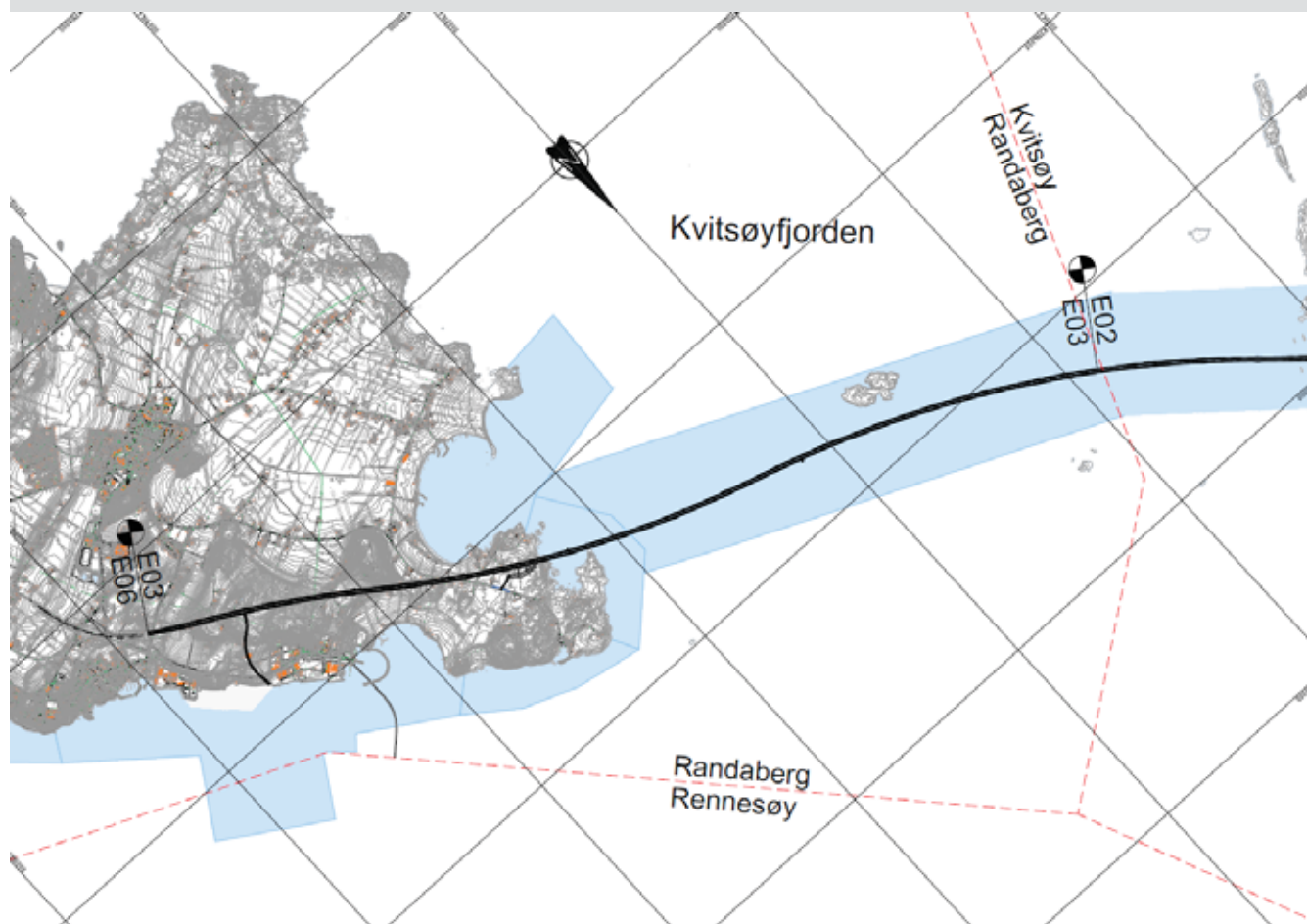


Statens vegvesen Region Vest

E39 Rogfast E03 Utfylling i sjø Mekjarvik

Geotekniske stabilitetsberegninger



Oppdragsnr.: 5144240 Dokumentnr.: NO-085-GEO Versjon: E
2018-12-10

Oppdragsgiver: Statens vegvesen Region Vest
Oppdragsgivers kontaktperson: Frode Vagstad
Rådgiver: Norconsult AS, Vestfjordgaten 4, NO-1338 Sandvika
Oppdragsleder: Bjørn Kleppestø
Fagansvarlig: Ole-Martin Trønnes
Andre nøkkelpersoner: Jonas Løken Granås, Sigrun Hernes Ytterbø, Ellen Lied og Arne Lothe

E	2018-12-10	Innarbeidet sjete og kommentarer	OMTro	SHY	BjKle
D	2018-03-02	Endret forsidebilde	OMTro	SHY	BjKle
C	2018-01-29	Lagt til kap. 8	OMTro	SHY	BjKle
B	2016-11-23	Til oppdragsgiver	JoLok	EIKLi	BjKLe
A	2016-09-27	Internkontroll	JoLok	EIKLi	BjKLe
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

Sammendrag/konklusjon

En revurdering av akseptabel helning for massedeponi i sjøen i Mekjarvika har blitt gjort på effektivspenningsbasis for to skråningsprofiler. Det foreligger tidligere stabilitetsberegninger fra reguleringsfasen. Disse er utført av Multiconsult, som for øvrig har vurdert flere profiler i massedeponiet.

Det antas at fyllmassenes naturlige skråningshelning er 1:1,5. Det er derfor ønskelig å fylle med denne helningen fordi det tillater å utføre sjøfyllingen med endetipp. En helning på 1:1,5 gir derimot utilstrekkelig sikkerhetsfaktor dersom den benyttes for hele skråningsprofilen (gjelder begge skråningsprofiler).

