

Probabilistiske analyser av skåningsstabilitet i Hønefoss sentrum

Ingrid Ishaug Liplass



Oppgaven er del av en mastergrad i Geofarar og Geomekanikk

60 studiepoeng

Institutt for Geofag ved det Matematiske og Naturvitenskapelige Fakultet

UNIVERSITETET I OSLO

15. Juni 2021

Sammendrag

Geoteknisk prosjektering er forbundet med usikkerheter tilknyttet flere deler av prosjekteringsfasen; fra jordprøver som hentes opp i felt og analyseres på lab, til tolkning og beregninger av data. Dagens praksis er konvensjonelle, deterministiske beregninger der disse usikkerhetene tas hensyn til ved å benytte en konservativ sikkerhetsfaktor. Følgelig kan valgt sikkerhetsmargin være kraftig overestimert sammenliknet med virkelige forhold. Praktisering av probabilistiske sikkerhetsberegninger gjør det mulig å kvantifisere usikkerheter der materialet beskrives av en bruddsannynlighet fremfor en sikkerhetsfaktor. For en geotekniker kan dette bidra til å gi mer representative og nøyaktige sikkerhetsberegninger.

For sammenlikning av dagens praktisering av tradisjonell deterministisk metode og probabilistiske sikkerhetsestimater er det utført stabilitetsanalyse for tre skråninger i Hønefoss sentrum på totalspenningsbasis og effektivspenningsbasis. Det er også utført analyser for skråningene etter utførte stabilitetsforbedrende tiltak. De deterministiske analysene er basert på grenselikevekt basert på BEAST-2003 og er modellert i GeoSuite Stability. Probabilistiske analyser er utført med First-Order Second-Moment (FOSM) tilnærming og Monte Carlo simuleringer (MCS). Resulterende bruddsannsynligheter er definert av kumulativ tetthetsfunksjon lik $G(X) < 1$. Inngangsparameterne er antatt å være uavhengige, stokastiske variabler. Usikkerheter tilknyttet naturlig variasjon i mekaniske jordegenskaper er kvantifisert av statistiske beregninger av styrkeparametere fra utført parameterstudie. Stabilitetsanalysene er sammenliknet basert på resulterende deterministiske sikkerhetsfaktorer (F) opp mot sannsynlighet for brudd (P_f) og tilhørende pålitelighetsindeks (β).

Studiets resultater fra probabilistiske analyser indikerer en konsekvens mellom de ulike metodetilnærmingene noe som antyder høy troverdighet. For skråningene gir stabilitetsberegninger på totalspenningsbasis lavest sikkerhetsfaktor og høyest sannsynlighet for brudd. For skråningen som går ned mot Hønefoss stasjon (navngitt profil 1) viser analysene at sannsynligheten for brudd går fra $P_f = 56\%$ med en pålitelighetsindeks (β) = -0,05 i dagens situasjon til $P_f = 1,79\%$ ($\beta = 2,09$) etter at foreslåtte stabilitetsforbedrende tiltak er utført, mens for sørgående skråning ned mot

Storskjæringa (navngitt profil 90 LS) er tilsvarende verdier $P_f = 21 \%$ ($\beta = 0,8$) i dagens situasjon og $P_f = 1,13 \%$ ($\beta = 2,28$) etter utførte tiltak i totalspenningsbasis.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som del av et toårig masterprogram i Geofarer og Geomekanikk ved Universitetet i Oslo (UiO). Oppstart for prosjektet var høsten 2019 og oppgaven er ferdigstilt våren 2021. Masteroppgaven har et omfang på 60 studiepoeng.

Problemstillingen er utarbeidet i samarbeid med NGI – Norges Geotekniske Institutt. Datagrunnlaget for studiet er hentet fra grunnundersøkelser og laboratorietester utført i forbindelse med samferdselsprosjektet Ringeriksbanen og Nye E16 der NGI er underkonsulent for blant annet vurdering av områdestabilitet. Simuleringer utført i studiet representerer to høye leirskråninger ned mot stasjonsområdet i Hønefoss sentrum på Ringerike. Studiet har en metodisk tilnærming til prosjektet, der praksis av probabilistiske stabilitetsberegninger skal vurderes og sees i sammenheng med tradisjonelle deterministiske beregninger.

Samarbeidet med NGI har gitt en stor grad av innsikt i flere fagområder og muligheten til å være delaktig i flere pågående, spennende prosjekter. Jeg er svært takknemlig for erfaringene og kunnskapen jeg sitter igjen med etter samarbeidet. Jeg vil spesielt rette en stor takk til mine engasjerte og dyktige veiledere Ørjan Nerland og Zhongqiang Liu. Solid veiledning og konstruktive innspill har i stor grad bidratt til denne masteroppgaven.

Underveis i masterprosjektet har jeg hatt en rekke gode støttespillere. Gode innspill til språk og oppgavestruktur fra veileder ved UiO, Elin Skurtveit, samt et inkluderende og behjelpelig miljø på Naturfareavdelingen på NGI har bidratt til to fine år avslutningsvis av min studietid. Helt til slutt vil jeg rette en stor takk til venner og familie for støtten underveis i prosjektet.

Oslo, 14. juni 2021

Ingrid Ishaug Liplass

Innholdsfortegnelse

1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Problemstilling og målsettinger	3
1.3 Studieområdet.....	5
1.4 Oppbygging av oppgaven.....	8
1.5 Datagrunnlag	9
2 Teori	11
2.1 Geologiske materialegenskaper.....	11
2.1.1 Styrkeparametere	11
2.1.2 Grunnvann - og dreneringsforhold.....	18
2.2 Skråningsstabilitet	19
2.2.1 Deterministiske grenselikevektmetoder.....	23
2.2.2 Probabilistiske metoder.....	25
2.2.3 Eksisterende regelverk	34
2.2.4 Modelling av skråningsstabilitet.....	42
2.2.5 Usikkerheter i geoteknisk design.....	43
2.3 Introduksjon til statistikk.....	47
2.3.1 Statistisk fremstilling av data.....	51
3 Metode	54
3.1 Skråningsgeometri og stratigrafisk inndeling	55
3.2 Statistisk representasjon av materialparametere	58
3.2.1 Deformasjonsparametere	60
3.2.2 Udrenerte styrkeparametere	62
3.2.3 Drenerte styrkeparametere	64

3.2.4	Grunnvannsforhold	66
3.3	Deterministiske stabilitetsberegninger	67
3.4	Probabilistiske stabilitetsberegninger.....	68
3.4.1	First-Order-Second-Moment.....	69
3.4.2	Monte Carlo Simuleringer	70
4	Resultater	73
4.1	Befaring i prosjektområdet.....	73
4.2	Geometri og stratigrafi	75
4.2.1	Profil 1	76
4.2.2	Profil 90	77
4.3	Materialparametere.....	77
4.3.1	Deformasjonsparametere	77
4.3.2	Udrenerte styrkeparametere	79
4.3.3	Drenerte styrkeparametere	84
4.3.4	Grunnvannsforhold	86
4.4	Deterministiske stabilitetsberegninger	88
4.4.1	Totalspenningsanalyse	89
4.4.2	Effektivspenningsanalyse	91
4.5	Probabilistiske stabilitetsberegninger.....	92
4.5.1	First-Order-Second-Moment.....	93
4.5.2	Monte Carlo Simuleringer	96
5	Diskusjon	102
5.1	Usikkerheter i materialparametere	102
5.2	Stabilitet og sikkerhet i skråninger.....	106
5.2.1	Analyser av skråninger i dagens tilstand	107
5.2.2	Analyser etter stabilitetsforbedrende tiltak	109

5.3	Regelverk for skråningsstabilitet.....	115
6	Konklusjon	118
7	Forslag til videre arbeid.....	120
	Bibliografi	121
A.1	LEM metoder.....	2
A.2	Betinget sannsynlighet.....	7
A.3	Deformasjon	8
B.1	FRE16.....	12
B.1.1	Beskrivelse av prosjektet	12
B.1.2	Beregningssnitt	14
B.1.3	Utførte grunnundersøkelser	15
B.2	Geologisk bakgrunn.....	19
B.3	Supplerende datagrunnlag	21
C.1	Plastisitetsindeks (Ip).....	23
D.1	Tiltakskategorier	25

Figurliste

Figur 1-1:	Løsmassekart over området. Kartet er produsert ved bruk av analyseverktøyet ArcGIS Pro. Benyttet inngangsdata er hentet fra NGU løsmassekart (NGU, 2020).....	5
Figur 1-2:	Prinsippskisse for stratigrafisk laginndeling av hav og fjordavsetninger for stratigrafi typisk for Hønefoss (Hansen, 2015).....	6
Figur 1-3:	Laserscanning av Hønefoss gir indikasjon på historiske skredgroper i terrenget (Kartverket, 2021).....	7
Figur 1-4:	kart over faregradssoner for kvikkleire i Hønefoss. Grunnlagsdata er hentet fra skrednett 16/10-2020.	7

Figur 1-5. Kart over risikosoner for skred basert på fare og konsekvensgrad. Grunnlagsdata er hentet fra skrednett 16/10-2020.....	7
Figur 1-6: kartet illustrerer beregningsprofiler og tilhørende borepunkter i Storskjæringa og ved stasjonsområdet i Hønefoss. Data for lokasjon av borepunkter og beregningsprofiler er gitt i appendiks C.1. (NGI, 2018).....	10
Figur 2-1: bruddkurve for jordarter basert på Mohr-Coulomb bruddkriteriet. Kilde 14. Figur 15.6 s. 448.....	12
Figur 2-2: Mohr – Coulomb bruddkurver for drenert og udrenert tilstand (Huang et al. 2016).....	13
Figur 2-3: aktiv, direkte og passiv soneinndeling langs en glideflate i en skråning samt tilhørende spenningsforhold.....	14
Figur 2-4: Omforent anbefaling av ADP – faktorer (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014).....	16
Figur 2-5: Anisotropiforhold fra blokkprøver sett i forhold til OCR (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014).	16
Figur 2-6: Anisotropiforhold fra blokkprøver sett i forhold til leiras vanninnhold (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014).	16
Figur 2-7: mobilisert skjærstyrke og tilgjengelig skjærstyrke langs bruddplanet i en skråning.....	20
Figur 2-8: flytdiagram indikerer gangen i en deterministisk stabilitetsanalyse.....	23
Figur 2-9: sammenheng mellom sikkerhetsfaktor og sannsynlighet for brudd for en normalfordeling.....	26
Figur 2-10: illustrasjon av fremgangsmåten for en probabilistisk analyse. Inngangsparametere er materialparametere, grunnvannsforhold og geometri. Resultatet fra analysen er verdier for bruddsannsynlighet (P_f) og pålitelighetsindeks (β).....	27
Figur 2-11: normalfordelingskurver for et datautvalg med lav usikkerhet (blå) og et datautvalg med høy usikkerhet (rød). Bruddsannsynligheten (P_f) for de to utvalgene er lik arealet under tilhørende kurve.	28

Figur 2-12: Retningslinjer for pålitelighetsindeks (β) og samsvarende bruddsannsynlighet (Pf). Figur 2 s.2549 (USACE, 1997).....	30
Figur 2-13: Kumulativ sannsynlighetsfordeling, tetthetsfunksjon (PDF), for sikkerhetsfaktoren. Analysens resulterende bruddsannsynlighet indikeres av det røde feltet under normalfordelingskurven.	33
<i>Figur 2-14: Krav til prosentvis forbedring av sikkerhetsfaktorer.</i>	38
Figur 2-15: skisse av lokalstabilitet og områdestabilitet i naturlig skråning.....	42
Figur 2-16: Nominell bruddsannsynlighet og sikkerhetsfaktor beregnet med og uten modellusikkerhet.	46
Figur 2-17: kilder til usikkerhet forbundet med geoteknisk prosjektering (Kulhawy, 1992).....	46
Figur 2-18: To statistiske fordelinger for sannsynlighet tetthetsfunksjonen PDF og tilhørende funksjonsverdier for sikkerhetsfaktoren. Formen på fordelingene avhenger av gjennomsnittet (μ) og standardavviket (σ). Begge fordelingene har $\mu = 1,5$. Et standardavvik (σ) = 1 for rød kurve indikerer høyere variasjon i datautvalget enn for blå kurve med (σ) = 0,5. Figur 3 s. 12 (Gordon A. Fenton, 2008).	49
Figur 2-19: til venstre illustreres en logaritmisk normalfordelingskurve (blå) med gjennomsnitt (μ) = 1,5. Til høyre illustreres en normalfordelingskurve (rød) med $\mu = 1,5$ (Erdely, 2015).	52
Fremgangsmåten for stabilitetsanalyser er illustrert i flytskjemaet i Figur 3-1.....	54
Figur 3-2: Oversikt over helhetlig fremgangsmåte for utførelse av probabilistiske stabilitetsberegninger i skråninger i Hønefoss sentrum	55
Figur 3-3: Skisse av geometri for skråning tilhørende profil 1.....	56
Figur 3-4: Skisse av geometri for sørgående skråning (RS) og nordgående skråning (LS) tilhørende profil 90.	56
Figur 3-5: totalsonderinger for profil 90, borepunkt 5G12002 og 5G09020.	57
Figur 3-6: grafisk bestemmelse av udrenert skjærstyrke.....	60
Figur 3-7: grafisk bestemmelse av drenert skjærstyrke.....	60

Figur 3-8: trendlinje med gjennomsnittlige verdier for OCR i borepunkt 5G10014 på terrengkote 136,7 m.....	61
Figur 3-9: trendlinjer for in situ vertikale effektivspenninger, poretrykk og historisk høyeste utsatte vertikale effektivspenninger for borepunkt 5G10014 på terrengkote 136,7 m.	61
Figur 3-10: Normalisert aktiv skjærstyrke mot OCR fra laboratorieforsøk, hentet fra geoteknisk tolkningsrapport (Norconsult, AAS-Jacobsen, & Asplan, 2019).....	62
Figur 3-11: Omforent anbefaling av ADP – faktorer (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014).....	63
Figur 3-12: spenningsdiagram. Punktene representerer toppunktet til spenningsstiene fra direkte skjærforsøk. Figur 9.42 s. 194 (Briaud, 2013)	65
Figur 3-13: kartutsnitt med oversikt over poretrykksmålere i oi prosjektområdet.....	66
Figur 3-14: tabell fra programvare benyttet til deterministiske stabilitetsberegninger, GeoSuite Stability. Tabellen indikerer inngangsparametere benyttet for totalspenningsanalyse i profil 1 for dagens tilfelle. Leirlaget er satt til udrenert, sand og tørrskorpelaget er satt til drenert med tilhørende effektivspenningsparametere.....	68
Figur 3-15: utsnitt av fil som hentes inn ved Monte Carlo simuleringer av skråningsstabilitet for totalspenningsanalyse av profil 1 ved 200 simuleringer. Utsnittet viser inngangsparametere for materialer og geometri analysen.....	72
Figur 4-1: egentatte bilder fra befaring i Hønefoss sentrum. a) og b) Bildet er tatt i nærheten av skråningsprofil 90 nordre skråning (LS). c) bilde tatt i søndre skråning (RS) nært profil 90. d) Bilde tatt i Storskjæringa retning mot stasjonsområdet. e) Bilde tatt av stasjonsområdet mot skråningstopp av profil 1.....	75
Figur 4-2: Profil 1, dagens situasjon (nedre del av skråningen).....	77
Figur 4-3: Deterministisk modell for stabilitetsanalyse av profil 90, dagens situasjon. Poretrykksprofiler (blå) og Su-profiler (rød) er illustrert mot dybden i profilet.....	77
Figur 4-4: OCR verdier for P1 og P90.....	78
Figur 4-5: NIFS anbefalingskurve og resulterende verdier for direkte og passive anisotropifaktorer.	80

Figur 4-6: Aktiv udrenert skjærstyrkeverdier for profil 1 og 90 plottet mot relativ terreng høyde.	82
Figur 4-7 a og b: Sua korrelasjoner for nedre (a) og øvre (b) grense av borepunkt 5G10014. Tolket aktiv udrenert styrke fra CPTU boring 5G10014 nær aktuell skråning tatt fra kotenivå +136,7. De sorte sirklene viser tolket s_{uA} for treaksialforsøkene som er utført i borpunktet, Profil 1.....	83
Figur 4-8 a og b: Tolket aktiv udrenert styrke fra CPTU boring 5G09020 nær aktuell skråning for profil 90 i sørøst tatt fra kotenivå +126,46 m.....	83
Figur 4-9: tolkning av effektiv friksjonssvinkel og kohesjon for leierlaget. Skjærsspenning er plottet mot middelspenning.....	85
Figur 4-10 Verdier for poretrykk fra CPTU-tolkninger og piezometermålinger sammenliknet med en hydrostatisk poretrykksfordeling. CPTU-tolkninger inkluderer både måledata og tolkede verdier.	87
Figur 4-11: poretrykk fra piezometermålinger. (a) illustrerer verdier benyttet for profil 1. (b) illustrerer verdier benyttet for profil 90.....	88
Figur 4-12: Totalspenningsanalyse, dagens situasjon profil 1.....	89
Figur 4-13: Udrenert tilfelle, etter tiltak for profil 1	90
Figur 4-14: totalspenningsanalyse, dagens situasjon profil 90.	90
Figur 4-15: totalspenningsanalyse for profil 90 etter utførte grunnforsterkende tiltak. 91	
Figur 4-16: Effektivspenningsanalyse, dagens situasjon for profil 1.....	92
Figur 4-17: effektivspenningsanalyse, dagens situasjon for profil 90.	92
Figur 4-18: Monte Carlo simuleringer av dagens situasjon, udrenert tilfelle for profil 1. Analysen a) Pf ved 50 simuleringer, b) Pf ved 100 simuleringer. c) Pf ved 200 simuleringer.....	99
Figur 4-19: Monte Carlo simuleringer av dagens situasjon, udrenert tilfelle for profil 1 inkludert modellusikkerhet. Analysen a) Pf ved 50 simuleringer, b) Pf ved 100 simuleringer. c) Pf ved 200 simuleringer	99

Figur 4-20: Monte Carlo simuleringer av dagens situasjon, udrenert tilfelle for profil 90 RS. Analysen a) Pf ved 50 simuleringer, b) Pf ved 100 simuleringer. c) Pf ved 200 simuleringer.....	100
Figur 4-21: Monte Carlo simuleringer av dagens situasjon, udrenert tilfelle for profil 90 LS. Analysen a) Pf ved 50 simuleringer, b) Pf ved 100 simuleringer, c) Pf ved 200 simuleringer.....	100
Figur 4-22: a) Pf ved 500 simuleringer, etter tiltak, udrenert tilfelle i skråningsprofil 1. b) Pf ved 1000 simuleringer, etter tiltak, udrenert tilfelle i skråningsprofil 1. C) Pf ved 1000 simuleringer, etter tiltak for profil 90 sørgående skråning (LS).....	101
Figur 5-1: MCS av totalspenningsanalyse for dagens tilfelle av skråningsprofil 2. Resulterende statistiske fordelinger beskriver friksjonsvinkler for tørrskorpelaget (a) og sandlaget (b).....	104
Figur 5-2: figurene indikerer kumulativ fordeling fra MCS av totalspenningsanalyse for dagens tilfelle av profil 1. Antall simuleringer utført er 50 for begge tilfeller. Gjennomsnitt og standardavvik er gitt i hver figur. (a) Aktiv skjærfasthet (SuA/Su0). (b) Direkte skjærfasthet (SuD/Su0).....	105
Figur 5-4: resulterende bruddsannsynlighet (Pf) og pålitelighetsindeks () for skråningsprofil 1 på totalspenningsbasis av dagens tilfelle. Blå punkter indikerer resultater der modellusikkerhet er utelatt fra analysen. Oransje punkter indikerer resultater der modellusikkerhet er inkludert. Analysene er utført med MCS.	106
Figur 5-4: Kumulative normalfordelinger av totalspenningsanalyse for profil 1 (blå) og profil 90 LS (rød) etter utførte tiltak. Forventningsverdi (μ_F) =1,6 for begge profiler er markert av den sorte stiplede linja i grafen.....	110
Figur 5-5: bruddsannsynligheter (Pf) for utførte stabilitetsanalyser av totalspenningsbasis og effektivspenningsbasis i skråningsprofil 1 og 90. Røde punkter indikerer resultater fra MCS, blå punkter indikerer FOSM-resultater.....	112
Figur 5-6: Sammenlikning av analyseresultater fra FOSM og MCS fra dette studiet med retningslinjer gitt av (USACE, 1997).	113
Figur 5-7: resulterende bruddsannsynligheter beregnet med FOSM og MC sammenliknet med sikkerhetsfaktoren for samme tilfelle.....	114

Figur 5-8: Oppdatering av sannsynlighetsfordelings funksjon for en eksisterende naturlig skråning når man "vet" at statistisk sikkerhetsfaktor er større enn 1,0.....	115
Figur 0-1: skråning og lokalisering av kritisk bruddplan. Chowdhury et al., 2010].....	2
Figur 0-2: stabilitetsanalyse i skråning ved bruk av lamellemetoden (Abrahamson, 2002).	3
Figur 0-3: utsnitt av en lamell fra et skråningsprofil	4
Figur 0-4: Morgenstern-Price (1965) utsnitt av lamelle fra skråningsprofil og inkluderte krefter.....	5
Figur 0-5: Krefter som virker på en skråning ved anvendelse av lamellemetoden. Fredlund & Krahn (1977)	6
Figur 0-6: inngående krefter for likevektsberegning ved bruk av Morgenstern and Price metode for lamelleinndeling av skråningsprofil.....	6
Figur 0-1: figur 14.3 slopestab_2013	9
Figur 0-2 a-c: CPTU-korrelasjoner basert på poretrykk N_{du} (a), spissmotstand N_{kt} (b) og konusfaktor N_{ke} .(c)	11
Figur 0-1: (Multiconsult, 2019)	13

Tabelliste

Tabell 1-1: borepunkter i prosjektområdet. Data for lokasjon av borepunkter er gitt i appendiks C.1.3 (NGI, 2018).....	10
Tabell 2-1: dimensjonerende effektive materialparametere ved dimensjonering av støttemur og landkar. Side 2-34, figur 2.39. (Vegdirektoratet, Håndbok V220 Geoteknikk i veibygging, 2018).....	11
Tabell 2-2: Omforent anbefaling av ADP - faktorer.....	15
Tabell 2-3: anbefalte verdier for materialfaktor m Tabell 15.2 (Briaud, 2013).....	17
Tabell 2-4: Partialfaktorer for stabiliserende og destabiliserende permanente og variable påvirkninger presentert i Eurokode 7.....	35
Tabell 2-5: Partialfaktorer for jordparametere presentert i Eurokode 7.....	36
Tabell 2-6: Sikkerhetsklasser ved plassering av byggverk i skredfareområde.....	37
Tabell 2-7: Konsekvensklasser (CC) tilhørende ulike bruddmekanismer.....	39
Tabell 2-8: Partialfaktorer for γM , φ' og $\gamma M, c'$ ved effektivspenningsanalyser. [tabell 205.1].....	40
Tabell 2-9: Partialfaktorer for $\gamma M, c'$ ved totalpenningsanalyser. [tabell 205.2].....	40
Tabell 3-1: NIFS anbefalte verdier for norske leirer.....	63
Tabell 4-1: OCR verdier for profil 1 og profil 90.....	78
Tabell 4-2: øvre og nedre grenseverdier for aktiv skjærstyrke s_uA basert på SHANSEP ved Hønefoss stasjon og Storskjæringa. Tidligere terrenghøyde varier fra 10 – 15 meter over dagens terrengnivå.....	79
Tabell 4-3: udrenerte styrkeparametere for profil 1 og 90.....	79
Tabell 4-4: I_p og anisotropifaktorer for profil 90.....	80
Tabell 4-5: I_p og anisotropifaktorer for profil 90.....	81
Tabell 4-7: Valgte verdier for anisotropiforhold for videre representasjon av skjærstyrke i probabilistiske stabilitetsberegninger for profil 1. Øvre og nedre grense representerer ett standardavvik opp og ned fra forventningsverdien (gjennomsnittet).....	81

Tabell 4-8: Valgte verdier for anisotropiforhold for videre representasjon av skjærstyrke i probabilistiske stabilitetsberegninger for profil 90. Øvre og nedre grense representerer ett standardavvik opp og ned fra forventningsverdien (gjennomsnittet).....	81
Tabell 4-8: udrenert skjærstyrke basert på treaksialforsøk og SHANSEP-korrelasjoner, profil 1 og 90.....	84
Tabell 4-10: Drenerte styrkeparametere for leirelaget i skråningsprofil 1 og 90. Romvekten er ikke tildelt variasjon og beholdes som en konstant variabel i analyser i studiet.....	85
Tabell 4-11: Drenerte styrkeparametere for fyllingsmateriale	86
Tabell 4-12: Drenerte styrkeparametere for tørrskorpemateriale.....	86
Tabell 4-13: Drenerte styrkeparametere for sandmateriale	86
Tabell 4-14: beregnede verdier for gjennomsnitt og standardavvik for poretrykk i profil 1.	87
Tabell 4-15: beregnede verdier for gjennomsnitt og standardavvik for poretrykk i profil 90.....	87
Tabell 4-16: resulterende sikkerhetsfaktorer for deterministiske stabilitetsberegninger på totalspenningsbasis og effektivspenningsbasis for profil 1 og 90 LS og RS.....	88
Tabell 4-17: oversikt over utførte beregningstilfeller for (a) MCS- analyser og (b) FOSM-analyser.....	93
Tabell 4-18: Resultater fra FOSM analyse av udrenert tilfelle, dagens situasjon P1	94
Tabell 4-19: Resultater fra FOSM analyse av udrenert tilfelle, tiltak i profil 1 P1	94
Tabell 4-19: Resultater fra FOSM analyse av drenert tilfelle, dagens situasjon P1.....	95
Tabell 4-21: Resulterende bruddsannsynlighet (P_f) og pålitelighetsindeks (β) for profil 1 og 90 fra FOSM analyser. Verdiene gjelder for skråningsprofil 1 og 90 i dagens tilstand.	95
Tabell 4-22: Resulterende bruddsannsynligheter (P_f) og pålitelighetsindekser (β) fra probabilistiske FOSM beregninger. Resultatene gjelder for skråningsprofil 1 og 90 etter utførte tiltak på totalspenningsbasis.....	95

Tabell 4-23: benyttede inngangsparametere for Monte Carlo simuleringer av dagens tilfelle for skråningsprofil 1. Totalspenningsanalyse, der udrenerte styrkeparametere for leirelaget og drenerte parametere for sand - og tørrskorpelaget inngår.....	97
Tabell 4-24: benyttede inngangsparametere for Monte Carlo simuleringer av dagens tilfelle for skråningsprofil 1. Effektivspenningsanalyse, der alle lag er tildelt drenerte styrkeparametere.	98
Tabell 4-25: Resulterende bruddsannsynlighet (Pf) og pålitelighetsindeks (β) for profil 1 og 90 fra MCS. Verdiene gjelder for skråningsprofil 1 og 90 i dagens tilstand i totalspenningsbasis.....	100
Tabell 4-26: resulterende bruddsannsynligheter (Pf) og pålitelighetsindekser (β) fra probabilistiske MCS. Resultatene gjelder for totalspenningsanalyser av skråningsprofil 1 og 90 etter utførte tiltak.	101
Tabell 5-1: oversikt over kovarians (COV) angitt i prosent basert på resultater fra dette studiet sammenliknet med tidligere utførte studier (Gregory B. Baecher, 2003), (Lacasse S., 1997), (Kulhawy, 1992), (J. Michael Duncan, 2014). COV-verdiene beskriver både drenerte og udrenerte styrkeparametere for leirelaget samt drenerte parametere for sand – tørrskorpelaget.....	103
Tabell 5-2: Resulterende pålitelighetsindekser fra FOSM analyse og MC analyse på 200 simuleringer av dagens situasjon og 1000 simuleringer etter utførte tiltak.....	108
Tabell 5-3: Resulterende pålitelighetsindekser fra FOSM analyse og MC analyse på 50 og 200 simuleringer for skråningene i sør og nord for dagens situasjon samt 1000 simuleringer for skråningen i sør etter tiltak	109
Tabell 5-4: Partialfaktorer for γ_M , φ' og γ_M, c' ved effektivspenningsanalyser. [tabell 205.1].....	117
Tabell 5-5: Partialfaktorer for γ_M, c' ved totalpenningsanalyser. [tabell 205.2].....	117
Tabell 0-1: Krav til sikkerhet i områder med fare for skred i sprøbruddmaterialer. Gjelder tiltakskategorier K2-K4 der det er nødvendig å identifisere, avgrense og faregradsevaluere hele faresonen (NVE, Sikkerhet mot kvikkleireskred, 2019).	25

Akronymer og symboler

I. Latinske symboler

Symbol	Beskrivelse	Benevnelse
$E[X]$	Forventningsverdi for tilfeldig variabel	[-]
F	Sikkerhetsfaktor	[-]
$f_x(x)$	Kumulativ tetthetsfunksjon	[-]
$G(X)$	Grenselikevektfunksjon ("limit state function")	[-]
S_u	Udrenert skjærstyrke	[kPa]
$S_{u,A}$	Udrenert skjærstyrke, aktiv	[kPa]
$S_{u,D}$	Udrenert skjærstyrke, direkte	[kPa]
$S_{u,P}$	Udrenert skjærstyrke, passiv	[kPa]
S_t	Sensitivitet	[-]
w_L	Flytegrense	[-]
w_P	Plastisitetsgrense	[-]
I_p	Plastisitetsindeks	[-]
I_L	Flyteindeks	[-]
u	Poretrykk	[kPa]
LN	Logaritmisk normalfordeling	[-]
N	Normalfordeling	[-]

m	modellusikkerhet	[-]
n	Antall	[-]
u_o	Hydrostatisk vanntrykk	[kPa]
i	Nummer	[-]

II. Greske symboler

Symbol	Beskrivelse	Benevnelse
a	Attraksjon	[kPa]
β	Pålitelighetsindeks, in english "reliability index"	[-]
β_{normal}	Pålitelighetsindeks ved normalfordeling	[-]
$\beta_{lognormal}$	Pålitelighet ved logaritmisk normalfordeling	[-]
c	Kohesjon	[kPa]
c'	Effektiv kohesjon	[kPa]
δ	delta	[-]
Δ	delta	[-]
ε	Tøyningsrate	[-]
μ	Forventningsverdi (gjennomsnitt)	[-]
μ_n	Forventningsverdi for element x_n	[-]
γ	Partialfaktor	[-]
γ_M	Materialfaktor	[-]
φ	Friksjonsvinkel	[°]
Φ	Kumulativ fordeling	[-]

σ'	Effektiv spenning	[kPa]
σ_1	Standardavvik for element x_1	[kPa]
σ_F	standardavvik for sikkerhetsfaktor	[kPa]
\bar{X}	Forventningsverdi (gjennomsnitt)	[-]
σ_{v0}	Total vertikal spenninger in-situ	[kPa]
σ'_{v0}	Effektiv vertikal spenninger in-situ	[kPa]
σ'_c	Overlagringsspenning	[kPa]
p'_c	Forkonsolideringsspenning	[kPa]

III. Akronymer

Symbol	Beskrivelse
C	Konsekvens
CC	Konsekvensklasse
COV	Kovarians
CPTU	Cone Penetration Undrained Compression Test
F	Deterministisk sikkerhetsfaktor
F_{MLV}	Mest sannsynnlige sikkerhetsfaktor
FEM	Finite Element Method
FORM	First – Order – Reliability – Method
FOSM	First – Order – Second – Moment
G	Grad av pålitelighet
LEM	Linear Equilibrium Method
LSF	Limit State Function

MC	Monte Carlo
MCS	Monte Carlo simuleringer
N	Normalfordeling
N_{sim}	Antall simuleringer
NIFF	Naturfare, infrastruktur, flom -og skredprogram
NGI	Norges Geotekniske Institutt
NVE	Norges Vassdrags – og Energidirektorat
OCR	Grad av overkonsolidering, in English "ocerconsolidation ratio"
P_f	Bruddsannsynlighet, In english "probability of failure"
P1	Profil 1
P90	Profil 90
P90 LS	Profil 90 Left Slope (også omtalt som "nordre" og "sørgående")
P90 RS	Profil 90 Right Slope (også omtalt som "søndre" og "nordgående")
PDF	Kumulativ tetthetsfunksjon, in English "Probability Density Function"
R	Risiko
SF	Deterministisk sikkerhetsfaktor
SHANSEP	Stress History and Normalised Soil Engineering Properties
STD	standardavvik

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Skred utløst av erosjon, kraftige regnskyl og menneskelig aktivitet representerer den mest forekommende og ødeleggende naturkatastrofen vi har i Norge. Frekvensen av skredforekomster har de siste årene økt, og forventes å øke ytterligere fremover, både i Norge og internasjonalt. Utviklingen kan knyttes opp mot økt urbanisering og klimaendringer, der temperaturøkning og en større mengde nedbør spiller en sentral rolle (Klima i Norge 2100, 2015).

Kunnskap om skredfare og stabilitetsforhold er nøkkelen til å forhindre store skadeomfang i samfunnet. Beregning av stabilitetsforhold har som formål å kartlegge grunnens bæreevne basert på kunnskap om materialegenskaper og potensielle bruddmekanismer samt mulige menneskelige og naturlige skredutløsende årsaker. Stabilitetsforholdet betegnes som forholdet mellom drivende og stabiliserende krefter, der resulterende verdi representeres nominelt av en sikkerhetsfaktor. Skred forekommer i skråninger der drivende krefter overgår de stabiliserende og beskrives følgelig av en sikkerhetsfaktor mindre enn 1. Naturlige skråninger har en sikkerhetsfaktor på 1 eller mer. For en tilstrekkelig sikkerhet mot brudd er kravet om sikkerhetsfaktor i geoteknisk prosjektering satt noe høyere, eksempelvis på 1.6 i BaneNORs tekniske regelverk. På denne måten tar tradisjonelle, deterministiske stabilitetsanalyser hensyn til variasjon og usikkerhet ved valg av konservative jordparametere. Følgelig vil sikkerhetsmarginen være tilstrekkelig tatt hensyn til og sikkerhetsfaktoren i noen tilfeller overestimert og lite presis, der skråninger med samme sikkerhetsfaktor kan ha en betydelig ulik sikkerhetsmargin grunnet usikkerheter tilknyttet den geotekniske vurderingen.

Forholdet mellom sikkerhetsfaktor, sannsynlighet for brudd og sikkerhetsmargin avhenger av usikkerheter tilknyttet drivende og stabiliserende krefter. En lavere sikkerhetsfaktor indikerer ikke utelukkende en høyere sannsynlighet mot brudd eller motsatt. Duncan (2000) poengterte at "Through regulation or tradition, the same value of safety factor is often applied to condition that involve widely varying degrees of uncertainty. This is not logical."

Stabilitetsanalyser innebærer en rekke usikkerhetsmomenter tilknyttet materialegenskaper og bruddmekanismer, noe som skyldes komplekse grunnforhold bestående av varierende laginndeling og naturlig, heterogene løsmasser. En stor variasjon i materialegenskaper og vannforhold tilsier at usikkerheter er noe som naturlig inngår i geotekniske problemstillinger. På tross av at usikkerheter er lite utbredt i dagens praktisering av stabilitetsberegninger, er dette tankesettet langt i fra nytt. I 1982, uttrykte Einstein og Bacher følgende: "In thinking about sources of uncertainty in engineering geology, one is left with the fact that uncertainty is inevitable. One attempts to reduce it as much as possible, but it must ultimately be faced. It is a well-recognized part of life for the engineer. The question is not whether to deal with uncertainty, but how?".

Probabilistiske tilnærminger i geoteknisk prosjektering er lite benyttet i dag, og det finnes per i dag ingen regelverk for praktisering av disse metodene. På en annen side beskriver flere nasjonale standarder og regelverk parametere med en gitt sannsynlighet for å inntreffe. Dermed er statistisk tankegang allerede innebefattet i dagens praksis i noen grad. Eksisterende bestemmelser av akseptable risiko-nivåer er basert på erfaringsmessige beslutninger og årlige sannsynligheter for at en hendelse skal inntreffe sett i sammenheng med konsekvensgrad. Det finnes en rekke internasjonale og nasjonale anbefalinger og regelverk med grenser for hvilke risikonivåer som kan tillates. NVE, BaneNOR, Eurokode og Statens Vegvesens Håndbok er blant regelverkene som vil bli diskutert nærmere i oppgaven.

Statistikk, faregradsanalyser og risikoevaluering kan beskrive usikkerheter i geoteknisk design, og dermed bidra til å optimalisere designmodeller. Fare og risiko tilknyttet geotekniske beregninger kan ifølge rapporten ISO 31000 defineres som effekten av usikkerhetene i inngangsparametere (ISO 31000 standard on risk management, 2009). En probabilistisk tilnærming til geotekniske problemstillinger vil kunne bidra til å kvantifisere sannsynlighet for at en skredhendelse skal inntreffe. Stabilitet beskrives i denne sammenhengen av pålitelighetsindeks, β , og sannsynlighet for brudd, P_f , basert på definerte krav for ytelsesfunksjonen. Det er utarbeidet en rekke probabilistiske beregningsmetoder tilpasset ingeniørrelaterte problemstillinger. Av de mest anvendte metodene, finnes Monte Carlo Simuleringer (MCS) og First-Order Second Moment (FOSM).

Det understrekes at probabilistiske sikkerhetsberegninger heller vil være en komplimentering, fremfor en erstatning av tradisjonelle, deterministiske beregninger. Verdien av erfaringsbaserte vurderinger vil spille en sentral rolle i den totale geotekniske vurderingen av hvert enkelttilfelle, deriblant hvilke usikkerheter som inngår i en analyse, samt hvor stor innvirkning hver av dem har på sikkerheten.

1.2 Problemstilling og målsettinger

Utførte deterministiske stabilitetsberegninger for naturlige leirskråninger i Hønefoss sentrum i forbindelse med utbygging av den nye Ringeriksbanen indikerer kritisk lave sikkerhetsfaktorer. Innflytelse av usikkerhet tilknyttet inngående materialparametere vil påvirke skråningenes sannsynlighet for å gå i brudd. Følgelig vil skråninger med liten usikkerhet representert av kritiske sikkerhetsfaktorer kunne ha en lavere sannsynlighet for brudd enn skråninger med en høyere sikkerhetsfaktor representert av styrkeforhold med stor usikkerhet. Hovedmålet med denne studien er å oppnå kunnskap om hvordan usikkerheter i stabilitetsanalyser kan bidra til mer presise beskrivelser av sikkerheten i skråninger. Til dette formålet er det utført probabilistiske stabilitetsberegninger basert på tilnærminger av First-Order Second Moment (FOSM) og Monte-Carlo simuleringer (MCS). De probabilistiske metodene er vurdert og sammenliknet basert på kontinuitet og nøyaktighet i resultatene.

Delmål i oppgaven er å:

- Gjøre rede for statistisk representasjon av drenerte og udrenerte materialparametere som benyttes i stabilitetsberegningene
- Undersøke sammenhengen mellom deterministiske og probabilistiske beregninger av skråningsstabilitet i naturlige og bearbeidede skråninger i Hønefoss sentrum ved bruk av beregnede deterministiske sikkerhetsfaktorer samt sannsynlighet for brudd (P_f) og pålitelighetsindeks (β).
- Undersøke hvilken effekt usikkerheter har på skråningenes sikkerhetsfaktor, bruddsannsynlighet og pålitelighetsindeks derav undersøke innflytelse av modellusikkerhet

- Vurdere gjeldende regelverk for sikkerhet i skråninger basert på resultater fra probabilistiske analyser samt vurdere mulig nytte for inkludering av probabilistiske metoder i standarder i fremtiden
- Kunne gi en indikasjon på hvor egnet probabilistiske metoder er for beregning av skråningsstabilitet for skråningsprofiler i Hønefoss

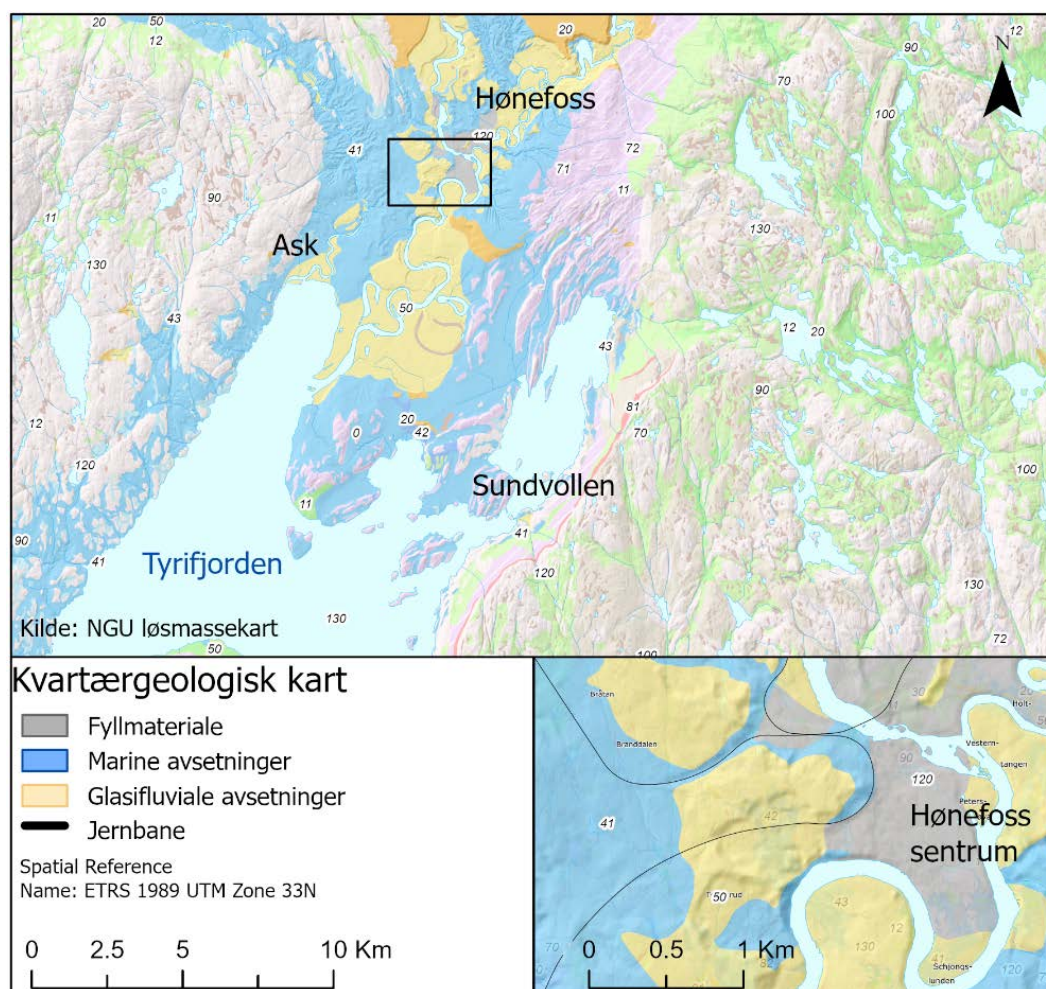
For å besvare målene for oppgaven skal følgende arbeider gjennomføres:

- Litteraturstudie av tidligere utførte probabilistiske stabilitetsanalyser samt usikkerheter som inngår i analysene og hvordan disse representeres i stabilitetsberegninger
- Befaring i prosjektområdet for en forståelse av dagens stabilitetssituasjon i skråninger som skal undersøkes.
- Parameterstudie av tilgjengelig datagrunnlag fra utførte feltundersøkelser og laboratorietester. Studiet skal indikere variasjonen i dataen og representeres statistisk med et gjennomsnitt, standardavvik og kovarians
- Utføre deterministiske stabilitetsberegninger av leirskråninger før og etter utførte stabilitetsforbedrende tiltak på effektivspenningsbasis og totalspenningsbasis. Deterministiske beregninger utføres i GeoSuite Stability.
- Utføre probabilistiske stabilitetsberegninger av leirskråninger før og etter stabilitetsforbedrende tiltak på effektivspenningsbasis og totalspenningsbasis. Metoder som skal tas i bruk er Monte Carlo simuleringer ved hjelp av Python 3.7 koding i Anaconda og FOSM analyser ved bruk av Microsoft Excel regneark

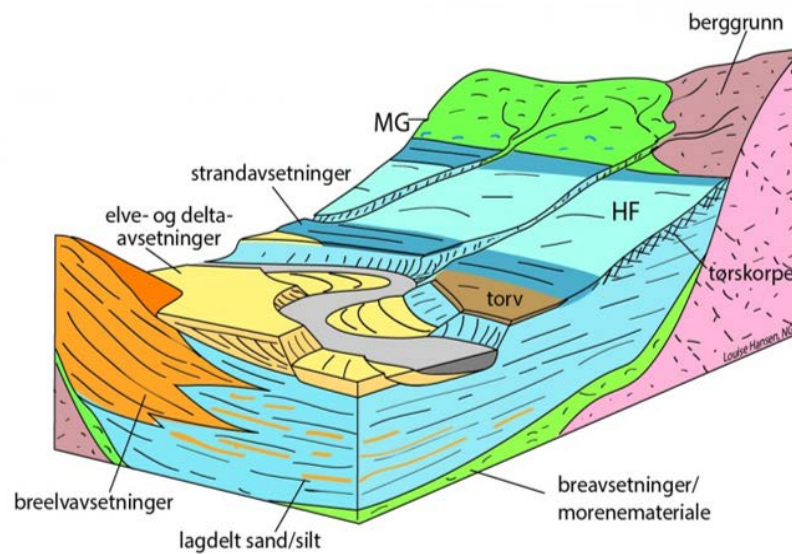
1.3 Studieområdet

Studiet er utført på bakgrunn av leirskråninger i Hønefoss sentrum, markert på kartet i Figur 1-6. Hønefoss ligger på Ringerike i Viken fylke i den nordlige enden av Tyrifjorden. Landformer som finnes på Ringerike er større platåer, ravinedaler og deltaavsetninger formet av glisiale og fluviale prosesser. En detaljert beskrivelse av geologien er gitt i appendiks B.2.

Løsmassene på Ringerike presentert på kvartærgeologisk kart figur 1-1. domineres av hav – og fjordavsetninger, samt fluviale og glasifluviale avsetninger i tillegg til overliggende antropogent fyllmateriale. En prinsippskisse av stratigrafisk oppbygging typisk for avsetningshistorien i Hønefoss er vist i figur 1-2.

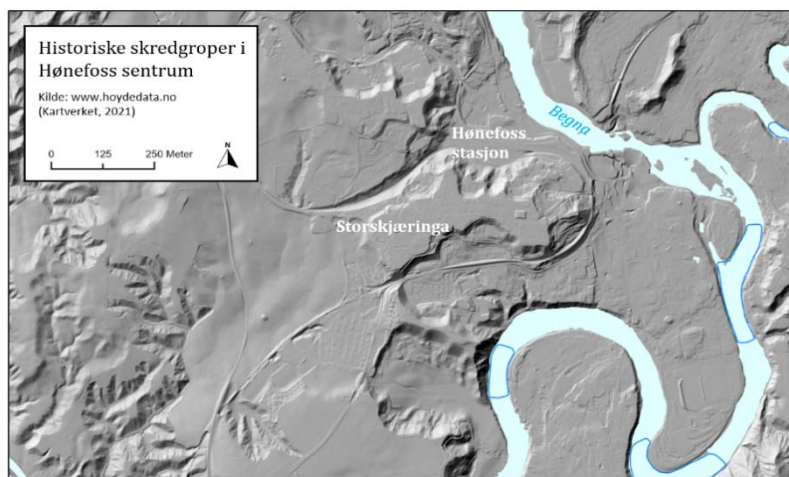


Figur 1-1: Løsmassekart over området. Kartet er produsert ved bruk av analyseverktøyet ArcGIS Pro. Benyttet inngangsdata er hentet fra NGU løsmassekart (NGU, 2020).

