

645497-08 -RIG-RAP-02_ver01

Veas Næringspark

Geoteknisk prosjekteringsrapport



Dokumentinformasjon

Oppdragsgiver:	Veas Selvkost AS
Tittel på rapport:	Veas Næringspark
Oppdragsnavn:	Prosjektering av VA og vei i Veas Næringspark
Oppdragsnummer:	645497-08
Dokumentkode:	645497-08 -RIG-RAP-02_ver01
Utarbeidet av:	Jonatan Wiede
Oppdragsleder:	Rebecka Cecilia Tyren
Tilgjengelighet:	Åpen

Kort sammendrag

Asplan Viak er kontrahert av Veas Selvkost AS for prosjektering av VA og vei i Veas næringspark, ved Bjerkås i Asker kommune.

Grunnforholdene i området preges av tørrskorpeleire eller grusig materiale de øverste meterne. Derunder er kartlagt en mektig leire, med påvist sprøbruddegenskaper ved enkelte lokaliteter sørvest på planområdet. I nordøst kategoriseres grunnforholdene i hovedsak av faste friksjonsmasser, bestående av grus og fyllmasser under den overliggende tørrskorpeleiren.

I forbindelse med tiltaket er det utført geotekniske vurderinger for etablering av VA og vei. Det omfatter geotekniske vurderinger i forbindelse med nødvendig gravearbeid og rysleres, samt parametere for dimensjonering av vei, landkar og støttemurer. Det er også gjort vurderinger tilknyttet lokalstabilitet og setninger, hvor det er vurdert nødvendig å forbelaste grunnen under nytt landkar.

Beskrevet kontrollplan forutsettes overholdt under det utførende arbeidet.

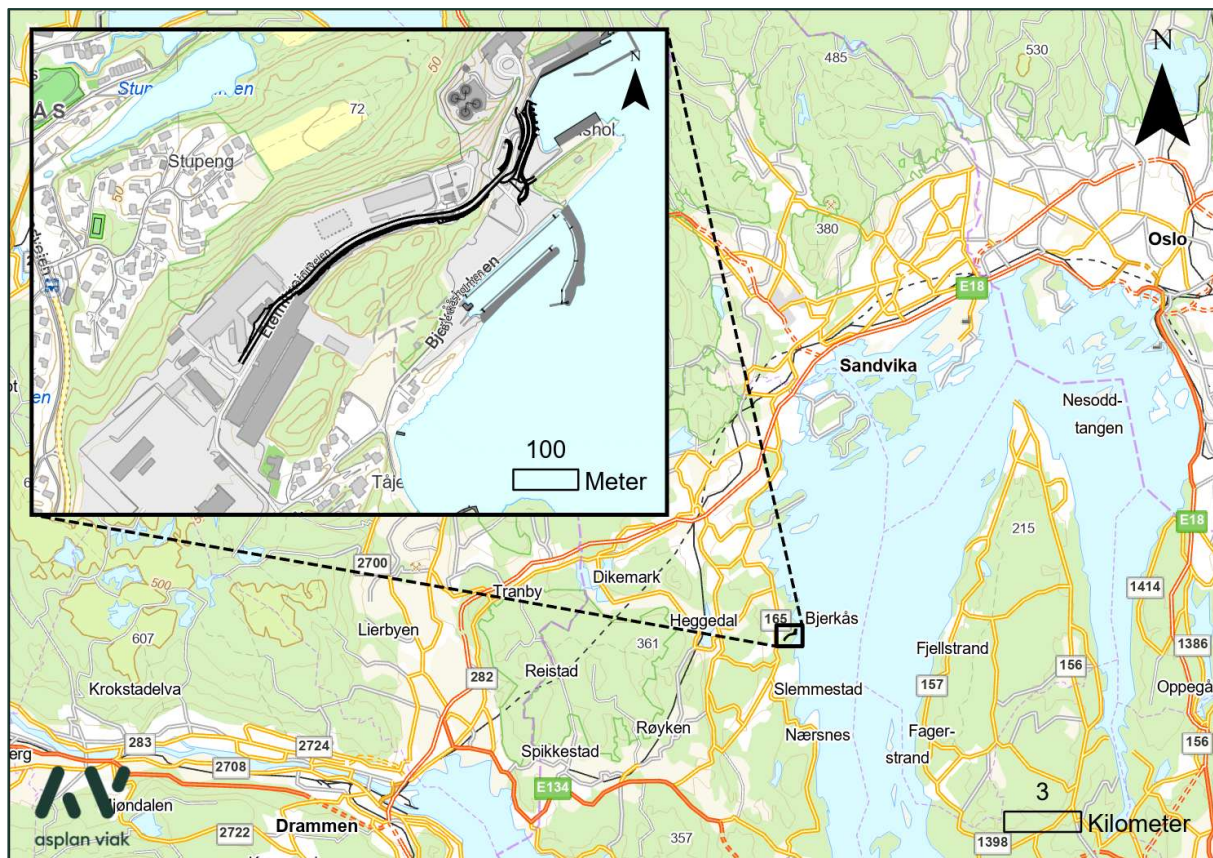
01	26. feb. 2026	Nytt dokument	Jonatan Wiede	Kjersti Marie Stensrud
Ver	Dato	Beskrivelse	Utarb. av	KS

Innholdsfortegnelse

1. Innledning	3
1.1. Beskrivelse av tiltak	3
2. Prosjekteringsforutsetninger	4
2.1. Styrende dokumenter	4
2.2. Geoteknisk klassifisering	5
2.3. Partialfaktorer for generelle geotekniske problemstillinger	6
2.4. Partialfaktorer for laster	6
2.5. TEK17 § 7-1, Sikkerhet mot naturpåkjenninger	6
2.6. Seismisk prosjektering	7
3. Topografi og grunnforhold	10
3.1. Topografi	10
3.2. Kvartærgeologi	11
3.3. Eksisterende grunnundersøkelser	12
3.4. Supplerende grunnundersøkelser	13
4. Geotekniske vurderinger	14
4.1. Generelle grunnforhold	14
4.2. Gravearbeider	15
4.3. Rystelser og vibrasjoner	17
4.4. Konstruksjoner	20
4.5. Veg og terrengtilpasning	24
5. Kontrollplan	25
6. Referanser	27

1. Innledning

Asplan Viak er engasjert av Veas Selvkost AS med flere fag, deriblant geoteknikk, for prosjektering av VA og vei i Veas næringspark. Tiltaksområdet er lokalisert langs Oslofjorden ved Bjerkås, i Asker kommune. En oversikt over planområdet er illustrert i Figur 1.



Figur 1: Oversiktskart med forstørret bildet over planområdet, hvor tiltaket er markert i sort.

1.1. Beskrivelse av tiltak

Tiltaket omfatter etablering av nytt VA og ny vei. Etableringen av nytt VA-anlegg innebærer utgraving til opptil 4 meter under terreng. Det skal også etableres elektro og varme, men disse plasseres grunnere. Ny vei innebærer behov for utvidelse av eksisterende bru og oppføring av en ny støttemur nordøst på planområdet. I forbindelse med beskrevet tiltak er det utført geotekniske vurderinger, som er utdypet i denne rapporten.

2. Prosjekteringsforutsetninger

2.1. Styrende dokumenter

Følgende regelverk er lagt til grunn:

Forskrifter

- Byggteknisk forskrift (TEK17) [1].
- Byggesaksforskriften (SAK10) [2].

Prosjekteringsstandarder

- NS-EN 1990-1:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0 - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [3].
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2025 Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler [4].
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2022 Eurokode 8: Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger [5].
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2022 Eurokode 8: Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer [6].

Veinormaler

- Statens Vegvesen sin håndbok N400 Bruprosjektering [7].

Veiledere

- Statens Vegvesen sin håndbok N-V220 Geoteknikk i vegbygging [8]
- NVEs veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred [9].

2.2. Geoteknisk klassifisering

Forventet geoteknisk klassifisering av tiltaket er oppsummert i Tabell 1. I henhold til NA.A1.3.1(902) i Eurokode 0 [3] skal det ved prosjektering og utførelse av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 være et kvalitetssystem tilgjengelig og brukes. For konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4 skal kvalitetssystemet tilfredsstille kravene i NS-EN ISO 9000-serien. Asplan Viak sitt kvalitetssystem tilfredsstiller krav til prosjektering opp til pålitelighetsklasse 4.

Tabell 1: Generell oversikt over forventet geoteknisk klassifisering.

