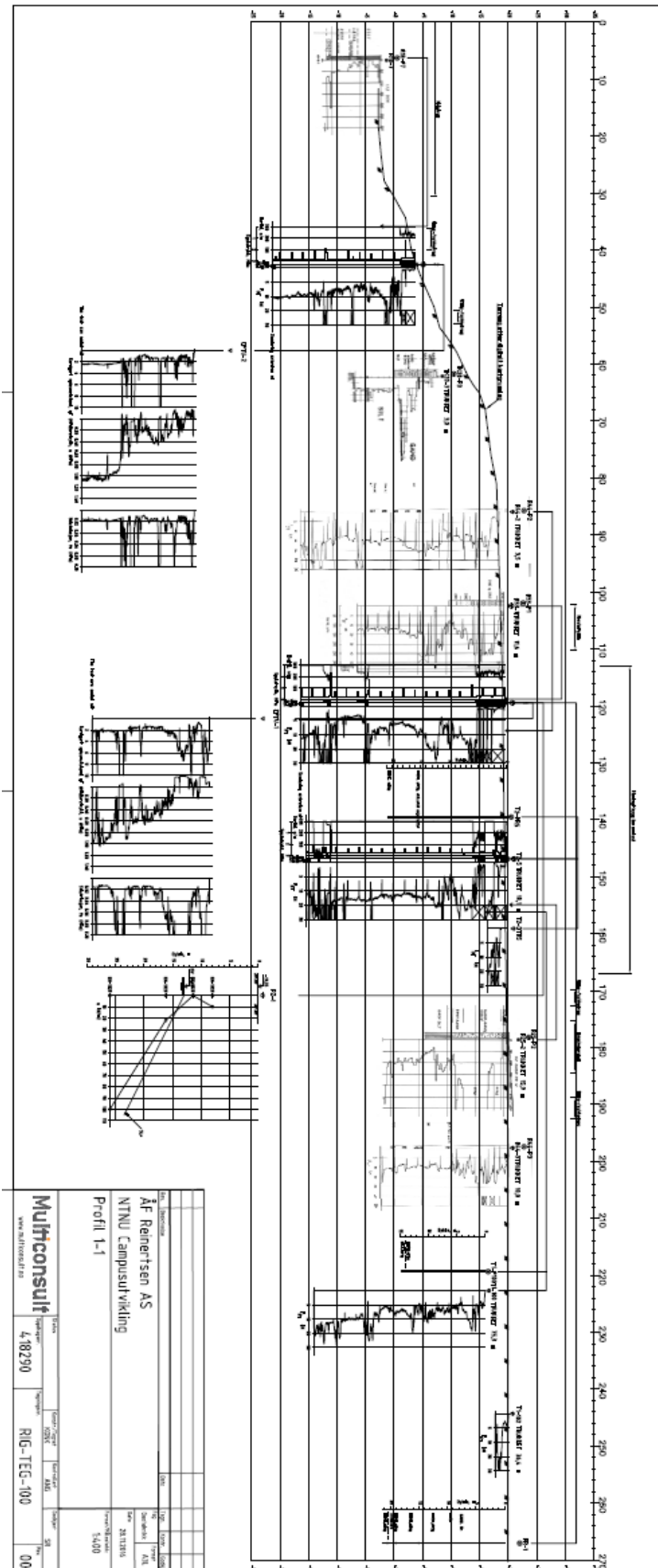
Boringsnr	Rapport	Dato	Boringsby	Undersøkelsestype
R18-7	Rapport 0.0185-2	1964	Rambøll	Dreiesondering, prøveserie
BP-2	Datarapport	2016	Multiconsult	Totalsondering, CPTU
TK-20-3	Rapport R.0366	1975	Trondheim kommune	Dreiesondering, prøveserie
TK-20-2	Rapport R.0366	1975	Trondheim kommune	Dreiesondering, prøveserie
TK-20-1	Rapport R.0366	1975	Trondheim kommune	Dreiesondering, prøveserie
Rapport av Kristoffer Kåsin		2009	NTNU	Totalsondering, CPTU
TK-21-P8	Rapport R.0008	1893	Trondheim kommune	Prøveserie
R53-1	Rapport 660200	2006	Rambøll	Totalsondering, prøveserie
BP-1	Datarapport	2017	Multiconsult	Totalsondering, CPTU, prøveserie
R44-2	Rapport 6100099	2010	Rambøll	Dreietrykksondering
T2-5	Rapport Multiconsult	2014	Multiconsult	Totalsondering
R25-2	Rapport 0.0248	1968	Rambøll	Dreiesondering, prøveserie
R44-3	Rapport 6100099	2010	Rambøll	Dreietrykksondering

## VEDLEGG B: TILTAKSKATEGORI OG TILFREDSSTILLENDEN SIKKERHET

Tabell 5.2 fra NVEs veileder 7/2014: Tiltakskategorier der et der nødvendig å identifisere, avgrense og faregradsevaluere hele faresonen.

Tiltakskategori. Type tiltak som inngår i tiltakskategorien	Hvordan oppnå tilfredsstillende sikkerhet for ulike faregrad		
	Faregrad før utbygging: Lav	Faregrad før utbygging: Middels	Faregrad før utbygging: Høy
<p><b>K2:</b> Tiltak som er nevnt under kategori K1 når tiltaket vil påvirke stabiliteten negativt dersom det ikke gjennomføres stabiliserende tiltak utenom selve tiltaket.</p> <p>Dersom tiltaket medfører tilflytting av personer skal tiltaket plasseres i tiltakskategori K3 eller K4.</p>	<p>a) Stabilitetsanalyse som dokumenterer sikkerhetsfaktor for områdestabilitet <math>F \geq 1,4</math> <i>eller</i></p> <p>b) Ikke forverring **</p> <p>Kvalitetssikres av kollega.*</p>		<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet <math>F \geq 1,4</math> <i>eller</i></p> <p>b) Ikke forverring hvis <math>F &gt; 1,2</math>, <i>eller</i></p> <p>c) Forbedring hvis <math>F \leq 1,2</math>, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>
<p><b>K3:</b> Tiltak som medfører tilflytting av personer med inntil to boenheter, begrenset personopphold eller tiltak med stor verdi (utover tiltak i K0-K2). Ved planlagt større tilflytting/ personopphold gjelder K4.</p> <p>Eksempler er bolighus og fritidsbolig med inntil to boenheter, større driftsbygninger i landbruket, mindre utendørs publikumsanlegg, mindre næringsbygg, større VA-anlegg.</p>	<p>a) Stabilitetsanalyse som dokumenterer sikkerhetsfaktor for områdestabilitet <math>F \geq 1,4</math> <i>eller</i></p> <p>b) Ikke forverring**</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet <math>F \geq 1,4</math> <i>eller</i></p> <p>b) Ikke forverring hvis <math>F \geq 1,2</math>, <i>eller</i></p> <p>c) Forbedring hvis <math>F &lt; 1,2</math>, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet <math>F \geq 1,4</math> <i>eller</i></p> <p>b) Forbedring hvis <math>F &lt; 1,4</math>, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>
<p><b>K4:</b> Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold enn tiltak i K3 samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner.</p> <p>Eksempler er mer enn to eneboliger /fritidsboliger, rekkehus/boligblokk, bolig- og hyttefelt, skole og barnehage, sykehjem, større næringsbygg, kontorbygg, idretts- og industrianlegg, større utendørs publikumsanlegg, lokale beredskapsinstitusjoner.</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet <math>F \geq 1,4</math> <i>eller</i></p> <p>b) Forbedring hvis <math>F &lt; 1,4</math>, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>		<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet <math>F \geq 1,4</math> <i>eller</i></p> <p>b) Vesentlig forbedring hvis <math>F &lt; 1,4</math>, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>

