

Wacker Chemicals Norway AS

# ► Reguleringsplan Holla kapasitetsutvidelse - geoteknisk vurdering

Oppdragsnr.: 52203733 Dokumentnr.: 52203733-RIG-03 Versjon: 4 Dato: 2023-05-12



<b>Oppdragsgiver:</b>	Wacker Chemicals Norway AS
<b>Oppdragsgivers kontaktperson:</b>	Mark Richard Adams
<b>Rådgiver:</b>	Norconsult AS, Klæbuveien 127 B, NO-7031 Trondheim
<b>Oppdragsleder:</b>	Aslaug Bjørke
<b>Fagansvarlig:</b>	Egil A. Behrens
<b>Andre nøkkelpersoner:</b>	Oddvar Lein Almås

## ► Sammen drag

Norconsult har vurdert geotekniske forhold i forbindelse med reguleringsplan for kapasitetsutvidelse ved smelteverket på Holla.

Grunnforholdene på land ved eksisterende anlegg og planlagt utvidelse er generelt gode. Grunnforholdene i sjøen utenfor kaia er også relativt gode. Fremtidig utbygging av konkrete bygg må detaljprosjekteres. Geoteknisk sett vil områdene være byggbare. Bygg med moderat vekt vil kunne direktefundamenteres. Spesielt tunge bygg og smelteovner bør antakelig pelefundamenteres.

Ved planlagt sjøfylling i sydvest er grunnforholdene vanskeligere. Her er det leire-/siltlag som gir dårlig stabilitet ved rask utfylling. Ved å fylle i flere trinn og legge inn tid til styrkeøkning, samt bruk av vertikaldrenering og motfyllinger, vil området kunne fylles opp innenfor stabilitetskrav gitt i prosjekteringsstandard/Eurokode. Det må påregnes betydelige setninger underveis i oppfyllingen, og i noe tid etter oppfylling. Oppfylt sjøområde vil derfor ikke egne seg til bebygging i den første tiden etter endt oppfylling, selv om stabiliteten (sikkerheten mot grunnbrudd og utglidninger) vil være tilstrekkelig ved foreslått utfyllingsmetodikk. Store belastninger vil heller ikke kunne påføres det utfylte området, men over tid vil det bli rom for noe last/bebygging, i størrelsesorden bygg i 1-3 etasjer.

Ved Kolhaugen vurderes det å etablere lagerbygg for kvartsstein, samt uttak av steinmasser til bruk blant annet for fylling i sjø. Fjelloverflaten ligger relativt høyt (grunt) i dette området, men i nordenden faller fjelloverflaten betydelig brattere enn terrengoverflaten. Geoteknisk anses dette området bebyggbart, men en del av volumet er løsmasser (silt, sand og grus, hovedsakelig morenemasser) som for det meste er uegnet til utfylling.

4	2023-05-12	Til bruk. Korrigerert med innspill fra kommune	Egil A. Behrens	Oddvar Lein Almås	Aslaug Bjørke
3	2023-03-03	Ferdig rapport. Supplert med vurdering av anleggsvei Kolhaugen nordøst og motfylling ved kai.	Egil A. Behrens	Oddvar Lein Almås	Aslaug Bjørke
2	2023-01-18	Ferdig rapport. Presisering og henvisning om skredfare snøskred.	Egil A. Behrens	Oddvar Lein Almås	Aslaug Bjørke
1	2023-01-11	Ferdig rapport.	Egil A. Behrens	Oddvar Lein Almås	Aslaug Bjørke
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

<b>1</b>	<b>Innledning</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Planlagt utvidelse / regulering</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>Terreng og grunnforhold</b>	<b>7</b>
3.1	Terreng	7
3.2	Tidligere geotekniske grunnundersøkelser	8
3.3	Grunnforhold fra nylig utførte grunnundersøkelser	10
<b>4</b>	<b>Prosjekteringsforutsetninger (vurderingsforutsetninger)</b>	<b>11</b>
4.1	Klassifisering iht regelverk og standarder	11
4.2	Sikkerhet mot naturpåkjenninger	12
4.3	Seismisitet (jordskjelv)	13
4.4	Krav til materialfaktorer (sikkerhetsfaktor på løsmassestyrke)	14
<b>5</b>	<b>Stabilitet av fylling i sjø</b>	<b>15</b>
5.1	Kritiske snitt (profiler)	15
5.2	Dimensjonerende belastninger og tidevannsstand	15
5.3	Lagdelling	15
5.4	Tyngde, stivhets- og styrkeverdier for løsmassene	15
5.5	Beregningsresultater	18
5.6	Diskusjon av beregningsresultater, rekkefølger, mv	19
<b>6</b>	<b>Stabilitet ifbm mudring og utvidelse av kai</b>	<b>22</b>
<b>7</b>	<b>Utgravning ved Kolhaugen, samt atkomstvei</b>	<b>24</b>
7.1	Råvarelager (utgravning og utsprengning) nordøst for kraftlinjer	25
7.2	Atkomstvei	26
<b>8</b>	<b>Fundamentering og nye bygg (nåværende industriområde)</b>	<b>29</b>
<b>9</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>31</b>
<b>10</b>	<b>Referanser</b>	<b>32</b>

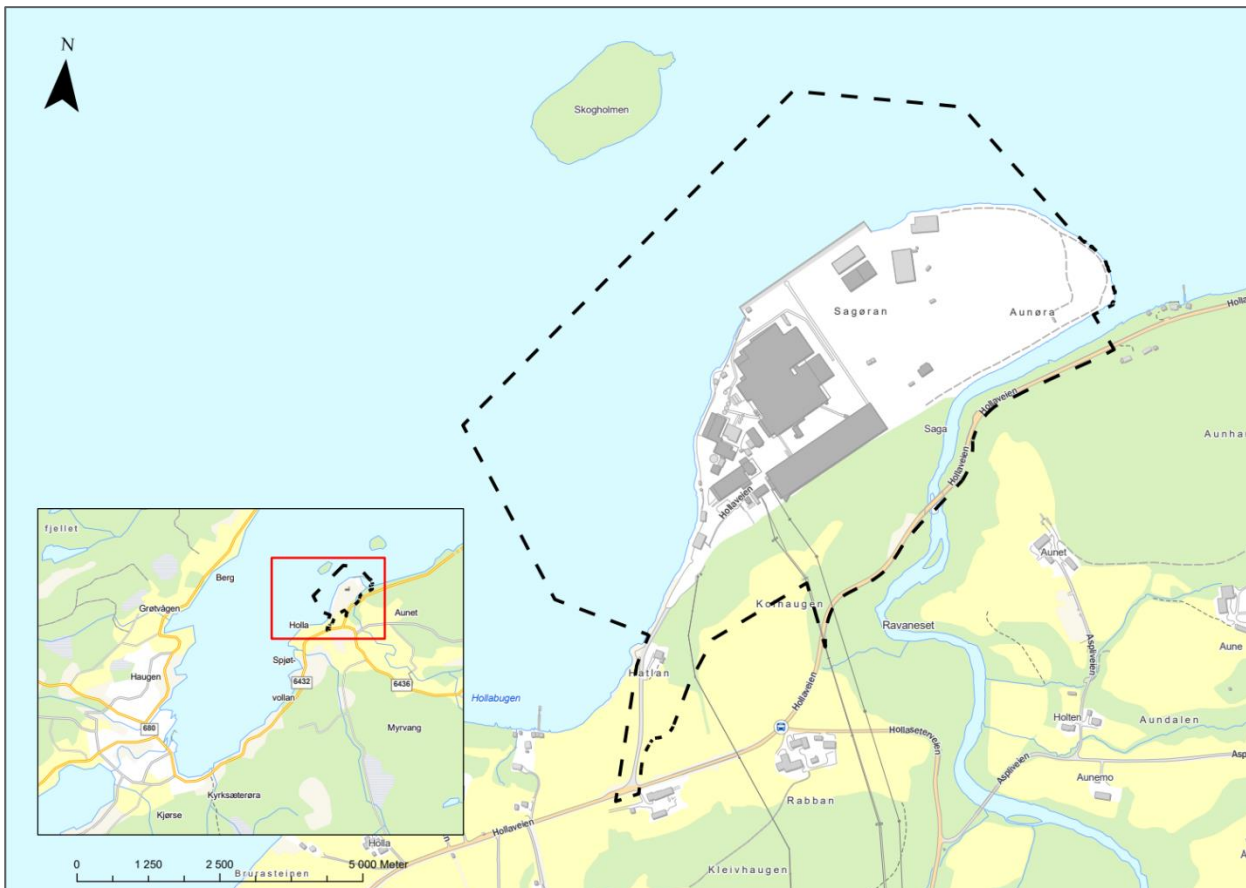
### Vedlagte tegninger

Stabilitetsberegninger sjøfylling, tegning nr V401 – V409, målestokk 1:400/1:500 i A1.

# 1 Innledning

Wacker Chemicals Norway AS planlegger kapasitetsutvidelse ved industriområdet på Holla i Heim kommune og har engasjert Norconsult for blant annet geoteknisk rådgivning ifbm reguleringsplan for kapasitetsutvidelsen.

Planområdets utstrekning er vist i Figur 1 (sortstiplet linje).



Figur 1: Planområdets utstrekning (sort stiplet linje).

Alle kotehøyder er oppgitt i referansesystem NN2000 (landkartnull) med mindre annet er spesifikt angitt.

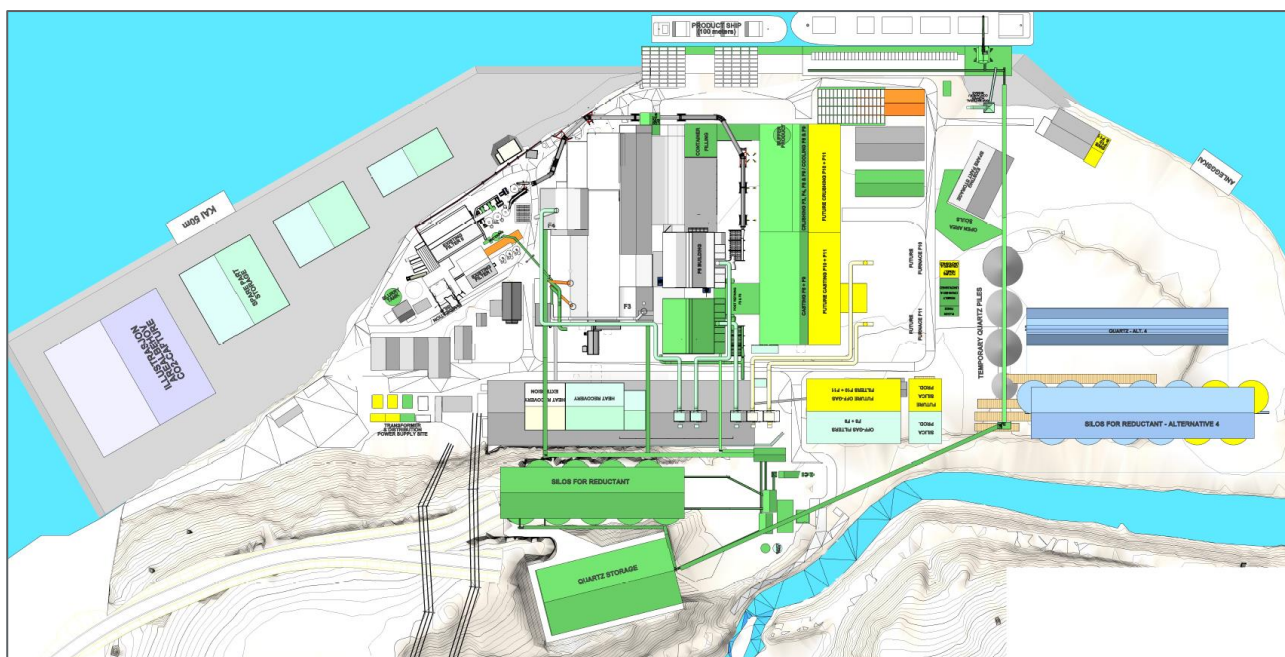
## 2 Planlagt utvidelse / regulering

Planlagt regulering omfatter i grove trekk område for utfylling av masser i sjø sydvest for nåværende industriområde, videre utbygging av industriområdet mot nordøst, utvidelse av eksisterende kai, samt utvidelse mot syd ved å grave og sprengre vekk deler av Kolhaugen. Se skisse i Figur 2.

Det vesentligste ved planlagt regulering / utbygging er, med tanke på geotekniske forhold, følgende:

- Utfylling av steinmasser i sjø (sydvest på området) – stabilitetsvurderinger og vurdering av setninger mtp bebygging
- Utvidelse/forlengelse av kai – stabilitet ifbm mudring, samt fundamentering av kai
- Fundamentering av nye bygg på elvedeltaet
- Råvarelager (kvartssteinlager) ved Kolhaugen – kartlegging av fjelloverflatens beliggenhet og løsmassenes beskaffenhet

Flere alternativ til bruk av arealene er skissert underveis i reguleringsprosessen. Et typisk alternativ er vist i Figur 2. Geoteknisk sett vil byggarbeidet ikke være sensitiv til detaljer i plasseringen. Men det er avgjørende å plassere tunge og setningssensitive konstruksjoner på områder med gode grunnforhold, slik som Kolhaugen og elvedeltaet. Dette gjelder særlig dersom bebygging skal skje tidlig etter tomteopparbeidelse.



