

Lufthavn: Ny lufthavn Bodø						
Prosjektittel: Forprosjekt NLBO						
Tittel: Geoteknisk rapport						

FE07	30.10.20	For implementering	VIKREN/ GUNHEN	ESPKAR	SAK
FE06	27.04.20	For bruk i forprosjekt	VIKREN/ GUNHEN	ESPKAR	SAK
FA05	19.03.20	Tverrfaglig kontroll	ESKAR/ VIKREN	GUNHEN	SAK
SE04	19.06.19	For implementering	ESPKAR	VIKREN	SAK
SB03	08.02.19	For kommentar	OE/ESPKAR	GUNHEN	SAK
SA02	31.01.19	Tverrfaglig kontroll	OE/ESPKAR	GUNHEN	SAK
SA01	30.01.30	Intern utgave	OE/ESPKAR	GUNHEN	SAK
Revisjon	Dato	Tekst	Laget	Kontrollert	Godkjent

Logo: Norconsult			Etg. 000	System 000	Antall sider: Side 1 av 40	
Prosjektnr. 10001444	Kontraktsnr. 187075	Lufthavn/invnr. BO000	Fag: G1	Dokumenttype: RA	Løpenummer: 0002	Revisjon: FE07

Innholdsfortegnelse

1	Sammendrag	4
2	Innledning.....	6
3	Grunnforhold og utførte grunnundersøkelser	7
3.1	Befaring.....	7
3.2	NGU og Skrednett.....	7
3.2.1	Løsmassekart NGU.....	7
3.2.2	Skrednett.....	7
3.3	Historiske flyfoto	8
3.4	Insar radarmåling	9
3.5	Innsamlede data fra tidligere undersøkelser.....	10
3.6	Utførte grunnundersøkelser for prosjektet.....	10
3.7	Grunnforhold	11
4	Prosjekteringsforutsetninger.....	12
4.1	Innledning	12
4.2	Grunnforhold	12
4.2.1	Innledning.....	12
4.2.2	På land.....	12
4.2.3	Sjøsiden mot vest.....	12
4.2.4	Sjøsiden mot øst og sør	12
4.3	Styrende dokumenter.....	13
4.4	Klassifisering.....	13
4.4.1	Geoteknisk kategori.....	13
4.4.2	Konsekvens og pålitelighetsklasse	13
4.4.3	Krav til kvalitetssystem og prosjekteringskontroll	13
4.4.4	Fastsettelse av tiltaksklasse jfr. PBL.....	14
4.5	Partialkoeffisienter for jordparametere og påvirkning.....	14
4.6	Områdestabilitet	14
4.7	Dimensjonering for seismisk påvirkning.....	15
5	Tiltak for landareal	16
5.1	Innledning	16
5.2	Fylling og fundamentering av banesystemet	16
5.3	Fundamentering av bygg og konstruksjoner	17
5.3.1	Innledning.....	17
5.3.2	Gravesikring.....	18
5.4	Skjæringer og fyllinger	19

6	Behov for masseutskiftning i vest	21
6.1	Innledning	21
6.2	Avfall og grunnforhold i fyllinger	21
6.3	Nødvendig masseutskiftning.....	23
6.3.1	Innledning.....	23
6.3.2	Områder i vest.....	23
6.3.3	Resterende områder	23
6.4	Sammendrag og foreløpige konklusjoner for masseutskiftning i vest.....	24
7	Stabilitet og setninger – sjøfylling vest	25
7.1	Innledning	25
7.2	Terreng og grunnforhold	25
7.3	Grunnens materialegenskaper	26
7.3.1	Innledning.....	26
7.3.2	Tolkede geotekniske parametere	26
7.4	Stabilitet.....	27
7.5	Fylling mot nord	27
7.6	Fyllingsfront mot sør.....	28
7.7	Setninger for sjøfylling i vest	28
7.8	Anleggsteknikk for sjøfylling i vest.....	28
8	Stabilitet og setninger – sjøfylling øst	29
8.1	Innledning	29
8.2	Terreng og grunnforhold	29
8.3	Grunnens materialegenskaper	30
8.3.1	Innledning.....	30
8.3.2	Tolkning av ødometer- og treksialforsøk.....	31
8.3.3	Geotekniske styrkeparametere.....	32
8.3.4	Geotekniske stivhetsparametere	33
8.4	Stabilitet- og setningsberegninger.....	33
8.4.1	Innledning.....	33
8.4.2	Beregnet profil.....	34
8.4.3	Stabilitet	35
8.4.4	Setninger.....	36
8.5	Anleggsteknikk for sjøfylling i øst	37
9	Innflygningslys	38
10	Videre arbeider.....	39
11	Referanser	40

1 SAMMENDRAG

Omfang

Foreliggende rapport gir en beskrivelse av grunnforhold og overordnede geotekniske vurderinger som er gjort i forprosjekt for Ny lufthavn Bodø (NLBO). Tekst og figurer er tilpasset anbefalt alternativ 1E (1E-SP3-R3). Det er dette alternativet som totalt sett gir minst fyllinger i sjø. Andre alternativer er også vurdert og omtalt i eget notat *10001444-187075-BO000-C1-NO-0116 Plassering av rullebane*.

Det er utført grunnundersøkelser konkret for prosjektet, både boringer og refraksjons-seismiske undersøkelser. Informasjonen om grunnforhold er også hentet fra undersøkelser utført for andre prosjekter i området og fra offentlig tilgjengelig informasjon.

Rapporten, slik den foreligger, er ikke forutsatt benyttet som del av konkurransegrunnlag for utførelseskontrakter eller totalentrepriser.

Grunnforhold

Inne på land preges området av øst-vestgående høydedrag med små dybder til berg. Mellom høydedragene består øvre lag av løsmassene av sand og grus over fast moreneleire. I flere områder er de opprinnelige løsmassene dekket av fyllmasser. Dybder til berg varierer mellom 1 meter til drøyt 20 meter i borpunktene.

På sjøsiden mot vest er det en del oppstikkende holmer og skjær. Der det er løsmasser av betydning, er det et lag med skjellsand og siltig leire over fast moreneleire. Det øvre laget har tykkelse varierende mellom 1 - 4 meter, og dybder til berg varierer mellom tilnærmet bart berg og drøyt 10 meter.

Sjøområdet i øst preges av et relativt grunt område med oppstikkende holmer og skjær nærmest land. Videre sørover skråner sjøbunnen mot sør ned til store dybder. Løsmassene består generelt av sand som dekker bløt leire av varierende mektighet. De utførte totalsonderingene viser løsmassemektigheter varierende mellom 0 og opp mot 20 meter. Størst registrert leirmektighet er ca. 7 meter i et søkk i skråningen ned mot fjordbunn. Leiren er klassifisert som mulig sprøbruddsmateriale i deler av området, som utløser krav om utredning av områdestabilitet. Utredningen er presentert i eget notat, *10001444-187075-BO000-G1-NO-0111 Områdestabilitet i sjø – østre del*.

Klassifisering

Prosjektet plasseres i konsekvensklasse og pålitelighetsklasse 3. Tiltaksklasse i henhold til Plan- og Bygningsloven er satt til klasse 3. Dette setter krav om utvidet og uavhengig kontroll.

Landareal og konstruksjoner på land

Under rullebaner og andre flybevegelsesområder forutsettes det å fjerne fyllinger dersom de inneholder avfall som kan gi setninger, før man etablerer kvalitetsfyllinger av friksjonsmasser. For arealer med naturlig avsatte masser antas det å kunne fylles opp på disse, uten at det er behov for spesielle tiltak. Stedlig berg har ikke tilstrekkelig kvalitet for overbygning. Denne steinen må hentes eksternt.

Der det ikke stilles krav til setninger, som grøntarealer, sikkerhetssoner og lignende, er det vurdert ikke å være nødvendig med fjerning av gamle fyllinger. Dette forutsetter at de ikke representerer en miljørisiko.

Det er tilstrebet løsninger der de uttatte massene i størst mulig grad utnyttes lokalt, slik at behov for transport blir minst mulig og man oppnår en best mulig massebalanse.

Under rullebaner og andre flybevegelsesområder forutsettes det benyttet sprengstein eller velgraderte friksjonsmasser. Under arealer som skal benyttes til instrumentflater og alle uplanerte områder kan i prinsippet alle typer masser benyttes. Unntakt er forurensede masser som er sortert bort, vegetasjonsdekke og masser med humusinnhold over det som kan aksepters.

Fundamentering av bygg og andre konstruksjoner på landsiden er ikke vurdert i detalj. En del av fundamentene vil bli stående rett på berg. Foreløpige vurdering har konkludert med at løsmassene generelt egner seg for direktefundamentering. Store konsentrerte laster bør føres til berg. Der det er løsmasser i fundamentnivå, er løsninger med pilarer eller peler aktuelle, avhengig av dybde til berg.

Byggegrøper og grøfter forventes i all hovedsak å kunne utføres uten spesielle sikringstiltak ut over utslaking av graveskråninger og pumping av grunnvann der gravenivået skal ned under grunnvannstanden. Avstivning med spunt kan bli aktuelt dersom det ikke blir plass til graveskråninger.

Sjøareal i vest

Sjøfyllinger i vest kan etableres uten at eksisterende løsmasser på sjøbunnen mudres vekk før utfylling. Totale setninger forventes å bli mellom 30 cm og 45 cm. Den største delen av disse forventes å være unnagjort i løpet av ett år etter at fyllingene er lagt ut. For sjøfyllinger generelt anbefales det at fyllingene legges ut så tidlig som mulig, slik at setninger blir unnagjort før overbygning for banesystemer blir lagt ut.

Sjøareal i øst

For å oppnå tilfredsstillende geoteknisk stabilitet er det er vurdert å være nødvendig å mudre en 10 meter bred renne ned til faste masser under hele østre fyllingsfront. Dette vil også avskjære fyllingen fra en identifisert faresone i sprøbruddmateriale.

Det er forutsatt 1 meter overhøyde på fyllingene. Dette er for å påskynde setningsforløpet og kompensere for de setningene som oppstår før ferdigstilling av rullebanen. Beregninger viser at det aller meste av setningene vil gjøres unna i løpet av det første året etter at fyllingene er lagt ut. Setningene estimert til i størrelsesorden 30 - 40 cm.

Noen av pelene for innflygningslys kommer innenfor kartlagt faresone for sprøbruddmateriale. Rundt disse pelene er det forutsatt mudring og tilbakefylling med sprengstein for å skjære av disse fra faresonen.

Status supplerende grunnundersøkelser

Supplerende grunnundersøkelser ble utført sommer/høst 2020. Resultater fra disse er hensyntatt i revidert vurdering av områdestabilitet i sjø, for fundamentering av bygninger og utarbeidelse av grunnlagsmodell for grunnforhold. For andre problemstillinger vil resultatene hensyntas i detaljprosjekteringen. Undersøkelsene har ikke avdekket forhold som endrer på prinsippene for løsninger eller grunnlag for kostnadsoverslag.

For detaljfasen er det planlagt prøvegravinger for å få mer informasjon om løsmassene inne på land.

Behov for suppleringer ut over det som er planlagt og allerede utført, vurderes når prosjektet modnes ytterligere.

2 INNLEDNING

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS i tilknytning til prosjektet Ny lufthavn Bodø (NLBO). Dokumentet ble opprinnelig utarbeidet i skisseprosjektet, og er revidert i forprosjektet basert på utførte grunnundersøkelser på land og i sjø i forprosjektfasen. Behov for ytterligere oppdateringer vurderes dersom supplerende informasjon eller endrede forutsetninger gjør dette nødvendig.

Hensikten med dokumentet er å summere opp informasjon om grunnforhold og de forutsetninger som er tilgjengelig. Videre presentere de geotekniske vurderingene som er gjort totalt. Vurderinger gjort i skisseprosjektet er supplert med mer detaljerte utredninger og beregninger der det er funnet nødvendig.

Rapporten, slik den foreligger, er ikke forutsatt benyttet som del av konkurransegrunnlag for utførelseskontrakter eller totalentrepriser.

3 GRUNNFORHOLD OG UTFØRTE GRUNNUNDERSØKELSER

3.1 Befaring

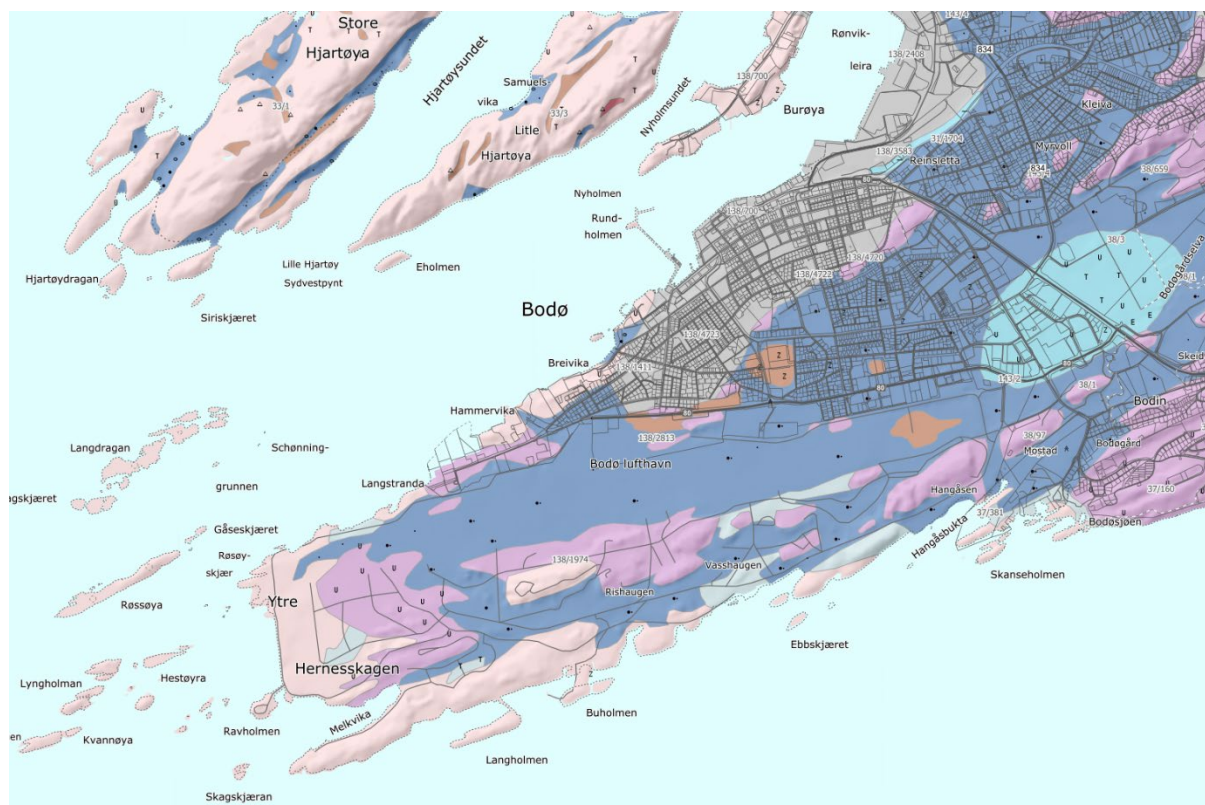
I skisseprosjektet ble det utført befaring på flyplassen den 24.09.2018. Blant de som var på befaringen var geoteknikere Gunhild Hennum, Ola Ellingbø og Espen Karlsen fra Norconsult. Befaringen ble utført på den militære delen av dagens flyplass, som dekker størsteparten av arealet for den fremtidige lufthavnen. På befaringen ble ulike bergformasjoner og terrengoverflater kartlagt fra bil og til fots i området.

