

Amalie Bie Kaarud
Eivind-André Olsen
Ole Kristian Skrebergene

Skråningsstabilitet ved senkning av grunnvannstand ved Øvre Steinaunet

Slope stability by groundwater lowering at Øvre Steinaunet

Bacheloroppgave i Bachelor ingeniørfag bygg

Veileder: Gudmund Reidar Eiksund

Mai 2021

Amalie Bie Kaarud
Eivind-André Olsen
Ole Kristian Skrebergene

Skråningsstabilitet ved senkning av grunnvannstand ved Øvre Steinaunet

Slope stability by groundwater lowering at Øvre Steinaunet

Bacheloroppgave i Bachelor ingeniørfag bygg
Veileder: Gudmund Reidar Eiksund
Mai 2021

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



Kunnskap for en bedre verden

Rapporten er ÅPEN

Problemdefinering/prosjektbeskrivelse og resultatmål

Det aktuelle området befinner seg på Øvre Steinaunet i Trondheim kommune. Her har Norges Geotekniske Institutt (NGI) på oppdrag fra Veidekke Entreprenør AS prosjektert byggegrop og fundamentering for en syv-etasjes boligblokk. Byggherre for prosjektet er Nordr Norge AS, tidligere foretaksnavn Veidekke Eiendom AS. Byggegroppen graves ut åpent etter senkning av poretrykk. På grunn av påvist poreovertrykk i grunnen skal drenering og pumping gjennomføres før utgravingen settes i gang. Når poretrykket er senket til under planlagt gravenivå skal utgraving av byggegropen utføres.

Prosjektgruppen skal sammenligne resultater fra stabilitetsanalyser i ulike byggefaser, og se på effekten grunnvannssenkningen har på stabiliteten. I den forbindelse skal det gjennomføres stabilitetsberegninger ved hjelp av direkteметoden og dataprogrammet Slide2. Resultater fra totalsonderinger og CPTU-målinger gjennomført av NGI skal tolkes og brukes for å etablere parametere til stabilitetsberegningene. En stor del av vårt mål er å etablere større kunnskap innenfor fagfeltet geoteknikk, og spesielt skråningsstabilitet.

Stikkord fra prosjektet:

- Geoteknikk
- Grunnvannssenkning
- Skråningsstabilitet
- Janbus direkteметode
- Slide2

Forord

Bacheloroppgaven er gjennomført i løpet av vårsemesteret 2021 ved Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU) i Trondheim, institutt for bygg- og miljøteknikk. Arbeidsgruppen består av to studenter med hovedprofil innenfor konstruksjonsteknikk, og én student ved anleggsteknikk.

Gruppen ønsket en oppgave relatert til geoteknikk, og tok i den sammenheng kontakt med NGI. De kunne tilby en spennende problemstilling og veiledning gjennom oppgaven.

Samarbeidet med NGI har gitt oss innblikk i relevante problemer for en geoteknikers virkefelt. Prosjektoppgaven har gitt oss muligheten til fordypning innenfor fagområdet geoteknikk, som for øvrig er et fagfelt bachelorstudiet ikke gir mer enn ti studiepoeng innenfor. Likevel har vi fått nytte av kunnskap og ferdigheter fra flere andre fagområder innen studiet. Arbeidsgruppen har gjennom oppgaven hatt et stort læringsutbytte og sitter igjen med betydelig større innsikt innenfor fagområdet.

Vi ønsker å rette stor takknemlighet for god og tålmodig veiledning av både intern veileder professor Gudmund Reidar Eiksund ved NTNU, og eksterne veiledere prosjektingeniør Thi Minh Hue Le og seniorspesialist Sigbjørn Rønning ved NGI. Vi vil også takke avdelingsleder innenfor Geoteknikk og naturfare ved NGI, Jean-Sébastien L'Heureux, for muligheten til å skrive prosjektoppgave i samarbeid med NGI. I tillegg rettes en takk til prosjektleder Vidar Amundal fra Veidekke for muligheten til befaring og lån av utstyr.

Trondheim 20. Mai 2021

Amalie Bie Kaarud

Eivind-André Olsen

Ole K. Skrebergene

Abstract

This thesis deals with the subject of geotechnical engineering and considers a slope located at Øvre Steinaunet in Trondheim. The construction pit and foundation of a seven story building has been designed by NGI. The pit is to be excavated after lowering of the groundwater. The purpose of this study is to evaluate what impact the groundwater lowering has on the stability of the slope located behind the building. At the same time the choice of parameter input will be evaluated alongside a comparison between analysis methods based on calculations by hand and computer.

A study of parameters is performed to support the stability analyzes of the slope. The stability analyzes are executed by both Janbu´s Direct Method and computer calculations by Slide2. The Janbu´s Direct Method is used as a calculation of estimates prior to the calculations by Slide2. The results from the two methods are compared and discussed.

The compilation of results shows that the groundwater lowering is essential and critical for the stability of the slope. It should be noted that the groundwater lowering is necessary for excavation of the construction pit for security against buoyancy of the clay layer, which is located above a more permeable soil layer. The stability analyzes made by NGI has resulted in conservative stability improvement measures. The study of parameters by this thesis shows that some of the measures could be avoided or minimized by less conservative parameter inputs. Even though parameter inputs have a great impact on choice of stability improvement measures, it is clear that the lowering of groundwater is inevitable.

The study of analysis methods shows that there is a great advantage by using multiple analyzes more than only one. Although Janbu´s Direct Method is not optimal for the current slope, one can confirm that there is an advantage of using the method as a comparison and an estimate. Using two methods of calculations also contributes to avoid major errors in calculations.

Innhold

Forord	i
Abstract	ii
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn og tema	1
1.2 Problemstilling	2
2 Grunnlag	3
2.1 Blaklieggen	3
2.1.1 Topografi og grunnforhold	3
2.1.2 Klima	4
2.2 Undersøkelser av forhold i skråning	6
2.2.1 Geotekniske undersøkelser	6
2.3 Kritisk snitt i skråning	8
2.3.1 Vurdering av kritisk snitt	8
2.3.2 Kartlegging av laggrensener	8
2.4 Beregningsforutsetninger	11
2.4.1 Klassifisering av prosjekt	11
2.4.2 Partialfaktor	12
3 Materialparametere	13
3.1 Sammenstilling av valgte parametere	13
3.2 Mohr-Coulomb styrkeparametere	13
3.2.1 Datagrunnlag og tolkningsmetode	13
3.2.2 Prøveidentifisering og kvalitet	16
3.2.3 Konsolidering	17
3.2.4 Treaksialforsøk	19

3.2.5	Tolkning av spenningsstier	21
3.2.6	Valg av styrkeparametere (a og ϕ)	23
3.2.6.1	Tørrskorpeleire	23
3.2.6.2	Leire	23
3.2.6.3	Morene	24
3.2.6.4	Berg	24
3.3	Udrenert skjærstyrke (s_u)	24
3.3.1	Datagrunnlag og tolkningsmetode	24
3.3.2	Vurdering av måle- og erfaringsdata	25
3.3.3	Framstilling av s_{uA} -profil	26
3.3.4	Anisotropifaktorer for skjærfasthet i leire	28
3.4	Dimensjonerende tyngdetetthet	29
3.4.1	Datagrunnlag og tolkningsmetode	29
3.4.2	Valg av tyngdetetthet	29
3.4.2.1	Tørrskorpeleire	29
3.4.2.2	Leire	30
3.4.2.3	Morene	30
3.4.2.4	Berg	30
3.5	Permeabilitetskoeffisient	30
3.5.1	Datagrunnlag og tolkningsmetode	30
3.5.2	Valg av permeabilitetskoeffisient	31
3.5.2.1	Tørrskorpe og leire	31
3.5.2.2	Morene	32
3.5.2.3	Berg	32
4	Analysemetoder	33
4.1	Manuelle beregningsmetoder	33
4.1.1	Strømnett	33
4.1.1.1	Retningslinjer for tegning av strømnett	34
4.1.1.2	Poretrykk	35
4.1.1.3	Strømnett ved lagdeling	36
4.1.2	Janbus direkte metode	37
4.1.2.1	Direkte metoden, s_u -analyse	37
4.1.2.2	Direkte metoden, $a\phi$ -analyse	38
4.1.3	Overflatestabilitet	39

4.2	Analysér i Slide2	40
5	Stabilitetsanalyse	41
5.1	Situasjon 1: Stabilitet uten senkning av grunnvannstand	41
5.1.1	Manuelle beregninger	42
5.1.1.1	Brudd ved løfting (UPL)	42
5.1.1.2	Strømnett	43
5.1.1.3	Direktemetoden	46
5.1.1.4	Overflatestabilitet	49
5.1.2	Databeregninger	50
5.1.2.1	Overflatestabilitet	50
5.1.2.2	Drenert analyse	51
5.1.2.3	Udrenert analyse	52
5.2	Situasjon 2: etter senket GV	53
5.2.1	Manuelle beregninger	53
5.2.1.1	Direktemetoden	53
5.2.2	Databeregninger	55
5.2.2.1	Drenert analyse	55
5.2.2.2	Udrenert analyse	56
5.2.2.3	Delvis senket grunnvannstand	57
5.3	Situasjon 3: permanent fase	58
5.3.1	Manuelle beregninger	58
5.3.1.1	Direktemetoden	58
5.3.2	Databeregninger	58
5.3.2.1	Drenert analyse	59
5.3.2.2	Udrenert analyse	60
6	Vurdering av resultater og tiltak	61
6.1	Vurdering av sikkerhetsfaktor	62
6.2	Håndberegninger og databeregninger	63
6.3	Effekten av grunnvannssenkning	65
6.4	Stabilitetsforbedrende tiltak utover grunnvannssenkning	67
6.5	Følsomhetsstudie	69
6.5.1	Mohr-Coulomb-parametere	70
6.5.2	s_{uA} -profil	72

6.5.3	Parametervalgenes innflytelse på stabilitetsforbedrende tiltak	75
7	Innovasjon	76
7.1	Generelt	76
7.2	Luftbårne grunnundersøkelser	76
7.3	Drone-basert AEM for boligprosjekter	80
8	Konklusjon	81
	Kildeliste	82
A	Populærvitenskapelig artikkel	86
B	Plakat	88
C	Oversiktsbilde: Planlagt boligblokk i terreng	90
D	Totalsondering	92
E	Prøveserier	98
F	Prøvegraving	103
G	Profil med tolkning av lagdeling	105
H	Sammenstilling treaksialforsøk	107
I	Anvendelsesklasser CPTU	109
J	OCR og udrenert skjærfasthet tolket av CPTU-sonderinger	113
K	Poretrykksmåling	118
L	Poretrykk underkant leire	123
M	Janbus direkte metode	124
N	Beregninger direkte metoden, udrenert analyse for situasjon 1, 2 og 3	127
O	Beregninger direkte metoden, drenert analyse for situasjon 1	129
P	Beregninger direkte metoden, drenert analyse for situasjon 2 og 3	132

Figurer

1.1	Oversikt over grunnvannstand ved situasjon 1, 2 og 3.	2
2.1	Utsnitt fra norgeskart.no med plassering av det aktuelle området.	3
2.2	Kartutsnitt av løsmassekart fra NGU [2], med symboler og plassering av området.	4
2.3	Tabellen viser nedbør og temperatur for Trondheim - Voll (SN68860) i perioden 2017-2020. Figuren er hentet fra Norsk klimasevicesenter [9].	5
2.4	Figuren viser IVF-kurve for Risvollan og er hentet fra Norsk klimaservice-senter [10].	5
2.5	Kritisk snitt	8
2.6	Lagdeling estimeres etter tolkning av sonderingsdiagrammer. Tegning finnes i større format i vedlegg G.	9
2.7	Totalsondering, RAM-18	10
2.8	Graveskråning i profil med lagdeling.	11
3.1	NGI-plott	14
3.2	Symmetriegenskaper MIT-plott, hentet fra SSV Håndbok V220 [13].	15
3.3	Startpunkt for prøve NGI-3-SYL-3.	19
3.4	Diagrammet viser skjærspenning mot deformasjon for NGI-3 SYL-3.	21
3.5	Diagrammet viser poretrykk mot deformasjon for forsøk på NGI-3 SYL-3.	21
3.6	Tolkning av Mohr-Coulomb parametere, $\phi = 32^\circ$	22
3.7	Tolket s_{uA} -profil og OCR for NGI-3.	26
3.8	Udrenert skjærfasthet ved treaksforsøk, ved NGI-3.	27
3.9	ADP-faktor for $Su_a = 1$, $Su_d = 0,63$, og $Su_p = 0,35$	29
3.10	Avlest permeabilitetskoeffisient k for leire, NGI-2-SYL-5.	31
3.11	Grunnvannsanalyse i Slide2, med antatt k i berg.	32
4.1	Eksempel på tegning av strømnnett. Tegningen er inspirert av Janbus teori [27, s. 274].	34

4.2	Strømning gjennom en rute i strømnettet. Tegningen er inspirert av Janbus teori [27, s. 278].	35
4.3	Strømbrytning. Tegningen er inspirert av Janbus teori [27, s. 288].	36
4.4	Overflatestabilitet	39
4.5	Overflatestabilitet, horisontal strømning.	40
5.1	Oversikt over grunnvannstand ved situasjon 1, 2 og 3.	41
5.2	Utgraving av leiremasser uten senkning av grunnvannstand.	43
5.3	Bakgrunn for estimering av poretrykk i leire (strømnettet følger ikke Janbus prosedyre i leirelaget).	44
5.4	Laggrense berg - morene	45
5.5	Strømnnett for graveskråning med forslag til strømlinjer i berg (strømnettet følger ikke Janbus prosedyre for leirelaget).	45
5.6	Direktemetoden, $a\phi$ -analyse	46
5.7	Direktemetoden, s_u -analyse	48
5.8	Strømning tilnærmet horisontalt ut av overflaten.	49
5.9	Overflatestabilitet i Slide2.	50
5.10	Drenert analyse i Slide2 for situasjon 1.	51
5.11	Udrenert analyse i Slide2 for situasjon 1.	52
5.12	PZ2 befinner seg i nærheten av skråningsfoten	53
5.13	Utgangspunkt for manuelle beregninger for situasjon 2.	54
5.14	Drenert analyse i Slide2 for situasjon 2.	55
5.15	Udrenert analyse i Slide2 for situasjon 2.	56
5.16	Drenert analyse i Slide2 for delvis senket grunnvannstand.	57
5.17	Drenert analyse i Slide2 for situasjon 3.	59
5.18	Udrenert analyse i Slide2 for situasjon 3.	60
6.1	Drenert analyse i Slide2 ved senket skråningshelning.	67
6.2	Udrenert analyse i Slide2 ved senket skråningshelning.	68
6.3	Øvre og nedre skranke for tolkning av friksjonsvinkel i leire.	70
6.4	Friksjonstakets innvirkning på sikkerhetsfaktor.	71
6.5	Alternativt valg av s_{uA} -profil, med større vekt på CPTU enn opprinnelig.	73
6.6	Udrenert skjærstyrkes innvirkning på sikkerhetsfaktor.	74
7.1	Strømsløyfe og helikopter. Figur hentet fra [38].	77

7.2	Sammenstilling av resultater fra modellering av grunnfjellsoverflaten, basert på ulike metoder. Figur er hentet fra NGI [37].	78
7.3	79
O.1	Utgangspunkt for beregninger	129
P.1	Utgangspunkt for beregninger for $a\phi$ -analyse situasjon 2 og 3	132

Tabeller

2.1	Oversikt over grunnundersøkelser utført av NGI.	7
3.1	Materialparametere benyttet i beregninger.	13
3.2	Tabell for vurdering av prøve kvalitet, hentet fra NGF melding nr. 11 [17]. .	17
3.3	De fire hovedtypene treaksialforsøk.	20
6.1	Beregningsresultat i Slide2.	61
6.2	Sikkerhetsfaktor ved Slide2 og direkte metoden, drenert.	63
6.3	Sikkerhetsfaktor ved Slide2 og direkte metoden, udrenert.	63
6.4	Sikkerhetsfaktor med og uten grunnvannssenkning.	66
6.5	følsomhetsanalyse, drenert	71
6.6	Følsomhetsanalyse, udrenert. Kolonnen for s_{uA} -profil angir startverdi for s_{uA} .	74
L.1	Poretrykk underkant leire fra punkt A til Q	123

Kapittel 1

Innledning

1.1 Bakgrunn og tema

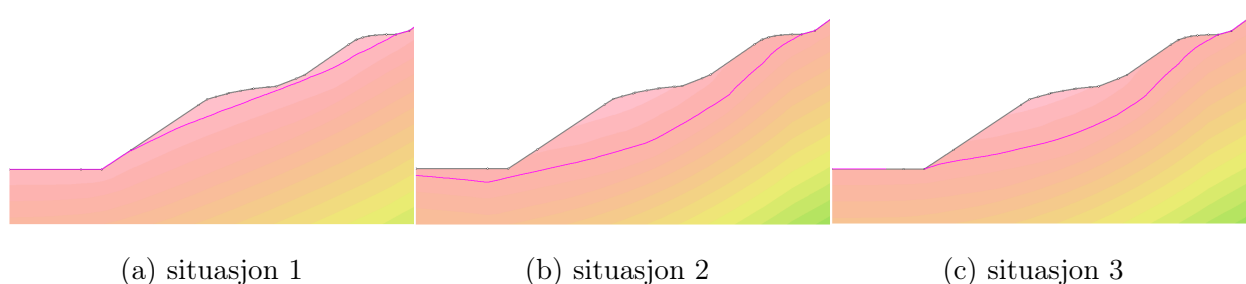
Prosjektoppgaven tar for seg en stabilitetsvurdering av byggegropen ved en syv-etasjes boligblokk ved Øvre Steinaunet i Trondheim kommune. NGI har på oppdrag av Veidekke Entreprenør AS prosjektert byggegrop og utført senkning av grunnvannstand som et stabilitetsforbedrende tiltak før utgraving. Det er påvist poreovertrykk i grunnen som pumpes ut før utgraving. Etter NGI sine vurderinger må skråningen mot Anne Martha Kvams veg stabiliseres med midlertidig skråningshelning på 1 : 1,5 for å bygge støttemur i foten av skråningen før skråningshelningen fylles opp til 1 : 2.

I prosjektoppgaven skal det sees på hvorvidt grunnvannssenkning er nødvendig for stabiliteten av graveskråningen mot Anne Martha Kvams veg, effekten grunnvannssenkningen har på stabiliteten, og betydningen antakelser i beregningene kan ha for sikkerhetsfaktor og valg av stabilitetsforbedrende tiltak. Manuelle beregninger og databeregninger skal også sammenlignes.

Problemet demonstreres ved å se på tre ulike situasjoner basert på byggetrinn. For å analysere nødvendigheten og effekten av grunnvannssenkning skal stabilitetsberegninger utføres for graveskråning som graves ut uten grunnvannssenkning, før det sammenlignes med stabilitetsberegninger for graveskråning som graves ut etter grunnvannssenkning. Etter grunnvannssenkningen sees det på midlertidig byggefase og permanent byggefase. De respektive situasjonene refereres videre til som situasjon 1, situasjon 2 og situasjon 3.

Under listes de ulike situasjonene for oversiktens skyld. Figur 1.1 viser anlagt grunnvannstand for situasjonene.

- situasjon 1: graveskråning uten senket grunnvannstand
- situasjon 2: graveskråning etter utført senkning av grunnvannstand, midlertidig fase med grunnvannstand rundt to meter under byggegrop
- situasjon 3: graveskråning etter utført senkning av grunnvannstand, permanent fase med grunnvannstand på nivå med drenering rundt ferdig bygg



Figur 1.1: Oversikt over grunnvannstand ved situasjon 1, 2 og 3.

1.2 Problemstilling

Hvordan vil skråningsstabiliteten påvirkes ved senkning av grunnvannstand ved Øvre Stein-aunet? Er dette et nødvendig tiltak, og gir det vurderingsmessig god nok sikkerhet?

Dette skal undersøkes ved Janbus direkte metode og ved analyser i dataprogrammet Slide2. Resultatene skal benyttes i den geotekniske vurderingen, hvor det også tas hensyn til egnethet av metode og valg av inngangsparametere.

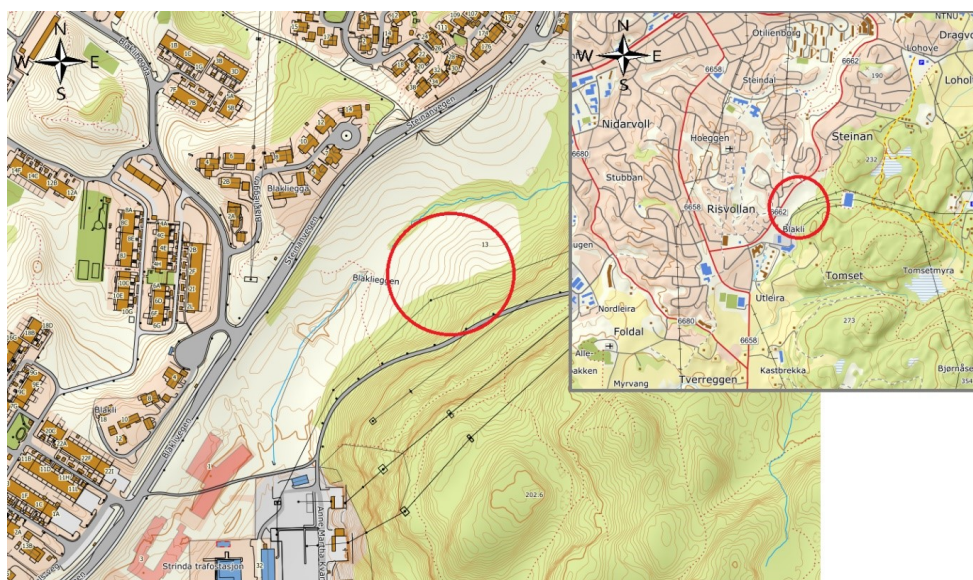
Kapittel 2

Grunnlag

2.1 Blaklieggen

2.1.1 Topografi og grunnforhold

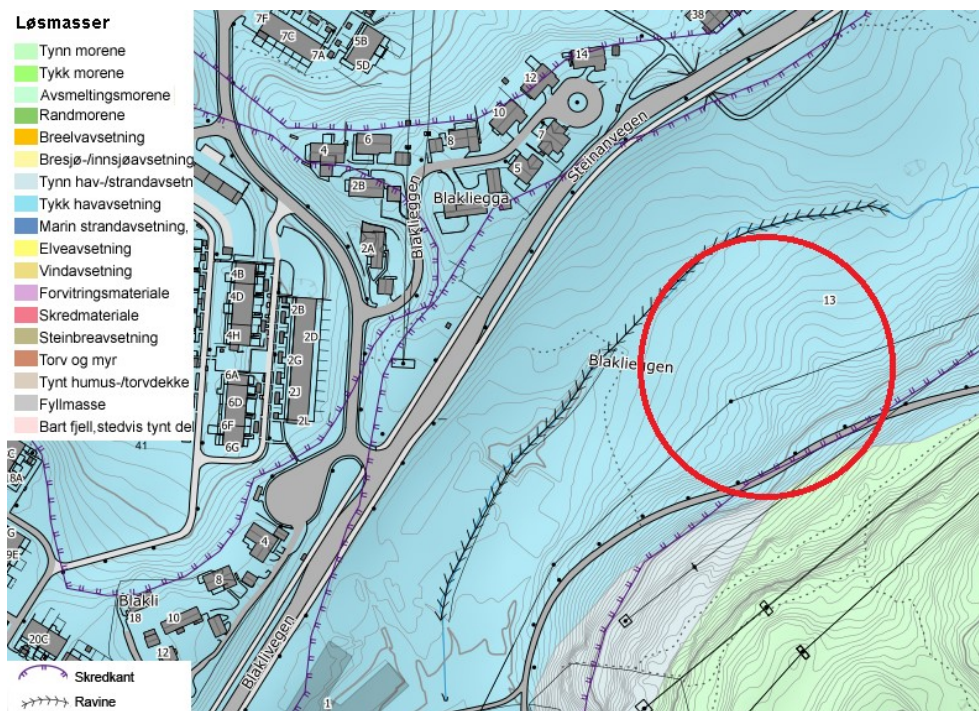
Studieområdet er Blaklieggen. Tomta for boligblokken (BB1) og den undersøkte skråningen ligger i Øvre Steinaunet, som er 15–20 minutter kjøring fra Trondheim sentrum med normal trafikk. Området ligger mellom Risvollan i vest og Othilienborg i nord. Se figur 2.1 for plassering i kart. Tomten ligger på østsiden av en dal. På vestsiden av tomten ligger Steinanvegen. På østsiden stiger dalen bratt opp mot Anna Marte Kvams veg. Det er denne stigningen som skal undersøkes i oppgaven.



Figur 2.1: Utsnitt fra norgeskart.no med plassering av det aktuelle området.

Det aktuelle området ligger i nærheten av et skille mellom moreneavsetninger og marine avsetninger. Figur 2.2 viser kvartærgeologisk kart fra NGU. Løsmassene på vestsiden av skillet kan leses som tykk havavsetning, mens løsmassene mot øst er markert tynn more-

ne, som er beskrevet med tilhørende tekst: «morenemateriale, usammenhengende eller tynt dekke over berggrunn». Innledende brønnboringer for grunnvannssenkning og prøvegravinger av NGI viser at morenen er fattig på finstoff. I denne oppgaven tas det utgangspunkt i at morenen er grusig og sandig. Det er påvist poreovertrykk som skal pumpes ut ved brønner. I permanent fase skal poreovertrykk dreneres ut gjennom brønnene uten pumpe og gjennom morenelaget [1].



Figur 2.2: Kartutsnitt av løsmassekart fra NGU [2], med symboler og plassering av området.

Det er påvist omfattende kvikkleire på den vestre siden av dalen. På tomte til BB1 er det ikke funnet kvikkleire i grunnen, og den ligger heller ikke i noe utløpsområde. Dette har Rambøll gjennomgått i geoteknisk vurdering for reguleringsplan, G-not-003 rev. 01 6120511 [3]. Der vises utløpsretninger for eventuelle skred i kvikkleiresone Blakli.

Lagdelling, dybde til antatt berg og valg av jordparametere er gjort etter gjennomgang av tilsendte grunnlagsdokumenter fra NGI. Disse er datarapport geotekniske undersøkelser, dok.nr 20180741-01-R [4], geoteknisk prosjekteringsrapport BB1, dok. nr 20180741-02-R [1] og geotekniske notater fra Rambøll [3, 5]. Tolkning og analyser av grunnforholdene er en sentral del av bacheloroppgaven og framgår videre i denne rapporten.

2.1.2 Klima

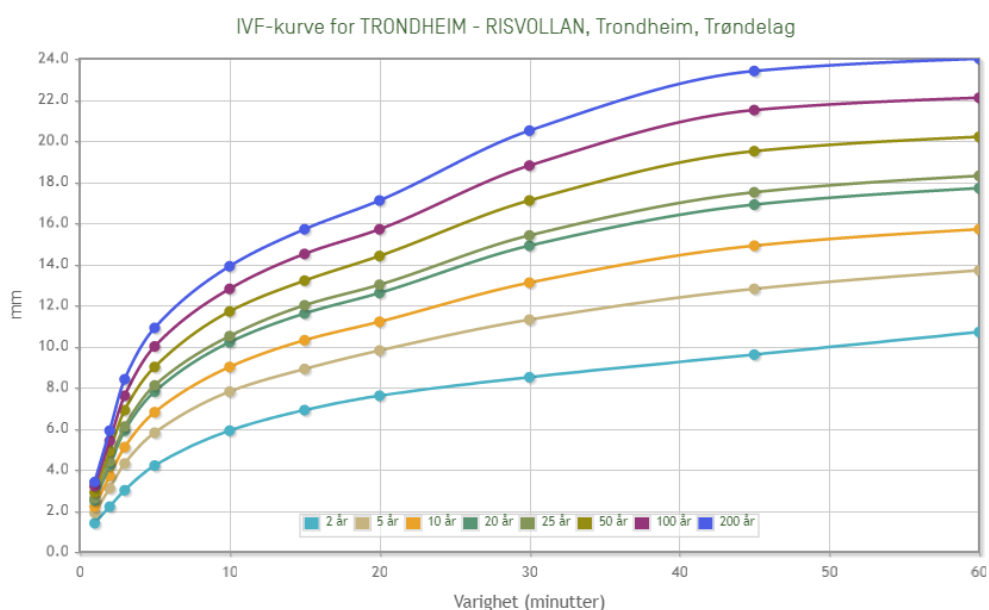
Trondheim har et maritimt klima. Klimaet kan klassifiseres Cfb etter Köppens klimaklassifikasjon [6]. Det er nedbør i alle måneder av året, høy luftfuktighet og en god del vind.

Om vinteren blåser bakkevinden hyppigst fra øst til sør. På sommeren er vindretning oftest nordvest-nordøst. Sommervinden betegnes som havgul, der den ofte også fører tåke med seg [7]. Den gjennomsnittlige årlige nedbøren ligger mellom 800–1000 mm. Figur 2.3 viser data fra målestasjonen på Voll de siste fire årene. Mest nedbør faller i vintermånedene, og i overgangen sensommer-høst. Poretrykksavlesninger viser at poretrykk i stor grad påvirkes av nedbøren. Det er en forsinkelse på noen uker fra mye nedbør til økning i poretrykk [1]. IVF-kurven i figur 2.4 viser nedbørintensiteten for Risvollan, som er en nærliggende målestasjon. Kurven gir en indikasjon på intensiteten som gjelder for aktuelt område.

De daglige og årlige temperatursvingningene er beskjedne, noe som skyldes havets kapasitet til å ta opp varme [8]. Ifølge Metrologisk Institutt ligger den årlige middeltemperaturen på 5–7 °C.

Dato	Årsnedbør	Minimumstemperatur (år)	Middeltemperatur (år)	Maksimumstemperatur (år)
2017	801,6	-13,5	5,9	25,6
2018	829,1	-17,9	6	32,1
2019	968,1	-13,4	5,8	31,6
2020	875,3	-11,7	7,1	30,4

Figur 2.3: Tabellen viser nedbør og temperatur for Trondheim - Voll (SN68860) i perioden 2017-2020. Figuren er hentet fra Norsk klimasevicesenter [9].



Figur 2.4: Figuren viser IVF-kurve for Risvollan og er hentet fra Norsk klimaservicesenter [10].

2.2 Undersøkelser av forhold i skråning

For å begynne byggingen av boligblokken må terrenget rettes ut. Det skal derfor graves ut en byggegrop med dypeste punkt på cirka åtte meter under opprinnelig terrengnivå. Overgangen mellom gropen og det opprinnelige terrenget er prosjektert med skråningshelning 1:1,5 i midlertidig fase, på oversiden av bygget.

2.2.1 Geotekniske undersøkelser

Området har vært gjenstand for diverse vurderinger opp igjennom årene, dermed foreligger det grunnundersøkelser fra tidligere. Data fra grunnundersøkelsene brukt i prosjektoppgaven baseres på datarapporter fra Rambøll og de supplerende undersøkelsene gjennomført av NGI i forkant av prosjektet. Tabell 2.1 gir oversikt over sistnevnte grunnundersøkelser.

Borehull nr.	Metode							
	TOT	CPTU	PZ	B	P	Treaks	Ødo	PG
NGI-1		x		x	x			
NGI-2	x	x		x	x	x	x	
NGI-3	x	x	x	x	x	x		
NGI-4	x	x			x	x	x	
NGI-14	x			x				
NGI-16	x			x				
NGI-18	x				x	x		
PG1								x
PG2								x

TOT	Totalsondering
CPTU	Trykksondering med poretrykksmåling
PZ	Piezometer
B	Prøvetaking med naver (poseprøver)
P	Prøvetaking med 72 mm stempelprøvetaker (sylinderprøver)
Treaks	Treaksialforsøk
Ødo	Ødometerforsøk
PG	Prøvegraving

Tabell 2.1: Oversikt over grunnundersøkelser utført av NGI.

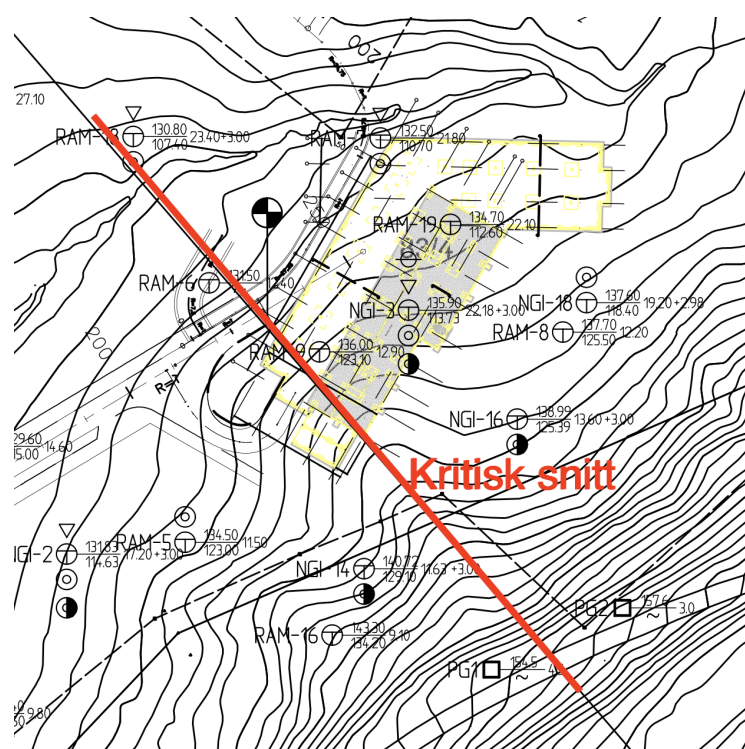
Grunnundersøkelsene baserer seg på et større område og kun enkelte av sonderingenene vil være aktuelle for stabilitetsberegningene i prosjektoppgaven. Se vedlegg C for kart som inkluderer planlagt boligblokk, prøvegravinger og sonderinger utført av NGI og Rambøll.

2.3 Kritisk snitt i skråning

Kritisk snitt vurderes og etableres for videre stabilitetsberegninger i prosjektoppgaven. Høydeinformasjon og terrengprofil hentes fra høydedata.no [11]. Utgangspunkt for kartlegging av kritisk snitt er terrenghelning og lagdeling i grunnen med jordartenes egenskaper. Flere ulike snitt etableres og vurderes før mest kritisk snitt fastsettes som forklart i delkapittel 2.3.1.

2.3.1 Vurdering av kritisk snitt

Den kritiske terrenghelningen finnes der hvor et snitt går normalt på tette kotelinjer. For boligblokkens område finnes kritisk snitt i et profil med bratt helning og relativt stor andel leire i forhold til faste masser. Dette snittet er tegnet inn i terreng i figur 2.5. I samme figur synes også boligblokken med sonderinger.

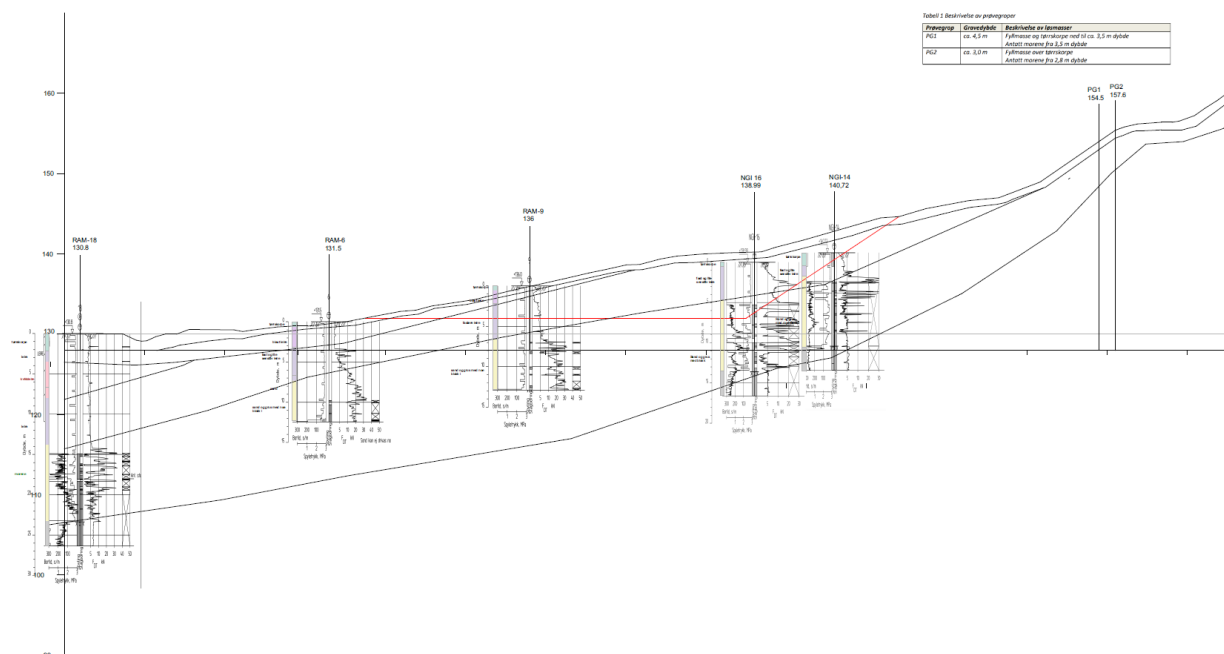


Figur 2.5: Kritisk snitt

2.3.2 Kartlegging av laggrenser

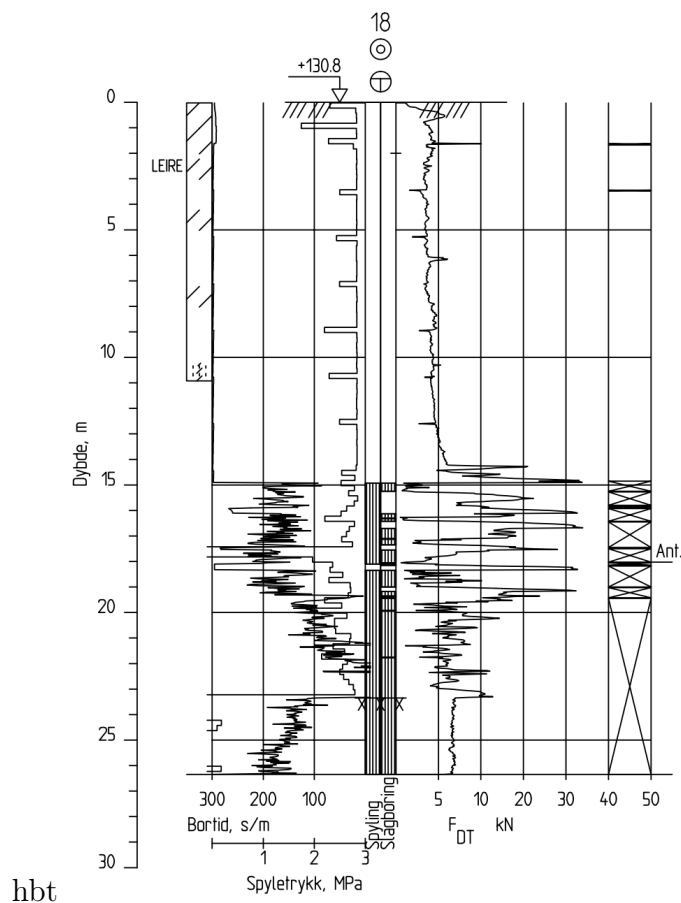
Metoden som forklares brukes for å bestemme lagdeling i alle vurderte snitt. I dette delkapittelet vil det nærmere diskuteres metoden for snittet i figur 2.5. Totalsonderingene tatt i betraktning for det kritiske snittet i prosjektoppgaven er RAM18, RAM9 og RAM6 fra Rambøll, og NGI-14, NGI-16, PG1 og PG2 fra NGI. Disse kan sees i vedlegg D.

Ved kartlegging av lagdeling settes høydekurver og sonderingsdiagram i profil som i figur 2.6. De fleste sonderingene ligger ikke direkte i snittet, og bør av den grunn dras inn i snittet med hensyn til opptredende terreng. Snittet vist i figur 2.5 ligger langs en rygg som ikke følger omliggende terreng. Punktene NGI-14 og NGI-16 kan derfor med fordel dras inn normalt på snittet. Følgelig vil sonderingsdiagrammene starte under terrengnivå i profilet. Med sonderinger plassert på riktig måte i profilet, vil sonderingsdiagrammene stå til bakgrunn for en innledende vurdering av grunnforhold og dybde til fjell.



Figur 2.6: Lagdeling estimeres etter tolkning av sonderingsdiagrammer. Tegning finnes i større format i vedlegg G.

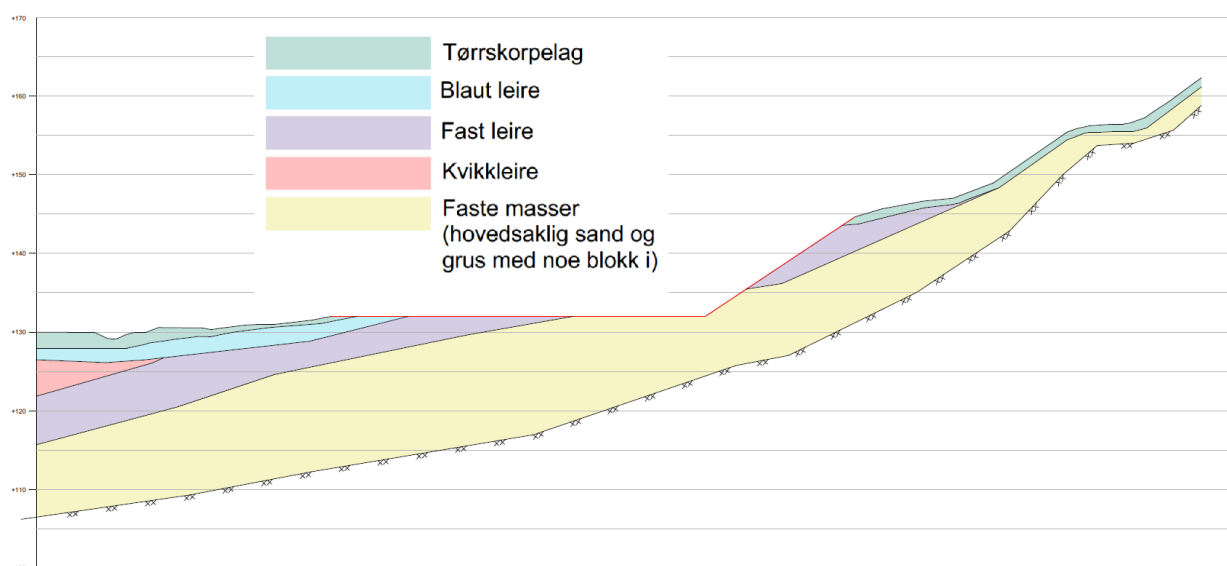
Totalsonderinger kan gi et grovt estimat av grunnforhold, og med supplerende prøvetakinger gir dette ofte god indikasjon på lagdeling. Totalsonderingen i borehull RAM-18 omfatter alle jordarter i umiddelbar nærhet til boligblokken BB1, se figur 2.7. Metoden brukt i prosjektoppgaven for estimering av lagdeling gjennomgås i tolkningen av sonderingsprofillet RAM-18. Retningslinjer for tolkning er hentet fra NGF melding nr. 9: Veiledning for utførelse av totalsondering [12].