Basert på beregningene anbefales det å fylle med helning ikke brattere enn 1:2 opptil kote -30. Resterende fylling kan legges med helning 1:1,5. Det anbefales å benytte lekter eller flytende rampe opp til kote -10 av sikkerhetsmessige årsaker i utfyllingsfasen. For resterende fylling kan endetipp benyttes.

For midlertidig fase ved utfylling av sjete må sjeteen bygges opp etter samme prinsipper som permanent fyllingsfront.

Det forutsettes videre at utfyllingsarbeidene følges opp nøye med mengde- og nivåkontroller, for eksempel med utarbeidelse av loddeprofiler/loddekart for kontroll av fyllingsgeometri.

Avslutningsvis er det også vurdert om fyllingen kan benyttes til mellomlagring av løsmasser med hensyn på skråningsstabilitet. Dette ble modellert ved å øke den fordelte lasten på fyllingstoppen. Beregningene konkluderer at fyllingen kan ta en last på 200 kPa (ca. last av 10 m løsmasser), forutsatt at denne ligger minimum 15 m fra fyllingskant.

Innhold

1	Innledning	5
1.1	Generelt	5
1.2	Grunnlag	6
2	Geoteknisk prosjektering – forutsetninger og sikkerhetskrav	7
2.1	Regelverk	7
2.2	Geoteknisk kategori, pålitelighetsklasse	7
2.3	Krav til kontroll	7
2.4	Krav til partialfaktorer	7
2.5	Lastforutsetninger	8
2.5.1	Trafikk og terrenglast	8
2.5.2	Jordskjelv	8
3	Grunnundersøkelser og grunnforhold	9
4	Beregningsgrunnlag og parametervalg	10
4.1	Skråningshelning	10
4.2	Lagdeling og materialparametere	10
5	Stabilitetsanalyse	12
5.1	Valg av beregningsprofil	12
5.1.1	Beregningsprofil 2	12
5.1.2	Beregningsprofil 6	12
5.2	Beregningsstrategi	12
5.3	Resultater	13
5.3.1	Beregningsprofil 2	13
5.3.2	Beregningsprofil 6	14
6	Geotekniske vurderinger	15
7	Kontroll og oppfølging	16
8	Faser i utfyllingen og bølgepåvirkning	17
8.1	Prosedyre	17
8.2	Anbefalinger	17
9	Referanser	19
10	Vedlegg	20

1 Innledning

1.1 Generelt

I forbindelse med utbygging av E39 Rogfast har Norconsult prosjektert utfylling for massedeponi i Mekjarvik i Randaberg kommune. Massedeponiet vil bestå av stein fra tunnelene, samt en mulighet for å lagre løsmasser fra entrepris E06 Harestad. Oppå det nyskapede arealet fra fyllingen er det planlagt industrivirksomhet. I fasen før industrivirksomhet er etablert er det et ønske om å benytte arealet som mellomlagringsplass for masser. Sistnevnte vil gi ytterligere last på fyllingstoppen.

Innledende stabilitetsberegninger er utført av Multiconsult i reguleringsfasen /1/. Norconsult har sett på to representative profiler for hele fyllingen. Disse er hhv. profil 2 og profil 6. Se 1. Denne rapporten presenterer de to nye stabilitetsberegningene samt forslag til endelig løsning på fyllingen.

Noen forutsetninger er endret sammenlignet med tidligere rapport /1/. Dette innebærer en noe endret lagdeling med færre materialer og innføring av attraksjon for morenematerialet (fra 0 til 10 kPa).



Figur 1 – Oversiktskart med de to betraktede profilene.

1.2 Grunnlag

Beregningene baseres på samme sonderings- og prøvetakingsgrunnlag som tidligere beregninger.

Profiler og navngivning i denne rapporten er de samme som angitt i /1/.

Se referanser i kapittel 9.

2 Geoteknisk prosjektering – forutsetninger og sikkerhetskrav

2.1 Regelverk

Gjeldende regelverk legges til grunn for prosjekteringen. For geoteknisk prosjektering gjelder

- Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging (2010)
- Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger (2012)
- Eurokode 0
- Eurokode 7

Det vises også til Dimensjoneringsforutsetninger utarbeidet for byggeplan, dokumentnummer Felles-001.

2.2 Geoteknisk kategori, pålitelighetsklasse

Fylling i sjøen er klassifisert som følger

- Geoteknisk kategori 2.
- Pålitelighets- og konsekvensklasse (RC/CC): 2

Det vises til V220 figur 0.1 og kapittel 0.6. Dette omfatter både anlegg –og permanent fase.

2.3 Krav til kontroll

Dette medfører kontrollklasse normal og innebærer krav til egenkontroll og kollegakontroll (håndbok V220)

2.4 Krav til partialfaktorer

Eventuelt brudd i fyllingen kan karakteriseres som nøytralt brudd. Iht. håndbok V220 er krav til partialfaktor for jordparametere, γ_M , lik 1,4.

Partialfaktor for trafikklaster og øvrige variable laster er iht. Eurocode, grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, endringsblad A1, tabell NA.A2.4 (C), 1,3.

Figur 1 - Partialfaktor for jordparametere avh. av bruddmekanisme og konsekvensklasse fra håndbok V220.

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

* NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at $\gamma_M \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

2.5 Lastforutsetninger

2.5.1 Trafikk og terrenglast

For midlertidig fylling er det benyttet trafikklast på 10 kN/m² på topp fylling. Iht. rapport fra Multiconsult skal det for permanent fylling benyttes en karakteristisk overflatelast på 100 kN/m² ut til 15 m fra fyllingskant. Partialfaktor for lastvirkning er $\gamma_Q = 1,3$.

For å undersøke om området kan benyttes som mellomlagringsplass for masser, vil ytterligere last måtte legges på. Disse massene kan ikke legges nærmere fyllingskanten enn 15 m.