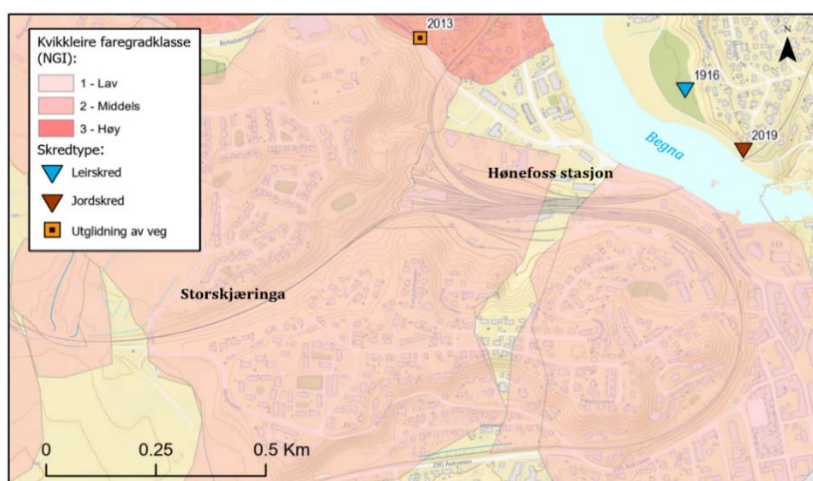


Figur 1-2: Prinsippskisse for stratigrafisk laginndeling av hav og fjordavsetninger for stratigrafi typisk for Hønefoss (Hansen, 2015)

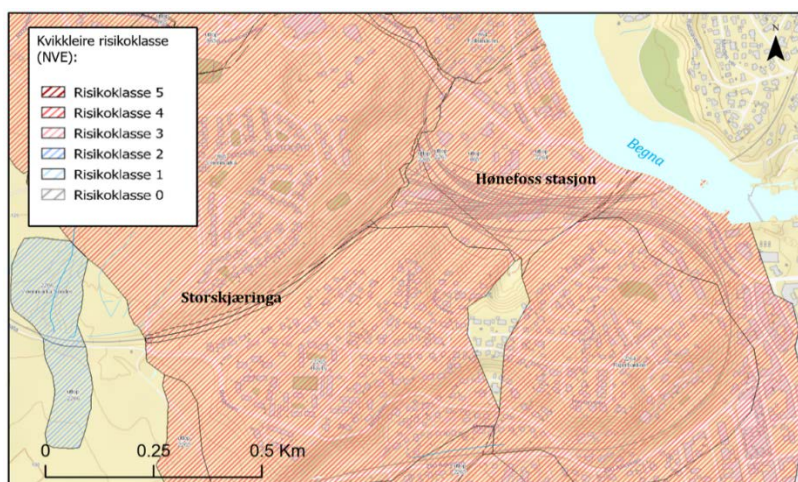
Risiko er en funksjon av sannsynlighet for brudd og konsekvensene ved et eventuelt brudd der en høy risiko indikerer høy grad av alvorlighet. Norsk Vassdrag og Energidirektorat (NVE) inndeler risiko i fem klasser, der aktuelle skråninger i Hønefoss befinner seg i risikosone 4 illustrert i kartet i Figur 1-5. Risikoklassene beskriver en årlig nominell sannsynlighet for at et skred skal inntreffe, og inndeles i klasse 0 til 5. Kartet viser i tillegg historiske skredhendelser som er en god indikator på hvor liknende skredhendelser kan inntreffe igjen. Terrenget på Ringeriket vitner om stor historisk skredaktivitet med i overkant av 60 skredgropene i området rundt Hønefoss. Flere av disse skredgropene kommer tydelig frem fra laserscanning gjort av området vist i kartet i Figur 1-3. Skred som har gått i nyere tid i området er kvikkleireskred ved Hovsenga i 2019 og 2021 (NVE, NVEs kartdatabase over historiske skredhendelser, u.d.).



Figur 1-3: Laserscanning av Hønefoss gir indikasjon på historiske skredgroper i terrenget (Kartverket, 2021).



Figur 1-4: kart over faregradssoner for kvikkleire i Hønefoss. Grunnlagsdata er hentet fra skrednett 16/10-2020.



Figur 1-5. Kart over risikosoner for skred basert på fare og konsekvensgrad. Grunnlagsdata er hentet fra skrednett 16/10-2020.

1.4 Oppbygging av oppgaven

Hovedrapporten er delt i 6 deler; kap. 1 Innledning, kap. 2 Teori, kap. 3 Metode, kap. 4 Resultater, kap. 5 Diskusjon og kap. 6 Konklusjon. Appendiks A-F er å finne bakerst i oppgaven.

Kapittel 2 gir en grundig innføring i teori relevant for studiet derav geologiske drenerte og udrenerte materialeegenskaper, skråningsstabilitet og innføring i statistiske metoder benyttet til analyseformål.

Kapittel 3 gir en oversikt over hvilke metoder som er benyttet for bestemmelse og kvantifisering av usikkerheter samt utføring av stabilitetsanalyser i totalspenningstilfelle og effektivspenningstilfelle. Kapitlet inndeles i skråningsgeometri og stratigrafisk inndeling, beskrivelse av statistisk representasjon av hver materialparameter samt beskrivelse av fremgangsmåte for deterministiske og probabilistiske beregninger.

Kapittel 4 gir resulterende statistisk representasjon for inngangsparametere benyttet til analyseformål ved forventningsverdi, standardavvik og kovarians samt tilhørende statistiske fordeling. Kapitlet gir i tillegg en sammenstilling av resultater fra deterministiske og probabilistiske stabilitetsanalyser.

Kapittel 5 inneholder helhetlig oppsummering og diskusjon av resultatene fra deterministiske og probabilistiske stabilitetsanalyser presentert i kapittel 5.

Kapittel 6 presenterer konklusjoner basert på funn i studiet

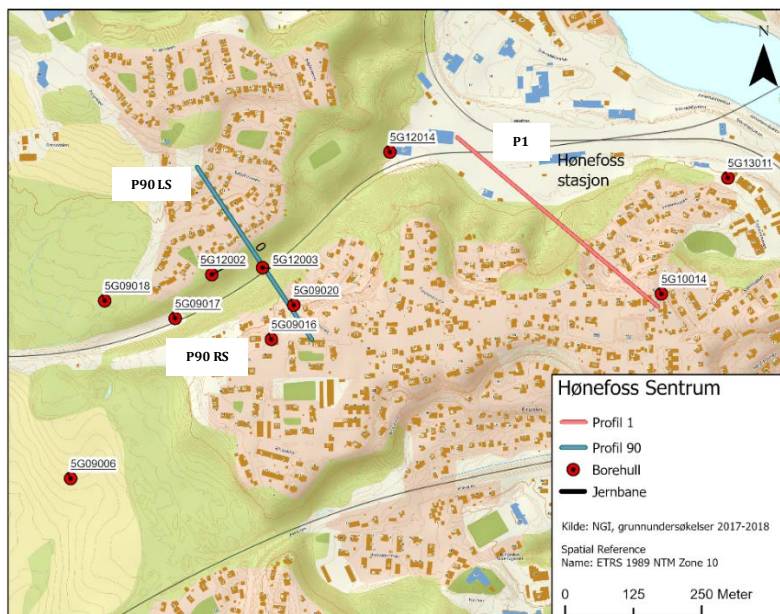
Kapittel 7 anbefalinger om videre undersøkelser i forbindelse med problemstillingen.

1.5 Datagrunnlag

Datagrunnlaget benyttet i studiet er hentet fra strekning 5 på Fellesprosjektet Ringeriksbanen og Nye E16, forkortet FRE16. Tre kritiske skråninger i Hønefoss sentrum skal undersøkes i forbindelse med kravet om sikkerhet på 1,6 i Bane NORs tekniske regelverk. Skråningene tilhører to beregningsprofiler navngitt profil 1 (P1) og profil 90 (P90). Profil 1 er lokalisert på sørlig side av dagens jernbanestasjon i Hønefoss sentrum. Profil 90 er lokalisert i Storskjæringa i representerer to skråninger. Sørlig skråning navngis "left slope" forkortet LS heretter. Tilsvarende omtales nordlig skråning i profil 90 som "right slope" forkortet RS. Kartet i figur 1-6 viser Hønefoss og lokasjon av skråningsprofil 1 og 90 samt tilhørende borepunkter. Tabell 1-1 gir en oversikt over hvilke borepunkter som tilhører profil 1 og 90.

Inngangsparametere til deterministiske og probabilistiske stabilitetsanalyser er hentet fra geoteknisk tolkningsrapport utført i forbindelse med FRE16 (Norconsult, AAS-Jacobsen, & Asplan, 2019). Det er i tillegg blitt gjort tilgjengelig CPTU-tolkninger og rådata fra indekssammenstillinger, treksialsammenstillinger og ødometersammenstillinger utført for borepunkter gitt i Tabell 1-1. En oversikt over utførte felt - og laboratorieundersøkelser for hver av borepunktene er indikert av kartene i appendiks B.1.3.

Prosjektet er nærmere beskrevet i appendiks B.1.



Source: Kartverket, Geovekst, kommuner og OSM - Geodata AS; Sources: Esri, Airbus DS, USGS, NGA, NASA, CGIAR, N Robinson, NCEAS, NLS, OS, NMA, Geodatastyrelsen, Rijkswaterstaat, GSA, Geoland, FEMA, Intermap and the GIS user community

Figur 1-6: kartet illustrerer beregningsprofiler og tilhørende borepunkter i Storskjæringa og ved stasjonsområdet i Hønefoss. Data for lokasjon av borepunkter og beregningsprofiler er gitt i appendiks C.1. (NGI, 2018).

Tabell 1-1: borepunkter i prosjektområdet. Data for lokasjon av borepunkter er gitt i appendiks C.1.3 (NGI, 2018).

Borepunkt	Kotehøyde [moh]	Tilhørende skråningsprofil
5G09006	113,04	P90
5G09016	133,7	P90
5G09017	108,2	P90
5G09018	120	P90
5G09020	126,5	P90
5G10014	136,7	P1
5G12002	121,7	P90
5G12003	105,3	P90
5G12014	98,5	P1
5G13011	101	P1

2 Teori

2.1 Geologiske materialelegenskaper

Geologiske materialelegenskaper omfatter drenerte og udrenerte styrkeparametere, deformasjonsparametere, grunnvannsforhold og permeabilitet (Briaud, 2013). Vegdirektoratet har kommet med veiledende verdier for drenerte materialparametere ved dimensjoneringsformål presentert i håndbok for geoteknikk i vegbygging V220 (Vegdirektoratet, Håndbok V220 Geoteknikk i veibyging, 2018). Verdier er gitt i Tabell 2-1.

Tabell 2-1: dimensjonerende effektive materialparametere ved dimensjonering av støttemur og landkar. Side 2-34, figur 2.39. (Vegdirektoratet, Håndbok V220 Geoteknikk i veibyging, 2018).

Massetype	Materiale		Romvekt	Friksjonsvinkel	Attraksjon
Tilførte	Grus		19	38	0
komprimerte masser	Sand		18	36	0
Naturlige, ikke komprimerte masser	Grus		19	35	0
	Sand		17	33	0
	Silt		18	31	0
	Leire og siltig leir	Fast	20	26	0
		Bløt	19	20	0

2.1.1 Styrkeparametere

Materialets styrke betegnes som evnen til å motstå brudd per arealenhet ved utsettelse for kompresjon, ekstensjon - og skjærkrefter. Skjærstyrken er det styrkeforholdet som beskriver materialelegenskaper i jordarter mest nøyaktig og er derfor en avgjørende styrkeparameter i geoteknisk prosjektering (Briaud, 2013). Skjærstyrken indikerer materialets interne motstand for brudd langs et plan og er et resultat av jordpartiklenes effektivspenninger, samt friksjons - og kohesjonskrefter i drenert eller udrenert materiale (J. Michael Duncan, 2014). Jordartens kohesjon er nært tilknyttet friksjonskreftene, da effektivspenningene forsterkes av tensjonskrefter i vannet (Briaud, 2013). I henhold til Mohr-Coulomb

bruddkriteriet vist i Figur 2-1, kan skjærstyrken i jordarter representeres som en lineær funksjon av normale effektivspenninger vist i likning (2-1).

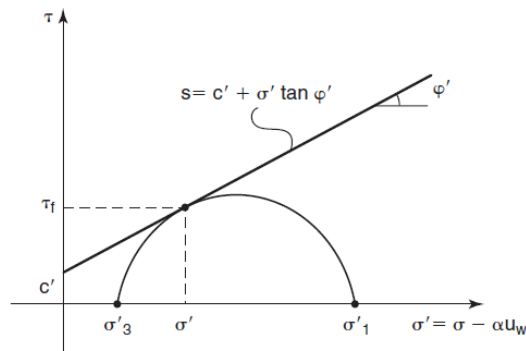
$$(2-1) \quad \tau_f = c' + \sigma' * \tan\varphi'$$

τ_f : skjærstyrke

c' : kohesjon

σ' : normalspenning på bruddplanet

φ' : friksjonsvinkel



Figur 2-1: bruddkurve for jordarter basert på Mohr-Coulomb bruddkriteriet. Kilde 14. Figur 15.6 s. 448

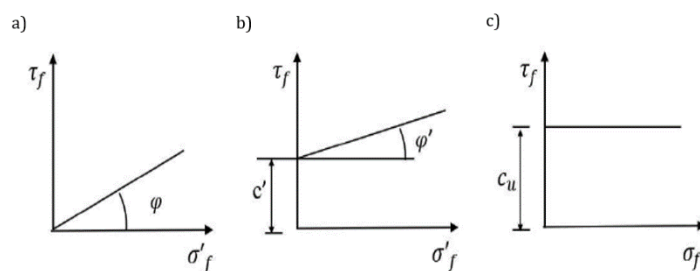
Vinkelen φ' definerer bruddlinjens stigningstall, også definert som materialets friksjonsvinkel. Skjærspenningen ved brudd τ_f representerer det høyeste nivået jorda kan motstå. I et spenningsdiagram representeres brudd av området der spennings sirkelen skjæres av bruddlinja. Denne spenningsverdien korresponderer med toppunktet på spenningsstien i et spenning-tøyning diagram som vist i Figur 2-1 og kalles derfor for maksimal skjærstyrke (Briaud, 2013). "Residual strength" betegner styrken jorda oppnår etter brudd i omrørt tilstand, og bør derfor benyttes for å bestemme skjærstyrken i skråninger som tidligere har sklidd ut spesielt i leirejordarter (A. Keith Turner, 1996). Forholdet mellom uforstyrret og omrørt udrenert skjærstyrke indikerer jordartens sensitivitet (St). Figur 2-2 illustrerer Mohr-Coulomb bruddkriteriet for drenert og udrenert styrkeforhold i jord. I vannmettede jordarter defineres skjærstyrken som en funksjon av effektiv normalspenning, gitt i likning 2-2.

$$(2-2) \quad \tau_f = c' + (\sigma - u) * \tan\varphi = c' + \sigma' * \tan\varphi$$

Drenert tilstand gjelder for friksjonsjordarter som sand og silt med en grad av vannmetning lavere enn 70 %, samt vannmettet eller delvis vannmettet overkonsolidert leire (Huang et al. 2016). For en drenert analyse må grunnvannsforhold være kjent og skjærstyrken baseres på materialets effektive styrkeparametere kohesjon c' og friksjonsvinkel φ' . I tilfeller med leire avhenger parameterne av konsolideringsgrad, ratio mellom masse og porevolum samt leiras mineralsammensetning (J. Michael Duncan, 2014). Drenert tilstand for en kohesjonsløs jord representeres av en bruddkurve som passerer origo og en styrke som øker ved økte effektivspenninger. Drenert tilstand i kohesivt materiale representeres av en udrenert skjærstyrke lik c_u som øker ved økte effektivspenninger, vist i figur Figur 2-2 b.

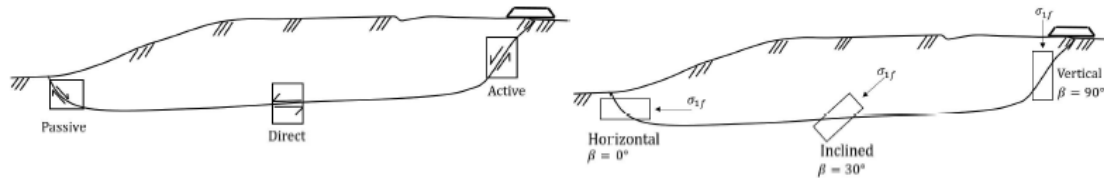
For jord som er fullstendig vannmettet beskrives styrkeegenskapene av udrenert skjærstyrke og en friksjonsvinkel lik 0 (A. Keith Turner, 1996). Denne analysen benyttes hovedsakelig for stabilitetstilstand i kohesive, lite permeable masser som leire kombinert med tilstand umiddelbart etter inngrep i form av belastning eller avlastning (Briaud, 2013). For udrenert tilstand i et kohesivt materiale avhenger ikke styrken av effektivspenninger. Følgelig vil bruddkurven illustreres med en rett linje der den udrenerte skjærstyrken (c_u) er konstant. I dette tilfellet inkluderes ikke vannforhold. Skjærstyrken langs bruddplanet kan i disse tilfellene beregnes ved bruk av totalspenninger uttrykket vist i likning 2-3.

$$(2-3) \quad \tau_f = c_u = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$$



Figur 2-2: Mohr – Coulomb bruddkurver for drenert og udrenert tilstand (Huang et al. 2016).

Løsmassene i et jordprofil har varierende materialegenskaper i x-, y- og z-retning, og ansees derfor som et anisotrop og inhomogent materiale (Hunt, 2005). Ved en anisotrop skjærstyrke, vil kohesjonen og friksjonen i jorda avhenge av orienteringen av bruddplanet i skråningen illustrert i Figur 2-3.



Figur 2-3: aktiv, direkte og passiv soneinndeling langs en glideflate i en skråning samt tilhørende spenningsforhold.

For bestemmelse av leiras gjennomsnittlige udrenerte skjærfasthet langs et glideplan er det derfor viktig å ta hensyn til variasjon i styrkeparametere ved å vurdere retning på deformasjonen og spenningstilstanden. Inndeling av aktiv, passiv og direkte spenningszone baseres på orientering av hovedspenninger ut ifra glideplanet som illustrert i Figur 2-3. Tilhørende anisotropifaktorer for de ulike spenningssonene forkortes ADP – faktorer. Resulterende skjærfasthet med hensyn til anisotropien uttrykkes som følger:

$$(2-4) \quad \bar{S}_u = S_{uA} \left(A * \frac{S_{uA}}{S_{uA}} + D * \frac{S_{uD}}{S_{uA}} + P * \frac{S_{uP}}{S_{uA}} \right)$$

Der,

S_{uA} : aktiv skjærfasthet

S_{uD} : direkte skjærfasthet

S_{uP} : passiv skjærfasthet

Anisotropi kan bestemmes ved bruk av treaksiell trykktest på høykvalitets blokkprøver, enten ved kompresjon i aktiv trykktest (S_{uA}) eller ekstensjon i en passiv trykktest (S_{uP}). Resulterende aktiv eller passiv skjærstyrke sammenlignes med skjærstyrken målt ved direkte skjærttest (S_{uD}). Jo lavere verdi ratioen gir, desto høyere er anisotropien i det respektive materialet. Den udrenerte

skjærstyrken er størst i aktiv sone og minst i passiv sone (Priscilla Paniagua, 2019).

I 2014 publiserte NIFS en oppdatert rapport for anbefalt bruk av anisotropifaktorer i norske leirer som del av naturfareprosjektet om kvikkleire (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014). Resultater fra rapporten viser blant annet til anisotropifaktorenes nære tilknytning til leiras plastisitet, der typiske lavplastiske leirer indikerer høy anisotropi (ref. Figur 3-11). Se Tabell 2-2 for anbefalte ADP – faktorer for norske leirer.

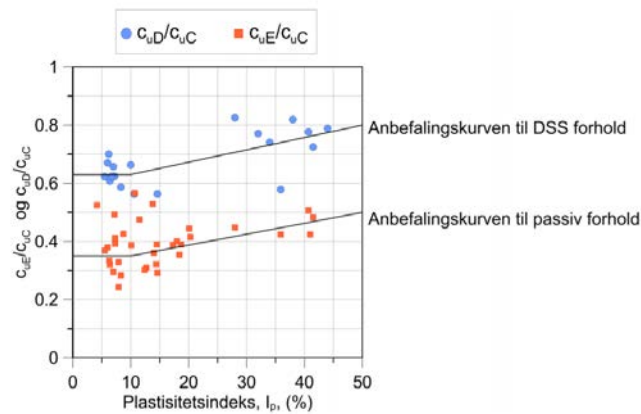
Plastisitetsindeksen I_p uttrykt i formel 2 – 5 er et mål for leiras plastiske oppførsel og har nær sammenheng med vanninnhold representert av jordartens flytegrense w_L og plastisitetsgrense w_p (Emdal, 2017).

$$(2-5) \quad I_p = w_L - w_p$$

Tabell 2-2: Omforent anbefaling av ADP - faktorer.

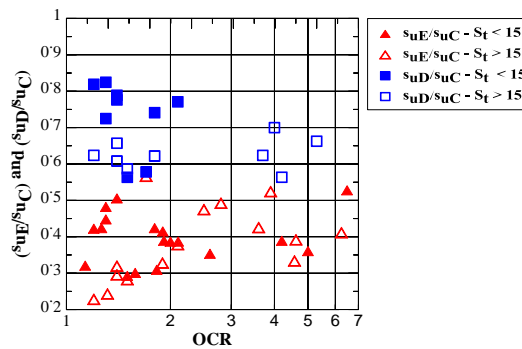
I_p	S_{uD} / S_{uA}	S_{uP} / S_{uA}
$I_p \leq 10 \%$	0,63	0,35
$I_p > 10 \%$	$0,63 + 0,00425 * (I_p - 10)$	$0,35 + 0,00375 * (I_p - 10)$

Anbefalingskurver for direkte og passivt anisotropiforhold basert på Tabell 2-2 er vist grafisk i Figur 3-11 (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014). Anbefalingene kan benyttes som veiledende korrelasjonsverdier for valg av direkte og passive anisotropifaktorer.

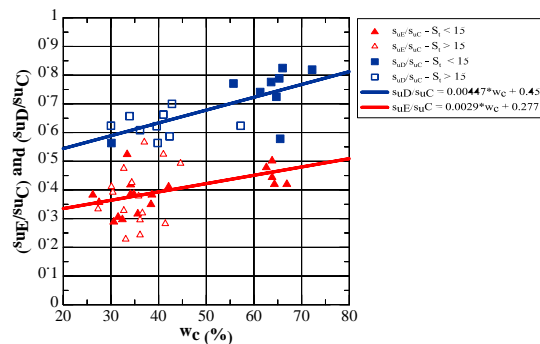


Figur 2-4: Omforent anbefaling av ADP – faktorer (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014).

Andre korrelasjonsforhold som kan benyttes for indikasjon på anisotropiforhold i norske leirer er vanninnhold og konsolideringsgrad, OCR, henholdsvis illustrert i Figur 2-5 og Figur 2-6 (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014).



Figur 2-5: Anisotropiforhold fra blokkprøver sett i forhold til OCR (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014).



Figur 2-6: Anisotropiforhold fra blokkprøver sett i forhold til leiras vanninnhold (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014).

SHANSEP-korrelasjon, kort for *Stress History and Normalized Soil Engineering Properties*, er en mye anvendt empirisk metode i bransjen for estimering av udrenert skjærfasthet. Metoden tar hensyn til at den udrenerte skjærstyrken er sterkt korrelert med overkonsolideringsnivået. I nyere tid har metoden blitt oppdatert slik at skjærstyrken også korrigeres avhengig av vanninnholdet (Paniagua, 2019). SHANSEP-metoden er gitt ved følgende uttrykk (Ladd et al. 1977).

$$(2-6) \quad s_{uA} = S \cdot OCR^m \cdot \sigma'_{v0}$$

der,

S = normalisert styrke for $OCR = 1,0$

m = eksponent

σ'_{v0} = vertikal effektivspenning

SHANSEP baserer seg på parameterne S , OCR og m . S angir styrkeforholdet $S_u/\sigma'_{v,0}$ ved $OCR = 1$ og er basert på friksjonsvinkelen til materialet. OCR -korrelasjoner i gjort rede for i appendiks E.1. Typiske verdier for S er oppgitt i formel 2-7 (NTNU geoteknisk institutt, 2017).

$$(2-7) \quad S \approx \frac{\sin(\varphi)}{2} \approx 0,22 - 0,30$$

Der,

φ : friksjonsvinkel

Anbefalte verdier for materialfaktor m er vist i Tabell 2-3 (Briaud, 2013).

Tabell 2-3: anbefalte verdier for materialfaktor m Tabell 15.2 (Briaud, 2013).

Jordart	m for intakte løsmasser	m for bearbejdede løsmasser
Sementert sensitive leire	0,4 - 0,5	0,5 - 0,7
Fast leire	0,6 - 0,6	0,6 - 0,8
Sensitive leire	0,6 - 0,7	0,7 - 0,9

2.1.2 Grunnvann - og dreneringsforhold

Vann er den dominerende mekanismen for transport av materiale på overflaten og nedover i jordprofilet (Delvin S. Fanning, 1989). I tillegg er jordartens grunnvanns – og dreneringsforhold avgjørende for bestemmelse av skjærstyrke samt valg av analysemetode for skråningsstabilitet. Kartlegging og overvåkning av grunnvannsstand og poretrykk nedover i jordprofilet er en viktig del av stabilitetsvurderinger og utføres ved innstallering av piezometere og CPTU-sonderinger (Briaud, 2013).

Økt infiltrering av regnvann med resulterende økt grunnvannsnivå, rask drenering av tilgjengelig vann samt opptining av tele i skråningen er alle faktorer som kan medføre redusert stabilitet (Hunt, 2005). Poretrykket u_w er en funksjon av vannets tetthet og energien lagret i vannet, gitt i likning 2-8. Poretrykket langs et svakhetsplan kan være positivt, under grunnvannsspeilet, eller negativt, over grunnvannsspeilet. Et høyt, positivt poretrykk medfører en lav sikkerhetsfaktor for skråningen (Hunt, 2005). Et økt poretrykk gir avtagende effektivspenninger og følgelig lavere skjærstyrke i jorda (Briaud, 2013).

$$(2-8) \quad u_w = h_p * \gamma_w$$

h_p : høyde av trykk fra vannsøyle

γ_w : tetthet av vann

Når infiltrasjon av vann gjennom umettet sone er raskere enn grunnvannets avrenning, vil grunnvannsnivået stige, og vekten av jorda over bruddplanet øke (Per Jørgensen, 2013). Det økte poretrykket reduserer skjærfastheten og minsker dermed de stabiliserende kreftene. Jordarter med lav infiltrasjonsevne ansees som lukkede dreneringssystemer (Delvin S. Fanning, 1989), og vil dermed oppleve en større grad av overflateavrenning enn jordarter med høy infiltrasjonsevne. Følgelig vil områder med denne typen jordarter oppleve en høyere erosjon på overflaten. Ved drenerte forhold tas det derfor hensyn til poretrykket ved beregning av jordas effektive styrkeegenskaper. Lite permeable jordarter,

eksempelvis silt og leire, har en lav permeabilitet vil følgelig dreneres saktere enn friksjonsjordarter (A. Keith Turner, 1996).

For en skråning ansees avsetningsprosessene å være størst i bunnen. Dette medfører mer bearbeidede og ofte mindre permeable masser i bunnen av skråninger sammenlignet med høyt opp i skråningen der erosjonsprosessene dominerer og avsetning av masser er liten (Delvin S. Fanning, 1989). Sigevannskrefter er en dragkraft som utvikles på overflaten mellom jordpartikler og vann i bevegelse (Briaud, 2013). Sigevann i grunnen kan redusere friksjonskrefter langs et svakhetsplan eller øke de drivende kreftene i skråningen. Påvirkningen av en rask dreneringshastighet øker for en skråning som er helt eller delvis vannmettet og det følgelig skjer en reduksjon i ekstert vannivå. Eksternt poretrykk som virker på overflaten av skråningen bidrar til stabilisering av skråningen. Følgelig vil en reduksjon av vannivået øke det interne poretrykket (J. Michael Duncan, 2014).

2.2 Skråningsstabilitet

Skråningsstabilitet omfatter jordas evne til å holdes intakt i naturlige og bearbeidede skråninger. Stabilitet avhenger av en rekke komplekse variabler som kan inndeles i geologiske, morfologiske, fysiske og menneskeskapte faktorer (Hung et al., 2014) og kan vurderes som en likevekt mellom skråningens interne stabiliserende krefter og ytre drivende krefter. Skråningens interne krefter representeres av geologiske og morfologiske styrke – og deformasjonsegenskaper (A. Keith Turner, 1996) samt eventuelle støttekonstruksjoner og forankringer. Eksterne krefter representeres av menneskeskapte påvirkninger som trafikklaster, konstruksjonslaster, kutting og fylling (Shuai-hua Ye, 2020) samt ytre naturlige krefter som jordskjelv (Keefer, 2002), nedbør (Collins BD, 2004) & (L. Z. Wu, 2016), erosjon (Greenwood, 2006) og ugunstige dreneringsforhold (Berilgen, 2007).

Stabilitetsvurderinger baseres på grenselikevekter, der brudd forekommer når drivende krefter overgår stabiliserende forhold (Hunt, 2005). Dette forholdet betegnes tradisjonelt av en sikkerhetsfaktor, representert av et forenklet uttrykk vist i likning 2-9.

$$(2-9) \quad SF = \frac{\tau_f}{\tau_{eq}}$$

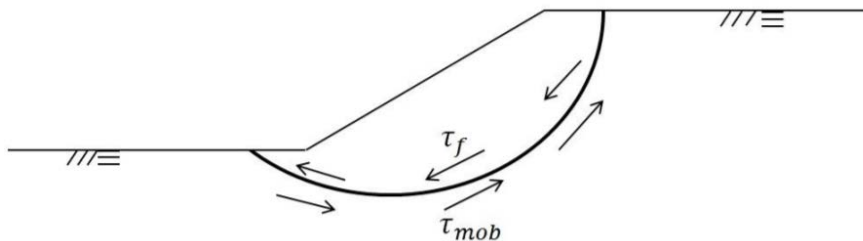
$$\text{Der,} \quad \tau_f = c + \sigma * \tan\varphi$$

τ_f : tilgjengelig skjærstyrke langs et bruddplan

τ_{eq} : tilgjengelige skjærspenninger som bidrar til brudd langs et bruddplan

De drivende kreftene mobiliserer skjærspenninger (τ_{mob}) som må kompenseres for av jordartens tilgjengelige skjærstyrke (τ_f). En sikkerhetsfaktor kan beskrives som forholdet mellom skjærfasthet og mobiliserte skjærspenninger langs en potensiell glideflate, illustrert i Figur 2-7. Mobiliseringsgraden (τ_{rel}) er den inverse av dette forholdet:

$$(2-10) \quad \tau_{rel} = \frac{\tau_{mob}}{\tau_f}$$



Figur 2-7: mobilisert skjærstyrke og tilgjengelig skjærstyrke langs bruddplanet i en skråning

De mobiliserte skjærspenningene kan som regel regnes ut analytisk, mens den tilgjengelige skjærstyrken oppnås ved prøvetaking og laboratorietesting (Janbu, 1970).

For å gjøre en stabilitetsvurdering er det flere aspekter som inngår i forkant av selve beregningene, underveis og etter at resultatene foreligger. Vegdirektoratets håndbok for geoteknikk i vegbygging anbefaler at en helhetlig stabilitetsvurdering skal ta høyde for blant annet kartstudium, befaring, grunnundersøkelser og geometri (Vegdirektoratet,

2018). (Hunt, 2005) presenterer følgende momenter for hva som bør ligge til grunn for en stabilitetsanalyse:

- Historisk skredaktivitet i området
- Geologiske forhold, deriblant materialfaktorer og styrkeforhold, grunnvannforhold
- Skråningsgeometri
- Ytre forhold for skråningen som sprekker, kryp og sivende vann
- Bevegelse i skråningen
- Klimaforhold

Ved en tilstand der drivende krefter overgår de stabiliserende vil det utvikles brudd i skråningen seg langs et svakhetsplan, som defineres som flaten i profilet med mest kritiske verdier for skjærstyrken. Denne flaten kan være plan, sirkulær eller en mer kompleks kombinasjon. Et skred vil forkomme når hele svakhetsplanet er mobilisert, ved at massene over glideplanet gir etter (Hunt, 2005).

Faktorer som påvirker skråningsstabilitet kan inndeles i fysiske faktorer og menneskeskapt påvirkninger. Fysiske faktorer omfatter nedbør, snøsmelting, ekstremvær, forvitring og erosjon samt jordskjelv og årstidsvariasjoner (Hunt, 2005). Menneskeskapt påvirkninger omfatter inngrep i skråningen i form av avlastninger eller tilførsel av masse. Endrede lastforhold vil påvirke likevekten mellom drivende og stabiliserende krefter illustrert i Figur 2-7. Endring av terreng samt fjerning av vegetasjon kan ha stor påvirkning av avrenningsforhold og jordas infiltrasjonsevne (nærmere omtalt i [kapittel 2.1.2 Grunnvann - og dreneringsforhold](#)). I et geologisk perspektiv begrenses erosjon av fjell eller terskler i vassdraget. Stor dybde til fjell eller nedenforliggende stabilt vannspeil gir et stort erosjonspotensiale der ravinene blir dypere enn der dybde til fjell og erosjonspotensiale er mindre. Menneskelige inngrep som bekkelukkinger og bruk av kulvert under veier medfører kunstige erosjonsterskler som

hindrer videre senkning av bekkene. I motsatt tilfelle kan bekkelukking ofte foretas sammen med bakkeplanering som etter ferdigstillelse har gitt mer stabile skråninger (NGI, Program for økt sikkerhet mot leirskred, 2006).

Stabilitetsanalyser inndeles i total- og effektivspenningsanalyser (Vegdirektoratet, 2018). Valg av analysemetode for vurdering av stabiliteten er sterkt betinget av jordtypen, stratigrafi, grensebetingelser, belastningssituasjonen, og varigheten av situasjonen. For undersøkelse stabilitet kort tid etter utført lastendring vil masser kunne ansees som udrenerte. Da vil en totalspenningsanalyse være godt egnet. For undersøkelse av langtidseffekten av lastendringen vil en effektivspenningsanalyse være godt egnet.

- **Effektivspenningsanalyse**

Effektivspenningsanalyser benevnes i annen litteratur også som drenerte analyser og $\alpha\phi$ -analyser. Metoden benyttes for permeable jordarter, og vil også kunne benyttes for vurdering av stasjonær (permanent) tilstand for impermeable jordarter, der spenningsendringene (pga. lastendring) er ferdig konsolidert.

I tilfeller der pålasting eller avlasting ikke skaper poreover- eller undertrykk, fordi permeabiliteten i massene er høy, kalles dette drenert materialoppførsel. I slike tilfeller vil poretrykket som følge av belastningen utjevne seg pga. den høye permeabiliteten. Sand, grus og stein regnes som drenerende masser og stabiliteten i disse materialene vurderes ved effektivspenningsanalyse. Ved raskere pålasting anbefales det å utføre både drenert og udrenert analyse og dimensjonere etter det mest konservative resultatet, dersom man ikke bruker en mer avansert analysemetode (Vegdirektoratet, 2018).

Styrkeparametere som beskriver effektivtilstand er friksjonsvinkel, romvekt og kohesjon (ref. formel 2-1).

- **Totalspenningsanalyse**

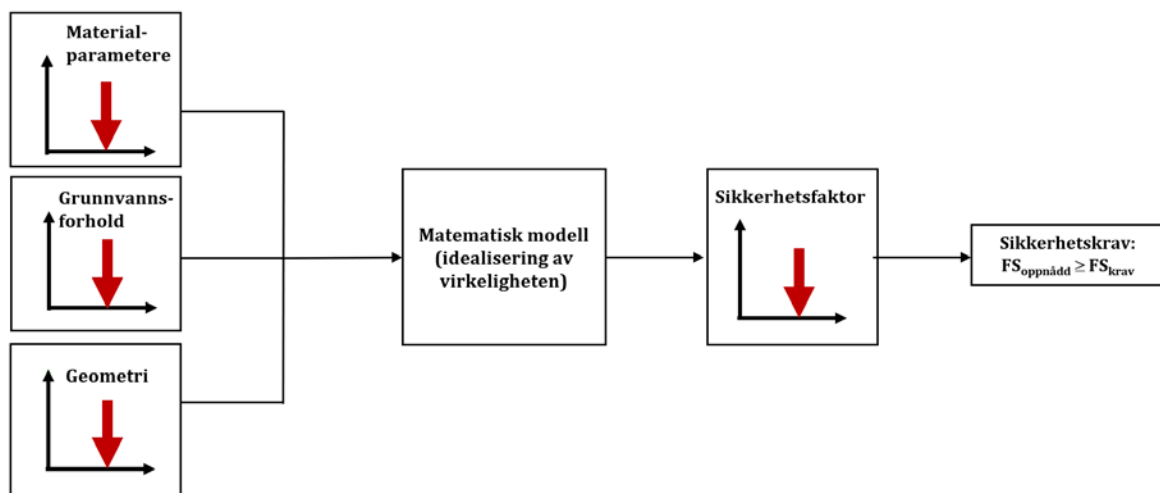
Denne metoden benyttes for impermeable jordarter, som for eksempel leire og leirig silt, med udrenert oppførsel. Totalspenningsanalyser benevnes i annen litteratur også som udrenerte analyser og cu-analyser.

I masser med lav permeabilitet, vil pålasting eller avlasting kunne skape et poreover- eller undertrykk. Dette omtales som udrenert materialoppførsel. Lastendringer på leire gir som oftest udrenerte forhold, og totalspenningsanalyse benyttes (Vegdirektoratet, 2018).

Styrkeparametere som beskriver totalspenningstilstanden for materialet er udrenert skjærstyrke, anisotropifaktorer og romvekt.

2.2.1 Deterministiske grenselikevektmetoder

Tradisjonelt er stabilitetsanalyser utført ved bruk av deterministisk metode der resulterende skråningsstabiliteten beskrives av en sikkerhetsfaktor. For å oppnå sikre modeller benyttes minimumskrav til sikkerhetsfaktor ofte til designformål. Disse kravene og andre anbefalinger er å finne i en rekke standarder og regelverk nærmere omtalt i kapittel 2.2.3.



Figur 2-8: flytdiagram indikerer gangen i en deterministisk stabilitetsanalyse

Basert på uttrykket i likning 2-9 indikerer en sikkerhetsfaktor lik 1 en kritisk skråning, der økte drivende krefter eller minkende stabiliserende krefter vil medføre brudd. En skråning ansees som stabil ved sikkerhetsfaktor større enn 1. I motsatt tilfelle indikerer

sikkerhetsfaktoren en ustabil skråning. Vurderinger av skråningsstabilitet for dagens tilstand indikerer naturligvis en sikkerhetsfaktor lik 1 eller større. Ved endrede statiske forhold i skråningen, vil stabiliteten kunne endres og resultere i brudd ved et gitt tidspunkt i fremtiden. Sikkerhetsfaktoren beregnes ved først å bestemme det mest kritiske bruddplanet som utvikles ved et potensielt brudd i skråningen. Dette gjøres ved gjentatte simuleringer ved bruk av statisk likevekt til å kvantifisere spenninger og sikkerhetsfaktoren som gjelder for det gitte bruddplanet. Den laveste sikkerhetsfaktoren representerer det mest kritiske bruddplanet og brukes som grunnlag for videre bestemmelser for eventuelle stabilitetsforbedrende tiltak.

En skrånings sikkerhetsfaktor ansees som mer kompleks enn uttrykt i likning 2-9, der variasjon og usikkerhet i inputparametere spiller en sentral rolle (Briaud, 2013). Sikkerhetsmarginen til en skråning beskriver ratioen mellom drivende og stabiliserende krefter med hensyn til variasjon og usikkerhet i stabilitetsvurderingen. Dette gjøres ofte ved bruk av partialfaktorer (γ) eller materialfaktorer (γ_m). Følgelig vil sikkerhetsmarginen for en skråning kunne variere for skråninger med lik sikkerhetsfaktor som utgangspunkt. I noen tilfeller vil deterministiske beregninger følgelig kunne medføre en upresis representasjon av virkeligheten med et mer kritisk design enn virkelige forhold. Forhold som øker usikkerheten tilknyttet bestemmelse av sikkerhetsfaktor for en skråning er:

- En kompleks stratigrafi og varierende skjærstyrke langs bruddplanet i skråningen
- Varierende form og geometri for bruddplan internt i skråningen
- Detektering av det mest kritiske bruddplanet, som indikerer den absolutt laveste sikkerhetsfaktoren for skråningen
- Skråningens påvirkning av eksterne krefter og påvirkninger er tilknyttet stor usikkerhet
- Ulik grad av stabiliserende effekt i skråningsprofilen ved bruk av grunnforsterkende tiltak

Det inngår ikke tilstrekkelig kartlegging av risikonivå ved et potensielt brudd i deterministiske analyser (Li & Lumb, 1987). Dette medfører at skråninger med lik

sikkerhetsfaktor kan representere et ulikt risikonivå avhengig av usikkerhet og variasjon i inngangsparametere som geometri og materialegenskaper. Risiko er beskrevet som samspillet mellom faregrad og konsekvensgrad, der faregrad indikerer sannsynligheten for brudd. Sannsynligheten for brudd beskrives av sikkerheten mot brudd i skråningen, mens konsekvensgrad kartlegges i en sårbarhetsanalyse og er avhengig menneskelig skade og tap av liv samt økonomisk skade på samfunnet deriblant infrastruktur (Li & Lumb, 1987).

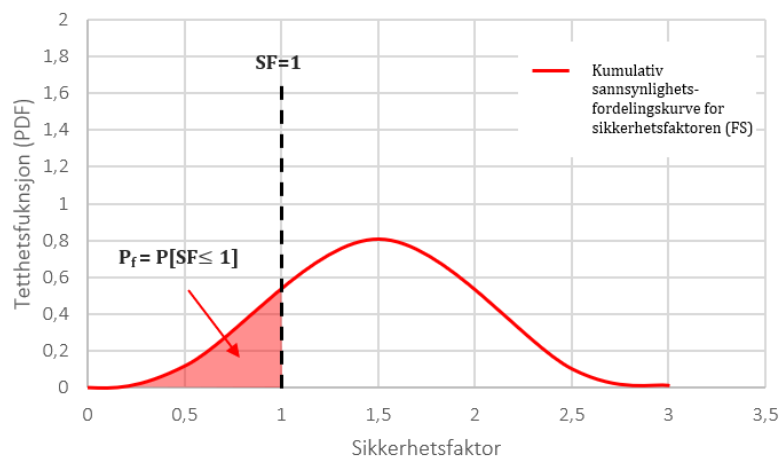
Krav om sikkerhetsmargin tar hensyn til konsekvensgrad ved å kreve en økt sikkerhetsmargin når konsekvensgrad ved brudd er høy (J. Michael Duncan, 2014). Ulike regelverk presenterer derfor ulike risikoklasser som tas hensyn til i sikkerhetsvurderinger avhengig av sårbarhet og grad av alvorlighet. Duncan et al. anbefaler en sikkerhetsfaktor på 2,0 eller større for tilfeller med høy konsekvensgrad og samtidig høy grad av usikkerhet. Ved lav grad av usikkerhet anbefales en sikkerhetsfaktor på 1,5. Ved mindre konsekvenser anbefales en sikkerhetsfaktor på 1,25 ved liten usikkerhet og 1,5 ved stor usikkerhet i inngangsparametere for stabilitetsvurderingen (J. Michael Duncan, 2014). Prinsipper bak anvendte lineære grenselikevektmetoder er nærmere omtalt i appendiks B.2 LEM metoder

2.2.2 Probabilistiske metoder

I pålitelighetsanalyser vil usikkerheter i drivende og stabiliserende krefter samt i benyttede beregningsmetoder kunne kvantifiseres. Formålet med analysene er å undersøke om sannsynligheten for brudd basert på forhåndsdefinerte krav er høyere eller lavere enn en gitt verdi, eksempelvis en sikkerhetsfaktor på 1. Pålitelighetsbaserte beregningsmodeller er utbredt innen konstruksjonsformål, og er en gradvis mer anvendt og akseptert metode innen geotekniske formål. En rekke studier har utviklet metoder for å implementere statistikk i stabilitetsberegninger for å kunne beregne usikkerhet tilknyttet inngangsparametere mer presist og systematisk (Vanmarcke, 1977), (Li & Lumb, 1987), (J. T. Christian, Reliability applied to slope stability analysis, 1994), (D. V. Griffiths, 2004) og (B. K. Low, 2007). Metodene går under fellesbetegnelsen probabilistiske stabilitetsberegninger og kan i mange tilfeller komplimentere sikkerhetsvurderinger fra deterministiske analyser ved å kvantifisere beregningenes

pålitelighet samt skråningens sannsynlighet for å gå i brudd basert på forhåndsbestemte kriterier (Raul Flores Penalba, 2009). Statistikk som ligger til grunn for formler presentert i dette kapittelet er forklart nærmere i kapittel 2.3.

For probabilistiske stabilitetsanalyser benyttes begrepet sannsynlighet for brudd (P_f) for å beskrive sikkerheten for en konstruksjon eller skråning mot å kollapse (Briaud, 2013). P_f fremstilles nominelt av en statistisk fordeling og representeres av en forventningsverdi og et standardavvik som indikerer spredningen i datautvalget. Som i deterministiske analyser består datautvalget av materialparametere, grunnvannsforhold og skråningsgeometri. Hver av inngangsparameterne har en tilhørende sannsynlighetsfordeling som indikerer variasjonen i målinger og dermed usikkerhet for den gitte parameteren i motsetning til én karakteristisk verdi som for deterministiske analyser. De ulike sannsynlighetsfordelingene resulterer i en samlet fordeling som representerer skråningens sikkerhet mot brudd. Figur 2-9 illustrerer sammenhengen mellom sannsynligheten for brudd og en deterministisk sikkerhetsfaktor. Det markerte området indikerer sannsynligheten for at den stokastiske variabelen, sikkerhetsfaktoren, vil få en verdi mindre eller lik 1,0 (Lacasse et al., 2007).



Figur 2-9: sammenheng mellom sikkerhetsfaktor og sannsynlighet for brudd for en normalfordeling

En skrånings sikkerhet mot brudd kan også uttrykkes ved påliteligheten til skråningen (G) som uttrykt i formel (2-11). Stabiliteten er en funksjon av sannsynligheten for brudd (P_f) og dermed usikkerhetene tilknyttet inngangsparameterne i stabilitetsanalysen. Duncan et al. (2013) definerer påliteligheten av en skråning som følger: "the reliability of a slope

is the probability that the slope will remain stable under specified period of time and design conditions".

$$(2 - 11) \quad G = 1 - P_f$$

Der,

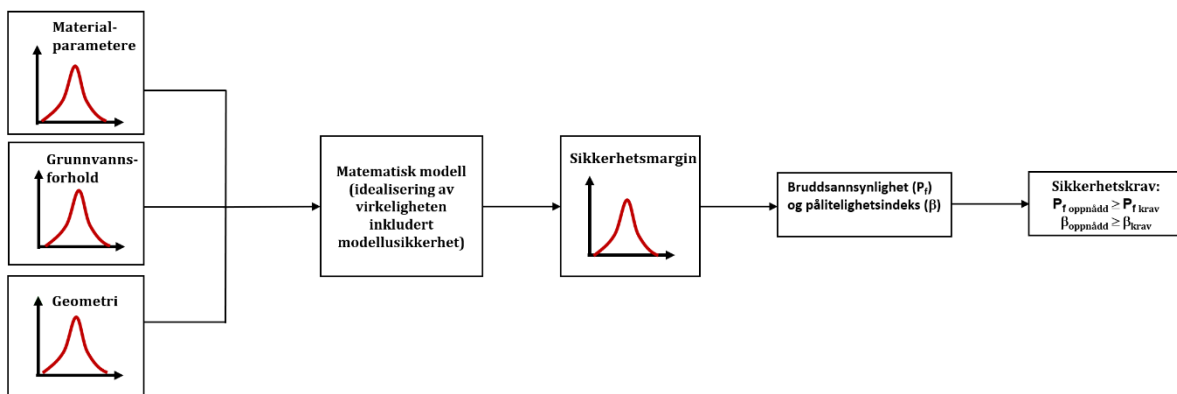
G : Grad av pålitelighet

$$P_f = \Phi(-\beta)$$

Φ : funksjon for standardnormalfordeling

β : troverdighetsindeks

Fremgangsmåten for probabilistiske beregninger er illustrert i flytdiagrammet i Figur 2-10.



Figur 2-10: illustrasjon av fremgangsmåten for en probabilistisk analyse. Inngangsparametere er materialparametere, grunnvannsforhold og geometri. Resultatet fra analysen er verdier for bruddsannsynlighet (P_f) og pålitelighetsindeks (β).

Ved å i tillegg ta hensyn til konsekvensene av en kollaps kan vi si noe om risikoen (R) uttrykt i formel (2-12).

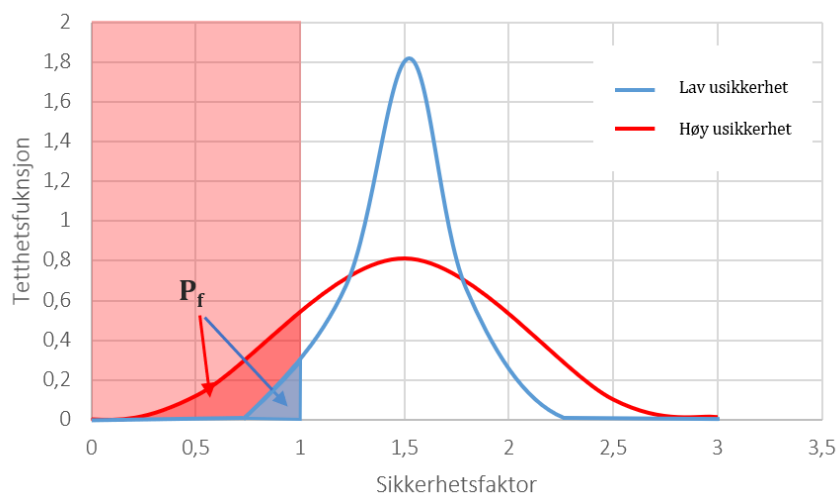
$$(2 - 12) \quad R = P_f * C$$

R : risiko

P_f : sannsynlighet for brudd

C: konsekvenser ved kollaps

Dette prinsippet illustreres i Figur 2-11 der sannsynlighetsfordeling for to skråninger med samme forventede sikkerhetsfaktor på 1,5 og en ulik grad av usikkerhet. Sannsynligheten for brudd (P_f) er definert av tetthetsfunksjonen som arealet under en sikkerhetsfaktor lik 1. Figuren indikerer at minsket usikkerhet gir en minsket sannsynlighet for brudd. Kartlegging av en tolerabelt lav bruddsannsynlighet bidrar til å lage sikre og robuste geotekniske modeller.



