

Oppdragsnavn: Espeland vba Detaljprosjektering
Oppdragsnummer: 613898-02
Utarbeidet av: Anders Øyre
Dato: 05.10.2021
Tilgjengelighet: Åpen

Notat RIGEO 03 Prosjekteringsnotat ingeniørgeologi og geoteknikk

1. INNLEDNING	3
2. PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER	4
2.1. Regelverk.....	4
2.2. Konsekvens/pålitelighetsklasse.....	4
2.3. Kontroll.....	5
2.3.1. Prosjekteringskontroll	5
2.3.2. Utførelseskontroll	6
2.4. Geoteknisk kategori	6
2.5. Tiltaksklasse iht. PBL	6
3. GRUNNFORHOLD	7
3.1. Områdebeskrivelse og topografi.....	7
3.2. Berggrunn.....	7
3.2.1. Berggrunnsgeologi	7
3.2.2. Strukturgeologi og stabilitetsforhold	7
3.3. Løsmasser.....	10
4. INGENIØRGEOLOGISK VURDERING.....	10
4.1. Vibrasjonsgrenser	10
4.2. Uttak og sikring av bergskjæringer.....	12
4.2.1. Topp skjæring.....	12
4.2.2. Sprengning	13
4.2.3. Bergsikring i byggegrop	14
4.2.4. Is- og steinsprangnett	15
4.3. Sikkerhet mot naturpåkjenninger	15
4.3.1. Sikkerhet mot flom og stormflo	15
4.3.2. Sikkerhet mot skred	15
4.4. Bergsikring i nærområdet	16
4.4.1. Tilstandsvurdering tunnel og bergskjæring.....	16
4.4.2. Grøft for råvannsledning	16
4.5. Fundamentering.....	16
4.6. Radon	17
4.7. Oppfølging i byggefase.....	17
5. GEOTEKNISK VURDERING	17

6. KILDER	18
VEDLEGG 1 VIBRASJONSGRENSER	20

05	05.10.21	Andre revidering etter uavhengig kontroll Multiconsult	AØ	LEF
04	25.06.21	Revidering etter uavhengig kontroll Multiconsult	AØ	TU
03	08.10.20	Supplerende informasjon om fundamentering	AØ	BE
02	05.10.20	Prosjekteringsnotat ingeniørgeologi og geoteknikk – Justering av vibrasjonsgrenseverdier	AØ	TU
01	07.07.20	Prosjekteringsnotat ingeniørgeologi og geoteknikk	AØ	TU/TM
VERSJON	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDA AV	KS

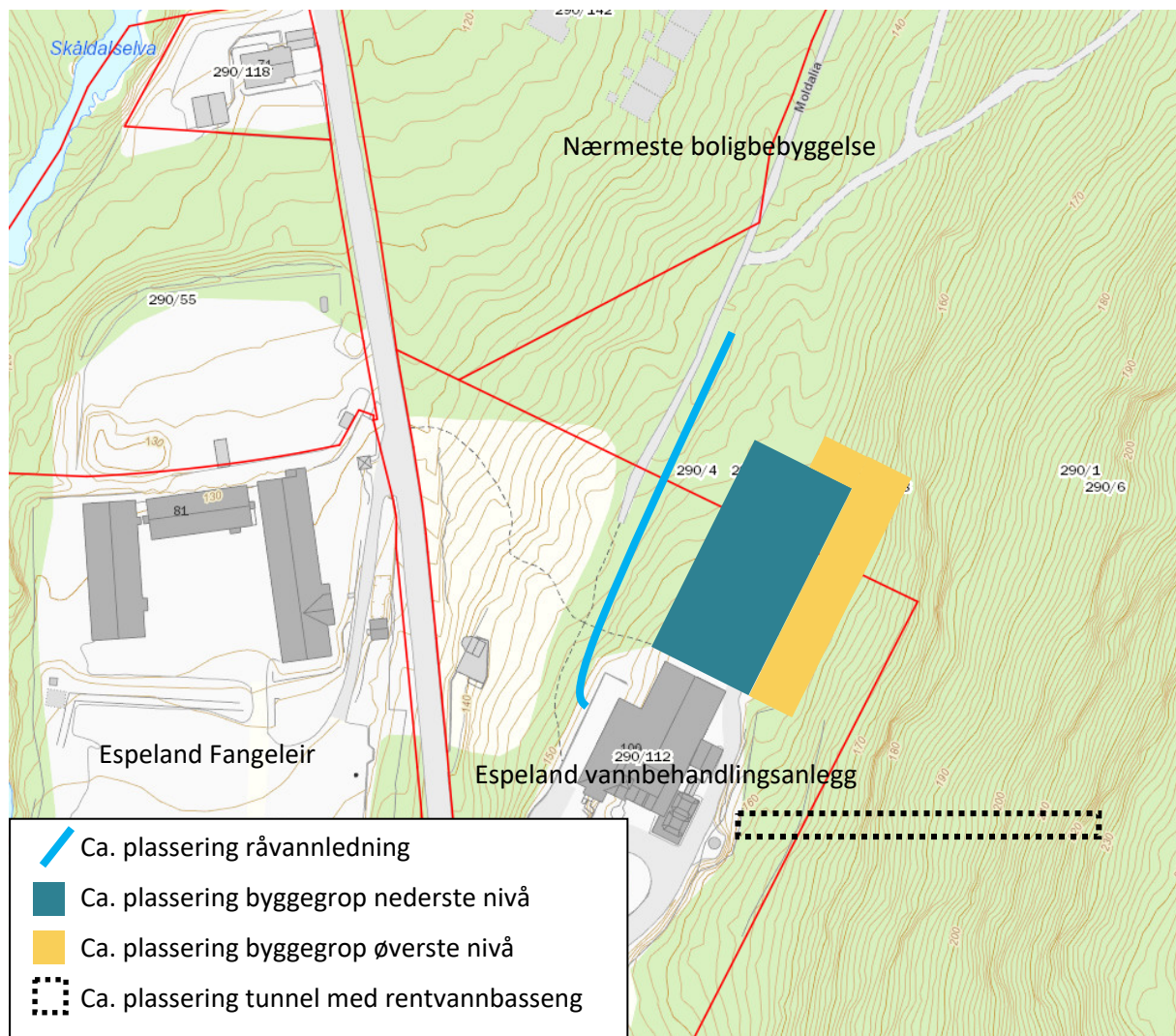
1. INNLEDNING

Det skal etableres byggegrop for nye Espeland vannbehandlingsanlegg. Byggegroppen skal etableres inntil eksisterende byggegrop og bygg med rentvannbasseng, samt langs eksisterende råvannsledning som skal være operativ i hele anleggsperioden. I tillegg ligger det et eksisterende rentvannbasseng i råsprengt tunnel om lag 30 m unna nærmeste sprengningssted. Espeland fangeleir, som er vernet, ligger ca. 75 m unna. Det skal tas ut berg og løsmasser og skjæringer/skråninger må sikres.

