

Oppdragsnr.	Oppdragsnavn:	
14834	Utfylling Myratangen, Frøya	
Notat nr.:	Notatdato:	Utarbeidet av:
001	19.02.2025	Per Arne Wangen/Gonzalo Diz-Lois Palomares
Dokument nr.	Revisjon:	Kontrollert av:
14834-00-RIG-N-001	00	Maj Gøril Bæverfjord
Sak:		
GEOTEKNISK VURDERING OG EROSJONSVERN		

Distribueres til:

Firma	Navn (e-postadresse)	Til	Kopi
KN Entreprenør AS	Roar Landevaag (roar@kn-entreprenor.no)	X	

SAMMENDRAG

KN Entreprenør AS skal opparbeide ei fylling i sjøen ved Myratangen på Sistranda, Frøya kommune. Fyllinga er dimensjonert for å tåle belastning av slip og konstruksjoner/bygninger. Topp fylling skal ligge på kt. +3,5 og det skal etableres erosjonsvern og bølgebrystning mot sjøen.

Det er utført grunnundersøkelser både på land og i sjøen. Løsmassene beskrives som løst lagret til middels faste masser i toppen, antatt grusige sandige masser, over middels til meget faste masser med innskutte mykere lag over berg. Bergoverflata er registrert 0,4 – 5,9 meter under sjøbunn i de undersøkte punktene. Det er registrert enkelte forekomster av berg i dagen, både i strandsonen like nord for fyllinga, og midt under fyllingas fotavtrykk, se figur 2. Klassifisering i laboratoriet indikerer at de opptatte løsmasseprøvene består av sand og sandige grusige masser med grus og småstein. Undersøkelser utført innover land viser et lag torv/organiske masser i toppen, over sandige masser.

Fyllinga i sjøen kan legges ut fra land ved å etablere en tipp med toppnivå iht. prosjektert planum eller noe lavere.

Det må utføres setningsregistreringer på ferdig opparbeidet fylling og i tillegg anbefales forbelastning for de ulike utbygginger.

Fundamenteringsforholdene vurderes å være gode når forbelastning er utført og setningsforløp er verifisert.

Fyllinga må erosjonssikres og bygges med bølgebrystning.

INNHALDSFORTEGNELSE

1	Innledning.....	- 3 -
2	Tidligere utførte arbeider	- 4 -
3	Topografi	- 6 -
4	Myndighetskrav	- 6 -
5	Geoteknisk vurdering	- 7 -
6	Sammendrag/Konklusjon	- 16 -
7	Videre arbeider	- 16 -
8	Referanser	- 16 -
9	Innspill til kontrollplan	- 18 -

1 INNLEDNING

KN Entreprenør AS skal opparbeide ei fylling i sjøen ved Myratangen på Sistranda, Frøya kommune. Fyllinga er dimensjonert for å tåle belastning av slipp og konstruksjoner/bygninger. Et oversiktskart som viser fyllingas omtrentlige plassering er vist i figur 1.



> **Figur 1:** Utsnitt fra topografisk kart, www.norgeskart.no. Området for utfylling vist i rødt

Norconsult AS har tidligere utført geotekniske grunnundersøkelser, stabilitetsberegninger og vurderinger for den aktuelle utfyllinga. Følgende dokumenter foreligger:

- 52400632-RIG-R01 J01 «Slipp Myratangen Sistranda – Geoteknisk datarapport», 05.03.2024 [1]
- 52400632-RIG-R02 J01 «Slipp Myratangen Sistranda – Geoteknisk vurderingsrapport», 23.04.2024 [2]

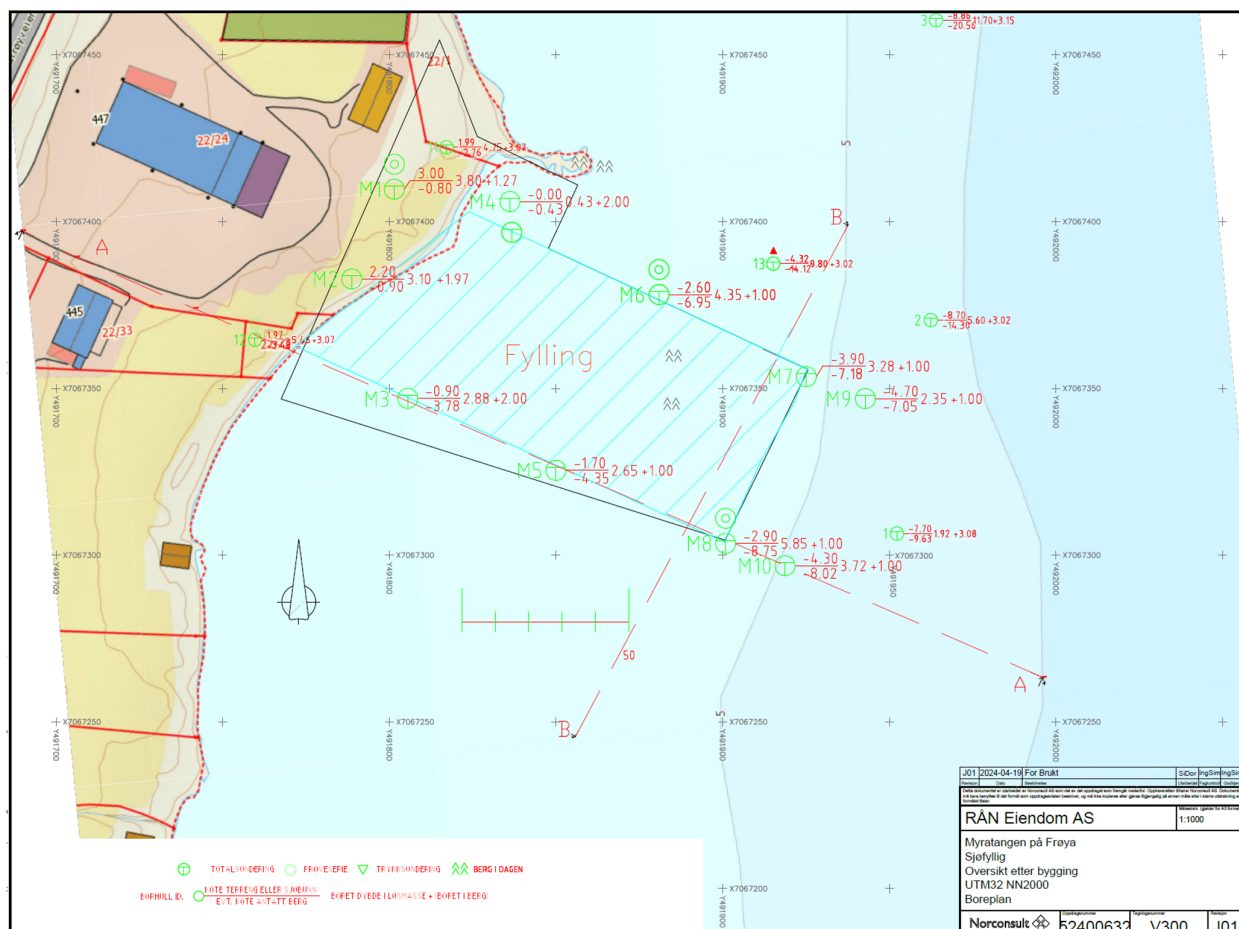
Fyllinga skal opparbeides til kt. +3,5, og er i utgangspunktet regulert til kaiformål og slipp. Det er imidlertid, og om ønskelig, mulig å bygge bolig- og næringsbygg på fyllinga med inntil 4 – 5 etasjer over fyllingsnivå. Norconsult AS har dokumentert tilfredsstillende stabilitet for fyllinga, inkludert laster fra nye bygg og trafikk.

