

Rapport

Oppdragsgiver: **Varghiet Skoger AS**

Oppdrag: **Vorphaugen gård
Utbyggingsområde**

Emne: **Geoteknisk vurdering
Regulering**

Dato: **10. mai 2010**

Rev. - Dato

Oppdrag- /
Rapportnr. **413725 - 2**

Oppdragsleder: **Håvard Narjord**

Sign.:



Saksbehandler: **Roar Skulbørstad/
Håvard Narjord**

Sign.:

Kontaktperson
hos Oppdragsgiver: **Martin Grimsrud**

Sammendrag:

Foreliggende rapport omfatter beregninger og vurderinger av reguleringsforslag for Vorphaugen gård, datert 18.03.2010.

Nordre del av reguleringsområdet ligger i kvikkleiresone, og det er derfor utført analyser og vurdering av stabilitetsforholdene i henhold til NVE Retningslinjer 1/2008. "Retningslinjer for planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag."

Rapporten inneholder klassifisering og forslag til utbredelse av kvikkleiresone. På grunnlag av utført klassifisering klassifiseres sonen i middels faregradsklasse.

Analysene har vist at det er behov for stabilitetsforbedende tiltak ved støttefylling på sørøstre del av området. Videre frarår vi utbygging på to tomter på sørøstre del.

I reguleringsbestemmelsene må det inngå krav om geoteknisk dokumentasjon av tiltak i kvikkleireområdet.

Før reguleringsplan sendes til høring forutsettes geoteknisk kontroll av denne.

0	10.05.10	Utsendt for tredjepartskontroll	ROS/HAN	ARV	OAA
Utg.	Dato	Tekst	Utarb.av	Kontr.av	Godkj.av

Innholdsfortegnelse

1.	Innledning.....	4
2.	Grunnlag.....	5
3.	Topografi og grunnforhold.....	5
3.1	Topografi.....	5
3.2	Grunnforhold.....	5
3.3	Grunnvann.....	6
4.	Utredning av fare for kvikkleireskred	7
4.1	Generelt.....	7
4.2	Faregradsevaluering	7
4.2.1	Generelt.....	7
4.2.2	Utbredelse av kvikkleire	7
4.2.3	Faregradsevaluering	9
4.3	Skredtype og maksimal utbredelse av skred.....	10
4.4	Sikkerhetsprinsipper	11
4.4.1	Geotekniske problemstillinger	11
4.4.2	Geoteknisk prosjektklasse.....	11
4.4.3	Dimensjonerende laster og lastfaktorer.....	12
4.5	Materialparametre	12
4.5.1	Tolkning av beregningsparametre.....	12
4.6	Stabilitet	17
4.6.1	Beregningsverktøy	17
4.6.2	Beregninger	18
4.6.3	Vurdering av stabilitet.....	18
5.	Vurdering av planforslag datert 18.3.10.....	20
6.	Kritiske momenter.....	21
7.	Referanser.....	22

Tegninger

413725 -0	Oversiktstegning
-1	Borplan
-40.6	CPTU BP.2, udrenert skjærstyrke, s_{ud} , korrelert mot B_q
-40.7	CPTU BP.2, udrenert skjærstyrke, s_{ud} , korrelert mot S_b , OCR og I_p
-40.8	CPTU BP.2, udrenert skjærstyrke, s_{ud} , SHANSEP-analyse
-40.9	CPTU BP.2, prekonsolideringsspenning, p_c
-40.10	CPTU BP.2, overkonsolideringsgrad, OCR

- 40.11 CPTU BP.2, deformasjonsmodul, M_{OC} og M_{NC}
- 41.6 CPTU BP.3, udrenert skjærstyrke, s_{uA} , korrelert mot B_q
- 41.7 CPTU BP.3, udrenert skjærstyrke, s_{uA} , korrelert mot S_b , OCR og I_p
- 41.8 CPTU BP.3, udrenert skjærstyrke, s_{uA} , SHANSEP-analyse
- 41.9 CPTU BP.3, prekonsolideringsspenning, p_c'
- 41.10 CPTU BP.3, overkonsolideringsgrad, OCR
- 41.11 CPTU BP.3, deformasjonsmodul, M_{OC} og M_{NC}
- 42.6 CPTU BP.10, udrenert skjærstyrke, s_{uA} , korrelert mot B_q
- 42.7 CPTU BP.10, udrenert skjærstyrke, s_{uA} , korrelert mot S_b , OCR og I_p
- 42.8 CPTU BP.10, udrenert skjærstyrke, s_{uA} , SHANSEP-analyse
- 42.9 CPTU BP.10, prekonsolideringsspenning, p_c'
- 42.10 CPTU BP.10, overkonsolideringsgrad, OCR
- 42.11 CPTU BP.10, deformasjonsmodul, M_{OC} og M_{NC}
- 79 Treaksialforsøk, tolket styrke, arbeidskurve
- 300 Profil A-A, stabilitetsberegning, dagens situasjon, $a\phi$ -analyse
- 301 Profil A-A, stabilitetsberegning, dagens situasjon, ADP -analyse
- 302 Profil B-B, stabilitetsberegning, dagens situasjon, $a\phi$ -analyse
- 303 Profil B-B, stabilitetsberegning, dagens situasjon, ADP -analyse
- 304 Profil C-C, stabilitetsberegning, dagens situasjon, $a\phi$ -analyse
- 305 Profil C-C, stabilitetsberegning, dagens situasjon, ADP -analyse
- 306 Profil C-C, stabilitetsberegning, anleggsfasen, $a\phi$ -analyse
- 307 Profil C-C, stabilitetsberegning, anleggsfasen, ADP -analyse
- 308 Profil D-D, stabilitetsberegning, dagens situasjon, $a\phi$ -analyse
- 309 Profil D-D, stabilitetsberegning, dagens situasjon, ADP -analyse
- 310 Profil E-E, stabilitetsberegning, dagens situasjon, $a\phi$ -analyse
- 311 Profil E-E, stabilitetsberegning, dagens situasjon, ADP -analyse
- 312 Profil E-E, stabilitetsberegning, motfylling, ADP -analyse

