

# Bergen. Mulebanen

---





---

## Geoteknisk Notat

1073-RIG-N-01-00\_Vurderingsnotat



## Geoteknisk notat

Bergen. Mulebanen	Dokumentnr.: 1073-RIG-N-01-00
HRP AS	Dato: 23.11.2023
v/ Vegard Bekken	Antall sider: 2 av 26
Utarbeidet og egenkontroll utført av: Jonas Hjelme Dato: 20.11.2023	
Kontrollert av: Lars Erik Haug Dato: 23.11.2023	Lars Erik Haug
Godkjent av: Jonas Hjelme Dato: 23.11.2023	

Rev. Nr.	Dato	Bakgrunn	Utført av	Kontrollert av	Godkjent av
00	23.11.2023	Første utgave	JH	LEH	JH

### Sammendrag

GeoKonsept AS er engasjert av HRP AS for å gjøre en geoteknisk prosjektering av vei- gang- og sykkelarealer i forbindelse med Mulebanen i Bergen kommune.

Det er utført grunnundersøkelser i forbindelse med prosjektet, og de stedlige massene består av morene over berg. Foreliggende notat gir generelle råd og vurderinger vedrørende fundamentering- og gravearbeider samt planlagt rørvegg langs Formanns vei og Christinegård.

Kontaktperson i oppdraget har vært Vegard Bekken i HRP AS.

- Geoteknisk kategori → 2
- CC/RC → 2
- Tiltaksklasse → 2

Detaljerte vurderinger fremgår av notatet.

## Innholdsfortegnelse

<b>1. Innledning .....</b>	<b>5</b>
<b>2. Tiltak .....</b>	<b>5</b>
<b>3. Topografi og grunnforhold .....</b>	<b>6</b>
3.1. Tidligere grunnundersøkelser.....	8
3.2. Supplerende grunnundersøkelser .....	10
<b>4. Regelverk og krav.....</b>	<b>11</b>
4.1. Myndighetskrav.....	11
4.2. Geoteknisk kategori.....	11
4.3. Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/RC) .....	11
4.4. Prosjektering og utførelseskontroll .....	13
4.5. Byggesaksforskriften (SAK 10).....	14
4.6. TEK 17 §10-2 Konstruksjonssikkerhet .....	14
4.7. TEK 17 § 7 sikkerhet mot naturpåkjenning .....	14
4.7.1. §7-2 Sikkerhet mot flom og stormflo .....	14
4.7.2. §7-3 Sikkerhet mot skred. ....	15
4.8. Kvalitetssystem.....	15
4.9. Krav til sikkerhet.....	16
4.10. Andre forutsetninger for geoteknisk prosjektering .....	16
4.10.1. Geometrisk toleranse.....	16
4.10.2. Geotekniske parametere.....	17
4.10.3. Permanente laster .....	17
4.10.4. Tyngdetetthet.....	17
4.10.5. Vanntrykk og poretrykk .....	17
4.10.6. Variable laster .....	17
4.10.7. Variable laster i stabilitetsbergeneinger .....	17
4.10.8. Trafikklast på fylling inntil konstruksjoner .....	18
4.11. Dimensjonerende seismisk tilstand .....	18
4.12. Geotekniske parametere.....	18
4.12.1. Topplag.....	18
4.12.2. Sandig, grusig siltig morene.....	18
<b>5. Geotekniske vurderinger .....</b>	<b>19</b>
5.1. Bæreevne .....	19
5.2. Setninger .....	19
5.3. Komprimering.....	19
5.4. Grunnvannstand .....	19
5.5. Telefarlighet .....	19
5.6. Grunntype .....	19
<b>6. Konstruksjoner .....</b>	<b>20</b>
6.1. Støttemur på syd-østsiden av Christinegård .....	20
6.2. Støttemur på nord-vestsiden av Christinegård .....	21
6.3. Forblendet rørvegg .....	22
<b>7. Sluttkommentar .....</b>	<b>25</b>
<b>8. Referanser.....</b>	<b>25</b>

**Tegninger**

1073 -501 Spuntplan (Foreløpig)

## 1. Innledning

GeoKonsept AS er engasjert av HRP AS ved Vegard Bekken for å utføre en prosjektering av vei, gang-sykkelvei og fortau i tilknytning til Mulebanen i Bergen kommune. Adressen til tiltaket er Christinegård 25, 5034 Bergen, gnr./bnr. er 168/563.

Kontaktperson for oppdraget er Vegard Bekken i HRP AS.

Vurderinger fremgår av notatet.

