

BÆRUM KOMMUNE

NY VL OKSENØYA - LOMVIVEIEN

INNLEDENDE GEOTEKNISK VURDERING

ADRESSE COWI AS
Karvesvingen 2
Postboks 6412 Etterstad
0605 Oslo
Norway

TLF +47 02694
WWW cowi.dk

INNHold

1	Innledning	3
1.1	Plannivå	3
1.2	Prosjektbeskrivelse	3
2	Topografi og grunnforhold	5
2.1	Topografi	5
2.2	Kvartærgeologi	6
3	Utførte grunnundersøkelser	6
4	Tidligere undersøkelser	7
5	Resultater fra utførte grunnundersøkelser	10
6	Grunnvannstand	13
7	Geotekniske parametere	14
8	Telefare	16
9	Seismiske forutsetninger	17
10	Naturfare	19
11	Utredning av områdeskredfare	20
11.1	Kritiske skråninger og mulige løsneområder	20
11.2	Tiltakskategori (NVE) og krav til kvalitetssikring	24
11.3	Aktuelle skredmekanismer og avgrensning av faresone	24

PROJEKTNR.	DOKUMENTNR.
A269525	A269525-NOT-RIG-001

VERSJON	UTGIVELSESDATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET	KONTROLLERT	GODKJENT
1.0	12.06.24	Forbrosjekt	LLLO	CBNI	LSLU
2.0	03.10.24	Forprosjekt	LLLO	CBNI	LSLU

11.4	Klassifisering av faresone	26
11.5	Stabilitet før og etter tiltak	26
11.6	Stabilitet i anleggsfasen	28
12	Erosjon	30
13	Geotekniske vurderinger	31
13.1	Geotekniske prosjektførutsetninger	31
13.2	Partial og korreksjonsfaktorer	33
13.3	Utgraving trasè	33
13.4	Konfliktpunkt med eksisterende infrastruktur	34
14	Videre arbeid	37
15	References	38

VEDLEGG

Vedlegg 1 – Borplan, faresone

Vedlegg 2 – Terrengsnitt, stabilitetsberegninger

Vedlegg 3 - Faregradsklassifisering

1 Innledning

COWI er engasjert av Bærum kommune som geoteknisk rådgiver i forbindelse med etablering av en 450 meter ny ø 500 mm høytrykksvannledning på Fornebu. Denne rapport beskriver hvilke krav og forutsetninger som må ivaretas i forbindelse med den etterfølgende detaljprosjektering. Rapporten beskriver hvilke grunnundersøkelser som er gjort, og vurderer om det er behov for supplerende undersøkelser. Basert på de utførte grunnundersøkelser beskrives de forventede grunnforhold.

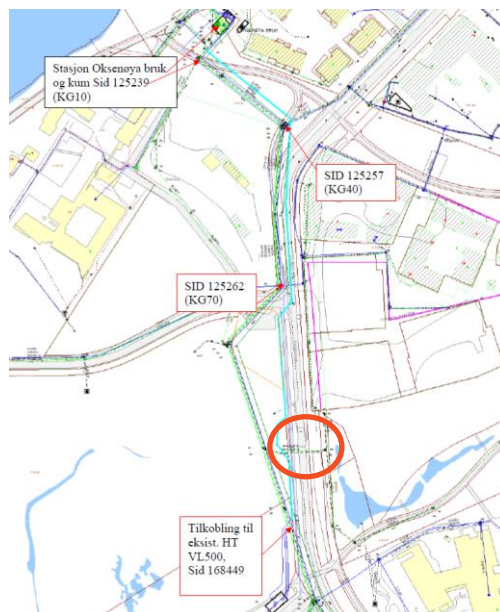
1.1 Plannivå

Prosjektet utarbeides for plannivå tilsvarende forprosjekteringsfase. Det skal være tilstrekkelig sikkerhet mot områdeskred i henhold til kravene i plan og bygningslover §28-1, §29-5 [1] og byggeteknisk forskrift kap. 7, [2]. Sikkerhet mot områdeskred utredes i samsvar med NVE 1/2019, [3].

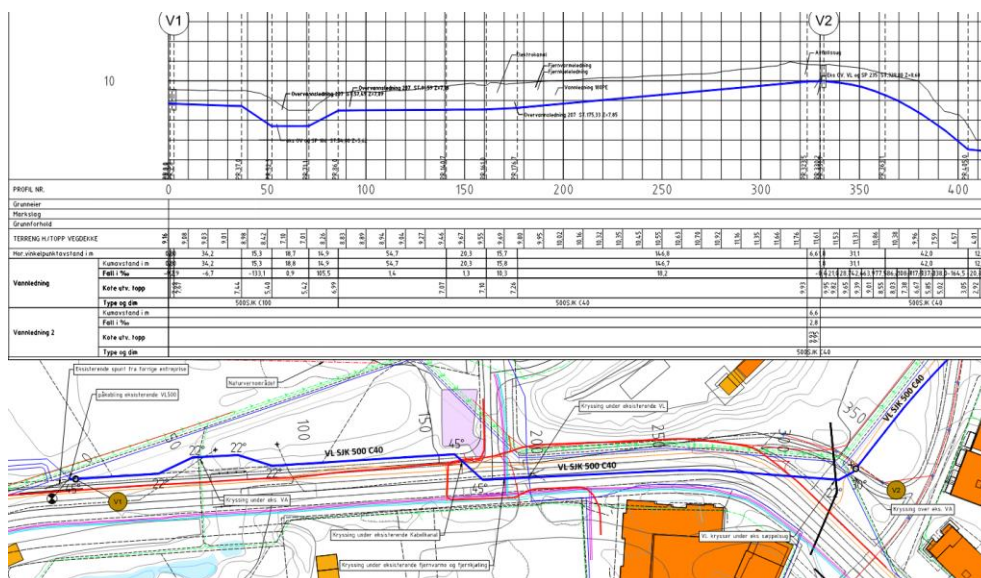
Denne rapporten tar ikke for seg vurdering omkring forurenset grunn.

1.2 Prosjektbeskrivelse

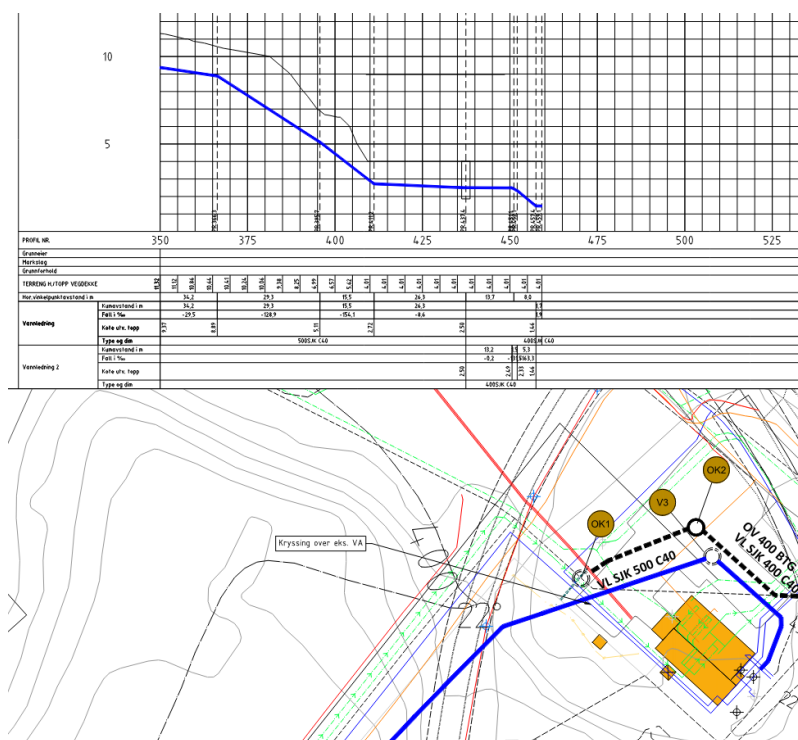
Eksisterende og planlagt ledningsstrekke er vist på plantegning i Figur 1. Foreløpig planlagt grøftesnitt er vist i Figur 2 og 3. Ny høytrykksvannledning ønskes i utgangspunktet gjennomført med åpne graveskråninger. Gjennomføring av strekket krever en midlertidig fylling av deler av infiltrasjonsdammen ved kulvertkrysning markert med rød ring på figur 1. Ledningsdybden er planlagt i størrelsesorden ca. 2-3 m under terreng.



Figur 1: Plantegning. Ny 500 mm vannledning er vist med lys blå farge.



Figur 2: Plan og profil pel 0-400.



Figur 3: Plan og profil pel 350-460.

2 Topografi og grunnforhold

En generell gjennomgang av topografien fra området og grunnforhold er nødvendig for å kunne vurdere prosjekteringsforutsetninger i forhold til utførelse og sikkerhetskrav som må overholdes i forbindelse med prosjektet.

Det er benyttet informasjon fra kvartærgeologisk kartgrunnlag og utførte grunnundersøkelser.

2.1 Topografi

Prosjektområdet ligger på halvøya Oksenøya ved Fornebu i Bærum kommune. Landskapet er relativt flatt med enkelte lokale brattere skråninger. Området preges av tett bebyggelse, parker og åpne grøntområder. Det har tidligere ligget en flystripe på deler av prosjektområdet.

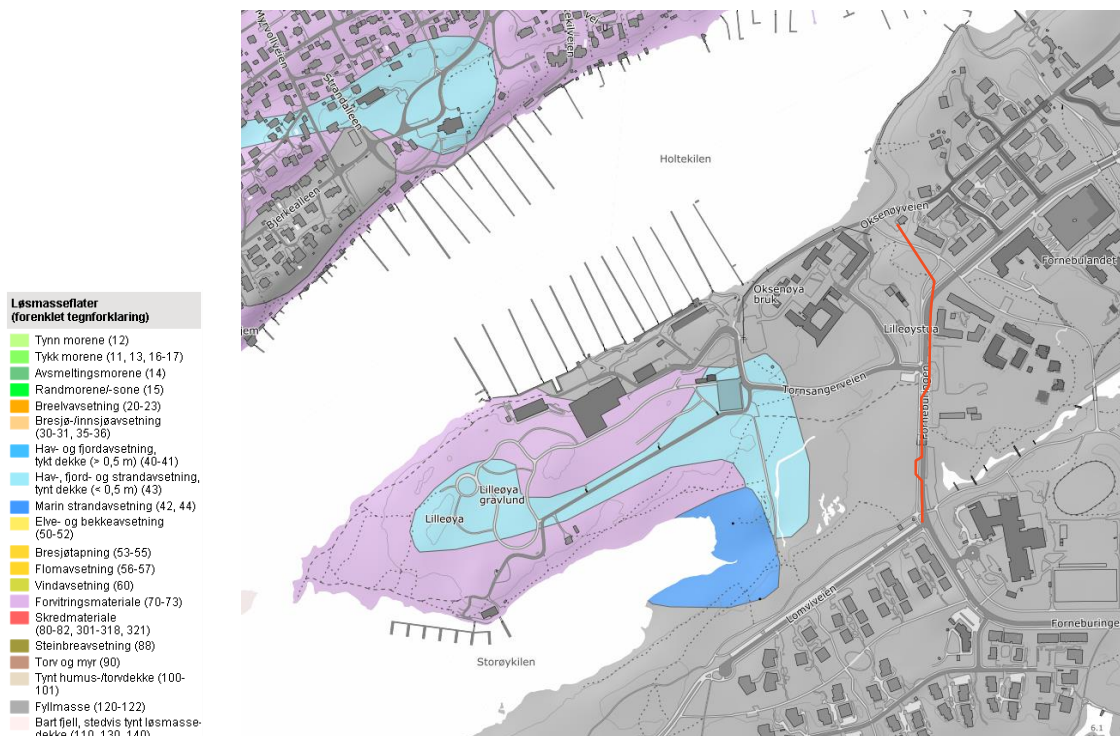
Terrenget stiger fra Holtekilen mot Forneburingen med en gjennomsnittlig stigning på ca. 1:15 før det slaker noe ut videre østover. Terrenget langs lednings-traseen stiger fra kt.+3,5 ved pel 430 i nordvest til ca. kt.+11,5 ved pel 310 mot vest. Videre heller terrenget langs traseen slakt mot sør til ca. kt.+9,5 ved pel 0.



Figur 4: Utklipp fra Høydedata [4] med fargeangivelse på helninger av terreng. Prosjektområdet er skissert med rød linje.

2.2 Kvartærgeologi

NGUs løsmassekart [5] viser at området er dominert av fyllmasser, med innslag av forvittringsmateriale og marine hav- og strandavsetninger. Løsmassekartet indikerer kun løsmasstype i de øvre jordlagene, og nødvendigvis ikke i dypere jordlag.



Figur 5: Utklipp fra NGUs løsmassekart. Planlagt trasé er skissert i rødt.

3 Utførte grunnundersøkelser

Borepersonell fra Norconsult utførte i uke 13-14/2024 grunnundersøkelser langs planlagt trasé hvor følgende undersøkelser ble gjennomført;

- 11 punkt med totalsondering
- 6 prøvetakingspunkt med 54 mm sylindrerprøvetaker og naverbor
- 3 punkt med trykksondering CPTU
- 4 punkt med grunnvannsmålinger med elektrisk og hydraulisk piezometer

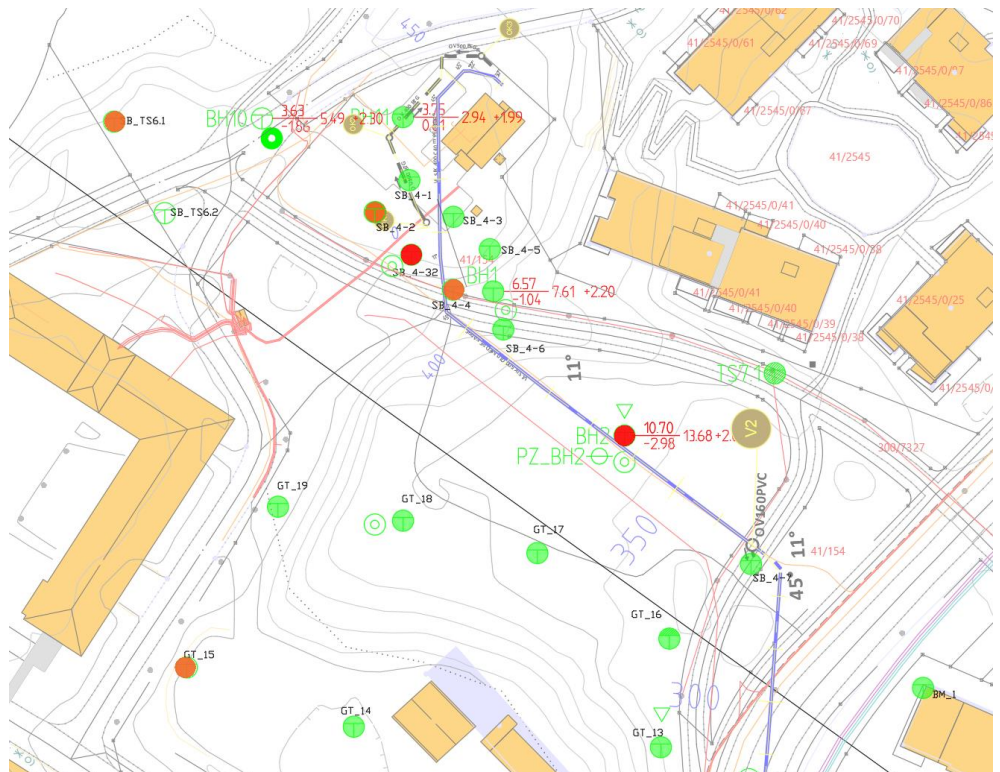
Borplan er vist i vedlegg 1.