Vedlegg

1. Reguleringsforslag datert 18.03.2010

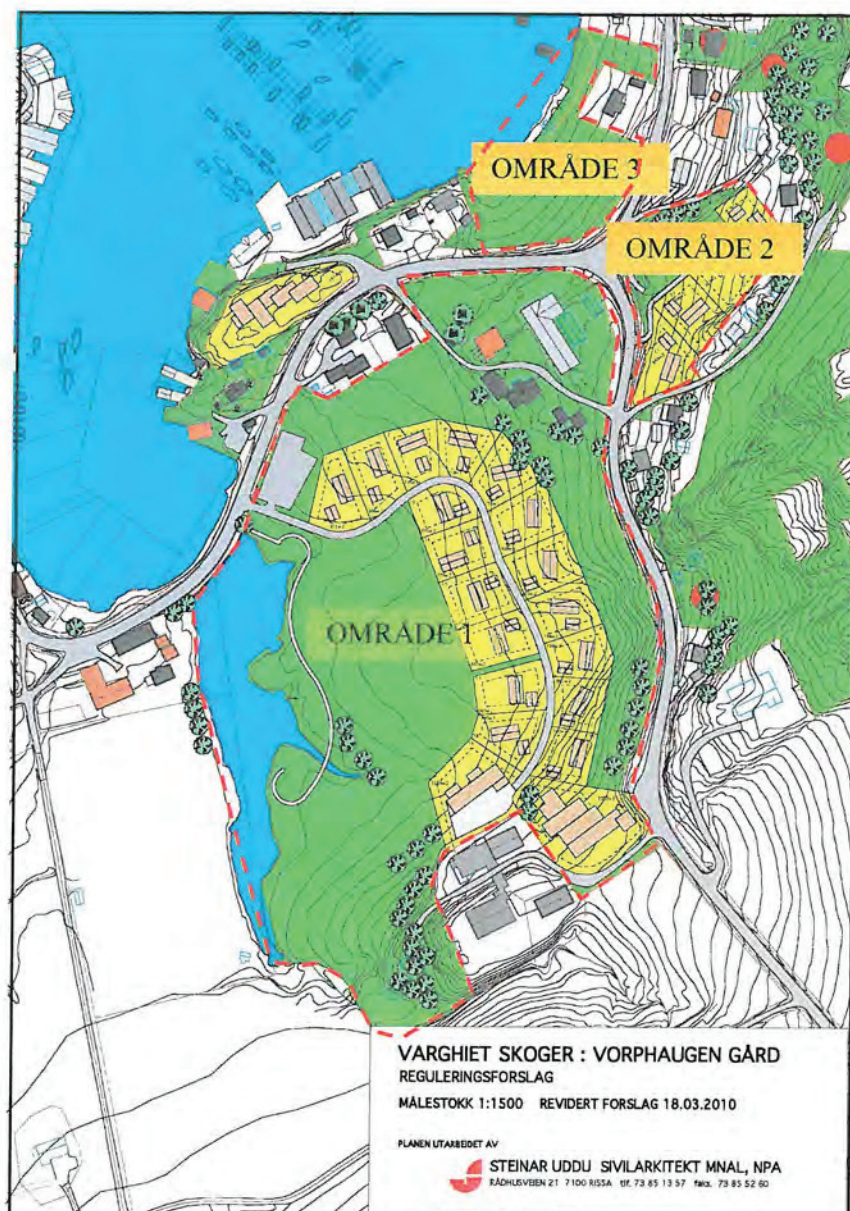
1. Innledning

Varghiet skoger AS planlegger utbygging på sin eiendom ved Vorphaugen gård i Råkvåg. Reguleringsarbeidet er i oppstartsfasen, og Multiconsult AS er engasjert for å utføre grunnundersøkelser og vurderinger av ønsket utbygging på området. På borplanen, tegning 413725-1, og i figur 1.1 har vi angitt 3 utbyggingsområder som undersøkelsene omfatter.

Det er ved undersøkelsene avdekket betydelige kvikkleireforekomster på utbyggingsområdene, og undersøkelser og vurderinger behandles derfor i henhold til NVE's Retningslinjer 1/2008 "Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag" (7).

Foreliggende rapport presenter utredning av risiko for kvikkleireskred, samt generelle geotekniske vurderinger for planlagt utbygging i henhold til reguleringsplanområdet vist i figur 1.1.

Figur 1-1: Reguleringsområdet



2. Grunnlag

Multiconsult AS har utført grunnundersøkelser for den planlagte utbygginga. Det vises til rapport nr. 413725-1 (2010).

Det er tidligere utført grunnundersøkelser ved Råkvåg. Tidligere geotekniske grunnundersøkelser i området framgår i hovedsak av følgende rapporter:

Rapport nr.	Firma	År	Oppdragsgiver	Oppdragsnavn
U 03	Statens Vegvesen	1958		Rapport om grunnundersøkelse ved havneområdet i Råkvåg, Stjørna

Resultater fra disse undersøkelsene er delvis innarbeidet i foreliggende rapport, se tegning nr. 413725-1.

Som høydereferanse i beregninger og på tegninger benyttes NGO's høydesystem.

3. Topografi og grunnforhold

3.1 Topografi

Hele området ligger i skrånende terreng øst for Råkabekken og sørøst for Råkvåg havn.

Delområde 1 omfatter i hovedsak dyrka jord ved Vorphaugen gård, og avgrenses av Fv 133 i øst og nord, Råkabekken i vest og tidligere sykehjem i sør. I sør og øst ligger skråningen nedenfor Fylkesvegen, med helning opptil 1:2. Skråningen blir slakere mot nord, helning ca 1:7. Vestover mot Råkabekken blir terrenget slakere med helning 1:10 og slakere. I sør opp mot tidligere sykehjem er det tilnærmet vertikal fjellskrent.

Delområde 2 omfatter et mindre område nordøst for fylkesvegen, og er jevnt skrånende terreng med gjennomsnittlig helning ca 1:6.

Delområde 3 er et skrånende område på nordsiden av fylkesvegen ned til sjøen, med gjennomsnittlig terrenghelning ca 1:6.

3.2 Grunnforhold

Undersøkelsene har vist at det er svært varierende grunnforhold på områdene. Fjelltopografien er kupert, med til dels meget bratte fjellpartier. Løsmassene består generelt av sand over leire som er kvikk på store deler. Ned mot fjell er det stedvis et grovere lag med mektighet opptil ca 2 m, mens det for øvrig er bløt leire ned til antatt fjell. På borplanen har vi også markert områder med registrert bart fjell.

Rutinedata

Prøvetaking viser at grunnen består av ca. 1 – 5 m sand/silt-masser over leire/kvikkleire. Vanninnholdet i sand/silt massene varierer mellom 8 og 24 % og mellom 15 og 43 % for leira/kvikkleira

Tyngdetettheten ligger generelt i området 19-21 kN/m³.

De målte verdiene på plastisitetsindeksen (I_p) er usikker da leira og kvikkleira inneholder stedvis mye sand og gruskorn. Det er av denne grunn vanskelig å bestemme utrullingsgrensa.

Se tegning nr. 413725-10 t.o.m. -12 i rapport nr. 413725-1 for geotekniske data.

Lagdeling

Det er for beregningene valgt å dele løsmassene inn i fire lag:

Lag 1: Vegfundament

Lag 2: Sand, siltig

Lag 3 Kvikkleire

Lag 4: Leire

3.3 Grunnvann

Det er satt ned fem hydrauliske poretrykksmålere. Disse er satt ned ved BP. 2 (2 stk), 7 (1 stk), og 10 (2 stk). Tabell 3.1 viser målt poretrykk fram til 24. mars 2010.