Planlagt byggegrop ligger innenfor faresonen for skred. Skredsikring ved montering av fanggjerd er planlagt utført i en egen forberedende entreprise.

Det vil være nødvendig å ta ut anslagvis 25 000 m³, fordelt på løsmasser og berg. Byggegroppen skal etableres i to ulike høyder, en for nytt bygg tilknyttet vannbehandlingsanlegget og en for vei rundt/bak bygget. Maksimal skjæringshøyde blir ca. 10 m. Kartet i Figur 1 viser ca. plassering av råvannsledning, byggegrop i ulike nivå og tunnel med rentvannbasseng.

Dette notatet beskriver ingeniørgeologiske og geotekniske prosjekteringsforutsetninger for byggegropen, samt forslag til fremgangsmetode for uttak og sikring.



Figur 1: Kartet viser ca. plassering av råvannsledning, byggegrop i ulike nivå og tunnel med rentvannbasseng.

2. PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

2.1. Regelverk

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [1].
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler [2].
- Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering, versjon 1, november 2011 [3].
- NS 8141:2001: Vibrasjoner og støt. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk [4].
- NS 8141-1:2012+A1:2013: Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt fra sprengning på byggverk, inkludert tunneler og bergrom [5].
- Byggesaksforskriften (SAK10) [6].
- Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK 17) [7].

2.2. Konsekvens/pålitelighetsklasse

Veiledende eksempler på pålitelighetsklasser er vist i *tabell NA-A1(901)* i nasjonalt tillegg til Eurokode 0 [1]. Grunn- og fundamenteringsarbeider er delt opp i følgende alternativer:

- Kompliserte tilfeller
- Enkle og oversiktlige grunnforhold

Ved valg av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider skal det også tas hensyn til omliggende områder og byggverk. Følgende faktorer har betydning for valg av pålitelighetsklasse i dette prosjektet:

- Maksimal skjæringshøyde på ca. 10 m
- Nærhet til bygg og tunnel med rentvannbasseng samt råvannsledning.
- Løsmasser i skråning (ca. 30° helning) over skjæringstopp som må håndteres. Basert på resultater fra forundersøkelser vil vertikal løsmassemektighet variere mellom ca. 0,6 – 1,8 m.
- Moderat oppsprukket bergmasse.
- Utførte forundersøkelser gir god oversikt over grunnforholdene. Forundersøkelsene gir ikke indikasjoner på spesielle stabilitetsutfordringer i byggegroppen, men normal bergsikring må påregnes.
- Det er forventet at arbeidene kan utføres ved hjelp av konvensjonelle metoder.

Kort oppsummert anses grunnforholdene å være relativt enkle og oversiktlige, men nærliggende konstruksjoner og installasjoner øker tiltakets kompleksitet. På bakgrunn av dette er tiltaket vurdert ut ifra *tabell NA-A1(901)* i nasjonalt tillegg til Eurokode 0 [1] til å ligge i pålitelighetsklasse (CC/RC) 2.

Krav til omfang og nivå av prosjekteringskontroll er definert i Eurokode 0 [1]. Det refereres spesielt til nasjonalt tillegg (NA:2016) der kontrollen er definert. På bakgrunn av pålitelighetsklasse (CC/RC) 2 er prosjekteringskontroll klasse (PKK) satt til 2 og utførelseskontrollklasse (UKK) satt til 2 iht. Tabell 1 og Tabell 2 under.

Tabell 1: Valg av prosjekteringskontrollklasse [1].

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) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (DSL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (DSL 3) ¹⁾
1	PKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	PKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	PKK3	kreves	kreves	kreves
4	Skal spesifiseres	kreves	kreves	kreves

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

Tabell 2: Valg av utførelseskontrollklasse [1].

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) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (IL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (IL 3) ¹⁾
1	UKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	UKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	UKK3	kreves	kreves	kreves
4	UKK3, eventuelt med tilleggbestemmelser	kreves	kreves	kreves

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

2.3. Kontroll

Plan for prosjekterings- og utførelseskontroll vises i kommende underkapitler og er basert på retningslinjer i *Eurokode 0* [1], *Eurokode 7, del 1* [2] og *Veileder for bruk av Eurokode 7* [3].

2.3.1. Prosjekteringskontroll

- Grundig gjennomgang av dette notatet og dokumenter som er henvist til fra dette notatet, før arbeidene igangsettes. Kontrollen utføres med spesielt fokus på grunnforhold, grunnvannsforhold, laster på byggverket/konstruksjonen og miljømessige påvirkninger og endringer inkludert jordras og steinsprang. Den grundige gjennomgangen utføres i samsvar med Tabell 1 som egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll. Den utvidete kontrollen kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket.
- Kontroll av detaljprosjektering av bergsikring (og evt. andre prosjekteringsarbeider) underveis i byggeprosessen. Kontrollen utføres i samsvar med Tabell 1 som beskrevet i punktet over.

2.3.2. Utførelseskontroll

- Fortløpende kontroll under byggearbeidene. Kontrollresultatene skal registreres. Det skal kontrolleres at uttak og sikring av berg og løsmasser er utført iht. gjeldende prosesser og prosjekterte løsninger. Kontrollen utføres i samsvar med Tabell 2 som egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll. Den utvidete kontrollen skal bekrefte at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det utførende foretaket. Prosjekterende skal også godkjenne at bergsikring er utført iht. prosjektert grunnlag.

2.4. Geoteknisk kategori

Eurokode 7 [2] stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Grunnforholdene anses å være relativt enkle og oversiktlige, men nærliggende konstruksjoner og installasjoner øker tiltakets kompleksitet. Det forventes at byggegroppen kan etableres ved hjelp av konvensjonelle metoder. Denne vurderingen er basert på opplysningene i kapittel 2.2. i dette dokumentet sett opp imot beskrivelse av de ulike geotekniske kategoriene i kap. 2.1 i *Eurokode 7* [2]. På bakgrunn av dette plasseres prosjektet i **geoteknisk kategori 2**.

Dette stemmer også overens med *Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering* [3] som beskriver at geoteknisk kategori kan bestemmes ut fra pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad. Vanskelighetsgraden samsvarer ofte med pålitelighetsklassen og vurderes ut ifra de samme faktorene som er beskrevet i kapittel 2.2 i dette dokumentet til å være middels.

Med pålitelighetsklasse (CC/RC) 2 og vanskelighetsgrad *Middels* vurderes prosjektet til geoteknisk kategori 2 også ut ifra veilederen [3].

2.5. Tiltaksklasse iht. PBL

Byggesaksforskriften [6] §9-3 og §9-4 beskriver hhv. fastsettelse av tiltaksklasser og oppdeling i tiltaksklasser. Det er vurdert at ingeniørgeologisk og geoteknisk prosjektering i prosjektet kan skje etter anerkjente forutsetninger, beregningsmetoder og tekniske prinsipper. Det foreslås derfor tiltaksklasse 2 for prosjekteringen. Dette samsvarer også med tidligere veiledningstekst for §9-4 som fortsatt er tilgjengelig på dibk's nettsider. Der står det under geoteknikk at fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. NS-EN 1990 + NA [1] plasseres i pålitelighetsklasse 2 gir tiltaksklasse 2 for prosjekteringen.