4 Tidligere undersøkelser

Det er i flere omganger utført grunnundersøkelser nært prosjektområdet. Det er påvist sprøbruddmateriale i enkelte punkter ved prosjektområdet. Resultater fra tidligere undersøkelser er presentert i notatene:

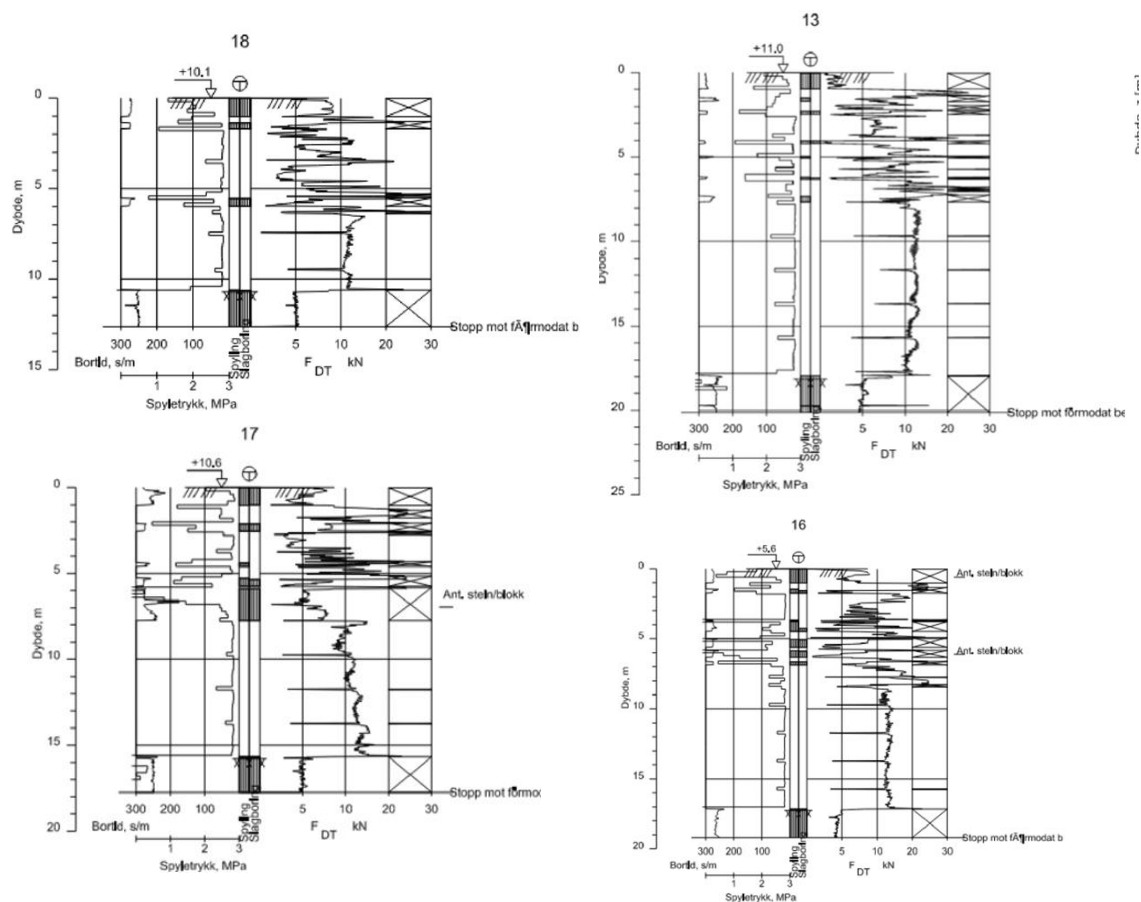
- G-not-001 Fornebu 9.6. Geotekniske prosjektførutsetninger (Rambøll, 21.04.2017)
- G-not-001 1350018460 Oksenøya B1. Geoteknisk prosjektering (Rambøll, 13.03.2017)
- G-rap-001-1350022452 Oksenøya senter – Forneby felt 9.7 (Rambøll, 16.06.2017)
- 00095.01, rev 01 Geoteknisk datarapport «99006 Infrastruktur Fornebu» (NVK Terraplan, 05.12.2000)
- Stedsspesifikk risikoanalyse for lok 039 søppelfylling ved Holtekilen (Statsbygg, 28.01.2004)
- 117221r1_rev1 Bærum. Oksenøya Bruk Grunnundersøkelser (Grunnteknikk, 28.06.2003)

Et utklipp av en sammenstilling av utførte grunnundersøkelser i området med fargekoordinering er vist i figur 6. Hele oversikten er vist i vedlegg 1. Mange punkter mangler koordinater, og er etter beste evne plassert ut fra sammenligning av høydekoter og byggverk.

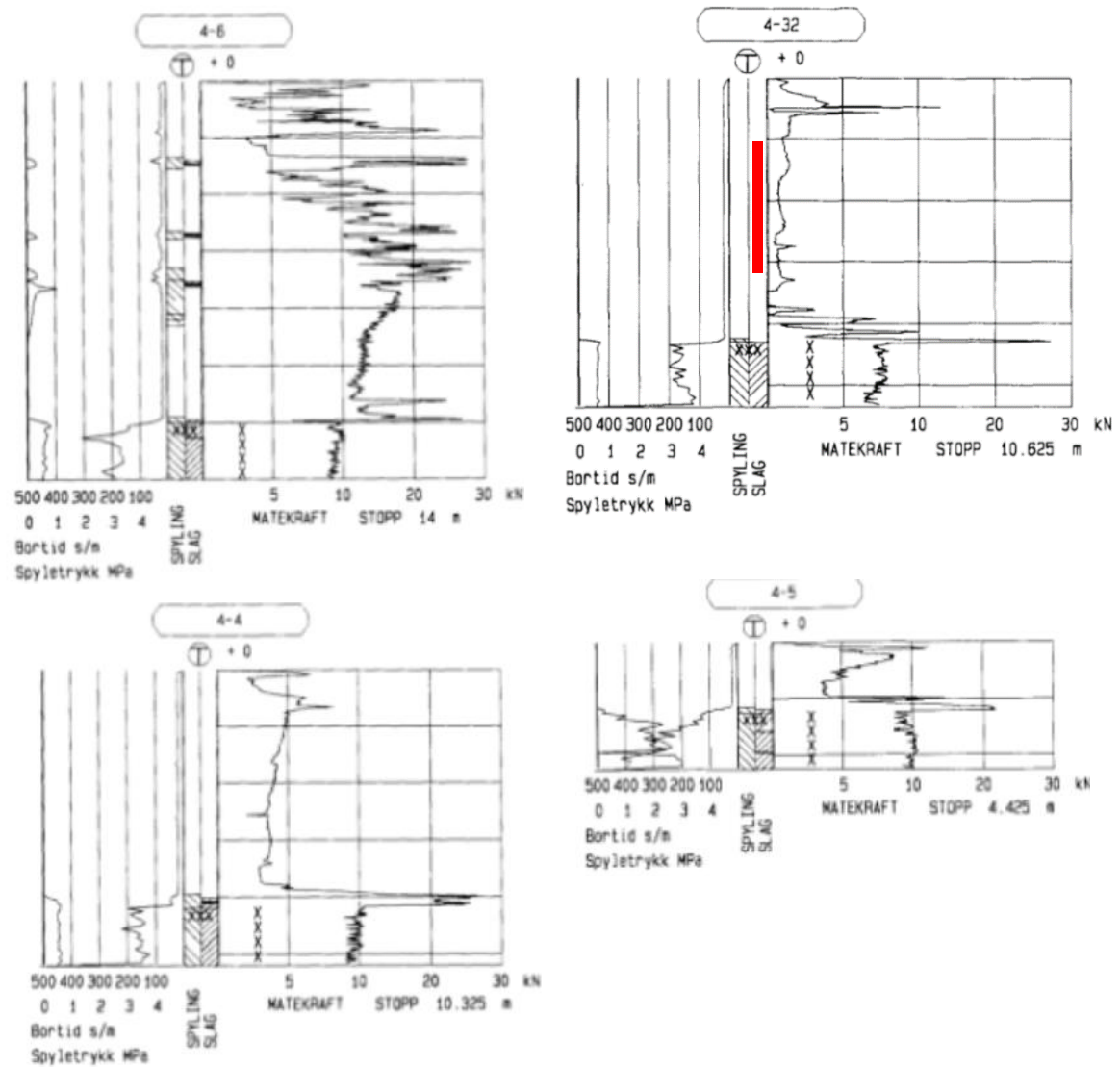


Figur 6: Fargekoordinert borplan med undersøkelser utført ved kristisk snitt. Det er påvist sprøbruddmateriale i to punkt (rød). Enkelte totalsonderinger indikerer sprøbruddmateriale, men mangler laboratorieundersøkelser for å fastslå dette. Disse antas konservativt å bestå av sprøbruddmateriale (oransje). Grønne punkter er på bakgrunn av prøvetaking i det enkelte punkt, prøvetaking eller CPTU i

nærliggende punkt og tolkning av sammenfallende matekraftsprofiler vurdert å ikke inneholde kvikkleire.



Figur 7: Resultater fra totalsonderinger hentet fra rapport 117221r1_rev1 (Grunnteknikk, 2003). Laboratorieundersøkelser fra punkt 18 viser leire med høy omrørt skjærfasthet (>20 kPa) i hele profilet. CPTU utført i punkt 13 viser $B_q < 1$ fra dybde 8-18 m under terreng, noe som indikerer at leira ikke har sprø bruddegenskaper. Basert på disse resultatene og sammenfallende matekraftsprofiler vurderes punkt 16 å ligge i kategori grønn (ikke kvikkleire).



Figur 8: Resultater fra grunnundersøkelser hentet fra rapport 990066 Infrastruktur Fornebu (NVK Terra-plan, 2000). Terrenget er i undersøkelsesområdet endret i forhold til datidens terreng, ved at deler av fyllmassene er fjernet (ca. 2,7 m ved punkt 4-6) eller lagt til (ca. 1,6 m ved punkt 4-32). Registrert sprøbruddmateriale/kvikkleire er i punkt 4-32 skissert med rødt. Punkt 4-4 er markert med oransje farge da det ikke foreligger laboratorieundersøkelser fra punktet. Punkt 4-6 er vurdert å tilfalle kategori grønn, da punktet ligger ca. 7 m fra BH1 med sammenfallende matekurve hvor prøvetaking viser at det ikke er kvikkleire i grunnen.

5 Resultater fra utførte grunnundersøkelser

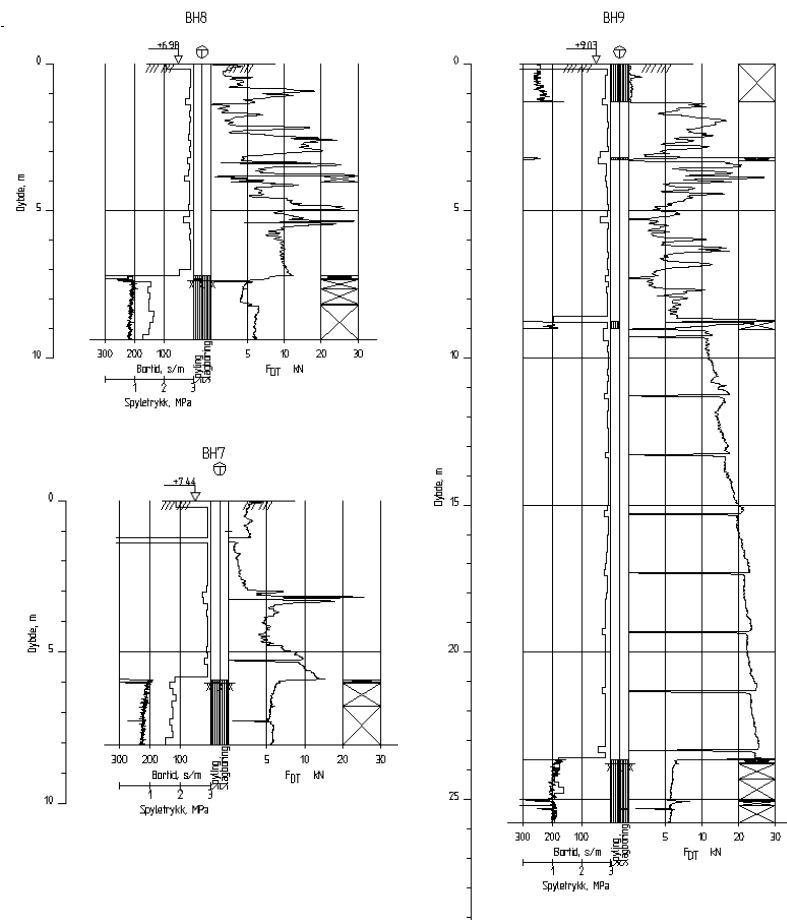
Totalsondering 5 og 11 er avsluttet ca. 3 m under terreng i antatt berg. Totalsondering 9 er avsluttet 23,8 m under terreng i antatt berg. Øvrige totalsonderinger er avsluttet 5,5-13,7 m under terreng i antatt berg.

Generelt viser de utførte grunnundersøkelser et topplag av varierende tykkelse fra ca. 1-7 m av varierende masser fra fyllmasser til tørrskorpeleire. Videre er det registrert leire som stedvis er definert som kvikkleire. Dybder til antatt berg varierer fra ca. 3-23,8 m under terreng langs traseen.

Pel 0 – 150

Det er utført 4 totalsonderinger på delstrekket. Antatt dybde til berg varierer mellom fra 23,9 m i borpunkt BH9 ved pel 10 til mellom 6-7,4 m under terreng for borpunktene BH6-BH8 mellom pel 60-130.