Dr. techn. Olav Olsen AS (heretter OO) er engasjert av KN Entreprenør AS for å utføre en geoteknisk vurdering for opparbeidelsen av fyllinga. Denne baserer seg på de tidligere utførte stabilitetsberegninger, som vi fortsatt anser å være relevante og gyldige for den planlagte utfyllingen og utbyggingen, og omfatter en beskrivelse av utførelsen og fundamenteringsforhold.

2 TIDLIGERE UTFØRTE ARBEIDER

2.1 Grunnundersøkelser

Et utsnitt fra boreplan i Norconsult AS sin geotekniske vurderingsrapport [2] er vist i figur 2. Grunnundersøkelsene har bestått av totalsonderinger og opptak av prøver i en rekke punkter i og omkring fyllingas fotavtrykk. Det vurderes at omfanget av undersøkelsen gir grunnlag for en representativ beskrivelse av grunnforholdene og de vesentlige forhold som påvirker fyllinga.



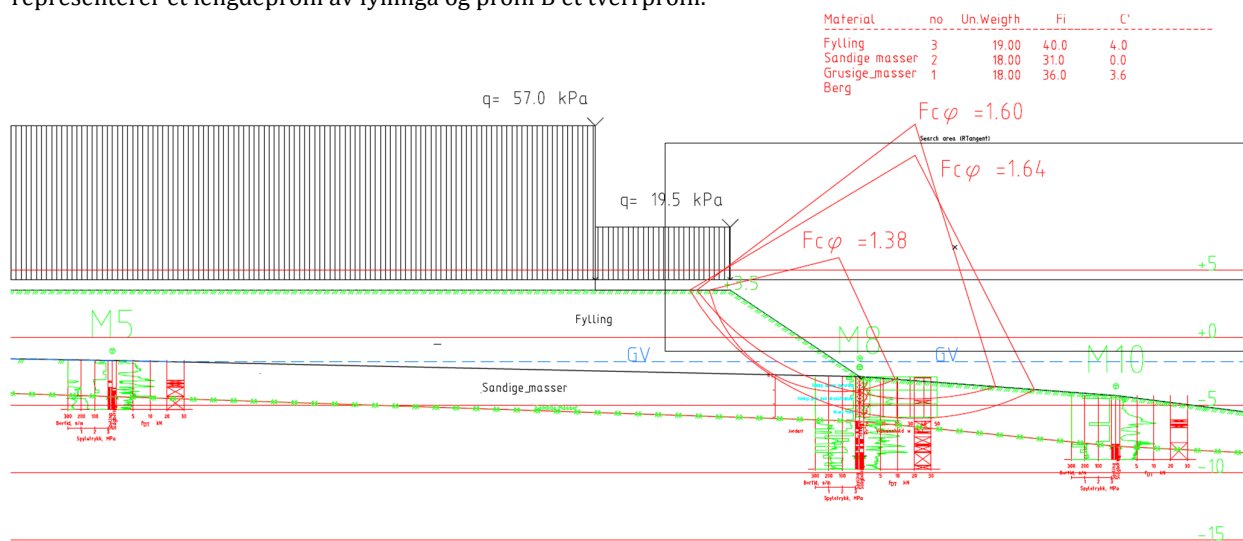
> **Figur 2:** Utsnitt fra boreplan i Norconsult AS sin geotekniske vurderingsrapport [2]

Løsmassene beskrives som løst lagret til middels faste masser i toppen, antatt grusige sandige masser, over middels til meget faste masser med innskutte mykere lag over berg. Bergoverflata er registrert 0,4 – 5,9 meter under sjøbunn i de undersøkte punktene. Det er registrert enkelte forekomster av berg i dagen, både i strandsonen like nord for fyllinga, og midt under fyllingas fotavtrykk, se figur 2. Klassifisering i laboratoriet indikerer at de opptatte løsmasseprøvene består av sand og sandige grusige masser med grus og småstein. Undersøkelser utført innover land viser et lag torv/organiske masser i toppen, over sandige masser.

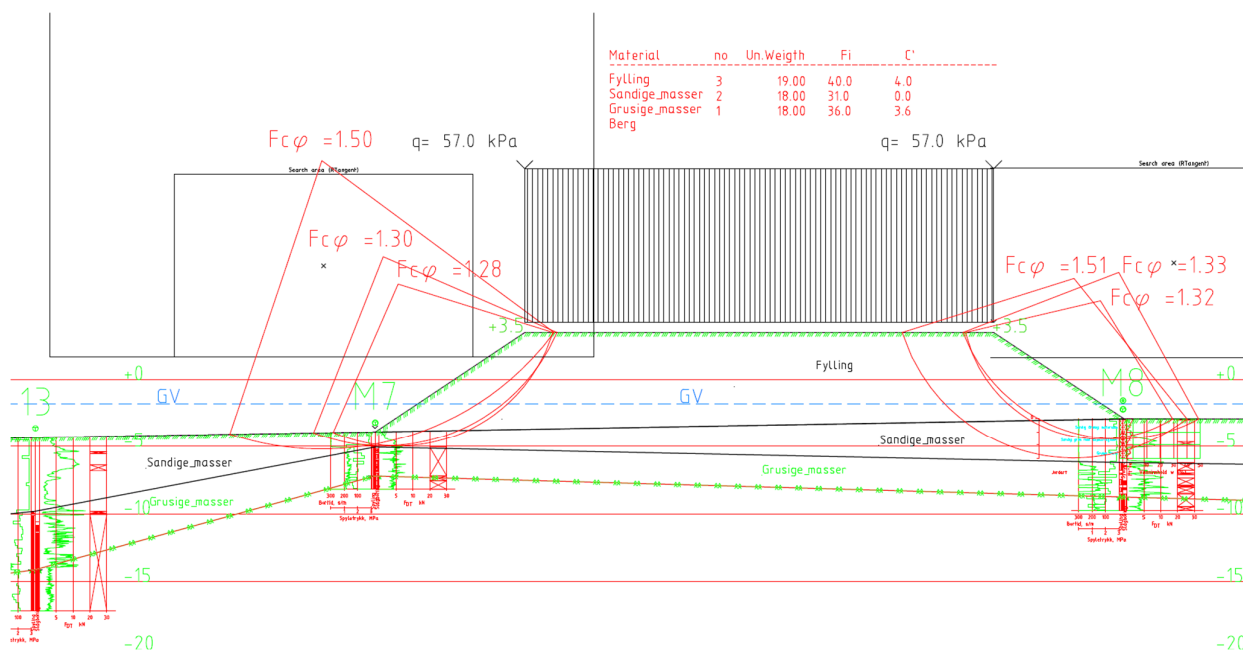
2.2 Geotekniske vurderinger

Norconsult AS har utført en geoteknisk vurdering for den aktuelle utfyllinga. Det er der også tatt høyde for at det kan bygges større bygg etter endt fylling ved at det er tatt inn ei jevnt fordelt last på 57 kPa som anses å være

representativ for større bygg på inntil 5 etasjer, inkludert lastfaktorer (1,0xG og 1,3xP). Videre er det lagt inn ei jevnt fordelt trafikklaster utenfor bebyggelsen, ut mot fyllingskanten på 19,5 kPa, inkludert en lastfaktor på 1,3. Det er utført beregninger for to terrengprofiler, profil A og B, med beliggenhet som vist i boreplanen i figur 2, hvorav profil A representerer et lengdeprofil av fyllinga og profil B et tverrprofil.



> **Figur 3:** Stabilitetsberegning i terrengprofil A, Norconsult AS sin geotekniske vurderingsrapport [2]



> **Figur 4:** Stabilitetsberegning i terrengprofil B, Norconsult AS sin geotekniske vurderingsrapport [2]

Beregningene er utført ved en drenert effektivspenningsanalyse da en ikke har udrenerte materialer i sjøbunn, og det er oppnådd tilfredsstillende stabilitet for fylling med tilhørende jevnt fordelte laster (dvs. $F_{c\phi} > 1,25$). I beregningen har en tatt høyde for en vannstand tilsvarende middel lavvannstand (kt. -0,83 iht. NN 2000), og at vannstanden inne i fyllinga flukter med vannstanden i sjøen (forutsetter permeabel fylling).