Prosjekterings- forutsetning	Klassifiserin g Veg, VA og øvrige tiltak.	Klassifisering brua	Referanse til regelverk	Vurdering/merknad
Pålitelighetsklasse (CC/RC)	CC2/RC2	CC3/RC3	Eurokode 0, Tabell NA. A1(901).	Det er enkle og oversiktlig grunnforhold, men brua er plassert i CC3/RC3 av konstruksjon. Derfor gjelder dette også geoteknikk.
Geoteknisk kategori	2	2	Eurokode 7, kap. 2.1	Geoteknisk kategori 2 vurderes tilstrekkelig på bakgrunn av at majoriteten av planområdet preges av friksjonsmasser med oversiktlig forhold.
Geoteknisk tiltaksklasse	2	3	Byggesaksforskriften (SAK10), § 9-4	Da brua er plassert i CC3/RC3 er vurdert hensiktsmessig å velge tiltaksklasse 3 for brua.
Kontroll av prosjektering og utførelse (PKK/UKK)	PKK2/UKK2	PKK3/UKK3	Eurokode 0, Tabell NA.A1(902) & (903)	Det er enkle og oversiktlig grunnforhold, men brua er plassert i PKK3/UKK3 av konstruksjon. Derfor gjelder det også geoteknikk.

Ved valg av pålitelighetsklasse for grunn-/fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og eksisterende infrastruktur som kan påvirkes av tiltaket. Asplan Viak kjenner ikke til at det finnes konstruksjoner/infrastruktur av mer kritisk karakter innenfor influensområdet til tiltaket som skulle tilsi valg av høyere pålitelighetsklasse.

2.3. Partialfaktorer for generelle geotekniske problemstillinger

I henhold til tabell NA.A.4 i nasjonalt tillegg til Eurokode 7 skal det for henholdsvis effektiv- og totalspenningsanalyser benyttes partialfaktor 1,25 og 1,4.

Jordparameter	Symbol	Sett ^{b, c}	
		M1	M2
Friksjonsvinkel ^a	φ'	1,0	1,25
Effektiv kohesjon	c'	1,0	1,25
Udrenert skjærfasthet	τ_{cu}	1,0	1,4
Enaksial fasthet	q_u	1,0	1,4
Tyngdetetthet	γ	1,0	1,0

2.4. Partialfaktorer for laster

Partialfaktorer for laster er anvendt i overensstemmelse med relevante lastkombinasjoner gitt i Eurokode 0, tabeller NA. A1.2 (B) og (C). For trafikklast bruk i beregningene er det lagt til grunn en partialfaktor på $\gamma_Q = 1,3$.

2.5. TEK17 § 7-1, Sikkerhet mot naturpåkjenninger

TEK17 § 7-1 stiller følgende krav: «Byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger». Forskriftskravet innebærer blant annet at skjæringer, fyllinger, masseforflytning, endring av vannvei eller lignende må gjennomføres slik at byggegrunn og tilstøtende terreng har tilfredsstillende sikkerhet mot naturpåkjenninger [1].

2.5.1. §7-3 Sikkerhet mot skred

Veiledningen i TEK17 §7-3 tilsier at tilstrekkelig sikkerhet mot kvikkleireskred skal oppnås i alle faser av utbyggingen og for ferdig bygg ved å følge NVEs veileder 1/2019 [1] [9]. Den interne utredningen, fra reguleringsfasen, «Bjerkåsholmen - geoteknisk vurdering områdestabilitet», dokumenterer at sikkerheten mot områdeskred er ivarettatt i henhold til NVEs veileder 1/2019 [10].

2.6. Seismisk prosjektering

Utvidelsen av eksisterende landkaret vurderes å være mest kritisk av hensyn til seismisk prosjektering. Følgelig er det i kommende avsnitt utført en vurdering av utelatelseskriteriet.

2.6.1. Seismisk prosjektering for brukonstruksjoner

For bruer gjelder spesifikt Eurokode 8 - Del 2, men også Eurokode 8 - Del 1 [6] [5]. I henhold til Tabell NA.2(901) og NA.2(903) i Eurokode 8 - Del 2, vist i Tabell 3, er seismisk faktor $\gamma_I = 1,0$ gjeldende for prosjektering av bruene.

Tabell 2: Valg av seismisk klasse og faktor for veibruer. Tabell NA.2(901) og NA.2(903) fra Eurokode 8 - Del 2 [6].

Tabell NA.2(901) — Veiledende valg av seismisk klasse for vegbruer	
Seismisk klasse	Type vegbru
I	Øvrige gang- og sykkelvegbruer ikke i andre kategorier Landbruksbruer ikke over annen vei/bane
II	Alle vegbruer, unntatt de som er plassert i seismisk klasse IIIa og IIIb Gang- og sykkelvegbruer over annen vei/bane
IIIa	Bruer med $L_{\text{tot}} > 200$ m og Bruer med $L_{\text{tot}} > 50$ m som samtidig har $\dot{A}DT > 8000$
IIIb	Bruer med $L_{\text{tot}} > 600$ m Bruer med $L_{\text{tot}} > 200$ m som samtidig har $\dot{A}DT > 8000$ Samfunnsmessig viktige bruer ^a
L_{tot} er total lengde mellom bruens landkar.	
$\dot{A}DT$ er prognostisert gjennomsnittlig antall kjøretøyer per døgn.	
^a Dette er for eksempel bruer som er lokalisert på hovedatkomstveger til geografiske regioner eller til sykehus eller brannvesen i større byer. Klassen omfatter også bruer som ligger i tettbygde strøk, og hvor det får særlig store konsekvenser dersom de ødelegges.	

Tabell NA.2(903) — Seismisk faktor for bruer	
Seismisk klasse	Seismisk faktor γ_I
I	0,70
II	1,00
IIIa	1,25
IIIb	1,70

Det er vurdert at grunntype D er egnet klassifisering av aktuelt jordprofil for brua, se Tabell 3.

Tabell 3: Klassifisering av grunntype. Hentet fra Eurokode 8 - Del 1 sin tabell NA 3.1 [5].

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.				

Grunnforholdenes forsterkningsfaktor, S , blir dermed lik 1,8 i henhold til Tabell 3.3 i Eurokode 8 - Del 1 basert på elastisk responsspekter type 2, som vist i Tabell 4 [5].

Tabell 4: Grunnforholdenes forsterkningsfaktor, S . Hentet fra Eurokode 8 - Del 1 sin tabell 3.3 [5].

Tabell 3.3 – Verdier for parametre som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene av type 2				
Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

I henhold til Tabell NA.2(904) trenger ikke seismisk prosjektering å hensyntas dersom $a_g \cdot S = \gamma_I \cdot a_{gr} \cdot S < 0,5 \frac{m}{s^2}$. Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon, a_{gR} , for Asker kommune er $0,25 \frac{m}{s^2}$ iht. Tabell NA.3.2 (901). Utregning av $a_g \cdot S$ er gitt under.

$$a_g \cdot S = \gamma_I \cdot a_{gr} \cdot S = 1,0 \cdot 0,25 \cdot 1,8 = 0,45 \frac{m}{s^2}$$

Videre er det i henhold til Tabell NA.2(904) i Eurokode 8 - Del 2 ingen spesielle krav til analysemetode, som vist i Tabell 5.

Tabell 5: Krav til analysemetode. Tabell NA.2(904) fra Eurokode 8 - Del 2 [6].