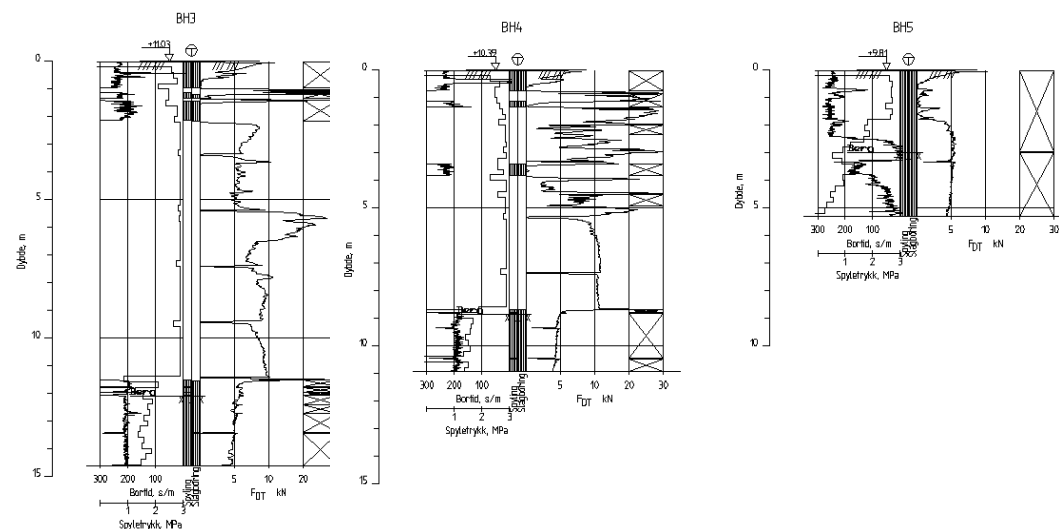
Undersøkelsene viser et lag med fyllmasser ned til berg eller ca. 8 m under terreng. Fyllmassene i dette partiet består av sandig leire med enkelte plante- og teglrester, registrert i telefarlighetsklasse T3-T4 (middels til meget telefarlig). I borpunkt 9 er det under fyllmassene påvist middels fast leire med vanninnhold mellom 32-40% i undersøkte prøver. Totalsonderingen viser økt bormotstand mot dybde i borprofilet.



Figur 9: Eksempler på totalsonderingsresultater, BH7, BH8 og BH9.

Pel 150-300

Det er utført 3 totalsonderinger på delstrekket. Dybde til antatt berg varierer mellom 3-12,1 m under terrengoverflaten. I BH5 ved pel 180 er massene mellom terreng og antatt bergoverflate svært faste, og det knyttes derfor noe usikkerhet til tolkning av bergdybden.

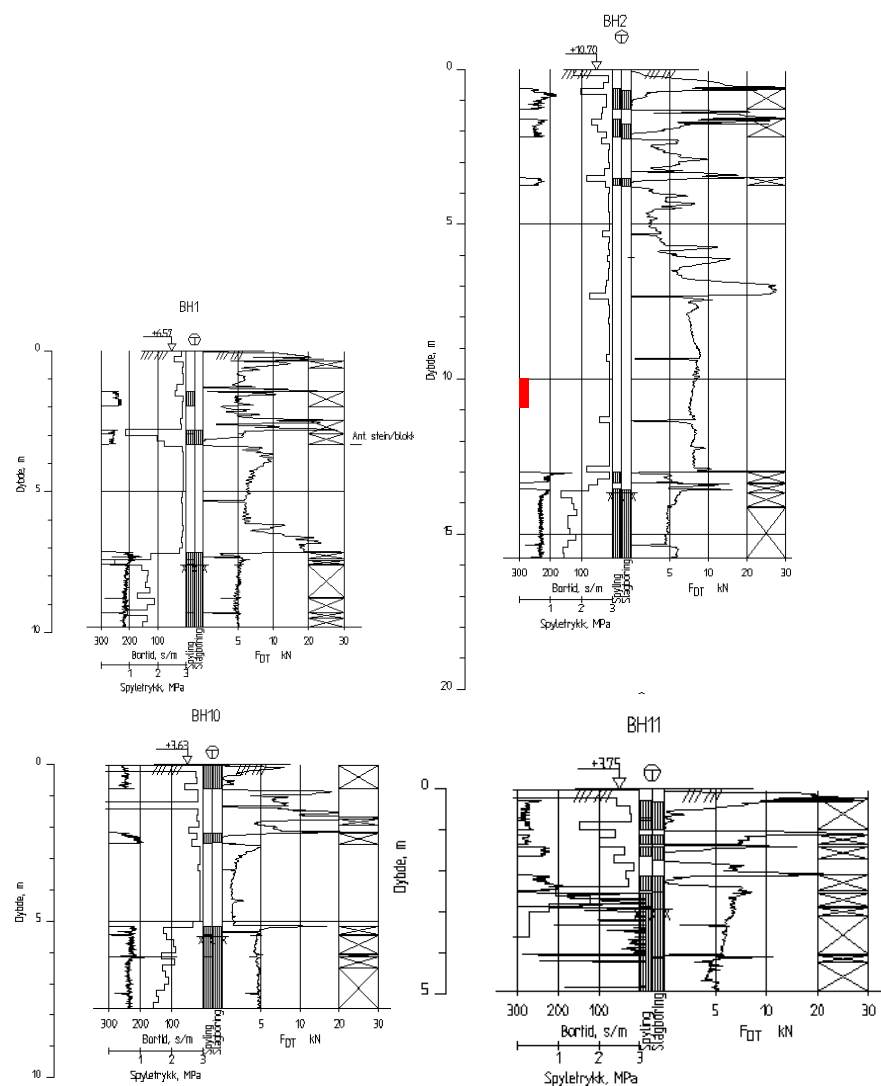


Figur 10: Eksempler på totalsonderingsresultater, BH3, BH4 og BH5.

Undersøkelsene viser fyllmasser av antatt sand/grus opp til ca. 5 m under terreng. Videre antas masser av bløt leire ned til fjell. Det er ikke påvist sprøbruddmateriale i undersøkte prøver.

Pel 300-450

Det er utført 4 totalsonderinger langs delstrekket. Sonderingene er avsluttet i antatt berg på dybder 2,9-13,7 m under terreng. Generelt indikerer undersøkelsene friksjonsmaterialer av antatt sand/grus og grusig leire ned til mellom 2,5-3,5 m under terreng. Massene i det øvre jordlaget er registrert i telefarlighetsklasse T3 (middels telefarlig). Videre er det påvist bløt til fast leire ned til berg. Leiren er registrert som kvikkleire i BH2, fra dybde 10-11 m under terreng. I resterende borpunkt er leiren ikke registrert som sprøbruddmateriale. På parkeringsplassen ved VA-stasjonen er antatt berg registrert på dybde 2,9 m under terreng. Sonderingen indikerer friksjonsmateriale med høy bormotstand med enkelte sjikt hvor bormotstanden er lavere.



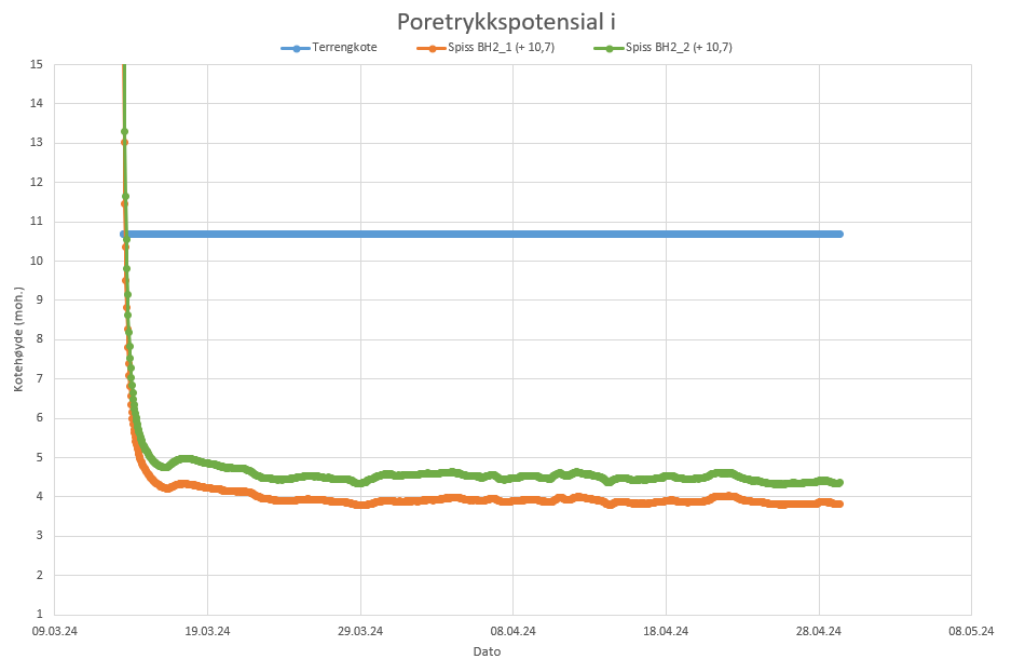
Figur 11: Eksempler på totalsonderingsresultater, BH1, BH2, BH10 og BH11. Registrert kvikkleire er markert med rødt på profil for BH2.

6 Grunnvannstand

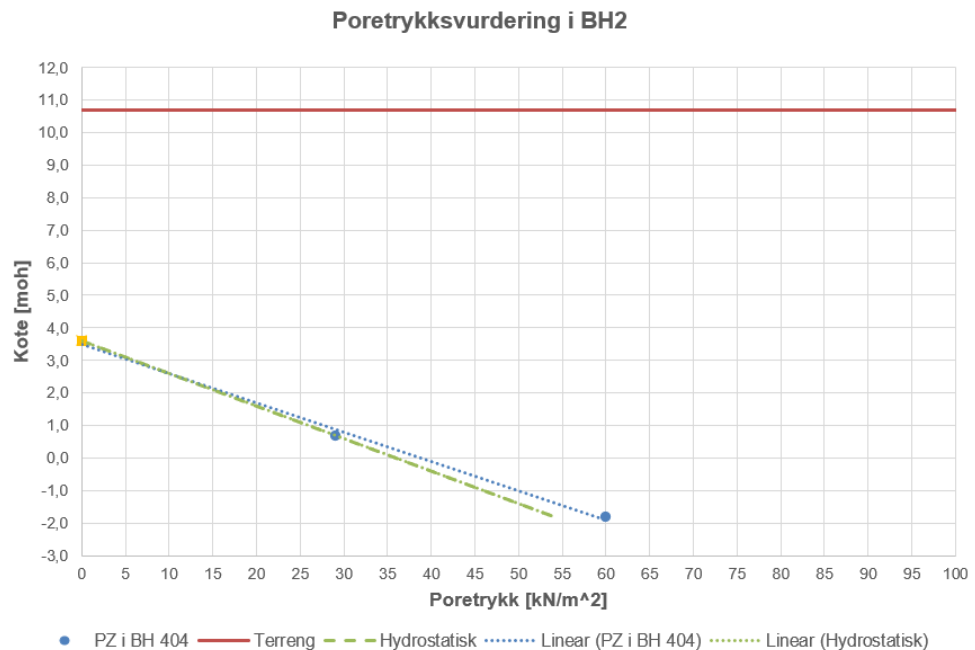
Grunnvannstanden er målt i 3 borpunkter, og innmålt til ca. 4-6,5 m under terreng. Det er målt poretrykk i BH2, BH3 og BH6. I BH2 er poretrykk målt på 2 dybder, 10 og 12 m under terreng. Tolkning av registrerte målinger fra BH2 viser et svakt poreovertrykk (6 kPa) ved kt.-2, som vist i figur 10.

Tabell 1: Piezometeravlesning 29.04.24.24.

Punkt	Dybde målt fra topp før [m]	Dato for avlesning	Terreng-kote	Kote grunnvann
BH2	6-6,5	29.04.24	+10,70	+4-4,5
BH3	6,41 (rørtopp i gategutt)	29.04.24	+11,07	+4,66
BH3	6,07 (rørtopp i gategutt)	11.04.24	+11,07	+5,0
BH6	4.12 (rør stikker 0,95 m over terreng)	29.04.24	+9,53	+6,36
BH6	3,98 (rør stikker 0,95 m over terreng)	11.04.24	+9,53	+6,5



Figur 12: Resultater fra elektrisk piezometer, BH2.



Figur 13: Poretrykksvurdering for registrerte målinger i BH2.

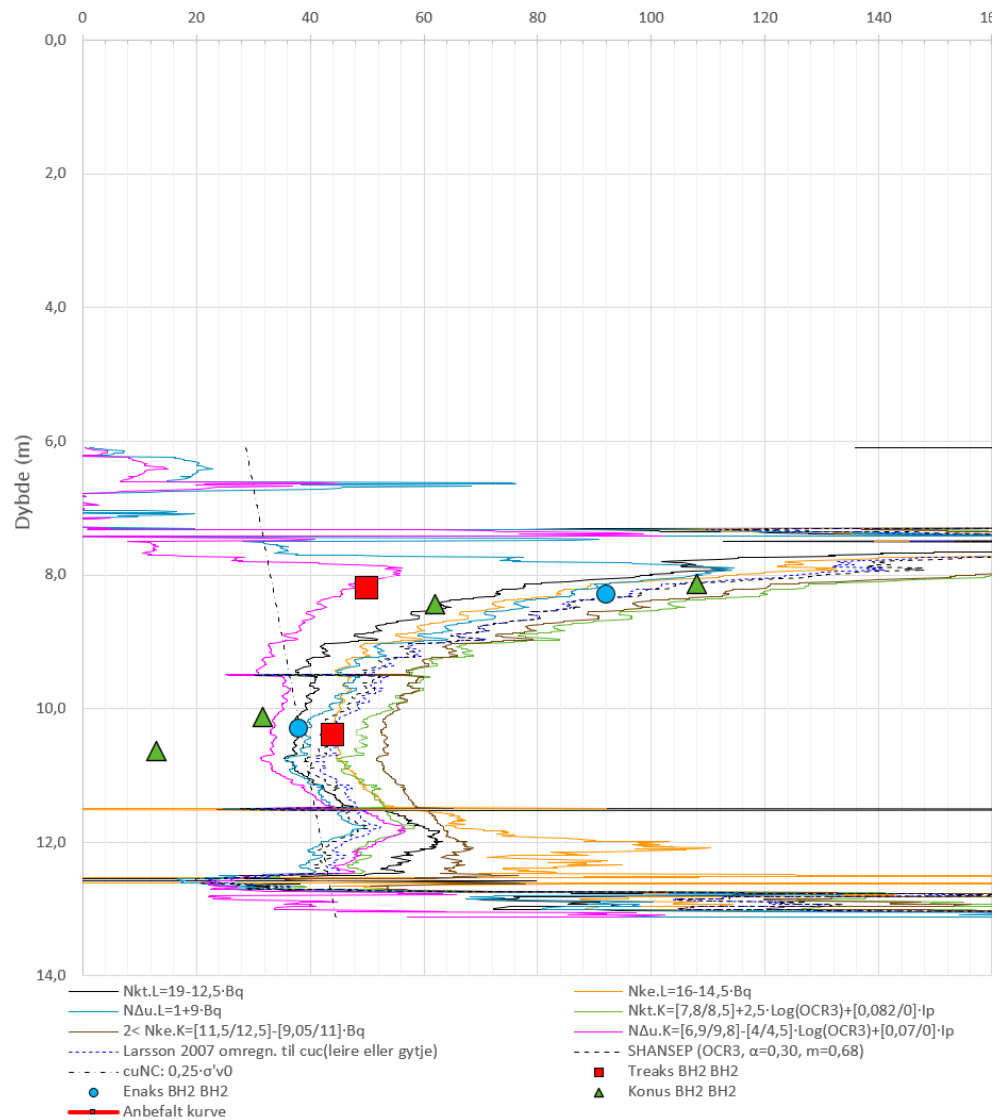
7 Geotekniske parametere

Det er i forbindelse med dagens og tidligere grunnundersøkelser gjennomført totalsonderinger, trykksønderinger (CPTu) og hentet opp prøveserier i området. Geoteknisk laboratorium har gjennomført rutineanalyser av prøvene.