Tiltaksklasse 2 medfører krav om uavhengig kontroll. Ifølge §14-2 c) er kontrollkravet for prosjektering begrenset til kontroll av at det er gjort kvalifisert undersøkelse for å bestemme geoteknisk kategori og fastsettelse av pålitelighetsklasse, og kontrollkravet for utførelse begrenses til at geotekniske oppgaver er gjennomført og dokumentert som prosjektert, herunder at de er fulgt opp og rapportert slik som anvist av prosjekterende.

2.6. Konstruksjonssikkerhet

§ 10-2 i TEK 17 [7] stiller krav til konstruksjonssikkerhet. Ifølge paragrafens punkt (3) anses grunnleggende krav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet, herunder grunnforhold og sikringstiltak under utførelse og i endelig tilstand som oppfylt dersom prosjekteringen er utført iht. *Eurokode 0* [1] og underliggende standarder med tilhørende nasjonale tillegg. På bakgrunn av dette er det vurdert at krav til konstruksjonssikkerhet i § 10-2 i TEK 17 [7] er tilfredsstillt.

3. GRUNNFORHOLD

3.1. Områdebeskrivelse og topografi

Byggegroppen skal etableres i forlengelse nordover fra eksisterende bygg med rentvannbasseng. En tursti fra boligbebyggelsen ca. 100 m lenger nord, passerer byggegroppen på vestsiden. 75 m vest for byggegroppen ligger Espeland Fangeleir, som er et museum og en fredet krigsfangeleir.

Hovedparten av byggegroppen skal sprenges ut i slakt terreng som heller mot NNV. Terrenget i øst-sørøstsiden av byggegroppen er brattere, med fallvinkel på ca. 30°. Dette er nedre del av fjellsiden som strekker seg ned fra Storerinden.

3.2. Berggrunn

3.2.1. Berggrunnsgeologi

Ifølge berggrunnskartet til NGU består berggrunnen av anortositt til gabbro i det vurderte området (ngu.no). Ifølge A/S Geoteam (1989) består berggrunnen av anortosittisk gneis, med enkelte ganger av amfibolitt. Sistnevnte stemmer bra med Asplan Viaks egne observasjoner under befaring.

3.2.2. Strukturgeologi og stabilitetsforhold

Kartlegging av strukturgeologi er utført i bergskjæringen på sørøst-siden av eksisterende bygg på Espeland vannbehandlingsanlegg (Figur 3). I tillegg vises det til sprekkerose fra A/S Geoteams «Ingeniørgeologisk rapport».

Det ble under befaring observert to hovedsprekkesett. Det ene (S1) har strøkretning NNØ med fall på ca. 80° mot ØSØ. Det andre (S2) har strøkretning SSV med fall på ca. 20° mot VNV. Begge sprekkesettene har altså tilnærmet parallelt strøk med byggegroppens lengderetning og bergskjæringen i den øst-sørøstlige delen.

S1 er relativt plant med ru overflate og med sprekkavstand på ca. 0,5 m.

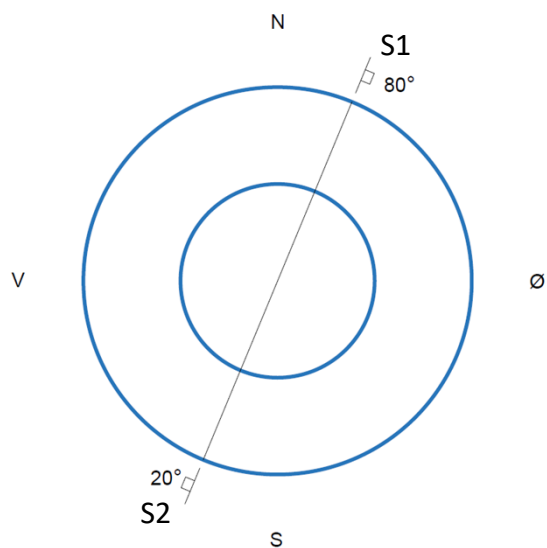
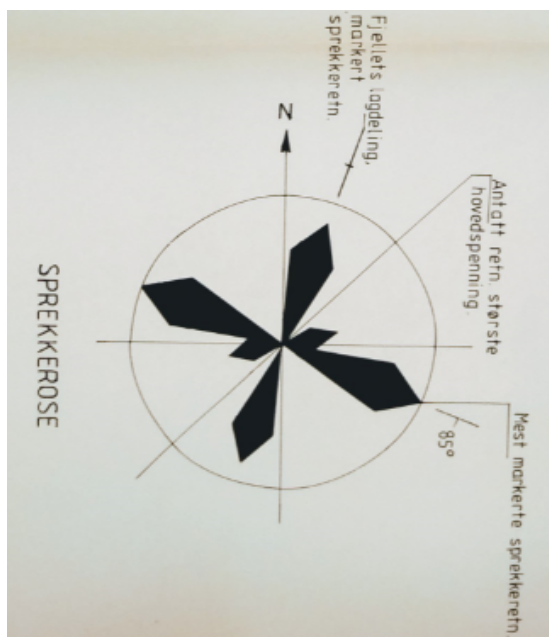
S2 er relativt bølgete med ru overflate og med sprekkavstand på ca. 0,3 m.

Sprekkerose for de to sprekkesettene nevnt ovenfor, samt fra «Ingeniørgeologisk rapport» vises i Figur 2.

I tillegg til sprekkesettene S1 og S2 ble det observert sporadiske sprekker og sprekkesett med varierende utholdenhet.

Bergmassen i området er vurdert å være moderat oppsprukket, med litt mer oppsprekking i den øverste meteren (dagforvitret berg).

På bakgrunn av ovennevnte opplysninger forventes det ikke spesielle stabilitetsutfordringer i byggegroppen, men normal bergsikring må påregnes. Bergsikring er omtalt i kap. 4.2.3.



Figur 2: Til venstre sprekkeroser fra A/S Geoteams «ingeniørgeologisk rapport». Til høyre sprekkeroser basert på Asplan Viaks observasjoner under befaring.

