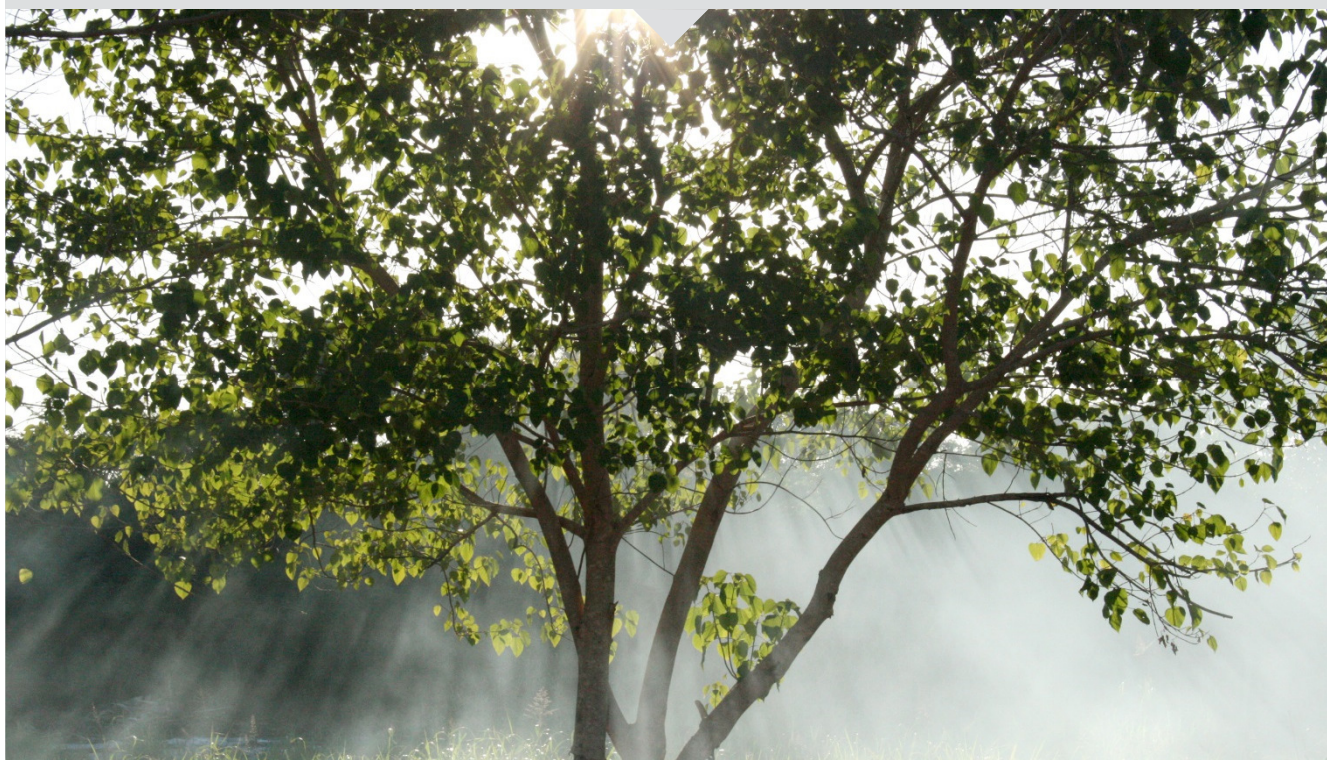


Statnett SF

Nettplan Stor-Oslo. Kabelforbindelse Sogn - Ulven

Vurdering av TBM som drivemetode



Oppdragsnr.: 5151179 Dokumentnr.: 10304-NOR-GEN-G-RE-0007 Versjon: 03A
2018-08-31

Oppdragsgiver: Statnett SF
Oppdragsgivers kontaktperson: Kjell Rønningen
Rådgiver: Norconsult AS, Vestfjordgaten 4, NO-1338 Sandvika
Oppdragsleder: Svein Storrвик
Fagansvarlig: Hanne Knudsmoen
Andre nøkkelpersoner: Freyr Pálsson, Øyvind Dammyr, Thor Skjeggedal, Arnulf M. Hansen, Tor Gundersrud

03A	2018-08-31	GJENUTGITT FOR TIDLIGFASE	HAK	OYDAM	SST
02A	2018-06-15	UTGITT FOR TIDLIGFASE	HAK	OYDAM	SST
01A	2018-06-01	UTKAST FOR KOMMENTAR	HAK	OYDAM	SST
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

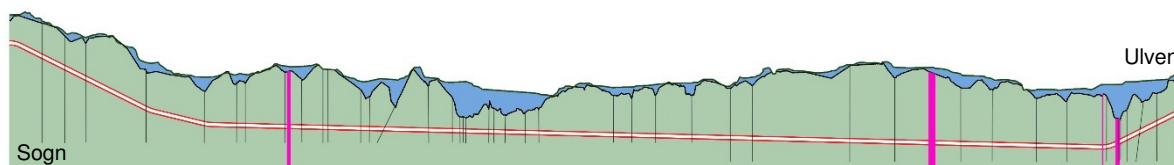
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

Sammendrag

Statnett skal oppgradere sentralnettet i Oslo, og planlegger ny trasé for 420 kV kabler i tunnel mellom Sogn og Ulven. I denne rapporten er gjennomførbarhet, fremdrift, kostnader og andre konsekvenser ved driving av tunnelen med tunnelboremaskin (TBM) vurdert. Rapporten utreder på et overordnet nivå hvilke konsekvenser driving med TBM vil kunne få for prosjektet og omgivelsene. Ved en eventuell videreføring av TBM-alternativet, vil det være behov for grundigere vurderinger av løsningene.

Tunnelens lengde blir ca. 6,4 km, og skal ha plass til to kabelsett. Det forutsettes at tunnelen i sin helhet drives i fast berg. Tunnelen vil ligge 30 – 80 meter under terreng. Terrenget over traseen er relativt jevnt, mens bergoverflaten varierer mellom å ligge i dagen og å forsvinne ned i dyprenner fylt med løsmasser av varierende tykkelse. Løsmassene i disse dyprennene består i hovedsak av marine avsetninger.

De lokale grunnforholdene gir viktige føringer for hvordan tunnelen kan bygges. Berggrunnen består av leirskifer og kalkstein i vekslende lag, med intrusivganger av syenitt, diabas og rombeporfyr som skjærer gjennom lagrekken. Bergmassens lagdeling og oppsprekking er relativt tett, og grunnforholdene er generelt gunstige for brytning av berg med TBM. Tunnelen vil passere flere forkastninger og andre svakhetssoner, og det forventes at en relativt stor andel av traseen vil ha dårlig bergmassekvalitet. Bergoverdekningen langs traseen vil variere fra kun 10-12 meter på det minste til ca. 80 meter på det meste.



Lengdesnitt langs tunneltraseen med fordeling av løsmasser (blå), svakhetssoner (sort) og intrusivganger (rosa).

Grunnvannsnivået varierer, men står ofte nær overflaten. Ved tunneldriving vil grunnvannet dreneres mot tunnelen, og poretrykket i overgangen berg/løsmasser senkes. Der det er tette leirmasser vil det kunne ta lang tid før grunnvannet kommer tilbake. Slik oppstår ofte et nedre grunnvannsnivå (i berg) og et øvre grunnvannsnivå (i løsmasser). Setninger i løsmassene oppstår når poretrykket senkes og starter en konsolideringsprosess. Prosessen starter nederst ved bergoverflaten og fortsetter sakte men sikkert oppover i leira. Totale setninger som kan forventes er avhengig av flere forhold, som egenskapene til leira, tykkelse på leirlaget, samt størrelsen og varigheten til poretrykksreduksjonen. Setningene kan medføre skade på bygninger og andre konstruksjoner og infrastruktur som veier, jernbane, t-bane-/trikkespor og VA-ledninger. Som et tiltak for å unngå senkning av grunnvannstand og poretrykk, er det satt strenge krav til maksimal permanent innlekkasje til tunnelen. For å kunne overholde kravene, samt unngå poretrykkssenkning som følge av vannlekkasje under driving, er det vurdert å være behov for systematisk forinjeksjon langs store deler av tunnelen.

Det er utført en kvalitativ vurdering av farer for tunneldrivingen, hvor sannsynlighet og konsekvens er vurdert på bakgrunn av tidligere erfaringer med tunneldriving i Oslo, og typiske utfordringer som kan forekomme ved bruk av TBM. Den største risikoen for tunneldrivingen er vurdert å være senkning av grunnvannsnivå og poretrykk, med påfølgende fare for skadelige setninger på overflaten. Basert på risikovurderingene er det valgt å legge til grunn driving med en enkeltskjoldmaskin, med installasjon av vanttett, udrenert betongutføring av tunnelprofilen. En slik maskin vil med størst mulig sikkerhet kunne håndtere lekkasjer og gi størst sikkerhet med tanke på fremdrift i prosjektet.

Basert på krav til kabelforlegning og avstand mellom kabelsett, samt plass for betongutføring, er det kommet frem til en foreløpig boret diameter på 6 meter, som er lagt til grunn ved fremdrifts- og kostnadsestimering. Dette gir et boret tunneltverrsnitt på ca. 28 m².

Tid for boring inkludert forinjeksjon og montering av betongsegmenter er beregnet til 16,2 kalendermåneder, som gir en ukentlig inndrift på i overkant av 90 meter. Beregnet boretid antas å ligge på den optimistiske siden, da det er knyttet usikkerhet til nødvendig omfang av injeksjon. Injeksjon vil være viktig for å unngå skadelig poretryksreduksjon som følge av midlertidige lekkasjer under driving. Utover boretiden vil tidskritiske aktiviteter være levering av TBM og annet utstyr, montasje av TBM og bakrigg, samt nedrigging og uttransport av TBMen. Etterarbeider og installasjoner kan først starte når TBMen er tatt ut av tunnelen. Total byggetid fra kontrahering av entreprenør til tunnelen er klar for kabelinstallasjon er beregnet til 3 år og 11 måneder.

Den totale kostnaden er anslått til ca. 858 millioner kroner. Dette utgjør bygge- og anleggstekniske entreprisestkoster for etablering av tunnelen, det vil si eksklusive byggherrekostnader til prosjektering, byggeledelse og administrasjon.

Det er utført noen innledende vurderinger av konsekvenser for ytre miljø ved tunneldrift med TBM fra Ulven. Når det gjelder støy og vibrasjoner vil det være ulemper knyttet til strukturstøy fra boring som trolig vil merkes mest for folk som bor og oppholder seg langs tunneltraseen. Boliger fundamentert på berg vil være mest utsatt. Det er sannsynlig at tillatte støygrenser vil overskrides langs strekningene med minst overdekning (30-50 meter) og der det samtidig er lite løsmasser. Ved videre utredning av TBM-alternativet må det gjøres grundigere vurderinger av hvilken strukturstøy som kan forventes i ulike områder og avstander til tunnelen.

Ved Ulven vil utfordringer med støv og støy i stor grad være knyttet til massetransport og annen trafikk til og fra anlegget. Det er anslått at uttransport av masser fra TBM-boringen vil utgjøre ca. 55-60 lastebiler med henger hver dag i fasen med tunnelboring.

Innhold

1	Innledning	7
1.1	Bakgrunn og formål	7
1.2	Kort beskrivelse av tunneltraseen	7
2	Prosjektforutsetninger	9
3	Grunnforhold	11
3.1	Utførte grunnundersøkelser	11
3.2	Topografi og løsmasser	11
3.3	Geologi og bergarter	12
3.3.1	Bergarter og antatt bergartsfordeling	12
3.3.2	Bergmassens oppsprekking	14
3.3.3	Svakhets-/knusningssoner	14
3.3.4	Spenningsforhold	14
3.4	Bergmasseklassifisering	14
3.5	Hydrogeologiske forhold og forutsetninger	15
3.5.1	Grunnvannsforhold	15
3.5.2	Setninger	16
3.5.3	Tettekrav	18
3.6	Områder hvor tunneldriving er antatt å være spesielt utfordrende	19
4	Erfaringer fra driving av nærliggende tunneler	21
4.1	Oversikt	21
4.2	VEAS-tunnelene	21
4.3	T-baneringen (Tåsen)	24
4.4	Tåsentunnelen (Ring 3)	25
4.5	Lørentunnelen	25
4.6	Lørenbanen	26
4.7	Tverrslag Sogn (kabeltunnel Smestad – Sogn)	27
5	Ingeniørgeologiske vurderinger for bruk av TBM	28
5.1	Generelt om bruk av TBM	28
5.2	Vurdering av farer og resulterende risiko for tunneldriving med TBM	30
5.3	Vurdering av vann-/bergsikringskonsept og TBM maskintype	34
6	TBM prognose og anleggstekniske vurderinger	36

6.1	Tunneltverrsnitt	36
6.2	Riggområde og arrangement ved Ulven	38
6.3	Prognose for drivetid	40
6.4	Fremdrift	41
6.5	Konsekvenser for ytre miljø	42
	6.5.1 Støy og vibrasjoner	42
	6.5.2 Støv, støy og andre forhold ved Ulven	46
	6.5.3 Bruk av tunnelmasser	47
	6.5.4 Energibrønner	47
6.6	SHA	48
7	Kostnadsoverslag	49
	7.1 Omfang og forutsetninger	49
	7.2 Usikkerhet	49
	7.3 Andre vurderte alternativer	50
8	Behov for videre arbeid/undersøkelser	51
9	Terminologi og referanser	53
	9.1 Terminologi	53
	9.2 Referanser	53

Vedlegg

VEDLEGG 1	Tunneltrasé – plan
VEDLEGG 2	Tunneltrasé – lengdesnitt
VEDLEGG 3	Fremdriftsplan
VEDLEGG 4	Kostnadsestimat (unntatt offentlighet)

1 Innledning

1.1 Bakgrunn og formål

Sentralnettet rundt Oslo ble bygget på 1950- og 60-tallet, og nærmer seg nå teknisk levealder. Det eksisterende sentralnettet dekker dagens behov, men sterk forbruksvekst de siste 20 årene har ført til at ledig kapasitet er tatt i bruk, og det er ikke rom for vesentlig vekst. Nettet må derfor fornyes for å møte morgendagens krav til forsyningssikkerhet og byutvikling. Fornyelse av kabelforbindelsen mellom Sogn og Ulven transformatorstasjoner er viktig for å nå dette målet.

Statnett har tidligere utredet å legge kablene i grøft og i boret og sprengt tunnel. Ut fra en helhetlig vurdering anser Statnett tunnel som den beste løsningen for forsyningssikkerheten og omgivelsene, og har søkt Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) om konsesjon for dette. I denne rapporten utredes etablering av tunnel med TBM (tunnelboremaskin) for fremføring av to sett á tre stykk 420 kV kabler mellom Sogn og Ulven. Rapporten tar for seg gjennomførbarhet, fremdrift, kostnader og andre konsekvenser ved driving av tunnelen med TBM. Det har ikke vært formålet med rapporten å sammenligne drivemetoder, men å utrede på et overordnet nivå hvilke konsekvenser driving med TBM vil kunne få for prosjektet og omgivelsene.

Arbeidet med utredning og rapport har pågått i tidsrommet 27. april – 15. juni 2018. Det har således ikke vært tid til detaljert å vurdere og optimalisere de ulike tekniske løsningene. Dette gjelder for eksempel vurderinger av tunneltverrsnitt og arrangement ved Ulven. Ved videre arbeid med TBM-alternativet vil det være behov for grundigere vurderinger av løsningene. Dette er også omtalt i kapittel 8.

1.2 Kort beskrivelse av tunneltraseen

Utredningen tar utgangspunkt i tunneltraseen slik den er planlagt for boret og sprengt løsning, se Figur 1. Ved Sogn er det allerede etablert et tverrslag (ca. 22 m²) ned til kabeltunnelen som drives mot Smestad. Herfra går tunneltraseen mot Ulven i en rett linje mot sørvest. Ved Tåsen vil tunnelen krysse under eksisterende Tåsentunnelen (vegtunnel, ring 3) og T-baneringen i tunnel. Ved Akerselva gjør traseen en knekk og går videre i rett linje mot Ulven. Tunnelens lengde blir ca. 6400 m.

Tunnelen vil ligge relativt dypt under bakken, og krysse under alle eksisterende tunnelanlegg i området. Avstand til terreng varierer fra ca. 30 meter ved Sogn til ca. 80 meter på det meste ved Sinsen. Fra Sogn faller traseen med ca. 10 % før den flater ut ved Tåsen, og deretter med minimumsfall 0,5 % ned til lavbrekk på ca. profil 6000 ved Hovin. Herfra får tunnelen ca. 10 % stigning opp til Ulven.

Bergoverdekningen varierer fra ca. 10-12 meter på det minste, til ca. 80 meter på det meste. Se vedlagt lengdesnitt, vedlegg 2.

Ved Ulven er det planlagt et tverrslag med permanent adkomst til tunnelen. Tverrslaget blir ca. 400 m langt fra påhugg ned til kabeltunnelen. 420 kV kablene vil føres i to borede sjakter opp til eksisterende anlegg på Ulven.



Figur 1: Korridor for kabeltunnel mellom Sogn stasjon og Ulven stasjon.

2 Prosjektforutsetninger

I det følgende er tekniske forutsetninger for utredningen av TBM-alternativet presentert. Flere av forutsetningene er ikke de samme som gjelder for tunnel Sogn – Ulven drevet ved konvensjonell boring og sprengning. Vurderinger og resultater i denne rapporten er derfor ikke direkte sammenlignbare med alternativet med sprengt tunnel.

Tunneltrasé	Utredningen skal ta utgangspunkt i den samme traseen i plan og profil som konsesjonssøkt alternativ med sprengt tunnel. Tunnelens lengde blir ca. 6,4 km. Se også avsnitt 1.2 for beskrivelse av traseen.
Tverrsnitt	<p>Tunnelen skal ha plass til to kabelsett á 3 stykk 420 kV kabler. Kablene skal installeres i vertikal forlegning, med vertikal avstand 400 – 600 mm mellom kablene. Minste avstand mellom kabelsettene skal være 3,5 meter. Dette gir plass til en skjermvegg samt 3 meter for å gjøre reparasjonsarbeid på det ene settet, mens det andre er spenningsatt.</p> <p>Ved nisjer eller andre utvidelser skal 420 kV kablene passere hengende over/i taket.</p> <p>Plass som settes av til kjørebane for driftskjøretøy skal tilpasses krav til øvrige funksjoner i tverrsnittet. Egnede kjøretøy defineres ut fra tilgjengelig kjørekasse når øvrige krav er tilfredsstillt.</p> <p>Vanndrypp på kabler og installasjoner skal ikke forekomme. Det legges til grunn at det ikke vil være behov for frostsikring i kabeltunnelen.</p> <p>Valgt tverrsnitt er omtalt i kapittel 6.1.</p>
Utvidelser	<p>Det er ikke behov for utvidelser av tunnelprofilen ved kabelskjøting.</p> <p>Det er ikke behov for snunisjer, forutsatt bruk av spesialkjøretøy med førerkabin i begge ender. Se kapittel 6.1.</p> <p>Pumpestasjon for dreisvann etableres nær tunnelens lavbrekk, i et eget bergrom. Dreisvann pumpes ut av tunnelen gjennom et borehull, og føres videre til direkte påslipp til Hovinbekken. Hovinbekken går i kulvert i det aktuelle området.</p> <p>Det skal etableres to nisjer i tunnelen for føring av fiberkabler fra tunnelen til Nydalen. De to føringsveiene skal være separate, og etableres i to vertikale borehull fra terreng ned til hver sin nisje i tunnelen. Fra topp borehull går kablene i grøft til Nydalen.</p> <p>Det skal etableres to sjakter for føring av 420 kV kablene fra kabeltunnelen til eksisterende anlegg ved Ulven. Sjaktene skal ha en boret diameter på 3 meter.</p>
Lekkasjekrav	Krav til maksimal innlekkasje til tunnelen settes likt som for sprengt tunnel. I de mest sårbare områdene er kravet maksimalt 4 liter/minutt per 100 meter

tunnel. Dette gjelder for 4950 meter av tunnelen. Langs de resterende 1450 meter er kravet maksimalt 7 liter/minutt per 100 meter tunnel. Tettekravene er begrunnet i kapittel 3.5.3.

Adkomstforhold	Det skal være permanent kjørbart adkomst til tunnelen fra tverrslag ved Sogn, som allerede er etablert i forbindelse med kabeltunnel Smestad – Sogn, og ved Ulven. Type kjøretøy må vurderes avhengig av hvilken kjørebane og høyde som blir tilgjengelig i valgt tverrsnitt.
Anleggsperiode	Støyende arbeider skal ikke skje på nattestid (mandag – lørdag) eller på søndager/helligdager. Det vil si at mellomlagring/omlasting i dagen trolig ikke vil tillates i disse tidsrom.

3 Grunnforhold

3.1 Utførte grunnundersøkelser

Det foreligger et stort omfang grunnundersøkelser i form av grunnbøringer, og i enkelte strekninger refraksjonsseismikk, for store deler av traseen fra tidligere utbyggingsprosjekter. I forbindelse med planlegging og prosjektering av tunnel etablert ved konvensjonell boring og sprenging er det utført en rekke grunnundersøkelser:

- Totalsonderinger langs deler av traseen der hvor overdekningen og type løsmasser er usikker, og der det er antatte svakhetssoner. Det er utført geotekniske undersøkelser av løsmassene flere steder.
- Refraksjonsseismiske undersøkelser ved områdene Voldsløkka – Akerselva i to omganger og ved Ulven i en omgang.
- Borehullslogging i 5 borehull mellom Ulven transformatorstasjon og Sinsen.
- Det er boret et 165 meter langt kjerne hull på skrå ved Ulven.
- Det er igangsatt et overvåkningsprogram for grunnvann, med brønner i berg og poretrykksmålere.

Eksisterende grunnlagsmaterieell samt resultater fra utførte undersøkelser danner grunnlaget for vurdering og beskrivelse av grunnforholdene i denne rapporten. Det er ikke utført grunnundersøkelser spesielt for utredning av tunnel drevet med TBM.

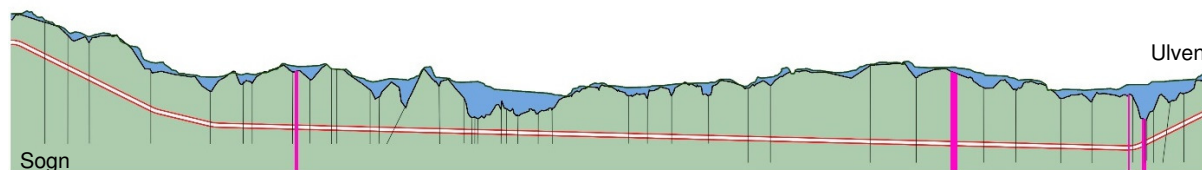
3.2 Topografi og løsmasser

Terrengtet langs tunneltraseen faller jevnt fra Sogn stasjon ned mot Ring 3 ved Tåsen. Fra krysningen under Ring 3 faller terrenget noe slakere mot Ulven. Variasjoner i terrenget i form av mindre bergrygger og forsenkninger opptrer langs tunneltraseen. Traseen ligger under en del dyprenner med løsmasser.