Utførte grunnundersøkelser ligger forholdsvis spredt rundt kritisk snitt. En konservativ betraktning ved bruk av SHANSEP med overlagingseffekt er benyttet for estimering av udrenerte skjærstyrkeprofiler for områdestabilitetsberegninger. Karakteristisk aktiv skjærstyrke er bestemt ut fra sammenhengen $c_{uA} = 0,25 \cdot \sigma_{v0}'$ med $OCR=1$ bestemt fra CPTU utført i BH2. Overlagringseffekt fra fyllmassene er beregnet i det enkelte SHANSEP-styrkeprofilet. Grunnvannstand er antatt å ligge i overgangen mellom fyllmasser og leire.

Det er benyttet erfaringsverdier fra Statens vegvesens håndbok N-V220 [6] for bestemmelse av effektive skjærstyrkeparametere. Det er antatt en forsiktig verdi for friksjonsvinkel på 33° i laget av fyllmasser, basert på kornfordelingsanalyser som viser at massene har en varierende sammensetning med kornfraksjoner fra grus til leire i enkelte prøvepunkt. Det vurderes rimelig å anta noe attraksjon i massene, da fyllingen er gammel (>60 år) og tidligere har vært benyttet som flystripe. Kohesjon settes derfor til 2,5.

Valgte styrkeparametere for stabilitetsberegningene er vist i Tabell 2.



Figur 14: Tolkning av CPTU fra BH2 sammenstilt med laboratorieresultater fra samme punkt.

Tabell 2: Valgte styrkeparametere

Materiale	Dybde [m]	γ / γ' [kN/m ³]	Φ' [°]	Cu [kPa]	c' [kPa]
Fyllmasser	0-7	20/10	33	-	2,5
Leire, kvikk	0-18	19/9	20	5-58	1,8

8 Telefare

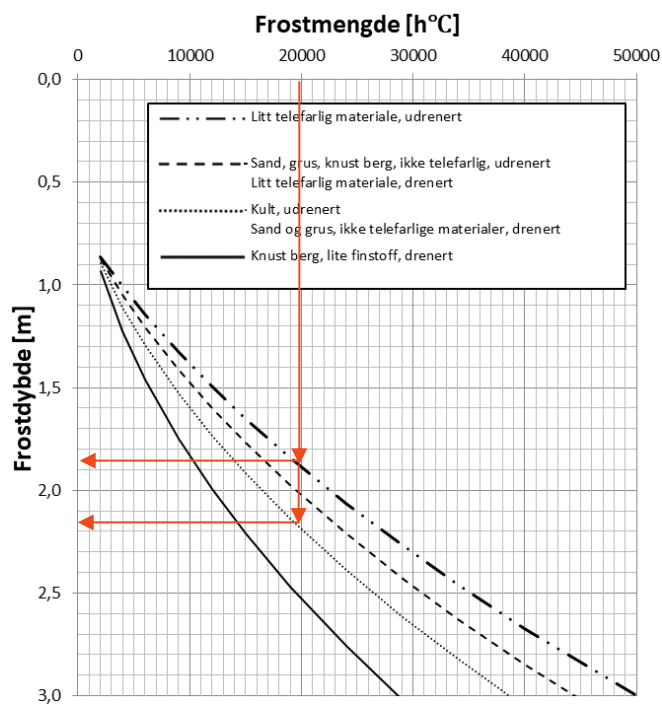
Årsmiddeltemperatur for Fornebu er 6,8 °C. Dimensjonerende frostmengde, F100, for Fornebu er 19787 h°C. Frostdybde for ulike jordarter er gitt i Figur 10.

Korrigert frostdybde, z_f , etter figur 11 beregnes for litt telefarlig materiale, udrenert til;

$$z_f = 1,85 \text{ m} \cdot 0,94 = 1,74 \text{ m}$$

Korrigert frostdybde, z_f , etter figur 11 beregnes for ikke telefarlig materiale, drenert til;

$$z_f = 2,15 \text{ m} \cdot 0,94 = 2,0 \text{ m}$$



Figur 15: Frostdybde ved frostsikring med sandmaterialer for årsmiddeltemperatur 4°C. Utklipp fra figur 3.2.2-1 i Statens vegvesens håndbok N200 [7].

Frostsikringslag	Antatt vanninnhold i frostsikringslag [%]	Årsmiddeltemperatur [°C]					
		-2	0	2	4	6	8
Knust berg; lite finstoff, drenert	2,0	1,92	1,40	1,15	1,00	0,90	0,82
Kult; udrenert	4,0	1,43	1,23	1,10	1,00	0,92	0,86
Sand, grus, knust berg; ikke telefarlig, drenert							
Sand, grus, knust berg; ikke telefarlig, udrenert	6,0	1,29	1,17	1,08	1,00	0,94	0,89
Litt telefarlig materiale, drenert							
Litt telefarlig materiale, udrenert	8,0	1,22	1,13	1,06	1,00	0,95	0,90

Figur 16: Utklipp fra tabell 3.2.2.-1 i håndbok N200 [7].

Generelt gjelder det at tilførte masser skal være fri for snø og is og bestå av telefrie kvalitetsmasser. Frostisolering må ivaretas for rør som eventuelt etableres i teleutsatt dybde.

9 Seismiske forutsetninger

Det er utført grunnundersøkelser for å avdekke dybder til berg og løsmasstype. Det er ikke utført særskilte undersøkelser for å fastlegge grunnens seismiske egenskaper. Grunntype vurderes derfor ut fra empirisk grunnlag etter tabell NA.3.1 Eurokode 8 [8]. Seismisk grunntype er angitt i Figur 12. Representativ grunntype for det meste av prosjektområdet vurderes å være grunntype D. Området med sprøbruddmateriale vurderes å være grunntype S2.

Tabell NA.3.1 — Grunntyper

Grunn- type	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere ^{b)c)}		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/ 30cm)	c_u (kPa)
A ^{a)}	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	-	-
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 – 180	10 – 15	30 – 70
E ^{d)}	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	> 100	-	10-20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S ₁ .			

a Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunntype A benyttes.

b Valget av grunntype kan være basert på enten $v_{s,30}$, N_{SPT} eller c_u . $v_{s,30}$ anses som den mest aktuelle parameteren å benytte.

c Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

d Ved bestemmelse av grunntype E kan følgende alternative beskrivelse benyttes: Et jordprofil bestående av et overflatelag med $v_{s,30}$ -verdier av type C eller D og tykkelse varierende mellom ca. 5 m og 20 m over et underliggende stivere materiale med $v_{s,30} > 500$ m/s.

Figur 17: Utklipp fra NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 tabell NA.3.1.

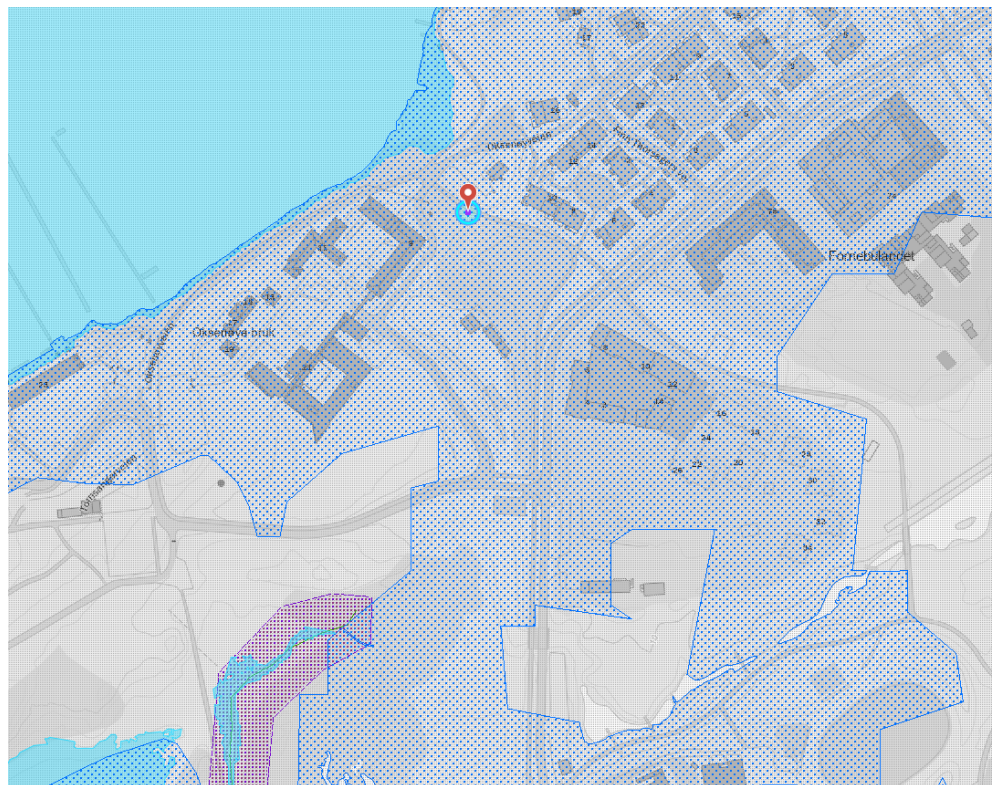
10 Naturfare

Krav til sikkerhet mot naturpåkjenninger er gitt i kapittel 7, TEK17 [2]. I henhold til § 7-2 og § 7-3 skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom, stormflo og skred).

Aktsomhets- og fareområder er angitt i NVEs Atlas [9]. Prosjektområdet ligger etter NVEs kartgrunnlag utenfor aktsomhetsområder for:

- Flom
- Snøskred
- Steinsprang/fjellskred
- Jord- og flomskred.

Prosjektområdet ligger ikke innenfor kartlagt kvikkleiresone, men under marin grense og følgelig innenfor aktsomhetsområde for kvikkleireskred. Statens vegvesen har registrert et kvikkleirepunkt innenfor prosjektområdet, vist med markør i Figur 18. Utførte grunnundersøkelser langs planlagt ledningstrasè har påvist kvikkleire i enda ett punkt.



Figur 18: Utklipp fra NVE Atlas. Prosjektområdet ligger innenfor aktsomhetsområde for kvikkleireskred (blå skravor). Statens vegvesen har registrert et kvikkleirepunkt, vist med rød markør.

11 Utredning av områdeskredfare

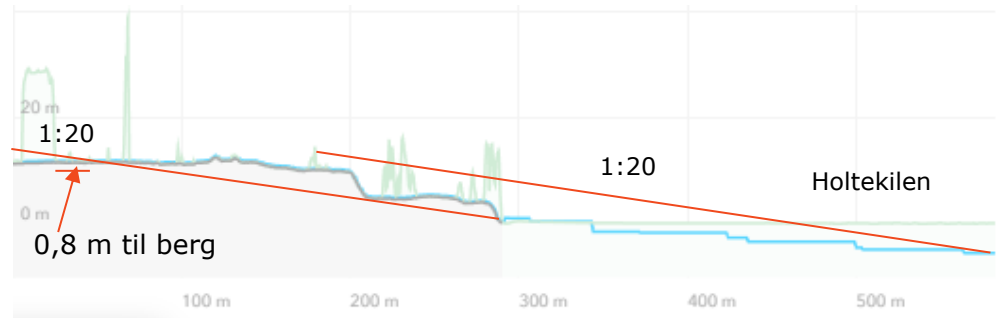
11.1 Kritiske skråninger og mulige løsneområder

Ved av avgrensning av områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred legges det etter NVEs veileder 1/2019 til grunn en total skråningshøyde i løsmasser på over 5 meter eller jevnt hellende terreng brattere enn 1:20 og høydeforskjell > 5 m.

Området er relativt flatt, med enkelte lokale forhøyninger. Det er gjennomført en topografisk analyse, og valgt ut ett terrengprofil, profil A-A', som vist i Vedlegg 1 og skissert i Figur 18 og 19.



Figur 19: Skissert snitt A-A'.

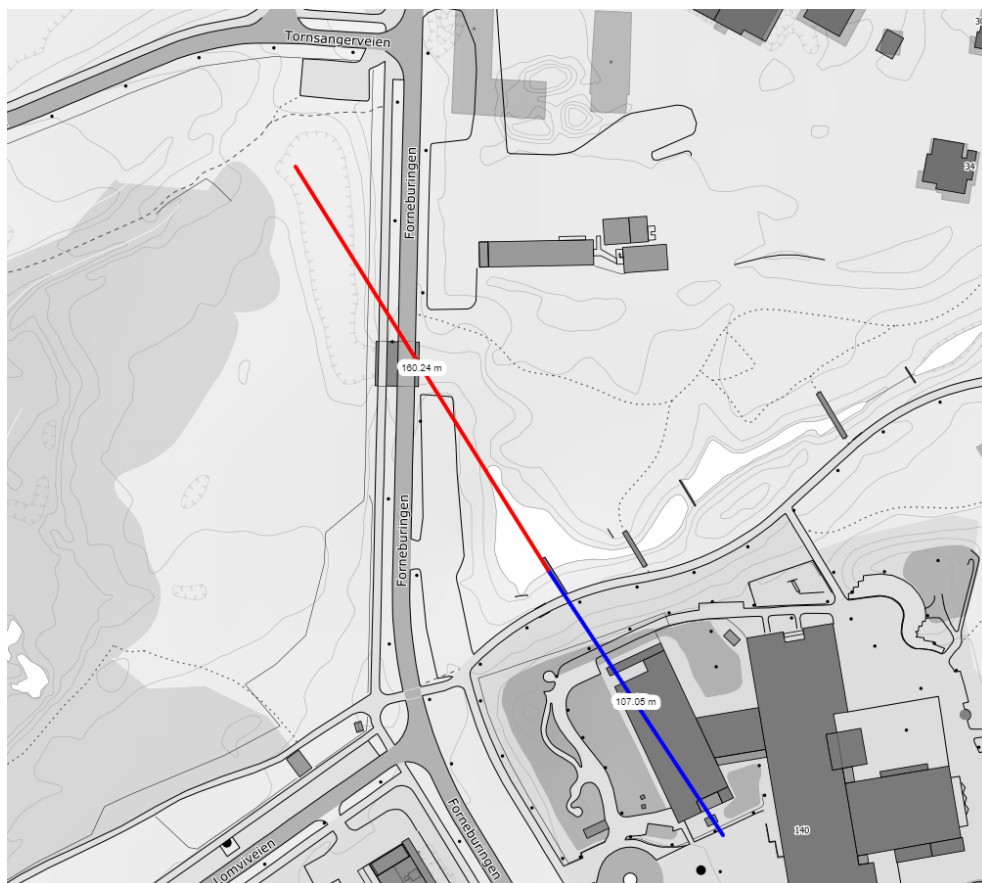


Figur 20: Terrengprofil A-A' hentet fra høydedata.no. To lokale skråninger med skråningshøyde ca. 5 m. Skråning lengst vest < 5 m, skråning øst > 5 m. Gjennomsnittlig terrenghelning brattere enn 1:20. Sjøbunn heller slakt mot vest med en gjennomsnittlig helning på ca. 1:40.