Figur 2.7: Totalsondering, RAM-18

Sonderingskurven begynner med en økning i matekraft, for så å bli stabil etter cirka én meter. Dette indikerer tørrskorpelag, noe som er bekreftet i prøveserien og kan sees i vedlegg E. Videre er det 13 meter med lav og jevn boremotstand. Når kurven er tilnærmet vertikal eller avtagende med dybden kan det tyde på vannmettet silt eller kvikkleire. Prøveserien forteller at det er leire, og at den omrørte skjærstyrken er veldig lav mellom fire til åtte meters dybde, noe som karakteriserer kvikkleire. Den høye sensitiviteten er en bekreftelse på nettopp dette. Ved tolv meters dybde øker sensitiviteten til leira før det oppstår en markant endring i kurven. Den eksplosive økningen i kurven og nødvendigheten av spyling og slag viser at det er et nytt lag med faste masser som strekker seg fra 14–23 m. Dette kan sammenlignes med eksempelet for morene-kurven i NGF melding nr. 9 [12]. Morene er et velgradert materiale som ofte er hardpakket og gir stor sonderingsmotstand. Prøvegravningene, fra vedlegg F, viser at morenen har lite finstoff, altså morenen er permeabel. Etter overgangen til fjell beholder trykket seg stabilt. Det er standard prosedyre å bore tre meter ned i fjell for å påvise med sikkerhet at det er nettopp fjell. Ved svake soner kan det med fordel bores dypere.

Resterende totalsonderinger tolkes på tilsvarende måte og suppleres med in situ-målinger og prøvetakinger. Lagdelingen sammenstilles så basert på interpolering av grunnundersøkelsene da det ikke finnes sonderinger i selve skråningen. Resultatet synes i figur 2.8.



Figur 2.8: Graveskråning i profil med lagdeling.

2.4 Beregningsforutsetninger

2.4.1 Klassifisering av prosjekt

For å fastsette sikkerhetskravene til utførelsen av et prosjekt velges det ulike klasser og kategorier. Disse settes på bakgrunn av menneskeskade, økonomiske tap og verdiforringelser som kan angå bebyggelsen rundt, samfunnet og naboer, eller entreprenøren og byggherren alene [13]. Ved Øvre Steinaunet settes den geotekniske kategorien til 2 på bakgrunn av punkt 2.1 i NS-EN 1997-1 [14].

Tabell B1 i NS-EN 1990 [15] deler konsekvensklassene inn i tre ulike klasser. Konsekvensene av brudd eller funksjonsvikt klassifiseres i den aktuelle situasjonen som CC2, da prosjektet faller inn under kategorien boligbygg. Konsekvensklassen er knyttet til pålitelighetsklasse som blir RC2. Tabell NA.A1(901) for veiledende eksempler viser at det kan vurderes til pålitelighetsklasse 3 ved kompliserte tilfeller, men ved Øvre Steinaunet vurderes CC2/RC2 som tilstrekkelig. Kontrollklasser følger pålitelighetsklassene og settes til PKK2 for prosjektering og UKK2 for utførelsekontroll etter tabell NA.A1(902) og NA.A1(903). Dette tilsvarer kontrollklasse N (normal), som har betydning for prosjektering- og utførelseskontrollen som kreves.

2.4.2 Partialfaktor

Partialfaktoren for prosjektet bestemmes ut fra tabell NA.A.4 i NS-EN 1997-1 [14]:

- partialfaktor for friksjonsvinkel og effektiv kohesjon: $\gamma_{\phi'}$ = 1,25
- partialfaktor for udrenert skjærstyrke: γ_{cu} = 1,4

Kapittel 3

Materialparametere

3.1 Sammenstilling av valgte parametere

Valg av materialparametere er basert på tolkning av grunnundersøkelser i området. Drenererte styrkeparametere er basert på treaksialforsøk som er utført på leira. NGI har framstilt spenningsstiene med MIT-plott, og forsøkene er avlest med hensyn på plottets egenskaper. Udrenerte beregningsparametere er basert på tolkning av utførte CPTU-sonderinger, korrelert mot treaksialforsøk som er gjort på leira. Vekting av måle- og erfaringsdata for tolkning av udrenert skjærstyrke er gjort etter rangering beskrevet i NIFS rapport 2014-R77 [16]. For materialer hvor det ikke foreligger prøver er erfaringsparametere fra SVV håndbok V220 benyttet [13]. Liste over valgte parametere er vist i tabell 3.1, med unntak av udrenert skjærfasthet som vil bli diskutert i kapittel 3.3.3.

	Dim. tyngde- tetthet [kN m^{-3}]	Friksjons- vinkel ϕ [$^\circ$]	Attraksjon [kPa]	Permeabilitets- koeffisient [m s^{-1}]
Tørrskorpe	19	30	0	$3 \cdot 10^{-9}$
Leire	19,5	32	5	$3 \cdot 10^{-9}$
Morene	19	37	10	$1 \cdot 10^{-6}$
Berg	25	-	-	$6 \cdot 10^{-8}$

Tabell 3.1: Materialparametere benyttet i beregninger.

3.2 Mohr-Coulomb styrkeparametere

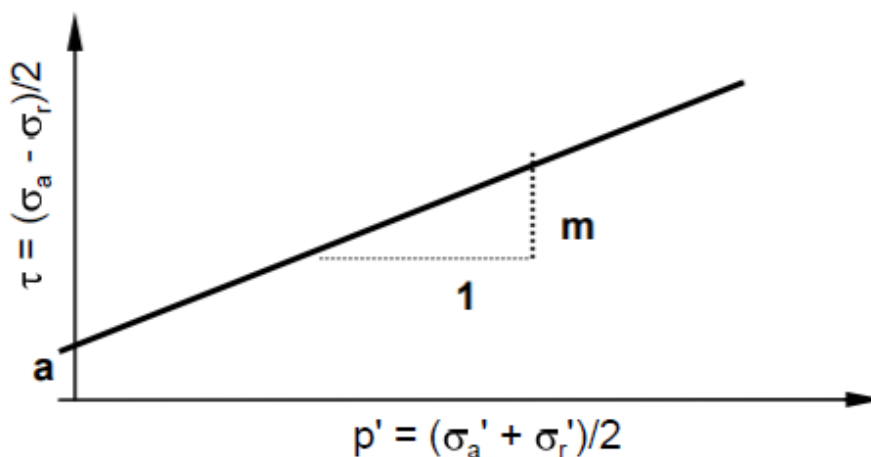
3.2.1 Datagrunnlag og tolkningsmetode

Mohr-Coulomb styrkeparametere, attraksjon (a) og friksjonsvinkel (ϕ), er tolket av treaksialprøver gjort på leira. NGI har gjort seks anisotrop konsoliderte, udrenerte treaksial-

forsøk skjært i trykk (CAUC). Fire av forsøkene spenningsstier er brukt i vurderingen av styrkeparametere. Sylinderprøvene er tatt fra borehullene NGI-2, NGI-3 og NGI-18.

For en rimelig sikker tolkning av effektivspenningsparametere anbefaler SSV håndbok V220 at det alltid skal være minst tre forsøk av god kvalitet. I denne oppgaven er tolkningen basert på fire forsøk med ulike konsolideringsspenninger, alle utført på prøver av meget god kvalitet. Ved å plote flere spenningsstier i samme plott vil det gi en god basis for bestemmelse av bruddtak. Datagrunnlaget for tolkning vurderes derfor som godt.

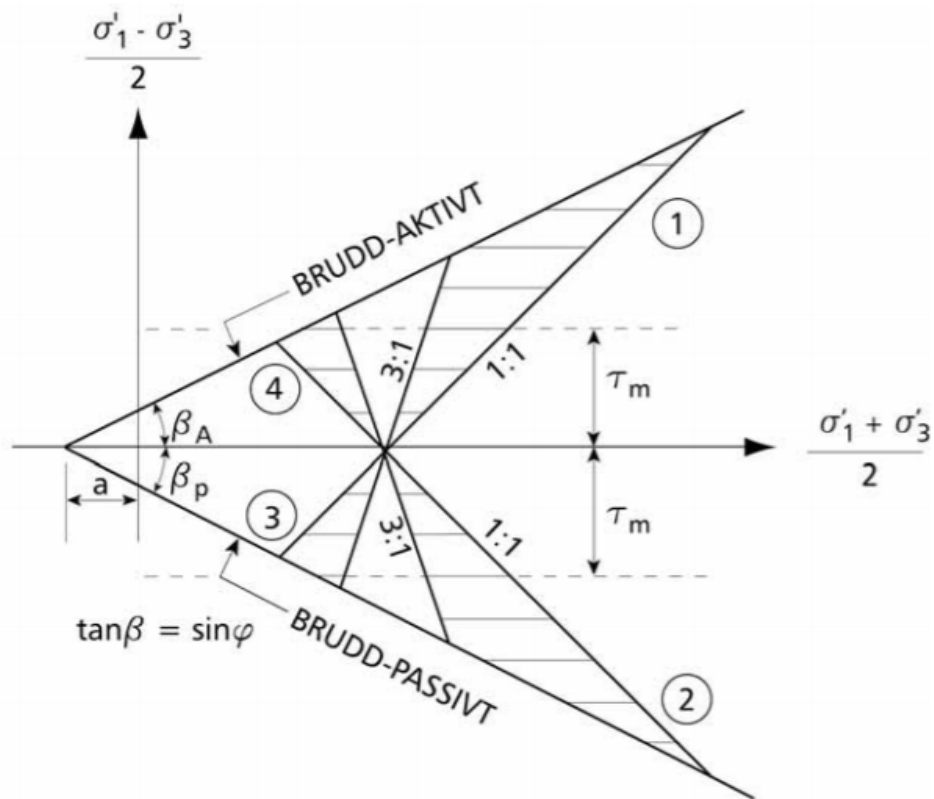
Ved plotting av spenningsstier kan flere metoder brukes. Forsøkene som er tolket i prosjektoppgaven er gitt på MIT-plott, som er standard for NGI og derfor også referert til som NGI-plott. På samme måte som NTH-plott, representerer y-aksen største skjærspenning i prøven. Forskjellen er x-aksen, hvor den i MIT-plott representerer gjennomsnittlig effektivspenning, og i NTH-plott representerer minste effektive hovedspenning. Se figur 3.1 som viser aksene til et standard NGI-plott, med skjærspenning mot gjennomsnittlig effektivspenning.



Figur 3.1: NGI-plott

For tolkningen av treaksialforsøkene vil det være nødvendig å se på symmetriegenskapene og tilhørende formler for det benyttede plottet. For MIT-plott representerer x-aksen normalspenningen på det planet som danner 45° med hovedspenningsretningene, altså 45° med horisontal- og vertikalaksen. Dette er planet for størst skjærspenning i prøven [13]. Figur 3.2 viser symmetriegenskapene for MIT-plott. I figuren er spenningsstienes retning skissert for hvert av de fire hovedforsøkene, og viser også et lineært bruddkriterium. Skjærforsøk etter hovedtyper 1–4 beskrives senere i 3.3. Totalspenningsstiene får helning (1 : 1) dersom en ikke får poretrykksreaksjon ved belastningsendring. For et tradisjonelt aktivt forsøk (type

1) gir det 45° relativt til den horisontale akse. De elastiske effektivspenningsstiene får helning (3 : 1) for forsøk hvor poretrykkssendringen er lik endring i midlere hovedspenning. Av ligning 3.1, hvor poretrykkparameteren $D = 0$, tilsvare det at endring i skjærspenning ikke endrer poretrykket.



Figur 3.2: Symmetriegenskaper MIT-plott, hentet fra SSV Håndbok V220 [13].

Poretrykksreaksjon Δu ved belastning, uttrykt etter Janbu:

$$\Delta u = \Delta\sigma_m - D \cdot \Delta\sigma_d \quad (3.1)$$

Hvor i treaksialforsøk:

$$\sigma_m = 1/3 \cdot (\sigma_a + 2\sigma_r) \quad (3.2)$$

$$\sigma_d = |\sigma_a - \sigma_r| \quad (3.3)$$

Hovedtrekk for MIT-plott:

- Totalspenningsstiene har en (1 : 1) helning, for eksempel 45° eller 135° relativt til horisontal akse.
- Linjen som tilsvarer null dilatans ($D = 0$) har en (3 : 1) helning.
- Bruddtak for aktive og passive forsøk går symmetrisk gjennom den horisontale akse.

Friksjonsvinkelen fås ved følgende sammenheng:

$$m = \sin \phi = \tan \beta \quad (3.4)$$

Relasjon mellom effektiv kohesjon, attraksjon og indre friksjonsvinkel kan uttrykkes:

$$c' = a \tan \phi' \quad (3.5)$$

3.2.2 Prøveidentifisering og kvalitet

Sammenstilling av treaksialforsøk fra datarapport geotekniske grunnundersøkelser av NGI finnes i vedlegg H. Denne gir oversikt over jordprøvenes indeksegenskaper, konsoliderings-tilstand og prøve kvalitet. Treaksialforsøk er gjort på sylindrerprøver med indre diameter 72 mm. Prøvene av leiren som tolkes i denne oppgaven er tatt fra dybder mellom 4,48–8,55 m. Disse er konsolidert til in situ-spenning.

Prøvekvalitet er rangert til prøve kvalitet «1 : meget god til utmerket» etter tabell 6 i NGF melding nr.11 [17]. Tabellen angir veiledende kriterier for evaluering av prøve kvalitet basert på endring i poretall, altså hvor mye vann som presses ut av prøven. Kriteriene er basert på tester av leireprøver med plastisitet mellom 6–43 %, vanninnhold mellom 20–67 % og OCR 1–6, med dybder av prøver er mellom 0–25 m under terreng. Alle prøvene som er rangert etter tabellen kommer godt innenfor disse verdiene. Indeksegenskaper og prøvedybde for forsøkene, samt vurderingstabell med tilhørende formler for poretall finnes i vedlegg H.

For eksempel for NGI-3 er $\Delta e / \Delta e_0 = 0,02$. Tolket konsolideringsgrad for NGI-3 viser OCR=2,9 ved prøvedybde 8,55 m. Ved å følge tabell 3.2, med verdier innenfor OCR 2–4 og $\Delta e / \Delta e_0 < 0,03$ gir det prøve kvalitet 1, veldig god til utmerket.

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Veldig god til utmerket	God til brukbar	Dårlig	Veldig dårlig
1–2	<0,04	0,04–0,07	0,07–0,14	>0,14
2–4	<0,03	0,03–0,05	0,05–0,10	>0,10
4–6	<0,02	0,02–0,035	0,035–0,070	>0,07

Tabell 3.2: Tabell for vurdering av prøve kvalitet, hentet fra NGF melding nr. 11 [17].

3.2.3 Konsolidering

Hviletrykkskoeffisienten kan uttrykkes på total eller effektivspenningsbasis som:

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \text{ eller } K'_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (3.6)$$

Det er relativt enkelt å kartlegge jordens plastisitetsindeks (I_p) og overkonsolideringsgrad (OCR), men å bestemme in situ K'_0 er mer krevende [16]. Det er en helhetlig vurdering av tilgjengelig informasjon, og hvilke metoder og teorier en har tillit til. Vurdering av K'_0 er som regel basert på kjennskap til p'_c og dermed OCR. Dersom poretrykk er kjent for gjeldende dybde har en rimelig god kontroll på p'_0 . Kjente empiriske sammenhenger som benyttes for bestemmelse av K'_0 er for eksempel av Jaky og Brooker and Ireland [18]. Det må likevel ikke glemmes at disse studiene ble gjort på en annen tid, med helt andre teknologiske forutsetninger enn de som er i dag med nyere utstyr. De gir nødvendigvis heller ikke de mest pålitelige estimatene for norske leirer, slik som antydnet av nyere studier ved NGI [19]. Som studiet påpeker, kan en av faktorene i dette være at databasen som ble brukt ikke er representativ for norske forhold.

Den velkjente ligningen foreslått av Jaky [20]:

$$K'_{0,NC} = 1 - \sin \phi' \left(\frac{1 + \frac{2}{3} \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \right) \quad (3.7)$$

Jaky foreslo senere et enklere uttrykk [21]:

$$K'_{0,NC} = 1 - \sin \phi' \quad (3.8)$$

NS-EN 1997-1 angir overslagsformel for K'_0 , med hensyn til OCR:

$$K'_0 = 1 - \sin \phi' \sqrt{OCR} \quad (3.9)$$

Nyere studier ved NGI av L'Heureux et al. [19] viser at det velkjente studiet fra Brooker and Ireland viser større variasjon i korrelasjonskurvene og gir et mindre pålitelig estimat av K'_0 på overkonsoliderte leirer enn ønskelig. Studiet viser at hviletrykkskoeffisienten i stor grad er avhengig av overkonsolideringsgrad (OCR), og at plastisitetsindeksen har mindre innvirkning på K'_0 enn tidligere antatt. L'Heureux et al. baserer seg på regresjonsanalyser på data av norske leirer. Som et resultat av dette anbefales ligning 3.10 og ligning 3.11 for estimering av K'_0 . Disse gir et mer presist estimat, med intervall $\pm 5\%$ avvik fra måleverdier, mot intervall på $\pm 15\%$ på lignende analyser gjort på data fra Brooker and Ireland. Ligning 3.11 har en svært lav eksponent for I_p , noe som viser hvor liten innflytelse faktoren har.

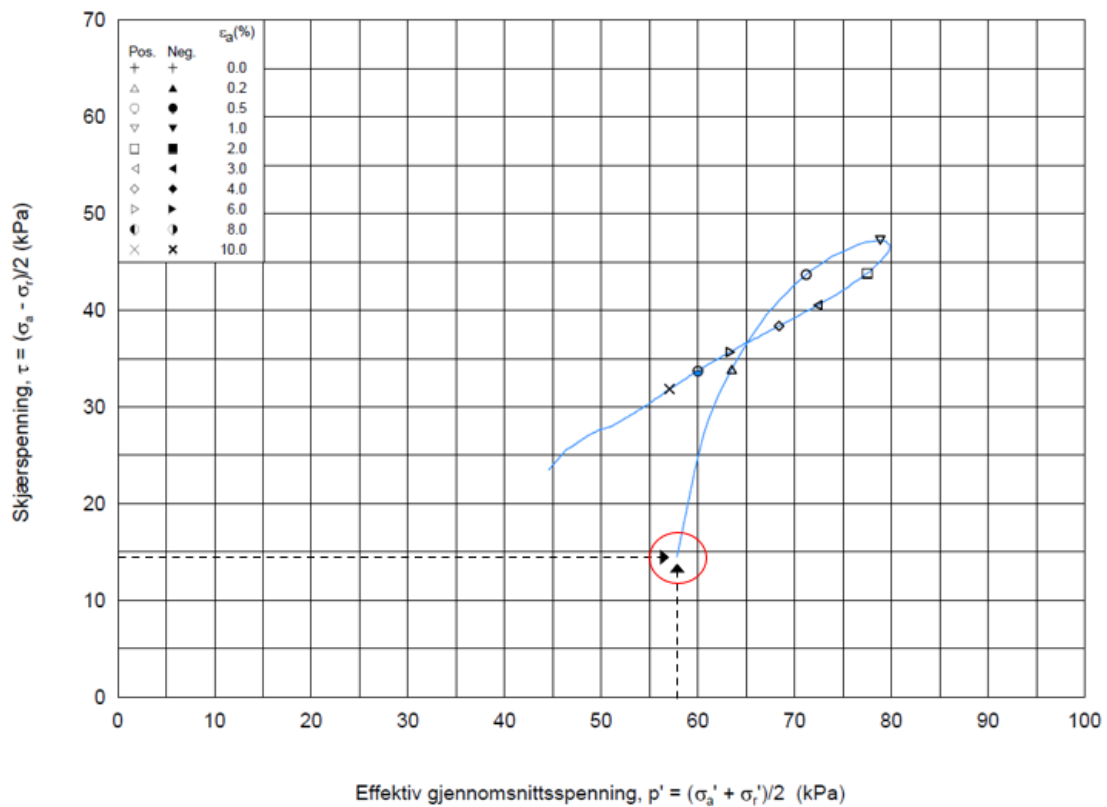
L'Heureux et al. (2017) basert på I_p og OCR:

$$K'_{0,OCR} = 0,48 \cdot I_p^{0,03} \cdot OCR^{0,47} \quad (3.10)$$

L'Heureux et al. (2017) basert på OCR:

$$K'_{0,OCR} = 0,53 \cdot OCR^{0,47} \quad (3.11)$$

Det ble forutsatt $K'_0 = 0,60$ for prøvene som er testet i treaksialapparat. Prøvene er konsolidert anisotrop til antatt in situ-spenning, det vil si at det opprettes en spenningstilstand som tilsvarer markspenningen der prøven er tatt fra. Boring NGI-3 sylindere SYL-3 er hentet fra dybde 8,55 m. Forsøket starter i punktet som er markert i figur 3.3. Prøven har in situ vertikal effektivspenning $p'_{0v} = 72,4$ kPa.



Figur 3.3: Startpunkt for prøve NGI-3-SYL-3.

Konsolideringsspenninger er:

$$\sigma'_{ac} = 72,3 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{rc} = 0,60 \cdot \sigma'_{ac} = 43,4 \text{ kPa}$$

I NGI-plottet gir det:

$$p' = \frac{\sigma_a + \sigma_r}{2} = \frac{72,3 \text{ kPa} + 43,4 \text{ kPa}}{2} = 57,85 \text{ kPa}$$

$$\tau = \frac{\sigma_a - \sigma_r}{2} = \frac{72,3 \text{ kPa} - 43,4 \text{ kPa}}{2} = 14,45 \text{ kPa}$$

3.2.4 Treaksialforsøk

De fire hovedtypene tidligere nevnt i kapittel 3.2.3 er listet opp i tabell 3.3. Typene er navngitt etter nummer fra 1–4, gitt i SSV Håndbok R210 [22]. Disse er enkle å forholde seg til i sammenheng med spenningstienes oppførsel i de ulike plottene.

Belastningsform	σ_a	σ_r	Type
Aktiv	øker	konstant	1
Aktiv	konstant	avtar	4
Passiv	avtar	konstant	3
Passiv	konstant	avtar	2

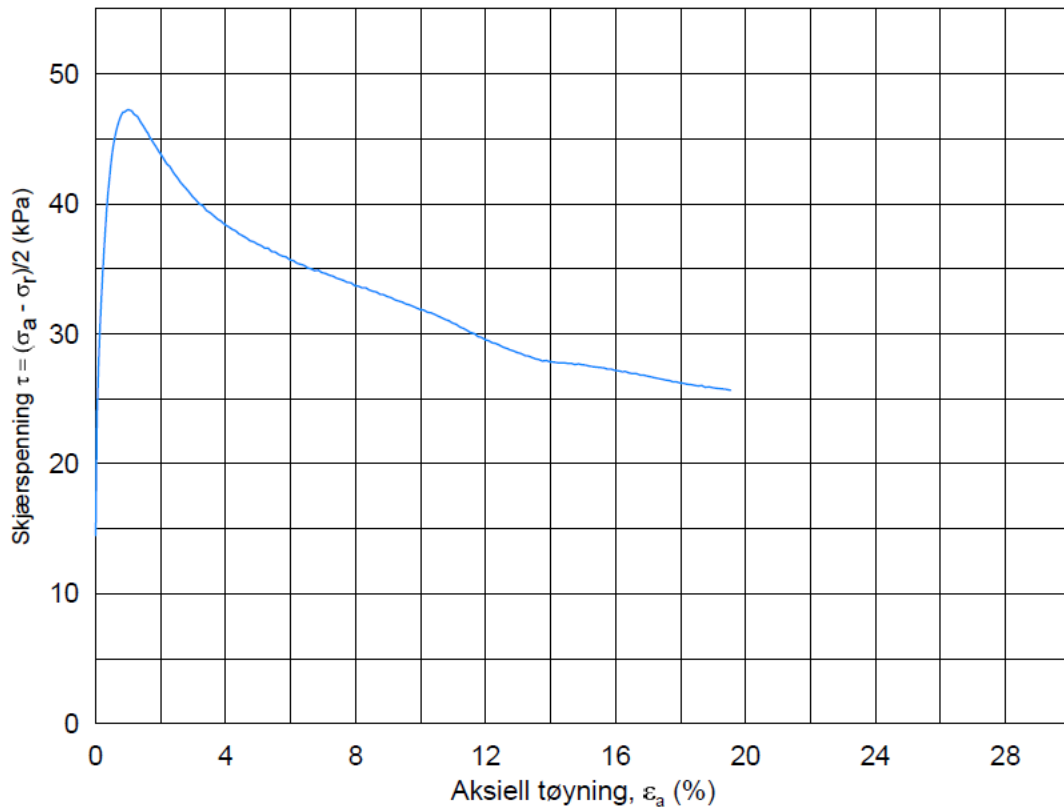
Tabell 3.3: De fire hovedtypene treaksialforsøk.

I et reelt prosjekt, hvor det eksempelvis bestilles treaksialforsøk på bakgrunn av et gitt oppdrag, vil forsøkene klassifiseres mer situasjonsspesifikt. Klassifisering gjøres ved vurdering av problemstillingen og forhold in situ, for hvor en angir belastningstype, drenasjetilstand, konsolidering, spenningsforhold mm. Typiske faktorer er listet nedenfor, med vanlige forkortelser:

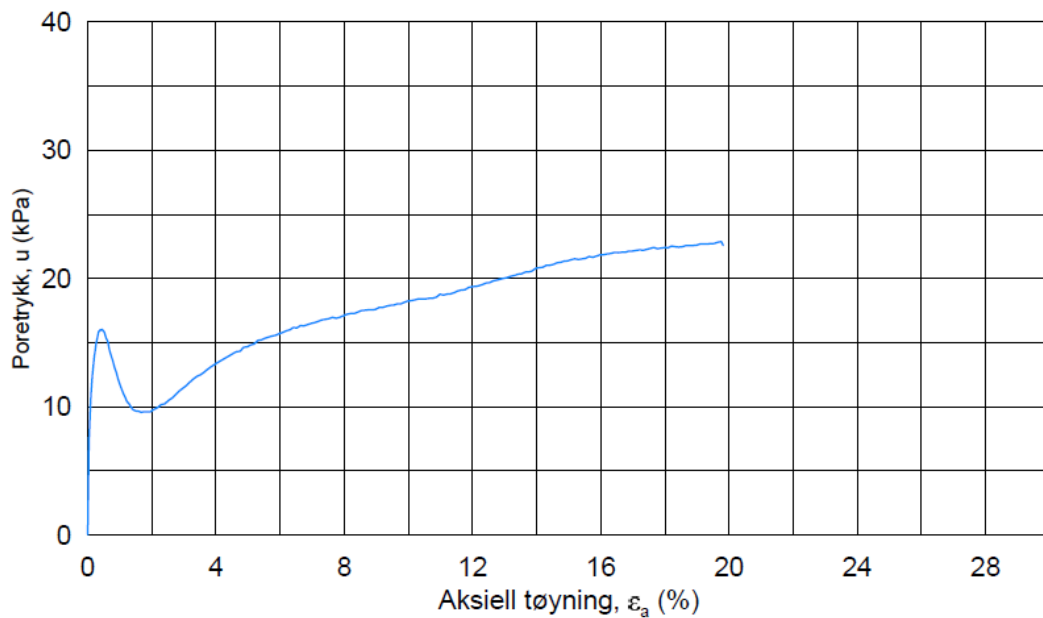
- Unconsolidated - Undrained (UU)
- Consolidated - Undrained (CU)
- Consolidated - Drained (CD)
- Isotropic (I) - Anisotropic (A)

Som nevnt er det mange typer forsøk, og klassifisering av forsøkene beskrives gjerne med forkortelser. Forsøkene som er tolket i denne rapporten er av typen CAUC, også benevnt som CAUA. Siste bokstav i forkortelsen (XXXX) angir her hhv Compression eller Aktivt forsøk. Det er treaksialforsøket hvor σ_a øker, med konstant σ_r . Forkortelsen CAUC skrives ut som: Anisotropically Consolidated Undrained Triaxial Compression.

Forsøkene gir spenningsstier på NGI-plott, som beskrevet i kapittel 3.2.1. I tillegg til spenningsstiene som er framstilt og tolket i kapittel 3.2.5, er forsøkernes resultater framstilt i diagrammer som viser skjærspenning (τ) og poretrykk (u) mot deformasjon (%). Se figur 3.4 og figur 3.5 for diagrammer for NGI-3 SYL-3.



Figur 3.4: Diagrammet viser skjærspenning mot deformasjon for NGI-3 SYL-3.



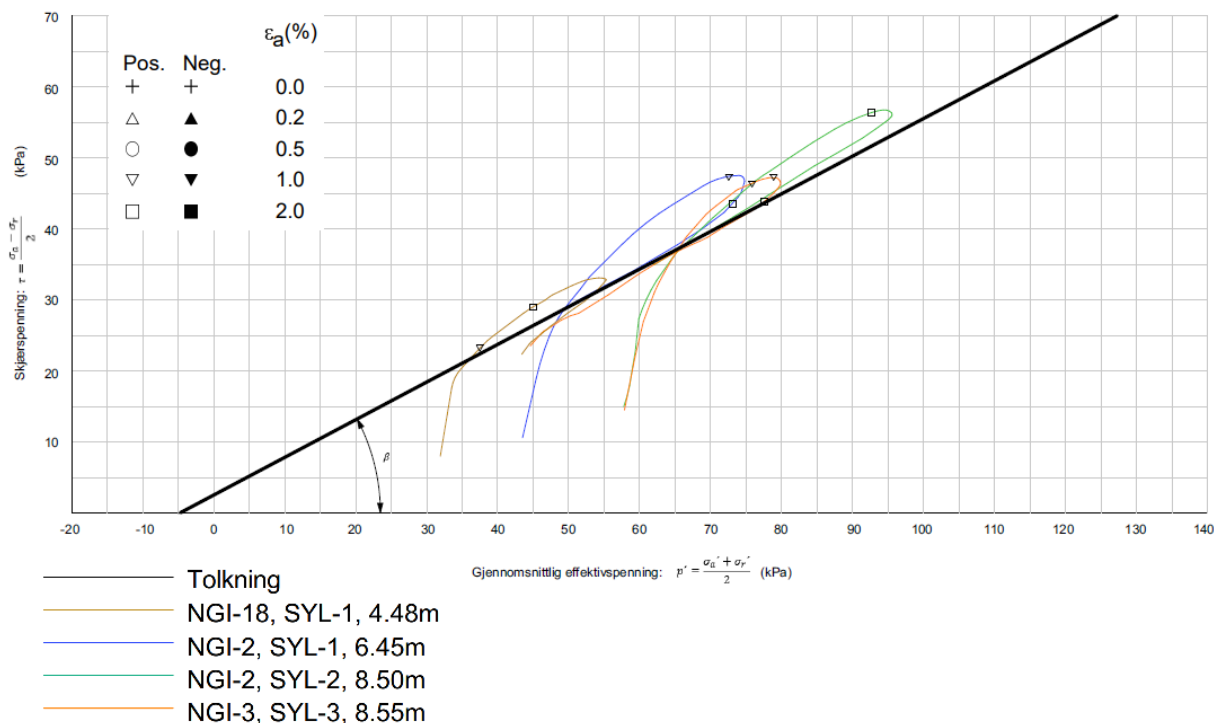
Figur 3.5: Diagrammet viser poretrykk mot deformasjon for forsøk på NGI-3 SYL-3.

3.2.5 Tolkning av spenningsstier

For tolkningen av spenningsstier og definering av Mohr-Coulomb-parametere er det benyttet resultater fra fire treaksialforsøk, det vil si fire spenningsstier. Spenningsstiene er

sammenstilt inn i samme plott, og det er tolket en attraksjon og en friksjonsvinkel ut fra det. Det er også sett på spenningsstienes retningsutvikling for de enkelte forsøkene. Forsøkene gir informasjon om materialets oppførsel ved skjærpåkjenning. Ved å avgjøre forsøkene tendens, altså om det er dilaterende eller kontrakterende forsøk, legges også et grunnlag for bestemmelse av hvor stor udrenert skjærstyrke (s_{uA}) som kan tas ut, som det er gjort tidligere i kapittel 3.3.

Alle forsøkene har en relativ lik utvikling. Fra startpunktene som tidligere beskrevet i figur 3.3, ved forsøkene respektive konsolideringsspenninger, øker effektiv gjennomsnittsspenning med økt skjærpåkjenning før det går til bruddstadiet. Når prøven når bruddstadiet vil materialets dilatanssegenskaper avgjøre hvilken retning spenningsstiene tar, eventuelt om de stopper opp [13]. I tilfellet for figur 3.3 oppnår prøven peak-verdi for skjærspenning $\tau = 47 \text{ kPa}$ ved cirka 1% tøyning. Den bøyer deretter av ned og mot venstre, som vil si at materialet kontrakterer. Utviklingen av skjærspenning og poretrykk for krumningen i spenningsstien ses i figur 3.4 og figur 3.5, fra 1% til 2% tøyning. Her faller poretrykket, før det fra 2% tøyning og utover øker med økt tøyning, samtidig som skjærspenning avtar. En ser at etter brudd tar spenningsstiens retning videre vei ned mot origo.



Figur 3.6: Tolkning av Mohr-Coulomb parametere, $\phi = 32^\circ$.

Det er tolket en friksjonsvinkel og attraksjon basert på residual styrke etter leirens struktorkollaps, se figur 3.6. Den modellerte linjen er lagt best tilpasset for de fire spenningsstiene. Linjens skjæring med horisontal akse gir attraksjon $a = 5$ kPa. Av ligning 3.4 kommer friksjonsvinkelen:

$$\phi = \sin^{-1} \frac{70}{127 - (-5)} = 32^\circ$$

For leiren er det er denne friksjonsvinkelen som tas med videre i stabilitetsanalysene.

3.2.6 Valg av styrkeparametere (a og ϕ)

3.2.6.1 Tørrskorpeleire

Styrkeparametere for tørrskorpe laget er hentet fra SSV Håndbok V220 [13]. Der anbefales friksjonsvinkel $\phi = 30^\circ$ og attraksjon $a = 0$. Det er disse verdiene som er brukt for tørrskorpen i stabilitetsanalysene for prosjektoppgaven. Det er også vurdert verdier fra figur 2.39 i V220, som viser anbefalte jordparametere ved dimensjonering av landkar og støttemurer. Den nedre delen av denne tabellen gjelder også for naturlige, ikke komprimerte masser også i andre sammenhenger enn landkar og støttemurer. Vurderinger gjort av NGI i geoteknisk prosjekteringsrapport, dok. nr. 20180741-02-R [1], viser parametervalg $\phi = 31^\circ$ og $a = 0$. Rambøll har valgt samme parametere for tørrskorpen i sine stabilitetsberegninger, som framgår av G-not-003 rev. 01 6120511 [3]. Både NGIs og Rambølls vurderinger er tatt i betraktning i valg av styrkeparametere. Disse er brukt som referanseverdier, selv om valgt friksjonsvinkel i bacheloroppgavens tilfelle er valgt til én vinkelgrad lavere.

I Håndbok V220 heter det: «hvis tørrskorpas innflytelse på sikkerhetsfaktoren er avgjørende, må en vurdere den på den forsiktige side» [13]. For dette tilfellet antas det at tørrskorpens innflytelse ikke er den mest kritiske. Likevel er det derfor valgt en konservativ tilnærming, etter det som anses som sikre anbefalinger. De valgte verdiene for tørrskorpen er $\phi = 30^\circ$ og $a = 0$.

3.2.6.2 Leire

Valg av parametere for leiren i den undersøkte skråningen er basert på tolkningen som tidligere vist i figur 3.6. Leirens friksjonsvinkel er $\phi = 32^\circ$ og attraksjon $a = 5$ kPa. Bruddtaket her ligger noe konservativt og baserer seg på residual styrke.

3.2.6.3 Morene

For morene er det også benyttet erfaringstall fra SSV Håndbok V220. Friksjonsvinkelen er satt til $\phi = 37^\circ$ og attraksjon $a = 10$ kPa. Resultater fra prøvegraving viser at morenen er fattig på finstoff og inneholder hovedsakelig sandige og grusige masser. I samme tabell som ble brukt til å vurdere tørrskorpens parametere kan vi se på materialeegenskapene for materialene i morenen. Håndbok V220 angir en karakteristisk indre friksjonsvinkel for fast lagret sand $\phi = 36^\circ$, og attraksjon $a = 0-10$ kPa. For fast lagret grus er vinkelen i samme tabell gitt til $\phi = 38^\circ$, og $a = 0-10$ kPa [13].

Referanseverdier for morenelaget (faste masser) er $\phi = 37^\circ$ og $a = 10$ kPa, fra geoteknisk prosjekteringsrapport, dok. nr. 20180741-02-R [1]. En helhetlig vurdering av tabell for materialeegenskaper i Håndbok V220, referanseverdier for området, samt opplysninger og bilder av prøvegravinger, har styrkeparameterne for morenen blitt bestemt $\phi = 37^\circ$ og $a = 10$ kPa. Se vedlegg F for bilde av prøvegrop, hvor nederste meter av gropas dybde (4,5–5,5 m under terreng) er morene.

3.2.6.4 Berg

Antatt fast berg er satt til «infinite strenght» i Slide2. I stabilitetsanalysene i denne rapporten er det vurdert usannsynlig at det vil gå brudd i skråningens berg for det undersøkte området.

3.3 Udrenert skjærstyrke (s_u)

3.3.1 Datagrunnlag og tolkningsmetode

Udrenerte beregningsparametere er basert på tolkning av utførte CPTU-sonderinger, korrelert mot treaksialforsøk som er gjort på leiren. Det foreligger resultater fra fire CPTU-sonderinger, altså trykksonderinger med poretrykksmåling. Disse er i borepunkt NGI-1, NGI-2, NGI-3 og NGI-4. Det er gjort rutineforsøk på alle sylindrerprøver, som innebærer at det også er enaksiale trykkforsøk og bestemmelse av uomrørt og omrørt tilstand ved konusforsøk.

For tolkning av udrenert skjærstyrke s_{uA} , er det benyttet et Excel-regneark utviklet av NGI. Rådata fra CPTU-sondering er importert inn og brukt i framstilling av profil. Data som er benyttet er fra borhull NGI-3. Valg av design- s_{uA} -profil er gjort etter fremgangsmåte beskrevet i NIFS rapport 2014-R77 [16]. Rapporten er utarbeidet av en arbeidskomité

med representanter fra Statens vegvesen, Jernbaneverket, Multiconsult, SINTEF, NTNU, Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), og NGI. Arbeidsgruppen foreslår en rangering av måle- og erfaringsdata. Det er en vurdering av mest sannsynlig opptredende verdi. Den generelle vurderingen bør gjøres i henhold til følgende:

- treaksialforsøk av god kvalitet (kvalitetsklasse 1)
- CPTU (anvendelsesklasse 1)
- erfaringsverdier ($C_{uA}/P0$, SHANSEP)
- konus/enaks/vingebor

NGIs regneark for framstilling av profil benytter korrelasjoner mellom plastisitet, sensitivitet og OCR i beregningen av Nkt og Ndu. Formlene som brukes i regnearket er gitt av Karlsrud et al. [23]. I regnearket fylles nødvendig inngangsdata inn, og data fra CPTU importeres. Neste steg er å legge inn informasjon om tidligere terrengnivå. Man vil så få fram fire beregnede OCR-kurver. Ut fra disse må en OCR-trendlinje bestemmes, som brukes videre i beregningen av s_{uA} -profil. OCR-trendlinje er tolket med utgangspunkt i korrelasjoner fra nevnte artikkel av Karlsrud et al., hvor de fire kurvene er vektlagt etter anbefalte sikreste estimat (beste korrelasjoner).

3.3.2 Vurdering av måle- og erfaringsdata

Treaksialforsøkene som benyttet i tolkningen er alle av veldig god kvalitet, og kommenteres ikke utover det som er nevnt i kapittel 3.2.3 for prøve kvalitet, og kapittel 3.2.4 for treaksialforsøk.

Oversikt over anvendelsesklasser for tolkede CPTU-sondering kan leses av tabell i vedlegg I. Her fremkommer anvendelsesklasse «A1» for avstand mellom målinger (mm) og «A3» eller «ikke A3» for helning ($^{\circ}$). Verdier for anvendelsesklasser A1-A4 er med referanse til NGFs melding nr.5 rev 3. [24]. I tabell 5.2 av meldingen angis maksimal avstand mellom målinger til 20 mm for A1. Der angis også tillatte minimums nøyaktighet for måleverdier.

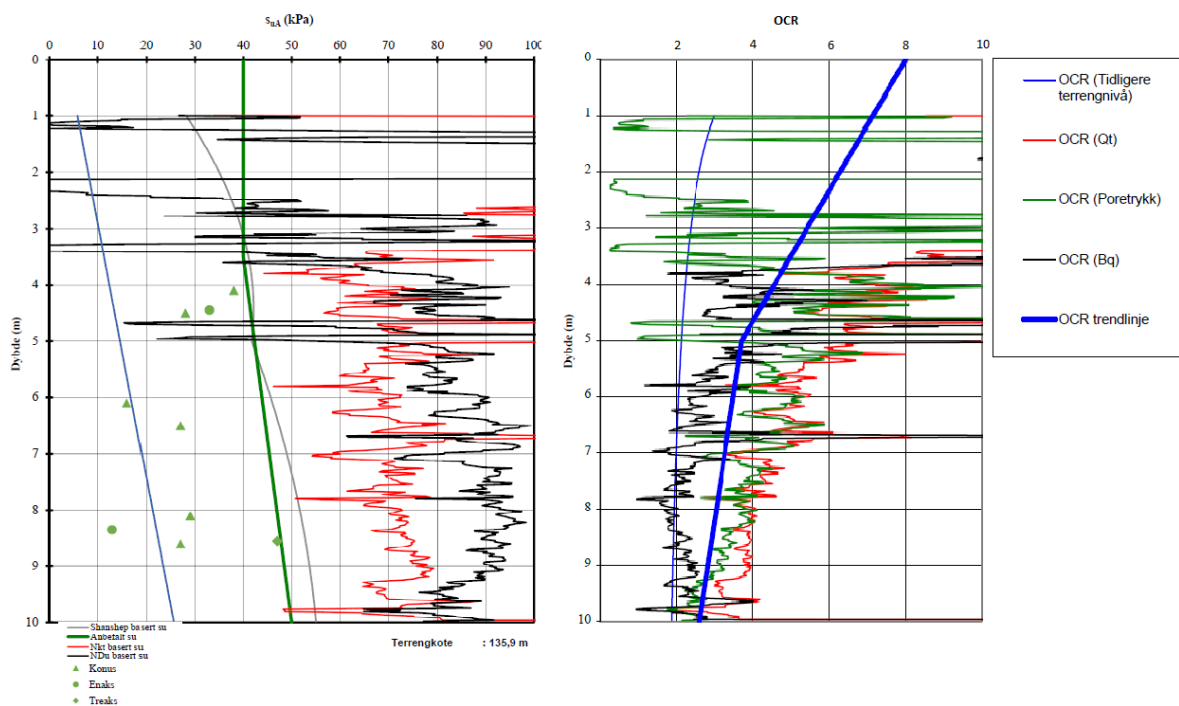
Av målestørrelser er det er kun nøyaktigheten for helning som er klassifisert i datarapporten. Det er ikke bestemt anvendelsesklasse for spissmotstand, sidefriksjon, poretrykk og nedtrengningslengde. Det kommer av at tabellen ikke er fylt ut for temperatur, $\Delta T(^{\circ})$, på grunn av usikkerhet. «Ikke målt» betyr med andre ord at det ikke foreligger data for å klassifisere. For en antatt anvendelsesklasse kan en antatt verdi $\Delta T = 10^{\circ}$ legges inn, se

vedlegg I for tabell med resultater for antatte anvendelsesklasser. Ved sammenligning av resultatene med krav i NGF melding nr.5 [24], kan følgende anvendelsesklasser bestemmes: A2 for spissmotstand, A1 for sidefriksjon og A1 for poretrykk. Tabellen er hentet fra et Excel-regneark fra NGI.

