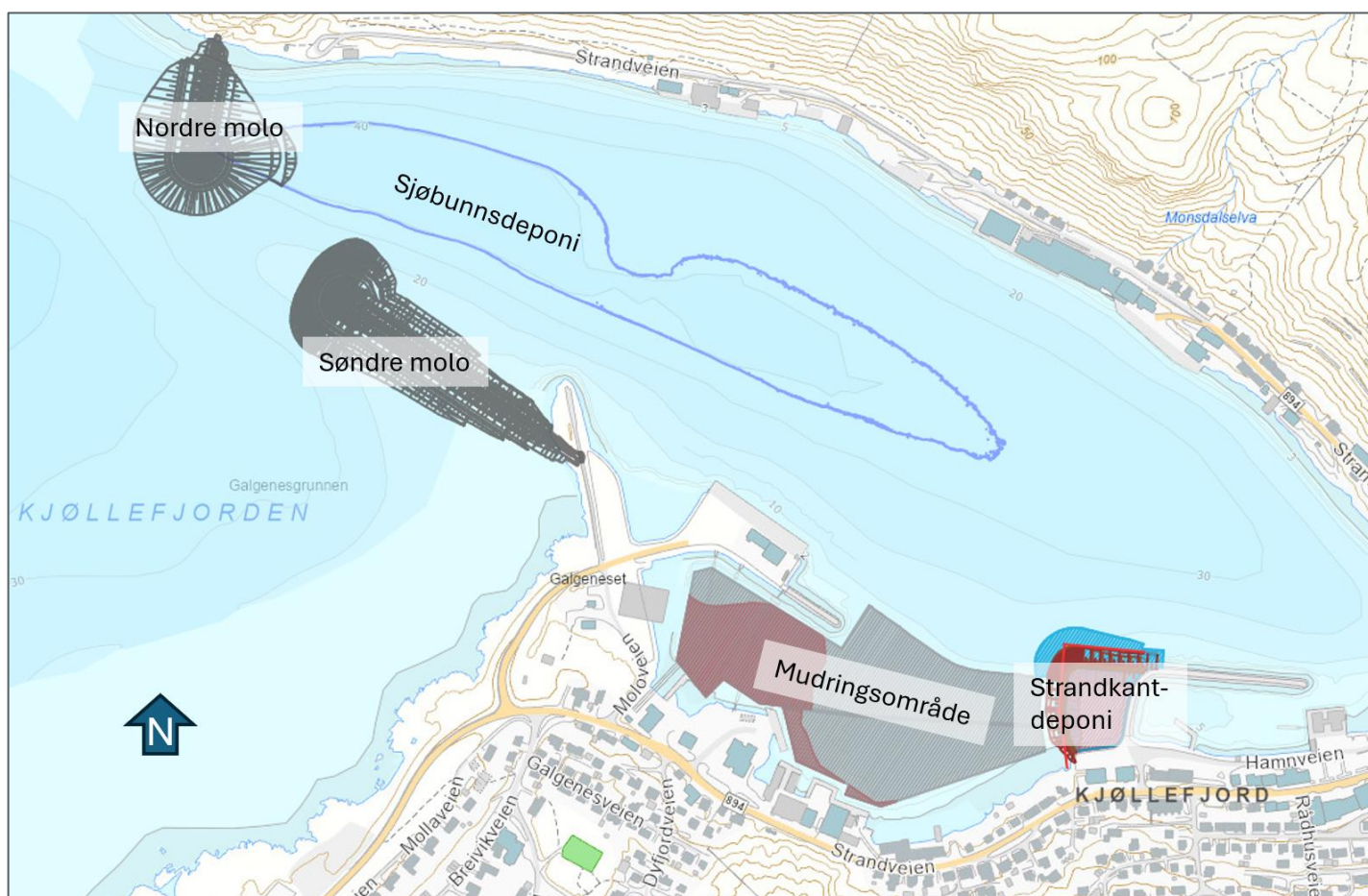


► Innseiling Kjøllefjord

Oppdragsnr.: **52407404** Dokumentnr.: **52407404-RIG-04** Versjon: **3** Dato: **2025-02-04**



Oppdragsgiver: Kystverket
Oppdragsgivers kontaktperson: Trym Hauge Nilsen
Kystsaksnummer 2022/408
Rådgiver: Norconsult AS, Klæbuveien 127 B, NO-7031 Trondheim
Oppdragsleder: Athul Sasikumar
Fagansvarlig: Egil A. Behrens
Andre nøkkelpersoner: Kristian Aune

► Sammendrag

Norconsult er kontrahert av Kystverket for geoteknisk vurdering av planlagt mudring samt fylling for å håndtere mudrede masser (strandkantdeponi) i Kjøllefjord i Lebesby kommune (Finnmark). Stabilitet av fyllingsarbeider, i anleggsfase og i permanent fase er vurdert i prosjekteringen.

Mudringen vil medføre både mudring av løsmasser og sprengning av fjell. Det må påregnes sprengning/pigging av fjell ganske nær konstruksjoner/bygg langs sjøkanten. Krav til sprengning bør fastsettes av relevante fag (ingeniørgeolog evt i samråd med byggetekniker).

Fyllingen må bygges iht. føringene gitt i denne rapporten. Kun fylling vest for eksisterende småbåthavn ansees aktuell. Det må først bygges en sjeté i 3 trinn, med fronthelning 1:1,3 og en motfylling (hylle) på utsiden. Deretter kan mudringsmasser fylles bak sjetéen. Fylling inntil eksisterende molo for småbåthavn vil medføre noe setning på nærmeste del av moloen, dette ventes imidlertid å være uproblematisk.

Denne rapporten er en revisjon av tidligere prosjekteringsrapport 52209179-RIG-03. Endringene er gjort for å ta høyde for at Statsforvalteren sannsynligvis vil stille krav om å legge tildekkingslag under sjetéen for fyllingen. Dette for å begrense spredning av forurensede masser. Tildekkingslag vil være av *sand/grus eller grovere masser (pukk)*. Vi har vurdert stabiliteten av et slikt lag under sjetéen og bestemt hvor et slikt lag er stabilitetsmessig tilrådelig og ikke.

Noen mindre justeringer er innarbeidet i versjon 3 (skrevet i kursiv), samt at vurderinger rundt sjøbunnsdeponi er innarbeidet.

3	2025-02-04	Oppdatert med mindre justeringer og sjøbunnsdeponi	Egil A. Behrens	Kristian Aune	Athul Sasikumar
2	2024-12-17	Oppdatert med tildekkingslag og nytt oppdragsnr.	Egil A. Behrens	Kristian Aune	Athul Sasikumar
1	2023-09-21	Ferdig prosjekteringsrapport	Egil A. Behrens	Tellef Kydland	Athul Sasikumar
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

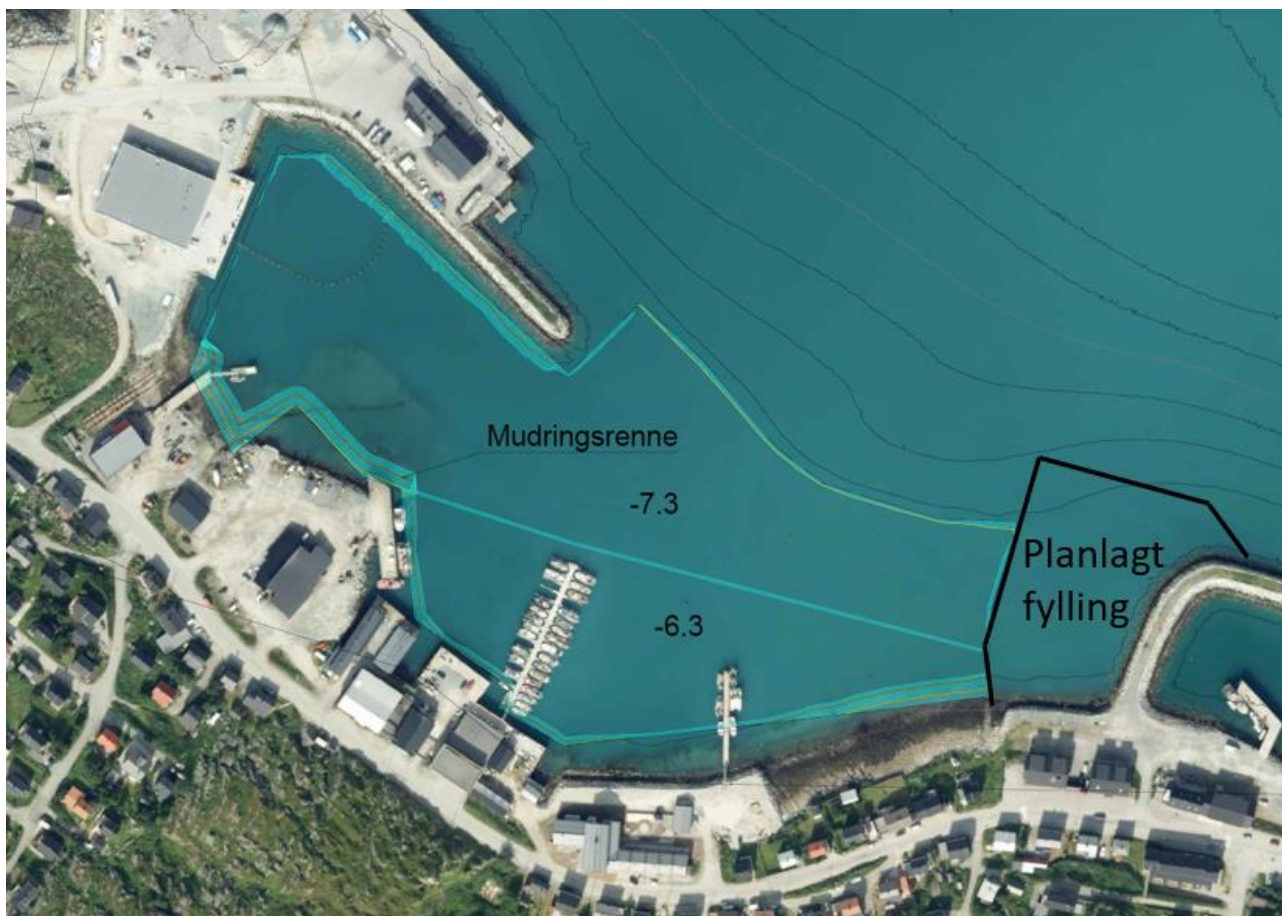
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver.

Innhold

1	Innledning	4
2	Terreng og grunnforhold	5
2.1	Terreng	5
2.2	Utførte grunnundersøkelser	5
2.3	Grunnforhold	6
3	Regelverk og klassifisering	8
3.1	Styrende dokumenter	8
3.2	Klassifisering	8
3.3	Sikkerhet mot naturpåkjenninger	9
3.4	Krav til materialfaktorer	10
4	Geotekniske hovedproblemstillinger og kritiske beregningssnitt	11
5	Grunnlag for beregninger (strandkantdeponi)	12
5.1	Løsmassenes tyngde- og styrkeverdier	12
5.2	Dimensjonerende laster	13
5.3	Dimensjonerende tidevannstand	14
5.4	Beregningsprogram og analysemetode	14
5.5	Tildekkingslag	14
5.6	Fyllingstrinn	14
6	Beregningsresultater strandkantdeponi	15
6.1	Snitt A (mot mudringsområdet i vest)	15
6.2	Snitt B (fylling – mot nord)	18
6.3	Diskusjon rundt beregningsresultater	20
7	Mudring mot nabokonstruksjoner (kaier)	22
8	Sjøbunnsdeponi	23
9	Rekkefølgekrav og utfyllingsmetode for strandkantdeponi	24
9.1	Generelt om utfylling	24
9.2	Rekkefølge	25
9.3	Toleransekrav	25
9.4	Andre krav	25
10	SHA og restrisiko	27
11	Plan for kontroll og oppfølging	28
11.1	Kontroll av prosjektering	28
11.2	Oppfølging i byggefase og utførelseskontroll	28
12	Referanser	30

1 Innledning

Norconsult er kontrahert av Kystverket for geoteknisk detaljprosjektering av planlagt molo, mudring og strandkantdeponi ved Kjøllefjord i Lebesby kommune (Finnmark). Denne rapporten omhandler geoteknisk prosjektering for mudring og fylling (strandkantdeponi og evt. *sjøbunnsdeponi*). Figur 1 viser flyfoto med mudringsareal inntegnet og fyllingsområde skissert.



Figur 1: Oversiktsbilde over mudringsområdet og fylling/strandkantdeponi. Nordorientert. Mudres ned til kt. -6.3 og -7.3 sjøkartnull.

Vi har tidligere gjort prosjektering av molo, mudring og fyllinger for Lebesby kommune. Siden den gang er det gjort supplerende grunnundersøkelser for å redusere usikkerheter i grunnforholdene. Den største av vurderte fyllinger utpeker seg som den mest aktuelle, og øvrige fyllinger er derfor ikke detaljprosjektert. Rapporten gjentar store deler fra tidligere prosjekteringsrapport, slik at denne rapporten kan leses uavhengig av tidligere rapport.

Alle kotehøyder i rapporten refererer til høydesystem LAT (sjøkartnull, laveste astronomiske tidevann) med mindre annet er angitt.