Terrengsnitt A-A' tilfredsstiller terrengkriteriene for aktsomhetsområder gitt i NVEs veileder 1/2019, steg 3, og videre utredning kreves.

Terrenget kan beskrives som platåterreng med relativt små platåer. Bak skråningstopp er terrenget relativt flatt. Tidligere grunnundersøkelser utført i forbindelse med utbygging av Fornebu felt 9.6 viser dybder til berg < 2 m ca. 60 m sørøst for Forneburingen. Det vurderes med det at tiltaksområdet ikke ligger i et utløpsområde for skred i høyereliggende terreng.

Videre er det gjort en vurdering av et eventuelt løснеområde i skråning ved Forneburingen 140 som kan ha utløp med influens på tiltaket, som skissert i figur 21. Løснеområdet for et retrogressivt skred vil maksimalt kunne ha en høyde på $H + 0,25 \cdot H = 7,25$ m, hvor høyden $H = 6$ m. Maksimalt vil løśnieområdet kunne strekke seg $15 \cdot 7,25 \text{ m} = 107,25$ m bakover. Ved åpent terreng vil utløpsområdet kunne nå $1,5 \cdot 107,25 \text{ m} = 160$ m. Terrenget i utløpsområdet er ikke åpent. Forneburingen vil ved et evt. skred fungere som en «barrikade», da terrengforskjellen fra topp overvannsbasseng til topp vei er over 2,5 m. Videre vil eventuelle skredmasser renne på terreng, og således ikke påvirke ledninger i grunnen utover noe økt vektbelastning.

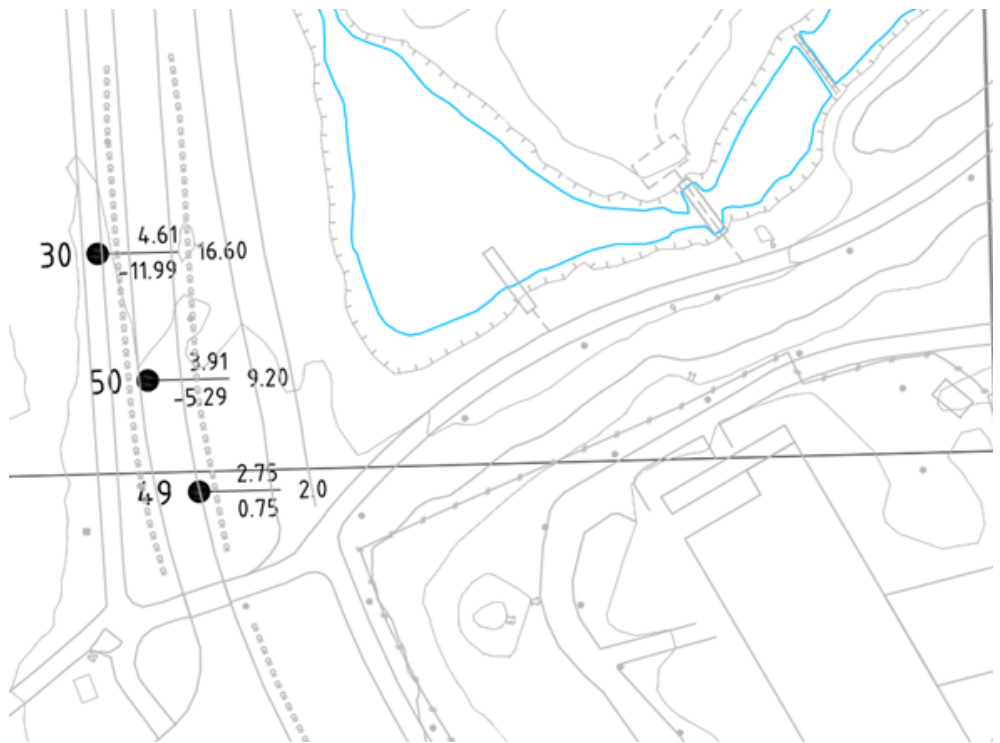


Figur 21: Skissert løsneområde (blå linje) og utløpsområde (rødt) for eventuelt retrogressivt skred.

Studier av historiske foto viser berg i dagen like øst for dagens bygg, som innringet i figur 22. Videre viser tidligere grunnundersøkelser utført av Norconsult liten dybde til berg (2,0 m) i nærmeste utførte borpunkt til skråningen, som vist på utklipp av borplan i figur 23. Dette indikerer at det går en rygg gjennom skråningen. Med dette som utgangspunkt vurderes mest sannsynlige bruddmekanisme å være rotasjonsbrudd. Løsneområdet vil da bli $L=5 \cdot H = 35$ m og utløpsområde $0,5 \cdot L = 17,5$ m. Et skred ved Forneburingen vurderes derfor å ikke kunne ramme prosjektområdet.



Figur 22: Berg i dagen øst for Forneburingen 140. Historisk foto fra 2008.



Figur 23: Utklipp av borplan for Infrastrukturprosjekt på Fornebu utført av Norconsult på vegne av Statsbygg.

11.2 Tiltakskategori (NVE) og krav til kvalitetssikring

Sikkerhet mot områdeskred skal dokumenteres for tiltak under marin grense. Krav til sikkerhet og utredningsomfang avhenger av prosjektets tiltakskategori.

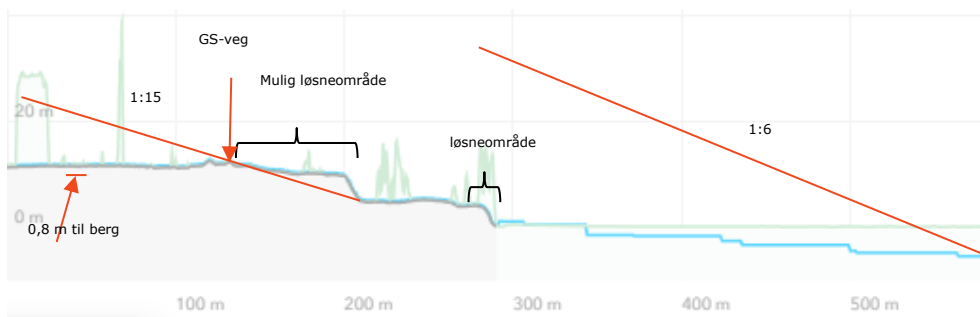
Tiltakskategori for lokale VA-anlegg kan i utgangspunktet settes i NVEs tiltakskategori K1, men det vurderes at det er nødvendig å heve kategorien til K3 da ledningen er en høytrykkledning og bortfall av ledningen ved et evt. skred vil være kritisk.

For tiltak i tiltakskategori K3 som ligger innenfor aktsomhetsområde for skred, må det gjøres en soneutredning ved å følge stegene i tabell 3.4 i NVE veileder 1/2019. Faresoner som kan berøre tiltaket utredes og avgrenses for områdeskredfare iht. kravene i NVEs veileder 1/2019 kap. 3.3.6. Det må i tillegg gjøres en vurdering av erosjonsforhold iht. NVE rapport 9/2020.

Soneutredningen må kvalitetssikres av uavhengig foretak.

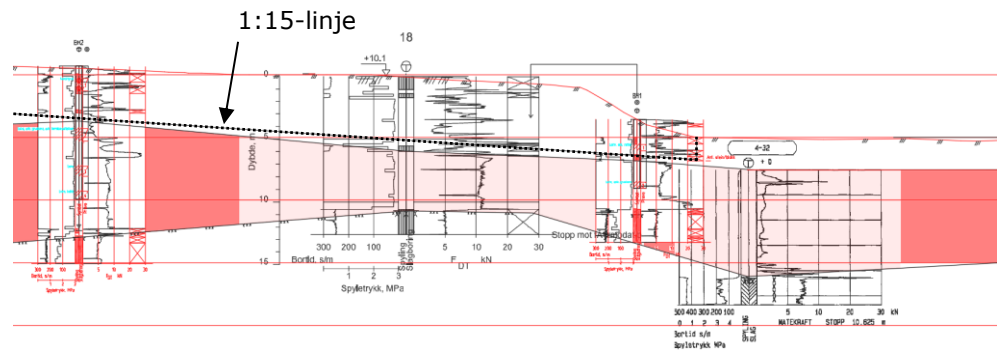
11.3 Aktuelle skredmekanismer og avgrensning av faresone

Grunnundersøkelser langs/ved kritisk snitt A-A' er vist i Vedlegg 1 og i figur 6. Det er påvist kvikkleire rundt kt.+1 m i BH2. Det er også påvist kvikkleire ved ca. kt.+0 i borpunkt 4-32 utført av NVK Terraplan i år 2000. Prøvegravinger og en dreietrykksondering nær strandlinjen utført av Noteby i 1994 viser ca. 2 m med fyllmasser/søppel over tilsynelatende bløt leire.



Figur 24: Terrengsnitt hentet fra hoydedata.no hvor mulig løseområde er skissert.

Da utførte grunnundersøkelser ligger noe spredt rundt kritisk profil, antas det i utførte stabilitetsberegninger en «worst case» jordprofil med fyllmasser over kvikkleire ned til berg. Nærliggende borpunkter er trukket inn til kritisk snitt og høydejustert i forhold til registrert kote på undersøkelsestidspunktet. Utklipp av terrengsnitt for østre skråning i snitt A-A' er vist i figur 22, og fullstendig profil er vist i vedlegg 2.

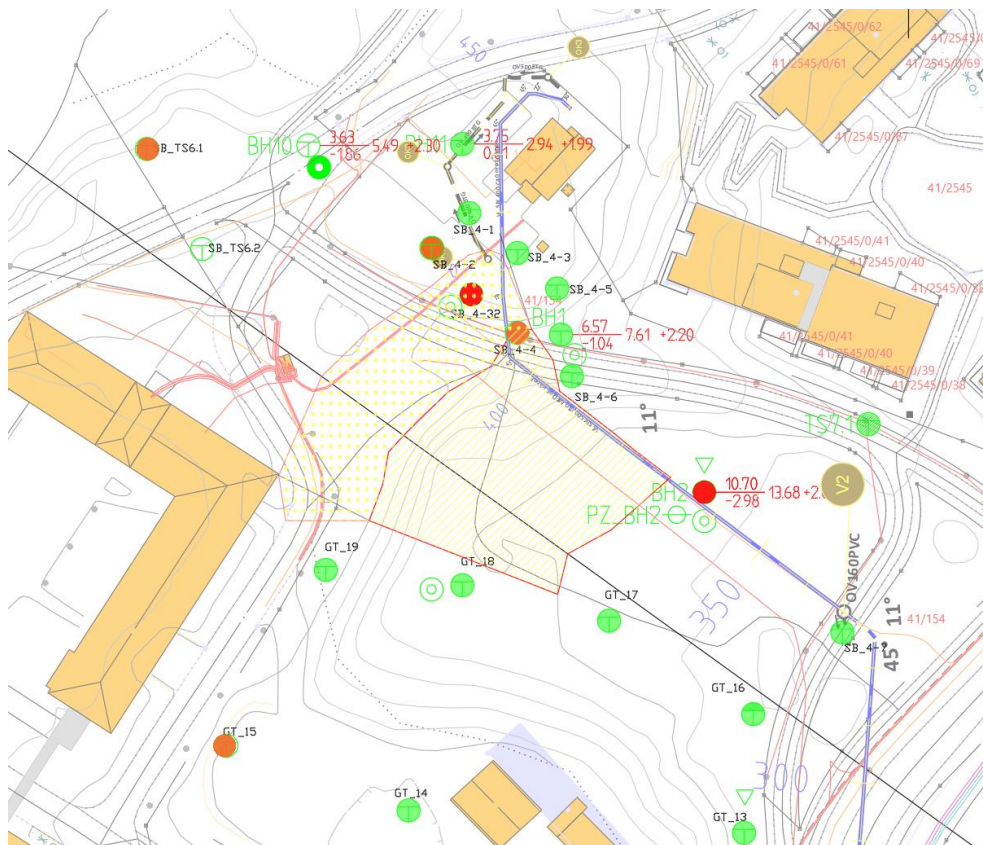


Figur 25: Utsnitt av terrengsnitt benyttet i stabilitetsberegninger med utførte totalsonderinger i området. All leire er markert med rødt.

Registrert kvikkleire ligger relativt dypt, rundt kote +0-1. Det er i kapittel 11.5 gjennomført stabilitetsberegninger for skråningen lengst øst i profilet som viser en kritisk glideflate dypere enn $0,25 \cdot H$. Dype glideflater regnes som mindre relevante for initialskred, og starten på 1:15-linjen settes derfor til $0,25 \cdot H$ under skråningsfot. Skråningshøyden er 7 m fra skråningsfot til høyeste punkt i bak-kant av skråningen, og linjen starter med det 1,77 m under skråningsfot. 1:15-linjen strekker seg kun gjennom øvre lag av fyllmasser og b/D-forholdet blir < 40 . Et retrogressivt skred vurderes derfor ikke som aktuell skredmekanisme.

Utførte grunnundersøkelser i området viser at det mest sannsynlig ikke er et sammenhengende kvikkleirelag gjennom kritisk snitt, slik at et rotasjonsskred og ikke flakskred vurderes som mest aktuelle skredmekanisme. Løsneområdet for rotasjonsskred vil her få en teoretisk utstrekning på $L = 5 \cdot H$ m, og lengden på et eventuelt skred i nevnte skråning vil følgelig bli 35 m bakover fra bunn av skråning. Utløpsområde for rotasjonsskred beregnes til $L_u = 0,5 \cdot L = 17,5$ m. Løsne- og utløpsområde er tegnet i figur 26 og vedlegg 1.

Skråningen lengst vest nærmest Holtekilen oppfyller ikke høydekravet om skråningshøyde på min. 5 m. Sjøbunn karakteriseres som langgrunn med marbakke langt slakere enn 1:6 fra dypeste punkt i sundet (kt.-6), som skissert i figur 24. Ihht. NVEs Ekstern rapport nr. 9/2020 [10] tilfredsstiller ikke marbakken topografiske kriterier for faresone for kvikkleireskred i sjø. Det vurderes at mest sannsynlige skredmekanisme her vil være et rotasjonsskred i strandsonen. Et initialskred her vil få en teoretisk utstrekning på max. $5 \cdot H = 5 \cdot 3,5 = 17,5$ m, hvor H er høyden på skråningen. Et skred i strandsonen vurderes dermed å ikke kunne ramme tiltaksområdet.



Figur 26: Løsne- og utløpsområde for rotasjonsskred.

11.4 Klassifisering av faresone

NVEs ekstern rapport 9/2020 [10] gir føringer for klassifisering av faresoner for kvikkleireskred. Evalueringen må inneholde vurdering av faregrad-, konsekvens- og risikoklasse med dagens situasjon som utgangspunkt.