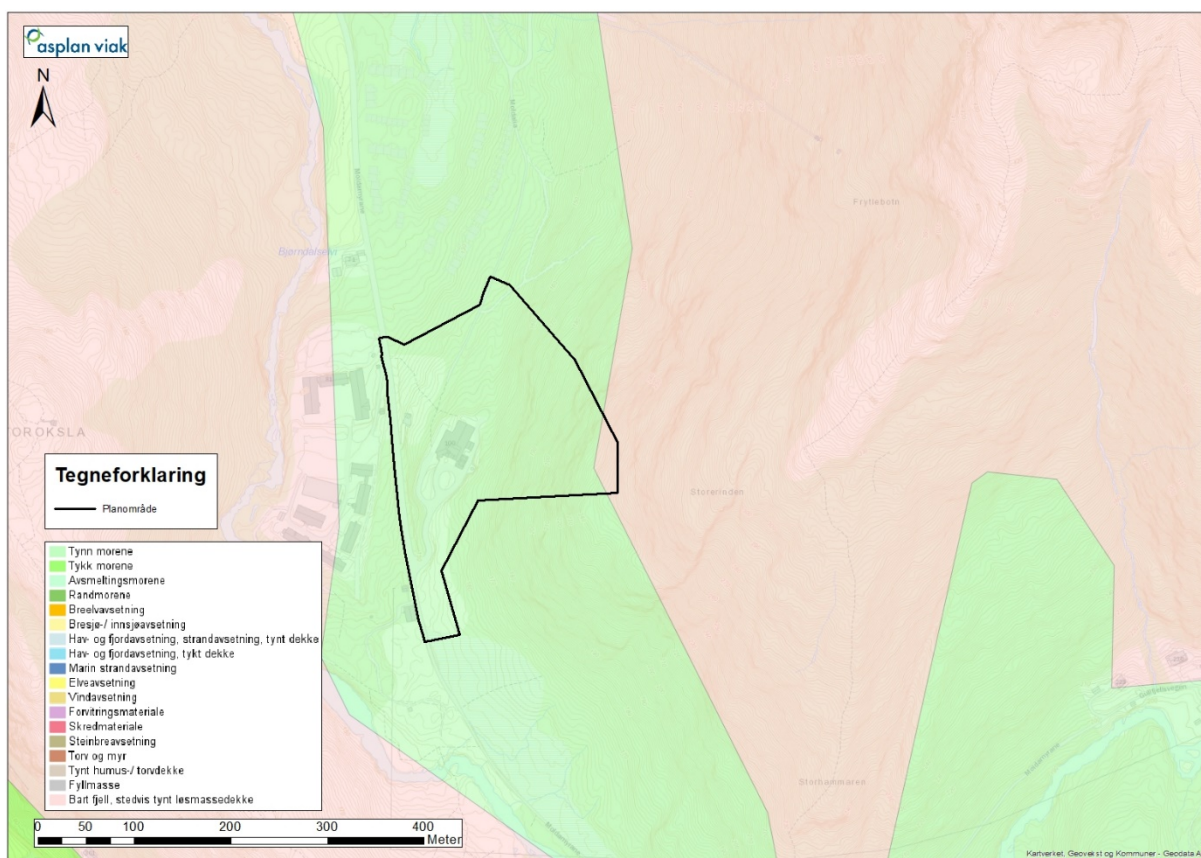


Figur 3: Bilde av bergskjæring som ble brukt til kartlegging av strukturgeologi. Grønn markering illustrerer sprekkesett S1. Blå markering illustrerer sprekkesett S2.

3.3. Løsmasser

Ifølge løsmassekartet til NGU (Figur 4) er det morenemateriale, usammenhengende eller tynt dekke over berggrunnen i planområdet. Dette dekket strekker seg opp til ca. 235 moh. Terrenget ved planlagt byggegropp ligger i kote ca. 150.

Det ble utført prøvegraving og fjellkontrollboringer i massene over planlagt byggegropp våren 2020 for å skape et best mulig bilde av dybde til berg og undersøke løsmassenes egenskaper. Resultatet av undersøkelsene er beskrevet i notatet «RIGEO 04 utført prøvegraving». Løsmassene består i hovedsak av jord/humus, morene og silt. Resultatene viser at løsmassemektigheten i det slake området ovenfor planlagt byggegropp varierer mellom 0,2 – 10m, mens løsmassemektigheten i det brattere området i øst-sørøst varierer mellom 0,6 – 1,8 m. Sistnevnte inneholder også noe skredmateriale i form av mindre blokker.



Figur 4: Løsmassedeckket i planområdet og i området rundt (www.ngu.no).

4. INGENIØRGEOLOGISK VURDERING

4.1. Vibrasjonsgrenser

Vibrasjonskrav er beregnet etter NS8141:2001. Det må monteres vibrasjonsmålere på de bygg og konstruksjonsdeler som er nærmest sprengningsstedet. Måling av rystelser skal skje etter NS8141:2001.

Det er ut fra prøvegraving, studie av løsmassekart og feltobservasjoner vurdert å være liten til middels løsmassemektighet i området.

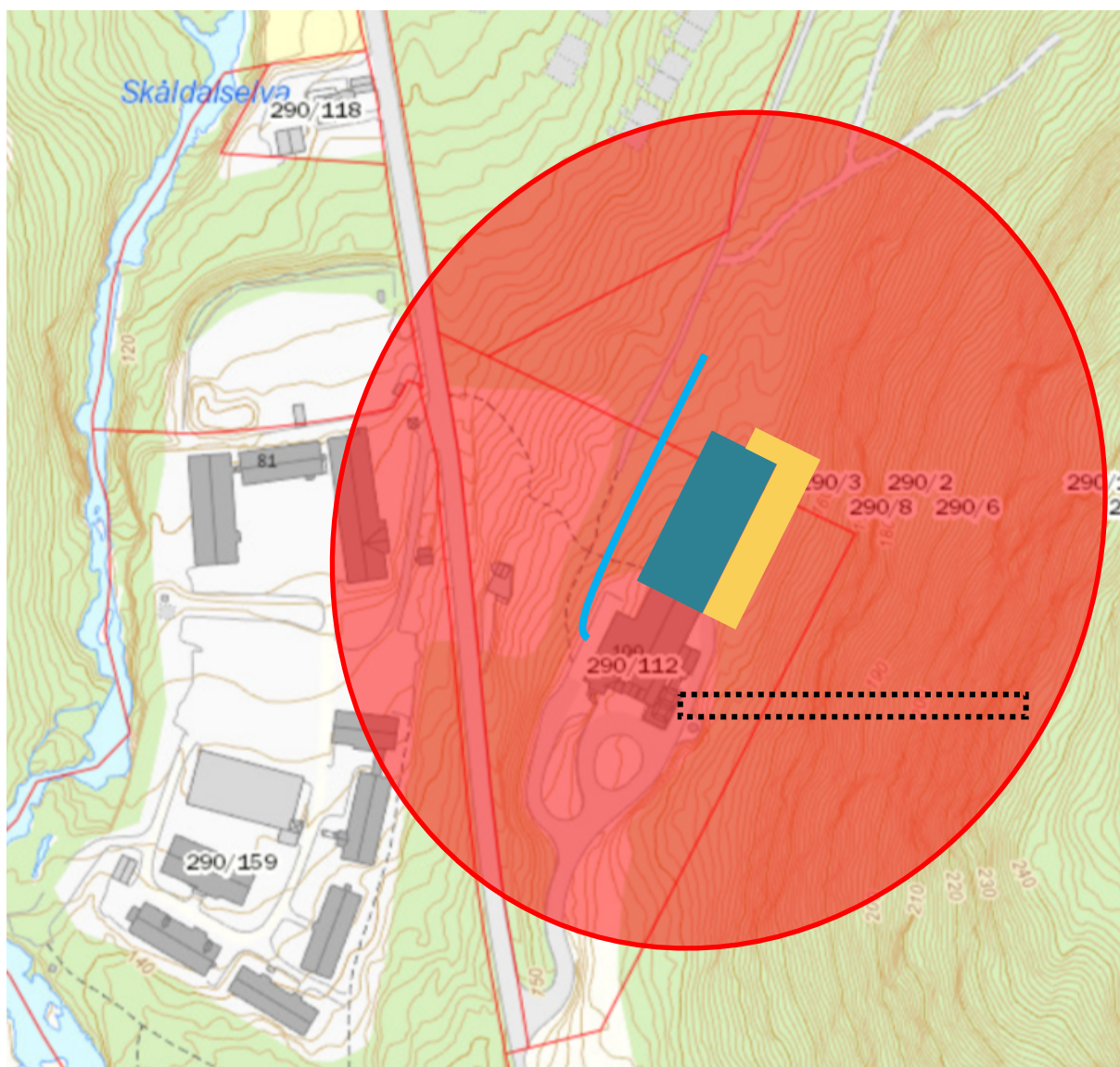
NS8141:2001 fastsetter regler for omfang av besiktigelse av byggverk som kan tenkes å bli påvirket av grunnarbeidet. Byggverk som kan bli påvirket av sprengningen skal besiktes før sprengningsarbeidet utføres. Ut fra omfanget på arbeidet som skal utføres og forventede