# VEDLEGG C: FELTUNDERSØKELSER SOM GRUNNLAG FOR LAGDELING





## VEDLEGG D: GEOMETRISKE DATA FOR LAGDELING OG GRUNNVANNSNIVÅ I PLAXIS-MODELL

### GEOMETRISKE DATA FOR LAGDELINGEN

Fastere masser	X	Y	Nederste sandlag	X	Y		x	Y		x	Y
	0,0	-45,0		0,0	-12,5		48,0	-8,0		160,0	6,5
	0,0	-40,0		0,0	-11,0		59,0	-11		168,0	4,0
	45,0	-40,0		46,3	-12,5		59,0	-8		168,0	7,5
	99,0	-30,0		46,87	-11,0		90,98	1,304	Midtre sandlag	x	Y
	133,0	-12,0		48,0	-12,5		92,0	-4,4		48,0	-8,0
	138,0	-12,0		48,0	-11,0		92,0	1,6		59,0	-8,0
	160,0	-12,0		59,0	-12,5		93,71	-4,172		59,0	-7,0
	211,0	-12,0		59,0	-11,0		102,5	-3,0		74,5	1,0
Kvikkleire	X	Y		92,0	-4,4		102,5	1,0		74,5	4,0
	0,0	-40,0		93,71	-4,172		132,0	3,0		83,0	1,8
	0,0	-14,0		94,79	-6,33	Leire	x	y		83,0	6,1
	36,0	-40,0		102,5	-5,0		0,0	-8,0		88,53	6,223
	45,0	-40,0		102,5	-3,0		0,0	-6,5		90,82	1,626
	45,74	-14,0		133,0	-6,0		47,99	-8,0		92,0	1,6
	48,0	-14,0		133,0	-4,0		48,0	-6,5		92,0	6,3
	59,0	-14,0		160,0	-4,0		48,0	-8,0		102,5	4,5
	74,5	-13,0		160,0	-3,0		48,58	-6,421		102,5	4,9
	95,17	-7,094		168,0	-3,5		59,0	-7,0		102,5	6,9
	99,0	-30,0		168,0	-2,5		59,0	-5,0		107,5	7,65
	102,5	-5,0		211,0	-3,0		74,5	1,0		115,0	4,7
	102,5	-3,0		211,0	-2,0		74,5	4,0		132,0	5,0
	105,0	-26,82	Sprøbruddmaterialelag 2	x	Y		x	y		132,0	7,5
	132,0	3,0		0,0	-14,0		83,0	1,8		133,0	5,35
	133,0	-12,0		0,0	-12,5		90,82	1,626		133,0	7,85
	133,0	-6,0		45,74	-14,0		90,98	1,304		138,0	5,5
	133,0	-4,0		46,3	-12,5		92,0	1,6		138,0	8,0
	133,0	3,35		48,0	-14,0		92,0	6,3		160,0	6,5
	138,0	-12,0		48,0	-12,5		102,5	1,0		160,0	8,5
	138,0	3,5		59,0	-14,0		102,5	4,0		168,0	7,5
	160,0	-12,0		59,0	-12,5		102,5	4,5		168,0	9,0
	160,0	-4,0		74,5	-13,0		102,5	4,9		211,0	10,2
	160,0	-3,0		94,79	-6,33		102,5	6,9		211,0	12,7

	160,0	3,8		95,17	-7,094		115,0	4,7	Silt	x	y
	168,0	-3,5		102,5	-5,0		132,0	3,0		0,0	-6,5
	168,0	-2,5	Sprøbrudd- materialelag 1	x	y		132,0	5,0		0,0	-4,0
	168,0	4,0		0,0	-11,0		133,0	3,35		15,0	-4,0
	211,0	-12,0		0,0	-8,0		133,0	5,35		16,0	-4,0
	211,0	-3,0		46,87	-11,0		138,0	3,5		18,0	-4,0
	211,0	-2,0		47,99	-8,0		138,0	5,5		21,5	-3,8
	211,0	8,0		48,0	-11,0		160,0	3,8		22,75	-3,5

	x	Y		132,0	7,5		x	Y
	23,75	-3,3		132,0	10,0		57,6	-0,6
	24,5	-3,1		133,0	7,85		59,0	4,0
	27,0	-2,7		133,0	10,35		59,4	0,8
	28,0	-2,6		138,0	8,0		61,0	5,0
	48,0	-6,5		138,0	10,5		61,4	2,5
	48,0	-2,4		160,0	8,5		62,6	5,5
	48,58	-6,421		160,0	10,5		62,84	4,0
	50,12	-2,323		168,0	9,0		63,8	5,0
	59,0	-5,0		168,0	10,5		64,5	6,0
	59,0	-2,0		211,0	12,7	Fyllmasser, stein, grus, sand	x	y
	74,5	4,0		211,0	14,5		30,0	-2,4
	74,5	6,0	Fylling	x	Y		39,0	-2,3
	83,0	6,1		39,0	-2,3		46,0	-2,15
	83,0	11,0		43,0	0,0		48,0	-2,4
	86,04	11,24		46,0	-2,150		x	y
	88,53	6,223		46,0	1,8		50,12	-2,323
	92,0	6,3		47,0	2,2		50,26	-1,937

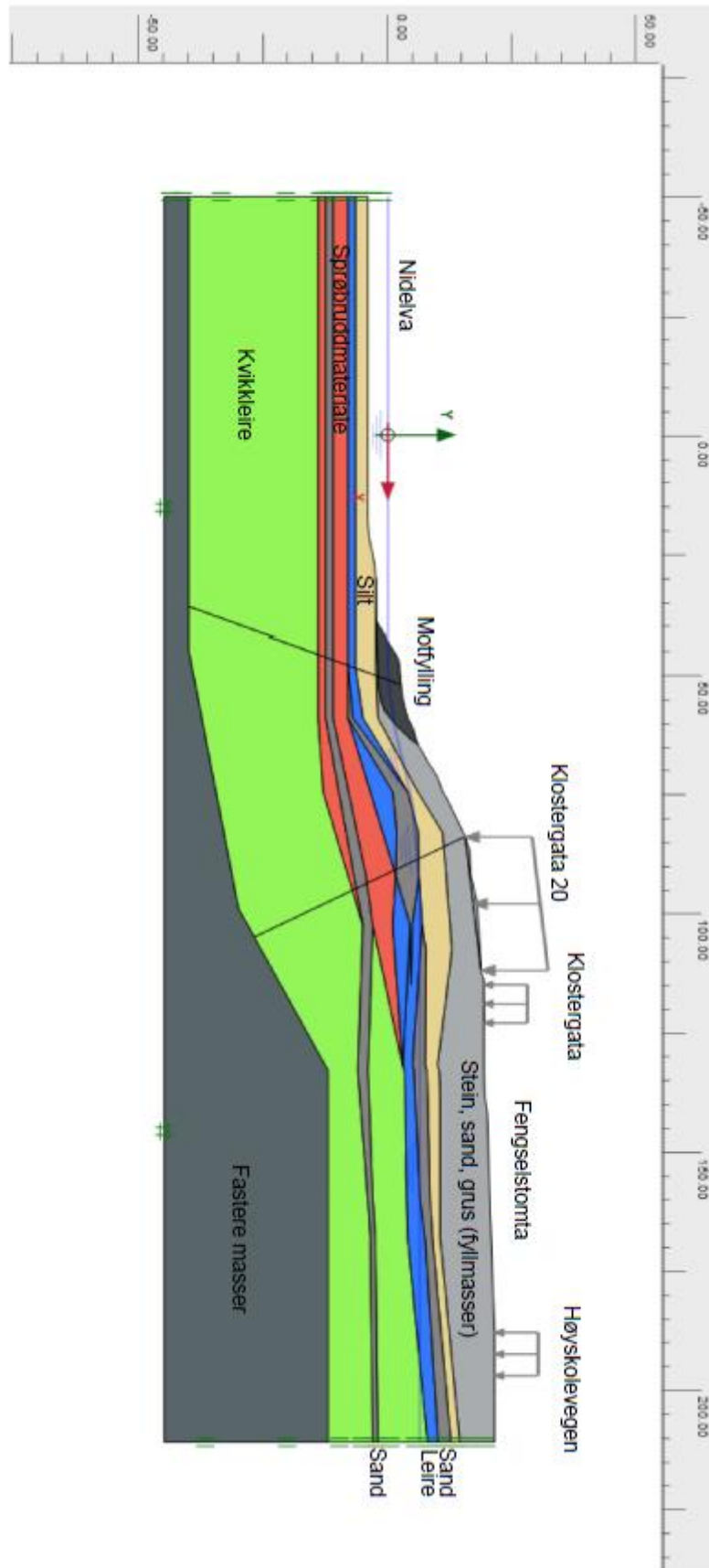
	92,0	11,7		50,26	-1,937		53,0	-1,8
	102,5	6,9		52,0	2,7		55,6	-1,3
	102,5	12,5		53,0	-1,8		57,6	-0,6
	107,5	7,65		55,0	3,0		59,0	-2,0
	107,5	12,9		55,6	-1,3		59,4	0,8
							61,4	2,5