3.2 NGU og Skrednett

De kartlagte løsmassene og skredhendelsene utarbeidet av Norges Geologiske Undersøkelser og Norges vassdrags- og energidirektorat er presentert kapittel 3.2.1 og 3.2.2.

3.2.1 Løsmassekart NGU

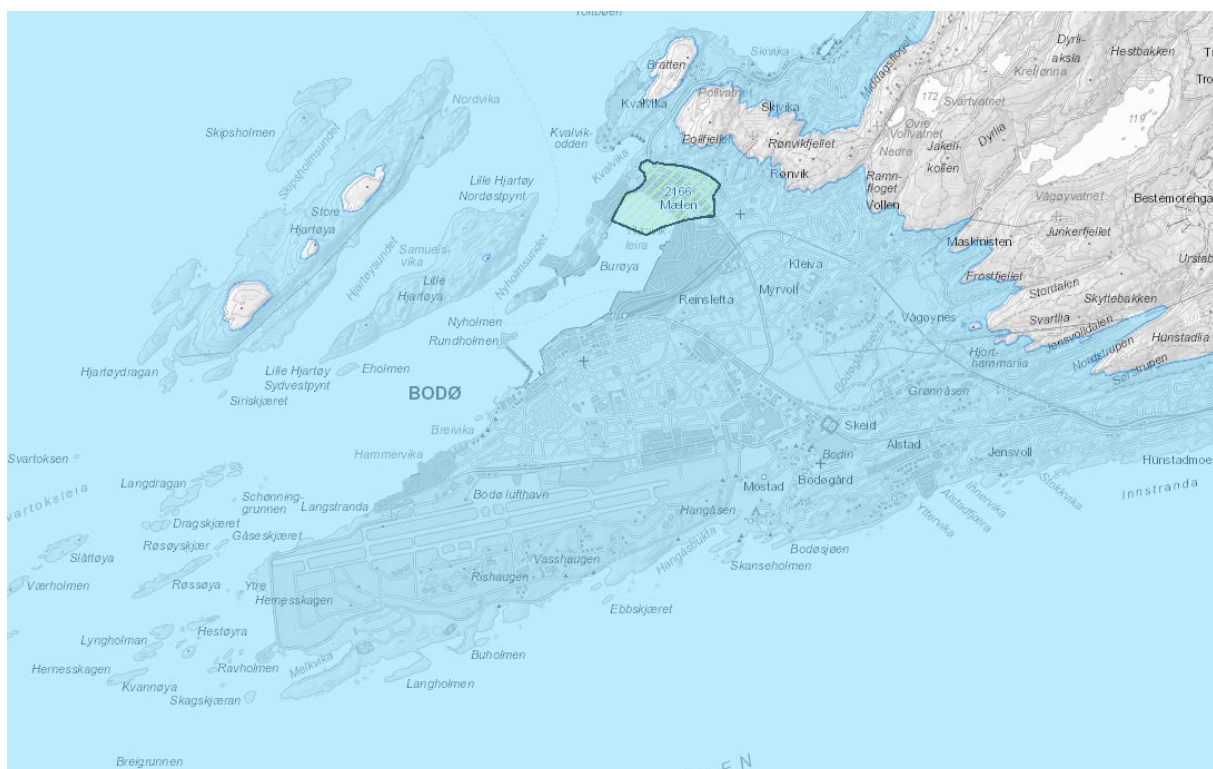
Det kvartærgeologiske kartet fra NGU vist på Figur 1 viser at området består av marine strandavsetninger for de lavereliggende områdene på området for lufthavnen. Høydedragene er beskrevet som bart fjell (rosa), men overgangsområdene består av forvittringsmaterialet. Det er også noen mindre områder som er beskrevet som fylling markert i grått. Det påpekes at løsmassekartet viser det som er registrert i terrengoverflaten.



Figur 1: Kvartærgeologisk løsmassekart fra NGU, ref. [1]

3.2.2 Skrednett

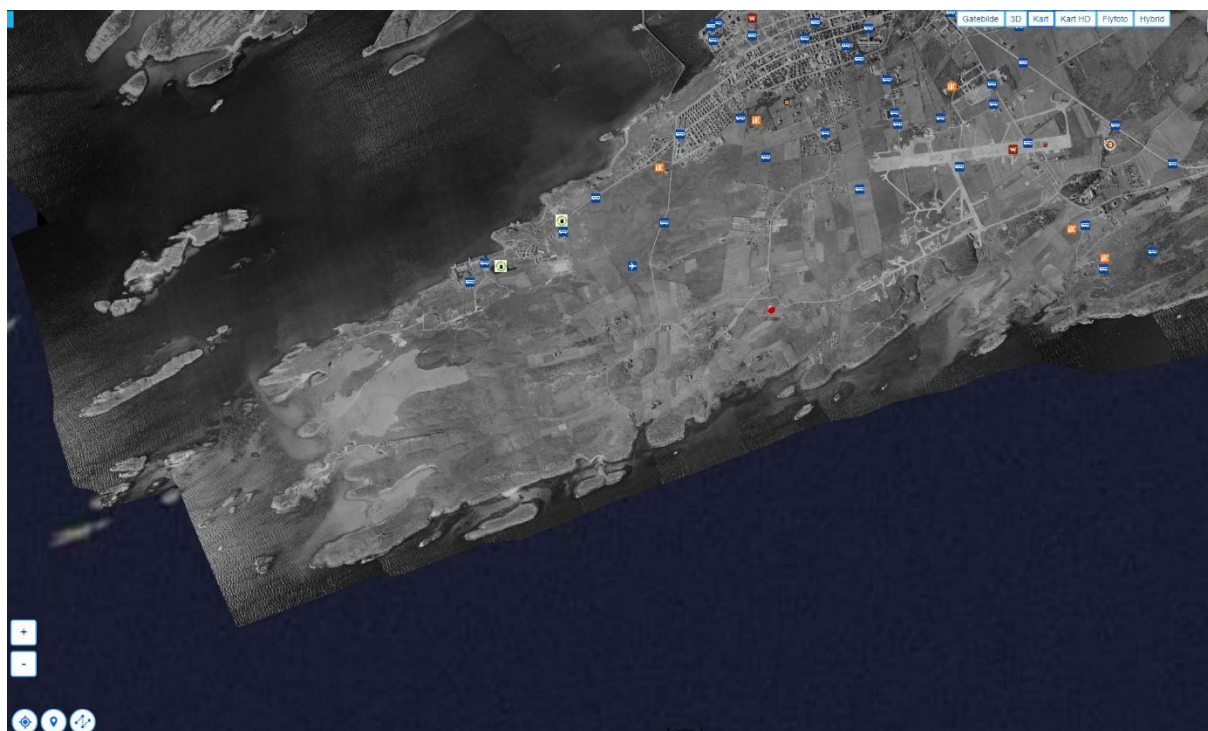
Skrednett, [2] er en fagportal som driftes av NVE der det er mulighet for å vise en rekke faglige fremstillinger av kartdata med områdeinformasjon, geofarer og geologisk informasjon. Det er ikke hensiktsmessig å fremstille alle data fra denne fagportalen i rapporten. Marin grense og kvikkleiresoner anses som de mest relevante dataene i denne fasen av prosjektet og er vist i Figur 2. Figuren viser at hele området ligger under marin grense. Altså har hele området tidligere ligget under datidens havnivå like etter siste istid, ca. 10 000 år siden. Det er identifisert en kvikkleiresone i indre havn i Bodø ved området kjent som Rønvikleira.



Figur 2: Kartutsnitt fra skrednett med marin grense som blå skravur og kvikkleiresone med grønn markering ved Mælen, ref. [2]

3.3 Historiske flyfoto

Historiske flyfoto på Figur 3, Figur 4 og Figur 5 viser områdets utvikling med utbygginger og utfyllinger av sjøområdet. På den vestlige delen av dagens flyplassområde var det i 1946 store vikar med grunt vann og sandavsetninger. Utfyllingstidspunktet er ukjent, men flyfoto fra 2002 viser at fyllingene på dette tidspunktet var fullførte.



Figur 3: Flyfoto 1946, ref. [3]



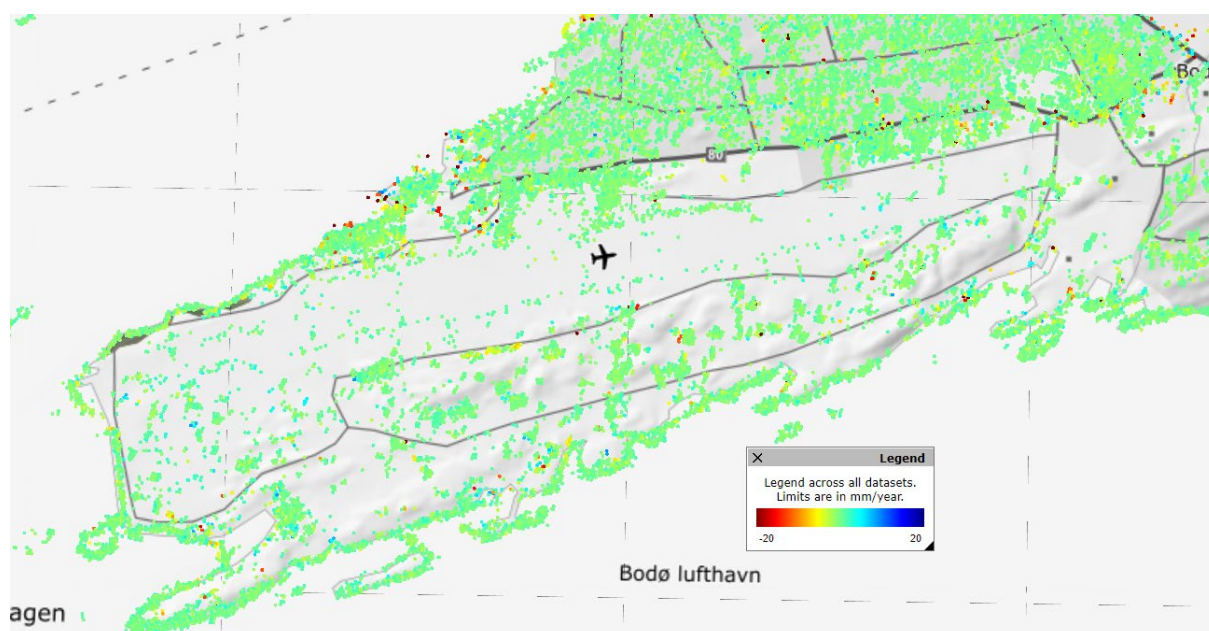
Figur 4: Flyfoto 2002, ref. [3]



Figur 5: Flyfoto 2017, ref. [3]

3.4 Insar radarmåling

Insar er en forkortelse for radarinterferometri som er radarmålinger fra satellitt som brukes for å sjekke om jordens overflate er i bevegelse. Slike bevegelser kan skyldes gravearbeid, men også pågående terrengsetninger. Det kreves derfor erfaring og kjennskap til metodens begrensninger og feilkilder for å tolke dataene korrekt. For området ved eksisterende og ny lufthavn, vist på Figur 6, viser dataene ingen vesentlige bevegelser som gir mistanke om pågående terrengbevegelser.



Figur 6: Insar bilde fra karttjenesten til NGU, ref. [1]

3.5 Innsamlede data fra tidligere undersøkelser

Tabell 1: Tidligere utførte grunnundersøkelser

Rapport id	Innhold	Datert
5165508 Geoteknisk datarapport	12 borpunkt like vest for dagens terminal.	14.10.2016
18-0053 Avinor Bodø Lufthavn	15 borpunkt 850 meter vest for terminalbygg på nordsiden av eksisterende lufthavn.	29.06.2018
Rapport nr. 200376-2 Forsvarsbygg, Utbyggingsprosjekt Bodø Hovedflystasjon.	Grunnundersøkelser for nytt Administrasjons- og vedlikeholdsbygg. Det er utført 91 total-sonderinger, 5 prøveserier og 35 skovelboringer for miljøprøver. Undersøkelsen befinner seg like sør for Vasshaugen. Nordøst for den nye planlagte rullebanen.	10.12.2002
14-02454-3 Bodø Hovedflystasjon, Miljøteknisk Grunnundersøkelse	Miljøundersøkelser er utført av NGI. Undersøkelsene er utført på en rekke områder på lufthavnen. Se rapport for plassering av prøvepunkt.	03.10.2014- desember 2018

3.6 Utførte grunnundersøkelser for prosjektet

Det er utført seismiske, akustiske og geotekniske grunnundersøkelser ved boring i og prøvetaking av massene i innledende fase i forprosjektet. Disse danner grunnlaget for de geotekniske vurderingene som er utført. Det er også utført prøvegravinger for miljøprøvetaking der resultatene er tatt med i vurderinger av grunnforhold.

Akustiske undersøkelser er gjennomført av GeoPhysix i sjøområdet, for å utføre dybdekartlegging og lettseismikk for produksjon av kotekart. Et samlet areal på ca. 2,8 km² ble scannet med penetrerende ekkolodd. Resultatet er presentert i rapport *19011-13 Akustiske undersøkelser Ny Lufthavn Bodø (NLBO)*, ref. [12]

Refraksjonsseismiske undersøkelser er utført av GeoPhysix både på sjø og land. På sjøen omfattet undersøkelsen til sammen 13 profiler med en samlet målelengde på 6 887 meter. På land omfatter undersøkelsen til sammen 34 profiler med en samlet målelengde på 6 340 meter. Undersøkelsene er utført fra mai til august 2019.