Figur 2: Skisse av mulig utbygging med utfylling i sjø (venstre), råvarelager ved Kolhaugen (nederst) og eventuell utbygging mot nordøst på elvedeltaet (høyre).

### 3 Terreng og grunnforhold

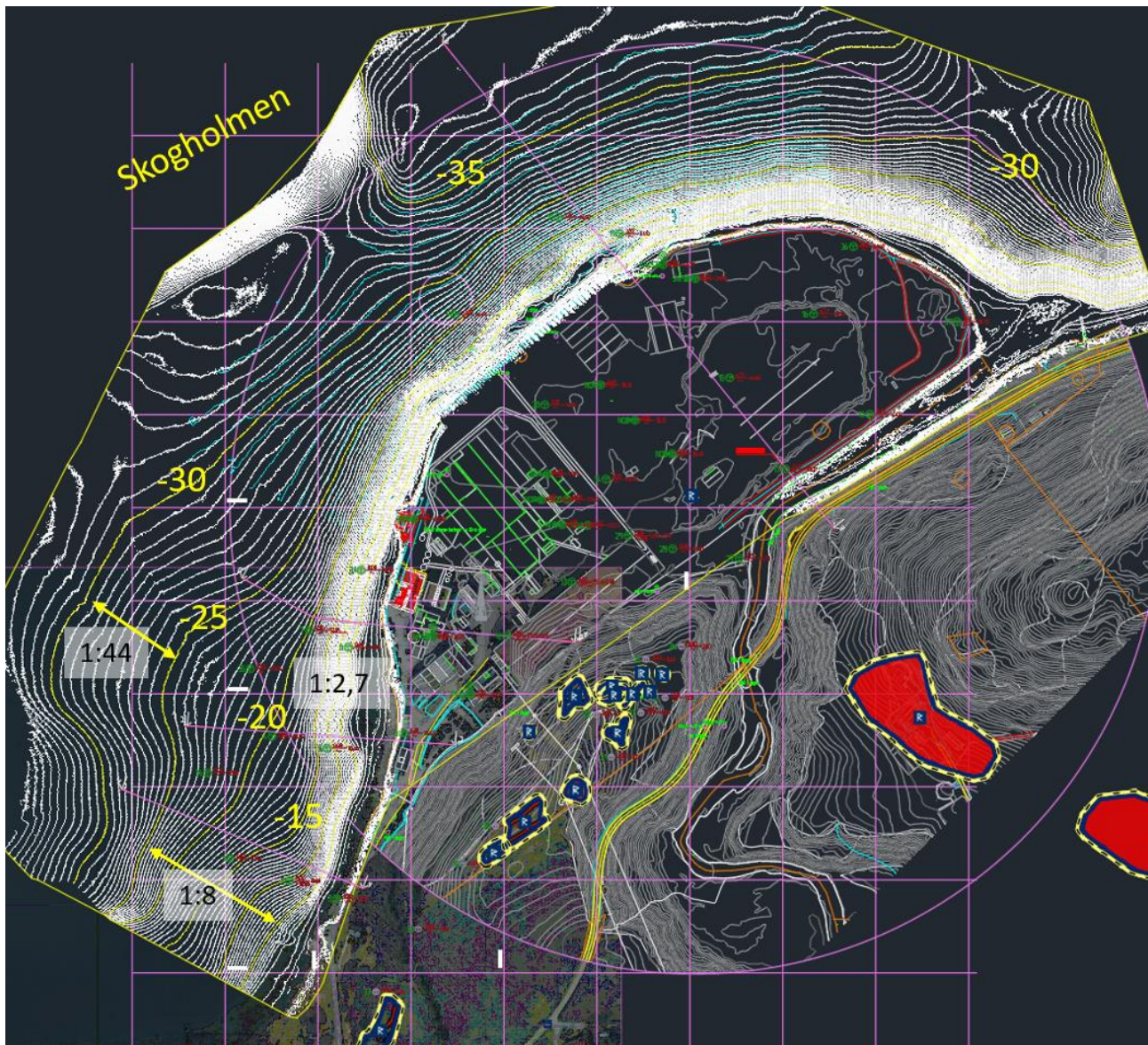
#### 3.1 Terreng

Industriområdet ved Holla ligger per i dag på et elvedelta (se Figur 3) som er fylt opp til cirka kote +3 (NN2000), stedvis noe høyere (+5 til +7). Planlagt utvidelse vil strekke seg inn i høyereliggende område mot syd, Kolhaugen. Det er stedvis fjell i dagen og bratt fjelloverflate syd for nåværende industriområde.



Figur 3: Flyfoto fra 1962 (kart.finn.no). Viser elvedeltaet og den tidligste utbyggingen.

Sjøbunnen har bratt helning ut fra land, omtrentlig 1:2 – 1:3 nærmest land (marbakke). Sjøbunnen flater gradvis ut til omtrentlig helning 1:20 – 1:40 ved kote -30 til -35. Sydvest for planlagt utfylling er marbakken mindre markant og sjøbunnen noe brattere i gjennomsnitt, cirka 1:8. Se utsnitt fra sjøbunnsscanning / kart i Figur 4.



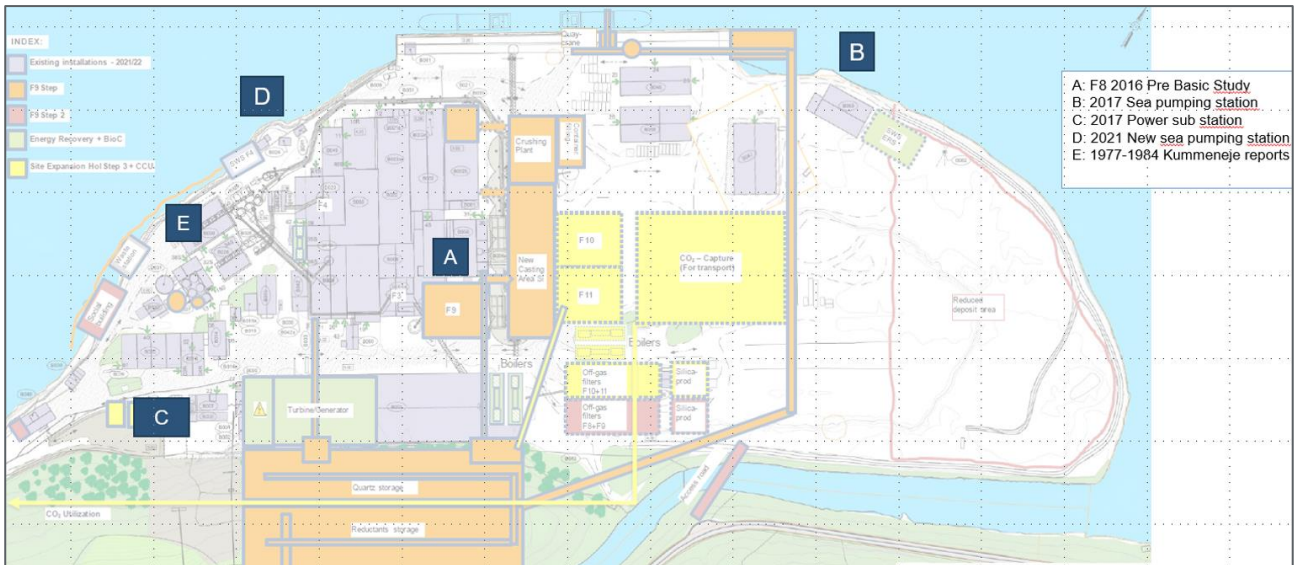
Figur 4: Utsnitt fra sjøbunnskart.

### 3.2 Tidligere geotekniske grunnundersøkelser

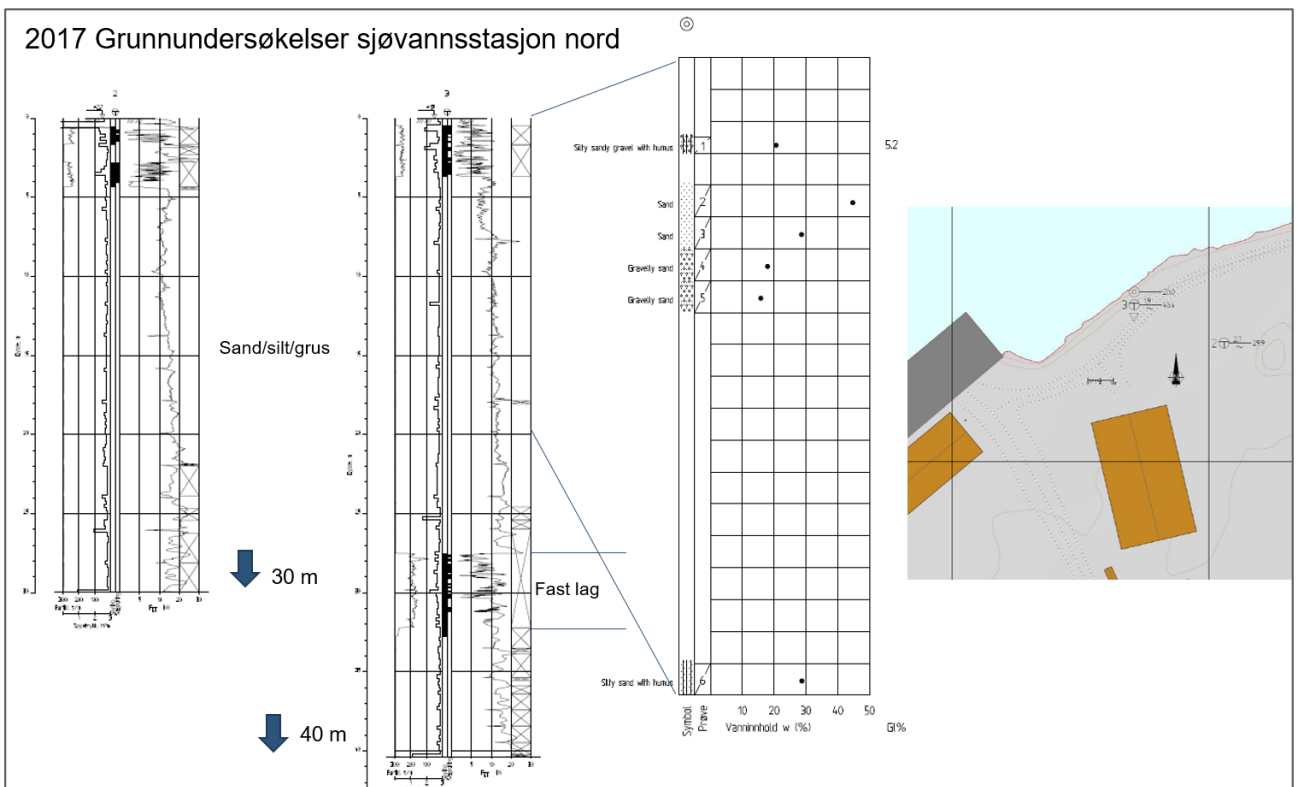
Det er tidligere utført grunnundersøkelser flere steder på elvedeltaet (blant annet Ref. 1, Ref. 2 og Ref. 3). Omtrentlig område for disse er vist i Figur 5. Undersøkelsene viser sand- og siltmasser fra opprinnelig terreng ned til omtrent kote -25 til -30 i de fleste undersøkelsespunkt. Videre i dybden er det et fastere lag med cirka 5-10 m tykkelse, før det påtreffes et leire-/siltlag i enkelte av undersøkelsespunktene, omtrent på kote -40 (cirka 45 m dypt). Tidligere prøvetaking viser at dette laget ved oven 8 ikke er sprøbruddmateriale. Leirelaget ligger dypere enn skråningsbunnen i sjøen (det tilnærmet flate området på dybde 32-37 m). Ved område C, inn mot Kolhaugen, ble det påtruffet fast lag allerede fra ca 7 m dyp (sand, silt og grus fra 0-7m).

Et utvalg av sonderingsprofiler er vist i Figur 6 og Figur 7.