Tolkning av skjærfasthet fra rutineundersøkelser er relativt entydige og kvaliteten behøver ikke å kommenteres annet enn at forsøkene er gjort etter Norsk Standard og resultatene er fremstilt i borprofil. Utførelse er etter NS8015 for konusforsøk, og NS8016 for enaksielt trykkforsøk. Prøveserier er vedlagt i vedlegg E.

3.3.3 Framstilling av s_{uA} -profil

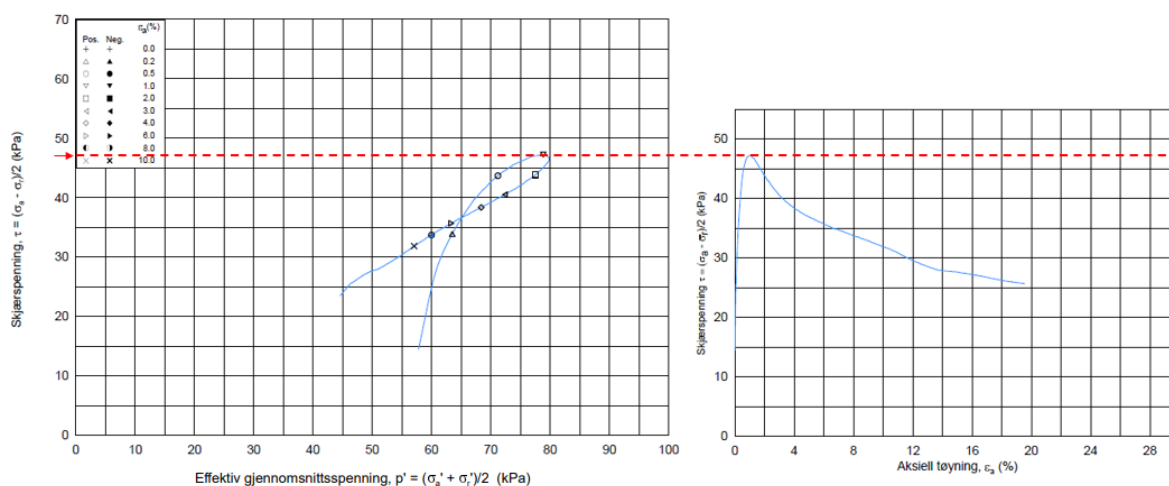
Fremstilling av OCR-trendlinje og s_{uA} -profil gjøres ved hjelp av Excel-regnearket utviklet av NGI. Det er tolket en anbefalt udrenert skjærfasthet ut i fra dette. Se figur 3.7 for resultater av tolkningen.



Figur 3.7: Tolket s_{uA} -profil og OCR for NGI-3.

OCR-trendlinje er vurdert etter korrelasjoner for OCR av Karlsrud et al., hvor det i artikkelen er vurdert nøyaktigheten av korrelasjonene [23]. Det argumenteres for at OCR og B_q har en korrelasjon, men at spredningen er relativt stor. Det ble funnet en noe bedre korrelasjon mellom OCR og poretrykk ($u_2 - u_0/\sigma'_{vo}$), mens den for OCR og Q_t ble vurdert som den beste. Med utgangspunkt i disse funnene er det vurdert en trend for kurvene i figur 3.8. Denne linjen er forsøkt best tilpasset, med noe tyngre vekt mot Q_t -korrelasjonen.

s_{uA} -profil er fremstilt etter anbefalt rangering av tilgjengelig data, og kvalitet av dataen. Det er valgt å vektlegge treaksialforsøk tyngst, sammen med CPTU-sonderinger. Tolket linje går gjennom treaksialforsøket som er plottet inn ved 8,55 m. For kontrakterende forsøk anbefales det å ta ut maksimal målt fasthet [16]. Figur 3.8 viser tolkning av forsøk på NGI-3-SYL-3, hvor avlest verdi er 47 kPa.



Figur 3.8: Udrenert skjærfasthet ved treaksforsøk, ved NGI-3.

Tolkning av s_{uA} fra CPTU er gjort på poretrykksbasis. Det er faktoren som gir de mest konsise korrelasjonene og anbefales som den beste faktoren i bestemmelse av s_{uA} i følge Karlsrud et al. sine studier av CPTU-korrelasjoner [23]. Som god ingeniørpraksis er det anbefalt å vurdere bruk av alle konfaktorene i bestemmelse av udrenert styrke, men at konfaktor $N_{\Delta u}$ (N_{du}) er vektlagt tyngst. Karlsrud et al. presiserer også forsiktighet ved lave verdier av poretrykksfaktoren B_q . Fra terreng og fram til 5 m dybde er verdiene svært varierte og stort sett $< 0,6$ med unntak av 3,7 til 4,6 m, hvor verdiene ligger greit innenfor 0,5–0,7. I dybde 5–10 m er B_q mellom 0,6–0,8 og vurderes som gode.

De utførte rutineforsøkene som sier noe om materialets fasthet, enaks og konus, er forsøk som avviker betydelig fra in situ-spenningsstilstand [16]. Disse verdiene er derfor kun sett på som veiledende, og er ikke brukt direkte i tolkningen av s_{uA} -profil. Konusforsøk er derimot benyttet for å bestemme sensitiviteten. Sensitivitet over eller under 15 avgjør hvilke beregningsformler som benyttes i regnearket, basert på de empiriske korrelasjoner gitt av Karlsrud et al. [23]. Den sensitiviteten som er lagt inn i regnearket er hentet fra borprofil NGI-3, se vedlegg E. Alle konusforsøkene gir $S_t < 15$.

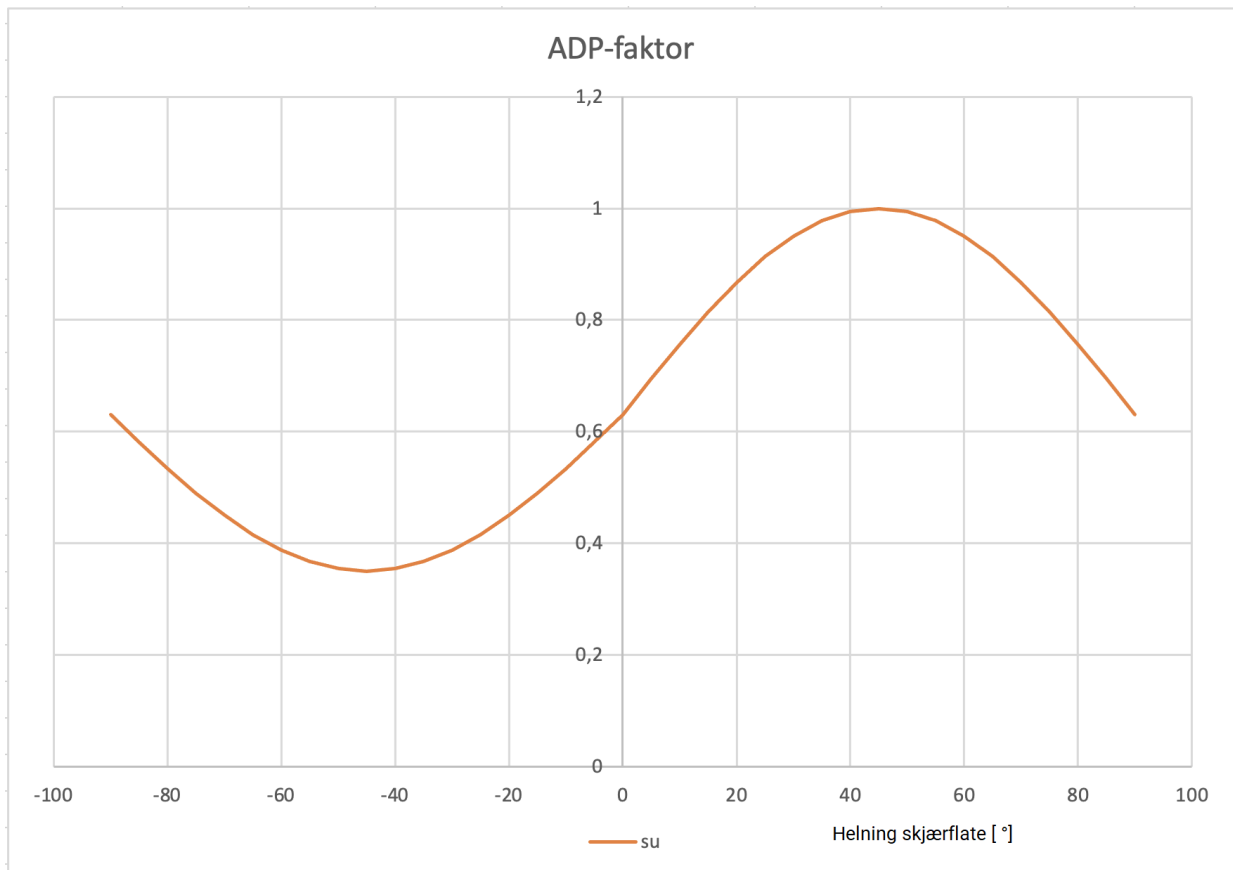
3.3.4 Anisotropifaktorer for skjærfasthet i leire

Udrenert skjærfasthet er avhengig av retningen på in situ-spenningshistorie og lagringsstrukturen for leirmineralene i forhold til hvilken retning tøyningssendringen i leiren får. Ved stabilitetsberegninger må udrenert skjærstyrke midles langs skjærflaten, hvor A, D og P er skjærflatens andel av henholdsvis aktiv, direkte og passiv sone [25].

ADP-faktorene hentes med fordel ut fra det aktuelle stedet, men i mange tilfeller brukes erfaringsbaserte tall. Det er ikke utført tilstrekkelig laboratorieundersøkelser som gir grunnlag for egenbestemte anisotropifaktorer, dermed hentes det erfaringsverdier ut fra NIFS-rapport nr. 14/2014 [25]. Rapporten gir anbefalte anisotropifaktorer i Norge på 0,63 for direkte- og 0,35 for passiv sone. Interpolering er utført med utgangspunkt i sinusformlene 3.12 og 3.13 som gir en ADP-kurve illustrert i figur 3.9.

$$\alpha > 0 : Su(\alpha) = Su_d + (Su_a - Su_d) \cdot \sin(2 \cdot \alpha) \quad (3.12)$$

$$\alpha < 0 : Su(\alpha) = Su_d + (Su_p - Su_d) \cdot \sin(-2 \cdot \alpha) \quad (3.13)$$



Figur 3.9: ADP-faktor for $Su_a = 1$, $Su_d = 0,63$, og $Su_p = 0,35$.

3.4 Dimensjonerende tyngdetetthet

3.4.1 Datagrunnlag og tolkningsmetode

Dimensjonerende tyngdetettheter er basert på tilgjengelige laboratorieforsøk, og erfarings-tall fra SSV Håndbok V220 [13] der det ikke foreligger måledata. Verdiene for leiren er hentet fra tabell «sammenstilling av treaksialforsøk», som finnes i vedlegg H. NGIs datarapport informerer om at romvekt er bestemt som gjennomsnitt for hel sylinder, og bestemmes i henhold til NS8011 [4].

3.4.2 Valg av tyngdetetthet

3.4.2.1 Tørrskorpeleire

Tyngdetettheten for tørrskorpeleiret er satt til 19 kN m^{-3} . Verdien er valgt fra anbefalte jordparametere i figur 2.39 fra VVS Håndbok V220 [13].

3.4.2.2 Leire

Leirens tyngdetetthet er satt til $19,5 \text{ kN m}^{-3}$, og baserer seg på gjennomsnittsverdien av rutineforsøkene som er gjort på alle sylinderprøvene.

$$\gamma_{leire} = \frac{19,13 + 19,54 + 19,37 + 19,62 + 19,43 + 19,05}{6} \approx 19,5 \text{ kN m}^{-3}$$

3.4.2.3 Morene

Morenens tyngdetetthet er satt til 19 kN m^{-3} . Verdien er valgt fra anbefalte jordparametere i figur 2.39 fra VVS Håndbok V220 [13]. Det er tatt utgangspunkt i et fast lagret jordlag, av finstoffattig morene.

3.4.2.4 Berg

Vurdering av tyngdetettheten av antatt berg er ikke tatt med som en del av oppgaven. Det er vurdert som uviktig for beregningene å fastsette en nøyaktig verdi. Likevel er det lagt inn 25 kN m^{-3} for tyngdetettheten til materialet i Slide2. Dette er gjort for at programmet skal kunne gjennomføre beregningsfunksjonene, som krever at alle de opptegnede materialene blir tildelt materialegenskaper.

3.5 Permeabilitetskoeffisient

3.5.1 Datagrunnlag og tolkningsmetode

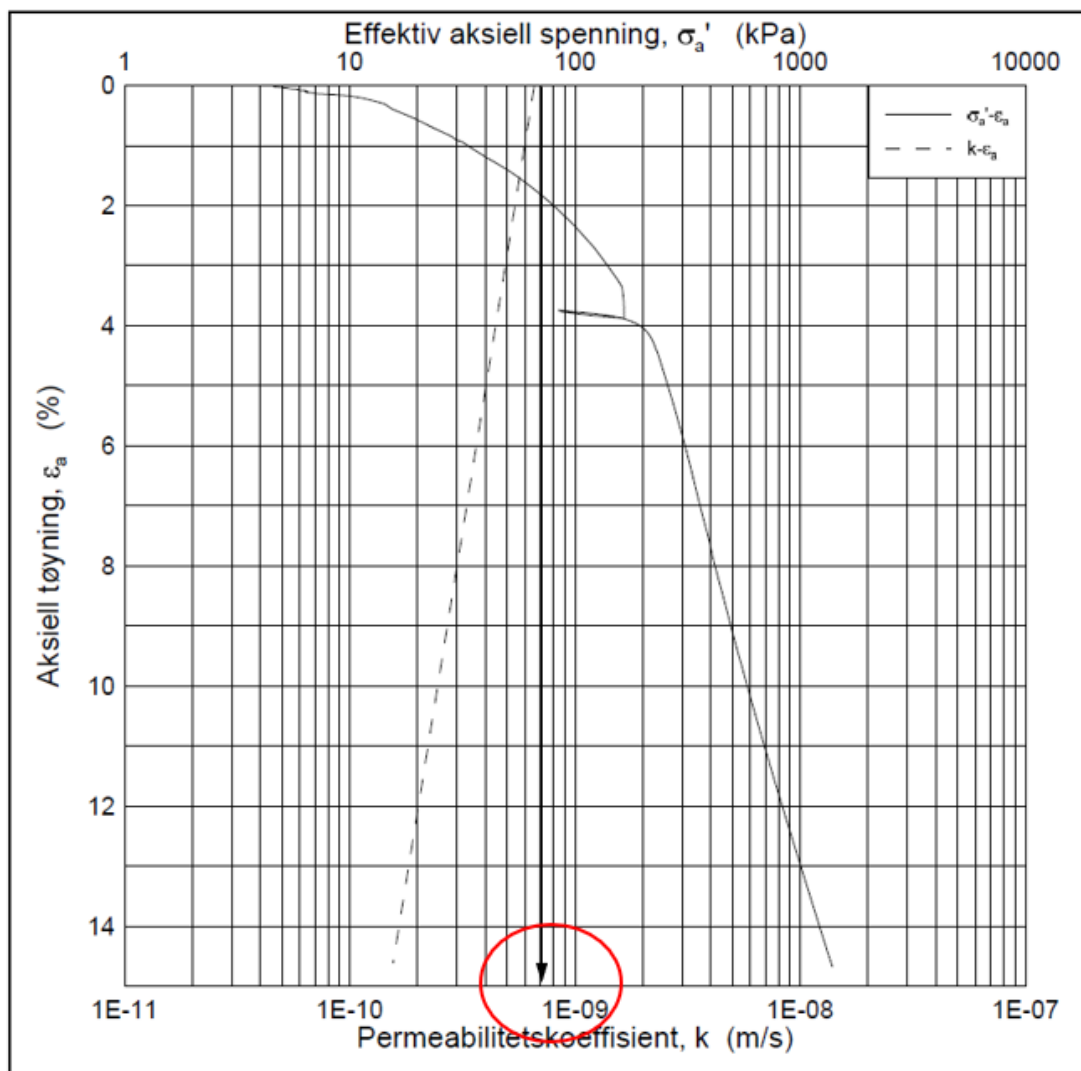
Permeabilitetskoeffisienter er valgt etter tilgjengelig måldata og typiske verdier for materialene som er vurdert. Det foreligger resultater fra ødometerforsøk gjort på leiren fra NGI-2 og NGI-4. Det er gjort prøvegravinger som gir informasjon om massens sammensetning. For bilder av prøvegrop og gravemasser se vedlegg F. Typiske verdier for permeabilitetskoeffisienter hentes fra Aarhaugs lærebok [26, s. 281].

Først er permeabilitet for tørrskorpen, leiren og morenen bestemt. Disse er lagt inn i Slide2, hvor piezometermålinger er dratt inn i snittet. Se vedlegg K for målinger. Til slutt er permeabiliteten for berg estimert. Det er bergets permeabilitet som har størst innflytelse på grunnvannsanalysen i Slide2. Ved å justere input k-verdi slik at analysen er best mulig tilpasset piezometere kan bergets permeabilitetskoeffisient antas.

3.5.2 Valg av permeabilitetskoeffisient

3.5.2.1 Tørrskorpe og leire

Permeabilitetskoeffisient for leire $k = 3 \cdot 10^{-9} \text{ m s}^{-1}$ er bestemt ut fra ødometertester av prøvene fra NGI-2 og NGI-4. Verdiene er avlest grafen ved null aksiall tøyning, se figur 3.10. Tørrskorpens permeabilitet har ubetydelig innflytelse på beregningene i Slide2 og er for enkelhets skyld valgt lik leirens koeffisient.



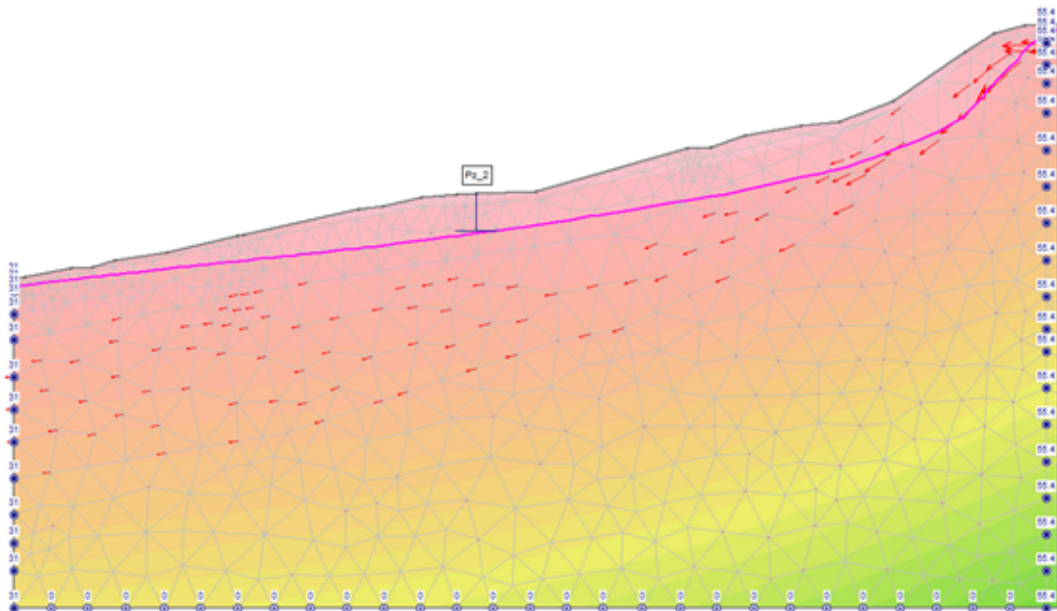
Figur 3.10: Avlest permeabilitetskoeffisient k for leire, NGI-2-SYL-5.

3.5.2.2 Morene

Morenens permeabilitetskoeffisient $k = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ er vurdert ut fra erfaringstall. Det er sett på typiske verdier for jordarten sammen med en vurdering av morenens sammensetning. Aarhaug oppgir verdi for morene mellom $10^{-6} - 10^{-9} \text{ m s}^{-1}$ [26]. Av prøvegravinger er det vist at morenen er finstoffattig. Den blir vurdert som permeabel, og verdien av k er satt relativt høyt.

3.5.2.3 Berg

Bergets permeabilitetskoeffisient $k = 6 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$ er bestemt ved hjelp av beregninger i Slide2. Det er den permeabiliteten som gir best tilpasset grunnvannsanalyse med målinger fra piezometer 2. Se figur 3.11 for resultat av analyse.



Figur 3.11: Grunnvannsanalyse i Slide2, med antatt k i berg.

Kapittel 4

Analysemetoder

Det anvendes både manuelle analysemetoder og databeregninger for stabilitetsvurderingen i prosjektoppgaven. Manuelle beregningsmetoder, som Janbus direkte metode, kan brukes som overslagsberegninger i stabilitetsanalyser. Direkte metoden brukes i prosjektoppgaven for å anslå en stabilitetsvurdering før beregningene utføres i Slide2. Både manuelle beregninger og databeregninger utføres for de tre situasjonene tidligere gitt i kapittel 1.1.

4.1 Manuelle beregningsmetoder

I dette delkapittelet sees det på teorien bak aktuelle manuelle analysemetoder, med lys på hvordan metodene implementeres videre. En gjennomføring gjøres for temaene strømnett, Janbus direkte metode, overflatestabilitetsanalyse og kort om programvaren Slide2.

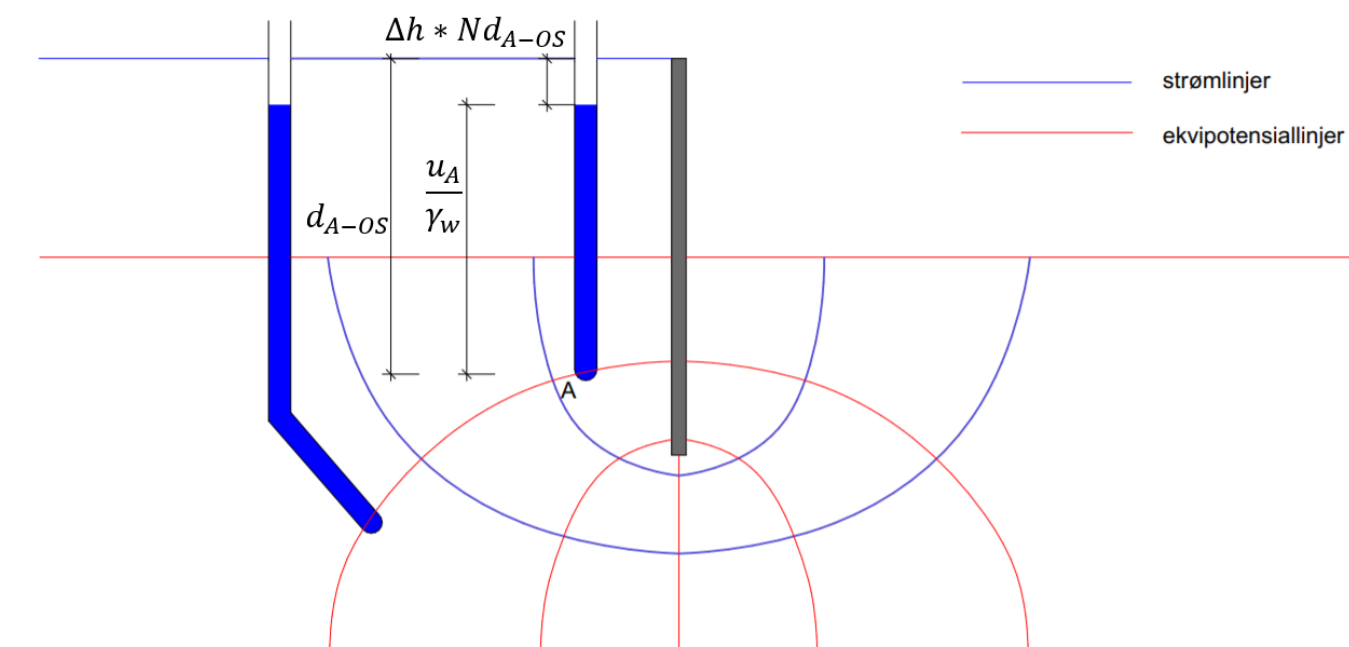
4.1.1 Strømnett

En oversikt over den hydrauliske tilstanden i et jordprofil er essensielt i stabilitetsvurderinger hvor profilet er utsatt for vannstrømning. I denne sammenheng kommer strømnettet inn som et nyttig verktøy. Strømnettet er en grafisk metode for å anslå grunnvannstrømning gjennom jord. Ut fra et strømnett vil man kunne bestemme størrelser som poretrykk, vanngjennomgang, og gradient [27]. I prosjektoppgaven er poretrykket spesielt interessant for vurdering av løftetrykk under relativt tette jordlag, og for bestemmelse av sikkerheten mot utglidning.

Metoden baserer seg på Laplace's differensialligning [28]. Med isotropt materiale kan differensialligningen for todimensjonal strømning uttrykkes:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (4.1)$$

I følge Janbu [27] gir den matematiske løsningen av denne ligningen utgangspunktet for retningslinjene for tegning av strømnettet, når grensebetingelser er kjente. Av ligningen kan det leses at krumningen en vei er motsatt like stor som krumningen den andre veien. Løsningen kan sies å representere to sett kurveskarer som står vinkelrett på hverandre, kalt strømlinjer og ekvipotensiallinjer. Strømlinjene representerer kanaler vannpartiklene strømmer i, og retningen vannpartiklene følger bestemmes av ekvipotensiallinjene. Vannpartiklene vil alltid bevege seg fra større til mindre potensial. Vannet vil altså strømme langs strømlinjene, rettvinklet på potensiellinjene. Hver ekvipotensiallinje vil representere sammenhengende nivåer med like stort potensial. Antall strømningskanaler i strømnettet betegnes N_f og antall potensialfall N_d [27]. Et eksempel på hvordan strømnettet kan tegnes, med verdier for bestemmelse av poretrykk, vises i figur 4.1.



Figur 4.1: Eksempel på tegning av strømnnett. Tegningen er inspirert av Janbus teori [27, s. 274].

4.1.1.1 Retningslinjer for tegning av strømnnett

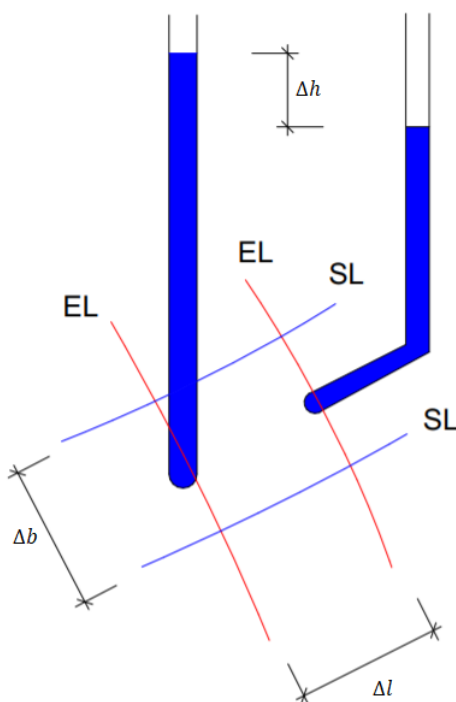
For at differensialligningen 4.1 og de lokale grensebetingelsene skal være tilfredsstillt, må opptegningen av strømnettet følge et sett med retningslinjer. Følgende prosedyre utføres for opptegning av strømnnett etter Janbu [27]:

Problemets grensebetingelser skal være klare før opptegningen av strømnettet. Ekvipotensiallinjer og strømlinjer som direkte er gitt av profilet identifiseres og tegnes inn. Deretter foretas prøveskissering for et visst antall strømkanaler. Hver strømkanal har samme vann-

føring. Prøveskisseringen består av strømlinjer og ekvipotensiallinjer som ikke lenger er gitt av profilet. Dermed må oppteeningen følge retningslinjene som skal sørge for at differensialligningen tilfredsstilles.

De viktigste retningslinjene for en stasjonær strømning i isotrop jord er som følger:

- (A) Strømlinjene skal skjære ekvipotensiallinjene rettvinklet.
- (B) Hver rute i strømmettet skal ha tilnærmede like tverrsnittsdimensjoner i de to hovedretningene. $\Delta b = \Delta l$ (som i figur 4.2).



Figur 4.2: Strømning gjennom en rute i strømmettet. Tegningen er inspirert av Janbus teori [27, s. 278].

4.1.1.2 Poretrykk

Strømmettet brukes videre i prosjektoppgaven for å estimere poretrykk for manuelle stabilitetsberegninger. Poretrykket i et punkt kan representeres ved stighøyden i et vannstandsør nedsatt i det respektive punktet. For å illustrere dette henvises det til figur 4.1. Poretrykket, regnet fra oppstrømside, i et punkt A vil være gitt som:

$$u_A = \gamma_w(d_A OS - \Delta h \cdot N d_A OS) \quad (4.2)$$

Hvor $d_A OS$ er en kjent størrelse fra profilet (se figur 4.1), $\Delta h = H/N_d =$ potensialtapet mellom hver ekvipotensiallinje, og $Nd_A OS =$ antall potensialfall ned til punktet A. [27, s. 243]

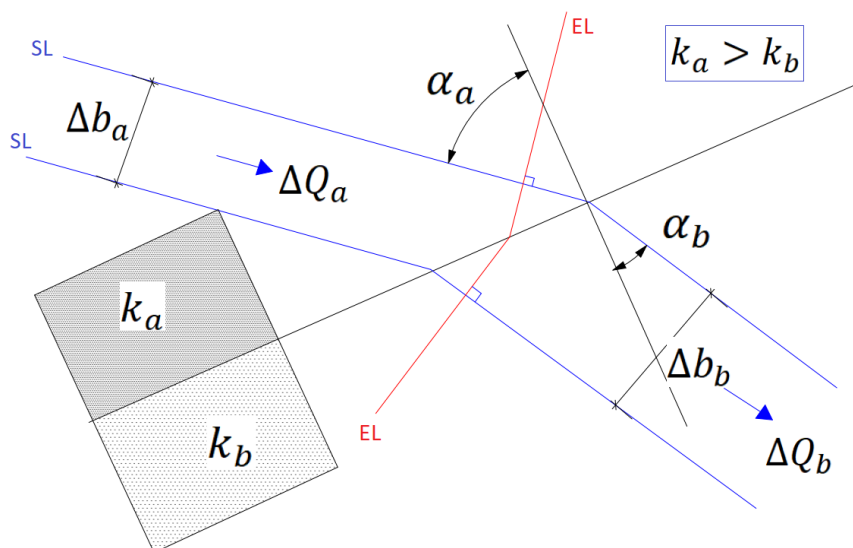
4.1.1.3 Strømnett ved lagdeling

På samme måte som lysbrytning oppstår når lys beveger seg gjennom ulike medium, vil vannstrømning gjennom ulike jordlag oppleve brytning. Ved en laggrense vil ekvipotensial- og strømlinjene i et jordlag a med permeabilitet k_a brytes av i en ny vinkel i et annet jordlag b med en annen permeabilitet k_b . Rutene i lag b vil få nye dimensjoner som korrelerer med vannstrømningen gjennom dette laget i forhold til vannstrømningen i lag a . Forholdet mellom brytningsvinklene og permeabilitetene bestemmes ut i fra følgende krav [27, s. 286].

Vannføringen må være den samme gjennom strømkanalen i begge jordlag ved kontinuerlig strømning. Dette sammen med Darcys lov [29] og geometriske betraktninger gir utgangspunktet for forholdet:

$$\frac{\tan \alpha_a}{\tan \alpha_b} = \frac{k_a}{k_b} \quad (4.3)$$

Figur 4.3 illustrerer prinsippet.



Figur 4.3: Strømbrytning. Tegningen er inspirert av Janbus teori [27, s. 288].

4.1.2 Janbus direkte metode

Fremgangsmåten ved den manuelle stabilitetsanalysen for oppgaven baserer seg på Janbus direkte metode. I motsetning til prøvemethoden med lameller betrakter denne metoden hele jordmassen i den sirkulærsylindriske flaten som en enhet. Metoden er nyttig for overslagsberegning av stabilitet. Fordelen er at prosedyren som regel er meget rask og gir oversikt over stabiliteten enklere enn ved prøveberegning over flere skjærflater, som ved lamellmetoden. Litteratur for lamellmetoden kan hentes fra Janbus studie [30, s. 28]. Ulempene ved metoden for stabilitetsanalysen i prosjektoppgaven diskuteres videre i kapittel 6.2. En detaljert beskrivelse av direkte metoden er gitt av Hjeldnes [31].

I stabilitetsanalysen er hensikten å bestemme en materialfaktor som sier noe om sikkerheten mot brudd. Direkte metoden benytter enkle beregningsformler og definerer materialfaktoren som skjærstyrken i materialet over skjærpåkjenningen på materialet [26]:

$$\gamma_m = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (4.4)$$

4.1.2.1 Direkte metoden, s_u -analyse

Skråningens sikkerhet mot brudd ved direkte metoden på udrenert basis kan etter Janbu [30] uttrykkes:

$$\gamma_m = \frac{\tau_f}{\tau} = N_c \cdot \frac{S_u}{p_d} \quad (4.5)$$

Hvor

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t} \quad (4.6)$$

Og

N_c = en stabilitetsfaktor som tar høyde for skråningsforholdet b og dybdeforholdet d .

P_d = referansetrykk som inkluderer effekten av ytre vannstand μ_w , terrenglast μ_q , og tørrskorpesprekker μ_t .

Den kritiske sirkelens beliggenhet X_0 og Y_0 , stabilitetsfaktoren N_c , og korreksjonsfaktorene μ , tas alle direkte fra vedlegg M. Gjennomsnittlig s_u langs den kritiske sirkel defineres og benyttes videre. [30]

4.1.2.2 Direktemetoden, $a\phi$ -analyse

For $a\phi$ -analyse anvendes også direktemetoden. Materialkoeffisienten kommer her til uttrykk som:

$$\gamma_m = \frac{\tau_f}{\tau} = N_{cf} \cdot \frac{a \tan \phi}{p_d} \quad (4.7)$$

Hvor p_d er gitt av ligning 4.6 og N_{cf} er det dimensjonsløse stabilitetstall tatt ut av figur 4.15 C i vedlegg M. N_{cf} er avhengig av helningsforholdet b og parameteren $\lambda_{a\phi}$:

$$\lambda_{a\phi} = \frac{p_e}{a} \quad (4.8)$$

p_e kalles effektiv referansespenning og er gitt av ligningen:

$$p_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w \cdot H'_w}{\mu_q \cdot \mu'_w} \quad (4.9)$$

[26]

For $a\phi$ -analyse kan sikkerhetsfaktoren beregnes på basis av kjent ytre vannstand H_w , indre grunnvannstand H'_w , totalt referansetrykk p_d kjent fra ligning 4.6, effektivt referansetrykk p_e fra ligning 4.9, og styrkeparameterene a og ϕ . Dette synes i tegning 4.15 A i vedlegg M. I prosjektoppgaven beregnes sikkerhetsfaktoren i midlertid på basis av tegning 4.15 B i vedlegg M. Da poretrykksfordelingen i dybden er kjent fra strømnettet, kan totalt referansetrykk ifølge Aarhaug [26] forkortes:

$$p_d = \gamma H \quad (4.10)$$

Og effektivt referansetrykk gis av ligningen:

$$p_e = (1 - r_u)\gamma H \quad (4.11)$$

Hvor poretrykksforholdet r_u er:

$$r_u = \frac{u}{\gamma z} \quad (4.12)$$

Sirkelsentrumets koordinater X_0 og Y_0 bestemmes av figur 4.15 D i vedlegg M.

4.1.3 Overflatestabilitet

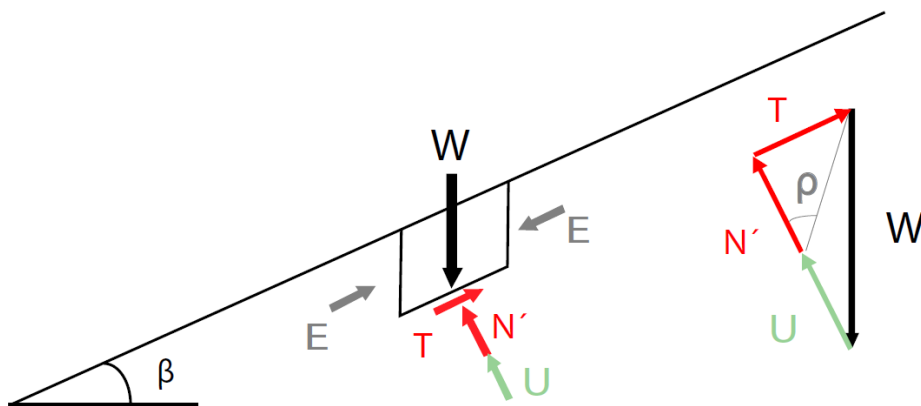
Sikkerheten mot overflateparallele ras defineres som forholdet mellom tilgjengelig friksjon, $\tan\phi$, og mobilisert friksjon, $\tan\rho$. Formler og figurer brukt i dette delkapittelet er hentet fra dialog med professor G. R. Eiksund (personlig kommunikasjon, 12. mars 2021). For et rent friksjonsproblem, det vil si med null attraksjon, vil kraftlikevekt gi:

$$F = \frac{\tan\phi}{\tan\rho} = \frac{N' \tan\phi}{T}$$

Hvor $N = N' + U$ og $T = N \tan\beta$,

$$\Rightarrow F = \left(1 - \frac{U}{N}\right) \frac{\tan\phi}{\tan\beta} \quad (4.13)$$

Figur 4.4 illustrerer kraftlikevektsprinsippet.



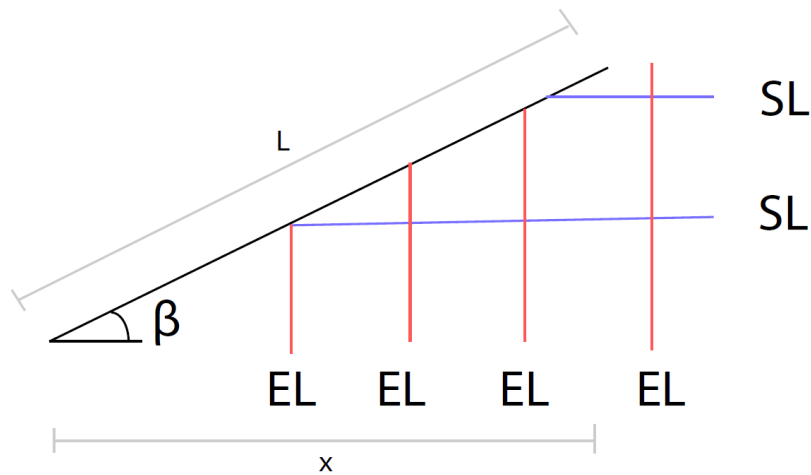
Figur 4.4: Overflatestabilitet

For strømning horisontalt mot overflaten og null attraksjon, vil sikkerhetsfaktoren kunne defineres som i ligning 4.14.

$$u = \gamma_w \cdot z, \quad U = \gamma_w \cdot z \cdot L = \gamma_w \cdot z \cdot \frac{x}{\cos\beta}$$

$$\Rightarrow \frac{U}{N} = \frac{\gamma_w \cdot z \cdot \frac{x}{\cos\beta}}{W \cos\beta} = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot (1 + \tan^2\beta)$$

$$\Rightarrow F = \left[1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot (1 + \tan^2\beta)\right] \frac{\tan\phi}{\tan\beta} \quad (4.14)$$



Figur 4.5: Overflatestabilitet, horisontal strømning.

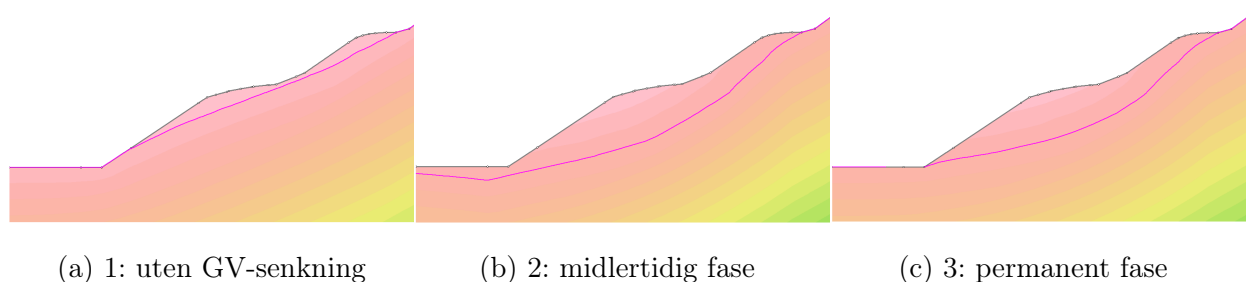
4.2 Analyser i Slide2

Slide2 er et todimensjonalt grenselikevektsprogram som bruker lamellemetoden for beregning av stabilitet. Programmet kan brukes til stabilitetsberegninger av jord- og steinskråninger, fyllinger, dammer og støttemurer. Slide2 brukes i prosjektoppgaven på grunn av programvarens brukervennlighet og mulighet for analyse av grunnvannsstrømning med elementmetoden (FEM: finite element method). Grunnvannstrømningen og stabilitetsanalyserne er to separate deler av programmet. Programvaren kan integrere grunnvannsstrømning i skråningsstabilitetsanalysen ved å hente inn poretrykk direkte fra strømningsdelen av programmet. Dersom ønskelig kan grunnvannsforhold også analyseres separat. [32]

Kapittel 5

Stabilitetsanalyse

Stabilitetsanalysene utføres for tre ulike situasjoner. Figur 5.1 repeterer oversikten over situasjonene som gitt i kapittel 1.1. Direktemetoden og databeregninger ved hjelp av programmet Slide2 benyttes for hver situasjon. Udrenert analyse er relevant for leirelaget ved udrenert last. Denne analysen skal derfor utføres for å undersøke korttidsstabiliteten i leirelaget. Drenert analyse utføres for langtids drenert tilstand for hver situasjon. For manuelle beregninger vil bakgrunnsforholdene for beregningene ved udrenert analyse være de samme for hver situasjon. Det vil derfor synes at stabilitetsfaktoren for disse beregningene vil være identiske. Det samme gjelder for drenert analyse i situasjon 2 og 3. For situasjon 1 undersøkes i tillegg sikkerhet mot overflateparallelt ras, samt sikkerheten mot løfting (UPL) for å bedømme hvorvidt utgraving av graveskråningen i det hele tatt er mulig for gitt situasjon. Inngangsparametere for beregninger hentes fra kapittel 3 og tabell 3.1.



Figur 5.1: Oversikt over grunnvannstand ved situasjon 1, 2 og 3.

5.1 Situasjon 1: Stabilitet uten senkning av grunnvannstand

Analysen utføres for situasjonen hvor byggegropen graves ut uten senkning av grunnvannstand på forhånd. I første omgang anslås det at poreovertrykket kan bidra til stabilitetsproblemer i forhold til bunnheving ved utgravingen av byggegropen. De første meterne graves i leire, og brudd er sannsynlig allerede før en når faste masser. Leirmassen fungerer

i utgangspunktet som et lokk over det permeable laget under, og problemet kan utarte seg som et oppdriftsproblem forårsaket av porevannstrykket idet utgravingen iverksettes. Sikkerheten mot brudd ved løfting skal derfor undersøkes for å illustrere nødvendigheten av grunnvannsenkning generelt for byggegropen.

