



Geoteknisk detaljprosjekteringsrapport for molo

The map shows the Kjøllefjord area. Two study areas are highlighted: Område 1 (nordre molo) and Område 2 (søndre molo). The map includes topographic details like contour lines and labels for various locations such as Kjøllefjord, Strandveien, and Kjøllefjord. A north arrow is located in the lower left quadrant of the map.

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 detaljprosjektering av de planlagte moloene ved Kjøllefjord i Lebesby kommune (Finnmark). Stabilitet av fyllingsarbeider, i anleggsfase og i permanent fase er vurdert i prosjekteringen.

Moloene vil få fyllingshøyder på rundt 25-50 meter. Mesteparten av fyllingsvolumet må etableres fra flytende redskap (lekter). Det er stedvis et lag med løst lagret silt/sand som kan utgjøre et glidesjikt ved brå fylling, særlig der sjøbunnen har helning.

Moloen må bygges iht. føringene gitt i denne rapporten, samt iht. havnetekniske tegninger og øvrig prosjektering. Ved søndre molo må det etableres motfylling 5 m bred til kote -10. Ved nordre molo må det etableres 15 m bred motfylling til kote -40 i det dypeste partiet øst for moloen.

Denne rapporten er en revisjon av tidligere prosjekteringsrapport 52209179-RIG-02. Endringene er en følge av Statsforvalterens krav om å legge tildekkingslag under moloen for å begrense spredning av forurensede masser. Tildekkingslag vil være av sand/*grus eller finpukk*. Vi har vurdert stabiliteten av et slikt lag under moloen og bestemt hvor et slikt lag er stabilitetsmessig tilrådelig og ikke. I tillegg har vi vurdert om mudringsmasser kan benyttes i kjernen av den nordre moloen.

Noen små justeringer etter dialog med Kystverket er innarbeidet i versjon 4 og er skrevet i kursiv.

4	2025-02-05	Oppdatert med mindre justering samt mulig fylling mot land ved nordre molo.	Egil A. Behrens	Kristian Aune	Athul Sasikumar
3	2024-12-18	Oppdatert med tildekkingslag og nytt oppdragsnr.	Egil A. Behrens	Kristian Aune	Athul Sasikumar
2	2023-12-18	Oppdatert etter justert geometri	Egil A. Behrens	Emil Cederström	Athul Sasikumar
1	2023-09-21	Ferdig prosjekteringsrapport	Egil A. Behrens	Tellef Kydland	Athul Sasikumar
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

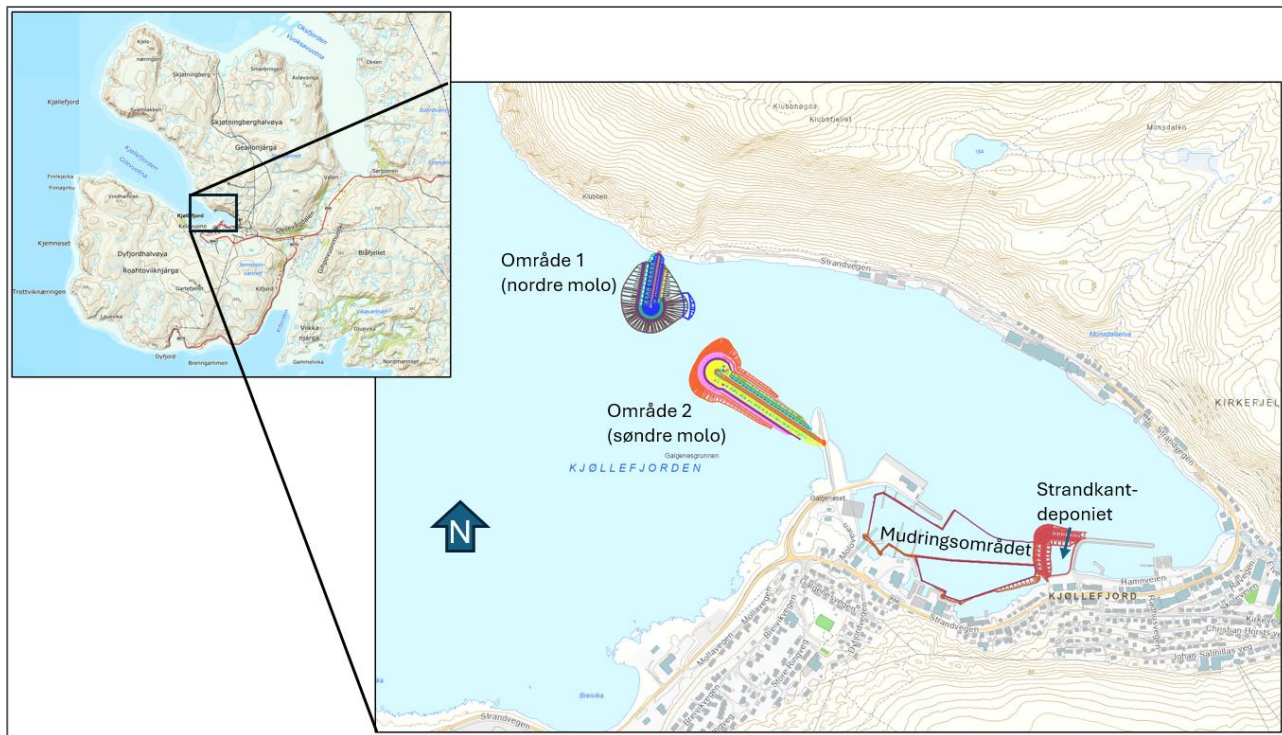
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver.

Innhold

1	Innledning	4
2	Terreng og grunnforhold	5
2.1	Terreng	5
2.2	Utførte grunnundersøkelser	6
2.3	Grunnforhold	7
3	Regelverk og klassifisering	9
3.1	Styrende dokumenter	9
3.2	Klassifisering	9
3.3	Sikkerhet mot naturpåkjenninger	10
3.4	Krav til materialfaktorer	11
4	Geotekniske hovedproblemstillinger og kritiske beregningssnitt	12
5	Grunnlag for beregninger	14
5.1	Løsmassenes tyngde- og styrkeverdier	14
5.2	Dimensjonerende laster	14
5.3	Dimensjonerende tidevannstand	15
5.4	Beregningsprogram og analysemetode	15
5.5	Tildekkingslag	15
5.6	Fyllingstrinn	15
6	Beregningsresultater	16
6.1	Snitt E1 (søndre molo)	16
6.2	Snitt E2 (søndre molohode)	19
6.3	Snitt E3 (nordre molo)	23
6.4	<i>Snitt E5 ved tilleggsfylling nordre molo</i>	27
6.5	Andre snitt som ikke er beregnet eller kun overslagsberegnet	29
6.6	Diskusjon rundt beregningsresultater	30
7	Rekkefølgekrav og utfyllingsmetode	32
7.1	Generelt om utfylling	32
7.2	Rekkefølge	32
7.3	Toleransekrav	33
7.4	Andre krav	33
8	SHA og restrisiko	34
9	Plan for kontroll og oppfølging	35
9.1	Kontroll av prosjektering	35
9.2	Oppfølging i byggefase	35
10	Referanser	37
11	Tegninger	38

1 Innledning

Norconsult er kontrahert av Kystverket for geoteknisk detaljprosjektering av planlagt molo, mudring og strandkantdeponi ved Kjøllefjord i Lebesby kommune (Finnmark). Moloen er tenkt oppført som skissert i Figur 1. Denne rapporten omhandler geoteknisk prosjektering for de 2 moloarmene (område 1 og 2 i figuren).



Figur 1: Oversiktsbilde over planlagt molo.

Vi har tidligere gjort prosjektering av moloen for Lebesby kommune. Siden den gang er det gjort supplerende grunnundersøkelser for å redusere usikkerheter i grunnforholdene. Detaljprosjektet molo beskrevet i denne rapporten har enkelte små justeringer ift. tidligere prosjektet molo. Rapporten gjentar store deler fra tidligere prosjekteringsrapporter, slik at denne rapporten kan leses uavhengig av tidligere rapporter.

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

I forbindelse med versjon 3 (desember 2024) er det sjekket hvordan moloenes stabilitet påvirkes av tildekkingslag av sand under moloene. Versjon 4 (januar-februar 2025) inkluderer mindre justeringer og en tilleggsfylling mot land ved nordre molo.

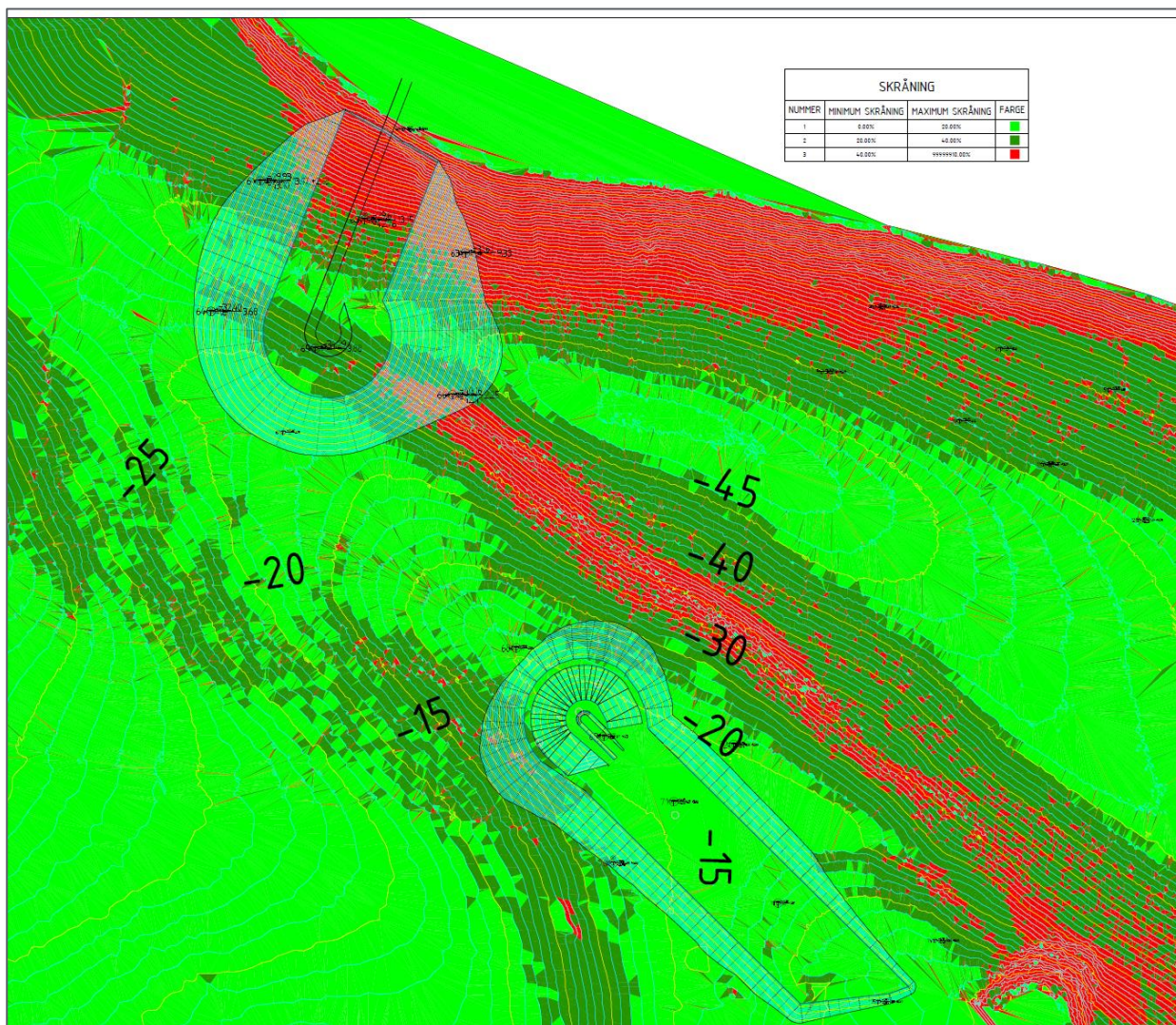
2 Terreng og grunnforhold

2.1 Terreng

Det har blitt utført sjøbunnskartlegging av området. Terrenganalyse i figur 2 viser med rødt hvor det er brattest sjøbunn (1:1-1:1.5) helning). Området med lysegrønt representerer slakest område, mens mørkegrønt viser helning mellom 1:2-1:3. Sjøbunnen går helt ned til kt. - 48 øst for nordre moloarm.

Område 1 (nordre): Området ligger i en dalbunn, men helning fra 1:1-1:3 ned til kt. -45, før det går oppover til kt. -30. Moloen i dette området får en total fyllingshøyde på ca. 50-55 meter.

Område 2 (søndre): Moloen skal etableres på en bergrygg som strekker seg mot nord-vest med relativt bratte skråninger langs moloen både i sør-vest og nord-øst-retning. Maksimum fyllingshøyde ligger på rundt 25-30 meter.



Figur 2 Terrenganalyse over plassering av de to moloarmene. Fargene representerer skråningshelning (rødt er bratt, lys grønt er slakt). Tegningen er nordorientert. Moloenes fyllingsutstrekning vil avvike noe fra det skisserte etter de nyeste revisjoner av moloens geometri.

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 ny borplan med alle relevante sonderinger for moloen er vist i Figur 3.

Det er utført mange totalsonderinger (boringer) i områdene for planlagt molo, samt andre steder lenger inn i havnebassenget i Kjøllefjord. Først ble 40 sonderinger utført i 2014, deretter supplerende 21 sonderinger i 2017(ref. 1) og 20 supplerende sonderinger for molo og fyllinger i mai 2023.

Bølgeforhold (dønninger) vanskeliggjorde prøvetakning ved moloområdet i 2023, men det ble tatt prøver av noenlunde tilsvarende masser lenger inn i havnebassenget. Trykksondring ved moloen gir utydelige resultater på grunn av sterk påvirkning fra dønninger. Ved Multiconsults tidligere grunnundersøkelser (2017) ble det tatt opp prøver fra 1 posisjon (nr 70) ved søndre molo og 1 posisjon (nr 62) ved nordre molo.

I området som helhet er det tatt opp 2 + 3 + 2 prøveserier med 54 mm prøvetakingsutstyr. Det har blitt gjennomført kornfordelingsanalyse, måling av skjærstyrke ved konusforsøk og måling av massenes vanninnhold.

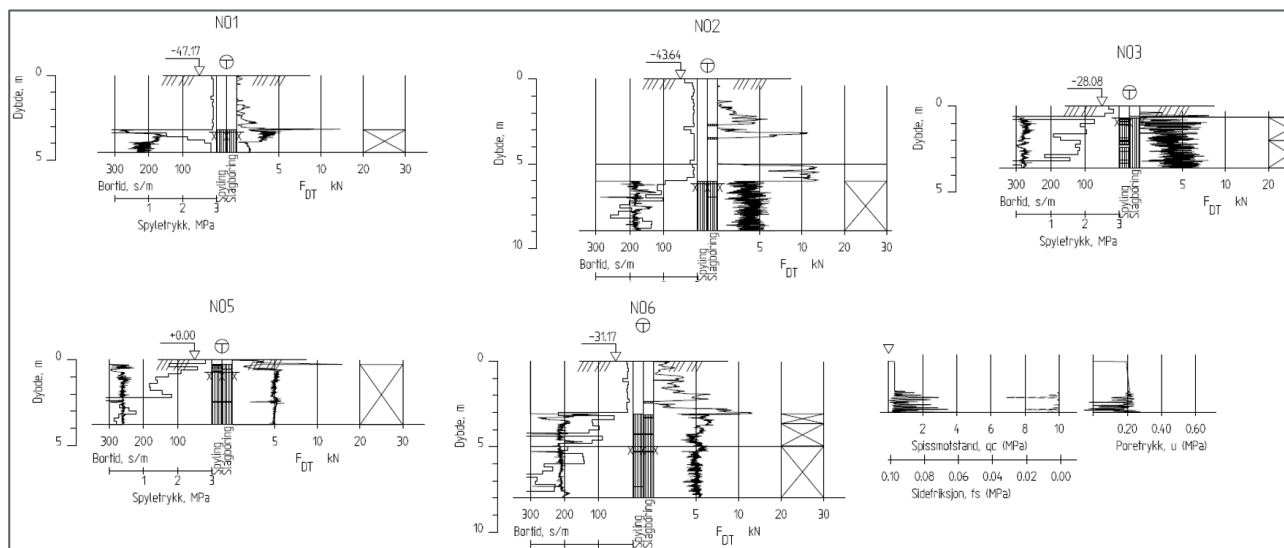
Prøvene fra 2023 inneholdt mange korallrester som medførte at prøvene ikke var egnet for ødometerforsøk (stivhetsforsøk). I 2023 ble det dessuten utført 4 trykksonderinger (CPTU).

ved borpunkt 62 som er avsluttet 1,8 m under sjøbunnen viser et øvre lag bestående av leirig sand med korall- og skjellrester med høyt vanninnhold (30-40 %). Stedvis (blant annet i NO2 og NO7) er det funnet et løst lagret lag under fastere masser.

