

2025

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

Oslo, 20.-21. november



Foto: Vinjar Kristiansen

ARRANGØRER:



**NORSK FORENING FOR
FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK**



NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

Arrangører:

**Norsk forening for fjellsprenningsteknikk og Norsk Bergmekanikkgruppe.
Tekna bidrar med påmeldingsservice og teknisk gjennomføring.**

Redaksjon:

Tone Nakstad, NFF

ISBN: 978-82-92641-55-2



TRYKT I NORGE

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprenningskonferansen arrangert i Oslo 20.-21. november 2025.

Årets arrangement er det 63. i rekken og emnene er i likhet med tidligere års valg, hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk forening for fjellsprenningsteknikk (NFF) og Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG).

Programmet for årets arrangement er fastlagt og godkjent av foreningenes styrer.

Arrangørene vil takke alle medvirkende forfattere for den innsatsen som er nedlagt i utarbeidelsen av forelesningene og artiklene. Den enkelte forfatter er ansvarlig for foredragets innhold, ortografi og billedmateriale.

Norsk forening for fjellsprenningsteknikk (NFF)
Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG)

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

Radisson Blu Scandinavia Hotel, Holbergsgt 30, Oslo

Programkomite:

Brede Nermoen, Bane NOR, NFF

Fredrikke Syversen, VAV Oslo kommune, NFF

Heidi Berg, Trimble Solutions, NFF

Vegard Olsen, Forcit, NFF

Kristoffer Sundsmoen, Hæhre, NFF

Trine Bye Sagen, Bane NOR, NFF

Hanne Elisabeth Wiig, Fornebubanen, NBG

Håkon Walter Bjørnsrud, Norconsult, NBG

Javier Macias, JMConsulting-Rock Engineering, NBG

Fjellsprengningskonferansen 2025

Torsdag 20. november

kl. 07:30–08:00	Felles frokost for NFF-medlemmer
kl. 08:00–08:30	Leder gjennomgår status i NFF per november 2025
kl. 07:45–09:00	Registrering
Møteleder Fredrikke Syversen, Grønlund Consulting AS	
kl. 09:00–09:20	1 Åpning av årets konferanse Styreledere Sindre Log/NFF & Håkon Walter Bjørnsrud/NBG
kl. 09:20–09:40	2 Forbruksdrevet oppsving i usikre tider Øystein Dørum, Sjefsøkonom i samfunnsøkonomi, NHO
kl. 09:40–10:00	3 Motstandsdyktig infrastruktur Anders Haavik-Nilsen, fungerende avdelingsdirektør for Operasjoner og beredskap, Forsvarsbygg
kl. 10:00–10:20	4 Krafttaket Ane Torvanger Brunvoll, NVE
kl. 10:20–10:40	Pause
Møteleder Brede Nermoen, Bane NOR	
kl. 10:40–11:00	5 Norges tilstand Liv Kari Skudal Hansteen, RIF
kl. 11:00–11:20	6 Drift og vedlikehold av Oslo VAVs tunnelanlegg Julie Fosseide, Oslo VAV
kl. 11:20–11:40	7 Innovation across the infrastructure industry - insight from UK Daniel Garbutt, Infrastructure Industry Innovation Partnership (i3P)
kl. 11:40–12:00	8 Historisk kvarter - AMVs historie Peder Andersen, AMW
kl. 12:00–13:00	Lunsj
Møteleder Heidi Berg, Trimble Solutions Sandvika AS	
kl. 13:00–13:15	9 Fotokonkurranse og rekruttering Arve Brekklus/Byggeindustrien, Kjersti Dunham/Norconsult & Elin Hermanstad Havik/SVV
kl. 13:15–13:35	10 Vestkorridoren - Et av Norges største byutviklingsprosjekt Tom Hedalen, SVV
kl. 13:35–13:55	11 E39 Rogfast, sjaktsynking på Kvitsøy Sveinung Brude, SVV
kl. 13:55–14:20	12 5x5 kjappe A Tunnelbyggetid - Et vellykket bransjesamarbeid / Gina Qvale, EBA B Batterielektriske maskiner under jord – erfaringer fra Rogfast / Bastiaan Lottman, ILF C Ny renseløsning av tunnelvann - HMR-filteret / Jaran Raymond Wood, Leca D Innovativt og norskutviklet alternativ til bærekraftig skredsikring / Svein Terje Strandlie, Bypass E Postepplan - hvordan sikre optimal distribusjon av den / Martin Ryde, Blastmanager

kl. 14:20–14:40		Pause
kl. 14:20–15:35		Møteleder Håkon W. Bjørnsrud, Norconsult
kl. 14:40–15:00	13	Erfaring fra skredet ved PM6-bygget i Halden Lars Anker-Rasch & Erlend Andreassen, AFRY
kl. 15:00–15:20	14	Steinskred på E6 Morskogen og Rosten (Ekspertutvalget) Bjørn Nilsen/NTNU & Vidar Kveldsvik/NGI
kl. 15:20–15:40	15	Ras på veien - lærer vi? Kjell Inge Davik, SVV
kl. 15:40–16:00		Pause
		Møteleder Hanne Wiig, Oslo kommune Fornebubanen
kl. 16:00–16:20	16	Ras i Gullbergstunnelen E10 Lars Marius Kveen, Skanska
kl. 16:20–16:40	17	Utslag under sjø for Andfjord Salmon tunneler Helle Nilsen & Tom Erlend Knutseth Rød, LNS
kl. 16:40–17:00	18	Råvannstunnel fra Tyrifjorden til Oslo - Hva har vi lært underveis? Martin Stormoen, NVO
kl. 19:45–20:00		Aperitif
kl. 20:00–22:30		Festmiddag

Fredag 21. November

kl. 07:00		Fellesstart løpe- og gåtur rundt Slottsparken - Oppmøte i resepsjonen
-----------	--	--

Fellessesjon

		Møteleder Vegard Olsen, Forcit
kl. 09:00–09:30	19	Det grønne skiftet - er vi på ville veier? Frode Nilsen, LNS

Parallele sesjoner

Spor A/1

		Møteleder Vegard Olsen, Forcit
kl. 09:40–11:05		Tema: Sprengning
kl. 09:40–10:00	20	Vestbysaken - hvem eier risikoen knyttet til gjenstående sprengstoff Morten Lorentzen, Follo Fjellsprengning
kl. 10:00–10:20	21	Grønn innovasjon - Nødvendig og krevende Andreas Harstad, Skanska • Erfaring fra forsøk med HPX sprengstoff
kl. 10:20–10:40	22	Erfaringer ved bruk av pyroteknisk sprengstoff ved Nye Aker Sykehus Torbjørn Thoresen Mofoss, Sweco

kl. 10:40–10:45	23	Spørsmål og svar
kl. 10:45–11:05		Pause

Spor A/2

kl. 11:05–13:10		Tema: Kartlegging, TBM og MWD
kl. 11:05–11:25	24	Tidligfase geologisk kartlegging - En tverrfaglig metodeutvikling Annina Margreth/NGU & Finn Sverre Karlsen/SVV
kl. 11:25–11:45	25	Moderne TBM-teknologi for en ny jernbanetunnel under Oslo sentrum Sara Lillian McDonnell & Martin Bjellum, Master NTNU
kl. 11:45–12:05	26	MWD praktisk anvendelse for sikkerhet, økonomi og framdrift Klas Dalberg, CONPAL
kl. 12:05–12:10	27	Spørsmål og svar
kl. 12:10–13:10		Lunsj

Parallelle sesjoner

Spor B/1

kl. 09:35–10:45		Møteleder Javier Macias, JMConsulting
kl. 09:40–11:05		Tema: Bergmekanikk
kl. 09:40–10:00	28	ROCARC - Berganker for stabilisering av infrastruktur Bjarte Grindheim, Sweco
kl. 10:00–10:20	29	Hvilke bregrensninger har klassifikasjons-system og når virker de best? Arild Palmstrøm
kl. 10:20–10:40	30	Ny hybrid metode for å bestemme bergsikring i dårlig fjell Jorge Terrón-Almenara, Sweco
kl. 10:40–10:45	31	Spørsmål og svar
kl. 10:45–11:05		Pause

Spor B/2

		Møteleder Brede Nermoen, BaneNOR
kl. 11:05–13:10		Tema: Digitalisering
kl. 11:05–11:25	32	KI-drevet kvalitetskontroll av tunnel med punktskysegmentering Sylvia De Vuyst-Fikse, LNS
kl. 11:25–11:45	33	Databasert optimalisering av masseflytting Martin Tunstad, Master NTNU
kl. 11:45–12:05	34	Intelligent sikring av bergskjæringer med KI og 3D-data Jessica Ka Yi Chiu, NGI
kl. 12:05–12:10	35	Spørsmål og svar
kl. 12:10–13:10		Lunsj

Fellessesjon - Tema: Injeksjon

Møteleder Kristoffer Sundsmoen, Hæhre

kl. 13:10–13:20 36 **Erstatter sement med restprodukt under berginjeksjon**
Helene Strømsvik, SINTEF

kl. 13:30–13:50 37 **Forinjeksjon og tunneldriving under løsmassedypprenne Vestkorridoren**
Geir Dehli, Geovita

kl. 13:50–14:10 38 **Forinjeksjon på Sogn - Ulven**
Bjørn Kaisen Pran, NGI

kl. 14:10–14:30 39 **Små katastrofale lekkasjer i Blixtunnelen og hvordan vi håndterte dem**
Kristine Jarsve & Eivind Hegbom, BaneNOR

Kjære Tunnelfolk
Kjære Ingeniørgeologer
Kjære Anleggsfolk
Kjære Samfunnsbyggere;
Kjære Venner

Det er en sann glede å ønske velkommen til den 63. fjellsprenningskonferansen.

Denne Fjellsprenningskonferansen, som alle før den, samler en hel bransje for en dag eller to med sterkt faglige innhold, gode diskusjoner og en sosial sammenkomst på en slik måte som gjør at få eller ingen andre bransjer våger å sammenligne sine konferanser med vår, og tyr heller til sjalue sleivkommentarer. Det at vi år etter år samler nesten tusen tunnelfolk på tvers av selskapsgrenser og hierarkiske linjer for å ta opp faglige problemstillinger er ikke bare unikt, men også helt fantastisk. I alle sine tradisjoner, sine uvaner og i sin enkelthet, er Fjellsprenningskonferansen virkelig noe å være stolte av!

Det er akkurat det samfunnet trenger i en verden som spinner mer og mer ut av kontroll. Det at folk møtes ansikt til ansikt, spør om hvordan man har det, diskuterer faglige spissfindigheter og tekniske løsninger uavhengig av bakgrunn, draktfarge og toneleie er akkurat det vi trenger for å løse de utfordringene som storsamfunnet nå står ovenfor. Det gjelder innen alle fagområder, men akkurat nå er våre sammenkomster blant de viktigste. Ikke bare for oss – men også for det samfunnet vi sammen skal bygge for fremtiden.