I forbindelse med denne revisjonen (desember 2024) er det sjekket hvordan fyllingens stabilitet påvirkes av tildekkingslag av sand under fyllingsfronten (sjetéen). I tillegg er fyllingsutstrekningen justert litt, og kritisk stabilitetssnitt er følgelig noe endret.

2 Terreng og grunnforhold

2.1 Terreng

Det har tidligere blitt mudret ned til kt. -7 sjøkartnull i store deler av området. Fjellet ligger i overflaten for området innerst i havnebassenget, med helning ned mot ca. kt. -10 retning nord-øst.

Ved planlagt fylling er sjøbunnen omtrent på kote -6 på store deler av arealet, men faller til cirka kote -14 ved dypeste del av fyllingsfoten mot nord. Videre ut i Kjøllefjorden er sjøbunnsbelningen omtrent 1:6.

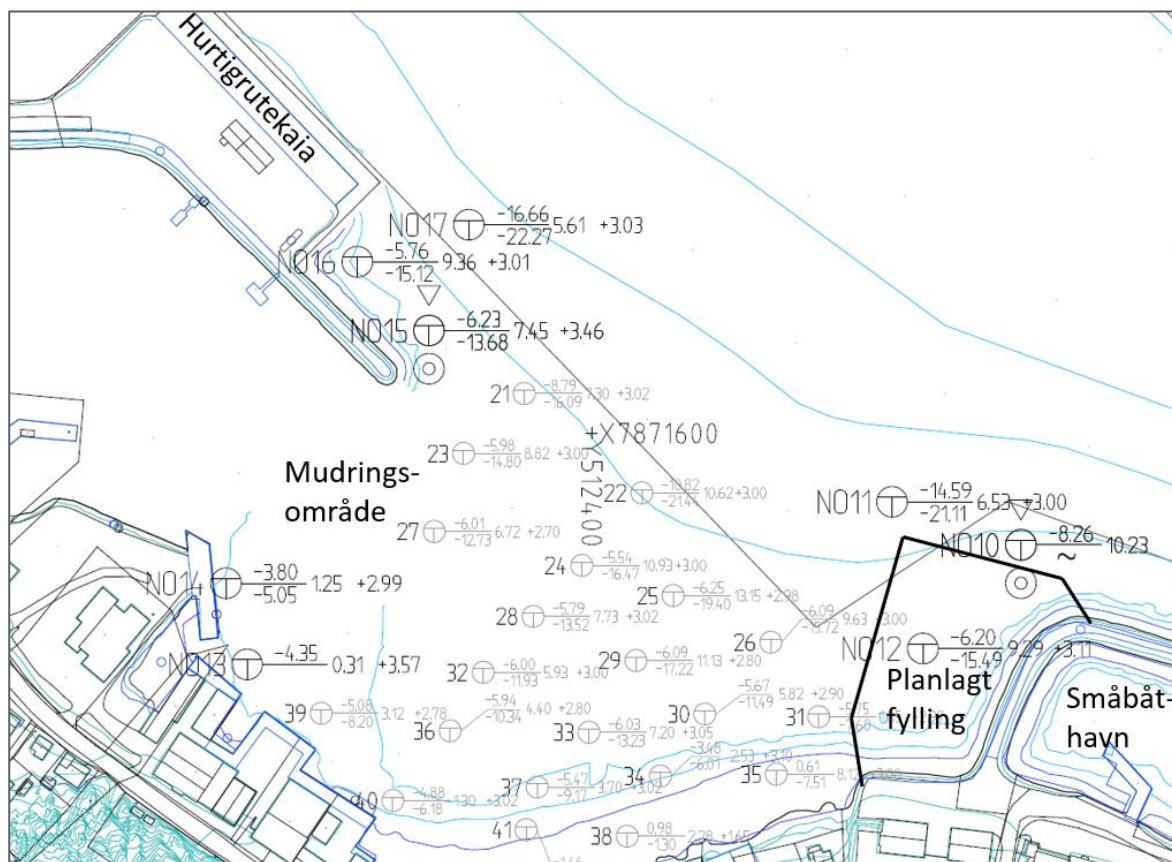
Eventuelt sjøbunnsdeponi (dersom strandkantdeponiet ikke får tilstrekkelig kapasitet) vil være ved dypeste område i Kjøllefjorden, der sjøbunnen er på kote -40 til -50.

2.2 Utførte grunnundersøkelser

Utførte grunnundersøkelser er presentert i foreliggende rapporter:

- Multiconsult: 712625-RIG-RAP-001_REV.01(Ref. 8)
- Multiconsult: 711999-RIG-RAP-001 inkl. vedlegg (Ref. 9)
- Rapport Løvlien Georåd (Ref. 10)
- Rapport Grunnundersøkelse 2005 – Rambøll (Ref. 11)
- Norconsult: Supplerende grunnundersøkelser for molo, mudring og fyllinger, 2023 (Ref. 12)

Utsnitt fra situasjonsplan over mest aktuelle utførte grunnundersøkelser er vist i Figur 2.



Figur 2: Utsnitt fra situasjonsplan over utførte grunnundersøkelser. Nordorientert. Store ikoner markerer nye undersøkelser (Norconsult 2023). Mindre ikoner fra Multiconsult (tidl. undersøkelser). T-ikon er totalsondering (boring), trekant og

dobbelsirkel er hhv trykksondering og prøvetakning. Det er også gjort tidligere grunnundersøkelser lengst nordvest i bassenget bak Hurtigrutekaia.

Det er utført flere titalls totalsonderinger (boringer) i det aktuelle havnebassenget i Kjøllefjord. Først i 2014, deretter supplerende sonderinger i 2017 og 9 supplerende sonderinger, samt trykksonderinger og prøvetakning i mai 2023. Sonderingene fra 2023 dekker i hovedsak aktuelle fyllingsområder som tidligere ikke var undersøkt.

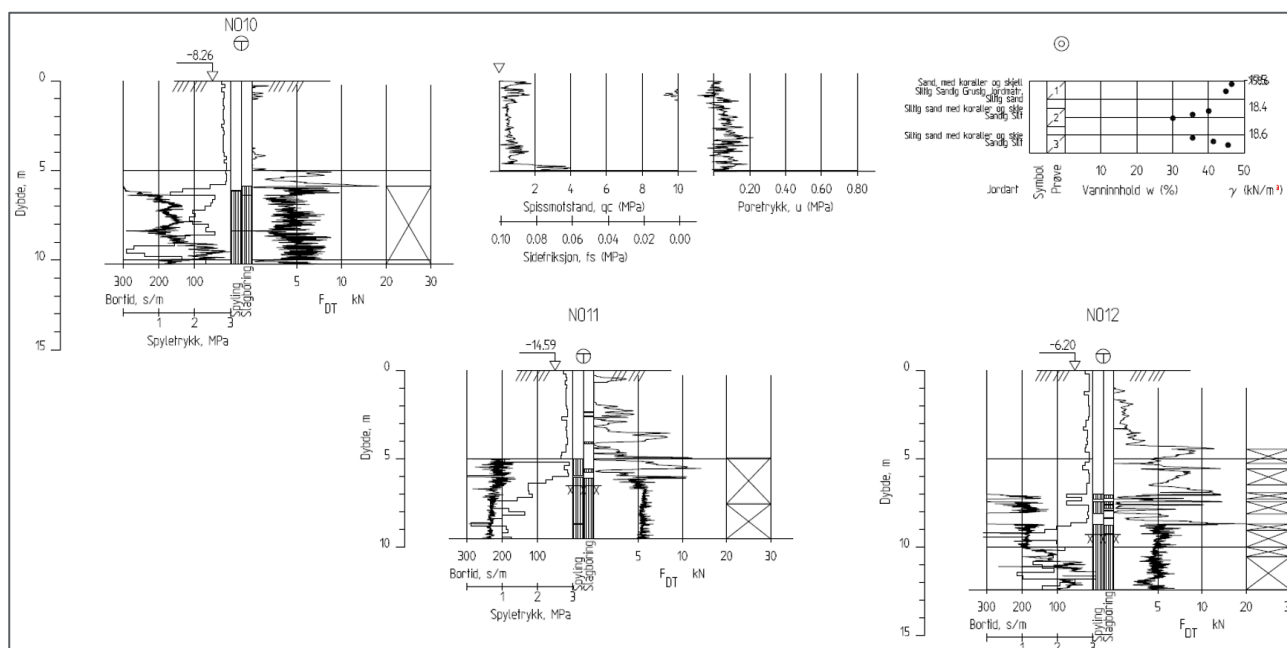
I tillegg til totalsonderinger (boringer) er det tatt opp prøveserier med 54 mm prøvetakingsutstyr og gjort trykksonderinger (CPTU) i utvalgte posisjoner. Det har blitt gjennomført kornfordelingsanalyse, måling av skjærstyrke ved konusforsøk og måling av massenes vanninnhold på opptatte prøver. Prøvene fra 2023 inneholdt mange korallrester som medførte at prøvene ikke var egnet for ødometerforsøk (stivhetsforsøk).

2.3 Grunnforhold

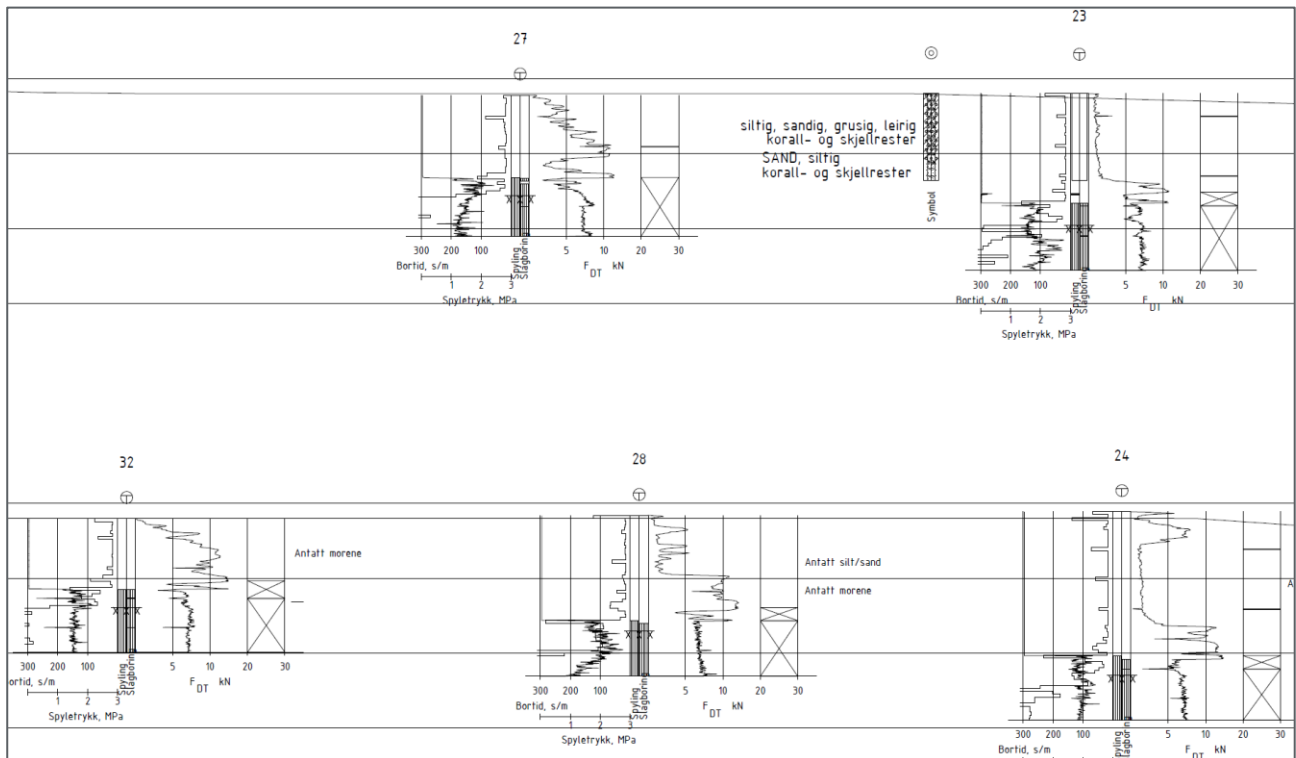
Utførte grunnundersøkelser er vist i Figur 2. Sjøbunnen ligger mellom kt. 0 og kt. -15 sjøkartnull der det er mest aktuelt å gjøre utfyllinger. Alle totalsonderinger unntatt NO10 er avsluttet i fjell med 3 meter fjellkontrollboring. Fjelloverflaten i borpunktene varierer mellom rundt kt. -2,5 innerst i havnebassenget (nordvest, planlagt mudringsområde), og rundt kt. -20 i nordøst (planlagt fylling). Mange av sonderingene er derimot utført før tidligere utdyping av havnebasseng ned til kt. -7. Dette medfører at store deler av dagens havnebasseng er tilnærmet fri for løsmasser selv om sonderingene indikerer et tykkere løsmassedeck.

Løsmassetykkelsen varierer mellom 0,3 - 10 m. Stedvis er det kort dybde til fjell. Ved planlagt fylling er det et cirka 4-5 m tykt lag med løst lagret sandig silt over faste masser og fjell. Sonderingene langs ytterkant av tiltenkt mudringsareal (inn mot land) viser generelt faste masser. Prøvetaking av massene midt i havnebasseng viser sand/silt med innhold av skjell- og korallrester med høyt vanninnhold (35-50%). Disse massene vurderes som enkle å mudre.