Søndre molo: Moloen skal prosjekteres langs en bergrygg med løsmassetykkelse mellom 1-8 meter langs de bratte helningene på sør-vest- og nord-øst side av moloen. Totalsonderingene og prøvetaking tyder på sand/silt med varierende innhold av skjell- og korallrester over berg. Bergryggen har helninger rundt 1:3-1:4 i sør-vest og nord-øst-retning.

Det er i 2023 supplert med flere totalsonderinger i dette området. Resultatet fra disse viser noe varierende løsmassetykkelse, men i hovedsak liten tykkelse. Ytterst ved planlagt molohode er det generelt mindre løsmassetykkelse enn like innenfor (sydøst for) molohodet. Se vedlagte profiltengninger med grunnundersøkellesprofiler inntegnet.

Typiske sonderingsprofiler fra moloområdet er vist i Figur 4. Se også datarapporter og vedlagte tegninger for komplett oversikt.



Figur 4: Typiske/utvalgte sonderingsprofiler ved molo nord (NO1 og NO2) og sør (NO3, 5 og 6).

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 (utfyllingen) for moloen anses som middels vanskelig, da det er viktig med fylling i riktig rekkefølge, men ellers få spesielle forhold. Grunnforholdene er rimelig godt kartlagte ved grunnundersøkelser i flere omganger. Det skal gjøres inntil cirka 55 m oppfylling. Moloer/havneanlegg plasseres typisk i pålitelighetsklasse 2, og dette anses som et normalt tilfelle (noe mindre konsekvenser ved brudd enn på en kai, ettersom det er mindre personopphold, men fyllingshøyde/vekt er stor).	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 (egen- og intern systematisk kontroll) 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 andre fag) og er middels vanskelige, geoteknisk sett. Eventuelle realistiske mangler eller feil ved prosjekteringen kan få middels til store 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.	Byggesaksforskriften SAK10
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 molo vil være en molo for å beskytte næringsbåter og skip (Hurtigruten) mot naturpåkjenninger (særlig bølger og vind). Den vil til en viss grad være samfunnskritisk i en krisesituasjon. Kai/havneanlegg plasseres normalt i seismisk klasse 1 eller 2 iht. NS-EN 1998-1 tabell NA.4(902). I og med vurdert samfunnsविक्रिighet velges seismisk klasse 2.	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 det aktsomhetsområde for steinsprang og snøskred i nordre del av nordre moloarm, dvs nærmest land. Dette pga. bratt terreng på land. Vi har vurdert at et eventuelt ras i dette området ikke vil kunne gi vesentlig skade på moloen. Moloen er ikke planlagt som oppholdssted for mennesker. *Rambøll har gjort en nærmere vurdering av faren for skred (snøskred/steinsprang), Ref. 13, og kommet frem til at det ikke er behov for skredsikringstiltak for molokonstruksjonen. Avhengig av eventuell anleggsvei i skredfarlig område kan det bli behov for sikringstiltak i den forbindelse, og evt avstengning mot fremtidig personopphold.*

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

Utenom dette er det ingen registrerte faresoner eller aktsomhetsområder for naturfarer.

Seismisk grunnakselerasjon er lav i området, jordskjelvstandarden NS-EN 1998-1 gir $a_g = 0,20 \text{ m/s}^2$.

Løsmassene tilsvarer grunntype A, B eller E i området for moloen. For seismisk klasse 2 er da $a_g = 0,20 \text{ m/s}^2$

< grenseverdi 0,30 m/s² og seismisk dimensjonering kan utelates på grunnlag av lav seismisitet i området, moderat seismisk klasse og grunntype.

Prøver og kornfordelingskurver fra NO10 og NO15 viser at de løst lagrede massene lenger inne i havnebassenget er sandig silt og grovere masser. Graderingstall Cu >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. Det er ingen tegn til at massene ved moloene er mer flyteskredutsatt enn de undersøkte massene i havnebassenget. Graderingstallet på prøvene som Multiconsult undersøkte ved moloene er større enn på prøvene i havnebassenget (NO10 og NO15) og midlere kornstørrelse er utenfor kritisk intervall.

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

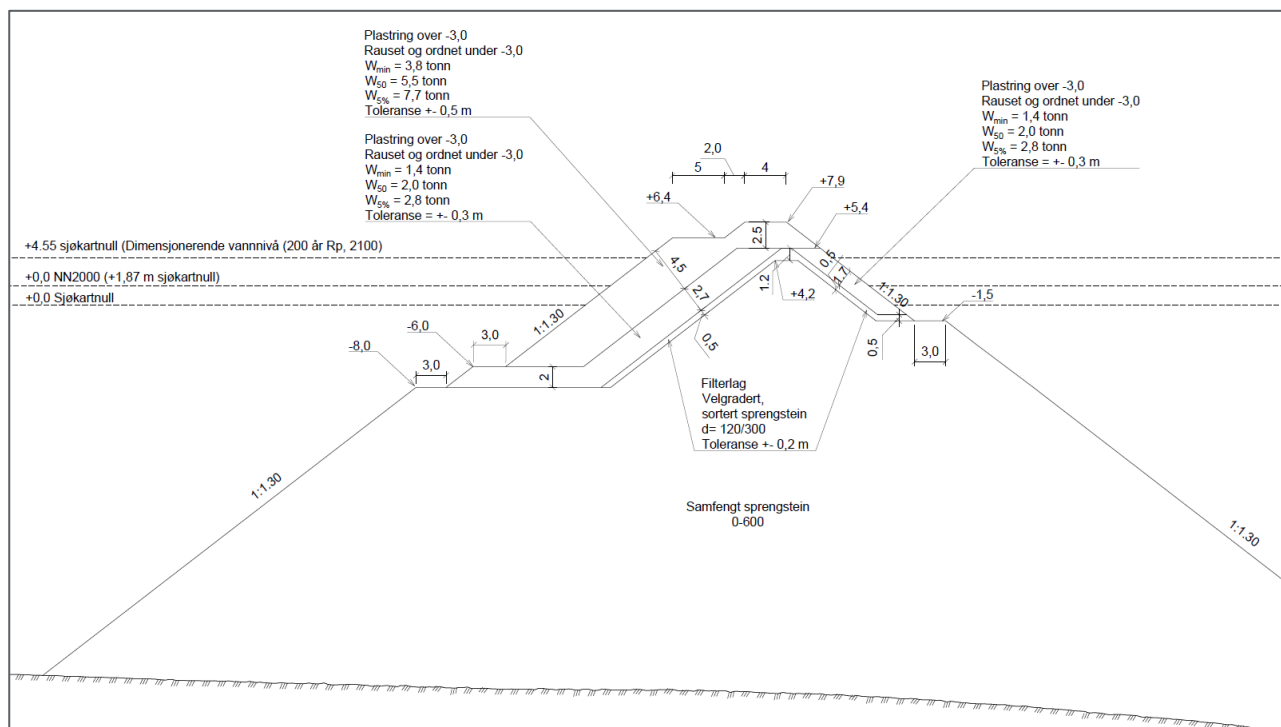
3.4 Krav til materialfaktorer

Prosjekteringsstandarden NS-EN 1997-1 for geoteknisk prosjektering stiller minstekrav til materialfaktor 1,25 på tangens til friksjonsvinkel i drenerte analyser (effektivspenningsanalyser) og 1,4 på udrenert skjærstyrke (totalspenningsanalyse). Vi legger dette til grunn som minimumskrav. (Kun effektivspenningsanalyse er aktuell for moloen).

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

4 Geotekniske hovedproblemstillinger og kritiske beregningssnitt

Grunnforholdene i sjøen forventes å bestå av sand-/siltlag med innhold av skjell og korallrester over sand/grusmateriale. Utført prøvetaking ved moloen i 2017 og lenger inn i fjorden i 2023 har påvist løst lagret sand/silt. Løsmassetykkelsen er inntil 10-13 meter i begge moloområdene, mens kun deler av løsmassetykkelsen er løst lagrede masser og stedvis er løsmassetykkelsen ned mot og under 1 meter.



Figur 5: Typisk mologeometri (tverrsnitt), type A. Motfyllinger vil komme i tillegg.

Typisk mologeometri (tverrsnitt) er vist i Figur 5. Fyllingstoppen skal opp til kt. +7,9 sjøkartnull.

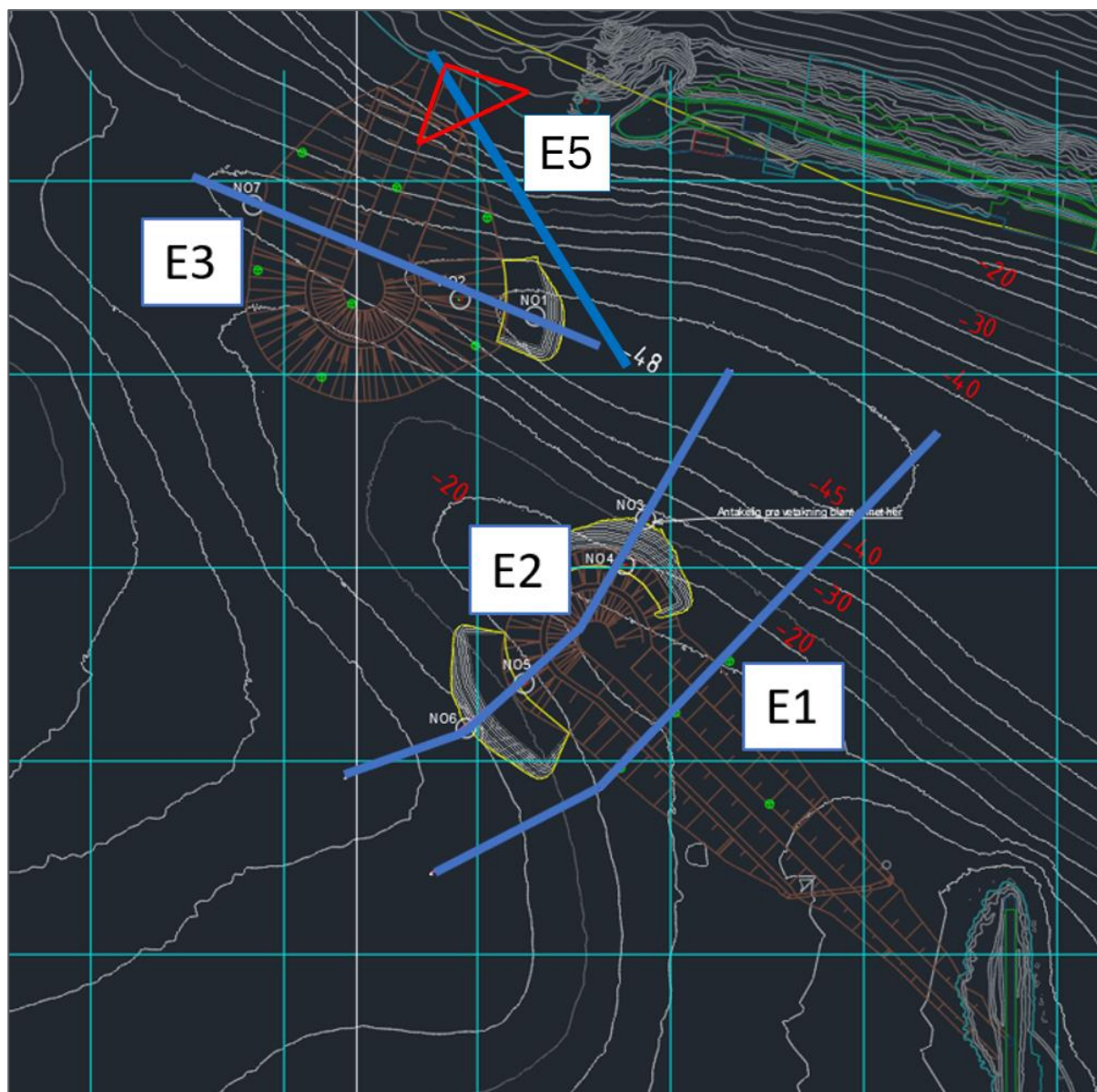
Geoteknisk hovedutfordring er ikke løsmassenes beskaffenhet i seg selv, men den bratte sjøbunns- og fjellhelningen ved moloens fyllingsfot kombinert med stor fyllingshøyde (belastning) og noe finstoffholdige løsmasser.

Ut fra sjøbunnskartet, planlagt utfyllingsrekkefølge og de påtruffede grunnforholdene er det sortert ut 3 beregningssnitt E1-E3 som vurderes som kritiske/dimensjonerende for moloen. Se oversikt i Figur 6.

Snitt E1 og E2 er i området med brattest sjøbunns- og fjellhelning i ytre del av søndre molo, mens snitt E3 er der fyllingshøyden er størst (nordre molo).

Grunnforholdene i beregningssnittene vises på vedlagte tegninger V101, V201 og V301-V302, som er grunnlaget for lagdeling benyttet i beregningene.

For vurdering av trekantformet tilleggsfylling nærmest land ved nordre molo, er stabiliteten beregnet i et snitt tilnærmet vinkelrett på fronten av denne tilleggsfyllingen, se plassering av snitt i Figur 6 og Figur 21.



Figur 6: Plassering av kritiske beregningssnitt ift. planlagt molo og tidligere skisserte motfyllinger. (Motfyllingsgeometrien er noe justert senere og trekantformet fylling skissert i rødt er tilkommet).

5 Grunnlag for beregninger

5.1 Løsmassenes tyngde- og styrkeverdier

De utførte grunnundersøkelsene gir en samlet god oversikt over grunnforholdene og et tilstrekkelig grunnlag for detaljprosjektering og bygging. Grunnundersøkelsene ved planlagt molo-fotavtrykk viser hovedsakelig faste masser, og massene er i hovedsak drenerende.

Løsmassenes tyngde- og styrkeverdier er bestemt ut fra erfaringstall, blant annet fra Statens vegvesens veiledning N-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 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	30-35 avhengig av tykkelse og fortregning	0-2	19/9
Silt/sand	32-33	0-2	19/9
Morene	36	10 (kohesjon 7)	20/10

Lag av silt / siltige masser har ved trykksonderinger lenger inn i havnebassenget (sydøst for hurtigrutekaia) vist moderat poretrykksoppbygning, 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. Bormotstandskurver og tidligere prøvetakning ved molo viser at det er svært lite sannsynlig at løsmassene ved moloen er mer finstoffholdige enn de undersøkte siltige massene lenger inn i havnebassenget.

I beregninger har vi derfor regnet laget som drenert materiale, men med poreovertrykk tilsvarende 30% av trykkøkningen fra molooppfyllingen der lagtykkelsen er større enn 1-2 meter. Poreovertrykket nullstilles for hvert oppfyllingstrinn i og med at poreovertrykkene vil dreneres ut i løpet av noen dager eller i verste fall få uker.

5.2 Dimensjonerende laster

For å hensynta anleggskjøretøy og eventuell fremtidig trafikk på moloen, er det lagt til grunn en dimensjonerende trafikklast 13 kPa på toppen av moloen i beregningene for ferdig oppfylt molo. Lasten forutsettes å virke i full bredde, dog ikke nærmere enn 1 m fra moloens 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.

Trafikklasten utgjør svært lite i forhold til belastningen som moloens 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, 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. Moloen vil bygges med permeable masser slik at vannstanden i molofyllingen vil følge tidevannet uten nevneverdig forsinkelse.

I beregningene er det i tråd med vanlig praksis lagt til 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 uavhengige beregninger i beregningsprogrammene Plaxis 2D og GeoSuite Stability. Det er gjennomført beregninger på materiale med drenert oppførsel (effektivspenningsanalyse), men med noe poreovertrykk der konsolideringen ikke nødvendigvis vil skje momentant.

5.5 Tildekkingslag

For å motvirke spredning av de stedvis forurensede løsmassene på sjøbunnen i moloenes fotavtrykk, er det krav til tildekking med et minst 40 cm tykt *tildekkingslag av sand/grus eller finpukk*.

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. Tildekkingslaget må legges 5 m ut forbi fyllingsfoten av stabilitetsmessige årsaker, se følgende kapitler.

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 trinnsvis oppbygning av moloene. Nivåene for hvert fyllingstrinn vurderes ut fra stabilitetsberegningene, dvs hvilken inndeling som gir best stabilitetsforhold.