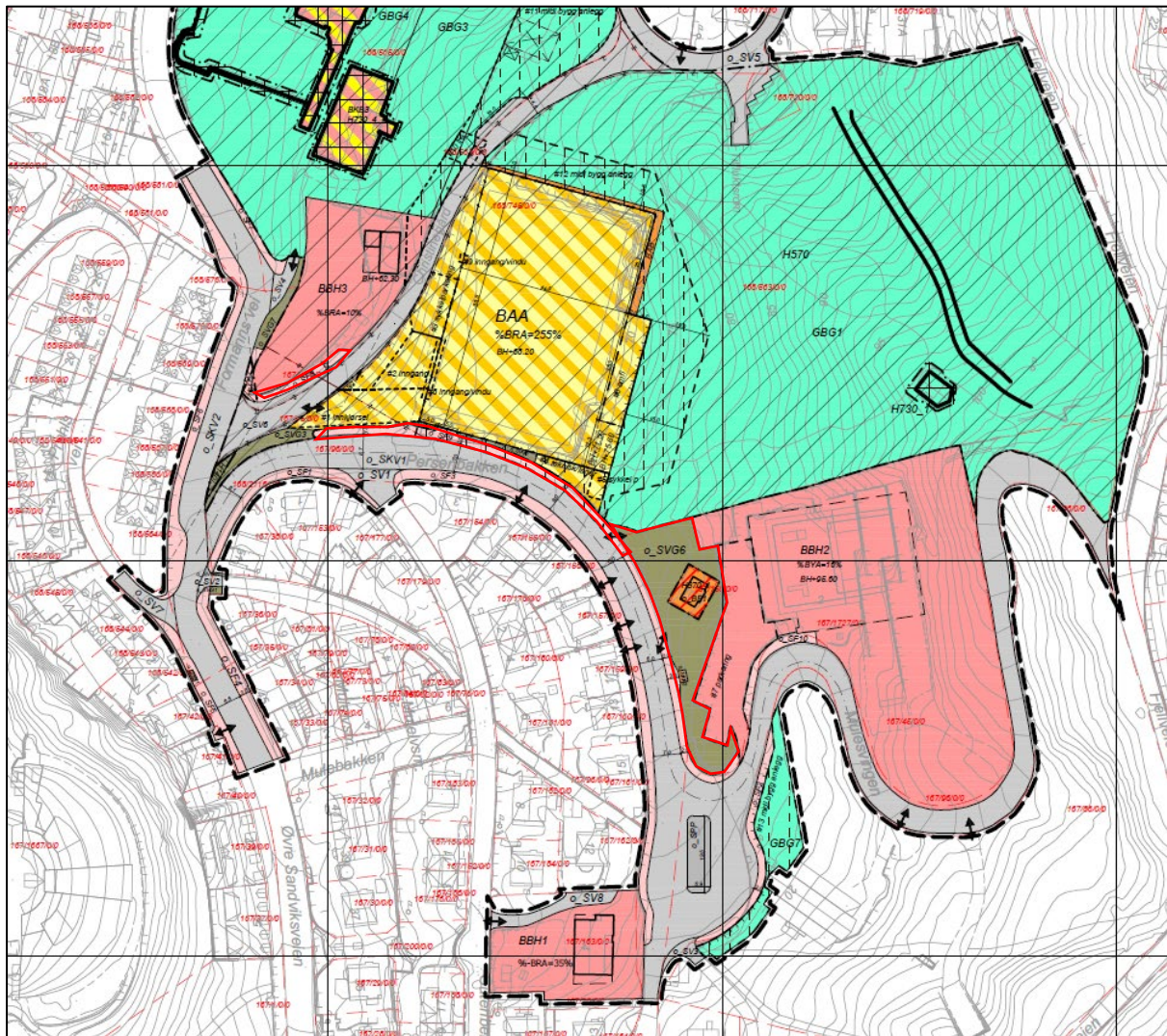
## 2. Tiltak

GeoKonsept er engasjert for å utføre en geoteknisk prosjektering iht. rekkefølgebestemmelser (som er relevante for geoteknikk) gitt av Bergen kommune. Disse er listet under:

- Innenfor byggegrense og bestemmelsesområder for tiltak kan det ikke gis igangsettingstillatelse før det er foretatt grunnundersøkelser, og utarbeidet en eventuell tiltaksplan i forhold til dette.
- Planområdet skal være sikret mot ras og utglidninger
- Etablering av fortau o\_SF8
- Etablering av fortau o\_SF9 mellom o\_SVG3 og vestre grense av o\_SVG6
- Etablering av kjørevei o\_SV6
- Fortau o\_SF9 skal opparbeides fra BBH2 i øst til vestre grense av o\_SVG6 ved etablering av holdeplass o\_SKH2 og/eller renovasjon og oppstillingsplass/hentelomme innenfor SVG6.

Av rekkefølgekravene som blir berørt av geoteknisk prosjektering, er følgende underliggende momenter identifisert:

- Bæreevne i forsterkningslag for gang- og vegarealer
  - Telefarlighetsklasse
  - Ny støttemur langs Christinegård
  - Ny forblendet rørvegg mellom Christinegård og Persbakken
-



Figur 2-1 Utlipp fra plankart oversendt fra oppdragsgiver.

### 3. Topografi og grunnforhold

Tiltaksområdet ligger i hellende terreng på ca. kotehøyde +67. Området består av idrettsanlegg, boliger og skogsområder. Terrenget heller generelt fra sydøst mot nordvest.

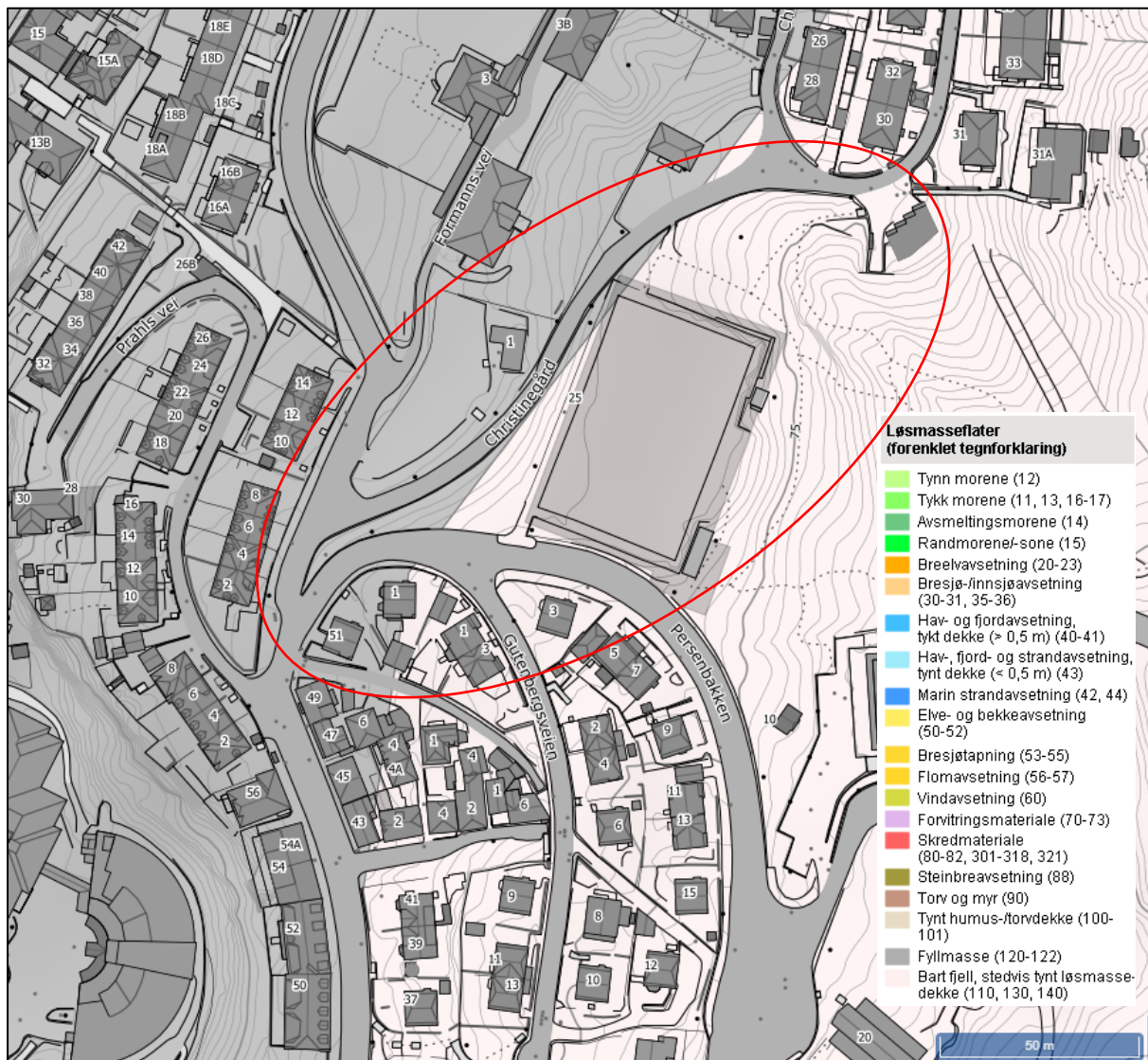
Det aktuelle området er vist i Figur 3-1.



Figur 3-1. Oversiktsbilde over området, tiltaksområdet er markert med rødt, ref. [1].