Løsmassene i området består av forvittringsmaterialer i og ved bergrygger, og havavsetninger av varierende tykkelse mellom disse. I området ved Akerselva består løsmassene av elveavsetninger. I enkelte dyprenner viser grunnundersøkelser at det forekommer morenemasser og elveavsetninger i bunn av disse.

Løsmassetykkelsen over tunneltraseen varierer fra blottlagt berg eller tynt forvittringslag over berg til dyprenner med opp mot 40 meter tykke løsmasser. Størst løsmasse mektighet over traseen er kartlagt på vest- og østsiden av Bakkehaugen på Tåsen, mellom Voldsløkka og Akerselva, samt rett før innføringen til Ulven.

Figur 2 og lengdesnitt i vedlegg 2 viser overdekning langs tunneltraseen, med antatt fordeling av berg og løsmasser.



Figur 2: Lengdesnitt langs tunneltraseen. Vertikale linjer angir antatte svakhetssoner og eruptivganger. Blått angir løsmasseoverdekning.

3.3 Geologi og bergarter

3.3.1 Bergarter og antatt bergartsfordeling

Bergartene langs kabeltunneltraseen tilhører Oslofeltet og består her i hovedsak av kambrosiluriske sedimentære bergarter i form av kalkstein, knollekalk og leirskifer avsatt for ca. 541 – 419 millioner år siden. De sedimentære bergartene tilhører etasjer 5b til 4a₁ i Oslofeltets kambrosiluriske lagrekke [1], se Tabell 1. Bergartslagene øst for Grefsen/Torshov er ikke kartlagte med inndeling i de forskjellige kambrosilurbergartene, men resultater av grunnundersøkelser antyder at bergmassen består av leirskifer, kalkstein og skifer med knollekalk i vekslings som tilhører etasjer 3 – 5.

De sedimentære bergartene er foldet og har lagstruktur som stryker i retning NØ-SV med varierende fall. Foldning av lagene forekommer hyppig. De sedimentære bergartene i området øverst ved Sogn er til dels påvirket av kontaktmetamorfose og har da en hard, flintaktig karakter som betegnes hornfels.

Den kambrosiluriske lagrekken gjennomskjæres stedvis av permiske eruptivganger (299 - 252 millioner år gamle) av syenittporfyr, syenitt, rombeporfyr og diabas. Eruptivgangene er ofte steiltstående, men kan også følge lagdelingen til kambrosilursedimentene. Bredden på berggangene kan variere veldig, men er ofte fra under en meter til 10 – 40 meter brede.

En del forkastninger med nordlig strøk forekommer i området, samt foldeforkastninger som følger strøket til de sedimentære bergartene.

Tabell 1: Oslofeltets kambro-siluriske lagrekke (Henningsmoen 1977)

Gruppe	Geologisk tid	Etasjer	Litologi	Tykkelse ved Oslo i meter
Ringeriksgruppen	Over silur	10	Ringerike sandstein	500
Bærumgruppen		9 a-g	Mest kalkstein	200
		8 c-d		100-130
	8 a-b	Skifer		
Under- silur	Under- silur	7	Mest kalkstein	115-150
		6		150-170
Oslogruppen	Over ordovicium	5b	Kalkrik sandstein	30
		5a	Skifer med kalk-knoller, knollekalk	100-170
		4d		
	4c			
	Mellom-ordovicium	4b	Skifer, litt kalkstein	190-235
		4aβ		
4aα				
Røykengruppen	Under ordovicium	3c	Skifer, litt kalkstein	10
		3b		10
		3a		20
		2e		45
	Over kambrium	2d		
		2c		
		2b		
	Mellom kambrium	2a	Alunskifer	20
		1d		
	Under kambrium	1c	Sandstein Basalkonglomerat	50
		1b		
		1a		
Grunnfjell				

Tunnelen vil gå gjennom vekslende lag av leirskifer, kalkstein, leirstein, sandstein og gjennomsettende ganger av syenittporfyr, diabas, rompeporfyr og mænaitt. Det er kartlagt fra utbygging av eksisterende undergrunnsanlegg og kjerneboring flere mektige eruptivganger. Det forventes å påtreffte betydelig flere eruptivganger som ikke har vært kartlagt fra før. Erfaringer fra tunneler drevet i dette området i byen tilsier at andel eruptivgangbergarter ligger mellom 6 og 14 %. Tabellen under viser antatt fordeling av bergarter langs utredet tunneltrasé.

Tabell 2: Antatt fordeling av bergarter langs kabeltunneltraseen.

Bergart	Andel	Lengde tunnel
Kambrosiluriske sedimentære bergarter, herunder i hovedsak skifer og kalkstein i veksling, knollekalk, sandstein	90%	Ca. 5760 m
Eruptivganger	10%	Ca. 640 m

3.3.2 Bergmassens oppsprekking

I de kambrosiluriske bergartene opptrer det typisk to dominerende sprekkesett med følgende beskrivelse. Et tredje sett vil forekomme i og ved nord-sør liggende forkastninger:

- 1) Lagdelingssprekker med NØ – SV strøkretning og veldig varierende fall. Disse sprekke er moderat til sterkt bølget avhengig av lokalitet. Avstand mellom lagdelingssprekkene varierer fra å være ca. 0,05 cm i oppsprukne partier til 2 - 3 m.
- 2) Sprekker på tvers av lagdelingen med strøk NV – SØ til NNV – SSØ. Disse har steilt fall. Sprekkene har ofte kalkspatfylling, og stedvis forekommer det også leirfyllinger i disse sprekke. Typisk avstand mellom tverrsprekkene varierer fra 0,05 til 3 m.
- 3) Sprekker med strøk ca. N-S, disse ligger ofte i nærhet til forkastninger med samme strøk.

Eruptive bergganger forekommer ofte som tett oppsprukne med tre sprekkesett, ett sett som følger berggangens strøkretning og ett sett som går på tvers på berggangens strøk, samt ett sett som ligger på tvers av disse to (ofte horisontalt).

3.3.3 Svakhets-/knusningssoner

Forkastnings- og sprekkesoner er tolket ved hjelp av tunnelkartlegging utført i tidligere prosjekter, flyfoto, geologiske kart fra NGU, samt utførte grunnundersøkelser. Forløp av tolkede svakhetssoner er vist på plan i vedlegg 1.

Svakhetssoner kan forekomme som forkastninger og/eller store sprekker, svakere bergarter i lagrekken, eller som oppsprukkede eruptivganger.

I tillegg til de avmerkede antatte svakhetssonene bemerkes at det erfaringsmessig vil forekomme et stort antall mindre sprekkesoner, tettere oppsprukne partier, svakhetssoner og eruptive bergganger, som ikke er avdekket ved forundersøkelser.

3.3.4 Spenningsforhold

Bergoverdekningen for kabeltunnelen varierer fra å være rundt 30 - 40 m i hver ende til ca. 50 – 80 m generelt over hele strekningen, på enkelte steder vil det kun være 10 – 12 m bergoverdekning på det minste (ved Voldsløkka). Basert på overdekningsforholdene forventes lave til moderate spenninger i berggrunnen, men grunnet kompresjon under dannelsen av den kaledonske fjellkjeden og senere vulkansk aktivitet og til slutt istid, kan spenningsbildet være komplekst. Det forventes ikke bergspenningsytringer i form av sprakefjell i tunnelsystemet.

3.4 Bergmasseklassifisering

Bergmasseklassifiseringen er basert på erfaringer fra andre fjellanlegg i området, samt tolkning av bergoverflate fra topografiske kart, flyfoto og utførte grunnundersøkelser. Bergmassen er klassifisert ved Q-metoden [2]. Tabell 3 viser antatt fordeling av Q-verdier for kabeltunnelen.

Q-systemet ble utviklet av Norges Geotekniske Institutt (NGI) mellom 1971 og 1974. Systemet er et empirisk klassifiseringssystem for bergmasser med hensyn til stabilitet av tunneler og bergrom. Q-verdien kan brukes for klassifisering av bergmassen rundt tunneler og bergrom og for feltkartlegging. Q-verdien for en bergmasse er basert på seks parametere, som til sammen angir bergmassens kvalitet. De forskjellige Q-verdiene relateres til forskjellige typer permanent sikring gjennom et skjematisk sikringsdiagram. Dette betyr at gjennom å beregne Q-verdien er det mulig å finne type og

mengde sikring som tidligere er brukt i bergmasser med lignende kvaliteter. Q-systemet kan derfor brukes som en retningslinje for å estimere nødvendig bergsikring og til dokumentasjon av bergmassens kvalitet.

Tabell 3: Bergmasseklassifisering med antatt fordeling av bergmasseklasser for kabeltunnelen.

Q-verdi	Bergmassekvalitet	Andel av tunnel
$4 < Q < 10$	C (middels)	38 %
$1 < Q < 4$	D (dårlig)	40 %
$0,1 < Q < 1$	E (svært dårlig)	20 %
$Q < 0,1$	F – G (ekstremt til eksepsjonelt dårlig)	2 %
		100 %

Det er knyttet usikkerhet til prosentfordelingen i de forskjellige klassene da den er basert på skjønsmessig vurdering av både utførte grunnundersøkelser og erfaringer fra fjellanlegg i området. Det forventes at tunnelen treffer flere svakhetssoner og spesielt eruptive bergganger, enn det som er tolket fra grunnundersøkelser og eksisterende grunnlagsmateriale. I Tabell 3 er det forsøkt å ta hensyn til denne usikkerheten.

3.5 Hydrogeologiske forhold og forutsetninger

3.5.1 Grunnvannsforhold

Planlagt kabeltunnel ligger under grunnvannsnivå og tunnelen kan således føre til drenering av grunnvann fra berggrunnen og overliggende løsmasser. Drenering av grunnvann kan føre til flere negative miljømessige påvirkninger, spesielt i sårbare områder. Bergmassen er normalt å betrakte som mye mer permeabel enn de marine løsmasseavsetningene i Oslo. Ved vurdering av påvirkning fra tunneldriving omtales derfor ofte to grunnvannsnivåer: 1. Ett *nedre nivå* i bunn av eller under løsmassene, som vil påvirkes relativt raskt av drenasje til tunnel, og 2. Ett *øvre nivå* (*hengende grunnvannsnivå*) i selve løsmassene, som vil påvirkes relativt sakte som følge av lav permeabilitet i løsmassene og naturlig infiltrasjon fra overflaten. Reduksjon av det øvre grunnvannsnivået tar ofte lenger tid, men vil kunne medføre flere uheldige konsekvenser slik som for eksempel påvirkning på vannforhold i vann/vassdrag og plante/dyreliv som er avhengig av det øvre grunnvannsnivået, eksponering av treflåtefundamenter (oksygen → forråtnelsesprosess), og eksponering av alunskifer til oksygen (forvittringsprosess → svelling – sur avrenning, med videre utfordringer for eksempelvis fundamentering). I denne rapporten fokuseres det hovedsakelig på utfordringer knyttet til reduksjon av det nedre grunnvannsnivået siden dette er mest sensitivt i forhold til setningsproblematikk. Setningsfare er vurdert å være dimensjonerende i forhold til nødvendig vanntetting av tunnelen.

Det er ved oppsprukne soner, svakhetssoner og eruptivganger i berggrunnen det forventes at den hydrauliske ledningsevnen er størst. I slike områder forventes potensialet for innlekkasjer av grunnvann til kabeltunnelen å være stort under driving, men også etter driving av tunnelen dersom vanntettingen ikke har vært vellykket. I områder hvor den hydrauliske ledningsevnen ikke er spesielt stor, men hvor man har vedvarende innlekkasjer til tunnelen, kan også dette føre til grunnvannssenkning i berg og poretrykksreduksjon i overliggende løsmasser. Poretrykksreduksjon vil kunne føre til konsolideringssetninger i løsmassene (se kapittel 3.5.2), som videre kan føre til skade

på bygninger og andre konstruksjoner (eksempelvis bruer) og infrastruktur (eksempelvis vegger, jernbanespor, t-bane- og trikkespor, og VA-ledninger).

Det er viktig å være klar over at selv små lekkasjemengder kan være nok til å senke grunnvannstand og poretrykk, og det vil være knyttet usikkerhet til hvor lang tid det tar før grunnvannsnivå og poretrykk kommer tilbake til opprinnelig nivå. Det er også mulig at opprinnelig nivå for grunnvann ikke oppnås uten kunstige tiltak slik som vanninfiltrasjon. Drenasje av mer permeable løsmasselag, som stedvis er avsatt på bergoverflaten rett under de mer tette marine løsmasseavsetningene i Oslo, muliggjør reduksjon av poretrykk over store avstander (flere hundre meter) fra tunnelen. I dette prosjektet vil tunnelen ligge dypt og generelt dypere enn andre tunneler og bergrom i samme område.

Influensområdet til tunnelen vil således være stort. Den relativt store trykkforskjellen (mellom teoretisk grunnvannstrykk og atmosfærisk trykk i tunnelen) vil være større enn for de fleste andre tunneler og berganlegg som ligger nærmere overflaten i samme område. Dette fører til et større innlekkasjepotensial og således behov for strengere krav til vanntetting enn om tunnelen hadde ligget nærmere overflaten. Det vises for eksempel til erfaringer presentert i [3] fra Romeriksporten.

3.5.2 Setninger

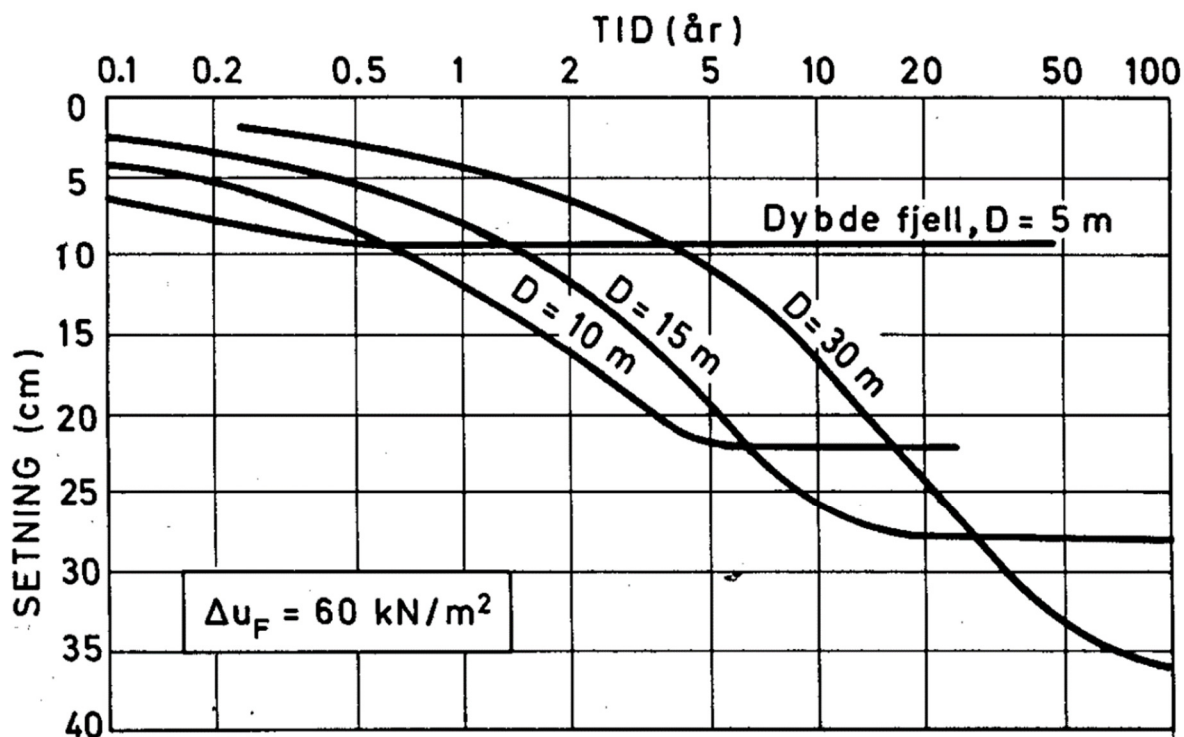
Setningspotensialet er størst i områder med tykt løsmassedekke med høyt leirinnhold, der det også står grunnvann i løsmasser som ikke har vært konsolidert/drenert fra før. Store deler av traseen går under soner med stedvis stor løsmassemektighet i finkornige marine løsmasser, der det er fare for setninger ved moderat senkning av poretrykk (1-3 meter).

Hele området over traseen er karakterisert av bybebyggelse, med bygningsmasse som spenner fra lave eneboliger til blokkbebyggelse på opptil 8 etasjer. Små til moderate setninger (0-10 cm) forventes å ha lite skadepotensial for lave bygninger som eneboliger, men kan innebære stort skadepotensial for blokkbebyggelse. Dette må derfor anses som den mest kritiske sårbarhetsfaktoren i forbindelse med poretrykkssenkning i løsmassene.

Større veier og jernbane/t-bane krysser også traseen på flere steder, og små til moderate setninger (0-10 cm) kan ha stor konsekvens for disse.

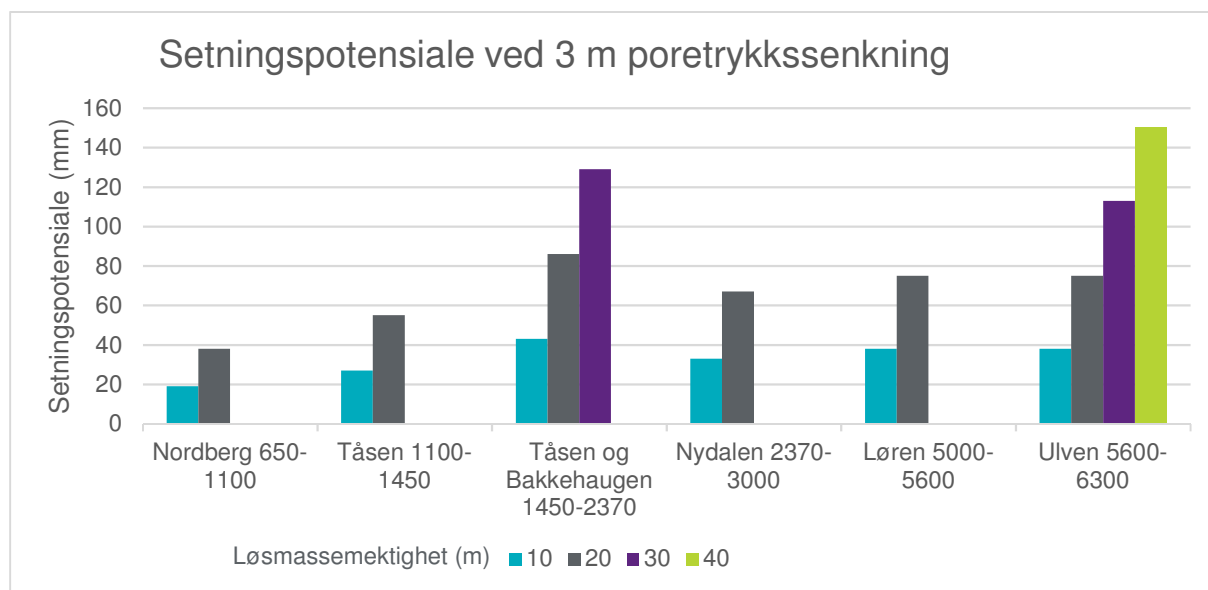
Poretrykksendringer i berg og i løsmassene nærmest bergoverflaten vil være første indikator på fare for setninger. Permeabiliteten i leirmassene er ofte lav, og det kan ta lang tid før en påvirkning av grunnvannsnivået i leirmassene kan måles (øvre grunnvannsnivå). Konsolidering av leirmassene som følge av utdrenering av grunnvann til tunnelen vil således kunne pågå i lang tid, og følgelig vil også utvikling av setninger på overflaten kunne pågå i lang tid (flere år – tiår) etter at tunneldrivingen er ferdig så lenge ikke poretrykkene kommer opp til eller nær opprinnelige nivåer.

Ved vurdering av setningsfare er det vanlig å se på det totale setningspotensialet ved en permanent poretrykkreduksjon, men det er også viktig å vurdere setningsfaren ved en midlertidig senkning av poretrykket. Figur 3 illustrerer setningsutvikling som følge av tid og løsmassenes mektighet. Der det er liten løsmassedybde til berg vil setningene typisk påløpe raskere enn der det er større dybder, men til gjengjeld vil totalsetningen være forholdsmessig liten. Skadevirkninger av setninger kommer an på en rekke forhold, men skjevsetninger (differensialsetninger) er spesielt skadelig. Med referanse til krav satt av flere statlige byggherrer i forbindelse med store prosjekter i Osloområdet de siste tiårene [3] vil typisk maksimal tillatt totalsetning ikke være mer enn 1-2 cm.



Figur 3: Illustrasjon av setningsutvikling over tid ved en poretrykksreduksjon på 6 meter, hentet fra [3].

I forbindelse med kabeltunnelprosjektet har fundamenteringsmetoder for flere bygg blitt kartlagt [4]. Det fremkommer at bygg ved Ulvenområdet ofte er direktefundamentert, noe som gjør de spesielt utsatt for setninger. Basert på foreliggende grunnundersøkelser er det utført beregning av maksimalt setningspotensiale [5] for de forskjellige delene av traseen. Grunnlaget for beregningene er usikkert, og det må derfor påregnes at setningene gjerne kan bli dobbelt så store som beregningene tilsier. Figur 4 illustrerer maksimalt setningspotensiale langs traseen fordelt på områder. Det kan være kun deler av traseen innenfor hvert område som vil ha et stort setningspotensial, dvs. hvor setninger er forventet å kunne være av betydning. Setninger er vist for en poretrykksenkning på 3 meter og varierende leirmektighet under grunnvannsnivået. Det kan observeres at setningspotensialet varierer innenfor leirmektigheter av lik størrelse og at setningspotensialet som forventet øker med økende leirmektighet.



Figur 4: Potensielle setninger ved en poretrykkssenkning på 3 m avhenging av leirmektheten under grunnvannstand. Sammenstilt basert på [5].

3.5.3 Tettekrav

Tettekrav for de ulike delene av kabeltunnelen er vurdert ut fra en kombinasjon av setningsproblematikk, miljøelementer og ødeleggelse/effektreduksjon i energibrønner. Setningsproblematikk anses som viktigst for fastsettelse av tettekrav, ettersom setningsskader på bygninger og vei/bane kan ha store konsekvenser og være svært kostbart å utbedre.

Ved analyser av tidligere urbane tunnelprosjekter i Oslo-området [3] er det sett på sammenheng mellom lekkasje og poretrykkssenkning ved berg rett over tunnelanlegg, som kan danne grunnlag for valg av tettekrav. Erfaringer viser at hvis man skal være rimelig sikker på at et tunnelanlegg ikke påvirker poretrykket i omkringliggende dyprenner, må lekkasjen være mindre enn ca. 2 – 4 l/min pr. 100 meter tunnel. Det innebærer i praksis at det knapt kan være noen synlige drypp eller rennende lekkasjer i tunnelen.