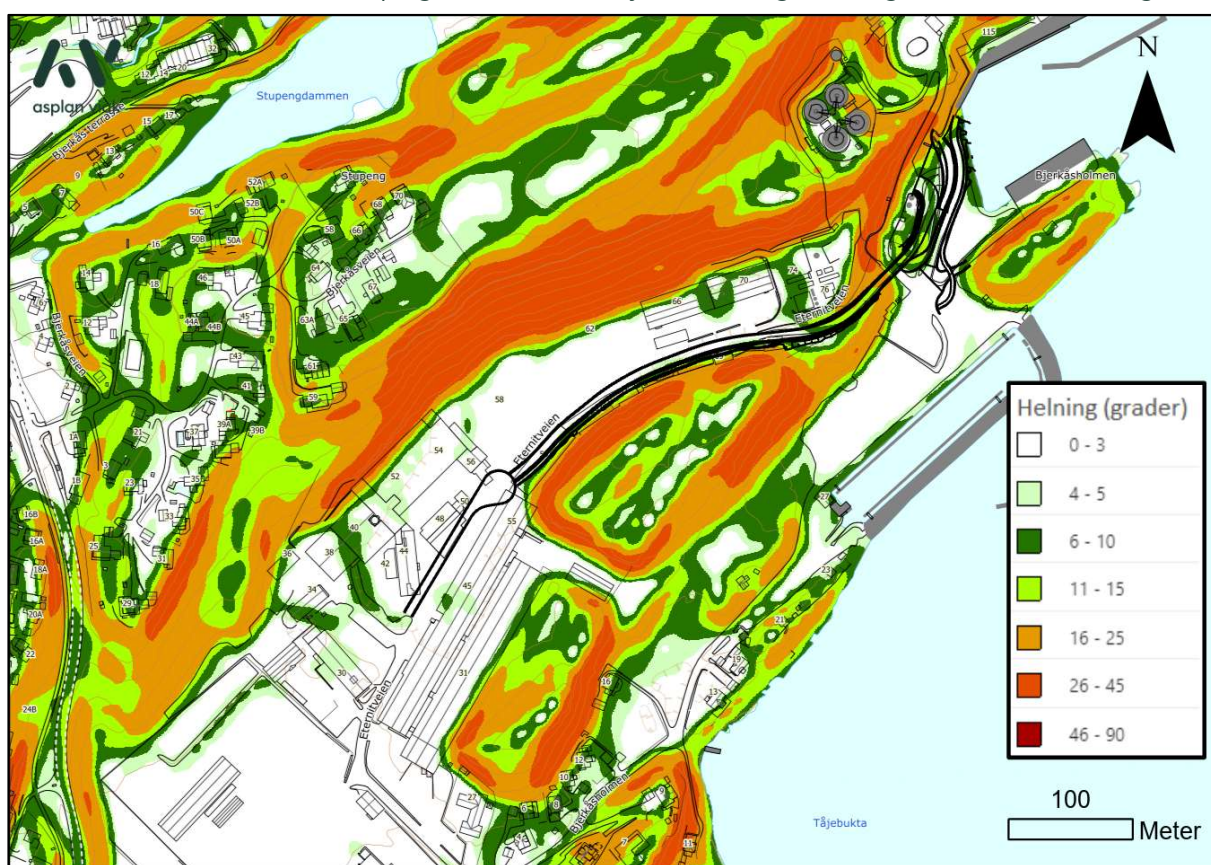
Tabell NA.2(904) — Krav til analysemetode			
Seismisk klasse	$a_g S > 1,0 \text{ m/s}^2$	$0,50 \text{ m/s}^2 < a_g S \leq 1,0 \text{ m/s}^2$	$a_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$
I	0 ₁	0 ₁	0 ₁
II	1	0	0 ₁
IIIa	2	1	0 ₁
IIIb	2	2	1
0: Det stilles ingen spesielle krav til valg av analysemetode.			
1: Metode for analyse med én frihetsgrad i samsvar med punkt 4.2.2 eller tilsvarende forenklete analysemetoder kan brukes der dette vurderes som tilstrekkelig i henhold til NS-EN 1998. Ellers skal flerfrihetsgradsanalyse i henhold til responsspektrummetoden brukes.			
2: Flerfrihetsgradsanalyse i henhold til responsspektrummetoden skal brukes.			
^a Påvisning av motstand mot seismisk påvirkning etter NS-EN 1998 kan i mange tilfeller utelates, se NS-EN 1998-1/NA. Utelatelse basert på konstruksjonsfaktor q omtalt i NS-EN 1998-1/NA:2021, NA.3.2.1(5) egner seg ikke for bruk.			

Seismisk prosjektering trenger ikke å hensyntas for prosjektet.

3. Topografi og grunnforhold

3.1. Topografi

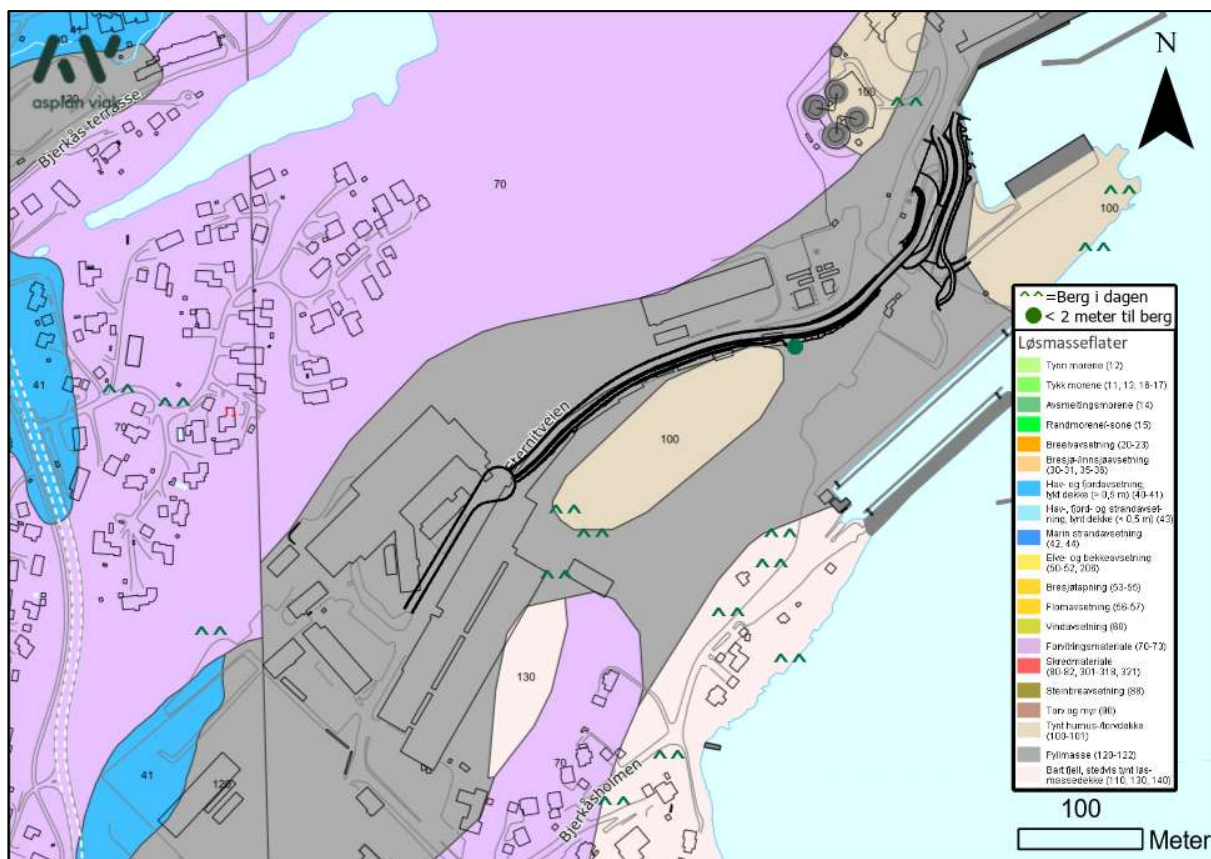
Topografien i området er kupert og preges av en rekke forhøyninger. Tiltaket er lokalisert mellom en kotehøyde fra +2 til +27 [11]. Langs traséen er terrenget flatt mellom to forhøyninger i sørvest, mens traséen skjærer en skråning og legger seg på en ny flate mot nordøst. En oversikt over topografien, med høydekoter og helningen, er illustrert i Figur 2.



Figur 2: Topografisk høydekart med helningen til terrenget langs traséen, som er markert i sort [11].

3.2. Kvartærgeologi

Det kvartærgeologiske løsmassekartet til Norges geologiske undersøkelse (NGU) indikerer at området består av bart fjell, forvittringsmateriale og fyllmasser. I tillegg er det kartlagt et tynt humusdekke i enkelte områder, samt marine hav- og fjordavsetninger på den vestlige delen av planområdet. En oversikt over NGUs kvartærgeologiske kart er vist i Figur 3.



Figur 3: Kvartærgeologisk kart, identifisert berg i dagen og sondering med løsmassemekthet mindre enn 2 meter. Traséen er markert i sort [12].

Berg i dagen i umiddelbar nærhet til traséen er kartlagt ved hjelp av historiske flyfoto og Google Maps Street View [13] [14]. I tillegg er eksisterende sonderinger med mindre løsmassemekthet enn 2 meter kartlagt gjennom sammenstilling av eksisterende sonderinger, som er beskrevet ytterligere i delkapittel 3.3. Kartlagt av berg i dagen og sonderinger med liten løsmassemekthet er inkludert i Figur 3.

Generelt beskriver kvartærgeologiske kart kun den dominerende løsmassetypen den øverste meteren under terreng. Løsmassenes mektighet kan imidlertid variere over planområdet, hvor jordarter med andre egenskaper kan opptre mot dypet.

3.3. Eksisterende grunnundersøkelser

I påfølgende kapittel foreligger en beskrivelse av eksisterende grunnundersøkelser, som er innhentet fra Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG) [15].