For å vise betydningen grunnvannssenkningen har på stabiliteten av graveskråningen, skal det også utføres stabilitetsanalyser for graveskråningen med helning 1:1,5, uten senket grunnvannstand. Deretter kan stabilitetsfaktoren for denne situasjonen sammenlignes med sikkerhetsfaktor for midlertidig og permanent fase. Dette gjøres selv om det viser seg at det i utgangspunktet ikke vil være mulig å grave ut denne skråningen ved gitte grunnforhold.

I denne sammenheng vil det være naturlig å både se på overflatestabilitet og en dyperegående utglidning langs en sirkulærsylindrisk glideflate. Overflatestabiliteten bør vurderes da vann vil strømme tilnærmet horisontalt ut i bunnen av graveskråningen.

5.1.1 Manuelle beregninger

5.1.1.1 Brudd ved løfting (UPL)

Oppdriftsproblem oppstår når gjennomsnittlig overlagingstrykk fra overliggende lag i grunnen er mindre enn porevannstrykket under respektive jordlag [14]. Påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mot løfting kommer til uttrykk i ligning 5.1 hentet fra NS-EN 1997-1 [14].

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (5.1)$$

Hvor

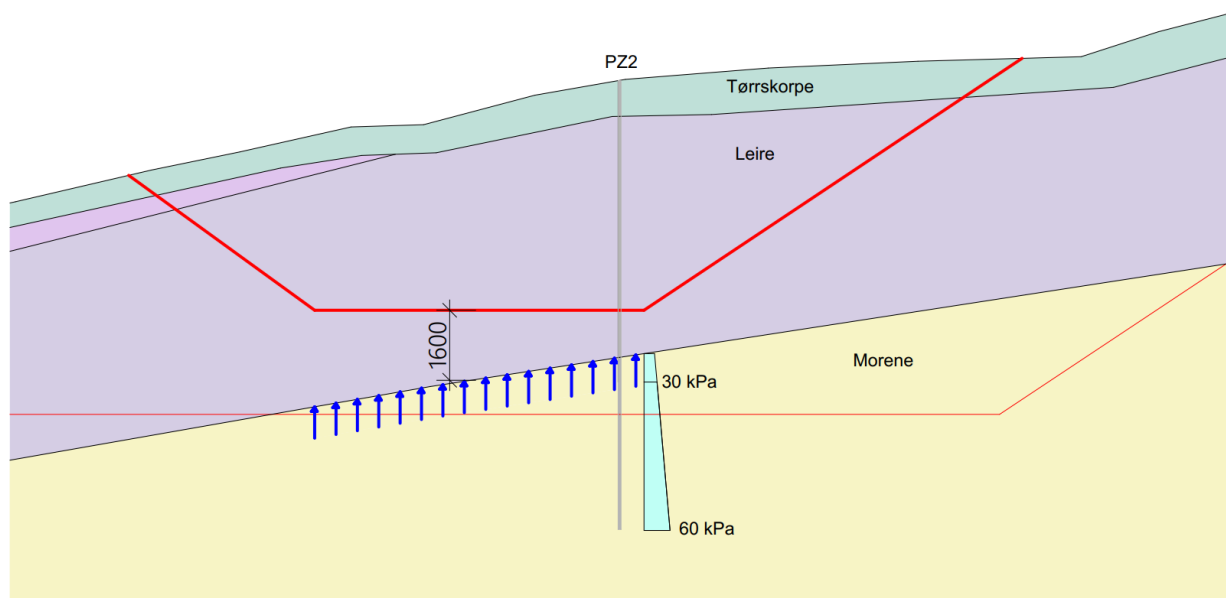
$V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d}$ = dimensjonerende verdi av destabiliserende permanente og variable vertikale påvirkninger.

$G_{stb,d} + R_d$ = dimensjonerende verdi av stabiliserende permanente påvirkninger og eventuell tilleggsmodstand mot løfting.

Partialfaktor for påvirkninger hentes fra NS-EN-1997-1 Tabell NA.A.15 [14], som sier at $\gamma G; dst$ ved løfting (UPL) kan settes lik 1,1. Videre fastsettes $\gamma G; stb$ i samsvar med NS-EN-1990 Tabell NA.A1.2(A) [15].

For byggegropen settes poretrykket i underkant av leirelaget som destabiliserende permanent påvirkning $V_{dst,d}$. Leirelagets masse regnes som stabiliserende permanent påvirkning

$G_{stb,d}$. Dersom leirelaget gradvis graves bort, vil ligning 5.1 etterhvert ikke lenger tilfredsstilles. Dette illustreres i eksempel 5.2 hvor graving er igangsatt og en del av leirelaget er fjernet.



Figur 5.2: Utgraving av leiremasser uten senkning av grunnvannstand.

Poretrykk underkant leire hentes fra piezometermåling PZ2 som finnes i vedlegg K.

$$V_{dst,d} = \gamma G; dst \cdot u = 1,1 \cdot 30 \text{ kN m}^{-2} = 33 \text{ kN m}^{-2}$$

$$G_{stb,d} = \gamma G; stb \cdot G = 0,90 \cdot 19,5 \text{ kN m}^{-3} \cdot 1,6 \text{ m} = 28 \text{ kN m}^{-2}$$

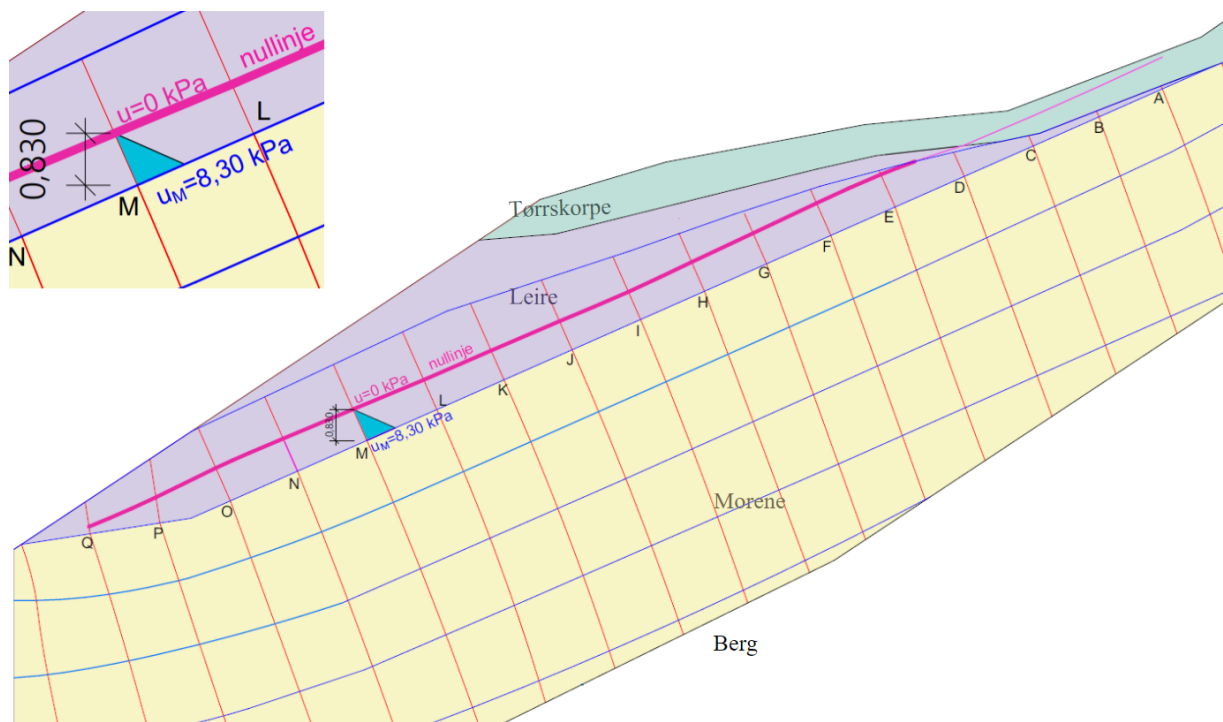
$V_{dst,d} > G_{stb,d} \Rightarrow$ brudd i overgang leire/faste masser.

5.1.1.2 Strømnett

Formålet med strømnettet er å kunne estimere poretrykket i jordmassene til videre bruk i direktemetoden. Manuelt tegnet strømnett for situasjon 1 utføres med utgangspunkt i morenen. Det vil si at ekvipotensiallinjer og strømlinjer tegnes i morenen etter retningslinjene tidligere gitt i kapittel 4.1.1.1 for å så følge reglene for opptegning av strømnett ved lagdeling som vist i kapittel 4.1.1.3, ved lagdelingen inn til berg. På grunn av stor forskjell i permeabilitet mellom leire og morene i profilet, vil ikke samme fremgangsmåte for opptegning av strømnett ved denne lagdelingen fungere. Poretrykket i leiren vil derfor estimeres på bakgrunn av beregnet poretrykk i underkant av leirelaget.

Poretrykket i underkant leire fra punkt A til Q estimeres etter formel 4.2 og illustreres i figur 5.3. Se vedlegg L for detaljer. I et vilkårlig punkt i leiren kan poretrykket så estimeres

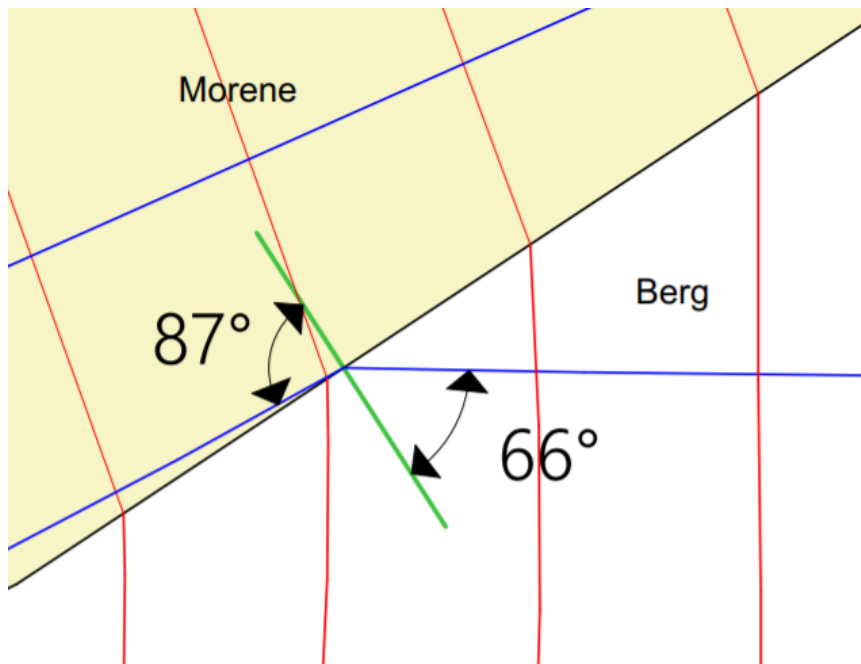
tilnærmet hydrostatisk langs en tiltenkt ekvipotensiallinje som vil stå normalt på lagdelingen. Det presiseres at opptegnet strømnnett mellom lagdeling leire/morene ikke vil følge reglene for opptegning av strømnnett. Vanntrykket vil fordeles i leiren etter figur 5.3, hvor rosa linje illustrerer der trykket antas lik null. Over denne linjen sees det bort i fra sug som en konservativ antakelse i beregningene.



Figur 5.3: Bakgrunn for estimering av poretrykk i leire (strømnettet følger ikke Janbus prosedyre i leirelaget).

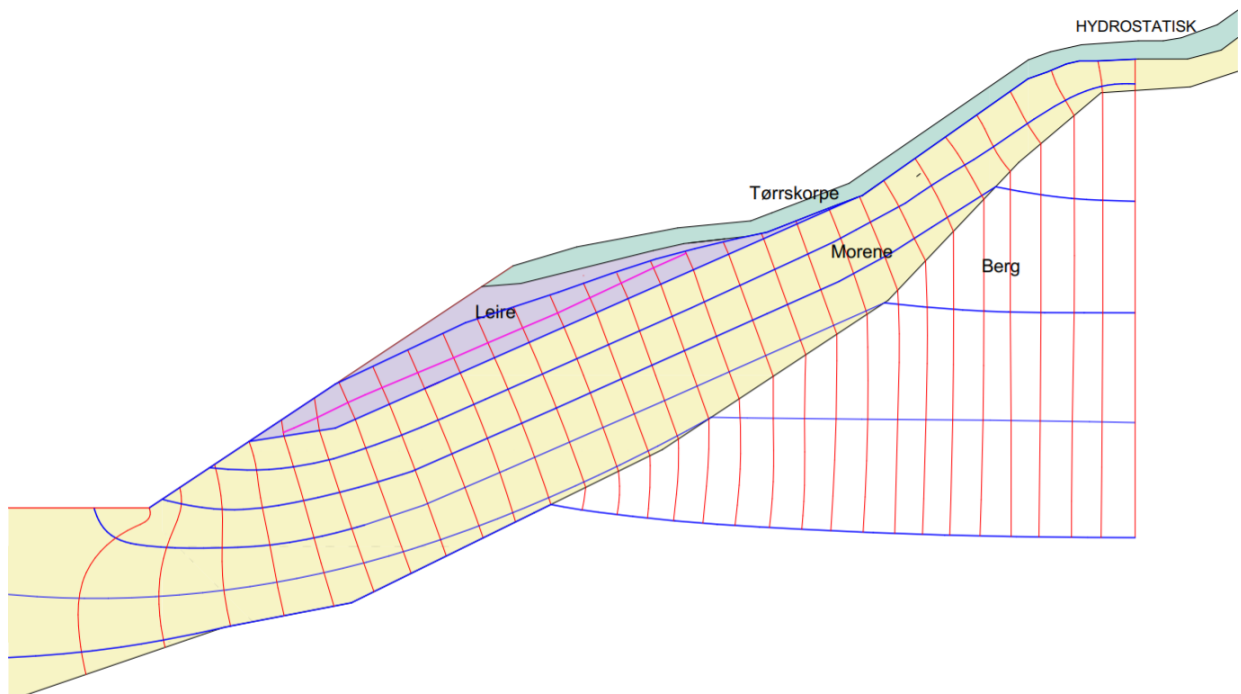
Brytningsvinkelen mellom morene og berg er i utgangspunktet gitt av ligning 4.3. Denne formelen gjelder i midlertid kun for rette laggrenser. Dette kommer av at teorien stammer fra lysbrytning og Snells lov [33]. For lysstråler gjennom en irregulær overgang mellom glass med forskjellig densitet vil strålene spres i ulike retninger. Til forskjell fra lysstråler, vil vannstrømning gjennom ujevn lagdeling få en strømningsretning som styres av hovedretningen til laggrensen og helningen av terrengoverflaten. For permeabiliteter på $1 \cdot 10^{-6}$ og $6 \cdot 10^{-8}$ for henholdsvis morene og berg, og en midlet inngangsvinkel på 87° ved lagdelingen, vil ligning 4.3 gi en brytningsvinkel på 66° som illustrert i ligning 5.2 og figur 5.4.

$$\alpha_b = \tan^{-1}\left(\frac{6 \cdot 10^{-8}}{1 \cdot 10^{-6}}\right) \cdot \tan(87) = 66^\circ \quad (5.2)$$



Figur 5.4: Laggrense berg - morene

En estimering av totalt strømningsbilde illustreres i figur 5.5. Utgangspunktet for opp-tegningen er argument gitt ovenfor, samt sammenligning med strømningslinjer beregnet i Slide2.



Figur 5.5: Strømnett for graveskråning med forslag til strømlinjer i berg (strømnettet følger ikke Janbus prosedyre for leirelaget).

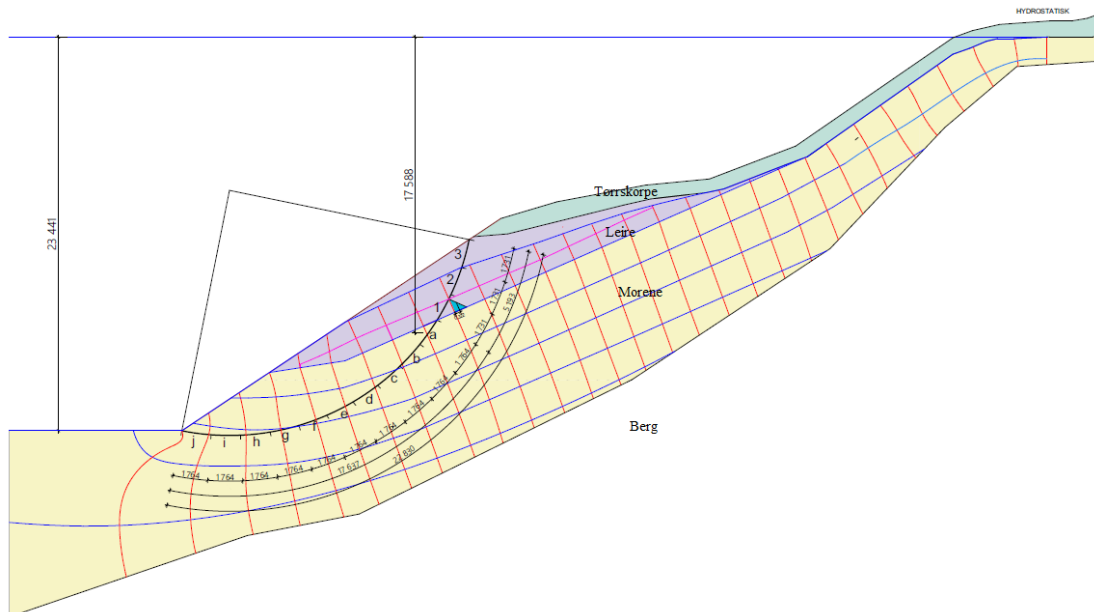
5.1.1.3 Direktemetoden

Skråningens stabilitet vurderes på grunnlag av både s_u - og $a\phi$ -analyse for å undersøke både korttids- og langtidsstabilitet for situasjon 1.

Direktemetoden, $a\phi$ -analyse

Analysen tar for seg sikkerheten mot brudd for en sirkulærsylindrisk glideflate. Resultatet vil gi et innblikk i stabilitetssituasjonen før beregningene utføres i Slide2.

Utgangspunkt for beregningene er gitt i kapittel 4.1.2.2. Poretrykksfordelingen kan beregnes på bakgrunn av strømnettet i figur 5.5. Kritisk sirkels høyde er ved første forsøk skjønnsmessig antatt, og sirkelsenters koordinater er funnet som vist i figur 5.6. Inngangsparameterne a , ϕ og γ hentes fra tabell 3.1. For detaljerte beregninger se vedlegg O.



Figur 5.6: Direktemetoden, $a\phi$ -analyse

Kritisk sirkel deles opp i 13 delementer, Δl . Poretrykk per delement i morenelaget langs skjærflaten beregnes etter formel 4.2. Som en konservativ antakelse sees det bort i fra sug i punktene langs skjærflaten som befinner seg over null-linjen til poretrykket i leirelaget, og poretrykket settes her lik null. Under null-linjen i leirelaget finnes ett punkt. I dette punktet estimeres poretrykket etter poretrykksfordelingen i leirelaget som vist i figur 5.3 og i vedlegg L. Poretrykket er dermed kjent langs hele skjærflaten og gir utgangspunkt for videre beregninger.

Da poretrykksforholdet r_u , etter ligning 4.12, varierer langs skjærflaten, beregnes et midlere poretrykksforhold \bar{r}_u . Poretrykksforholdet bestemmes for hvert delement Δl , og midles på følgende måte langs skjærflaten:

$$\bar{r}_u = \frac{\sum r_u \cdot \Delta l}{\sum \Delta l} = \frac{\sum \frac{u}{\gamma z} \cdot \Delta l}{\sum \Delta l} = \frac{\frac{\Delta l(\text{m})}{\gamma_{leire}(\text{kN/m}^3)} \cdot \sum \frac{u(\text{kPa})}{z(\text{m})} + \frac{\Delta l(\text{m})}{\gamma_{morene}(\text{kN/m}^3)} \cdot \sum \frac{u(\text{kPa})}{z(\text{m})}}{\sum \Delta l(\text{m})} = 0,329$$

Attraksjonen a , friksjonsvinkelen ϕ og tyngdetettheten γ midles også langs skjærflaten:

$$\bar{a} = 8,86 \text{ kPa}$$

$$\bar{\phi} = 35,9^\circ$$

$$\bar{\gamma} = 19,11 \text{ kN m}^{-3}$$

$\lambda_{a\phi} = 16,5$ av ligning 4.8 og 4.11. Dette, kombinert med $b = 1,5$, gir utgangspunkt for at N_{cf} settes lik 36,0 av figur 4.15 C, vedlegg M. Totalt referansetrykk $p_d = 217,5$ fra ligning 4.10

Materialkoeffisienten blir dermed av ligning 4.7:

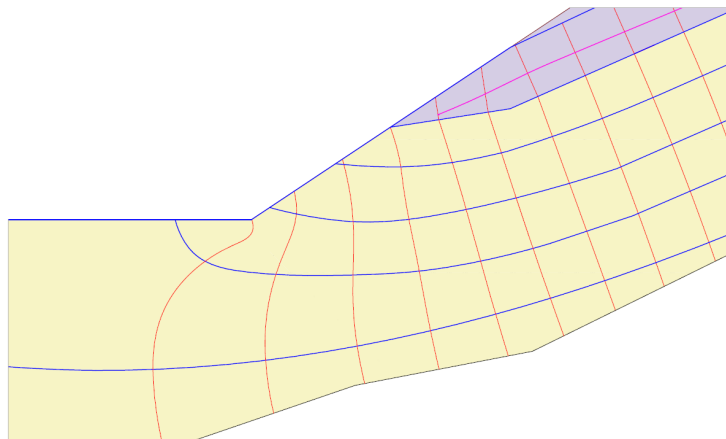
$$\gamma_m = 36,0 \cdot \frac{8,86 \text{ kPa} \cdot \tan 35,9^\circ}{217,5 \text{ kN m}^{-2}} = \underline{\underline{1,06}}$$

Direktemetoden, s_u -analyse

Analysen belyser sikkerhet mot brudd i leirelaget for udrenert tilstand. Forholdene vil være de samme for udrenert analyse i situasjon 2 og 3, og beregningene i vedlegg N vil derfor være identiske for respektive situasjoner. Utgangspunktet for beregningene er gitt i kapittel 4.1.2.1. For opptegningen av kritisk sirkel antas en høyde (H) på syv meter, denne høyden tvinger bruddflaten inn i leirelaget. Sirkelen er delt opp i ni deler for å kunne midle skjærstyrken langs bruddflaten. Se figur 5.7. s_u -diagrammet fra figur 3.7 er plassert inn i profilet på høyde med opprinnelig terreng, før den midlede skjærstyrken finnes i hvert punkt. Inngangsparameterne skjærstyrke s_u og tyngdetetthet γ hentes fra kapittel 3.3 (se figur 3.7 og tabell 3.1).

5.1.1.4 Overflatestabilitet

Da det tilsynelatende er høy vannstrømning direkte ut av skråningen, må overflatestabilitet undersøkes for situasjon 1. Figur 5.8 viser hvordan vann strømmer tilnærmet horisontalt ut under leirelaget.



Figur 5.8: Strømning tilnærmet horisontalt ut av overflaten.

Grunnvannstrømning horisontalt ut av skråningsfoten gir kornene oppløst. Strømningsproblemet i overflaten fører til nedbrytning av kohesjon. Med lav kohesjon er det stor risiko for overflateparallel utglidning. Dersom et slikt brudd får utvikle seg, vil det kunne indukere videre brudd som jobber seg innover. Undergraving på grunn av vannstrømning kan medføre et problem i leirelaget.

Mohr-Coulomb-modellen gir en skjærstyrke ved et gitt spenningsnivå. Denne styres av to parametere: skjæringen ved aksene og friksjonsvinkel. Skjærstyrken behøver ikke nødvendigvis å følge linjen modellen gir for hele området. Kohesjonen som beskrevet i kapittel 3 har tiltro til for et gitt spenningsnivå. I granulært materiale, ved små spenninger og med vannstrømning, vil kohesjonen reduseres i forhold til den som finnes i dypere masser, ifølge G. R. Eiksund (personlig kommunikasjon, 12. mars 2021). For overflatestabilitetsberegningene settes derfor kohesjon lik null.

Ved horisontal strømning og attraksjon lik null, kan ligninger i kapittel 4.1.3 benyttes for beregning av sikkerhet mot utglidning parallelt med overflaten. Av ligning 4.14 fremkommer sikkerhetsfaktoren:

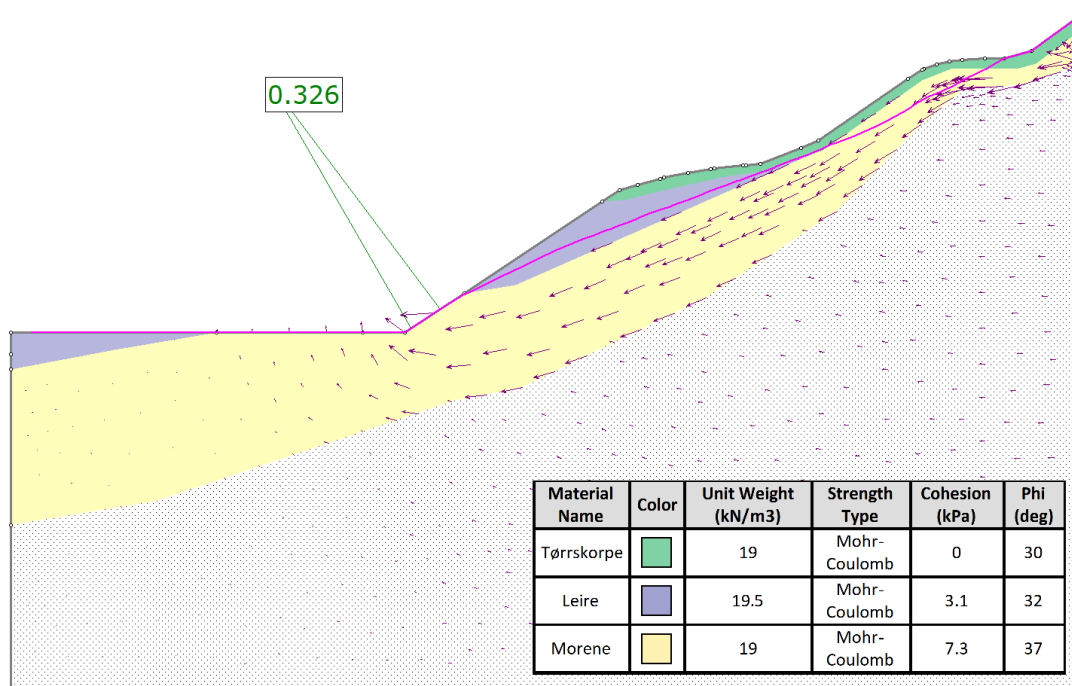
$$F = \left[1 - \frac{10}{19}(1 + \tan^2(33,7^\circ)) \right] \cdot \frac{\tan 37^\circ}{\tan 33,7^\circ} = \underline{\underline{0,27}} \quad (5.3)$$

5.1.2 Databeregninger

Snittet tegnes i Slide på grunnlag av kritisk snitt med tolket lagdeling som i figur 2.8. Generelt anvendes styrkeparametere fra kapittel 3 etter type analyse, og hentes fra tabell 3.1. Der parameterinput varierer fra tabell 3.1 vil det kommenteres. For situasjon 1 er permeabilitet i berg justert i forhold til tabellverdien for å heve grunnvannstanden til den grunnvannstand som er aktuell for denne situasjonen. For situasjon 1 er permeabilitet satt $k = 8 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$. Beregningsmodellen brukt i databeregningene er «Janbu simplified».

5.1.2.1 Overflatestabilitet

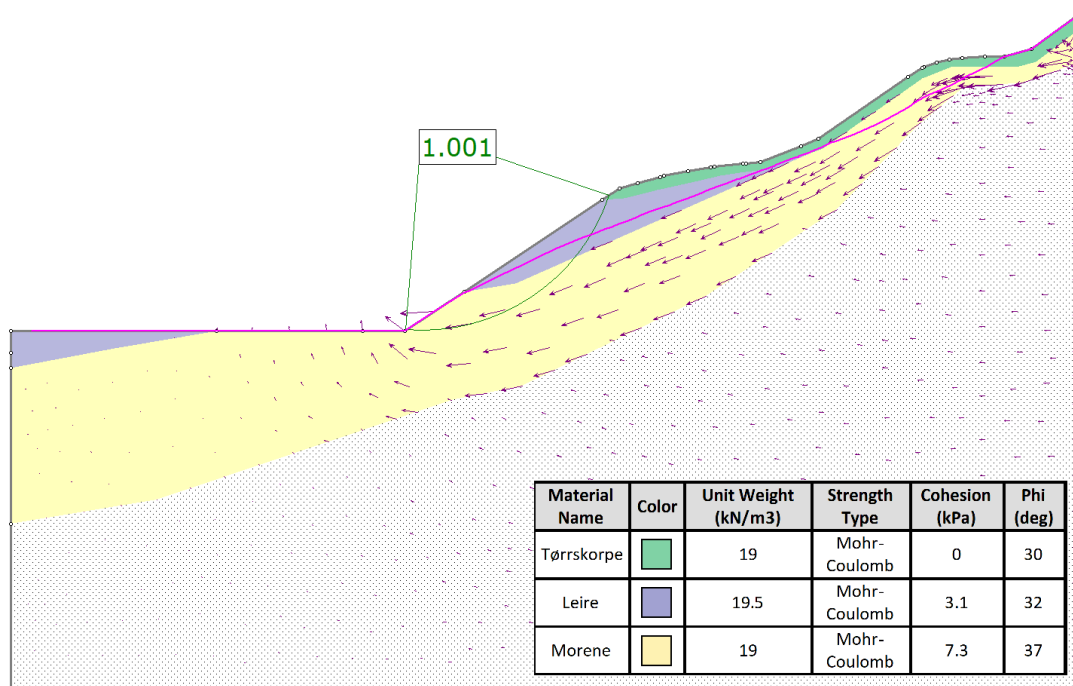
For overflatestabilitetsberegningene settes kohesjon lik null som inngangsparameter i Slide2 etter samme argument som i 5.1.1.4. Dette tydeliggjør et stabilitetsproblem som utglidning langs overflaten som illustrert i figur 5.9.



Figur 5.9: Overflatestabilitet i Slide2.

5.1.2.2 Drenert analyse

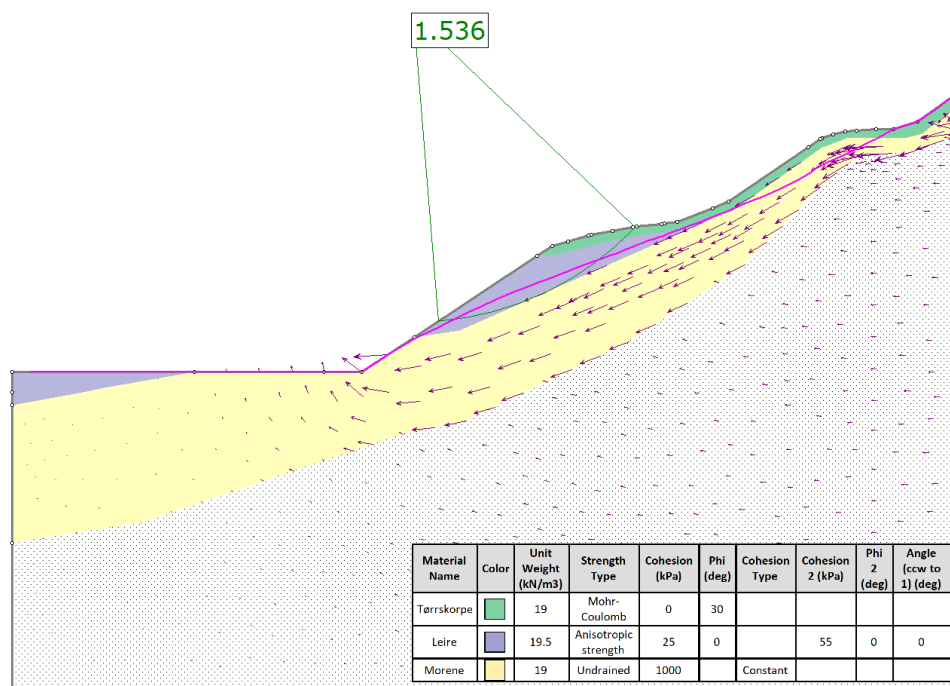
Resultat etter beregninger i Slide2 for drenert analyse synes i figur 5.10.



Figur 5.10: Drenert analyse i Slide2 for situasjon 1.

5.1.2.3 Udrenert analyse

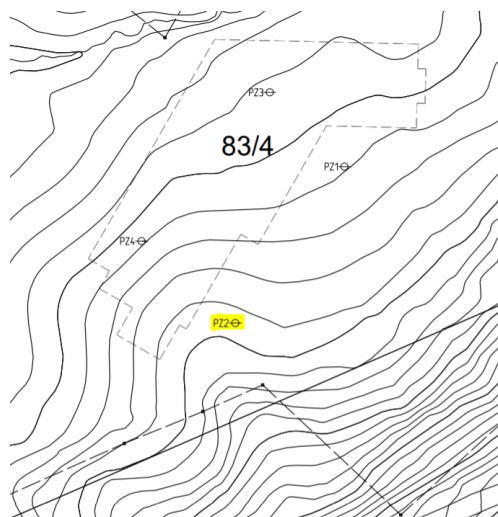
For korttidsstabilitet undersøkes udrenert analyse av leirelaget med drenerte styrkeparametere i tørrskorpe. For å isolere leirelaget er kohesjon i morenen skrudd opp for analysen. Resultater etter beregninger i Slide2 synes i figur 5.11.



Figur 5.11: Udrenert analyse i Slide2 for situasjon 1.

5.2 Situasjon 2: etter senket GV

Analysen utføres for midlertidig byggefase hvor grunnvann er senket et stykke under bygge-
grop. Grunnvannstand estimeres omtrent to meter under skråningsfot etter piezometermå-
linger (vedlegg K) fra NGI. Plassering i terreng av PZ2 synes i figur 5.12.



Figur 5.12: PZ2 befinner seg i nærheten av skråningsfoten

5.2.1 Manuelle beregninger

5.2.1.1 Direktemetoden

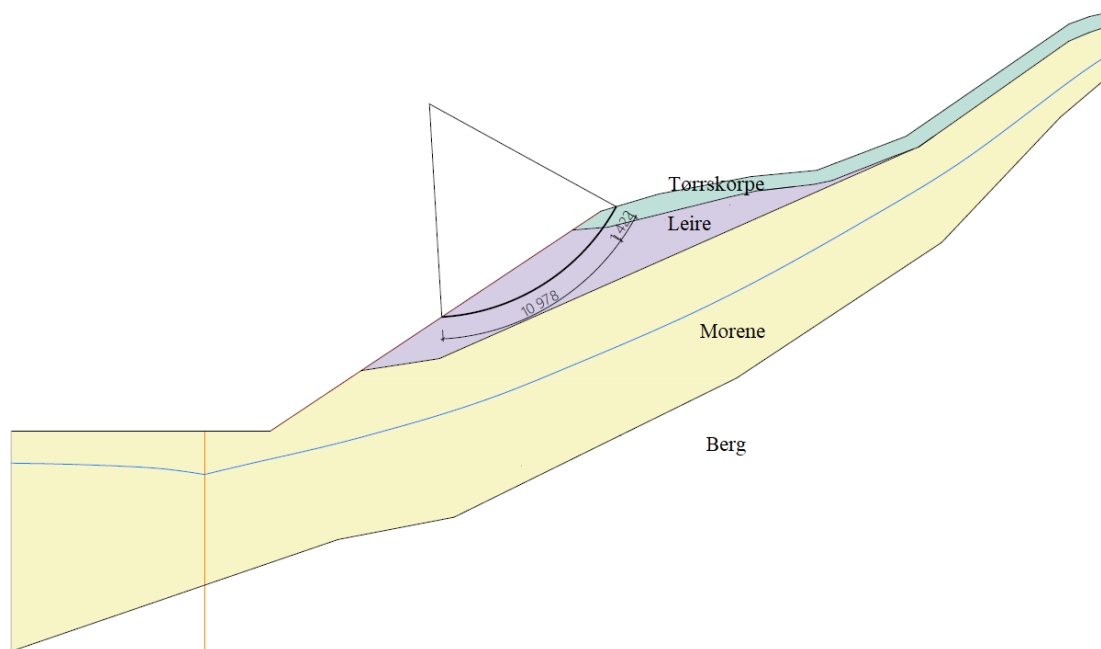
Skråningens stabilitet vurderes også her på grunnlag av både s_u - og $a\phi$ -analyse. Detaljerte beregninger finnes i vedlegg P og N.

Direktemetoden, $a\phi$ -analyse

Analysemetoden beregner sikkerhet mot brudd i drenert tilstand. Metoden brukes som en overslagsberegning før analysen utføres i Slide2. Utgangspunktet for beregningene er gitt i kapittel 4.1.2.2. Det vil synes at kritisk sirkel for situasjon 2 og 3 befinner seg i leirelaget, og at økningen av grunnvannstanden i permanent fase vil ha liten innvirkning på stabiliteten her. For de manuelle beregningene på $a\phi$ -basis vil ikke forholdene i situasjon 2 og 3 variere i stor nok grad til at det gir utslag i resultat. Da de samme forhold ligger til grunn for både for situasjon 2 og situasjon 3, vil beregningene vist nedenfor og i vedlegg P være identiske for situasjon 3.

Det antas på bakgrunn av analyser i Slide2 at kritisk sirkel befinner seg i leirelaget. Morenen vil da fungere som et grunt fast lag som tvinger kritisk sirkel ut bak foten av leirelaget. For direktemetoden må sirkelens fotpunkt da antas skjønnsmessig. Fordi kritisk sirkel befinner

seg over grunnvannsnivå settes vanntrykket for enkelhetens skyld lik null i leirelaget ved håndberegningene. I realiteten vil leirelaget ta sug, og null i poretrykk vil fungere som en konservativ antakelse. Beregningsgangen blir dermed vesentlig forenklet for situasjon 2 og 3. Det antas en høyde $H = 6,3$ m, og sirkelkoordinater finnes ved hjelp av figur 4.15 D i vedlegg M. Håndtegning med kritisk sirkel synes i figur 5.13.



Figur 5.13: Utgangspunkt for manuelle beregninger for situasjon 2.

Dette er utgangspunktet for følgende resultat:

Attraksjonen a , friksjonsvinkelen ϕ , og tyngdetettheten γ midles langs skjærflaten:

$$\bar{a} = 4,43 \text{ kPa}$$

$$\bar{\phi} = 31,77^\circ$$

$$\bar{\gamma} = 19,44 \text{ kN m}^{-3}$$

$\lambda_{a\phi} = 27,64$ av ligning 4.8 og 4.9. Sammen med $b = 1,5$ gir dette en $N_{cf} = 57,0$. Se vedlegg M. Totalt referansetrykk $p_d = 122,47 \text{ kN m}^{-2}$ fra ligning 4.10.

Materialkoeffisienten blir dermed av ligning 4.7:

$$\gamma_m = 57,0 \cdot \frac{4,43 \text{ kPa} \cdot \tan 31,77^\circ}{122,47 \text{ kN m}^{-2}} = \underline{\underline{1,28}}$$

Direktemetoden, s_u -analyse

Analysen beregner sikkerhet mot brudd i leirelaget for udrenert tilstand. Inngangsparametere og beregningsgang er de samme som i kapittel 5.1.1.3. Materialfaktoren for situasjonen blir igjen lik:

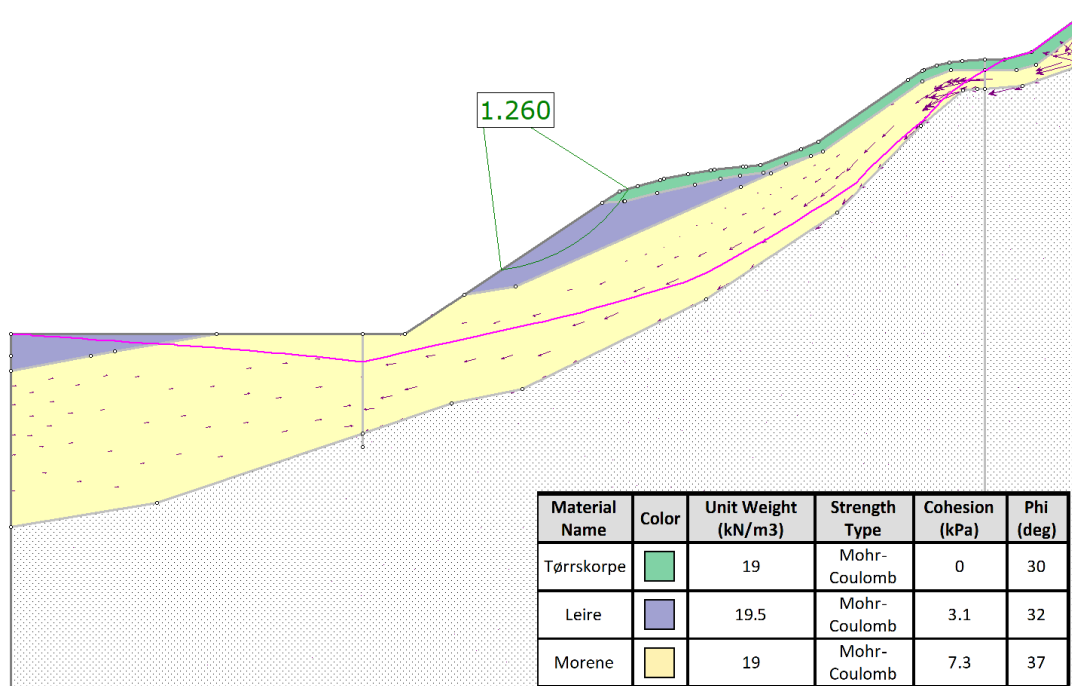
$$\gamma_m = \underline{\underline{1,90}}$$

5.2.2 Databeregninger

Snittet tegnes i Slide2 på grunnlag av kritisk snitt med tolket lagdeling som i figur 2.8. Generelt anvendes styrkeparametere fra kapittel 3 etter type analyse, og hentes fra tabell 3.1. Der parameterinput varierer fra 3.1 vil det kommenteres.

5.2.2.1 Drenert analyse

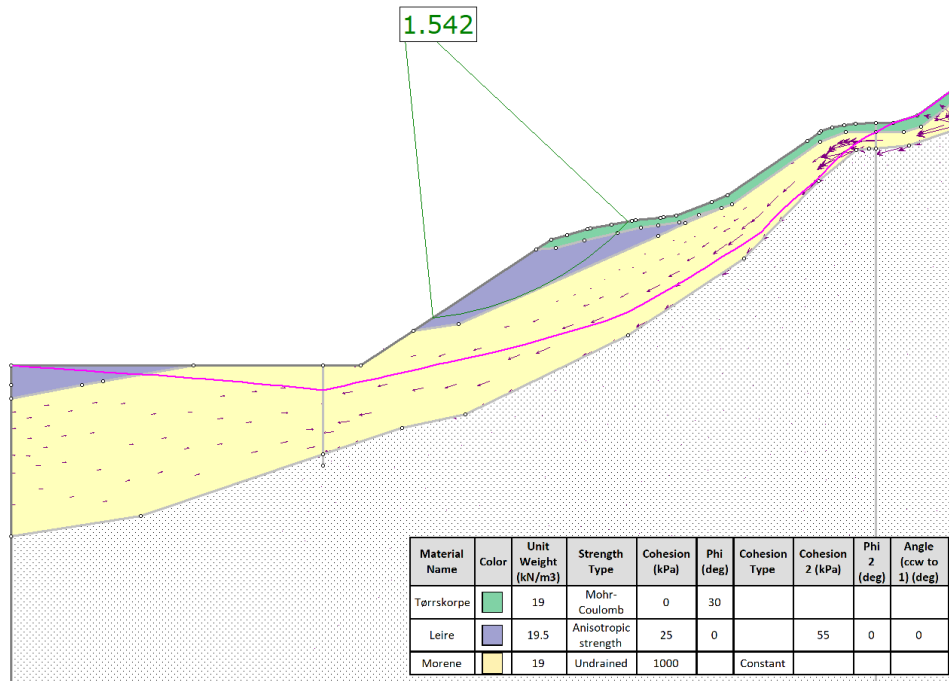
Resultat etter beregninger i Slide2 for drenert analyse synes i figur 5.14.