Videre er det ved fastsettelse av tettekrav viktig å ta hensyn til hvordan poretrykket forventes å variere med avstand fra tunnelen. Erfaringsmessig vil poretrykket avta tilnærmet lineært med avstanden fra tunnelaksen, tilsvarende en reduksjon på typisk 2 meter for hver 100. meter avstand fra tunnelaksen. Ved en innlekkasje på maksimalt 7 l/min pr. 100 meter tunnel vil man kunne forvente poretrykkssenkning i bunn av dyprenner i maksimalt 300 meters avstand fra tunnelen [3].

Kabeltunnelen og tverrslag ved Ulven er delt inn i to tetteklasser for permanent situasjon, 1 og 2, der klasse 1 angir moderat sårbarhet med et tettekrav på 7 l/min/100 meter tunnel, og klasse 2 angir høy sårbarhet med tettekrav på 4 l/min/100 meter tunnel, se Tabell 4 og Tabell 5. For ca. 5 km av tunnelens lengde er det satt et tettekrav på 4 l/min/100 meter tunnel. I tillegg kommer nedre del av tverrslaget ved Ulven som har tilsvarende strengt krav. For resterende del av tunnelen, ca. 1500 meter, er tettekravet satt til 7 l/min/100 meter tunnel.

Et lekkasjekrav på 4 l/min/100 meter er meget strengt og tilsvarer kun 0,07 l/s fordelt over disse 100 meterne. En så liten lekkasje vil i praksis ikke være målbar, selv ved et omfattende sonderboringsprogram.

Tabell 4: Tettekrav for kabeltunnel Sogn – Ulven.

Klasse	Fra profil	Til profil	Begrunnelse	Tettekrav (l/min/100 m tunnel)
1	0	700	Liten løsmassemektighet, moderat setningspotensial, høy brønntetthet, høy permeabilitet	7
2	700	1600	Stort setningspotensial, mye infrastruktur (veg/bane), tverrslag, høy permeabilitet	4
1	1600	1900	Moderat setningspotensial	7
2	1900	4300	Stort setningspotensial, høy bebyggelse, fare for skjevsetninger	4
1	4300	4750	Liten løsmassemektighet, moderat setningspotensial	7
2	4750	6400	Svært variabel løsmassemektighet, fare for skjevsetninger, høy bebyggelse, mye infrastruktur, miljøelementer knyttet til Hovindammen	4

Tabell 5: Tettekrav for tverrslag ved Ulven.

Klasse	Fra profil	Til profil	Begrunnelse	Tettekrav (l/min/100 m tunnel)
-	0	200	Antatt drenert bergmasse. Krav kun knyttet til driftsforhold i tunnelen.	20
2	200	435	Variabel løsmassemektighet, fare for skjevsetninger, høy bebyggelse, mye infrastruktur, miljøelementer knyttet til Hovindammen.	4

Tettekravet langs tunneltraseen gjelder i utgangspunktet for permanent situasjon, men det vil også være meget viktig å unngå nevneverdige lekkasjer med påfølgende poretrykksfall under driving som følge av lekkasjer på/igjennom stuff. Selv små vanskelig observerbare lekkasjer vil kunne redusere poretrykket ved bergoverflaten betraktelig og starte setningsutvikling i løsmassene. Innlekkasjer kan for eksempel oppstå ved subhorisontale eller langsgående sprekker, som følger tunnelen over en lengre strekning, eller ved kryssing av brede og vannførende eruptivganger eller sprekkesoner i berget. Subhorisontale sprekker (helning mindre enn ca. 30°) kan gi stor innlekkasje av grunnvann dersom de forekommer i tunnelhøyde, og er ofte vanskelige å oppdage ved sonderboring fra stuff. Ved grunnundersøkelser utført for kabeltunnelen er det på strekningen mellom Sinsen og Ulven boret og logget fem brønner i berg, der blant annet retning og helning på sprekker, sprekketetthet og vanninnstrømning er kartlagt. Resultatene viser at det opptrer flere slike sprekker med helning mellom 0° og 23°.

3.6 Områder hvor tunneldriving er antatt å være spesielt utfordrende

Kabeltunnelen drives igjennom flere svakhetssoner som har utfordrende grunnforhold med tanke på bergmassekvalitet og innlekkasje av vann. De områdene som forventes å bli mest utfordrende drivemessig, er spesielt omtalt her. Felles for strekningene er at de vil kreve grunnundersøkelser ved stuff. Videre antas sonene å ha høy hydraulisk konduktivitet, og det vil derfor være viktig å planlegge tunneldriving på disse strekningene nøye for å unngå potensielle poretrykksendringer.

Dyprenne vest for Bakkehaugen, Tåsen (profil 2070-2180)

Her ligger det en ca. 30 meter dyp dyprenne fylt med løsmasser mellom to bergrygger. Det er tolket en ca. 40 meter bred svakhetssone i berg under dyprenna. Det forventes behov for tung bergsikring og systematisk forinjeksjon ved driving igjennom sonen.

Strekning Akerselva – Voldsløkka (profil 2350-2950)

Kabeltunnelen vil drives på tvers under en ca. 600 meter bred dyprenne fylt med løsmasser mellom Akerselva og Voldsløkka, ca. 40 – 50 meter under terreng. Kabeltunnelen har på denne strekningen varierende bergoverdekning mellom ca. 11 og 30 meter. I dette området er det tolket flere svakhetssoner i berggrunnen og det antas generelt dårlige bergforhold langs hele strekningen. Løsmassene i dyprenna er setningsømfintlige. Det forventes behov for tung bergsikring og systematisk forinjeksjon ved driving igjennom sonen.

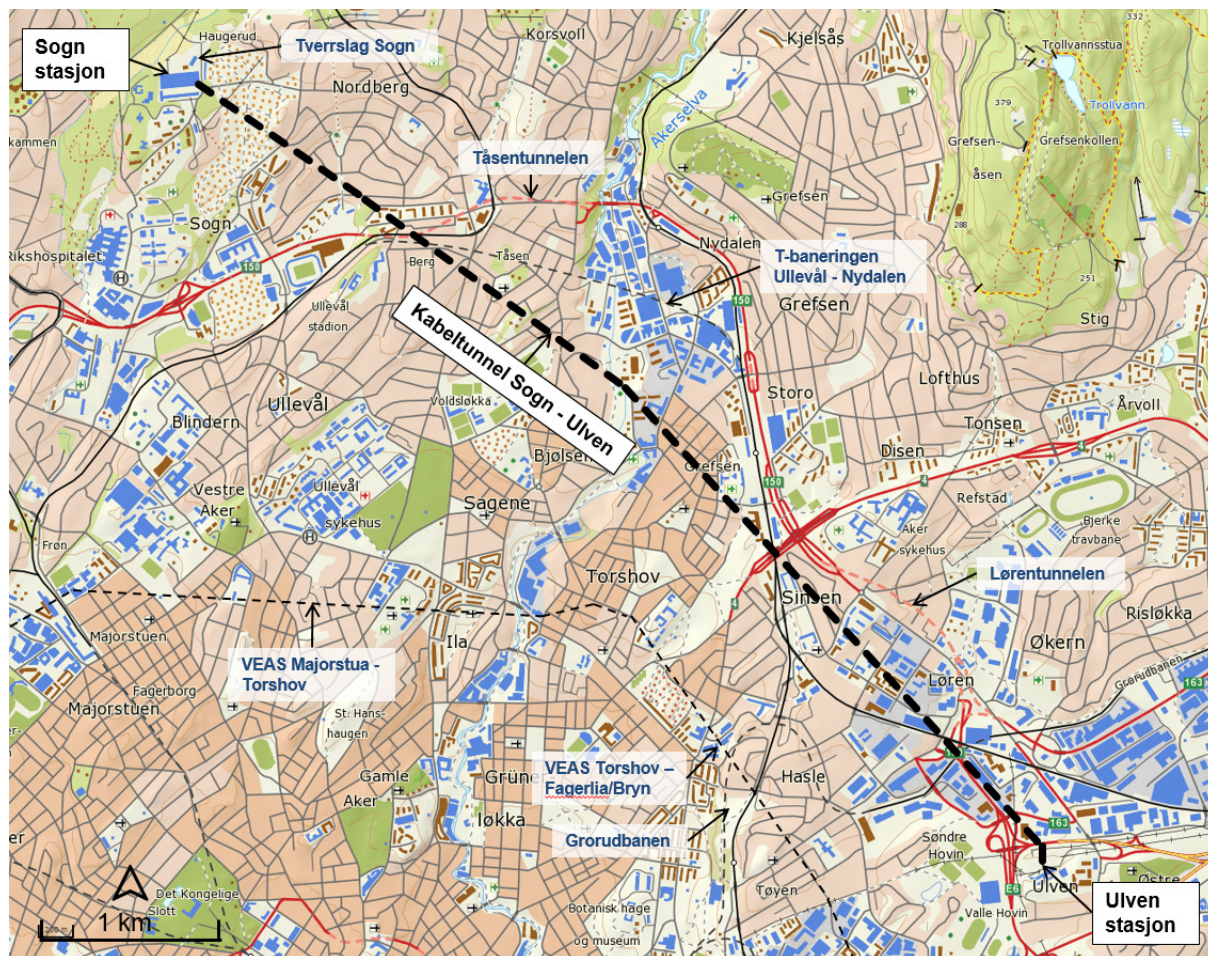
Område ved Hovin – Ulven (profil 5990-6330)

Retten før innføring til Ulven stasjon ligger det en ca. 340 meter bred løsmassefylt dyprenne med maksimal mektighet på ca. 40 meter. Det er registrert to fremtredende søkk i bergoverflaten under dyprennen. I bunn av det ene søkket ligger det en ca. 20 meter bred, sterkt oppsprukket eruptivgang av syenittporfyr med oppsprukket sideberg. I tillegg er det her tolket to ca. 10 – 15 meter brede svakhetssoner i bergmassen under dyprennen. I disse sonene forventes det behov for tung bergsikring og systematisk forinjeksjon ved driving.

4 Erfaringer fra driving av nærliggende tunneler

4.1 Oversikt

I Figur 5 er eksisterende tunnelanlegg i nærhet til kabeltunnelen mellom Sogn og Ulven vist. I det følgende er de viktigste kjente erfaringene som kan ha betydning for utredning av TBM-drift oppsummert. Av disse tunnelene ble kun VEAS-tunnelen drevet med TBM, de øvrige ble sprengt.



Figur 5: Oversikt over eksisterende tunnelanlegg på strekningen Sogn – Ulven.

4.2 VEAS-tunnelene

I perioden 1973 til 1984 ble det for Vestfjorden Avløpsselskap (VEAS) og Oslo vann- og avløpsverk drevet i alt 42 km med kloakktunneler på strekningen fra Bryn i Oslo til Slemmestad på grensen mellom Asker og Røyken kommuner. 38 km av strekningen ble drevet med tunnelboremaskin, med diameter fra 3 til 3,5 meter. TBMene var av type «Gripper/Main beam TBM» (se forklaring i kapittel 5.1), der det utføres konvensjonell bergsikring rett bak kutterhodet. Det var ikke planlagt vanntett utstøpning av tunnelene.

Kravene til begrenning av innlekkasjer i tunnelene varierte, men for betydelige strekninger var det nødvendig å utføre tetting i form av forinjeksjon for å unngå senkning av poretrykk i løsmasser.

Den første strekningen som ble bygget var mellom Majorstuen og Lysaker, med en 3,15 meter i diameter TBM. Denne maskinen viste seg å ikke ha god nok tilgang til tunnelstufen for å få utført tilstrekkelig forinjeksjon av berget. Omfattende etterinjeksjon ble utført, men det var likevel ikke mulig å unngå skader på bygninger på overflaten, forårsaket av senkning av poretrykk i løsmassene.

Etter erfaringene fra strekningen Majorstuen – Lysaker ble det innført strenge krav til vanntetting (forinjeksjon). For de øvrige strekningene ble det derfor benyttet utstyr som var bedre egnet for forinjeksjon av tunnelene. Hovedutfordringen var å få plassert et tilstrekkelig antall injeksjonshull og hull med riktig retning. Vanligvis ble det utført forinjeksjon med en enkelt injeksjonsskjerm omtrent hver 20. meter. På noen strekninger under Oslo sentrum med vanskelige grunnforhold var det behov for doble injeksjonsskjermer, og dermed kortere strekninger med boring mellom skjermene [6].

Larsen [7] har beskrevet driftserfaringer fra strekningene Majorstua – Torshov og Torshov – Fagerlia (Bryn), som ble boret med to Bouyges-maskiner (TBM). Dette er de strekningene av VEAS-tunnelene som ligger nærmest planlagt kabeltunnel mellom Sogn og Ulven, se Figur 5. Borekapasiteten er oppgitt til 1,2 – 2,5 m/maskintime, se Tabell 6. Utnyttelsesraten er definert som forholdet mellom maskintimer og timer tilgjengelig for driving i løpet av en syklus, inkludert skiftbytte og all nødvendig stopptid. Tid medgått for injeksjon er ikke oppgitt.

Eruptivganger er oppgitt til å representere 10-15 % av tunneltraseen, og utgjorde i mye større grad en utfordring for TBM-maskinene enn de sedimentære bergartene [7]. Nøkkeltall for de mekaniske egenskaper til bergartene er gitt i Tabell 7.

Tabell 6: Borekapasitet / inndrift, for VEAS-tunnelen, Majorstua – Torshov og Torshov – Fagerlia [7].

Inndrift	Kalk/leirskifer	Eruptivganger
Gjennomsnittlig inndrift pr. maskintime, målt på drivesykluser á 20 meter.	1,8 m	1,2 m
Maksimal inndrift pr. maskintime, målt på drivesykluser á 20 meter.	2,5 m	
Gjennomsnittlig inndrift pr. skift	9 m	4 m
Maksimal inndrift pr. skift	12 m	
Utnyttelsesrate	62 %	47 %

Tabell 7: Nøkkeltall for bergartene i VEAS-tunnelene på strekningen Majorstua – Torshov – Fagerlia [7].

Bergmekanisk egenskap	Kalk/leirskifer	Eruptivganger
Punktlastindeks Is 32, parallelt lagdelingen (MPa)	2,7 – 3,2	10,8 – 18,6
Enakset trykkfasthet (MPa)	50 – 80	150 – 250
Hardhet (Cherchar)	10 – 30	80 – 200
Cherchar abrasivitet indeks (CAI)	0,1 – 1,0	2,4 – 3,9

På strekningen Torshov – Fagerlia går VEAS-tunnelen parallelt med planlagt kabeltunneltrase mellom Torshov og Ulven. Denne strekningen ble drevet fra et tverrslag ved Ola Narr, med én stoff mot Torshov og én stoff mot Fagerlia (Bryn). Maskinen var en TBM med diameter 3,0 meter. Opplegget for injeksjon var 12 hull jevnt fordelt langs omkretsen med 24 meter hullengde og 4 meter overlapp mellom skjermene. Det ble hovedsakelig injisert med sementbasert injeksjonsmiddel, med 20-40 bar overtrykk. Stedvis måtte man benytte doble skjermene for å oppnå tilstrekkelig tett tunnel [8].

På grunn av til dels store injeksjonsmengder ble det satt en begrensning på maksimalt 7500 kg sement pr. injeksjonsskjerm. Tabell 8 og Tabell 9 viser medgåtte mengder til forinjeksjon og etterinjeksjon.

Tabell 8: Utførte mengder forinjeksjon i VEAS-tunnelen på strekningen Torshov – Fagerlia (Bryn) [8].

Strekning	Borhull		Sement		Kjemisk	
	m	m/lm	kg	kg/lm	l	l/lm
Torshov – Ola Narr (1712 m)	54 029	31,6	1 121 300	655	310 200	181,2
Ola Narr – Fagerlia (2404 m)	71 770	29,9	1 410 825	587	412 238	171,5

Tabell 9: Utførte mengder etterinjeksjon i VEAS-tunnelen på strekningen Torshov – Fagerlia (Bryn) [8].

Strekning	Borhull		Sement		Kjemisk	
	m	m/lm	kg	kg/lm	l	l/lm
Torshov – Ola Narr (1712 m)	5 400	3,2	46 375	27,1	-	-
Ola Narr – Fagerlia (2404 m)	3 040	1,3	37 450	15,6	-	-

Effekten av injeksjonsarbeidet på strekningen Torshov – Fagerlia ble registrert ved måling av innlekkasjer til tunnelen, og ved poretrykkmålinger i løsmassebassengene over tunnelen. Etter avsluttede arbeider ble det målt en innlekkasje på 1,5 l/min/100 meter tunnel. Det ble ikke registrert senkning av poretrykk hverken under driving eller etter ferdigstilling av tunnelen.

På strekningen Majorstua – Torshov ble det boret med samme type TBM og tilsvarende injeksjonsopplegg. På første del av strekningen lot det seg ikke gjøre å injisere tilstrekkelig tett, slik at det ble satt inn vanninfiltrasjonsanlegg ved to lokaliteter. Det ble besluttet å støpe ut flere partier med vannrett betong langs de første 750 meter av tunnelen fra Majorstua. Vanninfiltrasjonen ble avsluttet etter at tunnelen var støpt ut. Etter avsluttet driving og tettestarbeid ble gjennomsnittlig innlekkasje på denne strekningen målt til ca. 2,5 l/min/100 meter. Poretrykk ble også målt, og viste ingen endring etter avsluttet tetting. På strekningen Majorstua – Jessenløkka har imidlertid poretrykkene sunket mellom 1 og 3 meter i enkelte områder, men har senere stabilisert seg 1-3 meter under referanseverdien. Ved store løsmassebassenger, som i Majorstuaområdet, har setninger pågått i svært lang tid, mer enn 10 år, med relativt jevn setningshastighet. Poretrykksreduksjonene har gitt begrensede setningsskader på bebyggelse.

Selv om setningsskader ikke helt ble unngått, må det i forhold til den totale tunnallengden kunne sies at resultatet den gangen ble vellykket.

Tabell 10 viser medgåtte mengder ved for- og etterinjeksjon på strekningen Majorstua – Torshov.

Tabell 10: Utførte mengder for- og etterinjeksjon i VEAS-tunnelen på strekningen Majorstua – Torshov (3015 m) [8].

Strekning	Borhull		Sement		Kjemisk	
	m	m/lm	kg	kg/lm	l	l/lm
Majorstua – Torshov Forinjeksjon	90 374	30,0	396 650	131,6	536 000	177,8
Majorstua – Torshov Etterinjeksjon	11 635	3,9	63 240	21,0	67 527	22,4

Erfaringer fra VEAS-tunnelene viser at permeabiliteten i uforvitrede kalk- og leirskifre ligger på i størrelsesorden 0-2 Lugeon, mens forvitret eller oppsprukket leir/kalkstein ligger mye høyere, i størrelsesorden 1-100 Lugeon. I eruptivganger og enkelte overgangssoner kan permeabiliteten være opp til 140 Lugeon. For definisjon av Lugeon, se kapittel 9.1.

4.3 T-baneringen (Tåsen)

Første etappe av T-baneringen fra Ullevål stadion til Storo omfatter en 1240 m lang bergtunnel med tverrsnitt 65 m². Tunnelen var ferdig drevet i januar 2002. Beliggenhet i forhold til kabeltunnelen er vist i Figur 5.

Berggrunnen består av kambrosiluriske sedimentære bergarter som stedvis er gjennomskåret av eruptivganger, tilsvarende bergarter som planlagt kabeltunnel vil påtreffes. Bergoverdekningen langs traseen varierer fra 5 til 25 meter. Tunnelen går under tettbygd strøk, med en del av bebyggelsen fundamentert enten direkte på løsmasser eller dels på løsmasser og dels på berg.

Kabeltunnelen vil krysse T-baneringens strekning Ullevål – Nydalen mellom profil 1550 og 1600 og med vertikal avstand ca. 30 meter.

Kravene til begrenning av innlekkasje varierte for de ulike tunnelseksjonene fra 7 til 14 l/min/100 meter tunnel. For seksjonene med strengest krav var det forutsatt systematisk forinjeksjon. I praksis ble det utført systematisk forinjeksjon på størstedelen av tunnelstrekningen.

Det ble brukt skjermelengder på 21 og 24 meter. Både vanlig industrisement og mikrosegment ble benyttet. Injeksjonstrykket har vanligvis ligget i intervallet 40 - 50 bar, men det ble også tidvis benyttet trykk i størrelsesorden 70 - 80 bar i starten på injeksjonen for å få startet masseinngangen.

Følgende gir noen nøkkeldata for tunnelen:

- Sementforbruk: 32,6 kg/boremeter
- Sementforbruk: 1960 kg/m tunnel
- Sonder- og injeksjonshull: 60,2 boremeter/m tunnel
- Injeksjonstid: 1,78 timer per m tunnel
- Forbruk industrisement: 857 164 kg
- Forbruk mikrosegment: 1 270 278 kg
- Forbruk mikrosilica: 273 252 kg

Oppnådd tetthet av tunnelen ble meget bra, med en registrert innlekkasje på 4,3 l/min/100 meter tunnel.

Bergkvaliteten i T-banetunnelen varierer mellom svært dårlig (Q-verdi 0,1 – 1,0), dårlig (Q-verdi 1 – 4) og middels (Q-verdi 4,0 – 10), med fordeling som vist i Tabell 11.

Tabell 11: Q-verdier registrert i T-baneringen [10].

Q-verdi	Bergklasse	% tunnel
0,1 – 1	E - Svært dårlig	29 %
>1	D – Dårlig til middels	71 %

4.4 Tåsentunnelen (Ring 3)

Tunnelen er en veitunnel på Ring 3 bestående av to parallelle løp, hvert med tverrsnitt 65 - 80 m² og lengder på 933 og 937 meter. Tunnelen ble bygget i 1997-98. Tunnelløpene går med begrenset overdekning i et tettbygd område, og krysser under et par leirfylte dyprenner.

Kabeltunnelen mellom Sogn og Ulven vil krysse under Tåsentunnelen ved ca. profil 1500 – 1590 og vil også krysse den samme dyprennen som man har erfaring med fra Tåsentunnelen. Se Figur 5 og vedlegg 2.

Lekkasjekravene var 10 l/min/100 meter på seksjoner med systematisk forinjeksjon, og 15 - 20 l/min/100 meter ellers i tunnelen. Oppnådd resultat er oppgitt til 25,7 l/min/100 meter, og det ble behov for permanente vanninfiltrasjonsbrønner.

Det ble sonderboret systematisk foran stuff, og beslutning om forinjeksjon ble truffet på grunnlag av utlekkasje fra sonderhullene. Sonder- og injeksjonshull ble vanligvis boret 24 m. Til injeksjonen ble det brukt industrisement (Rapid fra Norcem). Injeksjonstrykket lå vanligvis på 25 - 35 bar, men på enkelte skjærmer ble det brukt trykk på 40-45 bar.

De største problemene med både stabilitet og tetting var knyttet til kryssing av oppsprukne, sterkt vannførende eruptivganger.