Utsnitt av typiske sonderingsprofiler er vist i Figur 3 og Figur 4.



Figur 3: Typiske sonderingsprofiler ved planlagt fylling (strandkantdeponi) vest for småbåthavn.



Figur 4: Typiske sonderingsprofiler ved planlagt mudringsområde. Hentet fra Multiconsults datarapport 2017.

3 Regelverk og klassifisering

3.1 Styrende dokumenter

Geoteknisk prosjektering utføres med bakgrunn i gjeldende regelverk, standarder og håndbøker, samt andre relevante publikasjoner. De viktigste for det aktuelle oppdrag er følgende:

- FOR-2017-06-19-840: Byggteknisk forskrift (TEK 17)
- FOR-2010-03-26-488: Byggesaksforskriften (SAK 10)
- NS-EN 1990:2002+NA:2008 + A1:2005 + NA:2016: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- NS-EN 1991-1-1:2002: NA:2008: Eurocode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger.
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler.
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021: Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.

3.2 Klassifisering

Klassifisering av tiltaket ut fra gjeldende regelverk er gitt i Tabell 1. Prosjekteringen er gjort i henhold til Eurokodene (NS-EN 1990-serien) for prosjektering av konstruksjoner som preakseptert løsning for å oppfylle de mer generelle kravene i forskrifter (Ref. 2 og Ref. 3) hjemlet i Plan- og bygningsloven (Ref. 1).

Tabell 1 – Prosjekteringsforutsetninger, klassifisering

Klassifisering	Kategori og begrunnelse	Kilde
Pålitelighetsklasse: (grunn- og fundamentering)	CC/RC2 Tabell NA.A1 (901) i Ref. 4 angir veiledende eksempler på plassering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasser (CC/RC) 1-4. Grunnarbeidene (mudringen og utfyllingen) anses som middels vanskelig, da det er viktig med fylling i riktig rekkefølge/trinnvis, men ellers få spesielle forhold. Grunnforholdene er rimelig godt kartlagte ved grunnundersøkelser i flere omganger. Det skal gjøres inntil cirka 15 m oppfylling. Moloer/havneanlegg/fyllinger plasseres typisk i pålitelighetsklasse 2, og dette anses som et normalt tilfelle mtp. konsekvenser (personopphold).	NS-EN1990 (ref. 7)
Kontrollklasse – prosjektering og utførelse:	PKK2/UKK2 Pålitelighetsklasse CC/RC2 medfører minst kontrollklassene PKK2/UKK2. Utvidet kontroll etter Eurokode 0 (NS-EN 1990) er påkrevd, men kan begrenses til kontroll av at prosjekterende og utførende har gjort kvalitetssikring innen de tema som NS-EN 1990 spesifiserer.	NS-EN1990 (ref. 7)
Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering:	2 De geotekniske arbeidene (prosjekteringen av grunnarbeidene) har liten kompleksitet (få grensesnitt mot	Byggesaksforskriften SAK10

	andre fag) og er middels vanskelige, geoteknisk sett. Eventuelle realistiske mangler eller feil ved prosjekteringen kan få middels konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet. Følgelig vurderer vi at utbyggingsprosjektet vil havne i tiltaksklasse 2 for geoteknisk prosjektering, jfr. SAK10 §9-4. Dette medfører krav om uavhengig kontroll av geoteknisk prosjektering iht. SAK10. Kontrollomfanget erstattes imidlertid av den utvidede kontrollen iht. NS-EN 1990, jfr. SAK10 §14-2, 3.ledd.	
Geoteknisk kategori:	2 Ut fra de kartlagte, middels krevende grunnforholdene i sjøområdet anser vi geoteknisk kategori 2 i henhold til Eurokode 7 (NS-EN 1997) å være aktuell. Det må gjøres beregninger, dog tradisjonelle sådanne.	NS-EN1997 (ref. 8)
Seismisk klasse	2 Planlagt mudring og fylling vil være for å ta hånd om løsmasser og på sikt gi nye næringsarealer. Dette ventes ikke å være samfunnskritiske arealer. For å gi rom for senere bygg i seismisk klasse 2 iht. NS-EN 1998-1 tabell NA.4(902), velges dette også for fyllingen.	NS-EN1998 (ref. 5)

3.3 Sikkerhet mot naturpåkjenninger

Ifølge TEK17 § 7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger, skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger som flom, stormflo og ras. Det er foretatt vurderinger med tanke på ras og løsmasseskred, samt jordskjelvpåvirkning.

Ifølge NVEs karttjeneste er planlagt mudringsområde og fyllingsområde utenfor aktsomhetsområder for naturfarer, utenom kvikkleireskred og stormflo.

Det er ikke registrert sprøbruddmateriale/kvikkleire under grunnundersøkelsene på eller i nærheten av planlagt mudring og fylling, og i høyereliggende terreng er det i hovedsak bart fjell. Fare for kvikkleireskred kan derfor utelukkes.

Fyllingen skal etableres tilstrekkelig høy til at eventuell fremtidig bebyggelse på denne vil kunne motstå stormflo. For mudringen er stormflo irrelevant.

Seismisk grunnakselerasjon er lav i området, jordskjelvstandarden NS-EN 1998-1 gir $a_{gr} = 0,20 \text{ m/s}^2$. Løsmassene tilsvarende grunntype A, B eller E i området for fylling. For seismisk klasse 2 er da $a_g = 0,20 \text{ m/s}^2$ < grenseverdi $0,30 \text{ m/s}^2$ og seismisk dimensjonering kan utelates på grunnlag av lav seismisitet i området, moderat seismisk klasse og grunntype.

Prøver og kornfordelingskurver fra undersøkelsespunkt NO10 viser at de løst lagrede massene er sandig silt og grovere masser. Graderingstall $C_u > 8$. Graderingstall over 5 indikerer at flyteskred ikke vil være en relevant bruddmekanisme. I tillegg er midlere kornstørrelse innenfor det kritiske intervallet for flyteskred, 0,05 mm til 0,2 mm, bare for noen av prøvene.

Ut fra de vurderingene som er utført anses kravene i TEK 17 § 7 å være oppfylt med tanke på sikkerhet mot naturpåkjenninger. (ref. 6).

3.4 Krav til materialfaktorer

Prosjekteringsstandarden NS-EN 1997-1 for geoteknisk prosjektering stiller minstekrav til materialfaktor 1,25 på friksjonsvinkel i drenerte analyser (effektivspenningsanalyser) og 1,4 på udrenert skjærstyrke (totalspenningsanalyse). Dette legges til grunn som minimumskrav. Aktuelle løsmasser regnes som drenerte masser (med kortvarig poreovertrykk) og 1,25 er dermed det aktuelle kravet.

Det er ingen offentlige veier / jernbane i direkte tilknytning til mudringsområdet eller fyllingen som medfører krav til høyere sikkerhetsfaktorer.

4 Geotekniske hovedproblemstillinger og kritiske beregningssnitt

Grunnforholdene i sjøen består av relativt løst lagrede/svake sand-/siltlag med innhold av skjell og korallrester over fastere materiale. Tykkelsen av løst lagrede masser, samt fastheten, varierer over området. Løsmassetykkelsen er inntil 10 meter i sonderingspunktene ved planlagt fylling, hvorav inntil 7 m er løst lagrede masser. Løsmassetykkelsen langs mudringsarealet er i størrelsesorden fra 0,6 meter nordvest til 8 meter sør-øst i havnebassenget.

Det er vurdert flere fyllinger for å ta hånd om mudringsmassene.

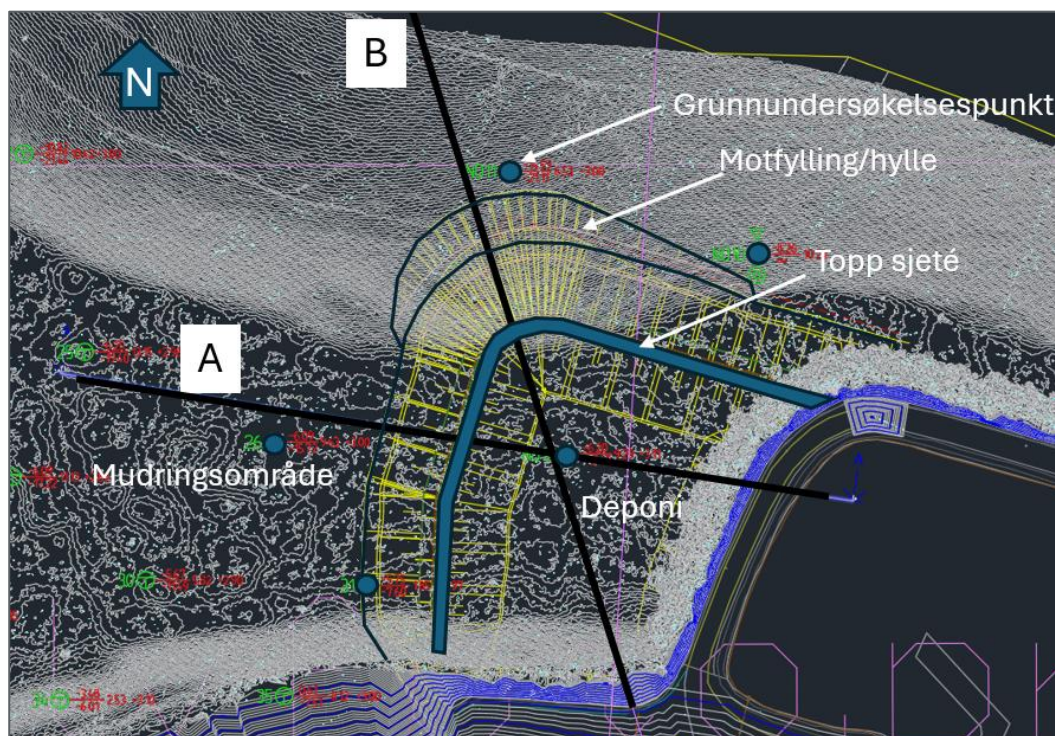
Noen av alternativene for fylling var så små at de ikke anses hensiktsmessige for detaljprosjektering. Fylling i forlengelsen av hurtigrutekaia er utgått også på grunn av risiko for at dette gir tilleggssetninger på hurtigrutekaia som allerede har vært utsatt for betydelige setningsforskjeller mellom kai og bakareal.

Det gjenstår derfor bare én fylling (*strandkantdeponi*) som er detaljprosjektert. Fyllingstoppen skal opp til cirka kt. +5 (sjøkartnull).

Geoteknisk hovedutfordring er en kombinasjon av nokså tykt lag av løst lagret sand/silt og sjøbunnsbelasting ved fyllingsfoten mot nord. I tillegg må geometri og rekkefølge av mudringsarbeider inn mot fyllingen i øst vurderes.

Ut fra sjøbunnskartet, planlagt utfylling og de påtruffede grunnforholdene har vi sortert ut 2 beregningssnitt som er kritisk/dimensjonerende for fyllingen. Plassering av beregningssnittene (A og B) er vist i Figur 5. Snitt B går bratteste helning ut i fjorden. Snitt A går gjennom borpunkt NO12 mot mudringsområdet i vest.

For mudringen er det ikke gjort geotekniske stabilitetsberegninger, da både tidligere og supplerende grunnundersøkelser har vist kun tynt lag løsmasser, som også er faste, der det skal mudres nær eksisterende konstruksjoner.



Figur 5: Oversikt over planlagt fyllingsutstrekning, grunnundersøkelsespunkt og kritiske beregningssnitt.

5 Grunnlag for beregninger (strandkantdeponi)

5.1 Løsmassenes tyngde- og styrkeverdier

De utførte grunnundersøkelsene gir samlet en god oversikt over grunnforholdene og et tilstrekkelig grunnlag for detaljprosjektering og bygging. Grunnundersøkelsene ved planlagt fylling viser til dels svake masser, men som i hovedsak oppfører seg drenerende ved belastning.

Løsmassenes tyngde- og styrkeverdier er bestemt ut fra erfaringstall, blant annet fra Statens vegvesens veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging (Ref. 7), samt fra de utførte laboratorieforsøkene.

Styrken av sand-, grus, morene og steinmasser er vurdert ut fra erfaringstall og sammenlignet relativt med styrken av de løsere massene som er undersøkt i laboratoriet.