Materialparametere benyttet i stabilitetsberegningene er basert på konservative antagelser.

3 TOPOGRAFI

Terrenget på land faller slakt fra ca. kt. +7 ved Nordfrøyveien ned imot strandsonen, og videre ned mot ca. kt. -4 – -5 ved fyllingsfoten lengst ute i sjøen. Videre utover i sjøen faller sjøbunn med ned imot ca. kt. -20 – -50.

4 MYNDIGHETSKRAV

Geoteknisk prosjektering for tiltaket er underlagt følgende regelverk:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0), «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner» [3]
- NS-EN 1997-1:2004+NA:2016 (Eurokode 7), «Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler» [4]
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (Eurokode 8), «Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning» [5]
- TEK17, «Veiledning om tekniske krav til byggverk» [6]
- SAK10, «Veiledning om byggesak» [7]
- NVEs veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred» [8]
- Statens vegvesens håndbok N-V220 «Geoteknikk i vegbygging» [9]

4.1 Grunnlag for geoteknisk prosjektering

4.1.1 Geoteknisk kategori

Eurokode 7 stiller krav til prosjektering ut fra tre geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 «Krav til prosjektering». Tiltaket plasseres i **geoteknisk kategori 2**, med bakgrunn i «konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold.»

4.1.2 Pålitelighetsklasse (CC/RC)

Eurokode 0 tabell NA.A1(901) gir veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler. Tabellen er delt inn i pålitelighetsklasser (CC/RC) fra 1 til 4. Grunn- og fundamenteringsarbeider for denne typen bygg og anlegg plasseres normalt i kategorien «*Industrianlegg/Boligbygg*». **Pålitelighetsklasse 2** velges derfor for tiltaket.

4.1.3 Prosjekterings- og utførelseskontroll iht. Eurokode

Eurokode 0 stiller krav til graden av prosjekterings- og utførelseskontroll (kontrollklasse) hver for seg, avhengig av pålitelighetsklasse. Iht. tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) i Eurokode 0 sette kontrollklasse for prosjektering til **PKK2** og kontrollklasse for utførelse til **UKK2**, hvor det for begge kreves egen-, intern systematisk og utvidet kontroll.

Utvidet kontroll i prosjekteringskontrollklasse PKK2 kan, ifølge NA.A1 (903.4), begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket.

Utvidet kontroll i utførelseskontrollklasse UKK2 skal, ifølge NA.A1 (904.4), bekrefte at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det utførende foretaket.

4.1.4 Tiltaksklasse iht. SAK10 og krav om uavhengig kontroll

Grunnarbeidene vurderes å kunne plasseres i **tiltaksklasse 2**. Regler om uavhengig kontroll er også gitt i plan- og bygningsloven (pbl.) kap. 24 og byggesaksforskriften (SAK 10) kap. 14. For geoteknikk i tiltaksklasse 2 skal det utføres uavhengig kontroll både av prosjektering og utførelse i henhold til SAK10 § 14-2 punkt c.

4.1.5 Grunntype og seismisk klasse

Byggverk klassifiseres i fire seismiske klasser avhengig av konsekvensene av sammenbrudd for menneskeliv, av deres betydning for offentlig sikkerhet og beskyttelse av befolkningen umiddelbart etter et jordskjelv, og av de sosiale og økonomiske konsekvensene av sammenbrudd. De seismiske klassene bestemmes i henhold til Eurokode 8, del 1, pkt. 4.2.5 og etter tabell NA.4(902) i Nasjonalt tillegg NA.

Det er ikke relevant å fastsette geoteknisk kategori for selve fyllinga, men det må gjøres egne vurdering av behov for seismisk dimensjonering av fremtidige bygg. Norconsult AS har i sin geotekniske vurdering [2] utført en kontroll av utelatelse for jordskjelvanalyser og -dimensjonering. Kontrollen viser at det ikke er behov for slik dimensjonering i dette tilfellet. OO er enige i konklusjonen.

4.1.6 Flom- og skredfare

I henhold til TEK17 § 7-1(1) skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger som flom og skred.

Skred

Fyllingsområdet ligger ikke innenfor eller i utløpet fra aktsomhetsområder for noen typer skred, og det er ikke registrert løsmasser med sprøbruddkarakter i tilknytning til fyllinga.

Flom

Fyllingsområdet ligger ikke innenfor aktsomhetsområder for flom eller i nærheten av større vassdrag, men fyllinga må dimensjoneres for bølgepåvirkning, se kapittel 6.

4.2 Krav til sikkerhet

4.2.1 Områdestabilitet

Det er i dette tilfellet ikke registrert forekomster av sprøbruddmateriale, og det er ikke noen risiko for områdeskred. Nærmere vurdering og utredning iht. NVEs veileder 1/2019 [8] er derfor ikke nødvendig.

4.2.2 Lokalstabilitet

Krav til tilstrekkelig lokal stabilitet for tiltaket skal også være oppfylt. Følgende krav til sikkerhet gjelder for stabilitet iht. ref. [4]:

$$\begin{aligned} F_{cu} &\geq 1,4 \text{ i en totalspenningsanalyse, og} \\ F_{cp} &\geq 1,25 \text{ i en effektivspenningsanalyse} \end{aligned}$$

5 GEOTEKNISK VURDERING

Det er ved Norconsult AS sine geotekniske vurderinger gjennomført og dokumentert geotekniske vurderinger mhp. fyllingas stabilitet, også med fremtidig bebyggelse oppe på fyllinga. Det utføres derfor ikke noen nærmere vurderinger omkring dette i foreliggende notat. Følgende relevante forhold omtales:

- Prosedyre for utlegging av fylling
- Setninger og forbelastning
- Fundamenteringsforhold

5.1 Utlekking av fylling

Utlekking av fylling i sjøen skal utføres og kontrolleres iht. Statens vegvesens håndbok V221 [10].

Fylling kan legges ut fra land ved å etablere en tipp med toppnivå iht. prosjektert planum eller noe lavere. Massene fordeles utover med doser evt. i kombinasjon med gravemaskin på fyllingskanten. Det forutsettes at en etablerer en kontinuerlig og forholdsvis parallell fyllingsfront som avanserer utover i sjøen. En kan om ønskelig også benytte splittlekter/flatlekter med gravemaskin for å unngå at maskiner må jobbe helt ut mot fyllingskanten.

Det er registrert løs lagrede masser i toppsjiktet i sjøbunn i deler av området som skal fylles ut, og en må påregne at disse massene fortrenses underveis i arbeidet. Fyllingsmaterialet skal være sprengstein og en bør benytte forholdsvis storfallen stein i nedre del av fylling for å oppnå massefortrengningen. Innholdet av finstoff/subbus bør være minst mulig, også mht. spredning av sedimenter utover i sjøen. Det skal ikke benyttes fyllmasser som er frosset eller som inneholder snø eller is.

Det forutsettes at fylling avanserer trinnvis med ca. 5 meter utvidelse av fyllingsfronten pr. trinn, men en kan også utføre arbeidet i andre intervaller om dette anses hensiktsmessig. Fortrengning ved fyllingsfronten kan oppnås ved en kombinasjon av fylling med overhøyde på ca. 2 – 3 meter over prosjektert nivå, men det ventes ikke å være behov for sprengning ved eller under fyllingsfoten i dette tilfellet (en slik framgangsmåte vil uansett være i konflikt med oppdrettsvirksomheten i nærområdet).

Utlekking av masser i overhøyde skal utføres på høyvann og en skal la overhøyden ligge til over lavvann før en fortsetter videre fylling. Dersom en erfarer at fylling med overhøyde ikke har noen effekt kan en i samråd med geotekniker vurdere hvorvidt tiltaket kan utelates/skal tilpasses.