grunnforhold, anbefales i utgangspunktet alle bygg innenfor 100 m fra sprengningssted besiktiget. Hensynssonen er tegnet inn i Figur 5. Fundamenteringsforholdene er ukjent, og derfor er en forholdsvis konservativ hensynsone anbefalt. Byggverk innenfor hensynssonen antas å være fundamentert direkte på berg eller på et tynt avrettingslag på berg.

Det anbefales at arbeidet med bygningsbesiktigelse utføres i god tid før anleggsstart, da dette kan være tidkrevende.

Hvis det ved bygningsbesiktigelsen oppdages at det er andre grunnforhold, eller annet som kan påvirke vibrasjonsgrensene, bør hensynsone og omfang av besiktigelse justeres, og vibrasjonsgrensene må beregnes på nytt med riktige parametere. Dette gjelder spesielt for bygninger og eventuelle installasjoner på Espeland fangeleir som er fredet.

Vibrasjonsmålerne må plasseres strategisk med tanke på hvor sprengning og pigging foregår. De skal i utgangspunktet plasseres ved bygningshjørnet som er nærmest sprengningsstedet. Det er viktig at målerne monteres direkte på grunnmuren og ikke i eksempelvis kledning eller eventuelle påstøpte deler av bygningen. Vibrasjonsmåling skal utføres gjennom hele anleggsperioden. Målerne skal registrere vibrasjoner kontinuerlig og resultatene sendes automatisk til aktuelle personer.



Figur 5: Viser ca 100 m avstand fra planlagte sprengningsarbeider.

Vibrasjonsgrensene for byggverkene, beregnet iht. NS8141:2001, innenfor en hensynssone på 100 m er oppsummert i Tabell 1. Det er antatt samme type grunnforhold og fundamenteringsforhold for alle byggene innenfor 100 m hensynssone. Byggverk innenfor hensynssonen antas å være fundamentert direkte på berg eller på et tynt avrettingslag på berg. Beregninger, oversiktskart og detaljert tabell er vist i vedlegg 1.

Tabell 3: Vibrasjonsgrenser ut fra antatt grunn- og fundamenteringsforhold innenfor 100 m hensynssone.

Byggverkstype	Vibrasjonsgrense, sprengning mm/s	Vibrasjonsgrense, pigging mm/s
Bygg med rentvannbasseng	40	30
Vanlig bolig	50	40
Museum	40	30
Råvannsledning	25	20
Tunnel	35	30
Demning	40	30

Det foreligger ved tidspunkt for utarbeidelse av dette notatet ikke besiktigelser av berørte byggverk annet enn for rentvanntunnel og demning. Dersom det avdekkes behov for endring av vibrasjonsgrenser i forbindelse med bygningsbesiktigelsen, bør det gjøres nye beregninger for aktuelle bygninger.

Når det gjelder rentvanntunnelen og demningen vises det til notatet «Tilstandsvurdering tunnel og bergskjæring». Informasjonsgrunnlaget fra denne tilstandsvurderingen er tatt med i beregningen av vibrasjonsgrense og anbefalt plassering av vibrasjonsmålere.

Det er viktig å understreke at de beregnede verdiene gjelder mtp. å unngå skade på bygg/konstruksjoner. Mennesker vil kunne oppleve svært lave verdier som ubehagelig og gjenstander kan falle ned fra hyller og vegger. Det er derfor viktig at beboere/bedrifter informeres godt om sprengningsarbeidene på forhånd, og i god tid før sprengning starter. Det kan også oppfordres til å sikre løse gjenstander.

4.2. Uttak og sikring av bergskjæringer

4.2.1. Topp skjæring

Generelt bør området fra skjæringstopp og 2 m innover renskes til berg. Løsmasser ovenfor det renskede området sikres mot bevegelse, dette er nærmere beskrevet i kap. 5. Trær som potensielt kan falle ned fjernes. Det antas at det kan være nødvendig å gjøre tiltak for å hindre nedfall av trær i en avstand på om lag 10 meter fra topp skjæring.

For å bevare skjæringstoppen best mulig utføres forbolting med fullgyste stag før sprengning. Det anbefales å avgjøre eksakt utførelse av forboltingen etter at løsmassene er fjernet fra bergoverflaten og salvens konturhull er boret. Man vil da ha et godt informasjonsgrunnlag å gå ut fra. Vanlig praksis er å sette forboltene med fallvinkel 10:1 i motsatt retning av skjæringsveggen. Senteravstand og lengder må avgjøres ut fra vurderingene etter løsmassene er fjernet og konturhullene boret, men som et utgangspunkt, basert på geologiske beskrivelser og skjæringens høyde, vil Ø32 med lengder på 6 m og cc 0,5 m være fornuftig. For skjæringsveggen mot eksisterende bygg vises det til beskrivelsene i kap. 2 i notatet «Anleggsteknisk gjennomføring».

4.2.2. Sprengning

Det anbefales kontursprengning langs alle permanente skjæringer. Avstanden mellom konturhullene bør maksimalt være 0,7 m. Evt. tettere bormønster kan vurderes i partier med dårlig bergkvalitet. Dette må vurderes underveis av bergborer og byggherrens ingeniørgeolog. Det anbefales at skjæringsveggene sprenges ut med stigningsforhold 10:1.

Det er flere risikomoment ifm. sprengningsarbeidene. Tabellen under beskriver ulike risikomoment og tiltak for å redusere risikoen.

Tabell 4: Risikomoment i forbindelse med sprengningsarbeidene.