Figur 2-11: normalfordelingskurver for et datautvalg med lav usikkerhet (blå) og et datautvalg med høy usikkerhet (rød). Bruddsannsynligheten (P_f) for de to utvalgene er lik arealet under tilhørende kurve.

Troverdighetsindeks, også kalt β -faktor, er et mål på troverdigheten tilknyttet resulterende bruddsannsynlighet P_f . β -faktoren indikerer antall standardavvik det er mellom brudd ($F = 1$) og resulterende sikkerhetsfaktor som beskriver de mest sannsynlige inngangsparameterne (F_{MLV}). En høy pålitelighetsindeks indikerer troverdig resultat med liten variasjon. Ved normalfordeling av sikkerhetsfaktorer fra analysen, kan β -faktoren uttrykkes som i formel (2-13):

$$(2 - 13) \quad \beta_{normal} = \frac{F_{MLV} - 1,0}{\sigma_F}$$

F_{MLV} : mest sannsynlige sikkerhetsfaktor

σ_F : standardavvik for sikkerhetsfaktoren

Ved en logaritmisk normalfordeling, beskrives β -faktoren av uttrykket i formel (2-14):

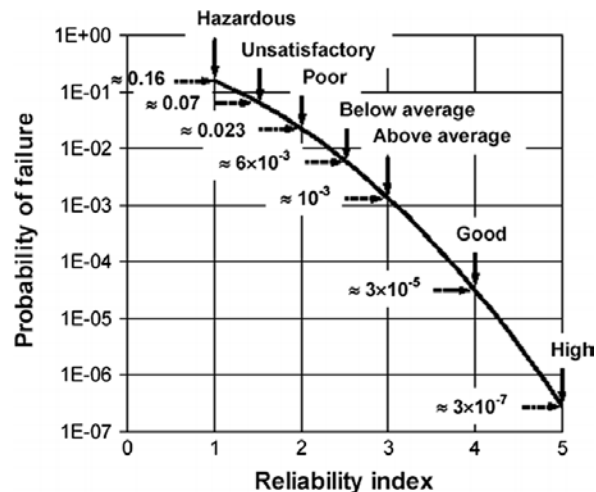
$$(2 - 14) \quad \beta_{lognormal} = \frac{\ln\left(\frac{F_{MLV}}{\sqrt{1+COV^2}}\right)}{\sqrt{\ln(1+COV^2)}}$$

COV : kovarians for sikkerhetsfaktoren

(Baecher og Christiansen, 2003) presenterer følgende fremgangsmåte for bestemmelse av pålitelighetsindeks i en statistisk analyse:

1. Identifiser alle variabler som har innvirkning på mekanismen som undersøkes
2. Finn det beste estimat for hver av variablene og bruke disse til å beregne beste estimat for funksjonen
3. Estimer variasjonen og usikkerheten i hver variabel
4. Utfør en sensitivitetsanalyse ved å beregne den partiellderiverte av funksjonen med hensyn til hver av variablene eller ved å estimere hver av derivatene ut ifra avviket i datagrunnlaget for hver av variablene
5. Bruk uttrykket for variansen i hver variabel til å bestemme funksjonens varians
6. Beregne deretter troverdighetsindeks

(USACE, 1997) presenterer retningslinjer for tillatt bruddsannsynlighet og pålitelighetsindeks i geoteknisk prosjektering, vist i Figur 2-12. Sammenheng mellom bruddsannsynlighet (P_f) og tilhørende pålitelighetsindeks (β) indikerer at en økt sannsynlighet for brudd gir en lavere pålitelighetsindeks. For et trygt design, kategorisert som "god" til "høy" kreves en bruddsannsynlighet i størrelsesordenen $3 \cdot 10^{-5}$ eller lavere. Samsvarende pålitelighetsindeks for et trygt design er minimum 4.



Figur 2-12: Retningslinjer for pålitelighetsindeks (β) og samsvarende bruddsannsynlighet (P_f). Figur 2 s.2549 (USACE, 1997)

Taylor's serie er en mye anvendt metode for beregning av pålitelighetsindeks og bruddsannsynlighet da denne metoden er enkel å implementere i programvare (Cheng, 2018). Den statistiske fordelingen av sikkerhetsfaktoren må være kjent for å kunne ta i bruk denne metoden. Inngangsparameterne er uavhengige variable, avhengig av om analysen gjelder for et drenert langtidstilfelle eller et udrenert korttidstilfelle. Skjærstyrke, romvekt og poretrykksprofiler må være kjent. Deretter beregnes standardavvik og kovariansen for sikkerhetsfaktoren ved bruk av formler presentert i kapittel 2.2.5.

Når usikkerheten i inngangsparameterne og modellen er tallfestet, kan usikkerheten for funksjonen og resulterende pålitelighetsindeks og bruddsannsynlighet fra analysen vurderes med en rekke statistiske metoder. De mest anvendte statistiske metodene er First-Order, Second-Moment tilnærming (FOSM), First-Order-Reliability-Method tilnærming (FORM) og Monte-Carlo simuleringer (MCS) (Alfredo H-S. Ang, Probability Concepts in Engineering Planning and Design, 1984). Hver av metodene har fordeler og begrensninger, der de mest komplekse metodene ofte gir en mer detaljert beskrivelse av resultatene. MCS og FOSM er beskrevet ytterligere da disse metodene benyttes til analyseformål i studiet.

- **First-Order-Second-Moment tilnærming**

First-Order-Second-Moment (FOSM) er en av de mest anvendte probabilistiske metodene for geotekniske problemstillinger (Liu et al., 2018). Metoden er enkel å implementere og effektiv sammenliknet med andre probabilistiske beregningsmetoder. Inngangsparameterne for analysen er stokastiske, uavhengige variabler. Ved å anta at Y er funksjonen av n antall uavhengige, tilfeldige verdier (x_i) for disse variablene, kan funksjonen uttrykkes som følger:

$$(2-15) \quad Y = g(x) = g(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

Der,

x_i : *i*-nde elementet av x

Resulterende tilnærminger for gjennomsnittsverdier og variasjon beskrives følgelig som en funksjon av Y . Metoden benytter prinsippet om første ordens vilkår for Taylor serie samt første og andre ordens moment av inngangsparameterne, representert som stokastiske variabler og korrelasjonen mellom dem. Ved å neglisjere høyere ordner av Taylors serie, kan første ordens estimater av gjennomsnitt (μ_Y) og standardavvik (σ_Y^2) for parameterne beregnes med uttrykkene vist i formel 2-16 og 2-17 er (Liu et al., 2018). Uttrykkene er grunnlaget for FOSM algoritmene som benyttes for de probabilistiske stabilitetsanalysene.

$$(2-16) \quad \mu_Y \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})$$

$$(2-17) \quad \sigma_Y^2 \approx \sum_i^n \left[\left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2 \sigma_{x_i}^2 \right]$$

Der,

$$\frac{\partial g}{\partial x_i} \approx \frac{g(\mu_1 + \Delta x_1, \mu_2, \dots, \mu_n) - g(\mu_1 - \Delta x_1, \mu_2, \dots, \mu_n)}{2\Delta x_1}$$

$\frac{\partial g}{\partial x_i}$: romlig differanse mellom tilnærminger av hvert element

μ_1 : gjennomsnitt for element x_1

σ_1 : standardavvik for element x_1

Δx_1 : satt lik verdien av $0.1\sigma_1$

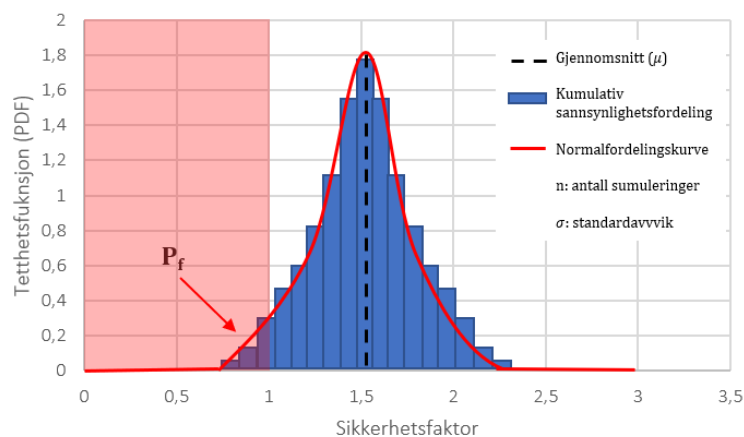
Den resulterende kumulative sannsynlighetsfordelingen gir analytiske tilnærminger for gjennomsnitt og standardavvik til de stokastiske variablene basert på gjennomsnittsverdier til tilfeldige utvalg fra utfallsrommet tilhørende hver variabel. Pålitelighetsindeks (β) og bruddsannsynlighet (P_f) beregnes på grunnlag av formler 2-11 og 2-13. Sammenhengen mellom resulterende β og P_f er illustrert i Figur 2-12.

- **Monte Carlo Simuleringer**

Monte Carlo simuleringer (MCS) er godt egnet for tilfeller med kompleks geometri og grunnvannsforhold (Briaud, 2013). Metoden utføres gjennom en rekke, repeterte utvalg av verdier for hver av de tilfeldige variablene i en forhåndsgitt modell ved bruk av numeriske simuleringer. De stokastiske variablene representerer inngangsparameterne for analysen, eksempelvis materialparametere. Inngangsparametere for analysen defineres av kjente verdier for gjennomsnitt, variasjon og valg av tilhørende statistisk fordeling. Metoden går ut på tilfeldig genererte trekk av verdier fra hver av inngangsparameterne til analysen fra de samlede mulige verdiene som utgjør parameterens utfallsrom. Ved å bruke tilfeldig genererte trekk vil alle trekkene ha lik sannsynlighet for å forekomme. Denne prosessen repeteres et gitt antall ganger for å organisere verdiene i en kurve basert på tildelt statistiske fordeling (Briaud, 2013). Basert på denne fordeling avgjøres variablenes verdier i form av gjennomsnitt og standardavvik basert på formel 2-11 og 2-13.

Resulterende utvalg av stokastiske verdier fra hver representative parameter benyttes deretter i beregning av sannsynligheten for at funksjonen er høyere eller lavere enn et definert kriterium, her $F > 1$, definert av en kumulativ

tetthetsfunksjonen (ref. Probability density function forkortet PDF). Metoden kan anvendes for både lineære (kontinuerlige variabler) og ikke-lineære funksjoner (diskrete variabler). Figur 2-13 illustrerer prinsippet for normalisert fordeling av sikkerhetsfaktoren for en probabilistisk analyse.



Figur 2-13: Kumulativ sannsynlighetsfordeling, tetthetsfunksjon (PDF), for sikkerhetsfaktoren. Analysens resulterende bruddsannsynlighet indikeres av det røde feltet under normalfordelingskurven.

MCS er godt egnet for både lineære forhold (kontinuerlige variabler) og ikke-lineære forhold (diskrete variabler). I tilfeller som krever et høyt antall simuleringer for å sikre nøyaktige resultater vil metoden være svært tidskrevende, spesielt for beskrivelse av hendelser som inntreffer sjeldent (Alfredo H-S. Ang, Probability Concepts in Engineering Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering, 2007). Det finnes en rekke metoder for implementering av Monte Carlo metoden, til felles ligger teorien om at antall trekk (m) innenfor et definert område (A) av totalt antall trekk (N) indikerer sannsynligheten for A , bedre kjent som Hit-or-Miss prosedyren (Gregory B. Baecher, 2003).

$$(2-18) \quad P(A) = \frac{m}{N}$$

Metodens presisjon har nær sammenheng med antall numeriske simuleringer. Antall trekk som bør utføres for å oppnå en representativ statistisk fordeling er estimert ved formel 2-19 (Baecher, 2003) og (Phoon, 2008). I tilfeller med hendelser som har lav sannsynlighet for å forekomme, vil metoden være mindre nøyaktig og representativ for usikkerheten i datautvalget (Griffiths & Fenton, 2007).

$$(2-19) \quad N_{sim} = \frac{10}{P_f}$$

2.2.3 Eksisterende regelverk

Det er utarbeidet en rekke ulike nasjonale standarder samt egne regelverk for etater i Norge. Statens vegvesen og Jernbaneverket har egne retningslinjer med krav til undersøkelser og sikkerhet for sine anlegg. En mulig økning av flom – og skredfare i omkringliggende areal skal vurderes også i planer for jernbane og vei, etter de samme retningslinjene som for annen utbygging. Dette for å forhindre økning av faren for flom, erosjon eller skred i område som grenser til utførte byggeprosjekter.

En felles europeisk standard inneholder blant annet Eurokode 7 med veiledning for stabilitetsvurderinger og krav for sikkerhet. Norske myndigheter står bak Plan – og Bygningsloven samt vedlagt regelverk TEK17 med en oversikt over overordnede regler og anbefalinger for utbygging og sprøbruddproblematikk. I forbindelse med arealplanlegging i Norge er det utviklet utdypende, faglige veiledere av NVE – Norges Vassdrags og Energidirektorat og NIFS som er et samarbeid mellom offentlige etater i Norge med et felles mål om økt kunnskap om naturfarer i forbindelse med utbygging. Disse diskuteres ytterligere i representative underkapitler.

2.2.3.1 Eurokode 7

Den europeiske standarden for geoteknisk prosjektering beskriver krav for valg av karakteristiske verdier av geotekniske parametere basert på resultater fra laboratorie – og feltprøver samt erfaring. Regelverket fremhever at valgte geotekniske materialparametere skal være forsiktige anslag for de kritiske verdiene med betydning for grenselikevektstilstanden og at den mest ugunstige kombinasjonen av øvre og nedre grenseverdier skal benyttes i stabilitetsberegninger. Dette prinsippet gjelder også ved bruk av standardtabeller for karakteristiske verdier presentert i andre regelverk.

Det nevnes at "Den karakteristiske verdien av en geoteknisk parameter skal velges som et forsiktig anslag for den verdien som har betydning for grensetilstanden" (Norsk Standard, 2008, kap. 2.4.5.2 2). Anbefalt fremgangsmåte for valg av materialparametere baseres på følgende:

- Geologisk informasjon og annen bakgrunnsinformasjon
- Variasjon i grunnens målte egenskaper og annen relevant informasjon
- Omfanget av felt – og laboratorieundersøkelser
- Typen og antallet prøver

For bestemmelse av grunnens vertikale bæreevne anbefales det å ta hensyn til følgende

- Grunnens fasthet representert av c_u , c' og φ' .
- De dimensjonerende lastenes eksentrisitet og helning
- Helningen av terrengoverflaten
- Grunnvannstrykk og hydrauliske gradienter
- Variasjon i grunnen, spesielt lagdeling

Regelverket presenterer partialfaktorer som skal brukes for påvisning av grenselikevektstilstanden i beregninger. Faktorene inndeles i drivende krefter representert av permanente og variable påvirkninger (γ_F) og styrkeegenskaper representert av jordparametere (γ_M). Resulterende krav for partialfaktorer er presentert i Tabell 2-4: Partialfaktorer for stabiliserende og destabiliserende permanente og variable påvirkninger presentert i Eurokode 7. Tabell 2-4 og Tabell 2-5 (Norsk Standard, 2008).

Tabell 2-4: Partialfaktorer for stabiliserende og destabiliserende permanente og variable påvirkninger presentert i Eurokode 7.

Påvirkning (γ_F)		Symbol	Verdi
Permanent	Ugunstig, destabiliserende	$\gamma_{G:dst}$	1,1
	Gunstig, stabiliserende	$\gamma_{G:stb}$	0,9
Variabel	Ugunstig, destabiliserende	$\gamma_{Q:dst}$	1,5
	Gunstig, stabiliserende	$\gamma_{Q:stb}$	0

Tabell 2-5: Partialfaktorer for jordparametere presentert i Eurokode 7.

Jordparameter (γ_M)	Symbol	Verdi
Friksjonsvinkel $\tan\varphi'$	γ_{φ}'	1,25
Effektiv kohesjon	γ_c'	1,25
Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,4
Enaksial fasthet	γ_{qu}	1,4
Tyngdetetthet	γ_{γ}	1,0

Det er spesifisert følgende for bruk av statistiske metoder til valg av materialtekniske egenskaper:

"Hvis statistiske metoder anvendes ved valg av karakteristiske verdier for grunnens egenskaper, bør slike metoder skille mellom lokal og regional prøvetaking og tillate bruk av a priori kunnskaper om sammenlignbare grunnforhold"

"Ved bruk av statistiske metoder bør den karakteristiske verdien utledes slik at den beregnede sannsynligheten for en ugunstigere verdi som har betydning for den aktuelle grensetilstanden, ikke er større enn 5 %" (I denne sammenhengen er et forsiktig anslag av middelveien et valg av middelveien av et begrenset sett med verdier av den geotekniske parameteren med et konfidensnivå på 95 %. Der det gjelder et lokalt brudd, er et forsiktig anslag av den lave verdien 5%-fraktilen". (Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7, 2016)

2.2.3.2 Plan og bygningsloven

Kommunal – og moderniseringsdepartementet har utarbeidet en rekke forskrifter omhandlende bruk og regulering av arealer i Norge, samlet i Plan- og bygningsloven. Kapittel 28 og 29 omhandler sikkerhet mot naturpåkjenninger ved utbygging og utførelse av tiltak. § 28-1 første ledd indikerer at det ikke må bygges på steder der det er for høy risiko som følge av natur- eller miljøforhold, og stiller krav til at grunnen skal ha tilstrekkelig sikkerhet for menneskeliv og materielle verdier. § 29-5 sier at tiltak skal prosjekteres og utføres slik at det ferdige tiltaket oppfyller krav til sikkerhet, helse, miljø og energi, og slik at vern av liv og materielle verdier ivaretas (moderniseringsdepartementet, 2008).

Kapittel 7 i Byggeteknisk forskrift, TEK17, er et tillegg i Plan – og bygningsloven som går ytterligere inn på sikkerhet mot naturpåkjenninger ved utbygging. § 7-3 andre ledd omhandler krav om sikkerhetsklasser ved plassering av byggverk i skredfareområde. Sikkerhetsklassene, vist i Tabell 2-6, er utarbeidet basert på konsekvensgrad og årlige nominelle sannsynligheter for at skred inntreffer. Kravet i forskriften er formulert ut ifra at desto større konsekvensen av skred kan være, desto lavere nominell sannsynlighet for skred kan aksepteres (moderniseringsdepartementet, FOR-2017-06-19-840, 2017).

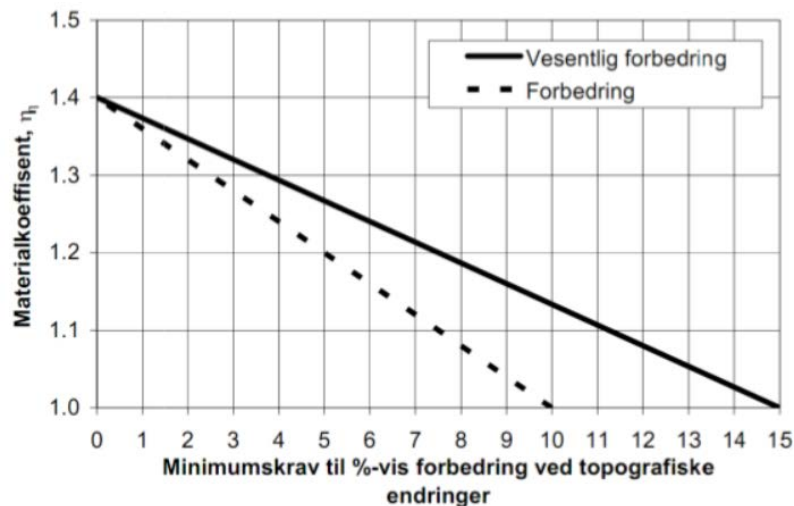
Tabell 2-6: Sikkerhetsklasser ved plassering av byggverk i skredfareområde.

Sikkerhetsklasse for skred	Faregrad	Største nominelle årlige sannsynlighet for skred
S1	Liten	1/100
S2	Middels	1/1000
S3	Stor	1/5000

I tilfeller med sprøbruddmateriale benyttes krav om sikkerhetsfaktor for forholdet mellom stabiliserende krefter og drivende krefter for den skråningen i faresonen som har lavest stabilitet. Dersom prosjektområdet befinner seg i influensområdet til skred og stabiliserende inngrep forverrer stabiliteten, skal det kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$, hvor f_s er sprøhetsforholdet som korrigerer for sprøbruddeffekt i de udrenerte beregningene. Dersom krav om sikkerhetsfaktor ikke innfris, kan prosentvis stabilitetsforbedring oppnås ved utførelse av topografiske endringer og/eller ved bruk av lette masser. Etter utførte sikringstiltak må krav om sikkerhetsfaktor for udrenert og drenert analyse være oppfylt (Norconsult, AAS-Jacobsen, & Aplan Viak, 2018).

For skjærflater som ikke berører sporet benyttes NVEs retningslinjer for flom- og skredfare i arealplaner (NVE, 2019) & (NGI, 2008). Disse setter krav til en materialfaktor eller prosentvis forbedring avhengig av områdets faregrad mot kvikkleireskred før utbygging. NVEs retningslinjer kommer til anvendelse i forbindelse med bygging i alle områder hvor grunnen består av sprøbruddmateriale. Sprøbruddmateriale er i retningslinjene (NVE, 2019) definert med følgende egenskaper:

- Sensitivitet (St) > 15
- Omrørt skjærfasthet (Cur) < 2 kPa (kvikkleire når Cur < 0,5 kPa)



Figur 2-14: Krav til prosentvis forbedring av sikkerhetsfaktorer.

2.2.3.3 NVE Veiledere for kvikkleireskred og skred i bratt terreng

Norges Vassdrags – og Energidirektorat (NVE) er fungerende aktør og bidragsyter vedrørende energi-, skred – og flomproblematikk i Norge. Faglige veiledere tilhørende Plan – og bygningsloven er "sikkerhet mot skred i bratt terreng" fra 2020 og "sikkerhet mot kvikkleireskred" revidert utgave publisert i 2019.

Veilederen "sikkerhet mot skred i bratt terreng" beskriver kartlegging av skredfare for ulike skredtyper i bratt terreng i forbindelse med reguleringsplan- og byggesaksbehandling. Skredfaren kvantifiseres og vises ved nominell årlig sannsynlighet presentert i Tabell 2-6 i form av faresonekart og har som formål å dokumentere om et område tilfredsstillende sikkerhetskrav gitt i Byggteknisk forskrift (NVE, 2020).

NVE veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred utdyper Byggteknisk forskrift (moderniseringsdepartementet, 2017) og NVEs retningslinjer "Flaum- og skredfare i arealplanar" (NVE, Flaum- og skredfare i arealplaner, 2014). Veilederen gir en utdypende beskrivelse av hvordan kvikkleiresoner skal utredes og tas hensyn til i arealplanlegging og utbygging. Veilederen beskriver prosedyrer for kartlegging og faregradsbestemmelse av kvikkleiresoner og krav til sikkerhet for områdestabilitet i slike områder, hvordan kravene kan oppfylles og krav til grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger. NVE veileder sikkerhet mot kvikkleireskred 1/2019 angir også tiltakskategorier for områder

basert på sårbarhet, samt krav til stabiliserende tiltak for de ulike tiltakskategoriene vist i Appendiks D.1 Tiltakskategorier (NVE, Sikkerhet mot kvikkleireskred, 2019).

2.2.3.4 Jernbaneverkets tekniske regelverk

Jernbaneverkets tekniske regelverk JD 520 presenterer krav for fyllinger, skjæringer og skråninger etablert ved jernbaneutbygging (Jernbaneverket, Jernbaneverkets tekniske regelsverk JD 520, 2021). Regelverket beskriver krav stabilitet i sideterreng av jernbanetraséet som følger: "stabilitetssikringen av banelegemet skal være dimensjonert og utført på en slik måte at jernbaneanlegget ikke får konsekvenser for tilgrensende jordterreng i form av ras og utglidninger". Videre understrekes det at "ved vurdering av stabilitet av sideterreng bør også tilgjengelige kart over eventuelle kvikkleireforekomster konfereres".

For områder som innebærer viktige samfunnsfunksjoner, eksempelvis en jernbanestasjon, kreves tiltakskategori K4 omtalt i Tabell 0-1. For utbygging langs eksisterende jernbane i fareområder spesifiseres krav om materialfaktor $\gamma_M \geq 1,4$ og stabilitetsforbedrende tiltak basert på prosentvis forbedring vist i *Figur 2-14*. Ved lav faregrad kreves forbedring, ved middels og høy faregrad kreves en vesentlig forbedring. Krav for partialfaktorer basert på totalspenningsanalyse, ADP-metoden, er tilsvarende verdier gitt i tabell 2-8 og 2-9. Krav for effektivspenningsanalyse, $\alpha\phi$ -metoden, er tilsvarende verdier gitt i Tabell 2-7.

Tabell 2-7: Konsekvensklasser (CC) tilhørende ulike bruddmekanismer.

Konsekvensklasse	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,3	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

2.2.3.5 Vegdirektoratets Håndbok V200 og V220

Vegdirektoratets håndbok for vegbygging V200 presenterer krav for sikkerhetsnivåer ved utbygging av vegtraseer basert på konsekvensklasse og bruddmekanisme (Vegdirektoratet, Håndbok V200 - Vegbygging, 2018).

Kapittel 4 i vegdirektoratets håndbok for geoteknikk i vegbygging V220 omhandler stabilitet innen geoteknisk prosjektering samt veiledning til valg av tiltakskategorier for vegbygging (Vegdirektoratet, Håndbok V220 Geoteknikk i veibyging, 2018). Dersom beregnet partialfaktor er lavere enn verdier gitt i Tabell 2-7 og Tabell 2-8, stilles det krav til utførelse av stabilitetsforbedrende tiltak.

Partialfaktorene skal anvendes hvis datagrunnlaget for bestemmelse av jordparametere anses som dekkende. Ved mangelfullt grunnlag kan det være aktuelt å vurdere høyere verdi av partialfaktor. Partialfaktoren beregnes for kritisk skjærflate. Partialfaktorene for påvirkning og materialer tar hensyn til små variasjoner i geometriske data. Ved større usikkerhet eller avvik i geometriske data skal geometrien vurderes ved konservativt valg (til sikker side) av geometrien.

Tabell 2-8: Partialfaktorer for $\gamma_{M,\varphi'}$ og $\gamma_{M,c'}$ ved effektivspenningsanalyser. [tabell 205.1]

Konsekvensklasse	Seigt, dilatant	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant
	brudd		brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,3	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Tabell 2-9: Partialfaktorer for $\gamma_{M,c'}$ ved totalpenningsanalyser. [tabell 205.2]

Konsekvensklasse	Seigt, dilatant	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant
	brudd		brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,4	1,4	1,4
CC2 Alvorlig	1,4	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

2.2.3.6 NVE kvikkleireveileder

NIFS-programmet har vært en felles satsing mellom Jernbaneverket, Norges vassdrags- og energi-direktorat og Vegdirektoratet for økt kunnskap om problematikk tilknyttet naturfarer. To publikasjoner vedrørende kvikkleire og øvrig sprøbruddmateriale bidrar til en bedre forståelse av stabilitetsberegninger, samt ytterligere anbefalinger for krav til

sikkerhet (NVE J. S., Grense mellom lokal- og områdestabilitet, 2016) og (NVE, Jernbaneverket, & Vegdirektoratet, 2012).

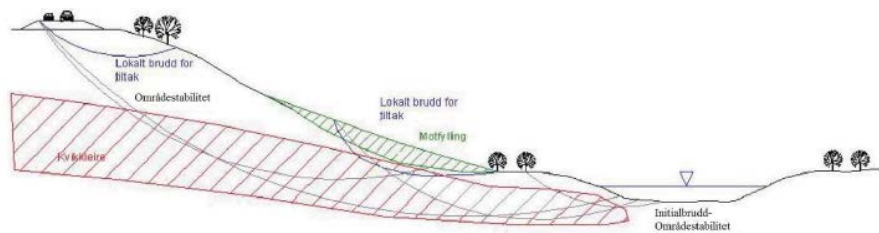
Anbefalingen for minimum sikkerhet for lokalstabilitet innenfor grensen på 5 % forverring baseres på absolutt materialfaktor i samsvar med Norsk Standard (ref /4/) eller regelverk fastsatt av den aktuelle byggherre. Sikkerhetskrav for påvirkning med utstrekning utenfor grensen baseres på regelverket i TEK 10 (Byggteknisk forskrift, 2017) og NVEs veileder 1/2019 (NVE, Sikkerhet mot kvikkleireskred, 2019).

Materialparametere som inngår i anbefalt stabilitetsanalyse av udrenert skjærfasthet er κ , D_M , K_0 , σ'_c/σ'_{v0} og φ_e . Beregning av udrenert skjærfasthet langs kritisk glideflate er vist i Likning 2-20. Likning 2-21 viser formel beregning av sikkerhetsfaktor (Fs) for naturlig skråninger i kvikkleire.

$$(2-20) \quad \frac{\tau_{\beta cr}}{\sigma'_{v0}} = \frac{\tau_{\beta 0}}{\sigma'_{v0}} + \frac{1}{\sigma'_{v0}} \left(\sigma'_\beta * \tan \varphi_e - \tau_\beta \right) * D_M + \kappa * \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} * \mu$$

$$(2-21) \quad F_S = \frac{\sum \tau_{\beta cr * dl}}{\sum \tau_{\beta * dl}}$$

NVEs regelverk presenterer inndelingen av stabilitetsproblemstillinger i lokalstabilitet og områdestabilitet vist i Figur 2-15 (NVE, 2014). Områdestabilitet omtales som en stabilitetstilstand i sprøbruddmaterialer der et initialt brudd kan igangsette en progressiv bruddutvikling. Lokalstabilitet betegnes som en lokalt avgrenset stabilitetstilstand med mulighet for brudd i grunnen. Bruddet begrenses til det lokale påvirkningsområdet for spenningsendringen som har oppstått i skråningen. Typiske eksempler er lokalt grunnbrudd under fylling eller fundament, lokal utglidning ved graving i skråning i byggegrop eller i skjæring, eller lokal utglidning i naturlig skråning. Det anbefales at utstrekningen for lokalstabilitet defineres innenfor området hvor det prosjekterte tiltaket gir mer enn 5 % forverring av beregningsmessig materialfaktor ved stabilitetsberegning. Kravet gjelder samlet for både sirkulære og sammensatte glideflater.



Figur 1 Lokal- og områdestabilitet - prinsippskisse (ref. /8/)

Figur 2-15: skisse av lokalstabilitet og områdestabilitet i naturlig skråning.

2.2.4 Modellering av skråningsstabilitet

I geoteknikk er det vanlig å forenkle virkeligheten til todimensjonale problemstillinger. Dette kan gjøres fordi det normal er én dimensjon som er mye større enn de to andre, slik at alle tverrsnitt normalt på denne retningen vil se tilnærmet like ut.

Grenselikevektsmetoden (LEM, fra engelsk "Limit Equilibrium Method") undersøker statisk likevekt basert på drivende og stabiliserende momenter og krefter. Metoden baseres på Mohr Coulombs bruddkriterium illustrert i Figur 2-2 for å beregne mobiliserte skjærspenninger langs en gitt bruddflate. Antakelsen om at alle punkt langt det potensielle bruddplanet er mobilisert i like stor grad er en viktig forutsetning for å beregne skråningsstabilitet med LEM-metoden, nærmere omtalt i appendiks A.1. Denne antakelsen avviker fra virkeligheten ettersom jord er et anisotrop inhomogent materiale. Selv for et homogent, plastisk materiale uten sprøbruddegenskaper vil det være stor forskjell i spenningsforhold og i tøyninger mellom passiv og aktiv sone. Beregningsforutsetningen om lik grad av mobilisering langs bruddplanet vil være ytterligere ulik virkelige forhold i skråninger som består av flere stratigrafiske lag, med materialer som oppnår maksimal styrke ved ulike tøyingsgrad. Bransjestandarden tar hensyn til disse feilkildene ved konservative valg for skjærfasthet til materialer og dermed høyere sikkerhetsfaktorer enn faktiske forhold viser. Disse konservativt valgte sikkerhetsfaktorene betegnes som skråningens sikkerhetsmargin. Denne beregnes ved bruk av partialfaktorer som nærmere omtalt for anvendte regelverk i kapittel 5.3.

Antakelsen om samme grad av mobilisering langs bruddplanet vil i særskilt grad være lite representativ for modellering av skråninger der sprøbruddmateriale utsettes for belastninger opp mot maksimal bæreevne, da en klassisk analyse ved bruk av LEM-

metoden ikke vil klare å ta hensyn til progressiv bruddutvikling i skråningen. Følgelig vil en lokal overbelastning av kvikkleiras styrke kunne medføre et globalt brudd som omfatter hele skråningen noe som i verste fall kan resultere i at en skråning går i brudd fordi sprøbruddmaterialet overbelastes lokalt ved en anslått god sikkerhet. Lokal – og områdestabilitet er illustrert i Figur 2-15.

2.2.5 Usikkerheter i geoteknisk design

Usikkerhet er relatert til tilfeldige fenomener som ikke kan bestemmes med sikkerhet, men heller i form av sannsynlighet for å forekomme eller inntreffe. (Gregory B. Baecher, 2003) inndeler kilder til usikkerhet forbundet med statistiske analyser i to overordnede klasser, aleatorisk og epistemisk usikkerhet, med ulike innvirkninger på resultatet. Aleatorisk usikkerhet knyttes til tilfeldigheter og naturlig variasjon, mens epistemisk usikkerhet knyttes til mangel på kunnskap og begrenset tilgang på informasjon (Gregory B. Baecher, 2003). Epistemisk usikkerhet kan derfor minskes ved økt kunnskap og forbedringer av modeller, mens aleatorisk usikkerhet er uforanderlig.

(Kulhawy, On evaluation of static soil properties, 1992) inndeler usikkerheter for geoteknisk prosjektering i kvantitativ og kvalitativ usikkerhet, der kvantitative kilder til usikkerhet knyttes til iboende variasjon, statistisk variasjon og modellvariasjon. Iboende variasjon skyldes at gjentatte fysiske observasjoner og målinger ikke gir eksakt like resultater, eksempelvis laboratiemålinger på jordprøver. Den iboende variasjonen kan knyttes til løsmassenes heterogene sammensetning med komplekse egenskaper samt unøyaktigheter i prøveprosedyrer og menneskelige vurderinger. Iboende variasjon i løsmasser skyldes hovedsakelig naturlige geologiske prosesser som har formet, avsatt og fremdeles påvirker materialet i naturlig form. Dette gir en naturlig variasjon i jordparametere. Variasjon i jordmaterialet kan i tillegg påvirkes av feilkilder knyttet til feltmålinger og laboratorieundersøkelser samt statistiske avvik ved tilfeller med lite utførte målinger. Feilkilder fra feltmålinger kan skyldes ugunstig lokalisering av borepunkter, et lite antall borepunkter eller metode for utført feltmåling. Feilkilder knyttet til laboratorieundersøkelser kan skyldes unøyaktig måleinstrumenter, målinger utført på forstyrrede jordprøver (Briaud, 2013). Usikkerheter i jordparametere kan knyttes til spredning i data og systematiske feil i datafremstillinger (John T. Christian,

1994). Ved å øke antall observasjoner og målinger vil den iboende variasjonen og dermed usikkerheten minskes.

Kvalitativ usikkerhet forbindes med erfaring hos felt – og laboratorieteknikere samt kvalitet på utstyr som benyttes til målinger og opphenting av prøver. Eksempelvis vil en forstyrret jordprøve representere kvalitativ variasjon i tillegg til jordens iboende variasjon, som igjen kan gi større avvik ved videre målinger av jordprøven.

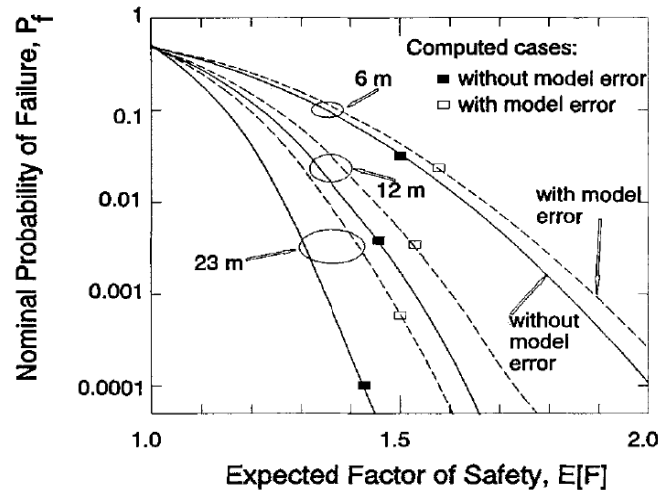
For å karakterisere usikkerhetene i jordegenskaper, må ingeniøren kombinere måldata fra felt og lab med kunnskap om kvaliteten på dataene, kunnskap om geologien og kunnskap basert på tidligere erfaring. Uzielli et al. (2021) gir en omfattende oversikt over praktisering av analyser for variasjon i materialparametere for geoteknisk prosjektering. (NVE, 2012) anbefaler følgende punkter ved vurdering av usikkerhet i geoteknikk:

- Skal materialparameteren være så representativ som mulig eller velges med forsiktighet?
- Hvordan representere sprøbruddmateriale i analyser?
- Hvordan beregne representative verdier for gjennomsnitt, standardavvik og kovarians?
- Er det alltid en fordel med et så høyt antall observasjoner som mulig?
- Hvordan avgjøre hvilken variabel som er mest troverdig?
- Hvordan vektet de ulike parameterne?
- Til hvilke formål kan metodene benyttes?
- Korrelerer observasjonene i datautvalget?

Avvik i geotekniske analyser kan også skyldes forenklete representasjoner av virkelige forhold i modeller, betegnet modellusikkerhet. Denne usikkerheten indikerer matematiske modellers unøyaktighet ved simulering av virkelige forhold og sammenhenger, grunnet tilnærminger og forenklinger av virkeligheten. Eksempler er antakelsen om isotrope spenningsforhold og homogenitet i jordmodeller, lik mobilisert skjærstyrke langs et bruddplan i en skråning og tilnærminger av stabilitetsberegninger ved bruk av grenselikevektmetoder. I motsetning til aleatorisk usikkerhet, kan

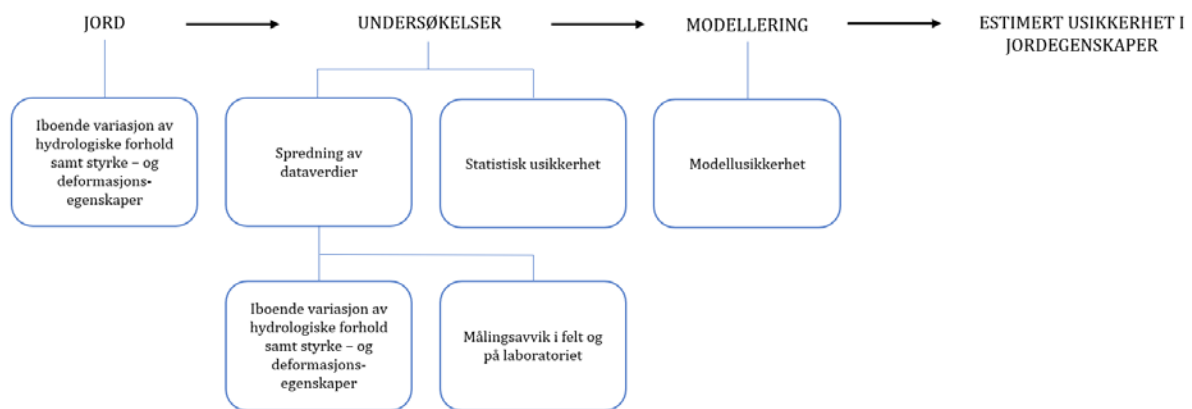
modellusikkerheten reduseres ved bruk av mer presise modeller (Alfredo H-S. Ang, *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*, 1984). (Ang, A. H.-S. and Tang W.H. (1984) og (Lacasse S., 1997) bemerket at beregnede bruddsannsynligheter ikke beskrev virkelige bruddsannsynligheter dersom modellusikkerheten ikke ble inkludert i beregningene. Modellusikkerheten kan bestemmes basert på en systematisk sammenligning mellom ulike beregningsmodeller eksempelvis LEM – og FEM programvare med virkelige observasjoner. Utfordringen med geotekniske undersøkelser er at det ofte er en begrenset tilgjengelighet på målinger grunnet store kostnader tilknyttet felt – og labundersøkelser. I tillegg gir stabilitetsberegninger kun en sikkerhetsfaktor som beskrivelse av sikkerheten mot brudd i en skråning. En bedre forståelse av modellusikkerheten er i tilfeller med begrenset tilgjengelig informasjon avhengig av sammenlikning med andre tilsvarende tilfeller.

Modellusikkerheten i geotekniske analysemetoder kan estimeres basert på empiriske observasjoner eller analyser og effekter av disse. Eksempler på slike analyser er 3D brudd sammenliknet med 2D brudd, usikkerheten ved å ha funnet det mest kritiske bruddplanet samt avrundingsfeil og numeriske feil (J. T. Christian,1994). Ved valg av bruddflate i deterministiske beregninger er nøyaktigheten avhengig av hensyn til uregelmessigheter, eksisterende bruddflater, stratigrafi samt inhomogenitet i materialparametere (J. Michael Duncan, 2014). Siden skråningens bruddflate ikke er kjent, er det antatt en sirkulær bruddflate. Usikkerheten tilknyttet den deterministiske modellen inkluderes i videre probabilistiske beregninger som modellusikkerhet og er bestemt basert på utført litteraturstudie. Innvirkning av modellusikkerhet på bruddsannsynlighet og deterministisk sikkerhetsfaktor er illustrert i Figur 2-16 (J. T. Christian,1994).



Figur 2-16: Nominell bruddsannsynlighet og sikkerhetsfaktor beregnet med og uten modellusikkerhet.

En samlet oversikt av usikkerheter tilknyttet bestemmelse av jordparametere er vist i flytskjemaet i Figur 2-17. (Kulhawy, On evaluation of static soil properties, 1992) inndeler kilder til usikkerhet i tre hovedkategorier; jord, undersøkelser og modellering, som totalt gir grunnlag for å estimere usikkerheten tilknyttet hver materialparameter.



Figur 2-17: kilder til usikkerhet forbundet med geoteknisk prosjektering (Kulhawy, 1992).

Størrelsen på datautvalget kan påvirke usikkerheten for dataen, der et økt antall observasjon gir en lavere usikkerhet (Kumar R., 2015). En sensitivitetsanalyse kan bidra til å estimere hvilke(n) parameter som har størst innvirkning på usikkerheten i en analyse og dermed størst innflytelse på responsen i form av bruddsannsynligheten (P_f). På denne måten kan man oppnå informasjon om hvilke(n) parameter som må måles mer presist for å oppnå mindre usikkerhet i resultatet (Ang, A. H.-S. and Tang W.H. (1984).

2.3 Introduksjon til statistikk

Grunnleggende statistiske prinsipper

Statistiske sammenhenger er et nyttig grunnlag for å beskrive fysiske og ingeniørmessige problemstillinger. Grunnleggende matematiske sammenhenger bak statistisk teori er presentert i formel 2-16 til 2-35 Ang, A. H.-S., & Tang, W. H. (2007). Det gjøres også rede for sannsynlighetsfordelinger og statistiske parametere.

Sannsynligheten for en hendelse er en kvantitativ måling som beskriver sjansen for at hendelsen skal inntreffe. Samlingen av alle mulige utfall for en statistisk analyse betegnes som utfallsrommet (U). Utfallsrommet kan være diskret, bestemte tallverdier, eller kontinuerlig, verdier innenfor et intervall, avhengig av type data som undersøkes. Den samlede sannsynligheten for alle utfall i et utfallsrom er lik 1 uttrykt i formel 2-22. For undersøkelse av sannsynligheten for en bestemt hendelse kan formler 2-22 til 2-25 benyttes.

$$(2 - 22) \quad P(U) = 1$$

Sannsynligheten for at et utfall (A) skal forekomme er en verdi mellom 0 og 1 uttrykt i formel 2-17. $P(A) \cong 1$ betyr at utfallet vil forekomme med høy sikkerhet. I motsatt tilfelle $P(A) \cong 0$ vil utfallet høy sikkerhet ikke forekomme. For hvert av tilfellene er $A \in U$.

$$(2 - 23) \quad 0 \leq P(A) \leq 1$$

Disjunkte utfall har ingen elementer til felles og kan ikke inntreffe samtidig. De vektet like mye for analysen og kan beregnes ved bruk av addisjonsregelen, vist i formel 2-18.

$$(2 - 24) \quad P(A_1 \cup A_2 \cup \dots \cup A_n) = P(A_1) + P(A_2) + P(A_n)$$

For en uniform sannsynlighetsmodell med disjunkte utfall, vil sannsynligheten for at A inntreffer n antall ganger av totalt N antall forsøk være som uttrykt i formel 2-19.

$$(2 - 25) \quad P(A) = \frac{n}{N}$$

Statistiske analyser

En statistisk analyse beskriver tallfestet data, der datagrunnlaget består av en eller flere variabler. Forholdet mellom disse variablene kan beskrives som avhengig eller uavhengig, basert på om variablene påvirker hverandres størrelse eller ikke (Alfredo H. S. Ang, Probability Concepts in Engineering Planning and Design, 1984). Dersom utfallene er tilfeldige betegnes de som stokastiske og uavhengige variabler. I motsatt tilfelle er variablene som avhengige.

$$(2 - 26) \quad P(X = x) = f(x)$$

Der,

$$\sum_x f(x) = 1$$

$$(2 - 27) \quad P(a < X < b) = \int_a^b f(x)dx$$

- **Uavhengige variable**

Uavhengige diskrete og kontinuerlige variabler har ingen sammenheng og vil derfor ikke påvirke hverandres størrelse eller sannsynlighet for å forekomme.

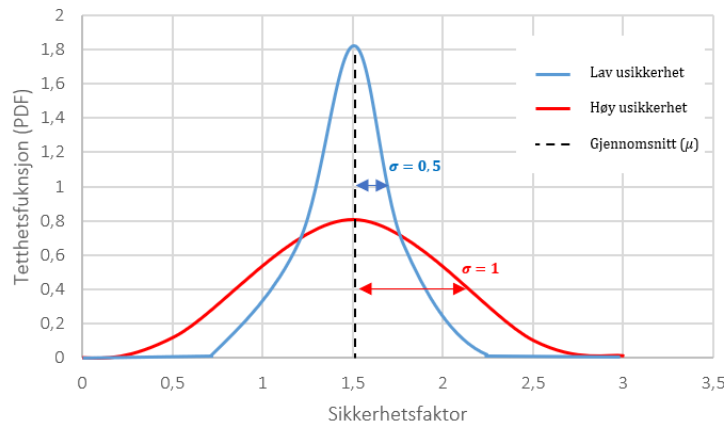
Uavhengige variabler i et datasett kan uttrykkes statistisk og kvantifiseres ved bruk av sammenhenger uttrykt i likning 2-28 til 2-31. Gjennomsnittet for et datautvalg er den mest sentrale uavhengige, tilfeldige variabelen da den beskriver den mest forventede tendensen (Gordon A. Fenton, 2008). Gitt n antall uavhengige observasjoner med tilsvarende betydning vil gjennomsnittet for utvalget betegnet \bar{X} uttrykt matematisk som:

$$(2 - 28) \quad \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

Standardavviket (σ) er et mål for spredningen i datautvalget. Jo større spredning, desto høyere standardavvik illustrert av de to statistiske fordelingen i Figur 2-18.

Ved tilstrekkelig antall observasjoner (n) kan standardavviket uttrykkes som følger:

$$(2 - 29) \quad \sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^2}$$



Figur 2-18: To statistiske fordelinger for sannsynlighet tetthetsfunksjonen PDF og tilhørende funksjonsverdier for sikkerhetsfaktoren. Formen på fordelingene avhenger av gjennomsnittet (μ) og standardavviket (σ). Begge fordelingene har $\mu = 1,5$. Et standardavvik (σ) = 1 for rød kurve indikerer høyere variasjon i datautvalget enn for blå kurve med (σ) = 0,5. Figur 3 s. 12 (Gordon A. Fenton, 2008).