Figur 5.14: Drenert analyse i Slide2 for situasjon 2.

5.2.2.2 Udrenert analyse

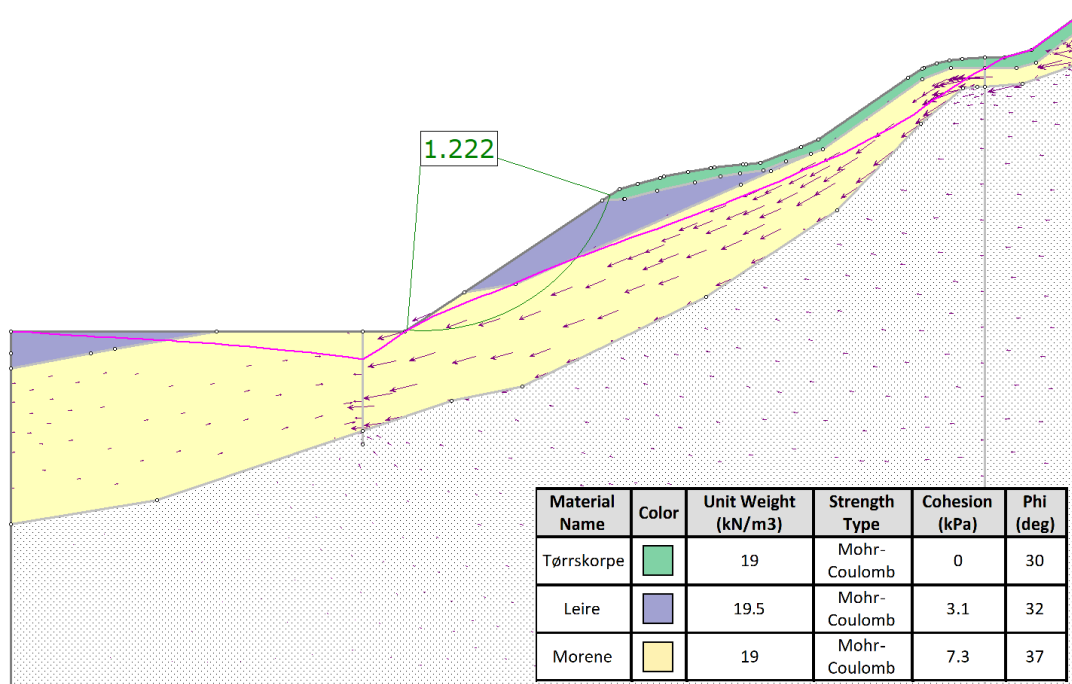
Udrenert tilstand vil være lik situasjon 1, men tas med fordi leiren kan stå udrenert også i denne situasjonen. Resultat etter beregninger i Slide2 for udrenert analyse synes i figur 5.15.



Figur 5.15: Udrenert analyse i Slide2 for situasjon 2.

5.2.2.3 Delvis senket grunnvannstand

Et stabilitetsproblem kan oppstå hvis ventetid i forhold til grunnvannssenkningen er utilstrekkelig. Analysen i figur 5.16 tydeliggjør stabilitetsproblemet som oppstår dersom utgravingen starter før grunnvannet er senket fullstendig. Permeabilitet i berg lik $k = 6 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ er brukt for å representere ufullstendig senket grunnvannstand i snittet.



Figur 5.16: Drenert analyse i Slide2 for delvis senket grunnvannstand.

5.3 Situasjon 3: permanent fase

Analysen utføres for permanent fase hvor pumping er avsluttet, og grunnvannstand er tilbake på nivå med drenering rundt planlagt bygg. Det skal undersøkes om økt grunnvannstand kan forårsake et stabilitetsproblem.

5.3.1 Manuelle beregninger

5.3.1.1 Direktemetoden

Stabilitetsanalysene utføres på både s_u - og $a\phi$ -basis.

Direktemetoden, $a\phi$ -analyse

På grunn av at kritisk sirkel befinner seg et godt stykke over grunnvannstanden for $a\phi$ -analysen i situasjon 3, vil inngangsdata og beregningsgang være identisk med de beregninger gjort for situasjon 2 i kapittel 5.2.1.1. Materialfaktoren for drenert skjærstyrke blir derfor lik:

$$\gamma_m = \underline{\underline{1,28}}$$

Direktemetoden, s_u -analyse

For s_u -analyse er inngangsdata og beregningsgang identisk med det gjort i kapittel 5.1.1.3. Materialfaktoren for udrenert skjærstyrke blir igjen lik:

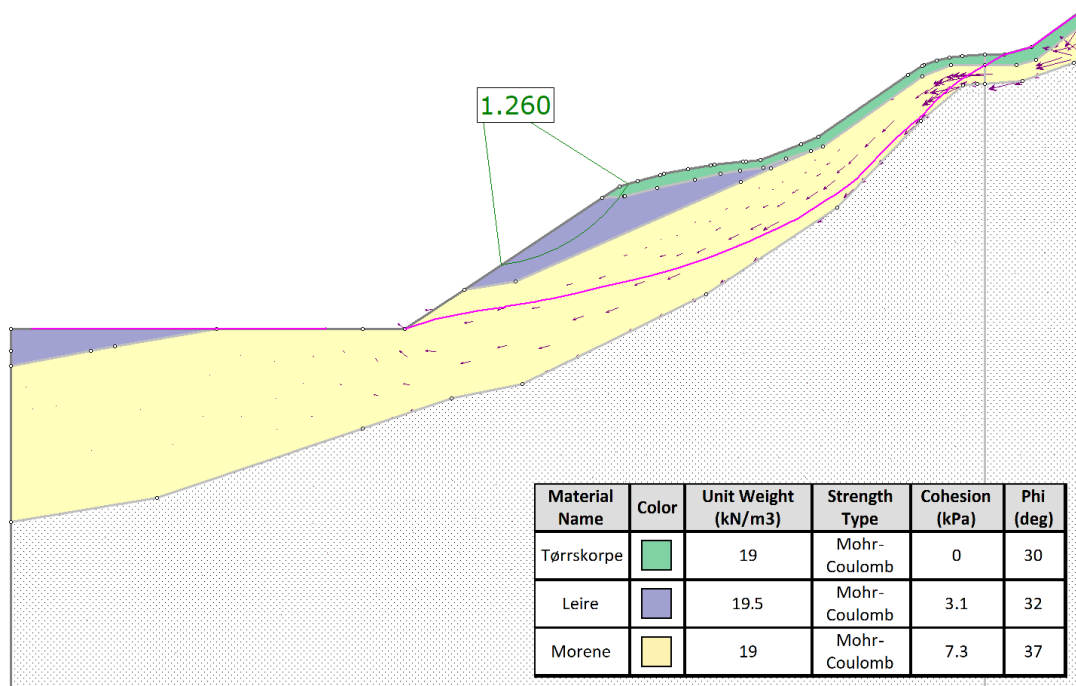
$$\gamma_m = \underline{\underline{1,90}}$$

5.3.2 Databeregninger

Snittet tegnes i Slide på grunnlag av kritisk snitt med tolket lagdeling som i figur 2.8. Generelt anvendes styrkeparametere fra kapittel 3 etter type analyse, og hentes fra tabell 3.1. Der parameterinput varierer fra 3.1 vil det kommenteres.

5.3.2.1 Drenert analyse

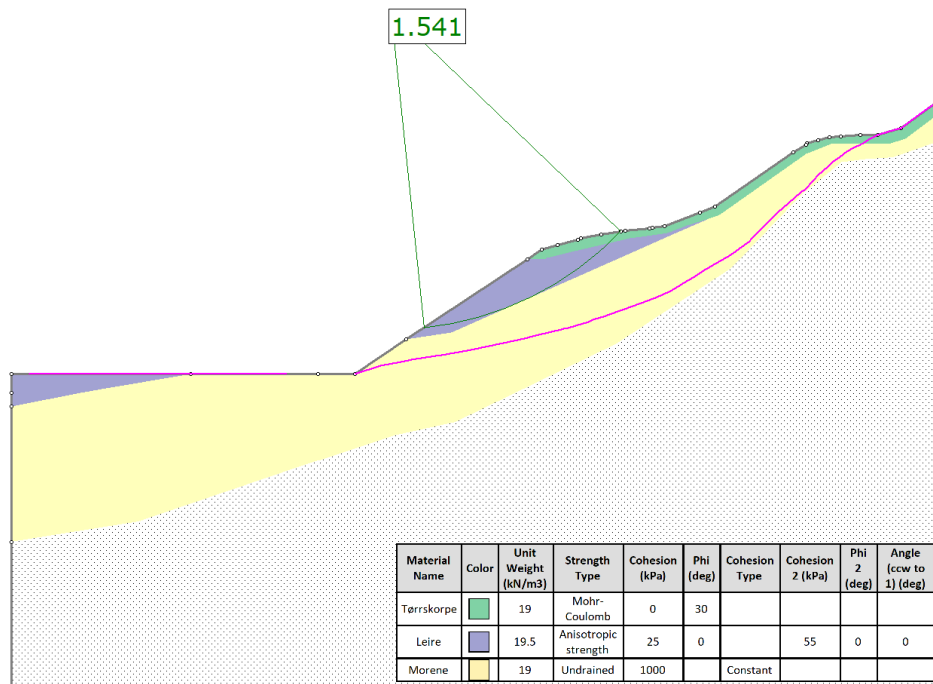
Resultat etter beregninger i Slide2 for drenert analyse synes i figur 5.17.



Figur 5.17: Drenert analyse i Slide2 for situasjon 3.

5.3.2.2 Udrenert analyse

Udrenert tilstand vil være lik situasjon 1 og 2, men tas med fordi leira kan stå udrenert også i denne situasjonen. Resultat etter beregninger i Slide2 for udrenert analyse synes i figur 5.18.



Figur 5.18: Udrenert analyse i Slide2 for situasjon 3.

Kapittel 6

Vurdering av resultater og tiltak

Resultatene av analysene i kapittel 5 sammenstilles og vurderes i dette kapittelet. Håndberegninger og databeregninger sammenlignes. Nødvendigheten av grunnvannssenkingen vurderes, og det gjøres en vurdering av stabilitetsforbedrende tiltak. Det sees også på parametervalgenes innflytelse på sikkerhetsfaktor. Oversikt over situasjonene som omtales i kapittelet finnes i kapittel 1.1.

Resultatene vurderes opp mot krav til partialfaktor fra NS-EN 1997-1 tabell NA.A.4 [14]. Materialfaktor for drenert skjærstyrke er $\gamma_{\phi'} = 1,25$ og for udrenert $\gamma_{cu} = 1,4$. I drenert tilstand kommer det frem at resultatet av beregningene gir en sikkerhetsfaktor som er akkurat innenfor kravet. Det er ønskelig med en høyere sikkerhet og det vil vurderes tiltak for å kunne oppnå dette.

Tabell 6.1 viser resultatene av analyser i Slide2. Kravene er bare så vidt tilfredsstilt for situasjon 2 og 3. For situasjon 1 er resultatet utilstrekkelig.

	Drenert	Udrenert	Overflatestabilitet
Situasjon 1	1,00	1,54	0,33
Situasjon 2	1,26	1,54	-
Situasjon 3	1,26	1,54	-

Tabell 6.1: Beregningsresultat i Slide2.

6.1 Vurdering av sikkerhetsfaktor

Det vil ved enhver geoteknisk stabilitetsvurdering være usikkerhet knyttet til resultatet av analysene. Resultatet av beregningene er en funksjon av datagrunnlaget som en har til rådighet. Stabilitetsanalysene i prosjektoppgaven preges av at området har få grunnundersøkelser, som ikke er uvanlig for prosjekter av denne størrelsen. Fordi det er vanskelig å komme til med sonderingutstyr i den bratte skråningen, samt på grunn av en signalkabel på oversiden av skråningen, er grunnundersøkelsene begrenset til et stykke nedenfor skråningen. Antatte grunnforhold i skråningen er av denne grunn basert på interpolering mellom grunnundersøkelser. Dette gir opphav til en viss usikkerhet i forutsetninger og parametervalg. Usikkerheten i parametervalg diskuteres videre i delkapittel 6.5.

Partialfaktor for materialegenskaper tar hensyn til ugunstig avvik i materialets karakteristiske verdier og usikkerheter i beregningsmodeller [13]. Dette gir et økt sikkerhetsnivå i vurdering av bruddtilstanden. Det er likevel bare én av faktorene som spiller inn. I NS EN-1997-1 kapittel 2.4 «Geotekniske design ved beregninger» påpekes det at omfanget og kvaliteten av grunnundersøkelser vanligvis er viktigere enn presisjonen i beregningsmodeller og partialfaktorer [14]. Det er derfor viktig å vurdere alle parametervalg med hensyn på hvilken data som er tilgjengelig. Større usikkerhet i kartlegging av grunnen vil gjerne føre til mer konservative parametervalg. Der det ikke foreligger vurderingsmessig sikre måledata vil man gjerne basere tolkning på de forsiktige alternativene. På den annen side, der det er god kjennskap til geotekniske forhold, vil man gjerne basere seg på mest sannsynlige verdier. Det vil si at stedsspesifikk måledata overgår generelle erfaringstall. For eksempel vil det være god praksis å velge fastheten til en leire ut fra gode undersøkelser, selv om resultatene viser en høyere verdi enn historisk typiske verdier for jordarten.

Det jobbes hele tiden med stor usikkerhet. Denne usikkerheten påvirkes av mange faktorer. Blant disse er som nevnt pålitelig grunnlagsdata, tolkning av disse og analyse. Valgene som gjøres håndterer risikoen, som igjen vil gi et tilstrekkelig sikkerhetsnivå for det undersøkte tilfellet. Ofte handler den helhetlige vurderingen om å forstå sine forutsetninger for vurdering. Sikkerhetsfaktor rundt 1,54 for udrenert vurderes som en sikker analyse. Sikkerhetsfaktor >1 tilsier en stabil skråning, med god margin også med tanke på partialfaktor 1,4.

Drenert sikkerhetsfaktor i midlertidig og permanent fase er akkurat innenfor krav, på rundt 1,26. Selv om krav til beregningsmessig sikkerhet tilfredstilles, er det med liten margin. På

grunn av påvist store poretrykksvariasjoner i bakken kan drenert sikkerhetsfaktor reduseres dramatisk ved poretrykksøkning fra nedbør eller snøsmelting. Det bør derfor vurderes ytterligere stabiliserende tiltak, som støttemur og reduksjon i skråningshelning.

Parametervalgene som er gjort tar hensyn til usikkerheten i forutsetningene for valgene. De kan beskrives som konservative. Det kan hende det gir en noe undervurdert stabilitet i forhold til det som er realistisk, men det er en forsiktig tilnærming. Parametervalgenes innflytelse på sikkerhetsfaktoren undersøkes i en følsomhetsstudie i kapittel 6.5.

6.2 Håndberegninger og databeregninger

Stabilitetsanalysene er gjort i kapittel 5 med utgangspunkt i direkteметоден og Slide2. De ulike metodene har gitt resultater med avvik i varierende grad. Sammenstillingen av resultatene synes i tabell 6.2 og 6.3.

Drenert			
Analysemetode	FS Situasjon 1	FS Situasjon 2	FS Situasjon 3
Slide2	1,00	1,26	1,26
Håndberegninger	1,06	1,28	1,28

Tabell 6.2: Sikkerhetsfaktor ved Slide2 og direkteметоден, drenert.

Udrenert			
Analysemetode	FS Situasjon 1	FS Situasjon 2	FS Situasjon 3
Slide2	1,54	1,54	1,54
Håndberegninger	1,90	1,90	1,90

Tabell 6.3: Sikkerhetsfaktor ved Slide2 og direkteметоден, udrenert.

Det bemerkes umiddelbart et relativt stort avvik mellom analysemetodene ved udrenert analyse. Avviket oppstår på grunn av at direkteметоден ikke er tilpasset et stabilitetsproblem hvor lagdeling kommer inn i bildet som i profilet i prosjektoppgaven. Janbus direkteметоден er en metode for overslagsberegning av skråningsstabilitet som er effektiv ved et sett forutsetninger. Diagrammene for bruk av direkteметоден er utarbeidet med utgangspunkt i idealiserte problemstillinger og sirkulærsylindriske glideflater. For komplekse skråninger bestående av ulike jordarter i lagdeling, vil direkteметоден ikke lenger fungere optimalt. De rammebetingelser som inngår i bruken av direkteметоден vil ikke lenger opprettholdes.

Spesifikt i den udrenerte analysen oppstår avviket fordi den kritiske sirkelen ved direkte- metoden kun baseres på antatt høyde. Høyden avgrenses til syv meter for å tvinge bruddsirkelen inn i leirelaget. Det blir av denne grunn ikke mulig å finne faktisk opptredende kritisk skjærflate uten at direktmetoden gir sikkerhet for en dypere sirkel, som ville gått dypt ned i morenelaget (noe som ikke er ønskelig for denne udrenerte analysen). Her er Slide2 med lamellemetoden mer nøyaktig da hver enkelt lamelle kontrolleres for kraftlikevekt basert på areal, som gjør det mulig å analysere kompliserte skjærflater. En sammenligning av figur 5.7 og 5.11 viser forskjellen på kritisk sirkels utforming.

Det observeres også et visst avvik mellom analysemetodene ved drenert analyse. Ved drenerte forhold går bruddsirkelen gjennom ulik lagdeling. Her tilpasses direkte- metoden ved å midle poretrykket og materialeegenskapene etter at den kritiske sirkelen er funnet. Dette gir en bruddflate som vil variere noe fra den reelle ut fra situasjonen. Dette kan delvis forklare avviket i sikkerhetsfaktor (vist i tabell 6.2) hvor det er en forskjell på 6% for situasjon 1 og 1,59% for situasjon 2 og 3. Det er derimot ikke satt at denne forskjellen utelukkende skyldes feil ved manuelle beregninger, da det i utgangspunktet også ligger en usikkerhet i analysen gjort i Slide2. Avviket er minimalt, og alt i alt samsvarer resultatene. Dette gir god indikasjon på at resultatene er pålitelige.

Overflatestabilitetsanalysen gjøres også for hånd og i Slide2. Avviket mellom resultatene kan komme av at håndberegningen idealiserer problemet og derfor naturligvis vil avvike fra virkeligheten. Slide2 tar høyde for faktisk vannstrømning og skråningsgeometri og vil gi en bedre indikasjon på sikkerhet mot brudd. Avviket ansees relativt lite (4,4%), og begge analysene indikerer meget ugunstig sikkerhet mot utglidning.

Ingen grenselikevektsprogram (inkludert Slide2) kan garantere 100% nøyaktighet. Slide2 bruker LEM (fra engelsk: Limit Equilibrium Method). Metoden bruker grenselikevekts- prinsippet som forutsetter at alle materialene har like stor sikkerhet mot brudd. Dette er en forenkling da det i virkeligheten er forskjellige deformasjonsegenskaper mellom ulike jordarter [13]. Tøyningsgraden til materialene utnyttes forskjellig, men metoden er likevel akseptert for påvisning av bruddgrensetilstand fordi materialene etter hvert vil gå til brudd langs hele bruddsirkelen dersom situasjonen blir kritisk nok.

Både Slide2 og direkte- metoden beregner todimensjonalt. Dette innebærer at skjærflaten strekkes uendelig langt inn i planet og det tas ikke hensyn til friksjonskrefter eller vann- strømning i retningen. Dette er faktorer som gjør at analysene avviker fra de virkelige

grunnforholdene. I realiteten vil et ras krumme ut av planet da friksjonskreftene gjør at raset avtar mot sidene, og raset vil utarte seg med skålformet bruddflate.

Det er altså vist at begge analysemetodene kan avvike fra virkeligheten. Innen fagfeltet geoteknikk er det godt kjent at nøyaktigheten i stabilitetsanalyser varierer, og studier av Duncan viser at analyser som inneholder alle likevektsbetingelsene kan variere med en nøyaktighet på $\pm 6\%$ [34].

En av fordelene med å bruke to ulike analysemetoder er at det blir mulig å oppdage eventuelle store feil i beregningene. I tillegg er det en fordel å ha sammenligningsgrunnlag for resultatene. Den klare sammenhengen i resultatene på tvers av analysemetode forteller noe om påliteligheten i resultatene. Selv om direktemetoden ikke fungerer ideelt for prosjekt-oppgavens skråningsgeometri, har den bistått i arbeidet som både en overslagsberegning for overblikk og til sammenligningsgrunnlag for databeregninger. Det kan dessuten argumenteres for at læringsutbyttet som har kommet med å sette seg inn i manuelle analysemetoder har bidratt til økt forståelse for stabilitetsproblemet. Som tidligere nevnt handler ofte en helhetlig stabilitetsvurdering om å forstå sine forutsetninger for vurdering. Større kunnskap innad i prosjektgruppen kan ha resultert i større evne til helhetlig vurdering og dermed bedre kvalitet i arbeidet.

6.3 Effekten av grunnvannssenkning

Av stabilitetsanalysene for situasjon 1 er konklusjonen klar; grunnvannssenkning er et helt nødvendig tiltak for stabiliteten av byggegropen. Hver analyse gav utilstrekkelig sikkerhet mot brudd uten senkning av grunnvannstand på forhånd av utgraving. Sikkerheten mot løfting er den første faktoren som spiller inn under utgraving. Av kapittel 5.1.1.1 ble det klart at utgravingen i seg selv ikke er gjennomførbar uten poretrykksreduksjon på forhånd. Dersom utgraving startes uten å ta hensyn til det spesielt problematiske poreovertrykket, vil vanntrykket skape et løft på undersiden av det mindre permeable leirelaget over morenelaget. Vanntrykket vil etterhvert overgå det gradvis reduserte trykket fra overliggende leirelag som tidligere holdt grunnen stabil. Brudd vil dermed oppstå i overgangen leire/morene etterhvert som stabiliserende leiremasse fjernes.

Det er videre vist at skråningen ikke ville stått uten senkning av grunnvannstand og drenering via brønn. Problemet ville oppstått som et overflateutglidningsproblem da vann ville ha strømmet direkte ut av overflaten av skråningen. Sikkerhetsfaktoren mot overflatepa-

rallelt ras er meget lav (0,33) og illustrerer godt nødvendigheten av grunnvannssenkning uavhengig av om det er mulig å grave ut byggegropen eller ikke. Resultatene fra drenert analyse med sirkulærsylindrisk glideflate understøtter dette. Resultat fra udrenert analyse viser at leirelaget er stabilt. Stabilitet av skjæringer kan, som observert her, være bedre over kort tid i forhold til lang tid. Dette kommer av sug i leiren som holder skråningen stabil på korttidsbasis.

En sammenligning av sikkerhetsfaktorer for de ulike situasjonene i tabell 6.4 gir et bilde på hvor stor effekt grunnvannssenkningen har på skråningsstabiliteten.

Analysemetode	Før GV-senkning	Etter GV-senkning	Økning i sikkerhet [%]
Overflatestabilitet	0,33	1,26*	282
Drenert	1,00	1,26	26,0
Udrenert	1,54	1,54	0

Tabell 6.4: Sikkerhetsfaktor med og uten grunnvannssenkning.

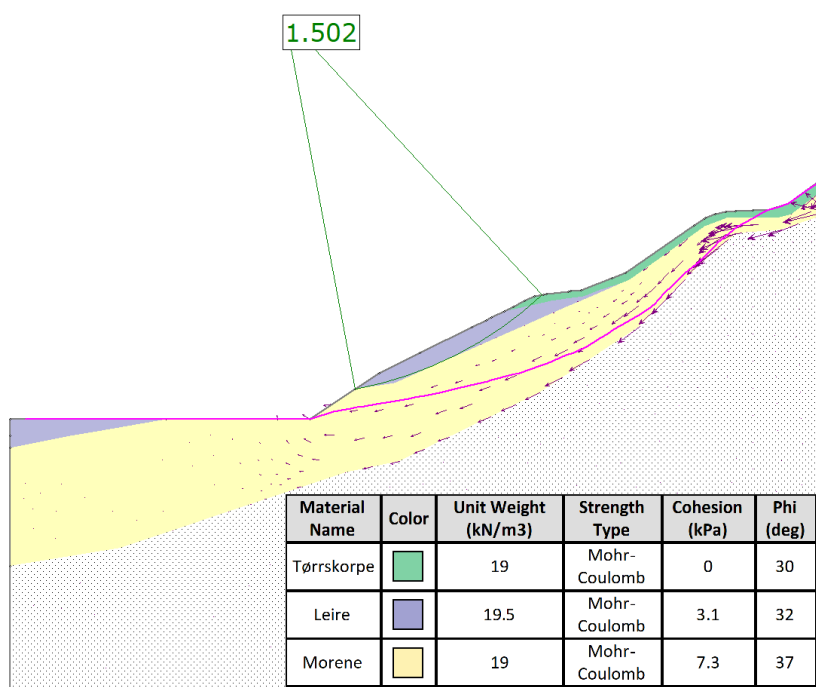
*Overflatestabilitetsanalyse er ikke gjort for permanent fase da dette ikke er et problem for situasjonen. Sikkerhetsfaktoren sammenlignes derfor med kritisk sikkerhetsfaktor for situasjonen. «Etter GV-senkning» representerer situasjon 3 som omtalt i prosjektoppgaven.

Det gjøres også et poeng ut av at stabilitetsproblem kan oppstå dersom det ikke avsettes tilstrekkelig ventetid mellom pumping startes og utgraving settes i gang. En stabilitetsanalyse med delvis senket grunnvannstand viser at skråningen ikke vil stå uten tilstrekkelig ventetid. Sikkerhetsfaktoren på 1,22 er for liten i forhold til kravet på 1,25.

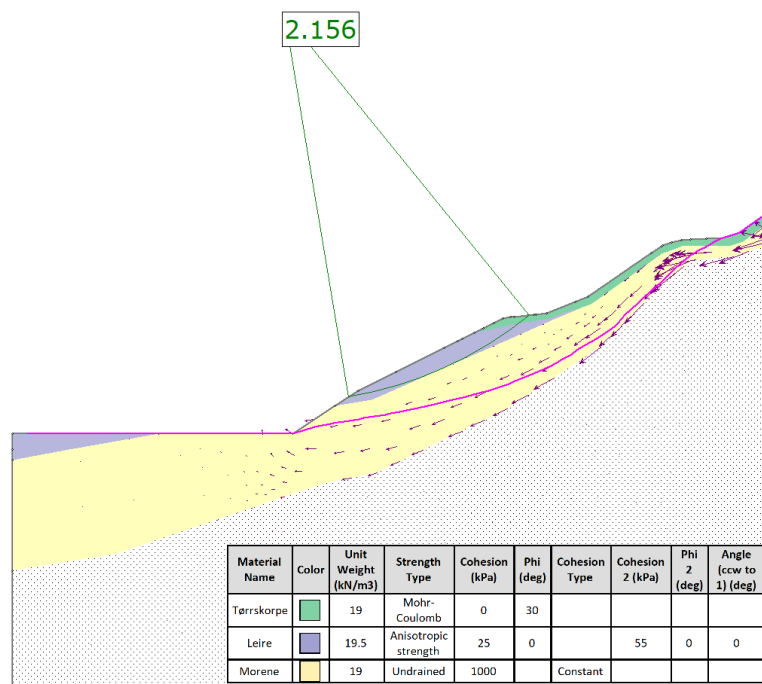
6.4 Stabilitetsforbedrende tiltak utover grunnvannssenkning

For korttidsstabilitet står skråningen med en materialkoeffisient på omtrent 1,54. Dette er holdbart for midlertidig fase, og skråningen kan derfor graves ut med helningen 1 : 1,5 uten ytterligere tiltak. For korttidstilstand gir sug i leirelaget bedre stabilitet og sikkerhetsfaktoren er mest kritisk for drenert tilstand. Tiltak for økt stabilitet bør derfor prioriteres for permanent tilstand.

NGI har implementert støttemur og helning på 1 : 2 i permanent fase i prosjektering av skråningen. I prosjektoppgaven er beregninger utført med slakere helning for å se på effekten dette tiltaket har på stabiliteten. Dette illustreres i figur 6.1 og 6.2 på neste side. Hele skråningen kan ikke slakkes ned på grunn av restriksjoner i forhold til arbeid i grunnen på grunn av signalkabel ovenfor skråningen. Helningen kan likevel reduseres i stor nok grad til å forbedre sikkerheten vesentlig.



Figur 6.1: Drenert analyse i Slide2 ved senket skråningshelning.



Figur 6.2: Udrenert analyse i Slide2 ved senket skråningshelning.

Slakere helning innføres med utgangspunkt i at foten av skråningen ikke skal forflyttes, og at det er 26 m horisontal lengde å gå på. Det vil si i luftlinje fra foten og til avgrensning for kabler. Maksimal lengde for senket skråningshelning (1 : 2) tas ut i øvre del av skråning, hvor lagene det fjernes ytterligere masse av er tørrskorpe og leire. Videre ned mot fastsatt fot beholdes samme helning som før (1 : 1,5).

En materialkoeffisient på 1,50 og 2,16 for henholdsvis drenert og udrenert analyse viser en økning i stabilitet på omtrent 19 % og 40 % i forhold til stabiliteten i skråningen før tiltaket. Sikkerheten mot brudd ansees etter tiltaket å være tilstrekkelig. Det er imidlertid vist av poretrykksavlesninger (finnes i vedlegg K) at poretrykket til dels er artesisk. Poretrykket påvirkes i stor grad av nedbør, og det er en forsinkelse på noen få uker fra mye nedbør til poretrykksøkning [1]. Sikkerhetsfaktor på drenert basis vil derfor kunne variere sammen med nedbørsmengde. Ved store nedbørsmengder eller snøsmelting vil poretrykksøkningen potensielt kunne føre til utilstrekkelig sikkerhet mot utglidning selv etter nevnte stabilitetsforbedrende tiltak. Av denne grunn støttes NGIs forslag om støttemur i permanent fase sammen med skråningsreduksjon.

6.5 Følsomhetsstudie

Valg av jordartsparemetere, poretrykksforhold og andre antakelser som legges til grunn for beregninger har stor betydning for resultatene beregningene gir. NS-EN 1997-1 stiller en rekke krav til uttak av geotekniske paremetere. Det skal gjøres på bakgrunn av testresultater, enten direkte eller gjennom korrelasjoner, teori eller empiri, og fra annen relevant data. Disse bør med fordel være komplimentert av veletablert erfaring. Standarden sier dessuten at det skal tas hensyn til omfang av undersøkelser i lab og felt, samt type og antall prøver. Relevante krav finnes i standardens kapittel 2.4.3 «Grunnens egenskaper» og kapittel 2.4.5.2 «Karakteristiske verdier av geotekniske paremetere» [14].

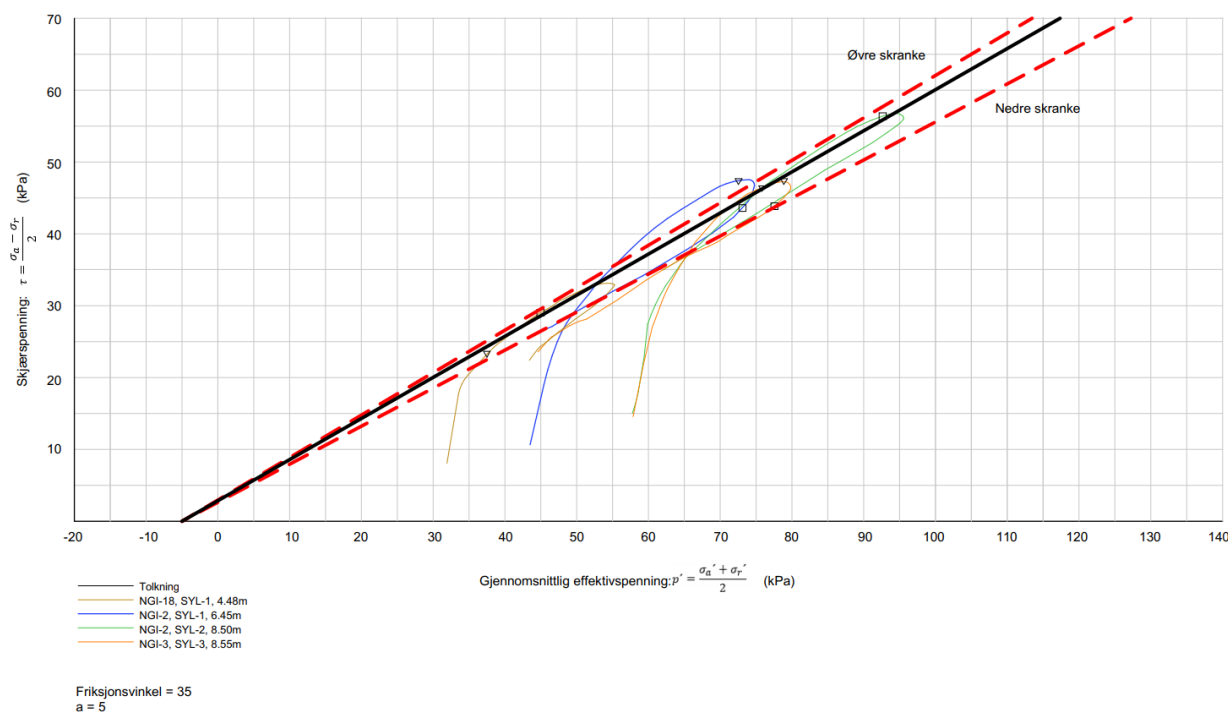
Effekten av antakelser gjort ved tolkning og parametervalg undersøkes i dette delkapitlet via stabilitetsberegninger med variasjon i inngangsparametere. Det skal også undersøkes hvorvidt prosjekterte stabilitetsforbedrende tiltak kan unngås med mindre konservative antakelser.

Av delkapittel 6.3 kommer det frem at grunnvannssenkning er et nødvendig stabilitetsforbedrende tiltak uavhengig av hvor mye konservativitet som anlegges i parametertolkninger. Ikke minst kommer sikkerheten mot brudd forårsaket av oppdrift inn i bildet. Det ville uten poretrykksenkning vært umulig å grave ut skråningen i første omgang. Det er også bevist at skråningen ikke kunne ha stått dersom man hadde sett bort ifra dette problemet.

Usikkerheten i parametervalg har større betydning i valg av andre stabilitetsforbedrende tiltak (som støttemur og helningsreduksjon) i permanent fase. På bakgrunn av lav stasjonær sikkerhet foreslår NGI støttemur med skråningshelning 1 : 2 bak. Resultatene av beregningene i prosjektoppgaven viser en materialkoeffisient på 1,26 ved langtidsanalyse med inngangsparametere som i 3.1. Materialparameterne valgt i nevnte tabell tolkes ut i fra sammenstillinger av data fra grunnundersøkelser, hvor flere av tolkningene er gjort konservative. Friksjonsvinkel i jordmassene er basert på tolkninger av treaksialforsøk samt erfaringstall fra SSV Håndbok V220. Udrenert skjærstyrke s_u er tolket på bakgrunn av utførte CPTU-sonderinger, korrelert mot treaksialforsøk som er gjort på leira. For stabilitetsanalysene i Slide2 er det mulig å hente ut mer styrke i både drenerte og udrenerte styrkeparametere.

6.5.1 Mohr-Coulomb-parametere

Det kan trekkes ut en øvre- og nedre skranke for tolkning av friksjonstak som i figur 6.3. Her er øvre skranke på $36,2^\circ$ satt som en optimistisk styrketopp trukket ut av effektivspenningsstiene. Nedre skranke på 32° er en konservativ tolkning med utgangspunktet i residualstyrke etter strukturkollaps. Det er denne som er tatt med videre i stabilitetsanalyser i prosjektoppgaven. Denne tolkningen er litt konservativ, og det vil være mulig å trekke ut mer styrke dersom friksjonstaket baseres på 1 % og 2 %-tøyningene som fremkommer ved styrketopp før kollaps. Dette tilsvarer et friksjonstak på 35° . Videre gjøres stabilitetsanalyser på samme grunnlag som i kapittel 5, men med friksjonsvinkel i leire endret fra 32° til 35° . Foreslått sikkerhetsfaktor ved endret friksjonsvinkel vil også kunne gi et realistisk bilde på stabiliteten i skråningen.



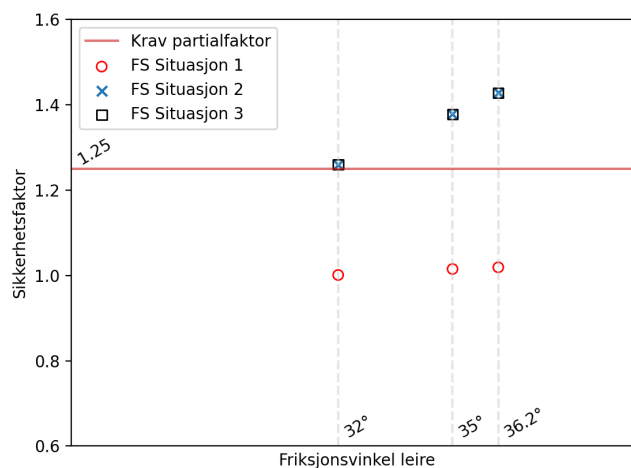
Figur 6.3: Øvre og nedre skranke for tolkning av friksjonsvinkel i leire.

Tabell 6.5 sammenstiller resultater fra analyser i Slide2 med friksjonsvinkel i leire som variabel parameterinput. Resultatene illustreres videre i figur 6.4.

Friksjonsvinkel leire	FS Situasjon 1	FS Situasjon 2	FS Situasjon 3
32	1,001	1,260	1,260
35	1,015	1,378	1,378
36,2	1,019	1,428	1,428

Tabell 6.5: følsomhetsanalyse, drenert

Av figur 6.4 kan det leses at stabiliteten på drenert basis økes betraktelig for situasjon 2 og 3 med friksjonsvinkel på 35° i leire. Dersom friksjonsvinkelen tolkes etter en øvre grense på $36,2^\circ$, vil stabiliteten igjen økes. Det er tydelig at forutsetninger gjort i beregningene har relativt stor innvirkning på sikkerhetsfaktor og dermed kan ha noe å si på valg av enkelte stabilitetsforbedrende tiltak. Det kommer frem at økning i styrketaket i leire ikke har nok innflytelse på stabiliteten til å konkludere med noe annet enn at grunnvannssenkning er nødvendig.



Figur 6.4: Friksjonstakets innvirkning på sikkerhetsfaktor.

6.5.2 s_{uA} -profil

Valg av s_{uA} -profil gjøres etter mest sannsynlige opptredende verdi. I prosjektoppgaven har modellert profil basert seg på veiledende praksis i NIFS rapport nr. 77/2014 [16]. I profilet er treaksialforsøket høyt vektlagt, som vist i figur 3.7. Linjen styres hovedsaklig av det ene forsøket som er gjort, som for øvrig er av god kvalitet. Denne tolkningen kan ansees som konservativ da s_{uA} basert på CPTU-korrelasjoner foreslår høyere verdier, både på Ndu- og Nkt-basis. I NS-EN 1997-1 angis en rekke faktorer som kan medvirke i å gi forskjeller mellom måleverdier og reell oppførsel i grunn, for eksempel spenningsnivåer. For at et udrenert treaksialforsøk skal gi riktig skjærfasthet er det viktig å treffe rett med konsolideringsspenningene [16]. En underestimert K'_0 vil gi lavere gjennomsnittlig effektivspenning i prøven, og kan dermed gi for lav fasthet i forhold til reell verdi. Dette kan vises gjennom et eksempel for prøven NGI-3-SYL-3. Etter utregning som i kapittel 3.2.3 vil $K'_0 = 0,80$ gi $p' = 65,09$ kPa sammenlignet mot opprinnelig verdi $K'_0 = 0,60$ som gir $p' = 57,85$ kPa.

Alle treaksialforsøkene tolket i prosjektoppgaven har en effektiv hviletrykkskoeffisient $K'_0 = 0,60$ som er valgt for konsolidering. Den omtalte NIFS-rapporten påpeker at det er krevende å bestemme in situ K'_0 , som er mye avhengig av hvilken tillit en har til eksisterende metoder og teorier [16]. For å gjøre et estimat for forsøket som er tolket i dette s_{uA} -profilet benyttes overslagsformelen som er gjengitt i 3.9 og er anbefalt i NS-EN 1997-1, samt den OCR-baserte formelen 3.11 som er gitt gjennom nyere studier utført av L'Heureux et al. [19].

Treaksialforsøk på NGI-3-SYL-3 er fra dybde 8,55 m, og av figur 3.7 kan det leses av tallverdi 2,9 på trendlinjen for OCR. Friksjonsvinkel er tolket til 32° , som vist i figur 3.6. Det gir følgende estimater av effektiv hviletrykkskoeffisient:

K'_0 av formel 3.9 gjengitt fra NS-EN 1997-1:

$$(1 - \sin \phi')\sqrt{OCR} = (1 - \sin 32) \cdot \sqrt{2,9} = 0,80$$

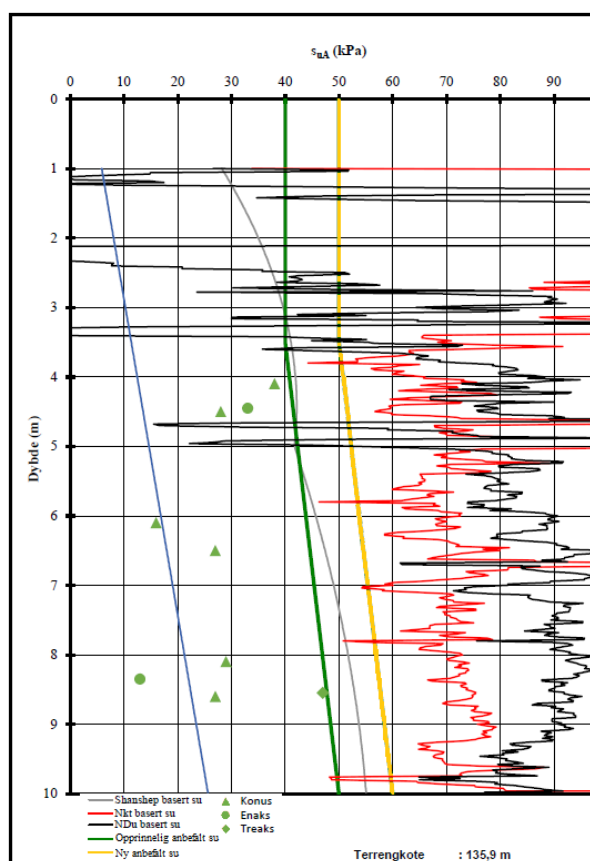
K'_0 av formel 3.11 av L'Heureux et al.:

$$0,53 \cdot OCR^{0,47} = 0,53 \cdot 2,9^{0,47} = 0,87$$

Dette regneeksempelet tar kun for seg ett av forsøkene, men er et representativt eksempel. De andre prøvene har alle $OCR > 2$ som er avlest OCR-trendlinjer i dybdene de er tatt fra, noe som vil gi $K'_0 > 0,6$ ved bruk av formlene ovenfor. NGIs tolkninger av OCR og s_{uA} -profil finnes i vedlegg J.