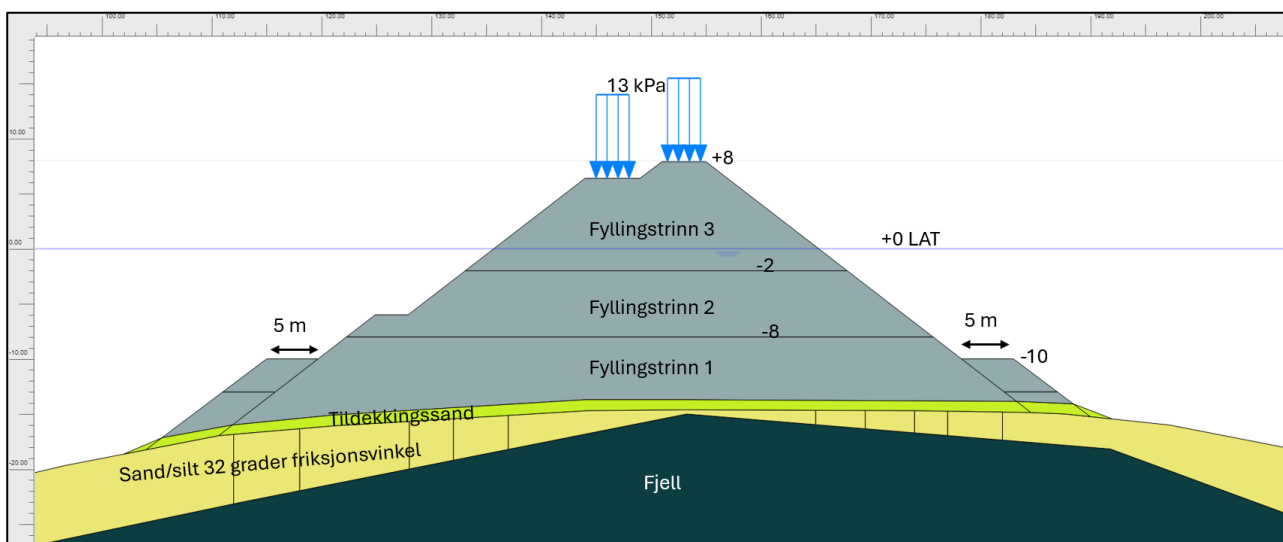
På grunn av dypgangen til typiske lekter er toppen av siste fyllingstrinn fra lekter justert fra kote -2 til -3. Dette minimerer risikoen for problemer med dypgang, og har små konsekvenser stabilitetsmessig.

6 Beregningsresultater

6.1 Snitt E1 (søndre molo)

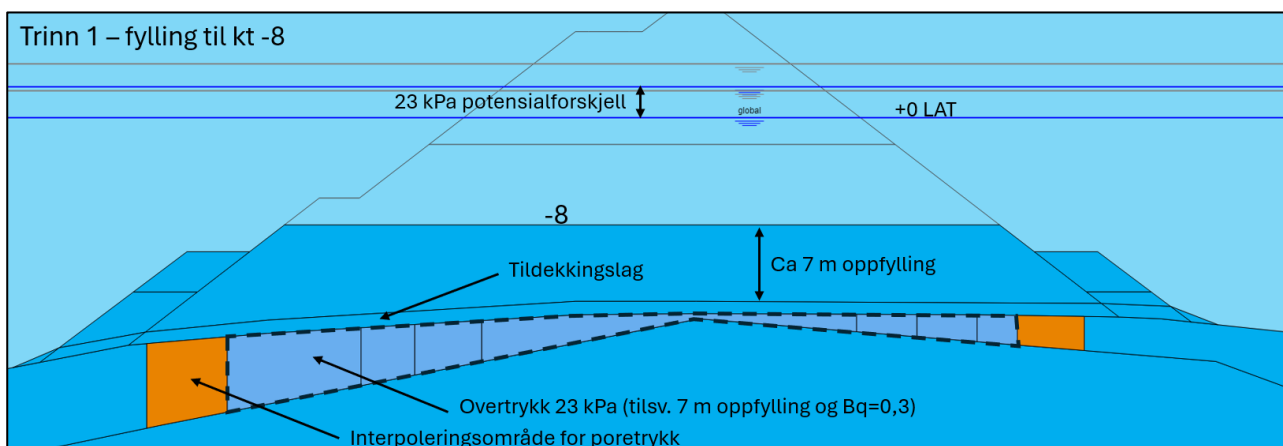
De følgende beregningene forutsetter at skillet mellom fyllingstrinn 2 og 3 går ved kote -2. En vurdering av stabiliteten hvis skillet mellom fyllingstrinnene senkes til kote -3 er lagt til nederst i delkapittelet.

I snitt E1 viser grunnundersøkelsene liten løsmassemekktighet under moloen, mens tykkelsen er betydelig ved foten av moloen (på begge sider og særlig på sydvestsiden). Massene er silt- og sandmasser med varierende innhold av grus. Se lagdeling i Figur 7.



Figur 7: Snitt E1, beregningssnitt i Plaxis. Løsmassetykkelse interpolert konservativt og noe forenklet fra grunnundersøkelser.

På grunn av den betydelige lagtykkelsen av siltholdige masser er beregningen utført med poreovertrykk tilsvarende 30% av effektivtrykket som påføres i hvert fyllingstrinn. Under vannoverflaten blir dette 3,3 kPa poreovertrykk per meter fylling, over vannoverflaten: 5,7 kPa/m. Poreovertrykket modelleres som jordvolum med forhøyet vanntrykk (potensialnivå) og interpolering i overgangssonen nær kanten av molofyllingen. Poreovertrykket nullstilles for hvert fyllingstrinn. Se Figur 8.

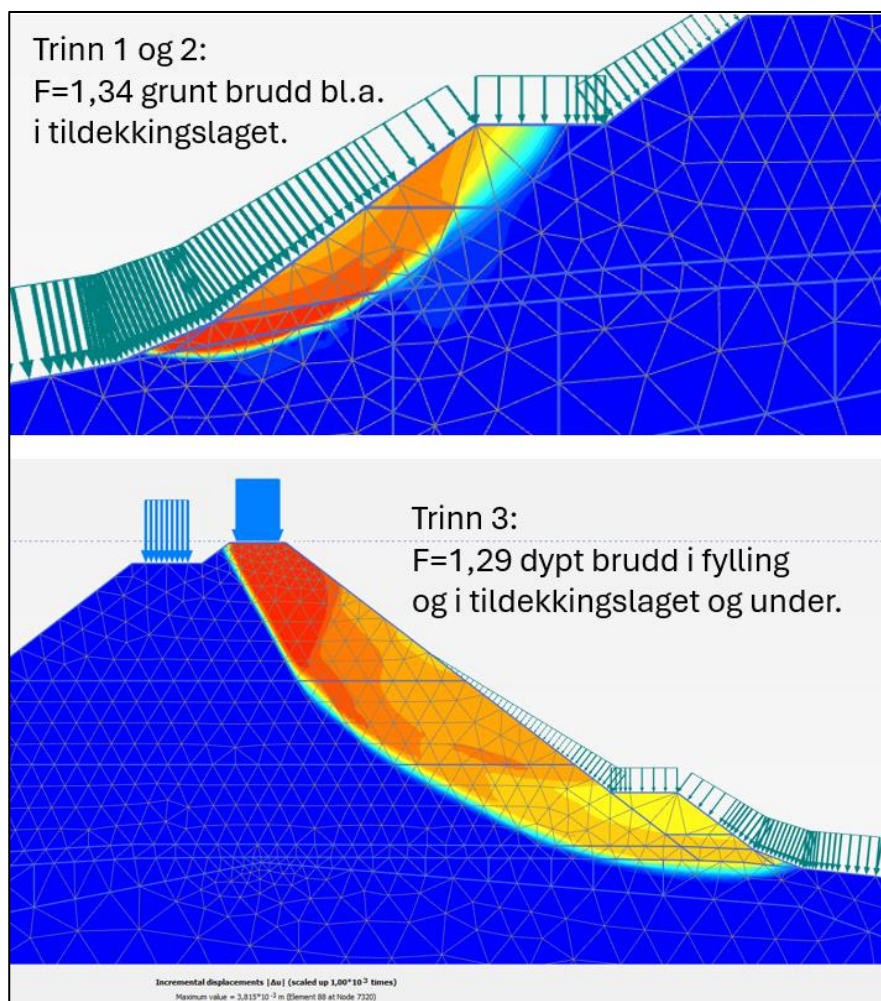


Figur 8: Poretrykk ved første fyllingstrinn. Interpolering av poretrykk i oransje felt. 23 kPa overtrykk under fyllingen.

Beregningen viser at kritisk bruddform for trinn 1 (fylling til kt -8) og trinn 2 (fylling fra kt -8 til -2) er et grunt brudd i ytterkant av molofyllingen. Uten den lille motfyllingen (5 m bredde i snitt E1) som er modellert inn, er stabilitetsmarginen utilstrekkelig i siste trinn.

I siste trinn (trinn 3) er kritisk bruddform et middels dypt brudd. Mesteparten av bruddflaten går naturlig nok gjennom selve fyllingen. Uten motfylling fås en grunnere kritisk bruddflate.

Beregnete bruddformer er såpass grunne at de er lite påvirket av poreovertrykket. Dette forklares med at poretrykkene er størst der fyllingen er mektigst, og der er også skjærstyrken størst pga. høyere effektivspenninger.

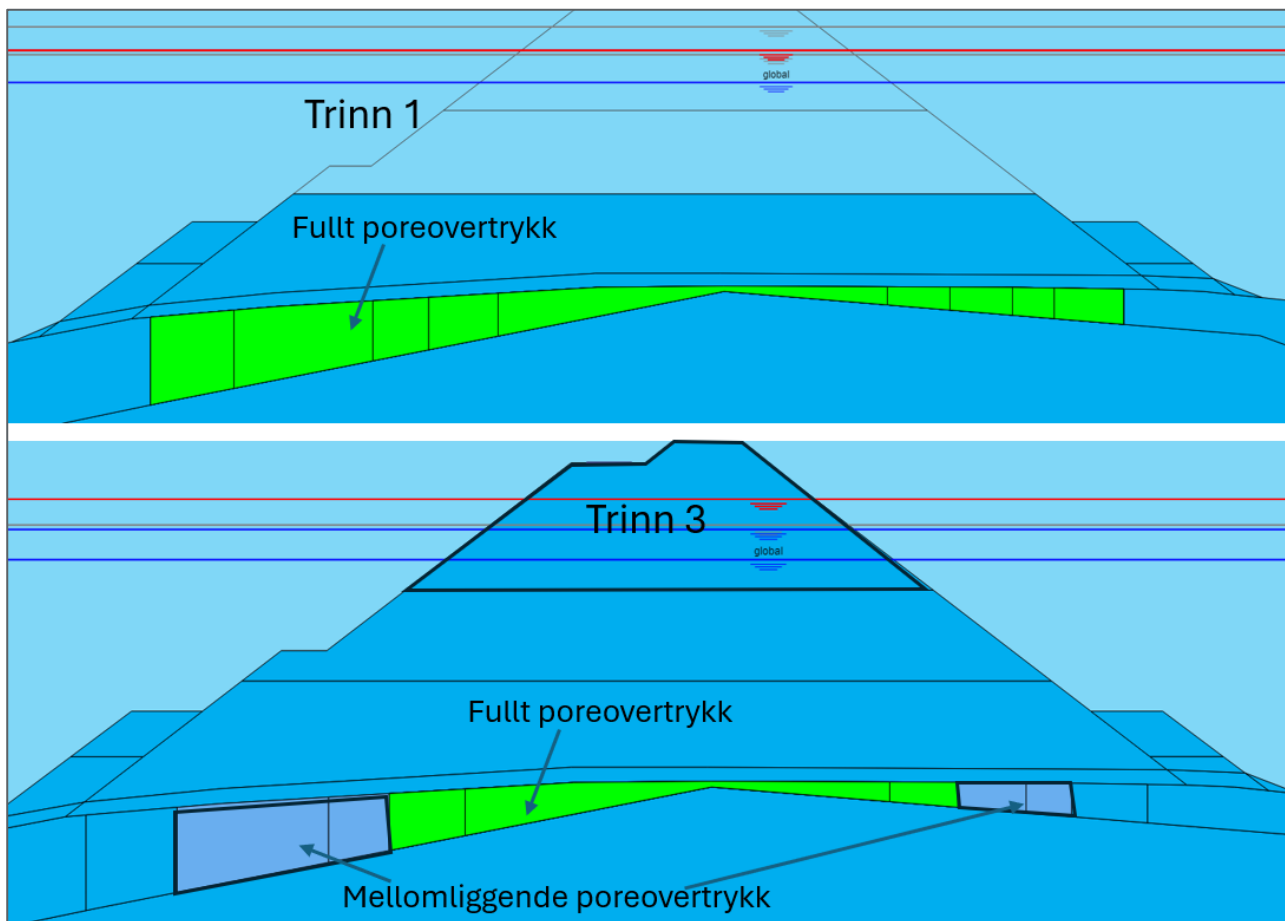


Figur 9: Beregningsresultat snitt E1. Tilstrekkelig sikkerhet mot grunnbrudd. Grunnbrudd illustreres som grensen mellom rødt og blått.

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 (slik beregningen forutsetter).

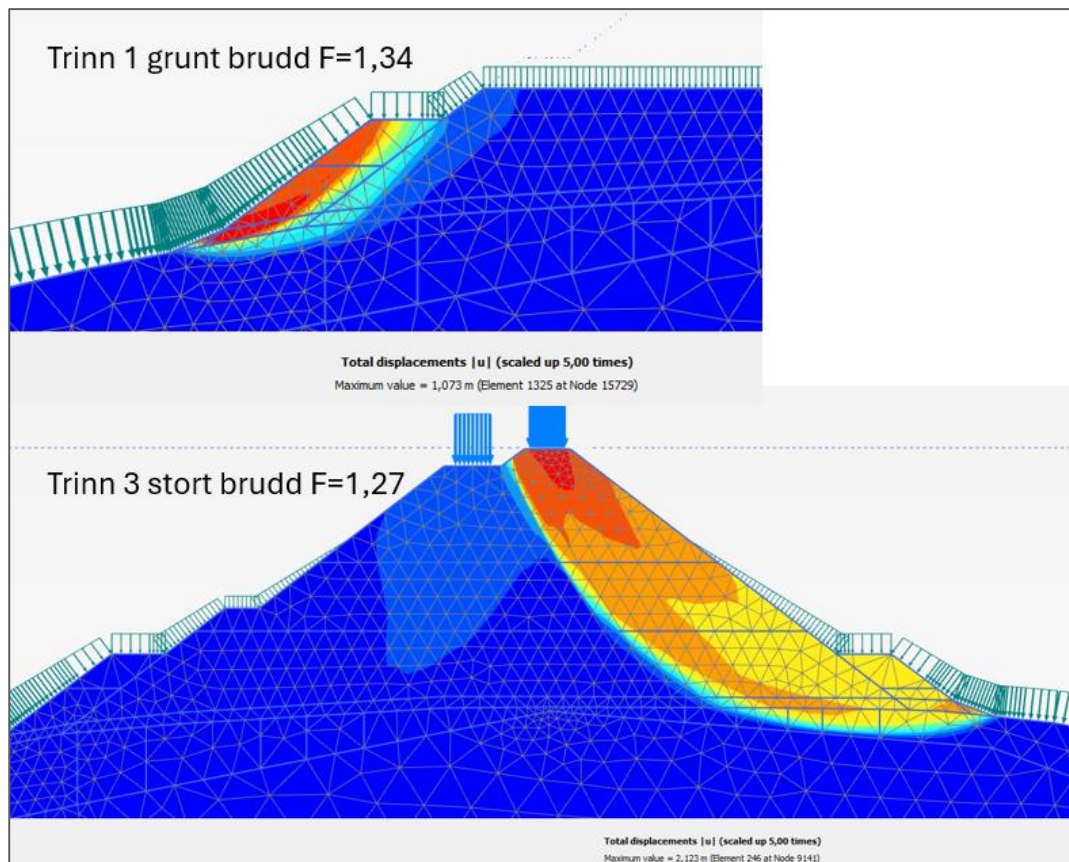
Til sammenligning er beregnet sikkerhetsfaktor F uten tildekkingslag lik $F=1,40$ for trinn 1 og 2, og $F=1,29$ for trinn 3. Det vil si at tildekkingslaget svekker stabiliteten noe for de første fyllingstrinnene, men ikke for den permanente situasjonen (trinn 3). Det er sikkerhetsfaktoren i siste trinn som er lavest og tildekkingslaget vil derfor ikke være stabilitetsmessig avgjørende i dette området (snitt E1).

På grunn av usikkerhet rundt hvordan eventuelt poreovertrykk vil utbre seg, har vi gjort en sensitivitetsanalyse ved å gjøre en kontrollberegning med poreovertrykk lenger ut mot sidene som vist i Figur 10.



Figur 10: Poreovertrykksmodellering i kontrollberegning snitt E1 med større sideveis poretrykksutbredelse.