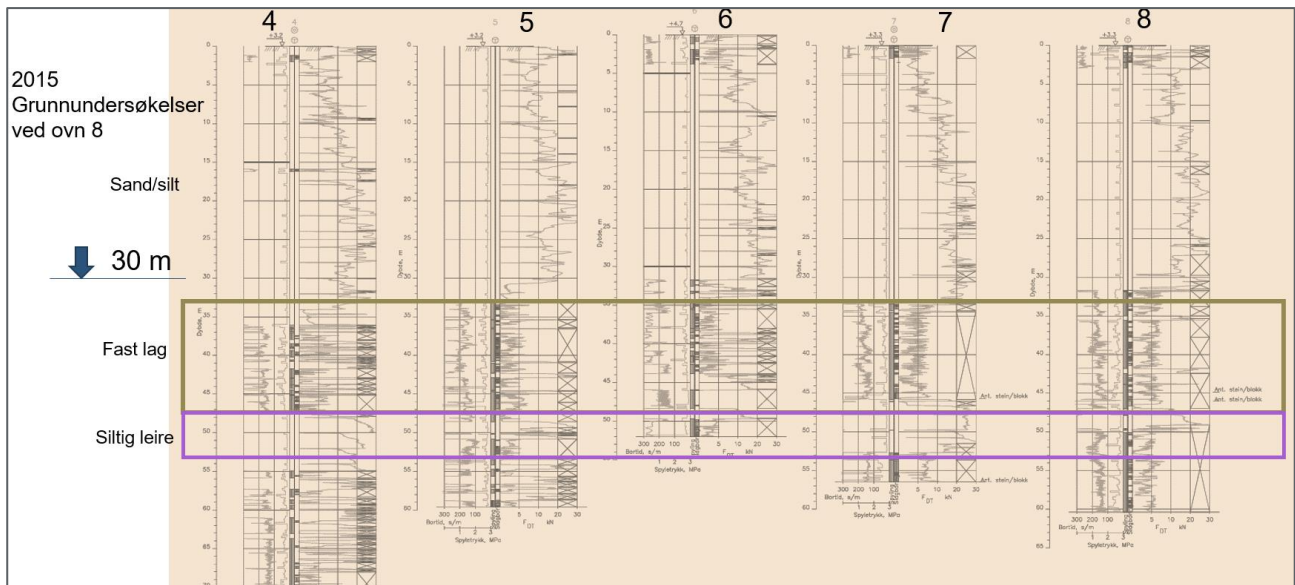




Figur 5: Områder for tidligere grunnundersøkelser (ikke uttømmende).



Figur 6: Grunnundersøkelsesprofiler ved sjøpumpestasjon nord/nordøst (område B).



Figur 7: Grunnundersøkelsesprofiler ved ovn 8 (område A).

### 3.3 Grunnforhold fra nylig utførte grunnundersøkelser

I forbindelse med reguleringsforslaget har vi utført grunnundersøkelser i områder som tidligere var lite undersøkt. Grunnundersøkelsene er sammenstilt i datarapport, dokumentnummer 52203733-RIG-02 (Ref. 4).

Området nordøst for industribyggene per i dag (elvedelta / «Lagune») har grunnforhold som ligner forholdene på nåværende industriområde. Massene består i hovedsak av fyllmasser (varierende, og stedvis forurensede) over naturlige masser av silt, sand og grus, nokså typisk for elveavsetninger, fra omtrent kote +0. Det er stor dybde til fjell (større enn undersøkte cirka 40–60 m). Det er ikke tegn til bløte leirsjikt i dette området. Fastheten av massene er noe avtakende helt mot nordøst.

Ved det høyereliggende området syd for nåværende industribygg, Kolhaugen, er det et tynt løsmassedecke av faste løsmasser over fjell. Fjelloverflaten faller bratt mot nordøst og sydvest, samt mot industriområdet i nordvest. Kartlagte kulturminner gav noen begrensninger i hvor det kunne gjøres grunnundersøkelser, men forholdene virker relativt jevne/homogene.

I sjøområdet der det foreslås utfylling, er grunnforholdene mindre gunstige for utbygging. Det er en tendens til gradvis verre grunnforhold fra kaiområdet mot sydvest. De øverste cirka 10 m av løsmassene under sjøbunnen er vesentlige for stabiliteten av utfylling, og består til dels av bløt (svak) siltig leire. Prøvetaking og trykksonderinger som er utført, indikerer imidlertid at det er tynne lag av grovere masser (sand/grus) i leirmassene. Underliggende masser er fastere.

## 4 Prosjekteringsforutsetninger (vurderingsforutsetninger)

I forbindelse med regulering har vi utført prosjektering som har vært nødvendig for å avklare/dokumentere byggbarheten og nødvendige arealbehov. Prosjekteringen ligner således et skisseprosjektnivå. Der usikkerheten / utfordringene har vært størst, har vi gjort noe grundigere beregninger. Dette gjelder spesielt sjøområdet i sørvest. Enkelte av prosjekteringsforutsetningene er derfor hovedsakelig knyttet til sjøfylling. Ved senere prosjektering vil det være naturlig at forutsetningene og kravene differensieres ut fra lokale forhold og planlagt bruk.

### 4.1 Klassifisering iht regelverk og standarder

Klassifisering av utbyggingen som foreslås regulert, 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. 7 og Ref. 8) hjemlet i Plan- og bygningsloven (Ref. 6).

Tabell 1 Klassifisering iht. gjeldende regelverk og standarder.

Klassifisering	Begrunnelse
Pålitelighetsklasse iht. Eurokode 0 (NS-EN 1990): <b>CC/RC2</b>	<p>Tabell NA.A1 (901) i Ref. 9 angir veiledende eksempler på plassering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasser (CC/RC) 1-4.</p> <p>Grunnarbeidene vil bestå i utfylling i sjø, generell utgravning i faste masser og fundamentering av diverse bygg. I denne fasen anser vi utfyllingen i sjø i sydøst å være det mest risiko-/konsekvensfylte, og vil være styrende for klassifisering. Grunnarbeidene anses middels kompliserte, og konsekvensen er middels stor. Ved feil prosjektering/utførelse vil det være fare for liv og helse for de som jobber med utfylling, men risikoen vil være mindre for naboliggende arealer. Eventuelle grunnbrudd vil ikke forplante seg over store avstander. Ut fra dette vil pålitelighetsklasse 2 være riktig.</p>
Kontrollklasse – prosjektering og utførelse: <b>PKK2/UKK2</b>	<p>Pålitelighetsklasse CC/RC2 medfører kontrollklassene PKK2/UKK2. Krav til prosjekteringskontroll og utførelseskontroll fastsettes for disse kontrollklassene ut fra henholdsvis Tabell NA.A1(902) og Tabell NA.A1 (903) i Ref. 9.</p> <p>Utvidet kontroll etter Eurokode 0 (NS-EN 1990) vil være påkrevd, men kan begrenses til kontroll av at prosjekterende og utførende har gjort kvalitetssikring innen de tema som NS-EN 1990 spesifiserer. Kontrollen kan avvendes til detaljprosjekteringsfasen (byggesak).</p>
Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering (SAK10, Ref. 8): <b>Ikke relevant</b>	<p>Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering iht SAK10 er først relevant ved byggesak. Det vil være aktuelt å differensiere klassen mellom enkeltsaker, ut fra variasjoner i vanskelighetsgrad, kompleksitet og konsekvens av eventuelle feil.</p>

Geoteknisk kategori (NS-EN 1997-1, Ref. 10): <b>kategori 2</b>	Ut fra de kartlagte, nokså 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.
Seismisk klasse: <b>Klasse 2 og/eller 3a</b> (NS-EN 1998-1, Ref. 11)	Det planlegges industriutbygging, som normalt tilhører seismisk klasse 2, men i enkelte tilfeller 3a (se senere kapittel).
Tiltakskategori iht NVE 1/2019: <b>Ikke relevant</b>	Ikke relevant pga. ingen kvikkleireskredfare / områdeskredfare som kan påvirke reguleringsområdet.

## 4.2 Sikkerhet mot naturpåkjenninger

Ifølge TEK17 § 7-1 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.

Stormflo vil hensyntas ved å fylle nye arealer til et stormflosikkert nivå, inkludert klimapåslag. Nåværende landarealer er i hovedsak i tilstrekkelig høyde, og tiltak for å sikre mot stormflo vurderes av andre fagfolk. Nødvendige tiltak ventes å medføre moderat vektøkning og vil være geoteknisk gjennomførbare.

Flomvann fra høyereliggende terreng vil i det alt vesentlige kanaliseres utenom reguleringsområdet. Flomsikring kan være aktuelt mot Hollaelva. For øvrig er det ikke registrert flomsoner på reguleringsområdet. Flomfare vurderes i separat notat, *se kystteknisk notat R-8*.

Skred i bratt terreng: Reguleringsområdet ligger utenfor aktsomhetsområder for steinsprang og fjellskred. *En liten del av reguleringsområdet ved Hollaelvas utløp (Aunøra) ligger i aktsomhetsområde for snøskred. Skredfarevurdering for dette området er gitt i rapport 52203733-RIG-04 (Ref. 5). Konklusjonen er at skredsikkerheten er tilstrekkelig.*

Kvikkleireskredfare: Reguleringsområdet ligger delvis innenfor aktsomhetsområde for marin leire (kvikkleireskred). Det er ikke påtruffet sprøbruddmateriale/kvikkleire i undersøkelsespunktene på reguleringsområdet (utenom en enkelt avviksmåling syd i sjøområdet). Det vil derfor ikke kunne oppstå kvikkleireskred nedstrøms (i sjøområdet) eller på reguleringsområdet. På grunn av de topografiske forholdene vil reguleringsområdet heller ikke være utsatt for kvikkleireskred fra ovenforliggende terreng (eventuelle skredmasser fra ovenforliggende terreng vil kanaliseres utenom reguleringsområdet, enten på nordsiden langs Hollaelva eller sørsiden). Se Figur 8.

Med bakgrunn i ovenstående, vil sikkerhet mot stormflo, flom og skred være ivaretatt. Områdestabiliteten er uproblematisk. Utbyggingsarbeidene må prosjekteres og utføres slik at det ikke oppstår lokale skred.



Figur 8: Skisserte skredutløpsretninger fra ovenforliggende terreng. Går utenom områdene som foreslås regulert.

### 4.3 Seismisitet (jordskjelv)

Utbyggingen vil være en utvidelse av eksisterende industriareal. Følgelig havner utbyggingen i seismisk klasse 2 eller 3a iht NS-EN 1998-1, avhengig av i hvilken grad en eventuell kollaps vil føre til skade på miljø og biomangfold. Klasse 3a gir strengest krav av disse.

Grunnundersøkelsene som tidligere er utført på industriområdet (blant annet ved ovn 8 og ved sjøvannspumpestasjoner), samt nylig utførte grunnundersøkelser på industriområdet, viser løsmasser med mer enn 40-60 m tykkelse. Løsmassene er i all hovedsak drenerende (kohesjonsløse masser). Det er enkelte middels faste kohesjonslag (leire). Fastheten av massene er generelt middels til høy (ut fra sonderingsmotstand og tidligere erfaring med peleramming til ca 40 m dyp). Med dette er det rimelig å klassifisere grunnen som seismisk grunntype C iht NS-EN 1998-1.

Ved Kolhaugen, der det eventuelt fundamenteres på eller nært fjell, vil grunntypen være A eller B, som er mer gunstig.

I sjøområdet i sydvest er det lag av svake kohesjonsmaterialer mellom faste, drenerende lag. Kohesjonsmaterialene (leire-/siltlag) som er tatt prøver av og analysert i vårt laboratorium, har gjennomsnittlig en omrørt skjærstyrke godt over grensen for sprøbruddmateriale, selv om enkeltverdier er helt på grensen. Ettersom det ikke vil være sammenhengende lag av sprøbruddmateriale i sjøområdet (utfyllingsområdet), klassifiseres grunnen som seismisk grunntype D (ikke S2).

Iht tabell i NS-EN 1998-1 NA er seismisk grunnakselerasjon  $a_{gR}$  i Heim kommune lik  $0,25 \text{ m/s}^2$ . For konstruksjoner i seismisk klasse 2 er da  $a_g = a_{gR} * 1,0 = 0,25 \text{ m/s}^2$ , som er mindre enn grenseverdien  $a_g < 0,30 \text{ m/s}^2$ . Bygg/konstruksjoner i seismisk klasse 1 og 2 kan dermed fritas fra dimensjonering for seismiske krefter. Dette gjelder hele reguleringsområdet.

For bygg/konstruksjoner i seismisk klasse 3a gjelder følgende:

- Ved grunntype C (nåværende industriområde og elvedelta) har man da  $a_g * S = 0,25 * 1,25 * 1,5 = 0,47 \text{ m/s}^2 < 0,50 \text{ m/s}^2$ . Seismisk dimensjonering kan utelates.
- Ved grunntype A og B (Kolhaugen), fåes også utelateskriterium oppfylt, seismisk dimensjonering kan utelates.
- Ved grunntype D (sjøfyllingsområdet): Utelateskriterium er ikke oppfylt ut fra akselerasjonsverdi fra NS-EN 1998-1.

På planlagt sjøfylling i sydvest kan det i utgangspunktet bli krav til seismisk dimensjonering av eventuelle fremtidige bygg i seismisk klasse 3a (men klasse 2 er fritatt). Forskningsstiftelsen NORSAR har imidlertid gjort en separat kartlegging som flere steder viser mindre seismisk grunnakselerasjon enn det som fremkommer fra NS-EN 1998-1. NORSAR-data gir grunnakselerasjon  $a_{gR} = 0,0871 \text{ m/s}^2$  med tilsvarende returperiode (475 år). Dette gir  $a_g = 1,25 * 0,0871 \text{ m/s}^2 = 0,109 \text{ m/s}^2 < 0,30 \text{ m/s}^2$  og dermed seismisk utelatelse for alle bygg/konstruksjoner i seismisk klasse 2 og 3a, såfremt data kjøpes fra NORSAR. Seismisk dimensjonering ventes derfor ikke i praksis å bli avgjørende for bruken av områdene.