Forbruket av sement til injeksjonen er i gjennomsnitt for begge tunnel-løp oppgitt til:

- 24 kg/m injeksjonshull
- 26 kg/m² injisert tunnelflate

Under driving av tunnelen ble grunnvannet i området senket, og vanninfiltrasjonsbrønner ble installert for å opprettholde grunnvannsstanden.

Bergkvaliteten i Tåsentunnelen varierer mellom svært dårlig (Q-verdi 0,1 – 1,0), dårlig (Q-verdi 1 – 4) og middels (Q-verdi 4,0 – 10), med fordeling vist i Tabell 12.

Tabell 12: Q-verdier registrert i Tåsentunnelen [9].

Q-verdi	Bergklasse	% tunnel
0,1 – 1	E - Svært dårlig	30 %
1 – 4	D - Dårlig	56 %
4 – 10	C - Middels	14 %
Andel eruptive ganger	-	18 %

4.5 Lørentunnelen

Lørentunnelen er en del av Ring 3 i Oslo og ligger mellom Økern og Sinsen. Planlagt kabeltunnel vil ligge parallelt med Lørentunnelen på strekning ca. 4600 – 5400, se Figur 5.

Tunnelen består av to parallelle bergtunneler, ca. 915 meter lange. Tunnelene ble bygget fra september 2009 og ble åpnet for trafikk i oktober 2013. Lørentunnelen er drevet i kambrosiluriske bergarter. Bergoverdekning over tunnelen varierer mellom ca. 20 meter og ned til 6 – 8 meter ved en dyprenne og i påhuggsområder. Kabeltunnelen vil krysse under samme dyprenne ved ca. profil 5250.

Lekkasjekrav for tunnelen var 7-10 l/min per 100 meter samlet for begge tunnelløpene. Hele tunnelløpet ble systematisk forinjisert med vellykket resultat. Generelt var det satt sluttrykk på 40 – 80

bar på forinjeksjonen. Totalt ble det boret 220 678 meter med injeksjons- og kontrollhull og brukt 4 970 tonn injeksjonsmiddel. Noe som gir ca. 2,7 tonn injeksjonsmiddel per tunnelmeter og 22,5 kg injeksjonsmiddel per boremeter injeksjonshull.

Det ble brukt både rapidsement og microsement ved injeksjonen, med v/c tall i spennet 1,0 – 0,5. Ved bruk av microsement ble det brukt styrt hedring. Det ble erfart at microsement hadde bedre inntrengning i injeksjonshullene mens rapidsement hadde mer tendens til å bare fylle opp injeksjonshullet [11].

Bergkvaliteten i Lørentunnelen varierer mellom svært dårlig (Q-verdi 0,1 – 1,0), dårlig (Q-verdi 1 – 4) og middels (Q-verdi 4,0 – 10), med fordeling som vist i Tabell 13. En stor del av tunnelen er karakterisert som bergklasse E – svært dårlig, dette delvis pga. dagfjell der tunnelen har liten bergoverdekning.

Tabell 13: Q-verdier registrert i Lørentunnelen [12] og [14].

Q-verdi	Bergklasse	% tunnel
0,1 – 1	E - Svært dårlig	30 %
1 – 4	D – Dårlig	56 %
4 – 10	C – Middels	14 %

4.6 Lørenbanen

Lørenbanen er en ny T-banestrekning fra Grorudbanen, mellom Hasle og Økern, til Ringbanen ved Sinsen. Lørenbanen åpnet i 2016. Tunnelen er for det meste bygget i berg. I tillegg til tunneler er det bygget en ny underjordisk T-banestasjon på Løren.

Lørenbanens totale lengde er 1600 meter, hvorav ca. 1220 meter er i tunnel. Løren stasjon er 120 meter lang. Tunnelene har bergoverdekning hovedsakelig mellom 7 og 20 meter, ved Sinsenveien er bergoverdekningen så lite som 3 meter.

Overliggende løsmasser består av fyllmasser og tørrskorpeleire over leir, silt og sand. Det er ikke registrert setningssensitiv leire i området. Tunnelen er drevet igjennom kambrosiluriske sedimentære bergarter, i hovedsak knollekalk og leirskifer [12].

Omlag 470 m av tunnelen ble systematisk forinjisert, resten skulle være behovsprøvd injeksjon. Det ble ikke utført injeksjonsarbeid ut over den forhåndsbestemte, systematiske forinjeksjonen. Poretrykksmålinger langs traseen har ikke gitt indikasjoner på at grunnvannsstand ble påvirket av anleggsvirkosheten knyttet til Lørentunnelen (per høsten 2014 [12]).

Registrert bergkvalitet ved Q verdi fra tunnelene fremgår av Tabell 14.

Tabell 14: Q-verdier registrert i dobbeltsporet, Lørenbanen [12].

Q-verdi	Bergklasse	% tunnel
0,1 – 1	E - Svært dårlig	17 %
1 – 4	D - Dårlig	52 %
4 – 10	C - Middels	31 %

4.7 Tverrslag Sogn (kabeltunnel Smestad – Sogn)

Tverrslaget ved Sogn, som etableres i forbindelse med ny kabeltunnel mellom Smestad og Sogn, var ferdig utsprengt i april 2018. Det er utført systematisk forinjeksjon i hele tunnelen.

Registrert bergkvalitet ved Q verdi fra tunnelene fremgår av Tabell 15.

Tabell 15: Q-verdier registrert i tverrslag Sogn.

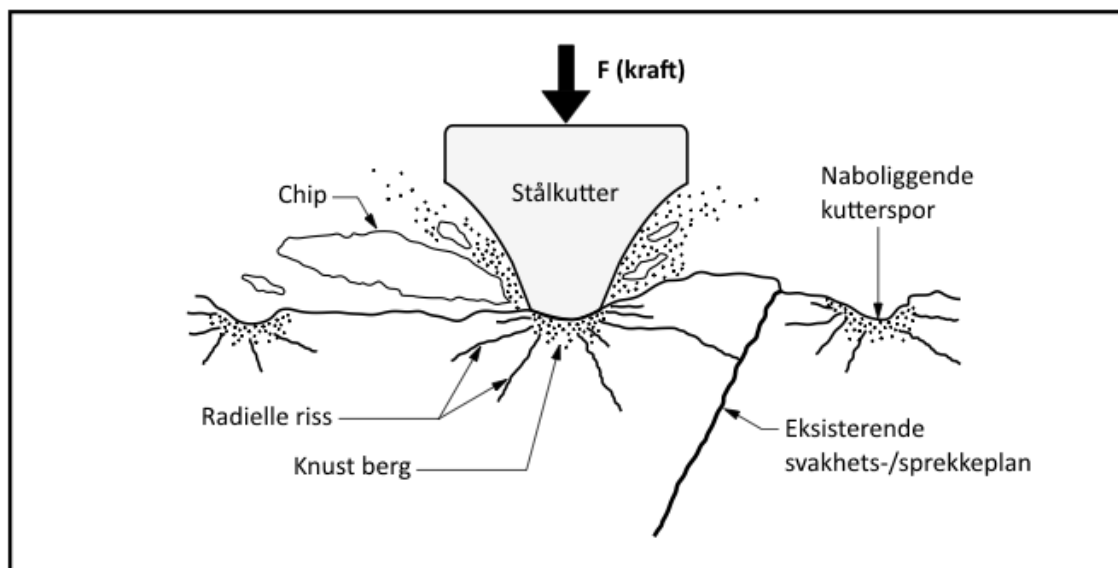
Q-verdi	Bergklasse	% tunnel
0,1 – 1	E - Svært dårlig	5 %
1 – 4	D - Dårlig	43 %
4 – 10	C - Middels	42 %
10 – 40	B – Bra	10 %

5 Ingeniørgeologiske vurderinger for bruk av TBM

5.1 Generelt om bruk av TBM

Det er ikke hensikten til denne rapporten å gå i detalj på teori og virkemåte for en TBM, men det er valgt å inkludere en kort beskrivelse som grunnlag før presentasjon av de videre vurderingene.

Ved tunnelboring i hardt berg (gjelder nesten alle bergarter i Norge) presses sirkulære rullende stålkuttere som er montert på et roterende borhode (kutterhode) med stor kraft mot berget. Grunnet den store kraften induseres riss (mindre sprekker) og berget brytes i mindre deler, ofte kalt "chips", mellom naboliggende kutterspor (se Figur 6). Kutteren i den ytterste posisjonen på kutterhodet bestemmer diameteren på det endelige tunnelprofilet, som normalt er noe større enn selve kutterhodets diameter.



Figur 6: Prinsipp for brytning av berg med TBM kuttere. Modifisert etter Bruland [13].

Hvor enkelt berget brytes kan måles som penetrasjonsraten. Denne fremkommer som antall millimeter penetrasjon per borhoderotasjon. Penetrasjonsraten er avhengig av og varierer med en rekke parametere. Maskinparametere har å gjøre med skyvekraften TBMen har tilgjengelig, antall kuttere/kutter avstand, kuttertype/størrelse, rotasjonshastighet på borhodet etc. Bergparametere har å gjøre med bergartstype og styrkeparametere, bergmassens oppsprekking etc.

Den faktiske tunnelfremdriften med TBM er avhengig av penetrasjonsraten og tid tilgjengelig til boring (maskinutnyttelsen). Det er en rekke forhold som påvirker maskinutnyttelsen, blant annet slitasje på/bytte av kuttere og annet vedlikehold, behov for og type berg/vannsikring, vannlekkasjer/sonderboring/injeksjonsbehov, og erfaringen til TBM operatøren og arbeidsteamet.

Tunnelboring som metode er i utgangspunktet sensitiv for uventede geologiske og hydrogeologiske forhold. Dette skyldes blant annet at maskinens design på mange områder må bestemmes på forhånd, og fleksibiliteten til å gjøre modifikasjoner på maskinen underveis er liten på grunn av blant annet begrenset plass. Kutterhodet fyller hele profilet, og det er liten tilgang til stoffen. Reparasjoner/vedlikehold må normalt skje inne i tunnelen. Det er derfor ekstra viktig å gjennomføre grundige undersøkelser og vurderinger før TBM velges som drivemetode, for å ha et godt grunnlag til

å kunne velge type maskin og optimalt maskindesign. Ved boring med TBM vil målte vibrasjoner på bebyggelse over traseen normalt være lave, men lave vibrasjoner kan føre til strukturstøy i bebyggelsen over traseen. I områder hvor det er lite løsmasser vil det måtte forventes at støyverdier kan overgå forskriftskrav og at den kontinuerlige støyen under boring vil kunne oppleves som ubehagelig. Sonderboring og injeksjonsboring vil kunne gi tilsvarende utfordringer (se kapittel 6.5.1).

Det kan skilles grovt mellom to hovedtyper TBM for hardt berg. Dette er "Gripper/Main beam" TBM og "Skjold" TBM. Maskinene trekker på en relativt lang bakrigg (typisk >100 m) som er utstyrt med infrastruktur og utstyr som er nødvendig for boreoperasjonen. For begge typer TBM fanges boremassene opp av skuffer i kutterhodet, og blir ledet til et lokalt transportbånd på TBMen som starter i senter av kutterhodet. Massene fraktes så bakover på dette transportbåndet, over til et transportbånd på bakriggen, og dumpes til slutt på et større transportbånd som frakter massene til et mellomlager eller ut av tunnelen.

En Gripper TBM har kun et kort beskyttelsesskjold av stål rett over og bak kutterhodet, og her har en tilgang til sideberget og mulighet til å installere typiske konvensjonelle bergsikringstiltak som bolter, nett og sprøytebetong. Tyngre sikringstiltak som forbolter og stålbuer er også mulig. Grippersko griper seg fast i berget på hver side og TBMen skyver seg så fremover ved hjelp av hydrauliske sylindere.

En skjold TBM har et omkransende stålskjold slik at det ikke er tilgang til sideberget. Her installeres betongsegmenter som danner en full betongring/utforing innenfor beskyttelsen av skjoldet. Normalt benyttes det vanntette betongsegmenter, som har gummipakninger som sikrer mot lekkasje mellom segmentene. Dette er en udrenert vannsikringsløsning hvor betongringen må være dimensjonert for å ta stedlig vanntrykk. Det skilles mellom enkeltskjold og dobbeltskjold TBM. En enkeltskjolds TBM har et relativt kort skjold. Her genereres fremdriften fra sylindere som skyver mot den allerede installerte betongutforingen. Ringbygging og boring er to separate prosesser på en enkeltskjolds TBM. En dobbeltskjolds TBM har et lengre skjold, som følge av at skjoldet er delt i to deler, med et teleskopskjold i overgangen mellom bakre og fremre skjold. En dobbeltskjolds TBM kan generere fremdrift på samme måte som en enkeltskjolds TBM ved at sylindere i det bakerste skjoldet presser mot den allerede installerte betongutforingen. Dette er normalt der hvor bergmassekvaliteten ikke er så god og/eller hvor det er utfordringer med vannlekkasjer. Der hvor det er fordelaktig geologi kan en dobbeltskjolds TBM benytte tradisjonelle grippere, festet i det bakerste skjoldet, til å holde denne delen av TBMen stasjonær, mens «teleskopsylindere» festet på både bakre og fremre skjoldet presser den fremre delen av TBMen fremover. Teleskopskjoldet sikrer at åpningen som ellers ville resultert mellom skjoldene, forblir lukket. På denne måten kan en dobbeltskjolds TBM bore samtidig som betongutforingen installeres, og således kunne gi en raskere fremdrift.

Ved bruk av betongutforing gyses en to-komponent sementmørtel (hurtigherdende) inn i det resterende rommet mellom berget og betongringen. Dette gjøres i utgangspunktet for å stabilisere ringen, men også for å redusere permeabiliteten nærmest utforingen og potensiell vannstrøm langsetter utforingen. Skjoldet på en enkeltskjolds TBM er i seg selv vanntett, og vanntetthet i overgangen mellom skjoldet og den installerte utforingen ivaretas av et stålbørste-system som forsynes med fett. På en dobbeltskjolds TBM er det flere områder hvor vann potensielt kan komme inn i maskinen (i for eksempel åpningene for grippersko og ved teleskopskjoldet). Selv om en dobbeltskjoldmaskin opererer i enkeltskjoldsmodus, vil den normalt ikke ha like god vanntetthet som en enkeltskjoldmaskin. For begge typer TBM vil vann imidlertid kunne drenere fritt inn gjennom kutterhodet. Begge maskiner borer således i «åpen modus», altså ikke under trykk.

Alle TBM typer vil kunne utstyres med mulighet for å bore sonder-/injeksjonshull og utføre forinjeksjon. Begrenset tilgang til stoff vil imidlertid redusere fleksibiliteten noe, og en TBM har ofte faste boreposisjoner (særlig for skjold TBMer) hvor det er mulig å bore sonder-/injeksjonshull. I stoff-flaten er gjerne disse begrenset til et fåtall (typisk < 5) posisjoner. Det er ofte ikke ønskelig å bore injeksjonshull rett frem gjennom borhodet og inn i stoffen grunnet faren for å sette fast borstål, noe som kan gi større problemer for den videre boringen. Denne faren kan håndteres ved å bruke glassfiberstenger (spesialsystem) ved boring i slike utsatte posisjoner. Grunnet begrensede

boreposisjoner i stoffen vil flattliggende vannførende sprekker kunne være utfordrende å tette. Siden fysisk tilgang til bergoverflaten er begrenset vil en være avhengig av å installere pakkere i sonderhull og måle lekkasjer gjennom disse. Det er også mulig å utføre vanntapsmålinger (pumpe inn vann med et definert overtrykk og registrere inngått vannmengde per tid) for å kunne vurdere permeabiliteten.

Det finnes TBM-typer som kan bore under trykk, og som således kan være spesielt fordelaktige for å ha kontroll på grunnvann og poretrykk under tunneldrivingen. Det er to typer teknologi som benyttes i slike TBMer, EPB (Earth Pressure Balance) og Slurry. Begge typer ble i utgangspunktet utviklet for å bore i løsmasser (EPB for kohesive/impermeable løsmasser og Slurry for mer permeable løsmasser). Teknologien har de senere årene blitt brukt i TBM maskiner hvor de borede tunnelene går igjennom både løsmasser og berg. Det viser seg imidlertid at det ofte er problemer med særlig stor slitasje på maskinene ved boring i hardt berg under trykk, slik at denne typen teknologi er mindre fordelaktig der hele tunnelen ligger i harde bergmasser. Bruk av slurry teknologien innebærer også behov for relativt omfattende infrastruktur i form av rør i tunnelen og separasjonsanlegg i dagen.

Det er mulig å bygge en enkeltskjolds TBM med en vanntett vegg bak kutterhodet, og med mulighet for å trekke tilbake transportbåndet fra kutterhodet relativt raskt og lukke en vanntett luke. På denne måten kan en få kontroll på eventuelle vannlekkasjer ved å trykksette kutterhodet ved hjelp av trykkluft mens TBMen står stille. Forinjeksjon, og eventuell igangsetting av andre tiltak slik som vanninfiltrasjon, vil så kunne foretas frem til grunnvannstand/poretrykk er tilbake på akseptable nivåer for videre boring.

5.2 Vurdering av farer og resulterende risiko for tunneldriving med TBM

Tabell 16 viser en måte å angi risiko for en hendelse på som funksjon av sannsynlighet for hendelsen og hvilken konsekvens hendelsen har dersom den skulle inntreffe. Risiko (R) fremkommer som produktet av sannsynlighet (S) og konsekvens (K), altså $R = S \times K$. For middels og stor risiko vil det være spesielt viktig med fokus på risikoreduserende tiltak.

Det er utført en kvalitativ vurdering av farer for tunneldrivingen, hvor sannsynlighet og konsekvens er vurdert på bakgrunn av tidligere erfaringer med tunneldriving i Oslo og typiske utfordringer som kan forekomme ved bruk av TBM. Vurderingene tar utgangspunkt i at det ikke er gjennomført risikoreduserende tiltak. Dette er gjort for å synliggjøre behovet for slike tiltak, og andre forhold som vil: 1) være viktige i videre planlegging 2) være viktige for at tunneldrivingen skal kunne foregå sikkert og mest mulig optimalt 3) være viktige for at gitte funksjonskrav til tunnelen i permanent situasjon skal kunne overholdes. Tabell 17 sammenfatter vurderingene og lister opp mulige risikoreduserende tiltak. I Tabell 18 er virkningen av de viktigste risikoreduserende tiltakene kort omtalt. Ved videre arbeid med et TBM alternativ vil det være viktig å detaljere og vurdere risikoforhold ytterligere.

Tabell 16: Risiko som funksjon av produktet mellom sannsynlighet og konsekvens.

Liten risiko (1-2)			
Middels risiko (3-7)			
Stor risiko (8-9)			
Konsekvens (K) →	Liten (1)	Middels (2)	Stor (3)
Sannsynlighet (S) ↓			
Liten (1)	1	2	3
Middels (2)	2	4	6
Stor (3)	3	6	9

Tabell 17: Vurdering av farer og resulterende risiko (R) for tunneldriving med TBM som funksjon av sannsynlighet (S) og konsekvens (K). Tiltak som vil kunne redusere risikoen er listet opp.

Fare	S	K	R	Risikoreducerende tiltak	Kommentar
Anleggstekniske-/sikkerhetsutfordringer som følge av innlekkasje på stoff	Middels (2)	Middels (2)	4	Sonderboring, forinjeksjon, mulighet for trykksetting*, pumpekapasitet	Viktig med tilstrekkelig pumpekapasitet ved boring på synk
Reduksjon av grunnvannsnivå i berg som følge av innlekkasje på stoff, poretrykkssenkning i løsmasser → resulterende setninger	Stor (3)	Stor (3)	9	Sonderboring, forinjeksjon (TBM-design med mange posisjoner for sonder- og injeksjonsboring, også i stufen/gjennom borhodet), mulighet for trykksetting*, overvåkingsprogram for grunnvannsnivå/poretrykk/setninger, beredskap for vanninfiltrasjon (ferdig borede hull), vanntett (udrenert) betongutforing.	Innlekkasje i anleggsfasen må unngås. Midlertidig poretrykkreduksjon kan være nok til å utløse setninger som overgår akseptable grenser
Reduksjon av grunnvannsnivå i berg som følge av innlekkasje på stoff, poretrykkssenkning i løsmasser, reduksjon i øvre grunnvannsnivå med tid og drenering av vann/vassdrag → eksponering av treflåtefundamentering (råtneprosess), eksponering av alunskifer (forvitring, svelling, sur avrenning), senkning av vannstand i vassdrag/vann der disse er avhengig av øvre grunnvannsnivå	Middels (2)	Stor (3)	6	Sonderboring, forinjeksjon (TBM-design med mange posisjoner for sonder- og injeksjonsboring, også i stufen/gjennom borhodet), mulighet for trykksetting*, overvåkingsprogram for grunnvannsnivå/poretrykk, beredskap for vanninfiltrasjon (ferdig borede hull), vanntett (udrenert) betongutforing.	Grunnvannsnivå i tette løsmasser (øvre grunnvannsnivå) påvirkes normalt lite/langsamt av endret grunnvannsnivå i berg. Dette skyldes blant annet vanntilførsel fra nedbør
Reduksjon av grunnvannsnivå i berg, injeksjon nær energibrønner → energibrønner får redusert effekt, energibrønner blir tettet	Middels (2)	Liten (1)	2	God kartlegging av brønner, nøyaktig injeksjonsboring og kontroll på masseinngang.	Brønner kan normalt erstattes.
Direkte kontakt mellom energibrønn og tunnel → utslipp av sprit/glykol fra kollektorslange til tunnel/grunnen, kollektorslange i kontakt med TBM	Liten (1)	Middels (2)	2	God kartlegging av brønner, opptak av kollektorslanger før tunnelen passerer, beredskap dersom kollisjon skulle skje.	
Ødelagt TBM hoved-kulelager («main bearing») som følge av produksjonsfeil, geologiske forhold, eller feil operasjon av maskinen → forsinket ferdigstilling	Liten (1)	Stor (3)	3	God planlegging, design av maskin basert på detaljert beskrivelse av geologiske forhold, god kvalitet på maskin og tett oppfølging av maskinprodusent (anerkjent leverandør). Bruk av erfarene/kompetent entreprenør/personell til å operere maskinen.	Et bytte av hoved-kulelager i tunnelen krever plass og det er normalt nødvendig å utvide tunnelen. Det kan ta flere måneder å bytte hoved-kulelager.
Fastboring av borstål i stufen → utfordring for videre	Middels (2)	Stor (3)	6	I utgangspunktet unngå å bore i stufen/gjennom borhodet. Der hvor injeksjon er nødvendig i	Det antas basert på stedlig geologi og krav til vanntetthet