Variansen (σ) er et mål på variasjonen i et datautvalg, og uttrykkes som en funksjon av standardavviket.

$$(2 - 30) \quad \sigma = \sqrt{\sigma^2}$$

Spredningen i datautvalget kan beskrives med hensyn til forventet variasjon ved bruk av koeffisienten for variasjon, forkortet kovarians. Kovariansen gir et mål på variasjonen og dermed usikkerheten i datagrunnlaget, der en høy kovarians indikerer stor spredning i dataen (J. Michael Duncan, 2014). Kovariansen er dimensjonsløs og benyttes derfor ofte til sammenlikning av variasjon for ulike datautvalg.

$$(2 - 31) \quad COV = \frac{\sigma}{\bar{x}}$$

Statistiske momenter anvendes for å beskrive statistiske og probabilistiske studier i form av første, andre og tredje moment. Første moment om nullpunktet av funksjonsverdien karakteriserer gjennomsnittlig verdi, andre moment om

gjennomsnittet representerer variansen og tredje moment om gjennomsnittet representerer forskyvningen av den kumulative tetthetsfunksjonen (Alfredo H-S. Ang, Probability Concepts in Engineering Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering, 2007). En tetthetsfunksjon er forskjøvet dersom halen til fordelingen er lengre på en av sidene, der fortegnet på forskyvningen indikeres av fortegnet (Kumar R., 2015). En logaritmisk standardnormalfordeling har en positiv forskyvning som illustrert i Figur 2-19. Gjennomsnittet og standardavviket uttrykkes som vist i formel 2-32 og 2-33.

$$(2 - 32) \quad \mu'_r = E(X^r) = \begin{cases} \sum_x x^r f(x) & \text{Dersom } X \text{ er diskret} \\ \int_{-\infty}^{\infty} x^r f(x) dx & \text{Dersom } X \text{ er kontinuerlig} \end{cases}$$

$$(2 - 33) \quad \text{Var}[X] = \sigma_X^2 = E[(X - \mu_X)^2] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_X)^2 f(x) dx$$

- **Avhengige variabler**

Avhengige variabler i et datasett kan uttrykkes statistisk og kvantifiseres ved bruk av sammenhenger uttrykt i likning 2-34 til 3-37.

$$(2 - 34) \quad Y = a_0 + a_1 z + \varepsilon$$

$$(2 - 35) \quad \widehat{a}_1 = \frac{\sum_{i=1}^n (z_i - \bar{z})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^n (z_i - \bar{z})^2}$$

$$(2 - 36) \quad \widehat{a}_0 = \bar{y} - \widehat{a}_1 \bar{z}$$

Der,

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$$

$$\bar{z} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i$$

Standardavviket av den avhengige variabelen y kan bestemmes ved uttrykket i formel (2-37).

$$(2 - 37) \quad \sigma = \sqrt{\left(\frac{1}{n-2} * \sum_{i=1}^n y_i - (\widehat{a}_0 + \widehat{a}_1 \bar{z}_i) \right)^2}$$

2.3.1 Statistisk fremstilling av data

Et histogram er et diagram som illustrerer antall ganger en variabel er observert som en funksjon av variabelens verdi. Variablenes verdier inndeles i intervaller og dersom antall observasjoner i datagrunnlaget øker vil histogrammet gi en stadig glattere kurve. Dersom antall observasjoner er tilnærmet uendelig vil funksjonsuttrykket beskrives som en funksjon av sannsynlighetstettheten (PDF). $P(a < X < b)$ er sannsynligheten for at X har en verdi mellom a og b . Det totale arealet under kurven er lik 1, og denne sannsynligheten indikeres av arealet under kurven mellom a og b .

$$(2 - 38) \quad P(a < X < b) = \int_a^b f(x)dx$$

Kriteriet eller betingelsene for å en hendelse å forekomme defineres av en grenselikevektstilstand $G(X)$. I stabilitetsberegninger har tetthetsfunksjonen som formål å definere kriteriet for brudd og dermed indikere om resulterende verdi er sikker eller ikke. I denne sammenhengen vil en sikkerhetsfaktor lik 1 definere dette skillet. Funksjonen kan dermed defineres som følger:

$$(2 - 39) \quad G(X) = F - 1$$

Der,

$F < 1$ indikerer brudd

$F \geq 1$ indikerer en stabil tilstand

En statistisk fordeling er en sannsynlighetstetthetsfunksjon $f_x(x)$ som beskriver sannsynlighetsfordelingen av en kontinuerlig tilfeldig variabel (X) med et gitt antall observasjoner $(x_1, x_2 \dots x_n)$. Usikkerheter kan representeres i kumulative sannsynlighetsfordelinger. Styrkeparametere har vist seg å være tilnærmet normalfordel, følgelig er standardnormalfordeling og logaritmisk normalfordeling mest anvendt for geotekniske problemstillinger DNV (2012).

Standardnormalfordeling er mye anvendt for store datautvalg med et høyt antall uavhengige målinger der variabler representeres som summer eller gjennomsnitt.

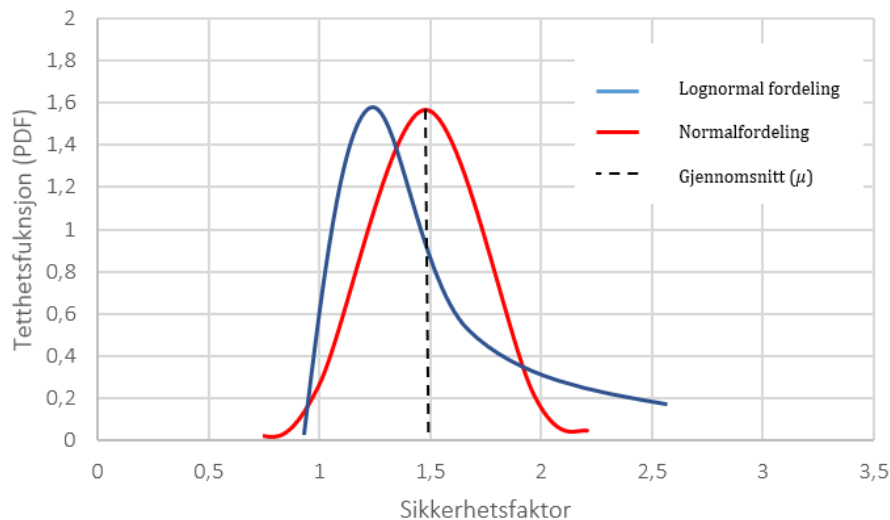
Fordelingene er avhengig av et stort datautvalgt for å være presise og gi gode modeller for variabelen som undersøkes. Logaritmisk Normalfordeling og logaritmisk normalfordeling er eksempler på statistiske fordelinger som beskriver observasjoner av en stokastisk variabel. Forventningsverdien, også kalt gjennomsnittet (μ_x), illustreres av toppunktet på kurven. Differansen mellom observert verdi og gjennomsnittet betegnes som standardavviket σ_x vist i Figur 2-19.

Sannsynlighetstetthetsfunksjon for normalfordeling er som følger:

$$(2 - 40) \quad f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} * e^{\wedge\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right)}$$

For en logaritmisk normalfordelingskurve vil toppunktet forflyttes mot venstre ved økt variasjon og usikkerhet i datautvalget. I motsetning til normalfordelt data, er logaritmisk fordelte verdier utelukkende positive. Sannsynlighetstetthetsfunksjon for logaritmisk normalfordeling er som følger (Alfredo H-S. Ang, Probability Concepts in Engineering Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering, 2007):

$$(2 - 41) \quad f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} * e^{\wedge\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\mu}{\sigma}\right)^2\right)}$$



Figur 2-19: til venstre illustreres en logaritmisk normalfordelingskurve (blå) med gjennomsnitt (μ) = 1,5.

Til høyre illustreres en normalfordelingskurve (rød) med $\mu = 1,5$ (Erdely, 2015).

En kumulativ sannsynlighetsfordeling beskrives normalt av en gjennomsnittsverdi (forventningsverdien), standardavvik som gir et mål på spredningen eller spredningen

rundt gjennomsnittet for variabelen og variasjonskoeffisienten som gir et relativt mål på spredningen eller spredningen rundt gjennomsnittet. Nedre og øvre grense kan i noen tilfeller være mer presise representasjoner av variasjon i utvalget, spesielt for kontinuerlige variabler. For normalfordeling brukes disse parameterne direkte som distribusjonsparametere i de matematiske uttrykkene for fordelingen av en tetthetsfunksjon (PDF). For eksempelvis logaritmisk normalfordeling og Weibullfordeling, kan parameterne utledes fra inngangsparametere DNV (2012).

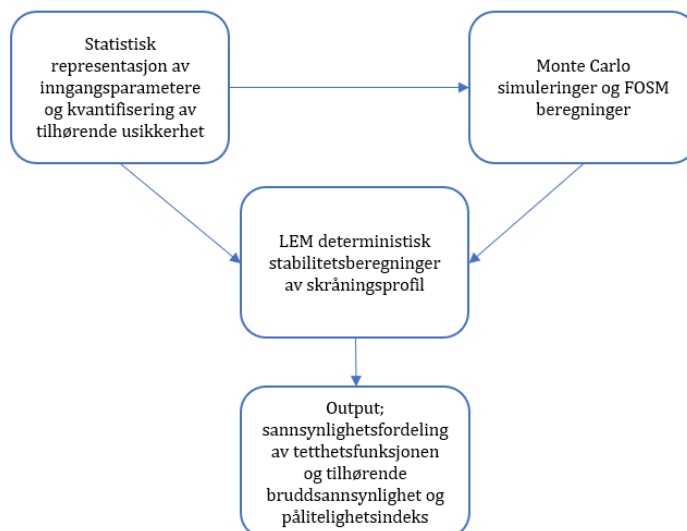
3 Metode

Hovedmålet med denne masteroppgaven er å etablere sammenhenger mellom deterministiske og probabilistiske stabilitetsvurderinger. Til dette formålet er det benyttet en kombinasjon av kvalitative og kvantitative metoder. Parameterstudiet er utført med kvantitativ beskrivelse av variabler med gjennomsnitt, standardavvik og kovarians. Det er i tillegg utført kvalitative fysiske observasjoner av skråninger og prosjektområdet samt en litteraturstudie med formål om å danne grunnlaget for oppgaven, og være veiledende for det arbeidet som utføres. Metodevalget leder til bruk av både empiri og teori i oppgaven. Empiri er faktiske opplysninger om fenomenet som utforskes, mens teori er påstander om forhold som antas å være allmenngyldige.

Fremgangsmåten for studiet i sin helhet kan inndeles i følgende seks hoveddeler:

1. Litteraturstudie oppdelt i fire deler: skråningsstabilitet, probabilistiske metoder, regelverk for krav av sikkerhet i skråninger samt kilder til usikkerhet i stabilitetsanalyser.
2. Kvalitative observasjoner av skråninger i Storskjæringa og nær Hønefoss stasjon
3. Innsamling av nødvendig data for skråningsgeometri og inngangsparametere
4. Tolkning og statistisk representasjon av inngangsparametere samt kvantifisering av usikkerhet i Microsoft Excel der variasjonen i hver materialparameter undersøkes og kvantifiseres.
5. Deterministiske beregninger av sikkerhetsfaktor for skråninger utført i GeoSuite Stability. Resulterende deterministiske modeller er grunnlaget for probabilistiske analyser.
6. Generering av sannsynlighetsfordelinger med bruddsannsynligheter og troverdighetsindeks ved bruk av Monte Carlo Simuleringer og FOSM kalkulasjoner. Probabilistisk analyse er utført ved hjelp av Python biblioteket PyRe i Anaconda samt Microsoft Excel

Fremgangsmåten for stabilitetsanalyser er illustrert i flytskjemaet i Figur 3-1.



Figur 3-2: Oversikt over helhetlig fremgangsmåte for utførelse av probabilistiske stabilitetsberegninger i skråninger i Hønefoss sentrum

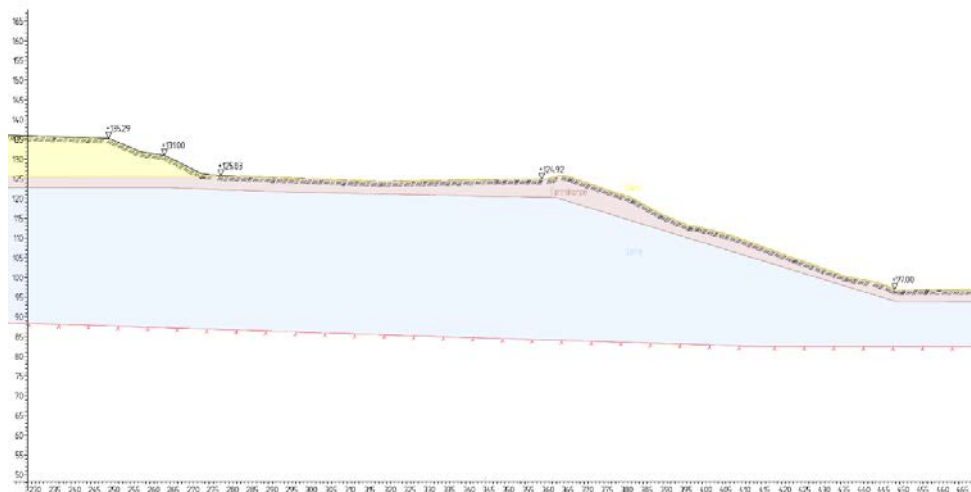
Deterministiske og probabilistiske metoder presentert i kapittel 2.2 er benyttet i studiet av stabiliteten i to skråninger i Hønefoss på Ringerike. Det er utført stabilitetsberegninger basert på totalspenninger og effektivspenninger. Totalspenningsanalysene er basert på en kombinert analyse av drenerte og udrenerte lag. For sand, tørrskorpe og steinfylling utføres det kun effektivspenningsanalyser med drenerte styrkeparametere, mens for leirmateriale utføres både effektivspenningsanalyser med drenerte styrkeparametere og totalspenningsanalyser med udrenert styrkeparametere.

3.1 Skråningsgeometri og stratigrafisk inndeling

Topografien i området er et resultat av ytre eroderende krefter, der isbreer og elver har hatt størst påvirkning. Geologien i prosjektområdet er tolket basert på geologiske løsmassekart hentet fra Norges Geologiske Undersøkelser (NGU), historiske skredhendelser og faresonekart hentet fra NVEs kartdatabase samt informasjon om utførte grunnundersøkelser gitt i BaneNORs geotekniske fagrapport (BaneNOR, FRE16, 2017).

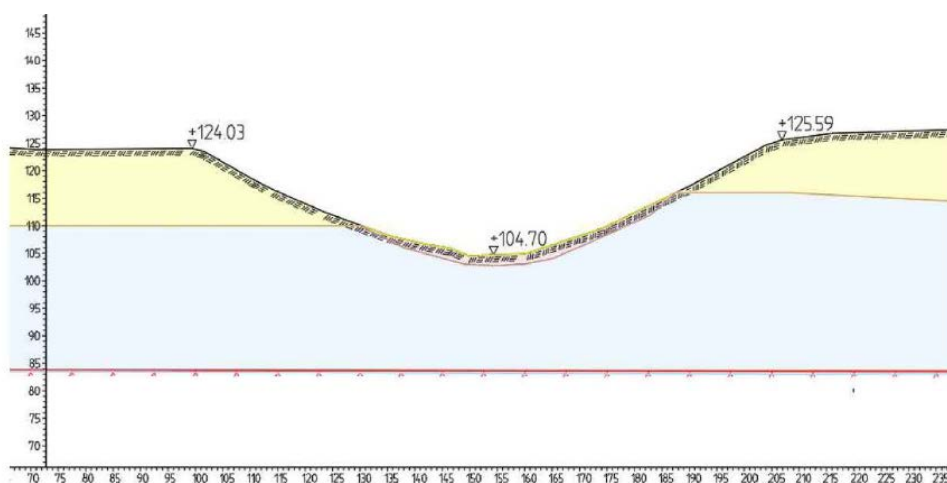
Hønefoss stasjon ligger ved foten av bratte skråninger som går opp til boligområdene på Veienmoen i sør og Veienmarka i vest. Nordøst heller terrenget ned mot Begnas bredder som vist i Figur 1-6. Profil 1 representerer en skråning i nordvestlig retning med en høydeforskjell på ca. 30 m fra topp til bunn. Stasjonsområdet ligger på kote +97, mens det

Øverste platånivået sør i profilet ligger på mellom kote +135 og +140. Profil 90 representerer en sørøstlig og en nordvestlig skråning. Det er en høydeforskjell på ca. 20 m fra topp til bunn av skråningene. Jernbanetraséet ligger på ca. kote +105, mens øverste platånivået sør i profilet ligger på kote +124 og på +126 i nord.



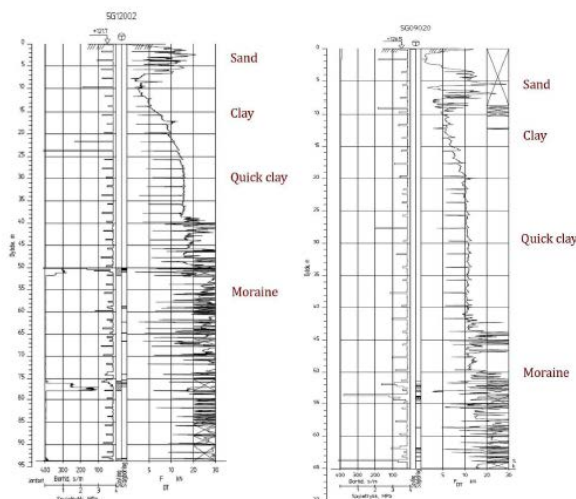
Figur 3-3: Skisse av geometri for skråning tilhørende profil 1.

Profil 90 består av en sørgående skråning, betegnet "Right Slope" (RS), og en nordgående skråning, betegnet "Left Slope" (LS) vist i Figur 3-4. Skråningene har en total høyde omkring 20 meter, der sørøstlig øvre del av skråning ligger på kote + 120 til + 137 og nordlig øvre del av skråningen ligger mellom kote + 120 til + 140. Bunnen av skråningen i Storskjæringa ligger på + 110 meter.



Figur 3-4: Skisse av geometri for sørgående skråning (RS) og nordgående skråning (LS) tilhørende profil 90.

Stratigrafisk laginndeling av profilene er bestemt basert på CPTU sonderinger og jordprøver hentet opp nær de aktuelle skråningsprofilene (Norconsult, Aas-Jacobsen, & Asplan-Viak, 2019). Eksempel for totalsonderinger er illustrert for borepunkt 5G12002 og 5G09020 i Figur 3-5.



Figur 3-5: totalsonderinger for profil 90, borepunkt 5G12002 og 5G09020.

Grunnundersøkelser indikerer et øvre glasifluvialt sandlag med varierende mektighet øverst i profilene. Sandlaget er i varierende mektighet fra 0 til 20 meter for profil 1 og 90, og viser innspill av siltige fraksjoner i sørlig del av Storskjæringa. Under ligger et stivt tørrskorpelag med et underliggende lag av en delvis overkonsolidert marin leire i opptil 30 – 80 m mektighet. Leira er stedvis siltig og sandig. Det er påvist kvikkleire i noen av borpunktene utført i forbindelse med forarbeidet, samt tidligere kartlegginger. Leirlaget har stedvis sprøbruddegenskaper med en skjærfasthet under 3,0 kPa. Under Veienmarka er laget av kvikkleire opp mot 15 meter i tykkelse. På tross av lokale variasjoner i leiras egenskaper, er leira inndelt i ett lag med samme egenskaper for profil 1 og 90. Under leirelaget påtreffes et lag av permeabel morene i varierende tykkelse. Dybden til grunnfjell varierer fra 20 til 80 m.

Materialparametere inndeles i deformasjonsparametere samt drenerte og udrenerte styrkeparametere. Deformasjonsparametere som er blitt bestemt er overkonsolideringsratio (OCR), forkonsolideringsspenning (ρ'_c), S-faktor og modultallet (m). Udrenerte styrkeparametere omfatter aktiv udrenert skjærfasthet (S_{ua}) og anisotropiforholdet (ADP-faktorer). Drenerte styrkeparameterne omfatter friksjonsvinkel (φ), total romvekt (γ_{tot}) og kohesjon (c). Poretrykket (u) er bestemt for å

kunne beregne drenerte styrkeforhold. I tillegg er leiras plastisitetsindeks (I_p) og sensitivitet (St) bestemt for å kunne klassifisere leiras plastisitet og sprøbruddegenskaper.

Datagrunnlag for bestemmelse av materialparametere er hentet resulterende laboratorieforsøk derav indekstesting, Atterberg konsistenstester, sikteanalyse, ødometerforsøk og treaksialtesting i tillegg til feltundersøkelsene CPTU – sonderinger, totalsonderinger og piezometere med daglige oppdateringer for nivå av grunnvannsspeilet i geoteknisk tolkningsrapport for Storskjæringa og Hønefoss stasjon (Norconsult, Aas-Jacobsen, & Asplan-Viak, 2019). Lokasjon for utførte grunnundersøkelser kan sees i kart over Hønefoss sentrum i [Figur 1-6](#). Det understrekes at utførte forsøk og dermed tilgjengelig datagrunnlag er varierende for de ulike borepunktene. Geotekniske undersøkelser i det aktuelle prosjektområdet er utført av Norsk Geoteknisk Institutt, NGI, i perioden 2016 til 2018 for fellesprosjektet Ringeriksbanen og Nye E16 strekning 5 vist i [Figur 0-1](#).

3.2 Statistisk representasjon av materialparametere

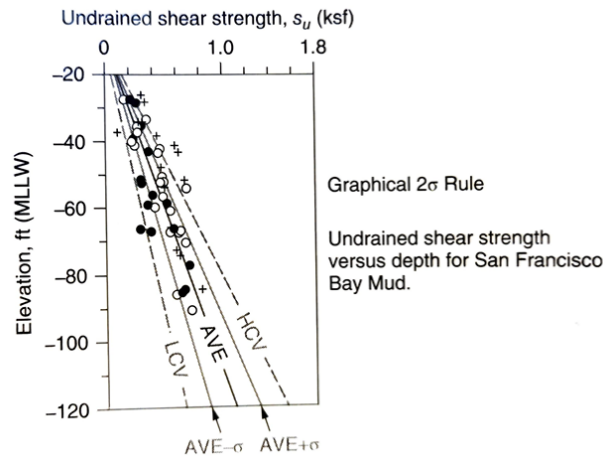
For å kunne utføre probabilistiske stabilitetsberegninger må inngangsparameterne til analysen representeres statistisk ved gjennomsnitt, standardavvik og kovarians. Fremgangsmåten for bestemmelse av verdiene for de avhengige og uavhengige variablene er utført basert på praksis beskrevet i DNV-RP-C207 (DNV 2012) (Recommended Practice DNV-RP-C207: Statistical representation of soil data, 2012). Tilnærmingen er utarbeidet av DNV (2012) er i korte trekk beskrevet i kapittel 2.2.5.

Ved begrenset tilgang på data eller dårlig datakvalitet er design-parametere justert basert på erfaringsbaserte vurderinger og korrelasjoner nærmere omtalt i [kap 2.1](#) (Ang og Tang, 1984) & Keaveny et al (1989). For dette studiet er det benyttet resultater fra tidligere studier deriblant Keaveny et al (1989) og Lacasse og Nadim (1996), samt anbefalte verdier fra Vegdirektoratets håndbok for geoteknikk i vegbygging V220 (Vegdirektoratet, Håndbok V220 Geoteknikk i veibygging, 2018). Materialparametere for fyllingsmateriale samt sand – og tørrskorpelaget er bestemt basert på sistnevnte standard og anbefalte styrkeparametere fremstilt i Tabell 2-1.

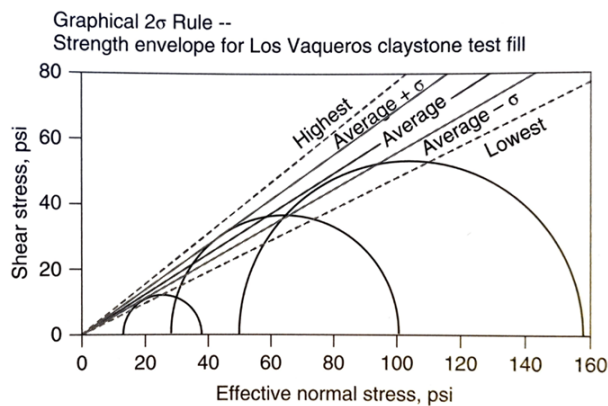
Materialparameterne representeres som stokastiske variabler, enten som avhengige kontinuerlige variabler med lineær variasjon mot dybden eller som uavhengige diskrete variabler antatt å være konstant innad i laget (ref. kap 2.3). Udrenert skjærstyrke (S_u) og poretrykk (u) er kontinuerlige variabler der gjennomsnitt og standardavvik er representert av øvre og nedre kontinuerlige grenser mot dybden (Lacasse et al. 2007). Skjærstyrken og poretrykket blir da avhengige variabler og dybden uavhengig. Resterende drenerte og udrenerte materialparametere er representert som diskrete verdier med forventet gjennomsnittsverdi og en variasjon beskrevet av standardavvik eller kovarians.

Gitt en uavhengig materialparameter, x , med n tilgjengelige målinger, x_1, x_2, \dots, x_n . Er gjennomsnittsverdien og standardavviket estimert basert på snittet av målingene i datautvalget, \bar{x} , og ett standardavvik opp og ned fra snittet $\bar{x} \pm 1 \text{ STD}$. Koeffisienten for variasjon, forkortet kovarians, benyttes for å sammenlikne usikkerheten i hver av parameterne med hverandre. I likhet med standardavviket og gjennomsnittet for de uavhengige jordparameterne er kovariansen en diskret verdi gjeldende for hele laget med unntak av poretrykket og udrenert skjærfasthet.

Duncan beskriver fire metoder for å estimere standardavviket for materialparametere (J. Michael Duncan, 2014). Ved tilstrekkelig mengde måledata tilgjengelig, kan standardavviket beregnes direkte fra rådataverdier. Dersom tilgjengelig data er begrenset, som det typisk er ved geotekniske grunnundersøkelser grunnet begrensning på tid og ressurser, kan anbefalte verdier for kovarians tilknyttet hver parameter benyttes. Standardavviket oppnås da ved å anvende formel 2-29. I tilfeller med lite eller manglende datagrunnlag kan 2σ og 3σ –regelen benyttes. Disse metodene kan anvendes grafisk for kontinuerlige variabler som varierer med dybden. Dette prinsippet er illustrert for udrenert og drenert skjærstyrke i Figur 3-6 og Figur 3-7. Kovarians for iboende variasjon i materialparametere, modellusikkerhet og feilkilder tilknyttet geotekniske målinger er evaluert av (Kulhawy, On evaluation of static soil properties, 1992).



Figur 3-6: grafisk bestemmelse av udrenert skjærstyrke



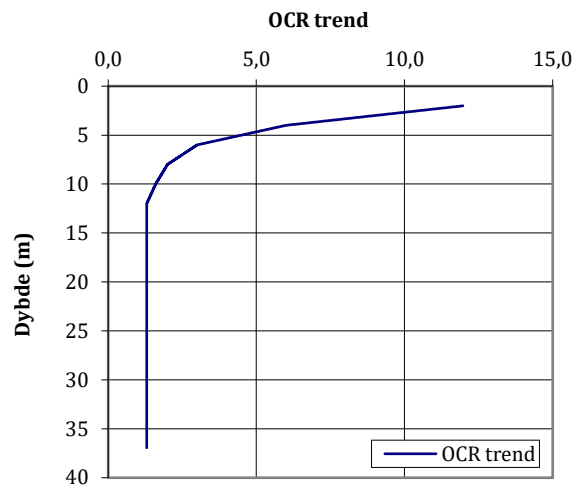
Figur 3-7: grafisk bestemmelse av drenert skjærstyrke

3.2.1 Deformasjonsparametere

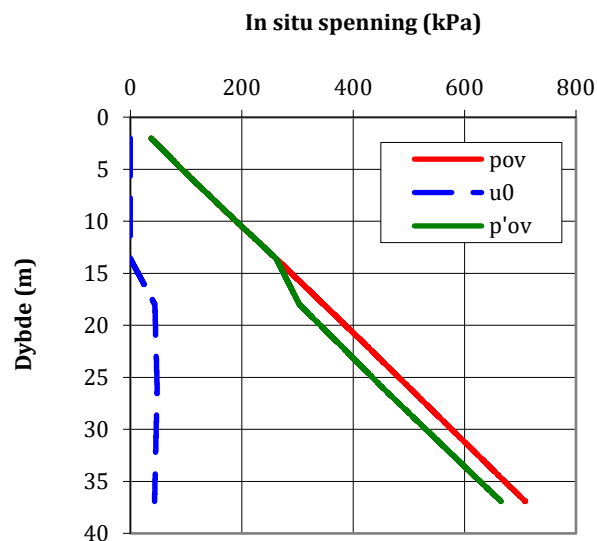
Overkonsolideringsratio (OCR) nærmere beskrevet i appendiks A.3 er bestemt basert på forkonsolideringsspenning (p'_c) og dagens spenningstilstand (p'_{ov}). Verdier for forkonsolideringsspenning er konservative anslag basert på ødometerforsøk med konstant tøyingsrate (CRS) på 5, 10 og 15 %. Verdier for dagens spenningstilstand er basert på treaksialforsøk av blokkprøver. For bestemmelse av udrenert aktiv skjærfasthet representeres OCR med en for hvert borepunkt og vil derfor ikke bidra til usikkerhet i resultatene. Standardavviket og kovariansen beregnes likevel for å kunne si noe om variasjonen i datagrunnlaget.

Som eksempel er OCR-plott for borepunkt 5G10014 tatt på terrenghøyde 136,7 m illustrert i Figur 3-8. Tidligere terrenghøyde for borepunktet er estimert til å ligge 13,3 m

over dagens terrengnivå på 150 m. Figur 3-9 viser spenningstilstand (p'_{ov}) benyttet i beregningen av gjennomsnittsverdiene for OCR i borepunktet.

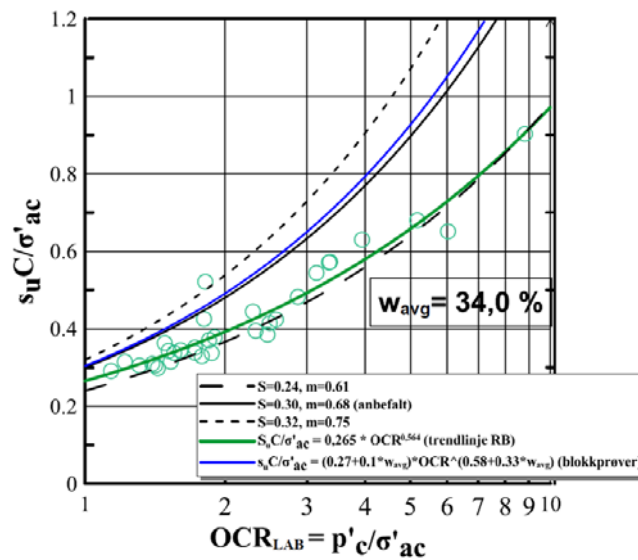


Figur 3-8: trendlinje med gjennomsnittlige verdier for OCR i borepunkt 5G10014 på terrengkote 136,7 m.



Figur 3-9: trendlinjer for in situ vertikale effektivspenninger, poretrykk og historisk høyeste utsatte vertikale effektivspenninger for borepunkt 5G10014 på terrengkote 136,7 m.

Figur 3-10 viser normalisert gjennomsnittlig skjærstyrke mot overkonsolideringsgrad basert på laboratorieforsøk for hele strekning 5 (Norconsult, AAS-Jacobsen, & Asplan, 2019).



Figur 3-10: Normalisert aktiv skjærstyrke mot OCR fra laboratorieforsøk, hentet fra geoteknisk tolkningsrapport (Norconsult, AAS-Jacobsen, & Asplan, 2019).

Deformasjonsparametere m og S angir øvre og nedre grenser for aktiv udrenert skjærfasthet. Valg av øvre og nedre grenseverdier for m er basert på anbefalte verdier i Tabell 2-3. Bestemmelse av S -faktoren er basert på formel 2-12.

3.2.2 Udrenerte styrkeparametere

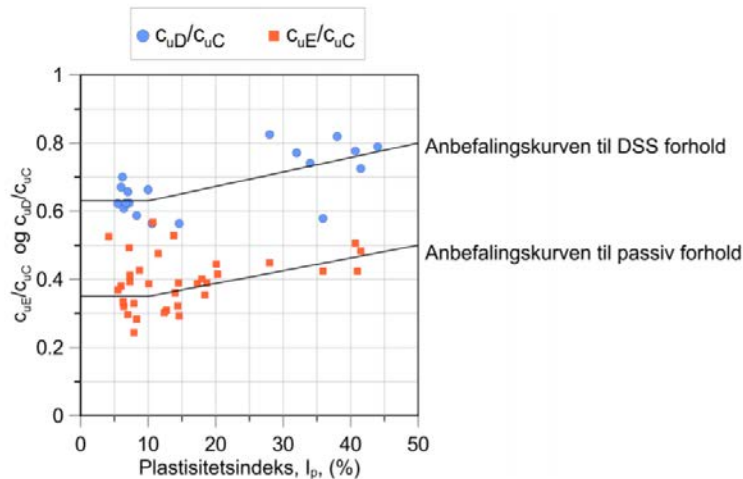
- **Anisotropiforhold**

Bestemmelse av aktiv, direkte og passiv skjærfasthet er basert på aktive (CAUC) og passive (CAUE) treaksialforsøk samt NIFS anbefalte anisotropifaktorer vist i Tabell 3-1. Det er ikke utført noen direkte skjærforsøk (DSS) for strekning 5. Forholdet mellom direkte og aktiv udrenert skjærstyrke (s_{uD}/s_{uA}) er derfor basert på NIFS anbefalte anisotropi-faktorer (ADP-faktorer). Figur 3-11 til 3-13 viser anbefalte korrelasjoner mellom leiras ADP-faktorer og plastisitetsindeks (I_p), vanninnhold (W_c) og grad av overkonsolidering (OCR) (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014). For dette studiet benyttes korrelasjonen basert på leiras plastisitetsindeks (I_p), vist i tabell 3-1 med I_p -verdier hentet fra utførte laboratorieforsøk på norske leirer. Forholdet mellom passiv og aktiv skjærstyrke (s_{uP}/s_{uA}) er basert på aktive og passive treaksialforsøk.

Tabell 3-1: NIFS anbefalte verdier for norske leirer

I_p	S_{uP}/S_{uA}	S_{uD}/S_{uA}
0	0,35	0,63
10	0,35	0,63
50	0,50	0,80

Anbefalingskurver for direkte (DSS) og passivt anisotropiforhold basert på Tabell 3-1 er vist grafisk i Figur 3-11 (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014). Anbefalingene kan benyttes som veiledende korrelasjonsverdier for valg av direkte og passive anisotropifaktorer.



Figur 3-11: Omforent anbefaling av ADP - faktorer (NVE J. S., Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, 2014).

I beregningene er ADP - faktorene representert som stokastiske, uavhengige variabler med valgte gjennomsnittlige verdier, samt øvre og nedre grenser ett standardavvik opp og ned basert på variasjonen i dataen basert på plastisitetsindeks hentet fra indekssammenstilling (NVE, 2012).

- **Udrenert skjærstyrke**

Udrenert skjærfasthet (S_{uA}) målt i kPa er en uavhengig, stokastisk variabel som representeres av en kontinuerlig verdi mot dybden. Gjennomsnitt og standardavvik er representert som trendlinjer basert på datagrunnlag fra treaksiale trykkforsøk (CAUC) på 250 mm høykvalitets blokkprøver samt CPTU korrelasjoner.

Innebygde makroer i Microsoft Excel er benyttet for plotting av Su-korrelasjoner basert på N_{kt} , $N_{\Delta u}$ og SHANSEP. Korrelasjonene illustrerer profiler mot dybden for gjennomsnittlig S_{uA} samt for øvre og nedre grenser.

Høydedifferanser mellom dagens terreng og tidligere anslåtte høyder danner grunnlaget for spenningstilstanden for øvre og nedre grense for udrenert skjærfasthet ved bruk av SHANSEP-metoden. Denne metoden er nærmere beskrevet i kapittel 3.2.3.

For å vurdere øvre og nedre grense for aktiv skjærstyrke er det også vurdert i hvilken grad overkonsolideringsgraden (OCR) kan variere. Et forsiktig estimat på forkonsolideringsspenningen (p_c') er vurdert ut ifra p_c' målt på blokkprøver tatt i Storskjæringa og stasjonsområdet sammenliknet mot p_c' anslått ut fra at tidligere terrenghøyde har ligget 10-30 m over dagens terrenghøyde (det er antatt en "agingfaktor" på 1,3).

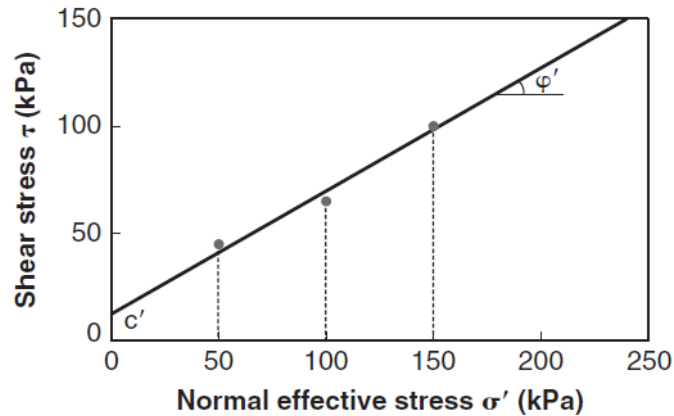
3.2.3 Drenerte styrkeparametere

Benyttede verdier for total romvekt (γ_{tot}) er hentet fra utførte laboratorietester i geoteknisk tolkningsrapport for delstrekning 5 (Norconsult, AAS-Jacobsen, & Asplan, 2019). Datagrunnlaget viser liten variasjon og er derfor vurdert til å ha liten påvirkning på usikkerheten i analysen og dermed liten påvirkning på sannsynligheten for brudd. Total romvekt for jordlagene er derfor satt som konstante verdier og vil derfor ikke bidra til usikkerhet i resultatene. Det er benyttet erfaringsparametere gitt i Tabell 2-1 for sand, fylling og tørrskorpe-materiale, mens for leire anvendes erfaringsparametere i kombinasjon med data fra laboratorieforsk.

Friksjonsvinkel (φ) og kohesjon (c) representeres som uavhengige stokastiske variabler med gjennomsnitt og standardavvik for indikasjon av variasjon.

For leirlaget er disse parameterne bestemt ved å plote skjærspenning τ mot middelspenning σ_M kan skjærstyrken til materialet uttrykkes av Mohr Coulomb bruddkriterium uttrykt i formel 2-1. Bruddlinjen tangerer toppunktet til spenningsstier oppnådd ved aktive treksialtester (CAUA) ved 5, 10 og 15 %

tøyningsrate. Ved to eller flere spenningsstier kan effektiv attraksjon (a), kohesjon (c') og friksjonsvinkel (φ') bestemmes grafisk som illustrert i Figur 3-12. attraksjonen leses av ved bruddlinjens skjæring med σ_M -aksen, c' representerer skjæringspunktet med τ -aksen og φ' er bruddlinjens vekstfaktor (Briaud, 2013).



Figur 3-12: spenningsdiagram. Punktene representerer toppunktet til spenningsstiene fra direkte skjærforsøk. Figur 9.42 s. 194 (Briaud, 2013)

For sandlaget er friksjonsvinkelen bestemt basert på korrelasjonen i formel 3-2 og 3-3.

$$(3-2) \quad \tan\varphi = \frac{1}{2,68} \left[\lg \left(\frac{q'_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0,29 \right]$$

Der,

φ : friksjonsvinkel

q'_c : spissmotstand

σ'_{v0} : in-situ vertikal effektivspenning

$$(3-3) \quad \varphi = 17,6 + 11 * \lg(Q_{tn})$$

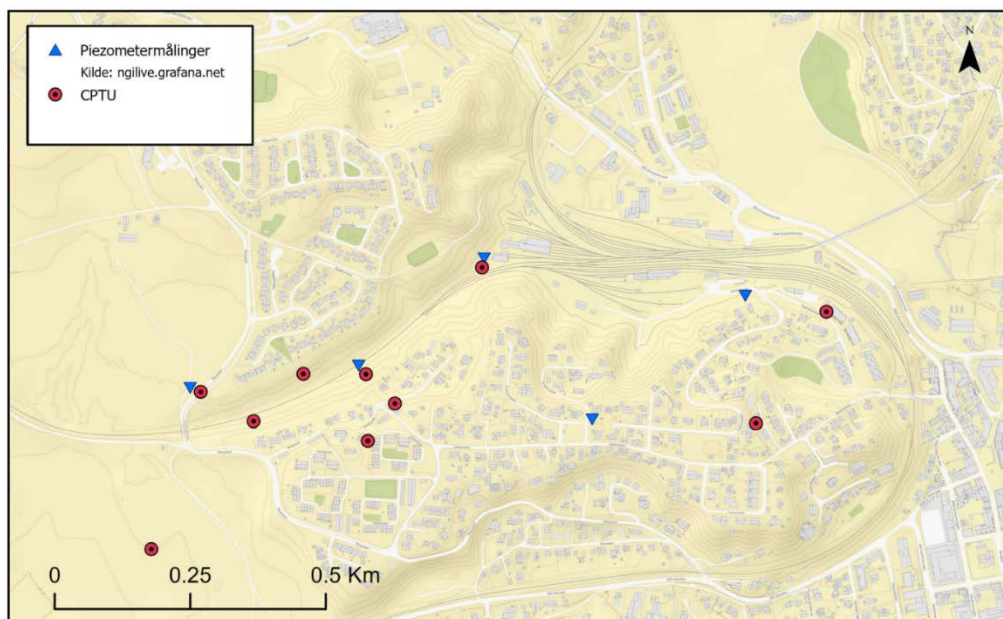
Der,

Q_{tn} : normalisert spissmotstand

3.2.4 Grunnvannsforhold

Grunnvannsforhold beskrives av grunnvannsspeilet og poretrykksprofiler mot dybden. Poretrykket (u) målt i kPa er en avhengig, stokastisk variabel som representeres av kontinuerlig verdi med dybden. Gjennomsnitt og standardavvik er representert som trendlinjer basert på data fra utførte CPTU-tolkninger og installerte poretrykksmålere.

Piezometere er installert for å overvåke grunnvannsspeilet kontinuerlig langs planlagt jernbanetrase på strekning 5. Daglige, automatiske avlesninger kan finnes i NGIs nettbaserte database over poretrykksmålerne (NGI, NGI LIVE, 2020). Det er gjort et utvalg på målere i nærhet til profil 1 og 90 vist i Figur 3-13. Målinger utføres på 20, 40 og 60 m dybde. På grunn av noen defekte målere, mangler noe av dataen. Resulterende poretrykksprofil er basert på gjennomsnittlige målinger i perioden 1/5-2020 til 30/1-2021.



Figur 3-13: kartutsnitt med oversikt over poretrykksmålere i oi prosjektområdet.

3.3 Deterministiske stabilitetsberegninger




Stabilitetsanalysen er utført med tradisjonelle, deterministiske beregninger ved rene 2D-analyser i Geosuite Stability versjon 15.3.0.0 med BEAST-2003.

Det er utført deterministiske stabilitetsberegninger med resulterende sikkerhetsfaktor for totalt tre skråninger sørvestgående og nordøstgående skråning tilhørende profil 90 i Storskjæringa og sørvestgående skråning tilhørende profil 1 ved stasjonsområdet. For hver av skråningene er det utført tre ulike beregningsalternativer; dagens situasjon udrenert, dagens situasjon drenert og tiltak udrenert. Tiltak indikerer skråninger med utførte stabilitetsforbedrende massefylling, avgravning og kalkstabilisering.

Deterministiske beregninger er modellert og utført basert på grenselikevektsmetoden (LEM) BEAST 2003 i GeoSuite Stability. GeoSuite er en programvare som benyttes til geotekniske problemstillinger, deriblant skråningsstabilitet, bæreevne og setninger.

GeoSuite Stability benytter analysemetodene kraftlikevekt, Bishop's simplified, Bishop's modified, BEAST 1988-2002 og BEAST 2003. BEAST 2003 er en variant av Morgenstein-Price metode som er nærmere omtalt i appendiks A.1. Metoden benytter prinsippet om lamelleinndeling til å bestemme den kritiske bruddflaten i modellen, der både kraftlikevekt og momentlikevekt tilfredsstilles i kombinasjon med angitt bruddkriterium. BEAST 2003 kan simulere både sirkulære, plane og mer kompliserte bruddflater i todimensjonale problemstillinger og plan tøyningstilstand. Programmet utfører en rekke iterasjoner av bruddflater i et definert område i jordmodellen og finner det mest kritiske glideplanet med lavest sikkerhetsfaktor. Den mobiliserte skjærstyrken langs glideplanet er antatt konstant, dermed antas den samme sikkerhetsfaktoren å gjelde for alle lameller i jordprofilet (Clausen, 2003).

Inngangsparametere til stabilitetsanalyser i GeoSuite Stability er skråningsgeometri og laginndeling med tilhørende materialparametere og grunnvannsforhold. Det antas at løsmassene oppfører seg som Mohr-Coulomb materiale. Designparametere som beskriver materialene avhenger av om analysemetode er totalspenningsbasert eller effektivspenningsbasert. Drenerte designparametere er romvekt og friksjonsvinkel, de udrenerte er romvekt, kohesjon og anisotropifaktorer. En kombinert analyse er også mulig.

Name	CAD	Color	ρ [kN/m ³]	ρ' [kN/m ³]	Drained	ϕ [°]	c' [kPa]	c' in %	c [kPa]	Add	Aa	Ad	Ap
Sand	Geometry <		18.50	8.50	<input checked="" type="checkbox"/>	35.0	5.0	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00
Tørrskorpe	Geometry <		19.00	9.00	<input checked="" type="checkbox"/>	30.0	7.5	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00
Leire	Geometry <		19.00	9.00	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>	0.0	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	0.65	0.37

Figur 3-14: tabell fra programvare benyttet til deterministiske stabilitetsberegninger, GeoSuite Stability. Tabellen indikerer inngangsparametere benyttet for totalspenningsanalyse i profil 1 for dagens tilfelle. Leirlaget er satt til udrenert, sand og tørrskorpelaget er satt til drenert med tilhørende effektivspenningsparametere.

3.4 Probabilistiske stabilitetsberegninger

En systematisk gjennomgang av usikkerheter tilknyttet materialegenskaper er grunnlaget for inngangsparametere i de utførte probabilistiske stabilitetsberegninger i dette studiet. Der det er mulig, er materialparametere statistisk fremstilt gjennomsnitt, standardavvik og kovarians. I evalueringen av hver materialparameter, er de statistiske estimatene kombinert med erfaringsbaserte vurderinger. Statistisk representasjon av kontinuerlige og diskrete variabler benyttet i studiet er beskrevet i kapittel 3.1. Resulterende drenerte og udrenerte inngangsparametere for profil 1 og 90 er beskrevet i kapittel 4.3.2 og 4.3.3. Tabell 4-9 til Tabell 4-12 oppsummerer effektive styrkeparametere for sand, leire og tørrskorpelaget samt estimerte variasjon. Udrenerte styrkeverdier for leirelaget er oppsummert i tabell 4-3.

Probabilistiske metoder som er benyttet i stabilitetsberegningene er First-Order-Second-Moment tilnærminger (FOSM) og Monte Carlo simuleringer (MCS). Bakgrunn for metodene er nærmere beskrevet i kapittel 2.2.2. Analysene er utført for udrenert og drenert tilstand for to tilfeller; dagens situasjon og etter utførte grunnforsterkende tiltak. For drenert analyse inngår effektive styrkeparametere for alle stratigrafiske lag (leire, tørrskorpe, sand og fyllmateriale). For udrenert tilfelle er det benyttet udrenerte styrkeparametere (skjærfasthet og anisotropiforhold) for leirelaget og drenerte effektivparametere for resterende lag.

Resultater fra de probabilistiske stabilitetsberegningene fremstilles som kumulative sannsynlighetsfordelinger basert på iterasjoner av datapunkter tilhørende hver inngangsparameter. Analysenes resulterende bruddsannsynlighet (P_f) betegner sannsynligheten for at sikkerhetsfaktoren er under 1 vist i formel 2-10 og troverdighetsindeksen (β) vist i formel 2-12 indikerer variasjonen basert på forventet sikkerhetsfaktor med hensyn til det samlede standardavviket (σ_F). En detaljert

beskrivelse av fremgangsmåte for de probabilistiske stabilitetsberegningene er beskrevet i hvert sitt respektive underkapittel 3.3.1 (FOSM) og 3.3.2 (MCS).

3.4.1 First-Order-Second-Moment

Stabilitetsberegninger utført ved den probabilistiske metoden basert på prinsippet om First-Order-Second-Moment analysen er beregnet ved bruk av Taylors tilnærming for første og andre ordens momenter og er utført i regneark i Microsoft Excel.

I analysen er designparameterne antatt normalfordelte og uavhengige variabler. Inngangsparametere for analysen er gjennomsnittlig sikkerhetsfaktor (μ_X) samt forventet gjennomsnittsverdi (X) og standardavvik (σ^2) for alle materialparametere basert på utførte deterministiske beregninger i GeoSuite. Hver simulering representerer en økning eller reduksjon av en designparameter med en tiendedels standardavvik opp eller ned basert på formel 3-4.

$$(3-4) \quad DX_i = X_i \pm X_i * 0,1$$

Der,

X: gjennomsnittverdi for designparameter i

DX: en tiendedels standardavvik for designparameter i

Simuleringer i GeoSuite benyttes for å beregne sikkerhetsfaktoren (F) for skråningen for hver endring av design-parameterne. Resulterende variasjon for sikkerhetsfaktoren i skråningen er grunnlaget for beregning av total usikkerhet i analysen uttrykt av samlet standardavvik vist i formel 3-5.

$$(3-5) \quad \sigma_F = \sum \sqrt{\left(\frac{\Delta F}{\Delta X}\right)^2 * \sigma^2}$$

ΔF : variasjon i sikkerhetsfaktorer

ΔX : variasjon i gjennomsnittsverdier

σ^2 : standardavvik

3.4.2 Monte Carlo Simuleringer

Monte Carlo simuleringer er utført ved bruk av Python koding i Spyder Anaconda 3 og et utvidet statistisk bibliotek ved navn PyRe. Excel er benyttet for å beregne pålitelighetsindeks (β). Skriptet skriver i tillegg ut statistiske fordelinger for hver av styrkeparameterne som inngår i analysen med tilhørende gjennomsnittsverdi (μ) og standardavvik (σ^2).