Denne poretrykksutbredelsen (Figur 10) er vesentlig mer konservativ enn ovennevnte (Figur 8). Beregningen viser at sikkerheten mot grunne brudd er uendret ($F=1,34$). I siste fyllingstrinn er en stor bruddflate kritisk, og sikkerhetsfaktoren for denne er sunket fra $F=1,29$ til $F=1,27$ pga. den større poretrykksutbredelsen. Se Figur 11. Forskjellen er marginal og stabiliteten er tilstrekkelig.



Figur 11: Kritiske bruddformer for trinn 1 og trinn 3 i snitt E1 med poreovertrykk som vist i forrige figur.

Beregningene forutsetter at skillet mellom trinn 2 og 3 går ved kote -2. Dersom skillet settes en meter lavere (kote -3), vil stabiliteten i trinn 2 være uendret (grunt brudd), mens stabiliteten i trinn 3 kan bli marginalt lavere. I realiteten vil trinn 3 strekke seg over en god del tid, da mye av trinn 3 er filterlag og plastringsmasser som må legges nøyaktig. Stabiliteten vil derfor ikke i praksis bli verre enn beregningen viser, og trinn 2 kan avsluttes ved kote -3.

6.2 Snitt E2 (søndre molohode)

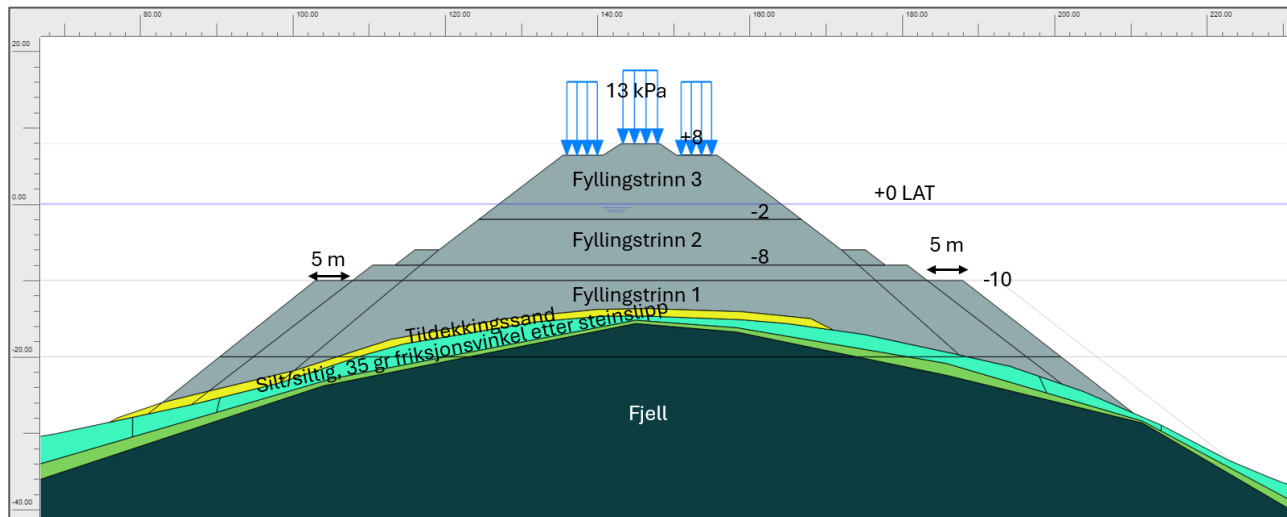
De følgende beregningene forutsetter at skillet mellom fyllingstrinn 2 og 3 går ved kote -2. En vurdering av stabiliteten hvis skillet mellom fyllingstrinnene senkes til kote -3 er lagt til nederst i delkapittelet.

I snitt E2 viser grunnundersøkelsene antydning til at silt-/sandmasser kan være sammenhengende, men lagtykkelsen er vesentlig mindre enn i snitt E1. Se geometri i Figur 12. Moloen er bredere ved molohodet og dermed strekker moloen seg nærmere de bratte sidene av den undersjøiske fjellryggen.

Innledende beregning utført som drenert beregning i GeoSuite Stability med poreovertrykksprofiler 3 kPa per meter fyllingshøyde (tilsvarer $B_q=0,2-0,3$ som trykksondering lenger øst antyder) medfører beregnet sikkerhetsfaktor (materialfaktor) 1,20 for fylling i ett trinn, som er så vidt under minstekravet på 1,25. Beregningen er sensitiv for små variasjoner i poreovertrykket og utstrekning av svake lag. Tildekkingslag av sand vil også forverre stabiliteten i noen grad.

Det er forutsatt at moloen bygges med motfylling (ekstra hylle). Utfylling av moloen vil i virkeligheten ta tid, og forutsettes fylt trinnvis, som medfører reduksjon av poreovertrykk underveis og dermed blir reell

sikkerhetsfaktor større enn beregnet. På grunn av sensitiviteten for bruddflategeometri og poreovertrykk har vi også gjort beregninger med Plaxis 2D.



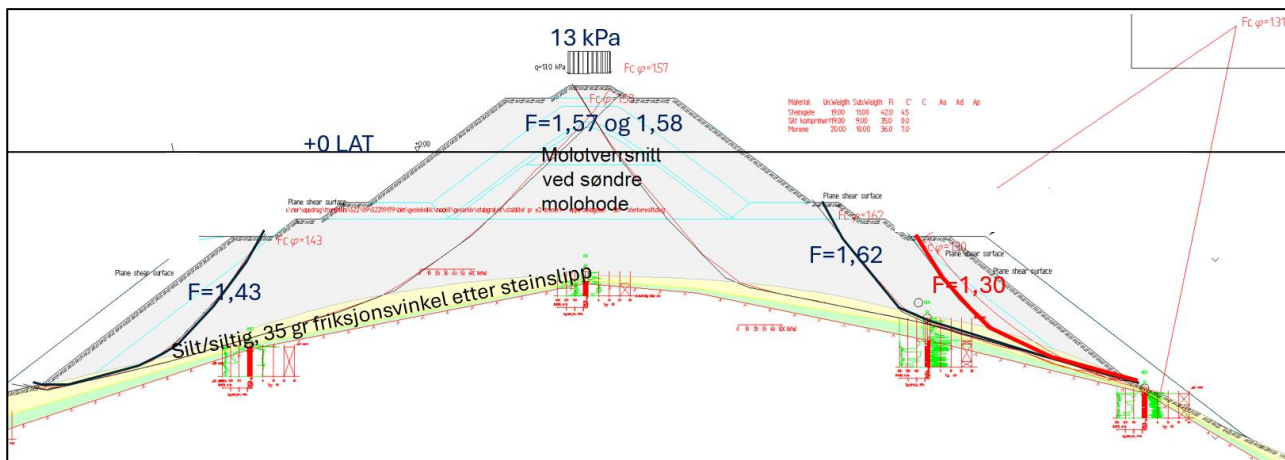
Figur 12: Snitt E2, beregningssnitt i Plaxis. Løsmassetykkelse interpolert konservativt og noe forenklet fra grunnundersøkelser.

Sand-/siltlaget som er utsatt for poreovertrykk er i snitt E2 svært tynt i forhold til fyllingshøyden, og laget vil tape poreovertrykk underveis ved normalt rask utfylling fra lekter. Poreovertrykk tilsvarende 30% av fyllingstrykket for et helt fyllingstrinn anses i dette snittet som en overdrivelse. Vi mener det er realistisk at det ikke vil oppstå vesentlige poreovertrykk i så tynne lag av silt/sand, og regner drenert uten poreovertrykk.

Sondering ytterst ved motfyllingen på nordøstsiden av molohodet viser mindre enn 1 m løsmassetykkelse. Så fremt tildekkingslag droppes i dette området, mener vi at steinene som dumpes for moloen da sannsynligvis vil fortrenge/penetrere massene slik at stabiliteten blir bedre enn en tenkt situasjon der steinene legger seg oppå de stedlige massene – slik beregningen forutsetter.

Fortrengningseffekten vil i hvert fall klemme sammen de stedlige løsmassene slik at friksjonen i massene øker. De stedlige massene blir komprimert og vi legger derfor til grunn en noe større friksjonsvinkel i dette beregningssnittet hvor laget er tynt. Basert på erfaringstall vil løs sand som blir komprimert ha friksjonsvinkel 35 grader. Massene ved moloen kan være mer siltholdige, som tilsier en noe lavere friksjonsvinkel, men fortrenningseffektene tilsier en økning. 35 grader legges derfor til grunn.

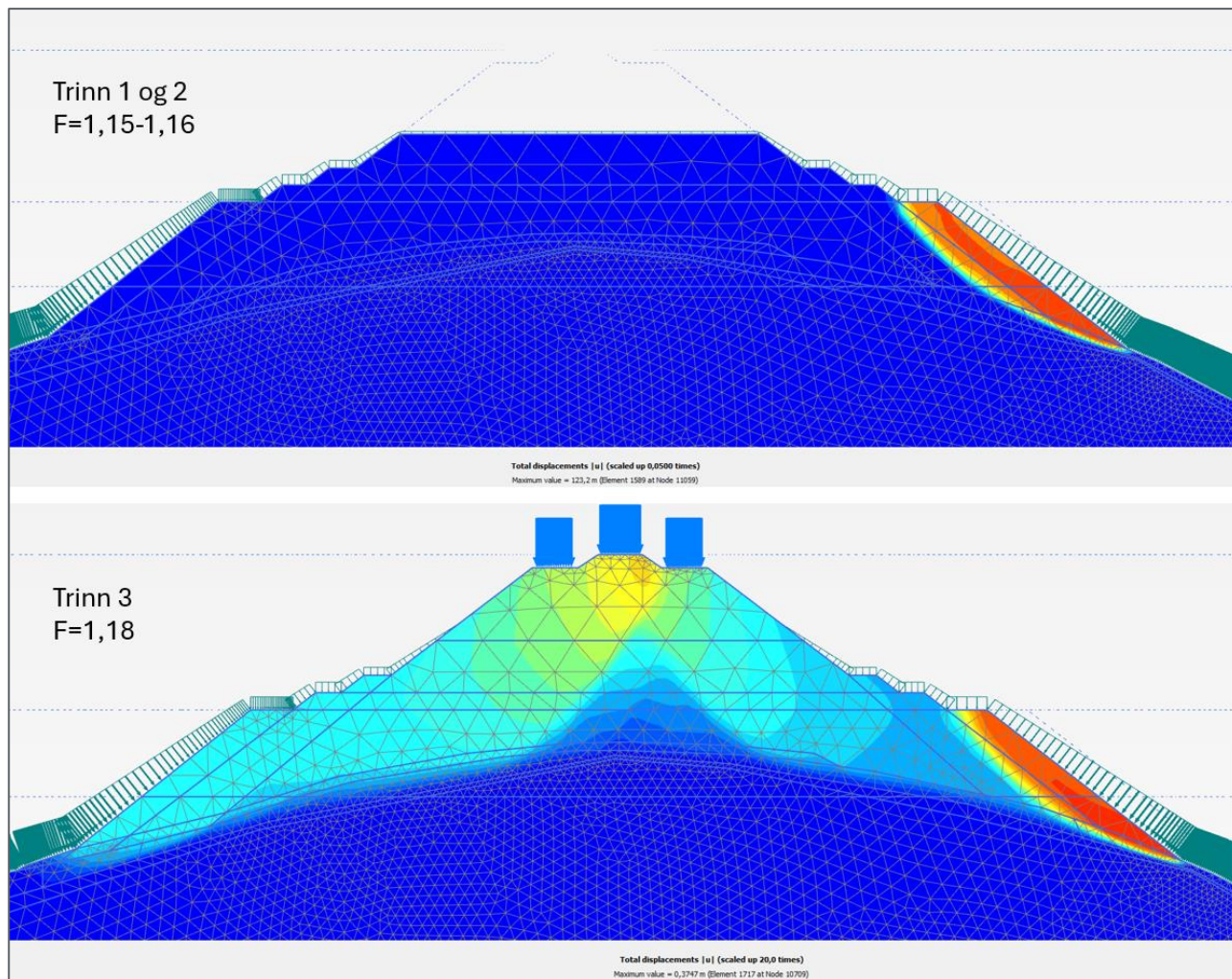
Beregning uten poreovertrykk med GeoSuite Stability gir materialfaktor $F=1,30$ for kritisk bruddflate, som er en grunn bruddflate i motfyllingen (nedre hylle), se Figur 13. Moloen som helhet har god beregningsmessig stabilitet med ovennevnte forutsetninger. Beregningsresultatet viser at det er margin for noe poreovertrykk eller noe svakere masser før sikkerheten faller under minstekravet. En sensitivitetsvurdering med friksjonsvinkel 33 grader i stedet for 35 grader gir $F=1,25$ for samme kritiske bruddflate.



Figur 13: Beregningsresultater snitt E2 fra GeoSuite Stability. Minste beregningsmessige sikkerhetsfaktor 1,30 for grunnbruddflate lengst nordøst. (Her forutsatt at det ikke legges tildekningslag på sydvestsiden heller, i tråd med tegning B100).

En uavhengig stabilitetsberegning er utført med Plaxis 2D. Plaxisberegningen viser kritisk bruddflate tilnærmet identisk med den som er beregnet i GeoSuite, se Figur 14. Med lik materialstyrke beregner Plaxis en sikkerhetsfaktor lik 1,16 snarere enn 1,30. Dette er imidlertid små «skalker» av fyllingen under vann, som verken vil utgjøre fare for personer eller gi vesentlige skader (bølger e.l.). Årsaken til den lave beregningsmessige stabiliteten i ytterkanten av motfyllingene, er at sjøbunnen er bratt i området ved molofoten.

Uten motfyllingen (5 m bredde i snitt E2) som er modellert inn, er stabilitetsmarginen utilstrekkelig. Motfyllingen er dermed nødvendig.



Figur 14: Beregningsmessige bruddformer i Plaxis 2D (i skillete mellom blå og rød farge). Tendenser til større brudd i trinn 3, men kritisk brudd er fortsatt en tynn «skalk» lengst til høyre (rødt).

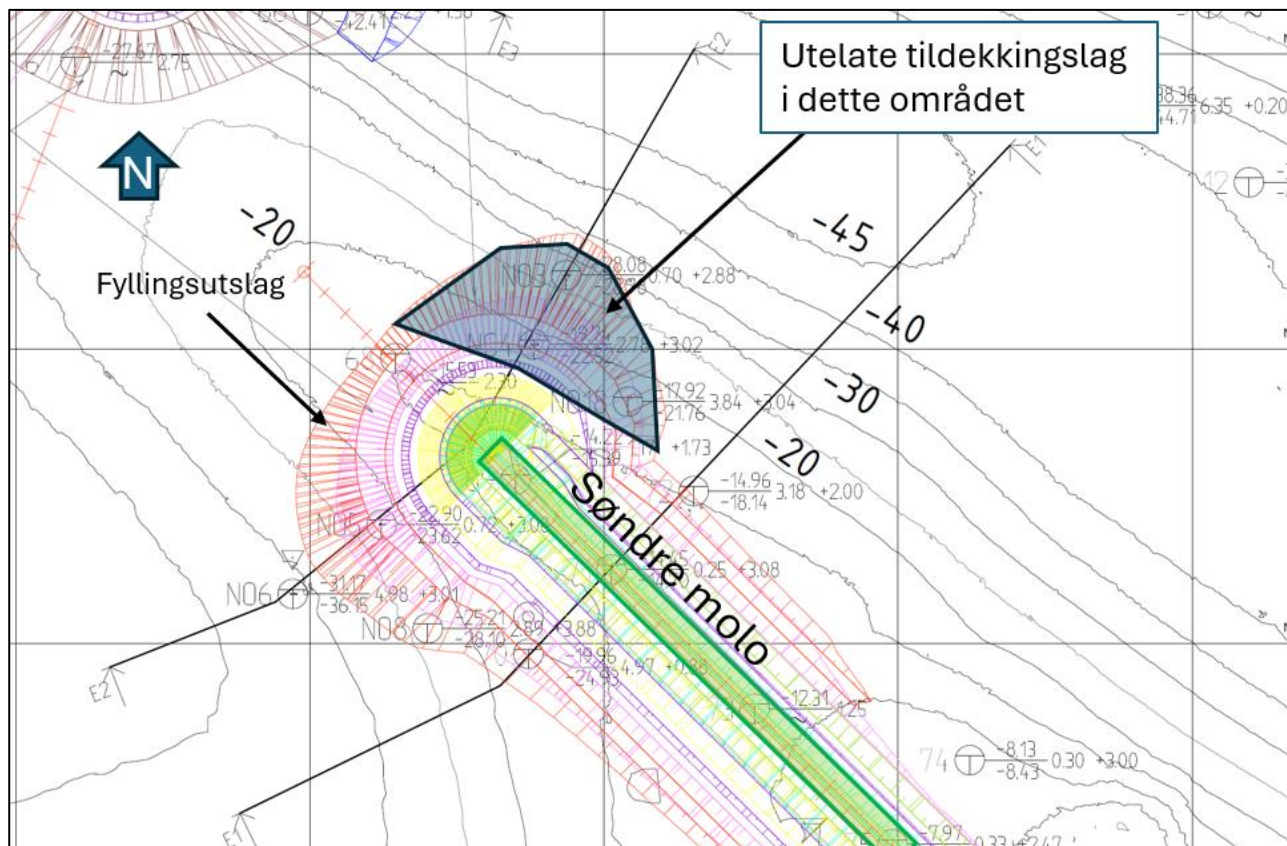
Fyllingsfoten strekker seg ut til det bratteste sjøbunnspartiet kun ved snitt E2. Det vil si at stabiliteten vil være bedre til siden for dette snittet.