Ved å anta en noe underestimert K'_0 kan en argumentere for å vektlegge CPTU-data tyngre enn det er gjort. I dette tilfellet antas det at CPTUene ikke var tolket da treaksialforsøkene ble spesifisert, og at det dermed ble bestemt en antatt verdi. Det er vanskelig å si hvor stor innflytelse en feilestimert hviletrykkskoeffisient vil ha å si, men det er rimelig å anta at det er en av faktorene som gjør at s_u fra treaks er lavere enn s_u fra CPTU. At treaksialforsøk gir lavere s_u enn CPTU-sonderinger gjelder for alle borhullene. I borhullet hvor differansen for s_u -verdi er minst (NGI-4) er også hvor differansen mellom angitt og estimert (i denne rapporten) K'_0 -verdi er minst. For NGI-4 kan beregninger ved dybde 13,52 m og OCR tilnærmet lik 2, gjøres ved hjelp av formel 3.9. Da blir $K'_0 = 0,66$ som ikke er alt for langt unna oppgitt verdi 0,60. Se vedlegg J for OCR og s_{uA} for det nevnte profilet, hvor treaks-verdi nærmer seg Ndu-basert s_u .

Dersom CPTU-data prioriteres vil man i dette tilfellet kunne ta ut en høyere fasthet. Se figur 6.5 for alternativ tolkning av s_{uA} -profil. Dette vil igjen påvirke sikkerhetsfaktoren for korttidsstabiliteten.



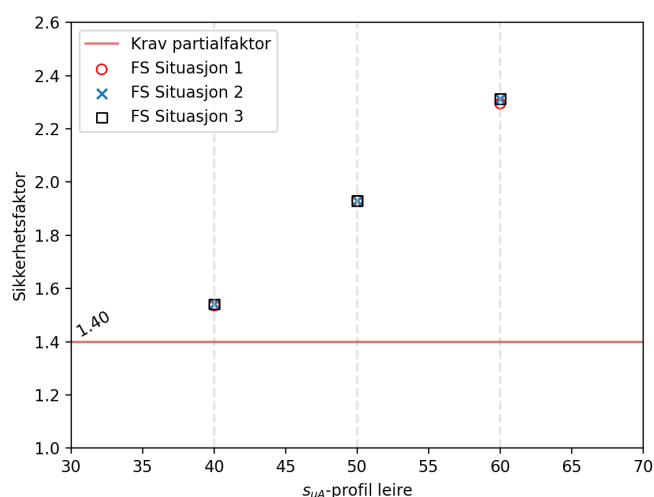
Figur 6.5: Alternativt valg av s_{uA} -profil, med større vekt på CPTU enn opprinnelig.

Tabell 6.6 sammenstiller resultater fra analyser i Slide2 med udrenert skjærstyrke i leire som variabel parameterinput. Resultatene illustreres videre i figur 6.6. Med noe større vekt

s_{uA} -profil leire	FS Situasjon 1	FS Situasjon 2	FS Situasjon 3
40	1,536	1,542	1,541
50	1,930	1,930	1,930
60	2,295	2,313	2,313

Tabell 6.6: Følsomhetsanalyse, udrenert. Kolonnen for s_{uA} -profil angir startverdi for s_{uA} .

til CPTU enn opprinnelig modellering av s_{uA} -profil vil sikkerhetsfaktoren bli som vist i tabell 6.6. Resultatet foreslår en forhøyet sikkerhetsfaktor for midlertidig fase, og viser at med det mindre konservative alternativet for tolkningen av udrenert skjærfasthet vil det være mindre sannsynlig at det oppstår et stabilitetsproblem for tilfellet.



Figur 6.6: Udrenert skjærstyrkes innvirkning på sikkerhetsfaktor.

6.5.3 Parametervalgenes innflytelse på stabilitetsforbedrende tiltak

Som vist vil antakelsene som legges til grunn for beregningene ha stor betydning for resultatene beregningene gir. Stabilitetsforbedrende tiltak som diskutert i delkapittel 6.4, og som foreslått av NGI, kan revurderes etter økte styrkeparameterinput. Med krav til partialfaktorer på $\gamma_{\phi'} = 1,25$ og $\gamma_{cu} = 1,4$, kan det konkluderes med at sikkerhetsfaktor på 1,378 for langtidsstabilitet og 1,930 for korttidsstabilitet er tilstrekkelig uten ytterligere stabilitetsforbedrende tiltak. Det er midlertid verdt å nevne at de store poretrykksvariasjonene i grunnen gjør denne vurderingen usikker. Det trengs en kritisk tilnærming til å forkaste forslag som helningreduksjon og eventuelt støttemur, basert utelukkende på disse resultatene.

Det er i tillegg usikkert hvilke valg av parametere som gir mest riktig bilde på stabiliteten. Som gjort i prosjektoppgaven kan denne usikkerheten håndteres ved å sette konservative parametere som inngangsdata for å dermed redusere risiko.

Kapittel 7

Innovasjon

Dette kapitlet berører temaet innovasjon innenfor geoteknikk, og dekker obligatoriske krav gitt i bacheloroppgavens prosjektmanual. Kapitlet gir en enkel innføring i forskning og bruk av luftbårne grunnundersøkelser. Det tar også for seg tanker rundt utviklingen og knytter den opp mot den aktuelle prosjektoppgaven.

7.1 Generelt

Bygg- og anleggsbransjen er en av Norges viktigste næringer med over 250 000 sysselsatte, og det stilles stadig strengere krav til å bygge billigere, sikrere og grønnere. 40 % av verdens klimagassutslipp stammer fra bygg og anlegg [35]. Byggebransjen har mange fagfelt som jobber med forskning og innovasjon. Innen geoteknikk jobbes det blant annet med forbedring og utvikling av utstyr og metoder for utførelse av grunnundersøkelser.

Usikkerheten rundt grunnens oppbygning gjør det vanskelig å prissette prosjekter, og er hovedårsaken til at dagens store infrastrukturprosjekter ofte overstiger budsjettet med 20–50 % [36]. Grunnundersøkelsene i seg selv er også svært dyre å utføre. Dette fører til at terskelen for å anta grunnforhold ved interpolering mellom undersøkelser, der hvor det er manglende undersøkelser, kan være lavere.

7.2 Luftbårne grunnundersøkelser

NGI har i de siste tiår drevet med forskningsarbeidet med hovedfokus på Airborne Electro-Magnetic (AEM), som har blitt brukt i gruveindustrien for over 50 år siden [37]. Metoden baserer seg på måling av de elektriske egenskapene til materialer i grunnen. En sirkulær antenne (strømsløyfe) blir fløyet over terreng med helikopter som i figur 7.1. Antennen skaper et variert elektromagnetisk felt i bakken, som fører til virvelstrømmer i jorda. Disse strøm-

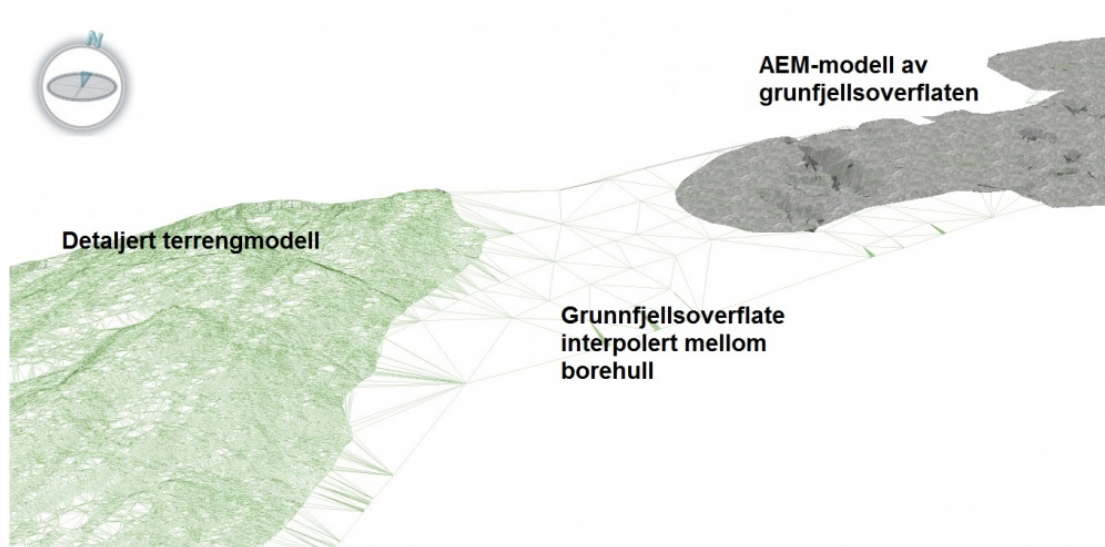
mene varierer med jordas ledningsevne, og skaper et elektromagnetisk felt som tas opp av en eller flere mottakerantenner installert på helikopteret. Strømsløyfa og mottakerantennene kan sammenlignes med en stor metalldetektor [37].



Figur 7.1: Strømsløyfe og helikopter. Figur hentet fra [38].

Grunnen til at det oppstår varierende virvelstrømmer i jorda er forskjellig porøsitet og konsentrasjon av salter i porevannet. Høyere porøsitet og saltkonsentrasjon fører til en kraftigere elektromagnetisk ledningsevne. Det er mulig å kategorisere materialer til en viss grad. Ledningevnen til eksempelvis morene er lav og går fra $50 - 10\,000 \Omega \text{ m}$, mens leire er sterkt ledende og går fra $5 - 100 \Omega \text{ m}$ [37]. Det er nødvendig å benytte seg av tradisjonelle kartleggingsmetoder for verifisering og supplement, men denne metoden åpner muligheten for kartlegging av kompliserte geofysiske modeller på en billigere og mer miljøbesparende metode [39].

NGI testet i 2013 AEM i forbindelse med utbyggingen av E16 øst for Gardermoen, Oslo. Ved hjelp av en algoritme og integrering av geoteknikk- og AEM-data ble det utarbeidet en 3D-modell som stemte svært godt overens med tidligere grunnundersøkelser fra området. Figur 7.2 viser den AEM-baserte modellen av grunnfjellsoverflaten til høyre, området i midten er grunnfjellsoverflaten kun basert på borhull, og til venstre er terrengoverflaten i dagen. AEM-resultatene førte til at antall sonderinger kunne kuttes betraktelig [37].



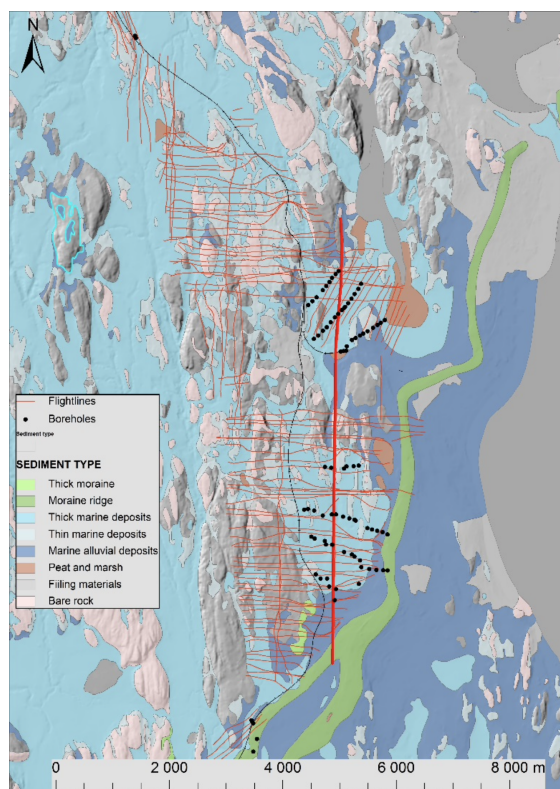
Figur 7.2: Sammenstilling av resultater fra modellering av grunnfjellsoverflaten, basert på ulike metoder. Figur er hentet fra NGI [37].

Disse type undersøkelser samler inn store mengder data. For å tolke dette manuelt kreves en omfattende jobb som må gjøres ved hjelp av faglig ekspertise. Det er problematisk å finne kvalifiserte arbeidstakere til slike prosjekter. Derfor opprettet NGI i 2015 en egen faggruppe som fokuserer på å kunne benytte Artificial Neural Networks (ANN) for å tolke geotekniske data. ANN er en metode som er inspirert av hvordan menneskehjernen tenker, og den brukes i dag til blant annet ansiktsgjennkjenning på telefoner og for å oppdage brystkreft med utgangspunkt i mammografibilder. Denne typen teknologi gjør det mulig å lære programvaren hvordan en geotekniker tolker resultatene, og komplimentere arbeidet som er utført [39]. ANN er fortsatt under utvikling, men har allerede blitt brukt til å kartlegge dybde ned til fjell langs Ringeriksbanen som har forventet byggestart mot slutten av 2021 eller over nyåret [39].

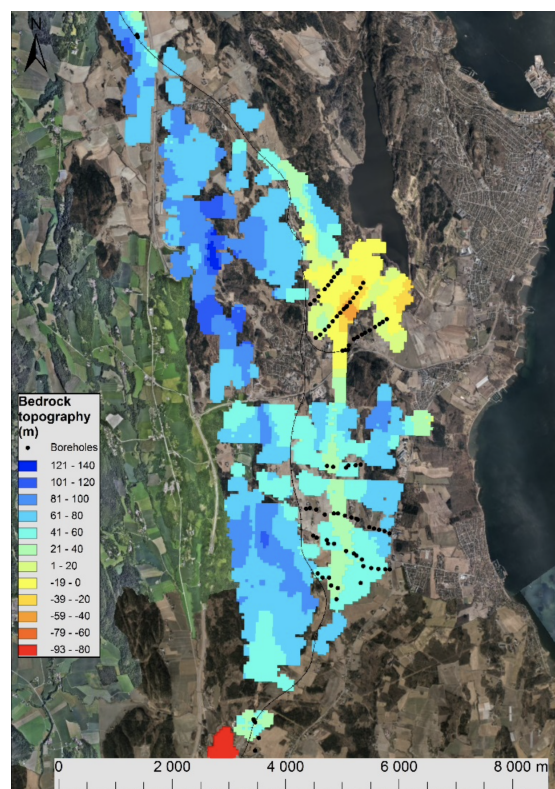
På NGI sine nettsider er det listet opp deres ekspertisefelt innen AEM [37]:

- modellering av grunnfjelloverflate ved å integrere AEM med geotekniske data
- undersøke kvikkleire-forekomster
- kartlegging av svakhetssoner i grunnfjell
- kartlegge skredfare ved å identifisere svakhetssoner og glideplan
- kartlegge tykkelsen av sjøis
- multi-metodisk kartlegging av feller (oljeresservoarer) der hydrokarboner lekker ut gjennom takbergarten og forårsaker resistivitetsanomalier

Eksempel på informasjon hentet fra AEM-data er illustrert i figur 7.3a og b.



(a) Kvartærgeologisk kart inkludert AEM-flyvelinje og borehull. Figur hentet fra Pfaffhuber et al. [40].



(b) Topografi av berggrunn med dybdeforhold. Figur hentet fra Pfaffhuber et al. [40].

Figur 7.3

7.3 Drone-basert AEM for boligprosjekter

Det meste tilsier at AEM vil pryde større infrastrukturprosjekter de neste tiårene. Når grunnen kartlegges langs strekninger, som for eksempel Ringeriksbanen, vil det være nyttig informasjon også for framtidige prosjekter langs traseen. Dagens løsning er avhengig av flyvning med helikopter [41]. Det gir en relativt høy inngangskostnad og innebærer restriksjoner for manøvrering, slik som flyvningshøyde. Dette fører til at løsningen er dårlig tilpasset prosjekter av mindre geografisk størrelse. Framtidige løsninger utviklet for droneflyvning vil tenkes å passe bedre til boligblokkprosjekter. Det kunne for eksempel fungert bra for denne oppgavens undersøkte område, til det nye boligfeltet ved Øvre Steinaunet.

NGI er opptatt av å videreutvikle innovasjoner, og er en samarbeidspartner til EMerald Geomodelling i utvikling av drone-basert teknologi for grunnundersøkelser. Et av målene er å profitere fra mer tidseffektive og økonomisk lønnsomme metoder [42]. I forbindelse med framtidsutsiktene til AEM-undersøkelser, sier administrerende direktør i EMerald Geomodelling, Pfaffhuber følgende «Vårt mål er å gjøre dette til en ny standard innen geotekniske grunnundersøkelser, på lik linje med tradisjonelle metoder slik som sonderinger, CPTUer og prøveserier» [41]. Han påpeker videre at man vil kunne få til dette til en relativt rimelig kostnad.

Sett i lys av klimautfordringer og kostnadshensyn tar utviklingen av luftbårne grunnundersøkelser byggebransjen i en bærekraftig retning. Det vil tenkes å kunne komplimentere dagens praksis, også for prosjekter av lignende type som studiet prosjektoppgaven tar for seg. Skråninger slik som ved Øvre Steinaunet har dessuten vanskelige forhold for tilkomst med undersøkelsesutstyr for sondering og prøvetaking. Her kan velutviklet drone-teknologi spille inn som et raskt og billig alternativ for å avdekke grunnen i disse områdene. Videre forskning og utvikling av de omtalte metodene ansees derfor som svært fordelaktig – og forhåpentligvis vil det etableres som et geoteknisk verktøy til bruk i vanlig praksis i framtiden.

Kapittel 8

Konklusjon

Prosjektgruppen har på bakgrunn av tolkninger, beregninger og analyser som er gjennomført kommet fram til følgende konklusjon. For den undersøkte skråningen ved Øvre Steinau-net er grunnvannssenkning et helt nødvendig tiltak for samfunnssikkerheten for prosjektet og det ferdige bygget.

Sammenstillingen av resultatene viser at grunnvannssenkningen er uunngåelig og absolutt kritisk for både skråningsstabiliteten og gjennomføringen av selve utgravningen. Løsningen for senket poretrykk ved pumpebrønner før graving ansees derfor som god. Det gjelder også for løsningen i permanent tilstand, hvor poreovertrykk skal dreneres ut gjennom brønner uten pumpe, og gjennom morenelaget.

Følsomhetsstudien viser at enkelte stabilitetsforbedrende tiltak kan unngås dersom tolkninger gjøres mindre konservative. Dette med forbehold om at tolkningene gjøres på bakgrunn av pålitelige undersøkelsesdata. Det konkluderes videre med at partialfaktorer ikke nødvendigvis håndterer all usikkerheten. Den helhetlige geotekniske vurderingen er viktig, ikke bare det å akkurat tilfredstille kravene. Ytterligere stabilisering i form av støttemur og slakere helning er derfor fornuftige tiltak, dersom man vurderer det som nødvendig for å håndtere usikkerheten ut i fra sine forutsetninger. Med tanke på at drenert sikkerhetsfaktor kan reduseres dramatisk ved poretrykkøkning, konkluderes det med at prosjekterte stabilitetsforbedrende tiltak er gode, og støttemur med skråningshelning 1:2 anbefales.

Omfanget av undersøkelser vil ofte være en økonomisk vurdering. Slike vurderinger er ikke tatt med som en del av denne oppgaven, men anses som svært relevant. Forslag til videre arbeid for temaet i prosjektoppgaven kan være forskning på betydningen av parametervalg og usikkerhetshåndtering, med hensyn på de økonomiske faktorene i dagens praksis.

Kildeliste

- [1] Rønning, S. Geoteknisk prosjekteringsrapport. Trondheim: NGI; 2020. 20180741-02-R.
- [2] NGU. Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase (internett). [Hentet 23.04.2021] Tilgjengelig fra: http://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/?fbclid=IwAR0A-eC0mIDgooKz7X7FHYY2w6tkSU6GzDINZ1aWAL9K22_Jy7PLFxBwua4.
- [3] Olsen, H. B., Åsmul, M. og Musum, O. Steinan nedre - geoteknisk vurdering for reguleringsplan. Trondheim: Rambøll; 2014. G-not-003 rev.01 6120511.
- [4] Kahrs, K. Datarapport geotekniske undersøkelser. Trondheim: NGI; 2019. 20180741-01-R.
- [5] Olsen, H. B. og Meng, Q. Datarapport fra grunnundersøkelse. Trondheim: Rambøll; 2013. G-rap-001-6120511.
- [6] Mamen, J. Köppens klimaklassifikasjon (internett). Store norske leksikon. 2017 [oppdatert 2. Desember 2020; hentet 31. Mars 2021]. Tilgjengelig fra: https://snl.no/K%C3%B6ppens_klimaklassifikasjon.
- [7] Sivle, A. D. Havgul (internett). Store norske leksikon. 2009 [oppdatert 29. Desember 2020; hentet 31. Mars 2021]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/havgul>.
- [8] Miljødirektoratet. Havets rolle i klimasystemet, faktaark M-1374 (internett). 2019. [Hentet 31.03.2021] Tilgjengelig fra: <https://www.miljodirektoratet.no/global/assets/publikasjoner/m1374/m1374.pdf>.
- [9] Seklima. Observasjoner og værstatistikk (internett). Norsk Klimaservicesenter. [Hentet 31.03.2021] Tilgjengelig fra: <https://seklima.met.no/observations/>.
- [10] Seklima. IVF-kurver og statistikk (internett). Norsk Klimaservicesenter. [Hentet 14.03.2021] Tilgjengelig fra: <https://klimaservicesenter.no/faces/desktop/idf.xhtml>.
- [11] Kartverket. Høydedata (internett). [Hentet 02.04.2021] Tilgjengelig fra: <https://hoydedata.no/LaserInnsyn/>.

- [12] Norsk geoteknisk forening. Melding nr. 9: Veiledning for utførelse av totalsondering (internett). 1994. [oppdatert 2018; hentet 7. April 2021]. Tilgjengelig fra: <http://ngf.no/wp-content/uploads/2020/02/NGF-Melding-9-Totalsondering-Rev-1-2018.pdf>.
- [13] Statens-vegvesen. Geoteknikk i vegbygging. I: *Statens vegvesens håndbokserie*. 2014; V220.
- [14] European Committee for Standardization. NS-EN 1997-1:2004+A1+NA: Eurokode 7 — Geoteknisk prosjektering — Del 1: Allmenne regler (internett). Brussel: CEN, 2004; [oppdatert 18. Desember 2020, hentet 13. Mars 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1307734>.
- [15] European Committee for Standardization. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (internett). Brussel: CEN, 2016; [hentet 13. Mars 2021]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>.
- [16] NIFS: Oset, F., Viklund, M., Fauskerud, O. A., Christensen, S., Nordal, S., Strand, S.-A. et al. Valg av karakteristisk Cua-profil basert på felt- og laboratorieundersøkelser (internett). NVE; 2014. [Hentet 23.04.2021] Tilgjengelig fra: https://publikasjoner.nve.no/rapport/2014/rapport2014_77.pdf.
- [17] Norsk geoteknisk forening. Melding nr. 11: Veiledning for prøvetaking (internett). 1997. [oppdatert 2013; hentet 2. April 2021]. Tilgjengelig fra: <http://ngf.no/wp-content/uploads/2015/03/NGF-Melding-11-Provetaking-2014.pdf>.
- [18] Brooker, E. W. og Ireland, H. O. Earth Pressures at Rest Related to Stress History. I: *Canadian Geotechnical Journal*. 1965;2(1):1-15.
- [19] L'Heureux, J.-S., Ozkul, Z., Lacasse, S., D'Ignazio, m. og Lunne, T. Bestemmelse av hviletrykk (K0) i norske leirer – anbefalinger basert på en sammenstilling av lab-, felt- og erfaringsdata. I: Oslo, Geoteknikkdagen, Geoteknikkdagen. Oslo: NGI; 2017.
- [20] Jaky, J. The coefficient of earth pressure at rest (på Ungarsk: A nyugalmi nyomas tenyezoje). I: *Journal of the Society of Hungarian Engineers*. 1944;355-58.
- [21] Jaky, J. Pressure in Silos. I: *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.* 1948;1:103-107.
- [22] Statens-vegvesen. Laboratorieundersøkelser. I: *Statens vegvesens håndbokserie*. 2016; R210.

- [23] Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D. og Strandvik, S. CPTU correlations for clays. I: *Proc. 16th ICSMGE*. Januar 2005;2:693-702.
- [24] Norsk geoteknisk forening. Melding nr. 5: Veiledning for utførelse av trykksondering (internett). 1984. [oppdatert 2010; hentet 9. April 2021]. Tilgjengelig fra: http://ngf.no/wp-content/uploads/2015/03/5_NGF-Melding-5-CPTU-_revisjon-3.pdf.
- [25] NIFS: Thakur, V., Oset, F., Viklund, M., Strand, S.-A., Gjelsvik, V., Christensen, S. et al. En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer (internett). NVE; 2014. [Hentet 23.04.2021] Tilgjengelig fra: https://publikasjoner.nve.no/rapport/2014/rapport2014_14.pdf.
- [26] Aarhaug, O. Geoteknikk og fundamenteringslære 2. NKI-forlaget, 1984.
- [27] Janbu, N. Grunnlag i geoteknikk. Trondheim: Tapir forlag, 1970.
- [28] Shortley, G. H. og Weller, R. The Numerical Solution of Laplace's Equation. I: *Journal of Applied Physics*. 1938;9(5):334-48.
- [29] Darcy, H. Les fontaines publiques de la ville de Dijon exposition et application... par Henry Darcy. Paris: Victor Dalmont; 1856.
- [30] Janbu, N. Geotekniske grunnprinsipper. Bergen: Den norske Ingeniørforening's kurs i FUNDAMENTERING, 1966.
- [31] Hjeldnes, E. I. En direkte metode for stabilitetsanalyser: (anvendelse av stabilitetsdiagrammer). Oslo: NIF, 1971.
- [32] Rocscience. Slide2 (internett). 2021. [Hentet 14.04.2021] Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/software/slide2>.
- [33] Saleh, B. E. A. og Teich, M. C. Fundamentals of Photonics. 2. Utgave. Canada: Wiley-Interscience; 2007.
- [34] Duncan, J. M. Landslides: investigation and mitigation. Chapter 13 - Soil slope stability analysis. I: *Transportation Research Board Special Report*. 1996;(247)337-71.
- [35] Kommunal- og moderniseringsdepartementet. Hva kan byggebransjen gjøre for å redusere klimautslippene? (internett). 2020. [Hentet 15.04.2021] Tilgjengelig fra: <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/hva-kan-byggebransjen-gjore-for-a-reduere-klimautslippene/id2692924/>.
- [36] NGI. EMerald Geomodelling - en NGI innovasjon i støpeskjeen (internett). [Hentet 16.04.2021] Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Nyheter/Aktuelt-fra-NGI/EMerald-Geomodelling-en-NGI-innovasjon-i-stoepeskjeen>.

- [37] NGI. Geofysikk, fjernmåling og GIS| AEM (internett). [Hentet 16.04.2021] Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise/Geofysikk-fjernmaaling-og-GIS/AEM>.
- [38] NGI. Statsministeren interessert i NGI-innovasjon (internett). [Hentet 16.04.2021] Tilgjengelig fra: <https://www.mynewsdesk.com/no/ngi/pressreleases/statsministeren-interessert-i-ngi-innovasjon-2674643>.
- [39] NGI. Kartlegger grunnen med helikopter og kunstig intelligens (internett). [Hentet 13.03.2021] Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Nyheter/Aktuelt-fra-NGI/Kartlegger-grunnen-med-helikopter-og-kunstig-intelligens>.
- [40] Pfaffhuber, A., Anschuetz, H., Orbech, T., Bazin, S., Voegelé, M., Sauvin, G. et al. Regional geotechnical railway corridor mapping using airborne electromagnetics. I: *5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation*. 2016:923-28.
- [41] NGI. Skal utvikle dronebaserte grunnundersøkelser (internett). [Hentet 10.05.2021] Tilgjengelig fra: https://www.ngi.no/Nyheter/Aktuelt-fra-NGI/Skal-utvikle-dronebaserte-grunnundersokelser?fbclid=IwAR1-M_gX1Nk0HoIH-4BXoCNFV1gMP8xpxZY2jhg8DC75yALHUhMj-SdvqJM.
- [42] EMerald Geomodelling. Reduce risk in infrastructure projects (internett). [Hentet 10.05.2021] Tilgjengelig fra: https://www.emerald-geomodelling.com/?fbclid=IwAR0gyFXpR5l8iEQnv1wYXsPA39_xW6F67bm21SEvm4CFx03B3supQsYayTk.

Vedlegg A

Populærvitenskapelig artikkel

Skråningsstabilitet ved Øvre Steinaunet



I forbindelse med utbyggingen av et større område ved Øvre Steinaunet i Trondheim kommune er det gjort vurderinger av sikkerheten for skråningen bak den første av boligblokkene. Norges Geotekniske Institutt (NGI) er geoteknisk rådgiver på prosjektet. NGI har vurdert at skråningen må stabiliseres for midlertidig byggefase og i permanent fase. I den forbindelse har tre bachelorstudenter ved NTNU Trondheim, ved institutt for bygg- og miljøteknikk, gjort lignende analyser og studert betydningen av de mange geotekniske vurderingene.

Studentene har på bakgrunn av undersøkelser gjort av Rambøll og NGI på området, kartlagt forholdene i skråningen. I løpet av vinteren har gruppen gjennomført flere stabilitetsanalyser. Gjennom arbeidet har det blitt lagt spesielt vekt på effekten av senkning av grunnvannstand. Det er gjort beregninger ved flere metoder, både manuelle og ved hjelp av dataprogram. Arbeidet med oppgaven er dokumentert i rapporten «Skråningsstabilitet ved senkning av grunnvannstand ved Øvre Steinaunet».



Resultatene viser at utgraving av byggegropen ikke ville latt seg gjennomføre uten senkning av grunnvannstand. Det er helt nødvendig for å unngå utglidning, med vann strømmende direkte ut av overflaten. Pumping ved hjelp av brønner er derfor en god løsning. Det er også utført en parameterstudie, hvor studentene har funnet ut at ved alternativ parametertolkning kan enkelte stabilitetsforbedrende tiltak prosjektert av NGI ansees unødvendige. Anlagt konservativitet i parametertolkningene vil imidlertid ikke påvirke konklusjonen om nødvendigheten av grunnvannsenkning.

“Det er helt nødvendig for å unngå utglidning, med vann strømmende direkte ut av overflaten.”

Vedlegg B

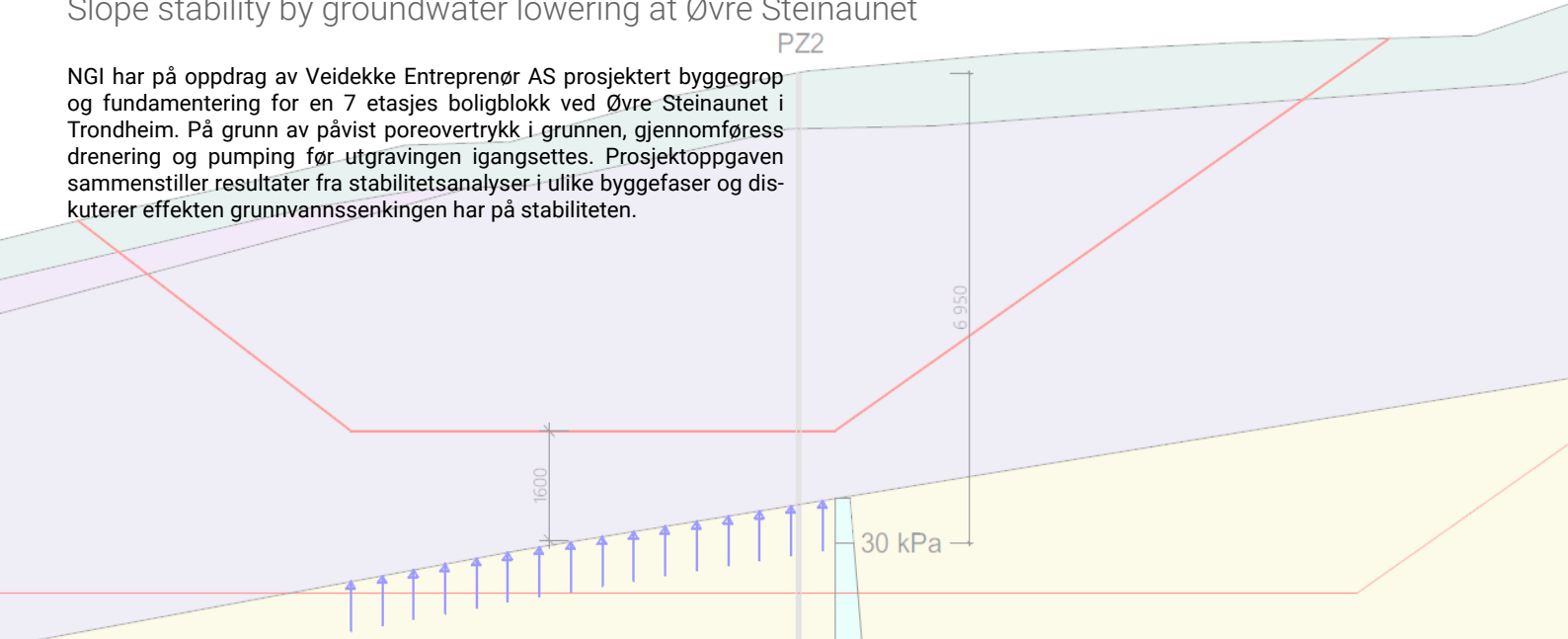
Plakat

Institutt for bygg- og miljøteknikk

Skråningsstabilitet ved senkning av grunnvannstand ved Øvre Steinaunet

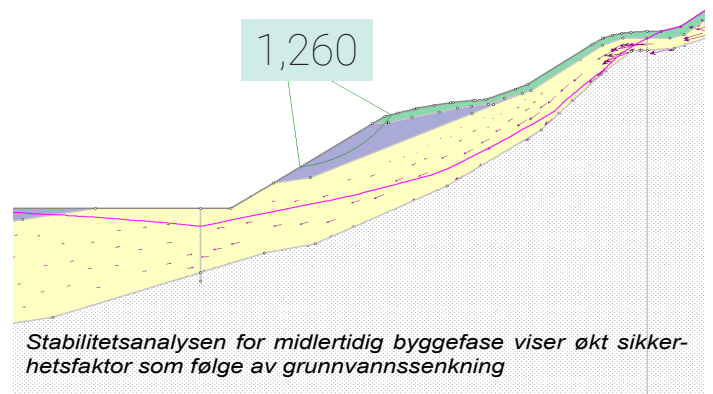
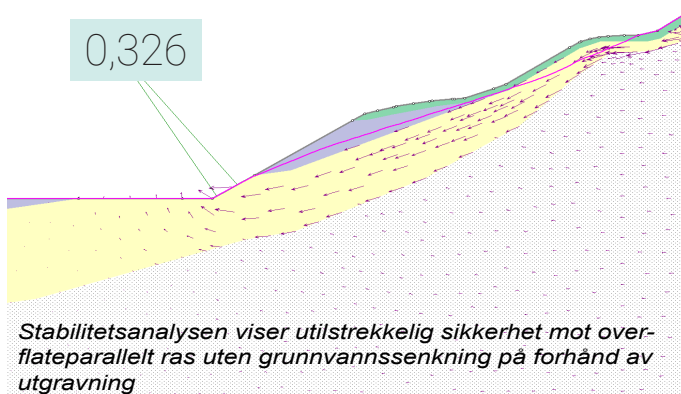
Slope stability by groundwater lowering at Øvre Steinaunet

NGI har på oppdrag av Veidekke Entreprenør AS prosjektert byggegrop og fundamentering for en 7 etasjes boligblokk ved Øvre Steinaunet i Trondheim. På grunn av påvist poreovertrykk i grunnen, gjennomføres drenering og pumping før utgravningen igangsettes. Prosjektoppgaven sammenstiller resultater fra stabilitetsanalyser i ulike byggefaser og diskuterer effekten grunnvannssenkningen har på stabiliteten.



Resultatene viser at grunnvannssenkning er nødvendig og absolutt kritisk for både skråningsstabilitet og sikkerhet mot oppløft ved lagdeling, som kommer inn i gjennomføringen av selve utgravningen. En parameterstudie viser at enkelte foreslåtte stabilitetsforbedrende tiltak, som reduksjon i skråningshelning, kan unngås ved mindre konservative antakelser i tolkninger av styrkeparametere. Imidlertid blir det klart at anlagt konservativitet i beregninger ikke påvirker konklusjonen om nødvendigheten av grunnvannssenkning.

Grunnvannssenkning er nødvendig og absolutt kritisk for skråningsstabiliteten og gjennomføringen av selve utgravningen

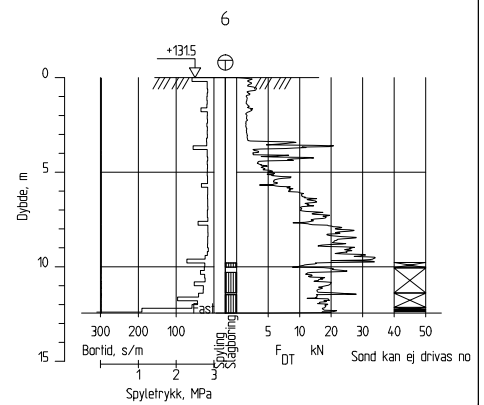
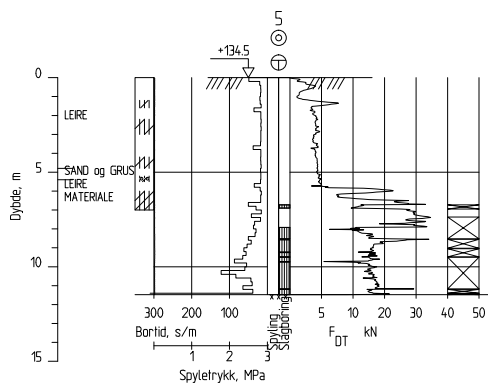
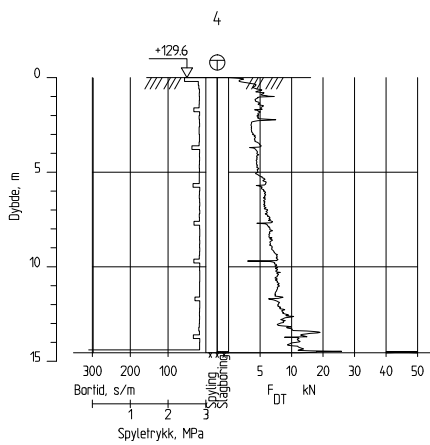
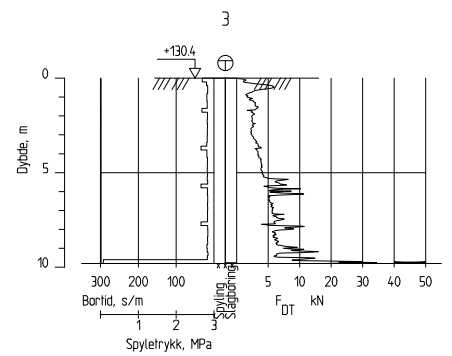
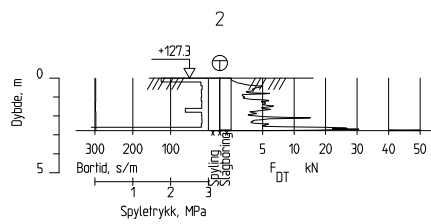
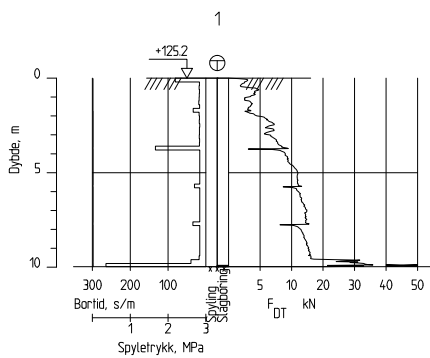


Vedlegg C

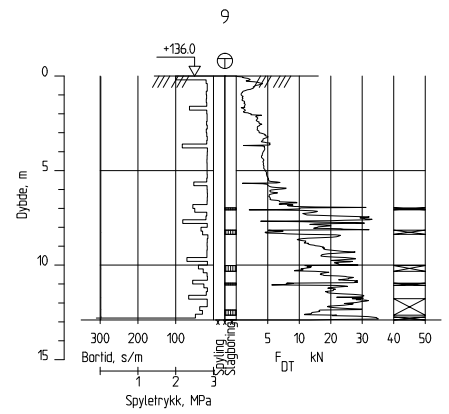
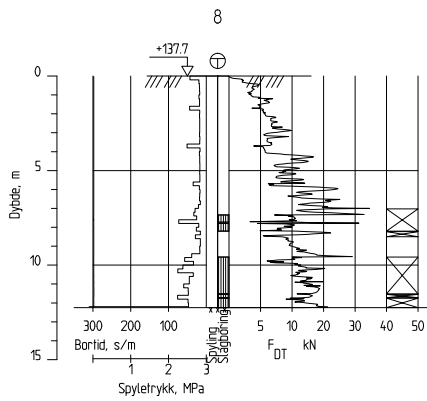
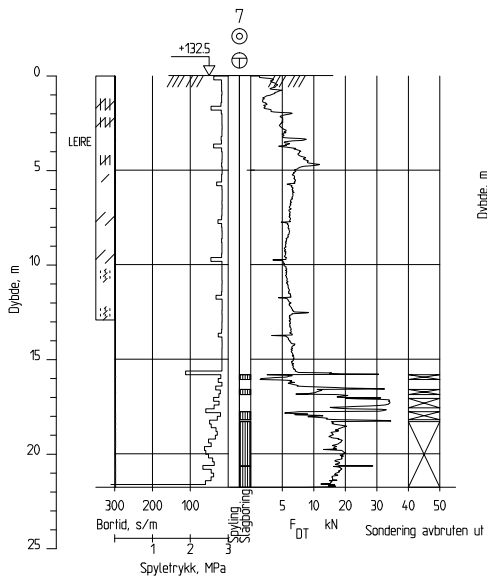
Oversiktsbilde: Planlagt boligblokk i terreng

Vedlegg D

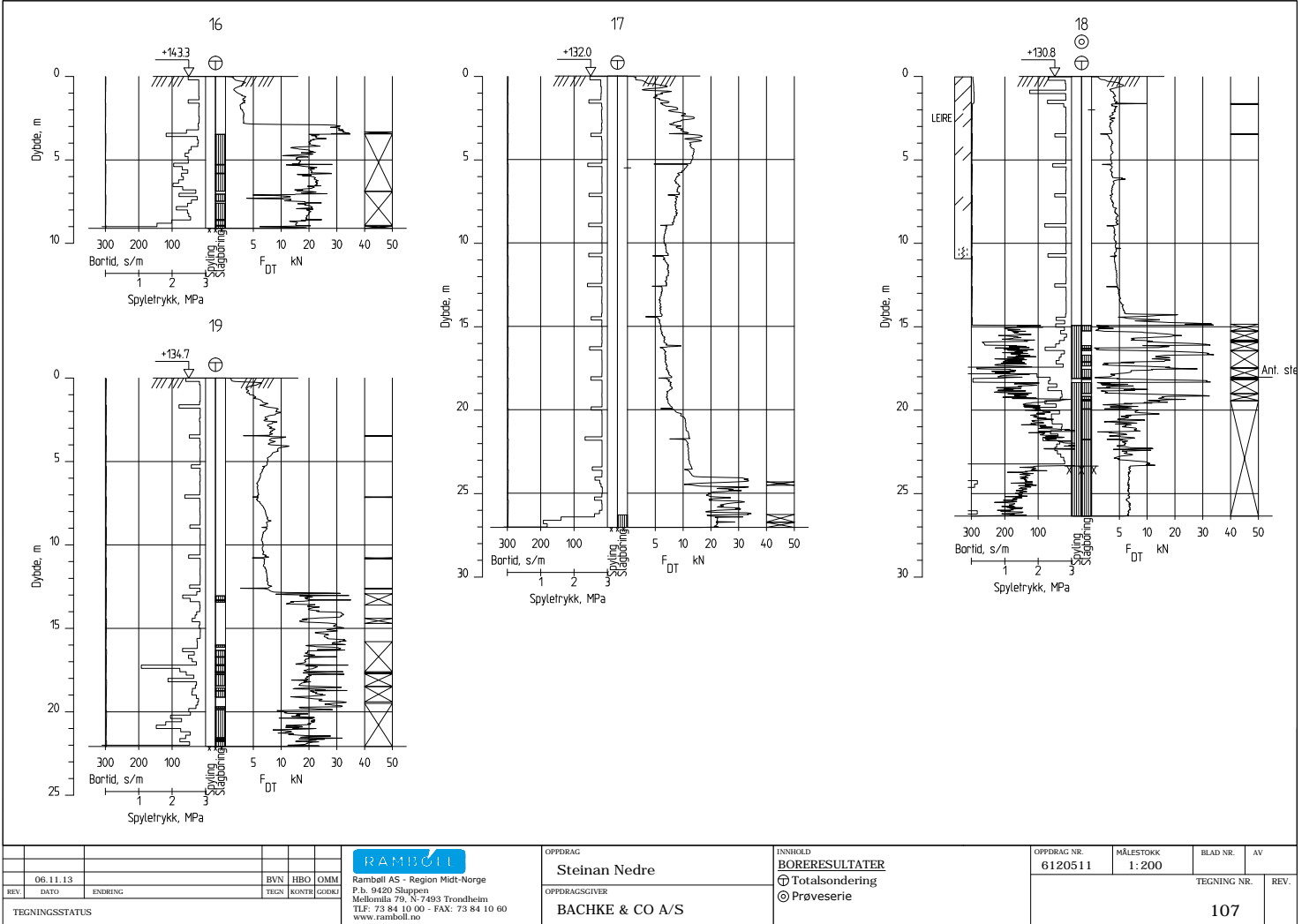
Totalsondering



REV. 06.11.13		BVN	HBO	OMM	RAMBOLL Rambøll AS - Region Midt-Norge P.b. 9420 Sluppen Meltonlia 79, N-7403 Trondheim TLF: 73 84 10 00 - FAX: 73 84 10 60 www.ramboll.no	OPDRAG	Steinan Nedre	INNHOOLD	BORERESULTATER	OPDRAG NR.	6120511	MÅLESTOKK	1:200	BLAD NR.	AV
TEGNINGSSTATUS		TEGN	KONTR	GODKJ		OPDRAGSGIVER	BACHKE & CO A/S	☉ Totalsondering ☉ Prøveserie	OPDRAG NR.	6120511	MÅLESTOKK	1:200	TEGNING NR.	103	REV.