3.3.1. Bjerkåsholmen regulering og opparbeidelse

I forbindelse med regulering og utredning av områdestabilitet av det tilsvarende planområdet utførte Asplan Viak 5 totalsonderinger, 1 CPTU-sondering og 2 prøveserier, med totalt 5 sylindere for å supplere eksisterende underlag i 2024 [16]. Sonderingene indikerer en dybde til berg på mellom 0,3 og 14,0 meter i området, hvor det størst løsmassemekthet ved Eternitveien 10, sørvest for planområdet. Løsmassene består av et fast topplag og underliggende leire, som klassifiseres som sprøbruddmateriale ved Eternitveien 30. Det er i to av borpunktene identifisert en mulig morene over berg.

3.3.2. Bjerkås Næringspark AS - Eternitveien 30-55, Slemmestad

I 2022 gjennomførte Løvlien Georåd grunnundersøkelser mellom Eternitveien 30-55. Det omfattet 11 totalsonderinger, 3 trykksonderinger, 5 prøveserier og 2 stk installerte proetrykksmålere [17]. Grunnundersøkelsene indikerer en varierende løsmassemekthet på mellom 4,5 og 18,5, hvor dybden til berg avtar mot sør. Løsmassene består av én til tre meter fyllmasser over leire og en antatt morene over berg i enkelte punkter.

I nordvest, ved Løvlien Georåd sine borpunkt 111 og 115 klassifiseres leiren som kvikkleire eller sprøbruddmateriale i dybdeintervallet tre til tolv meter under terreng [17]. Det bemerkes at det kun er tatt opp prøver i enkelte prøver, samt at to stk sylinderprøver ble mistet. En utført kornfordelingsanalyse i borpunkt 111 klassifiseres leiren som middels telefarlig (T3). Videre er grunnvannstanden funnet å ligge på mellom kote 12,2 og 13,0, som tilsvarer mellom 1,2 og 2,0 meter under terreng.

3.3.3. Grunnundersøkelser for byggetomt og ledningstrasé

Det ble utført grunnundersøkelser ved byggetomten tilhørende Eternitveien 58 og langs Eternitveien, bort til Eternitveien 72. Grunnundersøkelsene ble utført i 2021 i regi av Norconsult og omfattet totalt 14 totalsonderinger, 1 CPTU, 2 prøveserier og installert 1 stk proetrykksmåler [18]. Sonderingene indikerer en løsmassemekthet på mellom 5,8 og 24,3 meter, hvor mektigheten avtar mot nord, hvor den er mellom 1,1 og 2,7 ved Eternitveien 72. Løssene består av fyllmasser over leire, som kategoriseres som kvikkleire ved borpunkt 6, midt på Eternitveien 58. Videre klassifiseres løsmassene som middels telefarlige (T3) basert på innhentet prøver som ved både 1,5 og 4,5 meter dybde på Eternitveien 5.

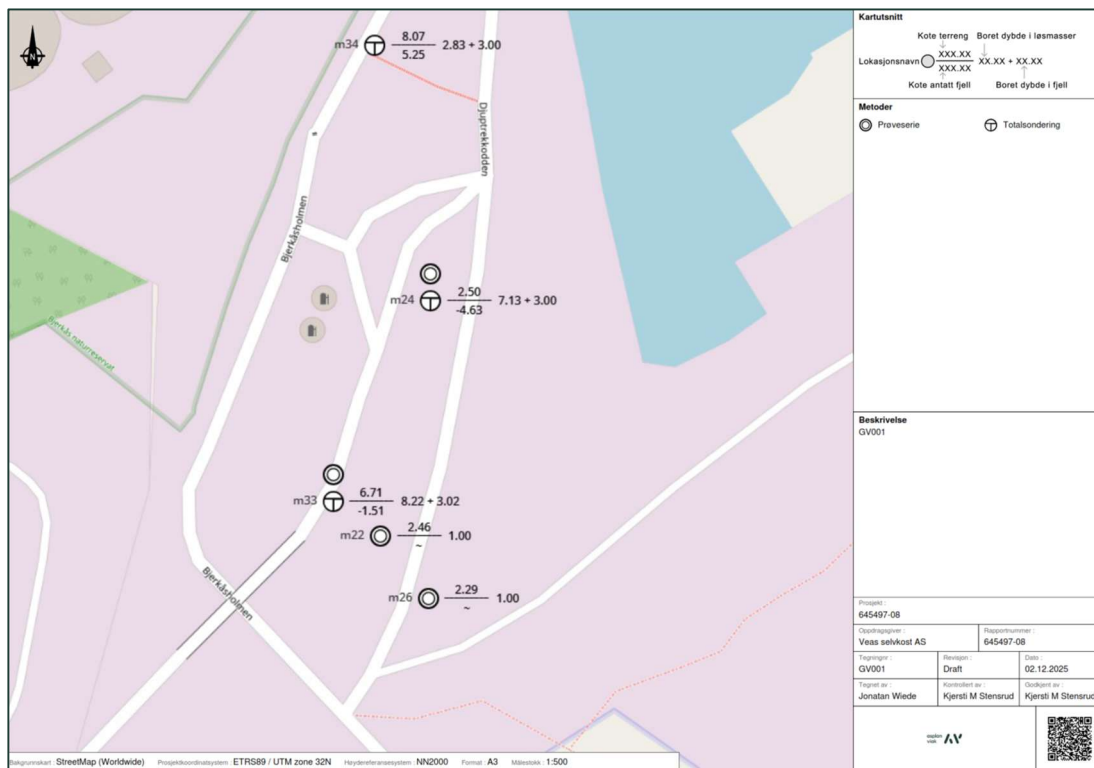
3.3.4. 10245866_R01_A01 Datarapport grunnundersøkelser

Sweco utførte fire totalsonderinger i forbindelse med en rørrinnføring ved Bjerkåsbukta, rett sør for påhugget til tunellen/kulverten inn til VEAS sitt anlegg. Sonderingene indikerer mellom 4,6 og 5,8 meter til berg [19]. Løsmassene fremstår faste, hvor det er benyttet slag og spyling hyppig. Det ble ikke utført prøvetakning for å fastsette løsmassetypen.

3.4. Supplerende grunnundersøkelser

Høsten 2025 ble det utført supplerende grunnundersøkelser i forbindelse med pålagt miljøgeologisk utredning av planområdet. I den forbindelse ble det også utført geotekniske grunnundersøkelser for å undersøke dybden til berg og kartlegge telefarligheten.

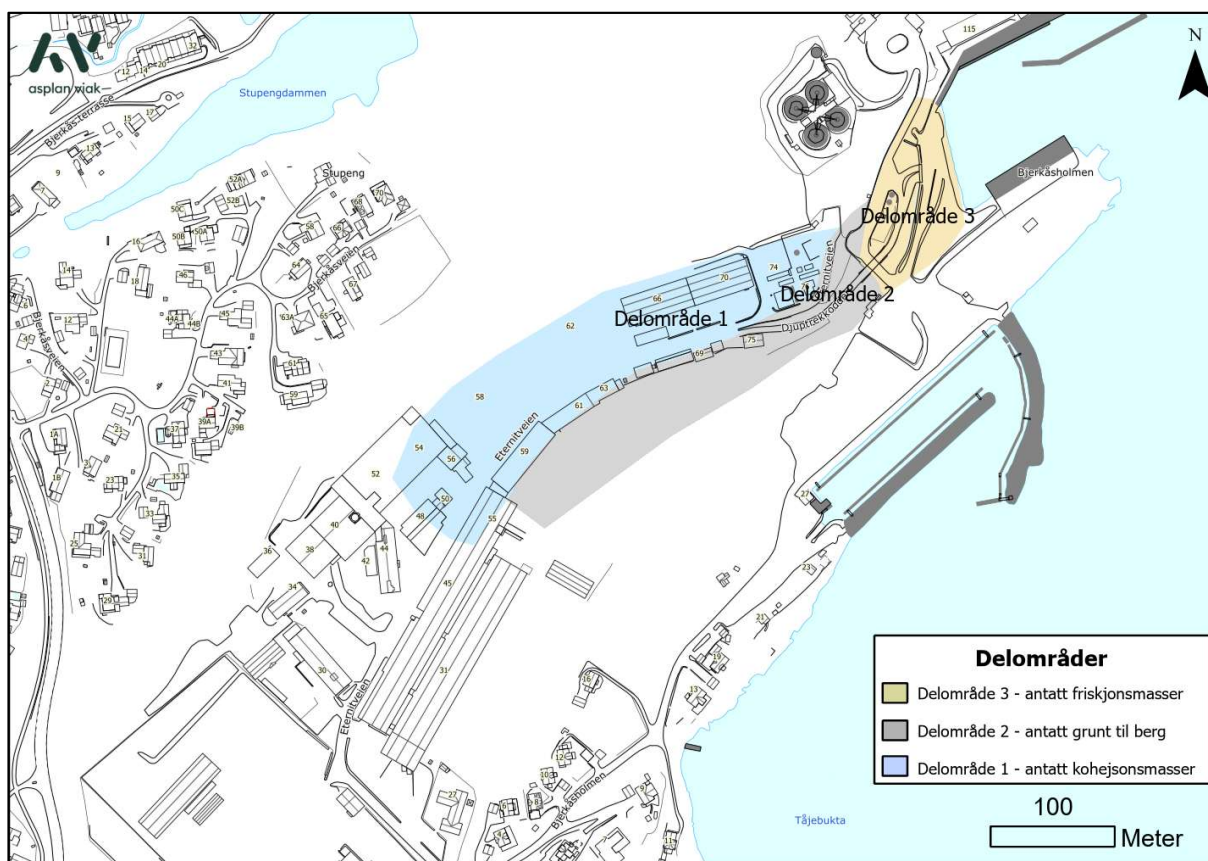
Grunnundersøkelsene omfattet tre totalsonderinger og prøvetakning i fire punkter. Sonderingene indikerer mellom 2,83 og 8,22 meter til berg. Et borpunkt m20, sørvest for dagens bru, utgikk på grunn av berg i dagen i umiddelbar nærhet. Basert på utførte kornfordelingsanalyser ved 2,5 meter under terreng i borpunkt m22, m24, m26 og m33 klassifiseres løsmassene som et materiale med varierende rekkefølgebeskrivelse av grusig, sandig, siltig innhold. Samtlige prøver indikerer et materiale med lav telefarlighet (T2) [20].