#### 4.4 Krav til materialfaktorer (sikkerhetsfaktor på løsmassestyrke)

Prosjekteringsstandarden NS-EN 1997-1 for geoteknisk prosjektering stiller minstekrav til materialfaktor 1,25 på friksjonsvinkel i drenerte analyser (effektivspenningsanalyser) og 1,4 på udrenert skjærstyrke (totalspenningsanalyse). Vi legger dette til grunn som minimumskrav. Dette er relevant for stabilitetsberegninger, i denne fasen særlig for sjøfylling.

Det er ingen offentlige veier / jernbane i nærheten som medfører krav til høyere sikkerhetsfaktorer. Atkomstveien til industrianlegget er privateid.

## 5 Stabilitet av fylling i sjø

Ved planlagt utfyllingsområde i sydvest er det et bløtt leire-/siltlag i dybde omtrent 5-10 m under sjøbunnen. Dette medfører stabilitetsutfordringer, særlig ved rask utfylling.

### 5.1 Kritiske snitt (profiler)

Vi har utført stabilitetsberegninger av diverse alternativ for utfylling. Beregningene er gjort i 3 profiler / snitt A, C og D som vi mener representerer de kritiske områdene. Snittenes plassering er vist i Figur 10. Grunnforholdene og belastningssituasjonen ifbm utfyllingen er relativt lik i de 3 snittene. Grunnforholdene er noe bedre mot nordøst (snitt D).

### 5.2 Dimensjonerende belastninger og tidevannsstand

For å hensynta anleggskjøretøy og eventuell fremtidig trafikk på fyllingen, er det lagt til grunn en dimensjonerende trafikklast 13 kPa på toppen av fyllingen i beregningene for ferdig oppfylt situasjon. Lasten forutsettes å virke på hele fyllingsarealet. 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 inntil hverandre. Lasten tilsvarer også vekten av middels tunge bygg i 1 etasje.

Trafikklasten utgjør svært lite i forhold til belastningen som fyllingens egenvekt gir. Egenvekten av steinmassene er valgt som et forsiktig anslag (konservativt, dvs noe over gjennomsnittlig tyngdetetthet for steinmasser). Steinmassens tyngdetetthet vil avhenge av bergart, steinstørrelse/fraksjon. 19 kN/m<sup>3</sup> tørr tyngdetetthet (over dimensjonerende vannstand) og 11 kN/m<sup>3</sup> neddykket effektiv tyngdetetthet (21 kN/m<sup>3</sup> totalt) ansees å være på forsiktig side og i tråd med prosjekteringsstandardens anvisninger (Ref. 10).

Eventuelle tunge bygg vil gi større laster på deler av fyllingsarealet, og stabiliteten av fyllingen vil da måtte vurderes i sammenheng med bygningsvekten av tunge bygg. Fyllingsområdet er i utgangspunktet ikke egnet for store belastninger (tunge bygg eller masselagring).

For stabilitetsberegningene vil laveste vannstand være kritisk. Utfyllingen planlegges med permeable masser slik at vannstanden i fyllmassene vil være lik tidevannsstanden.

I beregningene er det i tråd med vanlig praksis lagt til lavvann med 1 års gjentaksintervall i bruddgrensesituasjon, avrundet til nærmeste desimeter. Ved Holla er denne 161 cm (1,6 m) under normalnull NN2000. (Laveste astronomiske tidevann er 3 cm høyere enn dette, antakelig pga. strømningseffekter).

### 5.3 Lagdeling

Lagdelingen i sjøområdet ved planlagt utfylling varierer noe. Lengst ut i sjøen er det flere lag enn inne ved sjøkanten. Lagdelingen er tolket ut fra feltmålinger (bormotstand, mm) ved grunnundersøkelsene, supplert med data fra laboratorieforsøk. De aktuelle lagene fremkommer av Tabell 2 og tolkede tykkelser fremkommer av beregningssnittene for stabilitetsberegninger (profil A, C og D).

### 5.4 Tyngde, stivhets- og styrkeverdier for løsmassene

Løsmassenes tyngde- og styrkeverdier er bestemt ut fra erfaringstall, blant annet fra Statens vegvesens veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging (Ref. 12), samt fra de utførte laboratorieforsøkene.

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

hovedsakelig ut fra treaksialforsøk og direkte skjærforsøk i laboratoriet, sammenholdt med erfaringstall. Udrenert styrke er vurdert ut fra en helhetsvurdering av trykksonderingstolkning basert på blokkprøvekorrelasjon og måleverdier fra rutine- og avanserte forsøk i laboratoriet. Styrken gir en styrke litt over erfaringsmessig minimumsverdi (NC-linje). Dette virker rimelig ettersom ødometerforsøk viser tegn til noe større tidligere belastning / forkonsolidering. Det legges til grunn anisotropifaktorer som for lavplastisk leire (A-D-P-forhold 1-0,63-0,35). Se Figur 9 for opptegning av styrkeprofil (rød linje).

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

Tabell 2. Beregningsparametere for løsmassene.

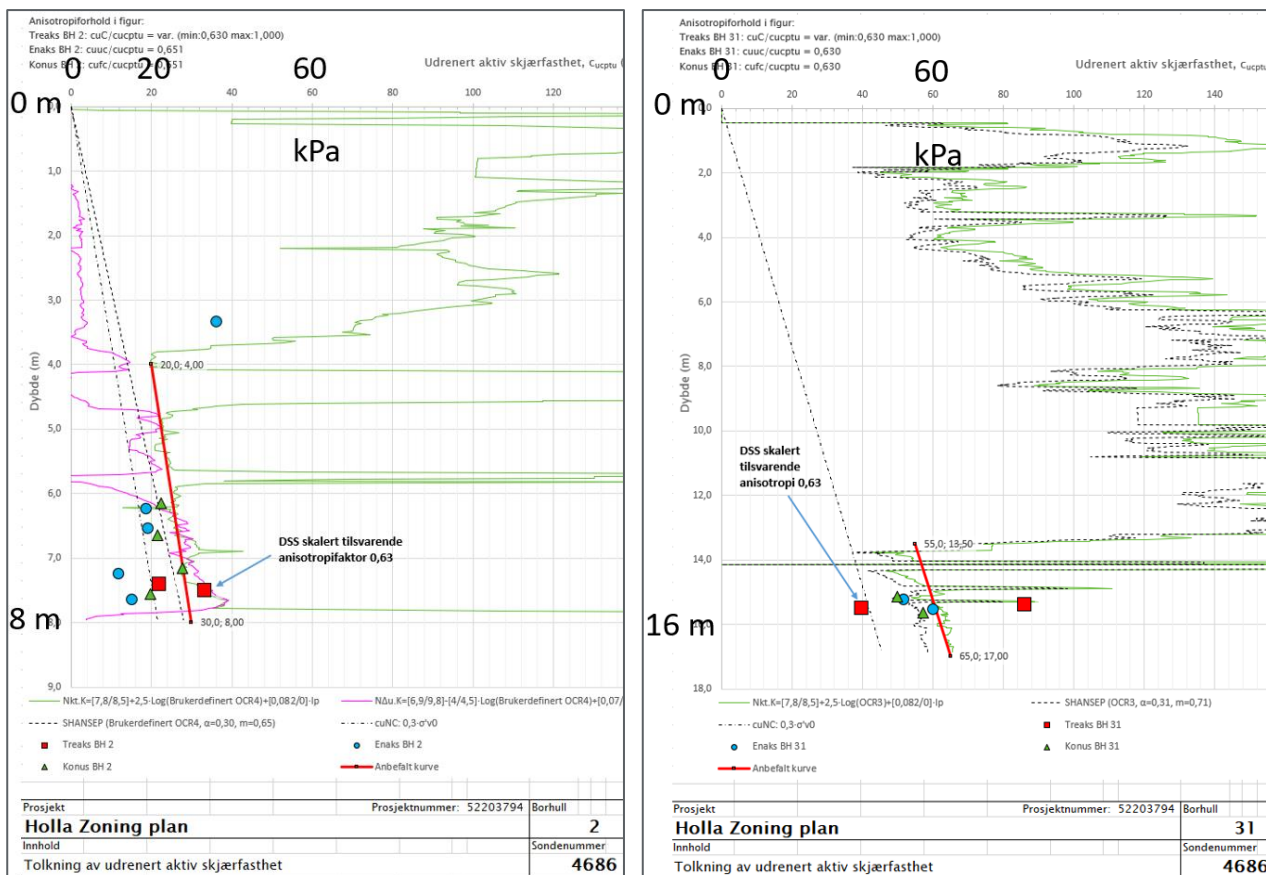
Material	Friksjonsvinkel [Grader]	Attraksjon [kPa]	Udrenert aktiv NC-linje	Tyngdetetthet (tørr/våt) [kN/m <sup>3</sup> ]
Fylling/sprengstein (også plastring)	42	5-10 (kohesjon 4,5-9)	-	19/11
Sand/silt (fra sjøbunn)	32	5 (kohesjon 3)	-	18/8
Øvre silt/leire			Se Figur 9	19/9
Øvre morene (eller fast sand / grus)	36	10 (kohesjon 7)	-	20/10
Nedre leire/silt			<b>0,3* p<sub>o</sub>'</b> (økning tilsvarende forlengelse av styrke fra overliggende leire)	19/9
Bunnmorene	36	10 (kohesjon 7)	-	20/10

Det var utfordrende å oppnå høy kvalitet på trykksonderinger i felt på sjøområdet og prøvekvaliteten var generelt middels god og stedvis dårlig. Resultatene er derfor sammenholdt med erfaringsmessig minimumstyrke og helhetlig sett er det tydelige tegn til at løsmassene (da særlig det øvre leirelaget, som er mest vesentlig for stabiliteten) er noe sterkere enn erfaringsmessig minimum.

Ved trinnvis oppfylling med noen måneders opphold beregnes de svake leire-/siltmassene med en full styrkeøkning tilsvarende ny overlaging/effektivspenning fra forrige oppfyllingstrinn. Styrkeøkning for aktiv udrenert skjærstyrke vil være lik 0,3 ganger tillegg i effektiv vertikal overlaging.

De gruntliggende silt/sandmassene (cirka 0-5 m fra sjøbunn) gir lav bormotstand og kan ha tendenser til oppførsel som flyteskredmateriale. Slike masser vil imidlertid få styrkeøkning ved overlaging med fyllinger og motfyllinger. Vi mener at drenert analyse er dekkende for disse massene i og med den slake sjøbunnen ved fyllingsfoten og den drenerte oppførselen ved trykksondering gjennom laget.





Figur 9: Tolkning/valg av udrenert aktiv skjærfasthet for leire/silt. Venstre: Borpunkt 2 (syd), Høyre: Borpunkt 31 (nord).

Ødometerforsøk på siltig leire (øvre silt/leirelaget) fra nordre og søndre del av planlagt sjøfylling indikerer stivhetsegenskaper som følger:

- Modul (stivhet) i forbelastet område: 4-10 MPa (forutsetter 5 MPa)
- Forbelastningsnivå (POP) cirka 100 kPa (usikker)
- Modultall i normalkonsolidert område:  $m = 25$  (22-27)

Konsolideringskoeffisienten  $c_v$  estimeres til 10-12 m<sup>2</sup>/år i syd (borpunkt 2) og 40-70 m<sup>2</sup>/år i nord (borpunkt 31). Dette indikerer at prøven/leiren fra nord fra mer permeabel (mindre tett) enn prøven/leiren fra syd.

For grovere masser benyttes erfaringsmessige stivhetstall (iht Janbus stivhets-/spenningsteori). Disse har relativt liten betydning for estimerte setninger ettersom leirelaget er vesentlig mykere:

- Silt:  $m = 50 - 100$  (kvadratrotmodul)
- Sand:  $m = 150 - 250$  (kvadratrotmodul)
- Steinmasser:  $M = 50 - 100$  MPa (minst under vann der det er lite komprimert, men allikevel noe økende med dybden)
- Morene:  $M = 100$  MPa

## 5.5 Beregningsresultater

### Generelt:

Beregningene har vist at utfylling som starter fra land og utover i sjøen ikke vil ha tilstrekkelig stabilitet. Dette på grunn av dårlig marbakkestabilitet i utgangspunktet. Utfylling må derfor starte utenfor marbakken, der sjøbunnen er vesentlig flatere.

Selv ved utfylling fra sjø, vil stabiliteten være utfordrende. Det kan ikke fylles opp til full høyde med mindre det legges inn ventetid til konsolidering (naturlig styrkeøkning underveis). Konsolideringen kan fremskyndes for eksempel ved installasjon av vertikale dren gjennom det underliggende leire-/siltlaget. Motfyllinger vil bidra til å øke stabiliteten, og kan gjerne brukes i kombinasjon med vertikale dren og trinnvis oppfylling.