	62,84	4,0		83,88	15,56		132,0	19,35
	63,8	5,0		86,04	11,24		133,0	10,35
	64,5	6,0		87,0	16,5		138,0	10,5
	66,2	7,0		91,9	16,7		138,0	19,5
	68,2	8,0		92,0	11,7		142,0	20,0
	69,7	9,0		98,0	18,0		160,0	10,5
	71,4	10,0		102,5	12,5		168,0	10,5
	74,4	11,0		107,5	12,9		175,0	21,0
	74,5	6,0		112,4	18,8		180,0	21,19
	76,2	12,0		114,0	19,3		188,0	21,5
	80,0	13,8		122,0	19,35		202,0	21,5
	83,0	11,0		126,0	19,35		211,0	14,5
	83,7	15,5		132,0	10,0		211,0	21,5

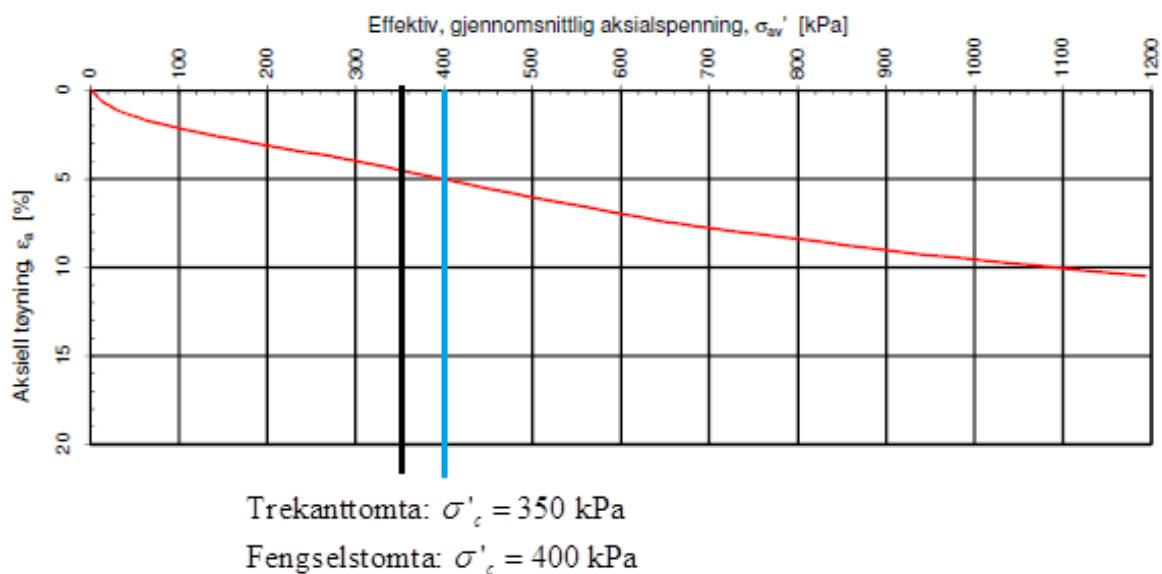
#### GEOMETRISKE DATA FOR GRUNNVANNSNIVÅ