Beregning er gjort med konservativ antakelse om at fyllingen ikke trenger gjennom det tynne, løse laget, men styrken er i beregningene satt noe høyere for å ta inn noe av komprimeringseffekten som skjer når steinmasser dumpes. Samtidig er det modellert helt drenert ettersom tykkelsen av laget er liten og fyllingsarbeidene vil ta noe tid.

Plaxisberegningen viser liten stabilitetsmargin mot brudd av ytre del av motfyllingen ($F=1,16$), men marginen for noe dypere/større bruddflater vil være bedre. For den siste fasen (trinn 3) er det i Plaxisberegningen regnet med trafikklast både på toppen og på sideplatåene på moloen, noe som er konservativt for beregnet stabilitet av store bruddflater, men allikevel er kritisk brudd et grunt brudd av motfyllingen.

Konsekvensen av evt. brudd ytterst i motfyllingen er nokså liten. Det er kun risikoen for skader pga. bølgene et slikt brudd vil kunne gi inn mot havna (sekundærvirkninger). På grunn av den lille tykkelsen av løst lagret lag mener vi at et eventuelt brudd av ytre del av motfyllingen vil stoppe opp idet fyllingen kommer i direkte kontakt med fjell. Da har man fått en fortrenkning ved fyllingsfoten som øker stabiliteten mot større brudd.

For å sikre best mulig penetrering og komprimering av det svake silt-/sandlaget, må tildekkingslag utgå i området nordøst for molohodet der stabiliteten er hardt påkjent, se Figur 15. Det er avklart med Statsforvalteren at stabiliteten må få førsteprioritet. Utfyllingstillatelsen er derfor endret slik at tildekkingslag kan utgå i denne nordøstre delen av søndre molohode.



Figur 15: Plantegning av området som av stabilitetsmessige årsaker ikke kan ha tildekkingslag.

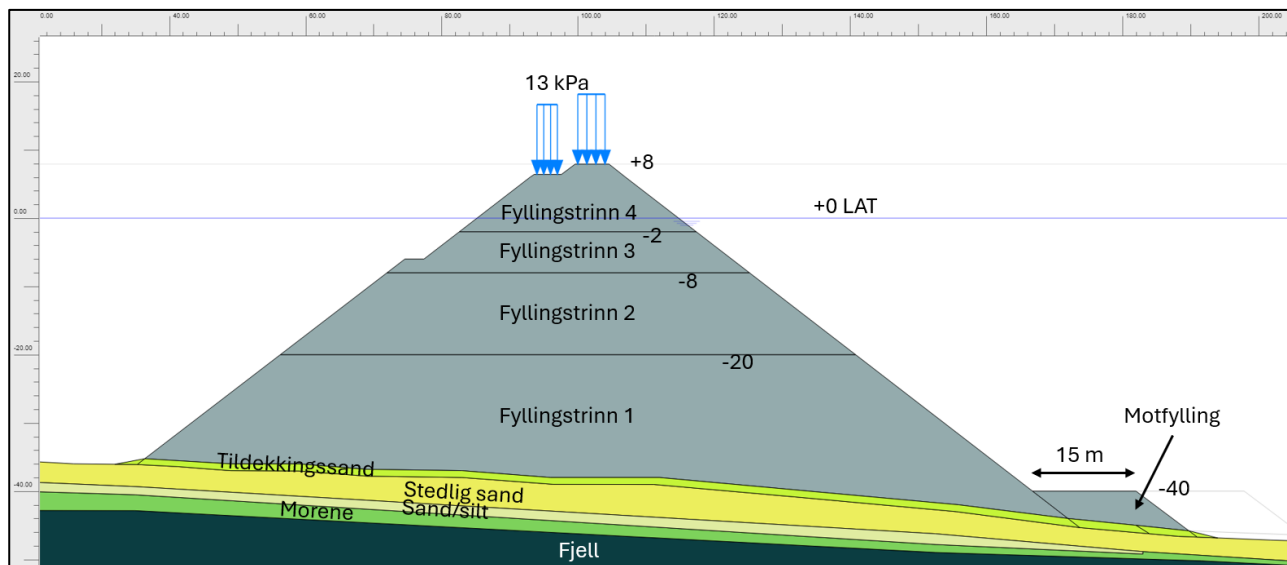
Beregningene forutsetter at skillet mellom trinn 2 og 3 går ved kote -2. Stabiliteten av kritiske bruddflater vil ikke endres dersom skillet settes en meter lavere (kote -3), ettersom kritiske bruddflater er grunne brudd i motfyllingen. I trinn 3 skal det også legges mye filterlag og plastring, arbeider som tar tid. Stabiliteten vil derfor ikke bli verre enn beregningen viser, og trinn 2 kan avsluttes ved kote -3.

6.3 Snitt E3 (nordre molo)

De følgende beregningene for snitt E3 er ikke utført trinn-for-trinn med poreovertrykk, men som ett trinn uten poreovertrykk i underliggende masser. Justering av fyllingstrinn slik at skillet mellom fyllingstrinn 3 og 4 går ved kote -3 i stedet for kote -2 vil derfor ikke påvirke beregningsresultatet. Den reelle stabiliteten vil heller ikke bli påvirket av dette, ettersom denne 1-meters-endringen utgjør en minimal del av total fyllingsvekt for den nordre moloen og fylling av en omfattende molo som denne i realiteten vil ta lang tid.

Snitt E3 går på tvers av nordre molo på det dypeste partiet av fjorden. Sjødybden er inntil cirka -48 sjøkartnull på østsiden av moloen og noe mindre på vestsiden. Total fyllingshøyde er her på det maksimale 50 - 55 m. Se geometri i Figur 16.

I dette snittet viser nylig utførte grunnundersøkelser (2023) et løsmasselag med liten bormotstand mellom 2 fastere lag. Dette laget er antatt å være siltig slik som øvrige påtruffede løst lagrede lag i moloområdet og lenger inn i fjorden. Sjøbunnshelningen er liten og dybden til fjell er begrenset. Dette laget med liten bormotstand finnes ved nordre molo kun i enkelte borpunkt hovedsakelig på det dypeste partiet.

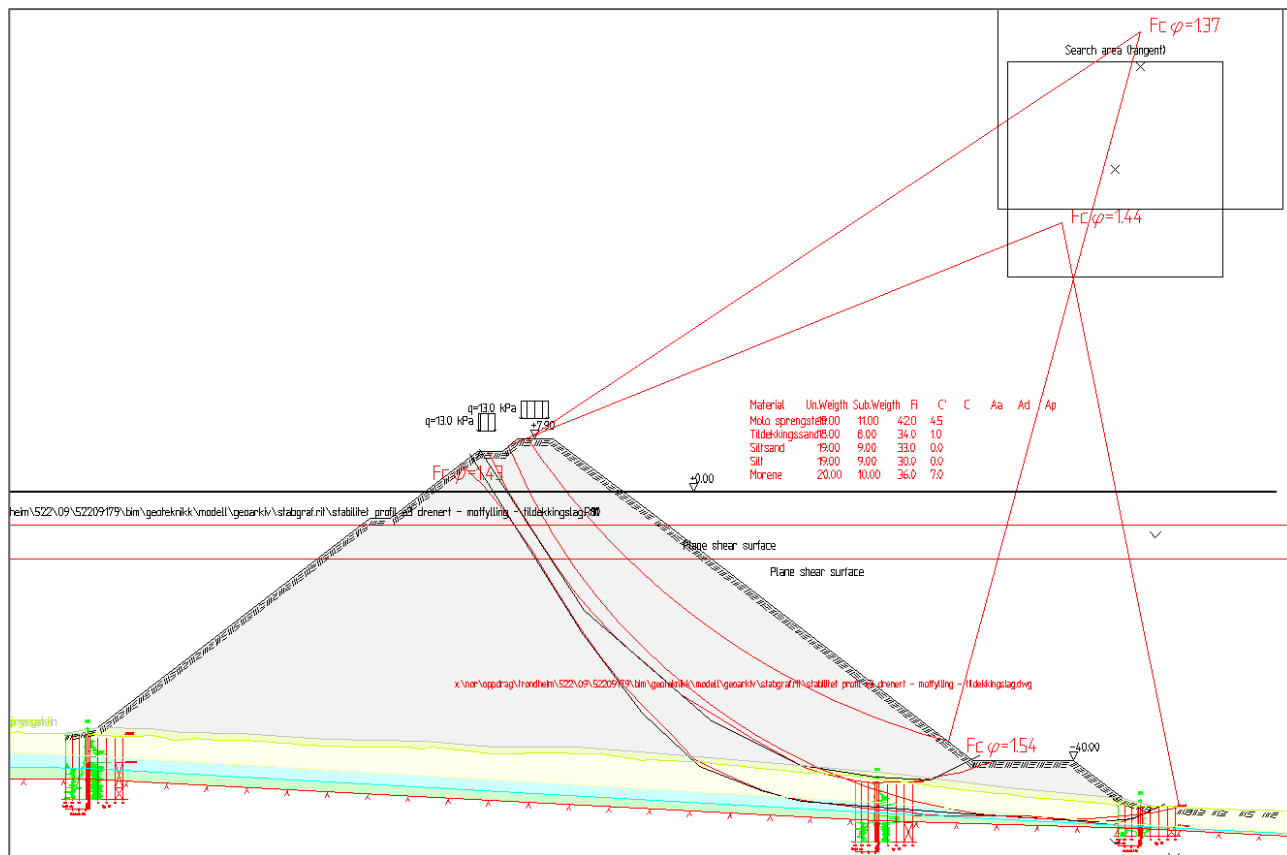


Figur 16: Snitt E3 (nordre molo), beregningssnitt i Plaxis. Løsmassettykkelse interpolert konservativt fra grunnundersøkelser. LAT = sjøkartnull.

Sand-/siltlaget (antatt siltholdig) som er utsatt for poreovertrykk er i snitt E3 svært tynt i forhold til fyllingshøyden, og laget vil tape poreovertrykk underveis ved normalt rask utfylling fra lekter. Poreovertrykk tilsvarende $B_q = 30\%$ av fyllingstrykket for et helt fyllingstrinn anses i dette snittet som en overdrivelse.

Ved beregning i GeoSuite fås minste materialfaktor $F=1,37$ for fylling uten poreovertrykk (drenert beregning). Se Figur 17. Kritisk brudd er utelukkende i steinmassene. I beregningen er det forutsatt en motfylling på østsiden i 15 m bredde til kote -40. Beregningen viser at stabilitetsmarginen er god dersom det ikke oppstår poreovertrykk.

Reell situasjon med noe poreovertrykk underveis kan ha marginalt lavere stabilitet enn beregnet. En innledende beregning utført med poreovertrykksprofiler 3 kPa per meter fyllingshøyde i GeoSuite Stability (tilsvarer $B_q=0,2-0,3$ som trykksøndering lenger sydøst antyder) medførte beregnet sikkerhetsfaktor (materialfaktor) lik minstekravet på 1,25 uten motfylling. Reell situasjon med motfylling og drenasje underveis i oppfyllingen vil være nærmere $F=1,37$ enn $F=1,25$.

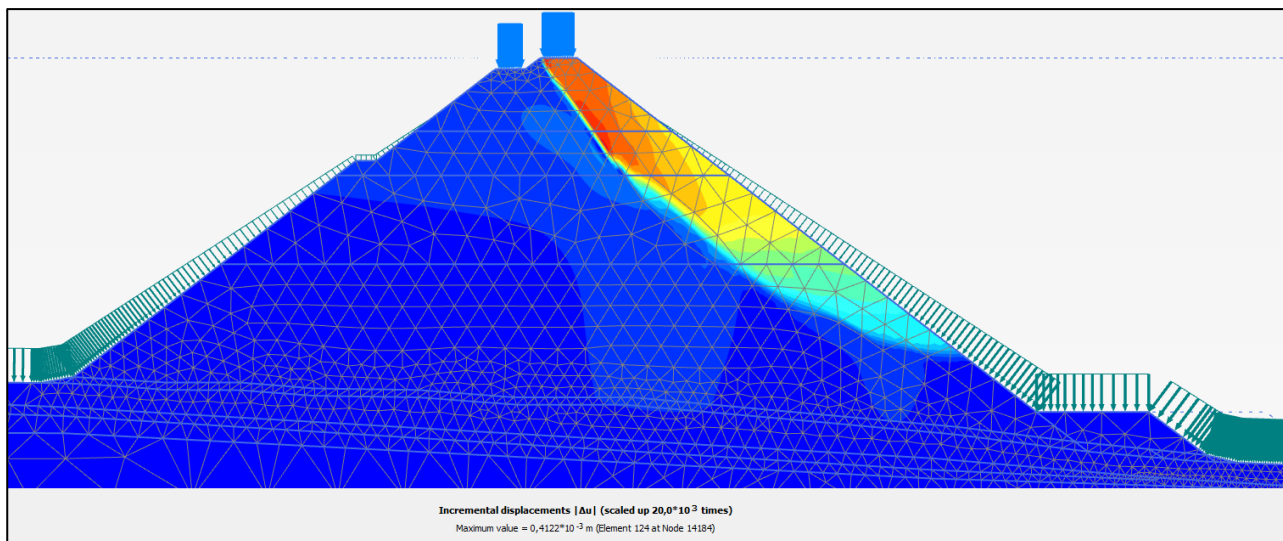


Figur 17: Utsnitt av beregningsresultat fra GeoSuite Stability for snitt E3 uten poreovertrykk.

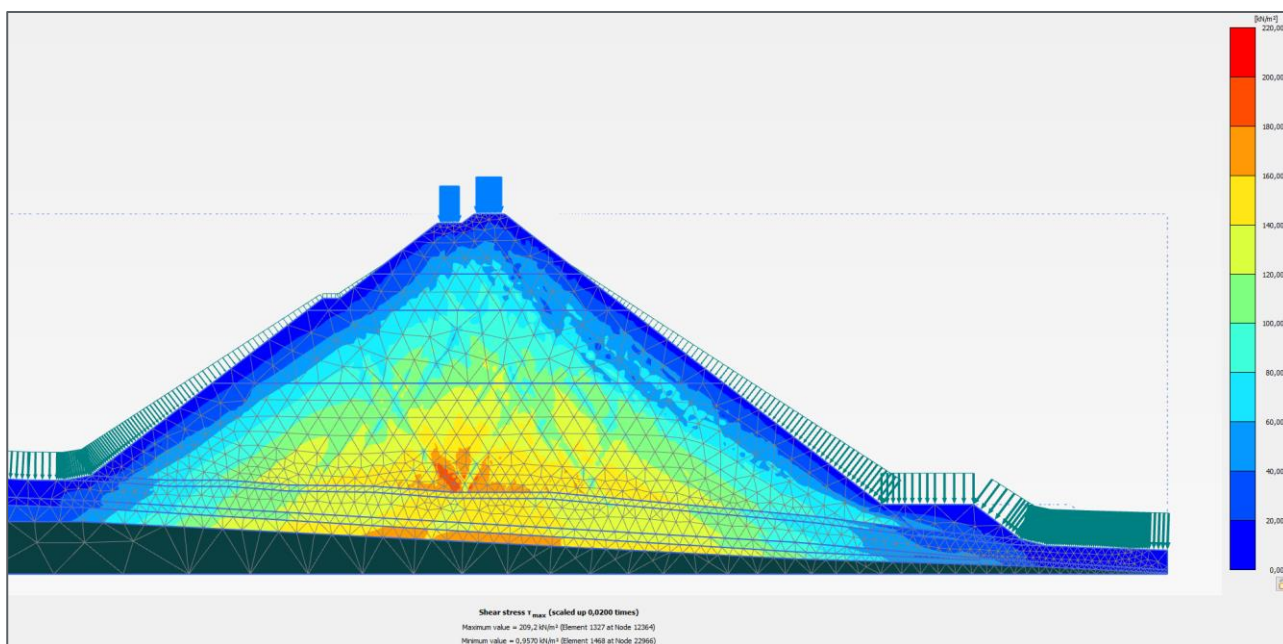
På grunn av sensitivitet for bruddflategeometri har vi også gjort uavhengige beregninger med Plaxis 2D.