I forbindelse med beregningene har vi justert utstrekning av motfyllinger slik at tilstrekkelig stabilitet oppnås, med en utforming som vi bedømmer å være anleggsmessig praktisk og med en best mulig utnyttelse av steinvolumene.

### Profil A (lengst syd):

I profil A oppnås god stabilitet (sikkerhetsfaktor mot grunnbrudd) i første fyllingstrinn (til kote -10). Minste beregnede sikkerhetsfaktor er 1,7, som er godt over minstekravet på 1,4. Se tegning V401. I andre fyllingstrinn (til kote -2,5) er stabiliteten også god, på grunn av betydelig styrkeøkning fra første trinn. Minste beregnede sikkerhetsfaktor er 1,9, se tegning V402. I tredje (siste) fyllingstrinn beregnes minste sikkerhetsfaktor lik 1,43, se tegning V403, det vil si et stykke over minimumskravet. Kritisk bruddflate er en langstrakt bruddflate under hele fyllingsområdet, og går i all hovedsak i leire-/siltlaget. I beregningen ligger det til grunn hyllebredde 35 m i motfyllingene. I profil A er avstanden fra foten av ytterste motfylling til fyllingstoppen omtrent 105 m. Tidligere beregninger med smalere motfyllinger har medført for lav stabilitet i siste fyllingstrinn.

### Profil C:

I profil C oppnås god stabilitet (sikkerhetsfaktor mot grunnbrudd) i første fyllingstrinn (til kote -10). Minste beregnede sikkerhetsfaktor er 1,9, som er godt over minstekravet på 1,4. Se tegning V404. I andre fyllingstrinn (til kote -2,5) er stabiliteten også god, på grunn av betydelig styrkeøkning fra første trinn. Minste beregnede sikkerhetsfaktor er 2,1, se tegning V405. I tredje (siste) fyllingstrinn beregnes minste sikkerhetsfaktor lik 1,6, se tegning V406, det vil si et stykke over minimumskravet. Kritisk bruddflate er en langstrakt bruddflate under hele fyllingsområdet, og går i all hovedsak i leire-/siltlaget. I beregningen ligger det til grunn hyllebredde 35 m i motfyllingene. I profil C er avstanden fra foten av ytterste motfylling til fyllingstoppen omtrent 150 m. Tidligere beregninger med smalere motfyllinger (25 m hyller) har medført stabilitet like under minimumskravet i siste fyllingstrinn.

Vi har gjort en kontrollberegning av dette stabilitetsprofilen med elementmetodeprogrammet Plaxis 2D. Beregningen gir tilsvarende resultat.

### Profil D (lengst nord):

I profil D oppnås god stabilitet (sikkerhetsfaktor mot grunnbrudd) i første fyllingstrinn (til kote -10). Minste beregnede sikkerhetsfaktor er 1,8, som er godt over minstekravet på 1,4. Se tegning V407. I andre fyllingstrinn (til kote -2,5) er stabiliteten også god, på grunn av betydelig styrkeøkning fra første trinn. Minste

beregnete sikkerhetsfaktor er 1,9, se tegning V408. I tredje (siste) fyllingstrinn beregnes minste sikkerhetsfaktor lik 1,44, se tegning V409, det vil si like over minimumskravet. Kritisk bruddflate er en forholdsvis langstrakt bruddflate under ytre del av fyllingsområdet, og går i all hovedsak i leire-/siltlaget. I beregningen ligger det til grunn hyllebredde 25 m i motfyllingene. Det vil si at motfyllingens utstrekning kan være noe mindre i profil D enn i A og C. I profil D er avstanden fra foten av ytterste motfylling til fyllingstoppen omtrent 120 m.

## 5.6 Diskusjon av beregningsresultater, rekkefølger, mv

### Effekt av vertikaldren:

Vertikale dren bidrar til å fremskynde styrkeøkning og setninger. Dessuten vil vertikale dren gi en mer forutsigbar fremdrift, ettersom dreneringsveien i løsmassene (og dermed tiden) bestemmes i hovedsak av hvor tett vertikaldrenene settes. Dersom det ikke settes vertikaldren, vil tiden for styrkeøkning avhenge sterkt av om og hvor det er drenerende lag som kan ta unna utpresset vann. Grunnundersøkelsene gir kun delvis oversikt over dette. Undersøkelsene indikerer at det er sammenhengende lag av tette masser i flere meters tykkelse, og tykkelsen ser ut til å være særlig stor under foreslåtte motfyllinger. Det vil si at motfyllingene ikke vil få full effekt før etter lang tid (flere år) dersom det ikke installeres vertikaldren.

Foreslått utstrekning av vertikaldrenering vises i tegningene V401-409 og i Figur 10.

### Tidsaspektet og risiko i anleggsfasen:

Selv om det installeres vertikaldren gjennom de tette leire-/siltmassene, vil det være noe usikkerhet knyttet til hvor fort styrkeøkningen skjer. De 2 første fyllingstrinnene vil fylles ut fra flytende redskap (lekter e.l.) og det er dermed mindre konsekvenser for liv og helse dersom det skulle gå et skred under disse arbeidene, enn ved fylling med lastebil og gravemaskin fra landsiden.

Når fyllingstrinn 1 og 2 er utført, bør det settes av noen måneder til styrkeøkning før resterende fyllingsarbeider fra landsiden igangsettes. Når det er fylt til omtrent kote +0, vil man kunne gjøre nivelleringer/setningsmålinger over tid for å følge med på setningsutviklingen, og bruke disse dataene som indikator for konsolideringsprosessen/styrkeøkningen, før de siste meterne fylles ut.

Ved bruk av vertikaldren i rutenett med avstand 3 m mellom hvert dren, vil drenasjeveien være halve avstanden. Dette gir en estimert primærkonsolideringstid på cirka 3 måneder (for hvert fyllingstrinn), ut fra drenasjetall  $cv=10 \text{ m}^2/\text{år}$  som ødometerforsøk i leirelaget indikerer. Det vil si at ved å vente i størrelsesorden 3 måneder mellom hvert fyllingstrinn, og eventuelt noe mer før siste fyllingstrinn fra land, vil tilstrekkelig sikkerhet kunne oppnås.

### Setninger og setningshastighet:

Et grovt setningsestimater tilsier at oppfyllingen vil medføre 1 meter setning av underliggende grunn. Estimateret baserer seg på oppfylling fra omtrent kote -20 til +3 (der fyllingshøyden er størst) og løsmassestivhetsverdier fra ødometerforsøk og erfaringsverdier. Ved bruk av vertikaldren og trinnvis oppfylling vil betydelige deler av setningen påløpe underveis i oppfyllingsarbeidene. Det vil si at noen desimeter setning ventes å gjenstå ved ferdig fylling. Der fyllingstykkelsen er mindre, vil også setningene bli mindre.

En eventuell tilleggslast på  $50 \text{ kN/m}^2$  over et stort areal på fyllingen estimeres å medføre 10-20 cm tilleggssetning. En såpass stor last tilsvarer 2,5 m høy steinfylling eller 4-5 etasjers bygg og vil av stabilitetsmessige grunner neppe være tilrådelig (i hvert fall ikke før etter mange år).

### Alternativer til vertikaldrenering og motfyllinger:

Alternativ med å mudre bort svake masser før utfylling er vurdert, men er ikke aktuelt av følgende grunner:

- Mudring vil i noen grad kunne svekke stabiliteten av marbakken, og denne stabiliteten er ikke god nok til å tillate en forverring etter dagens standarder.
- Mudring vil ikke være gjennomførbart med konvensjonelt graveutstyr, ettersom sjødybden er cirka 20 m og massene ligger inntil 10 m dypt. Vanlig utstyr har ikke rekkevidde i nærheten av disse 30 m.

#### Behov for utstrekning av motfyllingene:

Jo større utstrekning og volum av motfyllinger, desto raskere kan det fylles opp. Større motfyllinger gir rom for noe større last på fyllingsområdet. Foreslåtte motfyllinger er det vi mener vil være et fornuftig kompromiss mellom kostnad til motfyllinger og anvendbarhet og fremdrift av fylling. I reguleringen legges det opp til noe margin på utstrekningen, for å ha rom for små justeringer ifbm detaljprosjektering.

For å ha litt margin i forhold til beregningsresultatene, bør det legges til grunn minst 120 m horisontal avstand til fyllingsutslag og motfyllinger ved profil A, minst 160 m ved profil C og minst 130 m ved profil D. Det kan interpoleres mellom disse. Inn mot land i sydenden vil utstrekningsbehovet avta omtrent proporsjonalt med fyllingshøyden. Dersom det legges til grunn større avstander, vil man få noe mer rom for justeringer av motfyllingsgeometrien ved detaljprosjektering av utfyllingen.

#### Høyde av motfyllingstrinn i forhold til tilflått / eventuell fremtidig kai:

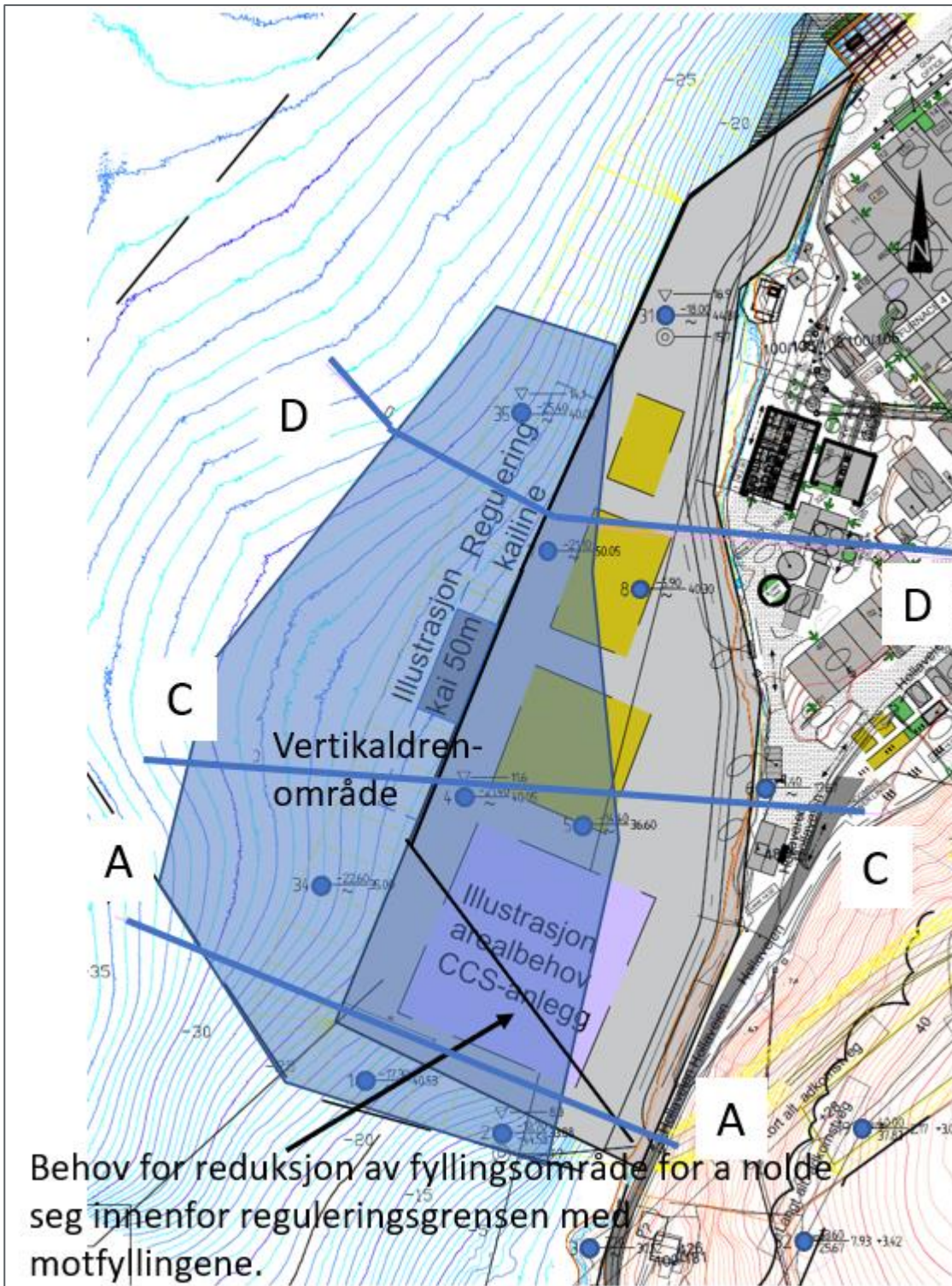
Motfylling er foreslått til kote -10. Dette kan være i veien for fremtidig tilflått med dyptgående båter. Ved detaljprosjektering av fyllingen kan det vurderes mindre justeringer i motfyllingsgeometrien slik at motfyllingene ikke hindrer fremtidige kaianlegg. Justeringer i størrelsesorden 2-3 meter ventes å være mulige, f eks ved å kompensere med å øke bredden av øvre motfyllingstrinn.