4. Geotekniske vurderinger

4.1. Generelle grunnforhold

Grunnforholdene sørvest på planområdet, delområde 1, består av tørrskorpeleire og/eller grusing materiale de øverste meterne under terreng. Derunder er det en mektig leire, med påvist sprøbruddegenskaper ved enkelte lokaliteter. Det er stedvis også kartlagt morene over berg i dette området. Videre mot nordøst, delområde 2, er det grunt til berg, med overliggende fyllmasser. I nordøst, delområde 3, preges grunnforholdene i hovedsak av faste friksjonsmasser, bestående av grus og fyllmasser under overliggende tørrskorpeleire. En generell oversikt over grunnforholdene er vist i Figur 5.



Figur 5: Delområder med antatte grunnforhold basert på eksisterende og utførte grunnundersøkelser i området.

4.2. Gravearbeider

Tiltaket innebærer utgravning i forbindelse med etablering av VA ledninger, støttemurer og landkar. Det forventes dypest utgravning i forbindelse med VA-traséen, hvor det stedvis skal graves ned ca. fire meter under terreng. I området med dypest utgravning indikerer utførte grunnundersøkelser at løsmassemektheten nødvendiggjør etableringen av en fjellgrøft.

I påfølgende avsnitt er generelle føringer og løsninger for utgravningen beskrevet.

4.2.1. Generelle føringer

Det henvises til *Forskrift om utførelse av arbeid*, kapittel 21 for etablering av grøfter og groper [21] og *Veileder for grøftarbeid* (Regionale verneombud) [22]. Et utdrag fra forskriften er gjengitt under:

1. For graving av grøft inntil 2 m, kan grøftesidene graves med forsvarlig helning, men det presiseres at utførende har ansvar for å sikre forsvarlig helning med tanke på stedlige forhold og massene i grunnen jf. kapittel 21. om risikovurdering av gravearbeid.
2. For graving av grøft mellom 2,0 og 3,0 m skal det graves med en graveskråning på 1:1,5 eller brukes avstivning i form av grøftekasser.
3. Ved graving av grøfter dypere enn 3,0 m skal det benyttes avstivning eller gjøres en særskilt vurdering av stabilitet. Avstivning/stabilitetsvurdering skal dimensjoneres og dokumenteres av geotekniker eller entreprenørs fagperson.
4. Ved kombinert graving og pigging må det påregnes etablering av en ca. 0,5-1,0 m bred berghylle i overgangen mellom berg og løsmasser.

Føringer for arbeider i punktene 3 og 4 over følger i delkapittel 4.2.2 og 4.2.3.

4.2.2. Åpen graving og grøftekasser

For utgravning mellom 2 og 3 meter under terreng forutsettes det en gravskråning på 1:1,5 eller slakere. Det forutsettes at utgravning i løsmasser uten fjellgrøft vil være inntil 3 meter under terreng. Stedvis kan det ikke utelukkes behov for bergarbeider i form av pigging. Dersom større løsmassemektheter påtreffes må geotekniker kontaktes for å vurdere grøftekassene av hensyn til bunnoppressing. I tillegg skal utgravde masser alltid plasseres minimum 1 meter i bakkant av topp graveskråning. På grunn av tilgjengelig areal og tilgrensende skråninger, hvor det ikke er mulig med tilstrekkelig slake graveskråninger, forventes det å være behov for avstivning i form av grøftekasser.

For bruk av grøftekasser vises det til understående avsnitt for en beskrivelse av arbeidsgangen for etablering av grøftekasser.

4.2.3. Arbeidsgang grøftekasser

Det anbefales grøftekasser dimensjonert for leire, da det hensyntar grunnforholdene langs traséen som i hovedsak består av fastere masser og stedvis underliggende leire, som kan være bløte. Dersom bløt leire påtreffes, kan magerbetong benyttes for å etablere en arbeidsplattform i bunnen av grøftene der det er nødvendig. Videre må det benyttes stivere i grøftekassen slik at dimensjonerende jordtrykk ivaretas, samtidig som stivere skal ha nivåer som muliggjør demontering og montering av rør under nedre tverrstiver. Dersom det i endene ikke er plass til graveskråning med maksimal helning på 1:1,5 skal det benyttes endesteng i grøftekassene. Under er arbeidsgangen for grøftekassene beskrevet:

1. Generelt skal grøftekassene senkes ned til endelig gravenivå i takt med innvendig utgraving eller nedpressing på topp kasse med gravemaskinskuffen, avhengig av stedlige grunnforhold. Der det påtreffes grove eller faste masser kan utgravningen utføres uavstivet for én grøftekasse ned til maksimalt 2 meter uten krav til forsvarlig helning. Dersom bløte grunnforhold påtreffes, skal det alltid graves innvendig i grøftekassen.
2. Det skal umiddelbart fylles med sand/grus/finpukk mellom graveskråning og utside kassevegger etter at grøftekassa er installert. Det bemerkes at fullstendig kontakt mellom kassevegg og graveskråning på utsiden er avgjørende for grøftekassens funksjon.
3. Ved utgraving til full dybde i en seksjon skal det umiddelbart etableres kum- eller ledningsfundamenter om nødvendig. I forkant av komprimering kan grøftekassene løftes opp slik at underkant grøftekasse tilsvarer overkant fundament. Tilsvarende fremgangsmåte kan benyttes ved etablering av en arbeidsplattform med magerbetong eller ved forsterkning med betong under ledningsfundament.
4. Kummer og/eller rør installeres.
5. Grøft eller grop fylles lagvis med komprimering i takt med opptrekking av grøftekasse. Underkant grøftekasse må ligge i nivå med toppen av fyllingen når det skal komprimeres. Når underkant grøftekasse tilsvarer overkant omfyllingssone og maksimalt er 1,0 meter under terreng, kan grøftekassen løftes ut av grøften eller groopen.

For arbeidet med graving av grøfter som avstives med grøftekasser skal det etterstrebes og planlegges slik at ledningsfundamentet og rør er lagt og grøften er fylt til minimum 1,0 meter over grøftebunn samme dag som det er gravd.

4.2.4. Setninger

Grunnarbeider som graving under grunnvannsnivå medfører også en betydelig risiko for senkning av grunnvannstanden og påfølgende endringer i poretrykksforholdene. Redusert poretrykk kan føre til kompresjon av løsmassene, noe som igjen kan resultere i setningsskader på nærliggende byggverk og eksisterende infrastruktur. Setningsskader oppdages ofte i form av mindre riss i fasaden, men kan også medføre fare for kollaps [23].

Risikoen for setningsskader avhenger av grunnvannsnivået i området, samt tiltakets omfang og nærhet til setningsømfintlige bygg og infrastruktur. Grunnvannsnivået i området er funnet å ligge mellom 1,2 og 2,0 meter under terreng sørvest på planområdet, mens det ikke er utført poretrykksmålinger i nordøst. I øst forventes det at grunnvannsnivået tilnærmer seg havnivået og forventes å ligge omtrent 1,5 meter under terreng. Det er forutsatt etablert en leirpropp i toppen av skråningen ved Overvannskum 24 for å forhindre mulig drenering og påfølgende setninger på plataet i toppen av skråningen.