X	Y
0	0
49,9	0
60,5	1,3
77,0	5,0
95,6	6,35
211,0	6,35

# VEDLEGG E: PROSJEKTERT LAGDELING FOR DAGENS LASTSITUASJON I PLAXIS 2D

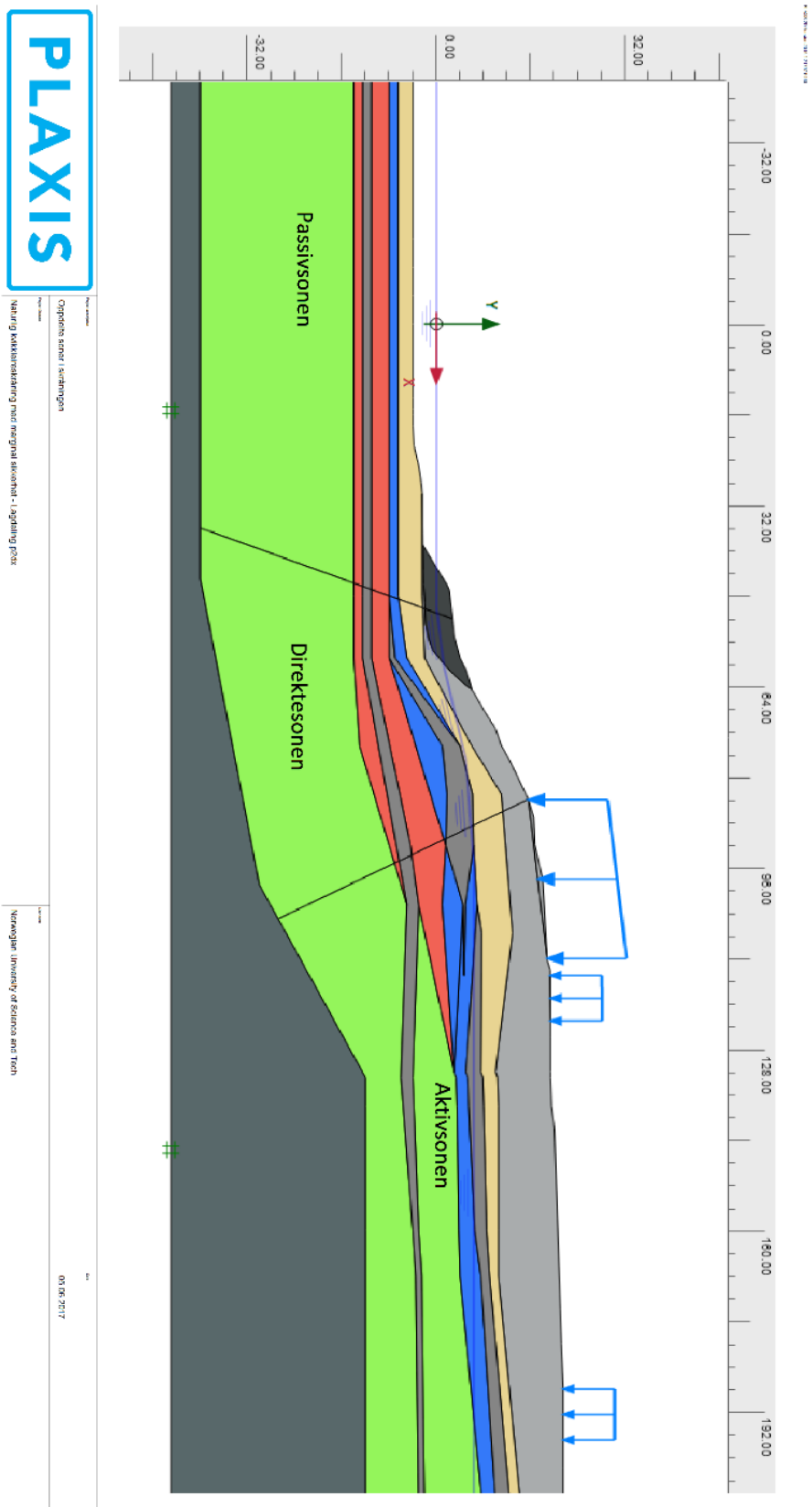


## VEDLEGG F: ØDOMETERKURVE FRA TREKANTTOMTA

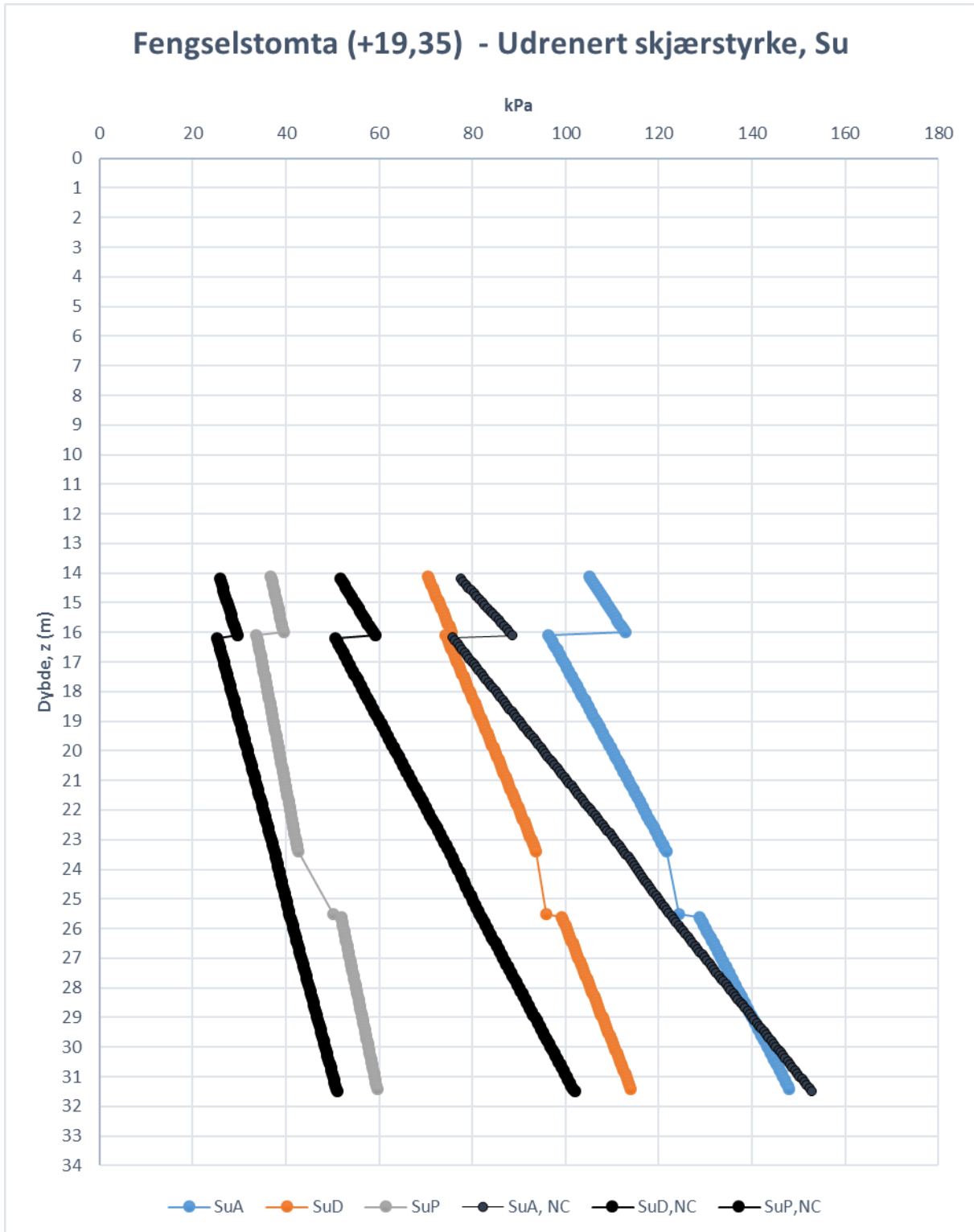


<b>NTNU Campusutvikling</b>				Tegningens filnavn:
<b>NTNU Campusutvikling</b>				416290-RIG-TEG-075, d14,50m.xlsx
Kontinuerlig ødometerforsøk, CRS-rutine. Plott B: $\sigma'_{av}$ - $\epsilon_a$ , k og $u_p/\sigma$ .				<b>Multi</b> consult
<b>MULTICONSULT AS</b> Sluppenveien 15 7037 Trondheim Tlf.: 73 10 62 00 Faks: 73 10 62 30	Forsøksdato:	Dybde, z (m):	Borpunkt nr.:	
	18.11.2016	14.50	3	
	Forsøksnr.:	Tegnet av:	Kontrollert:	Godkjent:
2	vt/kjt	konk	sr	
Oppdrag nr.:	Tegning nr.:	Prosedyre:	Programrevisjon:	
416290	RIG-TEG-075.2	CRS	24.06.2016	

# VEDLEGG G: ADP-FORHOLD OG INNDELING AV SONER FOR SKRÅNINGEN



## VEDLEGG H: ADP-FORHOLD FOR NC-LEIRE



## VEDLEGG I: MATERIALPARAMETERE TIL LEIRE I DIREKTESONEN

$$S_{uD} = \frac{(70,36 + 56,79)}{2} = 63,58 \text{ kPa}$$

$$E_{uD} = \frac{(35181,055 + 28395,73)}{2} = 31788,39 \text{ kPa}$$

Økning med dybden:

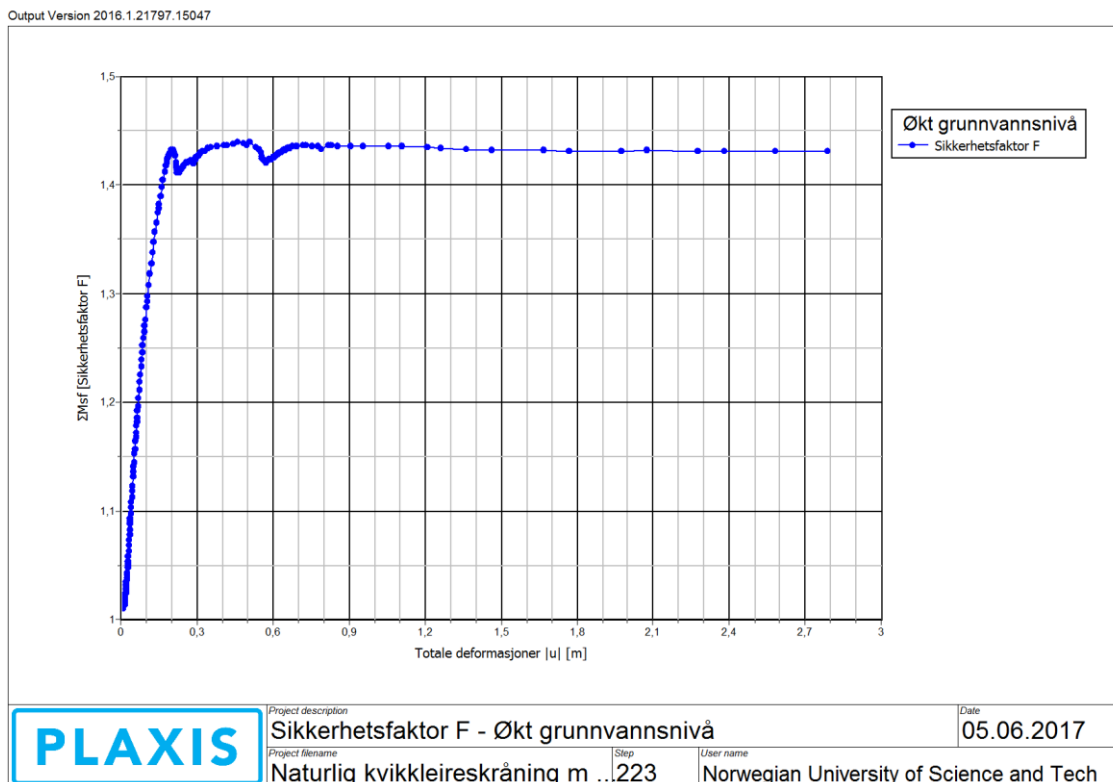
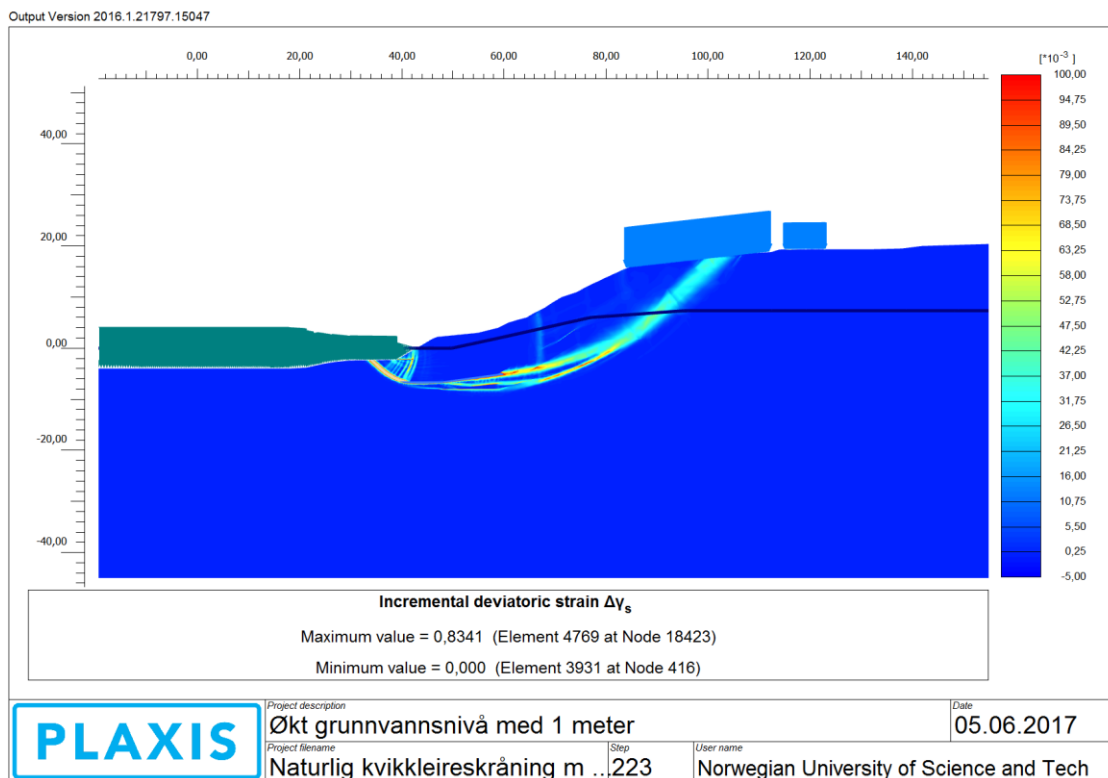
$$E_{uD,inc} = 1236,388 \text{ kPa/m}$$

$$S_{uD,inc} = 2,47 \text{ kPa/m}$$

Denne er altså beregnet som en middelvei mellom beregnede verdier fra leirelaget oppe ved Fængselstomta og leirelaget nede ved Nidelva.