Undersøkelsene er presentert i rapportene:

- *19011 Refraksjonsseismiske undersøkelser Sjø, ref. [13]*
- *19011 Refraksjonsseismiske undersøkelser Land, ref. [14]*

Geotekniske grunnundersøkelser med sondering og prøvetaking er utført på sjø og land av Rambøll. Totalt er det utført 59 totalsonderinger, 4 trykksonderinger og 18 prøveserier med tilhørende laboratorieundersøkelser. Undersøkelser er utført fra uke 37 til 48 i 2019. Resultatene er presentert i rapport *1350036248-1*. ref. [11].

I tillegg ble det utført supplerende grunnundersøkelser sommer/høsten 2020. Undersøkelsene ble utført av Multiconsult AS og rapportert av Norconsult, jfr. rapport *10001444-187075-BO000-G1-RA-0102*, ref. [29]. Undersøkelsene har ikke avdekket forhold som endrer på prinsippene for løsninger eller grunnlag for kostnadsoverslag. For revidert vurdering av områdestabilitet i sjø, fundamentering av bygninger og utarbeidelse av grunnmodell for grunnforhold er resultater fra supplerende grunnundersøkelser benyttet.

3.7 Grunnforhold

Grunnforholdene er overordne beskrevet i kap. 4.2. En mer detaljert beskrivelse er gitt i kapitler som omhandler geotekniske vurderinger og beregninger.

4 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

4.1 Innledning

Dette kapitlet tar for seg prosjekteringsforutsetninger for geoteknisk prosjektering på oppdraget Ny lufthavn Bodø. Den nye lufthavnen blir liggende sør for den eksisterende. Deler av banesystemet blir liggende på land, der det er behov for fyllinger og skjæringer. En del av skjæringene blir i berg. En vesentlig del av banesystemet er planlagt på fyllinger i sjø i vestre og østre del.

De geotekniske forutsetningene gjelder for all geoteknisk prosjektering; fyllinger og skjæringer for opparbeidelse av nye rullebaner, innflygningslys og nye bygninger.

4.2 Grunnforhold

4.2.1 Innledning

Det er utført grunnundersøkelser for prosjektet. Disse er presentert i Datarapport for grunnundersøkelser for Ny Lufthavn Bodø, dokument 1350036248- Rapport nr. 1, datert 2020.01.20 fra Rambøll, ref. [11].

Grunnforholdene er kort beskrevet nedenfor. Det vises for øvrig til datarapporten referert til over, og til underkapitlene der de ulike geotekniske problemstillinger er håndtert.

4.2.2 På land

Inne på land preges området av øst-vestgående høydedrag med små dybder til berg. Mellom høydedragene består øvre lag av løsmassene av sand og grus over fast moreneleire.

I flere områder er de opprinnelige løsmassene dekket av fyllmasser. Fyllmassene består av en blanding av sand, grus, leire og mindre bygningsrester. Øvre lag av naturlig avsatte masser består generelt av skjellsand. Under sanda er det svært fast leire over berg. Udrenert skjærstyrke er høy og målt til over 250 kPa i mange av testene. Dybder til berg varierer mellom 1 meter til drøyt 20 meter i borpunktene.

4.2.3 Sjøsiden mot vest

I dette området er det en del oppstikkende holmer og skjær. Der det er løsmasser av betydning, er det et lag med skjellsand og siltig leire over fast moreneleire. Det øvre laget har tykkelse varierende mellom 1 - 4 meter, og dybder til berg varierer mellom tilnærmet bart berg og over 11 meter i borpunktene.

4.2.4 Sjøsiden mot øst og sør

Området preges av et relativt grunt område med oppstikkende holmer og skjær nærmest land. Videre sørover skråner sjøbunnen mot sør ned til store dybder. Løsmassene består generelt av sand som dekker normalkonsolidert bløt leire av varierende mektighet. De utførte totalsonderingene viser at løsmassemektheten varierer mellom 0 og opp mot 20 meter. Sandens mektighet over leiren varierer fra ubetydelig til oppimot 12 meter. Størst registrert leirmektighet er ca. 7 meter i et søkk i skråningen. Leiren er klassifisert som mulig sprøbruddmateriale.

4.3 Styrende dokumenter

Følgende dokumenter er vurdert å være styrende for den geotekniske prosjekteringen:

- Overordnet tekniske- og funksjonskrav for bygg i AVINOR, datert 2017.10.12
- NS-EN-1990: 2002+A1:2005+NA:2016, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN-1997-1:2004+A1:2013+NA:2016, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler
- NS-EN-1997-2:2007+NA:2008, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver
- NS-EN-1998-1:2004+A1:2013+NA:2014, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- NS-EN-1998-5:2004+NA:2014, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold
- Høringsdokument Nr. 3/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred. Revisjon av NVE Veileder 7/2014. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og jordarter med sprøbruddegenskaper
- Statens vegvesen håndbok «N200 Vegbygging», 2018
- Statens vegvesen håndbok «N400 Bruprosjektering», 2015

4.4 Klassifisering

4.4.1 Geoteknisk kategori

I henhold til Eurocode 7-1, ref. [16] skal man velge kategori som gir krav til prosjekteringen. Det skal sprenges og graves i gode masser, med skjæringsdybder på opptil 10 meter. Videre skal det fylles ut i sjøen i vest. I øst er det forutsatt å mudre bort bløte masser for steinfylling etableres. Det forventes derfor ikke spesielle geotekniske utfordringer. Konstruksjoner skal fundamenteres direkte på berg eller løsmasser, og på peler eller pilarer til berg. Konstruksjonene er vurdert å ligge innenfor det som betegnes som konvensjonelle type konstruksjoner i et område med gode grunnforhold. Prosjektet er derfor vurdert å tilhøre geoteknisk kategori 2. Prosjekteringen bør være basert på kvantitative geotekniske data og bestå av analyser som sikrer at de grunnleggende kravene er oppfylt.

4.4.2 Konsekvens og pålitelighetsklasse

Eurocode 0, ref. [15], plasserer bygget i konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B, tabell B1. Det vurderes at lufthavnen med tilhørende konstruksjoner tilhører konsekvensklasse CC3; stor konsekvens med tap av menneskeliv og store økonomiske konsekvenser. Pålitelighetsklasse er definert i Nasjonalt tillegg NA, tabell NA.A1 (901). Anlegget kommer inn under klasse RC3, som gjelder byggverk og konstruksjoner med store ansamlinger av mennesker.

4.4.3 Krav til kvalitetssystem og prosjekteringskontroll

Kravene er definert i NA.A1.3.1 (902) og (903), i Eurocode 0, ref. [15]. For konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 er kravet at det skal være et kvalitetssystem tilgjengelig.

For prosjektering er kravet til kontroll definert i tabell NA.A1 (902). For pålitelighetsklasse 3 skal det være "Utvidet kontroll". Dette medfører, i tillegg til grunnleggende kontroll (egenkontroll), krav om kollegakontroll (fagkontroll) og uavhengig eller utvidet kontroll.

4.4.4 Fastsettelse av tiltaksklasse jfr. PBL

Jfr. SAK 10, ref. [24], veiledning til § 9.4, skal tiltaksklasse for prosjekter som er plassert i CC3/RC3, settes i tiltaksklasse 3. Dette medfører at det settes krav om uavhengig kontroll.

4.5 Partialkoeffisienter for jordparametere og påvirkning

Partialfaktorer for jordparametere er gitt i NA i Eurokode 7-1, ref. [16]. En kort oppsummering av benyttede parametere:

- Effektivspenningsanalyse $\gamma_\phi = \gamma_c = 1,25$ (friksjonsvinkel og effektiv kohesjon)
- Totalspenningsanalyse $\gamma_{cu} = 1,4$ (udrenert skjærfasthet)

Verdiene er hentet fra tabell NA.A.16.

Tilsvarende vil det benyttes partialfaktorer for påvirkning som gitt i Eurocode 0, ref. [15]. Disse faktorene gjengis ikke her.

Spesielt for beregning av dimensjonerende laster på spunt benyttes partialfaktorer for påvirkning som gitt i Eurocode 0, sammen med partialfaktor på resulterende laster. Oppsummert, benyttes det:

- Karakteristiske verdier på jordparametere
- Partialfaktorer på terrenglast som gitt over
- For å komme frem til dimensjonerende belastninger på avstivningssystemet benyttes en partialfaktor for belastning på 1,4, som er noe høyere enn anbefalt minimumsverdi på 1,35.

Dette fordi det gir en mer realistisk simulering av samvirke mellom grunn og konstruksjoner. Dette er i henhold til kap. NA.A1.3.1(5) i Eurocode 0.

Kontroll av geoteknisk stabilitet gjøres i henhold til dimensjoneringsmetode 3 i Eurocode 0, Partialfaktorer for last, tas fra sett C, jfr. tabell NA.A1.2 (C).

For beregning av dimensjonerende kapasitet for pelenes bæreevne i jord (friksjonspeler) benyttes prinsipper som beskrevet i Peleveiledningen 2019, ref. [25] og Eurocode 7-1, ref. [16], dimensjoneringsmetode 2.

4.6 Områdestabilitet

Plan- og bygningsloven setter krav om at grunn som bebygges, skal ha tilstrekkelig sikkerhet mot fare eller vesentlige ulemper som følge av natur- eller miljøforhold. Vurderinger knyttet til områdestabilitet vil bli utført i henhold til NVE's veileder 7/2014, ref. [20]. Denne veilederen er under revisjon, og det er lagt ut høringsutkast til revidert utgave. Revisjonen baserer seg blant annet på omforente prinsipper fremkommet i forskningsprosjektet NIFS (Naturfare, Infrastruktur, Flom og Skred), som har vært et samarbeide mellom NVE, Jernbaneverket og Statens Vegvesen. Prosjektet med å bygge NLBO vil strekke seg over mange år. Det er forventet at ny utgave av NVE-veilederen vil gjelde før detaljprosjekteringen starter, og at vesentlige punkter knyttet til prinsipper for utredning ikke vil endres vesentlig mellom høringsutkast og endelig utgave. Det er derfor valgt å legge høringsutgaven til grunn, ref. [21].

Behovet for utredning av områdestabilitet er vurdert i henhold til krav gitt i kap. 4.3.5 i høringsutkastet til ny NVE-veileder. Det er målt omrørt skjærfasthet $C_{u,r} \leq 2$ kPa. Metodikk gitt i figur i samme kapittel er benyttet for å vurdere skredmekanisme.

Prosjektet er plassert i tiltakskategori K4, da prosjektet representerer viktige samfunnsfunksjoner.

For krav til sikkerhet, benyttes krav til materialfaktor som gitt i tabell i kap. 3.2.3 i høringsutgaven, med angitte korreksjoner og merknader. Kravet til materialfaktorer er som gitt over i kap. 4.5.

4.7 Dimensjonering for seismisk påvirkning

Dimensjonering for seismisk påvirkning skal utføres etter bestemmelser i Eurocode 8-1, ref. [18].

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon a_{g40Hz} , settes til $0,5 \text{ m/s}^2$. Dette er i henhold til Figur NA.3(902) – Seismiske soner i det nordlige Norge.

Jfr. tabell NA.4(902) plasseres prosjektet i seismisk klasse IV; Viktig infrastruktur. Dette gir en seismisk faktor på $\gamma_i = 2,0$, jfr. tabell NA.4(902).

Grunntype defineres i henhold til tabell NA.3.1 – Grunntyper. Litt avhengig av hvor konstruksjonene på land plasseres, vil de havne i enten grunntype A eller B.

Grunnens forsterkningsfaktor skal fastsettes i henhold til bestemmelser i NA.

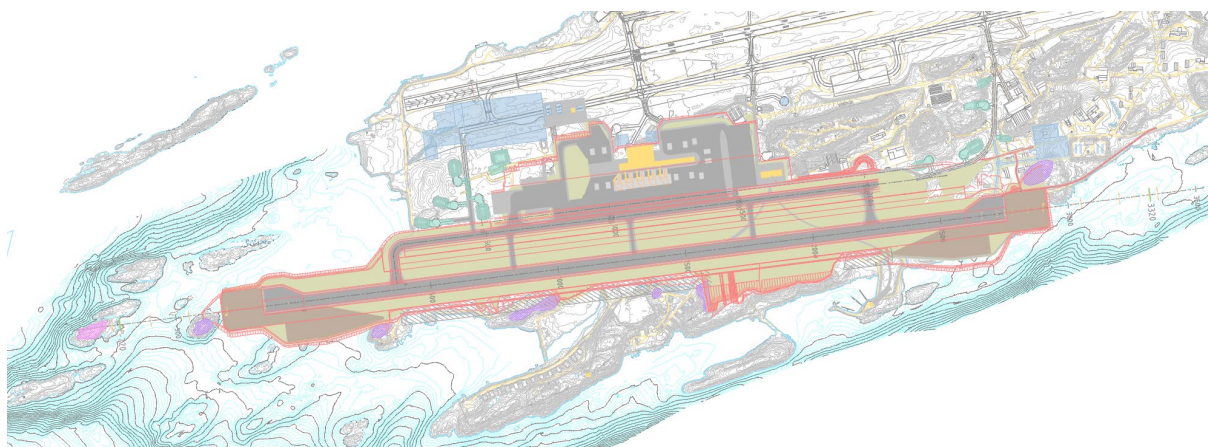
5 TILTAK FOR LANDAREAL

5.1 Innledning

Kapittelet beskriver hovedtrekkene for de ulike geotekniske tiltakene som skal utføres på dagens landområde. Hoveddelen av flyplassens rullebanesystem, infrastruktur og bygg skal etableres her. Tiltakene er delt inn i underkapitlene 5.2. Fylling og fundamentering for rullebaner, og 5.3 Fundamentering av bygg og konstruksjoner.

5.2 Fylling og fundamentering av banesystemet

Det er tatt utgangspunkt i banealternativ 1E-SP3-R3 (Figur 7) for beskrivelse av de nødvendige tiltakene. Utførte grunnundersøkelser har registret at deler av området er etablert på fyllmasser av ulike kvalitet. Fyllmassene består av en blanding av sand, silt, leire og bygningsrester. Under fyllmassene er det skjellsand med overgang til meget fast leire (Bodøleire) til berg. Udrenert skjærstyrke på leira er målt til > 250 kPa.