Det planlegges for utgravning av midlertidige grøfter på opptil 4 meter under terreng. Følgelig innebærer tiltaket tidvis utgravning under grunnvannsnivå. Ved pumping av grøfter og groper kan dermed ikke grunnvannssenkning og påfølgende setninger utelukkes. Grøftegraving har normalt begrenset varighet. Det er heller ikke identifisert infrastruktur eller konstruksjoner med særlig følsomhet for setninger. Kombinert med lite permeable masser og forutsatt at føringene som er gitt for pumping blir fulgt, anses risiko for setninger som akseptabel.

4.2.5. Utgraving for dykket utløp

Utgraving i forbindelse med dykket utløp må vurderes av geoteknikker ved kjennskap til endelig løsning. Det kan ikke utelukkes at dette vil påvirke valg av pålitelighetsklasse.

4.3. Rystelser og vibrasjoner

Rystelser kan skade eksisterende konstruksjoner og infrastruktur. I forkant av igangsettelse skal nærliggende bygninger besiktiges, hvor tilstanden til aktuelle byggverk skal kartlegges og rapporteres innenfor influensområdet til tiltaket. I NS 8141-4:2021 anbefales det at besiktigelse skal utføres på byggverk innenfor 30 - 200 meters avstand fra anleggsstedet. På bakgrunn av forventet anleggsgjennomføring og grunnforhold vurderes det tilstrekkelig med besiktigelse av konstruksjoner innenfor en avstand på 30 meter fra traséen. Besiktigelsen forutsettes gjennomført i henhold til NS 8141-4:2021 innen oppstart av utførende arbeider.

Det er beregnet rystelseskrav i henhold til NS 8141-1:2022 for de ulike delområdene, da de forutsatte varierende grunnforholdene påvirker både grunnforholds- og kildefaktoren. Det presiseres at rystelseskravene er foreløpige og kan endres som resultat av gjennomført besiktigelse og kartlegging i forkant av arbeidene.

4.3.1. Grenseverdier for delområde 1

Sørvest på planområdet, innenfor delområde 1, forutsettes det at tiltaket i hovedsak innebærer graving i løsmasser bestående av tørrskorpeleire og leire. Beregnet akseptable grenseverdier for bebyggelse langs tiltaket i dette settes lik 7 mm/s på bakgrunn av at det forutsettes behov for vibrokomprimering i forbindelse med komprimering av tilbakefylte masser langs vegen og VA-traséen. Beregnede grenseverdier for rystelser og vibrasjoner overvåkes under utførelse. Beregningen er presentert i Tabell 6.

Tabell 6: Grenseverdi for rystelser og vibrasjoner ved delområde 1. Beregnet i henhold til NS 8141-1:2022.

Beskrivelse	Faktor	Velg fra nedtrekksmeny i hvite felt	Verdi
Ukorrigert toppverdi, fastsatt	v0	Fastsatt til 20 mm/s	20
Grunnforholdsfaktor	Fg	Løsmasser: leire, vannrik silt, sand, grus og silt. Ved meget bløte grunnforhold skal faktor vurderes.	1,3
Byggverksfaktor	Fb	Industri- og kontorbygg	1,2
Material- og bygningsdetaljfaktor	Fm	Uarmert betong, tegl, betonghullstein, murverk, lettklinkerbetong, ringmurblokker	1
Fundamenteringsfaktor	Ff	Fundamentert på eller i løsmasser	0,8
Avstandsfaktor	Fd	10 m til 100 m	10
			1
Kildefaktor	Fk	Peiling og spunting med vibrolodd, vibrokomprimering, pigging av berg, tele og objekter i løsmasser. Objekter kan være fundamenter, rørledninger, etc.	0,3
Grenseverdi	v (mm/s)		7

4.3.2. Grenseverdier for delområde 2

Midt på planområdet, innenfor delområde 2, forutsettes det at tiltaket i hovedsak medfører behov for pigging i berg. Beregnet akseptable grenseverdier for bebyggelse langs tiltaket i dette settes lik 14 mm/s på bakgrunn av at det forutsettes behov for pigging i berg. Beregnede grenseverdier for rystelser og vibrasjoner overvåkes under utførelse. Beregningen er presentert i Tabell 7.

Tabell 7: Grenseverdi for rystelser og vibrasjoner ved delområde 2. Beregnet i henhold til NS 8141-1:2022.

Beskrivelse	Faktor	Velg fra nedtrekksmeny i hvite felt	Verdi
Ukorrigert toppverdi, fastsatt	v0	Fastsatt til 20 mm/s	20
Grunnforholdsfaktor	Fg	Berg: fast berg, fylling med komprimert sprengstein ≤ 2 m over berg	2,5
Byggverksfaktor	Fb	Tunge konstruksjoner, for eksempel broer, kaier og forsvarsanlegg	1,7
Material- og bygningsdetaljfaktor	Fm	Uarmert betong, tegl, betonghullstein, murverk, lettklinkerbetong, ringmurblokker	1
Fundamenteringsfaktor	Ff	Fundamentert på eller i løsmasser	0,8
Avstandsfaktor	Fd	10 m til 100 m	5
			1
Kildefaktor	Fk	Peiling og spunting med vibrolodd, vibrokomprimering, pigging av berg, tele og objekter i løsmasser. Objekter kan være fundamenter, rørledninger, etc.	0,3
Grenseverdi	v (mm/s)		20

Dersom tiltaket nødvendiggjør sprenging av berg, må det fastsettes en egen grenseverdi i henhold til NS 8141-1:2022.

4.3.3. Grenseverdier for delområde 3

Nordøst på planområdet, innenfor delområde 3, forutsettes det at tiltaket i hovedsak innebærer graving i løsmasser bestående av tørrskorpeleire og underliggende friksjonsmasser. Beregnet akseptable grenseverdier for bebyggelse langs tiltaket i dette settes lik 16 mm/s på bakgrunn av at det forutsettes behov for vibrokomprimering i forbindelse med komprimering av tilbakefylte masser langs vegen. Beregnede grenseverdier for rystelser og vibrasjoner overvåkes under utførelse. Beregningen er presentert i Tabell 8.

Tabell 8: Grenseverdi for rystelser og vibrasjoner ved delområde 3. Beregnet i henhold til NS 8141-1:2022.

Beskrivelse	Faktor	Velg fra nedtrekksmeny i hvite felt	Verdi
Ukorrigert toppverdi, fastsatt	v0	Fastsatt til 20 mm/s	20
Grunnforholdsfaktor	Fg	Løsmasser: Fylling med komprimert sprengstein > 2 m over berg, eller fast lagret morene	2
Byggverksfaktor	Fb	Tunge konstruksjoner, for eksempel broer, kaier og forsvarsanlegg	1,7
Material- og bygningsdetaljfaktor	Fm	Uarmert betong, tegl, betonghullstein, murverk, lettklinkerbetong, ringmurblokker	1
Fundamenteringsfaktor	Ff	Fundamentert på eller i løsmasser	0,8
Avstandsfaktor	Fd	10 m til 100 m	5
Kildefaktor	Fk	Peiling og spunting med vibrolodd, vibrokomprimering, pigging av berg, tele og objekter i løsmasser. Objekter kan være fundamenter, rørledninger, etc.	0,3
Grenseverdi	v (mm/s)		16

4.3.4. Rystelseskrav områdestabilitet

I henhold til tabell 1 i NS 8141-3:2025 skal det også gjennomføres en forhåndsvurdering av områdestabilitet 10-20 meter fra vibrasjonskilden ved anleggsvirksomhet [24]. I utførte grunnundersøkelser ble påvist sprøbruddmateriale sørvest på planområdet. Basert på utredningen av fare for områdestabilitet i reguleringen, hvor områdeskredfaren vurderes å være tilfredsstillende på bakgrunn av terrengkriteriene er det ikke fare for vibrasjonsutløste områdekred ved generell anleggsvirksomhet.

4.4. Konstruksjoner

I forbindelse med tiltaket skal både eksisterende landkar skal utvides, eksisterende bru skiftes ut og det skal etableres støttemurer nordøst på planområdet. Prosjekteringen av konstruksjonene er utført av rådgivende ingeniør bygg (RIB), basert på et samarbeid og oversendelse av geotekniske parametere, anbefalinger og forutsetninger for de enkelte konstruksjonene. I understående kapitler presenteres forutsetninger.