For i en verden som står ovenfor en mengde store utfordringer, som den geopolitiske situasjonen, økt urbanisering, knapphet på energikilder og klimakrise ligger mange av løsningene i grunnen. Enten det gjelder å verne viktige objekter, byplanlegging, mobilitetsløsninger, rassikring eller vannkraft. For det er det vi ingeniører og fagfolk gjør. Vi ser en utfordring, så tenker vi litt på den, så løser vi den.

Norsk berg-, tunnel og underjordsbransje har lange tradisjoner på å se utfordringer i dagen og for å finne gode løsninger i grunnen. Vår norske bransje har utviklet nye metoder, nye konsepter og har vært en pådriver for teknologisk utvikling i den internasjonale tunnelbransjen. Da med nyvinninger som undersjøiske tunneler, store fjellhaller, utslag under vann, råsprengte trykktunneler, utvikling innen fullprofilboring, sprøytebetong og forinjeksjon. Slik utvikling skapes gjennom at folk møtes og vi sammen skaper sterke fagmiljøer. Når sterke fagmiljøer blomstrer, kommer man frem til kreative og gode løsninger. Sånn har Fjellsprenningskonferansen bidratt med samfunnsnytte i over 60 år.

Det må vi fortsette med. Potensialet for samfunnsnytte for våre fag er større enn noen gang. Samtidig er man på vei inn i flere parallelle teknologisprang, blant annet innen kunstig intelligens, batteriteknologi og autonomi, som vil forme og forsterke vår effekt som bransje. Da er det med en viss bekymring vi ser at mange av fagpersonene innen disse tradisjonelle fagmiljøene litt om litt nærmer seg pensjonsalder, samtidig som en rekrutteringssvikt i fagpersonell til vår bransje på tidlig nittitalt blir mer og mer synlig. Da er det en tid hvor vi, dessertgenerasjonene og millenials – de som har vokst opp med hjemmekontor og sterke skiller mellom jobb og fritid, må ta på seg både

arbeidsbuksene, lederskjorta, utviklingsbrillene og dugnadslua og ta eierskap til vår bransje og dens utvikling.

Det tror vi går kjempebra! Denne generasjonen er om ikke noe annet opptatt av verdier og mening med det man driver med. Samfunnseffektpotensialet man har innen vår bransje er enormt. For det er jo det vi egentlig driver med. Vi bygger verdi, effekt og skyver samfunnet steg for steg fremover.

Så når dere på fredag, etter en fullspekket konferanse, kommer hjem til arbeidsgiver og/eller familie vil vi at dere skal løfte brystkasse å si, at selv om sangene, vitsene og maten er den samme, så har dere vært på en fantastisk faglig og sosial konferanse med mange hundre deltagere i en av de viktigste bransjene i Norge de neste årene.

For det er det Fjellsprengningskonferansen er. En stor møteplass for en gjeng med tunnel- og geologinerder som foredrag for foredrag, salve for salve og stein for stein bygger samfunnet vårt til noe som er enda litt sikrere, litt mer effektivt og litt bedre.

Det synes vi er kult!

Sindre Log

Haakon Walter Bjørnsrud

Styreleder
NFF

Leder
NBG

FORBRUKSDREVET OPPSVING I USIKRE TIDER

Øystein Dørum, Sjefsøkonom i Samfunnsøkonomi, NHO

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig artikkel.

MOTSTANDSDYKTIG INFRASTRUKTUR

Anders Havik-Nilsen, fungerende avdelingsdirektør for Operasjoner og Beredskap,
Forsvarsbygg

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig artikkel.

KRAFTTAKET

Ane Torvanger Brunvoll, NVE

Langsiktig kraftmarkedsanalyse 2025

NVE publiserer jevnlig vår langsiktige kraftmarkedsanalyse. Dette er en overordnet analyse der vi i hovedsak ser på utvikling i kraftbalanse og kraftpriser. På denne siden finner du sammendrag av rapporten og Langsiktig kraftmarkedsanalyse 2025 med vedlegg.



Vi er inne i en tid preget av sterke og raske endringer og mye usikkerhet. Verden og Europa ser annerledes ut i dag enn for bare få måneder siden. I januar fikk USA en ny administrasjon med en annen tilnærming til både sikkerhet, handel og klimaforpliktelser. Vridningen mot økt proteksjonisme og uforutsigbar tollpolitikk skaper usikkerhet og økt økonomisk risiko. I Europa står nå sikkerhet og forsvar høyt på agendaen. Virkningene av kostnadsøkningene for energi i kjølvannet av Russlands invasjon av Ukraina, preger fortsatt markedene og påvirker politiske prioriteringer i Europa.

Med dette som bakteppe forsøker vi i denne rapporten å si noe om utviklingen av kraftsystemet i Europa, Norden og Norge helt fram mot 2050. Det sier seg selv at det er en svært usikker øvelse. De store geopolitiske endringene vi har sett bare de siste månedene, er en påminnelse om hvor vanskelig det er å si noe om framtiden, selv på kort sikt. Hvordan den siste tidens endringer vil påvirke det europeiske kraftmarkedet og energiomleggingen på lengre sikt, er svært vanskelig å forutsi. Ønsket om redusert

importavhengighet, lavere energipriser og økt konkurranseevne for europeisk industri kan trekke i retning av en styrket satsning på økt kraftproduksjon i Europa. Men økt prioritering av forsvar og sikkerhetspolitiske tiltak kan også gå på bekostning av klimapolitikk og omleggingen av energisystemet. Vedvarende usikkerhet om internasjonal handel vil videre kunne påvirke den globale økonomiske veksten, internasjonale verdikjeder og kostnadsutviklingen for produksjons- og fleksibilitetsteknologier.

Enhver analyse av framtiden må baseres på noen forutsetninger for viktige drivere, teknologiutvikling og kostnader. Endres forutsetningene, endres ofte også analysen og resultatene. Vår analyse bærer preg av at vi har sett en betydelig økning i teknologikostnadene de siste årene, noe vi antar også vil påvirke kostnadsutviklingen på sikt. I analysen legger vi større vekt på vedtatte virkemidler enn på politiske mål. Dette er en viktig forskjell, fordi klimamålene ofte kan være langt mer ambisiøse enn tiltakene som blir vedtatt for å nå dem. Ambisiøse klimamål har likevel vært en viktig driver for energiomstillingen både i Europa og Norden de siste tiårene. Klimaambisjonene i EU er fortsatt høye, og klimapolitikken vil trolig forbli en viktig driver for videre satsning på fornybare energikilder og elektrifisering. Likevel, i møte med andre samfunnshensyn, som nasjonale sikkerhetsinteresser, ønsket om økonomisk vekst, fordelingshensyn og forsyningssikkerhet, vil klimapolitikken i Norden og Europa kunne få lavere prioritet enn tidligere.

I hovedscenarioet vårt, kalt basisbanen, tegner vi et bilde av et Europa som fortsetter omstillingen mot mer fornybar kraftproduksjon og lavere utslipp fram mot 2050. Vi anslår at andelen fornybar kraftproduksjon i landene som omfattes av analysen, vil øke fra 45 prosent i 2023 (startåret av analysen) til 73 prosent i 2050. Andelen utslippsfri kraftproduksjon forventer vi at vil øke fra 66 til 89 prosent i samme periode. En endret produksjonssammensetning, med større svingninger i kraftproduksjonen og mer samtidig produksjon, gir et endret prisbilde i Europa, der store variasjoner i kraftprisene er den nye normalen. Dette erfarer vi allerede i dag.

Samtidig tyder mye på at omstillingen i Europa vil gå saktere og bli mer krevende framover. Usikre tider og økte kostnader gjør at vi har nedjustert framskrivningene for både elektrifisering, utviklingen av hydrogen og utbyggingen av havvind, sammenlignet med vår langsiktige kraftmarkedsanalyse for to år siden (LA23). Vi venter også at utilstrekkelig fleksibilitet og manglende nettkapasitet i det europeiske kraftsystemet blir en større utfordring etter hvert som andelen fornybar uregulerbar kraftproduksjon blir høy. Det er vanskelig å se for seg en overgang til et helt fornybart kraftsystem i Europa de neste tiårene. Vi forventer at gasskraft vil spille en like viktig rolle framover som i dag for å sikre balansen og forsyningssikkerheten i Europa fram mot 2050.

I Norge venter vi en betydelig vekst i kraftforbruket de neste årene, men også her er anslagene nedjustert fra LA23. Kraftproduksjonen antar vi også at vil øke, men først etter 2030. Derfor venter vi at den norske kraftbalansen vil svekkes fram mot 2030, fra om lag 22 TWh i 2023 til om lag 7 TWh i 2030, i et normalår. I årene etter 2030 venter vi at store vindkraftprosjekter vil bidra til en sterk økning i kraftproduksjonen, og at kraftbalansen vil styrkes til om lag 15 TWh i 2050. Vi forventer en positiv kraftbalanse

gjennom hele analyseperioden, noe som i et normalår vil gi netto eksport av kraft ut av Norge. Kraftutvekslingen vil likevel variere mye fra år til år, som følge av svingninger i vær og hydrologiske forhold. Det vil kunne komme enkeltår med netto import av kraft til Norge. Kraftutvekslingen vil også variere mye både gjennom året og gjennom døgnet. Utvekslingsmønsteret vil i økende grad følge tilgangen på væravhengig kraftproduksjon på kontinentet, med import i perioder med høy sol- og vindkraftproduksjon, og eksport når sol- og vindkraftproduksjonen er lav. Dette mønsteret er noe vi allerede ser i dag, og som vi venter at vil vedvare og forsterkes framover. Vi venter også at dette vil gi økte svingninger i de norske kraftprisene framover.

I våre analyser ligger årsgjennomsnittet for de norske kraftprisene på om lag 67 øre/kWh i 2030. Etter 2030 vil en styrket kraftbalanse gjøre at de gjennomsnittlige kraftprisene synker, til om lag 58 øre/kWh i 2050. Prisdifferensene mellom nordlige og sørlige deler av Norge er ventet å bli redusert framover, som følge av planlagte nettførsterkninger og en fallende kraftbalanse i nord. Vi venter likevel at prisnivået i Nord-Norge fortsatt vil ligge noe lavere enn i resten av landet. Analysene våre viser at Norge også i årene framover i snitt vil ha lavere kraftpriser enn i de fleste europeiske land. Den gode tilgangen på fleksibel vannkraft gjør også at Norge fortsetter å ha mer stabile kraftpriser, med færre høy- og lavpristimer enn i de fleste europeiske land. Vannkraften forblir ryggstøtten i det norske kraftsystemet og viktig for prisdannelsen i det norske kraftmarkedet. Den regulerbare vannkraften vil fortsatt være en viktig fleksibilitetskilde for både det norske og det nordiske kraftsystemet.

I nedtrekksmenyene under presenterer vi hovedfunnene og budskapene fra analysen i mer detalj.