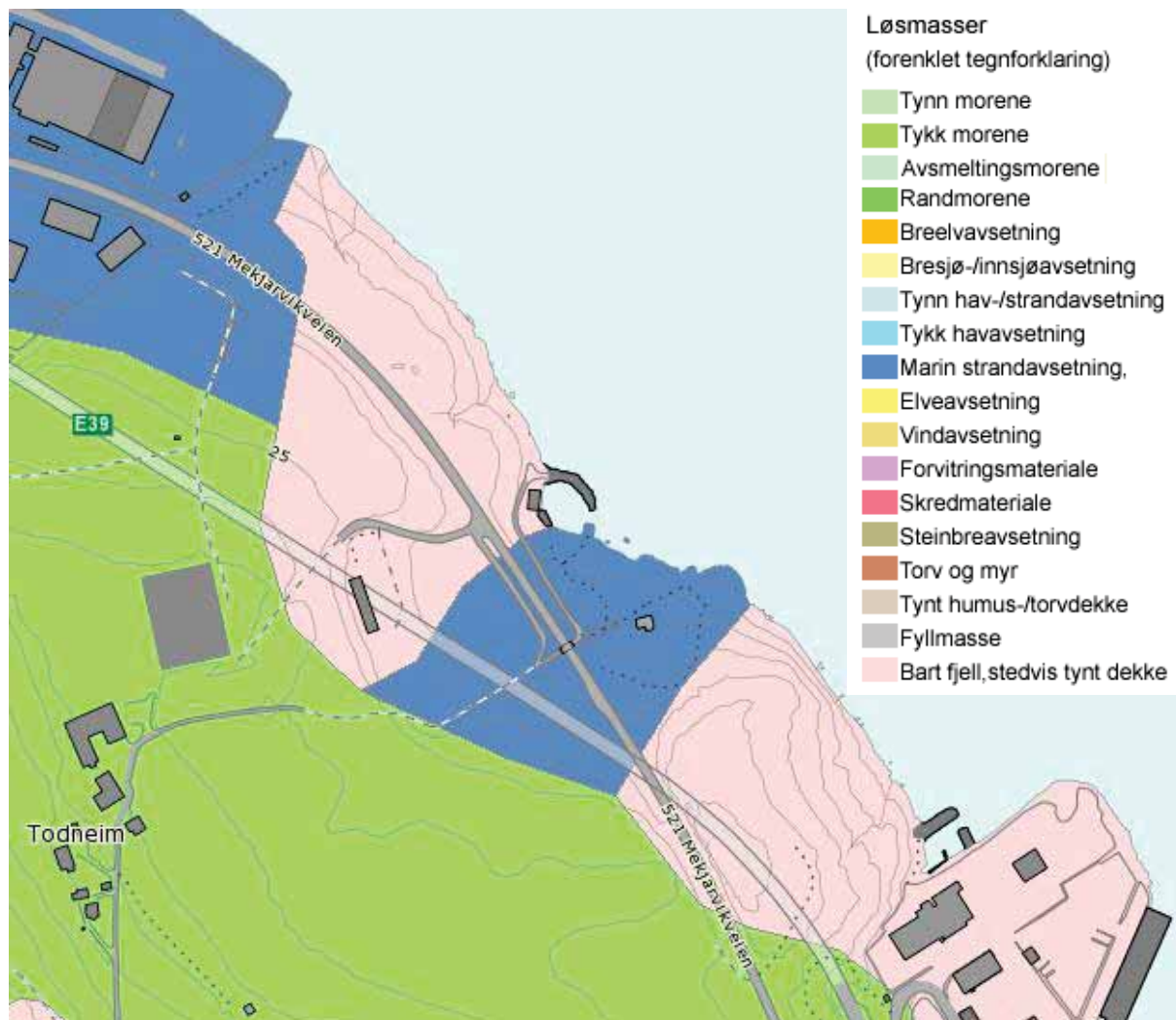
Laveste lavvann i Stavanger er benyttet som ytre vannstand ved stabilitetsberegningene, kote -0,85. Poretrykk er regnet hydrostatisk.

2.5.2 Jordskjelv

Dette er ikke vurdert

3 Grunnundersøkelser og grunnforhold

Multiconsult har utført grunnundersøkelser i sjøen for planlagt deponi, se /2/. Kort beskrevet viser grunnundersøkelsene at løsmassene på sjøbunn består av et øvre lag med sand/silt med tykkelse inntil omlag 3,5 m i det aktuelle området. Det er i den østlige delen av fyllingen påvist et bløtere lag med leirig silt under topplaget. Dette laget er lagt inn i beregningsprofil 2.



Figur 2 – Løsmassekart over det aktuelle området (fra www.ngu.no)

Under det øvre laget er det relativt fast lagrede masser, antatt morene, og det har i all hovedsak vært nødvendig å benytte både vannspyling og slag for å utføre boringene.

Berg er påvist i totalsonderingene nærmest land.

Det er også utført fraksjonsseismiske undersøkelser for området /4/. Denne bekrefter i stor grad de geotekniske grunnundersøkelsene.

Den aktuelle fyllingen har meget stort omfang. De endelige skråningene i snitt 2 og 6 har høyde på hhv. 58 m og 47 m fra fot til platå. Lengdene er på ca. 285 m og 320 m i horisontalplanet.

4 Beregningsgrunnlag og parametervalg

4.1 Skråningshelning

Figur 2-3-3 i håndbok V221 (her Tabell 1) viser bratteste stabile skråningshelning for fylling over og under vann.

Tabell 1 - Stabil skråningshelning for steinfyllinger. Fra håndbok V221.

Stein fra	Bratteste stabile skråningshelning			
	God stein kvalitet og kubisk kornform		Dårlig steinkvalitet og skifrig kornform	
	Over vann	Under vann	Over vann	Under vann
Dagbrudd	1 : 1,25	1 : 1,3	1 : 1,4	1 : 1,5- 1 : 2
Tunnelsprengning	1 : 1,3	1 : 1,3 - 1 : 1,5	1 : 1,4 - 1 : 1,5	1 : 1,5 – 1 : 1,6
Fullprofilmaskin	1 : 1,5	---	1 : 2-1 : 4	---

Figur 2-3-3 Antyder bratteste stabile fyllingsskråning avhengig av måten steinen er produsert på og steinkvalitet.