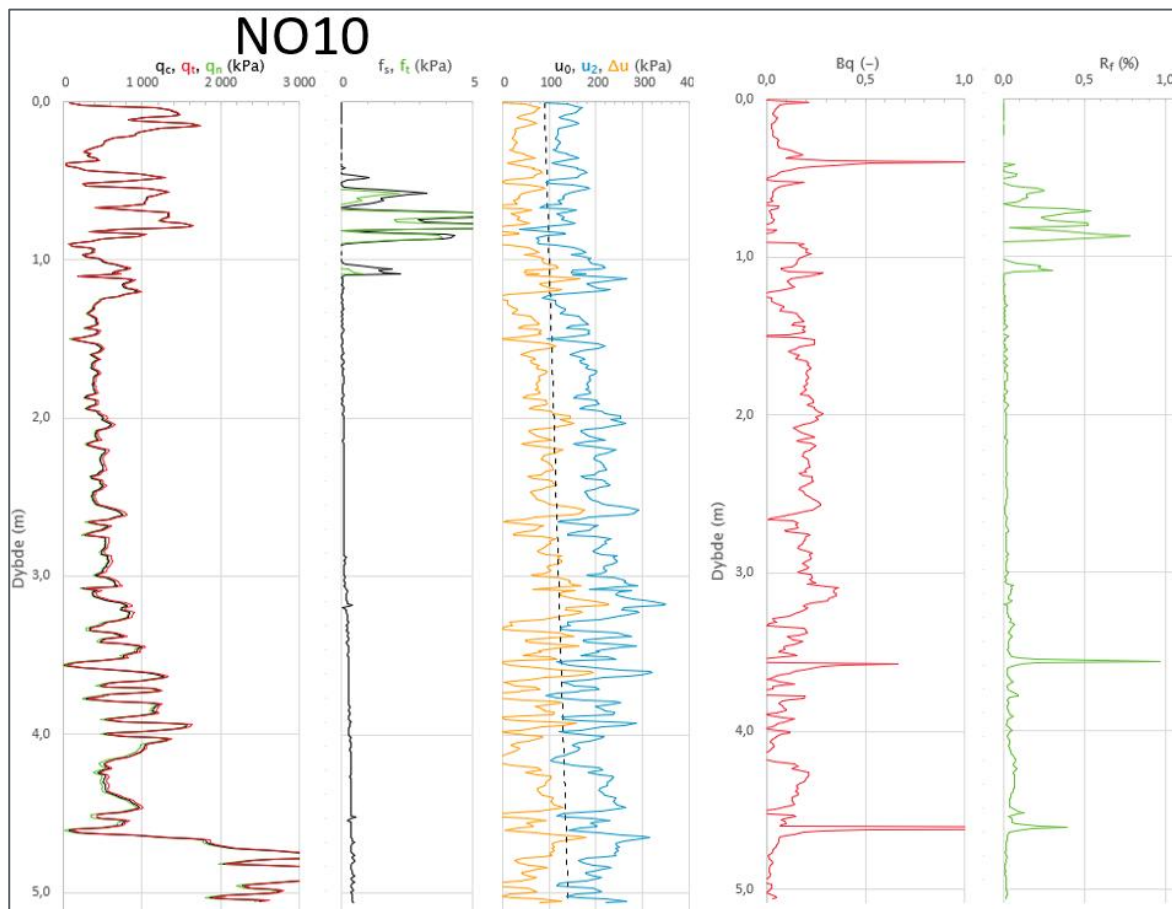
Tabell 2 viser tyngde- og styrkeverdiene vi er kommet frem til og som er lagt til grunn i beregningene.

Tabell 2. Beregningsparametere for løsmassene.

Material	Friksjonsvinkel [Grader]	Attraksjon [kPa]	Tyngdetetthet(tørr/våt) [kN/m ³]
Fylling/sprengstein (også plastring)	42	5 (kohesjon 4,5)	19/11
Tildekkingslag (sand)	34	2 (kohesjon 1)	18/8
Silt /siltige masser	30	0-2	19/9
Mudringsmasser	30	0-2 (økt stedvis fra 0 til 2 for å unngå urimelig grunne bruddformer)	18/8
Morene	36	10 (kohesjon 7)	20/10

Laget av løst lagret silt / siltige sandmasser har ved trykksonderinger, blant annet i NO10 ved planlagt fylling, vist moderat poretrykkoppbygning, det vil si at ved brå belastning kan det bli noe poreovertrykk i dette laget. Poreovertrykket er målt til inntil 30% av spissmotstanden ($B_q=0,3$), det vil si at laget i stor grad virker drenerende. Se Figur 6.

I beregninger er derfor laget regnet som et drenert materiale, men med poreovertrykk tilsvarende 30% av trykkøkningen fra oppfyllingen. Poreovertrykket nullstilles for hvert oppfyllingstrinn i og med at poreovertrykkene vil dreneres ut i løpet av noen dager eller i verste fall få uker.



Figur 6: Utsnitt fra trykksonderingsresultater fra NO10.

5.2 Dimensjonerende laster

For å hensynta anleggskjøretøy og eventuell fremtidig trafikk på fyllingen, er det lagt til grunn en dimensjonerende last 13 kPa på toppen av fyllingen i beregningene for ferdig oppfylt fylling. Lasten forutsettes å virke i full bredde, dog ikke nærmere enn 1 m fra fyllingens kant. Lasten tilsvarer vekten av normale vogntog/massetransportkjøretøy delt på arealet av kjøretøyet, med sikkerhetsfaktor (lastfaktor 1,3) og tar høyde for at flere kjøretøy kan stå tett etter hverandre. Lasten tilsvarer også et normalt 1-etasjers fremtidig bygg.

Lasten utgjør lite i forhold til belastningen som fyllingens egenvekt gir. Egenvekten av steinmassene er valgt som et forsiktig anslag (konservativt, dvs noe over gjennomsnittlig tyngdetetthet for steinmasser). Steinmassens tyngdetetthet vil avhenge av bergart og steinstørrelse/fraksjon. 19 kN/m³ tørr tyngdetetthet (over dimensjonerende vannstand) og 11 kN/m³ neddykket effektiv tyngdetetthet (21 kN/m³ totalt) ansees å være på forsiktig side og i tråd med prosjekteringsstandardens anvisninger (Ref. 5).

5.3 Dimensjonerende tidevannstand

For stabilitetsberegningene vil laveste vannstand være kritisk. Fyllingen vil bygges med permeable masser (sjeté av steinmasser og mudrede sand-, silt- og grusmasser bak), slik at vannstanden på begge sider av fyllingen vil være tilnærmet lik.

I beregningene er det i tråd med vanlig praksis lagt til grunn lavvann med 1 års gjentakintervall i bruddgrensesituasjon. Ved Kjøllefjord er denne 194 cm under normalnull NN2000 som i stabilitetssammenheng er tilnærmet lik sjøkarthull.

5.4 Beregningsprogram og analysemetode

Stabilitetsberegningene er gjennomført med beregningsprogrammet Plaxis 2D. Det er gjennomført beregninger på materiale med drenert oppførsel (effektivspenningsanalyse). Denne antagelsen forutsetter at fyllingen etableres i flere trinn med ventetid mellom hvert fyllingstrinn (konsolideringstid). Det er hensyntatt poreovertrykk i hvert enkelt fyllingstrinn. De 2 kritiske snittene er beregnet i Plaxis 2D. I tillegg er en overslagsmessig kontrollberegning utført i GeoSuite Stability.

5.5 Tildekkingslag

For å motvirke spredning av de stedvis forurensede løsmassene på sjøbunnen i sjetéens fotavtrykk (ytterkanten av fyllingen), vil det sannsynligvis bli stilt krav til tildekking med et minst 40 cm tykt sandlag der det er stabilitetsmessig forsvarlig. *Muligens kan det benyttes grus eller fin pukk i stedet for sand, og dette vil være bedre stabilitetsmessig.*

Tildekkingslaget spres ut ved slipp fra lekter, og tykkelsen vil derfor kunne variere. Tildekkingslaget vil ha noe mindre styrke enn steinmassene i moloen for øvrig. Stor tykkelse er derfor stabilitetsmessig ugunstig. Beregningsmessig har vi lagt til grunn at tildekkingslaget blir inntil 1,0 m tykt, selv om målet er 40 cm.

Geoteknisk sett er det ikke noe til hinder for å bruke rene mudringsmasser som tildekkingslag, så lenge mudringsmassene er hovedsakelig sand eller grovere.

5.6 Fyllingstrinn

For å unngå store, brå tilleggsbelastninger på de stedlige løsmassene på sjøbunnen, er det forutsatt en trinnvis oppbygning av sjetéen. Nivåene for hvert fyllingstrinn vurderes ut fra stabilitetsberegningene, dvs hvilken inndeling som gir best stabilitetsforhold og samtidig er praktisk gjennomførbar.

6 Beregningsresultater strandkantdeponi

6.1 Snitt A (mot mudringsområdet i vest)

Det er gjort stabilitetsberegning i et snitt A øst-vest gjennom borpunkt NO12 ved planlagt fylling. I dette snittet (mot vest) er sjøbunnen tilnærmet flat på kote -6, men skal mudres til -7,3. Sonderingsprofilene indikerer at løsmassene er noe fastere enn ved molofoten mot nord. Det er imidlertid forutsatt at det kan være sammenhengende siltlag / sandig silt.

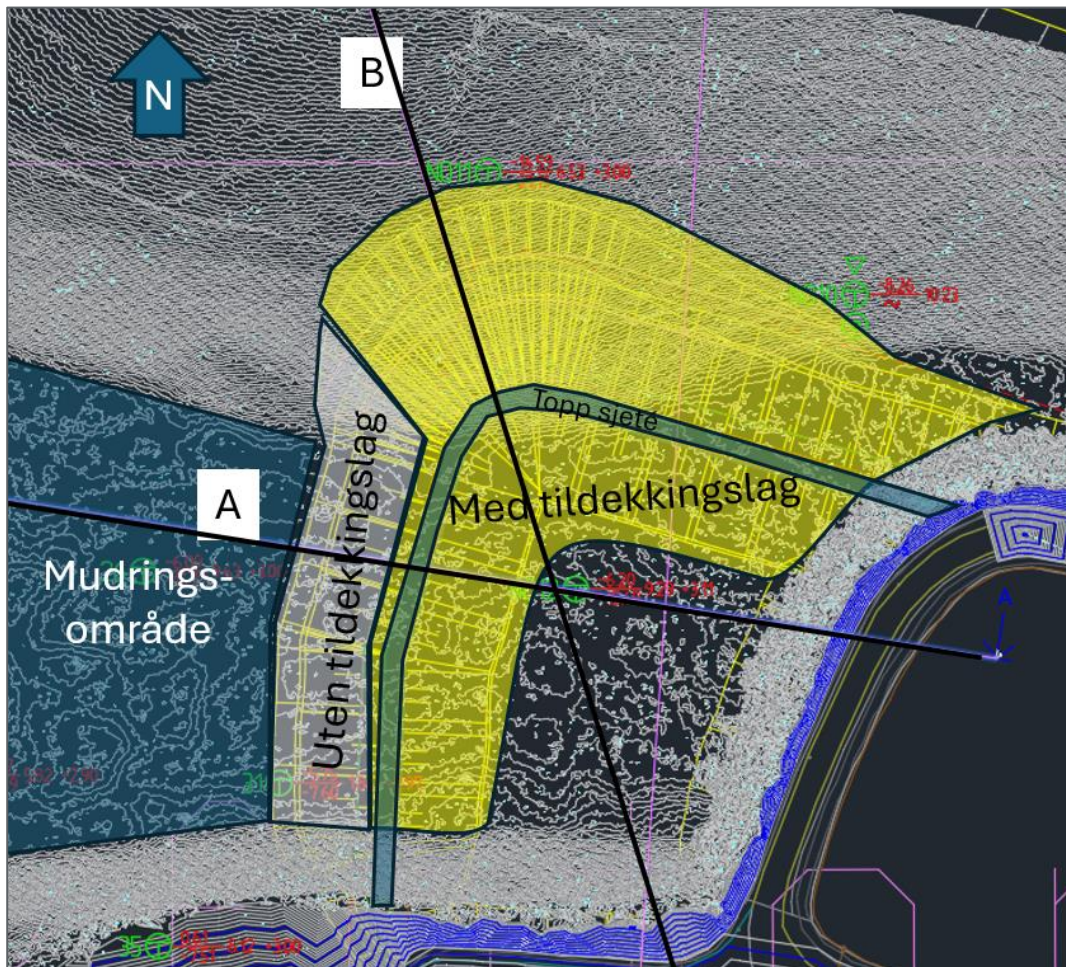
Av praktiske hensyn må sjeté fylles ut før mudringen slik at mudringsmassene kan plasseres direkte bak sjetéen. I stabilitetsberegningen har vi sjekket hvor nær sjetéens fot det kan mudres uten at stabiliteten blir for dårlig. Mudring foran fyllingsfoten er hovedtemaet i dette området, mens snitt B mot nord har større fyllingshøyde og brattere sjøbunns helning.

For å tilfredsstille minstekravet til stabilitet viser beregningene at det er nødvendig å fylle lagvis/trinnvis slik at poreovertrykk får tid til å slippe ut før neste lag med masser legges ut. Beregningene har vist at en lagvis oppbygning av sjetéen først til kote -2, deretter til +2 og til slutt til ferdig nivå på +5 vil være tilstrekkelig stabil. Beregningsmessig kan hele deponiet fylles i ett trinn etter at poreovertrykk fra sjetéen er sluppet ut. Poreovertryksmodelleringen i siltlaget i beregningene i hvert trinn er vist i Figur 9. Det er lagt til grunn et poreovertrykk i den angitte sonen lik 0,3 ganger effektiv (neddykket) vekt av fyllingen i gjeldende trinn. For sjetéens trinn 1 er dette 13 kPa, mens det er 18 kPa for trinn 2 og 3, og 45 kPa for deponifylling i ett trinn. I siltlaget under kantsonene av fyllingstrinnet gjøres en interpolering av poretrykkene.