NGUs løsmassekart, ref. [2], som viser antatte løsmasser i øvre lag indikerer bart fjell og fyllmasser på tiltaksområdet og i området rundt. By- og tettbebygde områder er ofte markert som fyllmasse fordi «Løsmasser er tilført eller sterkt påvirket av menneskers aktivitet» og forteller ingenting om underliggende masser.

Det kvartærgeologiske kartet viser kun løsmasser i overflaten, det kan derfor befinne seg andre sedimenter under. Løsmassegrensene er ikke eksakte og må derfor betraktes sammen med befarings, foto og/eller grunnundersøkelser.



Figur 3-2 Kvartærgeologisk kart, fra NGU, ref. [2]. Tiltaksområdet er markert med rødt.

### 3.1. Tidligere grunnundersøkelser

Det er tidligere utført en grunnundersøkelse i området i forbindelse med etablering av Varegghallen og Mulebanen. Et utklipp fra borplanen er vist i Figur 2-3. GeoKonsept har ikke fått tilgang til utført datarapport, men er oversendt bergteknisk premissnotat utført av Multiconsult, ref. [3].

Utdrag fra rapporten vedrørende løsmassene er gjengitt under.

«Det er utført omfattende grunnundersøkelser på tomten som tilsier løsmassemektheter opp mot 8,0 m langs planlagt byggegrop. Med unntak av i nord, er løsmassemekthet betydelig, noe som gir behov for støttetiltak langs randsonen av byggegropen for at tilstøtende vegger og infrastruktur skal være operativ gjennom anleggsperioden. Løsmassemektheten i spuntlinjen antas å bestå av et topplag av fyllmasser med mektighet på 1,2-2 m. Under dette laget består løsmassene av antatt sand og grus med mektighet mellom 0,5 m til 3,5 m over et lag morene med tykkelse 2,5 m til 4,2 m



over berg. Det er registrert dårlig kvalitet av berg i flere borpunkt i området, og overgangen fra morene til berg vil kunne være vanskelig å definere.»

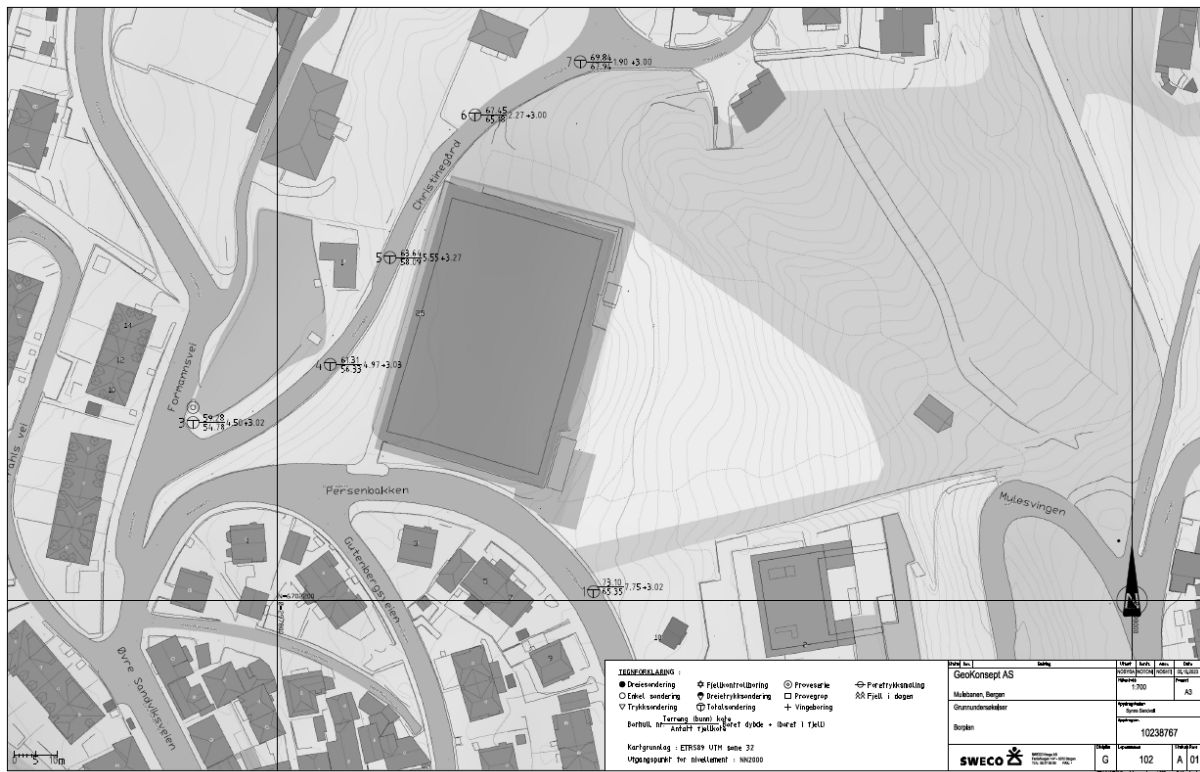


Figur 3-3 Utklipp fra ref. [3] som viser boringer i nærheten av tiltaksområdet.

### 3.2. Supplerende grunnundersøkelser

I forbindelse med prosjektet, ble det gjennomført supplerende grunnundersøkelse i september 2023. Feltundersøkelsene ble utført av Sweco AS og laboratorieundersøkelsene av Multiconsult ASA, på oppdrag fra GeoKonsept AS.

Grunnundersøkelsen er presentert i egen datarapport, 10238767 RIG\_R01\_A01 [4].



Figur 3-4. Utklipp av borplan fra datarapport [4]

Undersøkelsen viste i all hovedsak sandig grusig siltig materiale over berg. Dybde til berg ble registrert mellom 1,90 og 7,75 meter under terreng. Opptatte prøver har telefarlighetsklasse T3.

## 4. Regelverk og krav

### 4.1. Myndighetskrav

Følgende er en liste over regelverk, veiledere og standarder som ligger til grunn for geoteknisk prosjektering av planlagt tiltak.

Forskrifter:

- TEK 17 §7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger
- TEK 17 §10-2 Konstruksjonssikkerhet
- SAK 10 Byggesaksforskriften
- TRV Teknisk regelverk

Prosjekteringsstandarder:

- NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016 (Eurokode 0 - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner) [3].
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 (Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering) [4].
- NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2021 (Eurokode 8 - Prosjektering for seismisk påvirkning) [5].

Veiledere:

- NVE 1/2019 veileder «Sikkerhet mot kvikkleireskred», [6].
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok V220 Geoteknikk i veibygging (2022), [7].
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger (2014), [8].
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok N200 Vegbygging (2018), [9].

### 4.2. Geoteknisk kategori

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 (EC 7) stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1.

Veien skal legges direkte på stedlige masser. Både gravearbeider og fundamentering anses som konvensjonelle metoder, uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold. Veien skal imidlertid ligge på en støttemur over skrånende terreng samt etablering av rørvegg under eksisterende og fremtidig vei. Det stilles dermed krav til prosjektering i henhold til **geoteknisk kategori 2**.