4.4.1. Grunnforhold og tilførte masser

Ved landkarene og støttemuren nordøst på planområdet, delområde 3, preges grunnforholdene av en varierende dybde til berg, med overliggende friksjonsmasser, bestående av grus, fyllmasser og tørrskorpeleire. Det er videre forutsatt tilbakefylling av knuste steinmasser og normal komprimering. Det innebærer en hviletrykkskoeffisient på

mellom 0,29 og 0,33 benyttes [8]. Følgelig er en hviletrykkskoeffisient på 0,33 konservativt lagt til grunn for dimensjoneringen av konstruksjonene.

4.4.2. Støttemurer

Støttemurene planlegges etablert som en vinkelmur i betong. Den prosjekteres av rådgivende ingeniører bygg (RIB) i Asplan Viak AS, basert på oversendte parametere, presentert i Tabell 9. I tillegg forutsetter bruk av parameterne at det blir fylt igjen med tilført pukk i graveskråningen bak muren og at muren etableres på en pukkpute, på 0,2 meter.

Tabell 9: Benyttede parametere i beregninger av støttemur.

Lag/materiale	Tyngdetetthet γ (kN/m ³)	Friksjonsvinkel ϕ (°)	Attraksjon (kPa)
Bak mur	18	40	0
Under mur	19	38	5

Lagdelingen og materialparameterne presentert Tabell 9 er tolket på bakgrunn av eksisterende grunnundersøkelser, beskrevet i delkapittel 3.3 og 3.4, samt erfaringsverdier gitt i Statens vegvesens håndbok V220 tabell 3.6.2-1 [8]. Videre er en vertikalruhet lik $\frac{1}{F}$, hvor F er satt til 1,4 for effektivspenningsanalyse lagt til grunn. Det resulterer i en vertikalruhet på 0,8. Det skal også benyttes en fundamentruhet (r_b) på 0,8, som er innenfor kravet i for støttemurer og landkar gitt i tabell 7.2.1-1 i Statens vegvesens håndbok N400 [7]. Det bemerkes at det i tillegg forutsettes at grunnen er drenert og ikke frossen, slik at fundamentet ikke glir på underlaget.

4.4.3. Landkar

Eksisterende bru og landkar skal utvides som følge økt veibredde for ny vei, hvor nye landkar skal støpes ved siden og festes inn i de eksisterende landkarene. Årsaken til sammenkoblingen og ikke bruk av fuger er etter ønske fra VEAS AS om bruk av prefabrikkerte bjelker i brua, som på grunn av brua sine dimensjoner innebærer at en bjelke må stå både på eksisterende og nytt landkar. Brua og landkarene prosjekteres av rådgivende ingeniører bygg (RIB) i Asplan Viak AS med geoteknisk bistand. I den forbindelse har rådgivende ingeniører bygg (RIB) utført en beregning av bæreevne og stabilitet, basert på oversendt grunnlag fra rådgivende ingeniører geoteknikk (RIG). Beregninger og resultat er diskutert i samarbeid mellom RIB og RIG. I tillegg har RIG gjort en vurdering av setninger og fjærstivheter, beskrevet i understående avsnitt.

Bæreevnen, sikkerhet mot glidning, lasteksentristet og velting for nytt og eksisterende landkar er beregnet av rådgivende ingeniør bygg (RIB). Beregningene av eksisterende og

nytt landkar gir et grunntrykk på ca. 300 kN/m^2 . Dette er om lag tilsvarende grunntrykk som forventes under eksisterende landkar i dag, samt innenfor forventet bæreevne for de opptredende massene i området og erfaringsparametere [25]. Sikkerheten mot glidning, lasteksentristet og velting er ivarettatt basert på beregningene til Rådgivende ingeniør bygg.

Videre er den karakteristiske vertikalspenning konservativt beregnet basert på oversendte karakteristiske laster fra brua, beregnet av Rådgivende ingeniør bygg (RIB), samt differansen mellom tyngdetettheten betongsålen i forhold til de opprinnelige stedlige massene. Last økning fra konstruksjonen medfører en vertikal resultantkraft på $F_z = 1267 \text{ kN}$, fordelt på en betongsåle med bredde og lengde på henholdsvis 2,7 og 4,0 meter. Dette innebærer at nytt landkar og overbygning resulterer i en økt vertikalspenning på om lag $\Delta\sigma_{bru} = 117 \text{ kPa}$.

Videre medfører den 0,8 meter tykke betongssålen i forhold til stedlige løsmasser i en differanse i tyngdetetthet på $\Delta\rho = 25 - 19 = 6 \text{ kN/m}^3$, som videre resulterer i en økt vertikalspenning på $\Delta\sigma_{\Delta\rho} \approx 5,0 \text{ kPa}$. I tillegg er det lagt inn halvparten av karakteristisk trafikklast, som tilsvarer $0,5 \times 15 \text{ kPa} = 7,5 \text{ kPa}$. Totalt innebærer setningsgivende laster i en økt vertikalspenning tilsvarende $\Delta\sigma_v \approx 130 \text{ kPa}$.

I statens vegvesens håndbok N-V220 anbefales det at fjærstivheten utregnes med tradisjonelle setningsberegninger der reell elastoplastisk oppførsel av jordvolumet under fundamentet hensyntas [8]. Setningsberegningene er basert på antatte grunnforhold vurdert på bakgrunn av eksisterende grunnundersøkelser i området og erfaringsparametere. I beregningen det forutsatt elastoplastisk oppførsel, hvor det konservativt er benyttet 1 meter med fyllmasser/pukk, med modultall $m_{fyllmasser} = 400$ og 7 meter med faste friksjonsmasser, med modultall $m_{friksjonsmasser} = 300$. Det er også konservativt lagt til grunn at grunnvannivået er lokalisert 1,5 meter under terreng. Resultatene er basert på standard setningsberegning og er beregnet ved hjelp av et egenutviklet regneark. Beregnede setninger er vist under:

$$\delta = 0,018 \text{ m}$$

Videre er utregning av vertikal fjærstivhet under støttemuren er vist under. Fjærstivheten k er definert som følgende i henhold til Statens vegvesens håndbok N-V220 [8]:

$$k_v = \frac{\Delta\sigma}{\delta} = \frac{\text{påført last}}{\text{resulterende setninger}}$$

Det resulterer i en vertikal fjærstivhet på:

$$k_v = \frac{130 \text{ kPa}}{0,01 \text{ m}} \approx 7000 \frac{\text{kN}}{\text{m/m}}$$

I henhold til Statens vegvesens håndbok V220 benyttes $k_h = 0,86 \cdot k_v$ for beregning av horisontal fjærstivhet [8]. Dermed legges følgende horisontale fjærstivheter til grunn:

$$k_{h1} \approx 6000 \frac{kN}{m/m}$$

Den overnevnte fjærstivheten er benyttet under både nytt og eksisterende landkar i FEM-Design modellen til rådgivende ingeniør bygg (RIB). En beskrivelse av modellen og ytterligere detaljer foreligger i beregningsrapporten til RIB.

Direktefundamentering inntil eksisterende direktefundamentert konstruksjon på løsmasser, vil som hovedregel innebære risiko for differansesetninger. Det er gjennomført setningsberegninger der det er valgt erfaringsbaserte deformasjonsparametere for opptredende grunnforhold. Beregningene viser forventede setninger i størrelsesorden på om lag 2 cm. Det må påregnes en spenningsspredning som også kan innebære setninger i eksisterende konstruksjoner, men ikke i samme omfang. Det foreligger dermed en risiko for differensialsetninger. Disse er antatt å oppstå relativt raskt i friksjonsmasser.

For å redusere risikoen tilknyttet differensialsetninger under nye og eksisterende landkar forutsettes følgende setningsreducerende tiltak utført:

1. I forkant av igangsettelse gjennomføres det prøvegraving ved planlagte nye landkar for å undersøke massenes beskaffenhet. Dersom grunnforholdene eller eksisterende fundament avviker fra beskrivelsen i den foreliggende rapporten skal geoteknikker kontaktes. I den forbindelse etableres det også en løsning for å nivellere under de nye landkarene. Mulige løsninger kan være en betongkloss med rør til overflaten. Eksisterende landkar skal også nivelleres.
2. Grunnen ved nye landkar skal forbelastes med en fylling tilsvarende 5 meter med tyngdetetthet på $16,5 \text{ kN/m}^3$. Det skal forbelastes over hele sålen til de nye landkarene. Forbelastningen vil innebære om lag tilsvarende last som nye landkar. Av hensyn til HMS skal fyllingen etableres med en skråningshelning lik eller slakere enn 1:1,5. Vei mellom forbelastningsfyllingene forventes ikke å kunne benyttes under forbelastningsperioden. Det kan med fordel benyttes masser fra utgraving på planområdet eller tilførte masser som skal benyttes i forbindelse med tiltaket. Entreprenør kan i samråd med geoteknikker foreslå alternativ gjennomføring forutsatt at det påføres tilsvarende belastning.
3. For å forhindre undergraving av sålen til eksisterende landkar skal det ikke graves dypere enn 5 cm over underkant av sålen til eksisterende landkar, som forventes å være 0,8 m tykk i prosjekterte tegninger. Det bemerkes at det ikke foreligger «som bygget»-tegninger og det derfor må vises stor aktsomhet under utgraving.