ELEKTRIFISERING GIR FORBRUKSØKNING I EUROPA, MEN USIKRE TIDER KAN BREMSE TEMPOET

EU har ambisjoner om å bedre den europeiske konkurranseevnen, utvikle nye grønne næringer, fase ut russisk gass, ruste opp forsvaret, og samtidig kutte utslippene av klimagasser kraftig. Disse ambisjonene er ikke nødvendigvis sammenfallende og vil fort gi politiske målkonflikter. En rekke europeiske land har i tillegg en polarisert politisk situasjon og et begrenset finanspolitisk handlingsrom som følge av beskjedne vekstutsikter og høy statsgjeld. Alle disse faktorene gjør at utviklingen i kraftforbruket i Europa framover er svært vanskelig å forutsi. Høye energipriser, lav økonomisk vekst og redusert aktivitet i deler av den kraftintensive industrien har dempet forbruket i Europa de siste årene. I 2022 og 2023 var det en nedgang i det europeiske kraftforbruket, spesielt i industrien. Foreløpige tall viser imidlertid at forbruket økte igjen fra 2023 til 2024. Vi venter at kraftforbruket i Europa vil fortsette å øke framover. Elektrifisering, datasentre og hydrogenproduksjon er ventet å stå for hoveddelen av veksten. Mens elektrifisering og hydrogenproduksjon i stor grad er drevet av klimapolitikk og utslippsmål, er framveksten av datasentre drevet av økende digitalisering av samfunnet, bruk av kunstig intelligens (KI) og skytjenester.

ØKTE KOSTNADER GIR LAVERE LØNNSOMHET FOR GRØNT HYDROGEN OG HAVVIND

De siste årene har kostnadene for hydrogen- og havvindprosjekter økt betydelig. Dette er teknologier som fra før hadde lav lønnsomhet. I det siste har en rekke prosjekter i flere europeiske land blitt utsatt og kansellert, og det er stor usikkerhet om den videre utviklingen for både grønt hydrogen og havvind i Europa. Vi forventer nå en betydelig lavere vekst i begge disse teknologiene enn vi tidligere har anslått.

SOL- OG VINDKRAFT VOKSER MEST, MEN STÅR OVERFOR FLERE UTFORDRINGER

Vi forventer en markant vekst i kraftproduksjonen i Europa fram mot 2050, hovedsakelig drevet av økt utbygging av solkraft og vindkraft på land. Vi har likevel nedjustert vekstanslagene også for disse teknologiene. Det skyldes økende utfordringer knyttet til nettkapasitet og arealutnyttelse ved utbygging av nye produksjonsanlegg. Etter hvert som andelen variabel og væravhengig produksjon øker, skaper nettbegrensninger og manglende fleksibilitet i kraftsystemet utfordringer med overproduksjon. Vi ser allerede i dag at store volum sol- og vindkraftproduksjon må avkortes som følge av kraftoverskudd i enkelttimer. Antallet timer med avkortning, null- og negative priser øker. Da reduseres inntektene for sol- og vindkraftprodusenter betydelig. Fallende lønnsomhet ved økende andel variabel produksjon omtales ofte som «kannibaliseringseffekten», og vil være en viktig barriere for lønnsomhet og utbygging av sol- og vindkraftproduksjon i Europa framover.

Til tross for disse utfordringene, venter vi vekst i solkraft og vindkraft på land framover. I 2024 ble det installert rekordmye ny solkraft i Europa, og utviklingen av ny vindkraft på land har vært stabil de siste årene. Vi venter at utviklingen framover vil fortsette på tilnærmet likt nivå som i dag. Med våre forutsetninger vil både solkraft og vindkraft på land være lønnsomt i de fleste europeiske landene. I våre analyser vil den lave inntjeningen i perioder med overproduksjon og nullpriser delvis motvirkes av en forventet økning i fleksibilitetstjenester, og inntjening i timer med høy residuallast og høyere priser. Vi har likevel ikke latt lønnsomhet alene bestemme hvor mye som investeres i disse teknologiene. Anslagene er nedjustert, både for å ta høyde for svakheter i modellene våre og de økte barrierene for sol- og vindkraft framover.

TEKNOLOGIUTVIKLING GIR STERK VEKST I BATTERIER

Den raske veksten i sol- og vindkraftproduksjon i Europa skaper utfordringer med å drifte det europeiske kraftsystemet, og gir samtidig mer varierende kraftpriser. Stor prisvariasjon skaper uforutsigbarhet for forbrukerne. Økte prissvingninger reflekterer at tilgangen på ressurser varierer mer i et mer fornybart kraftsystem. Verdien av å kunne tilpasse egen produksjon eller forbruk blir da høy. Dersom markedsaktørene blir eksponert for de faktiske prisene, vil økt prisvariasjon gi insentiver til å utvikle og investere i teknologier og tjenester som fremmer fleksibilitet og mer stabilitet.

Vi forventer en betydelig vekst i forskjellige typer fleksibilitet i det europeiske kraftsystemet. Allerede nå ser vi hvordan innslaget av batterier i kraftsystemet har økt i løpet av kort tid. I vår analyse legger vi til grunn en sterk vekst i ulike typer

batterisystemer. Spesielt forventer vi at batterier i kombinasjon med solkraft kan vokse mye. I dag er det begrenset hvor mye av kraftforbruket som er fleksibelt. På lengre sikt er det usikkert i hvilken grad forbruket vil bli mer fleksibelt. I kjølvannet av ekstrempreisene som oppsto i 2022, har det kommet flere initiativer som skal gi forbrukere bedre beskyttelse mot svingninger i strømprisene. I Norge er strømsøtteordningen for husholdninger og lanseringen av Norgespris eksempler på dette.

HØYE AMBISJONER FOR GRØNT HYDROGEN, MEN UTVIKLINGEN GÅR SAKTE

Et viktig satsningsområde i EU er at fornybar hydrogenproduksjon skal spille en balanserende rolle i framtidens kraftsystem ved å tilpasse seg svingningene i sol- og vindkraft. Både globalt og i Europa har vi sett en jevn økning i annonserte planer og investeringer i elektrolyseanlegg. De siste årene har likevel mange prosjekter blitt kansellert eller utsatt. Usikkerhet knyttet til framtidig etterspørsel og uavklarte reguleringer blir gjerne trukket fram som forklaring på manglende investeringsvilje. Det viktigste er nok likevel at hydrogen er svært dyrt, og kostnadsestimatene for å produsere grønt hydrogen har økt betydelig i løpet av kort tid. Vår vurdering er at grønt hydrogen vil få en mindre sentral rolle i kraftsystemet på kort og mellomlang sikt enn hva tidligere analyser har lagt til grunn. Vi har derfor redusert anslagene for forbruk til hydrogenproduksjon i årets analyse sammenlignet med LA23. Vi forventer også at det vil bli krevende å få etablert tilstrekkelig infrastruktur til frakt og lagring av hydrogen, noe som taler for at fleksibel drift av elektrolyseanleggene ligger langt fram i tid.

GASSKRAFT BLIR VIKTIG FOR FORSYNINGSSIKKERHETEN OG FORBLIR EN VIKTIG PRISDRIVER

Mens kullkraften fases ut, venter vi at gasskraften blir viktig i lang tid framover for å sikre balansen i et stadig mer væravhengig europeisk kraftsystem. I Europa utenfor Norden er det få andre fleksibilitets- og produksjonsteknologier som har tilstrekkelig volum til å sikre forsyningen i langvarige perioder med lite sol- og vindkraft, såkalt «dunkelflaute». Gasskraftens rolle i kraftsystemet vil likevel endres. I vår analyse produseres det om lag like mye gasskraft i Europa i 2050 som i dag. Gasskraft vil likevel utgjøre en mindre andel av den totale kraftproduksjonen i Europa, siden samlet kraftproduksjon øker. Samtidig venter vi at produksjonskapasiteten vil øke. Høye driftskostnader, kombinert med lav driftstid, vil kunne gi behov for å sikre lønnsomheten for gasskraft gjennom kapasitetsmarkeder eller tilsvarende.

Dette gjør at gassprisen og kvoteprisen forblir viktige drivere for både europeiske og nordiske kraftpriser framover. Både gass- og kvoteprisen har variert mye historisk, og prisutviklingen framover er svært vanskelig å forutsi. Energiimport fra Russland har falt mye siden 2021 og vi anser det som lite sannsynlig at dette igjen vil øke. Europakommisjonen har lagt fram et veikraft for utfasing av energivarer fra Russland innen 2027. Dermed vil det globale markedet for flytende gass (LNG) være avgjørende for prisnivået og energisikkerheten i Europa. Større tilbud av LNG ventes å føre til lavere priser de neste årene. I likhet med kull- og gassprisen, har kvoteprisen de siste årene kommet ned fra de høye nivåene i 2022 og 2023, og jevnt over ligget på et lavere

nivå. Framover forventer vi at kvoteprisen vil øke moderat fram mot 2030, og deretter betydelig fram mot 2050.

ENDREDE RAMMEVILKÅR OG POLITISK VILJE KAN GI ØKT SATSNING PÅ KJERNEKRAFT

I tillegg til gasskraft venter vi at kjernekraft forblir en viktig regulerbar produksjonsteknologi i Europa fram mot 2050. De siste årene har kjernekraft fått mye oppmerksomhet og økt politisk oppslutning i en rekke europeiske land. Flere land har endret politikk og signalisert en satsning på kjernekraft. Kjernekraft er arealeffektivt og kan levere stabil og utslippsfri kraft. Ønske om økt energisikkerhet og mer stabile kraftpriser kan gi kjernekraft økt aktualitet. Det er større politisk vilje til å subsidiere både levetidsforlengelser og nye investeringer. Samtidig er utbygging av kjernekraft svært kapitalkrevende, har lange godkjenningsprosesser og vil neppe kunne etableres basert på markedsvilkår alene. Endrede rammebetingelser og økt politisk oppslutning om kjernekraft gjør likevel at vi venter en økning i investeringene i kjernekraft de neste tiårene.

DEN NORDISKE KRAFTBALANSEN HOLDER SEG STERK

Norden som helhet har i dag en sterk positiv kraftbalanse. I 2023 var den nordiske kraftbalansen hele 48 TWh, og vi venter at kraftbalansen vil holde seg sterk gjennom hele analyseperioden. Kraftbalansen vil likevel variere fra år til år, avhengig av vær og vind og hydrologiske forhold. Vi forventer at både kraftforbruk og produksjon vil øke mye i Norden fram mot 2050. Vi venter at forbruket vil øke med om lag 243 TWh fram mot 2050, hovedsakelig som følge av de samme driverne som i resten av Europa: elektrifisering, datasentre og hydrogenproduksjon. Kraftproduksjonen i Norden venter vi at øker med 241 TWh fram mot 2050, drevet hovedsakelig av landbasert vind, solkraft og vindkraft til havs. God tilgang på fleksibel vannkraft i det nordiske kraftsystemet gir gode vilkår for sol- og vindkraft i Norden. Ny kjernekraftstrategi og statlig støtte til kjernekraft i Sverige gjør også at vi legger til grunn økt produksjon fra svensk kjernekraft fram mot 2050, mens finsk kjernekraft forventes å holde seg stabil.