**Fundamentering av støttemurer** → Geoteknisk kategori 2

### 4.3. Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/RC)

NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016 (EC 0) definerer byggverks plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/RC). Konsekvensklassen er behandlet i standardens tillegg

---

B (informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av byggverket i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1(901).

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempel på bygg og anlegg	Veiledende kriterier for vegbygging
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, <i>eller</i> svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)	ÅDT > 8000*, eller svært viktig veg uten (eller med svært dårlig) omkjøringsmulighet. Nær trafikkert jernbane**. Fundamenteringsarbeider eller andre geotekniske tiltak med stor bruddkonsekvens.
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)	1500 < ADT < 8000*, eller mindre trafikkert viktig veg med vanskelig/dårlig omkjøring. Fundamenteringsarbeider eller andre geotekniske tiltak med begrenset bruddkonsekvens og god evne til å tåle deformasjoner.
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv, og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus	ADT < 1500*. Gode omkjøringsmuligheter. Konstruksjoner med liten skadekonsekvens og god mulighet for reparasjon eller gjenoppbygging.

ÅDT = årsdøgntrafikk; Det totale antall kjøretøy, i begge retninger, som passerer et snitt på en veg i løpet av ett år, dividert med 365.

\*) I byggefasen gjelder grensen for trafikkmengde på veg i nærheten som vil bli berørt ved en eventuell bruddsituasjon. For beregnings situasjoner relevante etter vegåpning gjelder dimensjonerende trafikkmengde for ferdig veg.

\*\*) Se Bane NORs tekniske regelverk [2] og teknisk designbasis for InterCity-strekningene [1].

Figur 4-1: Definisjon av konsekvensklasser, ref. [9]

Det planlagte prosjektet er en kommunal vei. Etter Statens vegvesen håndbok V220 kan tiltaket plasseres i konsekvensklasse CC2. Videre knytter V220 konsekvensklasse til pålitelighetsklasse, pålitelighetsklasse RC2.

**Fundamentering av veien og mindre støttekonstruksjoner → CC2 og RC2**

#### 4.4. Prosjektering og utførelseskontroll

NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016 (EC 0) gir føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll avhengig av pålitelighetsklassen.

**Tabell NA.A1(902) – Valg av prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform ved prosjektering**

Valg av prosjekteringskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll (DSL 1) <sup>1)</sup>	Intern systematisk kontroll (DSL 2) <sup>1)</sup>	Utvidet kontroll (DSL 3) <sup>1)</sup>
1	PKK1 <sup>2)</sup>	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	PKK2 <sup>2)</sup>	kreves	kreves	kreves
3	PKK3	kreves	kreves	kreves
4	Skal spesifiseres	kreves	kreves	kreves

<sup>1)</sup> Se punkt B4 (informativt tillegg B) for betegnelsen DSL.  
<sup>2)</sup> Det kan velges høyere prosjekteringskontrollklasse.

Figur 4-2: Krav til kontrollform, tabell NA.A1(902) fra NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

**Tabell NA.A1(903) – Valg av utførelseskontrollklasse og krav til kontrollform ved utførelse**

Valg av utførelseskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste utførelseskontrollklasse	Egenkontroll (IL 1) <sup>1)</sup>	Intern systematisk kontroll (IL 2) <sup>1)</sup>	Utvidet kontroll (IL 3) <sup>1)</sup>
1	UKK1 <sup>2)</sup>	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	UKK2 <sup>2)</sup>	kreves	kreves	kreves
3	UKK3	kreves	kreves	kreves
4	UKK3, eventuelt med tilleggsbestemmelser	kreves	kreves	kreves

<sup>1)</sup> Se punkt B5 (informativt tillegg B) for betegnelse IL.  
<sup>2)</sup> Det kan velges høyere utførelseskontrollklasse.

Figur 4-3: Krav til kontrollform, tabell NA.A1(902) fra NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

Dette innebærer i henhold til tabell NA.A1(902) og NA.A1(903) at det for prosjekteringskontroll og utførelseskontroll av geotekniske arbeider kan forutsettes kontrollklasse PKK2 og UKK 2.

For prosjekteringen gjelder det at det utføres grunnleggende kontroll (egenkontroll), sidemannskontroll (kollegakontroll) og utvidet kontroll.

Utvidet kontroll skal iht. Eurokode 0, utføres i byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller av et uavhengig foretak.

#### **4.5. Byggesaksforskriften (SAK 10)**

Iht. byggesaksforskriften (SAK 10) skal tiltakene plasseres i tiltaksklasser. Tiltaksklassene følger vanligvis pålitelighetsklassene. Vi vurderer anbefaler at tiltaket plasseres i **tiltaksklasse 2**.

Byggesaksforskriften §14-2 setter krav til uavhengig kontroll av geoteknikk i tiltaksklasse 2 i henhold til SAK10. For prosjektering er dette begrenset til kontroll av at det er gjort kvalifisert undersøkelse for å bestemme geoteknisk kategori og fastsettelse av pålitelighetsklasse. Videre skal det kontrolleres at detaljprosjekteringen er tilstrekkelig som produksjonsunderlag for utførelsen.

#### **4.6. TEK 17 §10-2 Konstruksjonssikkerhet**

For å oppfylle kravene i §10-2 Konstruksjonssikkerhet skal konstruksjonene prosjekteres etter Norsk standard (Eurokoder). Ved å benytte standarder som er listet opp i avsnitt 4.1, vil TEK 17 §10-2 dermed være ivaretatt.

#### **4.7. TEK 17 § 7 sikkerhet mot naturpåkjenning**

Ifølge krav i TEK 17 skal sikkerhet mot naturpåkjenninger utredes. Veien skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger.

##### **4.7.1. §7-2 Sikkerhet mot flom og stormflo**

Ifølge NVEs kart ligger tiltaksområdet innenfor et aktsomhetsområde for flom. Muleelven er lagt i rør i det aktuelle området, men ev. håndtering av flomvann/overvann må håndteres av RIVa.

---



Figur 4-4. Utsnitt fra NVE-atlas. Lilla skravur indikerer aksomhetsområde for flom.

#### 4.7.2. §7-3 Sikkerhet mot skred.

Tiltaksområdet ligger over marin grense, og utførte grunnundersøkelser viser at grunnforholdene består av morenemasser over berg. Tiltaksområdet ligger således verken i et aksomhet- eller utløpsområde for et områdeskred.

Ifølge NVEs kart ligger tiltaksområdet ikke innenfor et aksomhetsområde for skred.

§7-3 vurderes derfor som ivaretatt for prosjektet.

#### 4.8. Kvalitetssystem

NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016 krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal et kvalitetssystem være tilgjengelig, og at dette systemet skal tilfredstille NS-EN ISO 9000-serien for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4.

GeoKonsept AS sitt kvalitetssystem system oppfyller sistnevnte, hvilket gjør at krav for pålitelighetsklasse 2 er oppfylt.