Fyllmassene vil bestå av masser fra E03 Boknafjordtunnelen Sør, samt mulighet for fylling med løsmasser (morene) fra E06 Harestad. Bergmassene antas å bestå av bergartene Ryfylkeskifer og gabbro. Løsmasser vil fylles innenfor sjeteer og vil ikke påvirke stabiliteten av fyllingsfronten.

Iht. håndbok V221 kan fyllinger som bygges opp av sprengt stein med dårlig kvalitet og/eller skifrig kornform og ugunstig størrelsesfordeling, eller ved fri fylling fra tipp, få betydelig slakere helning på skråningene.

Iht. tabellen over karakteriseres bergartene ved Bokn som dårlig steinkvalitet, og det forutsettes at bratteste stabile skråningshelning under vann blir 1:1,5. Samme skråningshelning forutsettes over vann der reguleringsplan ikke angir en annen skråningshelning.

4.2 Lagdeling og materialparametere

Se vedlagte tegninger NO2 og NO5 for profil med totalsonderinger og valgte lagdelinger.

Tabell 2 viser de valgte jordlagene med tilhørende jordparametere. Verdiene for steinfylling er anbefalt av Statens vegvesen (epost 2012-10-29). Tidligere stabilitetsberegninger gjennomført i /1/ betrakter flere jordlag.

Det er ikke utført grunnundersøkelser/sonderinger helt ut til fyllingsfoten for hele fyllingen, antagelser om lagdeling er tolket fra de seismiske undersøkelsene /4/.

Tabell 2 - Jordparametere

Parameter Jordart	Friksjonsvinkel ϕ'	Attraksjon a (kN/m ²)	Udrenert skjærstyrke s_u^A (kN/m ²)	Tyngdetetthet over vann γ (kN/m ³)	Tyngdetetthet under vann γ (kN/m ³)
Fylling tørr	40	5		19	12
Fylling våt	40	0		19	12
Skjellsand	34	0		17	7
Leirig silt/ siltig leire	31	0		18	8
Morene	36	10		19	9

5 Stabilitetsanalyse

Benyttet analyseverktøyet er GeoSuite Stability (versjon 15.1.4.0).

5.1 Valg av beregningsprofil

Det er utført stabilitetsanalyser i to profiler. Disse er beregningsprofil 2 og beregningsprofil 6. Plasseringen av profilene fremgår av vedlegget NO1.

5.1.1 Beregningsprofil 2

Det sydligste profilet, beregningsprofil 2, har sjøbunn med jevn skråningshelning på ca. 1:4,5. I dette profilet forekommer et lag med leirig silt med sin største mektighet omkring fyllingsfoten.

Omfanget er en fylling med høyde om lag 58 m fra fot til platå. Lengden er ca. 285 m i horisontalplanet.

Profilgeometri for planlagt fylling og eksisterende lagdeling er vedlagt i NO2

5.1.2 Beregningsprofil 6

Beregningsprofilet har sjøbunn med jevn skråning på ca. 1:5. Forekomsten av det leirige siltlaget er meget beskjedent. Fyllingsomfanget er ca. 47 m fra fot til platå. Lengden er ca. 320 m i horisontalplanet.

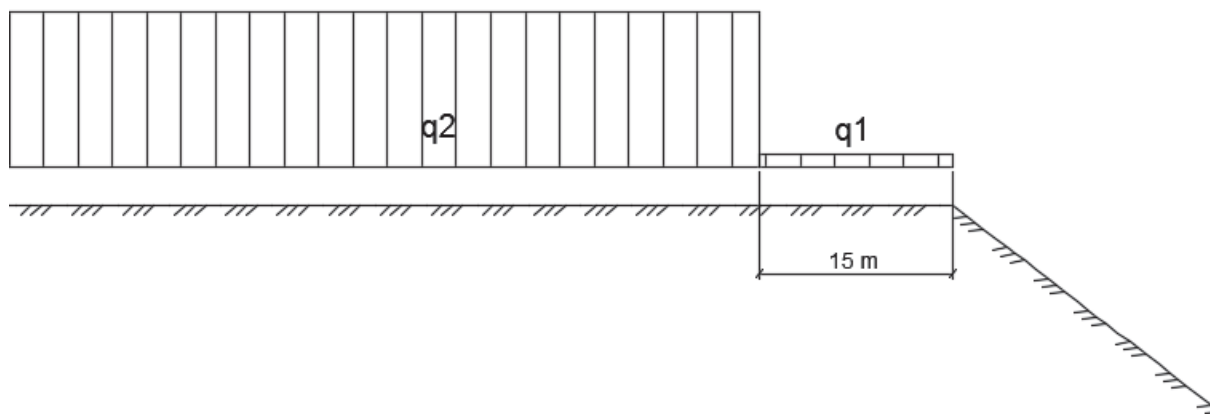
Profilgeometri for planlagt fylling og eksisterende lagdeling er vedlagt i NO5

5.2 Beregningsstrategi

Det er utført to analyser for hvert beregningsprofil;

- Aller først hvor $q_1 = \gamma_Q \cdot 10 \text{ kPa} = 13 \text{ kPa}$ og $q_2 = \gamma_Q \cdot 100 \text{ kPa} = 130 \text{ kPa}$ (jmfør Figur 3), som er tilstanden dimensjonert for industrivirksomheten. Denne ble benyttet for å bestemme skråningshelningen.

- Deretter hvor $q_1 = \gamma_Q \cdot 10 \text{ kPa} = 13 \text{ kPa}$ og $q_2 =$ stegvis økende for å finne mulig høyde av mellomagringsmasser.