STORE VINDKRAFTPROSJEKTER ØKER DEN NORSKE KRAFTBALANSEN, MEN FØRST ETTER 2030

Vi venter at kraftproduksjonen i Norge vil øke mye fram mot 2050, fra 156 TWh i 2023 til 205 TWh i 2050. Havvind og vindkraft på land står for hoveddelen av veksten. I vår analyse legger vi til grunn at 17 TWh havvind vil være bygget i Norge innen 2050. Landbasert vindkraft er ventet å vokse med om lag 17 TWh fram mot 2050, fordelt på flere deler av landet. I nord er det ventet vindkraftutbygging i forbindelse med kraft- og industriløftet i Finnmark. Sol- og vannkraftproduksjonen i Norge er begge ventet å øke med om lag 10 TWh fram mot 2050. Vi forventer også en betydelig økning i det norske kraftforbruket fram mot 2050, fra 134 TWh i 2023 til 190 TWh i 2050. Dette er en nedjustering fra våre tidligere anslag. Det skyldes hovedsakelig stor usikkerhet om utviklingen i ny norsk industri.

NORGE FÅR LAVERE OG MER STABILE PRISER ENN PÅ KONTINENTET

I vårt basisscenario er den gjennomsnittlige kraftprisen i Norge i et normalår rundt 67 øre/kWh i 2030, og om lag 58 øre/kWh i 2050, målt i 2023-kroner. Dette betyr at vi forventer noe lavere kraftpriser på sikt enn det vi har i dag. De siste par årene har forventningene til gass- og kvotepris falt mye på mellomlang sikt. Dette bidrar til at også anslaget for norsk strømpris i 2030 ligger lavere sammenlignet med vår forrige analyse. Vi forventer at de norske kraftprisene i gjennomsnitt vil være lavere enn i de fleste europeiske land gjennom hele analyseperioden. Kraftprisene i Norge vil likevel være sterkt påvirket av kraftprisene i våre naboland.

I Europa anslår vi at de gjennomsnittlige kraftprisene vil ligge på et nivå like over 70 EUR/MWh i 2030, og deretter falle svakt til rett under 70 EUR/MWh i 2050. Gasskraft vil sette prisen på kontinentet i timer med lite fornybar kraftproduksjon. Kvoteprisen og gassprisen vil derfor fortsatt være viktige drivere for både de europeiske og nordiske kraftprisene. Store endringer i den europeiske produksjonsmiksen gir likevel et endret prisbilde i Europa, med større svingninger i kraftprisen, økende andel nullpriser og perioder med høye priser. Dette er en utvikling vi allerede ser i dag, og som vi venter at vil bli enda tydeligere framover. I analysene finner vi likevel at prisvariasjonen fra time til time faller i Europa etter 2030. Dette skyldes at en betydelig vekst i fleksibilitet, hovedsakelig i form av batterier, fram mot 2050 vil bidra til å dempe pristoppene og løfte bunnene. Gasskraft vil bidra til å redusere de høyeste pristoppene i langvarige perioder med lite vind og sol.

VANNKRAFTEN FORBLIR VIKTIG FOR DE NORSKE KRAFTPRISENE

Det nordiske kraftmarkedet er tett integrert med resten av Europa. Dette gjør at de norske og nordiske kraftprisene blir sterkt påvirket av de europeiske kraftprisene. Utviklingen i den norske kraftbalansen, både nasjonalt og regionalt, vil imidlertid ha stor betydning for hvor eksponert vi er for prisnivået i utlandet. En sterk kraftbalanse gjør de norske kraftprisene mindre påvirket av høye prisnivåer i Europa.

Vannkraften vil forbli sentral for prisdannelsen i det norske kraftmarkedet. Fra år til år varierer tilsiget til vannkraften mer enn sol- og vindressursene. Dette gjør at nivået på de norske kraftprisene svinger mer fra år til år enn i Europa. Dette venter vi også fram mot 2050. Eksempelvis anslår vi en gjennomsnittspris på 67 øre/kWh i 2030 når vi tar et snitt av 30 værår, mens gjennomsnittsprisene for hvert enkelt av værårene spenner fra 40 øre/kWh i det våteste året, til 100 øre/kWh i det tørreste året. De norske kraftprisene svinger derimot mindre fra time til time og fra dag til dag enn i de fleste europeiske land. Dette skyldes den fleksible vannkraften, som balanserer kraftsystemet og demper de kortsiktige prisvirkningene av varierende sol- og vindkraftproduksjon. Norge får dermed mer stabile priser gjennom året og gjennom døgnet, og færre høy- og lavpristimer enn i de fleste europeiske land.

UTVIKLINGEN NORD I NORDEN HAR BETYDNING FOR PRISNIVÅ OG PRISFORSKJELL

I vår analyse vil planlagte nettforsterkninger og fallende kraftbalanse i nordlige deler av Norden gi reduserte prisforskjeller mellom nord og sør allerede fra 2030.

Gjennomsnittlige kraftpriser i Nord-Norge er likevel fortsatt ventet å ligge noe lavere enn i resten av landet, på om lag 62 øre/kWh i 2030 og 52 øre/kWh i 2050.

Det er stor usikkerhet knyttet til omfang og tidspunkt for både industriveksten og den planlagte vindkraftutviklingen nord i Norden. Vi har derfor undersøkt effekten av en 4,5 TWh lavere industrivekst i Nord-Sverige fram mot 2030, og effekten av 4 TWh mindre vindkraft nord i Norden fram mot 2040, sammenlignet med basisscenarioet. Analysene viser at en lavere industrivekst i Nord-Sverige vil gi noe større prisforskjell mellom nord og sør enn i basisbanen. Kraftprisene i Nord-Norge reduseres med om lag 5 øre/kWh, mens den i Sørlege Norge faller med omtrent 2 øre/kWh. 4 TWh lavere vindkraftproduksjon i nord vil gi lik priseffekt, men i motsatt retning: Kraftprisene i 2040 øker med om lag 5 øre/kWh i Nord-Norge, og med om lag 2 øre/kWh i resten av landet. Dette viser at utviklingen i kraftprisene i Nord-Norge vil påvirkes av utviklingen i den regionale kraftbalansen.

NORGES TILSTAND 2025

Liv Kari Skudal Hansteen, Adm. dir. RIF

Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF) har siden 2010 utgitt **Norges tilstand**, en rapport som vurderer helsen til norsk infrastruktur. Årets utgave viser et bekymringsfullt bilde: selv med rekordhøye investeringer i bygg, veier, jernbane og energi, **går utviklingen for sakte**. Mange av de mest kritiske systemene har et stort vedlikeholdsetterslep, og tempoet i utbyggingen er ikke tilstrekkelig for å møte fremtidens behov for mobilitet, klimaomstilling og beredskap.

Hovedfunn

Rapporten dekker 13 sektorer og viser et samlet **oppgraderingsbehov på om lag 3 300 milliarder kroner** for å løfte tilstanden til akseptabel standard innen 2035.

- **Transportsektoren er i krise**
 - **Fylkesveiene** har fått tilstandskarakter 2 med rød pil (negativ fremtidsutsikt). Hele 40 % har dårlig eller svært dårlig dekkekvalitet, og oppgraderingsbehovet er på **700 mrd. kr.**
 - **Riksveinettet** har kritiske mangler innen fremkommelighet og klimatilpasning. Kun 8 % har firefelts vei, mens 60 % har for smal veibredde. Oppgraderingsbehov: **1 000 mrd. kr.**
 - **Jernbanen** har tilstandskarakter 2 og oppgraderingsbehov på **600 mrd. kr.** Bare 7 % av nettet har dobbeltspor, og viktige linjer som Ofotbanen og Meråkerbanen er flaskehals.
 - **Lufthavnene** holder god teknisk standard (karakter 4), men kortbanenettet er nedslitt og økonomisk underfinansiert.
- **Byggsektoren sliter med aldring og pressede budsjetter**
 - **Sykehus** har tilstandskarakter 3 med rød pil, og et etterslep på **67 mrd. kr.** Nær halvparten av sykehusbyggene er i utilfredsstillende stand, og 11 % i svært dårlig stand.
 - **Kommunale og fylkeskommunale bygg** har etterslep på **168 mrd. kr.**, med særlig store utfordringer på tekniske anlegg, skoler og eldreomsorgsbygg.
 - **Statsbyggs portefølje** holder jevnt god standard (karakter 4), men eldre fengsler og kulturhistoriske eiendommer har betydelig vedlikeholdsbehov (12 mrd. kr).
 - **Forsvarsbygg** har behov for oppgraderinger på 30–36 mrd. kr for å møte NATO-krav og sikre beredskap.
- **Energi og vann** – god tilstand i dag, men krevende fremtid
 - **Energiproduksjon og distribusjon** vurderes teknisk til karakter 4, men begge får rød fremtidsutsikt. Årsaken er for lav utbyggingstakt, flaskehals i nettet og lange konsesjonsprosesser. Dette kan hemme elektrifisering og ny industriutvikling.
 - **Vannforsyning** har tilstandskarakter 3, med behov på ca. **200 mrd. kr** for å forny ledningsnett, sikre reservevann og bygge nye behandlingsanlegg.
 - **Avløp og overvann** har etterslep på ca. **216 mrd. kr.**, og klimaendringer med styrtregn og flom gjør utfordringene akutte.

Samfunnsutfordringer

Rapporten peker på flere gjennomgående utfordringer:

- **Klimaendringer** gir økt press med flom, skred og ekstremnedbør. Forebygging og klimatilpasning må prioriteres foran reparasjon.
- **Samfunnssikkerhet** er under press. Veier og jernbane må tåle tungt militært materiell, og energisystemet må levere nok strøm der den trengs – også i kriser.
- **Manglende oversikt** over bygg og anleggs faktiske tilstand fører til feilinvesteringer og sløsing. Systematisk kartlegging og digitale løsninger er fortsatt unntak.
- **Arbeidskraft og kompetanse** blir en flaskehals. Perspektivmeldingen peker på mangel på ingeniør- og teknisk kompetanse som en av de største utfordringene fremover.

Veien videre – fire hovedgrep

1. **Forebygging foran reparasjon** – investere i vedlikehold, klimatilpasning og robusthet før skadene skjer.
2. **Bedre kunnskapsgrunnlag** – systematiske tilstandsanalyser, deling av data og digitale tvillinger for smartere beslutninger.
3. **Mer verdi for pengene** – standardiserte løsninger, teknologi og kunstig intelligens for å forlenge levetid og effektivisere drift.
4. **Helhet og samordning** – samarbeide på tvers av sektorer, nivåer og kommunegrenser for å utnytte ressursene bedre.

Konklusjon

Norge står ved et veiskille. Landet har kompetansen, teknologien og ressursene, men mangler struktur og tempo. For å sikre samfunnssikkerhet, verdiskaping og velferd i tiårene som kommer, må infrastruktur løftes høyere på den politiske dagsorden. Det handler om å ta vare på det vi har, ruste oss for det som kommer – og sørge for at fellesskapets penger brukes der de gjør størst forskjell.

DRIFT OG VEDLIKEHOLD AV VANN OG AVLØPSETATEN'S TUNNELANLEGG

Operation and maintenance of the Oslo Municipality Water and Sewerage Agency's tunnel facilities.