Beskrivelse	Risikomoment	Tiltak
Utglidning av blokker/parti fra skjæringsvegg mot sørøst.	Ujevn skjæringstopp/vegg. Utrasing av overliggende løsmasser.	Forbolting iht. beskrivelse i kap. 4.2.1.
Nærhet til tunnel med rentvannbasseng.	1. Nedfall av stein fra tunneltak pga. rystelser fra sprengning. 2. Skader på demning pga. rystelser fra sprengning.	1. Oppfølging av rystelsesmålinger iht. beskrivelser i kap. 4.1. Se mer detaljerte beskrivelser i notatet «Tilstandsvurdering tunnel og bergskjæring». 2. Oppfølging av rystelsesmålinger iht. beskrivelser i kap. 4.1.
Nærhet til bygg med rentvannbasseng.	1. Steinsprut fra salver. 2. Rystelser som kan påvirke konstruksjoner, grunn og evt. utstyr om er ømfintlig mot rystelser. 3. Utglidning av bergmasse/skader på eksisterende bygg ifm. de nærmeste salvene. 4. Nedfall av stein mot betongvegg fra bergskjæring i eksisterende byggegrop pga. rystelser fra sprengning.	1. Tilstrekkelig tildekking av salver. 2. Oppfølging av rystelsesmålinger iht. beskrivelser i kap. 4.1. 3. Iht. kap. 2 i «Anleggsteknisk beskrivelse». 4. Visuell kontroll etter salver og pigging. Se mer detaljerte beskrivelser i notatet «Tilstandsvurdering tunnel og bergskjæring».
Nærhet til råvannsledning	Rystelser som kan medføre brudd/sprekker i ledningen.	Oppfølging av rystelsesmålinger iht. beskrivelser i kap. 4.1., samt utførelse iht. kap. 3 i «Anleggsteknisk beskrivelse».
Nærhet til fangeleir, bebyggelse, tursti og vei.	1. Steinsprut fra salver. 2. Rystelser som kan påvirke konstruksjoner.	1. Tilstrekkelig tildekking av salver. 2. Oppfølging av rystelsesmålinger iht. beskrivelser i kap. 4.1.

4.2.3. Bergsikring i byggegrop

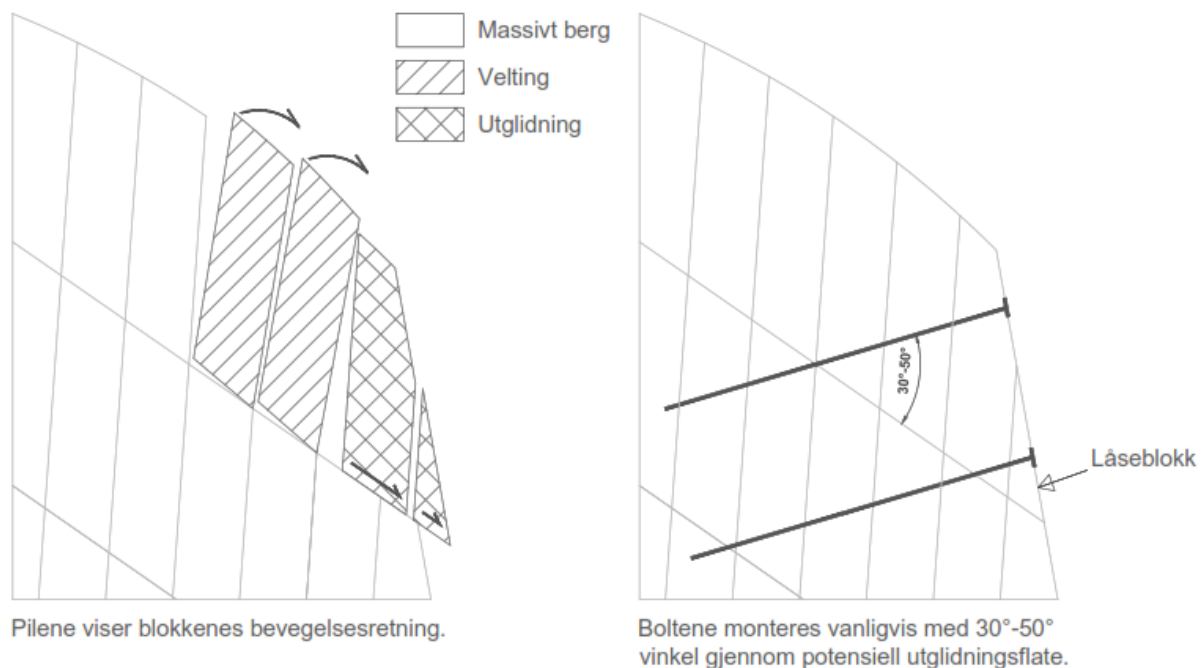
Det vil bli skjæringsvegger med varierende høyder i byggegropen. Mesteparten av skjæringsveggene skal etter hvert fylles inntil ifm. bygge- og anleggsarbeidene, men det må likevel påregnes både midlertidig og permanentsikring. Skjæringsveggen i øst-sørøst skal ikke fylles inntil og vil gå langs veien som er planlagt rundt bygget. Denne skjæringsveggen vil ligge tett inntil veien og ha en maksimal høyde på ca. 10 m. Det vil derfor være fare for skade på personer og kjøretøy ved evt. nedfall fra denne skjæringsveggen.

Det anbefales bruk av fullgyste bolter da gysemassen gir bolten korrosjonsbeskyttelse og dermed lengre levetid. Videre bør de være pulverlakkerte og sinkbehandlet. Bolter skal monteres gjennom aktuell blokk eller parti og minst 1m inn i fast berg. Omfanget av boltesikringen avgjøres etter at bergskjæringen er utsprengt. Anslått forbruk av bolter basert på beskrivelser i kap. 3.2.2 er 1 bolt med varierende lengde per 5m² skjæringsvegg. Anbefalte boltediameter er Ø20 for boltelengder opp til 3 m, Ø25 for 4 m – 6 m lange bolter og Ø32 for bolter 6 m eller lengre. Under forklares aktuell bruk av bolter i bergskjæringen, ut fra registrerte bergforhold. Se også prinsippskisse for blokkbevegelse og bolting i Figur 6.

Blokksikring: Bolting av enkeltblokker og låseblokker. Det kan være aktuelt å bruke fjellbånd i kombinasjon med boltene.

Sikring mot utglidning: Bolting gjennom potensielt utglidningsplan.

Sikring mot velting: Bolting gjennom bakenforliggende sprekker/slepper.



Figur 6: Prinsippskisse for blokkbevegelse og bolting.

4.2.4. Is- og steinsprangnett

For å unngå nedfall av stein og is fra skjæringsvegger som blir permanent eksponerte kan det monteres nett. Der det kun er fare for nedfall av stein monteres nettet helt inntil bergoverflaten. Ved fare for nedfall av is monteres nettet 20 – 30cm ut fra fjellveggen. Behovet for sikring med nett avgjøres etter at bergskjæringen er utsprengt og ferdigrensket. Basert på observert bergmassekvalitet i nærområdet anslås det at ca. 15% av bergskjæringen må sikres med nett, men dette anslaget er svært usikkert. Det er ingen bekker som drenerer ned mot bergskjæringen, så eventuell isdannelse vil komme fra normal overflateavrenning.