En bør utføre noe geometrikontroll underveis i fyllingsarbeidet, f.eks. ved vanlig profilering (lodding), med ekkolodd eller ROV, samt en etterregning av teoretisk og utfylt volum. En må kontinuerlig påse at fylling får prosjektert geometri, og – av sikkerhetshensyn – skal en underveis i utfyllingen kontrollere at fyllingsskråningen ikke er for bratt for å unngå utrasing som kan utgjøre risiko for menneskap, maskiner og utstyr oppe på og foran fylling. Bratte partier eller overheng må lokaliseres og slakes ned, og utslaking kan utføres med f.eks. gravemaskin.

Fylling over sjønivå må legges ut lagvis og komprimeres med konvensjonelt komprimeringsutstyr i henhold til NS 3458 helt opp til ferdig fyllingsnivå på kt. +3,5.

5.2 Setninger og forbelastning

5.2.1 Fyllingssammensetning

Fylling skal etableres av kvalitetsmasser av sprengt stein, og løst lagrede og bløte masser under sjøbunn skal, om mulig, fortrenses under utlegging. Det er utfordrende å utføre en kontrollert komprimering av fylling under sjønivå uten å utføre f.eks. sprengning ved utlegging av massene, men fyllingsmekktigheten er begrenset og utlegging utføres med dosing framover mot fyllingsfronten slik at massene faller ned imot sjøbunn. Det ventes at dette gir noe komprimeringseffekt. Over sjønivå utføres tradisjonell komprimering med tungt utstyr som valse e.l. Det ventes med utgangspunkt i dette at fyllingskvaliteten skal være god etter endt oppfylling. En må allikevel påregne at fylling kan ha noe inhomogen sammensetning, og at en har potensiale for noe ujevne setninger i fyllingsoverflata som senere kan ha betydning for bebyggelse på fylling. Differansesetninger kan også oppstå som en følge av at løsmassene i sjøbunn er av noe ulik beskaffenhet og mektighet.

5.2.2 Erfaring fra andre utfylte områder

Erfaringer fra andre tilsvarende fyllinger som er ferdigstilt og nå bebygd/under utbygging, tilsier at setninger i fyllingsvolumet kan forventes. Det er utført både generelle setningsregistreringer på ferdig opparbeidet fylling og utført forbelastninger med tilhørende setningsregistreringer for de enkelte utbygginger. De generelle setningsregistreringene utført på ferdig opparbeidet fylling har gitt indikasjoner på fyllingas egensetninger, og forbelastningene har gitt en prekonsolidering før påføring av bygningslaster.

Dette tilsier at områder planlagt for ny bebyggelse på fyllinga bør forbelastes. Slik forbelastning anbefales tilpasset til de enkelte utbygginger og byggenes fotavtrykk, da det en generell forbelastning av hele fyllinga vil kreve store mengder masser.

5.2.3 Ny utfylling

Etter endt oppfylling til kt. +3,5 må det etableres målepunkter for setningsregistrering i utvalgte punkter spredt utover fyllingsoverflata. Disse må utformes slik at de opprettholder sin tilstand og pålitelighet over tid og ikke kan skades som følge av ytre påvirkning. Det anbefales etablert f.eks. 10 – 15 punkter fordelt i et hensiktsmessig mønster og system på fyllingsoverflata. Det må gjennomføres et måleprogram bestående av regelmessig innmålinger for å følge setningsutviklingen i de ulike punktene.

5.2.4 Forbelastning

Forbelastning for de ulike bygg må anlegges i god tid før oppføring skal starte. En fylling med mektighet på ca. 2 – 3 meter over prosjektert fyllingsnivå (40 – 60 kPa) i og omkring fotavtrykk til nye bygg har erfaringsmessig vært tilstrekkelig.

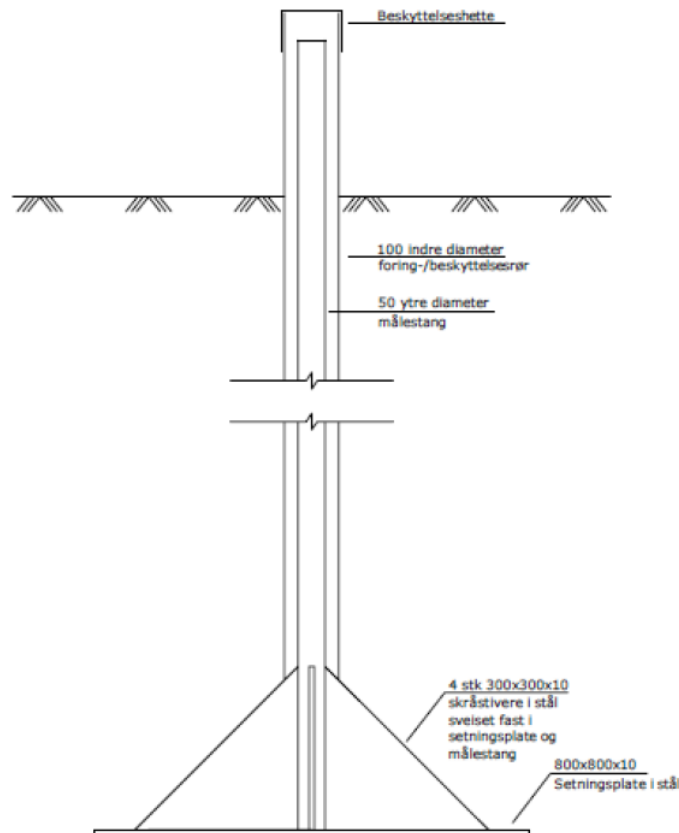
I dette tilfellet foreligger pr. nå ingen konkret utbyggingsplan. Dersom en kan presentere en mer konkret plan for utbygging, bør en systematisk forbelastning i henhold til denne igangsettes snarest. Tidspunkt for når utbygging kan starte må avklares ved setningsregistreringer, men det er generelt utfordrende å på forhånd predikerer setningsforløp. Tidlig utlegging av forbelastning er derfor å foretrekke av rent geotekniske hensyn.

Forbelastningen anlegges av tunge mineralske masser, gjerne sprengstein som kan gjenbrukes i andre forbelastninger på fyllinga eller til utfylling i andre deler av fyllinga/andre fyllinger/formål i nærområdet. Før utlegging av fylling til forbelastning skal den ferdig opparbeidede fyllingsoverflata (på kt. +3,5) komprimeres godt. Skråningene på forbelastningsfyllingen skal ikke være brattere enn 1:1,3, og utlegging utføres lagvis med lett komprimering i henhold til NS 3458 mellom hvert lag (viktig mhp. oppnådd tyngdetetthet i forbelastningsfyllinga). Det anbefales at en benytter forholdsvis grovt komprimeringsutstyr slik at antall lag kan reduseres til for eksempel to – tre lag á én meter tykkelse.

Forbelastningsfyllinga kan bestå av andre mineralske masser enn sprengt stein, men må ha teoretisk tyngdetetthet på minimum 19 kN/m³. I det tilfelle at en benytter andre masser enn sprengt stein skal en anlegge en fiberduk minimum klasse 3 over ferdig opparbeidet fylling til kt. +3,5 for separasjon mellom de to ulike massetypene. Dersom utbygging på fyllinga ikke er nært forestående, og en ønsker å rasjonalisere bruken av masser til forbelastning, kan en utføre forbelastningen på ulike deler av fyllinga. På den måten kan en gjenbruke massene til forbelastning. En må uansett påregne ei minimum liggetid for forbelastningen på 0,5 – 2 år, og endelig liggetid må avgjøres ved utførelse av setningsregistreringer. Det må utarbeides et måleprogram som beskriver lokasjon for målepunkter, målehyppighet, krav til nøyaktighet og hvordan resultater skal rapporteres.

5.2.5 Setningsregistrering

For registrering av setninger ved forbelastning skal det etableres målepunkter og det skal gjennomføres et måleprogram bestående av regelmessig innmålinger for å følge setningsutviklingen i de ulike punktene. Prinsipp for utforming av setningsmåler er vist i figur 5.