Figur 3 - Laster på fylling

For det sistnevnte punktet kan man merke seg at en sirkulærsylindrisk glideflate ikke er kritisk og alternativet er en sammensatt glideflate. De relevante glideflater har blitt identifisert gjennom prøving og feiling. Resultatene inneholder en matrise med resultater fra disse.

5.3 Resultater

Rapport utført av Multiconsult /1/ konkluderer at fyllingens underlag gir utilstrekkelig sikkerhet med en skråningshelning på 1:1,5 for hele profilet. Dette ble også bekreftet gjennom beregninger utført i forbindelse med denne rapporten¹.

Stabilitetsberegningene viser at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet ved å legge ut fyllingen med helning 1:2 opp til en gitt kote og med helning 1:1,5 videre oppover. Flere kombinasjoner av helning og «knekkpunkt» ble testet. Under følger beregningene som legger grunnlag for endelig løsning.

5.3.1 Beregningsprofil 2

For profil 2 med helning 1:2 opp til kote -30, og resterende helning 1:1,5:

Jamfør Figur 3. Med laster $q_1 = \gamma_Q \cdot 10 \text{ kPa} = 13 \text{ kPa}$ og $q_2 = \gamma_Q \cdot 100 \text{ kPa} = 130 \text{ kPa}$ oppnås følgende partialfaktorer.

Tabell 3

Skjærflate	Partialfaktor
Skjærflate A, sirkulærsylindrisk	1,37
Skjærflate B, sammensatt	1,36

Se vedlegg NO3 for illustrasjon av beregning i Geosuite Stability.

Med laster $q_1 = \gamma_Q \cdot 10 \text{ kPa} = 13 \text{ kPa}$ og $q_2 = \text{variabel}$ oppnås følgende partialfaktorer.

¹ Ikke vist her.

Tabell 4 – Laveste funnet partialfaktor med økende last.

Last q_2 [kPa] inkl. γ_Q	Skjærflate A (cyl)	Skjærflate B	Skjærflate C	Skjærflate D	Skjærflate E
130	1,37	1,36	1,39	1,40	1,47
260	1,37	1,36	1,38	1,38	1,40
390	1,37	1,36	1,37	1,35	1,34

Se tegning NO4 for illustrasjon av beregning i Geosuite Stability.

Beregningene, her representert ved Tabell 4 og vedlegg NO4, viser at sikkerhetene i skjærflatene A og B er upåvirket av økt last i q_2 da de ligger mindre enn 15 m fra skråningskanten. Skjærflate B fortsetter å være mest kritisk helt til q_2 er satt til en størrelse et sted mellom 260 kPa og 390 kPa.

Man velger derfor å si at en sikkerhet på 1,36 er tilstrekkelig, og beregningsprofil 2 tåler en last på 260 kPa 15 m fra fyllingskant.

5.3.2 Beregningsprofil 6

For et profil med helning 1:2 opp til kote -30, og resterende helning 1:1,5:

Jamfør Figur 3. Med laster $q_1 = \gamma_Q \cdot 10 \text{ kPa} = 13 \text{ kPa}$ og $q_2 = \gamma_Q \cdot 100 \text{ kPa} = 130 \text{ kPa}$ oppnås følgende partialfaktorer

Tabell 5

Skjærflate	Partialfaktor
Skjærflate A, sirkulærsylindrisk	1,41
Skjærflate B, sammensatt	1,39

Se vedlegg NO6 for illustrasjon av beregning i Geosuite Stability.

Med laster $q_1 = \gamma_Q \cdot 10 \text{ kPa} = 13 \text{ kPa}$ og $q_2 = \text{variabel}$ oppnås følgende partialfaktorer.

Tabell 6

Last q_2 [kPa] inkl. γ_Q	Skjærflate A (cyl)	Skjærflate B	Skjærflate C	Skjærflate D	Skjærflate E
130	1,41	1,39	1,47	1,49	1,52
260	1,41	1,39	1,45	1,45	1,46
390	1,41	1,39	1,43	1,42	1,41

Se vedlegg NO7 for illustrasjon av beregning i Geosuite Stability.

Situasjonen for beregningsprofil 6 er som i beregningsprofil 2, med unntak av at skjærflaten lengst inn i skråningen (skjærflate E) ikke rekker å «ta igjen» skjærflate B. Prinsipielt kan man laste mer i beregningsprofil 6 enn i beregningsprofil 2.

6 Geotekniske vurderinger

Basert på beregningene anbefales det som endelig løsning å fylle med helning ikke brattere enn 1:2 opptil kote -30.

Den karakteristiske overflatelasten 15 m fra fyllingskant kan med tilstrekkelig sikkerhet økes til 200 kPa (tilsvarer omtrent 10 m masser på toppen av fyllingen på kote +3).

Beregninger for midlertidig utfylling med sjete og fylling med løsmasser fra E06 på innsiden er vurdert tilsvarende som de viste snittene og sjeteen må utføres likt som permanent front med helning 1:2 opp til kote -30. Løsmassene fra E06 vil ligge så langt inn i permanent fylling at de ikke påvirker stabiliteten av fyllingen (potensielle skjærsirkler blir lange). Sjeteens bredde og løsmassenes beskaffenhet er vurdert som tilstrekkelig og vil ikke påvirke stabiliteten av fyllingsfronten eller andre føringer for bruken av området etter utfylling.

7 Kontroll og oppfølging

Det skal benyttes sprengstein fra tunnel i fyllingens ytterkant og sjete. Utfyllingsarbeidene må utføres på en slik måte at risiko for mannskap og utstyr begrenses til et minimum. Utfylling med lekter og/eller rampe opp til angitt nivå er da et vesentlig element. Utfyllingsarbeidene utføres lagvis, fra laveste nivå i utfyllingsområdet. Lagtykkelsen tilpasses aktuelt utstyr, men bør være i størrelsesorden 2-3 m for utfylling under kote-30, og kan økes over dette. For fylling innenfor sjete med løsmasser fra E06, må utfylling utføres på slik måte at høydeforskjeller internt i innfyllingsvolumet ikke overstiger 3 m, dette kan utføres f.eks. ved bruk av flytende rampe.