4. For å ivareta bæreevnen og redusere risikoen for setninger forutsettes det at lette masser benyttes til å fylle opp på innsiden av nytt landkar.

I kombinasjon med overnevnte setningsreduserende tiltak, tidligere bruk av planområdet og massenes beskaffenhet, som innebærer at setningene i hovedsak forventes å oppstå under anleggsfase tiltak forventes det ikke differensialsetninger av kritisk størrelsesorden. I tillegg vurderes ikke alternative løsninger med pelefundamentering og refundamentering av henholdsvis nye og eksisterende konstruksjoner å være hensiktsmessig i forhold til restrisikoen tilknyttet differensialsetninger i den foreliggende løsningen.

4.5. Veg og terrengtilpasning

Planlagt vegtiltak innebærer mindre terrengendringer langs traséen, hvor det i det forutsettes at tilhørende permanente løsmasseskråninger etableres med en skråningshelning i henhold til tabell 1.12.1-1 i Statens vegvesens håndbok N200 [26]. Dette sørges for at lokalstabiliteten er ivaretatt. Videre skal utgravningen utføres i tråd med beskrivelsen i delkapittel 4.2, med slakere graveskråninger enn 1:1,5. Sikkerheten til skjæringer i berg må vurderes av ingeniørgeolog.

For dimensjonering av veien klassifiseres grunnforholdene i sørvest som middels telefarlige (T3) med bæreevnegruppe 5, frem til Eternitveien 55. Videre, fra Eternitveien 55 mot nordøst til det vestre landkaret, er det grunt til berg og massene klassifiseres som ikke telefarlige (T1) med bæreevnegruppe 3. Ved Bjerkåsbukta, nordøst på planområdet, klassifiseres massene som litt telefarlig (T2) med bæreevnegruppe 4. For en mer detaljert beskrivelse vises det til tilhørende prosjekteringsnotat vegoverbygning.

5. Kontrollplan

Kontrollpunkter og ansvarlig part for oppfølging er oppsummert i Tabell 10.

Tabell 10: Kontrollplan.

Kontrollpunkt	Formål	Kontroll	Ansvarlig
Installasjoner i grunnen	Sikre at eksisterende infrastruktur ivaretas ved grunn- og fundamenteringsarbeid	Ved utførelse av gravearbeider skal alltid kabelpåvisning gjennomføres i forkant.	Entreprenør
Grunnforhold	Sikre at prosjekterte løsninger samsvarer med grunnforholdene på stedet	Geotekniker må kontaktes dersom det avdekkes grunnforhold som i betydelig grad avviker fra det som er lagt til grunn i denne rapporten.	Entreprenør
Oppgravde masser	Sikre stabilitet og HMS	Mellomlagring av oppgravde masser skal ikke plasseres nærmere enn 1 meter fra toppen av grøftkassene eller graveskråning.	Entreprenør
Graveskråning, helning	Sikre tilfredsstillende stabilitet og arbeidsvilkår	Helning på graveskråninger skal være i tråd med føringer i rapporten. Kontroll gjøres ved visuell inspeksjon eller annen målemetode. Ved behov skal skråninger dekkes med f.eks. presenning eller frostisolasjon for å hindre erosjon.	Entreprenør
Vanninnsig og setninger	Sikre mot vannoppbygging og setningsskader	Entreprenør skal ha utstyr for å pumpe ut vann fra grøftene tilgjengelig. Dersom det oppstår store deformasjoner eller stort vanninnsig må geotekniker kontaktes.	Entreprenør
Fylling og komprimering	Sikre god komprimering og forebygging av telehiv	Grøftene tilbakefylles med telesikre masser som ikke inneholder snø eller is. Det kan dokumenteres i form av bilder eller ved kornfordelingsanalyse hvis det er tvil om massene er egnet. Tilbakefylte masser skal legges lagvis og komprimeres iht. NS 3458.	Entreprenør

Vibrasjoner og støt	Forebygge uønskede rystelseskader og vibrasjoner	Det må utføres besiktigelse i forbindelse med rystelser og vibrasjoner. Grenseverdiene for de ulike delområdene, delområde 1: $v = 7 \frac{mm}{s}$, delområde 2: $v = 20 \frac{mm}{s}$, og delområde 3: $v = 16 \frac{mm}{s}$, må ikke overskrides. Det må installeres rystelsesmålere for å overvåke rystelsene under utførelsen.	Entreprenør
Setninger	Setningsreduserende tiltak	Det skal gjennomføres prøvegraving ved planlagte nye landkar for å undersøke massenes beskaffenhet. Eksisterende landkar og et målepunkt under nye landkar skal nivelleres for å overvåke setninger. Grunnen ved nye landkar skal forbelastes med last tilsvarende en om lag 5 meter høy fylling med tyngdetetthet på $16,5 \text{ kN/m}^3$, over hele sålen til de nye landkar. Det skal ikke graves dypere enn 5 cm over underkant av sålen til eksisterende landkar.	Entreprenør
Uavhengig kontroll	Sikre prosjekteringen og utførelsen av tiltaket.	Tiltaket er plassert i PKK3/UKK3 for brua og PKK2/UKK2 for øvrige tiltak, inkludert Vei og VA. Prosjekteringen må følgelig til uavhengig kontroll.	BH

6. Referanser

- [1] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift,» 2017.
- [2] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggesaksforskriften (SAK 10),» 2016.
- [3] Standard Norge, «Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016,» 2016.
- [4] Standard Norge, «Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Almenne regler (NS-EN 1997-1:2004+A1+NA2025),» 2025.
- [5] Standard Norge, «Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger (NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021),» 2021.
- [6] Standard Norge, «Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer (NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2022),» 2022.
- [7] Statens vegvesen, «N400 Bruprosjektering,» 2025.
- [8] Statens vegvesen, «Håndbok N-V220: Geoteknikk i vegbygging,» Vegdirektoratet, 2025.
- [9] NVE, Sikkerhet mot kvikkleireskred. Veileder 1/2019, 2019.
- [10] Asplan Viak, «Bjerkåsholmen - geoteknisk vurdering områdestabilitet,» 2024.
- [11] Kartverket, «Høydedata,» [Internett]. Tilgjengelig: <https://hoydedata.no/LaserInnsyn2/>.
- [12] NGU, Norges geologiske undersøkelse (NGU), [Internett]. Tilgjengelig: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>.
- [13] Finn.no, «Finn kart,» [Internett]. Tilgjengelig: <https://kart.finn.no/>.
- [14] Google, «Google maps,» [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.google.com/maps>.

- [15] Norges geologiske undersøkelse, «Nasjonale databasen for grunnundersøkelser,» NGU, [Internett]. Tilgjengelig: https://geo.ngu.no/kart/nadag_mobil/.
- [16] Asplan Viak, «Bjerkåsholmen regulering og opparbeidelse,» 2024.
- [17] Løvlien Georåd, «Bjerkås Næringspark AS - Eternitveien 30-55, Slemmestad,» 2022.
- [18] Norconsult, «Grunnundersøkelser for byggetomt og ledningstrasé,» 2023.
- [19] Sweco, «10245866_R01_A01 Datarapport grunnundersøkelser,» 2025.
- [20] Asplan Viak, «645497-08-RIG-RAP-01_Ver01 - Geoteknisk datarapport - Veas næringspark,» 2025.
- [21] *Forskrift om utførelse av arbeid kapitell 21. Gravearbeid*, 2022.
- [22] Regionale verneombud, «Veileder for grøftearbeid,» 2022.
- [23] Plan- og bygningsetaten, «Prosjekt for økt kunnskap om og forvaltning av undergrunnen 2013-2017,» Oslo kommune, 2021.
- [24] Standard Norge, «NS 8141: Vibrasjoner og støt - veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk - Del 3: Virkning av vibrasjoner på utløsning av skred i kvikkleire og andre sprøbruddmaterialer,» 2025.
- [25] Sintef, «Byggforskserien - Byggegrunn og terreng,» 2025.
- [26] Statens Vegvesen, «Håndbok N200: Vegbygging,» Vegdirektoratet, 2022.