Julie Fosseide, ingeniørgeolog, Oslo kommune VAV

SAMMENDRAG

Vann- og avløpsetaten i Oslo kommune har ansvar for drift, vedlikehold og fornyelse av byens renseanlegg, ledningsnett og pumpestasjoner for både drikkevann og avløpsvann. Deler av etatens infrastruktur ligger i berganlegg med ulike alder, standard og funksjon. For å ivareta levetiden til disse anleggene er det ansatt geologer som har ansvar for forebyggende vedlikehold og oppfølging av tunnelinfrastrukturen. Målet er å sikre en trygg vannforsyning og en robust avløpsinfrastruktur.

Gjennom dette arbeidet har vi gjort oss flere erfaringer og vurderinger knyttet til drift og vedlikehold av tunnelanlegg, nødvendig sikringsnivå, forventet levetid for ulike typer bergsikring og for selve bergmassen i forskjellige bergarter. Vi har også erfart utfordringer knyttet til krevende arbeidsforhold, der det har vært behov for å ta i bruk alternative løsninger for å kunne utføre nødvendig bergsikring på steder med begrenset plass, vanskelig adkomst eller utfordrende HMS-forhold.

SUMMARY

The Oslo Water and Sewerage Agency are responsible for the operation, maintenance, and renewal of the city's treatment plants, pipeline network, and pumping stations for both drinking water and wastewater. A portion of this infrastructure are located in underground rock facilities of varying age, condition, and function. To ensure the long-term integrity of these structures, the agency have employed geologists tasked with implementing preventive maintenance measures.

Through this work, we have gained some insights into operation and maintenance of underground rock facilities, including the required level of rock support, and the expected service life of both installed rock support systems and the rock mass itself across different rock types. We have also encountered technically demanding conditions where alternative solutions have been required to carry out necessary rock support work—particularly in confined spaces, areas with limited access, or where maintaining safe working conditions has been challenging.

INNLEDNING

Vann- og avløpsetaten i Oslo kommune forvalter om lag 120 kilometer med berganlegg av ulike alder, størrelse og funksjon. Blant berganleggene finner vi to vannbehandlingsanlegg, ett avløpsrenseanlegg, elver og bekker som er lagt i tunnel, tunneler med vann og avløp – både i rør og som fritt rennende vann på såle – samt overføringstunneler i marka, pumpestasjoner og høydebasseng.

Det er flere grunner til at vann- og avløpsinfrastruktur blir lagt i tunnel. For eksempel for å oppnå tilstrekkelig fall på en avløpsledning, for å få kortest mulig trasé mellom to

punkter, eller for å frigjøre areal på overflaten. I marka føres vann, som ellers ville drenert til andre vassdrag, via tunneler over til vassdragene som forsyner Oslos befolkning med tilstrekkelig drikkevann. Fra vannbehandlingsanleggene går det tunneler med store rør som sørger for overføring av betydelige vannmengder til alle trykksoner i byen.

FORVALTNING AV VAV'S BERGANLEGG

Tilsynsprogrammet for tunneler ble startet opp i 2011 med mål om å vedlikeholde og ivareta infrastruktur og sikre levetid ved forebyggende vedlikehold. Tilsynsprogrammet består av tilstandskontroller, utførelse av supplerende bergsikring ved behov, før tunnelene måles inn/skannes.

Tilstandskontroller

VAV gjennomfører i dag tilstandskontroller med interne ressurser. Vi har tatt utgangspunkt i SVVs rutine for tilstandskontroller¹, men tilpasset våre behov og funksjonskrav.

Under tilstandskontrollen gjennomføres det en enkel bomkontroll, vurdering av avløste blokker, eventuell utvikling i identifiserte soner og observasjon av eventuelle nedfall. Basert på dette vurderes behov for livsforlengende tiltak som kan bidra til å opprettholde tunnelens funksjon og sikkerhet. Deretter utarbeides et tilsynsprogram med mål om å sikre at tunnelen forblir trygg å oppholde seg og arbeide i.

Vi bruker følgende system for å bestemme inspeksjonsintervaller basert på funksjon, tilstand og tilgjengelighet. Ved spesielle forhold, for eksempel ved dårlig tilstand som er vurdert vanskelig å utbedre, kan inspeksjonsintervallet settes ned mot 1 år.

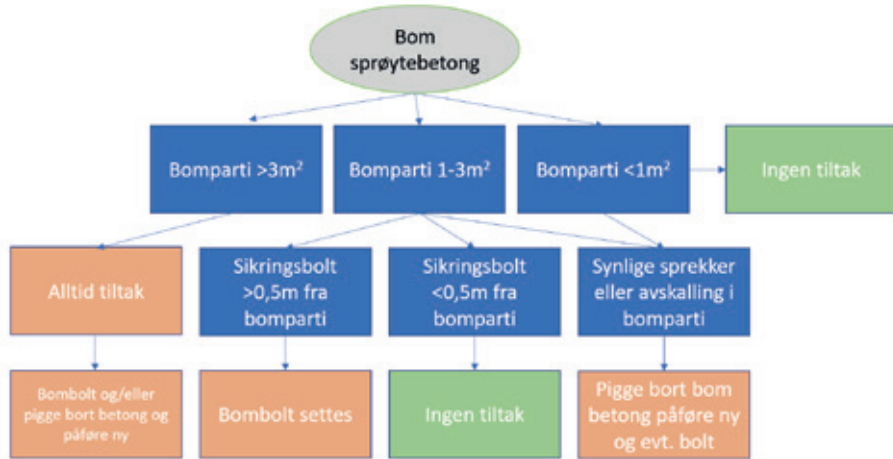
Tabell 1 bestemmelse av inspeksjonsintervall for VAVs tunneler

	Lett tilkomst, ingen spesielle HMS-tiltak	Krevende tilkomst, åpent avløp	Ikke driftsatt utstyr i tunnelen
Forventes rask negativ utvikling av tunnelkonstruksjon. Eks. røtter, svært fuktig miljø, leirsoner/sprekkesoner med utvikling, svært liten overdekning.	<5 år	<10 år	<10 år
Forventes normal utvikling av tunnelkonstruksjonen. Normale forhold i tunnel.	<10 år	<15 år	<20 år

Kontroll av sprøytebetong

¹ Statens Vegvesen Rapport nr. 199 Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler

Der bergmassen er tildekket av sprøytebetong utføres det tilstandskontroll av sprøytebetong med eventuelle utbedringer etter følgende system:



Figur 1 flytskjema for tilstandskontroll av sprøytebetong

Sikringsomfang

VAVs tunnelportefølje omfatter anlegg etablert fra slutten av 1800-tallet og frem til i dag, hvor en betydelig andel ble drevet i perioden fra 1950- til 1980-tallet. Tunnelene er sikret i tråd med datidens gjeldende praksis, metodevalg og tilgjengelig teknologi.

Geologene må vurdere hva som kan aksepteres av nedfall for hver tunnel og hva som er riktig nivå for sikring. Det vil stort sett ikke være hverken hensiktsmessig eller praktisk gjennomførbart å sikre etter dagens standard. Mange av VAVs tunneler har små tverrsnitt (4-8m²), gunstige spenningsforhold og lite til ingen personopphold.

Det skilles mellom:

- Tunneler hvor man kan akseptere nedfall. Her er det kun behov for bergsikring ved fare for ras som blokkerer vann- eller avløpsstrømmen eller total kollaps.
 - Tunneler med vann eller avløp rennende på såle uten øvrig infrastruktur
 - Tunneler hvor rør er godt innstøpt og ikke sårbart for nedfall
- Tunneler hvor man ikke kan akseptere nedfall, der alle avløste partier sikres.
 - Tunneler med rør som er sensitive for nedfall
 - Renseanlegg for vann og avløp hvor det er personopphold og mye sårbar infrastruktur
 - Kjøretunneler

UTFØRELSE AV BERGSIKRING

I halvparten av de 137 tunnelene som hittil er inspisert er det identifisert behov for levetidsforlengende tiltak. Erfaringen viser at selv om eldre tunneler stort sett står godt, er de ikke er vedlikeholdsfrie. Samtidig ser vi også at det selv i moderne tunneler, med omfattende systematisk bergsikring og forutsatt 100 års levetid, avdekkes forhold som krever utbedring for å ivareta sikkerhet for personell og beskytte installert infrastruktur.

I hovedsak består bergsikringsarbeidene av manuell rensk, bolter, bergbånd og sikringsnett for å utbedre lokal ustabilitet. I enkelte tilfeller benyttes sprøytebetong, men dette er oftest ikke gjennomførbart. Det brukes oftere steinsprangnett eller geonett der man ellers ville brukt sprøytebetong. Bruk av maskiner i sikringsarbeidet er oftest ikke mulig grunnet tunnelenes størrelse, adkomstmuligheter og tekniske installasjoner. Arbeidene innebærer derfor ofte tungt, manuelt arbeid.

Enkelte forhold har krevd mindre tradisjonelle løsninger, som for eksempel sprøytebetongbuer armert med bergbånd, eller bruk av korte festebolter (Ø16mm, L = 0,8m) for sikre avløste blokker i områder der tilgjengeligheten begrenser konvensjonell sikring. Under følger enkelte eksempler på krevende bergsikringsjobber som vi har fulgt opp.

Store kiler, dårlig overdekning og lite innspenning

Tunnelen er fra 1955 og krysser gjennom leirskifer og knollekalk. Det er lav overdekning og svak innspenning. Tunnelverrsnittet varierer fra 4m² der bergmassen var kompetent og opp mot 9m² der utfall fra profilet har gitt store spir. Bergmassen var sterkt forvitret, spesielt i sonene med knollekalk, og preget av rotinntrengning, åpne sprekker og sprekesett som dannet store kiler.

Under sikringsarbeidet ble det avdekket flere avløste nøkkelblokker som ikke lot seg trygt bore i, og uten tilstrekkelig godt sideberg til at man for eksempel kunne forankre bergbånd. Tunnelen var vanskelig tilgjengelig for tradisjonell betongtransport.



Figur 2 svært avløste kiler, åpne sprekker og rotinntrenging

Løsningen ble å stempelsette de mest avløste blokkene og påføre fiberarmert sprøytebetong som ble blandet på stedet. Det ble håndsprøytet sprøytebetong i hele profilet før identifiserte kiler ble sikret med bolter og bergbånd.



Figur 3 blanding av fiberarmert sprøytebetong på stedet. innsprøytet lem støttet opp med stillasben og bergbånd

Dypforvitret bergmasse, liten overdekning og dårlig innspenning

Denne tunnelen, drevet i 1960 gjennom syenitt var preget av lav overdekning og dårlig innspenning. Profilstørrelsen var mellom 3 og 5m² og tilnærmet kvadratisk. Bergmassen var generelt lite kompetent og viste tydelige tegn på dypforvitring. Enkelte partier var blokkige og andre med mer småfallent «terningfjell». Tunnelen er åpen i begge ender, med tydelige tegn på at det til tider oppholdt seg tredjeperson i tunnelen.

Det var opprinnelig planlagt å først montere bergsikringsnett, for så å sikre større avløste blokk gjennom nettet. Under sikringsarbeidet viste deg seg at bergmassen var krevende å bore i og i mange tilfeller ikke ga tilfredsstillende feste for bolter. Profilstørrelsen gjorde håndsprøyting av sprøytebetong krevende, men det ble allikevel vurdert som eneste egnede løsning.