Fare	S	K	R	Risikoreducerende tiltak	Kommentar
boring/skader på kuttere og borhode				stuffen benytte glassfiberstenger.	under driving at det også må injeksjonbores en del i stuffen/gjennom borhodet.
Gripperproblemer ved bruk av Gripper/Main Beam TBM, får ikke nok skyvekraft → forsinket ferdigstillelse	Middels (2)	Stor (3)	6	Bruk av gjennomgående bunnsegment og TBM design med sylindere i bunn som kan skyve mot bunnsegmentet	Kun aktuelt ved bruk av Gripper/Main Beam TBM.
Lavere inndrift og større slitasje enn forutsatt som følge av ugunstige bergarter og/eller oppsprekkingsforhold for TBM drift, eller som følge av «mixed-face» forhold (hvor forskjellige geologiske egenskaper opptrer samtidig i forskjellige deler av stuffen) → forsinket ferdigstillelse	Middels (2)	Stor (3)	6	Detaljert ingeniørgeologisk kartlegging og vurderinger, systematisering av erfaringsdata, grunnundersøkelser og prøvetaking av bergmateriale og spesifikk testing av borbarhetsparametre, optimalt design av TBM maskin på bakgrunn av dette, legge inn nok slakk i fremdriftsplan.	Det finnes en god del erfaringsdata for Osloområdet, og det har vært TBM drift nær tunneltraseen tidligere, men det er foreløpig ikke utført spesifikke borbarhet/slitasetester for TBM for dette prosjektet.
Lavere inndrift enn forutsatt som følge av vannlekkasjer og behov for et større injeksjonsomfang → forsinket ferdigstillelse	Middels (2)	Stor (3)	6	Detaljert ingeniørgeologisk, hydrogeologisk og geoteknisk kartlegging, godt måleprogram for grunnvannstand og poretrykk, optimalisere injeksjonsopplegg under driving som følge av måledata, god beredskap for vanninnfiltrasjon, legge inn nok slakk i fremdriftsplan.	Det er foreløpig lagt opp til et begrenset injeksjonsopplegg med 11 hull per injeksjonsskjerm. Det er ikke lagt til noe slakk i fremdriftsplanen foreløpig.
Ras på stuff som følge av dårlig bergmassekvalitet/svakhetszone, eventuelt i kombinasjon med vannlekkasjer → Videre rasutvikling mot overflaten	Middels (2)	Stor (3)	6	Sonderboring, forinjeksjon, valg av riktig TBM type og spesifisering, valg av riktig berg-/vannsikringskonsept.	Risiko vil være avhengig av lokale geologiske forhold, samt valgt TBM-type og berg-/vannsikringskonsept.
Innlekkasje bak stuff <u>uten</u> bruk av betongutføring, som følge av ikke tett injeksjonsskjerm → ikke oppnådd tettekrav/setningsfare	Middels (2)	Stor (3)	6	Etterinjeksjon, konstruksjon av vanntett betongstøp bak stuff, vanninnfiltrasjon	Det er generelt dårlige erfaringer med etterinjeksjon. Det er tidkrevende å støpe vanntett bak stuff (men det er mulig), i mellomtiden vil poretrykk kunne falle ytterligere.
Innlekkasje bak stuff <u>med</u> bruk av betongutføring, som følge av for eksempel dårlig kvalitet på ringbygging → ikke oppnådd tettekrav/setningsfare	Liten (1)	Middels (2)	2	God kvalitetskontroll ved design og bygging av betongring, gode rutiner for utbedring av eventuelle sprekker/vannlekkasjer.	Lekkasjer er normalt små og mulige å tette tilstrekkelig ved bruk av standard reparasjonsprosedyrer.
Vibrasjoner/strukurstøy som følge av TBM boring og sonder-/injeksjonsboring → Overskridelse av forskriftskrav, ubehag for personer i boliger over	Stor (3)	Middels (2)	6	Begrensninger i arbeidstid, god informasjon, tilby alternativ overnatting	Det er spesielt strenge krav ifm. sykehus/pleieinstitusjoner. Størst utfordringer forventes der hvor

Fare	S	K	R	Risikoreduserende tiltak	Kommentar
tunneltraseen, restriksjon på arbeidstid utover forventning					det er lite løsmasser over traseen i kombinasjon med lav bergoverdekning.
Støy/støv og trafikkmessige utfordringer på/rundt Ulven som følge av transport/annet arbeid → Arbeidstidsbegrensninger, klager fra naboeiendommer	Stor (3)	Middels (2)	6	Faste tidspunkt for transport og støyende arbeider, lokale skjermingstiltak ved behov.	Anslag på 55-60 lastebillass med uttransport per dag + inntransport av betongelementer + annen transport

*Mulighet for trykksetting avhenger av at TBMen er designet med dette som formål og avhenger av bruk av vanntett udrenert betongutforing som er dimensjonert for stedlig vanntrykk.

Tabell 18: Beskrivelse og virkning av risikoreduserende tiltak

Risikoreduserende tiltak	Beskrivelse og virkning
Sonderboring	<p>Slaghammerboring med typisk 21-30 m lange hull. Størrelse på retningsavvik må forventes å øke ved økt hullengde.</p> <p>Brukes for å påvise vannlekkasjer og bergkvalitet foran stuff. Reduserer sannsynlighet for å bli overrasket av vannlekkasjer og stabilitetsutfordringer. Muliggjør planlegging/optimalisering av andre risikoreduserende tiltak slik som forinjeksjon.</p> <p>Kommunikasjon mellom vannførende sprekker kan være dårlig. Det fordrer bruk av tilstrekkelig antall hull for å kunne påvise vannlekkasjer med størst mulig sikkerhet. Sonderborhull i stoffen vil være nødvendig for å påvise subhorisontale vannførende sprekker.</p>
Forinjeksjon	<p>Injeksjonsskjerm bores med slaghammerbor og hullene er typisk 21-30 m lange. Størrelse på retningsavvik forventes å øke med økt hullengde og kvalitet på skjerm må forventes å bli dårligere ved økt skjermengde. Tetteresultat bedres typisk med redusert hullavstand (større antall hull).</p> <p>Brukes for å fylle/tette permeable og vannførende sprekker med sement. Dette reduserer permeabiliteten i bergmassen rundt tunnelen og bidrar til redusert risiko for setninger.</p> <p>Subhorisontale vannførende sprekker vil kreve injeksjonshull i stoffen for å stoppe lekkasjer i anleggsfasen.</p>
Glassfiberstenger	<p>Spesialstenger/system for injeksjonsboring (eksempel «DSI: AT - GRP-Injection System»). Kan benyttes hvor boring gjennom stuff er nødvendig på en TBM, men ikke ønsket grunnet faren for fastboring av borstål med påfølgende risiko for skader på TBMen ved videre boring.</p>
Trykksetting	<p>Løsningen fordrer bruk av en TBM bygget for dette formålet, samt bruk av vanntett betongutforing dimensjonert for stedlig vanntrykk. TBM fronten lukkes og det settes opp et trykk på stuff som motvirker vannstrøm mot tunnelen. Benyttes ved ukontrollert vanninntrengning og hvor grunnvannssenkning/poretrykksfall overstiger predefinerte akseptable verdier for å redusere risiko for setninger.</p> <p>Forinjeksjon kan utføres for å tette lekkasjekanaler i berget og vanninfiltrasjon kan utføres for å få opp grunnvannsnivå/poretrykk før TBM fronten igjen åpnes for videre driving.</p>
Vanntett betongutforing	<p>Vanntette betongsegmenter med gummipakninger mellom segmentene settes sammen til en vanntett ring. Løsningen er vanntett og udrenert, i og med at vann ikke kan drenerer inn i tunnelen i permanent situasjon. Betongringen må være</p>

	<p>dimensjonert for å ta stedlig vanntrykk og kreftene fra TBMen under driving. Løsningen fungerer som både permanent bergsikring og vannsikring.</p> <p>Borediameteren vil være noe større enn ytre diameter på betongringen, denne spalten fylles med 2-komponent sementmørtel (hurtigherdende). Mørtelen er lite permeabel og sett over en lengre strekning vil permeabiliteten mellom berget og betongutforingen være lav. Dette hindrer lateral drenasje mellom betongutforingen og berget. Kvalitetsoppfølging under driving er meget viktig.</p> <p>En TBM har noe redusert fleksibilitet med tanke på injeksjonsboring. Faren for et mindre godt tetteresultat fra injeksjon og påfølgende risiko for setninger blir redusert i og med at tunnelen vil være vanntett i kort avstand bak stuff. Betongutforingen bidrar også til mulighet for trykksetting der dette vurderes nødvendig.</p>
Detaljert kartlegging, grunnundersøkelser, vurderinger	<p>Det vil for et TBM alternativ være viktig med detaljert kartlegging, undersøkelse/testing og vurdering av ingeniørgeologiske/bergmekaniske, hydrogeologiske, geotekniske parametere, samt byggemåte/tilstand for eksisterende bebyggelse. Dette for å redusere risiko for forsinket ferdigstillelse som følge av usikkerhet i boreprognose/slitasje, og forventet injeksjonsbehov som er tett knyttet til tillatt poretrykksreduksjon og størrelse på setninger.</p> <p>Det overstående vil være viktig input i forbindelse med design av TBM-maskin, dimensjonering av betongutforing, samt for utarbeidelse av overvåkningsprogram og program for vanninfiltrasjon.</p>
Overvåkningsprogram	<p>For å redusere risiko for setninger vil det være viktig med et program for overvåkning av grunnvannstand, poretrykk og setninger. Programmet må planlegges godt og tettheten av målepunkter må være god nok for på et tidligst mulig stadium kunne påvise eventuell påvirkning fra tunneldrivingen og hvor langt ut fra traseen denne påvirkningen går. Måledata kan brukes til å verifisere kvaliteten av og optimalisere injeksjonsopplegget under tunneldrivingen.</p>
Vanninfiltrasjon	<p>Innpumping av vann i borede hull i berg for å kompensere for drenasje til tunnel og således redusere risiko for setninger.</p> <p>Der hvor tunnelen skal krysse leirfylte dyprenner kan et godt planlagt nettverk av infiltrasjonsbrønner bores på forhånd og systemene settes i beredskap. Dette kan redusere konsekvensene av grunnvannssenkning/poretrykksfall i og med at brønnene vil kunne kompensere for trykkfallet. Effekten av tiltaket må forventes å variere, selv om det er flere gode erfaringer med tiltaket i forbindelse med tidligere tunneldriving i Oslo-området. Bør ses på som en nødløsning.</p>

Den største risikoen for tunneldriving er vurdert til å være reduksjon av grunnvannsnivå/poretrykk, som følge av lekkasje til tunnel, med påfølgende fare for setninger på overflaten. Det vil være ekstremt viktig å ha kontroll på lekkasjer og grunnvannsnivå/poretrykk under driving og i permanent situasjon.

Risiko for mange av elementene i Tabell 17 vil kunne reduseres ved hjelp av foreslåtte risikoreduserende tiltak. Det vil i videre planlegging av et TBM alternativ være viktig å arbeide videre med disse forholdene.

5.3 Vurdering av vann-/bergsikringskonsept og TBM maskintype

Fra forutsetningene i kapittel 3.5 og risikovurderingen i Tabell 17 vil det være svært viktig å begrense innlekkasje til tunnelen under driving og i permanent situasjon for å unngå setninger på overflaten. En TBM vil normalt ha faste posisjoner for boring av sonder- og injeksjonshull (spesielt for skjoldmaskiner), og således er det lite fleksibilitet til å introdusere et tettere hullmønster og andre ansettsvinkler enn det som bygges inn i maskinen. Boring av sonder- og injeksjonshull skjer med begrenset tilgang til kontur og stuff-flate (vil ikke direkte kunne observere vann og masseutgang) og konturhull vil starte et stykke bak stuff. Disse begrensningene fører til en forhøyet risiko (sammenlignet

med hvor en har tilgang til stuff) for at tetteresultatet ikke blir optimalt. Dette utgjør spesielt en risiko dersom injeksjon alene planlegges benyttet som konsept for permanent vanntetting. For en drenert TBM-tunnel der bergsikringen består av bolter og sprøytebetong (bruk av Gripper/Main beam TBM), og det ikke installeres vanntett betonghvelv bak stuff, vil det som for en konvensjonell sprengt tunnel være behov for systematisk forinjeksjon av berget foran stuff for å kunne overholde tettekravene. Risiko for en ikke optimal injeksjonsskjerm kan reduseres ved å planlegge for en vanntett (udrenert) betongstøp bak stuff i områder hvor vanntettheten ikke er god nok. Det vil imidlertid normalt ta lang tid før en slik støp kan komme på plass og tilstrekkelig tetthet oppnås. Grunnet anleggstekniske forhold og plassbehov gjøres normalt ikke dette før tunnelen er ferdig drevet.

En skjold TBM vil bygge en kontinuerlig betongring av betongsegmenter, som kan være vanntette og således kunne danne en udrenert tunnel. Tunnelen vil med en slik løsning være vanntett bak stuff, og eneste mulighet for vann til å komme inn vil være gjennom stuff-flaten under driving. Det vil fortsatt være viktig å ivareta stuff-flaten siden influensområdet kan være flere hundre meter, og således bli påvirket i mange uker av potensielle lekkasjer og senkning av poretrykk. Løsningen gir større sikkerhet (sammenlignet med en Gripper/Main beam TBM og kun bruk av systematisk forinjeksjon) for at tunnelen i permanent situasjon vil kunne oppfylle funksjonskravene med tanke på innlekkasje/poretrykkssenkning. I tillegg vil ekstra sikkerhet under driving kunne oppnås ved å konstruere maskinen med en vanntett vegg og mulighet for å trykksette maskinen. Dersom det skulle oppstå vannlekkasjer og tilhørende uakseptable poretrykkssenkninger kan maskinen settes i statisk lukket modus (trykksatt uten å bore) og injeksjon vil kunne gjennomføres til en har kontroll på lekkasjene. Betongsegmentene må være dimensjonert for å ta både skyvekraft fra TBMen og det teoretiske stedlige vanntrykket, i tillegg til eventuelle laster fra bergmassen. Løsningen er velprøvd opp til moderate vanntrykk (50-100 meter). På Follobanen designes betongutføringen til å ta opp mot 170 meter vanntrykk, som er å betrakte som «state of the art». Det finnes ikke langtidserfaringer (mer enn ca. 30-40 år) med tanke på holdbarhet/vanntetthet av denne løsningen, men gummipakningene mellom segmentene testes etter strenge standarder for å sikre ønsket levetid/funksjonalitet, og betong som materiale er kjent for å ha god langtidsholdbarhet. Alle vanntettingsløsninger, det være seg drenerte eller udrenerte løsninger, krever en viss innsats når det gjelder reparasjoner og vedlikehold for å oppnå og holde ønsket kvalitet/funksjonalitet. En løsning med betongsegmenter forventes å ha lave levetidskostnader.

Ut ifra forventede bergmasseforhold med 40 % av tunneltraseen i bergklasse D (Dårlig), 20 % i bergklasse E (Svært dårlig) og 2 % i bergklasse F-G (Ekstremt til Eksepsjonelt dårlig) vil det måtte forventes omfattende behov for stabilitetssikring ved bruk av tradisjonelle bergsikringstiltak. Ved bruk av en Gripper/Main beam TBM vil en typisk måtte forvente utstrakt bruk av stålbuer i kombinasjon med nett, sprøytebetong og bolter. Installasjonen vil ta tid og betraktelig reduksjon av maskinutnyttelsen vil måtte forventes i de dårligste bergklassene (særlig fra klasse E og nedover). Ved bruk av en skjold TBM vil den kontinuerlige installasjonen av betongsegmenter bidra til en mer kontinuerlig boreprosess som vil være mye mindre påvirket av skiftende bergmasseforhold. Alt arbeid med bergsikring (her betongutføringen) vil foregå under beskyttelsen av skjoldet, og således normalt bidra til bedre sikkerhet for arbeiderne enn på en Gripper/Main beam TBM.

Det er vurdert at prosjektet er gjennomførbart ved bruk av maskintypene TBM Gripper/Main beam, TBM enkeltskjold og TBM dobbeltskjold. På bakgrunn av det overstående og vurderinger av risiko i Tabell 17 fremstår imidlertid risikoprofilen for maskinene ganske forskjellig. For å redusere risiko mest mulig og ivareta funksjonskrav til tunnelen på best mulig måte, anbefales det at det velges en enkeltskjoldmaskin og installasjon av en vanntett udrenert betongutføring. Enkeltskjoldmaskinen bør være bygget med en vanntett vegg og således med mulighet for å lukke maskinen og sette kutterhodet under trykk. Maskinen bør også være utstyrt med et størst mulig antall posisjoner for sonder og injeksjonsboring i både kontur og stuff/gjennom kutterhodet. I tillegg bør maskinen ha meget god kapasitet for sementbasert forinjeksjon. En slik maskin vil med størst mulig sikkerhet kunne håndtere lekkasjer og er vurdert å gi størst sikkerhet med tanke på fremdrift i prosjektet. I det videre er en slik enkeltskjoldmaskin lagt til grunn for TBM prognose og anleggstekniske vurderinger.

6 TBM prognose og anleggstekniske vurderinger

6.1 Tunnelverrsnitt

Utgangspunktet for foreslått tunnelverrsnitt er kablernes forlegning og krav til avstand mellom kabelsettene, som er satt til 3,5 meter. Se beskrivelse av prosjektforutsetninger i kapittel 2. Videre er det lagt til grunn en minimumsavstand mellom 420 kV kablene og langsgående armering i betongutforingen på ca. 600 mm.

Betongsegmenter antas foreløpig armert med tykkelse 300 mm. Det presiseres at det for denne utredningen ikke er utført beregninger for å bestemme tykkelsen. Nødvendig tykkelse vil blant annet være avhengig av bergtekniske forhold, type armering og maksimalt vanntrykk. Det vil være opp til valgt entreprenør å gjøre den endelige dimensjoneringen av segmentene, som også må ta hensyn til påførte krefter fra TBMen.

Mellom boret profil og betongsegmenter er det satt av plass til boretoleranse og bakstøp av tomrommet mellom segmentene og berget på 200 mm.

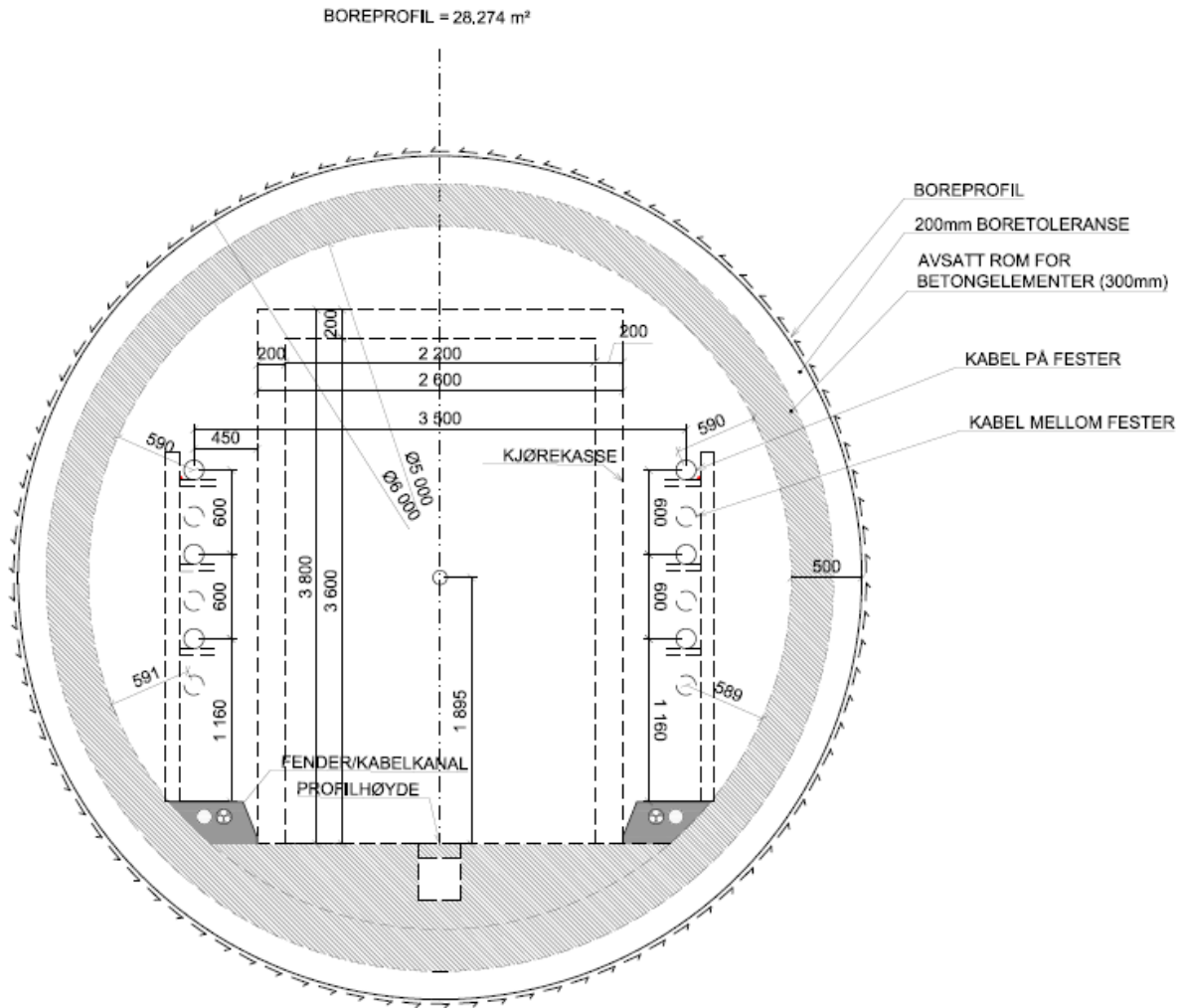
Figur 7 viser foreslått tunnelverrsnitt, der indre diameter (normalprofil) har diameter 5,0 meter og teoretisk boret diameter er 6,0 meter. Dette gir et boret tverrsnitt på ca. 28,3 m².

Kjørekassens bredde og høyde er gitt av de øvrige forutsetningene.

I tverrsnittet er det vist et prefabrikkert bunnelement, som legges fortløpende under driving og fungerer som kjørebane for inntransport av elementer til TBMen. Bunnelementet er tenkt benyttet som permanent kjørebane, med integrert dreisløsning.

I tverrsnittet er det også vist mulig plassering av trekkerør for fiberkabler, samt fender som sikkerhet mot påkjørsel av kabler. Det kan være en mulighet for å integrere trekkerørene i bunnelementet, og således oppnå en fremdriftsgevinst ved at disse prefabrikeres og legges samtidig med boringen.

Kjørebanelens bredde på 2,2 meter og høyde 3,6 meter kan gi plass til person-/varebil, men det vil ikke være muligheter for å snu gjennom tunnelen. Det foreslås derfor å benytte en såkalt MSV (Multipurpose Service Vehicle) til bruk både under driving, i installasjonsfasen og i driftsfasen. En MSV er et spesialkjøretøy med førerkabin i begge ender, slik at det ikke er behov for å snu kjøretøyet. Maskinen finnes i flere størrelser og utgaver, og kan utstyres med f.eks. en kran dersom det kan være ønskelig. Den kan også leveres med el-drift. Den har meget gode styreegenskaper, og vil være mulig å benytte i tverrslagene ved Sogn og Ulven. Et eksempel er vist i Figur 8. Ved bruk av en MSV vil det ikke være behov for å etablere snunisjer. Dette vil redusere fremdrift og kostnader, og ikke minst risiko for store innlekkasjer ved utspregning av nisjene etter at vanntett betongutforing er etablert. Med det foreslåtte tverrsnittet kan man oppnå effektiv drift mot slutten av drivetiden, med plass til at to MSVer kan passere hverandre. Dette forutsetter noe oppfylling for å etablere en bredere kjørebane.