#### Fundamentering av bygg på fylling:

Bygg på fyllingsarealene vil gi tilleggsvekt og dermed redusere stabiliteten noe. Tunge bygg eller masselagring må derfor unngås. Teoretisk kan man se for seg at man pelefunderer tunge bygg og dermed unngår å belaste fyllingen og underliggende svakt lag. Pelefundering fremstår praktisk vanskelig av følgende grunner:

- Det vil være behov for lange peler for å nå ned gjennom fylling og svake lag til faste løsmasselag eller fjell.
- Steinfyllingen kan være vanskelig gjennomtrengelig.
- Fyllingen kan over tid sette seg ytterligere og gi differansesetning mellom pelefundererte bygg/konstruksjoner og fylling/terreng for øvrig. Fyllingen bør få tid til å sette seg mest mulig før bygg etableres.

Ved direktefundamentering kan man eventuelt bytte ut noe av steinmassene under byggenes fotavtrykk med lette fyllmasser for å kompensere for deler av tilleggsvekten. En moderat forbelastning tilsvarende byggenes vekt kan også vurderes for å gjøre unna setninger før bebygging.



Figur 10: Grunnundersøkelsespunktene sett i forhold til foreslått maksimalutstrekning av fylling og område med behov for vertikaldrenering og motfyllinger (omtrentlig). Beregningsnitt A, C og D inntegnet.

## 6 Stabilitet ifbm mudring og utvidelse av kai

Reguleringen vil legge til rette for at mer dyptgående skip kan komme til kaia på området. Dette kan skje ved å forlenge kaien ut til dypere vann, eller ved mudring, eller en kombinasjon.

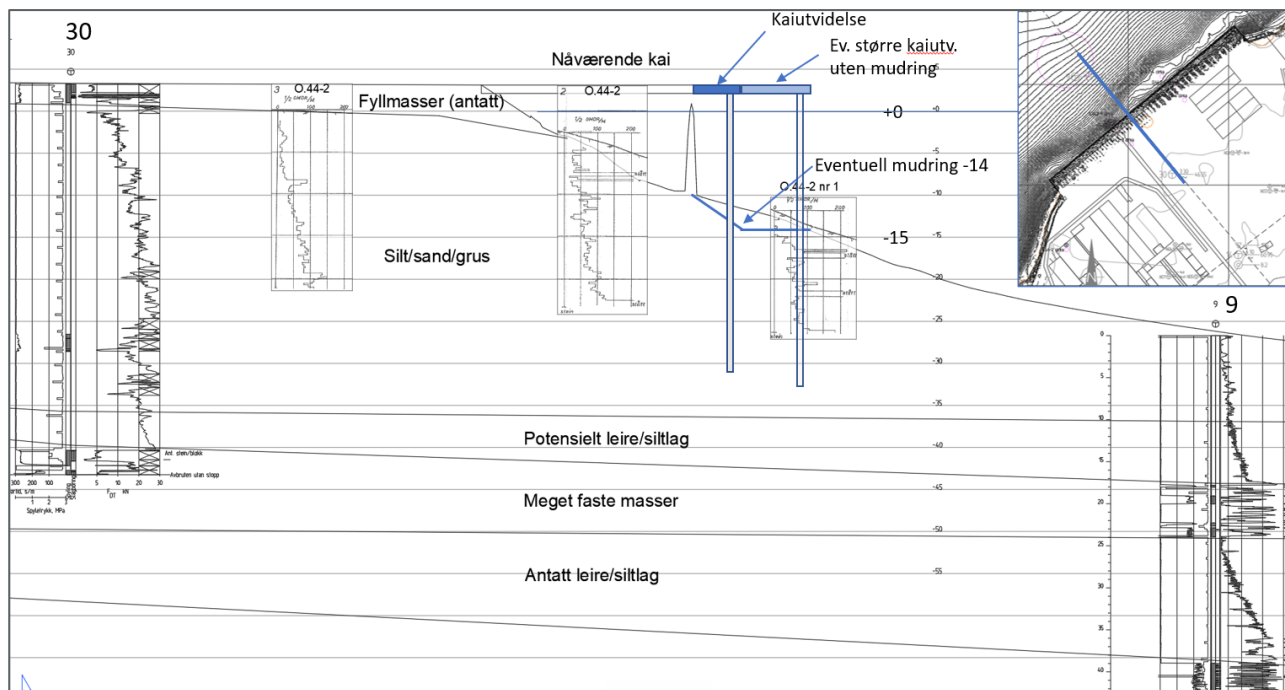
Grunnundersøkelsene i sjøområdet utenfor kaia viser noenlunde samme grunnforhold som på land innenfor kaia. Massene i marbakken er drenerende masser bestående i hovedsak av sand (noe silt og grus). I ytterste sonderingspunkter i sjøen utenfor planlagt kaiutvidelse er det tegn til mer finkornige masser fra cirka 10 m dybde. Det samme gjelder i stor dybde (> 25 m) i sonderingspunktene nær kaien. Se snitt av grunnforholdene i Figur 11.

Ettersom det i hovedsak er funnet drenerende masser (frikksjonsmasser) med økende styrke mot dybden, vil det være mulig å fundamenterer kaiutvidelse på friksjonspeler. Dersom det skulle bli behov for såpass lange peler at disse når leire-/siltlag (omtrent på kote -35), kan det bli nødvendig å øke lengden ytterligere for å nå neste faste lag.

Mudring for å oppnå tilstrekkelig sjødybde vil redusere stabiliteten av arealene bak eksisterende kai, og kan være utfordrende mtp stabiliteten av eksisterende plastringstein ved fyllingskanten (under kaia). Dette må eventuelt geoteknisk detaljprosjekteres. Ønsket sjødybde vil være omtrent 12 m på lavvann, dvs. omtrentlig kote -14 (NN2000).

En overslagsberegning indikerer at det ikke er margin for vesentlig mudring uten at dette går utover bæreevnen for last bak kai. Fra geoteknisk ståsted anbefaler vi at man i hovedsak utvider kaiarealet for å oppnå tilstrekkelig dybde heller enn å mudre store volum. En pelefundamentert kaiutvidelse vil i svært liten grad gi negative påvirkninger på stabiliteten av løsmassene, og er slik sett det sikre alternativet. Mudring vil være uproblematisk mtp områdestabilitet, men kan gi lokale stabilitetsutfordringer og/eller lastbegrensninger på arealet bak kaien. Mudring og/eller kaifundamentering må eventuelt detaljprosjekteres før utførelse.

Vi foreslår at det settes av areal utenfor kaiområdet til eventuell motfylling for å kompensere for eventuelt mudringsbehov, samt for å kunne øke belastningen (lagring) bak kaia innenfor dagens stabilitetskrav. Dette fordi det i praksis vil være vanskelig å finne en kailøsning som ikke trenger mudring i det hele tatt. Dessuten vil en motfylling gi muligheter for mer effektiv utnyttelse av arealet umiddelbart bak kaien. Motfylling kan være aktuelt ned til der sjøbunnen slaker ut, omtrent i høyre kant av Figur 11. Det vil eventuelt være snakk om relativt langstrakt, men tynn, motfylling, som vil henge naturlig sammen med motfyllinger for sjøfylling i sydvest.



Figur 11: Snitt av grunnforhold ved kai og mulig utbygging.

## 7 Utgravning ved Kolhaugen, samt atkomstvei

Deler av området ved Kolhaugen var tidligere jordbruksområder, men er nå gjengrodd. Dette arealet er merket blått i Figur 12. Utstrekningen / geometrien av tidligere jordbruksområde tyder på at kun deler av området egnet seg til jordbruk. Helt i nord er det nå så bratt at dette må ha blitt utgravd i forbindelse med industrianlegget (brattere enn nyttbart jordbruksareal).



Figur 12: Utstrekning av jordbruksareal fra flyfoto 1962, sammenholdt med kartet i 2022.

Geotekniske grunnundersøkelser ble utført i månedsskiftet november – desember 2022. Vi utførte totalsonderinger for å kartlegge løsmassenes relative fasthet samt dybde til fjelloverflaten.

Grunnundersøkelsene har vist stor dybde til fjell lengst nord på Kolhaugen, mens det er fjell i dagen eller grunt til fjell nærmere kraftledningsmastene. Borpunktene indikerer at fjelloverflaten er noe ujevn og at det kan være nedsenkninger i fjelloverflaten med noen meters dybde. En figur med oversikt over løsmassetykkelse er vist i Figur 13.

Løsmassene i Kolhaugen-området er generelt faste, med unntak av massene i punkt 33 lengst syd.

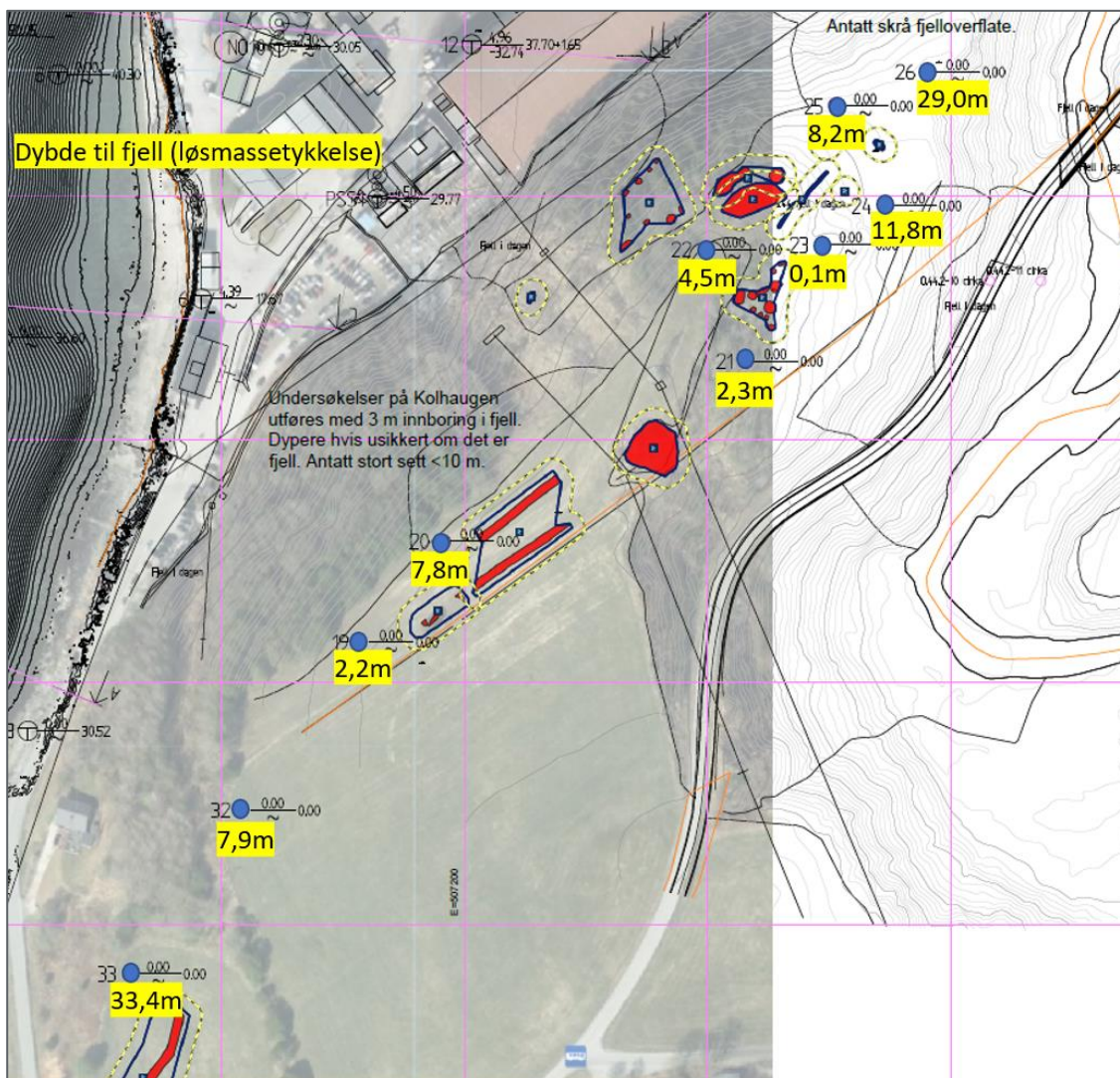
Laboratorieresultater viser at løsmassene ved borpunkt 20 (atkomstvei) klassifiseres som vekselvis siltig sand og sandig, siltig leire. Ved borpunkt 25 nordøst på Kolhaugen klassifiseres de øvre 5 m som siltig sand, i noen dybder også innslag av leir. Prøvetakningen viser ikke tydelig overgang mot de fastere løsmassene. Ved borpunkt 33 lengst syd er det påtruffet siltig sand og sand de øvre 4 m, og blandingsmasse av silt, leir og sand i 4-5 m dybde.