Tabell 3.1 Poretrykksavlesning

BP.	Kote terreng	Kote piezometerspiss	Løsmasser ved pz-spiss	Høyeste målte poretrykk, u [kPa]	Grunnvannsnivå fra poretrykk [kote]*
2	+4,4	+0,4	Kvikkleire	30,0	+3,4
2	+4,4	-4,7	Kvikkleire	>100,0	+5,2**
7	+5,1	+1,1	Leire	14,5	+2,5
10	+9,0	+5,0	Kvikkleire	30	+8,0
10	+9,0	-1,0	Kvikkleire	89,0	+7,9

* Hydrostatisk poretrykksfordeling

** Artesisk trykk

Poretrykksmålingene i borpunkt 2 viser at det er artesisk trykk ned mot berg.

Grunnvannstanden varierer normalt med årstider og nedbør. Erfaringsmessig kan grunnvannsnivået stå vesentlig høyere i perioder med nedbør og/eller snøsmelting.

Vinteren 2009/2010 har vært meget tørr og kaldere enn normalt. De målte poretrykkene er derfor trolig lavere enn normalt.

Poretrykksmålingene bør videreføres for å dokumentere poretrykkvariasjoner over tid.

4. Utredning av fare for kvikkleireskred

4.1 Generelt

Da det er påtruffet kvikkleire i deler av utbyggingsområdet må faren for skred utredes iht. NVEs Retningslinjer nr. 1/2008 "Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag".

Utredning av skredfaren utføres stegvis iht. følgende punkter:

- **Faregradsevaluering**
Faregradsevaluering omfatter å identifisere fareutsatt areal (utstrekning av faresone) samt å vurdere sannsynlighet for skred.
- **Vurdering av bruddtype og maksimal utbredelse av skred**
Vurdering av skredtype og utløsende skredfaktor (for eksempel initialskred og retrogressivt skred eller flakskred utløst ved progressiv bruddutvikling i sprøbruddmateriale). Utredninga omfatter videre vurdering av både løseområder og utløpsområder for skredmasser.
- **Stabilitetsanalyser**
Beregning av sikkerheten mot utglidning, både for dagens situasjon og for tiltak/ utbygging for de mest sannsynlige/kritiske glideflater.
- **Evt. utredning av stabilitetsforbedrende tiltak**
Utredning av stabiliserende tiltak som eventuelt må gjennomføres i og utenfor planområdet for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet.

4.2 Faregradsevaluering

4.2.1 Generelt

Området er ikke angitt som fareområde for kvikkleireskred, men på grunn av påvist kvikkleire kreves det i NVEs retningslinjer nr. 1/2008, vedlegg 1 (Teknisk veiledning) kapittel 3, at det bl.a. skal foretas faregradsevaluering.

4.2.2 Utbredelse av kvikkleire

Basert på utførte grunnundersøkelser, registrering av bart fjell og topografiske forhold, er det gjort en vurdering av kvikkleiresonens utbredelse. Dette har resultert i et forslag til kvikkleiresoner som vist på figur 4.1. Dette viser at det på området kan avgrenses 2 separate soner. En i sørvestre del på delområde 1 og en på nordsiden område, benevnt delområde 3.

Boringer der det er påvist eller med stor sannsynlighet antatt kvikkleire eller sprøbruddmaterialer er vist med rød ring.

Figur 4-1 Kvikkleireutbredelse



På grunnlag av undersøkelsene og registrert bart fjell vurderer vi at det er 2 separate kvikkleiresoner. Mot Råkvåg havn begrenses sonen av en fjellterskel, kfr. profil E-E i rapport 413725-1.

4.2.3 Faregradsevaluering

Det er utført faregradsevaluering for den antatt mest ugunstige delen av sonen før og etter gjennomføring av planlagt utbygging.

Faregradsevalueringen er utført iht. retningslinjer i NGI-rapport 20001008-2, rev. 3 datert 08.10.2008 "Vurdering av risiko for skred. Metode for klassifisering av faresoner, kvikkleire".

Evalueringen er utført iht. tabell 4.1 og 4.2 under.

Tabell 4.1 Grunnlag for evaluering av faregrad, hentet fra /12/.

Faktorer	Vekt-tall	Faregrad, score				
		3	2	1	0	
Tidl. skredaktivitet	1	Høy	Noe	Lav	Ingen	
Skråningshøyde, meter	2	> 30	20 - 30	15 - 20	< 15	
Tidligere/ nåværende terrengnivå (OCR)	2	1,0 – 1,2	1,2 – 1,5	1,5 – 2,0	> 2,0	
Poretrykk	Overtrykk, kPa	+3	> + 30	10 – 30	0 – 10	Hydrostatisk
	Undertrykk, kPa	-3	> -50	- (20 – 50)	- (0 – 20)	
Kvikkleiremektighet	2	> H/2	H/2 – H/4	< H/4	Tynt lag	
Sensitivitet	1	> 100	30 - 100	20 - 30	< 20	
Erosjon	3	Aktiv/ glidning	Noe	Lite	Ingen	
Inngrep	Forverring	+3	Stor	Noe	Liten	Ingen
	Forbedring	-3	Stor	Noe	Liten	
Sum poeng			51	34	16	0
% av maksimal poengsum			100 %	67 %	33 %	0 %

Faregradsklassene er inndelt tre faresoner iht. /12/:

- Faregradklasse lav: Poengverdi fra 0 til 17
- Faregradklasse middels: Poengverdi 18 til 25
- Faregradklasse høy: Poengverdi 26 til 51

Tabell 4.2 Faregradsevaluering av antatt mest kritisk del av faresona, utført iht. /12/.

Faktorer	Vekttall	Score	Produkt	Merknad/vurdering
Tidl. skredaktivitet	1	2	2	Det er sannsynligvis en rasgrop opp mot fylkesvegen midt på området.
Skråningshøyde	2	1	2	Total høydeforskjell fra Råkabekken opp til høyeste nivå ved sykehjemmet er ca 15 m.
OCR	2	3	6	Basert på tolking av CPTU-sonderinger og ødometerforsøk vurderes området å være lite overkonsolidert, eller tilnærmet normalkonsolidert. OCR vurderes å ligge i området 1-1.2.
Poretrykk	3/-3	2	6	Poretrykksmålinger indikerer poretrykk ved borpunkt 2. Overtrykket er ikke målt, men antas ut fra observasjoner ca 10 kPa.
Kvikkleiremektighet	2	3	6	Mektigheten av kvikke/sensitive masser er vurdert å være maks. 13 m, dvs. > H/2
Sensitivitet	1	3	3	Sensitiviteten er for enkeltprøver målt til S_r >100 på kvikkleira i planområdet.
Erosjon	3	1	3	Det er ikke registrert erosjon på området. Råkabekken har lite vannføring og det er ikke synlig erosjon.
Inngrep	3/-3	0	0	Det er tidligere utført noe jordbruksplanering på området. Da det er vanskelig å dokumentere forbedring, velger vi å være konservative og legge inn score 0.
Poengverdi			25	Gir faregradsklasse "Middels"

Faregradsevalueringa gir en poengverdi på 18 og medfører at sona plasseres i faregradsklasse "Middels" som omfatter soner med poengverdi fra 18 til 25 poeng jfr. /12/. På grunnlag av de oppsatte kriteriene vil dermed sona, relativt sett, ha middels sannsynlighet for at skred skal inntreffe.