## 4.9. Krav til sikkerhet

Partialfaktorer for jordparametere benyttes i henhold til kapittel NA.A.3.2 i NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 (EC 7). Dimensjoneringsmetode 3 med sett M2 skal brukes for geoteknisk prosjektering med unntak av peler. Minimums partialfaktorer M2 er beskrevet i tabell NA.A.4 og vist under.

Tabell NA.A.4 - Partialfaktorer for jordparametere ( $\gamma_M$ )<sup>d</sup>

Jordparameter	Symbol	Sett <sup>b, c</sup>	
		M1	M2
Friksjonsvinkel <sup>a</sup>	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Effektiv kohesjon	$\gamma_c$	1,0	1,25
Udrenert skjærfasthet	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Enaksial fasthet	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Tyngdetetthet	$\gamma$	1,0	1,0

a Denne partialfaktoren gjelder for tan  $\phi$ .

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 sprøbruddmaterialer anses å være til stede.

d Ved stabilitetsanalyse av en skrånning 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 sikrings tiltak 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 sikrings tiltak;
- 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 fasthetsregenskapene 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 4-5: Partialfaktorer for jordparametere tabell NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020

## 4.10. Andre forutsetninger for geoteknisk prosjektering

### 4.10.1. Geometrisk toleranse

Etter Eurokode 7, skal det for konstruksjoner som er følsomme for avvik i geometriske data («betydelig virkning på konstruksjonens pålitelighet»), benyttes dimensjonerende verdier for disse. Mindre geometriske variasjoner fanges opp av partialfaktorer for laster og materialer.



#### **4.10.2. Geotekniske parametere**

Parametere for naturlig avsatte løsmasser blir bestemt på bakgrunn av laboratorieresultater fra utførte grunnundersøkelser. For løsmassetyper der karakteristiske parametere på opptatte prøver ikke foreligger, eller massene blir tilført, benyttes erfaringsverdier med bakgrunn i Håndbok V220, figur 2.21.

#### **4.10.3. Permanente laster**

Permanente laster omfatter egenlast, vanntrykk, poretrykk, jordtrykk, og deformasjonslaster.

Det benyttes partialfaktorer for permanente laster i henhold til Eurokode 0.

#### **4.10.4. Tyngdetetthet**

For naturlige masser i grunnen bestemmes dimensjonerende tyngdetetthet fra resultater av opptatte prøver fra det aktuelle området. For masser som det ikke foreligger prøver fra, benyttes erfaringstall for tyngdetetthet fra Håndbok V220, figur 2.21.

Tyngdetettheten for lette masser (lettklinker og skumglass) og superlette masser (EPS og XPS) benyttes verdier fra Håndbok N200, tabell 235.1, eventuelt dokumentasjon fra produktleverandør.

Normalt benyttes partialfaktor for tyngdetetthet lik 1.

#### **4.10.5. Vanntrykk og poretrykk**

Der poretrykket er målt/peilet benyttes resultater fra disse. Dersom det ikke foreligger resultater antas det en konservativ grunnvannstand med hydrostatisk fordeling i dybden. Den eventuelle variable delen av poretrykket regnes som dekket av valgt grunnvannstand.

Normalt benyttes partialfaktor for tyngdetetthet lik 1.

#### **4.10.6. Variable laster**

Variable laster omfatter trafikklaster, nyttelast, midlertidig faser (anleggsutstyr, anleggstrafikk, sprengning, vibrasjon), og naturlast (snø, vind, bølge, vanntrykk, is, og temperatur).

#### **4.10.7. Variable laster i stabilitetsberegninger**

Ved geoteknisk prosjektering benyttes trafikklaster i henhold til Håndbok N200, kapittel 205.6 for stabilitetsberegninger.

For trafikklaster ved stabilitetsberegninger benyttes en jevnt fordelt karakteristisk belastning på 15 kPa over hele vegens planeringsbredde hvis dette er mest ugunstig, inkludert vegskulder. For gang- og sykkelveger benyttes 10 kPa. Trafikklaster på parkeringsplasser skal være tilsvarende tilstøtende vei, dersom det ikke er etablert restriksjoner på hvilke kjøretøy som har adgang, håndbok N200 kapittel 205.6.

Det benyttes partialfaktor,  $\gamma_f = 1,3$  på trafikklaster, som samsvarer med Eurokode 7.

---

For terreng uten vegtrafikk skal det benyttes en jevnt fordelt last på 5,0 kPa som skal dekke mulig belastning som snørydding, snølast, og lignende. Det legges ikke materialfaktor på denne lasten.

#### **4.10.8. Trafikklast på fylling inntil konstruksjoner**

For trafikk-/anleggsarealer mot konstruksjoner beregnes trykket mot konstruksjonen i henhold til trafikklastforskriften for bruer m.m. (FOR-2017-11-17-1900).

Avhengig av beregningsmetoden som blir dimensjonerende bestemmes partialfaktor, i henhold til Eurokode 0.

#### **4.11. Dimensjonerende seismisk tilstand**

Eurokode 8 del 1, gir krav til dimensjonering for seismiske laster avhengig av seismisk klasse. Veiledning til klassifisering i ulike seismiske klasser bestemmes i henhold til Eurokode 8 del 1, pkt. 4.2.5 og etter tabell NA.4 (902).

#### **4.12. Geotekniske parametere**

Valg av geotekniske parametere baserer seg på grunnundersøkelse utført i regi av GeoKonsept i september 2023 og erfaringsverdier.

Generelt består grunnforholdene av et topplag med fyllmasser over sandig, grusig, siltig løsmasse (antatt morene). Berg påtreffes i dybde varierende fra 2,3 til 7,8 meter under terreng.

##### **4.12.1. Topplag**

- Tyngdetetthet: 20,0 kN/m<sup>3</sup>
- Friksjonsvinkel: 30°
- Attraksjon: 0 kPa

##### **4.12.2. Sandig, grusig siltig morene**

- Tyngdetetthet: 19,5 kN/m<sup>3</sup>
  - Friksjonsvinkel: 35°
  - Attraksjon: 3,5 kPa
-

## 5. Geotekniske vurderinger

### 5.1. Bæreevne

Midlere tillatt grunntrykk for veioppbygning er satt til 200kPa.

Bæreevne for støttemur på skrånende terreng vurderes for hver spesifikk konstruksjon, avhengig av topografi, geometri og laster i samråd med RIB.

### 5.2. Setninger

Størrelse på setninger i stedlige masser anses som beskjeden, da løsmassene i all hovedsak består av fast lagret morene. Ev. løsmasser med organisk innhold forutsettes masseutskiftet ned til rene mineralske masser.

### 5.3. Komprimering

Komprimering skal skje lagvis etter NS 3458. Dette for å utjevne eventuelle forskjeller i grunnen og minimere initialsetninger i fyllmassene.

### 5.4. Grunnvannstand

Det er tidligere utført måling av poretrykk i ett borpunkt ved Varegghallen [12]. Målinger viser en grunnvannstand liggende ca. 4 meter under terreng. Borpunkt 106 ligger noe høyere i terrenget enn Christinegård, så det vurderes videre et konservativt grunnvannspeil 2 meter under terreng.