Ved modellering uten poreovertrykk, oppnås det med Plaxis en materialfaktor (sikkerhetsfaktor) $F=1,17$, som er litt under minstekravet på 1,25. Se Figur 18. Bruddflaten er tilnærmet identisk med den som i GeoSuite har beregningsmessig materialfaktor $F=1,37$, dvs programmene gir sprikende resultater. Hele bruddflaten går gjennom fyllmassene (samfengt sprengstein).

Erfaringsmessig kan Plaxis gi urealistiske resultater ved store fyllinger med høy friksjonsvinkel, slik som i dette tilfellet. Plott for maksimal skjærspenning i Plaxis (Figur 19) indikerer numeriske vanskeligheter (ujevne maksimalspenninger) og dermed litt unøyaktig resultat. Vi vektlegger derfor resultatet fra GeoSuite, som tilsier god stabilitetsmargin. Beregnet snitt er klart mer påkjent enn tilstøtende deler av fyllingen. Dette medfører en liten, men gunstig trykkebueeffekt.



Figur 18: Kritisk bruddform i snitt E3 forutsatt 20 m bred motfylling. Kritisk bruddform går da utelukkende i steinmassene. $F=1,17$.

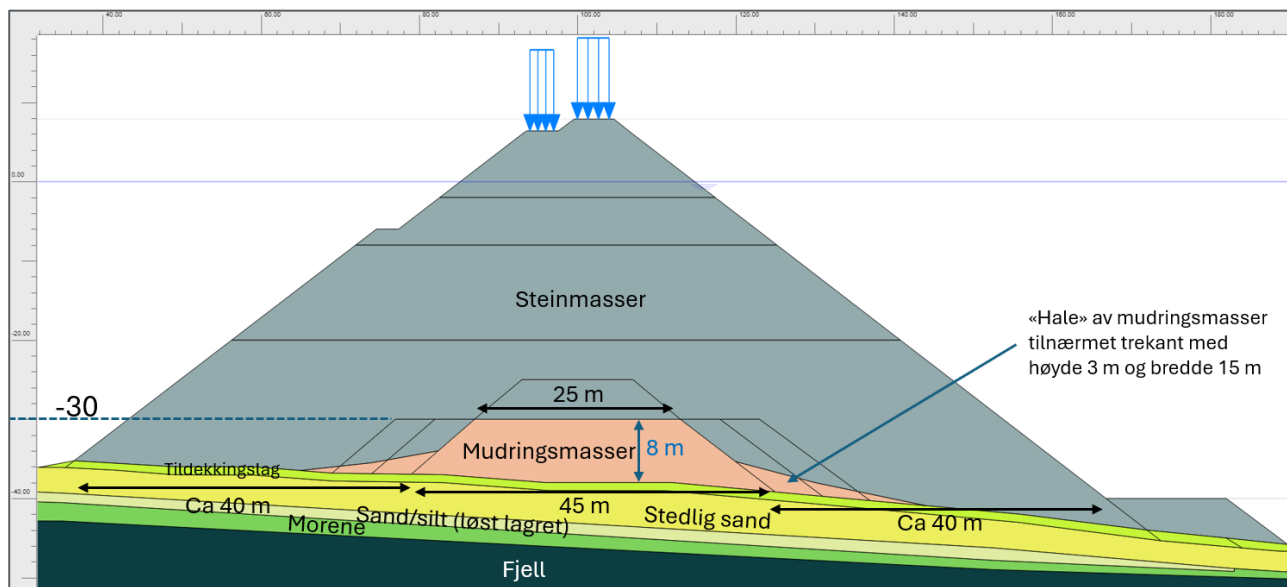


Figur 19: Plott av maksimale skjærspenninger i Plaxis i sikkerhetsberegningsfasen (snitt E3).

Det har også vært vurdert om kjernen av nordre molo kan fylles ut med mudringsmasser. Slik masseutnyttelse vil være økonomisk og miljømessig fordelaktig. Vi har sjekket hvor stor del av kjernen i nordre molo som kan bestå av mudringsmasser (sand/silt) uten at stabiliteten (kritisk bruddform) svekkes.

Konklusjonen er at en kjerne opp til kote -30 med bredde 25 m i topp og 45 m i bunn kan bestå av mudringsmasser i stedet for steinmasser uten at stabiliteten svekkes, se utstrekning i Figur 20. Denne utstrekningen vil være mulig langs cirka 50-60 m av moloen der sjødybden er størst. Dette volumet på omtrent 15 000 m³ er imidlertid ikke stort nok til å ta unna alle mudringsmassene. Dersom mudringsmassene slippes direkte fra lekter (uten føringsrør eller lignende) er det tvilsomt om man klarer å få mudringsmassene

plassert utelukkende i kjernen som illustrert i Figur 20. Dersom mudringsmasser havner nærmere foten av moloen, blir stabiliteten forverret til et for lavt nivå.



Figur 20: Maksimal utstrekning av mudringsmasser i snitt E3 i nordre molo.

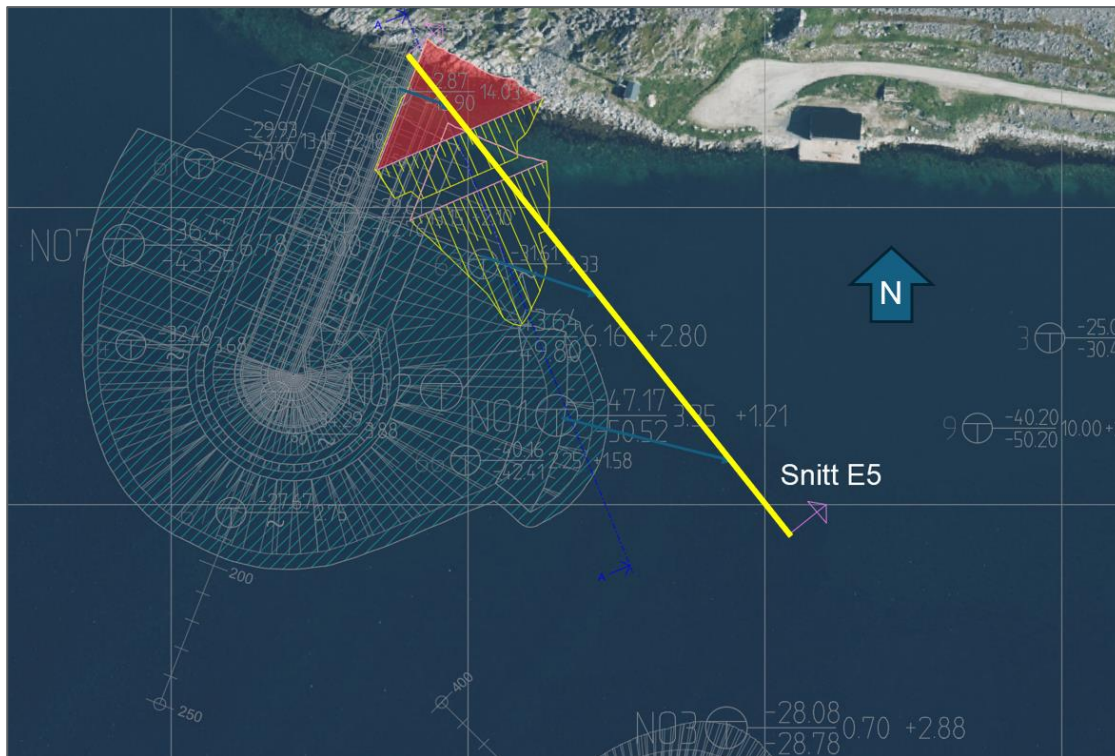
Sammenlagt mener vi at det ikke er lurt å dumpe mudringsmasser i moloens kjerne med mindre disse kan plasseres nøyaktig. Dersom massene sprer seg for mye ut mot foten av moloen, må man eventuelt kompensere med større motfyllinger for å oppnå tilstrekkelig stabilitet. Da forsvinner de økonomiske og miljømessige gevinstene fort.

6.4 Snitt E5 ved tilleggsfylling nordre molo

For å oppnå en landveisatkomst til nordre molo kan det være ønskelig med en trekantformet tilleggsfylling som vist i plan i Figur 21. Dette arealet vil evt. bli brukt til trafikkering og mellomlagring/sortering av plastringsstein.

Området er delvis innenfor fareområde med årlig sannsynlighet 1/1000 for steinsprang, jfr Rambølls skredfarevurdering (Ref. 13). Hele området er utenfor fareområde med årlig sannsynlighet 1/100. I og med den kortvarige bruken med minimalt personopphold, vil dette være tilstrekkelig sikkert.

Fyllingen er forutsatt med en 5 m bred hylle på kote -3 og for øvrig fyllingshelning 1:1,3 som moloen ellers. Det er lagt til grunn en dimensjonerende nyttelast 40 kPa, som tilsvarer lagring av stein i 1,5 m høyde på hele arealet. Topparealet av fyllingen er omkring 1000 m² på kote +4 sjøkartnull.



Figur 21: Plassering av beregningssnitt E5 for trekantformet tilleggsfylling (rød) ved nordre molo. Skråningsutslag for nordre molo samt grunnundersøkelsespunkter i grått.

Stabiliteten av tilleggsfyllingen er beregnet i snitt E5 som vist i Figur 21. Dette snittet er vurdert å være det kritiske. Snitt mer nord-syd-rettet vil ha bedre stabilitet på grunn av at molofyllingen virker delvis som motfylling. Snitt mer øst-vest-rettet vil ha slakere sjøbunn og vil av den grunn være mindre kritiske.

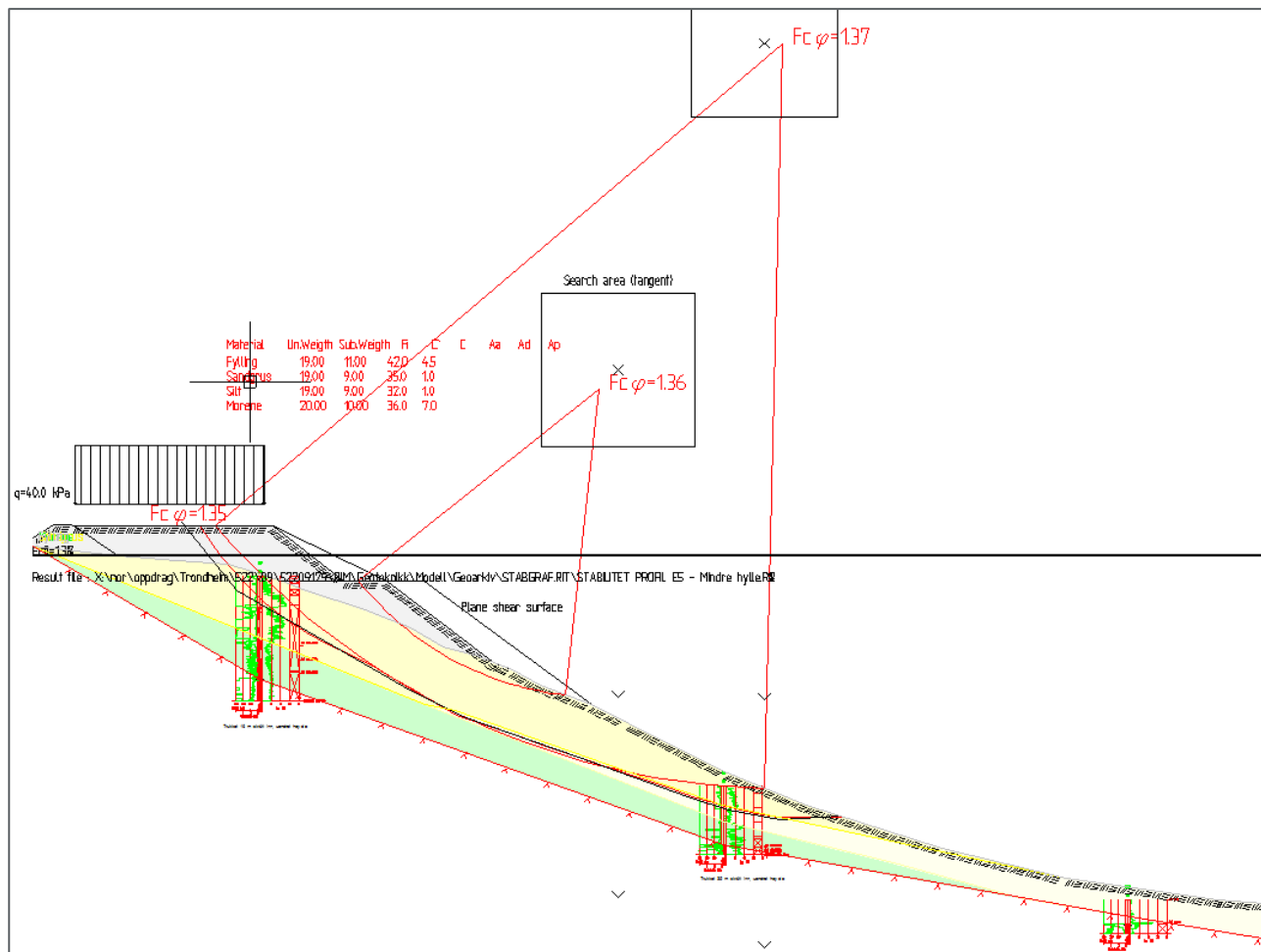
Resultatet av stabilitetsberegningen i snitt E5 er vist i Figur 22. Beregningen er gjort i programmet GeoSuite Stability og viser laveste beregningsmessige sikkerhetsfaktor (materialfaktor) $F=1,35$, som er over minstekravet på 1,25.

En sensitivitetssjekk av beregningen er gjort ved å redusere friksjonsvinkelen (styrken) av løsmassene under fyllingen. Disse massene er vurdert å være sand/grus under fyllingen og et siltlag på dypere vann (nedre del av beregningssnittet). I utgangspunktet er friksjonsvinkelen vurdert til 35 grader i sand/grus og 32 grader i silten, kombinert med kohesjon på 1 kPa i begge. Dersom friksjonsvinkelen skulle være så lav som 33 grader i sand/grus og 30 grader i silten, noe som vurderes usannsynlig lavt, vil likevel stabiliteten være tilstrekkelig.

Planlagt utfylling har tilstrekkelig stabilitet.

Utfylling lenger øst langs land mot enden av veien er vurdert, men frarådes, da vi har lite kjennskap til grunnforholdene i dette området. Grunnundersøkelsespunktene 3 og 9 (se Figur 21) enda lenger øst viser et svakt lag som går nærmere land enn det vi har ved moloen. Ettersom vi ikke kjenner detaljene i variasjonen i grunnforholdene, kan det ikke fylles langs sjøkanten her uten eventuelt først å undersøke grunnforholdene nærmere. Ut fra flyfotoet, ser det ut til å være passeringsmulighet for kjøretøy uten å fylle i dette området. Det kan legges avrettingsmasser for å etablere en kjørbare trasé.

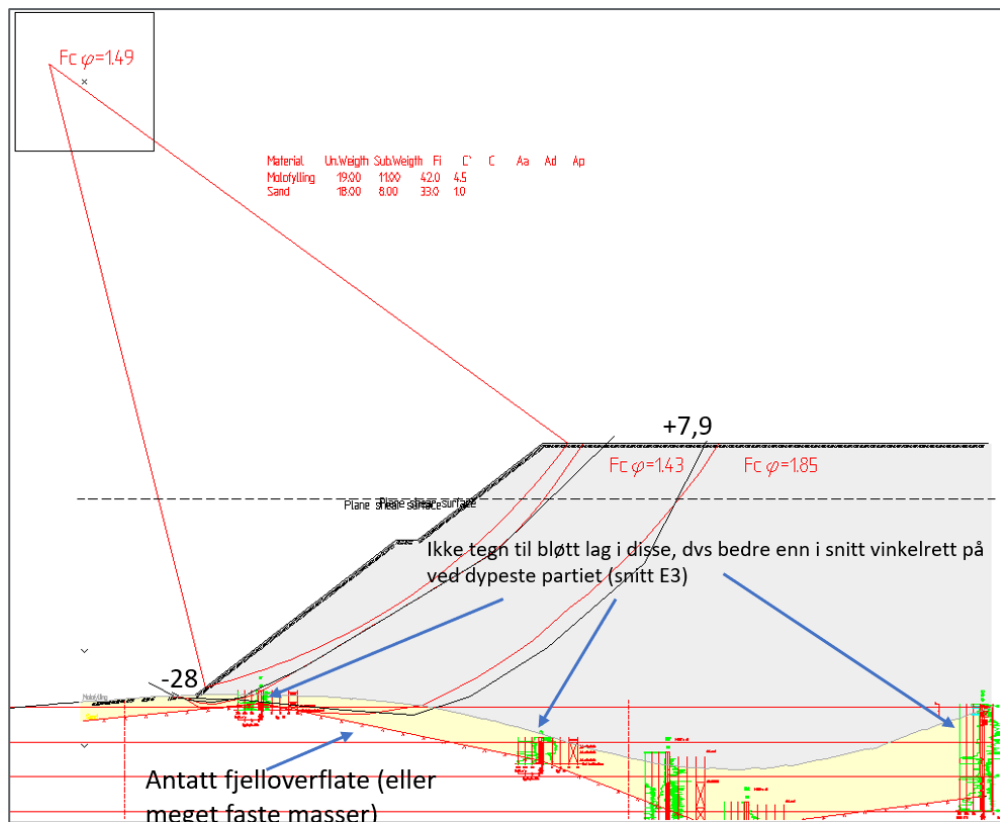
Entreprenør må eventuelt prosjektere skred/rassikring dersom det skulle bli aktuelt med vei-atkomst innenfor fareområde.