> **Figur 5:** Prinsipp for setningsmåler

Målerne består av en setningsplate som plasseres på ferdig opparbeidet fyllingsplanum (kt. +3,5) påmontert en stang som stikker opp igjennom et ytterrør/foringsrør som hindrer friksjon langs målestanga gjennom forbelastningsfyllingen, se figur 5. På denne måten sikrer en å registrere setning på prosjektert nivå. For beskyttelse kan en plassere en kumring på toppen av forbelastningen omkring stangoppstikket i hvert målepunkt for å hindre at målepunkter forstyrres av påkjørsel fra anleggsmaskiner eller lignende.

Antall målepunkter vil avhenge av hvor stort område en skal forbelaste, samt i hvilken grad en har tillitt til fyllings sammensetning og konsolidering. Det må utføres en mer spesifikk beskrivelse av måleprogram når en har besluttet hvor stor del av området som kan/skal forbelastes, ev. i forbindelse med de ulike utbygginger.

5.3 Fundamentering

Når forbelastningen er fjernet, setningsforløpet er verifisert og en kan konkludere med homogene forhold for fundamentering for de enkelte bygg, kan fundamenter etableres direkte i de oppfylte kvalitetsmassene av sprengt stein. For sjøfyllinger anbefales generelt at fundamenter plasseres godt innenfor en sikkerhetsavstand til fyllingskanten (minimum ca. 10 meter i dette tilfellet). Dersom noen fundamenter allikevel ligger nærmere fyllingskanten enn denne, må en vurdere å senke disse noe slik at en oppnår en forsvarlig overdekning og avstand til selve fyllingsskråningen.

Det er utført en bæreevneberegning for banketter og punktfundamenter. Følgende styrkeparametere for steinfyllinga er lagt til grunn:

Friksjon, $\tan \phi = 0,90$ ($\phi = 42^\circ$)
Attraksjon $a = 5$ kPa

Valgte styrkeparametere baserer seg på erfaringsverdier fra blant annet Statens vegvesens håndbok N-V220 [9] for denne typen løsmasser. Materialfaktor er $\gamma_m = 1,25$ i henhold til [4], og det er tatt høyde for ca. 10% horisontallast i fundamentenes tverretning i beregningen (ugunstigste retning). Minimum overdekning over uk. fundament med «tunge» masser er 0,8 meter. Dette gir følgende dimensjonerende grunntrykk:

> **Tabell 1:** Dimensjonerende grunntrykk

Fundamentbredde [m]	Bæreevne [kPa]
1	250
2	300
3	350

Det er valgt å begrense bæreevnen til 350 kPa for de største fundamentbreddene ettersom økt bredde øker influensdybden, og dermed øker risikoen for setninger.

En mer detaljert gjennomgang av fundamenter med hensyn på bæreevne og setninger må utføres i detaljprosjekteringen og i samråd med RIG. Fundamenter med eventuell stor horisontalpåkjenning må kontrolleres spesielt.

6 EROSJONSVERN

6.1 Formål

Formålet i dette avsnittet er å dokumentere grunnlag og metode for å sikre hydraulisk stabilitet av fyllinga mot bølgepågang samt oppfylle krav for bølgeoverskylling.

6.2 Forutsetninger

6.2.1 Returperiode og prosjektets levetid

Det planlegges for å kunne oppføre bolig- og næringsbygg på fyllinga. Slike konstruksjoner klassifiseres i sikkerhetsklasse F2 for flom (boliger og garasjeanlegg) og må tilfredsstille en returperiode (RP) på 200 år i samsvar med TEK 10/17 § 7-2.

> **Tabell 2:** Sikkerhetsklasser for byggverk i flomutsatt område

Sikkerhetsklasse for flom	Konsekvens	Største nominelle årlige sannsynlighet
F1	liten	1/20
F2	middels	1/200
F3	stor	1/1000

Dette er også i samsvar med Molohåndboka, hvor det kreves en returperiode på 200 år for prosjektering av moloer.

I tillegg tas det hensyn til økningen i vannstands nivå som følge av klimaendringer, basert på dagens kunnskap. Beregningene skal i utgangspunktet gjøres frem til år 2100.

6.2.2 Dimensjonerende vannstands nivå

Vannstands nivået frem til 2100 med 200 års returperiode er en sammenslåing av flere bidrag: vannstandshevning fra stormflo knyttet til 200 års returperiode (både astronomiske og meteorologiske tidevann), klimapåslag/havnivåstigning frem til 2100 som følge av klimaendring, landheving etter istiden og senking som følge av pågående langtidssetninger i underliggende masser.

6.2.2.1 Stormflo

Bidraget fra stormflo hentes fra statistikken med data publisert av Kartverket [11] og Geonorge. For Sistranda er middelverdien av dette bidraget for 200 års returperiode på kt. +2.0 (NN2000).

6.2.2.2 Klimapåslag

Klimapåslaget frem til 2100 hentes fra den siste regionale modellen AR6, gitt i førnevnte rapport [12]. Verdiene hentes for et utslippsscenario lik SSP3-7.0 og 83% persentil (høyeste tall i parenteser i tabell 3), som anbefalt i siste rapport fra DSB [13].

Frem til 2100 foreligger verdien for klimapåslag i lokal modellen (AR6) og estimeres til **+67 cm** (referert til middelvannsnivået i periode for (1995 – 2014)). Den gitte verdien inneholder korreksjonen som følge av landheving.

> **Tabell 3:** Tabellen med medianverdien for framskrivningen, med det sannsynlige utfallsrommet i parentes (17%-83%), for år 2100 og 2150 relativt til referanseperioden 1995-2014, fra [13]

Scenarier	År 2100	År 2150
SSP 3-7.0 Middels foglig sikkerhet	37 cm (12 — 67 cm)	61 cm (16 — 117 cm)
SSP 1-2.6 Middels foglig sikkerhet	19 cm (-4 — 45 cm)	20 cm (-16 — 63 cm)
SSP 1-1.9 Middels foglig sikkerhet	14 cm (-11 — 42 cm)	19 cm (-21 — 65 cm)
SSP 2-4.5 Middels foglig sikkerhet	30 cm (8 — 56 cm)	44 cm (5 — 93 cm)
SSP 5-8.5 Middels foglig sikkerhet	48 cm (22 — 81 cm)	75 cm (28 — 141 cm)
SSP 1-2.6 Lav foglig sikkerhet	17 cm (-10 — 44 cm)	20 cm (-20 — 63 cm)
SSP 5-8.5 Lav foglig sikkerhet	55 cm (18 — 100 cm)	152 cm (28 — 453 cm)

6.2.3 DIMENSJONERENDE BØLGETILSTAND

Dimensjoneringen av erosjonsvern for fyllinga mot bølgepåvirkning baserer seg på foreliggende bølgedata mottatt fra oppdragsgiver. Dvs. bølgeberegninger utarbeidet av Norconsult i notat 5202639 Havn-01 «Bølgeanalyse og erosjonssikring – Siholmen», 05.05.2021 [14]]. Notatet fastslår en signifikant bølgehøyde for en 200-års returperiode, Hs,200 = 2,0 m, beregnet som en kombinasjon av dønning og vindbølger.

$$H_{s,kombinert,returperiode} = \sqrt{H_{s,vind,returperiode}^2 + H_{s,hav,returperiode}^2}$$

Spektral topp bølgeperioden (T_p) er ukjent, men for en $H_s=2,0$ meter vil den generelt ligge mellom 6 – 16 s.

6.2.4 HYDRAULISK STABILITET

Hydraulisk stabilitet mot bølgepågang sikres ved å legge steinblokker av tilstrekkelig størrelse i en 1:1,5 helning, samt et underliggende filterlag av riktig graderte masser og tykkelse.