Tabell 5-1. Registert grunnvannstand

Borpunkt	Dato	Grunnvannstand, dybde under terreng (m)	Grunnvannstand, kote
106	17.12.2021	4,2	62,5
	05.01.2022	4,1	62,6
	13.01.2022	4,0	62,7

### 5.5. Telefarlighet

Stedlige masser er klassifisert med telefarlighetsgrad T3.

### 5.6. Grunntype

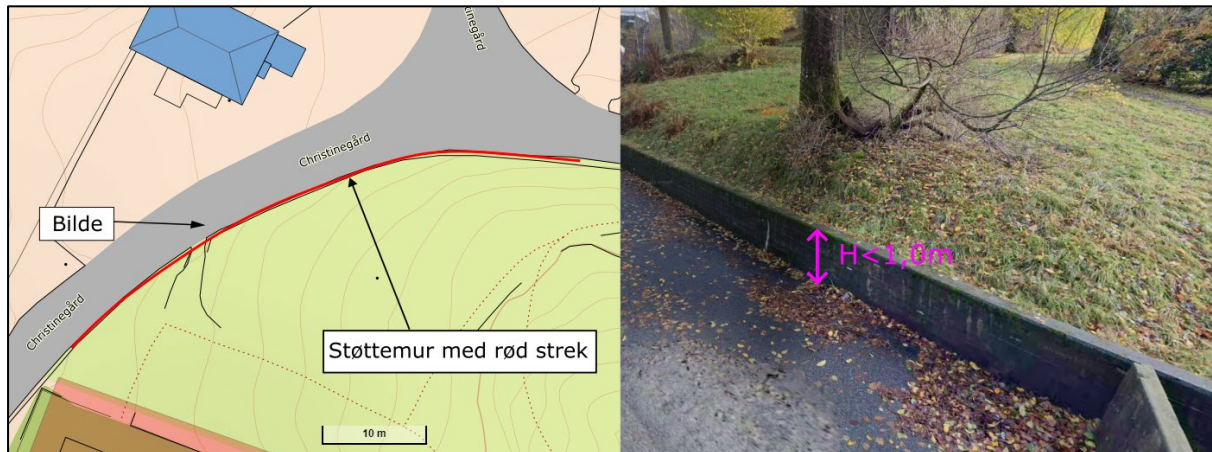
Dybde til berg varierer noe over området, og grunntype er forventet til å være A og E på de ulike delene. RIB må avklare om konstruksjoner skal dimensjoneres for jordskjelv.

## 6. Konstruksjoner

### 6.1. Støttemur på syd-østsiden av Christinegård

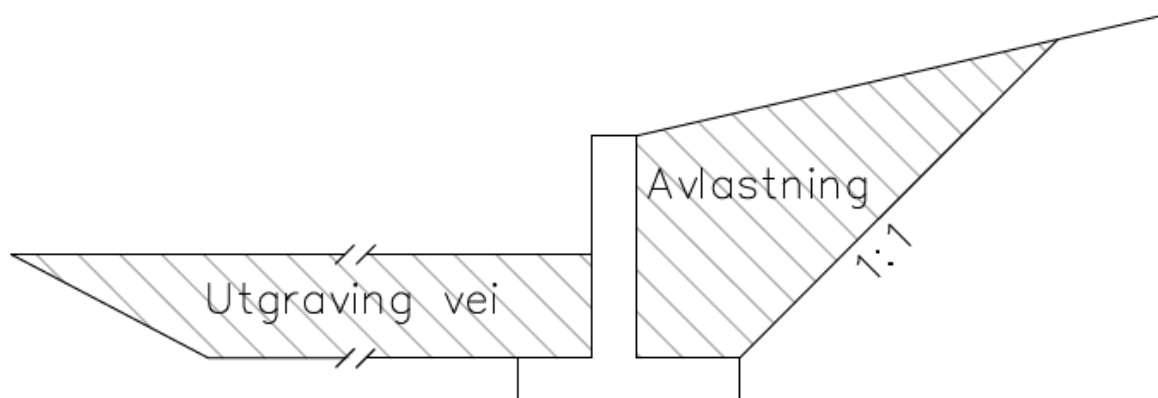
På østsiden av Christinegård løper det en plaststøpt støttemur, med høyde jevnt over <math>1\text{ m}</math>.

Det er uttrykt et ønske fra byggherre om å beholde denne.



Figur 6-1. Kart som viser del av støttemur som skal beholdes og bilde av mur

Det foreligger ikke kjennskap til murens geometri under terreng, men tatt i betraktning murens høyde er det antatt at muren kan beholdes, forutsatt forsiktig graving langs murens fot. Foten på muren skal ikke undergraves. Det må vurderes fortløpende under anleggsarbeidene om det må utgraves seksjonsvis. For å redusere last på muren under utgravingen, skal avlastes i bakkant mur slik som vist i Figur 6-2 under. Tegningen kan anses som veiledende for graveskrånninger opptil 1 meters høyde.



Figur 6-2. Prinsippskisse for avlastning i bakkant mur.

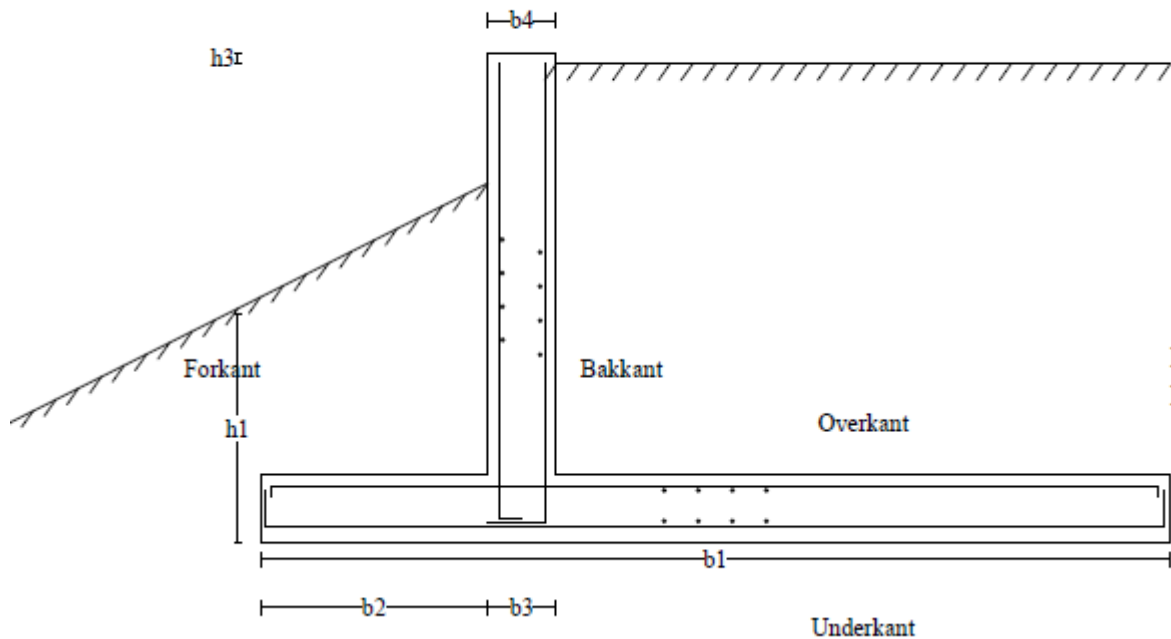
## 6.2. Støttemur på nord-vestsiden av Christinegård

På nordvestsiden av Christinegård, på oversiden av barneparken, skal det etableres en ny plasstøpt støttemur. Terrenget nedenfor muren er svakt skrånende.