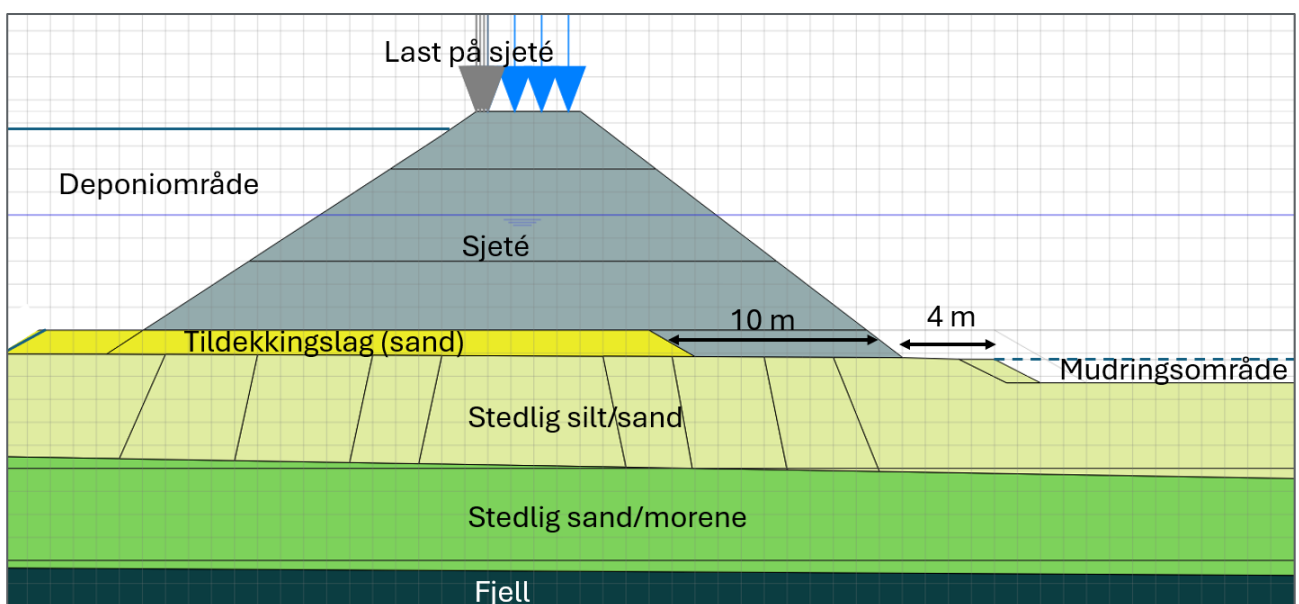
For å unngå dybdeproblemer ved utlegging av første trinn med lekter, må antakelig dette laget avsluttes ved kote -3 snarere enn -2. Stabiliteten er allikevel tilstrekkelig, se kommentar lenger ned i delkapitlet.

Det er gjort stabilitetsberegning både med og uten tildekkingslag i snitt A. Dersom det skal legges tildekkingslag, må dette enten forlenges minst 6 m forbi sjetéens fot, eller avsluttes 10 m innenfor foten. En løsning med tildekkingslag under og forbi foten vil også medføre at mudringen må avsluttes 6 m fra foten, i stedet for 4 m fra foten dersom det ikke legges tildekkingslag foran/under foten.

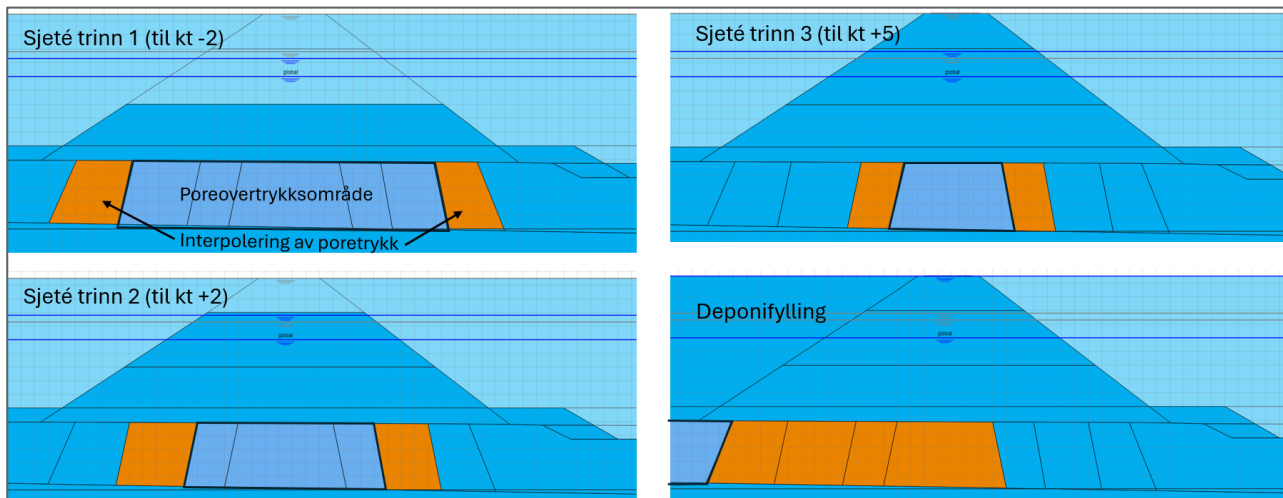
Beregningsmessig er stabiliteten tilstrekkelig for begge alternativene. En løsning med tildekkingslag under foten vil medføre større risiko for propellerrosjon og dermed stabilitetssvekkelse ved fremtidig båttrafikk i området. I tillegg vil stabiliteten bli betydelig svekket dersom noen på et senere tidspunkt ubetenksomt mudrer vekk tåen av tildekkingsmasser foran sjetéens fot. I tillegg vil eventuell fremtidig kaikonstruksjon i dette området måtte bygges bredere for å nå ut til det mudrede området, og blir dermed mer kostbar. Løsningen med å avslutte tildekkingslag innunder sjetéen er betydelig mer robust, og anbefales. En planskisse av denne løsningen er vist i Figur 7 og prinsippsnitt i Figur 8.



Figur 7: Utstrekning av tildekkingslag under sjeté. Tildekkingslag skal unngås i ytre del av sjeté mot vest.

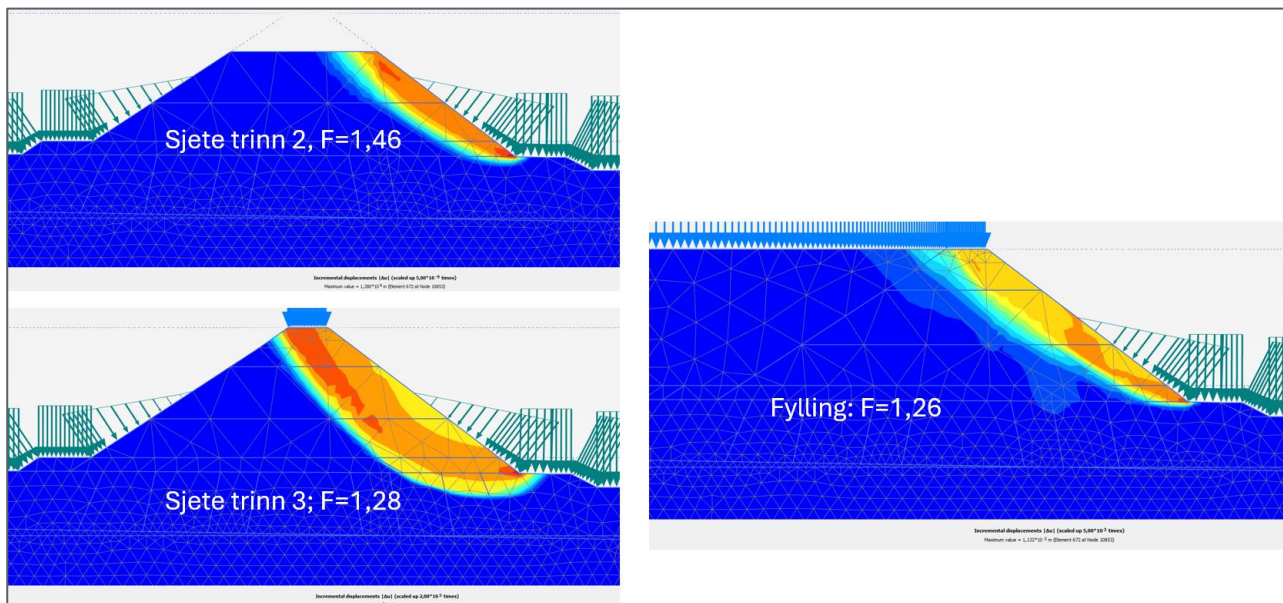


Figur 8: Prinsipsnitt for avslutning av tildekkingslag mot vest.



Figur 9: Poretrykksmodellering i beregninger i snitt A. For deponifylling i ett trinn er det lagt inn overtrykk 45 kPa.

Beregnete kritiske bruddformer og tilhørende sikkerhetsfaktor F fremkommer i Figur 10. Beregnet sikkerhet er like over minstekravet på $F=1,25$. Mest kritiske er ferdig situasjon (etter fylling), med $F=1,26$. Denne er ikke påvirket av poreovertrykk, da kritisk bruddform er foran sonen der det fylles i denne fasen og oppstår poreovertrykk.

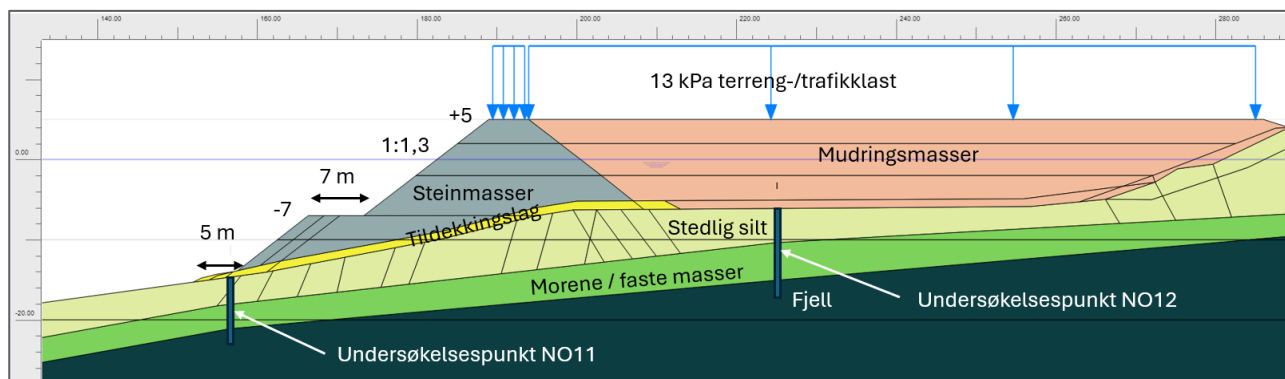


Figur 10: Utvalgte bruddfigurer fra beregning i snitt A (i skillett mot mørkeblått).

For å unngå dybdeproblemer ved utlegging av første trinn med leker, må antakelig dette laget avsluttes ved kote -3 snarere enn -2. Det medfører noe bedre stabilitet i første trinn og noe mindre i andre trinn. Stabilitetsmarginen i andre trinn er såpass god i utgangspunktet at en slik justering er uproblematisk.

6.2 Snitt B (fylling – mot nord)

Snitt B er et snitt ut mot Kjøllefjorden i området der sjøen er dypest og fyllingshøyden størst. Ved snitt B viser grunnundersøkelsene (punkt NO10, 11 og 12) at løst lagrede silt-/sandmasser sannsynligvis er sammenhengende. Bormotstanden er aller minst i NO10 (ytte punkt lenger øst enn snittet). Beregninger baserer seg på at styrken kan være så lav som den er målt her også innunder fyllingen og mot vest (mot NO11 og NO12). Snittets geometri er vist i Figur 11.



Figur 11: Utsnitt fra beregningsnitt B.

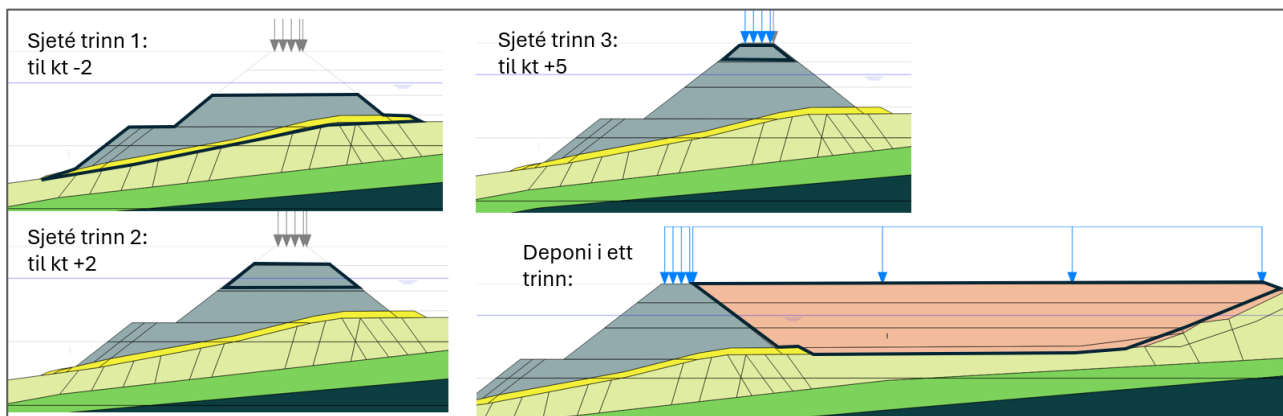
Drenert beregning med poreovertrykk i det sandige siltlaget lik 3-6 kPa per meter fyllingshøyde (3 under vann og 6 over vann, tilsvarer 0,3 ganger effektiv vekt slik som trykksonderingsresultatet antyder) medfører en beregnet sikkerhetsfaktor (materialfaktor) under 1,0 ved rask oppfylling av hele fyllingen. Dette vil si at ved en slik tenkt brå oppfylling vil det skje grunnbrudd. Beregningen er sensitiv for små variasjoner i poreovertrykket og utstrekning av svake lag. Man må følgelig fylle trinnvis for å ha tilstrekkelig stabilitet gjennom hele anleggsfasen og i permanent situasjon.