Der hvor fyllingen legges ut fra endetipp, skyves massene ut over tipp med fjernstyrt doser. Det må utvises forsiktighet ved arbeider ved fyllingsfront.

Det forutsettes at utfyllingsarbeidene følges opp nøye med gjentatte mengde- og nivåkontroller, for eksempel med utarbeidelse av loddeprofiler/loddekart for kontroll av at hvert lag er etablert som forutsatt før utleggingen av neste lag igangsettes. Det bør derfor utarbeides detaljerte planer for utfyllingsarbeidene, som deretter bør følges opp av kvalifisert personell.

Det vises også til håndbok V221.

8 Faser i utfyllingen og bølgepåvirkning

8.1 Prosedyre

Fase 1 E11 utfylling forberedende arbeider

Fase 1 utgjør en relativt sett mindre del av utfyllingen fra en tidlig fase i Rogfast. Utfylling er fullført. Det er ingen plastring eller sikring mot erosjon fra bølger eller strøm. Masser som eventuelt glir ut vil bli liggende innenfor et område som senere likevel skal fylles ut. Fyllingen er etablert opp til kote +3.

Fase 2 E03 Oppfylling til kote -10 med lekter og/eller flytende rampe, samt oppfylling fra endetipp opp til kote +3,0 for sjete.

I denne fasen etableres en del av hovedfyllingen opp til kote -10.0 ved bruk av lekter og/eller flytende rampe i en sjete som ligger innenfor endelig fylling. Denne fasen vil vare over flere vintersesonger. På dybde -10 m er imidlertid erosjonskraften fra bølger og strøm meget liten, eventuell erosjon vil foregå over kote -10. Sikring er ikke nødvendig, men erosjon må overvåkes kontinuerlig. Eventuelle utglidninger vil bli liggende innenfor endelig fyllingsfot.

Fase 3 E03 Oppfylling til kote -10 med lekter og/eller flytende rampe, resterende del av fyllingen

I denne fasen etableres hovedfyllingen opp til kote -10 ved bruk av lekter. Denne fasen vil vare over flere vintersesonger. På dybde -10 m er imidlertid erosjonskraften fra bølger og strøm meget liten, og det er antatt at det ikke er behov for sikring.

Fase 4 E03 Oppfylling fra kote-10 til +3 fra tipp

I denne fasen etableres den øverste og ytre delen av undervannsfyllingen i Fase 3. Denne delen skal utføres som fylling fra endetipp opp til kote +3.0. Fyllingen starter i nord og plastringslag bygges opp fortløpende.

8.2 Anbefalinger

Fase 1

Bølgebelastningen på stedet er moderat og består hovedsakelig av lokal fjordsjø, men bølgene er likevel høye nok til å omforme fyllingen som består av bare samfengt tunnelmasse.

Fase 2

Bølgebelastningen på stedet er moderat og består hovedsakelig av lokal fjordsjø, men bølgene er likevel høye nok til å omforme fyllingen som består av bare samfengt tunnelmasse. Erosjon må overvåkes og tiltak vurderes fortløpende og ses i sammenheng med fremdrift i de andre fasene av utfyllingen.

Fase 3

Fyllingen opp til kote -10 vil være stabil mot erosjon av bølger. Siden dette er en midlertidig fase, kan vi ta utgangspunkt i en 5 års storm med minimalt bidrag fra havbølger som gir en signifikant bølgehøyde $H_s = 1.95$ m (vs $H_s = 2.8$ m for 200 års tilstand). Da vil nødvendig steinstørrelse være $d_{50} \approx 0.23$ m. I en slik storm vil man derfor sannsynligvis miste noe av topplaget, men det vil etter kort tid vokse fram et stabilt lag med stein som er store nok.

Fase 4

I Fase 4 skal toppen av deponiet og plastringsfronten etableres. Det anbefales å etablere arbeidsplattform på kote +1 til kote +2 for å bedre rekkevidde før utgraving for trau og etterfølgende arbeider med filterlag og plastring.

Den kritiske perioden er den tida da trauet er eksponert før filterlaget legges på. Entreprenøren må velge en prosedyre basert på eget valg av risiko.

Det anbefales å grave ut tau og å etablere filterlag og plastring i omlag 10 - 20 m lange seksjoner for å avgrense eksponert område.

Vi anbefaler å bygge deponiets nordre del først. Det er her de høyeste bølgene er forventet å komme fra, og den nordre delen vil i stor grad skjerme den midtre og søndre delen mot disse bølgene.