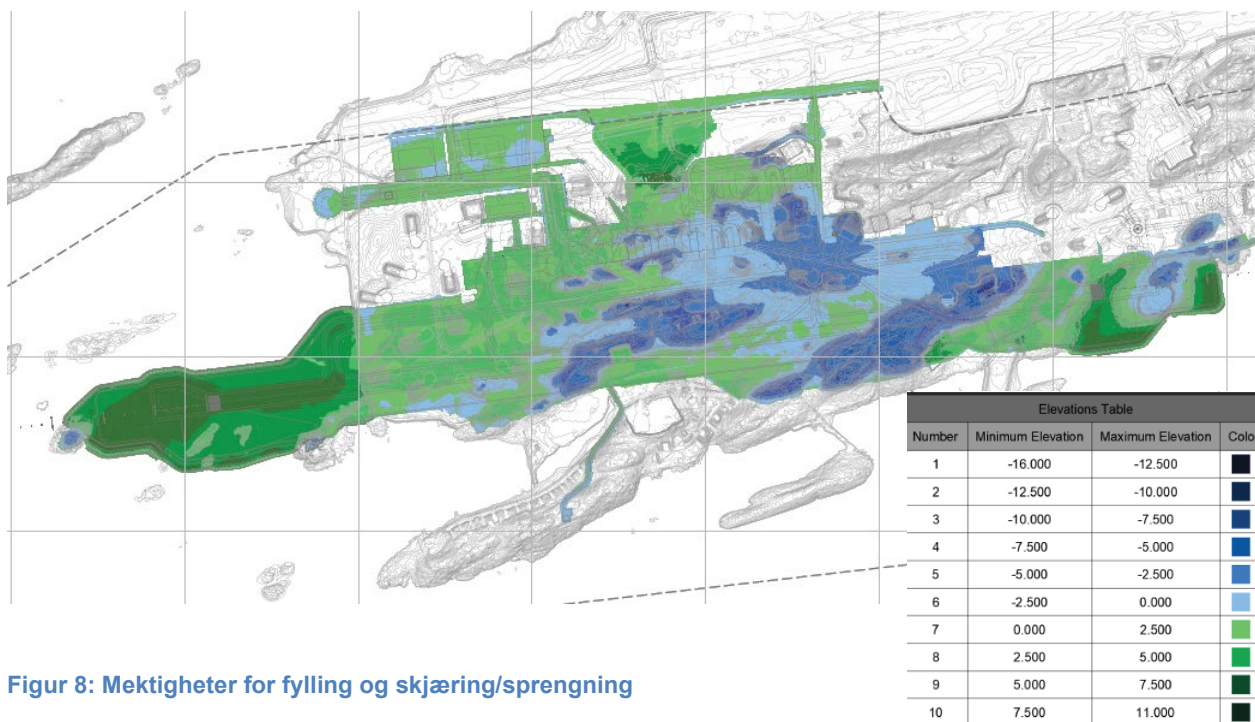
Figur 7: Oversiktstegning for plassering av banesystemet

Under rullebaner og andre flybevegelsesområder forutsettes det benyttet sprengstein eller velgraderte, fritt drenerende friksjonsmasser (sand, skjellsand og grus) i fyllinger. Fyllingene legges da opp lagvis og komprimeres iht. normale prosedyrer.

Stedlig berg har ikke tilstrekkelig kvalitet for overbygning. Denne steinen hentes derfor eksternt. Se rapport for banesystemer, ref. [28] for beskrivelse av overbygning i de ulike områdene.

Der grunnen under fyllingene består av naturlige løsmasser forventes det at disse er av slik karakter at fyllingene kan legges uten spesielle forutgående grunnforbedringstiltak. Det er ikke avdekket leire på landsiden som krever spesielle stabiliserende tiltak.

Setninger av fyllinger vil være en kombinasjon av setninger i grunnen under fyllingen og egensetninger i selve fyllmassene. Alle fyllinger under rullebane, flybevegelsesområder og andre kjørearealer etableres som kvalitetsfyllinger. Egensetninger i fyllingene vil bli minimale og vil ikke være kritiske. Utførte grunnundersøkelser har ikke avdekket stedlige masser som vil gi kritiske setninger.



Figur 8: Mektigheter for fylling og skjæring/sprengning

Masseutskifting i vest

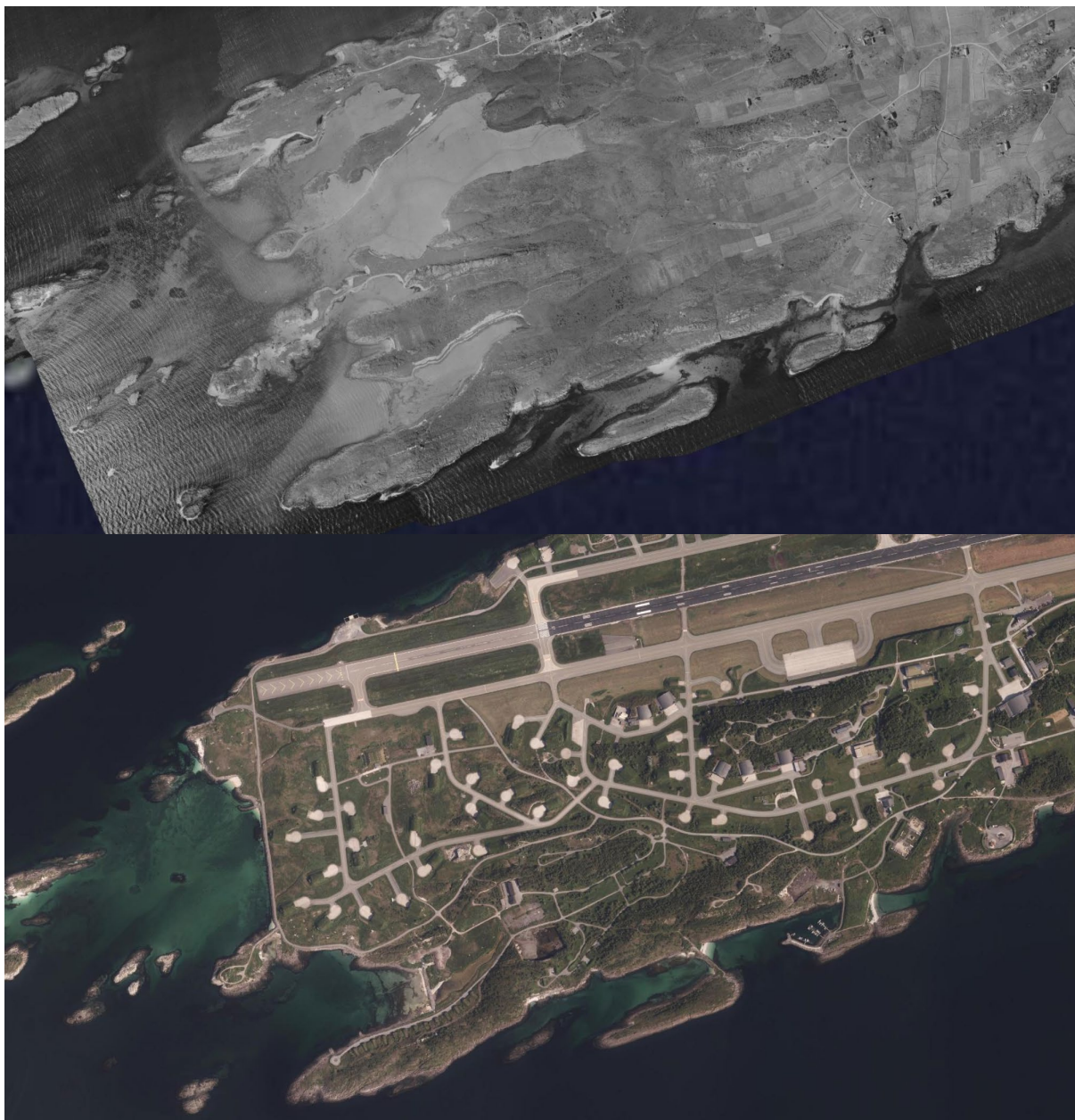
Deler av dagens landareal i vest er etablert ved utfylling av tidligere strandsone. Se Figur 9. Fyllmassene består av varierende løsmasser og inneholder både humusholdige masser og rester av bygningsavfall fra diverse prosjekter i Bodø. For å sikre at det ikke oppstår uønskede setninger anbefales det å grave ned til jomfruelige masser, ca. kote 0. Mineralske masser som egner seg for komprimering kan legges tilbake. Det legges opp til at masser som inneholder bygningsrester og humus kan brukes i arealet som utgjør sikkerhetssoner og glideflater. Se detaljer for masseutskifting i kapittel 6 og egne rapporter/notater for forurenset grunn.

5.3 Fundamentering av bygg og konstruksjoner

5.3.1 Innledning

Utførte grunnundersøkelser viser at løsmassene i stor grad egner seg for direktefundamentering med normale fundamentlaster. Avhengig av dybder til berg og nivå på underkant kjeller, vil en del av fundamentene bli stående rett på berg. For spesielle konstruksjoner med strenge setningskrav og store laster, bør fundamentene føres til berg. Avhengig av dybder til berg kan fundamentene settes rett på berg, via pilarer eller på peler. Sistnevnte er aktuelt der det er løsmassemektheter av betydning.

Det er i forprosjektet utarbeidet et eget geoteknisk notat for fundamenteringsløsninger for bygninger [30]. Behov for ytterligere supplerende grunnundersøkelser vil bli vurdert når endelig plassering av fundamentpunkter med tilhørende nivå er bestemt. Dette vil også ses sammen med behov for å vite mer om grunnforholdene for å vurdere gravesikring.



Figur 9: Sammenstilling av terreng anno 1946 og 2015. Kilde: <https://kart.finn.no/>, ref. [3]

5.3.2 Gravesikring

Byggegrøper og grøfter forventes i all hovedsak å kunne utføres uten spesielle sikringstiltak ut over utslaking av graveskråninger og pumping av grunnvann der gravenivået skal ned under grunnvannstanden. Dette fordi det ikke forventes å finne bløt leire, og fordi det antas å være plass til å etablere graveskråninger. Der disse forutsetningene eventuelt ikke er tilstede, vil det måtte benyttes støttevegger av rammet eller boret spunt og f.eks. grøftekasser for sikring av grøftesider. Behov for gravesikring er antatt å bli svært begrenset.

Graving ned under grunnvannstanden i sand/silt vil kunne kreve forutgående senking av grunnvannet ved bruk av well-points eller pumpebrønner. På nåværende tidspunkt er det ikke grunnlag for kunne vurdere om dette vil være nødvendig.

5.4 Skjæringer og fyllinger

Foreløpig anses retningslinjene i Statens vegvesen Håndbok V221 som retningsgivende for fyllings- og skjæringshelninger.

Det er tilstrebet løsninger der de uttatte massene i størst mulig grad utnyttes lokalt, slik at behov for transport blir minst mulig og man oppnår en best mulig massebalanse.

Under rullebaner og andre flybevegelsesområder forutsettes det benyttet sprengstein eller velgraderte friksjonsmasser, jfr. kap. 5.2. Disse legges da opp lagvis og komprimeres iht. normale prosedyrer.

Under arealer som skal benyttes til instrumentflater og alle uplanerte områder kan i prinsippet alle typer masser benyttes, med unntak av forurensede masser som er sortert bort. Krav til utlegging vil avhenge av type masser og areal. I hvilket nivå fyllingen avsluttes, avhenger av krav til bæreevne til den ferdige overflaten.

Silt, leire og Bodø-leire som benyttes i fyllinger bør ikke legges i sjø, men kun over havnivå. Det er noe begrenset erfaring med å benytte Bodø-leire (fast moreneleire) i fyllinger. Denne type masser blir ofte kjørt til deponi/bakkeplanering. Erfaringene fra lokale entreprenører viser imidlertid at slike masser er egnet, dersom de legges ut riktig. Det er derfor lagt opp til å utføre prøvefyllinger, slik at krav til komprimering og utlegging blir tilpasset for et optimalt resultat.

Nedenfor er vist retningslinjer for fyllinger over vann.

Materialer	Største skråningshelning
Stein	1:1,25 1)
Grus	1:1,5
Sand	1:1,5
Finsand/silt	1:2
Leire	Se Figur 2-0- 9

1) Fylling av sprengt stein kan legges med helning brattere enn 1:1,25. Det forutsettes lagvis utlegging og stein med egnet form og størrelse i skråningsflaten.

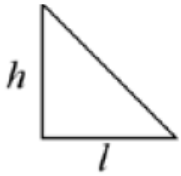
Figur 10: Bratteste anbefalte skråningshelning for fyllinger avhengig av massetype i fyllingen. Kilde Fig. 2-0-8 fra ref. [7]

Tillatt helning på steinfyllinger er avhengig av kvalitet på steinen og hvordan den er produsert.

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

Figur 11: Antydte bratteste stabile fyllingsskråning avhengig av produksjon og kvalitet av stein. Kilde Fig. 2-3-3 fra ref. [7]

Det er planlagt å hente sprengstein fra dagbrudd (Kvalvikodden). Sprengsteinsfyllinger i sjøen vil kunne legges ut med skråningshelning 1:1,3 – 1:1,5, avhengig av steinkvaliteten. Foreløpig antas 1:1,3 – 1:1,4 som en aktuell helning.

Grunnforhold	Største skråningshelning (h : l)		
		Spesielle overflatetiltak må planlegges	
Stein	1:1,5	1:1,25	
Grus	1:2	1:1,5	
Sand $C_u \geq 5$	1:2	1:1,5	
Finsand/silt			
- tørr	1:3	1:2	
- lagdelt	1) ¹⁾	1) ¹⁾	
- vannmettet	1) ¹⁾	1) ¹⁾	
Leire			
- skjæringsdybde 0-10 m	1:3	1:2 ²⁾	
- skjæringsdybde > 10 m	1:3 ²⁾		

1) Ved lagdelt og/eller vannmettet finsand/silt bør skråningshelning vurderes spesielt. Profilet skal da vurderes i sammenheng med sikringstiltak.

2) Stabilitet mot dyperegående glidninger skal undersøkes.

Figur 12: Bratteste anbefalte skråningshelning for skjæringer avhengig av masstype i skjæringen. Kilde: figur 3.1.1 i ref. [7]

Basert på det som foreligger av opplysninger om grunnforholdene på land forventes det ikke behov for spesielle tiltak/grunnforsterkning for å sikre stabiliteten av skjæringer og fyllinger, ut over tilpassing av fyllings-/skjæringshelningen.