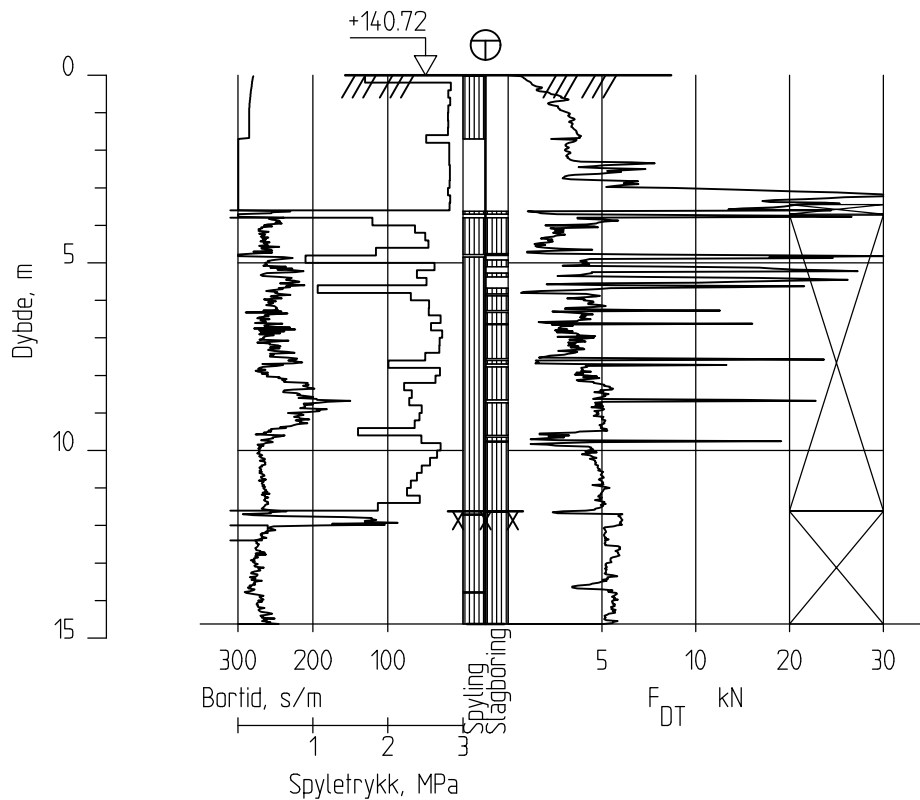


				RAMBOLL		OPPDAG		INNHOOLD		OPPDAG NR.		MÅLESTOKK		BLAD NR.		AV	
						Steinan Nedre		BORERESULTATER		6120511		1:200					
REV. DATO ENDRING				BVN HBO OMM		Ramboll AS - Region Midt-Norge P.b. 9420 Sluppen Mellemåli 79, N-7403 Trondheim Tlf: 73 84 10 00 - Fax: 73 84 10 60 www.ramboll.no		OPPDAGSGIVER		⊕ Totalsondering ⊙ Prøveserie				TEGNING NR.		REV.	
TEGNINGSSTATUS						BACHKE & CO A/S								104			



<table border="1"> <tr> <td>REV.</td> <td>DATE</td> <td>ENDRING</td> <td>TEGN</td> <td>KONTR</td> <td>ODKJ</td> </tr> <tr> <td></td> <td>06.11.13</td> <td></td> <td>BVN</td> <td>HBO</td> <td>OMM</td> </tr> </table>			REV.	DATE	ENDRING	TEGN	KONTR	ODKJ		06.11.13		BVN	HBO	OMM	<p>Ramboll AS - Region Midt-Norge P.b. 9420 Sluppen Melloslia 79, N-7493 Trondheim Tlf: 73 84 10 00 - Fax: 73 84 10 60 www.ramboll.no</p>	OPPDRAG Steinan Nedre OPPDRAGSGIVER BACHKE & CO A/S	INNHOLD BORERESULTATER ☉ Totalsondering ☉ Prøveserie	OPPDRAG NR. 6120511	MÅLESTOKK 1:200	BLAD NR. 107	AV 	TEGNING NR. 	REV.
REV.	DATE	ENDRING	TEGN	KONTR	ODKJ																		
	06.11.13		BVN	HBO	OMM																		
TEGNINGSSTATUS																							

NGI-14



Blaklieggen

Rapport nr.
20180741

Totalsondering
M = 1 : 200

Dato.
08.11.2018

Figur nr.
B4

Tegn.
KKs

Kontr.
SRo

Godkj.
SRo

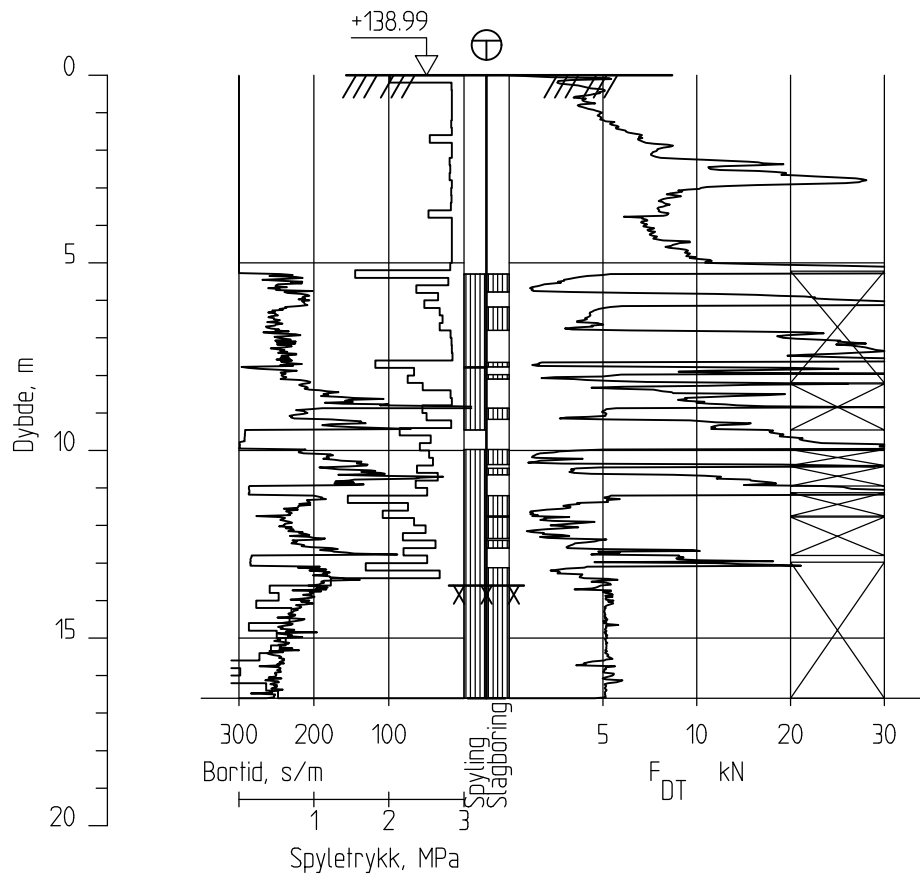
Borhull NGI-14

Posisjon: X 703034.37 Y 572090.38

Dato boret: 15.10.2018



NGI-16



Blaklieggen

Rapport nr.
20180741

Totalsondering
M = 1 : 200

Dato.
08.11.2018

Figur nr.
B5

Borhull NGI-16
Posisjon: X 7030372.87 Y 572120.53

Dato boret: 16.10.2018

Tegn.
KKs

Kontr.
SRo

Godkj.
SRo



Vedlegg E

Prøveserier

Vedlegg F

Prøvegraving



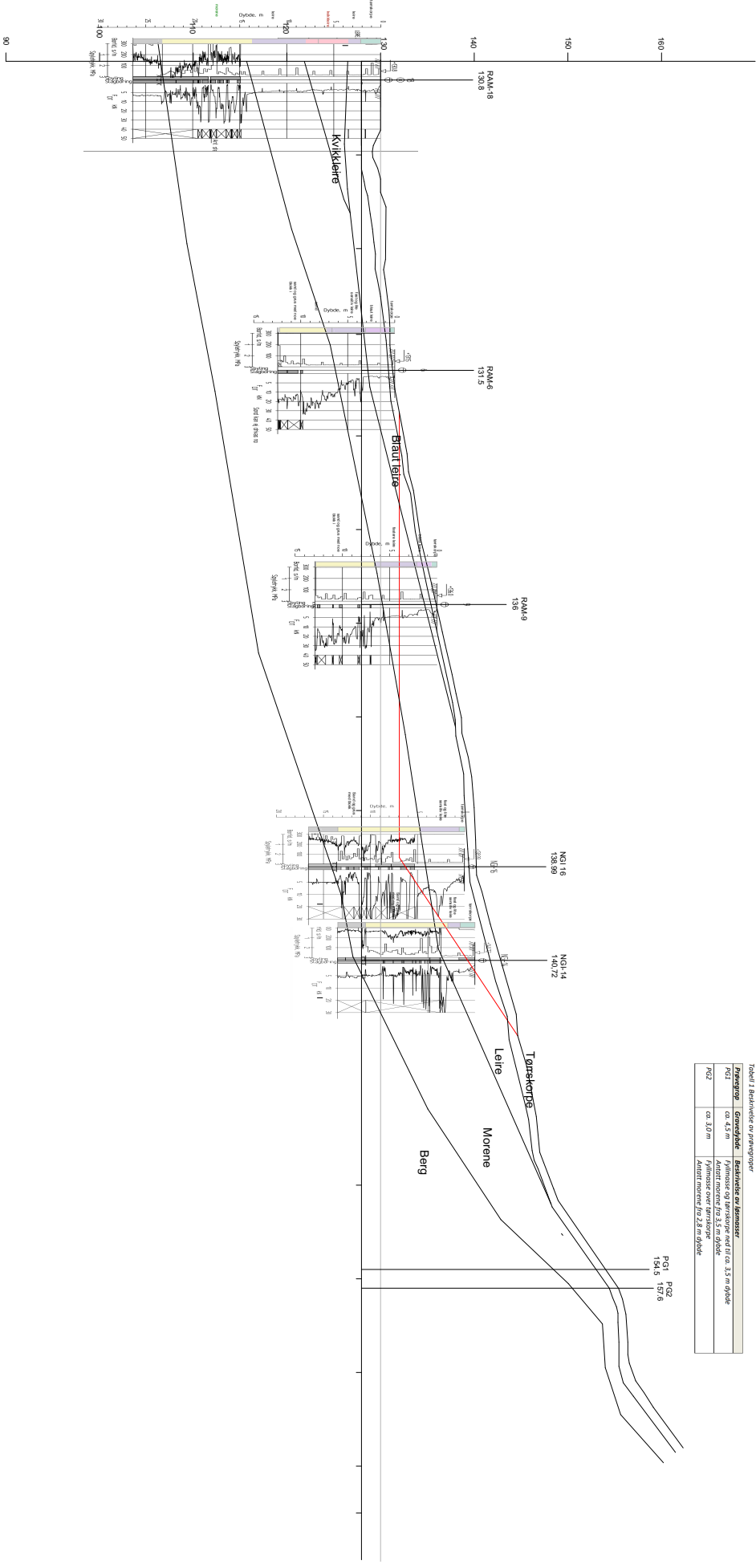
Figur 1: Prøvegrop



Figur 2: Gravemasser, morene

Vedlegg G

Profil med tolkning av lagdeling



Tabel 1 Beskrivelse av prøvetegner

Prøvetegner	Størrelsdypde	Beskrivelse av lagmasser
PG1	ca. 4,5 m	Fyllmasse og trykkskorpe ned til ca. 3,5 m dypde
PG2	ca. 3,9 m	Arktisk morene fra 3,5 m dypde Arktisk morene fra 2,8 m dypde

PG1 PG2
157,6
154,3

Prosjekt: Bacheloroppgave	Date: 15.05.2021
Tegnning: Profil med totalsondering	

Vedlegg H

Sammenstilling treaksialforsøk

PROVEIDENTIFISERING			INDEKSEGENSKAPER					KONSOLIDERINGSTILSTAND							FIGUR-REFERANSE						
Hullnr. Prøve- diameter	Sylinder- del	Dybde Jordart Type forsøk	w_i %	w_i %	w_p %	I_p %	γ_{sat} kN/m ³	p'_{br} kPa	σ'_{ac} kPa	σ'_{rc} kPa	K_0	ϵ_{vol} %	ϵ_{sc} %	w_c %	B	$\Delta e/e_0^1$	$\Delta e/e_0^2$	Prøve- kvalitet			
NGI-2	72	A	6,45	Leire	CAUA	30,94	19,13	54,6	54,6	32,8	0,60	0,66	0,44	30,50	99,2	0,01	0,01	1	F1 - F2		
NGI-2	72	A	8,50	Leire	CAUA	29,00	19,54	72,4	72,0	43,0	0,60	0,57	0,58	28,63	96,7	0,01	0,01	1	F3 - F4		
NGI-3	72	A	8,55	Leire	CAUA	30,22	19,37	72,4	72,3	43,4	0,60	1,11	0,50	29,48	98,7	0,02	0,02	1	F5 - F6		
NGI-4	72	A	11,41	Leire	CAUA	28,30	19,62	133,9	133,9	80,4	0,60	0,91	0,65	27,72	98,2	0,02	0,02	1	F7 - F8		
NGI-4	72	A	13,52	Leire	CAUA	29,41	19,43	155,0	154,9	93,0	0,60	1,31	0,92	28,55	97,4	0,03	0,03	1	F9 - F10		
NGI-18	72	A	4,48	Leire	CAUA	33,56	19,05	40,0	39,9	24,0	0,60	0,85	0,57	32,97	99,1	0,02	0,02	1	F11 - F12		
w_i	In-situ vanninnhold	τ_r	Skjærspenning ved brudd																		
w_l	Flytegrense	u_r	Poretrykk i prøven ved brudd																		
w_p	Urnillingsgrense	ϵ_r	Vertikal tørring ved brudd																		
I_p	Plastisitetsindeks, $I_p = w_l - w_p$	$\Delta e/e_0^1 = \epsilon_{vol} * (1 + 2,75 * w_i) / (2,75 * w_i)$																			
p'_{br}	In-situ vertikal effektivspenning	$\Delta e/e_0^2 = (w_l - w_c) / w_i$																			
σ'_{ac}	Vertikal konsolideringsspenning																				
σ'_{rc}	Horizontal konsolideringsspenning																				
ϵ_{vol}	Volumetrisk tørring ved konsolidering																				
ϵ_{sc}	Vertikal tørring ved konsolidering																				
ϵ_{ac}	Skemptions poretrykksfaktor, $\Delta u / \sigma'_m$																				
B																					

OCR	$\Delta e/e_0^1$				Veldig dårlig
	Veldig god til ummerket	God til brukbar	Dårlig	Veldig dårlig	
1-2	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14	
2-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10	
4-6	<0,02	0,02-0,035	0,035-0,07	>0,07	

Provekvalitet:
1: Veldig god til ummerket
2: God til brukbar
3: Dårlig
4: Veldig dårlig

Ref NGF Melding nr 11, "Veiledning for prøvetaking", Tabell 6

Vedlegg I

Anvendelsesklasser CPTU

Bor-hull nr.	Målinger	TE _{maks} /TO (kPa/°)	ΔR	ΔT (°)	ΔT*TE _{maks} /TO	Siste målerverdi	ΔN	Δ _{TOT}	Relativ nøyaktighet	Kravene til anvendelsesklasse						Anvendelsesklasse
										A1		A2		A3		
NGI-1	q _c (kPa)	1,1008	0,476	-	-	724	66,1	-	-	35	5 %	100	5 %	200	5 %	Ikke målt
	f _s (kPa)	0,0201	0,01		-	9,5	-3,2	-	-	5	10 %	15	15 %	25	15 %	Ikke målt
	u ₂ (kPa)	0,0889	0,022		-	265	-2,1	-	-	10	2 %	25	3 %	50	5 %	Ikke målt
	Helning (°)	-	-	-	-	-	-	4,93	-	2		2		5		A3
	Nedtrengingslengde (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1	1 %	0,1	1 %	0,2	1 %	Ikke målt
	Avstand mellom målinger (mm)	-	-	-	-	-	-	20	-	20		20		50		A1
NGI-2	q _c (kPa)	1,1008	0,476	-	-	856	57,1	-	-	35	5 %	100	5 %	200	5 %	Ikke målt
	f _s (kPa)	0,0201	0,01		-	10,0	-4,3	-	-	5	10 %	15	15 %	25	15 %	Ikke målt
	u ₂ (kPa)	0,0889	0,022		-	797	-0,9	-	-	10	2 %	25	3 %	50	5 %	Ikke målt
	Helning (°)	-	-	-	-	-	-	3,51	-	2		2		5		A3
	Nedtrengingslengde (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1	1 %	0,1	1 %	0,2	1 %	Ikke målt
	Avstand mellom målinger (mm)	-	-	-	-	-	-	20	-	20		20		50		A1
NGI-3	q _c (kPa)	1,1008	0,476	-	-	835	66,6	-	-	35	5 %	100	5 %	200	5 %	Ikke målt
	f _s (kPa)	0,0201	0,01		-	7,9	-3,6	-	-	5	10 %	15	15 %	25	15 %	Ikke målt
	u ₂ (kPa)	0,0889	0,022		-	621	-1,0	-	-	10	2 %	25	3 %	50	5 %	Ikke målt
	Helning (°)	-	-	-	-	-	-	5,78	-	2		2		5		Ikke A3
	Nedtrengingslengde (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1	1 %	0,1	1 %	0,2	1 %	Ikke målt
	Avstand mellom målinger (mm)	-	-	-	-	-	-	20	-	20		20		50		A1
NGI-4	q _c (kPa)	1,1008	0,476	-	-	1510	80	-	-	35	5 %	100	5 %	200	5 %	Ikke målt
	f _s (kPa)	0,0201	0,01		-	14,0	-4,4	-	-	5	10 %	15	15 %	25	15 %	Ikke målt
	u ₂ (kPa)	0,0889	0,022		-	1408	-0,9	-	-	10	2 %	25	3 %	50	5 %	Ikke målt
	Helning (°)	-	-	-	-	-	-	15,30	-	2		2		5		Ikke A3
	Nedtrengingslengde (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1	1 %	0,1	1 %	0,2	1 %	Ikke målt
	Avstand mellom målinger (mm)	-	-	-	-	-	-	20	-	20		20		50		A1

$$\Delta_{TOT} = \Delta N + \Delta R + \Delta T(TE_{maks}/TO)$$

$$\text{Relativ nøyaktighet} = \Delta_{TOT} / \text{Siste målerverdi}$$

Δ_{TOT}: samlet målenøyaktighet (kPa)

Hentes fra rådatafil sammen med "nullpunkt før":

ΔN: avvik fra nullpunkt kontroll (kPa)

ΔT: temperaturendring (°)

Hentes fra kalibreringsskjema:

ΔR: oppløsningsavvik (kPa)


TE_{maks}: maksimum temperatureffekt, ubelastet (kPa)

TO: temperaturområde (°)

Nøyaktigheten av målingene skal være større enn den største av kravene fra Tabell 5.2, NGF-melding nr. 5

Blaklieggen

CPTU anvendelsesklasse i henhold til NGF melding nr. 5

Rapport nr.	Tabell
20180741-01-R	C1
Tegner	Dato
KKs	22.11.2018
Kontrollert	
SRo	
Godkjent	
SRo	

Bor-hull nr.	Målinger	TE _{maks} /TO (kPa/°)	ΔR	ΔT (°)	ΔT*TE _{maks} /TO	Siste målerverdi	ΔN	Δ _{TOT}	Relativ nøyaktighet	Kravene til anvendelsesklasse						Anvendelsesklasse
										A1		A2		A3		
NGI-1	q _c (kPa)	1,1008	0,476	10	11,01	724	66,1	78	10,7 %	35	5 %	100	5 %	200	5 %	A2
	f _s (kPa)	0,0201	0,01		0,20	9,5	-3,2	3	35,8 %	5	10 %	15	15 %	25	15 %	A1
	u ₂ (kPa)	0,0889	0,022		0,89	265	-2,1	3	1,1 %	10	2 %	25	3 %	50	5 %	A1
	Helning (°)	-	-	-	-	-	-	4,93	-	2		2		5		A3
	Nedtrengingslengde (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1	1 %	0,1	1 %	0,2	1 %	Ikke målt
	Avstand mellom målinger (mm)	-	-	-	-	-	-	20	-	20		20		50		A1
NGI-2	q _c (kPa)	1,1008	0,476	10,0	11,01	856	57,1	69	8,0 %	35	5 %	100	5 %	200	5 %	A2
	f _s (kPa)	0,0201	0,01		0,20	10,0	-4,3	5	45,0 %	5	10 %	15	15 %	25	15 %	A1
	u ₂ (kPa)	0,0889	0,022		0,89	797	-0,9	2	0,2 %	10	2 %	25	3 %	50	5 %	A1
	Helning (°)	-	-	-	-	-	-	3,51	-	2		2		5		A3
	Nedtrengingslengde (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1	1 %	0,1	1 %	0,2	1 %	Ikke målt
	Avstand mellom målinger (mm)	-	-	-	-	-	-	20	-	20		20		50		A1
NGI-3	q _c (kPa)	1,1008	0,476	10,0	11,01	835	66,6	78	9,4 %	35	5 %	100	5 %	200	5 %	A2
	f _s (kPa)	0,0201	0,01		0,20	7,9	-3,6	4	48,4 %	5	10 %	15	15 %	25	15 %	A1
	u ₂ (kPa)	0,0889	0,022		0,89	621	-1,0	2	0,3 %	10	2 %	25	3 %	50	5 %	A1
	Helning (°)	-	-	-	-	-	-	5,78	-	2		2		5		Ikke A3
	Nedtrengingslengde (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1	1 %	0,1	1 %	0,2	1 %	Ikke målt
	Avstand mellom målinger (mm)	-	-	-	-	-	-	20	-	20		20		50		A1
NGI-4	q _c (kPa)	1,1008	0,476	10,0	11,01	1510	80	91	6,1 %	35	5 %	100	5 %	200	5 %	A2
	f _s (kPa)	0,0201	0,01		0,20	14,0	-4,4	5	33,0 %	5	10 %	15	15 %	25	15 %	A1
	u ₂ (kPa)	0,0889	0,022		0,89	1408	-0,9	2	0,1 %	10	2 %	25	3 %	50	5 %	A1
	Helning (°)	-	-	-	-	-	-	15,30	-	2		2		5		Ikke A3
	Nedtrengingslengde (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1	1 %	0,1	1 %	0,2	1 %	Ikke målt
	Avstand mellom målinger (mm)	-	-	-	-	-	-	20	-	20		20		50		A1

$$\Delta_{TOT} = \Delta N + \Delta R + \Delta T(TE_{maks}/TO)$$

$$Relativ\ nøyaktighet = \Delta_{TOT} / Siste\ målerverdi$$

Nøyaktigheten av målingene skal være større enn den største av kravene fra Tabell 5.2, NGF-melding nr. 5

Δ_{TOT}: samlet målenøyaktighet (kPa)

Hentes fra rådatafil sammen med "nullpunkt før":

ΔN: avvik fra nullpunkt kontroll (kPa)

ΔT: temperaturrendring (°)

Hentes fra kalibrerings-skjema:


ΔR: oppløsningsavvik (kPa)

TE_{maks}: maksimum temperatureffekt, ubelastet (kPa)

TO: temperaturområde (°)

Blaklieggen

CPTU anvendelsesklasse i henhold til NGF melding nr. 5

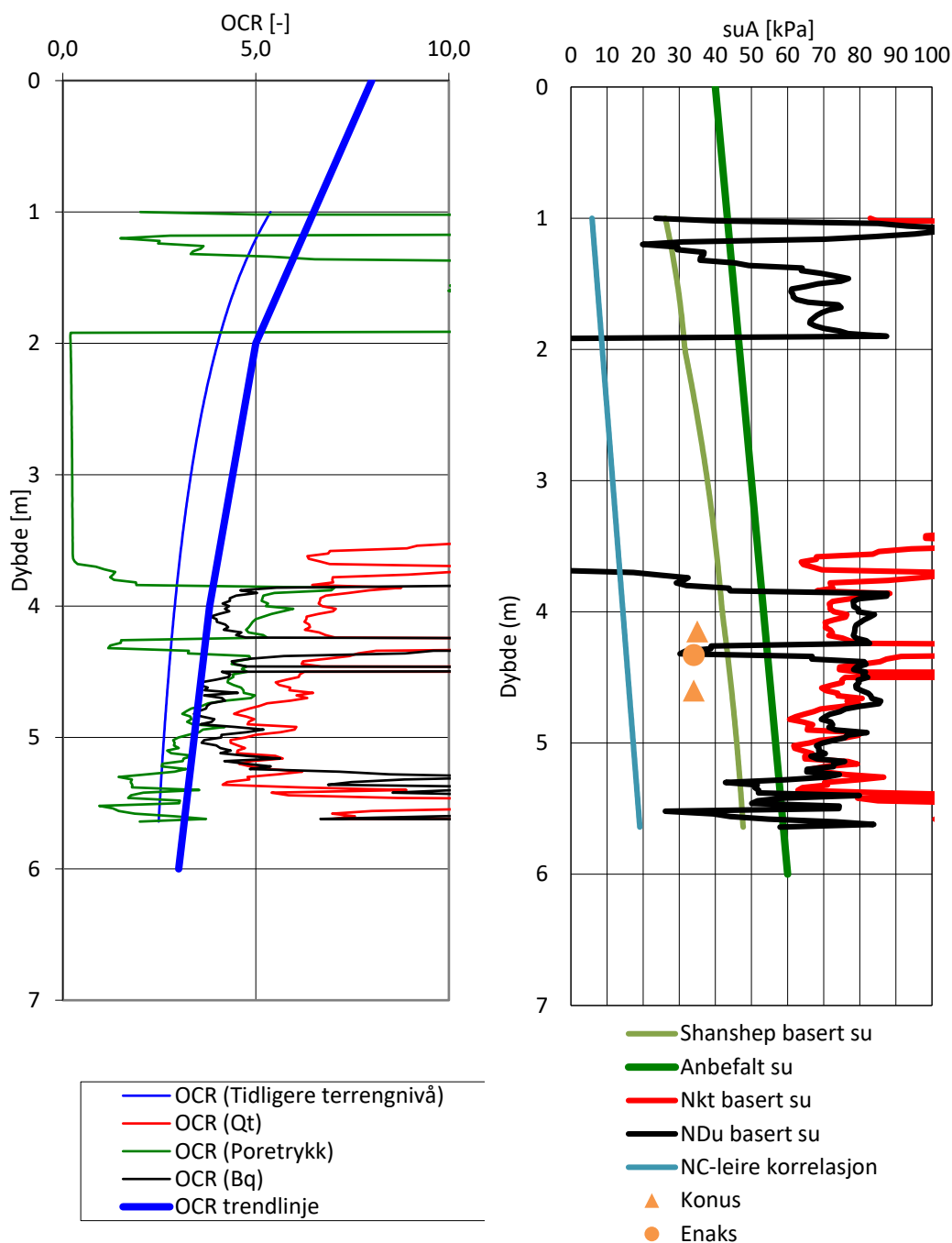
Rapport nr.	Tabell
20180741-01-R	C1
Tegner	Dato
KKs	22.11.2018
Kontrollert	
SRO	
Godkjent	
SRO	

Vedlegg J

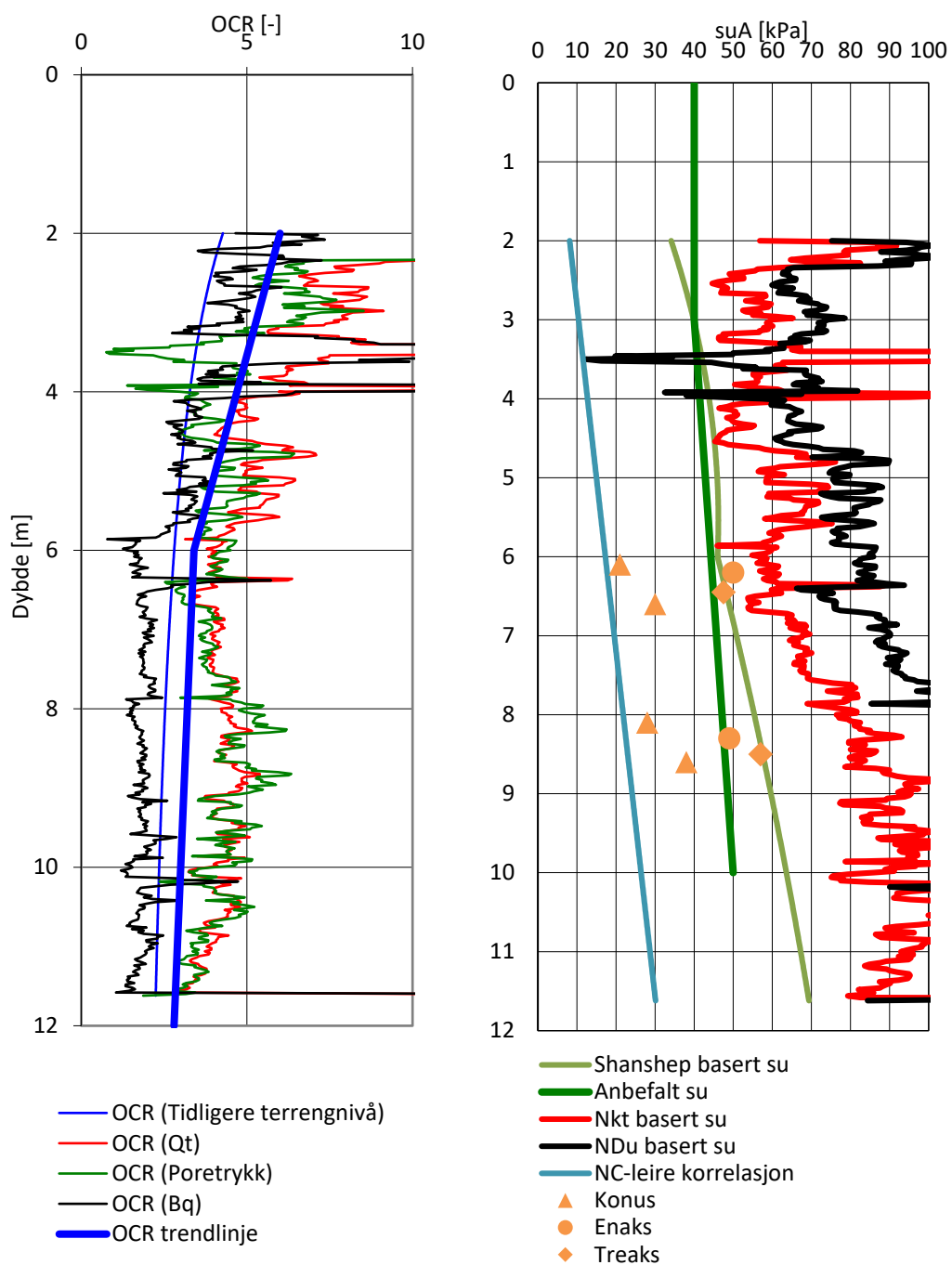
OCR og udrenert skjærfasthet tolket av
CPTU-sonderinger

A4 CPTU

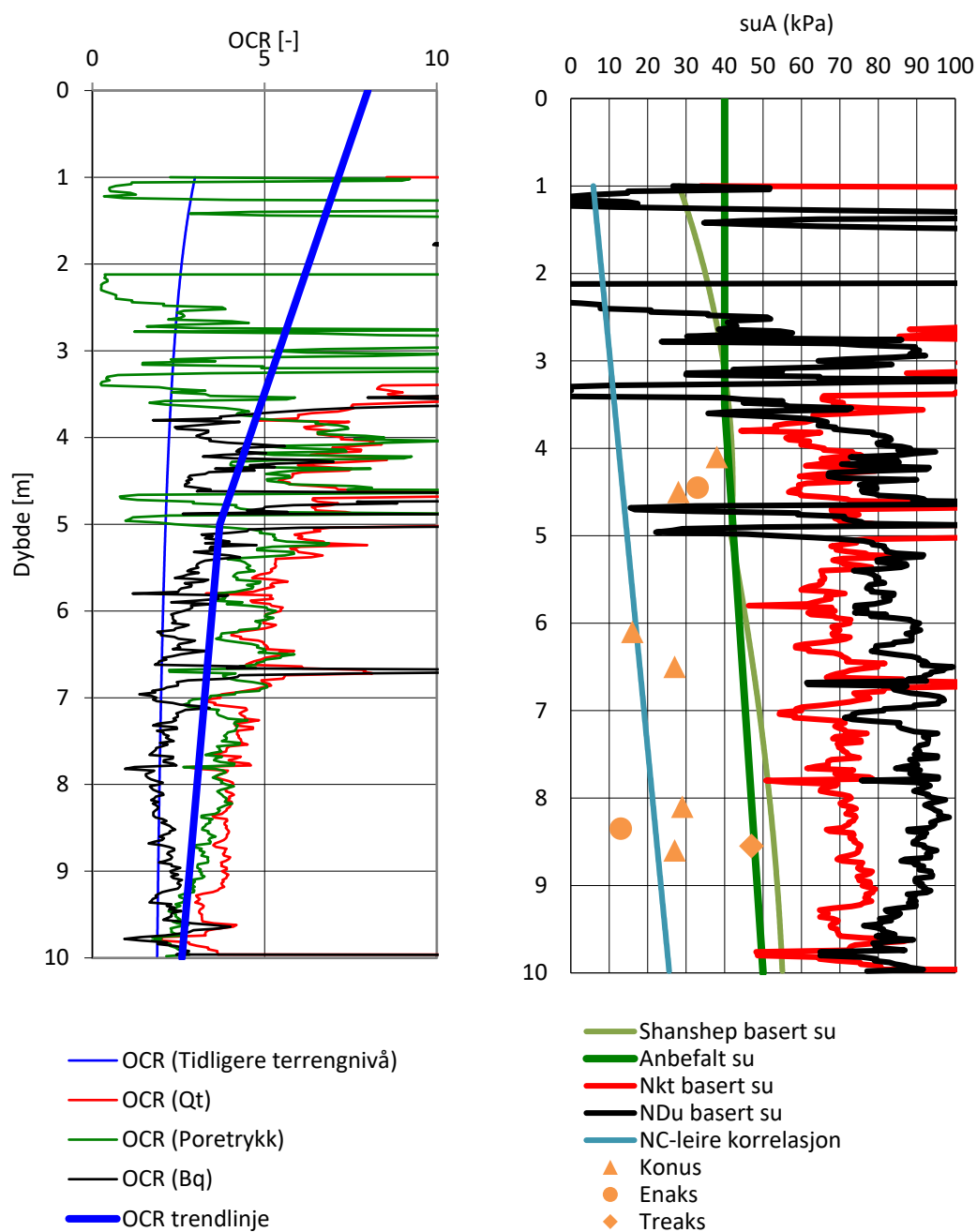
Overkonsolideringsgrad og udrenertskjærfasthet mot dybde er tolket av CPTU forsøk utført av NGI i prosjektområdet. Tolkningsresultatene er vist her under, Figur 6 til Figur 9.



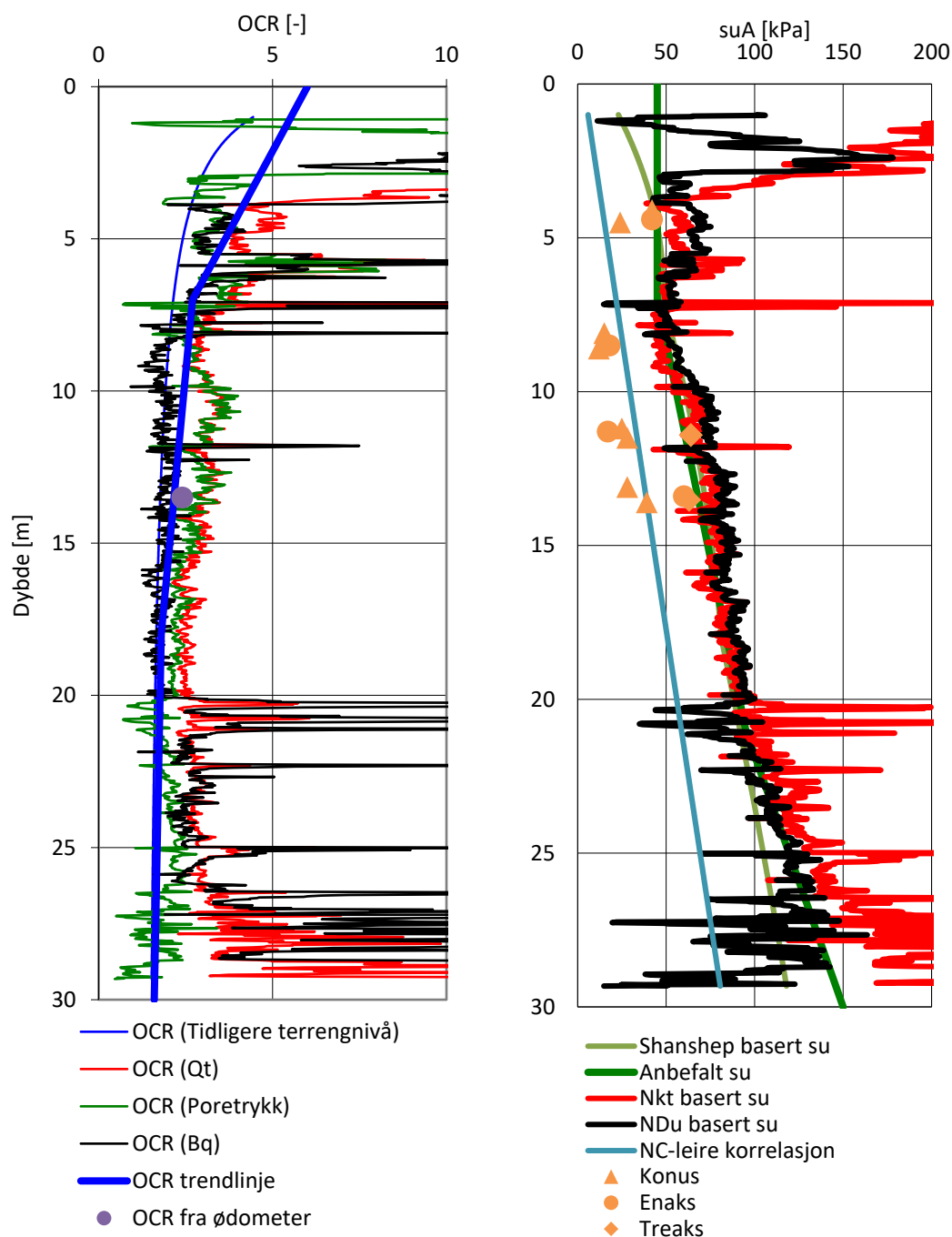
Figur 6: Venstre: Tolket konsolideringsgrad, Høyre: Tolket udrenertskjærfasthet fra CPTU ved NGI-1



Figur 7: Venstre: Tolket konsolideringsgrad, Høyre: Tolket udrenertskjærfasthet fra CPTU ved NGI-2



Figur 8: Venstre: Tolket konsolideringsgrad, Høyre: Tolket udrenertskjærfasthet fra CPTU ved NGI-3

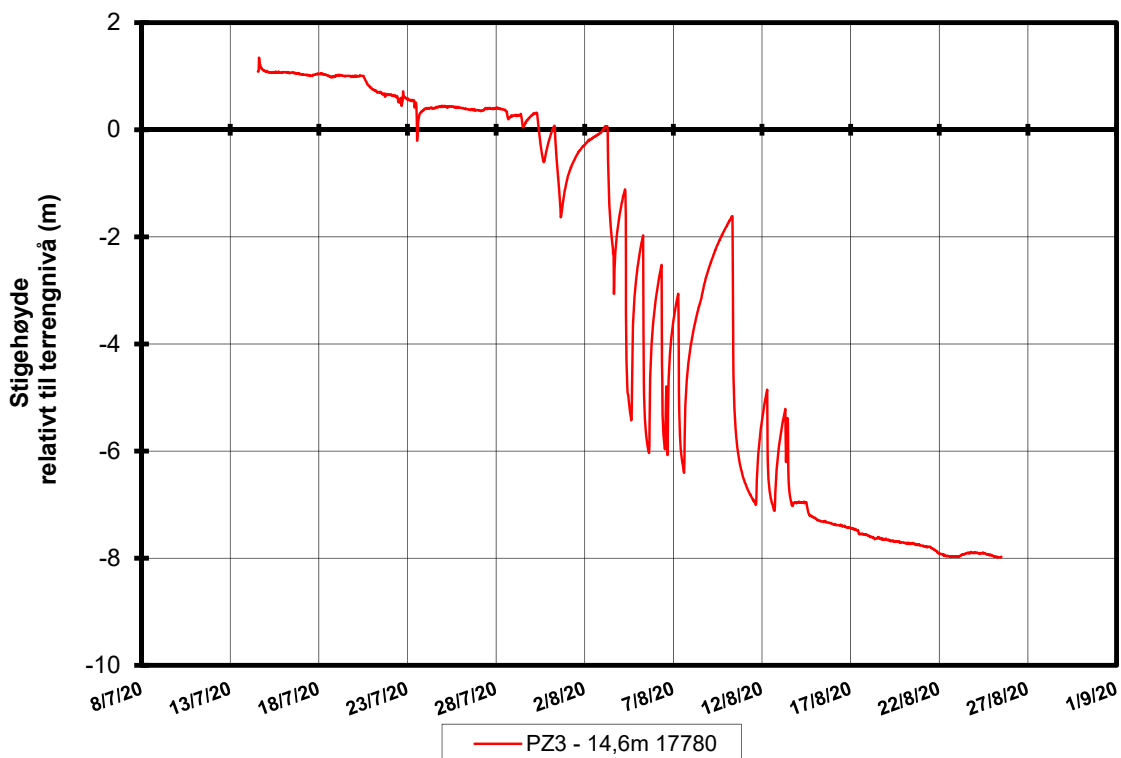
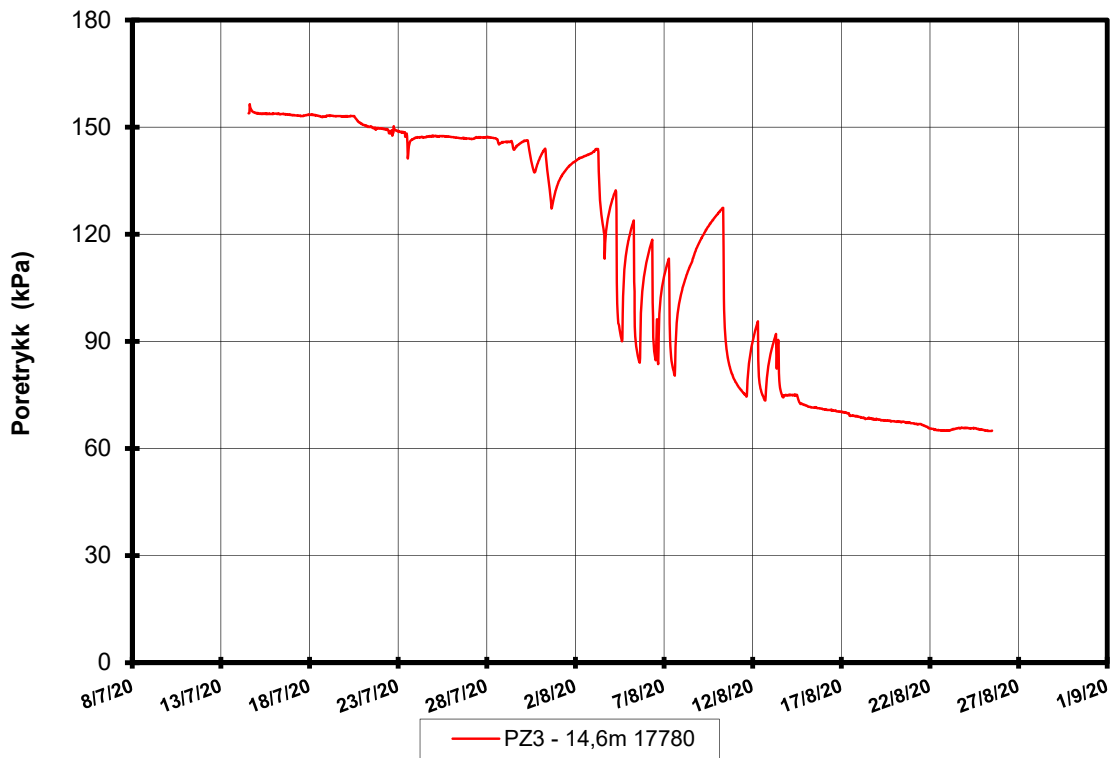


Figur 9: Venstre: Tolket konsolideringsgrad, Høyre: Tolket udrenertskjærfasthet fra CPTU ved NGI-4

Vedlegg K

Poretrykksmåling

Poretrykksmålinger gjort av NGL.