Inngangsparametere for analysen er output .DAT-fil fra GeoSuite med resulterende verdier for geometri, materialparametere og deterministisk sikkerhetsfaktor. I skriptet tildeles disse inngangsparametere en statistisk fordeling samt resulterende verdi for gjennomsnitt og variasjon fra parameterstudiet. Tetthetsfunksjonen gitt i uttrykk 2-10 definerer modellens gyldighetsområde, der $F < 1$ indikerer brudd.

For hver n'te simulering velger modellen et tilfeldig utvalg fra hver av inngangsparametere basert på valgt sannsynlighetsfordeling, her normal for parametere som inngår og konstant for parametere som ikke inngår. Resultatet fra simuleringene er n antall verdier for mulige sikkerhetsfaktorer. Bruddsansynligheten (P_f) er en funksjon av antall sikkerhetsfaktorer innenfor gyldighetsområdet ($SF < 1$) på totalt antall utførte simuleringer (n). For hver iterasjon resulterer i en numerisk verdi for bruddsansynlighet (P_f) for skråningen. Verdien som plottes i en grafisk fremstilling av histogram i en statistisk normalfordeling.

Ved kjent P_f kan β -faktoren beregnes ut ifra følgende sammenheng:

$$(3-6) \quad P_f \approx \Phi(-\beta) \text{ eller } \beta \approx -\Phi^{-1}(P_f)$$

Der,

$$\Phi(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^Z e^{-\left(\frac{z^2}{2}\right)} dz$$

Ved standard normalfordeling beregnes β - faktoren ved bruk av den innebygde funksjonen NORM.S.INV i Microsoft Excel.

Inngangsparametere for analysen er en deterministisk beregningsmodell fra GeoSuite av det aktuelle skråningsprofilen. I tillegg defineres inngangsparametere med tilhørende

forventningsverdi (X) og variasjon ved standardavvik eller kovarians. I analysen er designparameterne antatt normalfordelte og uavhengige.

Poretrykket er representert som en multiplikator med tilhørende gjennomsnitt og kovarians. Avhengig om analysen er drenert eller udrenert settes parameterne som konstante, med en gjennomsnittsverdi lik 1 dersom de ikke skal inngå eller med angitt statistiske fordeling, her logaritmisk normalfordeling, dersom de skal inngå.

Modellusikkerhet er inkludert med angitt statistisk fordeling, gjennomsnittsverdi og standardavvik. Verdier for modellusikkerheten er basert på utført litteraturstudie av tidligere utførte analyser. Variabelen "model uncertainty" kvantifiserer usikkerhetene tilknyttet beregningsmetoden basert på LEM BEAST2003 i GeoSuite.

Et utsnitt av skriptet som er benyttet for Monte Carlo Simuleringer er vist i [Figur 3-15](#). Skriptet viser de fire variablene "data", "materials", "search_properties" og "method_uncertainty" og tilhørende definisjon. For variabelen "Data" defineres antall simuleringer for analysen indikert av "numer_of_calculations", bestemt av formel (2-19) For drenert tilfelle kjøres 50, 100 og 1000 simuleringer mens for udrenert tilfelle kjøres 10, 50 og 100 simuleringer. "analysis_type" indikerer om analysen er drenert eller udrenert og dermed hvilke designparametere som skal inngå. "num_mat" indikerer antall stratigrafiske lag i modellen, her tørrskorpe, sand og leire. Hver av de tre lagene har tilhørende designparametere for tilhørende materialeegenskaper definert i variabelen "materials". "one_su" indikerer hvordan udrenert skjærstyrke skal inkluderes i beregningene, denne settes lik false for udrenert analyse og true for drenert analyse.

"search_properties" definerer geometrien til området der datapunkter for analysen skal hentes fra. Hver simulering, også kalt iterasjon, henter ut et tilfeldig koordinat fra dette avgrensede området med tilhørende designverdier og statistiske fordelinger.

```
*P1_dagens_udrenert.txt - Notepad
File Edit Format View Help
analysis_method: mc
number_of_calculations: 200
analysis_type: Undrained
one_su: False
num_mat: 3
slope_direction: Right
x_centre: 424.14
z_centre: 173.04
search_area: 12.63
x_step: 10
z_step: 10
z_touch_min: 90
z_touch_max: 92
z_levels: 15
Parameter, distribution, mean value, standard deviation
method_m, normal, 1.04, 0.101
pwp_mult, constant, 1.00, 0.243
1_GAMTOT, constant, 18.5, 0.0
1_COHSN, normal, 5.00, 1.5
1_PHIANG, normal, 35.0, 2.0
1_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.0
1_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.0
1_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.0
2_GAMTOT, constant, 19.0, 0.0
2_COHSN, constant, 3.00, 1.2
2_PHIANG, constant, 30.0, 2.0
2_SUA/SU0, normal, 1.00, 0.2
2_SUD/SU0, normal, 0.65, 0.1
2_SUP/SU0, normal, 0.37, 0.1
3_GAMTOT, constant, 19.0, 0.0
3_COHSN, normal, 7.50, 1.0
3_PHIANG, normal, 30.0, 2.0
3_SUA/SU0, constant, 1.00, 0.0
3_SUD/SU0, constant, 1.00, 0.0
3_SUP/SU0, constant, 1.00, 0.0
```

Figur 3-15: utsnitt av fil som hentes inn ved Monte Carlo simuleringer av skråningsstabilitet for totalspenningsanalyse av profil 1 ved 200 simuleringer. Utsnittet viser inngangsparametere for materialer og geometri analysen.

4 Resultater

Følgende resultater fremkommer fra studiet:

- Befaring i prosjektområdet
- Valgt geometri og stratigrafi for skråningene
- Materialparametere som er studert og som inngår i stabilitetsanalyser
- Resultater fra deterministiske stabilitetsberegninger
- Resultater fra probabilistiske stabilitetsberegninger

For skråningsprofil 1 (ref. figur 4-3) samt nordgående og sørgående skråninger i profil 90 (ref. figur 4-3) er det utført totalspenningsanalyse for udrenert korttidstilfelle og effektivspenningsanalyse for drenert langtidstilfelle. Analysene er utført for dagens situasjon og situasjon etter utførte grunnforsterkende tiltak der sikkerhet i skråninger er innenfor kravet på 1,6 i BaneNORs tekniske regelverk for utbygging av jernbane i områder med sensitiv leire. Stabilitetsforbedrende tiltak benyttet for profil 90 er avgravning av nordre skråningstopp, samt motfylling og grunnforstreking ved skråningsfot i sør. For profil 1 er det benyttet motfylling og grunnforsterkning i skråningsfot. Regelverk er nærmere diskutert i kapittel 2.2.3.

For drenert analyse er effektive styrkeparametere variert og for udrenert tilfelle er det utført analyser med variasjon i skjærfasthet og anisotropiforhold i henhold til statistiske prinsipper gjort rede for i kapittel 2.3.

4.1 Befaring i prosjektområdet

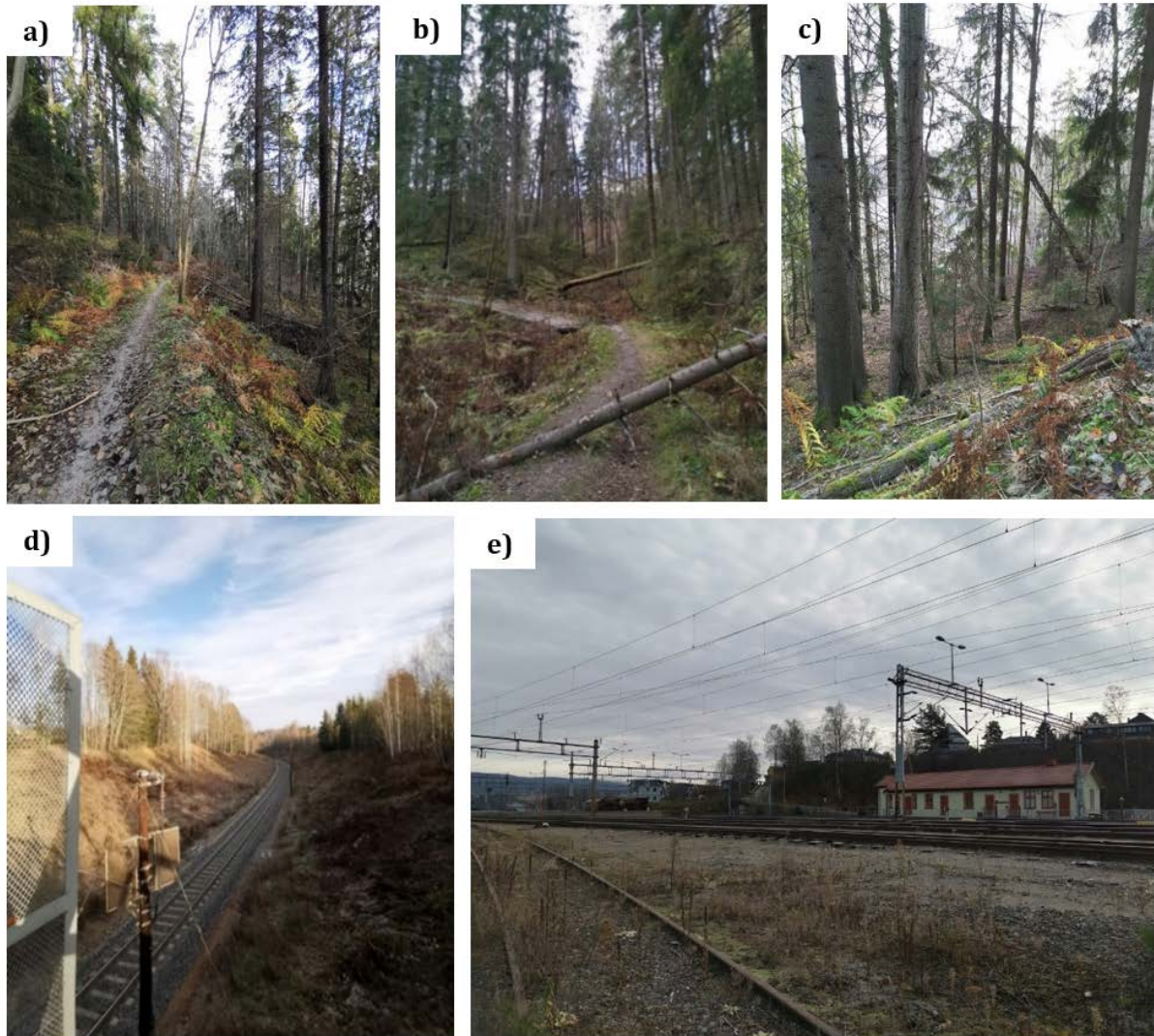
Beregningssnitt og tilhørende borepunkter for utførte grunnundersøkelser benyttet i studiet var kjent i forkant av egen befaring i området. Bilder og observasjoner er derfor basert på forhold i nærheten til profil 1 og 90 vist i Figur 1-6. I veilederen "Sikkerhet mot

kvikkleirerskred" beskriver NVE følgende observasjoner som bør inngå og dokumenteres ved en befaring (NVE, Sikkerhet mot kvikkleireskred, 2019):

- Finnes det berg i dagen?
- Er det terrengforhold som er av betydning for skredutbredelse?
- Er det noe som tyder på at området er overkonsolidert?
- Er det pågående erosjon i elver og bekker som kan utløse skred?
- Er det topografi/nærliggende høydedrag som kan medføre poreovertrykk?
- Er det brønner/oppkommer i området?
- Har det tidligere vært utført inngrep som kan ha betydning for stabiliteten?

Det ble undersøkt for erosjonsforhold som kan ha betydning for skredfaren. Aktiv erosjon kan utløse skred og må derfor vies særlig oppmerksomhet. Flere mindre bekker eroderer i ravinesidene i tilknytning til Storskjæringa og stasjonsområdet. NVEs retningslinjer omtalt i kapittel 2.2.3. setter krav til at aktiv erosjon skal forhindres. Der det planlegges utbygging i fareområder langs eksisterende jernbane skal pkt. 7.2 b) i kap. 8 "Stabilitet av sideterreng" i Bane NORs tekniske regelverk benyttes, se Tabell 2-7 og 2-8. Berg ligger i dagen nærmere Begna, noe som kan tilknyttes på nær kontakt for vannførende sjikt mellom løsmasser og grunnfjell. Observasjoner indikerer vegetasjon som heller nedover og noe sig i grunnen i skråningene (ref. bilde a), b) og c) i Figur 4-1). Det er stedvis lite vegetasjon i skråningene (ref. bilde d) i Figur 4-1), noe som kan gi mindre stabilitet i form av planterøtter i tillegg til økt overflateavrenning og erosjon ved store nedbørsmengder.

Det er boligfelt på toppen av aktuelle skråningsprofiler i Storskjæringa og ved stasjonsområdet (ref. bilde e) i Figur 4-1). Bebyggelse samt mindre utførte inngrep i grunnen i forbindelse med boligområdene kan ha innvirkning på områdestabiliteten (ref. Figur 2-15) for skråningene sett i sammenheng med andre ugunstige drivende faktorer som store nedbørsmengder, endrede dreneringsforhold og inngrep i bunn av skråningene.



Figur 4-1: egentatte bilder fra befaring i Hønefoss sentrum. a) og b) Bildet er tatt i nærheten av skråningsprofil 90 nordre skråning (LS). c) bilde tatt i søndre skråning (RS) nær profil 90. d) Bilde tatt i Storskjæringa retning mot stasjonsområdet. e) Bilde tatt av stasjonsområdet mot skråningstopp av profil 1.

4.2 Geometri og stratigrafi

Tolket stratigrafisk inndeling av profilet er basert på valgte design-parametere for de aktuelle grunnforhold beskrevet i kapittel 4.3. Modellene benyttet i stabilitetsanalyser i studiet er inndelt i tre lag, leire, tørrskorpe og sand.

(NVE, Jernbaneverket, & Vegdirektoratet, 2012) et sandlag med varierende mektighet på 5-10 m i platået som utgjør toppen av skråningen. Grunnundersøkelser indikerer et øvre

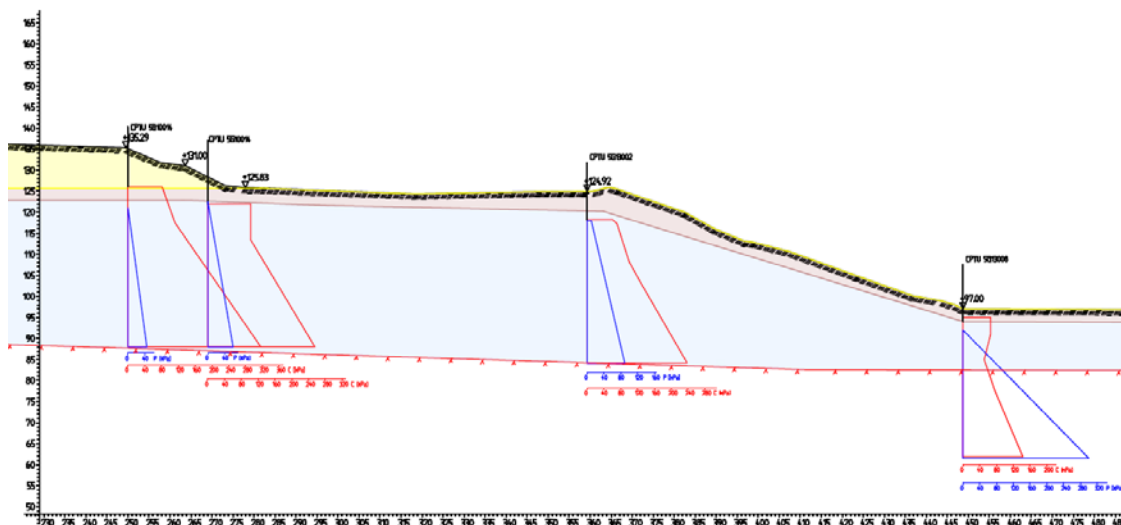
sandlag på 15 m mektighet i Storskjæringa. Underkant av sandavsetningen ligger på mellom ca. kote +115 og +120 på nordsiden og mellom ca. kote +107 til +114 på sørsiden av ravedalen der jernbanetraseet er lokalisert.

Tidligere utførte grunnundersøkelser samt forarbeid til prosjektet indikerer løsmasser med stor mektighet og varierende dybde til berg. Lagrekken ved Storskjæringa og stasjonsområdet består av et sandlag de øverste 0-20 meterne med et underliggende lag av marin leire i en mektighet opp til 80 m. Leira er stedvis siltig og sandig. Det er påvist 15 kvikkleiresoner med varierende faregrad i regionen, se Figur 1-5. Under den marine leira påtreffes et morenelag i varierende mektighet. Dybden ned til grunnfjell varierer fra 20 til 80 meter (BaneNOR, FRE16, 2017).

Tidligere terreng er anslått å ligge omkring 10 – 30 m over dagens terrenghøyde basert på OCR. For skråningstopp ved stasjonsområde ligger tidligere terrenghøyde på 116 m med en variasjon på 7 m høyere eller lavere. Følgelig er nedre grense estimert til 109 m og øvre grense på 122 m.

4.2.1 Profil 1

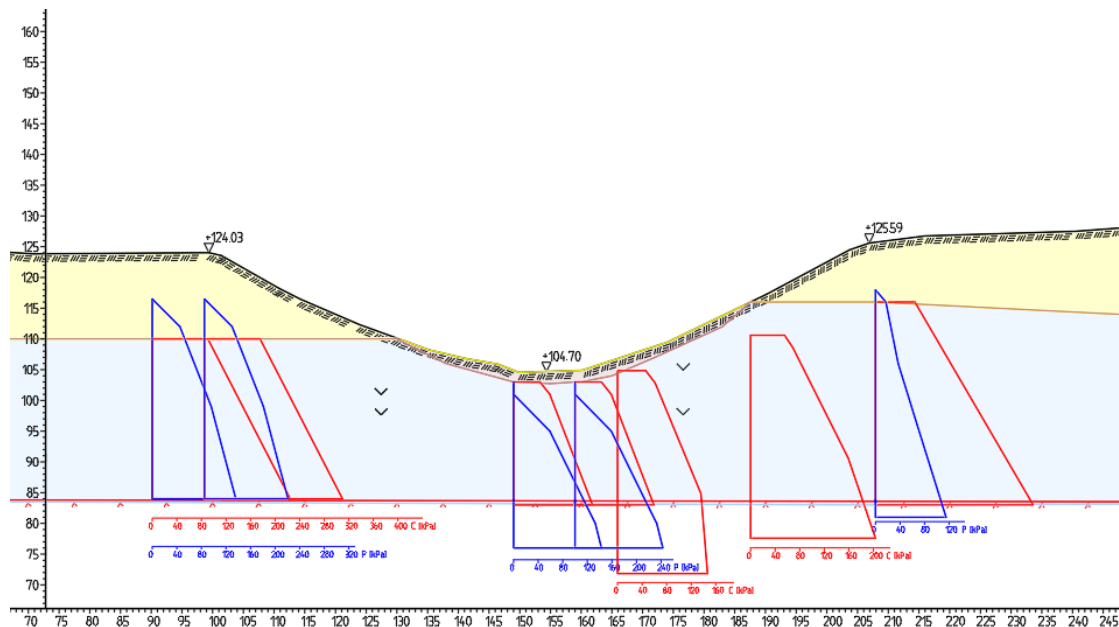
Oversikt over topografi og grunnforhold for profil 1 er vist i figur 4-3. Grunnundersøkelser indikerer at det påtreffes et sandlag med varierende mektighet på 5-10 m i platået bak toppen av skråningen. Dette laget er modellert som friksjonsmateriale, men har ikke videre betydning for beregnet sikkerhet. Lenger ned i skråningen påtreffes et tørrskorpelag i toppen med et underliggende lag av marin leire i opptil 80 m i mektighet. Det er påvist kvikkleire i noen av borepunktene.



Figur 4-2: Profil 1, dagens situasjon (nedre del av skråningen)

4.2.2 Profil 90

En oversikt over topografi og grunnforhold for sørøstlig og nordvestlig skråning i profil 90 er vist på figur 4-3. Grunnundersøkelser indikerer et øvre sandlag på 15 m mektighet. Underkant av sandavsetningen ligger på mellom ca. kote +115 og +120 på nordsiden og mellom ca. kote +107 til +114 på sørsiden. Dette laget er modellert som friksjonsmateriale, men har ikke videre betydning for beregnet sikkerhet. Under sandlaget påtreffes et tørrskorpelag over marin leire med ca. 30-40 m mektighet. Leira er stedvis kvikk i opptil 15 m mektighet.

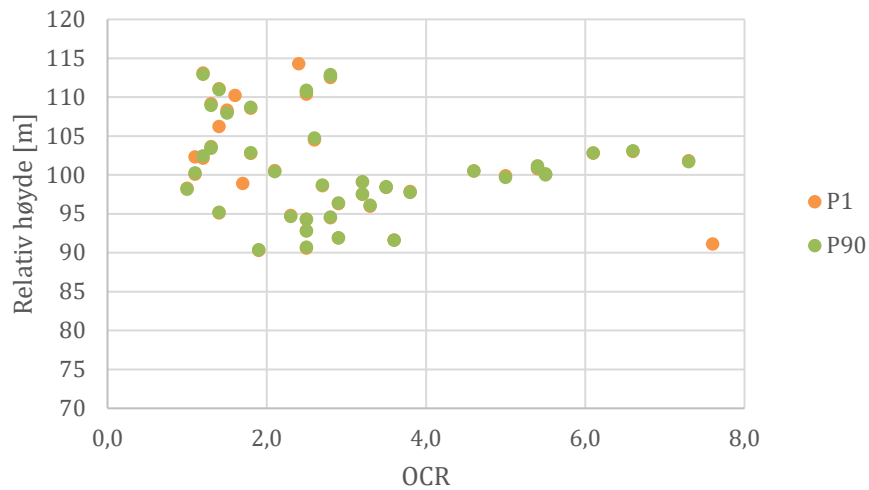


Figur 4-3: Deterministisk modell for stabilitetsanalyse av profil 90, dagens situasjon. Poretrykksprofiler (blå) og S_u -profiler (rød) er illustrert mot dybden i profilet.

4.3 Materialparametere

4.3.1 Deformasjonsparametere

En samlet oversikt over OCR-verdier for profil 1 og 90 er vist i Figur 4-4. Plottet indikerer en stor spredning i OCR for de ulike borepunktene, indikert av en høy kovarians på 0,6 for profil 1 og 0,5 for profil 90. Representative verdier for gjennomsnitt, standardavvik og kovarians for profilene er gitt i Tabell 4-1.



Figur 4-4: OCR verdier for P1 og P90

Tabell 4-1: OCR verdier for profil 1 og profil 90.

	Profil 1	Profil 90
X	2,87	3,27
STD	1,71	1,65
COV	0,59	0,51

I stabilitetsanalysene er OCR beholdt som en konstant parameter, med gjennomsnittlig verdi hentet fra trendlinjer for hvert av borepunktene, ikke samlet gjennomsnitt da dette ville gitt et svært unøyaktig estimat. OCR viser naturligvis avhengighet med dybden, i tillegg til store lokale variasjoner spesielt for intervallet med terrenghøyde på 95 – 105 meter. Trendlinjene er basert på estimert tidligere terrengnivå for hvert av borepunktene. Tabell 4-2 gir en sammenstilling av øvre og nedre grenseverdier for deformasjonsparameterne S og m for profil 1 og 90. For beregninger av aktiv udrenert skjærstyrke er nedre grense indikert av en S -faktor på 0,25 og m -faktor på 0,60. Øvre skjærstyrkeverdier er beregnet med en S -faktor på 0,35 og m -faktor på 0,76.

Tabell 4-2: Øvre og nedre grenseverdier for aktiv skjærstyrke s_{uA} basert på SHANSEP ved Hønefoss stasjon og Storskjæringa. Tidligere terrenghøyde varierer fra 10 – 15 meter over dagens terrengnivå.

	S	m	Opprinnelig terrengnivå	
			Profil 1	Profil 90
Øvre grense	0,35	0,76	+150	+122
Nedre grense	0,25	0,60	+128	+109
Gjennomsnitt	0,30	0,68	+139	+116

4.3.2 Udrenerte styrkeparametere

Udrenerte styrkeparametere for leirlaget i profil 1 og 90 er oppsummert i tabell er vist i tabell 4-3.

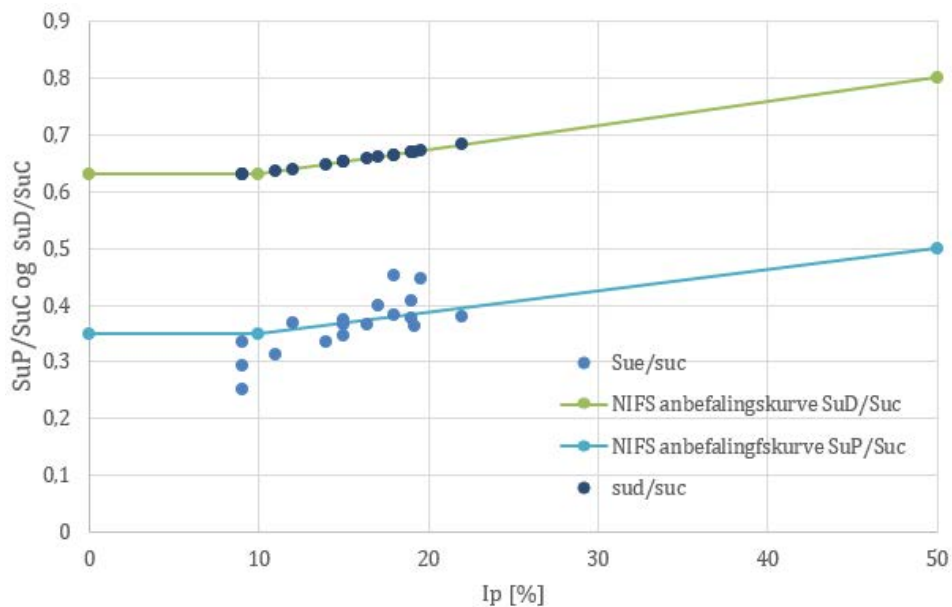
Tabell 4-3: Udrenerte styrkeparametere for profil 1 og 90

Materiale	Parameter	Notasjon	Gj. snitt (X*)	St.avvik	COV
Leire	Romvekt [kN/m ³]	γ	19	0	0
	Su-faktor [kPa]	S_{uA}	1	0,2	0,200
	A - faktor	S_{uA}/S_{u0}	1,0	0,2	0,200
	D - faktor	S_{uD}/S_{u0}	0,65	0,1	0,154
	P - faktor	S_{uP}/S_{u0}	0,37	0,1	0,270

- **Anisotropiforhold**

NIFS anbefalingskurver samt resulterende passiv og direkte anisotropifaktorer er vist i Figur 4-5. Gjennomsnittsverdier samt standardavvik og kovarians for faktorene er oppsummert for profil 1 i Tabell 4-4 og i Tabell 4-5 for profil 90. Tabell 4-7 og Tabell 4-8 viser valgte verdier for øvre og nedre grense for

anisotropiforholdene felles for profil 1 og 90. Variasjonen antas å representere ett standardavvik opp for øvre grense og et ned for nedre grense. Dette tilsvarer et typisk standardavvik på 0,1.



Figur 4-5: NIFS anbefalingskurve og resulterende verdier for direkte og passive anisotropifaktorer.

Tabell 4-4: I_p og anisotropifaktorer for profil 90.

	I_p	s_{uP}/s_{uA}	s_{uD}/s_{uA}
Gjen.snitt	15,61	0,37	0,65
Std.avvik.	3,84	0,05	0,02
COV	0,25	0,13	0,02

Tabell 4-5: I_p og anisotropifaktorer for profil 90

	I_p	s_{uP}/s_{uA}	s_{uD}/s_{uA}
Gjen.snitt	13,83	0,36	0,65
Std.avvik.	2,97	0,01	0,01
COV	0,21	0,03	0,02

Tabell 4-6: Valgte verdier for anisotropiforhold for videre representasjon av skjærstyrke i probabilistiske stabilitetsberegninger for profil 1. Øvre og nedre grense representerer ett standardavvik opp og ned fra forventningsverdien (gjennomsnittet).

	s_{uP}/s_{uA}	s_{uD}/s_{uA}
Gjennomsnitt	0,37	0,65
Øvre grense	0,47	0,75
Nedre grense	0,27	0,55

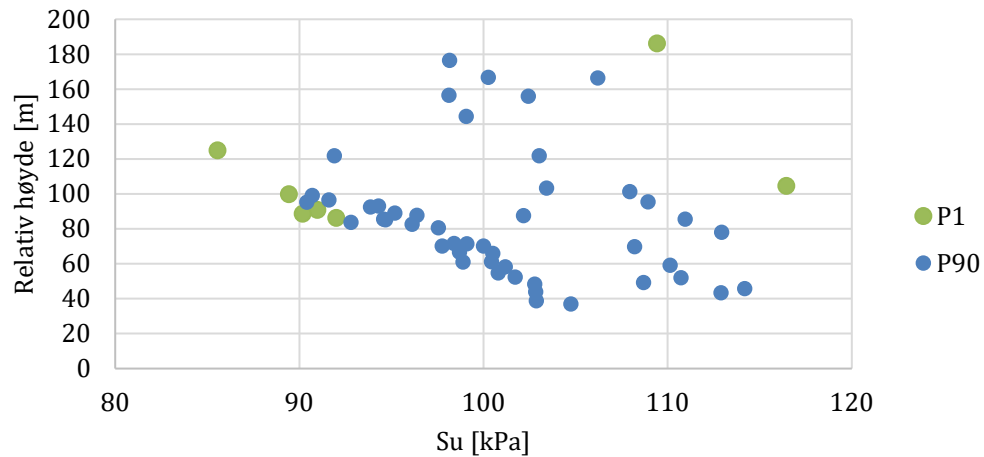
Tabell 4-7: Valgte verdier for anisotropiforhold for videre representasjon av skjærstyrke i probabilistiske stabilitetsberegninger for profil 90. Øvre og nedre grense representerer ett standardavvik opp og ned fra forventningsverdien (gjennomsnittet).

	s_{uP}/s_{uA}	s_{uD}/s_{uA}
Gjennomsnitt	0,36	0,65
Øvre grense	0,46	0,75
Nedre grense	0,26	0,55

- **Aktiv udrenert skjærfasthet**

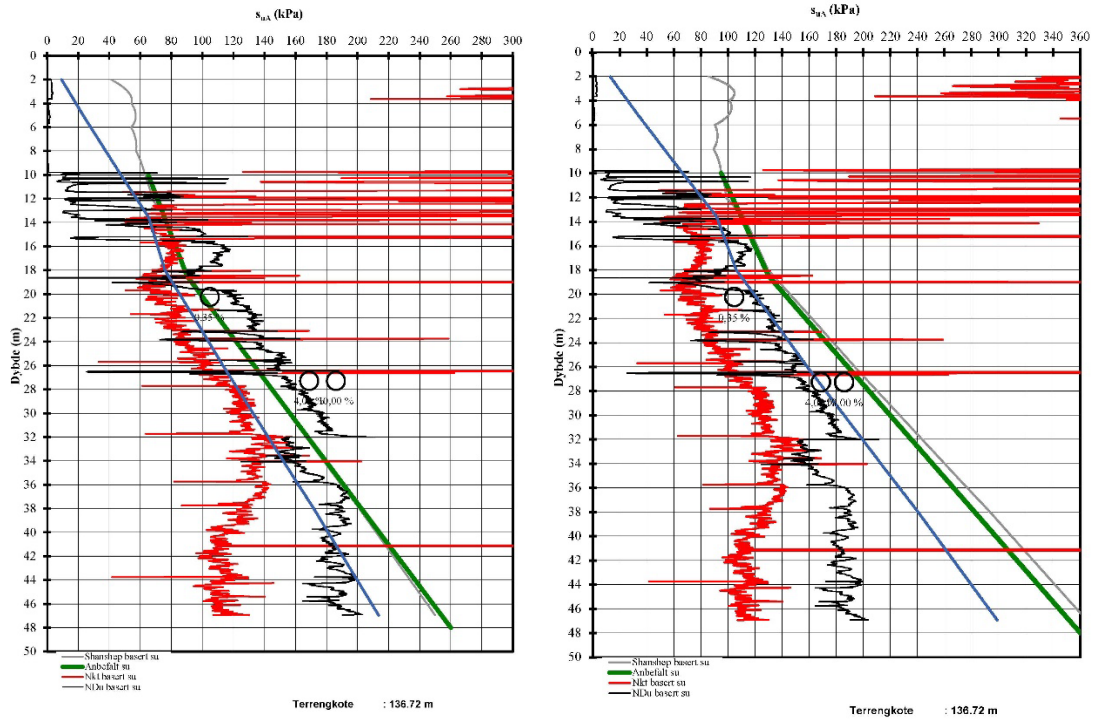
Aktiv udrenert skjærfasthet (s_{uA}) for leirelaget er bestemt basert på utførte aktive treksialforsøk på 250 mm blokkprøver i kombinasjon med SHANSEP-korrelasjoner fra CPTU-sonderinger.

s_{uA} -verdier fra treksialforsøk for profil 1 og 90 er vist i Figur 4-6, der hvert punkt representerer et borepunkt. Disse verdiene er benyttet for korrelering av empiriske sammenhenger for s_{uA} i spenningsplott fra CPTU-sonderinger. Figur 4-7 viser et eksempel på tolkningsmetode av øvre og nedre grense SHANSEP korrelert skjærstyrke for borepunkt 5G10014 for profil 1. Figur 4-8 viser tilsvarende tolkning for boring 5G09020 i profil 90. Beliggenhet av borepunktene er vist på boreplan i [Figur 1-6](#).

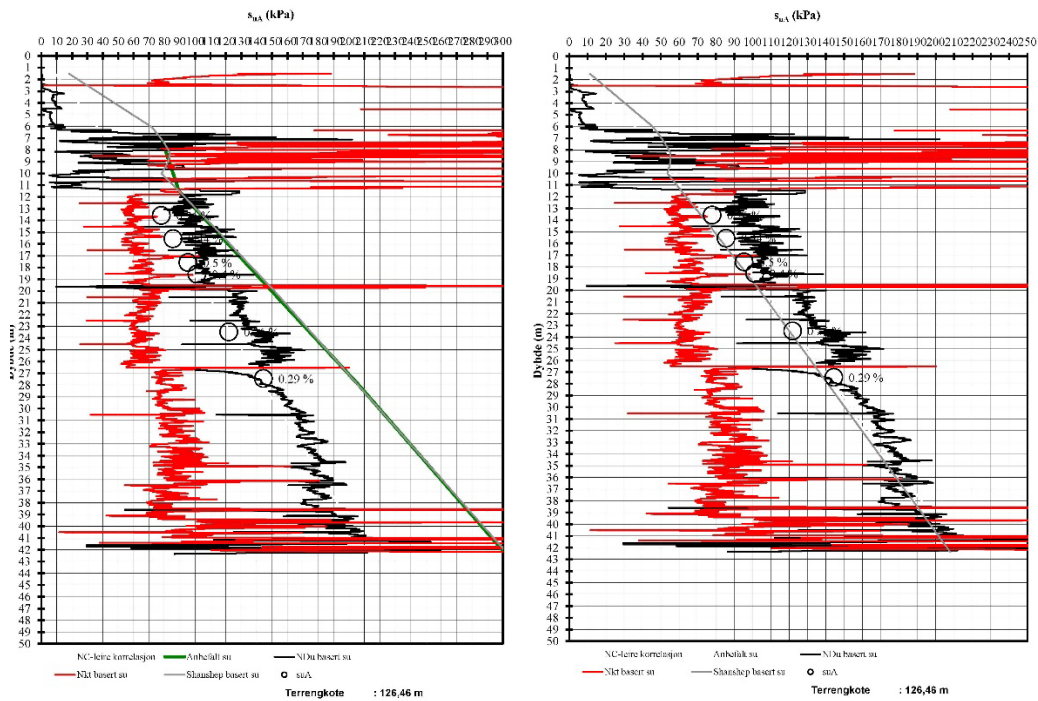


Figur 4-6: Aktiv udrenert skjærstyrkeverdier for profil 1 og 90 plottet mot relativ terrenghøyde.

Resulterende spenningsplott indikerer at SHANSEP baserte styrker i hovedsak dekker spennet i styrker direkte utledet fra CPTU-sonderingene. SHANSEP gir generelt noe for lave styrker i øvre deler av Su-profilene, som skyldes at man ikke får med seg effekt av forvitring i toppen av profilet. Som en helhetlig vurdering konkluderes det med at spredningen i styrke basert på SHANSEP kan representere ett standardavvik opp og ned i forhold til gjennomsnittet. Som et snitt for alle de tre styrkeprofilene gir dette tilnærmet samme normalisert standardavvik (eller variasjonskoeffisient) på 0,2. Dette er også lagt til grunn i etterfølgende beregninger av sannsynlighet for brudd.



Figur 4-7 a og b: Sua korrelasjoner for nedre (a) og øvre (b) grense av borepunkt 5G10014. Tolket aktiv udrenert styrke fra CPTU boring 5G10014 nær aktuell skråning tatt fra kotenivå +136,7. De sorte sirklene viser tolket s_{uA} for treaksialforsøkene som er utført i borpunktet, Profil 1.



Figur 4-8 a og b: Tolket aktiv udrenert styrke fra CPTU boring 5G09020 nær aktuell skråning for profil 90 i sørøst tatt fra kotenivå +126,46 m.

Tabell 4-8 presenterer resulterende gjennomsnitt, standardavvik og kovarians felles for s_{uA} i profil 1 og 90 beregnet med SHANSEP- parameterne OCR, m og S gitt i [kapittel 4.3.1](#). Merk i denne sammenheng at de vertikale spenningene i eller nær en dyp ravine som her, ikke helt vil tilsvare vertikalt overlagingstrykk. Dette er det ikke tatt hensyn til i beregningene. De vertikalspenninger som er lagt til grunn er basert på spenninger like bak skråningstopp og i bunnen av ravinen.

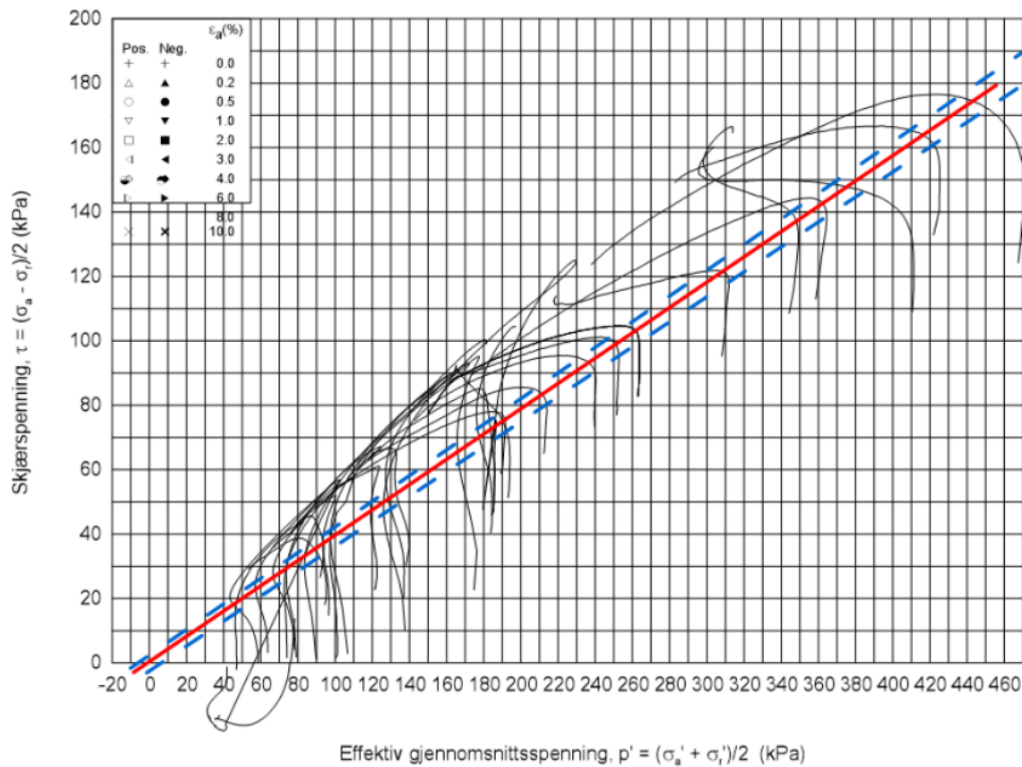
Tabell 4-8: udrenert skjærstyrke basert på treksialforsøk og SHANSEP-korrelasjoner, profil 1 og 90.

Parameter	Notasjon	Gj. snitt (X*)	St. avvik	COV
Su - faktor [kPa]	$S_u = \tau_f$	1	0,20	0,20

4.3.3 Drenerte styrkeparametere

Leire og tørrskorpe i profil 1 har en romvekt på 19 kN/m³ mens sand har 18,5 kN/m³. For profil 90 har sandlaget en noe høyere romvekt på 19,5 kN/m³. Romvekt for materialene ansees å ha minimal innvirkning på usikkerheten i resultatene og representeres derfor som en konstant med tilhørende gjennomsnittsverdi.

Effektiv friksjonsvinkel og kohesjon for leirlaget er basert på Figur 4-9. Gjennomsnittet på 30° indikeres av den røde bruddlinjen, et standardavvik opp og ned er indikert av de blå stiplede linjene og tilsvarer 2°. Linjenes skjæringspunkt med y-aksen indikerer en gjennomsnittlig kohesjon på 3 kPa og et standardavvik på 1,2 kPa.



Figur 4-9: tolkning av effektiv friksjonssvinkel og kohesjon for leierlaget. Skjærspenning er plottet mot middelspenning.

Tabell 4-10 til Tabell 4-13 oppsummerer effektive styrkeparametere for sand, leire og tørrskorpelaget samt estimerte standardavvik for leirematerialet i profil 1 og 90.

Tabell 4-9: Drenerte styrkeparametere for leirelaget i skråningsprofil 1 og 90. Romvekten er ikke tildelt variasjon og beholdes som en konstant variabel i analyser i studiet.

Parameter	Gjennomsnitt	St. avvik	COV
Effektiv friksjonssvinkel (ϕ')	30°	2°	0,067
Kohesjon (c')	3 kPa	1,2 kPa	0,400
Total romvekt (γ_{tot})	19 kN/m ³	-	-

Motfyllinger er modellert med følgende parametere, hvilket representerer løst lagret steinfylling. Effektive styrkeparametere for sand, fylling og tørrskorpemateriale er basert på CPTU-korrelasjoner kombinert med erfaringsparametere presentert i Tabell 2-1.

Tabell 4-10: Drenerte styrkeparametere for fyllingsmateriale

Parameter	Profil 1		Profil 90	
	Gjennomsnitt	St. avvik	Gjennomsnitt	St. avvik
Effektiv friksjonsvinkel (ϕ')	42°	-	42°	-
Kohesjon (c')	0 kPa	-	0 kPa	-
Total romvekt (γ_{tot})	19 kN/m ³	-	19 kN/m ³	-

For tørrskorpemateriale er følgende drenerte parametere benyttet:

Tabell 4-11: Drenerte styrkeparametere for tørrskorpemateriale

Parameter	Profil 1			Profil 90		
	Gjennomsnitt	St. avvik	COV	Gjennomsnitt	St. avvik	COV
Effektiv friksjonsvinkel (ϕ')	30°	2°	0,067	30°	2°	0,067
Kohesjon (c')	7,5 kPa	1 kPa	0,133	7,5 kPa	1 kPa	0,133
Total romvekt (γ_{tot})	19 kN/m ³	-	-	19,5 kN/m ³	-	-

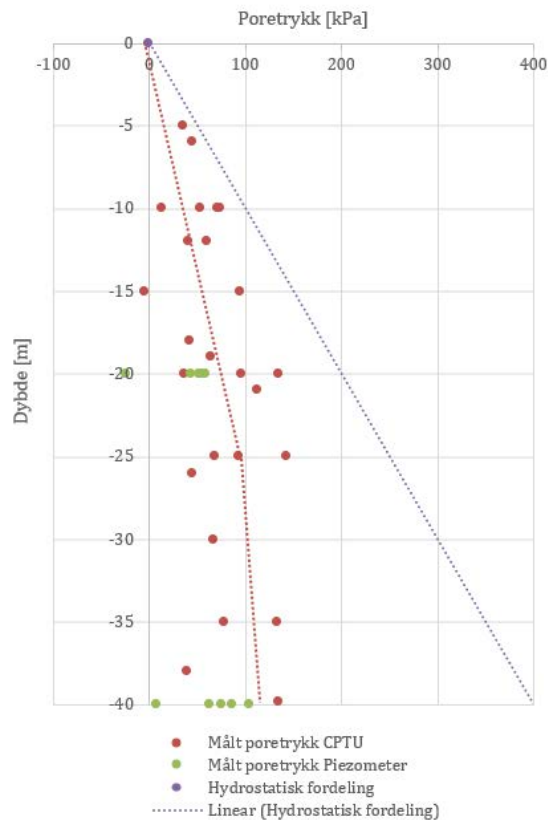
For sandlaget er følgende drenerte parametere benyttet:

Tabell 4-12: Drenerte styrkeparametere for sandmateriale

Parameter	Profil 1			Profil 90		
	Gjennomsnitt	St. avvik	COV	Gjennomsnitt	St. avvik	COV
Effektiv friksjonsvinkel (ϕ'):	35°	2°	0,057	35°	2°	0,057
Kohesjon (c'):	5 kPa	1,5 kPa	0,300	5 kPa	1,5 kPa	0,300
Total romvekt (γ_{tot})	18,5 kN/m ³	-	-	19 kN/m ³	-	-

4.3.4 Grunnvannsforhold

Verdier for poretrykket er basert på CPTU-sonderinger i tillegg til avlesninger fra installerte piezometere på 20, 40 og 60 dybdemeter. En sammenstilling av resulterende poretrykksverdier er gitt i Figur 4-10. Resultater fra poretrykksmålingene indikerer et betydelig lavere poretrykk enn en hydrostatisk fordeling.



Figur 4-10 Verdier for poretrykk fra CPTU-tolkninger og piezometermålinger sammenliknet med en hydrostatisk poretrykksfordeling. CPTU-tolkninger inkluderer både måledata og tolkede verdier.

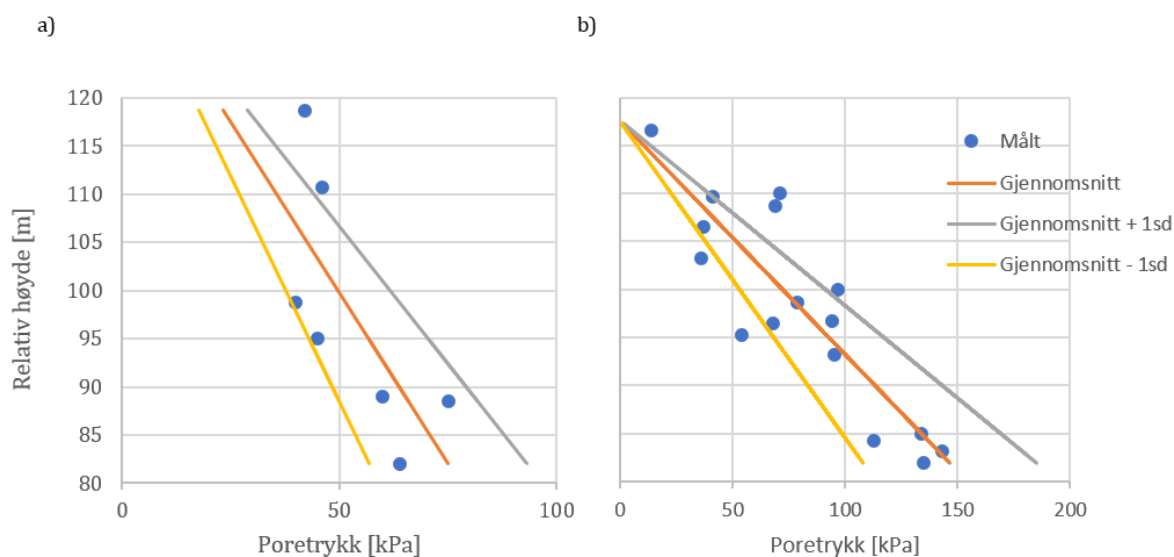
Poretrykket representerer en kontinuerlig variabel avhengig av dybden. I stabilitetsanalysene inkluderes poretrykket av en multiplikator på 1 og tilhørende kovarians. For profil 1 er kovariansen på 0.241 og for profil 90 er kovariansen på 0.263. Beregnet standardavvik og gjennomsnitt for profil 1 og profil 90 er presentert i Tabell 4-14 og Tabell 4-15. Figur 4-11 viser datagrunnlag benyttet for hver av profilene.