Størrelse av steinblokker beregnes med *Van der Meer* formel for uregelmessig sjøtilstand:

For *plunging waves* ($\xi_m < \xi_{cr}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (5.136)$$

and for *surging waves* ($\xi_m \geq \xi_{cr}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad (5.137)$$

where:

N = number of incident waves at the toe (-), which depends on the duration of the wave conditions

H_s = significant wave height, $H_{1/3}$ of the incident waves at the toe of the structure (m)

ξ_m = surf similarity parameter using the mean wave period, T_m (s), from time-domain analysis; $\xi_m = \tan \alpha / \sqrt{(2\pi/g H_s / T_m^2)}$ (-)

α = slope angle (°)

Δ = relative buoyant density, $\rho_r/\rho_w - 1$ (-)

P = notional permeability of the structure (-); the value of this parameter should be: $0.1 \leq P \leq 0.6$ (see Figure 5.39)

NOTE: the use of a geotextile reduces the permeability, which may result in the need to apply larger material than without a geotextile.

c_{pl} = 6.2 (with a standard deviation of $\sigma = 0.4$; see also Table 5.25)

c_s = 1.0 (with a standard deviation of $\sigma = 0.08$).

6.2.5 BØLGEOVERSKYLLING

Krav for bølgeoverskylling brukes som dimensjonerende grunnlag for molohøyden.

6.2.5.1 Grenseverdi for bølgeoverskylling

I henhold til Molohåndboka [15] og EurOtop Manualen [16] er grenseverdien for overskylling (middelverdi) for skade på bygninger på 1 l/m/s, ref. til tabell 3 og tabell 4.

> **Tabell 4: Grenseverdier for overskylling fra Molohåndboka [15]**

BRUKER-GRUPPE	BRUKERE	AKSEPTABEL OVERSKYLLING l/(sm)			EKSEMPLER
		MIN	MIDDEL	MAX	
Fotgjengere/publikum	Alminnelig publikum		0,03		Generelt publikum uten krav til utstyr, eks. bygater, fortau, etc.
	Oppmerksomt publikum		0,1		
	Yrkesutøvere med trening og utstyr	1		10	Fiskere, havnearbeidere, turgåere og syklist
Kjøretøy	Lav hastighet	10		50	Max-grense gjelder for tyngre kjøretøy, traktor, hjullaster, etc.
	Moderat til høy hastighet	0,01		0,05	Vanlig veg uten krav til nedsatt hastighet
Bygninger og konstruksjoner	Skade på utstyr innenfor 5–10 m		0,4		Bygninger og utstyr som ikke er forberedt på vann og flom
	Skade på bygningsdeler		1		
	Mindre fartøyer senkes		10		Gjelder båter som er fortøyd på innsiden av en molo
	Større skader, middels båter senkes		50		

> **Tabell 5: Grenseverdier fra EurOtop manualen [16]**

Table 3.2: General limits for overtopping for property behind the defence

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V _{max} (l per m)
Significant damage or sinking of larger yachts; H _{m0} > 5 m	>10	>5,000 – 30,000
Significant damage or sinking of larger yachts; H _{m0} = 3-5 m	>20	>5,000 – 30,000
Sinking small boats set 5-10 m from wall; H _{m0} = 3-5 m Damage to larger yachts	>5	>3,000-5,000
Safe for larger yachts; H _{m0} > 5 m	<5	<5,000
Safe for smaller boats set 5-10 m from wall; H _{m0} = 3-5 m	<1	<2,000
Building structure elements; H _{m0} = 1-3 m	≤1	<1,000
Damage to equipment set back 5-10m	≤1	<1,000

6.2.5.2 Beregningsmetode

Bølgeovertopping er beregnet ved hjelp av ANN-nettverktøyet i EurOtop [17] for en serie perioder som varierer fra 13 til 16 sekunder, samt ulike høyder til molotoppen.

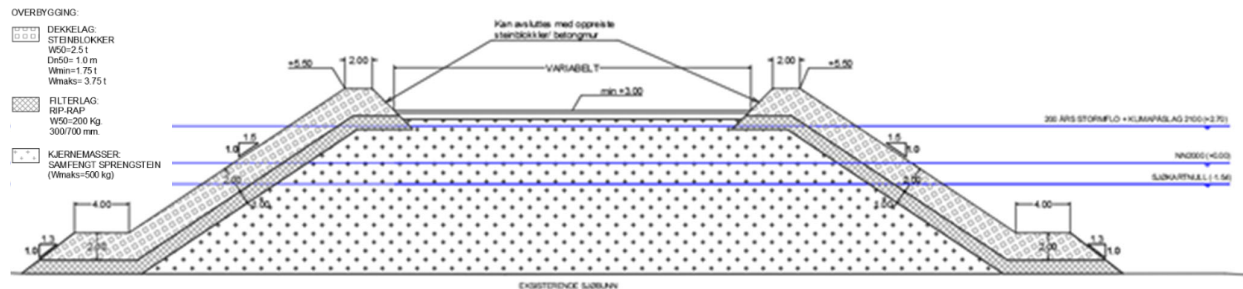
6.3 Dimensjonering

Alle høyder er referert til NN2000. Det høyeste dimensjonerende vannstands nivået er kote +2,70. Dette nivået er beregnet ved å summere 200-års stormflo (+2,0 m) og klimapåslaget for 2100 (+0,67 m), avrundet til nærmeste desimeter. Et tverrsnitt som viser den resulterende geometrien på fyllinga med erosjonsvern og bølgebrystning er vist i tegning 1001, og utsnitt er vist i figur 6 og 7.

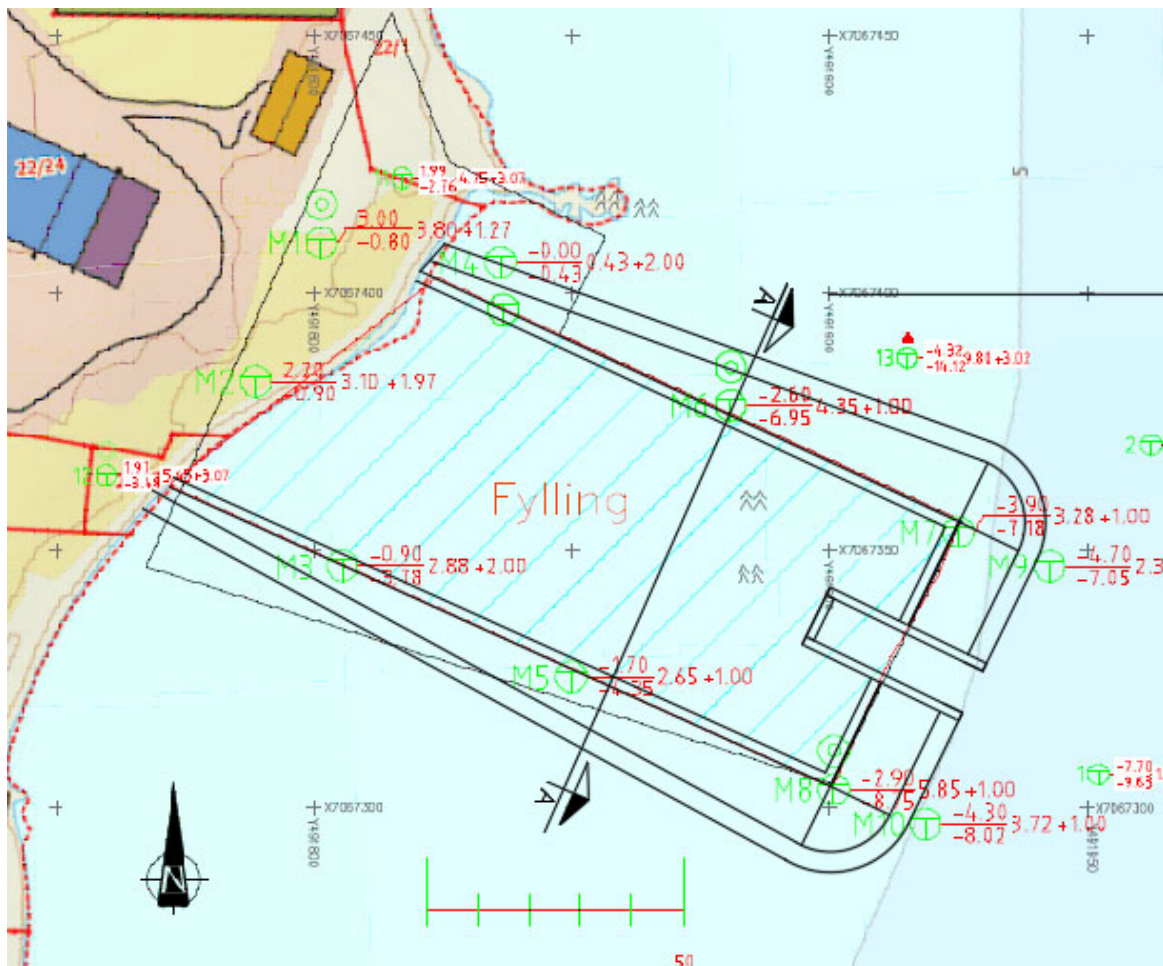
Utfyllingen skal sikres med en skråning som består av et dekkelag av steinblokker over et filterlag av Rip-Rap (steinfylling av sorterte masser) og en kjerne av samfengt masser. Skråningen skal bygges med en helning på 1:1,5, der dekkelaget har en tykkelse på 2,0 meter og filterlaget minst 1,0 meter.