Figur 7: Tunnelprofil for foreløpig anbefalt løsning med vanntette betongelementer, boret diameter 6,0 meter.

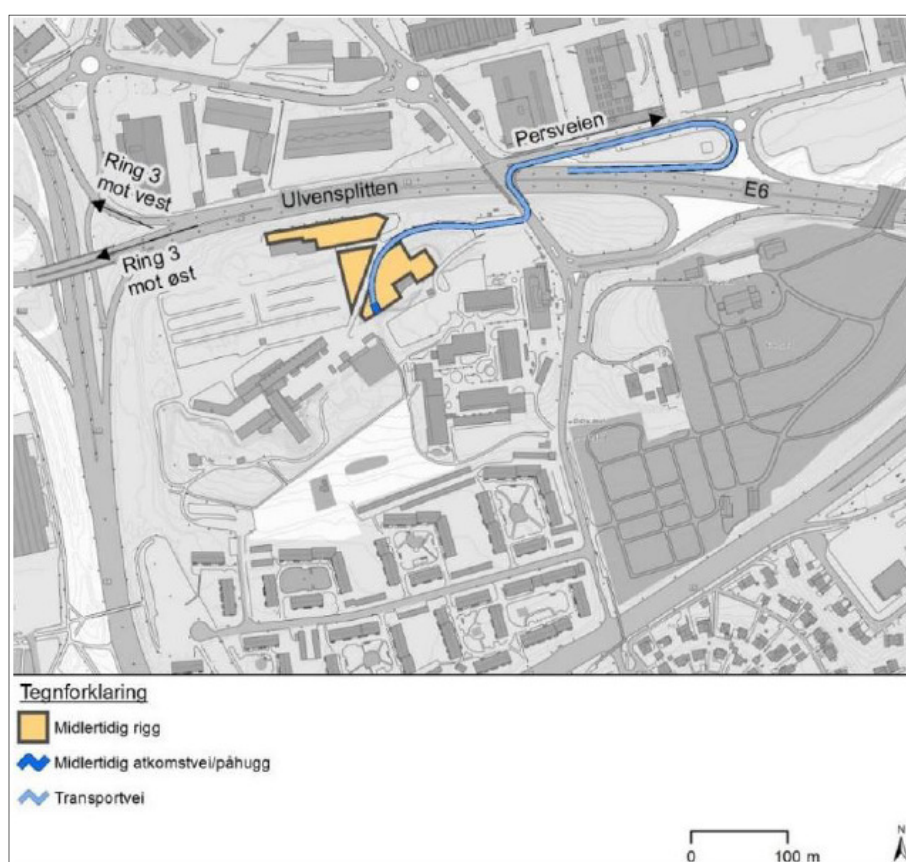


Figur 8: Eksempel på spesialkjøretøy/MSV, benyttet for inntransport av betongsegmenter.

6.2 Riggområde og arrangement ved Ulven

For denne utredningen er det kun sett på driving av tunnelen fra Ulven mot Sogn. Ved Sogn er allerede tverrslag ned til kabeltunnelen ferdig etablert, i forbindelse med sprengning av kabeltunnel mellom Smestad og Sogn. Tverrslaget ved Sogn har et tverrsnitt på ca. 22 m², og vil være for trangt for inn- og uttransport av TBMs hovedkomponenter. Det er heller ikke funnet andre angrepspunkter som kan egne seg for tunneldrift med TBM i området ved Sogn, og en utvidelse av eksisterende tverrslag anses ikke aktuelt.

Tilgjengelig riggområde ved Ulven vil være begrenset av eksisterende nettstasjon med blant annet trafoer og koblingsanlegg. På deler av området som antas å kunne benyttes til riggområde vil det være høydebegrensninger på grunn av høyspent luftledninger, og begrensninger på grunn av kabel- og ledningstraseer i grunnen.



Figur 9: Anleggsområde ved Ulven (kilde: Statnett)

For adkomst til anlegget i byggetiden etableres en ca. 400 meter lang tverrslagstunnel med påhugg fra Statnetts stasjonstomt ved Ulven. For tilstrekkelig plass for inn- og uttransport av hovedkomponentene til TBMen foreslås en dimensjon på ca. 7 m bredde og ca. 6 m høyde i senter. Etter bygging vil tverrslagstunnelen fungere som permanent adkomst til kabeltunnelen.

For føring av kabler opp til eksisterende koblingsstasjon etableres to borede sjakter med diameter 3 meter. I anleggsfasen er det tenkt at sjaktene kan benyttes til henholdsvis ventilasjon og persontransport/ rømningsvei. Dette vil gi mer effektiv utnyttelse av tverrslaget for inntransport av utstyr og betongsegmenter, og uttransport av masser.

Det må etableres en montasjehall for TBMen, som blir starten på kabeltunnelen. Foreslåtte dimensjoner er et bergrom med ca. 12 meter bredde og 10 meter høyde.

Det etableres en omlastingsstasjon i forlengelsen av montasjehallen for uttransport av boremasse, slik at massetransporten kan begrenses til å skje på dagtid. Det etableres et silosystem som har en kapasitet på minst ett døgn drift for mellomlagring av boremasse under jord. Siloen er utstyrt med tappeluker for direkte tømning over på lastebil. Tappingen fjernbetjenes av lastebilsjåføren.



Figur 10: Forslag til tunnelarrangement ved Ulven. Arrangementet omfatter tverrslag/adkomsttunnel, kabelsjakter, montasjehall for TBM, transporttunnel, omlastehall med silo og snunisje.

De forskjellige delene for TBM og bakrigg vil ankomme området Ulven transportert på forskjellige kjøretøy. Her vil delene bli lastet om på et spesialkjøretøy (se kapittel 6.1 og Figur 8) og fraktet ned tverrslaget og inn til selve montasjehallen. Der vil det på forhånd være installert en traverskran for å sette de forskjellige delene sammen. Størst vekt på et enkelt kolli vil ligge på ca. 120 – 130 tonn. Etter at TBM og bakrigg er satt sammen skyves det hele frem til et på forhånd utsprengt / støpt startrør. Det er nødvendig å montere en midlertidig stålramme bak selve skjoldet som TBMen kan skyve mot for å starte boringen i berg. Da må også transportbånd for massetransport være installert gjennom montasjehallen og frem til omlastesiloen.

Betongsegmenter må produseres utenfor anlegget. Det er ikke sett på hvor dette kan skje. For effektiv inntransport av segmenter til tunnelen bør det legges opp til et mellomlager for disse på Ulven.

Etablert tverrslag ved Sogn (ferdig utsprengt april 2018) antas å være for trangt til å kunne benyttes til uttransport av TBMen etter endt boring. Det legges derfor til grunn at maskinen demonteres og trekkes tilbake/fraktes ut via kabeltunnelen til Ulven. Etter gjennomslag er det enkleste å sette maskinens skjold igjen som en del av den permanente foringen av TBM tunnelen. Mørtel gyses inn på ytersiden av skjoldet og det støpes på innsiden i flukt med segment-utforingen. Dette vil redusere demonteringstiden noe. Alternativt skjærer man skjoldet i stykker og fjerner dette ved uttransport. De øvrige hovedkomponentene til maskinen, som borhodet, hovedlager og bakrigg-systemet, demonteres og fraktes ut til Ulven.

Etter at TBMen er trukket ut antas det at tverrslaget ved Sogn kan benyttes ved etterarbeider og installasjoner i tunnelen, da dette vil øke sikkerheten og redusere byggetiden betraktelig i forhold til om kun tverrslaget ved Ulven kan benyttes.

6.3 Prognose for drivetid

I prognosen for drivetid og kostnader er det som hovedalternativ tatt utgangspunkt i 101 arbeidstimer per uke, en TBM diameter på 6,0 meter og en tunnallengde på 6410 meter. Det er lagt opp til et gjennomsnitt med sonderboring med 2 stk. hull gjennom hele tunnelen, og systematisk forinjeksjon med 30 meter lange skjermes á 11 hull og 5 meter overlapp for en strekning av tunnelen på 4950 meter. Lengden tilsvarer strekningene av tunnelen hvor kravet til innlekkasje er strengest med 4 l/min/100 tunnel. Det er i tillegg sett på noen alternativer for å se på sensitiviteten for endret mengde injeksjon, endret borediameter, og bruk av arbeidstid på 144 t/arbeidsuke.

Tidskritiske aktiviteter er levering av TBM og annet utstyr, montasje av TBM og bakrigg, boring av tunnel inklusive montering av betongutforing, og nedrigging/uttransport av TBM.

Det er regnet med en tykkelse på betongutforing på 300 mm og lagt til grunn en avstand mellom ytterkant segment og tunnelvegg på 200 mm som fylles med mørtel.

Det er gjort en gjennomsnittsbetraktning av bergartene. Borbarhetsdata er basert på erfaringer fra prosjekter i tilsvarende geologi. Dette er en forenkling da det foreløpig ikke er gjort spesifikke undersøkelser for TBM på dette prosjektet. Følgende input er benyttet:

- Drilling Rate Index (DRI) 53
- Cutter Life Index (CLI) 13
- Oppsprekkingsklasse 3
- Dominerende sprekeretning 30 grader i forhold til tunnel

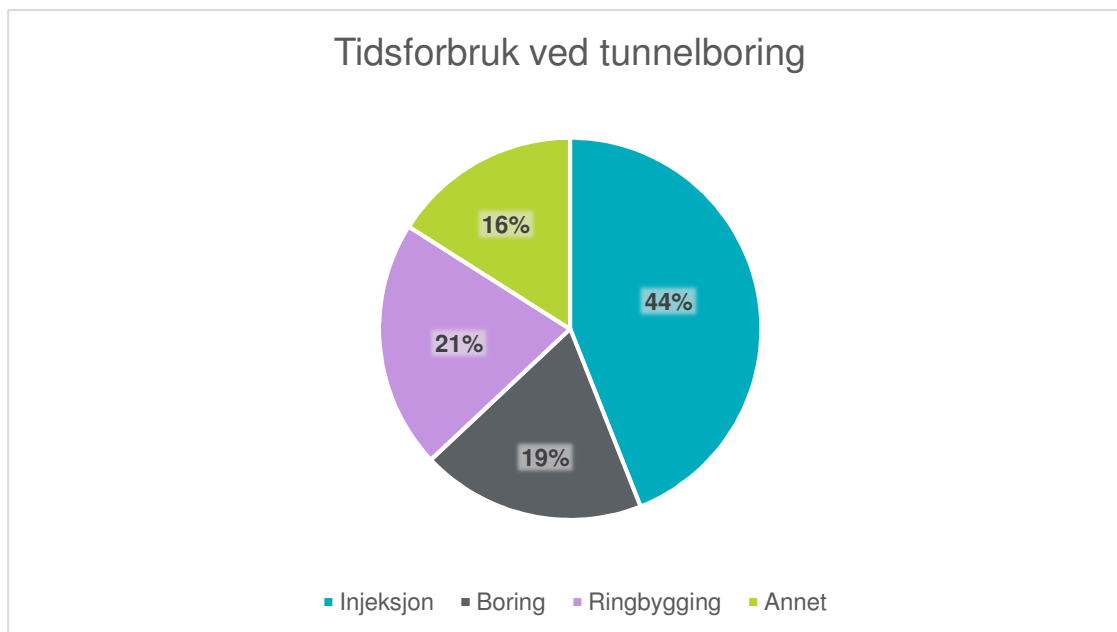
Borbarhetsdata er matet inn i NTNU sin prognosemodell for beregning av borekapasitet for TBMen. Kombinert med forutsatte maskindata (materkraft, omdreiningstall, osv.) kommer en frem til en netto inndrift på 4,71 meter per time for en maskin med 6 m diameter.

I totalt tidsbruk for tunneldrivingen er følgende medberegnet:

- Injeksjonsboring og injeksjon: 15,6 timer i snitt per injeksjonsskjerm, 198 skjermes, injeksjon per skjerm 5625 kg. Total tid **3088 timer**.
- Boretid: 6410 m / 4,71 m per time = **1360 timer**.
- Ringbygging: Ringbredde på 1,6 m. Antall ringer 6410/1,6 = 4006. Tid per ring 0,37 timer (22 min). Total tid **1482 timer**.

Total tidsbruk er beregnet til 16,2 kalendermåneder. Med 4,33 uker/mnd og 101 timer/uke gir dette **7085 timer**, som gir en ukentlig gjennomsnittlig inndrift på i overkant av 90 meter.

Fordeling av tidsbruk for de ulike aktivitetene under tunneldrivingen er vist i Figur 11. Boretid og ringbygging (boresyklusen) utgjør til sammen 40 % av tidsforbruket. De resterende aktiviteter utgjør 60 %. En del av vedlikehold og kutterskift er regnet at kan utføres under forinjeksjonen. I tillegg kan reparasjoner og vedlikehold av TBM og bakrigg også utføres på natten mellom kvelds og dagskiftet.



Figur 11: Antatt fordeling av tidsforbruk for ulike aktiviteter under tunnelboringen.

6.4 Fremdrift

Det vises til vedlagte estimerte fremdriftsplan for tunnel-, grunn- og betongarbeider, vedlegg 3. Byggetiden er estimert til 3 år og 11 måneder, fra kontraktinngåelse med EPC-leverandør til det er klart for installasjon av 420 kV-kabler.

Byggefasen vil bestå av følgende seks hovedelementer:

- Forberedende arbeider, inklusive bestilling, produksjon, frakt og montering av TBM og bakrigg.
- Sprengning, sikring og tetting av tverrslag for adkomst til kabeltunnel, adkomsttunnel til siloer for uttransport av masser og monteringshall for TBM og bakrigg.
- Boring av kabeltunnel, med samtidig montasje av innvendige betongelementer
- Sprengning, sikring og tetting av lokale utvidelser i traseen.
- Betongkonstruksjoner; pumpestasjon, kabelsjakt, brannskillevegger, tunnelportal etc.
- Installasjoner; vann- og frostsikring, VA-anlegg, veibane, kabelkanaler, trekkekummer etc.

En TBM har lang bestillingstid, da den må bygges spesielt tilpasset de lokale forholdene i prosjektet. Mens maskinen og bakriggen produseres, kan tilrigging og forarbeider ved Ulven starte opp, inkludert etablering av tverrslag, montasjehall, adkomsttunnel til silo og kabelsjakter.

I selve boreperioden vil det ikke være praktisk mulig å utføre permanente installasjoner bak stuff før maskin og bakrigg er tatt ut av tunnelen. For installasjonsarbeidene er det lagt til grunn at både tverrslaget ved Sogn og ved Ulven kan benyttes, og at disse arbeidene først starter når maskin og bakrigg er tatt ut av tunnelen.

Arbeidstid

Fremdriftsplanen er basert på følgende arbeidstidsbestemmelser:

- Sprengningsarbeider, opplasting av masser i dagen, boring, pigging og andre særlig støyende aktiviteter skal ikke forekomme i tidsrommet 23:00-07:00 (mandag-fredag) eller i tidsrommet 18:00-07:00 (lørdag), og ikke på søndager/helligdager.

- Alle arbeider i dagsonen og 50 m inn i tunnelen skal utføres i tidsrommet 07:00-19:00 (mandag-fredag) og 08:00-16:00 (lørdag). På søndager/helligdager skal det ikke utføres arbeider i dagsonen.
- Tunnelboring er forutsatt utført med arbeidstid 101 t/uke og 50 uker per år.
- For installasjonsarbeidene er byggetiden vurdert basert på normal arbeidstid og 4 uker ferie i året.

6.5 Konsekvenser for ytre miljø

6.5.1 Støy og vibrasjoner

Regelverk

Oslo kommune har egen støyforskrift «Forskrift om begrensning av støy». Forskriften har egne bestemmelser som gjelder støy i bygge- og anleggsvirksomhet. Støyforskriften i Oslo forvaltes av helsetjenesten gjennom bydelsoverlegen/kommuneoverlegen. I Tabell 19 er grenser for tillatt støy fra bygge- og anleggsvirksomhet i Oslo gjengitt.

For arbeider som forårsaker impulsiv støy (smell fra sprengning, fallhammer o.l.) krever forskriften forhåndsgodkjenning. Støy som har karakteren av «rask hammerlyd», eller støy som inneholder en eller flere tydelige toner, er å betrakte som 5 dB mer støyende enn den målte verdi.

Kravene i forskriften gjelder mest støyende halvtime i løpet av dag/kveld/natt, i motsetning til grenseverdiene i T-1442 (Retningslinje for behandling av støy i arealplanlegging), som gjelder ekvivalentnivå i hele dag-, kveld- og nattperioden. Oslos støyforskrift har ingen grenser for innendørs støy, men grenseverdiene i T-1442 (Tabell 20) legges ofte til grunn også i Oslo [15].

Tabell 19: Grenser for tillatt støy fra bygge- og anleggsvirksomhet i Oslo ^{1,2}, angitt som A-veid lydtryknivå i dB.

Bygningstype	Årstid, sommer/vinter (16.5 – 15.9 / 16.9 – 15.5)		
	Dag 07-19, Leq	Kveld 19-23, Leq	Natt 23-07, Lmaks
Boliger ³	70/70	65/65	55/60
Sykehus og pleieinstitusjoner	50/55	50/55	Forbud mot støyende virksomhet
Skoler og barnehager ⁴	60/65	60/65	Ingen grense
Kontorer, forretninger, industri	70/70	Ingen grense	Ingen grense

1) Tabellen gjelder ikke impulsiv støy.

2) For kortvarige arbeider på dagtid gjøres følgende lempninger av de støygrenser som er satt i Tabell 1:

Ved arbeider som totalt pågår kortere tid enn 1 uke, innrømmes et tillegg på 5 dB.

Ved arbeider som pågår kortere tid enn 2 timer pr. dag, innrømmes et tillegg på 5 dB.

For kveldstid og nattetid gis ingen lempninger for kortvarige arbeider.

3) «Stille periode» mellom kl. 23.00–01.00. I denne periode skal all støyende bygge- og anleggsvirksomhet innstille.

4) Ved skoler og barnehager er det ingen restriksjoner utenom åpningstid.

Tabell 20: Anbefalte innendørs støygrenser for bygge- og anleggsvirksomhet gitt i Retningslinje T-1442, angitt som lydnivå i dB. For tunnelanlegg skal tydelig borelyd og piggelyd gi en skjerpning av grensene med 5 dB.

Bygningstype	Støykrav på dagtid (L _{pAeq12h} 07-19)	Støykrav på kveld (L _{pAeq4h} 19-23) eller søn-/helligdag (L _{pAeq16h} 07-23)	Støykrav på natt (L _{pAeq8h} 23-07)
Boliger, fritidsboliger, overnattingsbedrifter, sykehus og pleieinstitusjoner	40	35	30
Arbeidsplass med krav om lavt støynivå	45 i brukstid		

Strukturstøy

Strukturoverført støy skyldes vibrasjoner som forplanter seg i bakken, kommer inn i bygninger via fundamentering og avstråles inne i bygget. Støyen måles som luftoverført støy innendørs i henhold til Tabell 20. Strukturstøy genereres fra salve-, sonder- og injeksjonsboring og fra TBM-boringen. Sprengning vil også generere strukturlyd, men håndteres vanligvis etter regelverk som gjelder fare for skade på bygninger, ikke støy.

I dag finnes det ingen standardisert norsk, nordisk eller internasjonal metode for å beregne strukturoverført støy. Det er teoretisk mulig å beregne vibrasjonene som oppstår ved kilden ut fra data for ladning fra sprengning eller kraft fra boring, pigging eller TBM, og deretter beregne vibrasjonsoverføring til bygning, og resulterende avstrålt støy inne i bygningen. Dette er imidlertid svært usikre beregninger ettersom vibrasjonsoverføring vil være avhengig av faktorer som type bor, bordiameter, kraftpåtrykk og hastighet, bergartens densitet og bølgehastighet, mektighet av eventuelle løsmasser, bygningens konstruksjon og fundamentering.

I Figur 12 er det angitt noen sammenhenger mellom lydnivå og drivemetode, fra [15]. Verdiene i figuren er basert på følgende:

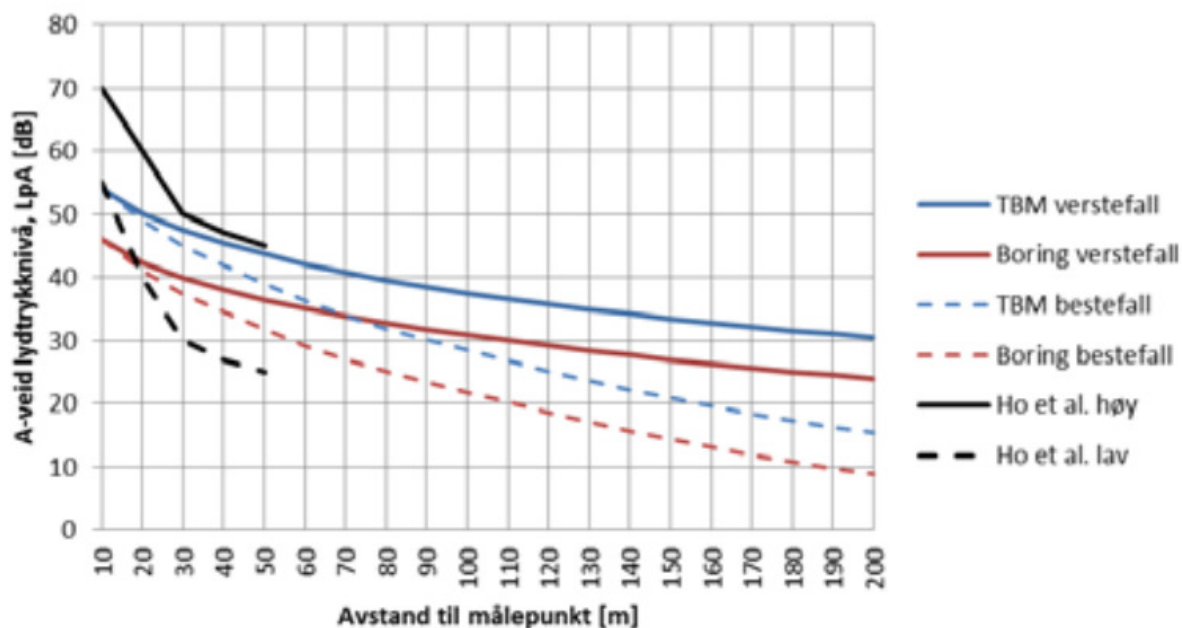
- Boring ved konvensjonell driving: Lydnivå ca. L_{pA} = 46 dB på 10 m avstand, demping mellom 5 og 6 dB for hver gang avstanden doubles. Forutsetter hard bergart og mottakerrom i kjeller fundamentert direkte på berg.
- Driving med TBM: Lydnivå ca. L_{pA} = 54 dB på 10 m avstand, samme avstandsdemping som for boring, dvs. 5-6 dB per avstandsdobling, og ellers samme forutsetninger som boring. I tillegg gjelder utgangsnivået en boret diameter på 10-11 m. Med mindre diameter på borehodet vil rotasjonshastigheten kunne økes, noe som igjen vil føre til høyere lydnivåer. I [15] er det referert til en kilde som angir at hver dobling av rotasjonshastigheten gir en økning i lydnivået på 4-5 dB.
- I «bestefallssituasjon» er det lagt til grunn mottakerrom i bygg fundamentert på løsmasser over berg.