Figur 22: Beregningssnitt E5 med beregningsmessige kritiske bruddformer inntegnet i rødt.

6.5 Andre snitt som ikke er beregnet eller kun overslagsberegnet

Nordre molo: Vi har gjort en overslagsberegning på snitt i moloens lengderetning ut mot det dypeste sjøpartiet sydvest for moloenden. Beregningen (i GeoSuite) viser god stabilitet, materialfaktor minst 1,43. Dette til tross for konservativisme ettersom det 2-dimensjonale snittet regner på full molohøyde (men uten trafikklast). Se Figur 23. Ved den nordre moloen vil dermed stabiliteten i lengderetningen være uproblematisk så lenge det fylles først der sjøen er dypest, og lagvis med tilnærmet horisontale lag oppover. Grunnundersøkelsene viser dessuten ikke løst lagret lag ved foten av moloen i dette snittet.



Figur 23: Stabilitetsberegning av snitt i lengderetningen av nordre molo (snitt E4).

Søndre molo: Det er ikke regnet på snitt i moloens lengderetning. Ved det søndre molohodet er sjøbunnsbelastingen vesentlig svakere i forlengelsen av moloen enn på tvers. Det er dessuten nokså lite og nokså faste løsmasser (sondering nr. 68). Snitt E2 vil derfor være mest kritisk (dette snittet har størst sjødybde ved molofoten).

Mellom snitt E1 og E2 er det mellomliggende dybde og bredde av terrengryggen. Løsmassene er tilsvarende med tanke på tykkelse og fasthet. Så lenge både E1 og E2 har tilstrekkelig stabilitet, er stabiliteten tilstrekkelig også mellom disse.

Innenfor (sydøst for) snitt E1 er det grunnere sjø og dermed mindre belastning (mindre fyllingshøyde). Dessuten bredere terrengrygg og svakere sjøbunn, dvs mindre kritisk. Motfylling kan derfor avsluttes der sjøbunnen blir like grunn som toppnivået av motfyllingen (kote -10).

6.6 Diskusjon rundt beregningsresultater

Beregning med elementmetodeprogrammet Plaxis 2D har generelt gitt lavere beregningsmessig stabilitet enn hva beregninger fra lamellemetodeprogrammet GeoSuite Stability gir. Selv om vi «tvinger» sistnevnte til å regne på samme geometri som kritisk bruddflate fra Plaxis, fås en betydelig høyere sikkerhet. Dette kan i noen grad være fordi Plaxis har litt utfordring med å konvergere til en bruddform (og i realiteten ikke har nådd fullstendig bruddsituasjon). I og med at Geosuite Stability er mest vanlig å bruke for slike beregninger (bransjestandard), mener vi at så lenge denne viser god stabilitetsmargin og Plaxis viser nesten tilstrekkelig

margin, er stabiliteten over det egentlige minimumskravet som prosjekteringsstandarden (NS-EN 1997-1) krever.

For å være sikker på å unngå store poreovertrykk i massene under moloene, må utfyllingsarbeidene strekke seg over noe tid.

Nødvendig ventetid mellom hvert trinn estimeres som følger:

- Løsmassene er i verste fall sandig silt, det vil si nokså permeabel silt. Drenasjetall er da i størrelsesorden $cv=1000 \text{ m}^2/\text{år}$.
- Største lagtykkelse av antatt sandig silt er 2-3 m. Konservativt antas 1-veisdrenering
- Konsolideringstiden er da $T = 3\text{m} * 3\text{m} / 1000 \text{ m}^2/\text{år} = 0,009 \text{ år} = 0,1 \text{ måneder (3-4 dager)}$. Legger til grunn minst 2 uker for å ha noe margin mtp. usikkerheten i permeabiliteten.

Beregningene er basert på grunnundersøkellesdata så langt det har vært praktisk mulig å få gjennomført. Det er liten usikkerhet rundt fjellforløpet og sjøbunnsheiningen, mens styrken av løsmassene er mer usikker. Utbyggingen planlegges på en måte som sørger for robusthet mot evt. variasjoner i løsmassestyrken. For å sikre tilstrekkelig stabilitetsmargin og robusthet, må det legges motfylling ved og bak søndre molohode, samt øst for nordre molo der sjødybden er størst.

For søndre del av moloen er stabiliteten i snitt E2 mest påkjent. Her viser flere av grunnundersøkelsene så liten løsmassetykkelse at fyllingen høyst sannsynlig vil fortrenge eller penetrere de løst lagrede, stedlige løsmassene underveis i oppfyllingen. Dette vil gjøre reell stabilitet like god eller bedre enn beregnet stabilitet.

Molofyllingen er forutsatt med sidehelninger 1:1,3 slik steinmasser vanligvis legger seg naturlig ved slipp fra lekter. Spesielt for den meget høye fyllingen i nordre molo, vil stabiliteten av fyllmassene kunne bli påkjent. Steinmassene er regnet med friksjonsvinkel 42 grader og attraksjon 5 kPa som vanlig for samfengt sprengstein. Mesteparten av moloen planlegges med samfengt sprengstein. Ved store fyllingshøyder vil attraksjonen gi lite bidrag. Ved fyllinger på sjø vil mye finstoff i steinmassene forsvinne og noe høyere styrkeverdier kunne slik sett diskuteres. Vi har vurdert å beskrive slakere sidehelninger for å øke beregningsmessig sikkerhet og robusthet, men med fylling fra lekter og store vanddyp er det ikke realistisk å få fyllingen til å legge seg slakere enn 1:1,3. Beregningsmessig har det også nokså liten effekt.

De beregnede kritiske stabilitetsbruddene vil eventuelt medføre at steinmassene etter noen meter bruddbevegelse, vil komme i direkte kontakt med fast grunn eller fjell. Det vil si at løse masser fortrenses og skredet stopper opp. Det legges ikke opp til at slike skred skal skje. Men dersom det skjer, ventes det ikke å oppstå skredforplantning, og stabiliteten av molofyllingen etter en slik fortrenning vil være bedre enn før.

Alternativet til motfylling i området med bratt sjøbunn måtte vært å mudre vekk løst lagrede masser med spesialutstyr (grabb fra kran på lekter, e.l.). Mudring på slike store dyp er komplisert, og det er vanskelig å holde oversikt over om mudringen har nådd gjennom laget (og dermed er vellykket). Vi mener det er fornuftig heller å etablere motfylling som planlagt, men det er en viss restrisiko for at motfyllingen delvis skilr ut i og med at motfyllingens stabilitetsmargin er lav. En slik utglidning vil gå utelukkende under vann og vil bedre stabiliteten for senere oppfylling. Konsekvensen vil være at vannmassene som settes i bevegelse gir bølger som kan gi skader på konstruksjoner i sjøkanten i Kjøllefjord.

Det legges motfylling opp til kote -10 ved søndre molo. Motfyllingen skal ha 5 m toppbredde (hyllebredde). Motfyllingen avsluttes der sjødybden går under/over -10 (sjøkartnull). Motfyllingen legges med sidehelning 1:1,3 som moloen for øvrig. Motfyllingen legges kontinuerlig rundt molohodet.

Motfylling øst for nordre molo legges opp til kote -40 og med 15 m toppbredde. Sidehelning 1:1,3.

7 Rekkefølgekrav og utfyllingsmetode

7.1 Generelt om utfylling

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

Fyllingsarbeidene for nordre molo må utføres fra flytende redskap (lekter) opp til kote -3. Ytterste cirka to tredeler av søndre molo må fylles fra flytende redskap (lekter) opp til kote -3. Resterende kan fylles fra land.

Det anbefales å benytte kvalitetsmasser med god steinkvalitet og kubisk kornform. Dette for å kunne oppnå 1:1,3 helning med tilstrekkelig stabilitet for de aktuelle fyllingshøydene. 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, kan man (i hvert fall i teorien) installere poretrykksmålere og sanntidsavlesning. Det er imidlertid stor risiko for at målerne skades under utlegging eller ikke kan installeres i det hele tatt (jfr. utfordringer med grunnundersøkelser pga. dønninger). Vi har derfor ansett det mer hensiktsmessig å legge inn noen ukers venting og trinnvis oppfylling for å være på forsiktig side.

7.2 Rekkefølge

Moloen i nordre område må fylles fra flytende redskap (lekter) opp til kote -3. Oppfylling skal gjøres trinnvis og jevnt, slik at lokale overbelastninger unngås. Fylling skal 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 nordre molo:

- 1) Utlegging av tildekkingslag
- 2) Fylle til kote -20 (inkludert motfylling i øst til kote -40)
- 3) Etter minst 2 uker, fylle videre til -8
- 4) Etter minst 2 uker, fylle videre til -3
- 5) Etter minst 4 uker, fylle til ferdig nivå. Dette kan gjøres fra land med maskiner på fyllingen. Over kote +0 NN2000 skal det fylles lagvis og komprimeres iht. NS3458 Normal komprimering.

Sydøstre del av moloen i søndre område kan utfylles ved tipp til prosjektert nivå. Dette gjelder strekningen der sjøbunnen er grunnere enn kote -10, se tegning B100. Her er også sjøbunnen tilnærmet flat og det er svært lite løsmasser på sjøbunnen. Ytre del av søndre molo (der sjødybden er større enn kote -10), etableres trinnvis fra flytende redskap som følger:

Fyllingsrekkefølge søndre molo der sjøbunnen er dypere enn -10 sjøkartnull:

- 1) Utlegging av tildekkingslag, unntatt ved nordøstre del av molohodet.
- 2) Fylle til kote -8 (inkludert motfylling til kote -10)
- 3) Etter minst 2 uker, fylle videre til -3.
- 4) Etter minst 4 uker, fylle til ferdig nivå. Dette kan gjøres fra land med maskiner på fyllingen. Over kote +0 NN2000 skal det fylles lagvis og komprimeres iht. NS 3458 Normal komprimering.

Arbeid med *filterlag og steinplastring* av moloene kan utføres samtidig med den generelle oppfyllingen av samfengte masser, eller senere, hvis dette praktisk lar seg gjennomføre.

Ved seksjonsvis fylling kan nytt trinn igangsettes når det er gått minst det angitte antall uker fra forrige gang det ble fylt i samme område. For eksempel kan man veksle mellom å fylle ved nordre eller søndre molo. Det trenger ikke være 2-4 uker stillstand i fyllingsarbeidene som helhet.

7.3 Toleransekrav

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

- Maksimal tykkelse av tildekkingslag (sand): 1,0 m
- Maksimalt høydeavvik for hvert fyllingstrinn: *plussminus 1,0 m*
- Maksimalt horisontalavvik for fyllingsfoten: *plussminus 3,0 m*
- Maksimal (bratteste) helning av molo: 1:1,25 (dvs 1:1,3 med toleranse 0,05)

Flere toleransekrav enn disse er aktuelle, men av andre hensyn enn geotekniske.

7.4 Andre krav

Før og etter tildekkingslaget legges ut, samt etter hvert fyllingstrinn må det utføres en scanning for å kartlegge overflaten og tilpasse neste fyllingstrinn. Eventuelle overheng/bratte partier i fyllingen må forsøkes slaket ut så langt det er mulig. Det er viktig at tildekkingslaget ikke blir for tykt, da det vil svekke den geotekniske stabiliteten.

Ved utfylling fra land 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 *kote +0 NN2000* komprimeres iht. beskrivelse for Normal komprimering i NS 3458. Fylling under *dette nivået* vil vanskelig kunne komprimeres i praksis. 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 i øvre del av moloen.

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.

8 SHA og restrisiko

Vi har gjennomført en fareidentifikasjon av tekniske løsninger i vårt (Norconsults) oppdrag. Risiko er søkt redusert så langt som mulig gjennom tekniske valg i oppdraget, innenfor det vi mener er rimelig i forhold til de eventuelle konsekvensene.

Av spesielle sikkerhetsutfordringer knyttet til de geotekniske arbeidene (utfyllingsarbeidene) kan nevnes relativt svakt løsmasselag på sjøbunnen som kan virke som glidesjikt ved brå og store belastninger, i kombinasjon med bratt sjøbunn/fjelloverflate. Dette er årsaken til at utfyllingen må gjøres lagvis. Ved tvil om stabiliteten pga. uforutsette forhold, må geotekniker kontaktes uten ugrunnet opphold.

Størst restrisiko vurderes å være i tilknytning til motfylling øst for søndre molo. Her er sannsynligheten for stabilitetsbrudd noe større enn ellers, på grunn av brattere sjøbunn og fjelloverflate. Et eventuelt stabilitetsbrudd her vil være utelukkende undersjøisk og vil ikke være til fare for annet enn konstruksjoner i sjøkanten i Kjøllefjord (brudd vil gi bevegelser i vannet, og dermed bølgeoppskylling i fjordbassenget). Sannsynligheten for at det skjer brudd i fyllingen er relativt liten, men det kan ikke utelukkkes. Vi mener imidlertid at risikoen/konsekvensene er liten i forhold til hva som måtte til for å unngå den helt.

Generelt er det viktig å sikre mest mulig presis utlegging for å unngå overheng, mv., som kan trigge lokale stabilitetsbrudd. Det er viktig at det ikke legges tildekkingslag ved nordøstre del av søndre molohode.

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

- På moloen bør det anlegges fysiske barrierer for å hindre trafikkering nærmere skråningskanten enn 1 m.
- Vurdere behov for beredskap i tilfelle utforkjøring med bil/maskin, eksempelvis bør det være en båt tilgjengelig
- Flyteutstyr (flytevest) bør være tilgjengelig i maskinene ved trafikkering på moloen (siste fyllingstrinn).
- Personell på moloen benytter reflekterende arbeidsklær

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

9 Plan for kontroll og oppfølging

9.1 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 prosjekteringsstandarter, 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.