9 Referanser

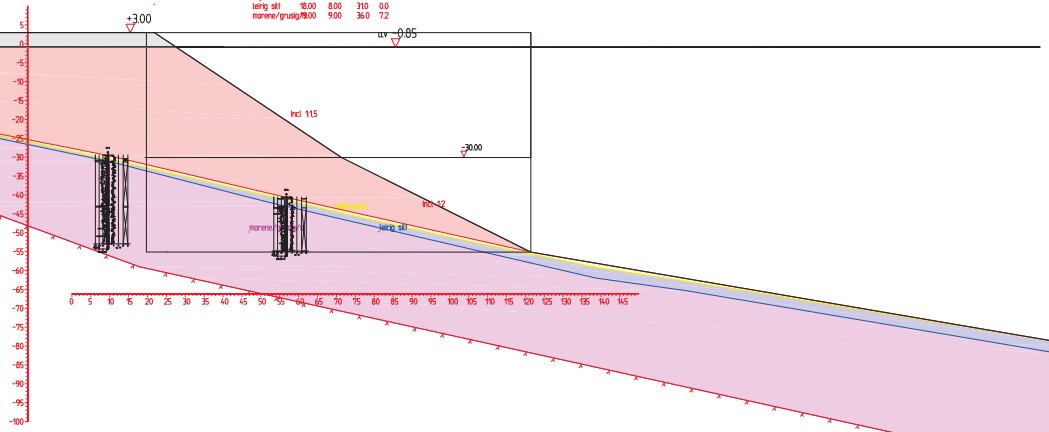
- /1/ Multiconsult AS
E39 Rogfast. Massedeponi Mekjarvik. 215943-RIG-RAP-005_rev 00
Sjøfylling. Stabilitet. Beregningsrapport. 15. oktober 2013
- /2/ Multiconsult AS
E39 Rogfast. Massedeponi Mekjarvik. 2011032186-006
Grunnundersøkelser. Grunnforhold. Datarapport. 17. februar 2012
- /3/ COWI
Forprosjekt – Sikring av vanninntak i Mekjarvika. Rap_912
2. mai 2014
- /4/ GeoPhysix AS
Refraksjonsseismiske undersøkelser, Ev39 ROGFAST – Mekjarvik og Kråkøy, rapport
13001/12001/10071. Tidsperiode: 2012-2013. (Denne rapport foreligger også som vedlegg i
E11 Datarapport, doknr: NO-63-GEO, 16. februar 2016)

10 Vedlegg

Tegningsnummer	Beskrivelse
NO1	Oversiktskart Mekjarvika, med borplan og snitt
NO2	Geometri og lagdeling for profil 2
NO3	Stabilitetsberegning for profil 2 – opprinnelig last
NO4	Stabilitetsberegning for profil 2 – økt last fra lagingsmasser
NO5	Geometri og lagdeling for profil 6
NO6	Stabilitetsberegning for profil 6 – opprinnelig last
NO7	Stabilitetsberegning for profil 6 – økt last fra lagingsmasser

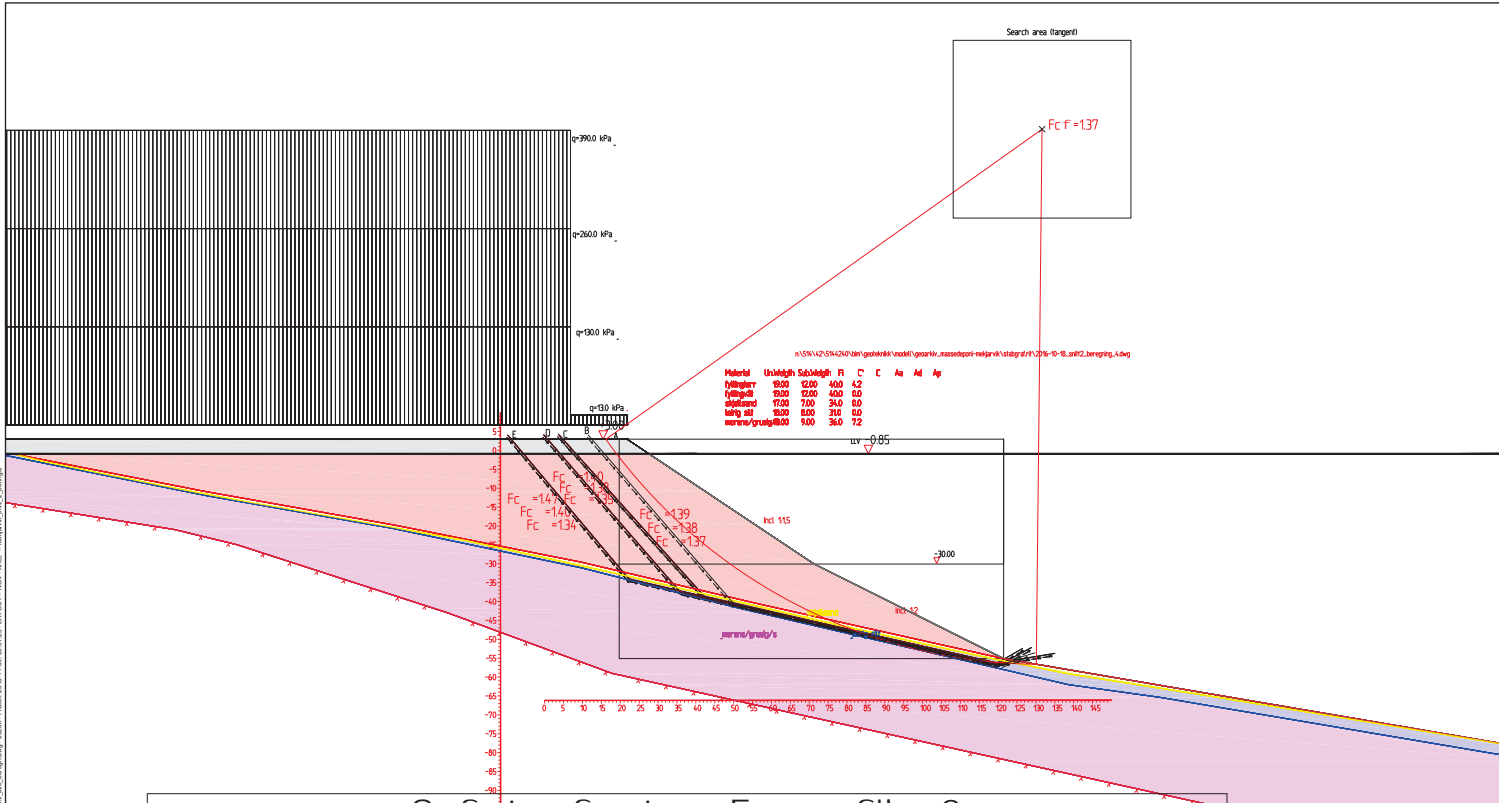
n:\S\142\5142\01\an\ges\84\modell\ges\W_1\stedspori-mel\jrn\k\st\stgr\1\3216-10-18_2012_beregning_4.dwg