Grunnlaget for tallene benyttet i [15] er oppgitt å være måleresultater fra tunnelprosjekter i Norge og Sverige. De to norske tunnelprosjektene det refereres til var imidlertid kun under planlegging da rapportene det refereres til ble utgitt. Noen av grunnlagsdataene antas derfor å måtte være tidlige anslag på strukturstøy for de ulike tunnelanleggene, og det er derfor svært usikkert hvor reelle disse verdiene er. Både utgangsnivå og avstandsdemping vil også være avhengig av faktorene som er listet opp i forrige avsnitt, og verdiene i Figur 12 må derfor brukes med forsiktighet.

Det bemerkes at utgangsnivået ikke gjelder pigging. Enkelte målinger tyder på at pigging kan gi lydnivåer som er 5-10 dB høyere enn boring ved korte avstander (opp til ca. 30 m) [15].

Lydnivå fra sprengning er ikke omtalt. Dette skyldes at sprengning anbefales håndtert etter NS 8141, som gjelder vibrasjoner for å unngå skader på bygninger. Sprengninger vil være en sjelden hendelse sammenlignet med boring og pigging, og derfor vesensforskjellig fra andre aktiviteter ved konvensjonell driving.

Verste- og bestefallssituasjon TBM og boring



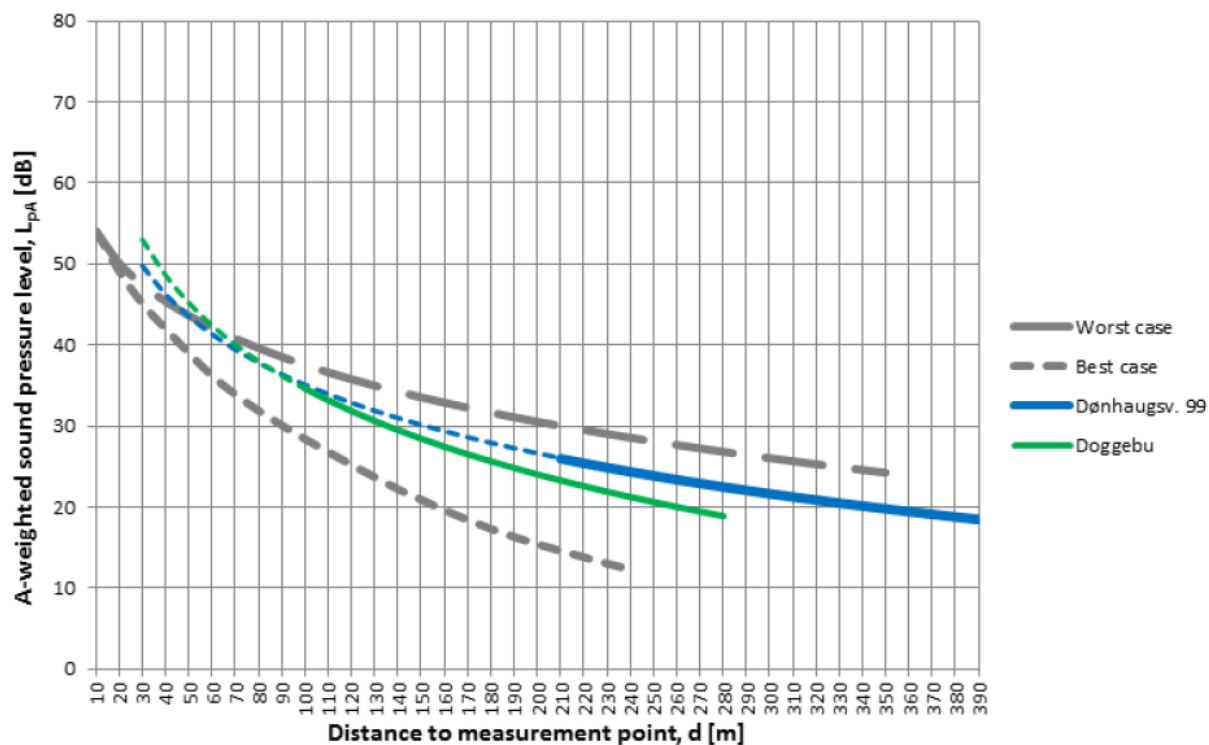
Figur 12: Beste- og verstefallssituasjon for strukturlyd for ulike avstander og drivemetoder. Det gjøres oppmerksom på begrensninger i bruk av tallene, som beskrevet i teksten i avsnittene over. Fra [15].

Aktiviteter i tunnelen vil gi ulemper for boliger og annen bebyggelse langs tunneltraseen, enten det drives på konvensjonelt vis eller med TBM.

Ved TBM-drift vil strukturstøy fra tunnelboremaskinen og fra sonder- og injeksjonsboring merkes i varierende grad, avhengig av avstanden til tunnelen. Impulsene fra en TBM er mer lavfrekvente enn tilsvarende impulser fra sonder- og injeksjonsboring, og vil derfor bære lengre i berggrunnen. Hvilke områder som blir mest utsatt er avhengig av lokale geologiske forhold, løsmasseoverdekning, samt bygningers konstruksjon og fundamentering. Ved Ulven vil det også være ulemper knyttet til boring og sprengning av tverrslag og tunnelarrangement før oppstart av selve tunnelboringen.

Erfaringer

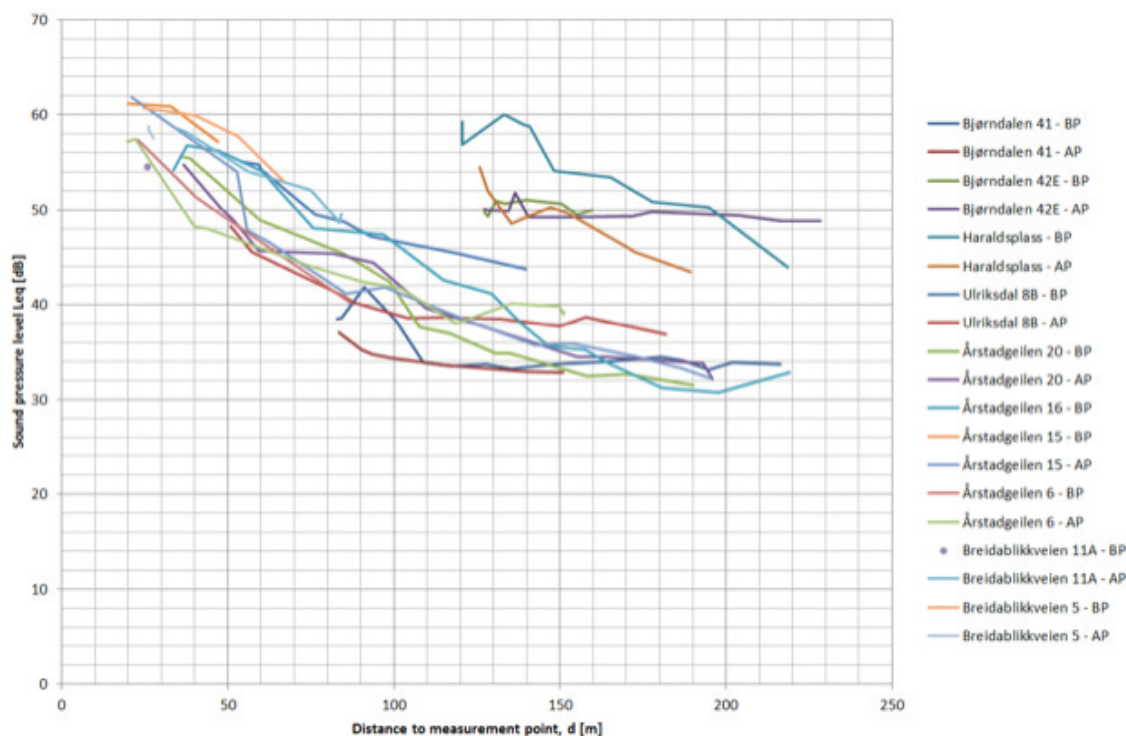
Det foreligger erfaringer fra måling av strukturstøy ved tunneldriving med TBM ved Ulriken (Bergen, fullført TBM-boring august 2017) og Follobanen (Oslo, under driving), begge jernbanetunneler [16]. Ved Follobanen ligger målinger utført i en tidlig fase av drivingen innenfor antatte beste- og verstefallsverdier estimert under planleggingen av prosjektet. Figur 13 viser målinger utført i første etasje i bygninger fundamentert på berg.



Figur 13: Antatt og målt strukturstøy fra TBM-boring ved Follobanen. Målingene (heltrukket blå og grønn linje) er foretatt i første etasje i bygninger fundamentert på berg. Stiplede linjer er beregnede verdier. Grå linjer representerer antatte beste- og verstefallsverdier estimert i planleggingsfasen. [16].

Ved Ulriken var det kun en begrenset strekning av tunnelen, ca. 900 meter, som passerte under tettbebygd område. Overdekningen var på det minste 20 meter for de nærmeste bygningene. På denne strekningen ble det ikke boret på natt (23:00 – 07:00). Målingene utført ved Ulriken viser at lydtrykket ved den laveste overdekningen overstiger 60 dB [17].

Figur 14 viser en sammenstilling av alle målingene utført ved Ulriken. Den store variasjonen mellom de ulike målepunktene antas å skyldes ulike grunnforhold ved bygningene der målingene ble utført. De fire linjene som ligger høyere enn resten av målingene med hensyn til avstand og lydnivå, representerer to målepunkter der bakgrunnsstøyen var betydelig.



Figur 14: Målt strukturstøy fra TBM boring ved Ulriken [17].

Det er sannsynlig at strukturstøy på strekningen Sogn – Ulven, på grunn av bergartenes beskaffenhet, vil bli noe mindre enn ved tilsvarende avstand til tunnelene på Follobanen og Ulriken, der bergarten er hardere (hovedsakelig gneiser). I områdene der bygninger står på løsmasse av en viss mektighet vil man trolig merke lite til tunnelboringen.

Vibrasjoner

Som tidligere nevnt vil vibrasjoner fra sprengning, samt pigging og andre grunnarbeider, håndteres etter NS 8141. Standarden setter krav til måling og beregning av grenseverdier for vibrasjoner for å unngå skade på byggverk. I tillegg gjelder egne grenseverdier for vibrasjoner på Statnetts anlegg, som vil være dimensjonerende ved sprengning nær eksisterende anlegg på Ulven.

Oppsummering støy, strukturstøy og vibrasjoner

Konsekvenser med hensyn til støy og vibrasjoner fra sprengning vil berøre større områder ved konvensjonell drift enn ved TBM. Når det gjelder belastningen fra strukturstøy vil denne trolig være større ved TBM-drift enn ved konvensjonell driving. Større områder vil bli berørt, men over en kortere periode enn ved konvensjonell tunneldrift.

Ved videre utredning av TBM-alternativet bør det gjøres vurderinger av hvilken strukturstøy som kan forventes langs traseen, basert på geologiske forhold, varierende løsmassemekthet og avstand til tunneltraseen. Beboere som føler ubehag med strukturstøy bør tilbys overnatting på hotell i den berørte perioden, dersom støykravene overskrides betydelig og/eller i lengre perioder.

6.5.2 Støv, støy og andre forhold ved Ulven

Stort sett all anleggsvirksomhet vil foregå fra anleggsområdet ved Ulven. Det er kort vei fra anleggsområdet til hovedveinettet (E6 og ring 3).

Kilder til støv og støy ved Ulven vil i hovedsak være knyttet til:

- Etablering av tunnelpåhugg og boring og sprengning av tverrslag og tunnelarrangement ved Ulven.
- Tunnelventilasjon
- Massetransport
- Transport og mellomagring/omlastning av elementer
- Generell anleggsvirksomhet på riggområdet

Uttransport av masser fra TBM-boringen vil pågå parallelt med tunneldrivingen, og er anslått til å utgjøre ca. 55-60 lastebillass daglig (lastebil med henger). I tillegg vil det være inntransport av betongsegmenter i perioden med TBM-drift. Øvrig anleggstrafikk vil være knyttet til transport av personell, samt leveranser av utstyr og materiell.

Nærmeste boligbebyggelse til tunnelpåhugget er boligsameiet Ulven terrasse, der nærmeste boligblokk ligger ca. 60 meter i luftlinje sørøst for påhugget.

Tunnelventilasjon kan etableres i en av kabelsjaktene, i god avstand til nærmeste bebyggelse. Dersom støy fra viftene overstiger tillatte grenseverdier, kan det bli aktuelt med støyisolering.

Det må installeres renseanlegg med sedimenteringsbasseng eller filteranlegg for drifts- og lekkasjevann som pumpes ut av tunnelen under driving. PH-verdien må overvåkes. Det vil være behov for installasjon av en effektiv oljeutskiller, da det vil være spor av smøre- og hydraulikkolje og smørefett. Renset anleggsvann føres til kommunalt nett ved Ulven.

6.5.3 Bruk av tunnelmasser

Boremasser fra TBM-drift er mer finkornet enn sprengstein fra konvensjonell tunnelsprengning. Massene vil inneholde mye finstoff og ha en flisig kornform. Typiske anvendelsesområder er oppfylling i havneområder, landfyllinger og gjenfylling der det ikke er krav til at massene skal være drenerende.

En fordel med TBM-masser er at de generelt er renere enn masser fra sprengning, da de ikke inneholder rester av uomsatt sprengstoff eller tenner-ledninger (plast).

6.5.4 Energibrønner

Eksisterende energibrønner er kartlagt og vist på plan i vedlegg 1. Energibrønner i eller nær tunneltraseen kan bli skadet eller ødelagt ved at de bores på, blir fylt av injeksjonsmasse eller får redusert kapasitet som følge av grunnvannsenkning.

Der overdekningen for tunnelen er stor, vil potensielt boreavvik ved etablering av brønnene medføre en viss usikkerhet i beliggenhet av borehull/energibrønner på tunnelnivå. For eksempel vil en energibrønn med horisontal avstand fra tunnelen på terrengnivå på 40 m kunne ligge midt i traséen på tunnelnivå, eller lengre unna enn på terreng. Det er derfor usikkerhet knyttet til antall brønner som kan bli påvirket av tunneldrivingen.

Påboring av en eksisterende energibrønn med kollektorslanger kan utgjøre en fare for TBMen. Dette må utredes nærmere ved videreføring av TBM-alternativet.

6.6 SHA

Det er ikke utført fareidentifikasjon eller risikoanalyse for driving av tunnelanlegget med TBM. Ved en videre utredning er det viktig med en tidlig vurdering av SHA-forhold, for å kunne ta hensyn til forhold og tiltak som kan ha betydning for utformingen av anlegget, fremdrift og kostnader.

Nedenfor er det listet opp noen forhold som kan ha betydning for SHA. Listen er ikke komplett, og må detaljeres videre i en egen risikoanalyse ved videre utredning. Det er tatt utgangspunkt i temaer iht. Statnetts metodikk for tidligfase SHA-vurderinger.

Plassforhold

Trang tunnel, spesielt av betydning for etterarbeid/montasje.

Tunnelen har ikke snunisjer. Det forutsettes bruk av spesialkjøretøy/ MSV. Det bør vurderes om det er forsvarlig å bygge tunnelen uten mulighet for å snu kjøretøy. Dette kan være kritisk ved behov for rask rømning, f.eks. ved alvorlig personskade eller brann.

Konstruksjoner og tekniske løsninger

Utslipp av sprenggasser unngås for den borede delen av tunnelen.

Støv fra bergsikring med sprøytebetong unngås ved sikring med betongsegmenter.

Redusert risiko knyttet til håndtering av sprengstoff (i forhold til sprengt alternativ).

Alt arbeid skjer under sikret heng. Skjoldet og betongutføringen beskytter mot nedfall av løst berg.

Lang veg for rømning/redning.

Støyende arbeider.

7 Kostnadsoverslag

7.1 Omfang og forutsetninger

Det er utført en grov vurdering av kostnader for etablering av kabeltunnelen med forutsetninger som beskrevet i denne rapporten. Noen av postene i estimatet er hentet fra basisestimat for alternativ med boret og sprengt tunnel, utført av Norconsult oktober 2017. Dette gjelder arbeider som antas å være uavhengig av drivemetode, så som etablering av kabelsjakter ved Ulven, etablering av fiberkabler i borehull og grøft fra kabeltunnelen til sentral i Nydalen og erstatning av energibrønner.

Kostnadsestimatet er vedlagt i vedlegg 4 (unntatt offentlighet). Som det fremgår av vedlegget, er den totale kostnaden anslått til **ca. 858 millioner kroner**. Dette utgjør entreprisekostnad (P50), med følgende forutsetninger:

- Estimatet omfatter bygge- og anleggstekniske entreprisekostnader som beskrevet i denne rapporten.
- Rigg og drift er inkludert med 30 % av summen av de øvrige entreprisekostnader.
- Prosjektering, prosjektadministrasjon og byggeledelse er ikke inkludert.
- Merverdiavgift er ikke inkludert.
- Reserver/marginer er ikke inkludert.

De viktigste tekniske forutsetningene for estimatet er:

- Boret diameter 6,0 meter
- Forinjeksjon i ca. 5000 meter av tunnelen
- Arbeidstid 101 timer per uke.

I kostnadsestimatets poster er følgende inkludert:

- Produksjon, tiltransport og montasje av TBM og bakrigg
- Demontasje og borttransport av TBM, bakrigg og annet utstyr til lager innen Norge
- Avskrivning av TBM og bakrigg samt andre maskiner og utstyr
- Anskaffelse av spesialkjøretøy (MSV)
- Erstatning av energibrønner er inkludert med en rundsum stor kr. 6.100.000,-
- Trasé for fiberkabel fra kabeltunnel til N33 er inkludert med en rundsum stor kr. 4.700.000, jfr. detaljert estimat gitt i notat nr. 10304-NOR-GEN-G-NO-0001 «Vurdering av trasé for fiberkabel fra kabeltunnel til N33».
- Uspesifisert er inkludert med 10 % av summen av entreprisekostnader for å dekke arbeider som erfaringsmessig tilkommer som resultat av økt detaljeringsgrad i prosjekteringsfasen.
- Grunnundersøkelser og prosjektering er oppgitt med en sum som ikke er vurdert i denne fasen, og heller ikke ført til sammendrag.

Estimatet er basert på prisnivå per medio 2018.

7.2 Usikkerhet

Det er ikke utført usikkerhetsanalyse av basisestimatet i denne fasen. Under er det listet noen poster hvor usikkerheten vurderes som stor, og som kan påvirke kostnadsestimatet vesentlig. En del av usikkerheten kan reduseres ved videre detaljering av løsninger.

Tverrslag og tunnelarrangement ved Ulven Kostnader for forinjeksjon, sprengning og sikring er kun grovt anslått. Det er ikke sett på detaljert

utforming av anleggets ulike bergrom, behov for stabilitetssikring mm.

Forinjeksjon kabeltunnel

Det er knyttet stor usikkerhet til nødvendig omfang av forinjeksjon. I mengder er usikkerheten knyttet til antall hull i hver injeksjonsskjerm, hullengde og mengde injeksjonsmasse per hull. En stor del av kostnaden for injeksjon utgjøres av tiden det tar for boring av hull samt selve injeksjonstiden. Denne er også svært usikker.

Tunneltverrsnitt

Størrelsen på boret diameter har stor betydning for borekostnaden og mengde for opplasting og transport av masser.

Transport og deponering av masser

Det er knyttet stor usikkerhet til hvor masser kan deponeres.

7.3 Andre vurderte alternativer

For å kunne ha en formening om prissensitivitet ved en eventuell endring av tunneltverrsnittet, er det gjort en overordnet vurdering av kostnad og inndrift for tilsvarende tunnel med diameter 5,0 meter. Se Tabell 21. Etablering av tverrslag og tunnelarrangement ved Ulven antas å komme kostnadmessig omtrent likt ut for alternativene. Installasjoner og etterarbeider vil ved et mindre tverrsnitt og vanskeligere tilgjengelighet kunne få noe økte enhetspriser, men dette antas kun å utgjøre en marginalt høyere total kostnad. Det er kun selve TBM-boringen inkludert forinjeksjon, ringbygging og massetransport som vil utgjøre en vesentlig kostnadsforskjell. Det presiseres at alternativet med boret diameter 5,0 meter ikke er utredet med hensyn til tunnelens funksjonskrav eller øvrige prosjektforutsetninger.

Videre er det også gjort et overslag for hvordan kostnad og drivetid vil kunne slå ut ved drift med 144 arbeidstimer per uke. Utvidet drift fra 101 timer per uke til 144 timer per uke vil kunne gi store tids- og kostnadmessige gevinster, men det forutsetter at døgnkontinuerlig drift godkjennes av de lokale helsemyndighetene og arbeidstakerorganisasjoner. Ved 144 arbeidstimer i uken vil det være behov for fire arbeidslag, og arbeidet vil pågå hele døgnet 6 dager i uken.

I Tabell 21 er estimert entreprisestkostnad for hvert alternativ presentert. Foruten arbeidstid per uke og boret diameter er øvrige forutsetninger som oppgitt i kapittel 7.1.

Fremdriftsmessig vil det være tiden for selve boringen inkludert forinjeksjon og montering av betongutforing som vil variere mellom de ulike alternativene. Tid for bestilling og produksjon av TBMen, etablering av tunnelarrangement ved Ulven, arbeid med konstruksjoner og installasjoner samt demontering og nedrigging antas å komme omtrent likt ut. I Tabell 21 er derfor kun tid for selve boringen presentert.

Tabell 21: Sammenligning av kostnader og inndrift for ulike alternativer.