4.3. Sikkerhet mot naturpåkjenninger

§ 7 i TEK 17 [7] beskriver krav til sikkerhet mot naturpåkjenninger.

4.3.1. Sikkerhet mot flom og stormflo

Tiltaket som planlegges er ikke innenfor aktsomhetsområde for flom [8] og har god avstand og høydeforskjell ift. nærmeste større dreneringskanal og sjø. Det vurderes at sikkerheten mot flom og stormflo er tilstrekkelig og at videre utredning for flomfare ikke er nødvendig.

4.3.2. Sikkerhet mot skred

Asplan Viak utførte i 2019 en skredfarevurdering for Espeland vannbehandlingsanlegg [9]. Det konkluderes med at sikringstiltak må etableres for at planlagt og eksisterende bygg skal tilfredsstille

lovverkets krav i TEK 17 [7] om sikkerhet mot skred i bratt terreng. Sikringstiltak i form av steinspranggjærde blir anbefalt. Det må være minst 3 m høyt og tåle en treffenergi på opp imot 2000 kJ i nordlig del og 1000 kJ i sørlig del. I den sørlige delen er det allerede oppført et steinspranggjærde, men dette er kun dimensjonert for 500 kJ. Det er blitt vurdert at hele det gamle steinspranggjærdet, inkludert stolper, må erstattes. I RIGEO 06 Skredsikring [10] blir plassering av nytt steinspranggjærde beskrevet.

4.3.3. Oppsummering naturpåkjenninger

På bakgrunn av ovennevnte opplysninger anses § 7 i TEK 17 [7] med tilhørende underkapitler å være ivaretatt for prosjektet.

4.4. Bergsikring i nærområdet

4.4.1. Tilstandsvurdering tunnel og bergskjæring

Øst for eksisterende bygg på Espeland vannbehandlingsanlegg er en usikret bergskjæring og en tunnel som inneholder et oppdemt rentvannbasseng samt rørinstallasjoner. Asplan Viak har utført en tilstandsvurdering av tunnelen og bergskjæringen. Vurderingene ble benyttet i forbindelse med beregning av vibrasjonsgrensene for tunnelen og rentvannbassengets demning. Det ble i tillegg anbefalt visuell kontroll av den usikrede bergskjæringen etter salver og pigging.

4.4.2. Grøft for råvannsledning

Det kan være aktuelt å bolte skjæringstoppen av tidligere utsprengt grøft over (ØSØ-siden av) råvannsledning for å unngå at presset fra støttemur og fylling for vegen som skal ligge oppå ikke forårsaker utglidning av bergmasse ned mot ledningen. Dimensjonering av sikring baseres på beregnede laster fra mur og fylling i tillegg til forventet maksimal trafikklast, samt stabilitetsvurderinger av bergmassen.

4.5. Fundamentering

På bakgrunn av utført prøvegraving forventes bergoverflaten i planlagt byggegrop å variere mellom ca. kote 144 og 151. Underkant av fundament for nytt bygg er planlagt på kote ca. 145. Bygget skal fundamenteres på sprengsteinspute med tykkelse mellom 1 – 2 m. Sprengsteinsputen vil hovedsakelig bestå av undersprengt berg fra byggegropen, med noe tilførte sorterte masser i øvre deler. Underkant av sprengsteinsputen vil da bli i kote ca. 143 – 144. Det kan derfor antas at sprengsteinsputen legges direkte på utsprengt berg. Kvaliteten på bergmassen forventes å være relativt god slik at det ikke forventes setninger i selve bergmassen.

Prosjekterende må kontrollere aktuelt grunntrykk mot bæreevne.

Bæreevne beregnes etter en effektivspenningsanalyse basert på prinsipper i kap. 6.2 i SVV håndbok V220 «Geoteknikk i vegbygging».

For sprengsteinsputen settes friksjonsvinkel $\phi=42$ og attraksjon $a=5$.

Punkt 41 i Byggeforskeriens anvisning «513.131 Utlegging og komprimering av sprengsteinsfylling», sier dette om brukslast for steinmasser: «*Alminnelig gode steinmasser (granitt, gneis o.l.), som er komprimert etter tabell 24, kan ta opp brukslast på inntil 500 kN/m² ved fyllingshøyde mindre enn 3 m ...*». Det er ikke utført tester av bergmassen i området, men feltobservasjoner og tidligere undersøkelser som beskrevet i kap. 3.2.1. tilsier at bergarten i området består av anortosittisk gneis, med innslag av amfibolitt. Anortositt er en relativt sterk bergart, mens amfibolitt er middels sterk. På bakgrunn av at bergmassen i området er vurdert til hovedsakelig å bestå av anortosittisk gneis, kan det tas utgangspunkt i en brukslast på inntil 500kN/m². Dersom denne grensen overskrides, anbefales det å utføre grundigere undersøkelser av bergmassen i byggegropen.

Eventuelle ulikheter i tykkelse på sprengsteinsputen kan gi differensialsetninger og må utlignes. Tiltak for å motvirke differensialsetninger er økt undersprengning i kombinasjon med lokal senkning av fundament.

4.6. Radon

Radon er detaljert beskrevet i kap. 4 i notat «Anleggsteknisk gjennomføring». Kort oppsummert ventes ikke utfordringer med radon i området bakgrunn av:

- Beliggenheten for vannbehandlingsanlegget er i et område som er definert av NGU som moderat til lav aktsomhet mhp. sannsynlighet for radon.
- Utførte radonmålinger i eksisterende del i 2016 viste at radonkonsentrasjonene ligger på 30-60 Bq/m³ i årsmiddelverdi. Høyeste verdi er lavere enn tiltaksverdien på 100 Bq/m³ og er i tillegg målt i rørgalleri som ikke er et rom for varig opphold.

4.7. Oppfølging i byggefase

Grunnet de høye bergskjæringene i prosjektet anbefales det oppfølging av ingeniørgeolog i byggefase. Dette for å vurdere nødvendig sikringsomfang sammen med entreprenør.

Dette vil være særlig viktig i partier med eventuell dårlig bergmasse, samt i oppstartsfasen for å drøfte prosedyrer, sikringsfilosofi, sprengning, vibrasjoner og steinsprut.