Sona vil endre faregrad etter utbygging, da det skal foretas stabiliserende tiltak i området. Disse tiltakene vil medføre at poengverdien kan justeres noe ned, men vil fortsatt ligge i "middels" faregradsklasse.

4.3 Skredtype og maksimal utbredelse av skred

Formålet med å vurdere skredtype og utbredelse av skred er å belyse hvilken utstrekning et eventuelt skred utløst i sona kan få, og hvilke følgerisiko for skader på bebyggelse nedstrøms sona et skred kan medføre.

Kvikkleiresone 1

Basert på topografi og grunnforhold finner vi at mest sannsynlig skredtype er initialscred/rotasjonsscred som starter i øvre deler av skråningen. Eller et flakskred som inntreffer etter et initialscred i lavere deler av sonen. Et initialscred i lavere delere av området er lite

sannsynlig på grunn av mektighet av sandmasser over kvikkleira. Et skred i søndre del av området vil ha skredretning mot nordvest, og gå mot Råkabekken og fylkesvegen.

Det foreligger lite erfaringsmateriale og beregningsmodeller for å vurdere utbredelse av skred. I NGI publikasjon nr. 158, ref. /8/, er det gitt en sammenstilling av skredvolum, skråningshøyde og utbredelse av skred.

Vi anser det som meget lite sannsynlig at store deler av sonen raser ut samtidig, og eventuelle skred antas på grunnlag av topografi og beliggenhet av kvikkleire å medføre skredvolum i størrelse ca 10.000m³ til ca 50.000 m³.

Høydeforskjellen fra dalbunn og opp til høyeste del av sonen er ca 15 m. Med forholdstall på utbredelse av skred og skråningshøyde på ca 15-20, vil det si en utløpsdistanse teoretisk bli ca 2- 300 m, men vil sannsynligvis demmes opp og stoppe mot Fylkesvegen.

Vurderingene viser at det ved et eventuelt skred er risiko for at bebyggelse nedenfor Knippet kan bli oversvømt av skredmasser.

Kvikkleiresone 2

Et skred i dette området vil kunne starte både som et initialscred ned mot sjøen, og som et rotasjonscred i bakre del av området mot fjellnabben på innsiden av fylkesvegen. Et skred vil ta med seg deler av vegen og bebyggelsen nedenfor. Skredmassene vil gå ut i sjøen og ut på dypt vann (10-25 m). Mot nordøst er ikke sonen avgrenset og det kan ikke utelukkes at bebyggelsen videre både på oversiden og nedsiden av Fylkesvegen kan bli berørt av skred dersom kvikklira fortsetter mot nord. Minste skredvolum her er hvis det begrenses til området dekket av boringene i størrelse 15-20.000 m³.

Vurderingene i dette kapittelet viser *potensiell* skredfare. Beregning av *reell* skredfare er vist i kapittel 4.6.

4.4 Sikkerhetsprinsipper

4.4.1 Geotekniske problemstillinger

Geotekniske problemstillinger for utbygginga er hovedsakelig relatert til

- Stabilitet, både i anleggsfasen og permanent fase.
- Fundamenteringsløsning.
- Setninger.

Stabiliteten må ivaretas både i anleggsfasen og i permanent fase.

4.4.2 Geoteknisk prosjektklasse

Grunnundersøkelsene har påvist en sammenhengende kvikkleireforekomst på deler av området Dette området skal derfor vurderes iht. NVEs "*Retningslinjer for utbygging i fareområder langs vassdrag*" med vedlegg 1. Da prosjektet medfører tilflytting av mennesker og kvikkleiresona er klassifisert med "*middels*" faregrad blir prosjektet plassert i *Tiltakskategori K3, Tiltak som innebærer tilflytting av mennesker. Viktige samfunnsfunksjoner*. Dette betyr at prosjektet plasseres i geoteknisk prosjektklasse 3, med bl.a. krav om skjerpet kontroll av et uavhengig firma.

Sikkerhetsnivå mot utglidning representeres ved en materialkoeffisient, γ_M . Krav til sikkerhetsnivå er satt til $\gamma_M \geq 1,4$ iht. krav i NVEs retningslinjer. Dersom dette sikkerhetsnivået ikke oppnås, vil det stilles krav om at sikkerheten skal bedres. Sona klassifiseres i faregrad "middels", og det stilles da krav om "vesentlig forbedring" iht. figur 3.1 i vedlegg 1 til NVEs retningslinjer.

4.4.3 Dimensjonerende laster og lastfaktorer

I beregningene er det benyttet følgende dimensjonerende laster og lastfaktorer:

Tabell 3.1 Last og lastfaktorer

	Dimensjonerende last	Lastfaktor		Kommentar
		Bruddgrense-tilstand	Ulykkes- og bruksgrensetilstand	
Trafikklast, q_d	10 kPa	$\gamma_{Q1} = 1,3$	$\gamma_{Q1} = 1,0$	Trafikkareal veg

Som bakgrunn for valg av lastfaktorer og lastkombinasjoner er det benyttet tillegg E i NS 3490. Ved stabilitetsberegningene er det benyttet en jevnt fordelt trafikklast på $q_d = 10$ kPa for hele vegens planeringsbredde inkludert vegskuldrer.

Merknad: Fra Håndbok 016 kap. 4.7.2: "Om ikke andre tungtveiende forhold tilsier annet skal en benytte en trafikklast på 10 kPa for alle midlertidige og permanente veger og plasser som skal trafikkeres. I tillegg skal det også benyttes lastkoeffisient på denne lasten. Det anbefales at trafikklastene benyttes for hele vegfyllingen."

Ved eventuelle andre laster vil last og lastfaktor bli vurdert særskilt.

4.5 Materialparametre

4.5.1 Tolkning av beregningsparametre

Tolkning av parametre er utført på basis av utførte CPTU-sonderinger og opptatte 54 mm prøveserier. Det er spesielt lagt vekt på spesialforsøkene samt tolkning av skjærstyrke og stivhetsparametre fra CPTU-sonderingene.