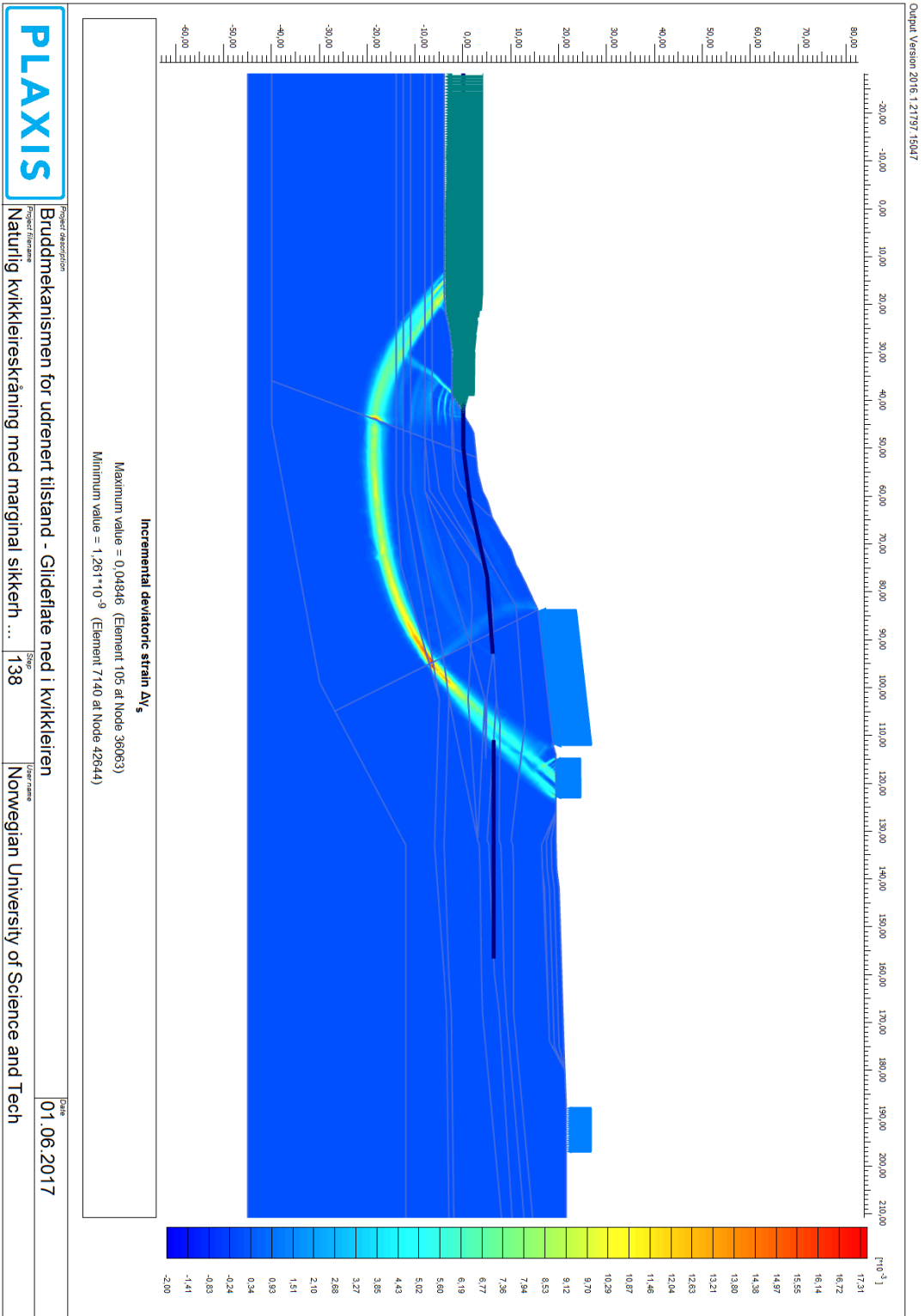


# VEDLEGG J: ØKNING I GRUNNVANNSNIVÅ FOR DRENERT TILSTAND



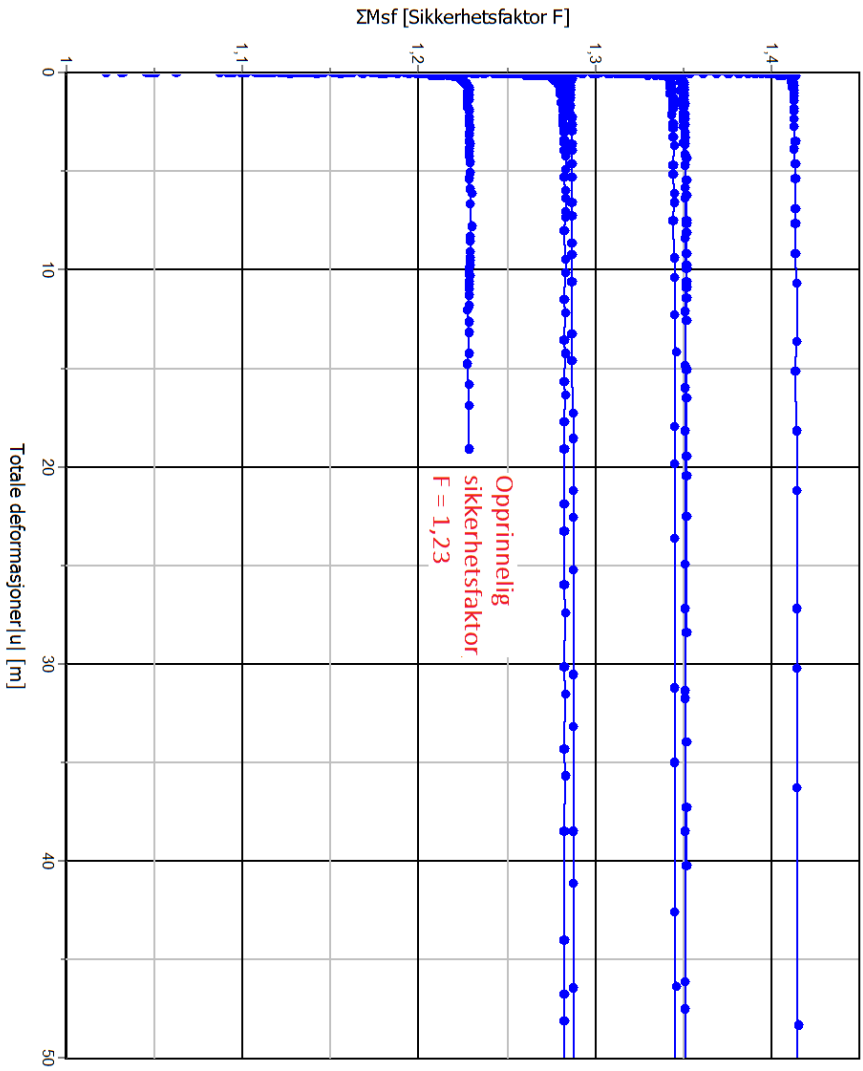
Ny sikkerhetsfaktor:  $F = 1,43 < 1,494$

# VEDLEGG K: BRUDDMEKANISME HELT NED TIL KVIKKLEIREN I UDRENETT TILSTAND



# VEDLEGG L: UTVIKLING AV SIKKERHETSFAKTOREN $F$ VED AVLASTNING

Output Version 2016:1.21797.15047



Utvikling av sikkerhetsfaktoren  
—•— Sikkerhetsfaktor F

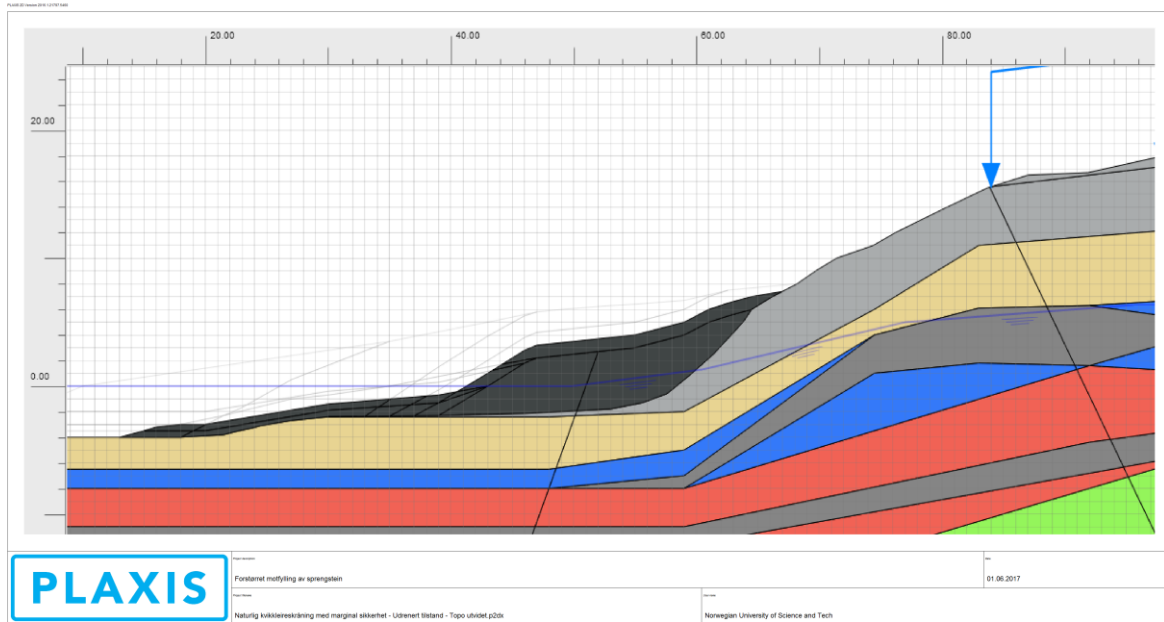
Endelig sikkerhetsfaktor,  
F = 1,35

Opprinnelig  
sikkerhetsfaktor  
F = 1,23

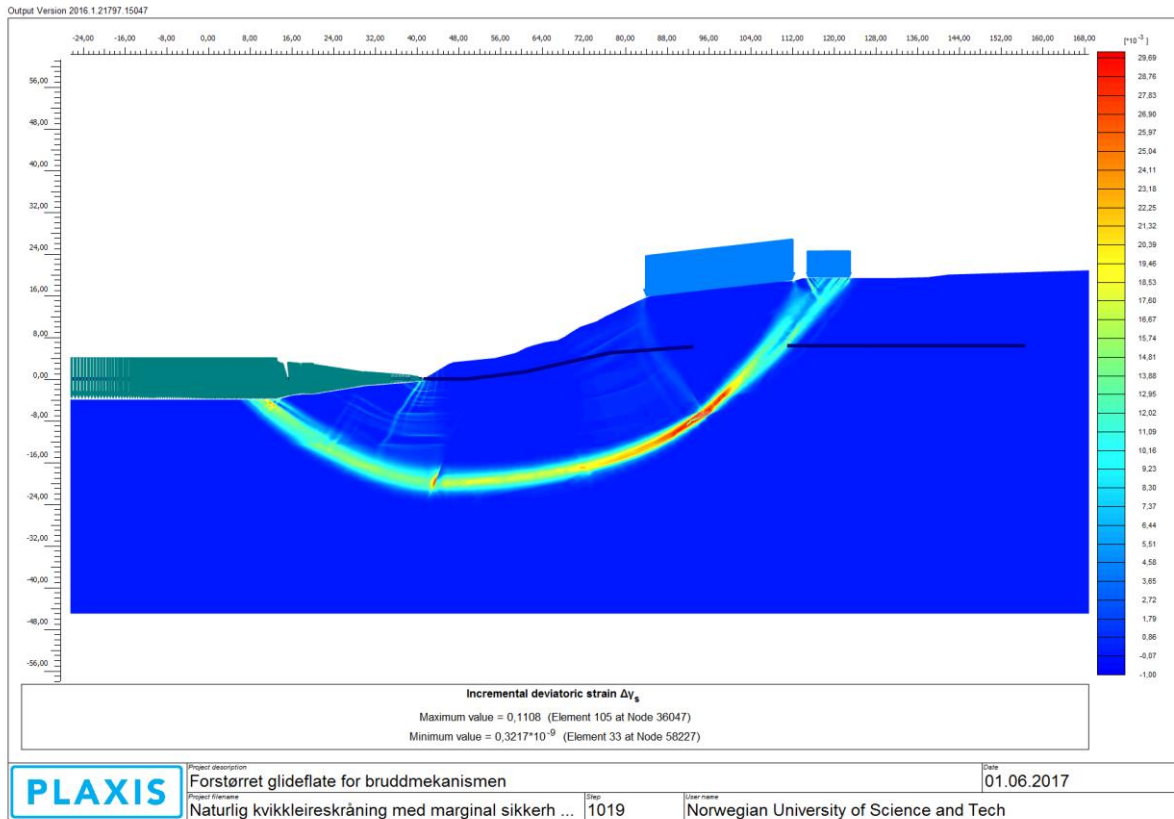
<b>PLAXIS</b>	Project description		Date
	Utvikling av sikkerhetsfaktor F ved avlastning		01.06.2017
Project filename		Step	User name
Naturlig kvikkleireskråning m ...		758	Norwegian University of Science and Tech