Utfylling av sjetéen vil i virkeligheten ta tid, som medfører reduksjon av poreovertrykk underveis og dermed blir reell sikkerhetsfaktor noe større enn beregnet.

For å tilfredsstille minstekravet til stabilitet er det nødvendig å fylle lagvis slik at poreovertrykk får tid til å slippe ut før neste lag med fyllmasser. I tillegg er det forutsatt en 7 m bred motfylling på yttersiden av sjetéen, også for å gi tilstrekkelig stabilitet. (Tidligere var slakere fyllingshelning vurdert i stedet for motfylling, men motfylling anses å være enklere i praksis.) På innsiden er sjødybden mindre og motfylling kreves ikke der.

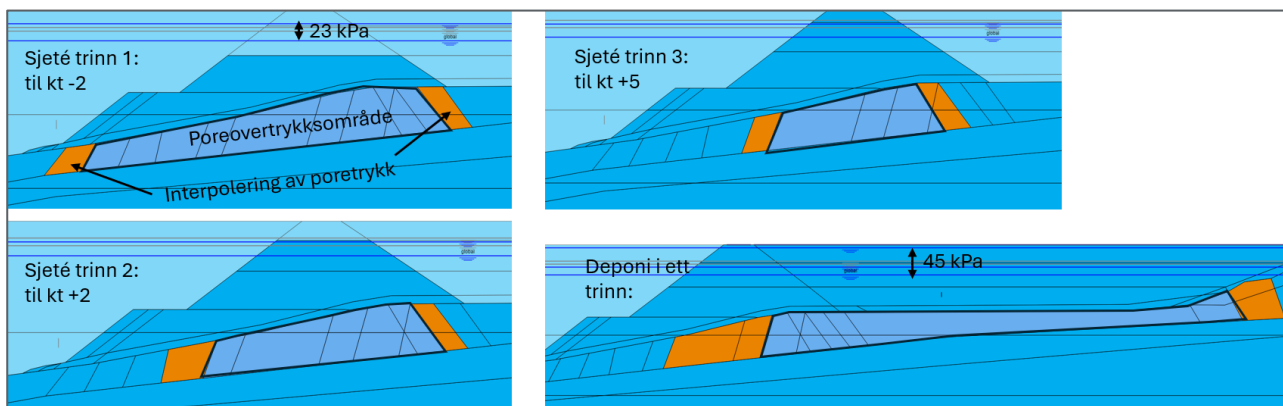
Beregningene har vist at en lagvis oppbygning av sjetéen først til kote -2, deretter til +2 og til slutt til ferdig nivå på +5, slik som i snitt A, vil være tilstrekkelig stabil. Se illustrasjon av den stegvise oppbygningen i Figur 12. Beregningsmessig kan hele deponiet fylles i ett trinn etter at poreovertrykk fra sjetéen er sluppet ut.

For å unngå dybdeproblemer med lekter, må skillet mellom første og andre trinn i praksis senkes fra kote -2 til -3. Stabiliteten av sjetéen påvirkes svært lite av en slik justering, se kommentar lenger ned i delkapitlet.



Figur 12: Illustrasjon av stegvis oppbygning i snitt B.

Poreovertrykksmodelleringen i siltlaget i beregningene i hvert trinn er vist i Figur 13. Det er lagt til grunn et poreovertrykk i den angitte sonen lik 0,3 ganger effektiv (neddykket) vekt av fyllingen i gjeldende trinn. For sjetéens trinn 1 er dette 23 kPa, mens det er 18 kPa for trinn 2 og 3, og 45 kPa for deponifyllingen. I siltlaget under kantsonene av fyllingstrinnet gjøres en interpolering av poretrykkene.



Figur 13: Illustrasjon av poretrykksutbredelsen forutsatt i beregningene.

Tildekkingslaget må av stabilitetsårsaker legges 5 m ut forbi foten av fyllingen/motfyllingen.

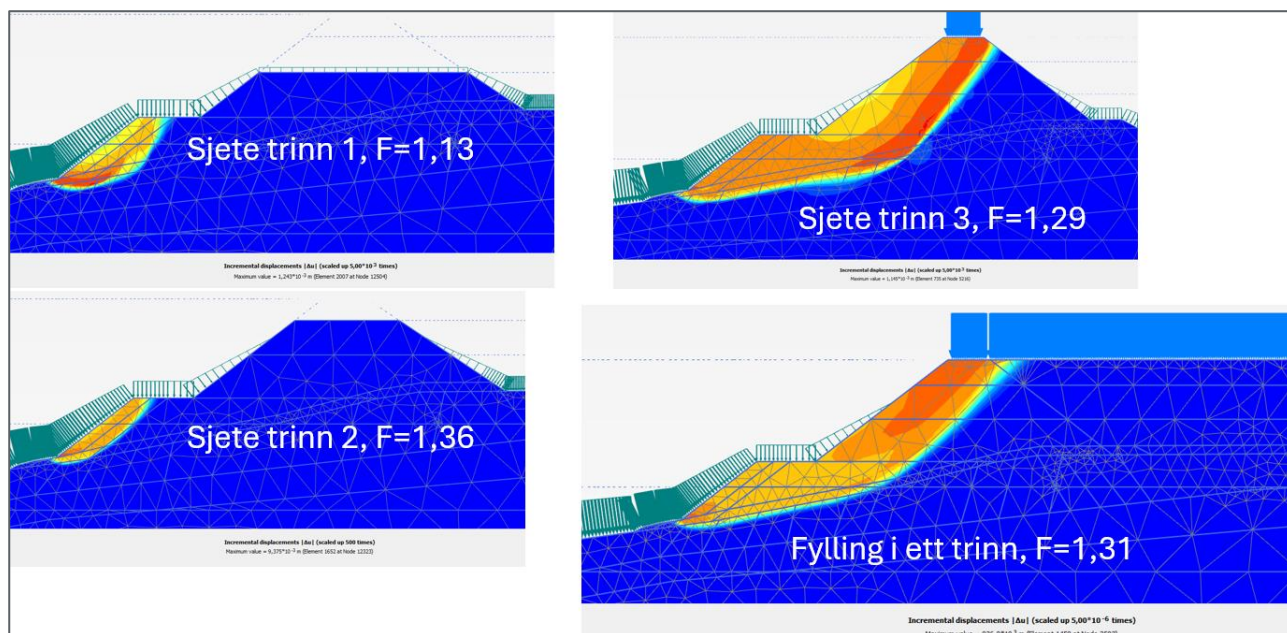
Ved rask fylling av sjeté opp til kote -2 sjøkartnull (første trinn), beregnes sikkerhetsfaktor (materialfaktor) mot stabilitetsbrudd 1,13 med Plaxis 2D, se Figur 14. Dette er lavere enn det generelle sikkerhetskravet på 1,25, men bruddflaten er en liten og utelukkende undersjøisk «skalk» ytterst på motfyllingen. Stabilitetsberegningen for det neste fyllingstrinnet viser tilstrekkelig stabilitet for denne bruddflaten. Poreovertrykket er estimert ganske langt ut mot fronten av motfyllingen, og dette er årsaken til den lave stabilitetsmarginen. Prosjekteringsstandarden åpner for å tillate slik lavere stabilitet for kortvarige situasjoner som denne, med små konsekvenser av brudd.

Ved fylling av sjeté videre fra -2 til +2 sjøkartnull etter at første sjetéfylling har konsolidert, beregnes så sikkerhetsfaktor 1,36 for dette andre trinnet. Etter ny venteperiode (konsolideringstid) vil det være sikkerhetsfaktor $F=1,29$ ved siste oppfylling av sjetéen (opp til +5sjøkartnull). Beregnede sikkerhetsfaktorer er over minstekravet på 1,25 med noe margin. Marginen er passende i forhold til usikkerhetene.

For å unngå dybdeproblemer med lekter, må skillet mellom første og andre trinn i praksis senkes fra kote -2 til -3. Kritisk bruddform er en liten skalk i motfyllingen og vil ikke bli påvirket av denne justeringen. Stabiliteten av større deler av moloen er høyere og derfor uproblematisk.

Fylling av mudringsmasser bak sjetéen vil kunne gjøres med god sikkerhet etter at sjetéen er ferdig bygget. Det er meget gunstig at sjeté bygges før det fylles bak. Kritisk bruddflate er i fronten til tross for at poreovertrykkene vil oppstå lenger bak der mudringsmassene fylles. Totalstabilitetsmessig vil hele deponiet kunne fylles opp raskt. Men for å unngå lokale brudd/glidninger i mudringsmassene bør disse også fylles lagvis, det vil si uten store lokale høydesprang.

Interpolert poretrykk i kantene av overtrykkssonen gir rask reduksjon av poretrykket mot kantene. Dette er på grunn av modellert lag uten poreovertrykk over og under silten, det vil si at drenasjen går 2-dimensjonalt. Vi har gjort en kontrollberegning med et mellomliggende poretrykk i interpoleringssonen (avtrapping av overtrykket), og denne viser marginalt lavere stabilitet.



Figur 14: Kritiske bruddformer (i skillet mot mørkeblått).

Det er i forbindelse med første versjon utført en uavhengig beregning i GeoSuite Stability i et snitt tilsvarende snitt B. Beregningene viser rimelig samsvarende resultat.

6.3 Diskusjon rundt beregningsresultater

Beregningene viser at tilstrekkelig stabilitet vil oppnås så lenge utfyllingsarbeidene strekker seg over noe tid. For å sikre tilstrekkelig stabilitetsmargin må sjeté for fyllingen bygges i 3 trinn. Det første av de 3 trinnene må utføres fra flytende redskap.

Nødvendig ventetid mellom hvert trinn estimeres som følger:

- Løsmassene er sandig silt, det vil si nokså permeabel silt. Drenasjetall er da i størrelsesorden $cv=1000 \text{ m}^2/\text{år}$.
- Største lagtykkelse er 6 m. Konservativt antas 1-veisdrenering
- Konsolideringstiden er da $T = 6\text{ m} * 6\text{ m} / 1000 \text{ m}^2/\text{år} = 0,036 \text{ år} = 0,4 \text{ måneder (2 uker)}$. Legger til grunn 4 uker for å ha margin mtp usikkerhet i permeabiliteten.

Ved seksjonsvis fylling kan nytt trinn igangsettes når det er gått minst 4 uker fra forrige gang det ble fylt i samme område. Det vil si at ved suksessiv fylling f.eks av sjetéen fra sydvest til nordøst, kan neste

yllingstrinn starte når det er gått minst 4 uker siden det ble fylt forrige lag i samme delområde. Det trenger ikke nødvendigvis være 4 uker stillstand i fyllingsarbeidene som helhet. Dette planleggingsaspektet er avgjørende for å sikre en forsvarlig byggeprosess og stabil struktur gjennom alle stadier av prosjektet.

Estimatet for ventetid er basert på usikre data om drenasjeevne. Estimatet er med stor sannsynlighet på sikker side. Vi anbefaler at det før utfyllingen installeres poretrykksmålere i noen utvalgte posisjoner i siltlaget under sjetéen. Ved å koble poretrykksmålerne til fjernavlesningssystem, vil vi kunne ha oversikt over poreovertrykkene som oppstår og hvor fort disse avtar. Dette kan gi grunnlag for å justere ventetiden mellom hvert trinn. Sannsynligvis vil poreovertrykket avta fortere enn estimert, slik at ventetiden kan reduseres basert på målingene.

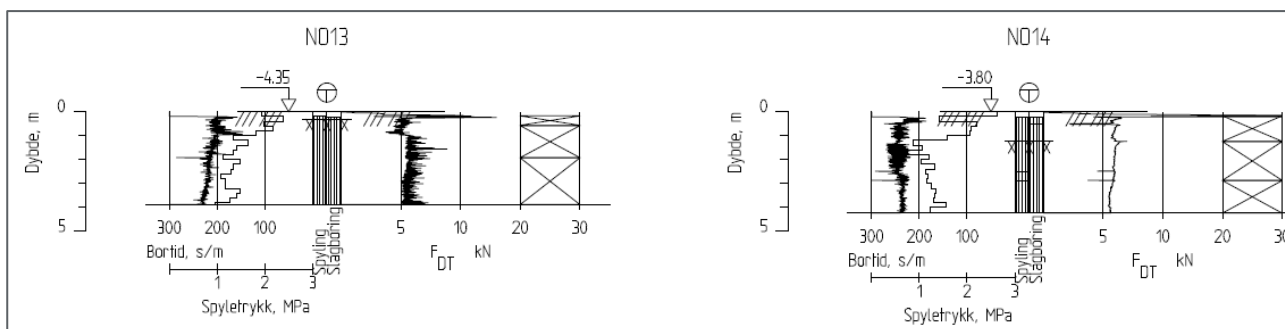
Stabilitetsberegningene er basert på de utførte grunnundersøkelsene. Det er liten usikkerhet rundt fjellforløpet og sjøbunnsheiningen, mens styrken av løsmassene og eventuell størrelse og utbredelse av poreovertrykk er noe usikker. Utbyggingen planlegges på en måte som sørger for robusthet mot evt. variasjoner i løsmassestyrken.