Kvalitet av undersøkelser

Prøvetaking av sensitiv eller kvikkleire med 54 mm sylinderprøver vurderes å ligge Kvalitetsklasse 1 – 2. Prøver tatt i BP. 5 ligger i Kvalitetsklasse 1, "Akseptabel", mens prøver fra BP. 2 og 10 ligger i Kvalitetsklasse 2, "Forstyrret". Vurdering av prøve kvalitet er basert på målt volumtøyning i konsolideringsfasen på treaksialforsøk iht. tabell 5.1 i ref. /7/.

Utførte CPTU-sonderinger vurderes generelt å være av god kvalitet og vurderes å ligge i anvendelsesklasse 2 eller 3. Dette skyldes blant annet at det er benyttet en 5 tons sonde og at helningsavviket er større enn 4° for en av sonderingene. Helningsavviket vurderes å ha liten betydning for tolkning av selve forsøksresultatene, men vil ha noe betydning for nøyaktighet av angitt dybde, spesielt ved store dybder. Poretrykksresponsen ved CPTU-sonderingene vurderes å være god med unntak av BP.10 hvor poretrykksresponsen er dårlig mellom 4 og 8 m under terreng.

Tyngdetetthet

Målt tyngdetetthet på opptatte prøver er benyttet som grunnlag. Ved store variasjoner i målte verdier er det benyttet gjennomsnittlige verdier. For materialer som det ikke er målt tyngdetetthet på, er det benyttet erfaringsverdier iht. håndbok 016.

Se tegning nr. 413725-10 t.o.m. -12 i rapport nr. 413725-1 for geotekniske data.

CPTU og poretrykk

I tolkning av CPTU-sonderingene er poretrykket justert i forhold til målt poretrykk. Da målingene av poretrykk er utført i en tørr periode, er det valgt å være noe konservativ i vurderingene av poretrykk. Følgende poretrykk er lagt til grunn:

- **BP.2:** Målt poretrykk i piezometeret 4,0 m under terreng tilsvarer en grunnvannstand 1,0 m under terreng. I piezometeret 9,1 m under terreng er det målt et poreovertrykk på over 20 kPa. Det er lagt inn grunnvannstand 1,0 m under terreng samt at det ved 9,1 m under terreng er lagt inn et poreovertrykk på 25 kPa.
- **BP.3:** Hydrostatisk poretrykk fra 1,0 m under terreng.
- **BP.10:** Hydrostatisk poretrykk fra 1,0 m under terreng.

Udrenerte styrkeparametre

s_n fra enaks og konus

Verdier for s_n fra rutineundersøkelser på opptatte prøver (enaks og konus) er i våre vurderinger benyttet som verdier for direkte skjærstyrke, s_{uD}. Rutineundersøkelsene viser store variasjoner i målt udrenert skjærstyrke og indikerer varierende prøve kvalitet.

s_{nA} fra treaksialforsøk

Karakteristiske verdier (s_{nA}) er tatt ut ved brudd.

s_{uA} fra CPTU-sonderinger

For bestemmelse av udrenert skjærstyrke er CPTU-sonderingene korrelert iht. empirisk baserte tolkningsfaktorer etter Karlsrud m. fl., se ref. /11/ og /13/. For finkornige masser med relativt homogene forhold betraktes tolkning av CPTU på poretrykksbasis som den mest egnede metoden.

Poretrykket er i tolkningene korrigeret i henhold til målt poreovertrykk i dybden.

Metode basert på poretrykk, Δu

$$s_{uD} = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}}$$

der, $\Delta u = u_2 - u_{0s}$, registrert poreovertrykk i CPTU

$N_{\Delta u}$ = tolkningsfaktor på poretrykksbasis

Tolkning av CPTU er basert på $N_{\Delta u}$ bestemt ut fra korrelasjoner mot B_q samt korrelasjoner mot OCR , S_t og I_p basert på erfaringsverdier korrelert mot aktive treaksialforsøk.

For kvikkleira er følgende korrelasjon benyttet:

Empirisk middelvariasjon i B_q	Empirisk middelvariasjon i OCR , S_t og I_p
$N_{\Delta u} = 1,8 + 7,25 \cdot B_q$	$N_{\Delta u} = 9,8 - 4,5 \cdot \log OCR + 0,0 \cdot I_p$

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_n}$$

der, q_n = netto spissmotstand

Metode basert på spissmotstand, q_t

For sammenligning er det tatt med tolkning av CPTU på spissmotstandsbasis. På spissmotstandsbasis bestemmes s_{uA} som:

$$s_{uA} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} = \frac{q_n}{N_{kt}}$$

der, q_t = korrigert spissmotstand

σ_{v0} = in situ vertikal overlagringstrykk

N_{kt} = bæreevnemfaktor/konfaktor

N_{kt} er bestemt ut i fra følgende prosedyrer:

Empirisk middelvariasjon i B_q	Empirisk middelvariasjon i OCR , S_t og I_p
$N_{kt} = 18,7 - 12,5 \cdot B_q$	$N_{kt} = 8,5 + 2,5 \cdot \log OCR + 0,0 \cdot I_p$

Tegning nr. 413725-40.6 til -40.8, -41.6 til -41.8 og -42.6 til -42.8 viser de tolkede skjærstyrkeprofilene med valgt karakteristisk designverdi.

Det er valgt å ikke redusere "peak" verdien på s_{uA} for uttak av karakteristisk styrke. Designverdiene er i stedet redusert med 15 % i stabilitetsberegningene iht. NVEs retningslinjer.

Udrenert skjærstyrke modellert etter SHANSEP-prinsippet

Udrenert skjærstyrke er nært relatert til in-situ effektivspenninger og leiras overkonsolideringsgrad. Udrenert skjærstyrke øker med økning i effektivspenning. Denne økningen er avhengig av overkonsolideringsgraden. Udrenert skjærstyrke avhengig av overkonsolideringsgraden kan modelleres etter SHANSEP-prinsippet /5/ og /6/:

$$s_{ud} = \alpha \cdot OCR^m \cdot p_0'$$

der, α = Normalisert styrke av helt ung leire (OCR = 1,0)

OCR = Overkonsolideringsgrad = p_c'/p_0'

m = Eksponent som for norske leirer typisk har vist seg å variere mellom ca. 0,6 og 0,9 avhengig av leira og forsøkstype.

p_0' = Insitu vertikal effektivspenning

p_c' = Prekonsolideringsspenning

I beregningene er det valgt å bruke:

$$\alpha = 0,30$$

$$m = 0,70$$

Det er tatt utgangspunkt i at grunnen er tilnærmet normalkonsolidert.

Utskrift av beregnet udrenert skjærstyrke etter SHANSEP-prinsippet er vist på tegning nr. 413725-40.8, -41.8 og -42.8.

Deformasjonssegenskaper

Ødometerforsøk

Ødometerforsøk utført på opptatte prøver indikerer at grunnen er normalkonsolidert. Se tegning nr. 413725-75 og -76 for resultat fra ødometerforsøk.

p_c' og OCR fra CPTU

Prekonsolideringsforhold og grunnens deformasjonsegenskaper er bestemt ut i fra ødometerforsøkene. Data fra CPTU er benyttet til å ekstrapolere dataene fra ødometerforsøk mot dybden. Det er benyttet tolkning fra CPTU både på spissmotstands- og poretrykksbasis.