Det er ikke påtruffet ren leire på Kolhaugen og områdeskred (kvikkleireskred) kan utelukkes i dette området. Kolhaugen utgjør et høydepunkt (kolle) i terrenget og kan ikke rammes av skred fra overliggende terreng.

Det er ikke satt ned grunnvannstandsmålere, men vannstand i sonderingspunktene og prøvetakningspunktene ble målt etter sondering og prøvetakning. Målingene gir en indikasjon på grunnvannstanden på aktuelt tidspunkt. Målingene ble utført etter noen nedbørsfattige uker. Resultatene er vist tabellarisk i datarapport og antyder grunnvannstand cirka 1-3 m under terreng. Vi venter at



grunnvannstanden vil variere med årstid/nedbør. Imidlertid mener vi at eventuell høy grunnvannstand (som er ugunstig blant annet ifbm løsmasseskjæringer for tilførselsvei) vil være håndterbar med avskjærende grøfter og evt plastring med steinmasser. Det er ingen bygninger/konstruksjoner i nærheten som vil påvirkes av en lokal grunnvannssenkning ifbm løsmasseskjæringer.



Figur 13: Løsmassetykkelse i undersøkelsespunkt (blå).

## 7.1 Råvarelager (utgravning og utspregning) nordøst for kraftlinjer

Geoteknisk sett anser vi det mulig å bygge råvarelager (for lagring av kvartsholdige steinmasser) nordøst for kraftledningene, slik reguleringen skisserer. Størrelsen må imidlertid tilpasses faktisk fjellforløp. Mot kraftledningene (sydvest) vil det stedvis være et løsmassedekke i størrelsesorden 2-5 m tykt (borpunkt 21 og 22), men kan lokalt være større eller mindre. Det bør settes av plass mellom bygg (råvarelager) og kraftledninger slik at antatt løsmassefundamenterte kraftledningsmaster ikke undergraves eller mister bæreevne. 10-20 m horisontalavstand anses hensiktsmessig i så måte, blant annet for å ta høyde for gjenstående usikkerhet i fjelloverflatens beliggenhet. Det vil være gunstig om kraftledningene kan flyttes noe

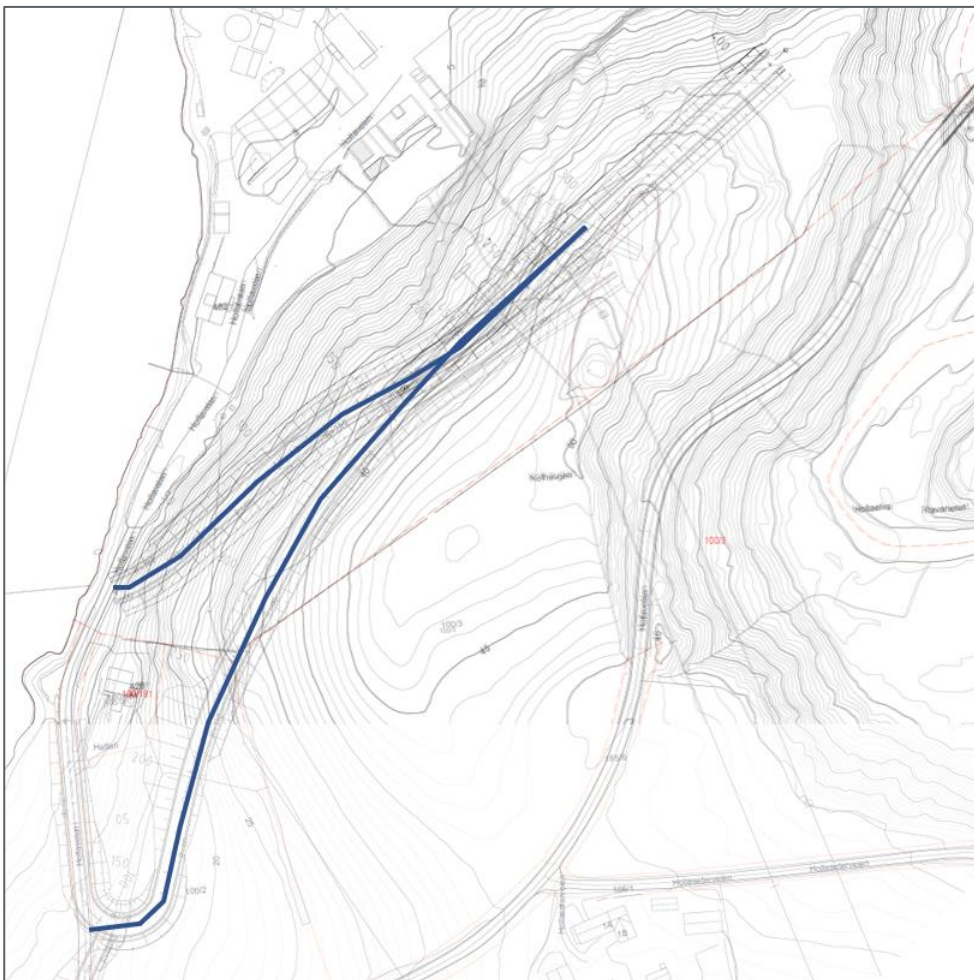
lenger sydvest, da dette gir plass til større fjelluttak i området like nordøst for kraftledningene, der fjellet ligger nær terrengoverflaten.

## 7.2 Atkomstvei sydvest

Det planlegges en atkomstvei til Kolhaugen-området. Det er vurdert 2 alternativ til atkomstvei fra sydvest. Begge alternativene tar utgangspunkt i dagens atkomstvei til industriområdet. Det ene alternativet er i linje omtrent gjennom borpunktene 33, 32, 19 og 20 (se Figur 13), delvis på dyrket mark (sydlige alternativ). Det andre alternativet er en kortere vei delvis i fjellskjæring i det bratte terrenget nærmere sjøen (nordlige alternativ). Se oversikt i Figur 14.

Geoteknisk sett ser vi begge alternativene som gjennomførbare. Vi ser imidlertid fordeler med det korte veialternativet i bratt terreng (nordlige), ettersom denne traseen vil gå utelukkende i område med liten løsmassetykkelse og faste masser.

For løsmasseskjæringer bør det legges til grunn en helning 1:2 med tanke på arealbehov. Senere detaljprosjektering ventes å gi rom for noe oppstramming av skråningshelningene og helning 1:1,5 – 1:2 anses realistisk.



Figur 14: Skisserte traséalternativer for atkomstvei (blå).

### 7.3 Anleggsvei Kolhaugen nordøst

Det planlegges en bi-atkomst fra Hollaveien like vest for Hollaelva og nordover til østsiden av nåværende industriområde, se Figur 15. I dette området på nordøstsiden av Kolhaugen er det bratt terreng, med helning cirka 1:1,8 (noe varierende) og total høydeforskjell cirka 30 m.

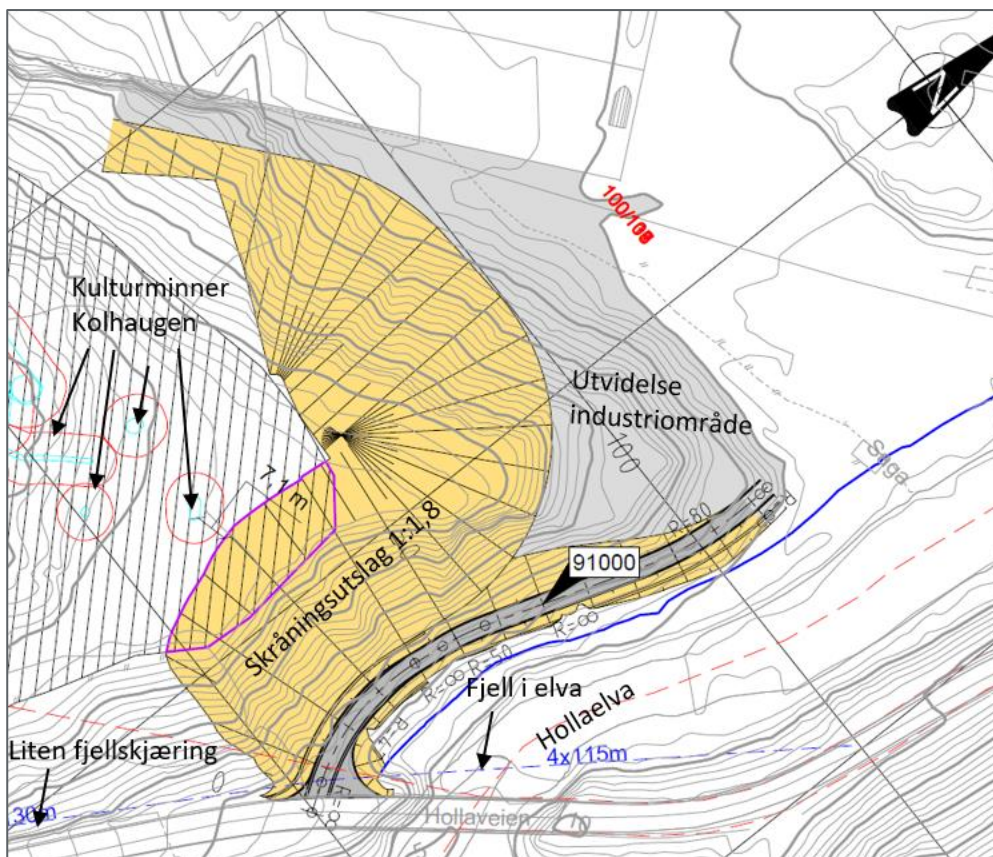
Grunnundersøkelsene på Kolhaugen viser faste løsmasser over fjell. Fjelloverflaten har bratt helning ned mot nordøst slik at løsmassetykkelsen er opp mot cirka 20-30 m lengst nordøst på Kolhaugen. Det er stedvis fjell i dagen på bunn av Hollaelva og i skjæring langs Hollaveien litt lenger sydvest. Prøvetakning av løsmassene viser blandede og tett pakke masse av leire, silt, sand og grus. Massene er høyst sannsynlig del av moreneavsetning som også ventes å inneholde mye stein. Grunnvannstanden ventes stort sett å være 1-3 m under terreng, antakelig noe lavere mot kantene av Kolhaugen-platået.

Planlagt vei må ligge som en hylle i skråningen, det vil si at øvre del av skråningen må graves vekk og tilnærmet parallellforskyves. Ved å lage cirka 1,5-2 m dype drenggrøfter (pukkfylte grøfter med jevne mellomrom) i skjæringen og ha helning 1:1,8, er beregningsmessig sikkerhetsfaktor mot stabilitetsbrudd i skråningen lik minstekravet på 1,25. En helning 1:1,7 gir tilsvarende sikkerhet akkurat under minstekravet. I anleggsfasen for eventuell støttemur (f eks. natursteinsmur) kreves i utgangspunktet samme sikkerhetsfaktor som for brukssituasjonen for anleggsveien.

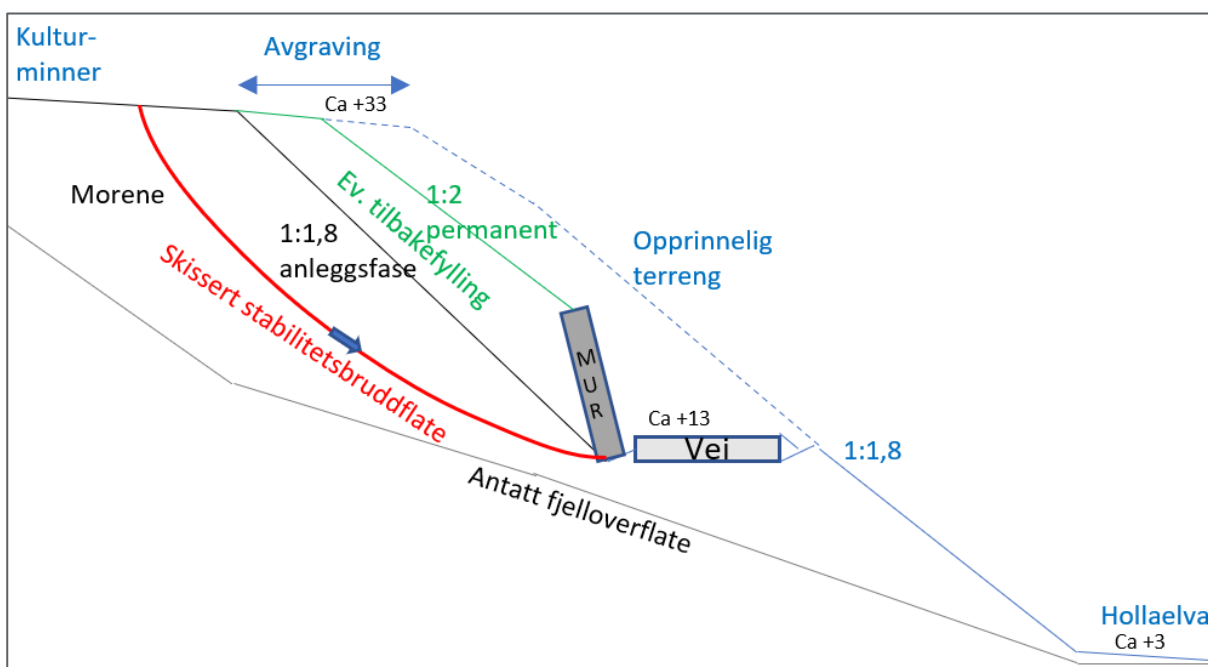
Følgelig er det nødvendig med helning 1:1,8 (eller slakere) for å sikre tilstrekkelig stabilitet av skråningen. Det vil være mulig å tilbakeføre noe areal ved å etablere en støttemur langs anleggsveien og tilbakefylle med drenerende masser og eventuelt et tynt vekstlag på toppen. Se Figur 16.