Tabell 4-13: beregnede verdier for gjennomsnitt og standardavvik for poretrykk i profil 1.

Parameter	Notasjon	Gj. snitt (X^*)	St. avvik	COV
Poretrykk - faktor [kPa]	u_0	53,2	12,8	0,241

Tabell 4-14: beregnede verdier for gjennomsnitt og standardavvik for poretrykk i profil 90

Parameter	Notasjon	Gj. snitt (X^*)	St. avvik	COV
Poretrykk - faktor [kPa]	u_0	80	21	0,263



Figur 4-11: poretrykk fra piezometermålinger. (a) illustrerer verdier benyttet for profil 1. (b) illustrerer verdier benyttet for profil 90.

4.4 Deterministiske stabilitetsberegninger

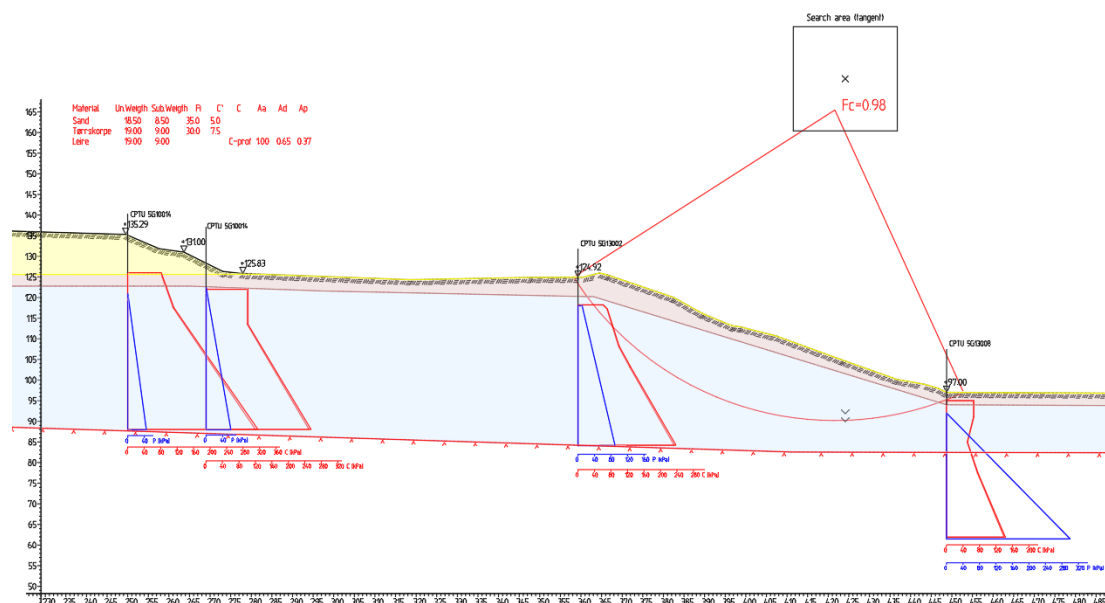
Det er utført deterministiske stabilitetsberegninger for skråningsprofil 1 ved Hønefoss stasjon og 90 i Storskjæringa på totalspennings- og effektivspenningsbasis ved bruk av GeoSuite Stability basert på grenselikevektsmetoden BEAST2003 omtalt i kapittel 3.3 Deterministiske stabilitetsberegninger. Analysene er utført for dagens, naturlige tilstand samt etter utførte grunnforsterkende tiltak. Benyttede stabilitetsforbedrende tiltak er motfylling og grunnforsterkning i skråningsfot. En oppsummering av resulterende deterministiske sikkerhetsfaktorer er gitt i Tabell 4-16.

Tabell 4-15: resulterende sikkerhetsfaktorer for deterministiske stabilitetsberegninger på totalspenningsbasis og effektivspenningsbasis for profil 1 og 90 LS og RS.

Analyse	Totalspenningsbasis			Effektivspenningsbasis		
	P1	P90 LS	P90 RS	P1	P90 LS	P90 RS
Skråningsprofil						
Dagens tilfelle	0,979	1,171	1,320	1,711	1,450	1,554
Etter utførte tiltak	1,593	1,620	1,610			

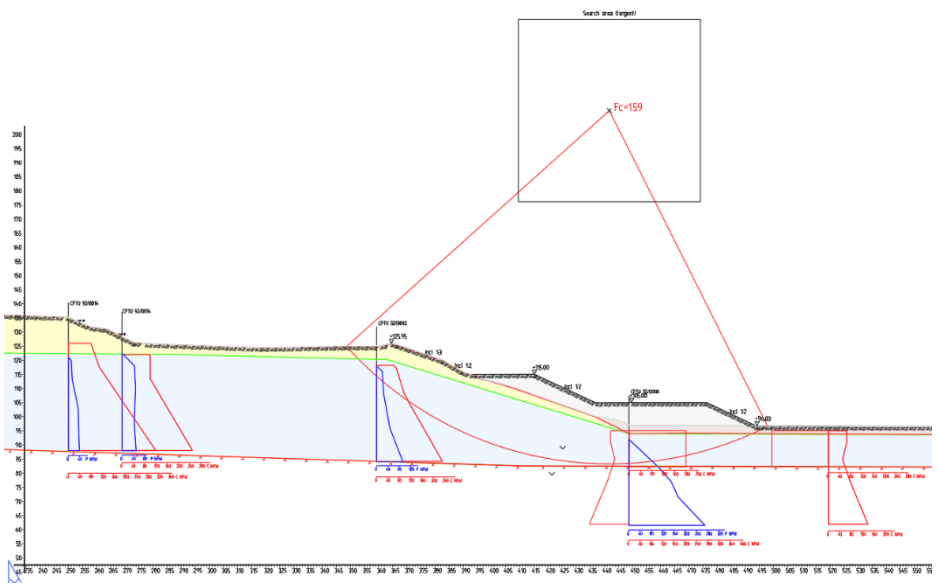
4.4.1 Totalspenningsanalyse

Totalspenningsanalyse for skråningsprofil 1 i dagens skråning gir en sikkerhetsfaktor på 0,98. Deterministisk modell for utført analyse er vist i Figur 4-12.



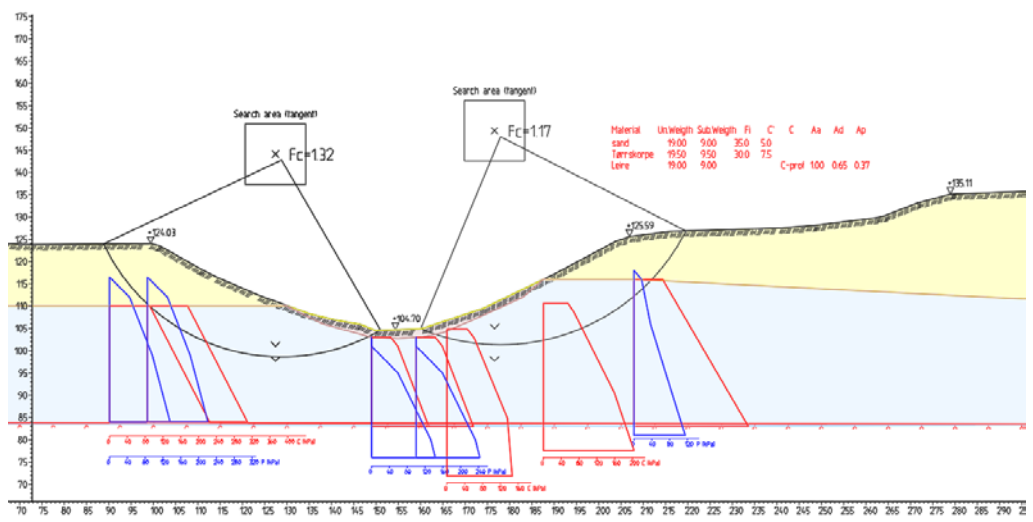
Figur 4-12: Totalspenningsanalyse, dagens situasjon profil 1.

Etter utførte stabilitetsforbedrende tiltak ved tilførsel av fylling i skråningsbunn oppnås en sikkerhetsfaktor på 1,59 for profil 1, noe som er en forbedring på ca. 60 % (ref. Figur 2-14). Resulterende modell for stabilitetsforbedrende tiltak og analyseresultater for profil 1 er vist i Figur 4-13.



Figur 4-13: Udrenert tilfelle, etter tiltak for profil 1

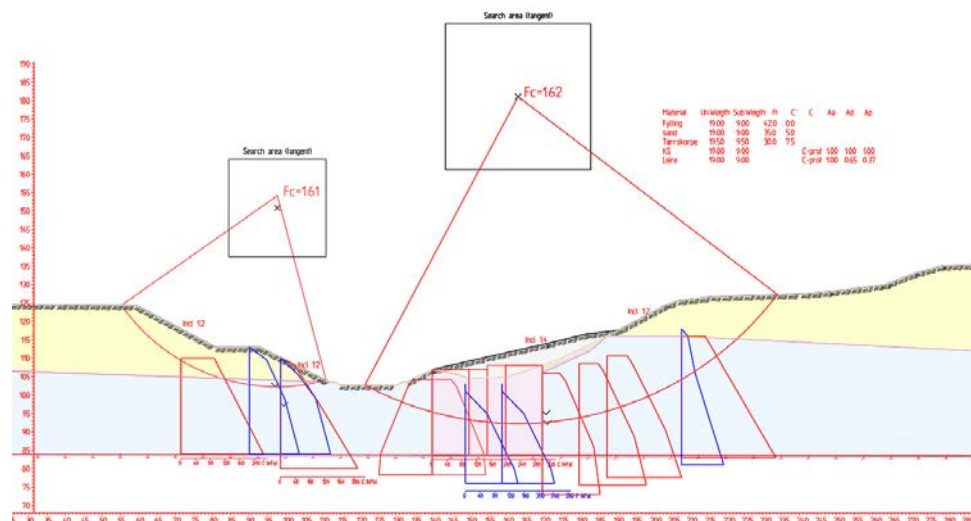
For dagens tilstand i skråningsprofil 90 oppnås en sikkerhetsfaktor på 1,32 for vestgående skråning (Right slope, forkortet RS) og 1,17 for østgående skråning (Left slope, forkortet LS). Resulterende deterministisk modell og analyseresultater for profil 90 er vist i Figur 4-14.



Figur 4-14: totalspenninganalyse, dagens situasjon profil 90.

Figur 4-15 illustrerer resulterende deterministisk modell og analyseresultater for skråningsprofil 90 etter utførte tiltak. Det er kun blitt sett på udrenert tilfelle for tiltak av skråning i sør. De kritiske skjærflater for nord skråning i Figur 4-15 går utenom leirelaget, og vurderes ikke i videre probabilistiske analyser. Utførte stabilitetsforbedrende tiltak er avgravning av nordre skråningstopp, samt motfylling og

grunnforstrekning ved skråningsfot i sør gir en sikkerhetsfaktor på 1,61 for vestgående skråning og 1,62 for østgående skråning. Dette tilsvarer en prosentvis økning av stabilitet på henholdsvis 44 og 30 %.

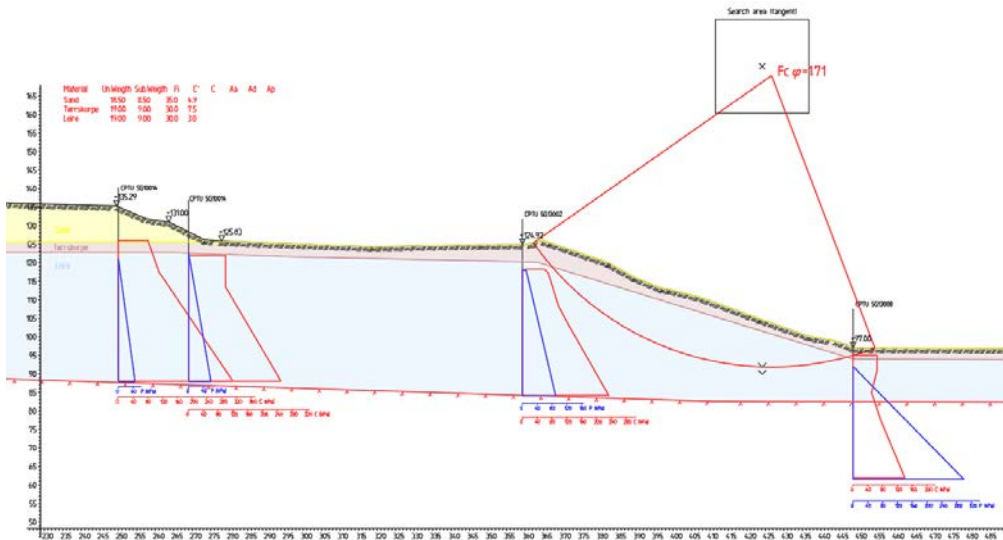


Figur 4-15: totalspenningsanalyse for profil 90 etter utførte grunnforsterkende tiltak.

4.4.2 Effektivspenningsanalyse

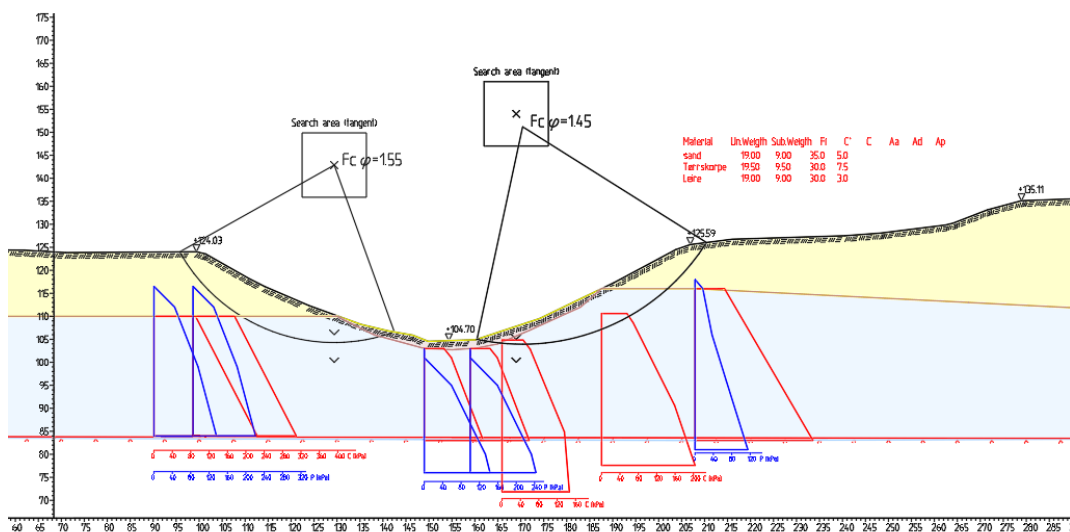
Analysene er utført for skråningsprofil 1 og 90 for dagens situasjon. Det er ikke utført effektivspenningsanalyser for skråningene etter grunnstabiliserende tiltak, da skråningenes sikkerhet tilfredsstillende BaneNORs tekniske krav på 1,6 (ref. tabell i Tabell 2-7).

Deterministisk modell for effektivspenningsanalyse av skråningsprofil 1 er vist i Figur 4-16. Analysen indikerer en sikkerhetsfaktor på 1,71 for dagens tilfelle.



Figur 4-16: Effektivspenningsanalyse, dagens situasjon for profil 1.

Effektivspenningsanalyser for skråningsprofil 90 i Storskjæringa er illustrert i Figur 4-17. Vestgående skråning resulterer i en sikkerhetsfaktor på 1,55 og østgående skråning på 1,45.



Figur 4-17: effektivspenningsanalyse, dagens situasjon for profil 90.

4.5 Probabilistiske stabilitetsberegninger

Det er utført probabilistiske stabilitetsberegninger ved anvendelse av First-Order-Second-Moment tilnærminger (FOSM) og Monte Carlo Simuleringer (MCS). FOSM-analysene er utført for skråningsprofil 1 og 90 på totalspenningsbasis og

effektivspenningsbasis. Grunnet krav om et høyt antall simuleringer for Monte Carlo analysene i effektivspenningsanalyser, er dette ikke blitt utført grunnet tidsbegrensning. Utførte analyser gjelder for dagens, naturlige tilstand samt etter utførte grunnforsterkende tiltak. En oversikt over utførte beregninger i MCS og FOSM tilnærminger er vist i Tabell 4-17.

Tabell 4-16: oversikt over utførte beregningstilfeller for (a) MCS- analyser og (b) FOSM- analyser.

a) Monte Carlo Simuleringer (MCS)		b) First-Order-Reliability-Method (FOSM)	
Profil 1	Profil 90	Profil 1	Profil 90
Udrenert dagens tilfelle	Udrenert dagens tilfelle (LS)	Udrenert dagens tilfelle	Udrenert dagens tilfelle (LS)
Udrenert etter utførte tiltak	Udrenert dagens tilfelle (RS)	Udrenert etter utførte tiltak	Udrenert dagens tilfelle (RS)
	Udrenert etter utførte tiltak (LS)	Drenert dagens tilfelle	Udrenert etter utførte tiltak (LS)
	Udrenert etter utførte tiltak (RS)	Drenert etter utførte tiltak	Udrenert etter utførte tiltak (RS)
			Drenert dagens tilfelle (LS)
			Drenert dagens tilfelle (RS)
			Drenert etter utførte tiltak (LS)
			Drenert etter utførte tiltak (RS)

For å få innblikk i modellusikkerhetens innvirkning av resulterende bruddsannsynlighet, er denne usikkerheten blitt implementert for totalspenningsanalyse av skråningsprofil 1 i dagens tilstand. Benyttet forventningsverdi for modellusikkerhet er 1,04 med et standardavvik på 0,101. Det er valgt en standardnormalfordeling for denne variabelen.

4.5.1 First-Order-Second-Moment

Tabell 4-18 viser inngangsparametere til FOSM analysen for dagens situasjon i udrenert tilfelle. Resulterende gjennomsnittlig sikkerhetsfaktor (μ_F) fra deterministiske analyser av udrenert tilfelle er på 0,979. Resultater fra probabilistiske analyser gir et standardavvik (σ_F) på 0,191 og kovarians på 0,195. Dette gir en β -faktor lik -0,11 og en bruddsannsynlighet (P_f) på 54,4%.

Tabell 4-17: Resultater fra FOSM analyse av udrenert tilfelle, dagens situasjon P1

Materiale	Parameter	Gj. snitt (X*)	St.avvik	DX for ett st.avvik	X*±DX	F
Sand	Kohesjon (kPa)	5	1,5	0,15	5,15	0,979
					4,85	0,979
	Friksjonsvinkel (°)	35	2	0,2	35,20	0,979
					34,80	0,979
Tørrskorpe	Kohesjon (kPa)	7,5	1	0,1	7,60	0,979
					7,40	0,978
	Friksjonsvinkel (°)	30	2	0,2	30,20	0,979
					29,80	0,978
Leire	Su - faktor	1	0,2	0,02	1,02	0,997
	SuD/SuP	0,65	0,1	0,01	0,98	0,96
					0,66	0,983
	SuA/SuP	0,37	0,1	0,01	0,64	0,974
					0,38	0,979
Poretrykk multiplikator	1	0,241	0,0241	1,024	0,997	
					0,976	0,997

Tabell 4-19 viser inngangsparametere til FOSM analysen for udrenert tilfelle i skråningsprofil 1 etter utførte stabiliserende tiltak. For leirelaget varierer udrenert skjærfasthet og anisotropiforhold. Gjennomsnittlig sikkerhetsfaktor (μ_F) fra deterministiske beregninger av totalspenningstilfelle er 1,593. fra FOSM analysen er 1,593 og standardavvik (σ_F) er 0,283. Dette gir en β -faktor lik 2,09 og en bruddsannsynlighet (P_f) på 1,79 %.

Tabell 4-18: Resultater fra FOSM analyse av udrenert tilfelle, tiltak i profil 1 P1

Materiale	Parameter	Gj. snitt (X*)	St.avvik	DX for ett st.avvik	X*±DX	F
Sand	Kohesjon (kPa)	5	1,5	0,15	5,15	1,593
					4,85	1,593
	Friksjonsvinkel (°)	35	2	0,2	35,2	1,593
					34,8	1,593
Tørrskorpe	Kohesjon (kPa)	7,5	1	0,1	7,6	1,593
					7,4	1,593
	Friksjonsvinkel (°)	30	2	0,2	30,2	1,593
					29,8	1,593
Leire	Su - faktor	1	0,2	0,02	1,02	1,605
	SuD/SuP	0,65	0,1	0,01	0,98	1,555
					0,66	1,606
	SuA/SuP	0,37	0,1	0,01	0,64	1,580
					0,38	1,595
Poretrykk multiplikator	1	0,241	0,0241	1,024	1,593	
					0,976	1,593

Tabell 4-20 viser benyttede inngangsparametere for effektivspenningsanalyse av dagens tilfelle for skråningsprofil 1. Resulterende gjennomsnittlig sikkerhetsfaktor (μ_F) fra deterministisk effektivspenningsanalyse er 1,711. Resulterende standardavvik (σ_F) er på 0,159. Dette gir en β -faktor lik 4,47 og en bruddsannsynlighet (P_f) på $4 \cdot 10^{-4}$ %.

Tabell 4-19: Resultater fra FOSM analyse av drenert tilfelle, dagens situasjon P1

Materiale	Parameter	Gj. snitt (X*)	St.avvik	DX for ett st.avvik	X*±DX	F
Sand	Kohesjon (kPa)	5	1,5	0,15	5,15	1,593
					4,85	1,593
	Friksjonsvinkel (°)	35	2	0,2	35,2	1,593
Tørrskorpe	Kohesjon (kPa)	7,5	1	0,1	7,6	1,593
					7,4	1,593
	Friksjonsvinkel (°)	30	2	0,2	30,2	1,593
Leire	Kohesjon (kPa)	1	0,2	0,02	3,12	1,713
					2,88	1,71
	Friksjonsvinkel (°)	0,65	0,1	0,01	30,2	1,724
	Poretrykk multiplikator	1	0,241	0,0241	1,024	1,702
					0,976	1,72

Tabell 4-21 og Tabell 4-22 oppsummerer resulterende bruddsannsynlighet (P_f) og pålitelighetsindeks (β) fra FOSM-analyser av dagens stabilitetssituasjon og etter utførte grunnstabiliserende tiltak. Analyser er ikke blitt utført for ruter med manglende verdier.

Tabell 4-20: Resulterende bruddsannsynlighet (P_f) og pålitelighetsindeks (β) for profil 1 og 90 fra FOSM analyser. Verdiene gjelder for skråningsprofil 1 og 90 i dagens tilstand.

Skråningsprofil	Totalspenningsbasis			Effektivspenningsbasis		
	P1	P90 RS	P90 LS	P1	P90 LS	P90 RS
μ_F	0,979	1,320	1,171	1,711	1,446	1,554
σ_F	0,191	0,232	0,213	0,159	0,108	0,132
COV_F	0,195	0,176	0,182	0,093	0,074	0,085
Pf [%]	54,4	8,4	21,1	0,0004	0,0018	0,0014
β	-0,11	1,38	0,81	4,47	4,14	4,19

Tabell 4-21: Resulterende bruddsannsynligheter (P_f) og pålitelighetsindekser (β) fra probabilistiske FOSM beregninger. Resultatene gjelder for skråningsprofil 1 og 90 etter utførte tiltak på totalspenningsbasis.

Skråningsprofil	Totalspenningsbasis		
	P1	P90 LS	P90 RS
μ_F	1,593	1,610	1,620
σ_F	0,285	0,219	0,146
COV_F	0,179	0,146	0,079
Pf [%]	1,79	1,13	$2,1 \cdot 10^{-7}$
β	2,09	2,28	5,88

4.5.2 Monte Carlo Simuleringer

En samlet oversikt over inngangsparametere for skråningsprofil 1 med forventningsverdi, standardavvik og kovarians samt tildelt kumulativ fordeling er gitt i Tabell 4-23 for totalspenningsbasis og Tabell 4-23 for effektivspenningsbasis. Variabler med en konstant sannsynlighetsfordeling vil ikke bidra til variasjon i analysen. Multiplikatorer benyttet i analysen gjelder for udrenert skjærstyrke (Su-faktor), poretrykk (u-faktor) og modellusikkerhet (m-faktor).

Det er blitt gjennomført MC-analyse på 50, 100 og 200 simuleringer for dagens tilstand på totalspenningsbasis av de tre skråningsprofilene. MC-simuleringer for effektivspenningstilfellet er det ikke blitt gjennomført på grunn av et krav om simuleringer i størrelsesorden 10^6 .

Resulterende bruddsannsynlighet (Pf) og pålitelighetsindeks (β) er gitt i Tabell 4-25 for totalspenningsbasis før tiltak. Analyseresultater for skråninger etter utførte stabilitetsforbedrende tiltak er vist i Tabell 4-26.

Tabell 4-22: benyttede inngangsparametere for Monte Carlo simuleringer av dagens tilfelle for skråningsprofil 1. Totalspenningsanalyse, der udrenerte styrkeparametere for leirelaget og drenerte parametere for sand - og tørrskorpelaget inngår.

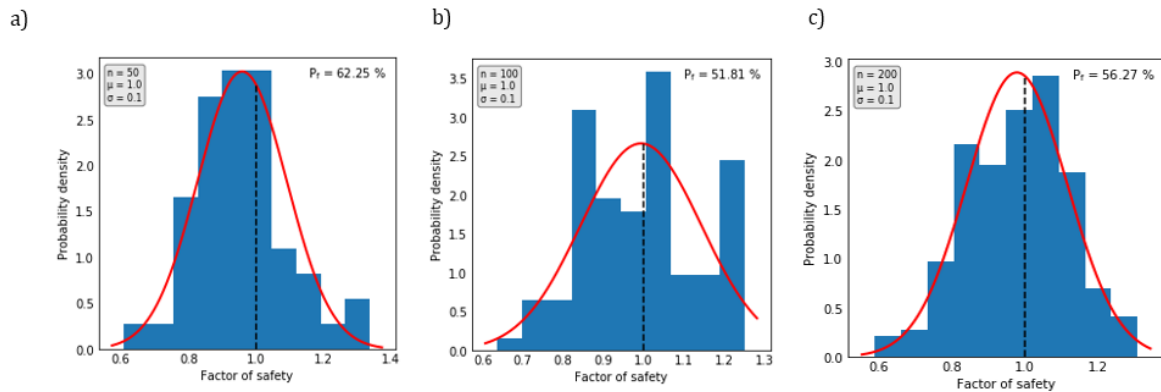
Lag	Variabel	Gj.snitt	St.avvik	COV	Fordeling
Sand	Romvekt	18,5	-	-	Konstant
	Kohesjon	5,0	1,5	1,5	Normal
	Friksjonsvinkel	35,0	2,0	2,0	Normal
	A-faktor	1,0	-	-	Konstant
	D-faktor	1,0	-	-	Konstant
	P-faktor	1,0	-	-	Konstant
Leire	Romvekt	18,5	-	-	Konstant
	Kohesjon	5,0	1,2	1,5	Normal
	Friksjonsvinkel	35,0	2,0	2,0	Normal
	A-faktor	1,0	0,2	-	Konstant
	D-faktor	1,0	0,1	-	Konstant
	P-faktor	1,0	0,1	-	Konstant
Tørrskorpe	Romvekt	18,5	-	-	Konstant
	Kohesjon	5,0	1,0	1,5	Normal
	Friksjonsvinkel	35,0	2,0	2,0	Normal
	A-faktor	1,0	-	-	Konstant
	D-faktor	1,0	-	-	Konstant
	P-faktor	1,0	-	-	Konstant
	Su – faktor	1,0	0,2	0,2	Normal
	u – faktor	1,0	0,263	0,263	Normal
	m – faktor	1,04	0,101	0,097	Normal

Lag	Variabel	Gj.snitt	St.avvik	COV	Fordeling
Sand	Romvekt	18,5	-	-	Konstant
	Kohesjon	5,0	1,5	1,5	Normal
	Friksjonsvinkel	35,0	2,0	2,0	Normal
	A-faktor	1,0	-	-	Konstant
	D-faktor	1,0	-	-	Konstant
	P-faktor	1,0	-	-	Konstant
Leire	Romvekt	18,5	-	-	Konstant
	Kohesjon	5,0	1,2	1,5	Normal
	Friksjonsvinkel	35,0	2,0	2,0	Normal
	A-faktor	1,0	0,2	-	Konstant
	D-faktor	1,0	0,1	-	Konstant
	P-faktor	1,0	0,1	-	Konstant
Tørrskorpe	Romvekt	18,5	-	-	Konstant
	Kohesjon	5,0	1,0	1,5	Normal
	Friksjonsvinkel	35,0	2,0	2,0	Normal
	A-faktor	1,0	-	-	Konstant
	D-faktor	1,0	-	-	Konstant
	P-faktor	1,0	-	-	Konstant
	Su – faktor	1,0	0,2	0,2	Normal
	u – faktor	1,0	0,263	0,263	Normal
	m – faktor	1,04	0,101	0,097	Normal

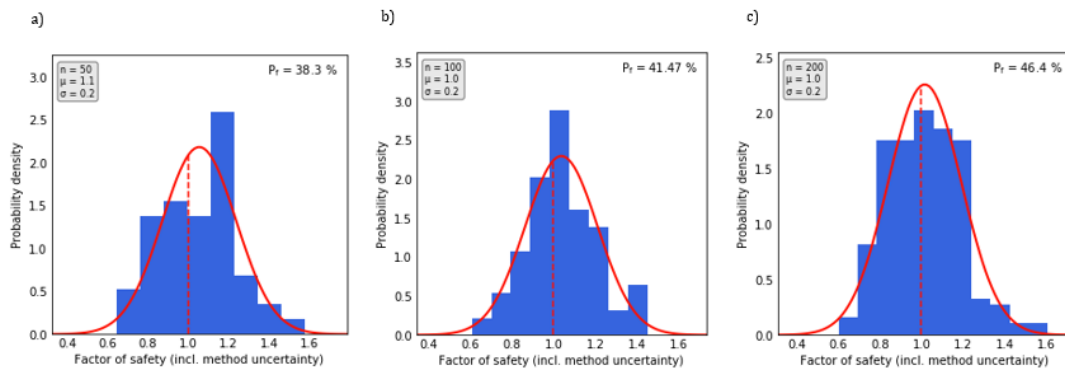
Lag	Variabel	Gj.snitt	St.avvik	COV	Fordeling
Sand	Romvekt	18,5	-	-	Konstant
	Kohesjon	5,0	1,5	1,5	Normal
	Friksjonsvinkel	35,0	2,0	2,0	Normal
	A-faktor	1,0	-	-	Konstant
	D-faktor	1,0	-	-	Konstant
	P-faktor	1,0	-	-	Konstant
Leire	Romvekt	18,5	-	-	Konstant
	Kohesjon	5,0	1,2	1,5	Konstant
	Friksjonsvinkel	35,0	2,0	2,0	Konstant
	A-faktor	1,0	0,2	-	Normal
	D-faktor	1,0	0,1	-	Normal
	P-faktor	1,0	0,1	-	Normal
Tørrskorpe	Romvekt	18,5	-	-	Konstant
	Kohesjon	5,0	1,0	1,5	Normal
	Friksjonsvinkel	35,0	2,0	2,0	Normal
	A-faktor	1,0	-	-	Konstant
	D-faktor	1,0	-	-	Konstant
	P-faktor	1,0	-	-	Konstant
	Su – faktor	1,0	0,2	0,2	Normal
	u – faktor	1,0	0,263	0,263	Konstant
	m – faktor	1,04	0,101	0,097	Normal

Tabell 4-23: benyttede inngangsparametere for Monte Carlo simuleringer av dagens tilfelle for skråningsprofil 1. Effektivspenningsanalyse, der alle lag er tildelt drenerte styrkeparametere.

Resulterende bruddsannsynlighet (P_f) for dagens situasjon i profil 1 uten hensyn til modellusikkerhet er vist i Figur 4-18 og viser en P_f på mellom 52 % til 62%. Dette gir en β -faktor på mellom -0,31 til -0,05. Bruddsannsynlighet (P_f) for dagens situasjon inkludert modellusikkerhet er vist i Figur 4-19. Resultatene gir en P_f på mellom 38 til 46%. Dette gir en β -faktor på mellom 0,3 til 0,09.

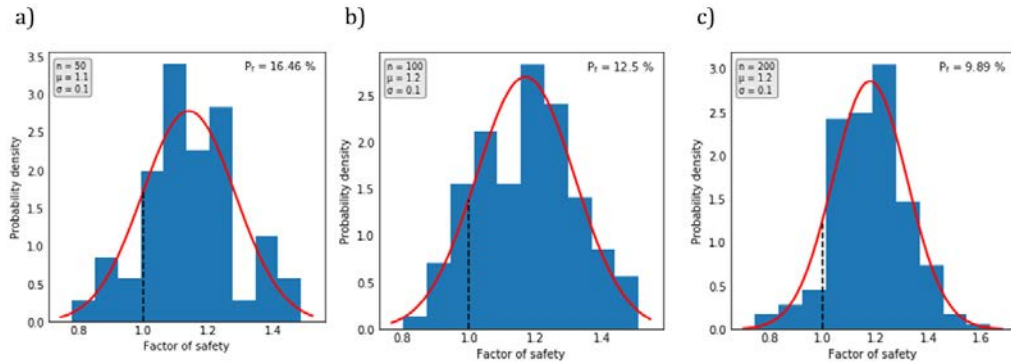


Figur 4-18: Monte Carlo simuleringer av dagens situasjon, udrenert tilfelle for profil 1. Analysen a) P_f ved 50 simuleringer, b) P_f ved 100 simuleringer. c) P_f ved 200 simuleringer.

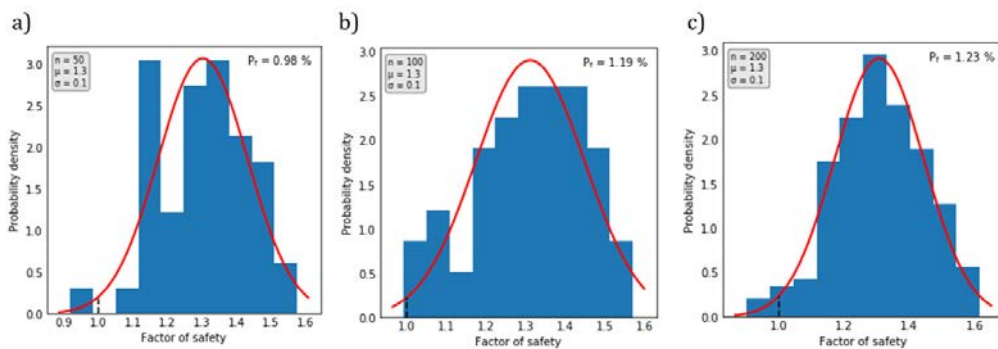


Figur 4-19: Monte Carlo simuleringer av dagens situasjon, unrenert tilfelle for profil 1 inkludert modellusikkerhet. Analysen a) P_f ved 50 simuleringer, b) P_f ved 100 simuleringer. c) P_f ved 200 simuleringer

For skråningsprofil 90 LS i dagens tilstand gir totalspenningsanalysene på 50, 100 og 200 simuleringer en bruddsannsynlighet (P_f) på 9,89 til 16,46 % med tilhørende β -faktor på 0,88 til 1,29. Resultatene er å finne i Figur 4-21. Analyser av nordgående skråning gir P_f fra 0,98 % til 1,23 % med en tilhørende β -faktor på 2,33 til 1,26. Simuleringene for dagens situasjon ved anvendelse av Monte Carlo simuleringer profil 90 RS er vist i Figur 4-20.



Figur 4-20: Monte Carlo simuleringer av dagens situasjon, udrenert tilfelle for profil 90 RS. Analysen a) P_f ved 50 simuleringer, b) P_f ved 100 simuleringer. c) P_f ved 200 simuleringer.



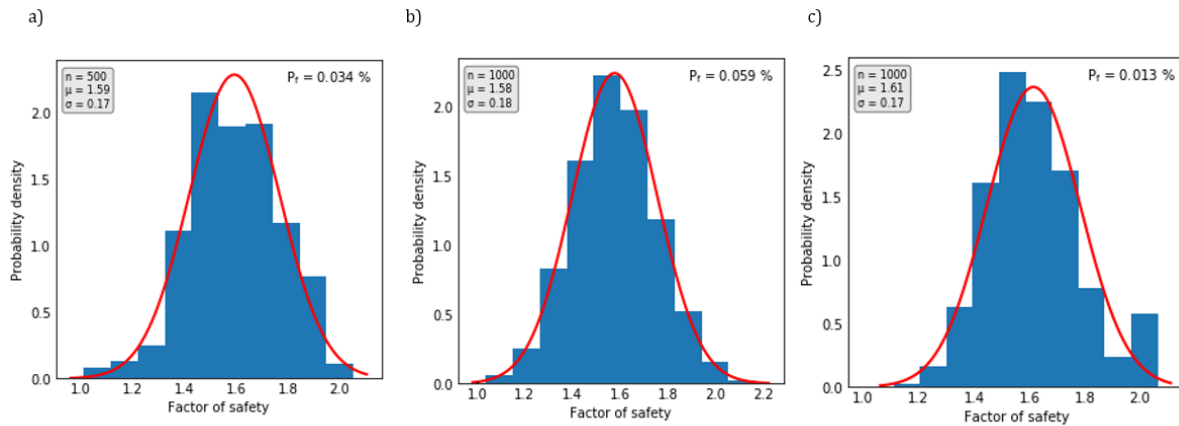
Figur 4-21: Monte Carlo simuleringer av dagens situasjon, udrenert tilfelle for profil 90 LS. Analysen a) P_f ved 50 simuleringer, b) P_f ved 100 simuleringer, c) P_f ved 200 simuleringer.

Tabell 4-24: Resulterende bruddsannsynlighet (P_f) og pålitelighetsindeks (β) for profil 1 og 90 fra MCS. Verdiene gjelder for skråningsprofil 1 og 90 i dagens tilstand i totalspenningsbasis.

Skråningsprofil	Totalspenningsbasis								
	P1			P90 LS			P90 RS		
Antall simuleringer (n)	50	100	200	50	100	200	50	100	200
μ_F	0,979	0,979	0,979	1,171	1,171	1,171	1,320	1,320	1,320
σ_F	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
COV_F	0,102	0,102	0,102	0,085	0,085	0,085	0,076	0,076	0,076
P_f [%]	49,0	50,6	56,3	16,5	12,5	9,89	0,98	1,19	1,23
β	-0,35	-0,16	-0,05	0,81	1,15	1,29	2,33	2,26	2,25
P_f [%] inkl. m-faktor	38,3	41,5	46,4	-	-	-	-	-	-
β inkl. m-faktor	0,29	0,22	0,09	-	-	-	-	-	-

Det er utført Monte Carlo simuleringer for profil 1 og 90 i udrenert tilstand etter utførte grunnstabiliserende tiltak. Det er blitt gjennomført MC-analyse med 500 og 1000 simuleringer for skråningsprofil 1. Resulterende P_f er $3,4 \cdot 10^{-2}$ og $5,9 \cdot 10^{-2}$ %, med tilhørende β -faktor på 3,4 og 3,2. Resultatene er vist i Figur 4-22 a og b. Det er blitt

gjennomført MC-analyse på 1000 simuleringer for udrenert tilfelle av sørgående skråning i profil 90. Resultatene er vist i Figur 4-22 c, og indikerer P_f på $1,3 \cdot 10^{-2}$ % og pålitelighetsindeks (β) på 3,65.



Figur 4-22: a) P_f ved 500 simuleringer, etter tiltak, udrenert tilfelle i skråningsprofil 1. b) P_f ved 1000 simuleringer, etter tiltak, udrenert tilfelle i skråningsprofil 1. c) P_f ved 1000 simuleringer, etter tiltak for profil 90 sørgående skråning (LS).

Tabell 4-25: resulterende bruddsannsynligheter (P_f) og pålitelighetsindekser (β) fra probabilistiske MCS. Resultatene gjelder for totalspenningsanalyser av skråningsprofil 1 og 90 etter utførte tiltak.

Totalspenningsbasis			
Skråningsprofil	P1	P1	P90 LS
Antall simuleringer (n)	500	1000	1000
μ_F	1,59	1,58	1,61
σ_F	0,17	0,18	0,17
COV_F	0,107	0,114	0,279
P_f [%]	$3,4 \cdot 10^{-2}$	$5,9 \cdot 10^{-2}$	$1,3 \cdot 10^{-2}$
β	3,39	3,24	3,65

5 Diskusjon

5.1 Usikkerheter i materialparametere

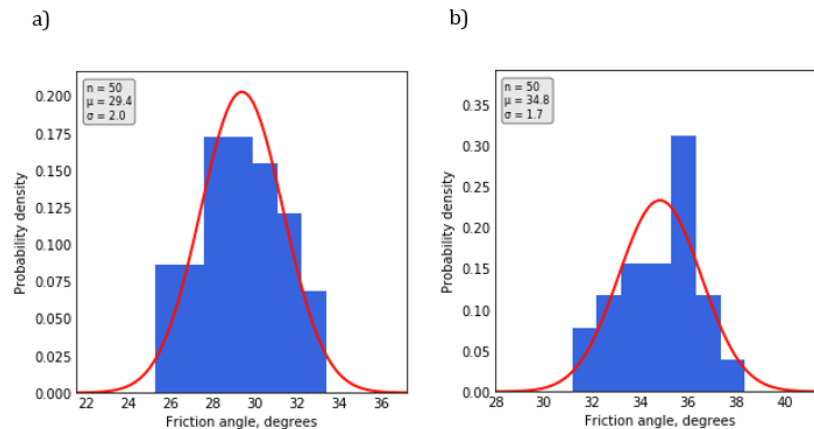
En nøyaktig estimering av inngangsparametere bidrar til et mer sikkert design, men omgjøring av fysiske materialegenskaper til statistiske variabler medfører naturligvis begrensninger. Naturlig avsatte løsmasser har en iboende aleatorisk variasjon grunnet komplekse geologiske prosesser som opprinnelig formet materialet, transport og sedimenteringsmekanismer samt senere påvirkning av forvitring og erosjon. Kunnskap omkring disse prosessene er derfor et viktig grunnlag ved bestemmelse av usikkerheter tilknyttet materialparametere. Kvartærgeologisk kart (ref. figur 1-1) og kunnskap om regionens geologiske historie er beskrevet i appendiks C.2 Geologisk bakgrunn. Avsetningshistorien til Hønefoss samt utførte grunnundersøkelser indikerer en kompleks lagrekke bestående av sedimenter fra et glasialt, glasifluvialt og fluvialt avsetningsmiljø fra dypere liggende lag til de øverste sjiktene illustrert i Figur 1-2. Fra grunnundersøkelser fremkommer lokale variasjoner av styrkeegenskaper i leirelaget. Følgelig ville en ytterligere inndeling av leirelaget gitt en mer representativ modell av virkelige forhold i skråningene. På grunn av tidskrevende simuleringer er leirelaget kun representert av ett lag og styrkeegenskaper gitt i Tabell 4-3 for udrenert tilstand og Tabell 4-9 for drenert tilstand.

Ved bestemmelse av usikkerhet i materialparametere understrekes viktigheten av konsekvente måledata for å unngå betydelig større usikkerheter i resultatene (Nadim 2007). Usikkerheten tilknyttet hver parameter er studert ved estimering av kovarians gitt i formel 2-29. Resultater er presentert for hvert av de stratigrafiske lagene i Tabell 4-3 for udrenert tilstand og Tabell 4-10 til Tabell 4-13 for drenert tilstand. Lacasse & Nadim (1996) gir en oversikt over usikkerheter i styrkeparametere basert på verdier fra tidligere studier og laboratorietester utført ved Norges Geotekniske Institutt (NGI). Resulterende kovarians fra et utvalg av parameterne fra deres studie er presentert i Tabell 5-1 sammen med resultater fra dette studiet.

Tabell 5-1: oversikt over kovarians (COV) angitt i prosent basert på resultater fra dette studiet sammenliknet med tidligere utførte studier (Gregory B. Baecher, 2003), (Lacasse S., 1997), (Kulhawy, 1992), (J. Michael Duncan, 2014). COV-verdiene beskriver både drenerte og udrenerte styrkeparametere for leirelaget samt drenerte parametere for sand – tørrskorpelaget.

Materiale	Materialparameter	COV fra tidligere	COV fra dette
		studier [%]	studiet [%]
Leire	Kohesjon (c')	20 – 40	40
	Romvekt (γ_{tot})	0 – 10	-
	Effektiv friksjonsvinkel (φ')	2 – 5	6,7
	Udrenert skjærstyrke faktor (S_{ua})	10 – 35	20
	Overkonsolideringsratio (OCR)	10 – 15	51 - 59
	A – faktor (S_{uA}/S_{u0})	-	20
	D – faktor (S_{uD}/S_{u0})	-	15,4
	P – factor (S_{uP}/S_{u0})	-	27
Sand	Effektiv friksjonsvinkel (φ')	2 – 5	5,7
	Kohesjon (c')	20 – 40	30
Tørrskorpe	Effektiv friksjonsvinkel (φ')	-	6,7
	Kohesjon (c')	20 – 40	13,3

Resultater for OCR og effektive friksjonsvinkler avviker noe fra anbefalt verdier fra tidligere studier (Gregory B. Baecher, 2003), (Lacasse S., 1997), (Kulhawy, 1992), (J. Michael Duncan, 2014). På tross av avvikende statistiske representasjoner kan resultatene oppnådd i dette studiet være gode estimater for undersøkte lokasjoner i Hønefoss da geologisk dannelsesforløp for sedimentene ikke er tilsvarende for studier benyttet til sammenlikning. Dette studiet indikerer en unormalt høy kovarians for OCR på mellom 51 og 59 % sammenliknet med 10 – 15 % fra tidligere studier. Dette kan skyldes en lite egnet representasjon av variasjonen i parameteren da det ikke er innebefattet at OCR avhenger av dybden (kontinuerlig variabel). Verdier presentert i Figur 4-4 gir et snitt på 2,9 – 3,3 med et tilhørende standardavvik på 1,7. Variasjonen av OCR inngår ikke direkte i stabilitetsberegningene og vil derfor ha liten innflytelse på usikkerhet i resulterende bruddsannsynlighet. Friksjonsvinklene er grunnet stor variasjon i styrke innad i lagene valgt som forsiktige estimater basert på Tabell 2-1 med en noe høyere kovarians på 5,7-6,7 % mot anbefalt kovarians på 2-5 % fra tidligere studier. En lavere kovarians for inngangsparameterne ville muligens gitt noe mindre usikkerhet målt av kovarians på 6,8 % for tørrskorpelaget og 4,9 % for sandlaget i resulterende MCS (ref. Figur 5-1).

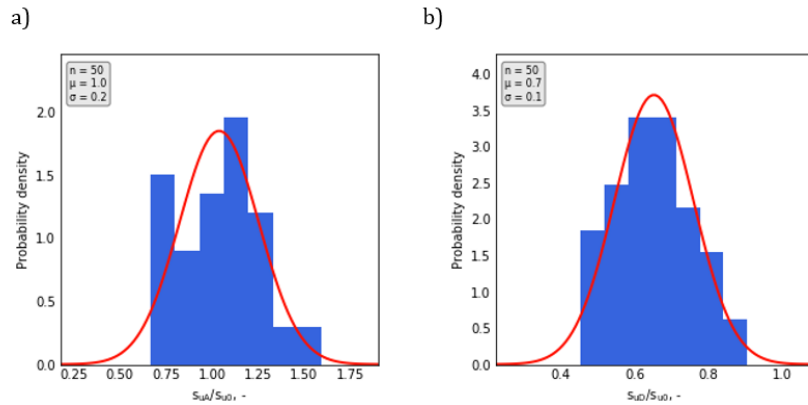


Figur 5-1: MCS av totalspenningsanalyse for dagens tilfelle av skråningsprofil 2. Resulterende statistiske fordelinger beskriver friksjonsvinkler for tørrskorpelaget (a) og sandlaget (b).

Benyttede verdier for direkte skjærstyrke er basert på anbefalingsverdier basert på forsøk utført på norske leirer vist i Figur 4-5 (NVE, Jernbaneverket, & Vegdirektoratet, 2012). Som det fremkommer fra Tabell 4-3 har D-faktoren en kovarians på 15,4% for leirlaget. I analysene inkluderes denne variasjonen ved bruk av ett standardavvik opp og ned fra snittet (ref. Tabell 4-7 og Tabell 4-8).

Aktiv skjærstyrke i leirlaget inkluderes i analysene ved kontinuerlig variabel (navngitt Su_{faktor}) lik 1 og tilhørende kovarians på 20 % for dette studiet. (Kulhawy, 1996) og (Lacasse og Nadim, 1996) presenterer en kovarians mellom 5 og 50 % for aktiv skjærstyrke. (Phoon & Kulhawy, 1999) oppgir en kovarians å 22 – 33 % for aktiv skjærstyrke basert på treaksiale trykktester. Beregnet kovarians på 20 % for leirlaget i dette studiet basert på CPTU-tolkninger og treaksiale trykkforsøk (ref. Tabell 4-8) faller innenfor dette intervallet.