9.2 Oppfølging i byggefase

Vi viser generelt til gjeldende (bransje)standarter for kontroll av aktuelle grunnarbeider. Komprimeringsstandarten NS3458 vil være relevant for den delen av fyllingen som ligger over havnivået. For generelle fyllingsarbeider, som er aktuelt her, finnes det få standarter. Statens vegvesens veileder V221 om fyllinger, skjæringer og skråninger, samt Kystverkets molohåndbok, 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 molo 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
Tildekkingslag	Det skal legges tildekkingslag (sand) under moloene, unntatt ved nordøstre del av søndre molohode. Se oversiktstegning B100. Maksimal tykkelse 1,0 m. Tildekkingslaget bør legges 2-5 m utenfor fyllingsfoten.	Entreprenør
Lagvis utlegging	Molofyllingen skal fylles som beskrevet i rekkefølgekapittelet. Dette er viktig for å sikre tilstrekkelig stabilitet underveis i fyllingsarbeidene. Toleransekrav i kap. 7.3 må overholdes. Eventuelle avvik meldes prosjekterende og uavhengig kontrollør.	Entreprenør
Scanning av fylling	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 reposer/hyller som prosjektert.	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	Fylling over kote <i>+0 NN2000</i> (ca +1,9 sjøkartnull) og oppover komprimeres lagvis iht. NS3458 Normal komprimering. Komprimeringstidspunkt tilpasses plastringsarbeidene.	Entreprenør

10 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 geotekniske grunnundersøkelser. 52302076-RIG-R01, datert 2023-09-14

Ref. 13: Rambøll 2024. Skredfarevurdering Kjøllefjord, Lebesby, Molo nord. 1350059770

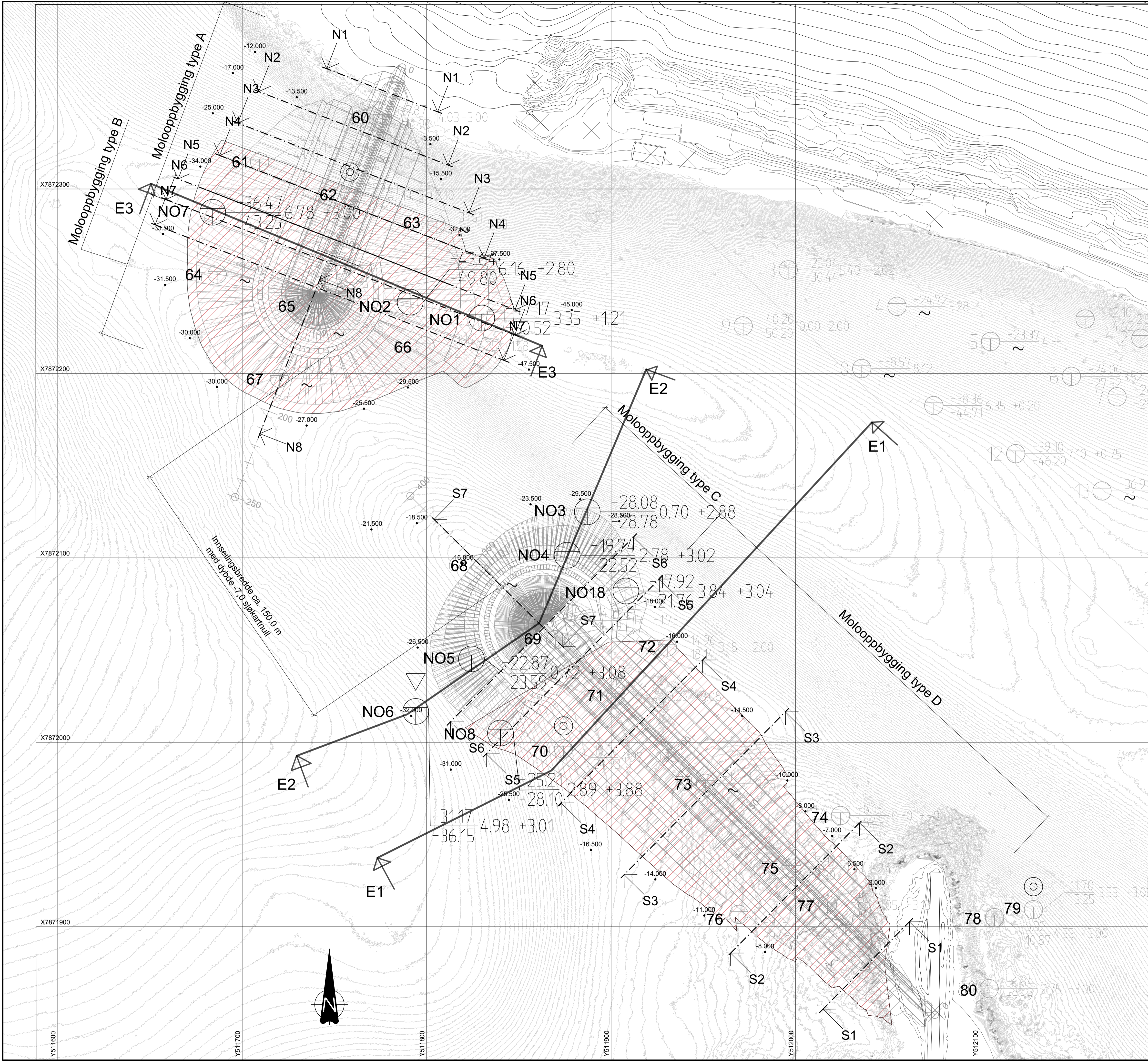
11 Tegninger

Havneteknisk rådgiver utarbeider arbeidstegninger for moloen. Tegningene har nummer B100 til B223.

Følgende tegninger vedlegges rapporten for å gi oversikt over grunnforholdene:

Tegning nr	Beskrivelse
V101	Situasjonsplan utførte grunnundersøkelser – beregningssnitt for stabilitet inntegnet (<i>tilleggsfylling nordre molo ikke vist</i>)
V201	Sonderingsprofiler ved søndre molohode
V301	Snitt E1 søndre molo – med grunnundersøkelsesprofiler inntegnet
V302	Snitt E2 søndre molohode – med grunnundersøkelsesprofiler (sonderingsprofiler) inntegnet

"X:\proppdrag\Trondheim\52209\52209179\BIN\Ceateknikk\Modell\Kjøllefjord.molox 2024.dwg - EgABe - Plottet: 2024-12-18, 15:10:54 - LAYOUT = V101 - XREF = Gamle boringer, Boringer Norconsult, Kotekart Dybde, Kjøllefjord, Sjøø, land eur89 sone 35"



FORKLARINGER
Koordinatsystem: UTM 35
Høydereferanse: SJØKARTNULL

Grunnundersøkelser Norconsult 2023 er navngitt NOxx.
Tidligere grunnundersøkelser (Multiconsult) er navngitt kun med nummer.

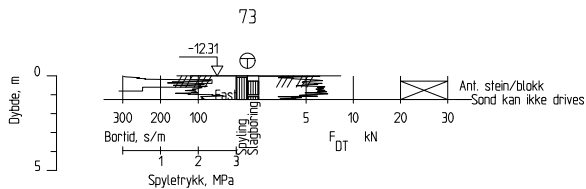
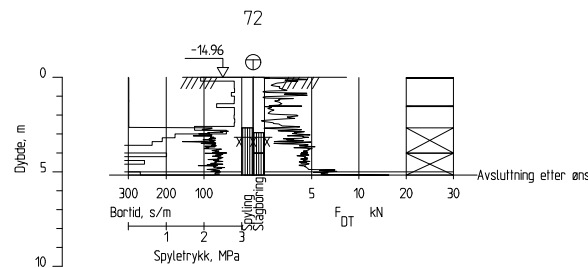
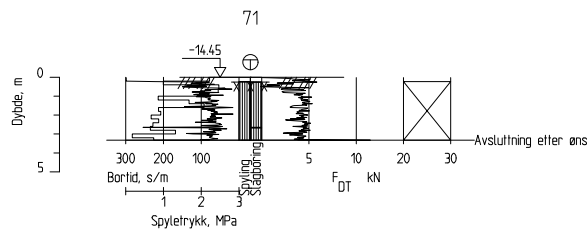
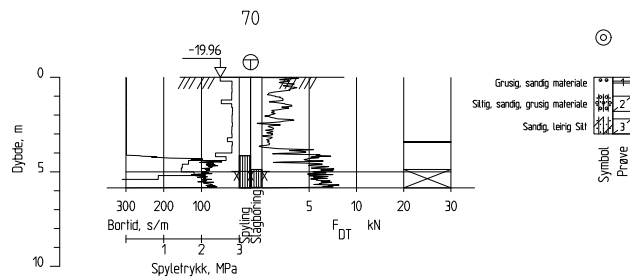
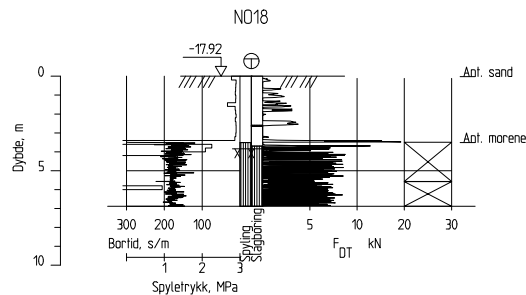
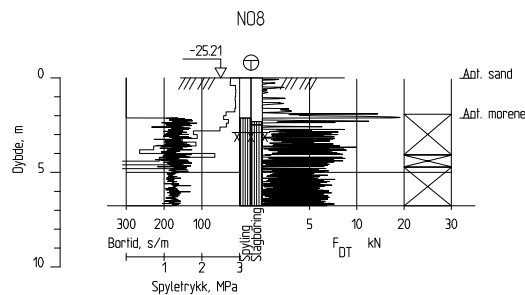
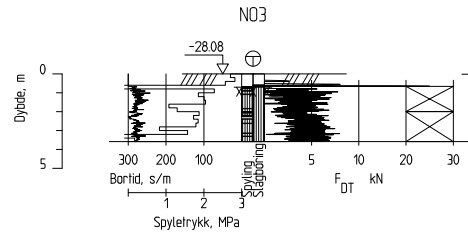
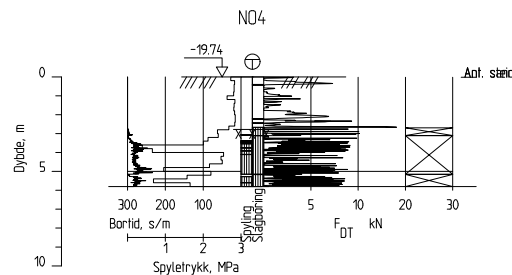
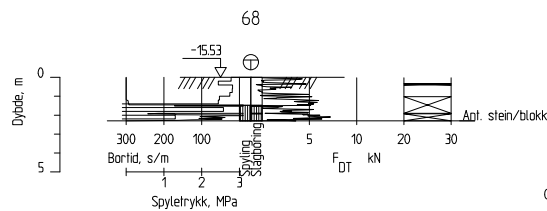
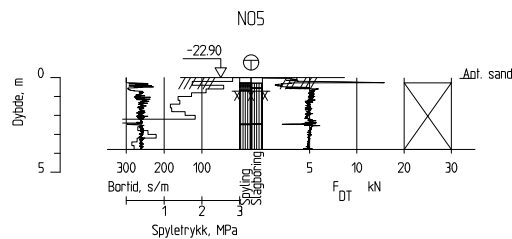
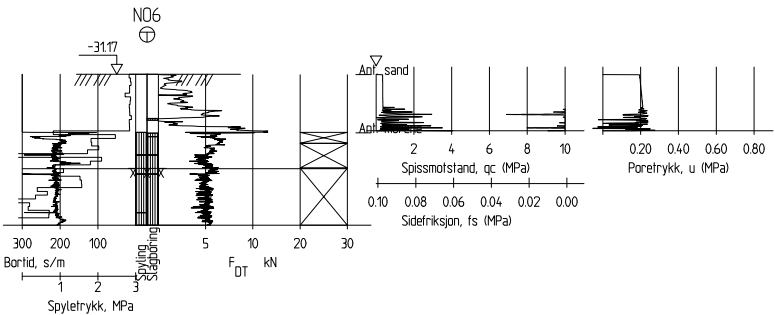
Havnetekniske snitt navngitt N1-N8 og S1-S7

Geotekniske snitt for stabilitetsvurderinger navngitt E1-E3.

 Tildekking av sjøbunn med renmasser

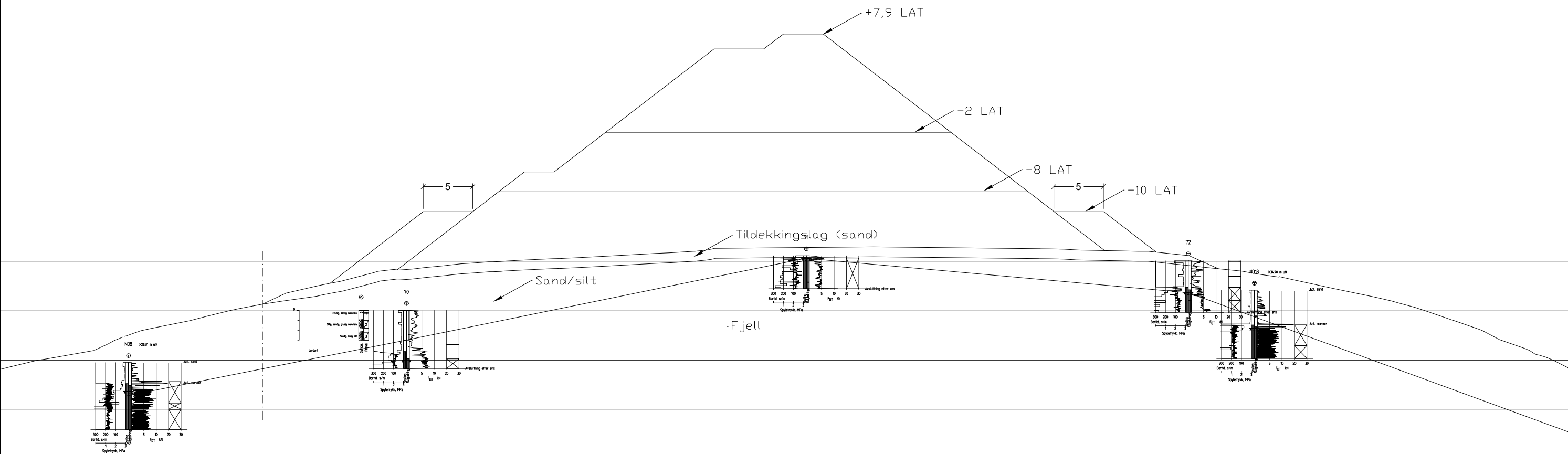
J01	2024-12-18	For bruk	EgABe	KrAun	AtSas
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.					
KYSTVERKET					Målestokk (gjelder A3) 1:2000
Innseiling Kjøllefjord Molo nord og sør Situasjonsplan utførte grunnundersøkelser Molo og beregningssnitt for stabilitet inntegnet					
Norconsult 		Oppdragsnummer 52407404	Tegningsnummer V101	Revisjon J01	

"X:\pro\oppdrag\Trondheim\52209\52209179\BIM\Geoteknik\Modell\Sonderingsprofiler ved søndre molohode E1 og E2.dwg - EgsABe - Plottet: 2023-09-15, 10:45:05 - LAYOUT = V201"



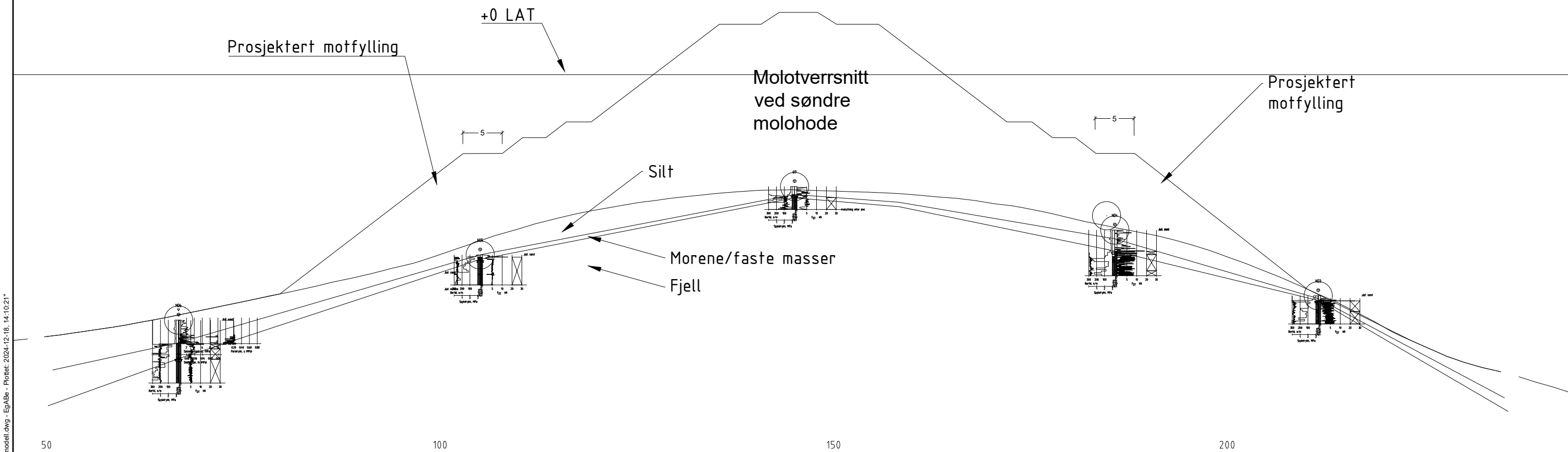
J01	2023-09-15	For bruk	EgABe	TelKyd	AtSas
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.					Målestokk (gjelder A1)
Kystverket					1:200
Innseiling Kjøllefjord					
Sonderingsprofiler ved søndre molohode					
Norconsult			Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon
			52209179	V201	J01

Molotverrsnitt søndre molo snitt E1



J02	2024-12-18	For bruk, rev utstrekning 2024	EgABe	KrAun	AtSas
J01	2023-09-15	For bruk	EgABe	TelKyD	AtSas
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. 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.					
Kystverket					Målestokk (gjelder A1) 1:200
Innseiling Kjøllefjord					
Snitt E1 søndre molo Med grunnundersøkelserprofiler inntegnet					
<div>Norconsult</div>			Oppdragsnummer 52407404	Tegningsnummer V301	Revisjon J02

"X:\pro\opdrag\Trondheim\52209\52209179\BIM\Geoteknik\Modell\Profil E2 oppdatert modell.dwg - EgABe - Plottet: 2024-12-18, 14:10:21"



J03	2024-12-18	Revidert utstrekning søndre molohode 2024	EgABe	KrAun	AtSas
J02	2023-12-18	Revidert utstrekning søndre molohode	EgABe	EmiCed	AtSas
J01	2023-12-18	For bruk	EgABe	TelKyd	AtSas
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. 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.					Målestokk (gjelder A1)
Kystverket					1:250
Innseiling Kjøllefjord					
Snitt E2 søndre molohode Med sonderingsprofiler inntegnet Oppdatert utstrekning (versjon3)					
Norconsult		Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon	
		52407404	V302	J03	