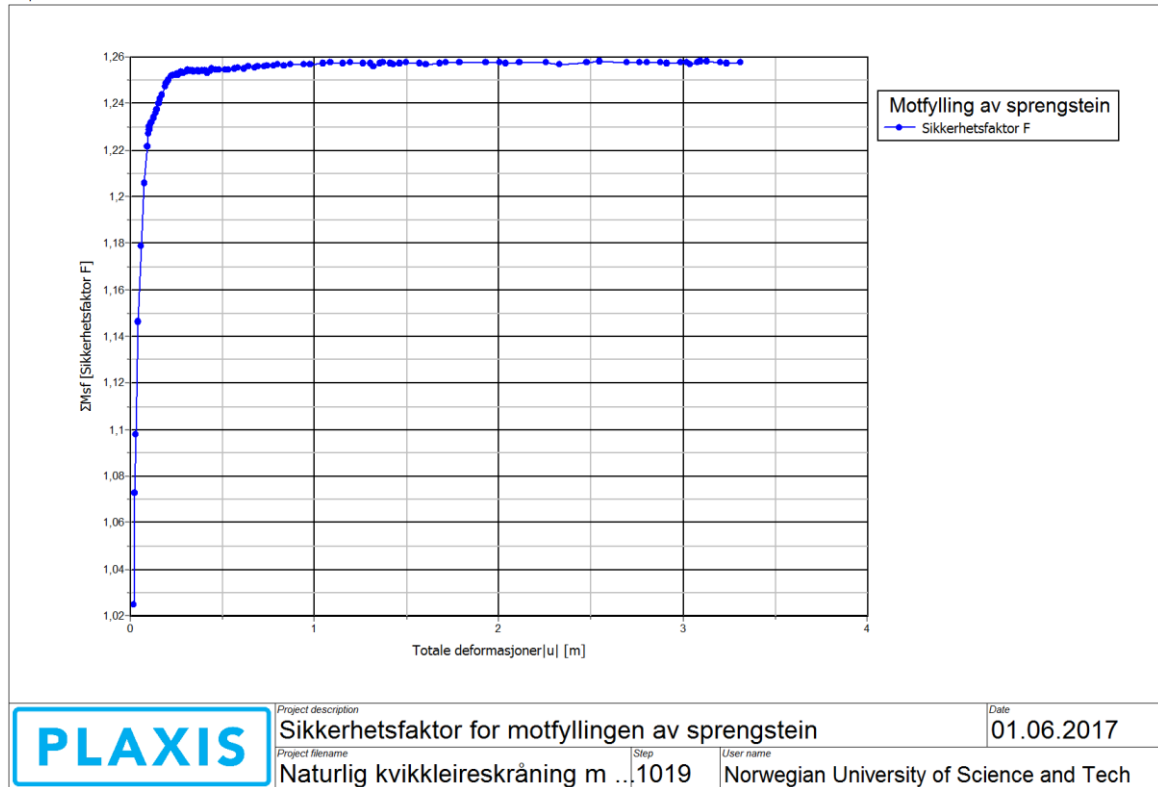
## VEDLEGG M: FORSTØRRET MOTFYLLING AV TRADISJONELL SPRENGSTEIN

En forstørring av dagens motfylling ved bruk av sprengstein vil **ikke** tilfredsstille kravet til økt sikkerhetsfaktor. Det er også forsøkt med ulik utforming av tilleggsfyllingen.



Kritisk glideflate vil fremdeles ha utgang ved skråningståen.





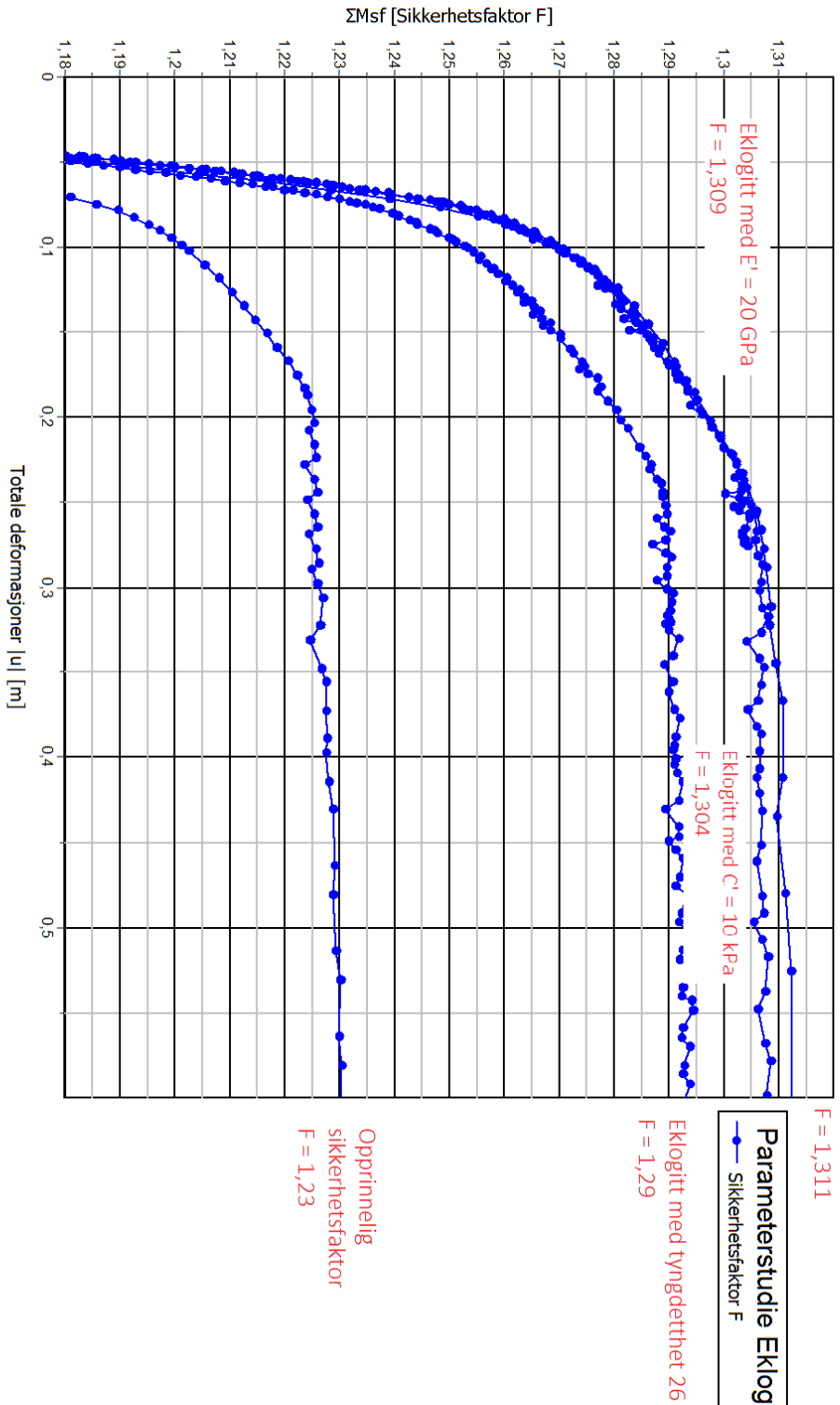
Motfyllingen av sprengstein gir noe forbedring i sikkerhetsfaktor, men ikke tilstrekkelig.