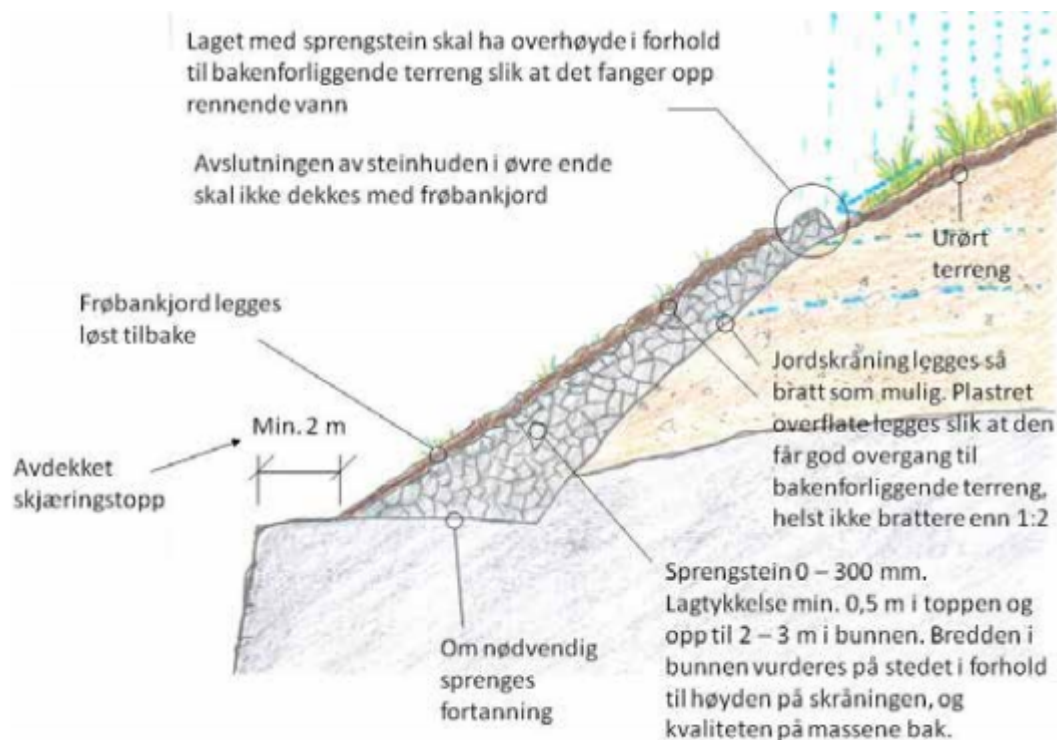
5. GEOTEKNISK VURDERING

Det ble utført prøvegraving og fjellkontrollboringer i massene over planlagt byggegrop våren 2020 for å skape et best mulig bilde av dybde til berg og undersøke løsmassenes egenskaper. Resultatet av undersøkelsene er beskrevet i notatet RIGEO 04 Utført prøvegraving, Asplan Viak. Løsmassene består i hovedsak av jord/humus, morene og silt. Resultatene viser at løsmassemekktigheten i det slake området over planlagt byggegrop varierer mellom 0,2 – 10 m, mens løsmassemekktigheten i det brattere området i øst-sørøst varierer mellom 0,6 – 1,8 m. På sistnevnte område ble det også registrert noe skredmateriale i form av enkelte steinsprangblokker.

Fjerning av løsmassene over bergoverflaten vil medføre løsmasseskråninger av varierende størrelse rundt byggegropen. Løsmasseskråningene i øst-sørøst må sikres permanent, mens resten av løsmasseskråningene vil være midlertidige da de vil bli gjenfylt ifm. med bygge- og anleggsarbeidene.

For sikring av de permanente løsmasseskråningene i øst-sørøst, over topp bergskjæring, anbefales det å bygge en betongmur for å holde på løsmassene. Denne må dimensjoneres ift. jordtrykk og ha tilstrekkelig med dreneringshull, samt pukk i bakkant slik at bakenforliggende vann kan flyte mot dreneringshullene. Dersom steinspranggjerdet skal monteres på topp mur, må også dette tas hensyn til ifm. dimensjonering av muren.

Et alternativ som kan brukes i partier med liten løsmassemekktighet og stedvis i kombinasjon med mur, er prinsippet i figur 3.1.12 i SVV håndbok V221, se Figur 7. I figuren er det beskrevet at plastret overflate helst ikke skal være brattere enn 1:2, men erfaringsmessig vil for eksempel stein i fraksjon 22/120 ligge stabilt på 1:1,5. Dette er brattere enn eksisterende terreng for deler av strekket langs skjæringstopp, og vil dermed kunne bidra til å redusere omfanget av mur noe.



Figur 3-1- 12 Revegetering av sprengstein med stedlige masser

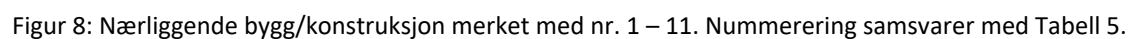
Figur 7: Dette prinsippet fra SVV håndbok V221 kan brukes i kombinasjon med mur for å sikre løsmasseskråningene i øst-sørøst over topp skjæring.

6. KILDER

- [1] Norsk standard, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.,» 2016.
- [2] Norsk standard, «NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.,» 2016.
- [3] Norsk Bergmekanikkgruppe, «Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering.,» 2011.
- [4] Norsk standard, «NS8141 Vibrasjoner og støt - Måling av svingehastighet og beregning av veiledende.,» 2001.
- [5] Standard Norge, «- NS 8141-1:2012+A1:2013: Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt fra sprengning på byggverk, inkludert tunneler og bergrom. (tilbaketrukket 2016),» 2013.
- [6] Kommunal- og moderniseringsdepartementet, «Forskrift om byggesak (SAK10),» 2010.
- [7] Kommunal- og moderniseringsdepartementet, «Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK 17),» 2017.
- [8] NVE, «atlas.nve.no,» [Internett].
- [9] Aplan Viak, «Skredfarevurdering Espeland vannbehandlingsanlegg.,» 2019.

- [10] Asplan Viak, «RIGEO 06 Skredsikring».
- [11] A/S Geoteam, «Ingeniørgeologisk rapport Espeland vannbehandlingsanlegg,» 1989.
- [12] Asplan Viak, «RIGEO 04 Utført prøvegraving,» 2020.
- [13] Asplan Viak, «RIGEO 05 Tilstandsvurdering tunnel og bergskjæring,» 2020.
- [14] Sweco, «Skredfarevurdering Espeland vannbehandlingsanlegg,» 2016.
- [15] Asplan Viak, «Anleggsteknisk gjennomføring,» Asplan Viak AS, 2019.

Plassering av de ulike bygg/konstruksjoner vises i kartet i Figur 8. Vibrasjonsgrenser for de ulike bygg/konstruksjoner innenfor 100 m hensynsone vises i Tabell 5.



Tabell 5: Vibrasjonsgrenser for nærliggende bygg/konstruksjoner beregnet etter NS8141:2001.

Bygg/ konstruksjon	Type bygg/konstruksjon	Ca. avstand (m)	Grunnforhold	Vibrasjonsgrense	
				Sprengning	Pigging
1	Bygg med rentvannbasseng	2	Antatt faste masser	40	30
2	Museum	110	Antatt faste masser	40	30
3	Museum	100	Antatt faste masser	40	30
4	Slamtank	50	Antatt faste masser	50	40
5	Museum	75	Antatt faste masser	50	40
6	Museum	90	Antatt faste masser	50	40
7	Bolighus	95	Antatt faste masser	50	40
8	Bolighus	100	Antatt faste masser	50	40
9	Råvannledning	10	Antatt faste masser	25	20
10	Tunnel	30	Berg	35	30
11	Demning	50	Berg	40	30