Resulterende variasjon fra Monte Carlo analysen for det samme tilfellet, indikerer en kovarians på 20 % for aktiv skjærfasthet (ref. Figur 5-2 a) og en noe lavere kovarians på 14 % for direkte skjærfasthet (ref. Figur 5-2 b). Følgelig vil direkte skjærfasthet ha minst innflytelse på usikkerheten i beregnet bruddsannsynlighet (P_f) og sikkerhetsfaktor (F).



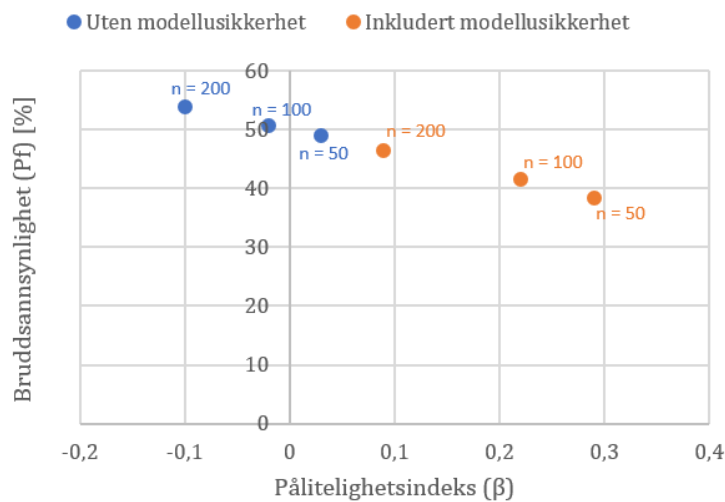
Figur 5-2: figurene indikerer kumulativ fordeling fra MCS av totalspenningsanalyse for dagens tilfelle av profil 1. Antall simuleringer utført er 50 for begge tilfeller. Gjennomsnitt og standardavvik er gitt i hver figur. (a) Aktiv skjærfasthet (S_{uA}/S_{u0}). (b) Direkte skjærfasthet (S_{uD}/S_{u0}).

Christian et al. (1994) uttrykker at de mest effektive metodene for å beskrive sikkerhet ved bruk av probabilistiske analyser er de som beskriver effekten av usikkerheten i materialparametere fremfor en absolutt bruddsannsynlighet. Ved anvendelse av en sensitivitetsanalyse kan vi få informasjon om parameterne som bidrar til mest og minst usikkerhet og følgelig har størst innvirkning på den totale bruddsannsynligheten. Usikkerheter tilknyttet bestemmelse av jordparametere vist i flytskjemaet i Figur 2-17, der (Kulhawy, On evaluation of static soil properties, 1992) inndeler kilder til usikkerhet i tre hovedkategorier; jord, undersøkelser og modellering.

Usikkerheter tilknyttet undersøkelser i felt og på laboratoriet indikeres av spredning i dataplott, der avvikspunkt kan indikere et målingsavvik som bidrar til å øke variasjonen (statistisk usikkerhet). For poretrykket er spredningen i måleverdier lavere for profil 1 enn for profil 90, følgelig representeres poretrykket av en kovarians på 0.241, noe lavere enn 0.263 for profil 90 (ref. Figur 4-11). Usikkerheter tilknyttet laboratorieundersøkelser utgjør en andel av usikkerheten tilknyttet hver materialparameter der nøyaktighet og presisjon for hver måling kan være ulik for hver av parameterne.

Modellusikkerhet er definert som forholdet mellom den faktiske mengden og mengden som en modell estimerer. Modellusikkerhet indikerer metodens nøyaktighet og påvirkes av skjevhet (systematiske feil) og av presisjon (tilfeldige feil) i modellen. Siden det ikke er mulig å gjenskape virkelige forhold i analysene, vil modellusikkerheten ha en forventningsverdi ulik 1,0. Forventningsverdien indikerer skjevheten i modellen, mens standardavviket uttrykker variasjonen i antakelsene i modellen. Verdi for

modellusikkerheten kan evalueres ut fra rådata, laboratorietester og feltundersøkelser. I de probabilistiske analysene i dette studiet er modellusikkerheten representert av en forventningsverdi lik 1.04 og et standardavvik på 0.101. Verdien er bestemt basert på tidligere utførte studier for kvantifisering av modellusikkerhet (J. Zhang, 2009), (Mark J. Cassidy, 2008), (Tang & Kok-Kwang Phoon, 2012) og (Lacasse & Nadim, 2013). Innflytelse av modellusikkerheten er studert for totalspenningstilfellet av profil 1 i dagens tilstand ved bruk av Monte Carlo analyse på 50, 100 og 200 simuleringer. Figur 5-4) indikerer reduksjon av bruddsannsynligheten fra 49-54 % til 38-46 % ved implementering av modellusikkerhet. Tilhørende troverdighetsindeks øker fra -0,1 – 0,03 til 0,09 – 0,29. Verdiene er å finne i Tabell 4-25. Disse resultatene er motsatt av hva som forventes ved implementering av modellusikkerhet. Da metoden ansees som troverdig for høye bruddsannsynlighet som i dette tilfellet og kravet om antall simuleringer gitt i formel 2-19 er oppfylt, kan resultatene skyldes feil i skript som benyttes.



Figur 5-3: resulterende bruddsannsynlighet (Pf) og pålitelighetsindeks (β) for skråningsprofil 1 på totalspenningsbasis av dagens tilfelle. Blå punkter indikerer resultater der modellusikkerhet er utelatt fra analysen. Oransje punkter indikerer resultater der modellusikkerhet er inkludert. Analysene er utført med MCS.

5.2 Stabilitet og sikkerhet i skråninger

Som det fremkommer fra Monte Carlo resultatene i Tabell 4-23 for totalspenningsbasis og Tabell 4-24 for effektivspenningsbasis er beregningene utført med et ulikt antall simuleringer (n). For sammenligning mellom de ulike metodene er resultater med høyest

antall simuleringer benyttet da disse resultatene ansees som mest presise. For et trygt design, kategorisert som "god" til "høy" basert på kriterier gitt av (USACE, 1997) kreves en bruddsannsynlighet i størrelsesordenen $3 \cdot 10^{-5}$ eller lavere. Samsvarende pålitelighetsindeks indikert av Figur 2-12 er på minimum 4. Det understrekes at denne figuren benytter nominelle bruddsannsynligheter og dermed vil gi noe lavere bruddsannsynligheter enn for dette studiet der det ikke har blitt tatt hensyn til tidsfaktor ved beregning av Pf eller β -faktoren.

5.2.1 Analyser av skråninger i dagens tilstand

Deterministiske totalspenningsanalyser av dagens tilstand resulterer i kritiske sikkerhetsfaktorer på 0,98 for profil 1 (illustrert i Figur 4-12) samt 1,17 og 1,32 for henholdsvis sørlig (navngitt LS) og nordlig (navngitt RS) skråning i profil 90 (ref. Figur 4-14). En sikkerhetsfaktor på 0,98 for profil 1 er mindre enn 1,0 og tilsier dermed brudd i skråningen. Det faktum at skråningen står i dag innebærer at den nåværende sikkerhetsfaktoren, selv om den er ukjent, er større enn 1,0. Dermed blir sannsynligheten for at skråningen blir ustabil spørsmålet om sannsynligheten for at den nåværende sikkerhetsfaktoren vil falle under 1,0 under en ekstern påkjenning over tid. Oppdateringen av beregnet sannsynlighetsfordelingsfunksjon basert på det faktum at skråningen er stabil i dag, kan gjøres ved hjelp av Bayes' teorem. Introduksjon til inngående statistiske prinsipper for betinget sannsynlighet er nærmere omtalt i appendiks A.2.

Pålitelighetsanalyser av stabiliteten i totalspenningstilstand for skråningsprofil 1 gir en $\beta = -0,11$ og $P_f = 54,4 \%$ for FOSM analysen, mens MC analyse med 200 simuleringer gir $\beta = -0,16$ og $P_f = 56,3 \%$. Resultatene viser svært god overensstemmelse for dette tilfellet noe som bidrar til å øke troverdigheten av resultatet. Basert på presenterte retningslinjer, kategoriseres designet for profil 1 som farlig (betegnet "hazardous" i Figur 2-12). På lik linje med resulterende kritiske sikkerhetsfaktor på 0,98, viser resultater fra pålitelighetsanalysene at skråningen krever forbedringer av dagens situasjon for å tilfredsstille krav om sikkerhet på minimum 1,6 (ref. Bane NORs sikkerhetskrav gitt i Tabell 2-8 og Tabell 2-9).

For profil 90 LS gir 100 MCS av dagens tilstand en β -faktor lik 1,29 og $P_f = 9,9 \%$. FOSM-analyse gir en β -faktor lik 0,8 og tilhørende $P_f = 21 \%$. På lik linje med resultater for profil

1, indikerer metodene en god overenstemmelse for dette profilet. FOSM indikerer en kovarians på 17,6 % (LS) og 18,2 % (RS), som er noe lavere sammenliknet med profil 1 med tilhørende kovarians på 19,5 %. Bruddsansynlighetene for profil 90 i størrelsesorden 10^{-2} kategoriseres som farlig og er uakseptabelt høye. β -verdiene er også langt under kravet på 4.

Sammenstillingene i Tabell 5-2 gir beregningenes deterministiske sikkerhetsfaktorer og tilhørende pålitelighetsindeks, β , og bruddsansynlighet, P_f , for skråninger i dagens tilstand.

Tabell 5-2: Resulterende pålitelighetsindekser fra FOSM analyse og MC analyse på 200 simuleringer av dagens situasjon og 1000 simuleringer etter utførte tiltak.

Tilstand	Profil	Sikkerhetsfaktor	FOSM	n	MCS
Uten tiltak	P1	0,98	$\beta = -0.11, P_f = 54.4 \%$	200	$\beta = -0.16, P_f = 56.3 \%$
Etter tiltak	P1	1,6	$\beta = 2.09, P_f = 1.79 \%$	1000	$\beta = 3.24, P_f = 0.059 \%$

Deterministiske effektivspenningsanalyser for dagens tilstand resulterer i sikkerhetsfaktorer på 1,7 for profil 1 (illustrert i Figur 4-16) samt 1,5 og 1,6 for henholdsvis sørlige (LS) og nordlige (RS) skråning i profil 90 (illustrert i Figur 4-17.). Med unntak av profil 90 LS tilfredsstiller sikkerhetsfaktorene Bane NORs tekniske krav om en sikkerhetsfaktor på 1,6. Det er ikke utført effektivspenningsanalyser for skråningene etter utførte forbedringer, da denne tilstanden ikke anses som kritisk.

Grunnet krav om simuleringer i størrelsesorden 10^6 er det ikke blitt gjennomført MCS for effektivspenningstilfellet av skråningene i dette studiet. For slike tilfeller er FOSM analyser et godt egnet alternativ, og er derfor benyttet for pålitelighetsanalyser av drenert tilstand for begge profiler (ref. Tabell 4-20 for dagens tilstand og Tabell 4-21 etter utførte tiltak). For profil 1 gir FOSM resulterende kovarians på 9,3 %. Dette gir en β -faktor lik 4,5 og tilhørende bruddsansynlighet (P_f) på 0,0004 %. Basert på anbefalte verdier i Figur 2-12 kategoriseres analysen som et godt design med lav grad av usikkerhet. For profil 90 gir FOSM-analysen en kovarians på 7,5 %. Dette gir en β -faktor lik 4,1 og en bruddsansynlighet (P_f) på 0,002 %. Analysen kategoriseres som et "over middels" design med noe høyere grad av usikkerhet enn for profil 1.

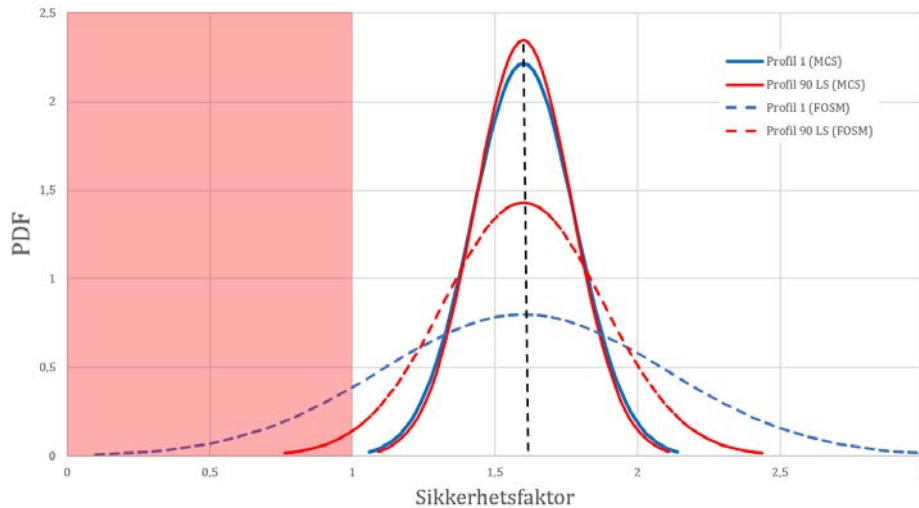
5.2.2 Analyser etter stabilitetsforbedrende tiltak

Stabiliserende tiltak er utført for å innfri Bane NORs krav om deterministisk sikkerhetsfaktor på 1,6 for totalspenningstilfellet. Det er ikke utført probabilistiske analyser for skråningsprofil 90 RS etter tiltak, da den kritiske skjærflate går utenom leirlaget. Utførte tiltak og analyseresultater er å finne i Figur 4-13 for profil 1 og Figur 4-15 for skråninger i profil 90. Tabell 5-3 gir resulterende deterministiske sikkerhetsfaktor samt P_f og β -faktor for skråningsprofil 1 og sørgående skråningsprofil 90 (LS).

Tabell 5-3: Resulterende pålitelighetsindekser fra FOSM analyse og MC analyse på 50 og 200 simuleringer for skråningene i sør og nord for dagens situasjon samt 1000 simuleringer for skråningen i sør etter tiltak

Tilstand	Profil	Sikkerhetsfaktor	FOSM	n	MCS
Uten tiltak	P90 LS	1,17	$\beta = 0.93, P_f = 17,7 \%$	100	$\beta = 1.29, P_f = 9,89\%$
Uten tiltak	P90 RS	1,32	$\beta = 1.38, P_f = 8.4 \%$	200	$\beta = 1.49, P_f = 6.84 \%$
Etter tiltak	P90 LS	1,62	$\beta = 2.206, P_f = 1.37 \%$	1000	$\beta = 3.01, P_f = 0.013 \%$

På tross av like deterministiske faktorer på 1,6 gir probabilistiske beregninger av skråningene forskjeller i P_f og β -verdier, på henholdsvis 0,06 % for profil 1 og 0,01 % for profil 90 ved MC-analyse på 1000 simuleringer. Disse avvikene kan knyttes opp mot en større usikkerhet i beregningene for profil 1 med en kovarians på forholdsvis 11,3 % mot 10,6 % for profil 90 LS. Resulterende β -faktor lik 3,2 for profil 1 og 3,7 for profil 90 indikerer et noe sikrere design for profil 90 LS. Til sammenlikning er resultater fra FOSM analysene langt mer kritiske, med henholdsvis $\beta = 2,2$ og $P_f = 1,4 \%$ for profil 90 LS og $\beta = 2,1$ og $P_f = 1,8 \%$ for profil 1. Analysenes kovarians indikerer 17,7 % for profil 1 og 17,4% for profil 90, noe som indikerer en signifikant økning av usikkerhet sammenliknet med MCS av samme tilfeller. Effekten av usikkerheten i analysene representeres tydelig av de kumulative sannsynlighetsfordeling for MC-analyse og FOSM-analyse av de to profilene er illustrert i Figur 5-4.



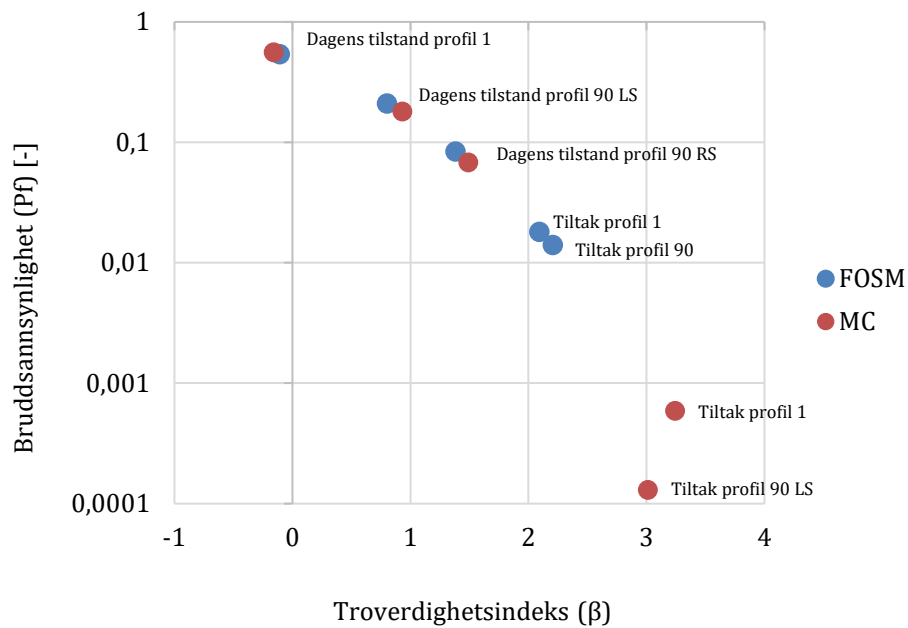
Figur 5-4: Kumulative normalfordelinger av totalspenningsanalyse for profil 1 (blå) og profil 90 LS (rød) etter utførte tiltak. Forventningsverdi (μ_F) = 1,6 for begge profiler er markert av den sorte stiplede linja i grafen.

Sannsynlighetsfordelingene Figur 5-5 for skråningsprofil 1 og 90 med tilhørende samme forventede sikkerhetsfaktor på 1,6 indikerer en ulik grad av usikkerhet. Denne effekten kommer tydeligst frem for FOSM-resultatene der profil 1 har en betydelig høyere bruddsannsynlighet enn profil 90. Resultatene indikerer at en vurdering av en skrånings sikkerhet basert på gjennomsnittlig sikkerhetsfaktor alene vil kunne gi upresise representasjoner av virkeligheten. Uten å ta høyde for usikkerheten i stabilitetsanalysen vil en sikkerhetsfaktor på 1,6 være en upresis beskrivelse av sikkerheten for skråning 1.

Som det fremkommer fra normalfordelingskurvene er usikkerheten tilknyttet FOSM-analysene betydelig større enn i Monte Carlo analysene for begge skråningsprofiler. Figuren illustrerer at redusert usikkerhet i beregningene gir en lavere sannsynlighet for brudd, der P_f er definert av arealet under kurvene med en sikkerhetsfaktor under 1 (markert av det røde feltet i figuren). I følge anbefalte krav om sikkerhet gitt i Figur 2-12 tilsvarer verdiene fra MC-analysen et tilnærmet godt design nært kravet på 10^{-5} . FOSM-analysen beskrives sikkerheten i de samme skråningene med en uakseptabelt høy bruddsannsynlighet og en β -faktor langt under kravet på 4. Basert på tidligere studier regnes MC-analyse som den mest troverdige metoden dersom relasjonen for parametere er ikke-lineær (Baecher, 2003). FOSM egner seg i analyser for tilfeller med lineære forhold, eksempelvis variablene for poretrykket og S_u -faktoren i dette studiet. Siden flertallet av variablene i dette studiet er representert som diskrete variabler vil dette

kunne bidra til noe unøyaktige resultater. Disse unøyaktighetene kan vurderes ved å se på avvik fra resultater fra andre probabilistiske analyser, eksempelvis MCS som illustrert i Figur 5-5. På en annen side, er MCS svært tidskrevende beregninger grunnet krav om et høyt antall simuleringer for tilfeller med lave verdier for bruddsannsynlighet (ref. formel 2-19). For dette tilfellet med bruddsannsynligheter i størrelsesorden lik 10^{-4} vil analysene kreve mellom 17 000 og 100 000 simuleringer for å oppnå presise resultater. Hver simulering tar mellom 16 og 45 sekunder for utførte analyser, noe som begrenser anvendelse av metoden for lave bruddsannsynligheter eksempelvis. Siden det ikke utføres tilstrekkelig antall simuleringer i skråningsprofil 1 og 90 etter utførte tiltak vil FOSM gi de mest troverdige resultatene.

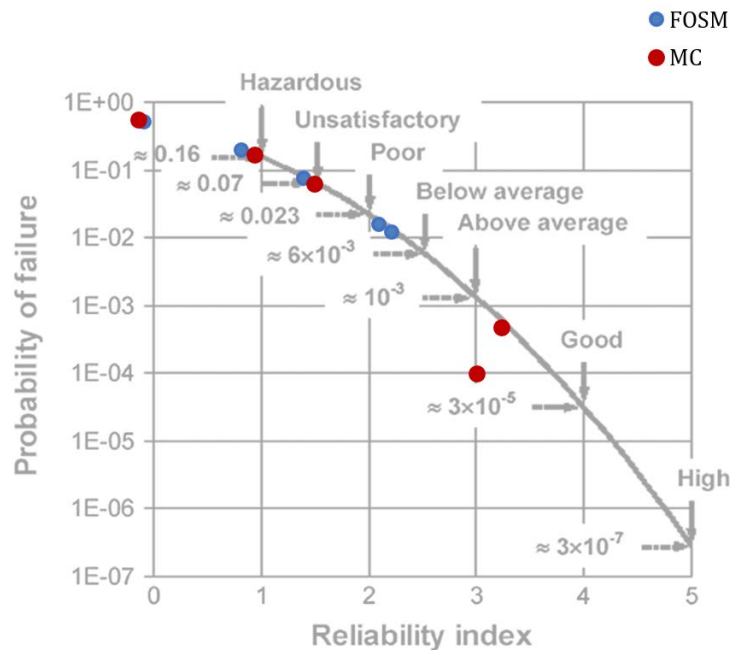
Kombinasjonen av de to analysene bidrar til å vurdere både påliteligheten av analysemetoden og resulterende verdier for bruddsannsynlighet og pålitelighetsindeks, der samsvarende verdier indikerer kontinuitet og god kvalitet på resultatene og metoden. Ved å benytte kun en probabilistisk metode alene vil en slik vurdering være mindre presis enn ved å sammenlikne med resultater fra ytterligere metoder. En sammenlikning av resulterende troverdighetsindekser opp mot bruddsannsynligheter for MC og FOSM analysene er gitt i Figur 5-6. Resultatene indikerer en tendens der lave bruddsannsynligheter, i 10^{-2} orden og lavere, samt høye verdier for β -faktor på 2 og høyere gir et større avvik mellom metodene enn ved bruddsannsynligheter i 10^{-1} og høyere med tilsvarende β -faktor lavere enn 2. Av metodene gir MCS kontinuerlig høyere sikkerhet enn FOSM for de samme skråningstilfellene. Basert på tidligere vurdering er FOSM metoden mest troverdig til utførte analyseformål. Følgelig vurderes MC resultatene for denne analysen svært upresis. Dersom tid ikke var en begrensning og det ble utført tilstrekkelig antall simuleringer, antas Monte Carlo å gi de mest nøyaktige resultatene grunnet analyse av diskrete variabler.



Figur 5-5: bruddsannsynligheter (Pf) for utførte stabilitetsanalyser av totalspenningsbasis og effektivspenningsbasis i skråningsprofil 1 og 90. Røde punkter indikerer resultater fra MCS, blå punkter indikerer FOSM-resultater.

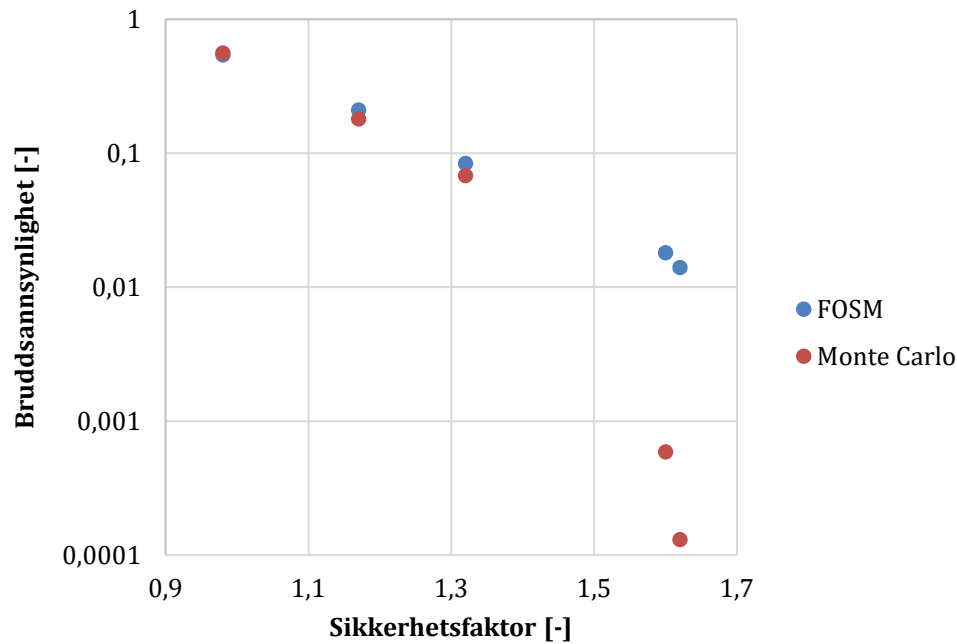
Troverdigheten og nøyaktigheten av oppnådde verdier for Pf og β fra FOSM- og MSC metoden er vurdert basert på retningslinjer presentert av (USACE, 1997) vist i Figur 2-12. Resulterende sammenstilling gitt i Figur 5-6 indikerer god korrelasjon for oppnådde analyseresultater med unntak av punktet som representerer MCS med resulterende Pf lik 1,3 % og β -faktor på 3. For skråningsprofil 90 LS etter tiltak ville det vært interessant å sammenlikne med en tredje metode.

Det understrekes at beregnede bruddsannsynligheter og tilhørende pålitelighetsindeks for dette studiet kun er delvis sammenliknbare med Figur 2-12, da verdier i denne grafen tar hensyn til tid og følgelig ansees som nominelle bruddsannsynligheter. Ved å ta hensyn til tid vil resulterende bruddsannsynligheter bli lavere. På tross av disse forskjellene ansees plottet som en god indikasjon på sikkerhet da det ikke er utarbeidet veiledning for tillatte verdier for probabilistiske indekser i bransjen.



Figur 5-6: Sammenlikning av analyseresultater fra FOSM og MCS fra dette studiet med retningslinjer gitt av (USACE, 1997).

Figur 5-8 illustrerer sammenhengen mellom resulterende deterministiske sikkerhetsfaktorer fra studiet med tilhørende bruddsannsynlighet fra Monte Carlo og FOSM beregninger. Som forventet gir lave sikkerhetsfaktorer høye bruddsannsynligheter og vica versa. Det fremkommer i tillegg fra resultatene at avviket mellom Monte Carlo og FOSM-metoden øker ved økning av sikkerhetsfaktoren. Frem til sikkerhetsfaktor på 1,3 korrelerer metodene godt. Avviket i bruddsannsynlighet øker signifikant for sikkerhetsfaktorer tilfeller beskrevet av en sikkerhetsfaktor på 1,6 etter utførte stabiliserende tiltak. I dette intervallet er avviket mellom bruddsannsynligheter for samme skråning på en størrelsesorden mellom 10^{-2} og 10^{-4} for de to metodene. Avviket kan knyttes opp mot lav nøyaktighet av MCS grunnet få utførte simuleringer på 1000 sammenliknet med anbefalingen på 17 – 100 000 for bruddsannsynligheter i denne størrelsesordenen. For dette tilfellet ville det vært interessant å se på resultater fra en tredje probabilistisk metode. Resultatene viser i tillegg konsekvent lavere bruddsannsynligheter for MCS sammenliknet med FOSM tilnærmingene.



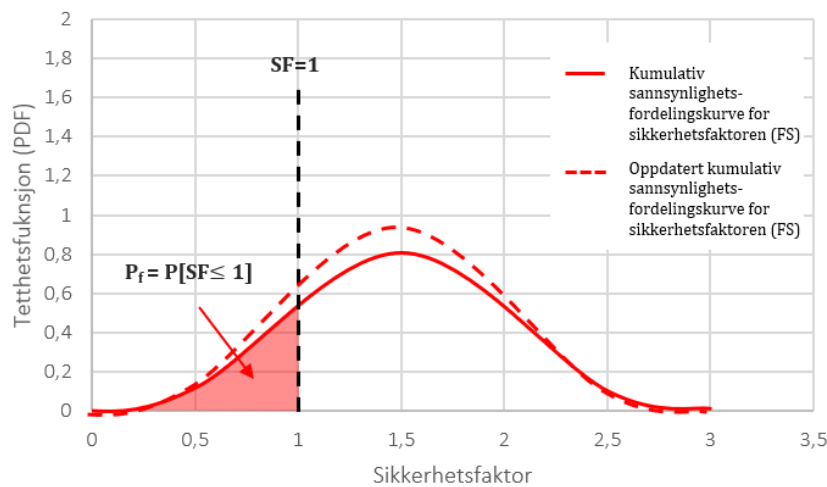
Figur 5-7: resulterende bruddsannsynligheter beregnet med FOSM og MC sammenliknet med sikkerhetsfaktoren for samme tilfelle

Det gjøres oppmerksom på at det for stabilitetsberegningene i dette studiet ikke er utført oppdatering av sannsynlighetsfordelingen basert på kunnskap om at skråningene står i dag. På grunn av begrensningene i vår kunnskap om jordegenskapene (epistemisk usikkerhet) og matematisk idealisering i beregningsmodellene (modellusikkerhet) beregner vi alltid en sannsynlighet for brudd som er større enn null, selv for naturlige skråninger. Det er åpenbart at en eksisterende naturlig skråning, per definisjon, har null sannsynlighet for brudd slik tilstanden er i dag, dvs. med dagens topografi, skjærspenninger og skjærstyrker. For å få skråningen til å bli ustabil, må noe endres med hensyn til dagens situasjon.

Det faktum at skråningen er stabil under nåværende statiske forhold er verdifull tilleggsinformasjon som kan utnyttes for å forbedre de beregnede pålitelighetsestimaterne. Den beregnede sannsynlighetsfordelingen (ved bruk av FOSM analyse, Monte Carlo simuleringer eller andre metoder) kan avkortes for å gjenspeile at skråningen er stabil i dag. Dette er i utgangspunktet en Bayeisk oppdateringsprosedyre der "à-priori" informasjonen er at $FS \geq 1$ (Ang og Tang, 1984). Den oppdaterte (eller "posterior") fordeling av sikkerhetsfaktoren blir:

$$P[FS < z | FS \geq 1] = \frac{F_{FS}(z) - F_{SS}(1)}{1 - F_{FS}(1)}$$

Den venstre side av ovennevnte ligning lyder: "Sannsynlighet for at FS er mindre enn z , gitt at FS er større enn eller lik $1,0$ ". F_{FS} er den kumulative distribusjonsfunksjonen til FS . Figur 5-8 viser grafisk forandringen i den beregnede sannsynlighetsfordelingsfunksjonen som følger med høyresiden av ovennevnte ligningen.



Figur 5-8: Oppdatering av sannsynlighetsfordelingsfunksjon for en eksisterende naturlig skråning når man "vet" at statistisk sikkerhetsfaktor er større enn $1,0$.

5.3 Regelverk for skråningsstabilitet

Bane NORs tekniske regelverk (Jernbaneverket, Jernbaneverkets tekniske regelsverk JD 520, 2021) og Statens vegvesen håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging (Vegdirektoratet, Håndbok V220 Geoteknikk i veibygging, 2018) setter krav til at nye vei- og jernbaneanlegg skal prosjekteres på en slik måte at de ikke utsettes for skred og utglidninger fra sideterreng. Europeisk standard kode 7 lyder det at "Den karakteristiske verdien av en geoteknisk parameter skal velges som et forsiktig anslag for den verdien som har betydning for grensetilstanden" (kap. 2.5.5.2 andre punkt, (Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7, 2016). Det er kartlagt en kvikkleiresone i Hønefoss sentrum i nærheten av stasjonsområdet. I forbindelse med utbygging og inngrep i faresoner for kvikkleireskred

må sikkerhetsfaktoren beregnet for situasjonen etter at inngrepet er utført overholde gitte krav til skråningsstabiliteten fra NVE (NVE, 2019).

Teknisk Designbasis for Intercity (Jernbaneverket, Teknisk Designbasis for InterCity, 2015) setter videre krav til at områdestabilitet som berører jernbaneanlegget skal behandles på samme måte som krav satt for å ivareta lokalstabiliteten. Dette innebærer at skjærflater som berører sporet må ha en dokumentert materialfaktor på 1,6 eller bedre (ref. Tabell 2-7 og Tabell 2-8). Konsekvenser ved et eventuelt brudd i Storskjæringa og Hønefoss stasjon kategoriseres som meget alvorlig (CC3). Resulterende krav til materialfaktorer ved stabilitetsberegninger for skråninger i Storskjæringa samt skråning ned mot stasjonsområdet i Hønefoss på 1,6 er markert i rødt i Tabell 5-4 for effektivspenningsanalyser og Tabell 5-5 for totalspenningsanalyser.

Faregradskart for Hønefoss er å finne i kartet i Figur 1-4. Ved utbygging i områder med lav fare for kvikkleireskred slik som ved stasjonsområdet i Hønefoss og i Storskjæringa, stiller NVE krav til forbedring eller vesentlig forbedring av skråningens sikkerhetsfaktor avhengig av hvilken tiltakskategori inngrepet plasseres i. Planlagt utbygging av jernbane tilhører tiltakskategori K4 for stabilitetsforbedrende tiltak iht. NVEs retningslinjer (NVE, Sikkerhet mot kvikkleireskred, 2019), noe som gjør at det stilles krav til beregningsmessig sikkerhet på minimum 1,4 på totalspenningsbasis og 1,25 for effektivspenningsbasis. Se appendiks F.1 Tiltakskategorier for tiltakskategorier og tilhørende stabilitetsforbedrende tiltak basert på faregrad.

Ettersom kvikkleireskred kan få fatale konsekvenser ansees det som bedre å underestimere en skrånings sikkerhet enn å overestimere den. På en annen side vil en for konservativ beregning av sikkerhetsfaktoren medføre at det må iverksettes mer omfattende sikringstiltak enn det som egentlig er nødvendig. For prosjektet vil dette da kunne resultere i betydelige merkostnader, inngrep i terreng, behov for fyllmasser, omfang av gravearbeider og økning transport av masser. Veiledere og regelverk bør ta stilling til hvilken sannsynlighet for brudd som kan aksepteres, slik at et probabilistisk akseptkriterium kan sees i sammenheng med beregnet sannsynlighet for brudd. Dersom oppnådd sannsynlighet for brudd er betydelig lavere enn akseptkriteriet på en sikkerhetsfaktor kan man vurdere å redusere omfanget av foreslåtte stabilitetsforbedrende tiltak.

Analyser av skråningsprofil 1 og 90 LS har vist at sannsynligheten for brudd ikke tilfredsstillende benyttede krav om bruddsannsynlighet i størrelsesorden 10^{-5} eller mindre og tilhørende β -faktor på minimum 4 ved utførte probabilistiske stabilitetsanalyser for skråningsprofiler. Resultatene indikere at Bane NORs krav om en høy sikkerhetsmargin på 1,6 er representativt for gjeldende skråninger. For tilfeller der sikkerhetsfaktoren viser lav usikkerhet og probabilistiske analyser indikerer tilstrekkelig lave bruddsannsynligheter med tilsvarende høye pålitelighetsindeks kan Bane NORs krav om en sikkerhetsfaktor på 1,6 være overdimensjonerende. Veiledende regelverk for tillat størrelsesorden av bruddsannsynlighet og pålitelighetsindeks bør i dette tilfellet gjøre en vurdering for at stabiliserende tiltak kan reduseres.

Tabell 5-4: Partialfaktorer for $\gamma_{M,\varphi'}$ og $\gamma_{M,c'}$ ved effektivspenningsanalyser. [tabell 205.1]

Konsekvensklasse	Seigt, dilatant brudd	Bruddmekanisme	
		Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,3	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Tabell 5-5: Partialfaktorer for $\gamma_{M,c'}$ ved totalpenningsanalyser. [tabell 205.2]

Konsekvensklasse	Seigt, dilatant brudd	Bruddmekanisme	
		Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,4	1,4	1,4
CC2 Alvorlig	1,4	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

6 Konklusjon

I dette studiet er probabilistiske metoder benyttet for å undersøke stabilitetsforhold i tre skråninger i Hønefoss sentrum ved bruk MCS (Monte Carlo Simulering) og FOSM (First Order Second Moment) sammenliknet med deterministiske sikkerhetsfaktorer.

For skråningene gir udrenerte stabilitetsberegninger lavest sikkerhetsfaktor og høyest sannsynlighet for brudd. For skråningen som går ned mot Hønefoss stasjon (profil 1) viser analysene at sannsynligheten for brudd går fra $P_f = 56\%$ (pålitelighetsindeks $\beta = -0,16$) i dagens situasjon til $P_f = 0,06\%$ ($\beta = 3,20$) etter at foreslåtte stabilitetsforbedrende tiltak er utført. For skråningen som går ned mot Storskjæringa (profil 90) er tilsvarende tall $P_f = 18\%$ ($\beta = 0,93$) i dagens situasjon og $P_f = 0,01\%$ ($\beta = 3,65$) etter tiltak.

- Parameterstudiet indikerer stor iboende aleatorisk variasjon i materialparametere, spesielt for aktiv udrenert skjærstyrke (S_u). Usikkerheten tilknyttet materialparameterne er noe større for profil 1 sammenliknet med profil 90. Kjennskap til geologisk historie for regionen bidrar til forståelse av lokale geologiske egenskaper og hvorfor det er store iboende usikkerheter i materialparametere for studerte skråninger i Hønefoss sentrum.
- Innflytelse av modellusikkerhet ved anvendelse av Monte Carlo analyse for totalspenningstilfellet i skråningsprofil 1 indikerer en reduksjon på 8 til 9 % for bruddsannsynligheten. Tilhørende troverdighetsindeks øker med 0,1- 0,3.
- Probabilistiske analyser har vist at skråninger med tilnærmet lik deterministisk sikkerhetsfaktor på 1,6 gir ulike bruddsannsynligheter (P_f). Monte Carlo simuleringer av profil 90 gir $P_f = 0,004\%$ og profil 1 gir $P_f = 0,006\%$. Avviket knyttes til større usikkerhet i profil 1 med tilhørende kovarians på 11,3 % sammenliknet med kovarians på 10,0 % for profil 90 LS.
- Utførte probabilistiske analyser har vist at FOSM – analyse gir mer presise resultater ved lave bruddsannsynligheter og høy troverdighetsindeks sammenliknet med MC – analyse når antall utførte simuleringer er i $10^1 - 10^2$ orden lavere enn anbefalt antall. Avviket mellom metodene er signifikant ved bruddsannsynligheter (P_f) på 10^{-2} orden og lavere, med tilhørende pålitelighetsindeks (β) over 1,5.

- Undersøkelse av sammenheng mellom bruddsannsynlighet og deterministisk sikkerhetsfaktor på 1,6 viser korrelerende resultater med bruddsannsynligheter og troverdighetsindeks frem til sikkerhetsfaktor lik 1,3. For høyere sikkerhetsfaktorer enn 1,6 gir probabilistiske metoder et avvik i størrelsesorden mellom 10^{-2} og 10^{-4}
- Probabilistiske analyser har bidratt til å gi et bedre totalbilde av stabilitet i undersøkte skråninger i Hønefoss. Resultater indikerer høy usikkerhet i profil 1 og 90. Bane NORs krav om høy sikkerhetsmargin beskrevet av en deterministisk sikkerhetsfaktor på 1,6 er representativ beskrivelse av sikkerheten i skråningene basert på utførte probabilistiske stabilitetsanalyser
- Benyttede krav om en bruddsannsynlig mindre eller lik 10^{-5} orden samt pålitelighetsindeks på minimum 4 for trygt design må vurderes ytterligere. Det er behov for en veiledende bransjestandard for tillatte bruddsannsynligheter og pålitelighetsindekser i probabilistiske stabilitetsanalyser.

7 Forslag til videre arbeid

- Det er av stor interesse å fortsette å undersøke denne problemstillingen for å prøve å finne mer entydige sammenhenger mellom probabilistiske og deterministiske mål for sikkerheten til en skråning. Dette kan f.eks. gjøres ved å utføre andre probabilistiske metoder for å øke troverdigheten av resulterende bruddsannsynlighet for Monte Carlo og First-Order Second Moment analyser.
- Undersøke effekten av modellusikkerhet ytterligere. På grunn av tidsbegrensning er det kun utført analyser med implementert modellusikkerhet for ett skråningstilfelle, noe som gjør det vanskelig å si noe om kontinuitet og presisjon av resultatene. Dette er en problemstilling som kan være interessant å se nærmere på fordi det er en usikkerhet som er tilstede i analysen og derfor bør være med i beregningene for en forbedret representasjon av virkelige forhold.
- Implementering av Bayes' teorem i probabilistiske beregninger og se hvordan stabiliteten i skråninger som ikke har gått i brudd påvirkes av å ta hensyn til nettopp dette
- For å foreta mer tidsbesparende Monte Carlo simuleringer kan prinsippet om "Hybrid Markov Chain" implementeres i analysene. Denne metoden kan anvendes for å dekomponere simuleringer av høy orden, eksempelvis ved lave bruddsannsynligheter, til en serie av variabler i lavere dimensjoner.
- Latin Hypercube er en statistisk metode benyttet for å se på et større utvalgt enn det som utføres for Monte Carlo simuleringer. Dette er ikke blitt utført på grunn av tidsbegrensning av oppgaven.
- Estimering av nøyaktige geotekniske parametere er nødvendig i designprosessen. En gjennomgang av evaluering av usikkerhet i estimerer for jordegenskap. Det kreves en sensitivitetsanalyse for å finne hvilken av parameterens usikkerhet som har størst effekt på responsen til strukturen. Denne analysen vil hjelpe til med å bestemme hvilken parameter som måles mer presist for å få de nøyaktige resultatene.

Bibliografi

- (NGI), N. G. (2008). *Vurdering av risiko for skred. Metode for klassifisering av faresoner, kvikkleire.*
- A. Keith Turner, R. L. (1996). *Landslides investigation and mitigation.* Washington, United States of America: National Academy Press.
- Alfredo H-S. Ang, W. H. (1984). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design.* John Wiley & Sons.
- Alfredo H-S. Ang, W. H. (2007). *Probability Concepts in Engineering Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering* (2. utg.). John Wiley & Sons.
- B. K. Low, S. L. (2007). Slope reliability analysis accounting for spatial. *Georisk*, 1(4), 177-189.
- BaneNOR. (2017). *Ringeriksbanen Styggedalen - Hønefoss Detaljplan og teknisk plan Fagrapport Geoteknikk Strekning 5.* BaneNOR.
- BaneNOR. (2018). *Styggedalen - Hønefoss Detaljplan og teknisk plan Fagrapport Områdestabilitet Strekning 5.* BaneNOR.
- Berilgen, M. M. (2007, Mars). Investigation of stability of slopes under drawdown conditions. *Computers and Geotechnics*, 34(2), 81-91. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2006.10.004>
- Briaud, J.-L. (2013). *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils.* Canada: Wiley.
- Collins BD, Z. D. (2004). Stability analyses of rainfall induced landslides. 4(Geotech Geoenviron Eng ASCE 130), 362-372.
- D. V. Griffiths, G. A. (2004). Probabilistic slope stability analysis by finite elements. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, 130(5), 507-518.
- Delvin S. Fanning, M. C. (1989). *Soil - Morphology, Genesis and Classification.* Hohn Wiley & Sons.
- Erdely, A. (2015). *Backtesting forecast accuracy.*

- FH, K. (1992). On evaluation of static soil properties. I *Stability and Performance of Slopes and Embankments II* (Vol. 2, ss. 95–115). New York: American Society of civil engineers.
- (2016). *Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7*. Oslo: Standard Norge.
- Gordon A. Fenton, D. V. (2008). Review of Probability Theory, Random Variables and Random Fields. I *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering* (ss. 1-69). Springer Vienna. doi:https://doi.org/10.1007/978-3-211-73366-0_1
- Greenwood, J. N. (2006, Juni). Site investigation for the effects of vegetation on ground stability. *24(Geotech Geol Eng)*, 467–481. doi:<https://doi.org/10.1007/s10706-005-4140-0>
- Gregory B. Baecher, J. T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons.
- Hansen, L. (2015, 8 4). *Marin Grense*. (NGU) Hentet 5 20, 2021 fra <https://www.ngu.no/emne/marin-grense>
- Holmqvist, E. (2002). *Flomberegning for Hønefoss*. Norges Vassdrags og Energidirektorat (NVE).
- Hunt, R. E. (2005). *Geotechnical engineering investigation handbook* (2. utg.). Taylor & Francis Group.
- ISO 31000 standard on risk management. (2009). (s. 13). Risk Engineers. Hentet 01 13, 2021 fra <https://risk-engineering.org/static/PDF/slides-ISO31000-risk-management.pdf>
- J. M. Keaveny, F. N. (1989). Autocorrelation Functions for Offshore Geotechnical Data. *5th International Conference on Structural Safety and Reliability*. San Francisco.
- J. Michael Duncan, S. G. (2014). *Soil strengt and slope stability* (2. utg.). John Wiley & Sons.
- J. T. Christian, C. C. (1994). Reliability applied to slope stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, *120*(12), 2180–2207.
- J. T. Christian, C. C. (1994). Reliability applied to slope stability analysis. *J. Geotech. Engrg*, *120*(12), 2180–2207.

- J. Zhang, L. M. (2009). Bayesian Framework for Characterizing Geotechnical Model Uncertainty. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng*, 135(7), 932-940.
- Jernbaneverket. (2015). *Document nr. ICP-00-A-00030, rev. 02A*.
- Jernbaneverket. (2021, 02 11). *Jernbaneverkets tekniske regelsverk JD 520*. Hentet 02 24, 2021 fra https://trv.banenor.no/wiki/Underbygninghttps://trv.jbv.no/wiki/Underbygning/Prosjektering_og_bygging/Stabilitet
- John T. Christian, C. C. (1994). Reliability Applied to Slope Stability Analysis . *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12), 2180-2207.
- K. Karlsrud, T. L. (2005). *CPTU correlations for clays*. Norge: The Norwegian Geotechnical Institute.
- K. S. Li, P. L. (1987). Probabilistic design of slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(4), 520–535.
- Keefer, D. K. (2002, Februar 11). Investigating landslide caused by earthquakes - a historical review. *Surveys in Geophysics*, 473–510.
- (2015). *Klima i Norge 2100*. Norsk klimaservicesenter (NKSS).
- Kommunal- og regionaldepartementet: Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK 17). (2017, 06 19). Hentet fra www.lovdata.no
- Kulhawy, F. H. (1992). On evaluation of static soil properties. *Instability and performance of slopes and embankments*, 2(31), 95–115.
- Kumar R., B. K. (2015). Review of Evaluation of Uncertainty in Soil Property Estimates from Geotechnical Investigation. I *Advances in Structural Engineering* (Vol. 3, ss. 2545-2550). New Delhi: Springer. doi:https://doi.org/10.1007/978-81-322-2187-6_196
- L. Z. Wu, A. P. (2016, oktober 29). Poro-mechanical coupling influences on potential for rainfall-induced shallow landslides in unsaturated soils. *Advances in Water Resources*, 98, 114-121.
- Lacasse S., N. F. (1997). Uncertainties in characterizing soil properties. 49–75.