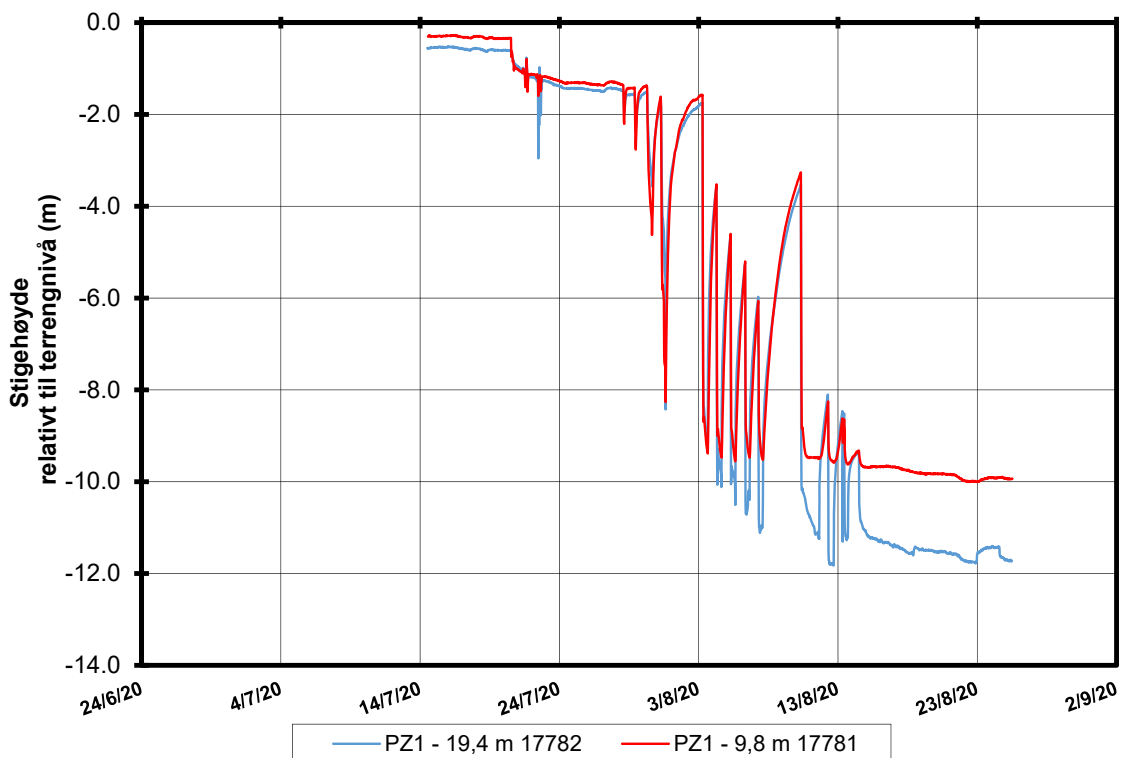
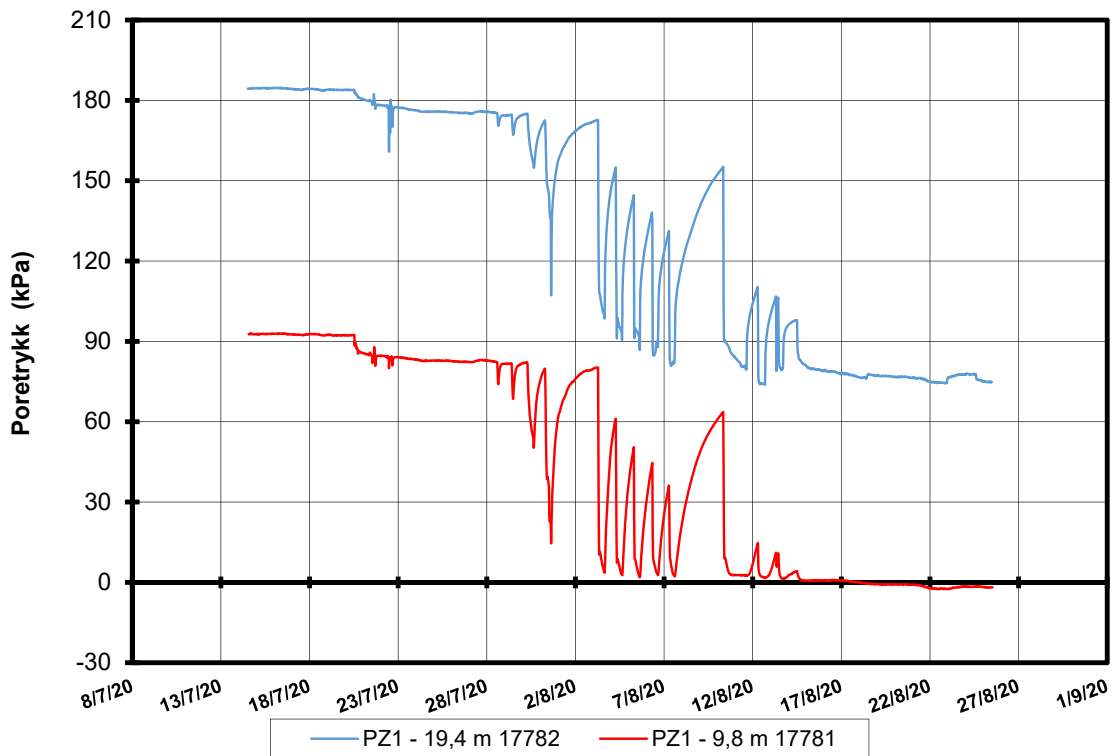
P:\2018\07\20180741\Grunnlagmateriale\Feltarbeid\Poretrykksmålinger\Nye målere\ [PZ_3.xlsx]Figur

Øvre Steinan BB1

Resultater fra elektriske poretrykksmålere (PVT)

Borhull: Pz_3
 Terrenkote målere: 134.4 moh
 Dato for installasjon: 2020-05-27

Rapport nr. 20190340-02-R	Figur nr. C1
Tegner SRo	Dato 2020-06-25
Kontrollert AnL	NGI
Godkjent TLe	



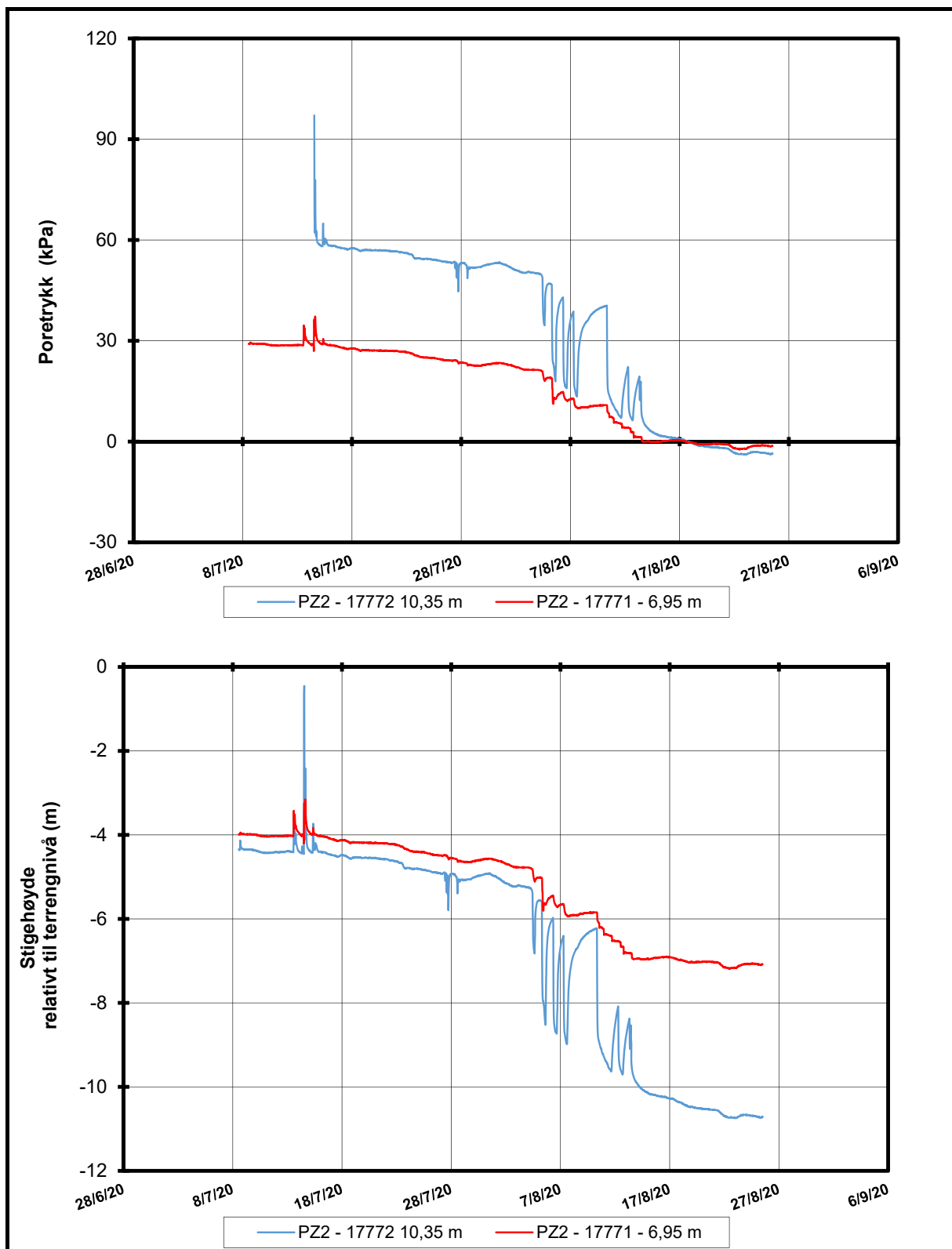
P:\2018\07\20180741\Grunnlagmateriale\Feltarbeid\Poretrykksmålinger\Nye målere\{PZ_1.xlsx}Figur

Øvre Steinan BB1

Resultater fra elektriske poretrykksmålere (PVT)

Borhull: Pz_1
 Terrengekote målere: 135.9 moh
 Dato for installasjon: 2020-05-28

Rapport nr. 20190340-02-R	Figur nr. C2
Tegner SRo	Dato 2020-06-25
Kontrollert AnL	NGI
Godkjent TLe	



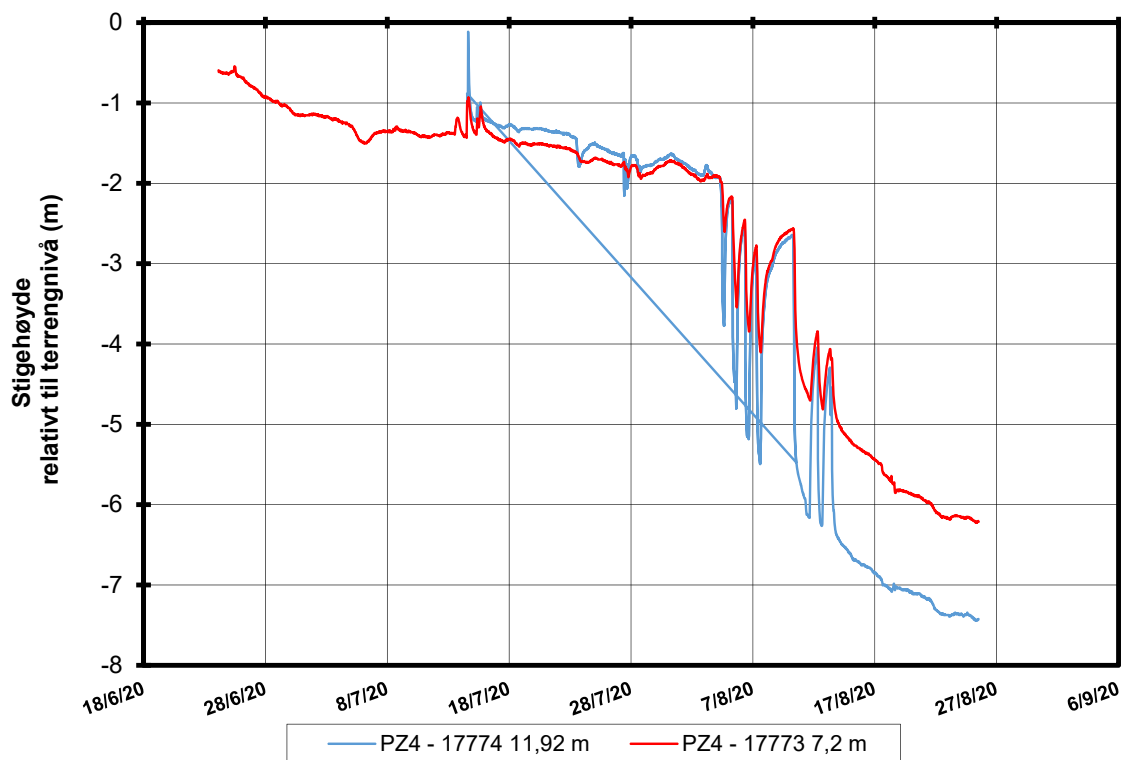
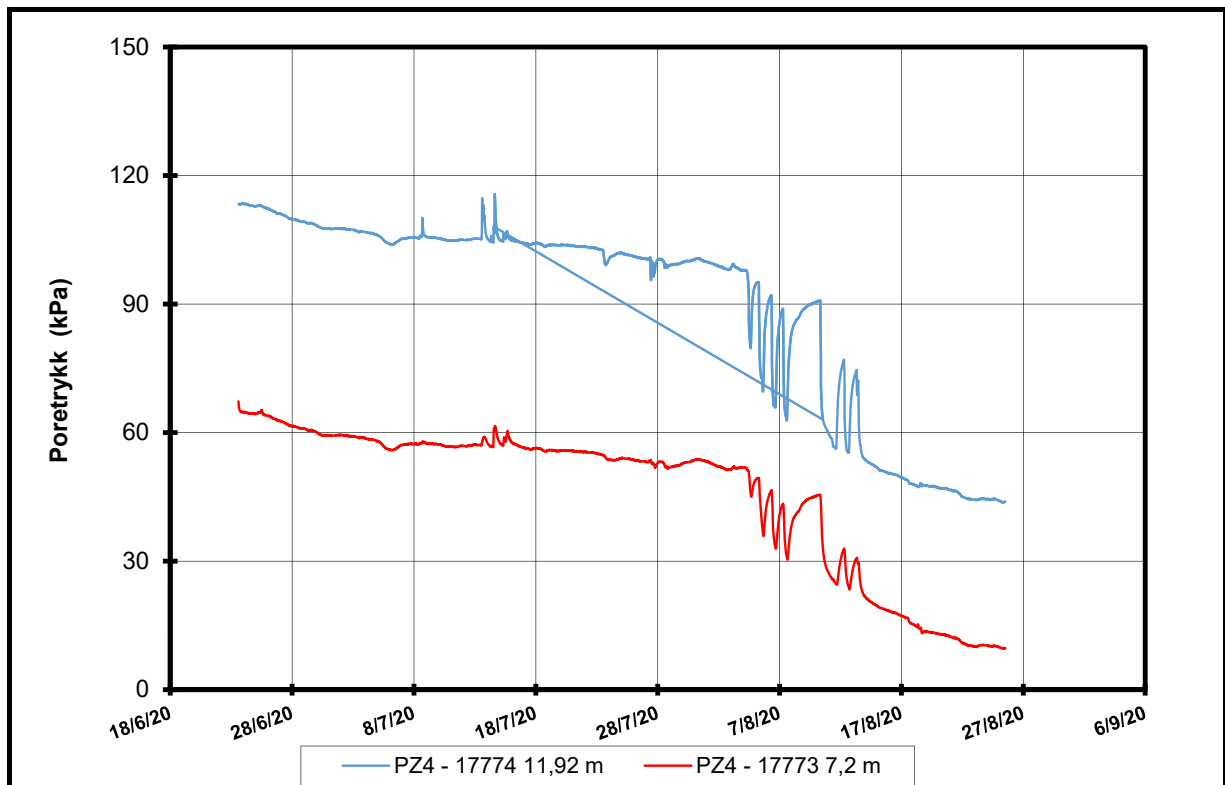
P:\2018\07\20180741\Grunnlagsmateriale\Feltarbeid\Poretrykksmålinger\Nye målere\{PZ_2.xlsx}Figur

Øvre Steinan BB1

Resultater fra elektriske poretrykksmålere (PVT)

Borhull: Pz_2
 Terrenkote målere: 139.7 moh
 Dato for installasjon: 2020-05-27

Rapport nr. 20190340-02-R	Figur nr. C3
Tegner SRo	Dato 2020-06-25
Kontrollert AnL	NGI
Godkjent TLe	



P:\2018\07\20180741\Grunnlagsmateriale\Feltarbeid\Poretrykksmålinger\Nye målere\[PZ_4.xlsx]Figur

Øvre Steinan BB1

Resultater fra elektriske poretrykksmålere (PVT)

Borhull: Pz_4
 Terrenkote målere: 135.9 moh
 Dato for installasjon: 2020-05-27

Rapport nr. 20190340-02-R	Figur nr. C4
Tegner SRo	Dato 2020-06-25
Kontrollert AnL	NGI
Godkjent TLe	

Vedlegg L

Poretrykk underkant leire

$$u_n = \gamma_w(d_n OS - \Delta h \cdot N d_n OS)$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kPa} \quad \Delta h = 0,78$$

Punkt	$d_n OS$ [m]	$N d_n OS$	u_n [kPa]
A	7,863	9	8,43
B	8,610	10	8,10
C	9,382	11	8,02
D	10,191	12	8,31
E	11,004	13	8,64
F	11,778	14	8,58
G	12,514	15	8,14
H	13,244	16	7,64
I	13,995	17	7,35
J	14,799	18	7,59
K	15,599	19	7,79
L	16,389	20	7,89
M	17,210	21	8,30
N	18,025	22	8,65
O	18,814	23	8,74
P	19,404	24	6,84
Q	19,690	25	1,40

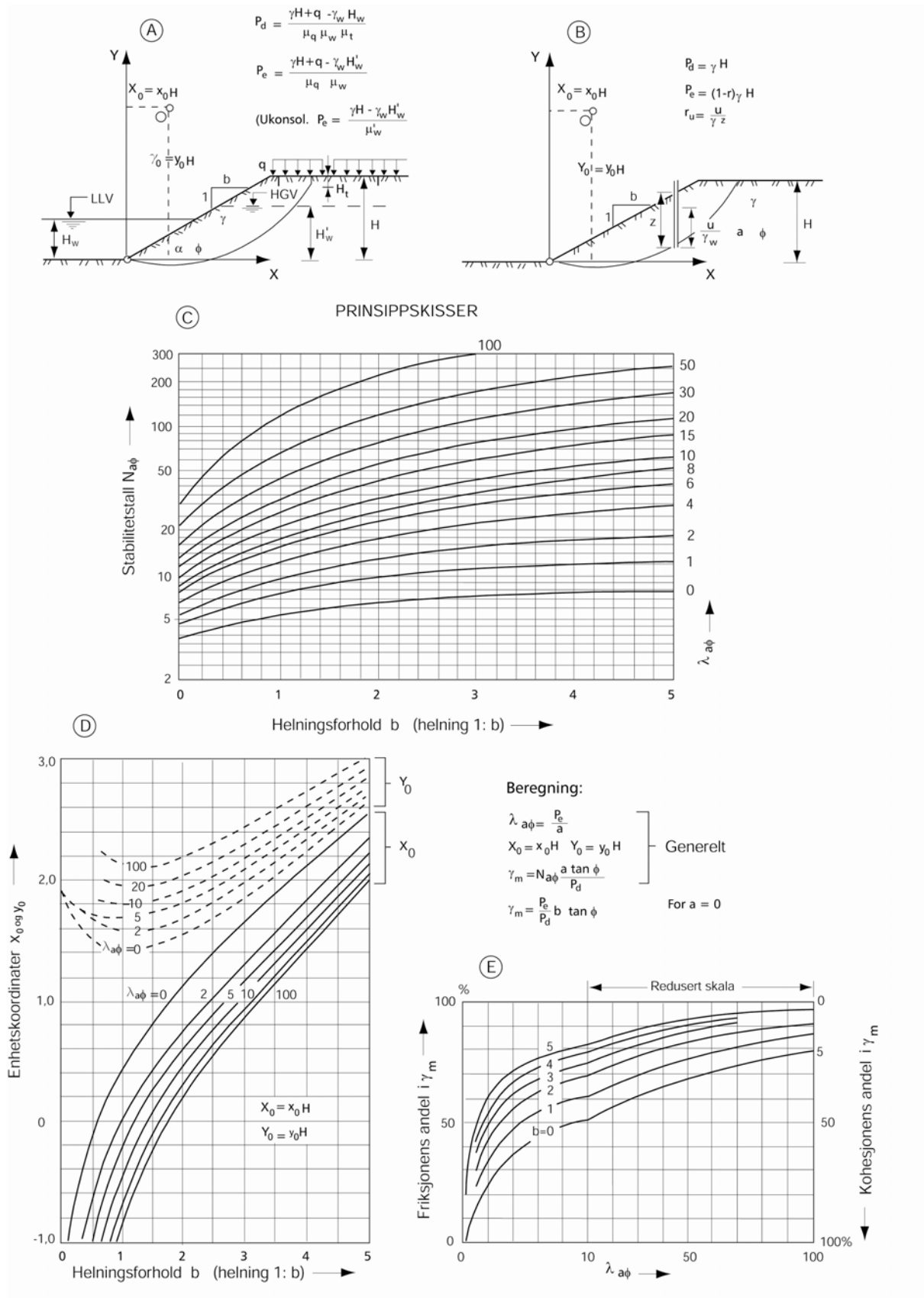
Tabell L.1: Poretrykk underkant leire fra punkt A til Q

Vedlegg M

Janbus direkte metode

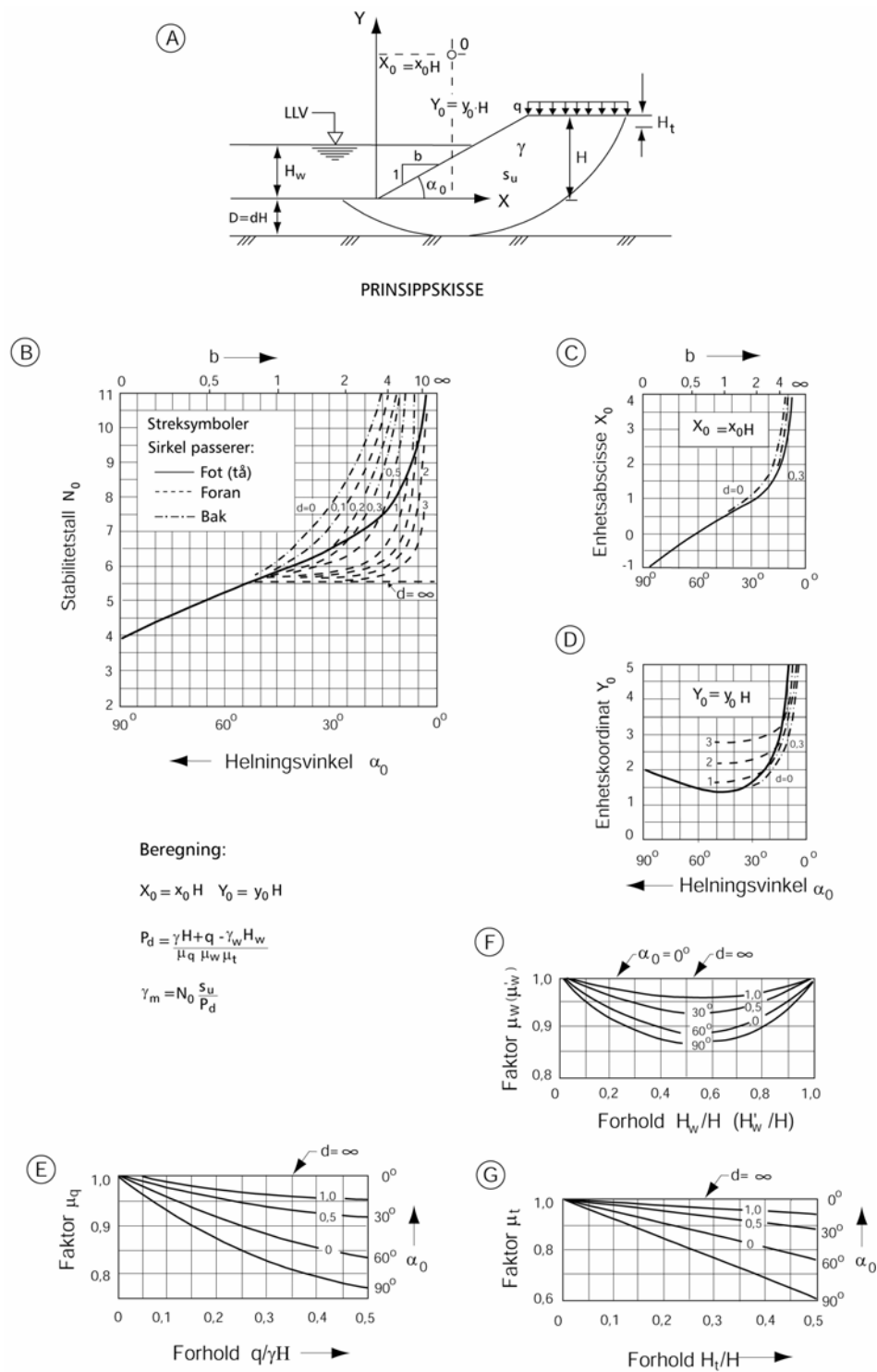
Diagrammene er hentet fra SVV Håndbok 016 - Geoteknikk i vegbygging.

4.5.2 Direktemetoden $a\phi$ -analyse



Figur 4.15: Direktemetoden for $a\phi$ -analyse.

4.5.3 Direktemetoden s_u -analyse



Figur 4.16: Direktemetoden for s_u -analyse.

Vedlegg N

Beregninger direkte metoden, udrenert analyse for situasjon 1, 2 og 3

Udrenert skjærstyrke og tyngdetetthet midles langs skjærflatem

$$Su_a: 40,000 \text{ kPa}$$

$$Su_b: 40,000 \text{ kPa}$$

$$Su_c: 40,000 \text{ kPa}$$

$$Su_d: 41,134 \text{ kPa}$$

$$Su_e: 42,590 \text{ kPa}$$

$$Su_f: 43,150 \text{ kPa}$$

$$Su_g: 43,380 \text{ kPa}$$

$$Su_h: 42,910 \text{ kPa}$$

$$Su_i: 42,310 \text{ kPa}$$

Dette gir:

$$\begin{aligned} \bar{s}_u &= \left[\frac{40,000 \text{ kPa} \cdot 1,045 \text{ m} + 1,666 \text{ m} \cdot (40,000 \text{ kPa} + 40,000 \text{ kPa} + 41,134 \text{ kPa} \right. \\ &\quad \left. + 42,590 \text{ kPa} + 43,150 \text{ kPa} + 43,380 \text{ kPa} + 42,910 \text{ kPa} + 42,310 \text{ kPa})}{1,045 \text{ m} + 8 \cdot 1,666 \text{ m}} \right] \\ &= 41,794 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\bar{\gamma} = \frac{19,00 \text{ kN m}^{-3} \cdot 1,045 \text{ m} + 19,50 \text{ kN m}^{-3} \cdot 13,328 \text{ m}}{1,045 \text{ m} + 13,328 \text{ m}} = 19,46 \text{ kN m}^{-3}$$

Stabilitetsfaktor og totalt referansetrykk

Stabilitetsfaktoren N_c avhenger av dybden til faste masser d , og helningsforholdet b . Med $d = 0$ og $b = 1,5$ gir dette en $N_c = 7,4$

Kritisk sirkel går fra $-14,9^\circ$ til $81,4^\circ$.

$$\int_0^{81,4} 0,63 + (1 - 0,63) \cdot \sin(2 \cdot \alpha) \, d\alpha = 72,01$$

$$\int_0^{-14,9} 0,63 + (0,35 - 0,63) \cdot \sin(-2 \cdot \alpha) \, d\alpha = 8,326$$

Dette gir ADP-faktor:

$$\frac{8,329 + 72,01}{81,4 - (-14,9)} = \underline{0,834}$$

$$\overline{s_u} = 41,794 \text{ kPa} \cdot 0,834 = 34,9 \text{ kPa}$$

Totalt referansetrykk blir:

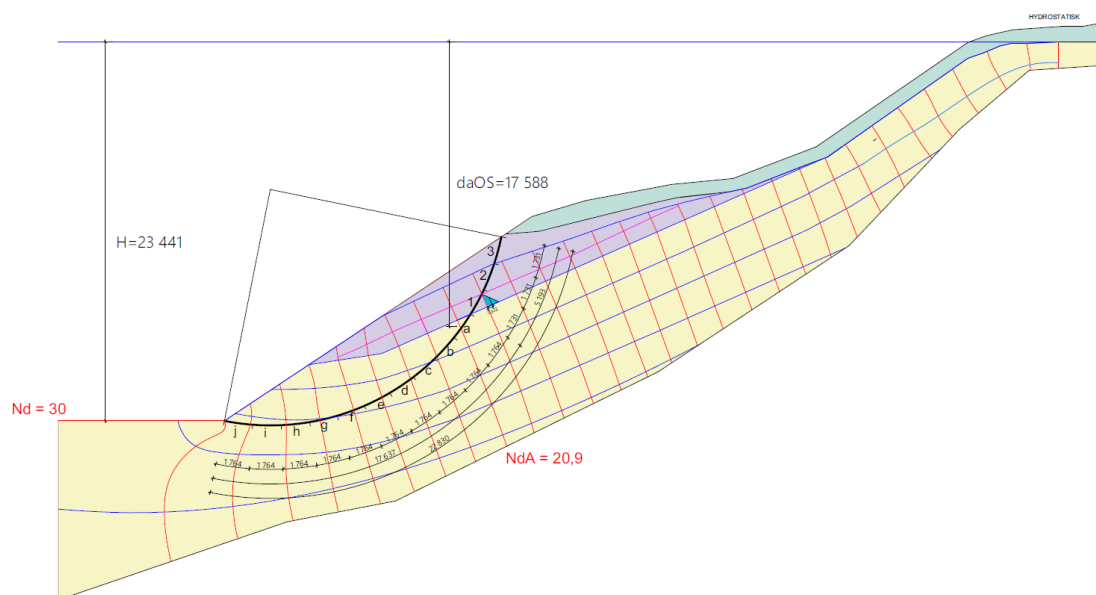
$$p_d = \gamma \cdot H = 19,46 \text{ kN m}^{-3} \cdot 7,0 \text{ m} = 136,2 \text{ kN m}^{-2}$$

Materialkoeffisient

$$\gamma_m = N_c \cdot \frac{\overline{s_u}}{p_d} = 7,40 \cdot \frac{34,9 \text{ kPa}}{136,2 \text{ kN m}^{-2}} = \underline{\underline{1,90}}$$

Vedlegg O

Beregninger direkte metoden, drenert analyse for situasjon 1



Figur O.1: Utgangspunkt for beregninger

Poretrykk per delement langs kritisk sirkel i morenelaget

$$u_n = \gamma_w(d_{nOS} - \Delta h \cdot N_{d_{nOS}})$$

d_{nOS} = kjent størrelse fra figur O.1

$$\Delta h = H/N_d = 23,441 \text{ m}/30 = 0,781$$

$N_{d_{nOS}}$ = antall potensialfall til punkt n fra figur O.1

Poretrykk per delement langs kritisk sirkel i leirlaget

$$u_1 = 3,22 \text{ kPa}$$

$$u_2 = 0 \text{ kPa}$$

Punkt	$d_n OS$ [m]	$Nd_n OS$	u_n [kPa]
a	17,588	20,9	12,9
b	18,960	21,7	20,3
c	20,188	22,5	26,4
d	21,255	23,3	30,8
e	22,145	24,1	33,5
f	22,845	25,1	32,7
g	23,345	25,9	31,4
h	23,638	26,7	28,1
i	23,718	27,5	22,7
j	23,586	28,5	13,6

$$u_3 = 0 \text{ kPa}$$

Poretrykket er estimert lik 0 i punktene i leirlaget som befinner seg over nullinjen. Det ses bort i fra sug i disse beregninger som en konservativ antakelse.

Midlere poretrykksforhold for skjærflaten

$$\bar{r}_u = \frac{\frac{\Delta l(m)}{\gamma_{leire}(kN/m^3)} \cdot \sum \frac{u(kPa)}{z(m)} + \frac{\Delta l(m)}{\gamma_{morene}(kN/m^3)} \cdot \sum \frac{u(kPa)}{z(m)}}{\sum \Delta l(m)}$$

$$= \frac{\frac{1,731}{19,5} \cdot (0 + 0 + \frac{3,22}{3,066})}{22,830}$$

$$+ \frac{\frac{1,764}{19,0} \cdot (\frac{12,9}{3,932} + \frac{20,3}{4,569} + \frac{26,4}{4,958} + \frac{30,8}{5,093} + \frac{33,5}{4,972} + \frac{32,7}{4,597} + \frac{31,4}{3,974} + \frac{28,12}{3,112} + \frac{22,7}{2,023} + \frac{13,6}{0,723})}{22,830}$$

$$\bar{r}_u = 0,329$$

Attraksjon, friksjonsvinkel og tyngdetetthet midlet langs skjærflaten

$$\bar{a} = \frac{5,00 \text{ kPa} \cdot 5,193 \text{ m} + 10,0 \text{ kPa} \cdot 17,637 \text{ m}}{5,193 \text{ m} + 17,637 \text{ m}} = 8,86 \text{ kPa}$$

$$\bar{\phi} = \frac{32,0^\circ \cdot 5,193 \text{ m} + 37,0^\circ \cdot 17,637 \text{ m}}{5,193 \text{ m} + 17,637 \text{ m}} = 35,9^\circ$$

$$\bar{\gamma} = \frac{19,50 \text{ kN m}^{-3} \cdot 5,193 \text{ m} + 19,00 \text{ kN m}^{-3} \cdot 17,637 \text{ m}}{5,193 \text{ m} + 17,637 \text{ m}} = 19,11 \text{ kN m}^{-3}$$

Stabilitetsfaktor og totalt referansetrykk

Stabilitetsfaktoren N_{cf} avhenger av $\lambda_{a\phi}$ og b .

$\lambda_{a\phi}$ kan uttrykkes:

$$\lambda_{a\phi} = \frac{(1 - r_u)\gamma H}{a} = \frac{(1 - 0,329) \cdot 19,11 \text{ kN m}^{-3} \cdot 11,383 \text{ m}}{8,86 \text{ kPa}} = 16,5$$

$b = 1,5$ og $\lambda_{a\phi} = 16,5$ tilsvarer en $N_{cf} = 36$

Totalt referansetrykk blir:

$$p_d = 19,11 \text{ kN m}^{-3} \cdot 11,383 \text{ m} = 217,5 \text{ kN m}^{-2}$$

Materialkoeffisient

$$\gamma_m = N_{cf} \cdot \frac{\bar{a} \tan \bar{\phi}}{p_d} = 36,0 \cdot \frac{8,86 \text{ kPa} \cdot \tan 35,9^\circ}{217,5 \text{ kN m}^{-2}} = \underline{\underline{1,06}}$$

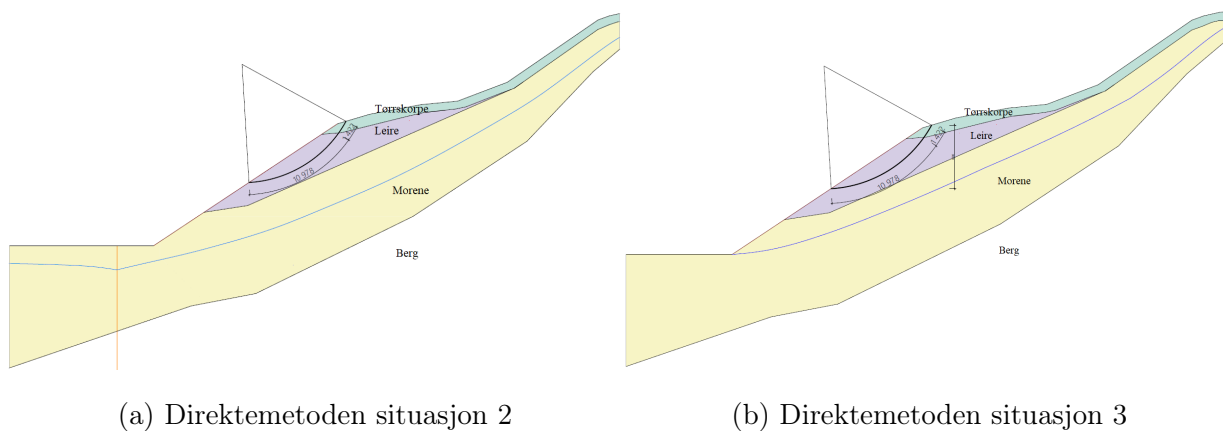
Vedlegg P

Beregninger direkteметoden, drenert analyse for situasjon 2 og 3

Det antas en $H = 6,3$ m, og sirkelkoordinater som følger:

$$X_0 = x_0 \cdot H = -0,18 \cdot 6,3 \text{ m} = -1,13 \text{ m}$$

$$Y_0 = y_0 \cdot H = 1,9 \cdot 6,3 \text{ m} = 11,97 \text{ m}$$



Figur P.1: Utgangspunkt for beregninger for $a\phi$ -analyse situasjon 2 og 3

Attraksjon, friksjonsvinkel og tyngdetetthet midlet langs skjærflaten

$$\bar{a} = \frac{0 \text{ kPa} \cdot 1,420 \text{ m} + 5,00 \text{ kPa} \cdot 10,98 \text{ m}}{12,40 \text{ m}} = 4,43 \text{ kPa}$$

$$\bar{\phi} = \frac{30,00^\circ \cdot 1,420 \text{ m} + 32,00^\circ \cdot 10,98 \text{ m}}{12,40 \text{ m}} = 31,77^\circ$$

$$\bar{\gamma} = \frac{19,00 \text{ kN m}^{-3} \cdot 1,420 \text{ m} + 19,50 \text{ kN m}^{-3} \cdot 10,98 \text{ m}}{12,40 \text{ m}} = 19,44 \text{ kN m}^{-3}$$

Stabilitetsfaktor og totalt referansetrykk

$$\lambda_{a\phi} = \frac{\gamma \cdot H}{a} = \frac{19,44 \text{ kN m}^{-3} \cdot 6,30 \text{ m}}{4,43 \text{ kPa}} = 27,6$$

$b = 1,5$ og $\lambda_{a\phi} = 27,6$ tilsvarer en $N_{cf} = 57$

Totalt referansetrykk blir:

$$p_d = 19,44 \text{ kN m}^{-3} \cdot 6,300 \text{ m} = 122,5 \text{ kN m}^{-2}$$

Materialkoeffisient

$$\gamma_m = N_{cf} \cdot \frac{\bar{a} \tan \bar{\phi}}{p_d} = 57,0 \cdot \frac{4,43 \text{ kPa} \cdot \tan 31,77^\circ}{122,5 \text{ kN m}^{-2}} = \underline{\underline{1,28}}$$