For spissmotstand er følgende forhold benyttet i tolkningen:

$$OCR = \frac{\sigma_{cq}'}{\sigma_{v0}'}$$
$$\sigma_{cq}' = \frac{q_n}{\alpha \cdot N_{kt}} - a$$

der, α er normalkonsolideringsforhold; $\alpha=0,25$ er benyttet

N_{kt} er spissmotstandsfaktor; $N_{kt} = 10$ er benyttet

OCR fra registrert poretrykk er tolket som:

$$OCR = \frac{\sigma_{cu}'}{\sigma_{v0}'}$$

$$\sigma_{cu}' = \frac{\Delta u}{\alpha \cdot N_{\Delta u}} - a$$

der, α er normalkonsolideringsforhold; $\alpha = 0,25$ er benyttet

$N_{\Delta u}$ er poretrykksfaktor; $N_{\Delta u} = 8$ er benyttet

Tolkning av prekonsolideringsspenning, p_c' , er vist på tegning nr. 413725-40.9, -41.9 og -42.9.

Tegning nr. 413725-40.10, -41.10 og -42.10 viser tolkning av overkonsolideringsgrad (OCR) både på spissmotstands- og poretrykksbasis. De to metodene gir relativt godt samsvar og indikerer at leira er normalkonsolidert/svakt overkonsolidert.

Modul fra CPTU

For å estimere jordens deformasjonsegenskaper er det benyttet enkle semi-empiriske relasjoner.

Deformasjonsmodul i prekonsolidert spenningsområde $\sigma' < \sigma'_c$, M_{OC} er estimert ut fra følgende uttrykk:

$$M_{OC} = m_t \cdot q_n$$

der, m_t = insitu modultall, leire; $m_t = 15$ er benyttet

q_n = netto spissmotstand

Modulverdien, M_{NC} , ved prekonsolideringsspenninga σ'_c er estimert ut i fra følgende uttrykk:

$$M_{NC} = m_n \cdot q_n$$

der, m_n = insitu modultall, leire; $m_n = 8$ er benyttet

Tolkning av deformasjonsmodul, M_{OC} og M_{NC} , er vist på tegning nr. 413725-40.11, -41.11 og -42.11.

Anisotropi

Det er valgt følgende anisotropiforhold:

$$\frac{S_{uD}}{S_{uD}} = 0,70$$

$$\frac{S_{uD}}{S_{uD}} = 0,40$$

I valgte styrkeprofiler er det lagt inn verdi for s_{ud} basert på rutinedata og tolket styrke fra treaksialforsøk og CPTU.

Effektivspenningsparametre, friksjonsvinkel, ϕ_k

Det er ikke utført treaksialforsøk på kvikkleira da disse prøvene var synlig forstyrret. Det er av denne grunn kun utført treaksialforsøk på leira.

For effektivspenningsparametere på leira er det tatt ut a - ϕ parametere fra de udrenerte treaksialforsøkene. For de andre materialene er det benyttet erfaringsverdier. Bruddstyrken er tatt ut ved 2 % tøyning. Ut i fra treaksialforsøkene vurderes karakteristisk friksjonsvinkel til å være $\phi_k = 27,9^\circ$ ($\tan \phi_k = 0,53$) og attraksjon $a = 5$ kPa. Tolket styrke fra treaksialforsøket er vist på tegning nr. 413725-79.

Valgte styrkeparametere benyttet ved beregningene er angitt i tabell 5.1 under.

Materialparametre

Valgte styrkeparametere benyttet ved beregningene er angitt i tabellen under.

Følgende materialparametre er benyttet:

Tabell 5.1 Materialparametre

	Veg- overbygning	Sand, siltig	Kvikkleire	Leire
Tyngdetetthet, γ	21,0 kN/m ³	19,0 kN/m ³	20,0 kN/m ³	20,0 kN/m ³
Friksjon, $\tan \phi_k$	0,80 ($\phi_k = 38,7^\circ$)	0,65 ($\phi_k = 33^\circ$)	0,38 ($\phi_k = 20,8^\circ$)	0,53 ($\phi_k = 27,9^\circ$)
Attraksjon, a	0 kPa	0 kPa	5 kPa	5 kPa

4.6 Stabilitet

4.6.1 Beregningsverktøy

Stabilitetsberegningene er utført med beregningsprogrammet "GeoSuite Stability" versjon 4.1.0.13 med beregningsmetode Beast 2003. Beregningsmetoden er basert på grenselikevektsmetode, og anvender en versjon av lamellmetoden som tilfredsstillende både kraft- og momentlikevekt. Programmet søker selv etter kritisk sirkulærsylindrisk glideflate for definerte variasjonsområder av sirkelsentrum. Det er også mulig å definere egne glideflater i programmet.

Det er utført effektivspenningsanalyser og totalspenningsanalyser på de utvalgte profilene.

4.6.2 Beregninger

Det er utført beregninger for fem utvalgte profiler, henholdsvis profil A-A, B-B, C-C, D-D og E-E. Disse profilene er antatt å være mest kritiske på bakgrunn av grunnforhold og topografi.

Profilene er vist på borplanen, tegning nr. -1.

I tabell 5.1 er beregnet sikkerhetsfaktor mot utglidning for de forskjellige beregningene oppsummert.

Tabell 5.1 Sikkerhetsfaktor for kritisk skjærflate

Tegning nr.	Beregning	Analyse	Sikkerhetsfaktor γ_M for kritisk skjærflate
413725-300	Profil A-A, dagens situasjon	a ϕ -analyse	1,61
413725-301	Profil A-A, dagens situasjon	ADP-analyse	1,39
413725-302	Profil B-B, dagens situasjon	a ϕ -analyse	2,56
413725-303	Profil B-B, dagens situasjon	ADP-analyse	1,74
413725-304	Profil C-C, dagens situasjon	a ϕ -analyse	1,46
413725-305	Profil C-C, dagens situasjon	ADP-analyse	1,59
413725-306	Profil C-C, anleggsfasen	a ϕ -analyse	1,46
413725-307	Profil C-C, anleggsfasen	ADP-analyse	1,64
413725-308	Profil D-D, dagens situasjon	a ϕ -analyse	1,09
413725-309	Profil D-D, dagens situasjon	ADP-analyse	0,97
413725-310	Profil E-E, dagens situasjon	a ϕ -analyse	1,47
413725-311	Profil E-E, dagens situasjon	ADP-analyse	1,15
413725-312	Profil E-E, med motfylling	ADP-analyse	1,34

Utskrift av beregninger i "GeoSuite Stability" er vist på tegning nr. 413725-300 t.o.m. -312.