Klassifisering av kartlagt faresone gir konsekvensklasse «Alvorlig», faregrads-klasse «lav» og risikoklasse 3. Se utdypende klassifisering i vedlegg 3.

11.5 Stabilitet før og etter tiltak

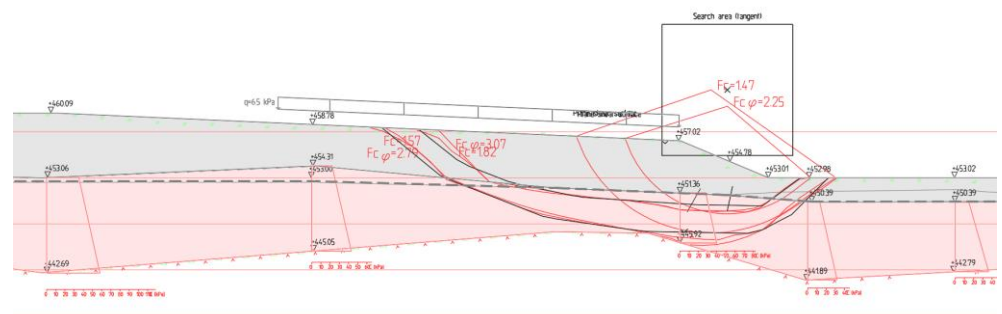
Krav til sikkerhet for områdestabilitet for tiltak i tiltakskategori K3 i faresone med lav faregrad tilfredsstilles dersom tiltaket ikke forverrer stabiliteten. Hvis tiltaket forverrer stabiliteten kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,4 \cdot f_s$ og $F_{cp} \geq 1,25$, der f_s er sprøhetsforholdet ($=1,15$) som korrejerer for sprøbrudd-effekt i de udrenerte beregningene.

For tiltak i tiltakskategori K3 er det krav til kvalitetssikring iht. NVEs kvikkleire-veileder av uavhengig foretak som tilfredsstiller krav til geoteknisk kompetanse etter kap. 3.1 i veilederen.

Der det utført konservative stabilitetsberegninger for områdestabiliteten, hvor det er benyttet en lagdeling av grunnen med fyllmasser direkte over kvikkleire ned til berg. Parametere benyttet i beregningen er presentert i Tabell 2.

Utførte beregninger viser ikke tilfredsstillende stabilitet for dagens situasjon i lokal skråning mot Holtekilen, med sikkerhetsfaktor $F_c=1,0$ og $F_{cp}=1,20$ for total-

For skråning lengst øst viser beregningene tilfredsstillende stabilitet, med sikkerhetsfaktor for sirkulærsylindriske glideflater med $F_c=1,47$ og $F_{\varphi}=2,25$ for total- og effektivspenningsanalyse. For sammensatte glideflater gir beregningene en sikkerhetsfaktor på $F_c=1,57$ og $F_{\varphi}=2,79$.

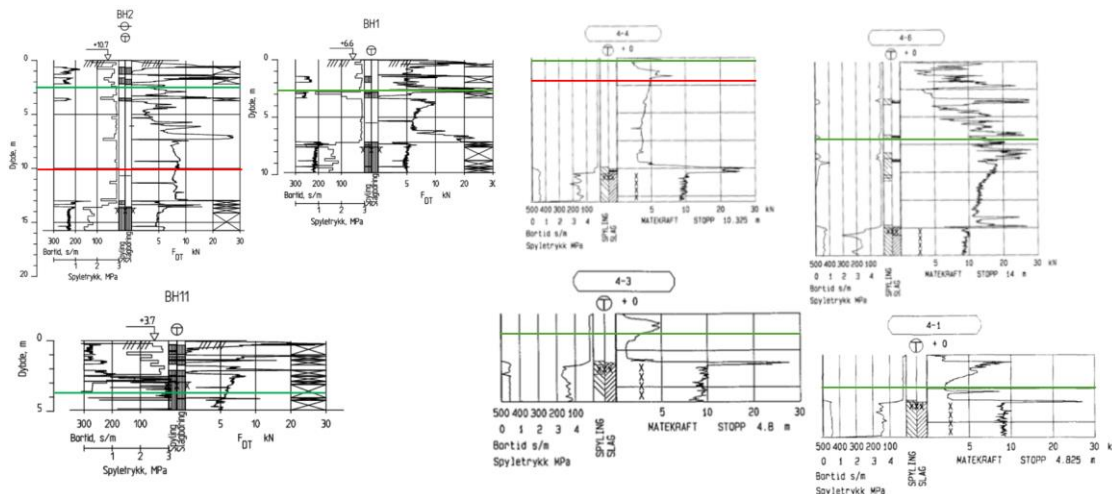


Sikkerhetskravet iht. NVE 1/2019 vurderes ivarettatt for områdestabiliteten før og etter tiltak. Lokal skråning lengst vest tilfredsstiller ikke NVEs kriterier for terreng som kan inngå i løснеområde for områdeskred, men prosjektområdet ligger utenfor influensområdet til nevnte skråning. Det er relativt stor avstand (ca. 70 m) mellom de to lokale skråningene i kritisk snitt. Prosjektområdet ligger ca. 30 m nord for kritisk snitt, hvor terrenget er slakere og stabiliteten følgelig bedre.

<https://cowi.sharepoint.com/sites/A269525-project/Shared Documents/60-WorkInProgress/10-Documents/RIG/Forprosiect/KS/A269525-NOT-RIG-001-r2.docx>

11.6 Stabilitet i anleggsfasen

Utgraving av grøft vil som skissert i figur 29 hovedsakelig foregå i fyllmasser.



Figur 29: Skissert utgravingsnivå (grønn linje) og antatt/påvist kvikkleire (rød linje).

Ved BH2 (ca. pel 365) skal det graves til ca. kt.+8,2. Fyllmasser er registrert ned til ca. kt.+6,7. Kvikkleire er registrert rundt kt. +1.

Ved BH1 (ca. pel 400) skal det graves til ca. kt.+3,85. Fyllmasser er registrert ned til ca. kt. 3,6. Kvikkleire er ikke registrert.

Ved SB_4-4 (ca. pel 410) skal det graves til ca. kt. +2,55. Totalsondering utført i år 2000 indikerer sprøbruddmateriale rundt kt. +1,1.

Ved SB_4-3 (ca. pel 420) skal det graves til ca. kt. +2,0. Totalsondering utført i år 2000 indikerer overgang mellom tørrskorpe og leire rundt kt.+1,9.

Borpunktene 4-1 og BH11 (ca. pel 430-440) indikerer ikke sprøbruddmateriale og viser et bergnivå mellom ca. kt +0-1. Det er planlagt utgraving til ca. kt +1 ved pel 450.

Det vil i korte strekk kunne påtreffes leire eller bløte masser under utgraving, men denne er ikke registrert/indikert som kvikk i utgravingsnivå. Utgraving vil likevel stedvis komme tett på sensitive masser. Dette gjelder spesielt mellom pel 400-430. For ikke å forverre stabiliteten under utgraving anbefales det å benytte grøftekasser i dette strekket. Det må i detaljprosjekteringen gjøres vurderinger rundt fare for bunnoppressing og eventuelle tiltak knyttet til dette. Der-som grøftekasser ikke benyttes bør krav til sikkerhet heves til 1,6 lokalt der hvor utgraving forekommer tett på sprøbruddmateriale.

Videre må det detaljprosjekteringen utarbeides en plan for anleggsgjennomfø-ring for å sikre at områdestabiliteten ikke forverres underveis i anleggsperi-oden. Tiltak vil eksempelvis være;

- Ingen mellomlagring av masser på plassen under utgraving. Disse skal kjøres bort.
- Anleggsmaskiner skal holde seg på nordlig side av grøften i/nær faresoen

- Utgraving skal skje i grøftens lengderetning. Det graves fra høyere koter mot lavereliggende koter. Masser tilbakefylles fra lavereliggende koter mot høyereliggende koter.

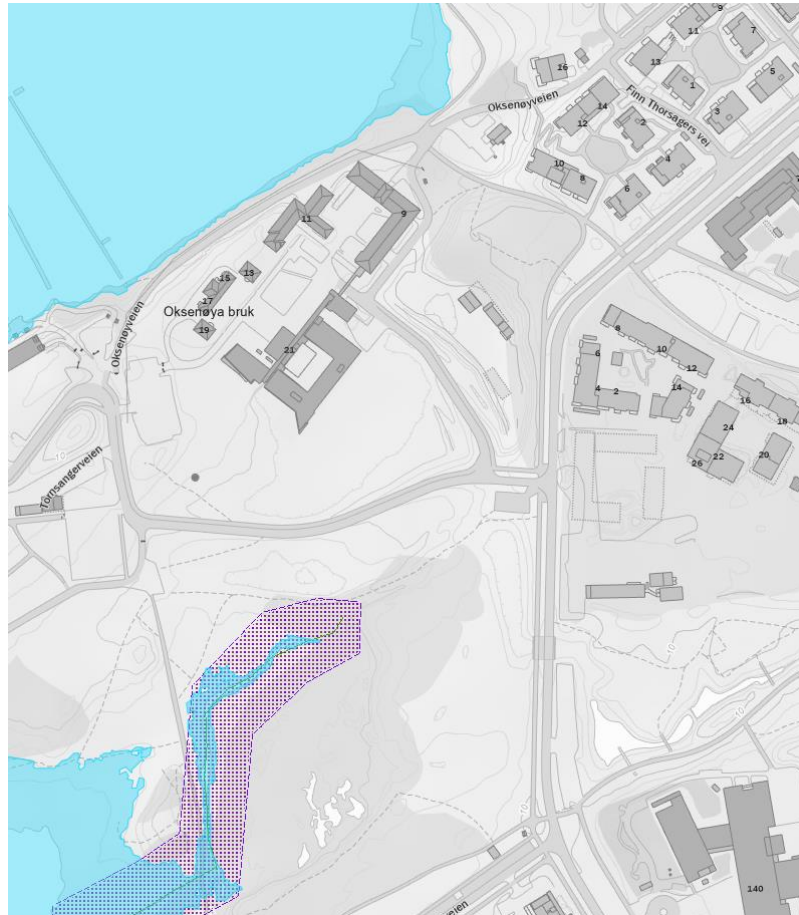
Geotekniker skal være til stede når gravingen starter.

Planlagt tiltak er en smal grøft tilnærmet vinkelrett på høydekotene. Utgraving vil ha neglisjerbar påvirkning av stabiliteten når 3D-effekten medregnes. Det har tidligere vært et annet lastbilde i området da det tidligere har ligget en rullebane for flyplassen. Deler av fyllingen er nå fjernet slik at spenningen i jorden i dag er betraktelig mindre enn det det tidligere har vært.

Med forutsetning om at de angivelser gitt i dette kapittelet følges vurderes områdestabiliteten som ivaretatt i utførelsesfasen.

12 Erosjon

Det ligger hverken bekk eller elveløp i prosjektområdet, som vist i Figur 19. Det vurderes at erosjon ikke vil kunne utløse et områdeskred som kan ramme prosjektområdet. Det vurderes at et evt. erosjonsutløst skred i Holtekilen ikke vil ramme prosjektområdet. Det gjøres ikke ytterlige vurdering omkring erosjon for dette prosjekt.



Figur 30: Utsnitt av NVEs aktsomhetskart for flom.

13 Geotekniske vurderinger

13.1 Geotekniske prosjektforutsetninger

Følgende regelverk, standarder og veiledninger ligger til grunn for den foreløpige vurderingen av prosjektklassifiseringen:

- Plan og bygningsloven [1]
- Byggteknisk forskrift [2]
- Byggesaksforskriften [11]
- NVE veileder 1/2019: Sikkerhet mot kvikkleireskred [3]
- Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [12]
- Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, del 1: Allmenne regler [13]
- Håndbok N-V220, Geoteknikk i vegbygging [6]
- Gjeldende NGF-meldinger

Tabell 3: Midlertidig klassifisering av prosjektet.

Kategori	Klassifisering	Kilde
Konsekvensklasse	CC2	Eurokode 0
Pålitelighetsklasse	RC2	Eurokode 0
Geoteknisk kategori	2	Eurokode 7
Prosjekteringskontrollklasse	PKK2	Eurokode 0
Utførelseskontrollklasse	UKK2	Eurokode 0
Tiltaksklasse	2	SAK 10

Konsekvensklasse defineres etter Eurokode 0. For geoteknisk prosjektering av utgraving/sprengning av grøftetrasé vurderes konsekvensklasse **CC2** som aktuell. Pålitelighetsklasse følger konsekvensklasse, og vurderes dermed til **RC2**.

Geoteknisk kategori 2 vurderes som aktuell fordi tiltaket omfatter konvensjonelle typer konstruksjoner uten unormale risikoer. Prosjektet innebærer utgraving av grøfter ca. 2-3 m under terreng, med mulig bruk av grøftkasser og spunt på enkelte delstrekk. Utgravingen vil hovedsakelig foregå i fyllmasser, sand og leire, og det vil i mindre områder bli aktuelt å pigge/spreng. Ved eksisterende kulvert kan det bli aktuelt å grave under grunnvannspeilet.

Byggesaksforskriften (SAK 10) definerer kriterier for fastsetting av tiltaksklasse. **Tiltaksklasse 2** vurderes ettersom tiltaket omfatter konstruksjoner der prosjekteringen kan skje etter anerkjente forutsetninger, beregningsmetoder og

tekniske prinsipper. På bakgrunn av vurderingen om at tiltaket kan plasseres i tiltaksklasse 2 **kreves det uavhengig kontroll iht. SAK 10**. Kontrollomfanget vil omfatte at det bl.a. er utført geoteknisk prosjektering i detaljprosjekteringsfasen og at kvalitetssikringen dokumenteres.

Eurokode 0 gir føringer til krav og omfang av prosjekteringskontroll avhengig av pålitelighetsklasse. I henhold til tabell NA.A1 (902) vurderes det at prosjekteringskontroll av geotekniske arbeider kan settes til **kontrollklasse PKK2** for utgraving av grøfter til ledningstraseen. Prosjekteringskontrollklasse PKK2 innebærer at det utføres egenkontroll og intern systematisk kontroll med faste rutiner, samt en utvidet kontroll. **Utvidet kontroll for PKK2** begrenses til en kontroll av at egenkontrollen og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket. Den utvidede kontrollen skal utføres i byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller et annet foretak som er uavhengig av foretaket som utførte arbeidene. Den som utfører uavhengig kontroll etter byggesaksforskriften, kan også utføre utvidet kontroll der dette er hensiktsmessig.

Dersom tiltaket plasseres i prosjekteringskontrollklasse PKK2, vil det også plasseres i **utførelseskontrollklasse UKK2**. Dette innebærer **krav til egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll**. Utvidet kontroll skal utføres i byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller et annet foretak som er uavhengig av foretaket som utførte arbeidene. Den som utfører uavhengig kontroll etter byggesaksforskriften kan også utføre utvidet kontroll der dette er hensiktsmessig. Den som utfører kontrollen skal ha tilstrekkelig kjennskap til produksjonsunderlaget og de prosjekterte løsningene, samt den nødvendige erfaringen og faginnsikten til å kunne gjennomføre kontrollen på en hensiktsmessig måte.