Mudringsmassene skal videre deponeres bak sjeté av steinmasser. Mudringsmassene vil måtte fylles opp noenlunde jevnt i bassenget som da vil være bak sjetéen. For å sikre lokalstabilitet, må fylling av mudringsmasser starte der sjødybden er størst, dvs ut mot sjetéen i nord/nordvest. I praksis må man regne med å bruke gravemaskin med lang arm for å kunne fylle tilstrekkelig jevnt i det første trinnet med mudringsmasser, som ligger under lavvannstanden. Alternativt pumping av mudringsmassene om dette er mulig.

7 Mudring mot nabokonstruksjoner (kaier)

Vi (Norconsult) har tidligere utført en analyse for å undersøke hvorvidt planlagt mudringsrenne vil påvirke fundamenteringen av nærliggende eventuelt pelefundamentert konstruksjon (kai fra ortofoto Figur 1). Avstanden fra kaien til mudringsfeltet er planlagt å være 2,5 meter, og innledende beregninger viste at mudringsfeltet ikke ville påvirke fundamenteringen av kaien.

I 2023 er det blitt utført 2 borer, NO13 og NO14 i dette området, og disse viser tilnærmet ingen løsmasser over fjellet. Det vil si at *denne* konstruksjonen ikke påvirkes av fjerning av eventuelle løsmasser i mudringsrennen. Utsnitt fra sonderingene er vist i Figur 15. Utdypningen vil i all hovedsak bestå i fjerning av fjell.



Figur 15: Utsnitt av sonderingsprofiler ved mudringsrenne nær konstruksjoner (kai). Tilnærmet ingen løsmasser i NO13 og cirka 1,5 m med faste løsmasser eller dårlig fjell i NO14. (XXX markerer antatt fjelloverflate).

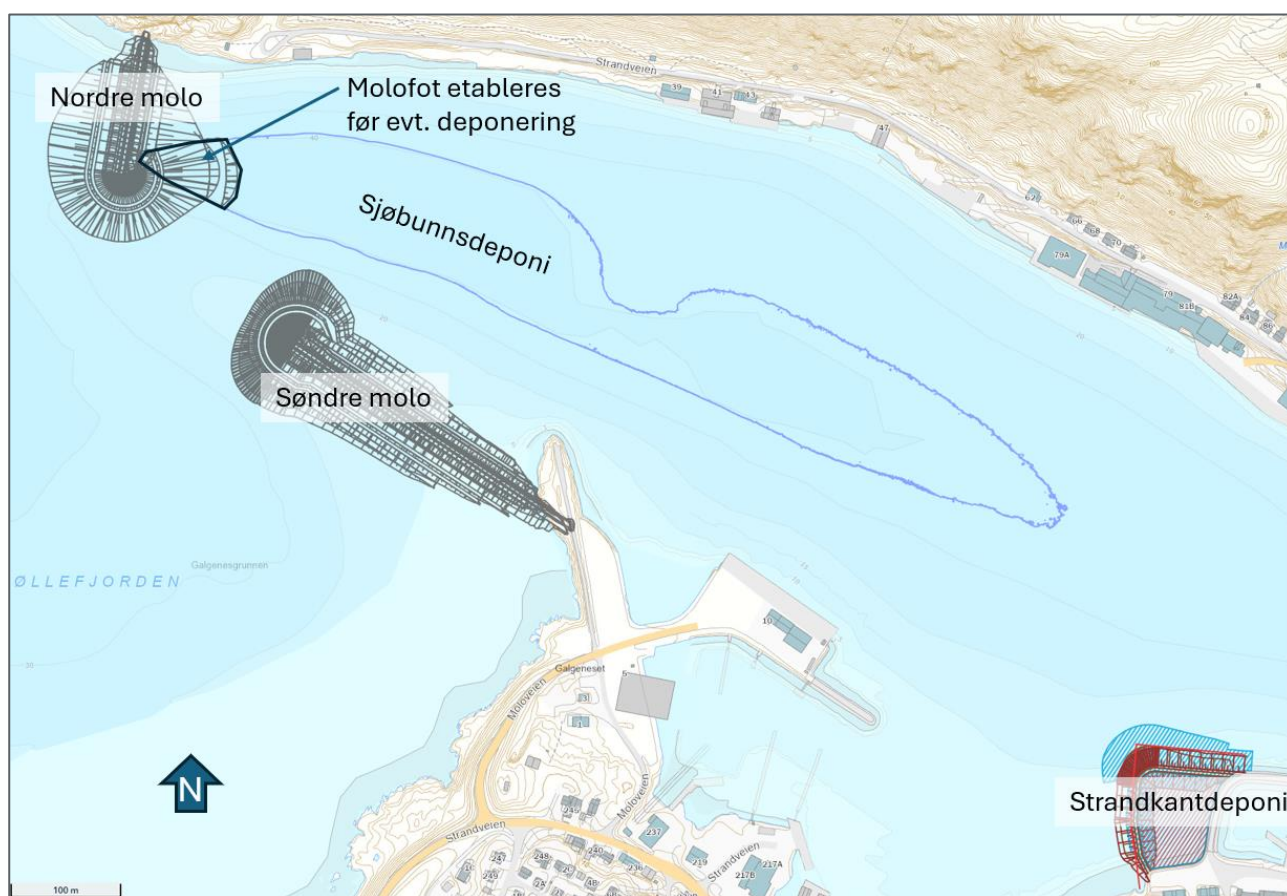
Det vil imidlertid være behov for sprengning (eller pigging) av fjell i mudringsrennen. Rystelser fra sprengning kan komme til å påvirke konstruksjonene. Dette bør vurderes av andre fagfelt, f.eks. i samråd mellom byggetekniker og ingeniørgeolog. Det kan være aktuelt å fastsette grenseverdier for rystelser og følge dette opp med målinger. Aktuelle grenseverdier må evt. fastsettes ut fra bygningstype, avstand mellom bygg/konstruksjon og sprengningssted, fundamenteringsmetode, med videre. Standarden NS 8141 om Vibrasjoner og støt gir anbefalinger for dette.

8 Sjøbunnsdeponi

Mudringsmasser skal fortrinnsvis benyttes som tildekkingslag under moloer og i strandkantdeponiet. Dersom det viser seg å ikke være plass til alle mudringsmasser disse stedene, vil det være aktuelt å legge overskudd av rene masser i godkjent sjøbunnsdeponi, se plassering i Figur 16.

Det godkjente sjøbunnsdeponiet er i det dypeste området av Kjøllefjorden. Oppfylling med masser her vil være stabilitetsmessig gunstig. Oppfyllingen i sjøbunnsdeponiet må starte i det dypeste området og legges opp i maksimalt 3 m tykke lag.

Vestre del av sjøbunnsdeponiet overlapper med nordre molofylling. Dersom denne delen av deponiet skal benyttes, må moloen etableres først, slik at moloen ikke fundamenteres på deponimasser, men at deponimasser heller legges inntil siden av molofyllingen.



Figur 16: Omsøkt sjøbunnsdeponi i Kjøllefjorden under kote -40. Delvis overlappende med nordre molo.

9 Rekkefølgekrav og utfyllingsmetode for strandkantdeponi

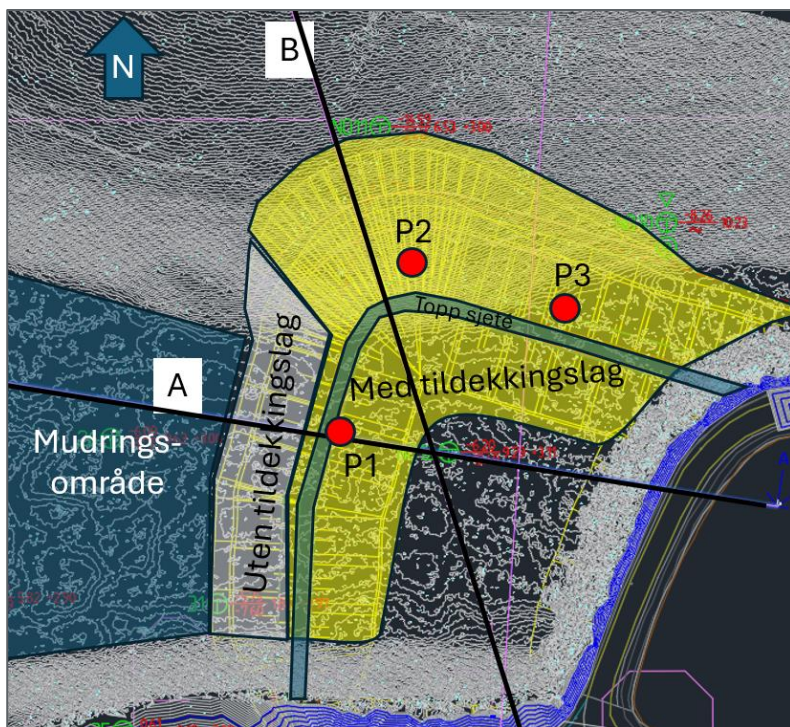
9.1 Generelt om utfylling

Ved fylling i sjø/vann er det viktig å være oppmerksom på at det går med mer masse enn teoretisk beregnet i profilene. Spesielt vil massefortregning og setninger av underliggende løsmasser, samt egensetninger av fyllingen, medføre økte mengder sprengstein. Unøyaktig fylling og sterk strøm vil også påvirke masseforbruket.

Fyllingsarbeidene må i stor grad utføres fra flytende redskap (lekter) og i flere trinn.

Det anbefales å benytte kvalitetsmasser med god steinkvalitet og kubisk kornform til sjeté i ytterkant av fyllingen. Det er lagt til grunn fylling med samfengt stein av god kvalitet. Organisk innhold i fyllmassene må ikke forekomme.

For å følge med på hvilke poretrykk som oppstår under fyllingsarbeidene, bør man installere poretrykksmålere og sanntidsavlesning i noen punkt midt under sjetéen midtveis ned i siltlaget. Se forslag i Figur 17. Det må påregnes å gjøre en totalsondering/boring nær hver målerposisjon først for å bestemme hensiktsmessig dybde av måler. Poretrykksmålere er generelt utsatt for skader ved steinslipp. Målerne må derfor installeres først, målerør som stikker opp over sjøbunnen fjernes, kabler trekkes inn til fjernavlesningsskap på land og tildekkingslaget (sandlaget) fylles forsiktig over målerne og avlesningskablene. Tildekkingslaget vil gi en viss beskyttelse av målerutstyret når de grovere steinmassene slippes over.



Figur 17: Skissemessig forslag til plassering av poretrykksmålere (målere P1-P3 i rødt).

Selv med tildekkingslag over målerne vil det være risiko for skader på utstyret. Man bør installere noen flere målere enn minimum, i tilfelle enkelte ødelegges. Installering og overvåking av poretrykksmålere er ikke et absolutt krav, men vil redusere usikkerheten i den faktiske stabiliteten og sannsynligvis muliggjøre noe raskere oppfylling (*nedkorting av ventetider basert på måleresultater*).

Arbeidstegninger utarbeides av og i samråd med havneteknisk rådgiver (også Norconsult). Arbeidene skal utføres i tråd med disse, som er basert på konklusjonene blant annet fra den geotekniske prosjekteringen.

9.2 Rekkefølge

Sjetéens første trinn, opp til *kote -3 sjøkartnull*, må fylles fra flytende redskap (lekter). Oppfylling skal gjøres noenlunde trinnvis og jevnt, og det startes med motfyllingen i det dypeste området, slik at lokale overbelastninger unngås. Fylling skal starte som en sjeté langs fyllingens ytterkant i nord og vest. Når sjetéen er ferdig fylt, skal innfylling av mudringsmasser starte i det dypeste området og fortsette slik at man etter hvert jobber mot områder med mindre vanddybde. Dette er stabilitetsmessig fordelaktig, da allerede utfylte og delvis konsoliderte masser vil støtte opp mot grunnbrudd i retning større vanddyp.