Det planlegges også en kort underfylling ved foten av fyllingsskråningen, ettersom fyllinga ligger i grunt vann (dybde < -5,0 meter referert til sjøkartnull).

Molotoppen skal bygges på kt. +5,50, noe som gir en middelvei for overskylling på 1,2 l/s/m over det dimensjonerende vannstands nivået (kt. +2,70). Denne verdien for overskylling overstiger grenseverdien på 1,0 l/s/m noe, men anses som akseptabel ettersom dimensjoneringen er basert på flere konservative forutsetninger.



> **Figur 6:** Tverrsnitt midt på fyllinga



> **Figur 7:** Plan av fylling og erosjonssikring

7 SAMMENDRAG/KONKLUSJON

KN Entreprenør AS skal opparbeide ei fylling i sjøen ved Myratangen på Sistranda, Frøya kommune. Fyllinga er dimensjonert for å tåle belastning av slip og konstruksjoner/bygninger. Topp fylling skal ligge på kt. +3,5 og det skal etableres erosjonsvern og bølgebrytning mot sjøen.

Det er utført grunnundersøkelser både på land og i sjøen. Løsmassene beskrives som løst lagret til middels faste masser i toppen, antatt grusige sandige masser, over middels til meget faste masser med innskutte mykere lag over berg. Bergoverflata er registrert 0,4 – 5,9 meter under sjøbunn i de undersøkte punktene. Det er registrert enkelte forekomster av berg i dagen, både i strandsonen like nord for fyllinga, og midt under fyllingas fotavtrykk, se figur 2. Klassifisering i laboratoriet indikerer at de opptatte løsmasseprøvene består av sand og sandige grusige masser med grus og småstein. Undersøkelser utført innover land viser et lag torv/organiske masser i toppen, over sandige masser.

Fyllinga i sjøen kan legges ut fra land ved å etablere en tipp med toppnivå iht. prosjektert planum eller noe lavere.

Det må utføres setningsregistreringer på ferdig opparbeidet fylling og i tillegg anbefales forbelastning for de ulike utbygginger.

Fundamenteringsforholdene vurderes å være gode når forbelastning er utført og setningsforløp er verifisert. Fyllinga må erosjonssikres og det må anlegges en bølgebrytning.

8 VIDERE ARBEIDER

Entreprenøren må utarbeide en overordnet plan for utlegging av fyllinga slik at geotekniker kan vurdere om denne er i tråd med prosjekteringen. En skal da ha særlig fokus på risiko og sikkerhet i forbindelse med arbeidet.

Etter at fyllinga er lagt ut må en utføre generelle setningsregistreringer. Det kan også være aktuelt å forbelaste fyllinga før oppføring av bygg. Som grunnlag for en vurdering av behovet og omfang må det foreligge mer konkrete planer for bebyggelsen. Det må utføres en geoteknisk detaljprosjektering før oppføring av nye bygg på fyllinga.

9 REFERANSER

- [1] Norconsult AS, «52400632-RIG-R01 J01 «Slipp Myratangen Sistranda – Geoteknisk datarapport»,» 2024.
- [2] Norconsult AS, «52400632-RIG-R01 J01 «Slipp Myratangen Sistranda – Geoteknisk vurderingsrapport»,» 2024.
- [3] NS-EN 1990-1:2002 A1:2005 NA:2016 (Eurocode 0).
- [4] NS-EN 1997-1:2004 A1:2013 NA:2016 (Eurocode 7).
- [5] NS-EN 1998-1:2004 A1:2013 NA:2014 (Eurocode 8).
- [6] TEK 17: Veiledning om tekniske krav til byggverk.
- [7] SAK 10: Veiledning om byggesak.
- [8] NVE, «Veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred»,» 2020.
- [9] Statens vegvesen, «N-V220 Geoteknikk i vegbygging»,» 2023.
- [10] Statens vegvesen, «Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger»,» 2014.
- [11] Kartverket, «SeHavnivå», [Internett], «Available: <https://www.kartverket.no/til-sjos/se-havniva/>».
- [12] M. Simpson, A. Bonaduce, H. S. Borck, K. Breili, Ø. Breivik, O. Ravndal og K. Richter, «Sea Level Change for Norway. NCCS Report»,» 2024.

- 
-
- [13] D. Direktoratet for Samfunnssikkerhet og Beredskap (DSB), ««Havnivåstigning og høye vannstander i samfunnsplanlegging,» Tønsberg,» 2024.
- [14] Norconsult AS, «5202639 Havn-01 «Bølgeanalyse og erosjonssikring – Siholmen»,» 2021.
- [15] Kystverket, «Molohåndboka,» 2018.
- [16] Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. and Zanuttigh, B, «EurOtop, 2018. Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. www.overtopping-manual.com,» 2018.
- [17] [Internett], ««The Neural Network for the desing of coastal and harbour structures» Available: <http://overtopping.ing.unibo.it/overtopping>,» 2016.
- [18] Kartverket, ««Stormflo og havnivå,» [Internett]. Available: <https://kartkatalog.geonorge.no/metadata/stormflo-og-havnivaa/fbb95c67-623f-430a-9fa5-9cfcea8366b3>».