13.2 Partial og korreksjonsfaktorer

For dimensjonering av utgravingene og dimensjonering av evt. spunt kreves en materialfaktor på $\gamma_M = 1,40$ for totalspenningsanalyse og $\gamma_M = 1,25$ effektivspenningsanalyse, jf. NS/EN 1997-1:2004+NA:2016, [13].

Tabell NA.A.4 – Partialfaktorer for jordparametere (γ_M)^d

Jordparameter	Symbol	Sett ^{b, c}	
		M1	M2
Friksjonsvinkel ^a	γ_ϕ	1,0	1,25
Effektiv kohesjon	γ_c	1,0	1,25
Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,0	1,4
Enaksial fasthet	γ_{qu}	1,0	1,4
Tyngdetetthet	γ_s	1,0	1,0

a Denne partialfaktoren gjelder for tan ϕ .

b Der det er mer ugunstig, skal karakteristisk styrke av jord multipliseres med partialfaktoren.

c Partialfaktoren økes ut over ovenstående verdier når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbrudmaterialer anses å være til stede.

d Ved stabilitetsanalyse av en skråning uten prosjektert tiltak vil det være tilfeller der en for større områder kan ha en lavere beregnet sikkerhetsfaktor enn partialfaktoren i tabellen. Med større områder menes et område som kan rase ut, som er større enn området det planlagte tiltaket dekker, hvis det går et initialskred. Dersom sikringstiltak for å oppnå stabilitet i henhold til verdier i tabellen ikke er praktisk gjennomførbare eller utløser uforholdsmessige inngrep, kan det vurderes om det er forsvarlig å legge til grunn et prinsipp om prosentvis forbedring for området i stedet for krav til gjeldende partialfaktor.

En slik vurdering skal minst inneholde dokumentasjon av følgende:

- omfang av sikringstiltak;
- robusthet mot uventet lastendring;
- robusthet som ivaretar modellusikkerhet;
- mulige konsekvenser av brudd;
- mulige samfunnsmessige konsekvenser av at et planlagt tiltak ikke blir gjennomført.

Vurderingen skal kontrolleres av et uavhengig foretak før videre prosjektering av tiltaket utføres.

Hvis vurderingen tilsier at prosentvis forbedring kan brukes for et større område, skal det gjennomføres utvidet kontroll av prosjekteringen (PKK3) og utførelse (UKK3) i henhold til pålitelighetsklasse 3 (se nasjonalt tillegg til NS-EN 1990).

Forut for en slik vurdering forutsettes det at

- topografi er godt kartlagt og dokumentert;
- grunnforholdene og fasthetsegenskapene er tilstrekkelig kartlagt og dokumentert med hensyn til eventuell variasjon;
- det prosjekterte tiltakets anleggstekniske gjennomførbarhet er vurdert og dokumentert.

Prosentvis forbedring av stabilitet skal kun gjøres med topografiske tiltak, eventuelt kombinert med masseutskifting til lettere masser.

Figur 31: Materialefaktorer γ_M ved geoteknisk prosjektering i drenert og udrenert situasjon.

I bruddgrensetilstand er partialfaktor for lastene $\gamma_Q = 1,35$ for trafikklaster og $\gamma_G = 1,0$ for permanente laster i henhold til NS/EN 1990:2002+NA:2016 tabell NA.A2.4(C), [12].

13.3 Utgraving trasè

Det er gjennomført innledende beregninger for grøftestabilitet, med dokumentert tilfredsstillende stabilitet for skråningshelning 1:2 i leirmasser og 1:1,5 i friksjonsmasser med grøftedybde inntil 3,0 m. Grøfter ned til 2 m dybde i friksjonsmasser kan vurderes med brattere helning i senere fase av prosjekteringsarbeidet, avhengig av plan for anleggsgjennomføring.

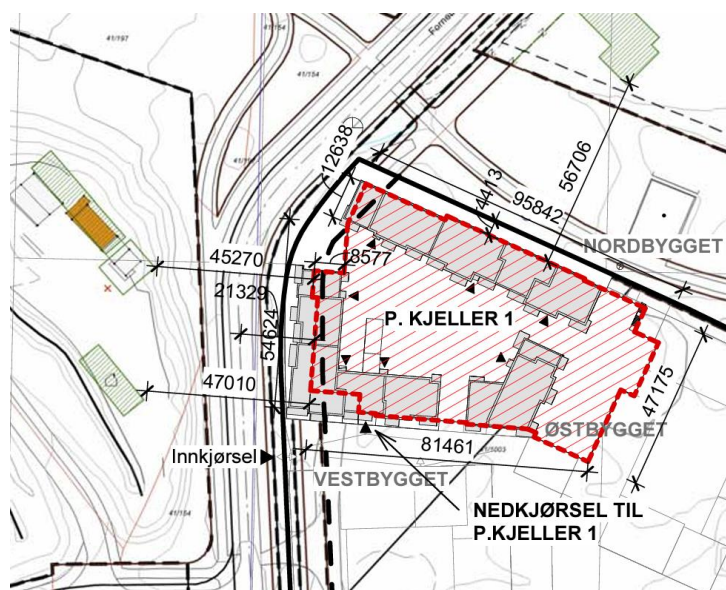
Det er foretatt grunnundersøkelser ca. per 40-50 m, men utførte undersøkelser er kun representative i det enkelte punkt. Hvis det i utgravingsfasen påtreffes mer friksjonsmasser enn forventet kan utgravingsvinkel optimaliseres undervegs. Utgravingsvinkel for åpne graveskråninger må i all hovedsak vurderes opp mot plan for anleggsgjennomføring i anleggs- eller detaljprosjekteringsfasen. Det må i detaljprosjekteringen beskrives hvordan anleggsfasen kan gjennomføres med tanke på mellomlagring av masser og plassering av maskiner uten å forverre områdestabiliteten.

Grøfteutslag vil for åpne graveskråninger i friksjonsmasser ned til 3 m dybde bli på ca. 10 m med antatt 1 m bredde på traubunn. For åpne graveskråninger i leire vil grøfteutslag bli på ca. 13 m med samme grøftedybde og bunnbredde.

Dersom det ikke er tilstrekkelig areal for åpne graveskråninger og der hvor det stedvis graves tett på sensitive masser må det gjennomføres stabiliserende tiltak, eksempelvis med grøftekasser eller spuntløsninger. Dette må vurderes videre i detaljprosjekteringen.

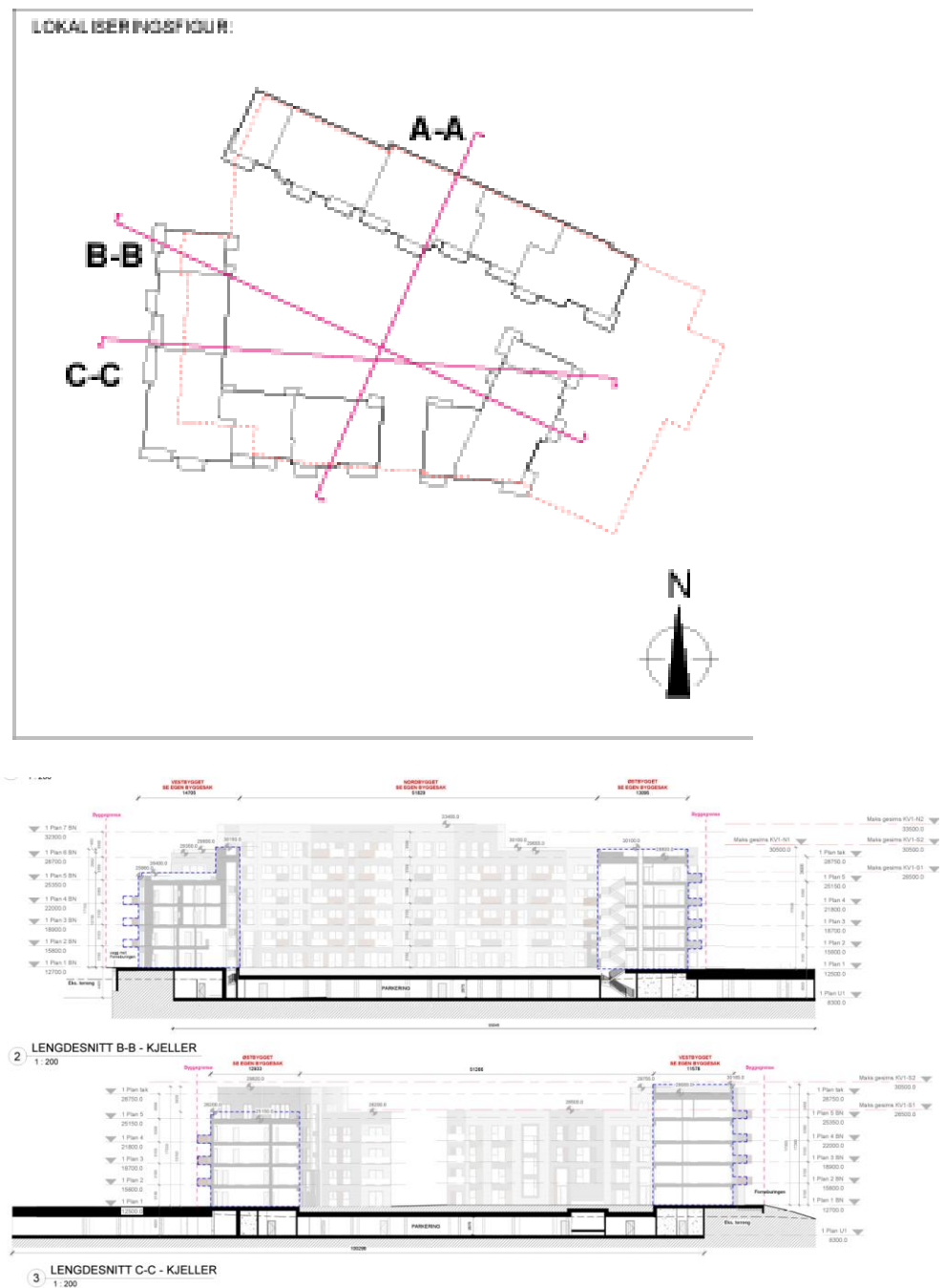
13.4 Konfliktpunkt med eksisterende infrastruktur

Storøykilen kvartal



Figur 32: Plantegning Storøykilen kvartal

Det bør i detaljprosjekteringen avklares hvordan vestbygget i Figur 14 er fundamentert. Basert på tilgjengelige grunnundersøkelser og snitt av bygget er det rimelig å anta at østlig del av bygget er direktefundamentert på berg mens deler mot vest står på peler til berg. Ved åpne graveskråninger vil topp graveskråning ligge ca. 5,5 m fra sørvestre hjørne av bygget som ligger nærmest prosjektorrådet. Med denne avstanden vurderes det at utgraving av grøft til inntil 3 m dybde kan gjennomføres uten risiko for eksisterende bygg, men fundamenteringsmetode av bygget må avklares og endelig vurderes i forkant av utgraving.



Figur 33: Plantegning og snitt at Storøykilen kvartal.

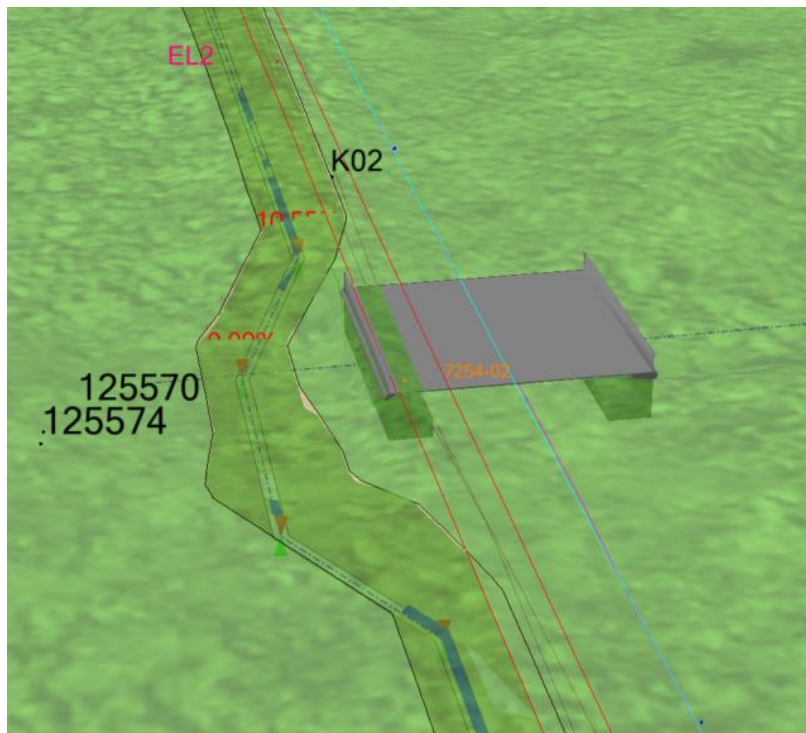
Krysning ved kulvert

VA-grøft skal krysse på nedsiden av eksisterende veikulvert som vist i Figur 20. Planlagt traubunn for grøftetrase er planlagt på kote +4,75 tilsvarende 0,9 m lavere enn underkant fundament for kulvert. Traubunn er planlagt ca. 6,0 m fra kulvertfundament. Kulvertfundament må ikke undergraves.

Det vurderes at utgraving forbi kulvert kan utføres med åpne graveskråninger med skråningshelning 1:2. Topp graveskråning må ligge med en avstand min. 1,5 m fra kulvertvegg.

Det må i detaljeringsfasen gjøres en kartlegging av kulvertens belastning på grunnen. Ved manglende kapasitet kan åpen utgraving løses med eksempelvis seksjonsvis graving, rask utførelse eller hel/delvis sperring av kulvert for vegtrafikk.

Utgravingen bør skje i en tørr periode, og det må ikke renne vann gjennom kulverten. Pumper skal ligge klart i tilfelle innsig av grunnvann i grøft eller regnvær.



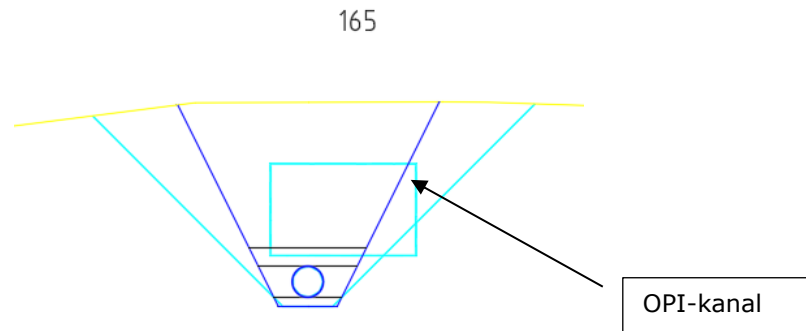
Figur 34: Va-grøft og kulvert.