Merknad:

For udrenert tilstand i profil D-D er styrkeprofilene justert slik at beregningene viser $\gamma_M \approx 1,0$ i henhold til NVEs retningslinjer. Uten justering av styrkeprofilene viste beregningene $\gamma_M = 0,85$.

4.6.3 Vurdering av stabilitet

Vi har nedenfor gjort en vurdering av beregningene i hvert enkelt beregningsprofil, i rekkefølge fra sør mot nord.

Profil A-A

Beregningene viser tilfredsstillende sikkerhet for dagens situasjon i drenert tilstand, og 1,39 i udrenert tilstand. Vi vurderer derfor nåværende situasjon som tilfredsstillende så fremt det ikke

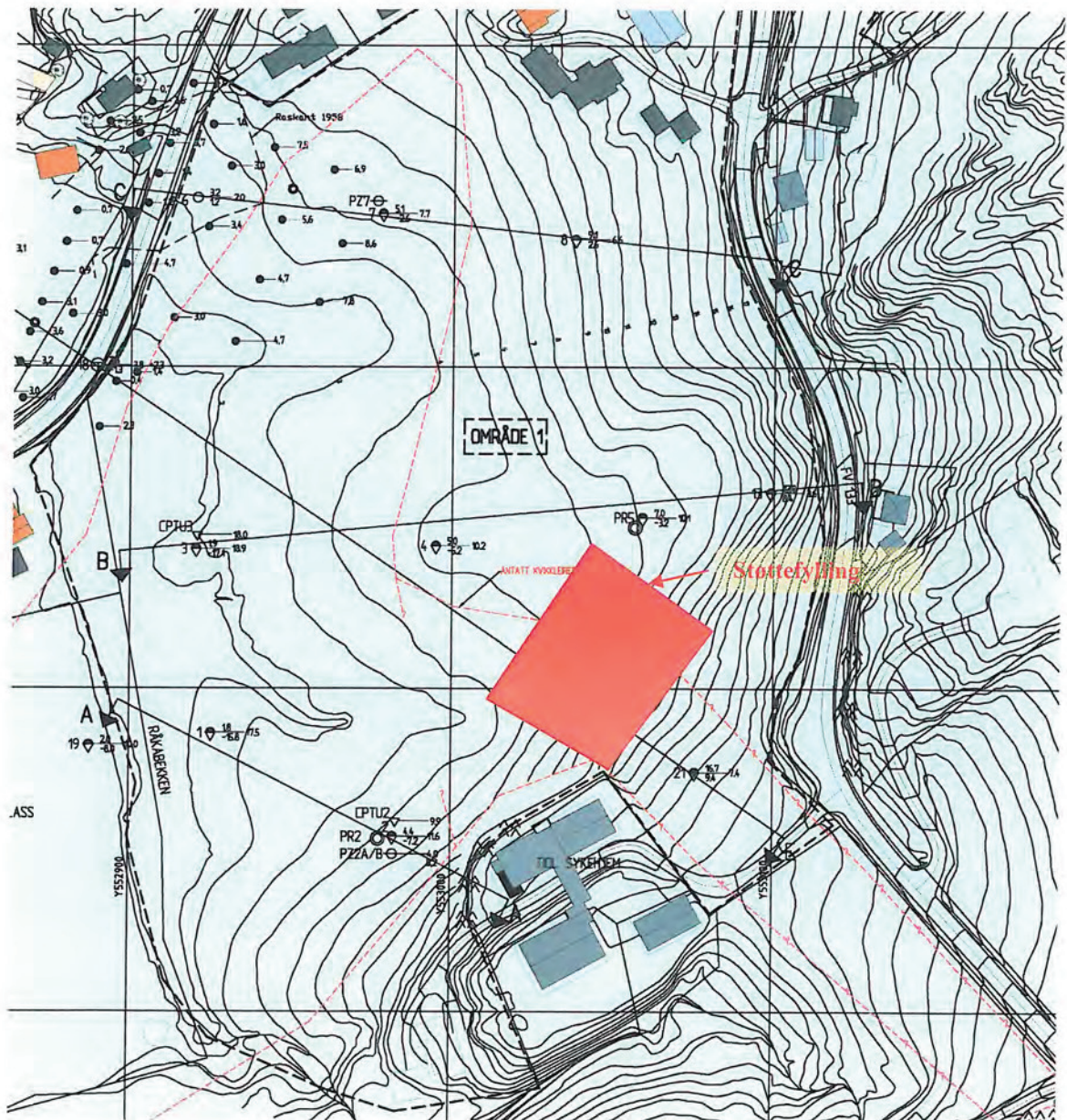
utføres tiltak som svekker stabiliteten. Utbyggingstiltak vil medføre lavere sikkerhet, og vil etter vår vurdering medføre omfattende tiltak. Utbygging i dette området frarådes derfor.

Profil E-E

Beregningene viser at dagens situasjon gir tilfredsstillende sikkerhet i derentert tilstand mens den er for lav ($\gamma_M = 1,15$) i udrenert tilstand. Utlegging av støttefylling i skråningsfoten vil her bedre sikkerheten prosentvis i henhold til /7/. Steinfylling med høyde ca 2 m i en lengde på ca 30 m og bredde 50 m vil gi tilstrekkelig økning i sikkerheten. Det forutsattes da at det ikke utføres utbygging/tiltak i skråningen eller på toppen av skråningen.

Omfang av støttefylling er skisert i figur 4.2

Figur 4-2 Tiltak Støttefylling



Profil B-B og C-C

Beregningene viser tilfredstillende sikkerhet for begge profiler både for dagens situasjon. Anleggsfase og permanent tilstand. Det er forutsatt maksimalt 1,5 m skjæringshøyde og 2,0 m oppfyllingshøyde. Se tegning 413725-306 og -307.

Profil D-D

Beregningene viser beregnet sikkerhet $\gamma_M = 1,09$ i drenert tilstand og lavere enn 1,0 for udrenert tilstand. Det vil si at sikkerheten mot skred her er meget liten, og relativt små tilleggsbelastninger vil kunne utløse skred. Tiltrak for å heve sikkerheten her tilstrekkelig for å tilrå utbygging vil være meget krevende, og er ikke utredet nærmere. Kvikkleiresonen er heller ikke avgrenset, slik at et omfang av skred er foreløpig uoversiktlig.

5. Vurdering av planforslag datert 18.3.10

Vi viser til planforslag utarbeidet av sivilarkitekt Steinar Uddu datert 18.03.2010 (Vedlegg 1). Vi har nedenfor angitt konsekvenser av stabilitetsanalysene for de enkelte tomter og anlegg i planforslaget.