10 TEGNINGER

1001 Skisse som viser snitt av fylling

11 INNSPILL TIL KONTROLLPLAN

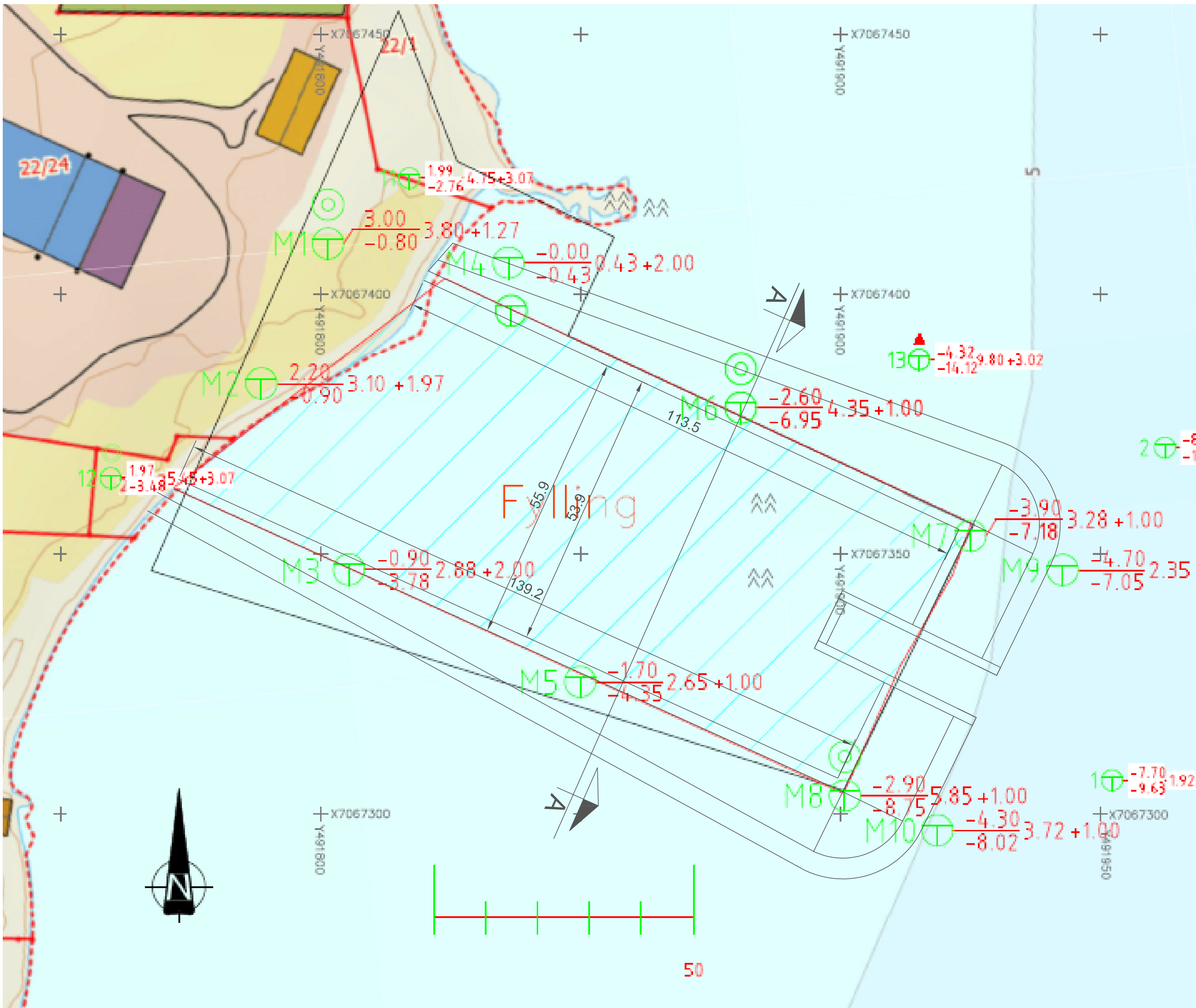
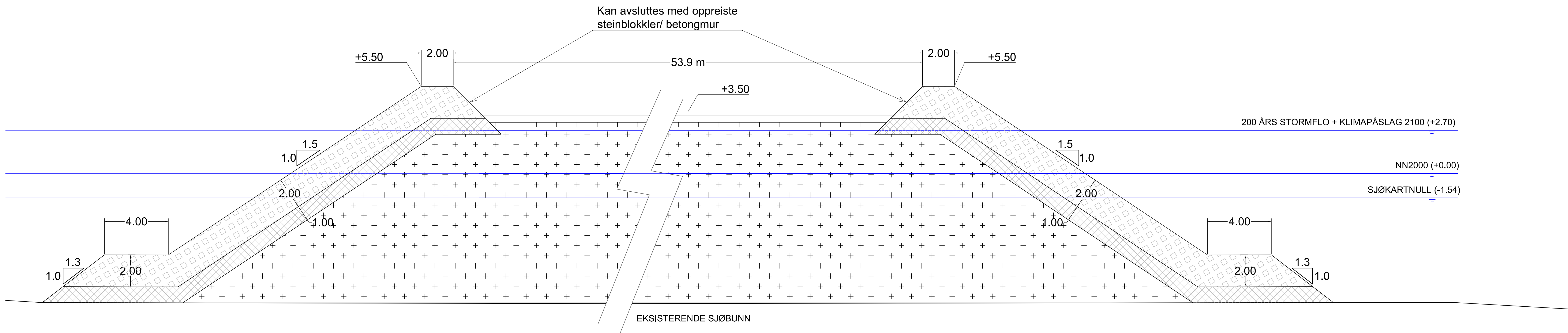
> **Tabell 6:** Innspill til kontrollpunkter for entreprenørs kontrollplan

Kontrollpunkt		Formål med kontroll	Kontrollfrekvens/ Ansvar	Kontrollform	Toleranser	Dokumentasjon
1	Generelt					
1.1	Lagring av masser og tyngre anleggsmateriell.	Sikre at det ikke lagres på topp fyllingsskråning, som gir utilsiktede tilleggslastninger	Daglig <i>Entreprenør</i>	Visuell vurdering	-	Loggbok, sjekklister etc.
1.2	Integritet av fyllingsskråninger	Holde oppsyn med bratte partier og overheng i fyllingsskråning for å kunne iverksette tiltak ved behov	Daglig <i>Entreprenør</i>	Visuell vurdering, bilder	-	Loggbok, sjekklister, bilder etc.
1.3	Oppsprekking ved topp av fyllingsskråninger	Holde oppsyn med evt. oppsprekking bak topp av fyllingsskråninger for å kunne identifisere eventuelle større glidninger tidlig og iverksette tiltak ved behov	Daglig <i>Entreprenør</i>	Visuell vurdering, bilder	-	Loggbok, sjekklister, bilder etc.
2	Tilførte masser					
2.1	Komprimering iht. prosedyre	Redusere omfanget av setninger i tilfylte masser	Ved utførelse <i>Entreprenør</i>	Verifikasjon	-	Sjekklister, bilder
2.2	Kontroll ved mottak av masser	Verifisere at det er mottatt riktig fraksjon, og at den har de ønskede egenskapene.	Ved mottak <i>Entreprenør</i>	Visuell vurdering	-	Sjekklister, bilder



Kontrollpunkt		Formål med kontroll	Kontrollfrekvens/ Ansvar	Kontrollform	Toleranser	Dokumentasjon
2.3	Kontroll tildekkingstiltak vinter	Unngå snøtilblanding og isdannelse med tilhørende risiko for påfølgende setninger i oppfylte masser ved tining	Daglig i vinterperioder <i>Entreprenør</i>	Visuell vurdering	-	Sjekklistor, bilder

TYPISK SNITT UTFYLLINGSKROPPEN A-A
1:100



PLAN. 1:500

OVERBYGGING:

DEKKELAG:
STEINBLOKKER
W50=2.5 t
Dn50= 1.0 m
Wmin=1.75 t
Wmaks= 3.75 t

FILTERLAG:
RIP-RAP
W50=200 Kg.
300/700 mm.

KJERNEMASSER:
SAMFENGTT SPRENGSTEIN
(Wmaks=500 kg)

Oppdragsnavn	Tegningsnummer	Rev. index
UTFYLLING MYRATANGEN	1001	00

Grunnlag for Dimensjoneringsforhold tatt fra rapport (Norconsult, 05/05/2021, oppdragsnr: 5202639):

- Hs,200=2.0 m
- Tp<16 s

- Merknader
- Alle koter i m referert i NN2000
 - Dimensjoner i m.

00	For kundens kommentar	18.02.2025	GDP	PAW
Index	Beskrivelse av endringer	Dato	Tegner	Kontrollert

RIB	DR. TECHN. OLAV OLSEN ARTELIA GROUP	Kunde	Oppdragsgiv.
18.02.25	UTFYLLING MYRATANGEN EROSJONSSIKRING	KN-Entreprenør	14834
Designer: GDP	Tegningstittel	Mål (i A/L-1189)	
Tegner: GDP	1:100		
Kontrollert: Godkjent		Rev. index	
PAW PAW			00