6 BEHOV FOR MASSEUTSKIFTNING I VEST

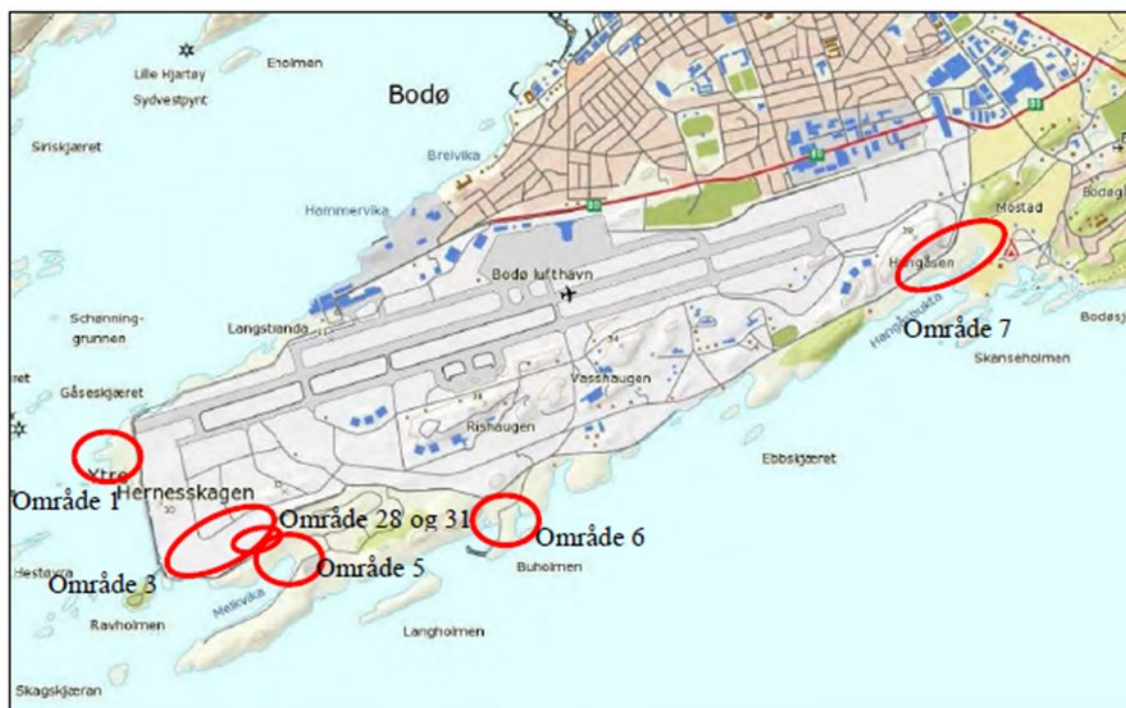
6.1 Innledning

Hensikten med kapittelet er å presentere vurderinger som er gjort i forprosjektet for å anslå behovet for masseutskifting, der det er avdekt fyllinger med avfall. I tillegg angir kapittelet hvor mye av det øvre laget som bør fjernes generelt, før man kan etablere fyllinger/overbygning. Det er behov for både oppfylling og senkning av dagens terreng for å bygge ny rullebane og tilhørende anlegg. Høydenivået for den nye rullebanen er ikke endelig fastlagt, og kan variere noe i banens lengde. I dette notatet er det lagt til grunn kote +6 i både øst og vest, samt et høydebrekk på ca. kote +9 like øst for midten av rullebanen.

Det påpekes at behovet for utskiftning kun er basert på geotekniske vurderinger. Masseutskiftning av miljøtekniske hensyn er presentert i andre dokumenter og kan gi en større utskiftning av masser enn det som presenteres i kapittelet.

6.2 Avfall og grunnforhold i fyllinger

Den miljøtekniske rapporten fra NGI, ref. [9] og supplerende miljøtekniske grunnundersøkelser utført av Norconsult i forprosjektet, ref. [10], danner grunnlaget for vurderinger. En oversikt over områder undersøkt av NGI er vist i Figur 13 under. Det er gitt en etterfølgende beskrivelse av fyllingene for de enkelte områdene.



Figur 13: Oversiktskart for miljøtekniske undersøkelser, ref. [9]

Område 1:

Fyllmasser av sammenblandet masser med matjord, sand, silt og stein.

Område 3:

Fyllmasser, sammenblandet matjord, sand, silt, leire og stein. 2 til 5,5 m fylling. Mye bygnings- og rivingsavfall i massene.

Område 5:

Fyllmasser fra 1,5 til 5 meter. Fyllmasser består i hovedsak av sammenblandet matjord, sand, silt, røtter og stein. Påtruffet bygning- og rivningsaffall i 8 av 16 sjakter.

Område 6:

Fyllmasser med tykkelse fra 4 til 7 meter. Fyllmasser av sammenblandet matjord, sand, silt, leire og stein. Alle sjakter utenom 06-1 hadde bygnings- og rivningsavfall.

Område 7 (Utenfor NLBO):

Fyllmasser med tykkelse på 3 til 5 meter. Fyllmassene består i hovedsak av sammenblandet matjord, sand, silt, leire og stein.

Bilder i miljørapporten fra NGI fra område 3 viser at massenes sammensetning har stor variasjon innad i området. Figur 14 (B11) viser sammenblandede masser med organisk innhold. Massene kan være gode nok til å bygge vei på, men er trolig for dårlige til direkte-fundamentering av bygg eller etablering av rullebane/taxebane. Figur 14 (B12) viser at tykkelsen på de organiske massene varierer fra noen få centimeter til nærmere en halv meter innenfor korte avstander.



Figur B11: Prøvepunkt O3-5 sjakt (0 – 2,5 m). Grunnvann i skjellsand (antatt opprinnelig sjøbunn).



Figur B12: Prøvepunkt O3-8 sjakt 0 – 2 m.

Figur 14: Prøvepunkt 03-5 og 03-8, ref. NGI miljørapport. [9]

6.3 Nødvendig masseutskifting

6.3.1 Innledning

Det er usikkerhet knyttet til setningspotensiale i områder med avfall. Det er vanskelig å anslå størrelse på eventuelle setninger og tidsutvikling på disse. I denne fasen av prosjektet anbefales det å fjerne avfall under arealene som skal benyttes til rullebaner og taxebaner.

6.3.2 Områder i vest

Det er funnet avfall i fyllingene for område 1, 3 og 5, men det er høyst sannsynlig flere områder med slikt avfall.

Områder der det stilles krav til setninger

For områdene i vest med fyllmasser der det stilles krav til fremtidige setninger, anbefales det å grave igjennom eksisterende fyllinger ned til faste stedlige masser. Avfallet i fyllingene kan føre til setninger, og det er vanskelig å anslå størrelsen på deformasjoner og tidsutvikling av disse. Store deler av massene kan trolig gjenbrukes, men de må graves opp og sorteres for å fjerne oljetønner, organiske masser osv. som kan føre til fremtidige setninger. Jomfruelig terreng ligger på ca. kote +0 i det området som ligger utenfor den gamle strandlinjen fra 1946, se Figur 15.

Områder uten krav til setninger

For resterende områder som ikke har strenge krav til setninger, vurderes det foreløpig til at massene har tilstrekkelig bæreevne til at oppfylling av terrenget til ca. kote +6 kan utføres uten at det vil oppstå setninger som ikke kan aksepteres.

6.3.3 Resterende områder

Den generelle vurderingen er at ca. 0,3 meter topplag med organiske masser må masseutskiftes der hvor det er vegetasjonsdekke. Dette er et usikkert anslag, som varierer over området.



Figur 15: Strandlinje på vestsiden av ny lufthavn. Kilde: finn.no, ref. [3]

6.4 Sammendrag og foreløpige konklusjoner for masseutskiftning i vest

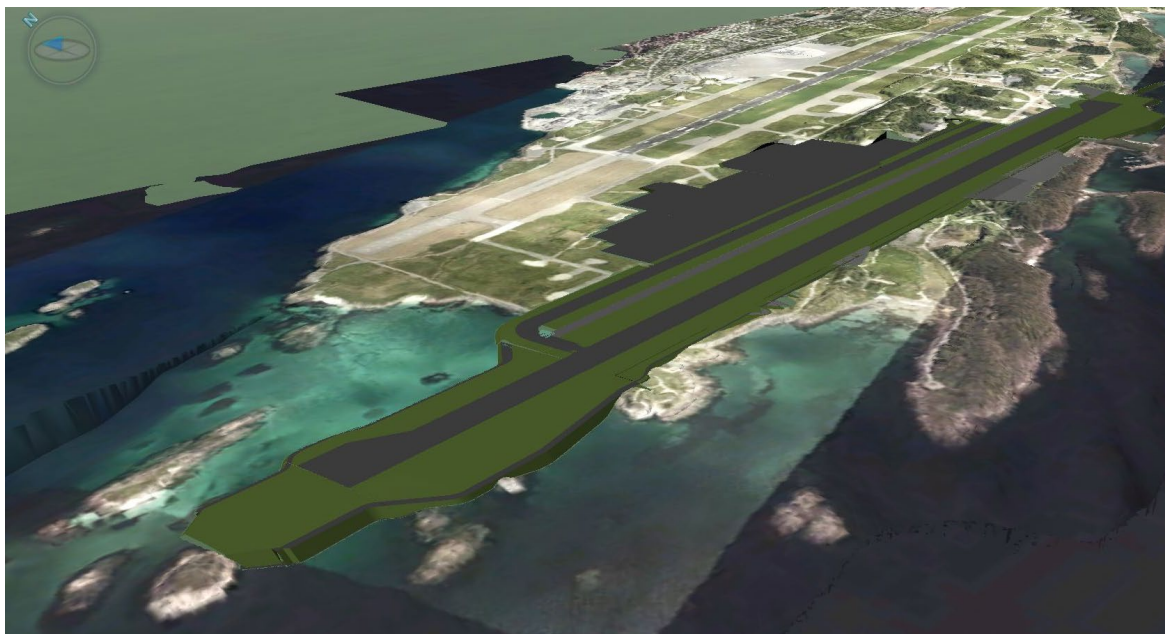
Foreløpige konklusjoner for masseutskiftning i den vestlige delen av flyplassens landområde er oppsummert i det følgende:

- Fyllmasser i området der det stilles krav til setninger må graves opp for å fjerne avfall og andre uegnede masser
- Det bør masseutskiftes med skråningshelning 1:1 ut fra rullebane/skulder/ sikkerhets- sone for å unngå at setninger forplanter seg inn under konstruksjoner og veier. Dårlige masser kan trolig benyttes til oppfylling av terrenget der setninger og bæreevne ikke er kritisk.
- Det anslås at 10 % av massene inneholder søppel som må sorteres bort før massene kan gjenbrukes i områder som skal fylles opp.
- Det kan være fornuftig å legge de dårligste massene som likevel er godkjent nederst i fylling eller utenfor rulle-/taxebane

7 STABILITET OG SETNINGER – SJØFYLLING VEST

7.1 Innledning

Dette kapittelet omhandler geotekniske vurderinger knyttet til planlagt sjøfylling i vestre del av planlagt område. Det anbefalte banealternativet 1E-SP3-R3 er lagt til grunn for vurderingene i kapittelet. Figur 16 viser en oversikt over området som skal fylles ut i vest.



Figur 16: Oversiktsbilde fra terrengmodell for fylling i vest

7.2 Terreng og grunnforhold

Området i vest består generelt av en rekke mindre holmer med sjøbunn varierende mellom kote -1 og kote -11. Sjøbunnen er flat eller heller slakt mot sør med helling inntil 1:30 under fyllingen. Sør og vest for fyllingen faller sjøbunnen bratt mot dypere nivåer. Løsmassene under fyllingen varierer fra bart berg til lag av skjellsand, fast sand og morene mellom øyene i vest. I sørvest og under sentrale deler av fyllingen er det et øvre lag med løst lagret siltig, leirig skjellsand med en registrert mektighet inntil 4 meter i de sentrale og flate områdene. Ved søndre fyllingsfot har laget en registrert mektighet på ca. 1,5 meter. Under de øvre løst lagrede massene er det registrert fast morene over berg. Utførte totalsonderinger tyder på at berget har liten bormotstand, og det er stedvis vanskelig å avgjøre overgangen til berg fra sonderingene og seismikken. Langs nordre fyllingsfot er det registrert et øvre lag av fast lagret sand over morenemasser. Her er det ikke registrert løst lagrede eller bløte masser.



Figur 17: Omriss av fylling og banelys markert i gult

7.3 Grunnens materialelegenskaper

7.3.1 Innledning

Det er tatt opp 2 prøveserier ved sjøboringene i vest i prøvepunkt 5-NO18 og 6-NO18, ref. [11]. Resultatene fra disse prøveseriene er vist i Tabell 2 og benyttet som grunnlag for valg av geotekniske parametere.

Løsmassenes geotekniske parametere bestemmes ut fra korrelasjoner mellom målt romvekt, beskrivelse av massene og vanninnhold. Statens vegvesen sin håndbok V220, ref. [6], er også lagt til grunn med justering for egne erfaringsverdier. For presentasjon av rådata fra de geotekniske undersøkelsene henvises det til: G-rap-001-1351136248.

7.3.2 Tolkede geotekniske parametere

Grunnen i vest deles i følgende lag for geotekniske beregninger:

- Fylling
- Løst lagret siltig, leirig, skjellsand
- Fast lagret sand
- Fast morene

Parametere benyttet i beregninger er gitt i tabellen under, sammen med verdier for steinfyllingen.