VA-stasjon

Der det er bend på ledningen må ledningen sikres med forankringsklosser som tar opp de forskyvningskrefter som oppstår når vannet strømmer gjennom. Prosjektering av forankringsklosser må utføres i detaljprosjektfasen.

OPI-kanal

Utgraving av trøftetrasè fra pel 0-160 vil foregå nær parallellt med eksisterende OPI kanal. Rundt pel 160-170 krysses OPI-kanalen, som skissert i Figur 30. Det må sikres at OPI-kanalen i forbindelse med utgraving og kryssing ikke tar skade. Det må i detaljprosjekteringen vurderes behov for grøftekasser langs dette strekket. Ved kryssing av kanalen kan det vurderes å legge en HEB-bjelke på tvers over OPI-kanalen, for så å stroppe kanalen fast i bjelken. Utgraving med denne løsninen må begrenses til 2-3 m.



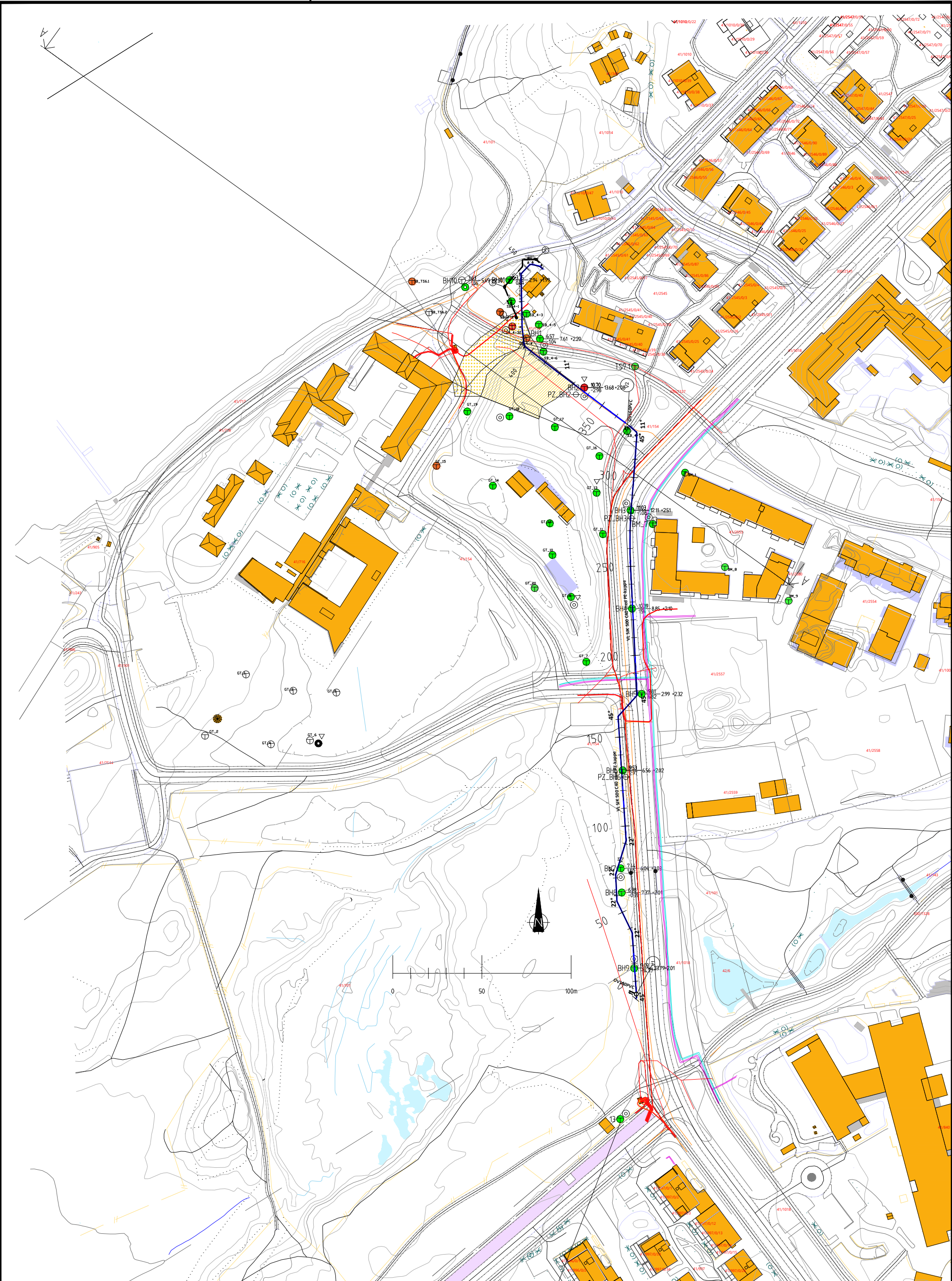
Figur 35: Skissert grøftesnitt ved pel 165 hvor grøftetrasè krysser eksisterende OPI-kanal.

14 Videre arbeid

- Fastsettelse av krav til sikkerhet etter relevante regelverk
- Prosjektering forankringsklosser for ledningsbend
- Detaljprosjektering av grøftetrasè og eventuelle oppstøtningstiltak
- Plan for anleggsgjennomføring
- Kartlegging fundamenteringsløsning av tilstøtende bygg
- Plan for kontroll og overvåkning i utførelsesfasen

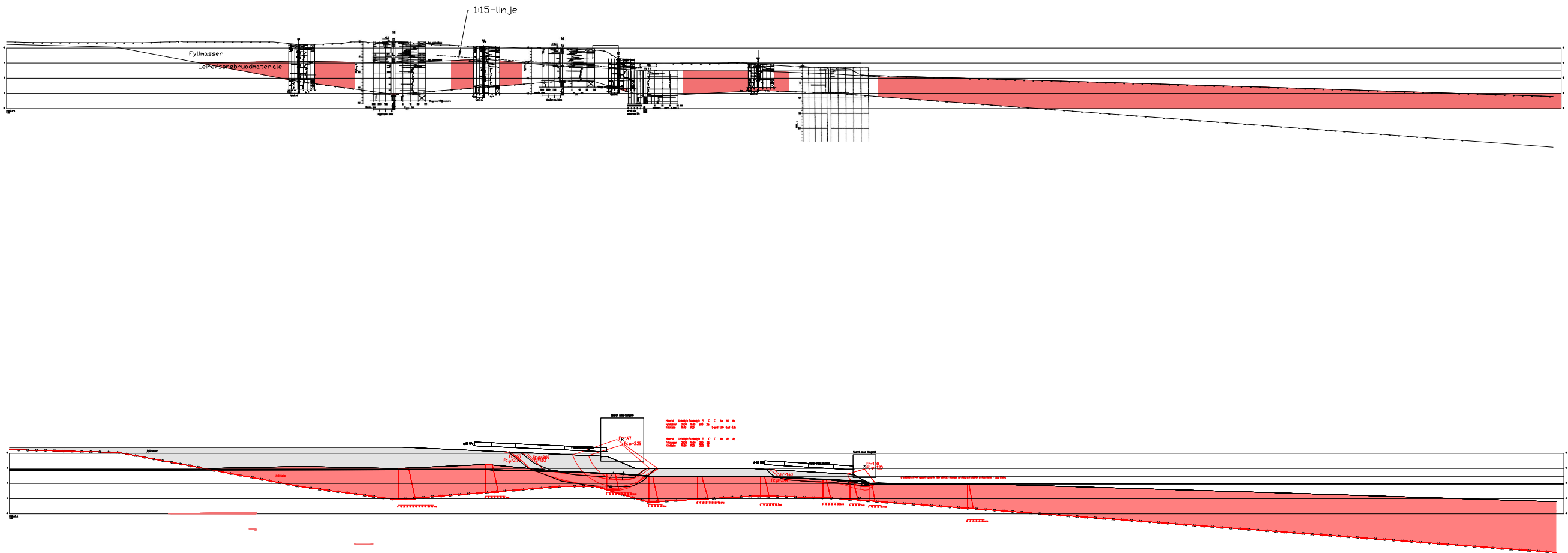
15 References

- [1] Kommunal- og distriktsdepartementet, «Lov om planlegging og byggesaksbehandling (Plan- og bygningsloven - pbl),» 2008.
- [2] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17),» 2017.
- [3] NVE, «NVE veileder 1/2019, Sikkerhet mot kvikkleireskred: vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper,» 2020.
- [4] Kartverket, «Høydedata,» [Internett]. Available: <https://hoydedata.no/>.
- [5] NGU, «Nasjonal løsmassedatabase,» [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/.
- [6] Statens vegvesen, «Håndbok N-V220 - Geoteknikk i vegbygging,» 2023.
- [7] Statens vegvesen, «Håndbok N200 - Vegbygging,» 2022.
- [8] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021, Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger,» 2021.
- [9] NVE, «NVE Atlas,» [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/>.
- [1] NVE, «NVE ekstern rapport 9/2020, Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred. ISBN: 978-82-410-2081-0,» 2020.
- [1] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggesaksforskriften (SAK10) med 1] veiledning,» 2015.
- [1] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016, 2] Eurokode 0 - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» 2016.
- [1] Standard Norge, «NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, Eurokode 7 - 3] Geoteknisk prosjektering - Del 1: Almenne regler,» 2020.
- [1] N. G. Forening, «Byggegruppveiledningen,» 2019.
- 4]
- [1] NVE, «Sikringshåndboka,» 2023. [Internett]. Available: 5] <https://veiledere.nve.no/sikringshandboka/>.
- [1] Statens vegvesen, «Håndbok V221 - Grunnforsterkning, fyllinger og 6] skråninger,» 2014.
- [1] Standard Norge, «NS-EN 1998-5:2004+NA:2014, Eurokode 8 - 7] Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold,» 2014.
- [1] Kartverket, «Norgeskart,» [Internett]. Available: 8] <https://www.norgeskart.no/>.
- [1] «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Grunnlag for prosjektering av 9] konstruksjoner».
- [2] Statens vegvesen, «Årsmiddeltemperaturer,» [Internett]. Available: 0] <https://kart.vegvesen.no/portal/apps/webappviewer/index.html?id=28a1d1587dec487ba43f1b474f34fa08>.



- ▽ Trykksondering (CPTU)
- ⊕ Poretrykksmåler
- ⊙ Prøveserie
- ⊕ Totalsondering
- ⊕ Terrenkote
Bergkote Borel dybde i løsmasser • Borel dybde i berg
- Ikke sprøbruddmateriale
- Antatt sprøbruddmateriale
- Påvist sprøbruddmateriale

Rev.		Dato	Revideringen gjelder		Nr.	Saksb.	Sidem.k.	Oppdr.a.
Bærum kommune		Tegnet av		Saksbehandler		LLLO		
NY VL OKSENØYA - LOMVIVEIEN		Saksmannskont.		Oppdragsansvarlig		CBNI		
Samlet fargekoordinert oversikt		Fag		Målestokk		Tverrfaglig		
Avgrensning faresone		Dato		Status		26.09.2024		
COWI		Oppdragsnr.		Endelig borplan		A269525		
		Tegning nr.		Rev.		V001		



Rev.		Dato	Revideringen gjelder		Nr.	Saksb.	Sidem.k.	Oppdr.a.
Bærum kommune			Tegnet av		LLLO		Saksbehandler	
NY VL OKSENØYA - LOMVIVEIEN			Sidermannskont.		CBNI		Oppdragsansvarlig	
Terrengsnitt med utførte undersøkelser			Fag		RIG		Målestokk	
Stabilitetsberegninger			Dato		27.09.2024		1:1500	
COWI			Oppdragsnr.		A269525		Status	
			Tegning nr.		V002		Rev.	
							A	

Brukerveiledning: Generell info, og beskrivelse og poengvurdering for hvert punkt i evalueringen, må fylles ut for at sonen skal kunne meldes inn til NVE

Prosjektnavn:	Oksenøya
ATR:	A269525
Utarbeidet:	LLLO
Kontrollert:	CBNI
Godkjent:	CBNI
Dato:	07.10.2024
Versjon:	1,0
Vedlegg nr.:	3,0

Generell info		Velg score								
Navn på kvikkleiresonen		Oksenøya								
Velg prosjekttipe for sonen		Arealplan/byggesak								
Velg vurderingsnivå for grunnforhold og stabilitet i sonen		Kvikkleire påvist, sikkerhetsfaktor < 1,4								
Velg hvor nøye sonen er kartlagt		Enkel undersøkelse								
Bemerkninger										
Faregradsklasse										
Vurdering										
Faktor	Beskrivelse	Poengvurdering	Vekttall							
Beskriv skredaktivitet i området	Ingen registrert skredaktivitet i området	0	1							
Beskriv skråningshøyde	<15 m	0	2							
Forkonsolidering pga terrengsenkning	Antar worst case	3	2							
Poretrykk, overtrykk	Svakt poreovertrykk. 0,6 m gir 6 kPa overtrykk	1	3							
Poretrykk, undertrykk	Hydrostatisk	0	-3							
Kvikkleiremektighet	Antar worst case	3	2							
Sensitivitet	Registrert sensitivitet ligger mellom 41-100	2	1							
Erosjon	Ingen erosjon registrert	0	3							
Inngrep, forverring	Planlagt tiltak vil oppnå ingen forverring av stabiliteten.	0	3							
Inngrep, forbedring	Fylling for tidligere flystripe er delvis fjernet og kan sees på som en avlastning av terreng. Det ble lagt ut et fylling rundt år 2008 i bunn av østre skråning som kan sees på som en liten forbedring av stabiliteten. Score settes konservativt til 0.	0	-3							
Poeng (score x vekttall):		17								
Beregnet faregradsklasse					Lav					
Faregrad					0,33					
Skadekonsekvensklasse										
Vurdering										
Faktor	Beskrivelse	Poengvurdering	Vekttall							
Boligheter	Ingen	0	4							
Næringsbygg	Utløpsområdet tangerer næringsbygg i sørvest. Antar at >50 personer jobber i Oksenøyveien 80. Score settes konservativt til 3.	3	3							
Annen bebyggelse	Ingen annen bebyggelse i faresonen	0	1							
Veier	Oksenøyveien i utløpsområde, ikke registrert ÅDT. Antar 100-1000	1	2							
Toglinje	Ingen	0	3							
Kraftnett	Lokalt kraftnett	0	1							
Oppdemning	Åpent terreng	0	2							
Poeng (score x vekttall):		11								
Beregnet skadekonsekvensklasse					Alvorlig					
Skadekonsekvens					0,24					
Risiko (skadekonsekvens x faregrad)					815					
Risikoklasse:					3					
Oksenøya										
Faregrads-, skadekonsekvens- og risikoklasse iht. NVE 1/2019 og 9/2020										
COWI AS	Dato:	07.10.2024	Utarbeider:	LLLO	Kontroll:	CBNI	Godkjent:	LSLU	https://cowi-my.sharepoint.com/personal/lllo_cowi_com/Documents/Documents/Oksenøya/Copy of Faregradsevaluering%20iht%20NVE_v_0 (version 1).xlsx	
	Oppdrag nr.:	A269525	Vedlegg nr.:	3,0	Versjon:	1,0				