Tomt 1-9, 13-15

Tomtene ligger delvis inn på kvikkleiresonen, og all utbygging må derfor utføres skånsomt og med geoteknisk oppfølging. Tomtene kan bebygges i henhold til gitt plassering. Det forutsettes at byggene tilpasses følgende krav til terrenginngrep:

Maksimal skjæring: 1,5 m

Maksimal oppfylling: 2,0 m

Tomt 10-11, 17-18

Tomtene ligger delvis på støttefylling og kan etableres på fyllinga etter at den er etablert. Det må påregnes setninger i undergrunnen fra en slik fylling, og dette vil da gi føringer for byggestart. For tomt 17 og 18 gjelder krav til skjæringshøyde: maksimalt 1,5 m.

Tomt 19

Tomta ligger betenkelig nært profil A, og vi fraråder utbygging her.

Tomt 12

Utbygging i skråningen frarådes, da det vil være vanskelig å oppnå tilstrekkelig sikkerhet i både i utbyggingsfase og i permanent tilstand. Sikkerheten i urørt skråning er imidlertid tilfredsstillende, kfr. kapittel 4.6.3.

Tomt 21-24

Tomtene ligger utenfor område med bløte leirmasser, og boring viser at det faste leirmasser på området som begrenses av bart fjell imot nordvest.

Tomtene kan utbygges på normalt vis, og det ligger også til rett for en sokkelløsning. Terrenginngrep må avklares med geoteknisk fagkyndig før søknad om tiltak.

Tomt 25

Tomta ligger på en fjellrygg, og det forventes da ikke geotekniske problemer her.

Veganlegg/Ledningsanlegg

De skisserte trafikkanlegg kan anlegges som vist, med krav til maks skjæringshøyde 1,0 m og mask fyllingshøyde 1,0 m i kvikkleireområdet, og henholdsvis 1,5 m og 2,0 m utenfor kvikkleireområdet.

Utgraving for ledningsanlegg må i områder med bløt leire og kvikkleire utføres etter følgende retningslinjer:

Generelt gjelder at alle grøftarbeider må utføres iht. *Forskrift om graving og avstivning av grøfter*.

I områder med kvikkleire skal graving av grøfter med dybder over 1,5 m utføres med seksjonsvis graving og tilbakefylling med korte seksjonslengder tilpasset en rørlengde. Endelig omfang av seksjonsutførelse må vurderes underveis avhengig av forholdene. For alle ledningsarbeider i områder med kvikkleire må grøftene fylles igjen ved arbeidshagens slutt.

Mellomlagrede gravemasser må plasseres minimum 2 m på nedsiden av grøftekanten og med maksimal 1 m fyllingshøyde.

Planer for ledningsanlegg må godkjennes av ansvarlig prosjekterende i geoteknikk.

6. Kritiske momenter

I reguleringsbestemmelsene må det tas inn bestemmelser om geoteknikk. Følgende forhold må inngå:

Før utbygging på reguleringsområdet skal stabilitetsforbedrende tiltak være utført. Omfanget av tiltakene og utførelse skal detaljprosjekteres av geoteknisk fagkyndig.

Planer for veg og ledningsanlegg skal godkjennes av geoteknisk prosjekterende og det skal utarbeides plan for geoteknisk kontroll av anleggsarbeidene før søknad om igangsettelse.

For hvert nytt tiltak i området med kvikkleire skal det foreligge bekreftelse på at geoteknisk fagkyndig skal utføre detaljprosjekteringen, og geoteknisk detaljprosjekteringsrapport skal foreligge ved søknad om igangsetting sammen med plan for nødvendig geoteknisk kontroll av anleggsarbeidene.

Spesielt skal plan for terrengbearbeiding på tomtene godkjennes av geoteknisk fagkyndig.

Det forutsettes geoteknisk kontroll av reguleringsplan før utsendelse på høring.

7. Referanser

- /1/ NBR (Standard Norge) (1988) *NS3480 Geoteknisk prosjektering*
- /2/ NBR (1989) *Veiledning til NS3480 geoteknisk prosjektering*. NBR-publikasjon 296
- /3/ Statens Vegvesen (2009). *Håndbok 016 – Geoteknikk i vegbygging*
- /4/ Norsk Standard (2004) *NS 3490 Prosjektering av konstruksjoner. Krav om pålitelighet*.
- /5/ Karlsrud, K. (2003). *Tolkning og fastlegging av jordparametere. Karakteristisk jordprofil*. NGF-kurs. Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger, innlegg 4.1. 20-22 mai 2003, Hell.
- /6/ Ladd, C.C., and Foott, R. (1974). *New design procedure for stability of soft clays*. J. of the Geotech. Eng. Div., 100 (GT7), 763-786.
- /7/ NVE 1/2008 (rev. mars 2009) . *Retningslinjer for planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag*.
- /8/ Karlsrud, K. , Aas, G. and Gregersen, O. (1984). *Can we predict landslides hazards in soft sensitive clays? Summary of Norwegian Practice and Experiences*. Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides, Toronto, Vol I, p. 107-130. Også publisert i NGI publikasjon nr. 158.
- /9/ CPTU EXTRA. *Regneark for avansert tolkning av CPTU*. Brukermanual utviklet av Rolf Sandven. Datert 06.10.2009.
- /10/ Lunne, T., Robertson, P.K. og Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Blackie Academic & Professional.
- /11/ Karlsrud, K. et al. (2005). *CPTU correlations for clays*. Proceedings, ICSMGE, Osaka s 693 - 702.
- /12/ NGI-rapport 20001008-2 Rev. 3 (2008). *Program for økt sikkerhet mot leirskred. Metode for kartlegging og klassifisering av faresoner, kvikkleire*.
- /13/ Karlsrud K. Lunne T. & Brattlien K. (1996) *Improved CPTU correlations based on block samples*. Proceedings, NGM 1996, Reykjavik

Arkivreferanser:

Fagområde:	Geoteknikk		
Stikkord:	Kvikkleire, stabilitet		
Land/Fylke:	Sør-Trøndelag	Kartblad:	
Kommune:	Rissa	UTM koordinater, Sone:	32V
Sted:	Råkvåg	Øst: 5530	Nord: 70708

Distribusjon:

- Begrenset (Spesifisert av Oppdragsgiver)
 Intern
 Fri

Dokumentkontroll:

		Dokument		Revisjon 1		Revisjon 2		Revisjon 3	
		Dato	Sign	Dato	Sign	Dato	Sign	Dato	Sign
Forutsetninger	Utarbeidet	10.5.10	HAN						
	Kontrollert	10.5.10	ARV						
Grunnlagsdata	Utarbeidet	10.5.10	HAN						
	Kontrollert	10.5.10	ARV						
Teknisk innhold	Utarbeidet	10.5.10	HAN						
	Kontrollert	10.5.10	ARV						
Format	Utarbeidet	10.5.10	HAN						
	Kontrollert	10.5.10	ARV						
Anmerkninger									
Godkjent for utsendelse (Oppdragsansvarlig)				Dato:		Sign.:			
				10.05.2010		