Tabell 2: Geotekniske parametere benyttet i beregninger for sjøfyllinger i vest

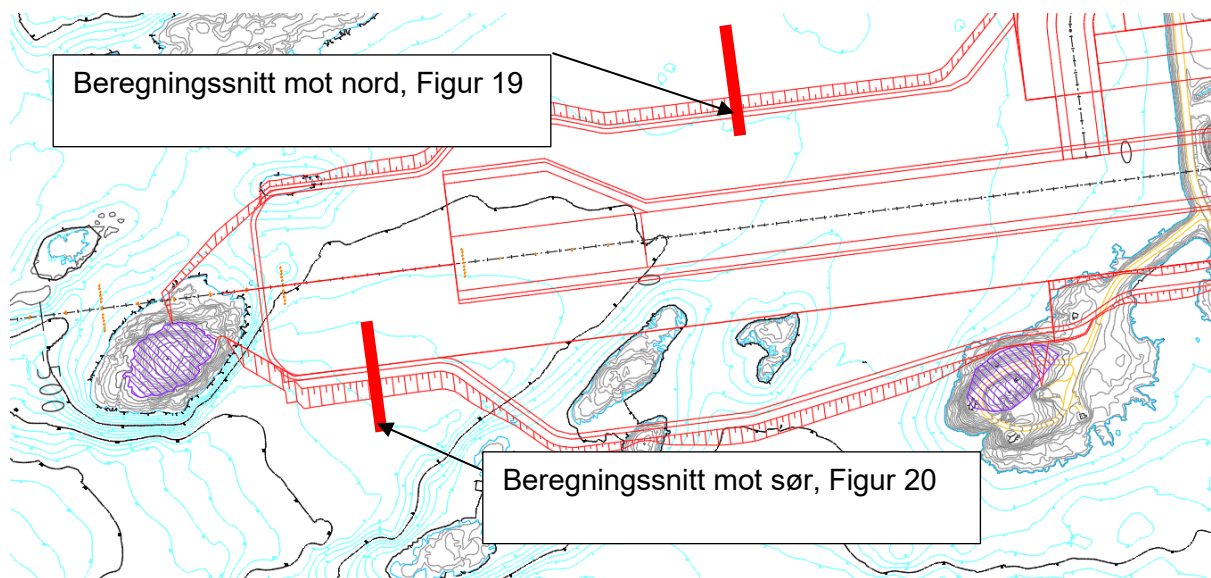
Beskrivelse av masser	Friksjonsvinkel, Grader	Attraksjon/ Komprimert attraksjon, kPa	Vanninnhold %	Naturlig tyngdetetthet /Neddykket tyngdetetthet kN/m ³
Fylling	42	5/10	-	19/12
Skjellsand, siltig, leirig	28	0	55	16,3/6,3
Fast sand	36	5	-	18/8
Morene	40	20	-	20/12

Beskrivelse av masser	Tolket porøsitet, n %	Tolket pore-tall, e %	Initial deformasjonsmodul, M _i MPa	Modultall m -
Fylling	-	-	-	-
Skjellsand, siltig, leirig	61	150	5 – 20	50-100
Fast sand	-	-	40	200
Morene	-	-	20-50	400

7.4 Stabilitet

Generelt kommer fyllingen på en miks av løst lagret skjellsand, fast sand, morene og berg. Overgangen er basert på interpolering mellom borpunkter, refraksjonsseismikk og berg i dagen. Det bør utføres kompletterende grunnundersøkelser, for å få mer detaljert informasjon om dybder og lagdeling.

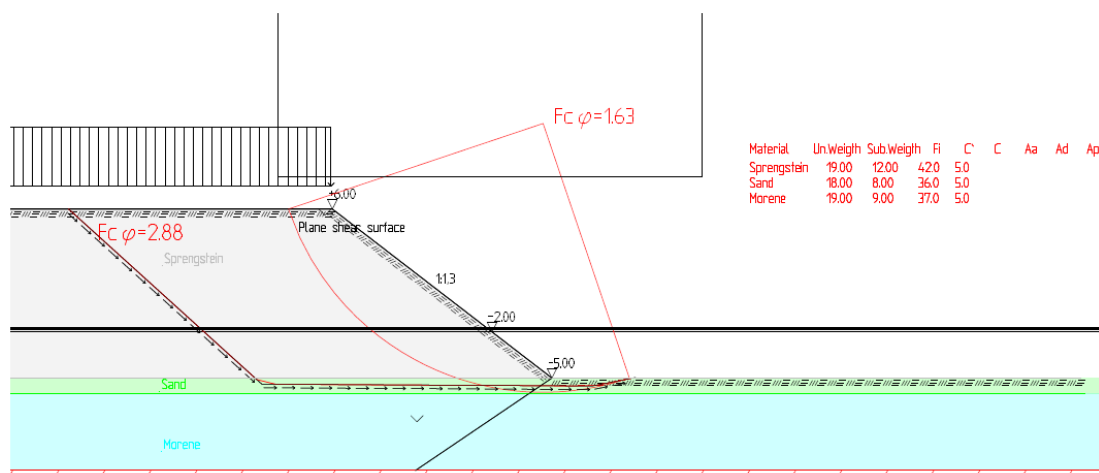
Fyllingsfronten i vest blir ulikt utformet mot nord og sør på grunn av ulike bølgeforhold og vanndybder. Det er derfor utført 2 representative stabilitetsberegninger vist i kapittel 7.5 og 7.6.



Figur 18: Plassering av beregningssnitt for vestre sjøfylling

7.5 Fylling mot nord

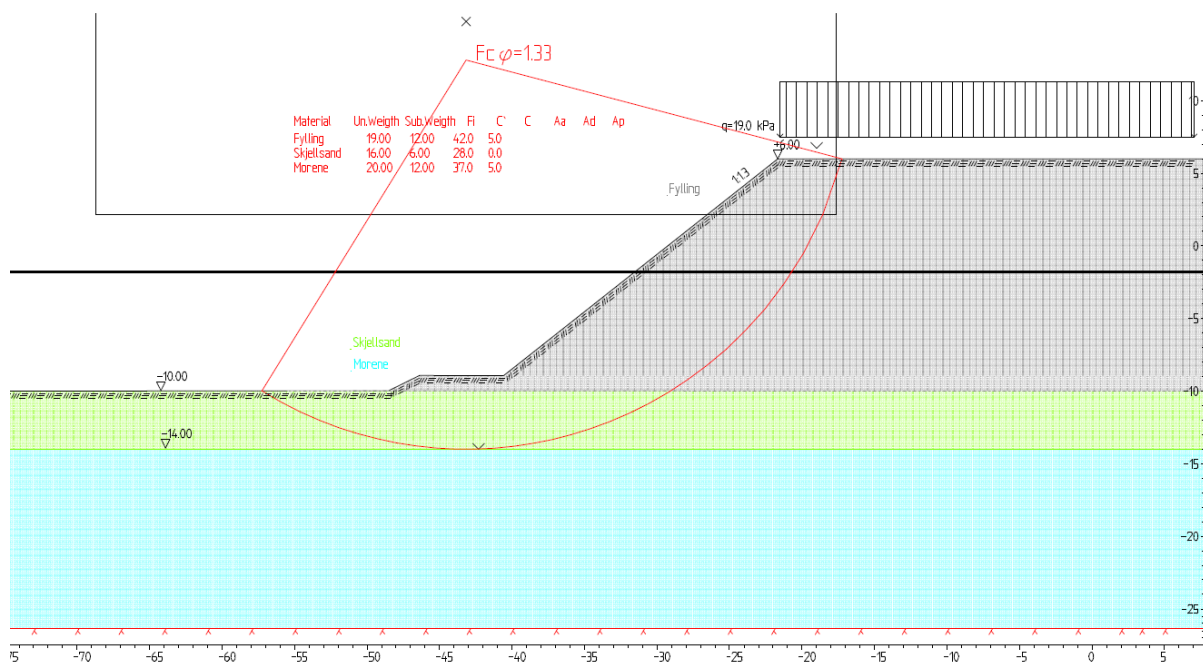
Mot nord er det mindre vanddyp, mindre bølgekrefter og fastere grunnforhold sammenlignet med sørlig fyllingsfront. Utført stabilitetsberegning viser at fyllingsfronten mot nord har tilstrekkelig stabilitet med fylling direkte på stedlige masser. Det vurderes at det ikke er behov for mudring i dette området. Figur 19 viser stabilitetsberegning for 8 meter tykk fylling over 1 meter fast lagret sand. Dimensjonerende lavvann er satt til kote -2. Beregningen som er utført er en typisk profil for fyllingen, som vurderes å være repetitiv for stedlige forhold med verdier og geometri fra utførte grunnundersøkelser og havneteknikk som dimensjonerer plastringen. Endelig geometri kan avvike noe ved flytting av banesystemer, men det vurderes at konklusjonen blir lik med alternativer **som foreligger pr. dags dato**. Den beregnede partialfaktoren på 1,63 tilfredsstiller kravet på 1,25, og det er vurdert at stabiliteten er ok.



Figur 19: Typisk profil (prinsippskisse) med beregning av fyllingsfront mot nord

7.6 Fyllingsfront mot sør

Borpunkt 6-NO18 viser 1,5 meter skjellsand over fast morene. Det er imidlertid få borpunkter langs fyllingsfronten, slik at tykkelsen på skjellsanden vil trolig variere. Det legges opp til kompletterende undersøkelser i område for å kvalitetssikre løsningene. I beregningene av stabilitet er det lagt inn ett 4 meter mektig lag av skjellsand, som er den største tykkelsen registret i under fyllingen. Utført stabilitetsberegning presentert på Figur 20 viser at fyllingen har en sikkerhetsfaktor på 1,33 for det aktuelle snittet. Stabiliteten vurderes som tilfredsstillende, og er over kravet på 1,25.



Figur 20: Stabilitetsberegning for sørlig fyllingsfot i vest

7.7 Setninger for sjøfylling i vest

Den største delen av totale setninger for sjøfyllingene forventes unnagjort i løpet av ett år etter at fyllingene er lagt ut. Tallet er basert på erfaringsverdier for tidligere fyllinger som er dokumentert med setningsmålinger. Det anbefales derfor at arbeidet med sjøfyllinger prioriteres tidlig i anleggsfasen slik at setninger blir unnagjort før overbygning for bane-systemet blir lagt ut.

Størrelsene på setningene vil variere med fyllingens tykkelse og tykkelsen på laget med skjellsand og morene. Beregning av 14 meter fylling og 4 meter skjellsand viser at totale setninger forventes å være mellom 30 cm og 45 cm. Egensetningene for utlagte fyllinger er estimert til å være 0,7 % under kote 0, og 0,2 % i den komprimerte fyllingen mellom kote 0 og toppen av fyllingen. Langtidssetninger (kryp) er vurdert å ikke være av betydning, jfr. kap. 0 for sjøfyllinger øst.

7.8 Anleggsteknikk for sjøfylling i vest

I forprosjektet ser man for seg en løsning der sjøfyllingen etableres ved bruk av lekter opp til ca. kote -3. Over kote -3 etableres fyllingen fra land og opparbeides fra øst mot vest. Det legges opp til lagvis komprimering av fyllingen fra kote 0.

8 STABILITET OG SETNINGER – SJØFYLLING ØST

8.1 Innledning

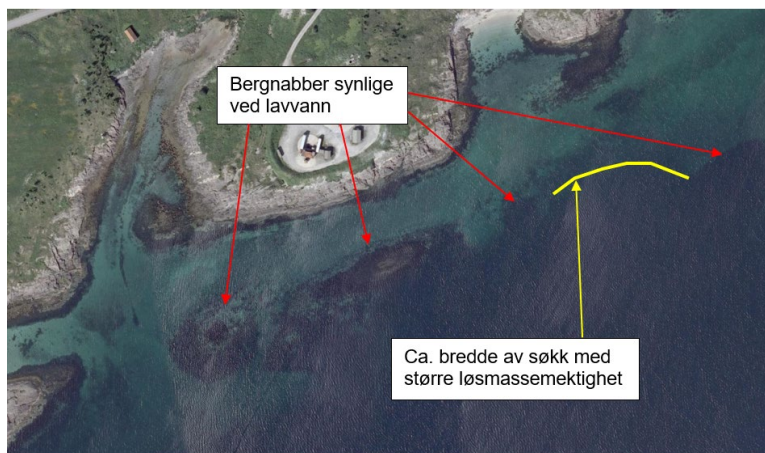
Under planlagt fylling er det ikke tatt opp prøver som indikerer at leiren er å klassifisere som sprøbruddsmateriale. I skråningen sørøst om fyllingen er det imidlertid identifisert materiale som defineres som sprøbruddsmateriale. For vurdering av områdestabiliteten henvises det til 10001444-187075-BO000-G1-NO-0111, ref. [26]. Dette kapitlet omhandler lokalstabilitet og setninger for planlagt østre sjøfylling.

8.2 Terreng og grunnforhold

Sjøbunn er målt inn med akustikk i forbindelse med prosjektet og landområdet er målt in av landmålere (høyder er angitt jfr. NN2000). Disse innmålingene er lagt inn i en Novapoint-modell, som brukes som basis for vurderingene presentert i denne rapporten.

Terrenget i øst der flyplassen er planlagt, består generelt av et relativt flatt areal der berget stedvis stikker opp. Der det er som dypest ved de planlagte innflygningslysene, påtreffes sjøbunn ved ca. kote -10. Mot sør starter marbakken ca. 20 meter fra pelene der disse står nærmest marbakken. Marbakken faller bratt med en helning på ca. 1:3 ned til ca. 200 meters dybde, der sjøbunnen flater ut. Marbakken består for det meste av berg i dagen, med unntak av et søkk der det er registrert løsmasser av betydning. Det er også registrert en del løsmasser over berg i det flate området bak toppen av marbakken.

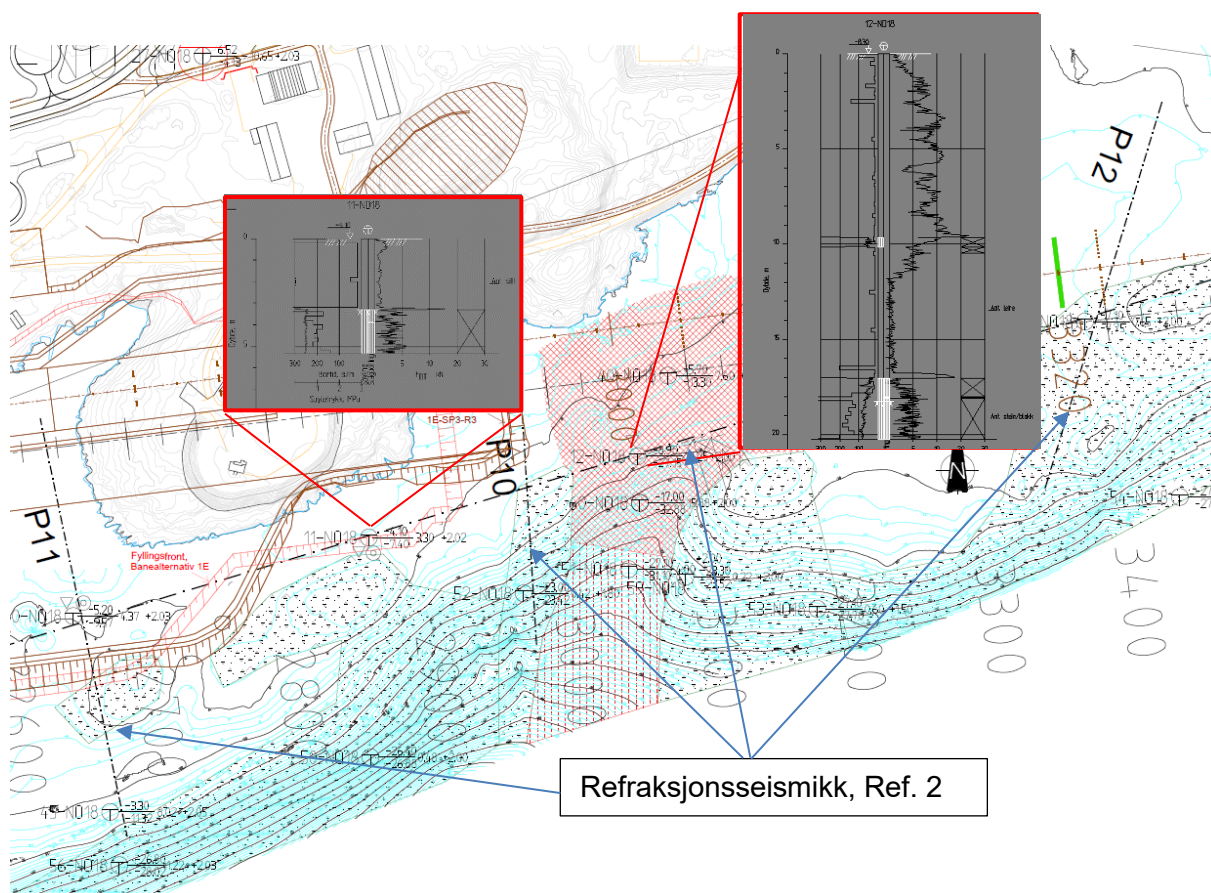
Flyfoto av området er vist på Figur 21. Bildet viser berg i dagen under sjøen ved lavvann på historisk kart fra 2007 og et registrert søkk med større løsmassemekthet.