Fyllingsrekkefølge:

- 1) Legge ut tildekkingslag i området vist på tegning og i Figur 7. Av stabilitetsårsaker skal det ikke legges tildekkingsmasser under de ytterste 10 m av sjetéen mot vest.
- 2) Fylle motfylling og sjeté til kote -3 fra lekter. Starte med motfyllingen/hylla i nord.
- 3) Etter minst 4 uker (eller når poretrykksmålerne viser at poreovertrykket er borte), fylle sjeté videre til +2. Dette kan gjøres fra land. Det komprimeres i nivå +0 NN2000, det vil si ved avslutning av fyllingstrinnet. *Filterlag og plastring i fronten av sjetéen opp til kote +2 legges i dette trinnet.*
- 4) Etter minst 4 uker (eller når poretrykksmålerne viser at poreovertrykket er borte), fylle sjeté videre til ferdig nivå på +5. Det skal fylles lagvis og komprimeres iht. *NS 3458 Normal komprimering. Øvre del av filterlag og plastring på frontsiden (sjøsiden) legges, samt filterlag på innsiden.*
- 5) Etter minst 4 uker (eller når poretrykksmålerne viser at poreovertrykket er borte) kan mudringsmasser fylles opp bak sjetéen. Innfylling av mudringsmasser skal starte i det dypeste området ut mot sjetéen og fortsette slik at man etter hvert jobber mot områder med mindre vanddybde. I praksis må man regne med å bruke gravemaskin med lang arm for å kunne fylle tilstrekkelig jevnt med mudringsmasser.
- 6) Mudring inn mot sjetéens vestre fot må avsluttes 4 m fra sjetéens fot.
- 7) Mudringsmasser over sjønivået fylles og komprimeres lagvis.

9.3 Toleransekrav

For å sikre tilstrekkelig geoteknisk stabilitet, er det fastsatt følgende toleransekrav for sjetéen:

- Maksimal tykkelse av tildekkingslag (sand): 1,0 m
- Maksimalt høydeavvik for hvert fyllingstrinn: plussminus 1,0 m
- Maksimalt horisontalavvik for fyllingsfot og tildekkingslag: plussminus 1,0 m
- Maksimal (bratteste) helning av sjeté: 1:1,25, dvs toleranse 0,05 (*øvrigt helningskrav av andre hensyn*)

9.4 Andre krav

Ved utfylling må det kontinuerlig foretas kontroll av fyllingsgeometrien for å hindre utrasing på tipp. Dette medfører blant annet systematisk kontroll av skråningshelningen. Bratte partier eller overheng må slakes ned. Utfylte masser anlagt over sjøvannstand komprimeres. Fronthelning av sjetéen skal være 1:1,3

(toleranse 0,05) eller slakere og det skal være 7 m bred hylle/motfylling på utsiden der sjødybden er større enn kote -7.

Fylling under sjønivået vil vanskelig kunne komprimeres i praksis. Når fyllingen er etablert til over kote +0 NN2000 bør overflaten komprimeres iht. beskrivelse for Normal komprimering i NS 3458. Videre oppfylling komprimeres lagvis (Normal komprimering). Dette for å gi en fylling med minst mulig gjenværende egensetninger og dermed bedre utgangspunkt for å bygge en nøyaktig plastring av sjetéen.

Også mudringsmasser som fylles bak sjetéen, bør komprimeres over sjønivået, så langt det lar seg gjøre. Mudringsmassene er antakelig hovedsakelig mellomjordarter/silt (mellomting av sand og leire) og er generelt vanskelige å komprimere. Det bør brukes statisk komprimering, dvs ikke-vibrerende, på mudringsmassene. Massene bør legges ut i tynne lag, cirka 20-30 cm tykkelse og komprimeres for hvert lag. Komprimering bør fortrinnsvis gjøres når massene er tørrest mulig, dvs man bør vente litt fra massene er lagt ut, og man bør unngå komprimering i eller rett etter regnvær. Komprimeringsutstyr kan/bør være beltemaskin, valse eller dumper/hjullaster.

Fyllingsareal fylt opp av mudringsmasser kan være utsatt for egensetninger i mudringsmassene i noen måneder eller år etter oppfylling. Mudringsmassene ventes å bestå av silt, sand og grus og vil dermed gi akseptabel bæreevne for lette bygg. Det må imidlertid påregnes et bærelag av knust stein under eventuelle fremtidige bygg/konstruksjoner på fyllingsområdet, og differansesetninger kan måtte vurderes, fortrinnsvis ut fra setningsmålinger på fyllingen. Dette er imidlertid ikke del av aktuelt prosjekt. Dersom det planlegges snarlig bebyggelse av arealet, bør setningsmålinger igangsettes straks fyllingen er ferdigstilt og måles inn jevnlig.

10 SHA og restrisiko

Norconsult har gjennomført en fareidentifikasjon av tekniske løsninger i vårt (Norconsults) oppdrag. Risiko er søkt redusert så langt som mulig gjennom tekniske valg i oppdraget.

Av spesielle sikkerhetsutfordringer knyttet til de geotekniske arbeidene (utfyllingsarbeidene) kan nevnes løst lagret topplag på sjøbunnen som kan virke som udrenert glidesjikt ved brå og store belastninger. Dette er årsaken til at utfyllingen må gjøres lagvis og med motfylling på yttersiden. Ved tvil om stabiliteten pga. uforutsette forhold, må geotekniker kontaktes uten ugrunnet opphold.

Før fyllingsarbeidene starter bør det gjennomføres en gjennomgang av de planlagte arbeidene, med hovedvekt på HMS/SJA. Prosjekterende foreslår følgende kontrollpunkt:

- På sjetéen (ytre rand av planlagt fylling) bør det anlegges fysiske barrierer for å hindre trafikkering nærmere skråningskant enn 1 m.
- Vurdere behov for beredskap i tilfelle utforkjøring med bil/maskin, eksempelvis bør det være en båt tilgjengelig
- Flyteutstyr bør være tilgjengelig i maskinene ved trafikkering på sjetéen.
- Personell på sjetéen benytter reflekterende arbeidsklær

Foreslåtte kontrollpunkt må ikke anses som dekkende for de tiltenkte arbeidene, entreprenør må selv supplere med aktuelle kontrollpunkt.

Fylling inntil eksisterende molo for småbåthavn vil medføre noe setning på nærmeste del av moloen. Det er cirka 5-6 m tykt lag med løst lagrede sand-/siltmasser som medfører setninger i størrelsesorden 20 cm under planlagt fylling. Setningene vil gradvis avta utenfor kanten av fyllingen slik at eksisterende molo får noe mindre setninger. Slike setninger er i praksis ikke mulig å unngå når man fyller tett inntil eksisterende fyllinger. Det ventes imidlertid ikke å bli vesentlige skader på eksisterende molo som følger av dette, ettersom estimerte setninger er moderate og moloen er en steinfylling som i stor grad tåler (differanse)setninger.

11 Plan for kontroll og oppfølging

11.1 Kontroll av prosjektering

Den geotekniske prosjekteringen i byggeprosjektet er plassert i tiltaksklasse 2, som medfører krav om uavhengig kontroll av prosjektering i henhold til SAK 10.

Prosjekteringen er utført iht. europeiske prosjekteringsstandarder, blant andre NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Iht. denne standarden havner den geotekniske prosjekteringen i pålitelighetsklasse 2, dermed prosjekteringskontrollklasse og utførelseskontrollklasse 2. Dette medfører krav om en tredjepartskontroll, kalt Utvidet kontroll, i tillegg til den uavhengige kontrollen iht. Plan- og bygningsloven / Byggesaksforskriften. Begge kontrollene kan forestås av samme foretak (som må være uavhengig av Norconsult) og kontrollene slås gjerne sammen slik at kontrollaktivitetene gjøres iht. NS-EN 1990 og rammene rundt kontrollen i samsvar med SAK10. Vi ber om å bli holdt orientert om eventuelle funn i kontrollen, slik at vi om nødvendig kan revidere prosjekteringen.

11.2 Oppfølging i byggefase og utførelseskontroll

Vi viser generelt til gjeldende (bransje)standarder for kontroll av aktuelle grunnarbeider. Komprimeringsstandarden NS3458 vil være relevant for den delen av fyllingen som ligger over havnivået. For generelle fyllingsarbeider, som er aktuelt her, finnes det få standarder. Statens vegvesens veileder V221 om fyllinger, skjæringer og skråninger inneholder en del nyttige råd og tips.

De deler av grunnarbeidene som plasseres i tiltaksklasse 2 eller 3 blir gjenstand for uavhengig kontroll av utførelse i henhold til SAK10. Utfylling av steinmasser til sjeté og deponering av mudringsmassene er del av prosjekteringen i pålitelighetsklasse 2 og utførelseskontrollklasse 2, som medfører krav til utvidet kontroll iht. NS-EN 1990 (tredjepartskontroll) av utførelsen.

Noen viktige kontrollpunkt for utførelsen er listet i tabellen under.

Kontrollpunkt	Beskrivelse	Ansvarlig
Tilstandskartlegging	Tilstandskartlegging av eksisterende, nærliggende konstruksjoner (nærmeste 50 m) før mudring og fylling igangsettes, anbefales på det sterkeste. Dette er særlig viktig for konstruksjonene nær mudringsrennen. Kartleggingen dokumenteres slik at man har mulighet til å skille mellom eksisterende skader og eventuelle nye skader (selv om det ikke ventes å oppstå skader).	Entreprenør/byggherre
Lagvis utlegging	Fyllingen skal fylles som beskrevet i rekkefølgekapittelet. Dette er viktig for å sikre tilstrekkelig stabilitet underveis i fyllingsarbeidene.	Entreprenør
Poretrykksmålinger	Vi anbefaler at det før utfyllingen installeres poretrykksmålere i noen utvalgte posisjoner i siltlaget under sjetéen. Sannsynligvis vil poreovertrykket avta fortere enn estimert, slik at ventetiden mellom hvert fyllingstrinn kan reduseres basert på målingene. Poretrykksmålere er generelt utsatt for skader ved steinslipp. Målerne må derfor installeres først, målerør som stikker opp over sjøbunnen fjernes, kabler trekkes inn til fjernavlesningsskap på land og tildekkingslaget (sandlaget) fylles forsiktig over målerne og	Entreprenør / byggherre / geotekniker

	avlesningskablene. Måleresultater skal vurderes i samråd med geotekniker.	
Scanning av fylling og tildekkingslag	<p>Før og etter tildekkingslaget, samt etter hvert fyllingstrinn må det utføres en scanning for å kartlegge overflaten og tilpasse neste fyllingstrinn. Utfyllingen skal ha sidehelninger og hylle/motfylling som prosjektert.</p> <p>Tildekkingslaget må av stabilitetsårsaker legges 5 m ut forbi foten av fyllingen/motfyllingen, unntatt mot mudringsområdet i vest der tildekkingen skal avsluttes 10 m innenfor foten.</p>	Entreprenør
Fyllingsgeometri	<p>Ved utfylling må det kontinuerlig foretas kontroll av fyllingsgeometrien for å hindre utrasing på tipp. Dette medfører blant annet systematisk kontroll av skråningshelningen. Bratte partier eller overheng må slakes ned.</p> <p>Totalstabilitetsmessig vil hele deponiet kunne fylles opp raskt. Men for å unngå lokale brudd/glidninger i mudringsmassene bør disse også fylles lagvis, det vil si uten store lokale høydesprang.</p>	Entreprenør
Steinkvalitet	Det anbefales å benytte kvalitetsmasser med god steinkvalitet og kubisk kornform. Dette for å kunne oppnå 1:1,3 helning for de aktuelle fyllingshøydene. Det er lagt til grunn fylling med samfengt stein av god kvalitet (utenom plastringsmassene). Organisk innhold i fyllmassene må ikke forekomme.	Entreprenør
Komprimering	<p>Fylling over havnivået (+0 NN2000) og oppover komprimeres lagvis iht NS3458 Normal komprimering.</p> <p>Komprimeringstidspunkt tilpasses plastringsarbeidene.</p> <p>Også mudringsmasser som fylles bak sjetéen, bør komprimeres over sjønivået. Disse bør komprimeres statisk i tynne lag 20-30 cm og i perioder når vanninnholdet er lavest mulig.</p>	Entreprenør
Rystelser ved sprengning	Eventuelle vibrasjonskrav ved sprengning nær eksisterende bygg/konstruksjoner må overholdes. Eventuelle krav til rystelser i sjø (og andre miljøhensyn) må også følges.	Entreprenør

12 Referanser

Ref. 1: Lov om planlegging og byggesaksbehandling (PBL), tilgjengelig fra <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>

Ref. 2: Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK17), tilgjengelig fra <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840>

Ref. 3: Forskrift om byggesak (SAK10), tilgjengelig fra <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840>

Ref. 4: NS-EN 1990:2002+ A1:2005 + NA:2016: Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Ref. 5: NS-EN 1997-1: 2004+A1:2013+NA:2020: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler

Ref. 6: NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021: Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger

Ref. 7: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, «Geoteknikk i vegbygging (Håndbok V220)», 2018

Ref. 8: Multiconsult AS, 2017. «712625-RIG-RAP-001_REV.01, Kjøllefjord-Utdyping av havn». Grunnundersøkelser og orienterende geoteknisk vurdering.

Ref. 9: Multiconsult AS. «71199-RIG-RAP-1.Grunnundersøkelser og orienterende geoteknisk vurdering.

Ref. 10: Rapport Løvlien. Molo Q, Kjøllefjord, Geoteknisk rapport og grunnundersøkelser. Løvlien Georåd AS, 2002.

Ref. 11: Rapport Grunnundersøkelse 2005-Rambøll. Kai og fylling Kjøllefjord. Rambøll AS, 2005.

Ref. 12: Norconsult 2023. Innseiling Kjøllefjord. Datarapport supplerende geotekniske grunnundersøkelser. 52302076-RIG-R01, datert 2023-09-14.