Arbeidstid	101 timer/uke		144 timer/uke	
	6,0 m	5,0 m	6,0 m	5,0 m
Diameter tunnel				
Antatt entreprisestkostnad i mill. NOK	858	757	836	743
Tid for boring av tunnel inkl. forinjeksjon og betongutforing (angitt i kalendermåned)	16,2	14,0	11,9	10,8

8 Behov for videre arbeid/undersøkelser

Arbeidet med denne rapporten har blitt utført innenfor en kort tidsperiode, og må således betraktes som et tidlig utredningsnivå. Dersom arbeidet med TBM-alternativet skal videreføres vil det være behov for grundigere vurderinger av alle aspektene ved prosjektet som er nevnt i rapporten. Det kreves mer arbeid for å kunne gi en komplett anbefaling av behov for videre arbeid og supplerende undersøkelser, for å redusere risiko og usikkerhet i fremdrifts- og kostnadsestimatene. Et foreløpig utgangspunkt er listet opp under:

Setningspotensiale og omfang forinjeksjon	<p>Det vil være behov for en mer grundig utredning av setningspotensiale og tilstand for bebyggelse og konstruksjoner langs tunneltraseen. Hvilke krav som må settes til innlekkasje til tunnelen under driving (anleggsgfase) vil påvirke nødvendig omfang av forinjeksjon, som har stor betydning for kostnader og fremdrift. Det vil i dette henseende være nyttig å gjøre beregninger av setningspotensiale ved en midlertidig (eksempelvis 1 - 4 uker) poretrykksreduksjon av varierende størrelse (eksempelvis 5, 10 og 20 m) for å studere sensitiviteten av varierende oppnådd tetthet ved forinjeksjon.</p> <p>Et måleprogram for grunnvannstand, poretrykk og setninger bør utarbeides og startes opp i god tid før anleggsarbeidene begynner for å dokumentere et referansenivå og normale variasjoner med årstidene. I og med at injeksjonsboring gjennom stoffen på en TBM ikke er ønskelig, bør kostnader og tekniske kapasiteter for spesialutstyr/glassfiberstenger til injeksjon undersøkes i mer detalj.</p>
Bergmasse- og bergmekaniske egenskaper	<p>Ved planlegging av TBM-tunneler er det ønskelig med så detaljert informasjon om grunnforholdene som mulig. Supplerende informasjon vil bidra til å redusere usikkerhet i beregning av inndrift, gi bedre grunnlag for prising, og gi viktige innspill til design av TBM maskin. Det vil være nyttig å utføre detaljert ingeniørgeologisk kartlegging og innhente bedre informasjon om variasjon i berggrunnsforhold, oppsprekking/sprekkeretninger og svakhetssoner langs tunneltraseen. Dette med tanke på inndriftsprgnose, men også for å kunne gjøre en mer detaljert risikovurdering av stabilitetsmessige forhold, og for input til design av betongsegmentene. Videre bør nytten av å innhente representative bergartsprøver langs traseen for testing av bergartenes egenskaper i laboratorium vurderes. Følgende tester kan være aktuelle: DRI, CLI, Kvartsinnhold, CAI (Cherchar Abrasivity Index), enaksiell trykkfasthet, strekkfasthet, punktlastindekstest.</p>
Tunneltverrsnitt	<p>Det må arbeides videre med optimalisering av tunneltverrsnittet, utforming av tunnelarrangement og plassering av utvidelser. Forutsetningene for dimensjoneringen må vurderes og landes endelig. Resultater fra risikoanalyser kan gi føringer for utformingen. Konsekvenser og kostnader for kabelinstallasjon bør også utredes nærmere.</p>

Strukturstøy fra TBM-boring	Det bør utføres en detaljert vurdering av forventet støypåvirkning fra TBM-boringen. Det vil være viktig å identifisere hvilke og hvor store områder som antas å bli berørt, og hvilket støynivå som kan forventes. Dette vil kunne påvirke krav til restriksjoner på arbeidstid, noe som henger direkte sammen med fremdrift og kostnader.
Miljøpåvirkning ved Ulven	Ulven blir med TBM-boring et travelt anleggsområde med massetransport ut og en god del annen transport inn i form av TBM-maskin, betongsegmenter og annet utstyr og personell. Det bør gjøres en mer detaljert vurdering av hvordan dette påvirker nærmiljøet med tanke på støv, støy og trafikksituasjon.

9 Terminologi og referanser

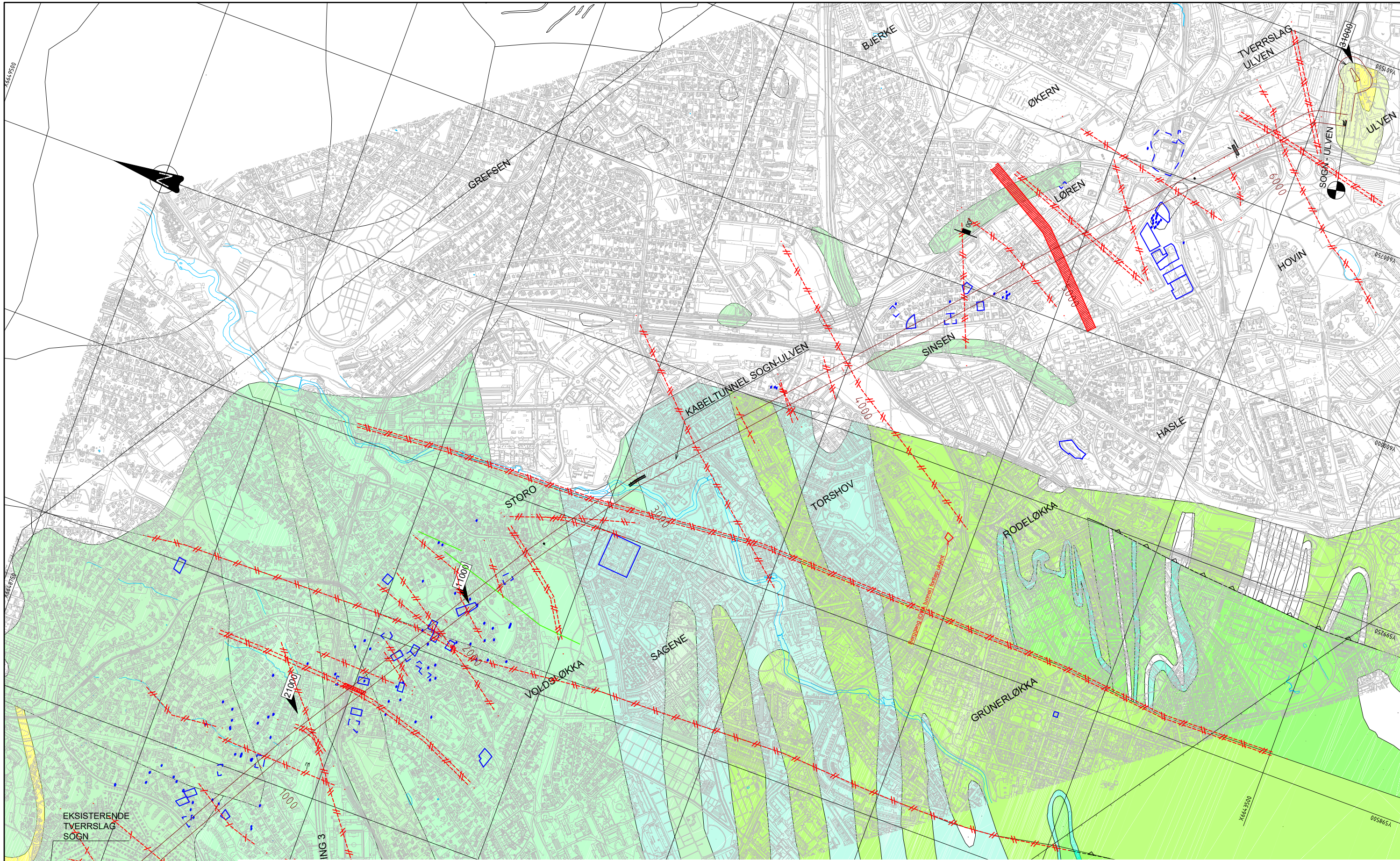
9.1 Terminologi

TBM	Tunnelboremaskin
Stuff	Arbeidsfront i tunnel
Lugeon	Mål for bergmassens permeabilitet, som bestemmes som vanntap i l/min. pr. meter borehull ved et overtrykk på 10 bar. 1 Lugeon (L) tilsvarer erfaringsmessig en permeabilitetskoeffisient på $k = 1 \times 10^{-7}$ m/s.
Betongutforing	(eng. « <i>lining</i> ») Vanntett utstøpning (foring) av tunnelens vegger/kontur. Utføres normalt som prefabrikkerte, armerte betongsegmenter, som monteres sammen til en ring i tunnelen.
Tverrslag	Adkomsttunnel til hovedtunnelen (her kabeltunnelen)
Påhugg	Der man starter å sprengne/bore tunnelen
Strukturlyd	Lyd som overføres gjennom svingninger i faste stoffer (for eksempel i gulv/vegg i en bygning)
Vibrasjoner	Vibrasjoner er svingebevegelser omkring et likevektspunkt. Vibrasjoner kan være kontinuerlige (fra maskiner, trafikk etc.) eller forekomme fra enkelthendelser (f.eks. sprengning).

9.2 Referanser

- [1] Graversen, O., Naterstad, J., Nilsen, O., Nordgulen, Ø. og Lutro, O. 2009: Berggrunnskart OSLO 1914 IV, M 1:50.000, foreløpig utgave. Norges geologiske undersøkelse (NGU). Berggrunnskart, NGU (www.ngu.no).
- [2] NGI (2015): Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning.
- [3] Statens vegvesen, Vegdirektoratet (2003): Publikasjon nr. 103 «Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø».
- [4] Statnett/Norconsult (2018): 10304-NOR-GEN-G-RE-0005 Sogn-Ulven 420 kV kabelforbindelse. Bygg og konstruksjoner langs tunneltraseen. Fundamenteringsmetoder.
- [5] Statnett/Norconsult (2017): 10304-NOR-GEN-G-RE-0002 Sogn-Ulven 420 kV kabelforbindelse. BP2. Setningsfare langs tunneltraseen.
- [6] Astring, G. (1983): Experiences with pregrouting in sewage tunnels in the Oslo area. Norwegian Tunneling Technology, publication no. 2, s. 57-63.
- [7] Larsen, T.L. (1983): Tunnel excavation and pregrouting with Bouygues boring machine. Norwegian Tunneling Technology, publication no. 2, s. 15-20.

- [8] Storjordet, A., Astring, G. & Fredriksen, U. (1988): Oslofjordprosjektet, Arbeidsgruppe for injeksjonsarbeider, Rapport nr. 2. Vestfjorden Avløpsvesen - Oslo Vann- og Avløpsverk.
- [9] NGI (1998): Tetting av tunneler i tettbygde strøk, Tåsentunnelen, rapport nr. 526521-6.
- [10] Statens vegvesen (2001): Miljø og samfunnstjenlige tunneler – et bransjeprojekt. Rapport nr. 3: Injeksjon- av «problemsoner» ved bygging av T-Baneringen. Intern rapport nr. 2234.
- [11] Høien, A. H., Nilsen, B., (2014): Rock Mass Grouting in the Løren Tunnel: Case Study with the Main Focus on the Groutability and Feasibility of Drill Parameter Interpretation. Publ. Rock Mechanics and Rock Engineering (2014) 47:967-983.
- [12] Hovelsen, M. (2014): Sporveienprosjektet Lørenbanen og Løren T-Banestasjon – Status fjellsprenning. Fjellsprenningsdagen, s. 14.1-14.25.
- [13] Bruland, A. (2000): Hard rock tunnel boring. PhD avhandling. NTNU.
- [14] Statens Vegvesen (2013): Geologisk sluttrapport (for sikkerhetsgodkjenning), Rv 150 Ring 3 Ulven – Sinsen, E20 Lørentunnelen.
- [15] NFF (2014): Støy fra bygge- og anleggsvirksomhet, Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk, teknisk rapport nr. 15.
- [16] Elden, G. H., Breckan, S., Grepstad, G., Syversen, F., Eide, L. (2018): Structural noise and third parties when TBM-tunneling in urban areas. Artikkel og presentasjon fra WTC 2018.
- [17] Eide, L. (2018): Skriftlig uttalelse. Byggeleder TBM, prosjekt Arna - Bergen, Bane NOR.



FORKLARINGER:

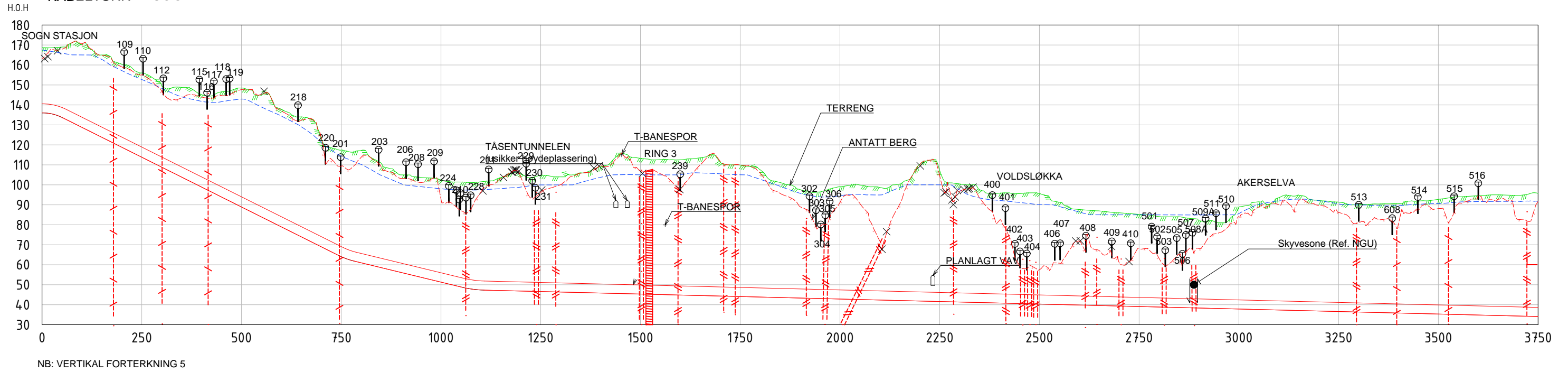
- - - - - I ANTATT SVAKHETSSONE, LITEN < 5 M BRED
- - - - - II ANTATT SVAKHETSSONE, MIDDELS 5 - 15 M BRED
- - - - - III ANTATT SVAKHETSSONE, STOR > 15 M BRED
- = = = = = ANTATT VULKANSK BERGGANG, BREDDEN VIL KUNNE ØKE NOE MED DYPET
- = = = = = BERGBLOTNING, KARTLAGT
- BRØNN REGISTRERT I GRANADA
- TOMTER SOM PLANLEGGER ENERGI BRØNN, INNMELDT TIL STATNETT
- TOMTER MED ENERGI BRØNN, INNMELDT TIL STATNETT

BERGGRUNNSKART FRA NGU:

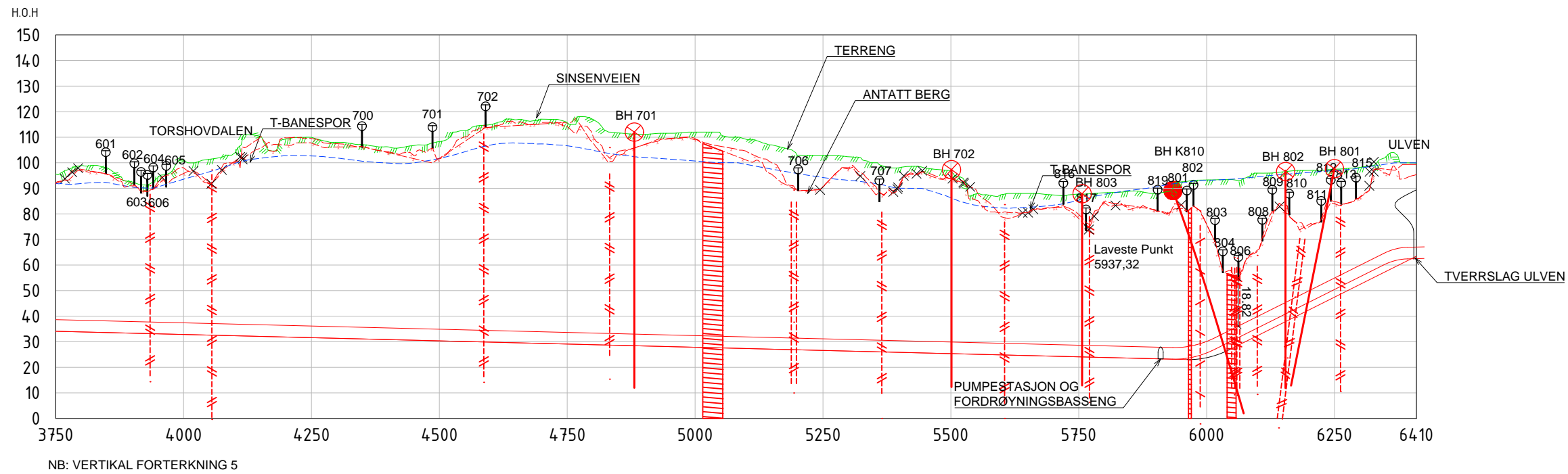
- 35 SKIFER MED TYNNE LAG SILTSTEIN OG KALKSTEIN
- 36 KALKRIK SANDSTEIN, SKIFER OG TYNNE KALKSTEINSLAG
- 37 SKIFER MED LAG AV KALKSTEIN, SANDSTEIN OG KALKSTEINSKNOLLER
- 38 SKIFER OG KALKSTEIN I VEKSLING, KNOLLEKALK OG SKIFER
- 39 4B
- 40 4Aα KNOLLEKALK OG SKIFER
- 41 3C KALKSTEIN, KNOLLEKALK OG SKIFER I TOPPEN OG BUNNEN AV FORMASJONEN, KNOLLEKALK OG SKIFER I MIDTEN
- 42 1B - 3Aγ KALKSTEIN MED DOLOMITT I TOPPEN AV FORMASJONEN
- UINDELTE KAMBROSILURBERGARTER



KABELTUNNEL SOGN-ULVEN





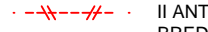








KABELTUNNEL SOGN-ULVEN



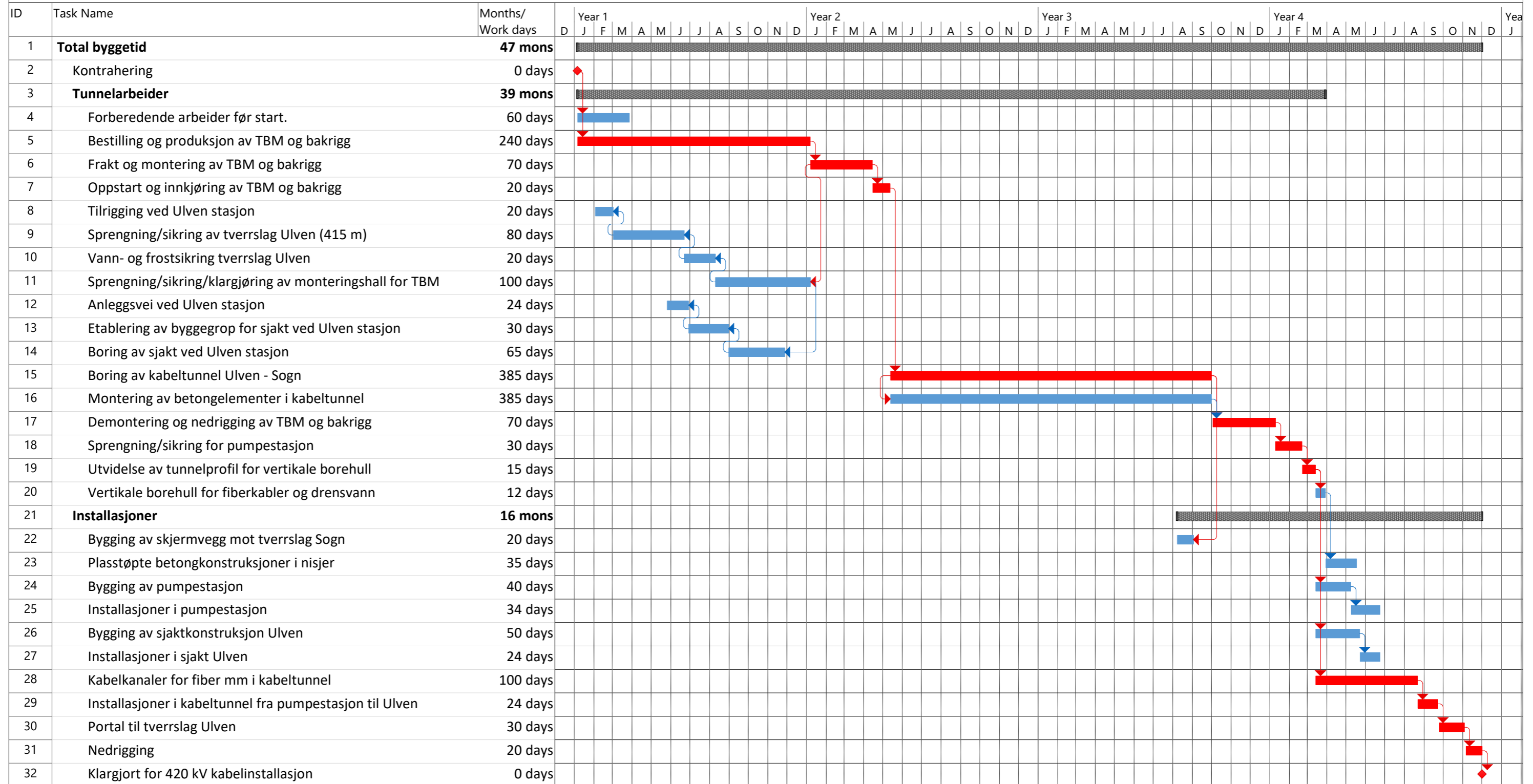
FORKLARINGER



- | | | | | | |
|---|--|--|--|---|-----------------------------------|
|  | EKSISTERENDE TERRENG |  | I ANTATT SVAKHETSSONE, LITEN < 5 M BRED |  | ANTATT GRUNNVANNSNIVÅ |
|  | ANTATT BERG, TRIANGULERT MELLOM NYE TOTALSONDERINGER, SEISMIKK OG BORPUNKTER FRA VAV |  | II ANTATT SVAKHETSSONE, MIDDELS 5 - 15 M BRED |  | BH# BOREHULL FOR BOREHULLSLØGGING |
|  | TOTALSONDERING |  | III ANTATT SVAKHETSSONE, STOR > 15 M BRED |  | KH# KJERNEBORING |
|  | BORPUNKTER VAV, 5 METER TIL HVER SIDE FOR TUNNELTRASEEN |  | ANTATT ERUPTIV BERGGANG, BREDDEN VIL KUNNE ØKE NOE MED DYPET | | |

420 kV Kabelforbindelse Sogn - Ulven

Fremdriftsplan tunnel, grunn og betong - med TBM som drivemetode



Task	[Blue bar]	Inactive Task	[White bar]	Manual Summary Rollup	[Teal bar]	External Milestone	[Diamond]	Progress	[Blue line]
Split	[Dotted bar]	Inactive Milestone	[White bar]	Manual Summary	[Black bar]	Deadline	[Green arrow]	Manual Progress	[Teal line]
Milestone	[Diamond]	Inactive Summary	[White bar]	Start-only	[C-shape]	Baseline	[Grey bar]	Slippage	[Dark blue line]
Summary	[Black bar]	Manual Task	[Teal bar]	Finish-only	[J-shape]	Baseline Milestone	[Diamond]		
Project Summary	[Grey bar]	Duration-only	[Teal bar]	External Tasks	[Grey bar]	Baseline Summary	[Black bar]		