Material	Un\veighth	Sub\veighth	F	C	C	Aa	Ad	Ap
fyllingsler	9.00	12.00	4.00	4.2				
fyllingsst	9.00	12.00	4.00	0.0				
spjellsand	17.00	7.00	34.0	0.0				
leiret all	8.00	8.00	21.0	0.0				
morene/grusig	8.00	9.00	36.0	7.2				



FORELØPIG 2016-11-04

E39 Rogfast		Hj. Ravn-Larsen	
Profil 2		Rogfast vest	
Lagdeling		NØRREBY	
-		1500	
Kontrollansvarlig		EUREFØRTHS/NØRREBY	
Tegnet av		514214	
Sjekk av		NØRREBY	

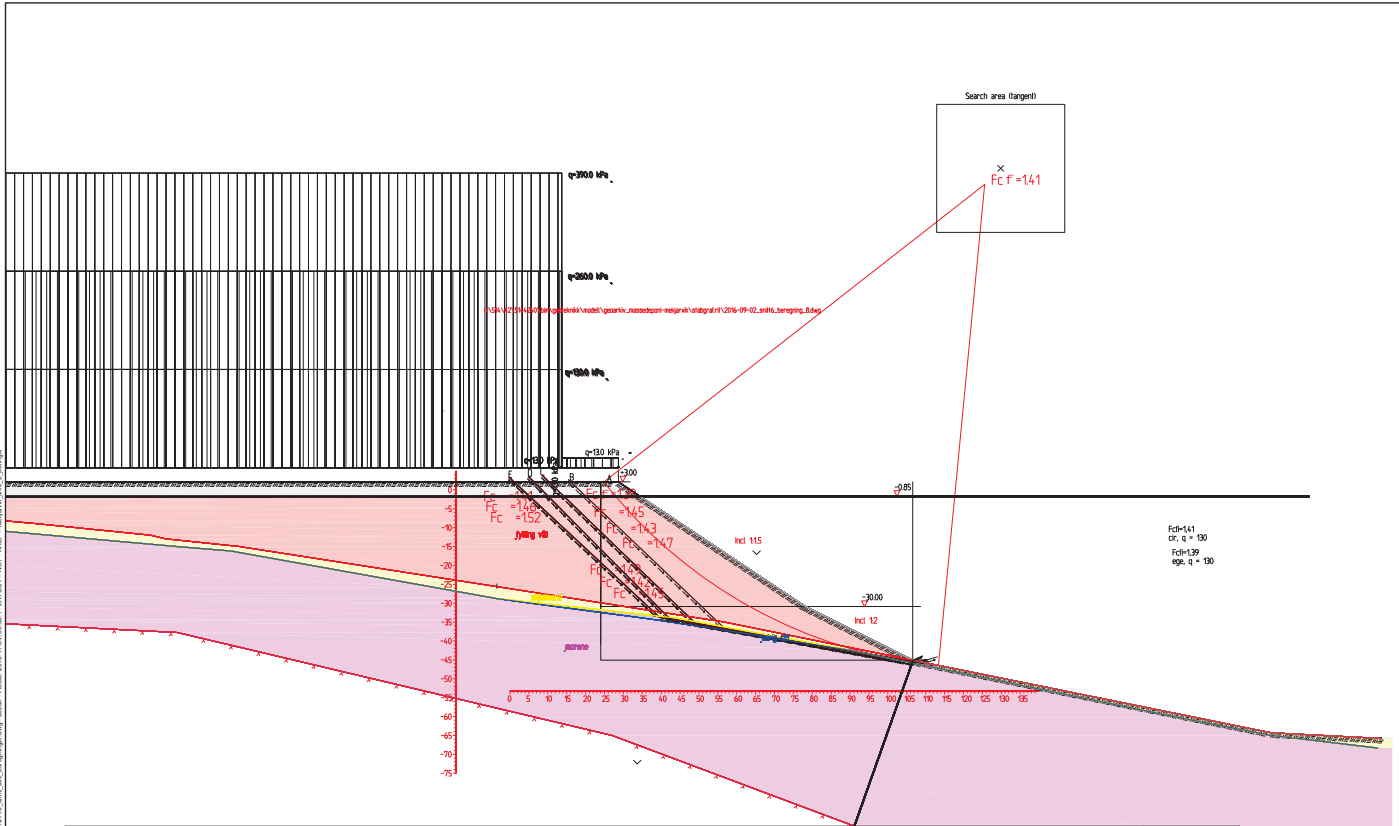


Safety factor F, profile 2

q [kPa]	Shear surface A (cyl)	Shear surface B	Shear surface C	Shear surface D	Shear surface E
130	1.37	1.36	1.39	1.40	1.47
130+130	1.37	1.36	1.38	1.38	1.40
130+260	1.37	1.36	1.37	1.35	1.34

FORELØPIG 2016-11-04

E39 Rogfast		St. Rein-Larsen	
Profil 2	Stabilitet, ekt last	Prosjekt nr	39549
Kontrollansvarlig		Dokument nr	1500
Tegnet av		Revisjonsnr	104
Sjekk av		Stempel nr	51424
		Stempel nr	NO4



Safety factor F, profile 6

q [kPa]	Shear surface A (cyl)	Shear surface B	Shear surface C	Shear surface D	Shear surface E
130	1.41	1.39	1.47	1.49	1.52
130+130	1.41	1.39	1.45	1.45	1.46
130+260	1.41	1.39	1.43	1.42	1.41

FORELØBIG 2016-11-04

E39 Rogfast		St. Ravn-Larsen	
Profil 6	Stabilitet, økt last	Regio vest	395489
Kalkulationsprogram		1508	
EUREFORTH/MS/N07010		N07	

FcF=1.41
Øst, q = 130
FcF=1.39
Øst, q = 130