Figur 21: Historiske flyfoto av området. Hentet fra www.norgebilder.no, 2020-01-20

Utførte sonderinger viser at grunnen generelt består av sand som dekker en normal-konsolidert bløt leire av varierende mektighet. De utførte totalsonderingene viser at løsmassemektheten varierer mellom 0 og 18,5 meter. Sandens mektighet over leiren varierer fra ubetydelig til oppimot 12 meters mektighet. Størst registrert leirmektighet er ca. 7 meter i søkket, som er lokalisert ca. 60 meter sør for innflygningslysene.

Prøven tatt i hull 13 gir grunnlag for å klassifisere leiren som mulig sprøbruddsmateriale øst for planlagt fylling. Mens prøvene som er tatt i hull 10 og 11 under planlagt fylling ikke indikerer sprøbruddsmateriale. Leiren har en udrenert aktiv skjærfasthet tilsvarende en normalkonsolidert leire.



Figur 22: Oversikt over utførte boringer, fyllingsalternativ 1E-SP3-R3, innflygningslys og utklipp av totalsondering 12-NO18

Dybder til berg fra utført refraksjonsseismikk stemmer relativt godt med dybde til berg fra kontrollboringer som ble utført langs seismikklinjene.

På noen steder er det litt differanse mellom seismikken og boringene. Dette er normalt og skyldes at seismikken ikke har samme nøyaktighetsgrad som boringene. Løsmassetype er ikke vektlagt/tolket fra seismikken, da det er tolket samme p-bølgehastighet i bløt leire og sand i de oversendte profilene fra Geophysix, ref. [13].

8.3 Grunnens materialeegenskaper

8.3.1 Innledning

Grunnen kan generelt deles opp i følgende 2 lag:

1. Øvre lag med varierende mektighet bestående av sand/grus
2. Underliggende lag bestående av bløt leire ned til berg eller et morenelag av varierende mektighet

De opptatte prøvene viser at leiren stedvis er å klassifisere som mulig sprøbruddmateriale. Dette er basert på prøveserien som ble tatt opp i hull 13-NO18, øst for planlagt fylling langs innflygningslysene.

8.3.2 Tolkning av ødometer- og treaksialforsøk

Det ble utført 5 stykker CRS forsøk på prøver fra østre del av sjøarealet, kfr. tabell 3.

Tabell 3: Tolkete parameterer fra utførts CRS forsøk

Hull	Dybde	Beregnet overlagrings-trykk p_o' (kPa)	Tolket prekonsoliderings-trykk p_c' (kPa)	OCR (-)	Modultal I m (-)	M_{OC} M (MPa)	Konsoliderings koeffisient p_{nc}' c_v (m ² /år)	Konsoliderings koeffisient p_c' c_v (m ² /år)
10	2,4	22	75	3,5	17	6,5	12	15
11	1,7	15	45	2,9	17	2,5	2	9
13	2,4	22	-	-	20	-	10	-
13	5,3	48	48	1,0	17	1,5	25	60
13	6,6	59	70	1,2	18	2,0	6	12

Det ble utført 4 aktive udrenerte treaksialforsøk på prøver fra øst, kfr. tabell 4.

Tabell 4: Tolkete parameterer fra utførts aktive udrenerte treaksialforsøk

Hull (m)	Dybde (m)	Tolket ved tøyning ϵ (%)	Fiksjonsvinkel (ϕ)	Attraksjon (kPa)	S_{uc} (kPa)	Prøvekvalitet
10	1,8	1,0	24	10,0	9	Dårlig
11	3,6	1,0	22	10,0	8	Akseptabel
13	5,4	0,5	24	10,0	17	Dårlig
13	6,7	0,5	23	10,0	20	Dårlig

Da det generelt er en god del forstyrelse av prøvene brukes de høyere tolkede verdiene fra treaksialforsøkene i de videre vurderingene.

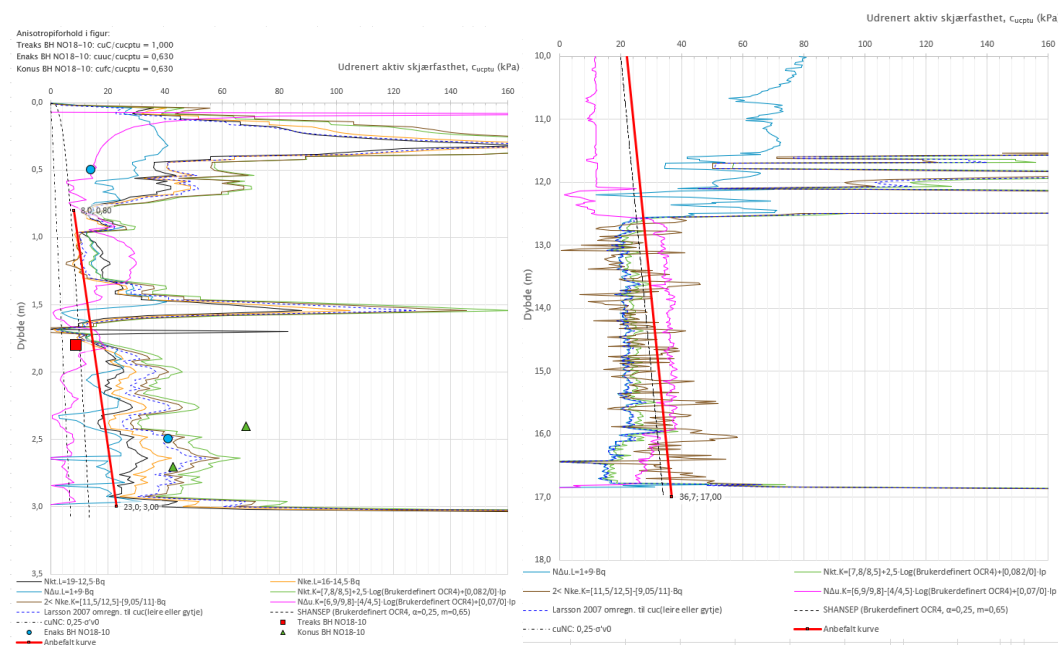
Det ble i tillegg utført ett passivt treaksialforsøk på en prøve fra hull 13-NO18, kfr. tabell 5.

Tabell 5: Tolkete parameterer fra utførte passive udrenerte treaksialforsøk

Dybde (m)	Tolket ved tøyning ϵ (%)	Fiksjonsvinkel (ϕ)	Attraksjon (kPa)	S_{uc} (kPa)	Prøvekvalitet
5,5	1,0	14	0	6	Dårlig

8.3.3 Geotekniske styrkeparametere

Brukte styrkeverdier i stabilitetsberegningene er oppsummert i Tabell 8. Da de østlige prøvene fra leiren (hull 13) generelt viser at leiren er tilnærmet normalkonsolidert, brukes en styrkeøkning med dybden som er basert på erfaringsverdier for NC-leire. Ved konsolidering brukes $s_{u,A} = 0,25 \cdot p_0'$. Ellers brukes CPTU-baserte verdier tatt fra hull 10 og 11, for opprinnelig udrenert skjærfasthet for midtre og vestre del av fyllingen.



Figur 23: Venstre figur - Trykksonderinger utførte i hull 10 sammen med laboratorieresultat fra samme hull og anbefalt designlinje. Høyre figur - Trykksondering fra hull 12 sammen med $0,27 \cdot p_0'$ linjen.

Valg av effektive styrkeparametere baseres på erfaringstall fra Håndbok V220, ref. [6], med unntak av leirens parametere.

Tabell 6 : Valgte parametere for stabilitetsberegningene

Lag	γ/γ' (kN/m ³)	Effektive styrkeparametere, c/φ' (kN/m ² / grader)	Udrenert aktiv skjærfasthet, $S_{u,A}$ (kN/m ²)
Sprengstein	19/12	5/42	-
Sand/grus	18/8	5/35	-
Leire	19/9	4/24	$0,25 \cdot p_0'$ Tolket CPTu 10
Morene	19/9	5/37	-

Valg av ADP-faktorer for udrenert beregning baseres på anbefalinger fra NIFS, ref. [8]. Dette på bakgrunn av at de utførte laboratorieforsøkene til stor grad er påvirket av prøveforstyrrelse. Det er valgt følgende ADP-forhold:

$$\frac{S_{u_D}}{S_{u_A}} = 0,63$$

$$\frac{S_{u_P}}{S_{u_A}} = 0,35$$

8.3.4 Geotekniske stivhetsparametere

I Plaxis-modellen er leirelaget forenklet og modelleres med parameterer basert på spesialforsøket utført i hull 11 (CRS forsøket tatt på prøven fra hull 10 vurderes å være av dårlig kvalitet).

Permeabiliteten er variert i et intervall mellom ($2,5 \cdot 10^{-5}$ – $5,5 \cdot 10^{-5}$) m/dag basert på en øvre og undre verdi fra tolking av CRS forsøket tatt på prøven fra hull 11.

Basert på resultater fra ødometerforsøk på prøver tatt fra hull 11, er det benyttet en øvre og nedre verdi for permeabilitet: $2,5 \cdot 10^{-5}$ og $5,5 \cdot 10^{-5}$ m/dag.

Følgende materialparametere er brukt i Plaxis:

Tabell 7: Benyttete materialparametere

Parameter	Enhet	Sand/grus	Sprengstein	Morene	Leire (hull 11)
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Undrained (A)
γ_{unsat}	kN/m ³	18	19	19	19
γ_{sat}	kN/m ³	18	22	19	19
E_{50}^{ref}	kN/m ²	25 000	60 000	40 000	5 000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	20 000	50 000	40 000	1 700
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	75 000	180 000	120 000	13 500
Power (m)		0,5	0,5	0,5	1
c'_{ref}	kN/m ²	5	5	5	4
ϕ (phi)	°	35	42	37	24
Ψ (psi)	°	0	0	0	0
$k_x=k_y$	m/dag	27	270	27	$2,5 - 5,5 \cdot 10^{-5}$

8.4 Stabilitet- og setningsberegninger

8.4.1 Innledning

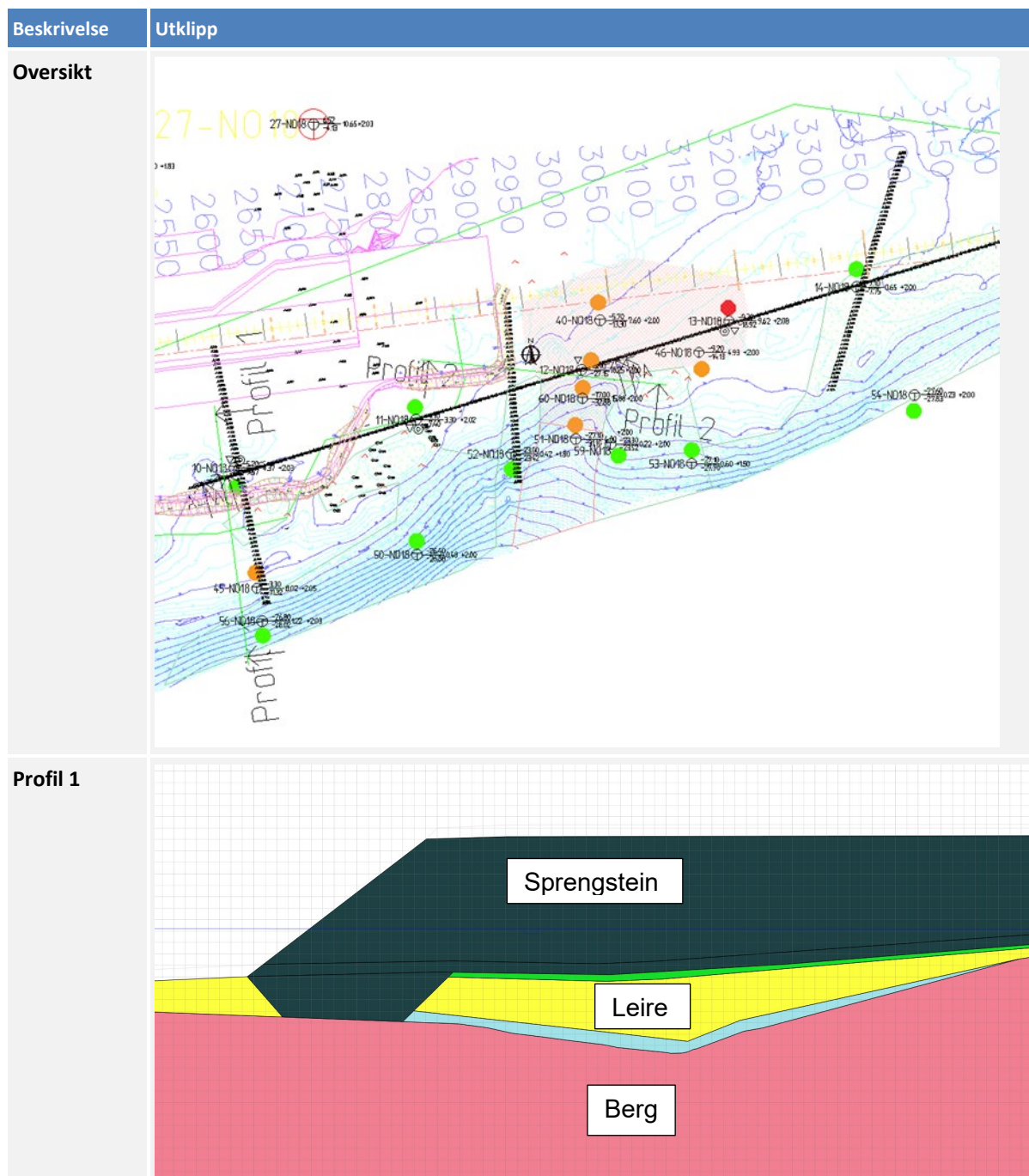
Det er utført stabilitets- og setningsberegninger for 1 representativt snitt for fyllingsalternativet 1E SP3-R3. Der forutsatt 1 meter overhøyde på fyllingene. Dette er for å påskynde setningsforløpet og kompensere for de setningene som oppstår før ferdigstilling av rullebanen. Lagdelingen er basert på interpolering mellom boringer og seismikk. Det er forutsatt et drenerende lag i bunnen og toppen av leiren. Den antatte lagdelingen er beheftet med noe usikkerhet. Resultater fra de supplerende grunnundersøkelsene vil bli benyttet for oppdaterte beregninger i detaljfasen.