Løsmassene ventes å være steinholdige, slik at et alternativ med spunting for å spare skråningsutslag sannsynligvis ikke er gjennomførbart. Dessuten kan det være at fjelloverflaten stedvis nåes i nedre del av skjæringen. Det har imidlertid ikke vært mulig å komme til for å gjøre grunnundersøkelser i det bratteste partiet, og det er derfor noe gjenværende usikkerhet i fjellforløpet. Dette kan i noen grad påvirke skråningsutslaget, men anses ikke å påvirke gjennomførbarheten.

Det legges til grunn at veien etableres med noen få meters horisontal avstand til den nedre delen av skråningen (skråningen ned mot elva). Dette gir tilstrekkelig nedstrøms stabilitet i skråningen. Veien må detaljprosjekteres før bygging.



Figur 15: Planutsnitt anleggsvei Kolhaugen nordøst. Skråningsutslag 1:1,8 vist i gult.



Figur 16: Prinsippnitt for anleggsvei Kolhaugen nordøst.

## 8 Fundamentering og nye bygg (nåværende industriområde)

### Grunnforholdene og lagdeling:

Geotekniske grunnundersøkelser utført i forbindelse med tidligere utbygging, samt suppleringer utført i forbindelse med reguleringsplanen, viser jevnt gode grunnforhold på nåværende industriområde, inkludert området mot nordøst som tidligere er oppfylt fra opprinnelig elvedelta.

Løsmassene på området består i hovedsak av fast sand og silt, med noe grus. Ved tidligere grunnundersøkelser for smelteovn 8 ble det i cirka 40-50 m dybde i punkt NO4 påtruffet et finstoffholdig lag (siltig leire), som ikke utgjør noen skredrisiko. Dette laget ser vi igjen i tilsvarende dybde blant annet i borpunkt 15 lenger nordøst. Se skissert snitt i Figur 17.

I stor dybde påtreffes meget faste masser, antakelig morenemasser. Ved borpunkt 14 (nær skissert smelteovn nr 9) er overgangen til meget faste masser omtrent på 35 m dybde (kote -31). Imidlertid er det antydning til mindre fasthet mellom 53 og 57 m dybde, selv om massene over og under gir stor bormotstand.

Nærmere Kolhaugen ligger morenen noe grunnere, og ut mot sjøkanten er overgangen dypereliggende og stedvis ikke påtruffet.

### Pelefundering:

Tunge og setningssensitive bygg kan måtte pelefunderes på friksjonspeler, primært av hensyn til setninger. Smelteovn 8 er pelefundamentert (rammede stålrørspeler), blant annet ut fra erfaring med setninger på tidligere direktefundamenterte smelteovner. Det vil være naturlig å hente erfaring fra ovn 8 ved fundamentering av ovn 9 og tilsvarende konstruksjoner. Ramming av peler vil medføre noe rystelser, og ved forprosjektering/detaljprosjektering må det vurderes om ramming nær eksisterende bygg/konstruksjoner kan tillates, evt om det er behov for kompensierende tiltak. Borede peler kan eventuelt vurderes som alternativ, men vil generelt ha mindre friksjonskapasitet per meter pel og er en mindre utprøvd metode ved store belastninger/dimensjoner.

### Direktefundamentering / masseutskiftning, og setninger:

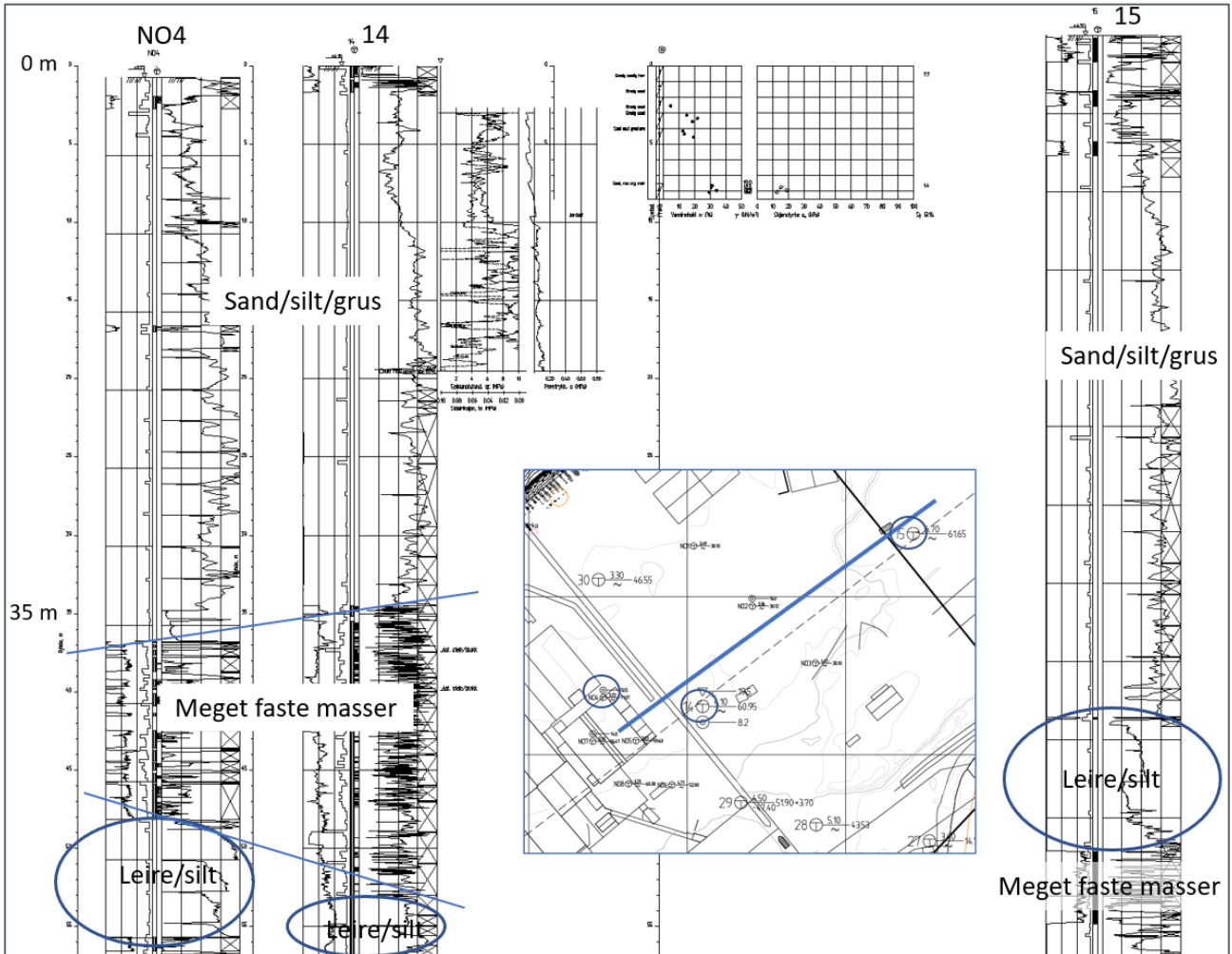
For bygg med «normal» tyngde og setningssensitivitet vil bæreevne være god på de stedlige massene, og forbedres ved masseutskiftning av de øvre 1-3 m til sprengte/knuste steinmasser eller andre tilsvarende bæredyktige masser. Det ventes moderate setninger i og med at oppfyllingen fra opprinnelig nivå (elvedelta) har ligget lenge og vil være ferdig satt. Kun tilført bygningslast og eventuell videre oppfylling vil gi setninger, og da i et beskjedent omfang. I og med at massene i hovedsak er silt og grovere, vil setninger påløpe relativt hurtig, dvs at betydelig andel av setningene vil være unnagjort ila byggeperioden.

Stedvis er det påtruffet humusholdige masser / torvlommer ved prøvetakning. Dette kan medføre skjevsetninger. I forbindelse med detaljprosjektering må det vurderes om det er behov for nærmere kartlegging av humusholdige masser.

### Kantsoner:

Sjøbunnen er relativt bratt utenfor kantene av området (cirka 1:2 på det bratteste), og det anbefales generelt at bygg ikke etableres svært nær kanten, der stabiliteten kan være dårligere. Tidligere beregninger har allikevel vist tilstrekkelig bæreevne for sjøpumpestasjoner helt i sjøkanten (blant annet Ref. 2). Det kan være hensiktsmessig å definere en generell byggegrense cirka 10 m fra kanten av fyllingen, men dette bør ikke defineres som en absolutt grense. Nødvendig avstand for aktuelle bygg må vurderes for hvert enkelt bygg og vil være svært avhengig av byggenes vekt og fundamenteringsmetode. Bygg med «normal tyngde» (mindre

enn 30-40 kN per m<sup>2</sup> flateareal) vil i de fleste tilfeller kunne bygges 10 m fra kanten av området uten spesielle tiltak.



Figur 17: Bormotstandskurver med kommentarer, skissert snitt fra ovn 8 mot nordøst.

## 9 Konklusjon

- Reguleringsområdet er ikke utsatt for områdeskred (kvikkleireskred), og foreslåtte tiltak på reguleringsområdet vil ikke kunne utløse områdeskred.
- Planlagt sjøfylling er gjennomførbar, men det vil være behov for omfattende tiltak, for eksempel å installere vertikaldren, legge ut motfyllinger og fylle trinnvis med noe tid (noen måneder) mellom hvert fyllingstrinn, for å oppnå tilstrekkelig stabilitet. Andre kombinasjoner av tiltak kan tenkes å være egnet, og bør vurderes ved detaljprosjektering/byggesak. Sjøfyllingsområdet vil ikke tåle store belastninger (slik som masselagring i mange meters høyde) og det vil oppstå en del setninger som følge av at bløte masser under fyllingen belastes. Det må settes av cirka 120-160 m bred sone til fyllingsutslag og motfyllinger der sjødybden er størst, og avtakende inn mot land. Sjøfyllingen vil forbedre stabiliteten av det bakenforliggende området som nå er nær sjøkanten, deriblant atkomstveien til industrianlegget.
- Området nordøst for kraftledningene på Kolhaugen består av faste løsmasser over fjell. Stedvis er det kort til fjell, mens fjellet stuper i nordøstre ende. Det anses mulig å etablere kjørevei ved delvis sprengning og løsmasseskjæring til dette området.
- Nåværende landarealer som tidligere var elvedelta (nordøst for eksisterende industribebyggelse) består hovedsakelig av middels faste og faste løsmasser, og er sammen med Kolhaugen-området det relativt sett beste område med tanke på fundamentering av tunge konstruksjoner/bygg og masselagring.
- Ved eksisterende kai og planlagt kaiutvidelse er det faste masser de øverste meterne. Det er mer finkornige og mindre faste lag i dybden. Kaiutvidelse anses gjennomførbar. Eventuell mudring må vurderes mtp svekkelse av stabilitet bak kai. Det foreslås avsatt areal til eventuell motfylling for å øke stabiliteten ifbm kaiutvidelse.

## 10 Referanser

Ref. 1: Ground investigation report - Capacity expansion Holla metall, dokumentnr 5156106-RIG01, utarbeidet av Norconsult, datert 2015-11-24

Ref. 2: Holla Sea Water Station - Geotechnical data and considerations report, dokumentnummer 5173660-RIG01, utarbeidet av Norconsult, datert 2017-08-11

Ref. 3: Holla Power Sub Station - Geotechnical data and considerations report, dokumentnummer 5173660-RIG02, utarbeidet av Norconsult, datert 2017-08-11

Ref. 4: Reguleringsplan Holla – geotekniske grunnundersøkelser – datarapport, dokumentnummer 52203733-RIG-02, utarbeidet av Norconsult, datert 2023-01-04

Ref. 5: Skredfarevurdering, Hollaveien 482, dokumentnummer 52203733-RIG-04, utarbeidet av Norconsult, datert 2023-01-13.

Ref. 6: Lov om planlegging og byggesaksbehandling (PBL), tilgjengelig fra <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>

Ref. 7: Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK17), tilgjengelig fra <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840>

Ref. 8: Forskrift om byggesak (SAK10), tilgjengelig fra <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840>

Ref. 9: NS-EN 1990:2002+ A1:2005 + NA:2016: Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Ref. 10: NS-EN 1997-1: 2004+A1:2013+NA:2020: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler

Ref. 11: 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. 12: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, «Geoteknikk i vegbygging (Håndbok V220)», 2022