Muren er dimensjonert av HRP AS, og vist i Figur 6-4 på neste side.



Figur 6-3. Plassering av ny støttemur på nord-vestsiden av Christinegård

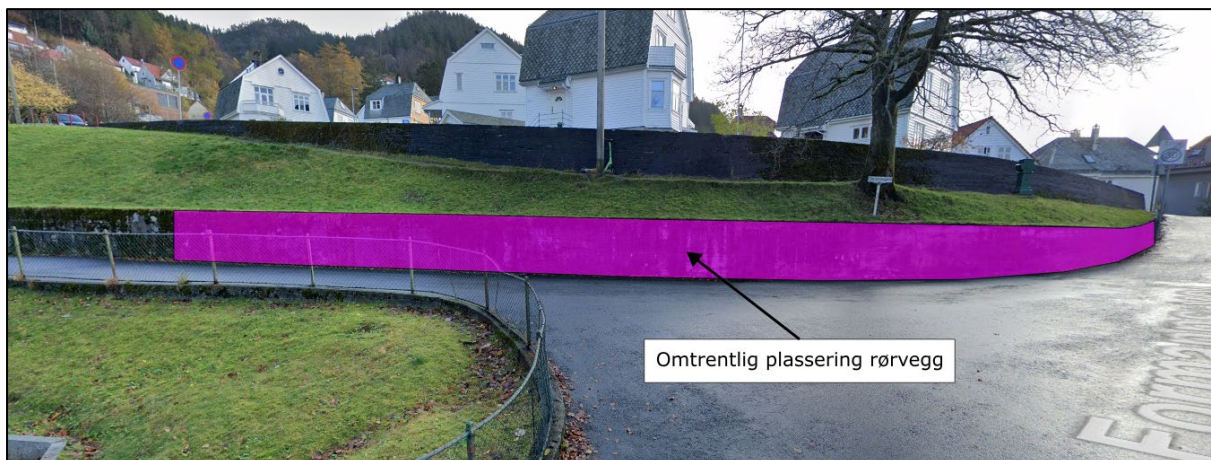


Figur 6-4. Prinsippskisse av støttemur.

### 6.3. Forblendet rørvegg

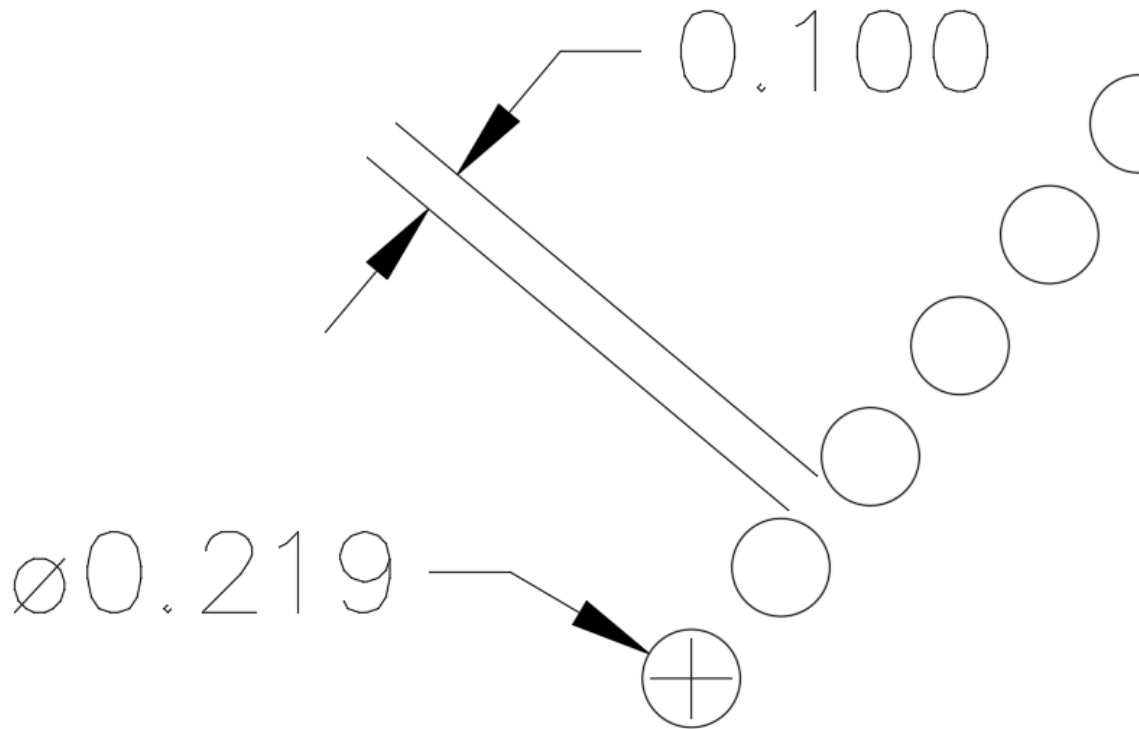
I krysset mellom Christinegård og Persbakken, skal nedre støttemur rives i forbindelse med etablering av innkjørsel til Varegghallen og ny vei. Nytt gatenivå blir noe lavere enn dagens, og maksimal veggghøyde under utgraving er antatt til 2,5 meter.

For å ivareta stabiliteten til overliggende vei, er det planlagt å etablere en boret rørvegg som siden forblendes. Rørveggen er dimensjonert som en permanent konstruksjon, og må etableres før eksisterende støttemur rives.



Figur 6-5. Rosa skravur viser omtrentlig plassering ny rørvegg.

Rørveggen skal starte der hvor eksisterende rørvegg for Varegghallen er avsluttet. Rørmuren skal etableres av  $\varnothing 219.1 \times 12.5$  mm rør til berg med lysåpning 100 mm. Det forutsettes innboring i minimum 1,5 meter godt berg. På toppen av rørveggen skal det sveises på en UNP260 eller UPE270 som lastfordelende bjelke.