Figur 4 blokkopsprukken portalåpning. Svært forvitret bergmasse, vurdert som dypforvitret. Blokkoppsprekking og nedfall

Det ble håndsprøytet sprøytebetong i hele tunnelens lengde og deretter sikret med systematisk bolt i vederlag og heng. Sprøytebetongen ble påført i to omganger for å forhindre for mye kakenedfall og for store spruteskygger. Arbeidet var svært fysisk krevende og belastende for personell.



Figur 5 fiberarmert sprøytebetong måtte pumpes ned til portal og håndsprøytes. Ferdig innsprutet portalåpning. Ferdig innsprutet tunnel med bergbolter. knemateren som brukes til boring for bolt kan sees i høyre bilde

I retrospekt er det vurdert som at tørrsprøyting hadde vært en mer egnet metode for denne tunnelen. Både fordi at tunnelens størrelse gjorde at det var vanskelig å få rett vinkel på dysen som resulterte i spruteskygger og fordi arbeidet ble svært fysisk belastende for arbeiderne

Moderne sikret tunnel med store områder med bom i sprøytebetong

Ved førstegangsinspeksjon ti år etter ferdigstillelse av en tunnel fra 2013 ble det gjennomført en vurdering av eksisterende bergsikring. Tunnelen har et tverrsnitt på 27,5 m², stedvis større og var opprinnelig sikret med sprøytebetong med minimum 8 cm tykkelse og systematisk bergbolting med minst c/c 2×2m.

Inspeksjonen avdekket omfattende bom i sprøytebetongen, med og uten oppsprekking. Det ble også observert blant annet skadde bolter som var påkjørt, bøyd og knekt, bolter uten skiver, bolter som manglet gysing, samt bolter med ugunstige installasjonsvinkler.



Figur 6 Områder med bom markert. Ødelagt bolter og oppsprukken betong

Det ble utført supplerende bergsikring med 200 bolter i lengder fra 1,5 til 3 m, samt 13 kortere festebolt for nett (Ø16 mm, L = 0,8 m) i områder med begrenset tilgjengelighet

for ordinære bergbolter. I tillegg ble det montert to bergbånd, etablert inspeksjonsluker der det var tunnelduk og rensket ned om lag 10 m³ betong og berg. For å lede bort drypp ble det også montert tunnelduk over rør og kjørebane.



Figur 7 Monterte bombolter, bergbånd og erstatningsbolter

BERGMASSENS LEVETID

Tunnelene er geografisk spredt over hele Oslo, og det er observert samtlige av bergartene som er representative for Oslos geologi. Det er kartlagt blant annet leirskifer, kalkstein, alunskifer, syenitt og rompeporfyr, ulike typer gneis og amfibolitt.

Ulike bergarter fremstår å ha ulik utvikling over tid. Leirskifer, kalkstein og amfibolitt fremstår for eksempel generelt som mer sårbare for langvarig eksponering mot vann og luft enn syenitt, rombeoporfyr og gneis. Men dersom leirskifer og kalkstein omvandles til hornfels får den vesentlig bedre bestandighet.

Svakhetssoner, høy innlekkasje og lav overdekning påvirker levetiden negativt og medfører økt risiko for forvitring og nedfall. I områder med liten overdekning observeres også omfattende rotinntrengning, som vurderes å ha destabiliserende effekt og som er vanskelig å stanse utviklingen på.



Figur 8 Tunnel fra 1955. Leirskifer og knollekalk. Spesielt knollekalken var svært forvitret. Mye rotinntrengning



Figur 9 Tunnel fra 1959 i gneis. Utmerket stabilitet 65 år senere

LEVETID PÅ BERGSIKRING

Bolter

Vi har prøvetrukket en rekke endeforankrede bolter fra 70- og 80-tallet. Prøvetrekking har vist at selve boltstålet har opprettholdt betydelig restkapasitet. Normalt prøvetrekkes boltene til 4-5 tonn og kun en av de testede boltene ble trukket ut. En bolt ble belastet opp til 16 tonn uten tegn til plastisk deformasjon eller brudd i boltmaterialet. Gjengeparti, mutter og skive var på denne bolten for svekket av korrosjon til å kunne bære last, så bolten måtte allikevel erstattes.



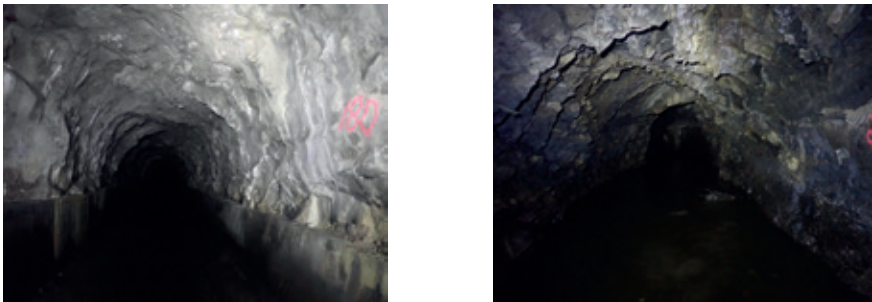
Figur 10 Rusten bolteskive, mutter og gjengeparti, denne bolten ble prøvetrukket til 16 tonn. Utstyr for prøvetrekking av bergsikringsbolt. Erstattet bergsikringsbolt

Dette understreker viktigheten av korrosjonsbeskyttelse, spesielt av eksponerte komponenter som gjengeparti, skive og mutter. En bergbolt som er sikret mot korrosjon vil antagelig ha svært lang levetid.

Sprøytebetong

Sprøytebetongen i eldre tunnelanlegg har ofte svært tynn utførelse og er ofte uarmert. Allikevel observeres det gjennomgående lite avskaling og oppsprekking.

Sprøytebetong i svært tynne lag antas å ha begrenset bæreevne, men bidrar som bergsikring gjennom fugeeffekt, overflateforsterkning og beskyttelse mot forvitring. Det kan sees tydelig i en tunnel i leirskifer hvor halvparten av tunnelens lengde var sprøytet med ca 1 cm sprøytebetong, halvparten bart berg. Her hadde usprøytete partier markert dårligere tilstand og fremstod sterkt forvitret og småfallen.



Figur 11 Ulike partier i samme tunnel, som viser at sprøytebetongen har beskyttet leirskiferen mot forvitring selv ved svært tynn påføring

Kontroller i våre nyere berganlegg systematisk sikret med minimum 8 cm fiberarmert sprøytebetong har avdekket forekomster av bom og oppsprekking tilsvarende, eller i enkelte tilfeller i større omfang enn det som er observert i eldre tunneler.

Det spørres om kvaliteten på sprøytebetong kan ha blitt dårligere, og om miljøkrav til betongen går på bekostning av kvalitet og/eller levetid. I VAVs pågående tunnelprosjekter er det periodevis opplevd utfordringer med sprøytebetongen knyttet til manglende temperaturutvikling, lav tidligfasthet, utilstrekkelig heft, samt kakenedfall og bom. Det er også registrert oppsprekking og nedfall av sprøytebetong i forbindelse med bolteboring.

I denne sammenheng bemerkes det at revidert utgave av Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 7 (*Sprøytebetong til bergsikring*) anbefales en reduksjon i omfang av bomkontroll fra ett slag per 3 m² til ett slag per 20 m². Det stilles spørsmål ved om dette er tilstrekkelig for å avdekke lokale svakheter og uønskede avvik i sprøytebetong.



Figur 12 Sprøytebetong utført i 2024/2025

OPPSUMMERING

De fleste tunnelene i VAVs tunnelportefølje står seg godt over tid selv med betydelig mindre bergsikring enn dagens standard. Det er allikevel ofte behov for enkle bergsikringstiltak for å opprettholde lokal stabilitet og forlenge levetiden på både tunnelkonstruksjon og tilhørende installasjoner.

Drift og vedlikehold byr ofte på varierte og interessante utfordringer, og har kanskje hatt noe mindre oppmerksomhet enn nybyggsprosjekter. Vår opplevelse av det er at de ulike infrastruktureierne gjerne opererer etter egne systemer og praksiser, og antagelig kan ha god nytte av å utveksle erfaringer. Økt grad av standardisering og felles rammeverk hadde antagelig vært gunstig.

Observasjoner fra minimalt sikrede tunneler viser at man kan oppnå god levetid også uten omfattende bergsikring etter dagens standard. Det kan vurderes om det er relevant å sikre alle berganlegg etter «én standard». Vurdering av fremtidig bruk, bergmassekvalitet og HMS kunne gi grunnlag for nedskalering av

sikringsnivået etter behov. For eksempel kan det spørres om sprøytebetong alltid er et nødvendig tiltak. Sprøytebetong er helt nødvendig i småfallen bergmasse eller for bergarter med stort forvitningspotensial, men være mindre nødvendig i massive, stabile og kompetente bergmasser. I slike tilfeller kan sprøytebetong tilføre økt behov for vedlikehold, samtidig som det reduserer muligheten for visuell inspeksjon og vurdering av bergmassens tilstand over tid.

REFERANSER

Vegdirektoratet (Lindstrøm, M., Magnussen, A. W. og Langelid, A.) (2013) Statens Vegvesen Rapport nr. 199 Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler

Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 7 "Sprøytebetong til berg- sikring" (2011 og 2022)

INNOVATION ACROSS THE INFRASTRUCTURE INDUSTRY – INSIGHT FROM UK

Daniel Garbutt, Infrastructure Industry Innovation Partnership (i3P)

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig artikkel.

AMV HISTORIE- FRA SMIE TIL VERDENSLEDENDE TEKNOLOGI

AMV history – from blacksmith to world leading technology

Peder Andersen, Group CEO AMV AS

SAMMENDRAG

Gjennom mer enn 160 år har AMV – Andersen Mek. Verksted – utviklet seg fra et lite smieverksted i Flekkefjord til en internasjonal høyteknologisk industribedrift.

Selskapet ble grunnlagt i 1860 av Gabriel Tobias Andersen og har i fem generasjoner bygget videre på håndverkstradisjon, innovasjon og pågangsmot. I dag leverer AMV tunge maskiner og avansert teknologi for tunnel- og infrastrukturprosjekter over hele verden, og står som et symbol på norsk ingeniørkunst i kontinuerlig utvikling.

ABSTRACT

For more than 160 years, AMV (Andersen Mek. Verksted) has evolved from a small blacksmith's forge in Flekkefjord into a global high-tech supplier of heavy machinery for tunneling and infrastructure. Founded in 1860 by Gabriel Tobias Andersen, the company has grown through five generations — transforming craftsmanship and innovation into a modern industrial powerhouse with international reach, cutting-edge technology, and a proud Norwegian legacy.

Smeden som la grunnlaget

Historien om AMV begynner i en tid da Flekkefjord var en livlig uthavn med handel, håndverk og skipsbygging. I 1860 etablerte Gabriel Tobias Andersen et lite smieverksted i byen. Her ble jern formet under hammeren, og gnistene fra ambolten la bokstavelig talt grunnlaget for det som skulle bli et eventyr innen norsk mekanisk industri.