Ny sikkerhetsfaktor:  $F = 1,26$

Ikke tilfredsstillende!

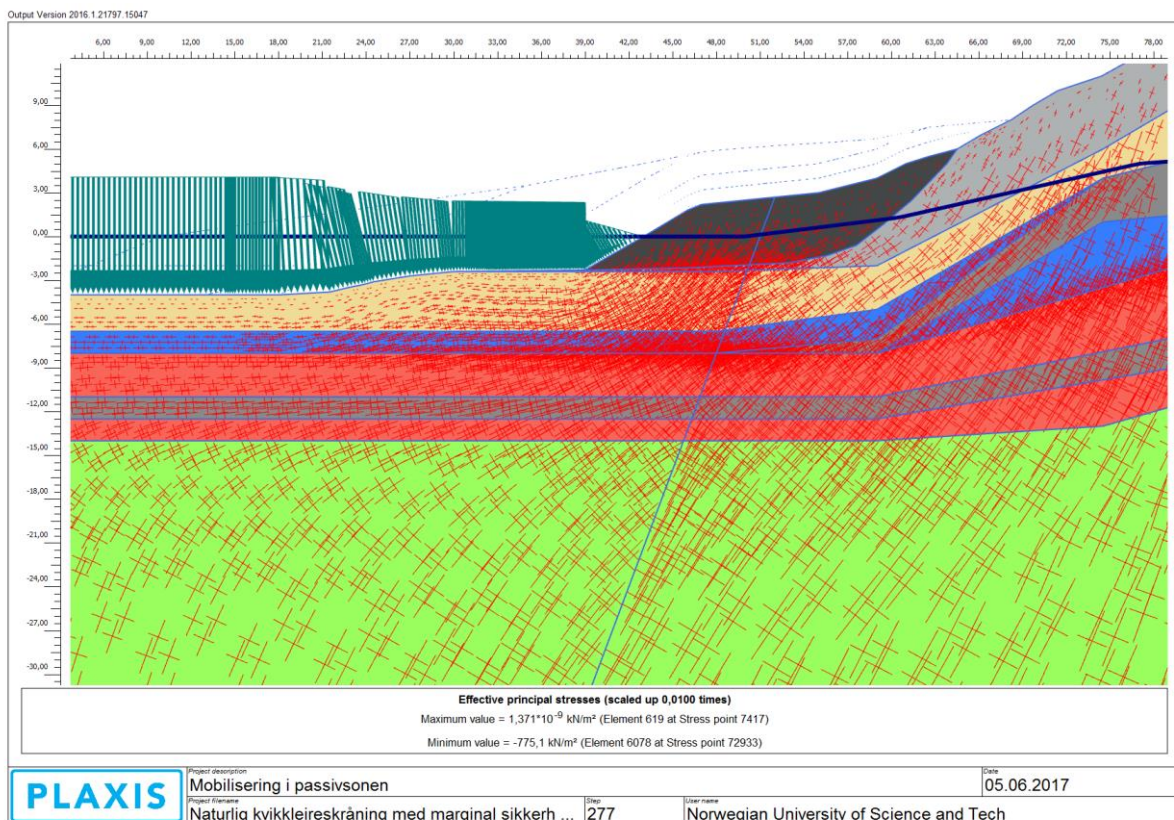
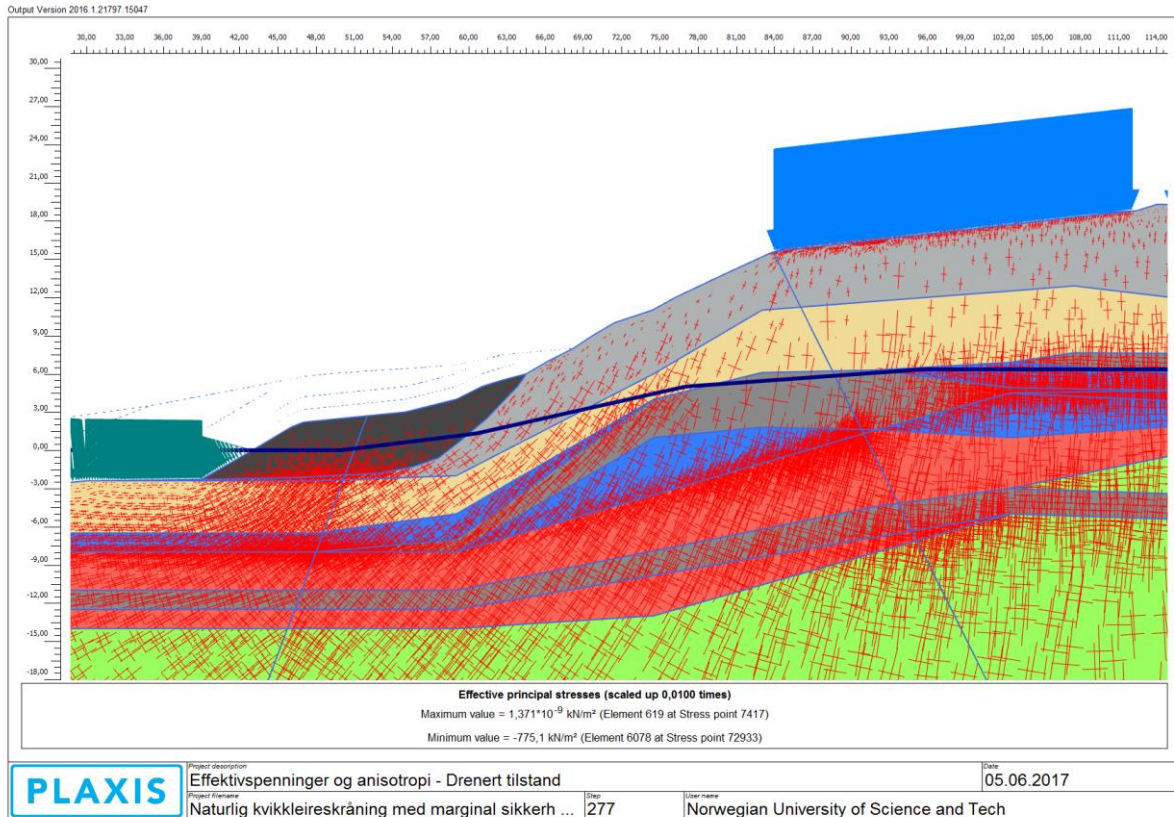
# VEDLEGG N: KORT PARAMETERSTUDIE AV EKLOGITT

Output Version 2016.1.21797.15047



	Project description		Date
	Parameterstudie - Eklogitt		05.06.2017
	Project filename	Step	User name
	Naturlig kvikkleireskråning m ..	169	Norwegian University of Science and Tech

# VEDLEGG O: ANISOTROP RETNING PÅ EFFEKTIVSPENNINGENE



# VEDLEGG P: TRIANGULÆRE ELEMENTER MED 15-KNUTEPUNKTER