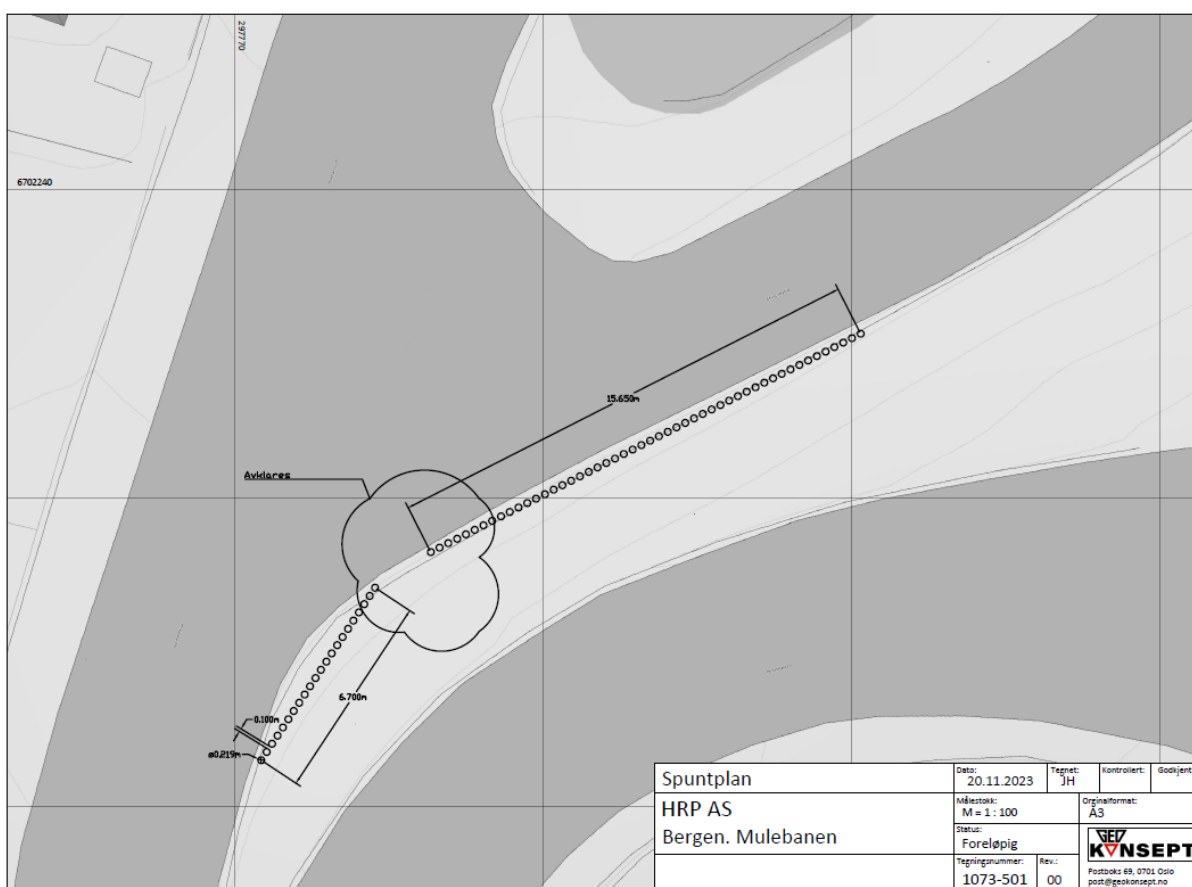


Figur 6-6. Skisse av rørveggenes dimensjoner

Stålkvalitet på rør og bjelker skal være minimum S355J2, og stålrørene skal støpes ut med fasthetsklasse min. B30. Det er i beregningen forutsatt 50 års levetid, dette gir 2 mm ensidig korrosjon. Rørveggen er dimensjonert som en plan vegg, da etablering av lastfordelende bjelke blir vanskelig å tilpasse med en kurvet vegg. Forblendingen kan sannsynligvis tilpasses en ev. ønsket kurvatur.

Tabell 6-1. Bestemmelse av korrosjonshastighet. ref. [9]

Miljø	Korrosjonshastighet (ensidig korrosjon)
Naturlig avsatte jordarter under grunnvannsstanden	0,015 mm/år
Naturlig avsatte jordarter over grunnvannsstanden	0,020 mm/år
Gytje, torv	0,040 mm/år
Fylling av naturlig grunn, normal til ingen komprimering	0,040 mm/år
Tidevannssone og sprutsone i sjø	0,300 mm/år (Krever jevnlig inspeksjon for å avdekke evt. akselererende korrosjon)
Under tidevannssone i sjø	0,100 mm/år
Vanlig atmosfære	0,01 – 0,03 mm/år



Figur 6-7. Spuntplan som viser antatt spuntlinje.

For etablering av rørveggen, må det trolig lages en rampe/tilkomst til borerigg for tilkomst over dagens støttemur.

Utsnitt av foreløpig spuntplan er vist på Figur 6-6. Ca. midt i rørveggen linje, ligger det i dag et tre (område merket med «avklares» i Figur 6-6). Vi har forstått at dette treet ønskes bevart, trær tett på spuntlinja kan få skadet rotsystemet i forbindelse med spuntarbeidene. Dette kan føre til at treet blir ustabilt eller dør. Det anbefales derfor at arborist bistår med å bevare treet før boring starter. Det kan bli nødvendig med lokal tilpasning av rør i dette området, og derfor er rør utelatt i innsirklet



område i tegning 1073-501. I forbindelse med mengdeberegning av rør, må det forutsettes at det kommer rørvegg også her.

Endelig plassering av rørvegg, avhenger av forblending og behov for isolasjonstykkelse. RIB og RIVei må avklare plasshensyn før endelig spuntlinje låses.

Nøyaktig dybde til berg i spuntlinje er ikke kjent, og det anbefales at utførende kartlegger dybde til berg før rørveggen etableres.

Dimensjonering av rørvegg er vist i eget beregningshefte.

## 7. Sluttkommentar

Massene i grunnen er telefarlige. Det må gjøres tiltak mot frost.

Endelig plassering av rørvegg må avklares i samråd med arborist, RIB og RIVei

## 8. Referanser

- [1] 1881, «1881.no,» 2023. [Internett]. Available: <https://www.1881.no>.
  - [2] NGU, «Løsmassekart,» [Internett]. Available: <https://www.geo.ngu.no/kart/losmasse>.
  - [3] Multiconsult AS, «10229062-RIGBerg-NOT-001 Bergteknisk premissnotat Varegghallen,» 28.04.2022.
  - [4] Sweco AS, «10238767 RIG\_R01\_A01 Datarapport Grunnundersøkelser,» 2023.
  - [5] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner».
  - [6] Standard Norge, «NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Geoteknisk prosjektering - Del 1: Almenne regler».
-

- [7] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021,» Standard Norge, 2021.
- [8] NVE, «Sikkerhet mot Kvikkleireskred (NVE-Veileder 1/2019),» 2020.
- [9] Statens Vegvesen, «Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging,» 2022.
- [10] Statens vegvesen, «Håndbok V221,» 2014.
- [11] Statens vegvesen, «Håndbok N200,» 2018.
- [12] Multiconsult ASA, «10229062-RIG-RAP-001 Geotekniske grunnundersøkelser Vareghallen,» 2022.
- [13] Kartverket, «Høydedata,» 2023. [Internett]. Available: <https://hoydedata.no>.
- [14] NGU, «NADAG,» 2023. [Internett]. Available: <https://www.geo.ngu.no/kart/nadag>.
-