- Lacasse, S., & Nadim, F. (2013). Probabilistic Geotechnical Analyses for Offshore Facilities. *Case Histories in Geotechnical Engineering*, 1-20.
- Mark J. Cassidy, M. U. (2008). Probability risk assessment of landslides: A case study at Finneidfjord. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(9), 1250-1267. doi:<https://doi.org/10.1139/T08-055>
- moderniseringsdepartementet, K. o. (2008, 06 27). Lov om panlegging og byggesaksbehandling. Hentet fra <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>
- Multiconsult. (2019). *Ringeriksbanen, Sundvollen/Høgkastet – Bymoen Grunnundersøkelser (Strekning 3/Avrop 06-S3 og 11-S3), Miljøteknisk sedimentundersøkelse*. Bane Nor.
- NGI. (2006). *Evaluering av risiko for kvikkleireskred Ringerike kommune*.
- NGI. (2020, Mars). *NGI LIVE*. Hentet fra ngilive.grafana.net.
- Norconsult, Aas-Jacobsen, & Asplan-Viak. (2019). *Fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16 (FRE16) FRE-TK-06 Hønefoss*. Bane NOR.
- NVE. (2014). *Flaum- og skredfare i arealplaner*. Hentet fra http://publikasjoner.nve.no/retningslinjer/2011/retningslinjer2011_02.pdf
- NVE. (2019). *Sikkerhet mot kvikkleireskred*. doi:978-82-410-2091-9
- NVE. (2020). *Veileder for utredning av sikkerhet mot skred i bratt terreng*.
- NVE. (u.d.). *NVEs kartdatabase over historiske skredhendelser*. (Kartverket, Geovekst og kommuner - Geodata AS) Hentet 5 20, 2021 fra <https://temakart.nve.no/tema/SkredHendelser>
- NVE, J. S. (2012). *Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmateriale*.
- NVE, J. S. (2014). *En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer*. NIFS.
- NVE, J. S. (2016). *Grense mellom lokal- og områdestabilitet*. Hentet fra https://publikasjoner.nve.no/rapport/2016/rapport2016_08.pdf

- Oldrich Hungr, S. L. (2014, 4). Landslides. *The Varnes classification of landslide types, an update*, 11(2), 167-194.
- Oldrich Hungr, S. L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11(2), 167–194. doi:<https://doi.org/10.1007/s10346-013-0436-y>
- Paniagua, P. D. (2019, 04 26). CPTU correlations for Norwegian clays: an update. *AIMS Geosciences*, 5(2), 82-103.
- Per Jørgensen, R. S. (2013). *Norske jordarter*. Bioforsk.
- Priscilla Paniagua, M. D.-S. (2019). CPTU correlations for Norwegian clays: an update. *AIMS Geosciences*, 5(2), 82–103. doi:<https://doi.org/10.3934/geosci.2019.2.82>
- Rajib Dey, B. H. (2016). Modeling of large-deformation behaviour of marine sensitive. *Canadian geotechnical journal*, 53(7), 1138-1155.
- Raul Flores Penalba, Z. L. (2009). Framework for probabilistic assessment of landslide: a case study of El Berrinche. (Springer, Red.) 59(3), 489-499.
- (2012). *Recommended Practice DNV-RP-C207: Statistical representation of soil data*. Norske Veritas (DNV).
- S.L Yang, T. L. (2019). Undrained shear strength of marine clays based on CPTU data and SHANSEP parameters. *The XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. NGI. Hentet 11 2020, 05 fra https://www.researchgate.net/publication/335857448_Undrained_shear_strength_of_marine_clays_based_on_CPTU_data_and_SHANSEP_parameters
- Shuai-hua Ye, A.-p. H. (2020, april 19). Sensitivity Analysis of Factors Affecting Stability of Cut and Fill Multistage Slope Based on Improved Grey Incidence Model. *Soil Mech Found Eng*, 57, 8-17. doi:<https://doi.org/10.1007/s11204-020-09631-w>
- Statens vegvesen, N. i. (2016). *Norge i Bilder*. (Geodata) Hentet 9 5, 2020 fra <https://norgeibilder.no/>
- SVV. (2018). *Geoteknikk i vegbygging Håndbok V220*. Vegdirektoratet.
- SVV. (2018). *Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser*. Hentet fra https://www.vegvesen.no/_attachment/185231/binary/1090658 (Hentet 05.10.2020)

- Tang, C., & Kok-Kwang Phoon, L. Z.-Q. (2012). Model Uncertainty for Predicting the Bearing Capacity of Sand Overlying Clay. *International Journal of Geomechanics*, 17(7), 1-14. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000898](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000898)
- Torleif Dahlin, H. L. (2013). Mapping of quick clay using geoelectrical imaging and CPTU-resistivity. *Near Surface Geophysics*, 11(6), 659–670. doi:<https://doi.org/10.3997/1873-0604.2013044>
- Tuttle, K. Ø. (1997). *Quantitative study and the distributary braidplain of the Preboreal ice-contact Gardermoen delta complex, southern Norway*.
- USACE. (1997). isk-based analysis in geotechnical engineering for support of planning studies, engineering and design. US Army Corps of Engineers, Department of Army, Washington, DC.
- V. N. Georgiannou, J. B. (2006). A laboratory study of slip surface formation in an intact natural stiff clay. *Geotechnique*, 56(8), 551–559.
- Vanmarcke, E. H. (1977). Reliability of earth slopes. *J Geotech. Geotech Geoenviron Engineering*, 103(11), 1247–1265.
- Vegdirektoratet. (2018). *Håndbok V200 - Vegbygging*. Vegdirektoratet.
- Vegdirektoratet. (2018). *Håndbok V220 Geoteknikk i veibygging*. Hentet fra https://www.vegvesen.no/_attachment/70057/binary/1305835?fast_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+%2818+MB%29.pdf
- Verruijt, A. (2018). *An Introduction to Soil Mechanics*. Cham: Springer.

Appendiks innholdsfortegnelse

Appendiks A – Supplerende teori

Appendiks B – Bakgrunn for Hønefoss

Appendiks C – Supplerende resultater

Appendiks D – Regelverk

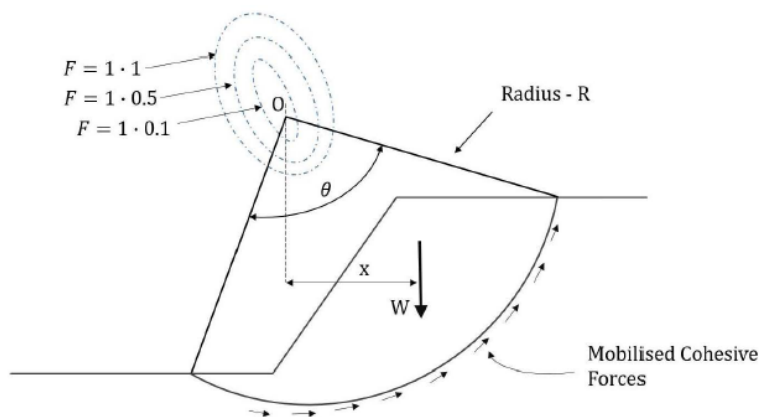
Appendiks A – Supplerende teori

A.1 LEM metoder

For likevektberegninger i deterministiske stabilitetsanalyser kan det skilles mellom to hovedtyper av metoder; sirkulære skjærflater der massen over bruddplanet er vurdert som én enhet og lamellemetoden for sammensatte skjærflater der bruddplanet inndeles i vertikale lameller (J. Michael Duncan, 2014). Statistiske likevekter som benyttes i metodene er horisontal og vertikal kraftlikevekt samt momentlikvekt om senteret i bruddsirkelen.

- **Sammenhengende sirkulære skjærflater**

Stabilitetsvurdering av intakte sirkulære skjærflater (fra engelsk "single free-body method") betegner metoder som beskriver skråningen som en sammenhengende bruddflate deriblant "The Infinite Slope Method" og "the Swedish slip Circle method". Sistnevnte metode benytter momentlikevekt for stabilitetsvurderinger av sirkulært sammenhengende bruddflater illustrert i Figur 0-1. Skråningens sikkerhetsfaktor er definert som ratioen av motstående og drivende momentbidrag om skråningens senterpunkt (O) uttrykt i likning A-1.



Figur 0-1: skråning og lokalisering av kritisk bruddplan. Chowdhury et al., 2010].

$$(A-1) \quad F = \frac{M_r}{M_d} = \frac{sR^2\theta}{Wx}$$

Der,

F : sikkerhetsfaktor

M_r : motstående momentbidrag

M_d : drivende momentbidrag

s : tilgjengelig skjærstyrke langs bruddplan

R : radius

θ : vinkel for bruddplan

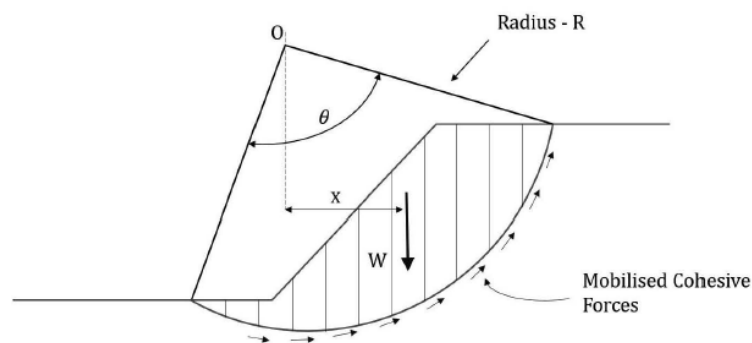
W : vekt av jordmasse

x : Horisontal avstand til senterpunkt O

En sirkulærsylindrisk skjærflate vil ikke nødvendigvis ta tilstrekkelig hensyn til beliggenheten til evt. bløte lag eller områder der det er grunt til berg og den virkelige brudd ikke vil følge antatt sirkulært glideplan (Vegdirektoratet, Geoteknikk i vegbygging Håndbok V220, 2018). Anvendelse av metoden er derfor best i homogent materiale og i profil der dybde til grunnfjell er kartlagt.

- **Lammelemetode**

Ved å dele skredmassen opp i vertikale lameller, kan stabiliteten av hver lamell vurderes individuelt basert på egenvekt og bredde. Denne oppdelingen gir en mer nøyaktig representasjon av virkeligheten ved kompleks geometri, varierende materialegenskaper og eksterne laster (Abrahamson, 2002).



Figur 0-2: stabilitetsanalyse i skråning ved bruk av lamellemetoden (Abrahamson, 2002).

Ved inndeling av n antall lameller vil stabiliteten i skråningsprofilen kunne beskrives med $6n-2$ antall ukjente illustrert i Figur 0-3. Grunnet $4n$ mulige likevektligninger for å løse kraftlikevekt i vertikal og horisontal retning samt for momentet om punkt 0, er det nødvendig å utføre en rekke forenklinger av virkeligheten. Disse forenklingene varierer mellom ulike lamellemetoder, men må være $2n-2$ ukjente for at den statiske likevekten skal være løselig. Mens Fellenius' ordinære lamellemetode (1936) (fra engelsk "Ordinary Method of Slices") neglisjerer interne krefter mellom lamellene vil Morgenstern and Price metoden (1965) inkludere dette i beregningene. Figur 0-4 indikerer interne skjærkrefter (T) som kan beregnes ved uttrykket i formel A-2.

$$(A-2) \quad T = \lambda f(x)E$$

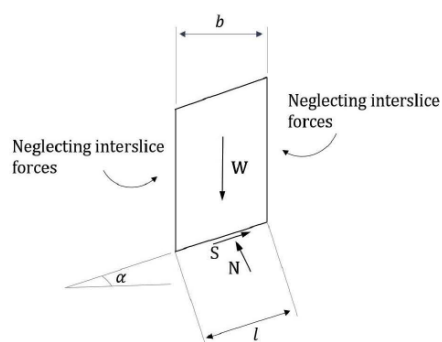
der,

T : interne skjærkrefter mellom lamellene

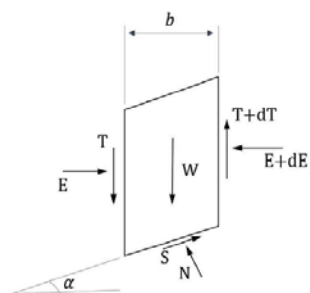
λ : empirisk skaleringsfaktor

E : normalkrefter mellom lamellene

$f(x)$: vilkårlig funksjon



Figur 0-3: utsnitt av en lamell fra et skråningsprofil



Figur 0-4: Morgenstern-Price (1965) utsnitt av lamelle fra skråningsprofil og inkluderte krefter

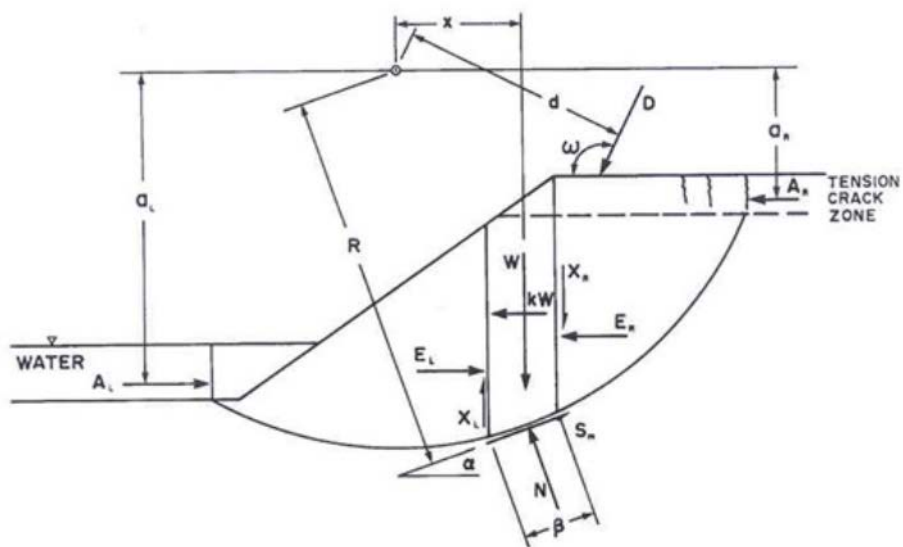
Likevektlikninger som ligger til grunne for Beast (1988) stabilitetsberegninger er uttrykt for x-retning i A-3, for y-retning i A-4 og for moment i A-5. Resulterende uttrykk for bruddplanets sikkerhetsfaktor uttrykkes i formel A-6. Krefter benyttet i formlene er illustrert i figur 0-5 for et skråningsprofil og i figur 0-6 for en lamelle ved anvendelse av lamellemetoden for likevektberegning i skråningsprofilet.

$$(A-3) \quad \sum F_x = 0 \rightarrow E_1 + W_x - E_2 + N * \sin\beta - (S + SS) * \cos\beta = 0$$

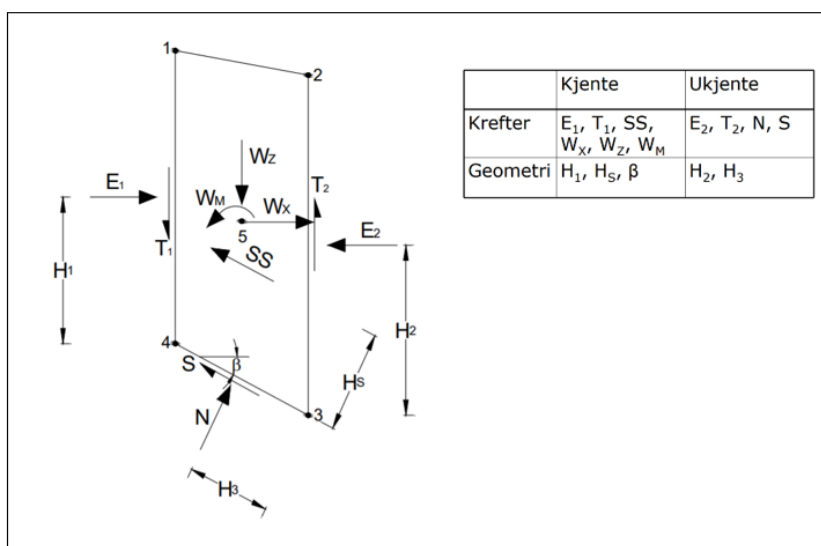
$$(A-4) \quad \sum F_z = 0 \rightarrow T_1 + W_x - T_2 + N * \cos\beta - (S + SS) * \sin\beta = 0$$

$$(A-5) \quad \sum M_3 = 0 \rightarrow T_1 * (X_2 - X_1) - E_1 * (H_1 + (Z_3 - Z_4)) + W_M + W_Z * (X_3 - X_5) - W_x * (Z_3 - Z_5) + SS * H_S + E_2 * H_2 - N * H_3 = 0$$

$$(A-6) \quad F_r = \frac{\sum(c' \beta \cos\alpha + (N - u\beta) \tan\phi' \cos\alpha)}{\sum N \sin\alpha + \sum kW - [D \cos\omega] \pm A}$$



Figur 0-5: Krefter som virker på en skrånning ved anvendelse av lamellemetoden. Fredlund & Krahn (1977)



Figur 0-6: inngående krefter for likevektsberegning ved bruk av Morgenstern and Price metode for lamelleinndeling av skråningsprofil.

A.2 Betinget sannsynlighet

For betinget sannsynlighet er sannsynligheten for en hendelse A avhengig av sannsynligheten til en annen hendelse B. Sannsynligheten for A gitt $P(B) \neq 0$ er som følger:

$$(A - 7) \quad P(A|B) = \frac{A \cap B}{P(B)}$$

Der,

$$P(A|B) = P(A)$$

$$P(B|A) = P(B)$$

$$P(A \cap B) = P(A)P(B)$$

For å kunne beregne sannsynligheten av et utfall ved lite tilgjengelig informasjon, kan utledede sannsynlighetsteorem benyttes (Alfredo H-S. Ang, Probability Concepts in Engineering Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering, 2007). Multiplikasjonsregelen vist i formel 2-21 er utledet fra teoremet om total sannsynlighet der forekomst av et utfall er avhengig av at et annet utfall ikke inntreffer. Hendelser som ikke kan inntreffe på samme tid betegnes som disjunkte og beskrives av et utfallsrom $E_1, E_2 \dots E_n$ som inkluderer samlet alle mulige utfall.

$$(A - 8) \quad P(A) = P(A|E_1)P(E_1) = P(A|E_2)P(E_2) + \dots + P(A|E_n)P(E_n)$$

Der,

$$P(A|E_i)P(E_i) = P(E_i|A) P(A)$$

Dersom det er ønskelig å finne sannsynlighet for et av utfallene, E_i , i utvalget kan den inverse sannsynligheten av likning 2-21 beregnes. Denne utledningen betegnes som Bayes' teorem og forekomst av en hendelse, E_i , avhenger av at en annen hendelse, A, allerede har inntruffet (Alfredo H-S. Ang, Probability Concepts in Engineering Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering, 2007). Sannsynligheten for A, $P(A)$, er i disse tilfellene kjent.

$$(A - 9) \quad P(E_i|A) = \frac{P(A|E_i) P(E_i)}{P(A)}$$

Betinget sannsynlighet av skråningsstabilitet kan anvendes ved å anta at sikkerhetsfaktoren (F) er over 1 for en skråning som står stabilt i dag. Resulterende sannsynlighetsfordeling av sikkerhetsfaktoren kan dermed defineres som følger:

$$(A - 10) \quad F(f) = P[FS < f \mid FS > 1]$$

Der,

$$P[FS < f \mid FS > 1] = \frac{P[FS < f \text{ og } FS > 1]}{[FS > 1]}$$

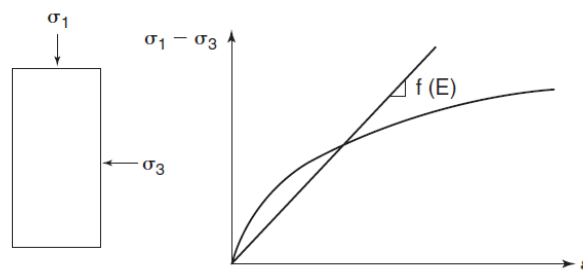
A.3 Deformasjon

Forflytning i et jordprofil kan beskrives av vektorer i x, y og z retning. Dersom forflytningene i de tre dimensjonene ikke er tilsvarende, vil resulterende avvik i form av volumendring karakteriseres som tøyning, også kalt deformasjon uttrykt i likning 2-6 (Verruijt, 2018). En positiv deformasjon forbindes med økt volum i form av svelling, mens negativ deformasjon forbindes med minsket volum og resulterende setninger (Verruijt, 2018). Jordas deformasjonsegenskaper baseres på spenning-tøyningsforhold samt kunnskap om tidligere geologisk prosesser og spenningsforhold (A. Keith Turner, 1996). Deformasjon har nær tilknytning til stabilitetsforholdene i en skråning og skyldes hovedsakelig eksternt påførte krefter eller endringer i jordsammensetning tilknyttet temperatur, vannmetning og kjemisk sammensetning (A. Keith Turner, 1996) & (Briaud, 2013).

(Briaud, 2013) inndeler faktorer som påvirker deformasjonsmodulus i "state factors" og "loading factors", der førstnevnte betegner romvekt, morfologi, vannmetning, spenningshistorie og sementering, mens "loading factors" beskrives av spenning-tøyning nivå, tøyningsrate, dreneringsforhold og antall last-avlastnings sykluser som benyttes (Briaud, 2013).

$$(A-11) \quad \varepsilon_{vol} = \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}$$

Deformasjonsforløpet av jordarter deles inn i lineær elastisk materialoppførsel karakterisert av en lineær spenning-tøyning kurve, og ikke-lineær plastisk materialoppførsel karakterisert av en krum spenning-tøyning kurve (Figur 0-1) (Briaud, 2013). Elastisitet betegner materialets evne til å gjenoppta opprinnelig form etter spenningspåvirkning, mens et plastisk materiale oppnår en irreversibel formendring ved økte spenninger. En lineær elastisk materialoppførsel gjelder ved homogene og isotrope spenningsforhold og beskrives av Young's modulus for elastisitet E (likning A-12) samt Poisson's ratio ν (likning A-13). En anisotrop sammensetning, plastisk deformasjon, kryp og dilatans argumenterer for et ikke-elastisk deformasjonsforløp av jord (Verruijt, 2018).



Figur 0-1: figur 14.3 slopestab_2013

$$(A-12) \quad E = \frac{\sigma_1 - 2\nu\sigma_3}{\varepsilon_1}$$

$$(A-13) \quad \nu = -\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1}$$

Kunnskap om tidligere spenningsforhold i jordarten er svært nyttig for å avgjøre in situ styrkeegenskaper i løsmasser (Verruijt, 2018). Forkonsolideringsspenningen σ'_p indikerer den største tyngden jorda har blitt utsatt for, og er ofte høyere enn in situ spenningsverdier grunnet forvitring og erosjon av tidligere overliggende løsmasser. Forholdet mellom forkonsolideringsspenningen og dagens spennings situasjon betegnes av konsolideringsgrad (OCR) gitt i likning 2-8 (Briaud, 2013). Jordas styrkeegenskaper vil forbli relativt stiv så lenge spenningsforholdet holdes under jordas forkonsolideringsspenning. Dersom denne verdien overgås, vil leiras oppførsel være bløtere. Basert på dette spenningsforholdet navngis leira som overkonsolidert ($\sigma'_{ov} < \sigma'_p$)

dersom tidligere spenninger overgår dagens situasjon, og normalkonsolidert ($\sigma'_{ov} = \sigma'_p$) ved uendrede forhold. I noen sjeldne tilfeller opplever leira høyere spenninger i dag naturlig sammenliknet med historiske forhold, da betegnes den som underkonsolidert ($\sigma'_{ov} > \sigma'_p$). OCR varierer fra 1 for normalkonsoliderte leirer til 5 for sterkt overkonsoliderte leirer, der verdier mellom 1,5 og 2,5 er mest vanlig (Verruijt, 2018).

$$(A-14) \quad OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{ov}}$$

Der,

OCR: grad av overkonsolidering

σ'_p : forkonsolideringsspenning

σ'_{ov} : effektiv vertikalspenning på prøvedypde

Ved kjent overkonsolideringsforholdet, OCR , og plastisitetsindeks, I_p , kan korrelasjonsfaktorer N_{kt} , $N_{\Delta u}$ og N_{ke} brukes til estimering av udrenert skjærstyrke (K. Karlsrud, 2005). Respektive korrelasjoner baseres på netto korrigert spissmotstand, overskuddsporetrykket og korrigert spissmotstand med målt poretrykk.

Korrelasjonen mellom in situ poretrykksmålinger (u) og udrenert skjærfasthet i CPTU-sonderinger uttrykkes som vist i formel A-15.

$$(A-15) \quad S_{u,\Delta u} = \frac{\Delta u_2}{N_{\Delta u}}$$

Der,

$$N_{\Delta u} = 6,9 - 4,0 * \lg(OCR) + 0,07 * I_p \text{ for } S_t < 15$$

$$N_{\Delta u} = 9,8 - 4,5 * \lg(OCR) \text{ for } S_t > 15$$

Uttrykket for forholdet mellom udrenert skjærfasthet og konusmotstand (k_t) er som følger:

$$(A-16) \quad S_{u,kt} = \frac{q_n}{N_{kt}}$$

Der,

$$N_{kt} = 7,8 + 2,5 * \lg(OCR) + 0,082 * I_p \text{ for } S_t < 15$$

$$N_{kt} = 8,5 + 2,5 * \lg(OCR) \text{ for } S_t > 15$$

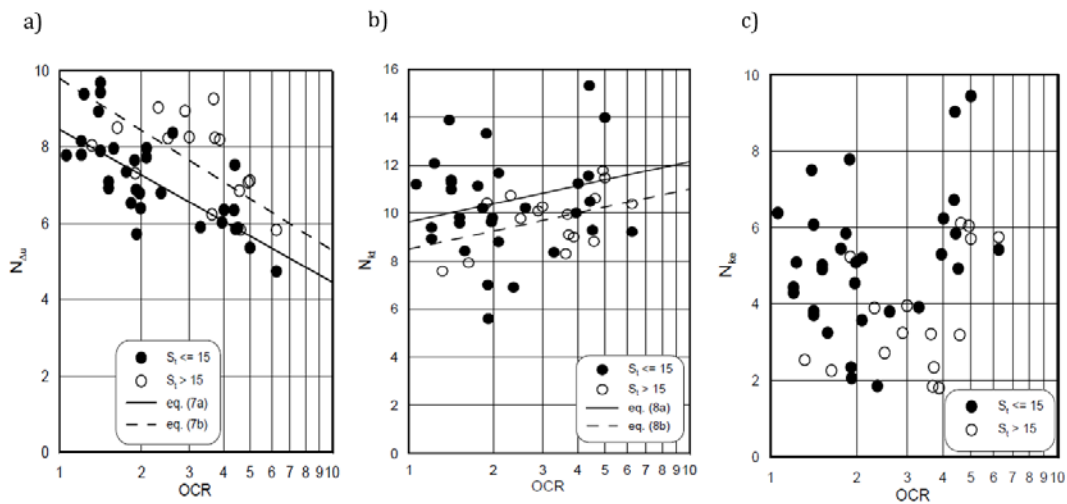
Uttrykket for forholdet mellom udrenert skjærfasthet og konusmotstand (k_t) er som følger:

$$S_{u,ke} = \frac{q_t - u_2}{N_{ke}}$$

Der,

$$N_{ke} = 11,5 - 9,05 * B_q \text{ for } S_t < 15$$

$$N_{ke} = 12,5 - 11,0 * B_q \text{ for } S_t > 15$$



Figur 0-2 a-c: CPTU-korrelasjoner basert på poretrykk N_{du} (a), spissmotstand N_{kt} (b) og konusfaktor N_{ke} (c)

Appendiks B – Bakgrunn for Hønefoss

B.1 FRE16

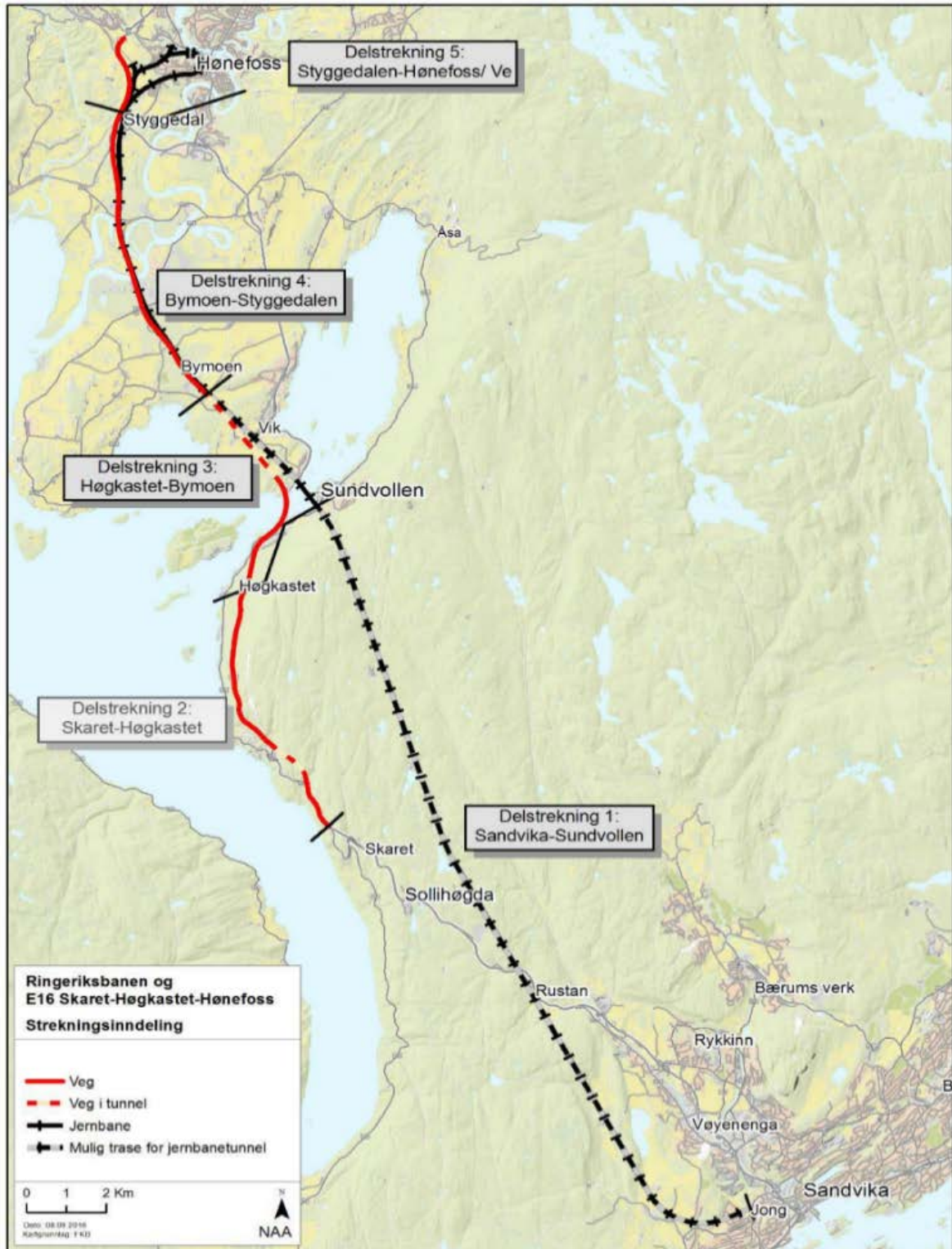
B.1.1 Beskrivelse av prosjektet

Fellesprosjektet Ringeriksbanen og Nye E16 forkortet FRE16, er et delprosjekt av InterCity-utbyggingen i Oslo der Bane NOR har som målsetning å bygge 270 km med nytt dobbeltspor innen 2034. Ringeriksbanen utgjør 40 km nytt dobbeltspor på strekningen mellom Oslo og Hønefoss, noe som vil korte ned reisetiden med tog mellom Sandvika og Hønefoss på en time. 23 km av traseet vil gå gjennom tunnel og det er planlagt flere lange brostrekker. Planlagte utbedringer i tilknytning til studerte skråningsprofil inkluderer nytt dobbeltspor gjennom Storskjæringa og inn til Hønefoss stasjon. Følgelig utvides dagens ettsports jernbane gjennom Storskjæringa, til totalt tre spor og en bredde på 35 meter på det meste. Det er i tillegg planlagt etablering av et nytt bolig – og næringsbygg i foten av søndre skråning på Hønefoss stasjon.

Formålet med FRE16 er en kortere reisetid med Bergensbanen samt tilknytte Hønefoss-området med Oslo for et felles bolig -og arbeidsmarked. Oppstart av prosjektet er planlagt til overgangen 2021/22 med en forventet ferdigstillelse i 2028/29.

Formålet med probabilistiske analyser av skråningsstabilitet for FRE16 er at probabilistiske beregninger skal bidra til å se på om resultatet fra beregningene kan benyttes som grunnlag/støtte i en faglig argumentasjon for å redusere omfanget av stabilitetstiltak noe i forhold til de tiltakene som er nødvendig for å heve sikkerheten i opp til 1,6.

Prosjektområdet for planlegging av ny Ringeriksbane er inndelt i fem delstrekninger, der Hønefoss er del av delstrekning 5. En oversikt over strekningene kan sees på kartet i Figur 0-1 (Multiconsult, 2019).



Figur 0-1: (Multiconsult, 2019)

B.2 Geologisk bakgrunn

Etter siste istid i perioden Yngre Dryas for omkring 10 000 år siden, hadde massive breer skurt ned grunnfjellet og resultert i en tykk avsetning av morenemateriale. Hønefoss er del av israndavsetningen ved navn Hauer setertrinnet som strekker seg fra Notodden i sørvest til Magnor i nordøstlig retning. Hauer setertrinnet representerer området der brekanten stod for ca. 9600 år siden. Moreneavsetningene som tilhører Hauer setertrinnet er avsatt raskt som et resultat av stor smelting av breen, og dermed med store mengder smeltevann i breelvene. Avsetningstiden kan ha vært så liten som noen tiår (Tuttle, 1997).

I takt med isens tilbaketrekning, trakk havvannet seg stadig lenger innover i landskapet i dype, utgravde fjorder fra gjentatte vekslinger mellom istider og mellomistider. Følgelig ble avsetningsmiljøet i Hønefoss endret fra et glasialt til et marint miljø under havnivået. Det stillestående havvannet gjorde sedimentering av de minste fraksjonene av leire og silt mulig. Saltet i havvannet medførte fnokking av leirpartiklene, der van der Waalske krefter medførte sterke ionebindinger mellom de flate leirpartiklene. Resulterende avsetning ble en stabil korthusstruktur når leirpartiklene sedimenterte på havbunnen. De marine avsetningene kan finnes opp mot 220 meter over dagens havnivå i Hønefoss-traktene. Disse avsetningene påtreffes over morenelaget i Hønefoss sentrum.

Det marine avsetningsmiljøet gikk fra Hønefoss og videre nordover i de tre hoveddalstrøkene langs Sokna i Soknedalen, langs Begna i Ådalen og langs Randselva. I disse dalsøkkene vokste store smeltevannselver frem ettersom isen trakk seg tilbake fungerte som transportbånd for sedimenter av ulike fraksjoner. Fraksjonene ble avsatt gradert nedover i elveløpet avhengig av elvas energinivå og resulterte i mektige deltaavsetninger av sorterte, glasifluviale sedimenter akkumulert i leiravsetningene. Dette sandlaget har kommet frem på overflaten i nærheten av elveløp og i dalstrøk deriblant ravedalen som forbinder Storskjæringa med stasjonsområdet i Hønefoss sentrum.

Etter hvert som landet hevet seg ble stadig større deler av tidligere fjordbunn tørrlagt og følgelig eksponert for ytre krefter. Prosjektområdet gikk fra et marint avsetningsmiljø til strandsone der elvene Sokna, Begna og Randselva har avsatt sortert sand – og grusfraksjoner. Følgelig finnes mektige glasifluviale avsetninger i Hønefoss-traktene,

deriblant Eggemoen, Hensmoen, Grønvoldsmen, Kilemoen og Frikkemoen. Disse avsetningene utgjør graderte deltaavsetninger som påtreffes på plataet øst for jernbanetraseet i Hønefoss.

Da isbreene hadde smeltet helt bort var det ikke lenger smeltevann fra breer som formet landskapet, men vann fra elver. Avsetningsmiljøet endret seg dermed fra glasifluvialt til fluvialt, og det er disse eroderende kreftene som har gravd ut store mengder løsmasser og formet dagens ravinelandskap på Ringerike, deriblant ravedalen der Hønefoss stasjon og jernbanetraseen gjennom Storskjæringa er lokalisert. Ettersom ravinelandskapet har tatt form, har også hydrologiske forhold i grunnen blitt påvirket. Tørrlagte marine avsetninger kan utsettes for utvasking av salt ved infiltrering av vann fra sigevann og grunnvannstrømmer. Når saltet er utvasket vil det gjenværende porevannet inneholde en for lav saltkonsentrasjon (Torleif Dahlin, 2013) for å kunne holde kornstrukturen stabil. Dersom saltkonsentrasjonen er under 1 g/L ansees som kvikt (Vegdirektoratet, Håndbok V220 Geoteknikk i veibygging, 2018).

Skred av sensitiv leire betegnes som raske til ekstremt raske strømmer av flytende leire grunnet omrøring gjennom et eller flere retrogressive brudd (Oldrich Hungr, The Varnes classification of landslide types, an update, 2014). Skredene er en direkte følge av bratte og høye skråninger. Når skråninger når kritiske verdier for høyde eller helning, utløses større og mindre skred. For naturlig hellende terreng er faren for kvikkleireskred liten når helningen er mindre enn 1:15. Ved en for stor påkjenning i form av last eller bevegelse vil strukturen av leirkornene endres betraktelig ved omrøring, og de stabile fysiske egenskapene i den faste leira reduseres kraftig. Den marine leira anses da som kvikk, karakterisert som sprøbruddoppførsel. Konsekvensene av brudd i denne typen materiale kan være fatale, da kornstrukturen vil kollapse slik at porevannet frigjøres og massene går fra fast til flytene i løpet av kort tid. Kvikkleire som ikke er utløst i et skred, vil seinere kunne gli ut når forholdene ligger til rette. Påviste faresoner gir indikasjon om slike steder. Kartlegging av områder med forekomst av kvikkleire er derfor svært viktig.

B.3 Supplerende datagrunnlag

Resulterende spenningsplott til bruk av tolkning av friksjonsvinkel er vist for profil 1

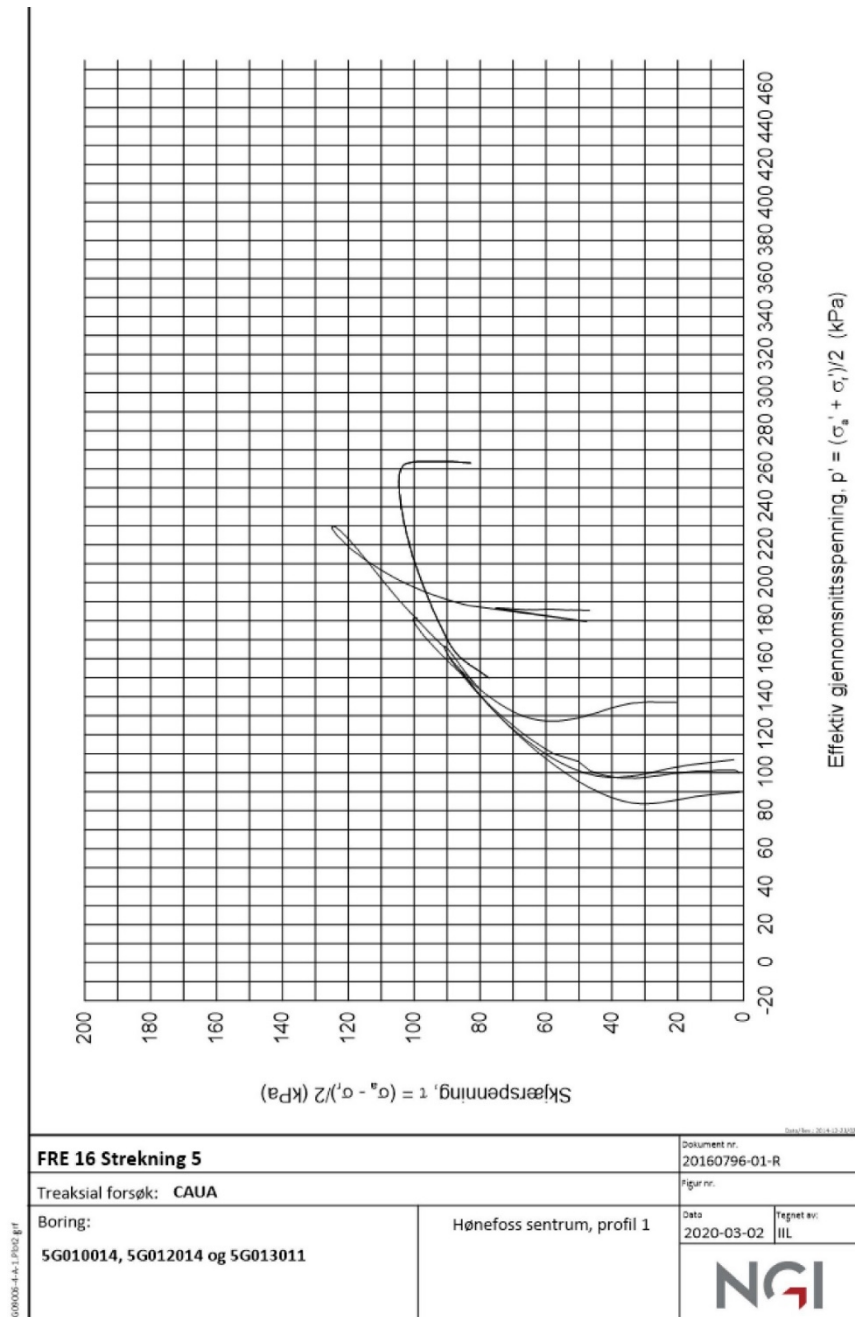


Figure 0-1: treaksielle trykkforsøk tilhørende skråningsprofil 1.

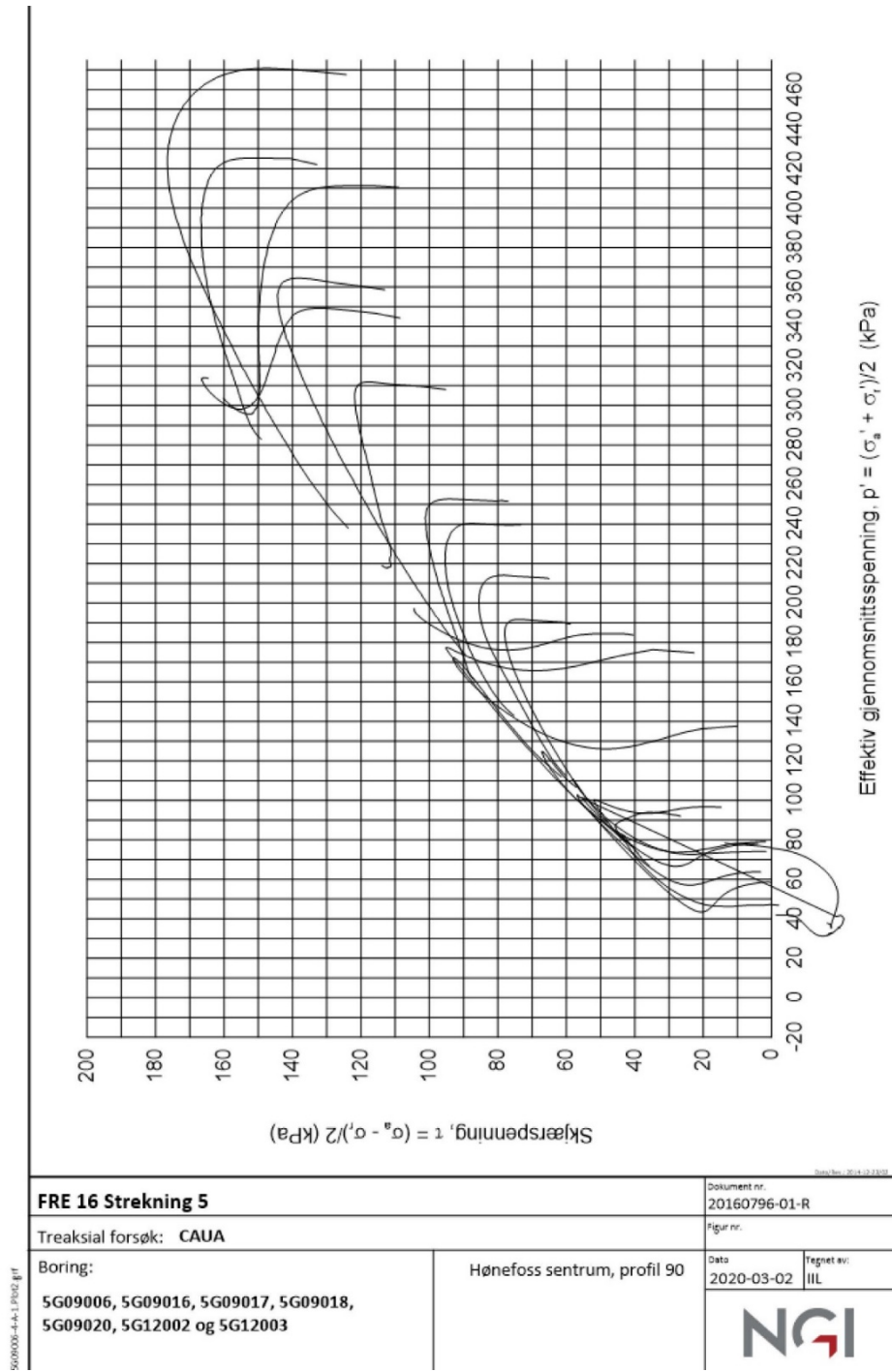


Figure 0-2: eaksielle trykkforsøk tilhørende skråningsprofil 90.

Appendiks C – Supplerende resultater

C.1 Plastisitetsindeks (Ip)

Sammenstilling av forhold mellom passiv og aktiv (s_uP/s_uA), samt direkte og aktiv (s_uD/s_uA) udrenert skjærstyrke. P1

Boring	Dybde [m]	Ip profil 1	s_{uD}/s_{uA} [kPa]	s_{uP}/s_{uA} [kPa]
5G10014	20,25	13,1	0,64	0,36
	27,28	17,7	0,66	0,38
5G12014	6,50	12,3	0,64	0,36
	7,52	18,8	0,67	0,38
	8,32	11,5	0,64	0,36
5G13011	11,56	13,2	0,64	0,36
	15,45	10,2	0,63	0,35
Gjennomsnitt			0,646	0,364

Sammenstilling av henholdsvis forhold mellom direkte og aktiv (s_uD/s_uA), samt passiv og aktiv udrenert skjærstyrke (s_uP/s_uA) P90

Boring	Dybde [m]	Ip profil 1	s_{uD}/s_{uA} [kPa]	s_{uP}/s_{uA} [kPa]
5G09017	7,40	19,0	0,67	0,41
5G09018	9,28	19,2	0,67	0,36
	16,58	16,4	0,66	0,37
	7,10	19,6	0,67	0,45
5G12003	2,18	18,0	0,66	0,45
	4,40	18,0	0,66	0,38
	4,80	17,0	0,66	0,40
	6,20	15,0	0,65	0,34
	6,80	15,0	0,65	0,36
	7,75	22,0	0,68	0,38
	8,92	19,0	0,67	0,38
	9,18	15,0	0,65	0,37

	10,12	14,0	0,65	0,33
	10,72	11,0	0,63	0,31
	12,50	9,0	0,63	0,34
	13,70	9,0	0,63	0,25
	14,60	12,0	0,64	0,37
	14,90	9,0	0,63	0,29
	2,47	20,0	0,67	0,38
	4,12	15,0	0,65	0,40
Gjennomsnitt			0,654	0,366

Appendiks B – Regelverk

D.1 Tiltakskategorier

Tiltakskategorier tilknytte utbygging av jernbane. Krav om tiltak bestemmes av faregrad i området ved utbygging (NVE, Sikkerhet mot kvikkleireskred, 2019).

Tabell 0-1: Krav til sikkerhet i områder med fare for skred i sprøbruddmaterialer. Gjelder tiltakskategorier K2-K4 der det er nødvendig å identifisere, avgrense og faregradsevaluere hele faresonen (NVE, Sikkerhet mot kvikkleireskred, 2019).

Tiltakskategori. Type tiltak som inngår i tiltakskategorien	Hvordan oppnå tilfredsstillende sikkerhet for ulike faregrad		
	Faregrad før utbygging: Lav	Faregrad før utbygging: Middels	Faregrad før utbygging: Høy
<p>K2: Tiltak som er nevnt under kategori K1 når tiltaket vil påvirke stabiliteten negativt dersom det ikke gjennomføres stabiliserende tiltak utenom selve tiltaket.</p> <p>Dersom tiltaket medfører tilflytting av personer skal tiltaket plasseres i tiltakskategori K3 eller K4.</p>	<p>a) Stabilitetsanalyse som dokumenterer sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller</p> <p>b) Ikke forverring **</p> <p>Kvalitetssikres av kollega.*</p>		<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller</p> <p>b) Ikke forverring hvis $F > 1,2$, eller</p> <p>c) Forbedring hvis $F \leq 1,2$, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>
<p>K3: Tiltak som medfører tilflytting av personer med inntil to boenheter, begrenset personopphold eller tiltak med stor verdi (utover tiltak i K0-K2). Ved planlagt større tilflytting/ personopphold gjelder K4.</p> <p>Eksempler er bolighus og fritidsbolig med inntil to boenheter, større driftsbygninger i landbruket, mindre utendørs publikumsanlegg, mindre næringsbygg, større VA-anlegg.</p>	<p>a) Stabilitetsanalyse som dokumenterer sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller</p> <p>b) Ikke forverring**</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller</p> <p>b) Ikke forverring hvis $F \geq 1,2$, eller</p> <p>c) Forbedring hvis $F < 1,2$, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller</p> <p>b) Forbedring hvis $F < 1,4$, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>
<p>K4: Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold enn tiltak i K3 samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner.</p> <p>Eksempler er mer enn to eneboliger /fritidsboliger, rekkehus/boligblokk, bolig- og hyttefelt, skole og barnehage, sykehjem, større næringsbygg, kontorbygg, idretts- og industrianlegg, større utendørs publikumsanlegg, lokale beredskapsinstitusjoner.</p>	<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller</p> <p>b) Forbedring hvis $F < 1,4$, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>		<p>Stabilitetsanalyse som dokumenterer:</p> <p>a) Sikkerhetsfaktor for områdestabilitet $F \geq 1,4$ eller</p> <p>b) Vesentlig forbedring hvis $F < 1,4$, se figur 5.1.</p> <p>Kvalitetssikres av uavhengig foretak*</p>

* Se kapittel 5.3.

** Det er ikke nødvendig med fullstendig utredning av sonen. Selve tiltaket kan utføres med et tilhørende stabiliserende tiltak for å oppnå "ikke forverring" av områdestabiliteten.