Gabriel var kjent for sin dyktighet og arbeidsmoral, og hans lille verksted leverte både beslag, redskaper og maskindeler til fiskere og bønder i regionen. Det var et familieforetak i ordets rette forstand, hvor neste generasjon vokste opp mellom glødende stål og lukten av smøreolje.

Fra smie til mekanisk verksted

Etter hvert som industrialiseringen skjøt fart utover 1800-tallet, overtok sønnen Gabriel Tobias Andersen II (1873–1930). Han moderniserte driften, investerte i maskiner og begynte med mer avansert mekanisk produksjon. Bedriften vokste i takt med tiden – Flekkefjord ble et sentrum for håndverk og mekanikk på Sørlandet.

På 1930- og 40-tallet ble bedriften videreført av Peder Andersen (1918–1991), som viste seg å være både smed og strateg. Etter krigen gjenoppbygde han verkstedet, og i 1941 ble Andersens Mekaniske Verksted etablert som formell bedrift. Produksjonen besto nå av maskindeler, skipsutstyr og spesialkomponenter, og med stor etterspørsel i kystnæringene vokste verkstedet raskt.

På 1950-tallet ble produksjonen utvidet gjennom samarbeid med lokale ingeniører og bedrifter. Sammen med Erling Jensen utviklet Peder spiral- og ventilasjonsmaskiner som ble eksportert til store deler av Europa – en viktig milepæl som satte AMV på det internasjonale kartet.

Peder Andersen fikk også Kongens fortjenestemedalje i gull i 1988.



Peder Andersen justerer formhode til Spiro rør (Bilde: AMV)

Ny generasjon – ny tid

Da Per Gunnar Andersen tok over på 1970-tallet, stod Norge på terskelen til oljealderen, og ny teknologi preget industrien. Per Gunnar, med utdanning fra STI og KTH, representerte en ny generasjon ingeniør som kombinerte fagkunnskap med innovasjon og design.

Rundt 1974–75 ble de første boreriggene produsert i Flekkefjord. Dette ble starten på en ny æra for AMV: Fra tradisjonell mekanikk til avansert maskinproduksjon for tunnel, gruvedrift og infrastruktur. Viktig milepæl var leveransen av verdens første datarigger sammen med selskapet Bever Control på tidlig 80 tallet til Selmer Furuholmen. Gjennom 1980- og 90-tallet utviklet selskapet seg til å bli en verdensledende aktør innen spesialmaskiner.

Etterspørselen økte både innen anleggssektoren og offshore, og AMV bygget seg gradvis opp som en leverandør med høy kompetanse og kvalitet.



Første datarigg levert til Selmer Furuholmen (Bilde: AMV)



Sentrale aktører i utviklingen av produkter for AMV fra venstre Kristen Olav Dahl, Per Gunnar Andersen, Olav Bratterud, Peder Andersen, og Kåre Skjerven (Bilde: AMV)

Innovasjon og bærekraft i praksis

AMV har de siste årene vært en viktig drivkraft i utviklingen av bærekraftig anleggsteknologi. Et eksempel på dette er at AMV i samarbeid med Skanska utviklet en hybrid tunnellaster. Denne maskinen kombinerer diesel- og eldrift og reduserer både utslipp og driftskostnader betydelig – et stort steg mot grønnere tunnelutbygging.



AMV FL70-H Frontlastere klare til leveranse til Skanska (Bilde: AMV)

I tillegg leverer AMV i dag automatiserte sprøyterigger, tunnelrigger, injeksjonsutstyr, mini TBM'er og arbeidsplattformer til kunder over hele verden. Teknologien blir stadig mer digitalisert og fjernstyrt, og selskapet har etablert seg som en pionér innen avanserte styringssystemer for krevende anleggsarbeid.

Kompetanse, familie og framtid

Til tross for global ekspansjon har AMV beholdt sitt særpreg som familiebedrift med sterke røtter i Flekkefjord. Gjennom fem generasjoner har verdiene vært de samme: solid, skapende og stolt.

I dag ledes selskapet av Peder Andersen, som fører tradisjonen videre inn i en tid preget av automatisering, elektrifisering og digital integrasjon.

AMV Group består i dag av ~400 ansatte og med leveranser til prosjekter i Europa, Asia og Sør-Amerika, er AMV fortsatt i vekst. AMV har vist at solid håndverk og teknologisk nyskaping ikke er motsetninger – men gjensidig forsterkende krefter.

En norsk industrihistorie verdt å fortelle

Historien om AMV er ikke bare en historie om utvikling gjennom flere generasjoner i familien, men et speilbilde av Norges teknologiske utvikling.

Fra hammer og ambolt til datastyrte maskiner og elektriske tunnellastere, har AMV vært en del av industriens ryggrad i mer enn 160 år. Det er en historie om mot, nysgjerrighet og evne til å fornye seg – og et levende bevis på at norsk ingeniørkunst står sterkt i møte med fremtiden.



AMV Tunnelrigg – E10 Hålogandsveien Skanska (Bilde: AMV)

REKRUTTERING OG FOTOKONKURRANSE

Elin Hermanstad Havik, Statens vegvesen, leder av informasjon og samfunnskontakt i NFF

Arve Brekklus, redaktør i Byggeindustrien

Kjersti Kvalheim Dunham, direktør for divisjon for Bygg og konstruksjon, Norconsult

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig artikkel.

E18 Vestkorridoren – Et av Norges største byutviklingsprosjekter**E18 Western Corridor – One of Norway's largest urban development projects****Tom Hedalen, prosjektsjef, Statens vegvesen Utbyggingsdivisjonen****Sammendrag**

E18 Vestkorridoren er et stort byutviklingsprosjekt vest for Oslo gjennom Asker og Bærum kommuner. Prosjektet er planlagt utviklet i flere etapper og samlet omfatter det utbygging av ca 17,7 km ny E18 med tilhørende sideanlegg og lokalveger samt gang- og sykkelveger. E18 Vestkorridoren er en del av Oslopakke 3 og utbyggingen av etappe 1 er prioritert i Nasjonal transportplan (NTP). Statens vegvesen er ansvarlig for planlegging og gjennomføring i tett samarbeid med Akershus (tidligere Viken) fylkeskommune og kommunene Asker og Bærum.

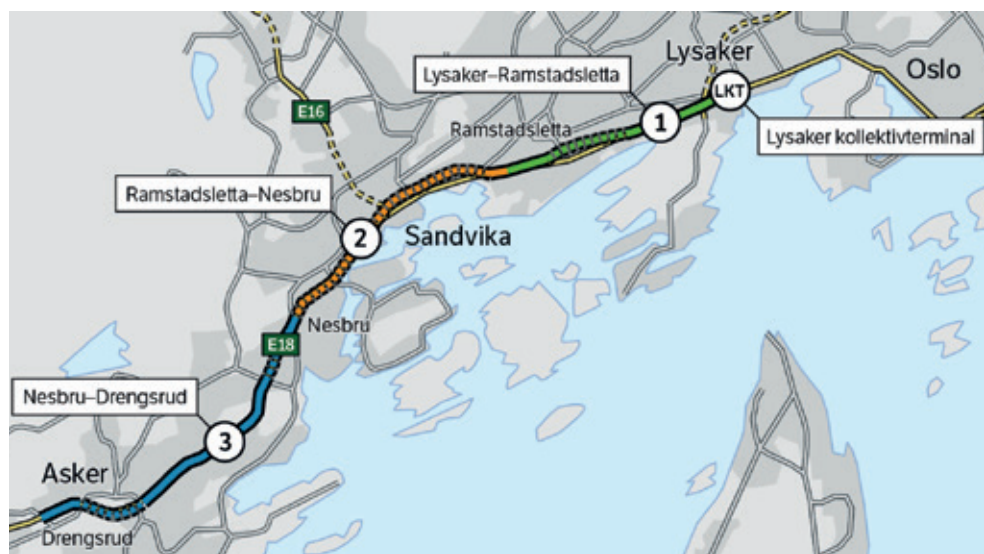
Abstract

The E18 Western Corridor is a large urban development project west of Oslo through the municipalities of Asker and Bærum. The project is planned to be developed in several stages, and in total it includes the development of approximately 17.7 km of new E18 with side facilities and local roads as well as pedestrian and cycle paths. The E18 Western Corridor is part of Oslo Package 3 and the development of stage 1 is prioritized in the National Transport Plan (NTP). The Norwegian Public Roads Administration is responsible for planning and implementation in close cooperation with Akershus (formerly Viken) County Municipality and the municipalities of Asker and Bærum.

1. Innledning

E18 Vestkorridoren er et omfattende vegprosjekt som skal bidra til å forbedre transportforbindelsen mellom Oslo og Asker gjennom Bærum samtidig som den skal legge til rette for by- og stedsutvikling på strekningen. Prosjektet omfatter en ny E18 på ca 17,7 km fra Lysaker (Oslo grense) til Drengsrud (Asker). Utbyggingen er planlagt utført kontinuerlig delt inn i tre etapper:

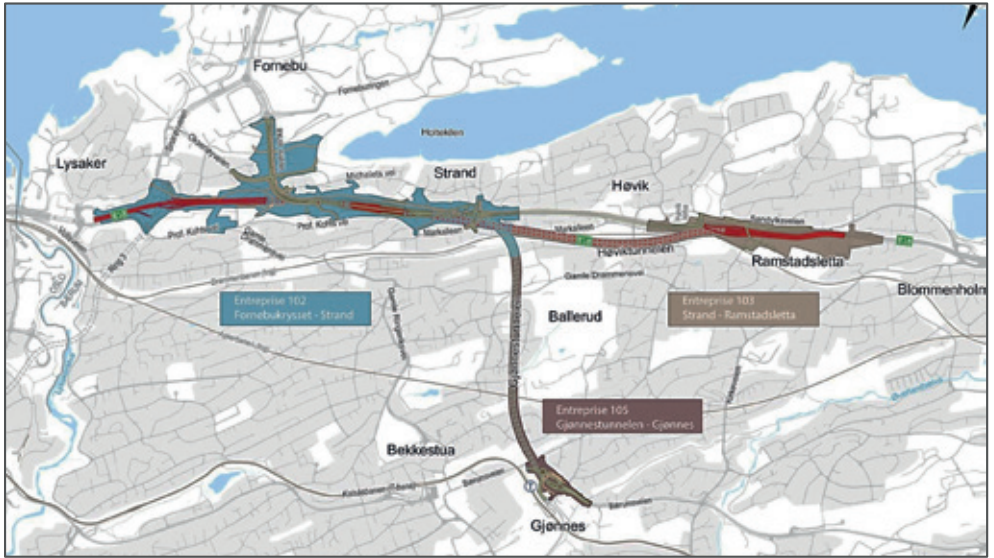
- **Etappe 1:** E18 Lysaker – Ramstadsletta (anleggsarbeid pågår).
- **Etappe 2:** E18 Ramstadsletta – Nesbru (under regulering).
- **Etappe 3:** E18 Nesbru – Drengsrud (kommunedelplan vedtatt).