Det er vurdert å være nødvendig å mudre en 10 meter bred renne ned til faste masser under hele østre fyllingsfront, som er inkludert i beregnet profil. Dette er på grunn av lokalstabilitet og også for å avskjære fyllingen fra en mulig faresone for kvikkleire.

8.4.2 Beregnet profil

Beregnet profil er vist i Tabell 8.

Tabell 8: Beregnet profil i øst



Steinfyllingen har en høyde på ca. 10 meter der det ikke er mudret, og mektighet av leirlaget er ca. 5 meter på det meste. I gjennomsnitt er leirlaget antatt å være ca. 2 - 4 meter.

8.4.3 Stabilitet

Utførte stabilitetsberegninger er vist i **Tabell 9**. Det er brukt den noe konservative styrken tolket fra CPTu fra punkt 10-NO18 der styrke-økningen med dybde ikke er interpolert videre under avsluttet CPT. I tillegg er det utført en beregning der det brukes et Su-profil (etter konsolidering for steinfyllingen) tilsvarende $0,25 \cdot p_0$.

Tabell 9: Resultat fra stabilitetsberegningene

Situasjon	Utklipp	Partialfaktor på materialet – oppnådd
Profil 1 Mudret under fyllingsfront, +1 meter overlaster og 19 kPa trafiklast (C profiler CPTu 10)		$1,40^2$ $2,14^1$
Profil 1 Mudret under fyllingsfront, +1 meter overlaster og 19 kPa trafiklast (C-profiler til fyllingstopp)		$1,60^2$

- 1) a-fi
- 2) ADP

Ved å bruke en 10 meter bred mudringsrenne i fyllingsfronten oppnås tilstrekkelig partialfaktor (sikkerhet) for planlagt fylling. Når endelig fyllingsalternativ er låst og det er utført kompletterende grunnundersøkelser, vil det bli vurdert om det er mulig å bygge opp fyllingen i etapper med konsolidering uten mudring og masseutskifting. Det vil også ses på et alternativ med å fortrenge leiren med grove blokker under deler av fyllingen. Dette kan vurderes der leirmektheten er < 2 meter.

8.4.4 Setninger

Setningene er estimert vha. 2D FEM beregninger i fem-koden Plaxis 2D. Det er benyttet parametere for å simulere jordens stivhet som tar utgangspunkt i parametere listet i kapittel 8.3.4.

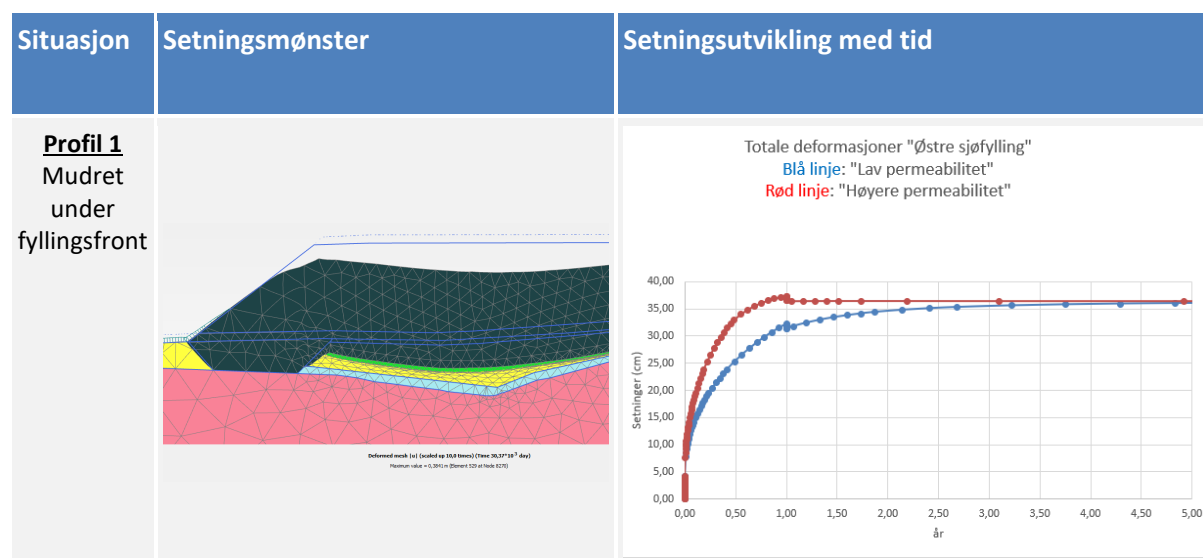
Det er usikkerhet knyttet til de beregnede verdiene for setninger. Resultatene som er vist i Tabell 10 er *estimerer, men gir informasjon om forventet størrelsesorden på setninger*.

Beregningsprofil er vist i Tabell 8. Største delen av setningene vil komme som initial- og primærsetninger.

Etter at fyllingen er etablert vil det pågå krepsetninger over lang tid. De er størst de første årene og vil avta over tid. Det er få målinger tilgjengelig fra tilsvarende fyllinger, men det er resultater fra høye fyllingsdammer. Disse er lagt til grunn for å estimere krepsetninger. For en 10 meter høy steinfylling er det estimert at krepsetninger etter 100 år vil ligge på mellom 5 – 10 mm. De er derfor vurdert å ikke ha noen betydning for rullebanene. Krepsetningene i leirlaget er også vurdert å bli tilsvarende små, for mektigheten av leirlaget er begrenset.

Beregnet snitt vurderes å være konservativt og viser største forventede (beregnete) setninger. Størrelsen på setningene vil variere over området og det må påregnes differansesetninger avhengig av mektigheten på leirlaget og høyden på steinfyllingen. Supplerende grunnundersøkelser vil kunne øke nøyaktigheten på beregningene. Oppdaterte beregninger utføres i detaljfasen, basert på resultater fra de supplerende grunnundersøkelsene.

Tabell 10: Beregnede setninger for profil 1



Det er beregnet at det kan bli oppimot ca. 40 cm setninger under planlagt fylling, der leirmektigheten er størst.

Hvis leirmektigheten er som antatt (maks ca. 4 meter) indikerer beregningene at 1 meter overhøyde som får ligge i 1 år er tilstrekkelig for å gjøre unna det aller meste av forventede setninger i leirlaget. Med det antatte intervallet på permeabilitet, viser beregningene at det kan oppstå 0 - 5 cm setninger i løpet av 1,5 år etter at forbelastningen er fjernet.

Setningene må måles etter at fyllingen er lagt ut. Når setningskurven begynner å avta, kan det vurderes å fjerne forbelastningen. Lengden på forbelastningsperioden vil derfor avhenge av målt setningsutvikling.

Som alternativ til forbelastning, er en løsning å mudre bort større andel av leiren. Dette vurderes nærmere i detaljfasen, basert på resultater fra de supplerende grunnundersøkelsene.

8.5 Anleggsteknikk for sjøfylling i øst

I forprosjektet ser man for seg en løsning der sjøfyllingen etableres ved bruk av lekter til ca. kote -3. Over kote -3 vil fyllingen etableres fra land og opparbeides fra vest mot øst. Det legges opp til lagvis komprimering av fyllingen fra kote 0. Før fyllingen etableres må mudring av fyllingsfront utføres. Mudret renne fylles igjen med sprengstein. Massene er vurdert å være godt egnet for mudring med en «back hoe dredger», da det er fastere lag over bløt leire og dypeste mudringsdybde forventes å være ca. kote -15 (nødvendig dybde kommer frem av BIM modell). For å ha tilfredsstillende stabilitet i anleggsfasen, må fyllingen starte i mudringsrennen og det må fylles slik at det ikke oppstår midlertidige «hulrom» mellom fyllingsfront og bakre fyllingsareal.

9 INNFLYGNINGSLYS

Systemet for innflyvningslys strekker seg ut i sjøen fra begge ender av flystripen. Lysene monteres på brokonstruksjoner. I forprosjektet har man sett for seg en konstruktive løsning som beskrevet under.

Broen fundamenteres på peler. På peletoppene bygges tverrbjelker / pelehoder av betong. Noen tverrbjelker forlenges for å bære større tverrgående lysgrupper.

Broen fundamenteres på borede stålrørspeler i pelepar for hver 15. meter brolengde. Det benyttes RD-peler, som er stålrørspeler med påsveiset borkrone. Disse bores med fullt tverrsnitt ca. 2 m inn i fast fjell.

Det er forutsatt dimensjon Ø 610 x 8,0 mm som representativ for stålrørene. Dimensjonen kan varieres etter lokale forhold langs bro-linjen. Etter nedboring blir pelene armert og utstøpt med betong. Utstøping er antatt med pumpbar AUV-betong (undervannsstøp), ev. med pumpbar normalbetong over sjønivå. Stålrørets kapasitet er ikke medregnet i pelenes bæreevne, de dimensjoneres som armerte betongpilarer. Stålrøret kan derfor korrodere bort uten konsekvens.

I flystripens lengderetning ut over sjøen bygges en gangbro av stål med dekke av gitterrist.

Noen av pelene kommer innenfor kartlagt faresone i øst ref. [26]. Rundt disse pelene er det forutsatt mudring og tilbakefylling med sprengstein for å skjære av disse fra faresonen. Alternativt kan det mudres en renne foran lysene ned til faste masser som fylles tilbake med sprengstein. Det forutsettes at det mudres en 5 meter bred renne igjennom faresonen, som fylles tilbake med sprengstein foran pelene.



Figur 24: Utklipp fra beregningsmodell for gangbro

Gangbro og peler er mer utførlig beskrevet i notatet *Gangbro for innflyvningslys*, ref. [27].

10 VIDERE ARBEIDER

Alt av tiltak må detaljprosjektertes. Basert på resultater fra supplerende undersøkelser, vil vurderinger og beregninger sjekkes mot de forutsetninger og tiltak som er beskrevet. Om nødvendig gjøres nye beregninger og vurderinger. Geoteknikere må vurdere videre behov for kompletterende grunnundersøkelser når prosjektet modnes ytterligere.

Det er utarbeidet eget geoteknisk notat om fundamentering og utgraving for bygningsmassen [30]. I dette notatet er resultater fra supplerende grunnundersøkelser for fundamentering av bygningsmassen hensyntatt. For detaljfasen er det planlagt prøvegravinger for å få ytterligere informasjon om løsmassene inne på land. Dette gjelder spesielt informasjon om den faste Bodø-leira. Grunnforholdene på landsiden anses imidlertid som relativt ukompliserte med hensyn til fundamentering, slik at det ikke ligger store økonomiske risikoer eller er strenge anbefalinger med tanke på plassering og utforming av bygg.

11 REFERANSER

- [1] Norges Geologiske Undersøkelser, <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>
- [2] Skrednett, Norges vassdrags- og energidirektorat <https://www.nve.no/flaum-og-skred/skrednett/>
- [3] Karttjeneste fra <https://kart.finn.no/>
- [4] Satelittmålinger fra INSAR Tjenesten er utviklet og driftet av NGU, NVE og KSAT. <https://insar.ngu.no/>
- [5] Norgeskart www.norgeskart.no
- [6] Statens Vegvesen Håndbok V220, Geoteknikk i Vegbygging
- [7] Statens Vegvesen Håndbok V221, Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger.
- [8] NIFS-Sluttrapport – Narufare, flom og skred. Rapport 43-2016.
- [9] Rapport 14-02454-3 Bodø Hovedflystasjon, Miljøteknisk Grunnundersøkelse, NGI
- [10] Bodø lufthavn, Supplerende undersøkelser forurenset grunn. 10001444-187075-BO000-S2-RA-0115
- [11] Datarapport Grunnundersøkelser Ny Lufthavn Bodø. Rapport nr. 1350036248-1 datert 20.01.2020, fra Rambøll
- [12] Datarapport akustiske undersøkelser sjø for Ny Lufthavn Bodø. Rapport 19011-3. fra GeoPhysix
- [13] Datarapport refraksjonsseismiske undersøkelser sjø for Ny Lufthavn Bodø. Rapport nr. 19011, fra GeoPhysix
- [14] Datarapport refraksjonsseismiske undersøkelser land for Ny Lufthavn Bodø. Rapport nr. 19011, fra GeoPhysix, mottatt 2019.10.01
- [15] NS-EN-1990: 2002+A1:2005+NA:2016, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- [16] NS-EN-1997-1:2004+A1:2013+NA:2016, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler
- [17] NS-EN-1997-2:2007+NA:2008, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver
- [18] NS-EN-1998-1:2004+A1:2013+NA:2014, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- [19] NS-EN-1998-5:2004+NA:2014, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold
- [20] NVE Veileder 7/2014, «Sikkerhet mot kvikkleireskred», april 2014
- [21] Høringsdokument Nr. 3/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred. Revisjon av NVE Veileder 7/2014. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og jordarter med sprøbruddegenskaper
- [22] Statens vegvesen håndbok «N200 Vegbygging», 2018
- [23] Statens vegvesen håndbok «N400 Bruprosjektering», 2015
- [24] Byggesaksforskriften, SAK 10, Utgitt av Direktoratet for Byggkvalitet
- [25] Peleveiledningen 2019, Utgitt av Norsk Geoteknisk Forening
- [26] Ny lufthavn Bodø, Områdestabilitet i sjø – østre del, 10001444-187075-BO000-G1-NO-0111
- [27] Ny lufthavn Bodø, Gangbro for innflygingslys, 10001444-187075-BO000-B2-NO-0112
- [28] Ny lufthavn Bodø, Overbygning og steinmaterialer, 10001444-187075-BO000-C1-NO-0050
- [29] Ny lufthavn Bodø, Supplerende geotekniske undersøkelser, 10001444-187075-BO000-G1-RA-0102
- [30] Ny lufthavn Bodø, Fundamentering av bygg, 10001444-187075-BO000-G1-NO-0112