Figur 1: E18 Vestkorridoren.

I tillegg til ny E18, inkluderer prosjektet en rekke sideanlegg. I etappe 1 inngår:

- Ny hovedsykkelrute.
- Gjønnestunnelen (fylkesveg Bekkestua/Gjønnes – E18).
- Vestre lenke til Fornebu (fylkesveg).
- Nye gang- og sykkelveger.
- Lysaker kollektivterminal.
- Lokale støytak.



Figur 2: E18 Vestkorridoren, etappe 1 Lysaker – Ramstadsletta.

E18 Vestkorridoren er en del av Oslopakke 3 og utbyggingen av etappe 1 er prioritert i Nasjonal transportplan (NTP). Statens vegvesen er ansvarlig for planlegging og gjennomføring i tett samarbeid med Akershus (tidligere Viken) fylkeskommune og kommunene Asker og Bærum.

2. Mål og samfunnsnytte

E18 Vestkorridoren skal bidra til et mer effektivt, miljøvennlig og trygt transportsystem. Hovedmålene er:

- **Bedre fremkommelighet** for kollektivtrafikk og næringstransport.
- **Redusert bilbruk** og økt tilrettelegging for bruk av miljøvennlige transportformer.
- **Stedsutvikling** i områder som Lysaker, Høvik, Sandvika, Billingstadsletta og Asker.
- **Redusert støy og luftforurensning.**
- **Økt trafiksikkerhet** og færre alvorlige ulykker.

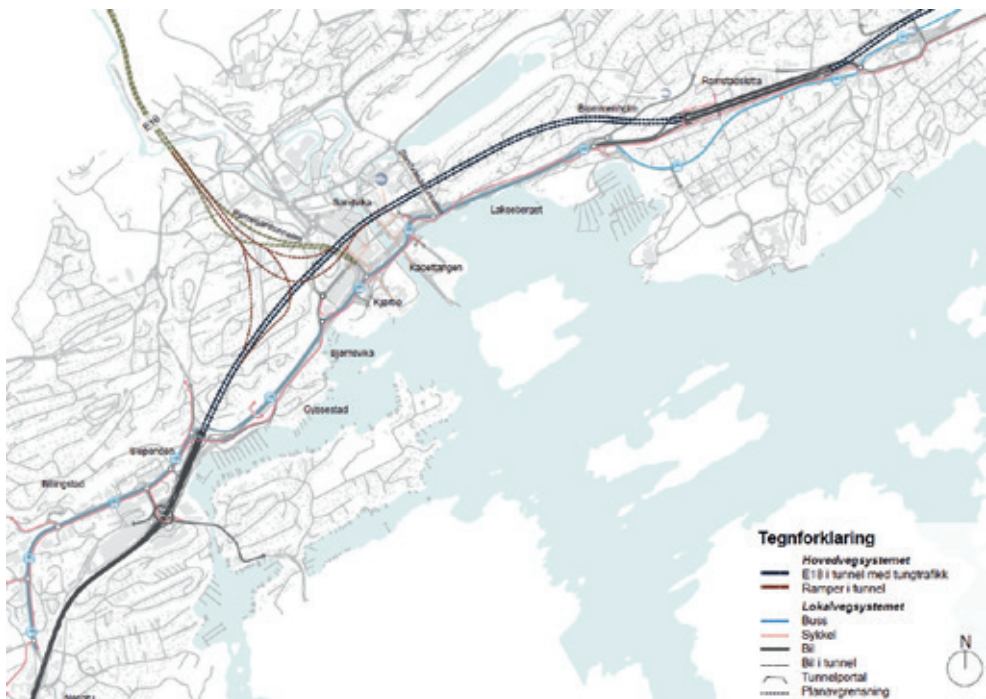
Forsinkelser i trafikken på strekningen har store økonomiske konsekvenser. En rapport fra Asplan Viak (2023) anslår at næringslivet taper over 1,1 milliarder kroner årlig på grunn av kø og forsinkelser. I 2040 kan dette tallet stige til 1,8 milliarder kroner. En annen analyse viser at samfunnskostnaden per dag er på hele 6,3 millioner kroner.

Prosjektet legger til rette for by- og stedsutvikling ved å senke E18 i terrenget, enten i tunnel eller under betonglokk, og frigjør arealer til bolig- og næringsformål. Dette er særlig viktig i tettbygde områder som Asker, Sandvika og Høvik.

3. Fremdrift og status

Etappe 1 (Lysaker–Ramstadsletta) startet i november 2020 og er godt i gang. Arbeidet med Høviktunnelen, som skal føre E18 under bakken i ca 2 km, hadde gjennomslag 8. oktober 2025. Arbeidene med å innrede tunnelen er planlagt å starte januar/februar 2026, og det forventes påsetting av trafikk vår 2027 (vestgående) og sommer 2028 (østgående).

Etappe 2 (Ramstadsletta–Nesbru) har vært utfordret av kostnadsøkninger. Statens vegvesen har derfor de siste årene sammen med Akershus fylkeskommune og kommunene Asker og Bærum, jobbet med optimalisering av prosjektet, blant annet gjennom konseptutvikling og kostnadsreduksjon. Etappe 2 inngår i utviklingsporteføljen i Nasjonal transportplan 2025 – 2036.



Figur 3: Konsept E18 Vestkorridoren, Ramstadsletta – Nesbru (etappe 2).

Etappe 3 (Nesbru–Drengsrud) har en vedtatt kommunedelplanen, men det pågår ikke aktiv planlegging per oktober 2025.

4. Miljø og bærekraft

E18 Vestkorridoren har med sine tunneler og betongkonstruksjoner et høyt CO₂-avtrykk, men det er iverksatt flere tiltak for å redusere miljøbelastningen:

- Gjenbruk av rivningsmaterialer og kortreiste masser.
- Bruk av klimavennlig betong og elektriske maskiner.
- Pilotprosjekter for utslippsfrie anleggsplasser.
- Solcelledrevet belysning og støyskjermer.
- Miljøsertifisering av anleggsarbeid.

Prosjektet overvåker også vannkvalitet og har fjernet store mengder miljøskadelige stoffer som bl.a asbest. Det er etablert klimagassbudsjett og bruk av BREEAM-sertifisering for bærekraftig anleggsdrift. Statens vegvesen Utbyggingsdivisjonen er ISO14001-sertifisert.

5. utfordringer

Planleggingen og utbyggingen av E18 Vestkorridoren foregår i et av landets tettest bebygde og mest trafikkerte områder. Det forutsettes at trafikken på E18 (ÅDT 80 – 100.000, ca 10% tungtrafikk) skal gå relativt uforstyrret. Omfattende og tunge arbeidsoperasjoner over flere år gir store belastninger som støv, støy og vibrasjoner for de berørte av anleggsarbeidene (Statens vegvesen anslår at det bor ca 5.000 personer innenfor 100 meter fra anlegget bare på etappe 1). I tillegg har grunnforholdene vært utfordrende med økt behov for grunnstabilisering og injeksjon/sikring i tunnel.

6. Kostnader og finansiering

E18 Vestkorridoren er et av Norges dyreste veiprosjekter. Kostnadsanslaget er ca. 60 milliarder kroner i 2025. Finansieringen skjer gjennom bompenger og statlige bevilgninger.

7. Kontroverser og debatt

E18 Vestkorridoren har vært omstridt, særlig blant miljøforkjempere og politikere i Oslo. Kritikken går på at utbyggingen med ny E18 med tre felt i hver retning kan føre til økt biltrafikk og svekke mål om nullvekst. Forskere ved Transportøkonomisk institutt har uttalt at prosjektet er samfunnsøkonomisk ulønnsomt under dagens forutsetninger.

Akershus fylkeskommune og kommunene Bærum og Asker støtter alle utbyggingen av E18 Vestkorridoren, og peker her på behovet for bedre fremkommelighet for alle trafikanter, stedsutvikling og miljøforbedringer på strekningen Lysaker - Asker.

8. Konklusjon

E18 Vestkorridoren er et svært komplekst og økonomisk krevende prosjekt med stor betydning for transport, byutvikling og miljø i Oslo-regionen. Det har potensial til å forbedre fremkommelighet og livskvalitet sammen med tilrettelegging for by- og stedsutvikling på strekningen Lysaker - Asker, men krever kontinuerlig balansering mellom bl.a økonomi, miljøhensyn og samfunnsnytte. Prosjektet har stort potensiale for optimalisering fra vedtatte kommunedelplaner og ta i bruk f.eks nye materialer og teknikker i anleggsgjennomføringen for å bedre viktige målsetninger innen HMS, framdriften og redusert miljø- og klimabelastning.

E18 Vestkorridoren sin videre fremdrift vil være avgjørende for å realisere målene om et moderne, bærekraftig og funksjonelt vegsystem inn mot Oslo vestfra – og for å sikre at investeringene gir ønsket effekt for både innbyggere og næringsliv.

9. Referanser

www.vegvesen.no

Asplan Viak (2024): Notat Oppdatert beregning av næringslivets kostnader ved forsinkelse i Vestkorridoren.

TØI-direktør Bjørne Grimsrud til Budstikka 6. august 2024.

E39 ROGFAST, SJAKTSYNNING PÅ KVITSØY

E39 Rogfast, shaft sinking on Kvitsøy

Sveinung Brude, Statens vegvesen utbygging vest, E39 Rogfast, Prosjektleder Kvitsøy.

Elisabeth Tønnessen, Statens vegvesen utbygging vest, E39 Rogfast, Fagansvarlig ingeniørgeolog Kvitsøy.

Sammendrag

E39 Rogfast er den første fjordkryssing som realiseres i planen om ferjefri forbindelse på E39 fra Kristiansand til Trondheim. E39 Rogfast krysser Boknafjorden med en undersjøisk dobbeltløpet tunnel på 26,7 km der vegbanen ligger på minus 388 m under havnivå. E39 Boknafjordtunnelen blir når den åpner i 2033 verdens lengste og dypeste undersjøiske vegtunnel. Pr i dag så er Ryfast med sine 14,3 km og 290 meter under havnivå som har slik verdensrekord for undersjøisk vegtunnel.

Boknafjordtunnelen blir også lengre enn E16 Lærdalstunnelen med lengde på 24,5 km som er verdens lengste vegtunnel pr. nå.

Det spesielle med Rogfast er at vi i tillegg til angrepspunkter sør og nord for fjorden driver tunnelen fra øya Kvitsøy der Kvitsøy-tunnelen med lengde 3,5 km er drevet i en stor spiral ned til en av rundkjøringene på ca 233 m under havet. Artikkelen presenterer noe om det store toplanskrysset samt ventilasjonstunneler. Tunnelene går i områder i tre «etasjer». Dette er ett kompleks og utfordrende del av prosjektet med mange tunneler som i flere punkt har liten overdekning horisontalt og vertikalt til naboløp. Det er òg store spennvidder flere steder i hovedtunnelene. Hovedventilasjon for tunnelen er basert på å styre brukt luft ut og frisk luft inn fra to store sjakter på Kvitsøy. Under sjaktene er det store fjellhaller for montering av 4 stk store vifter i viftehall for hver av sjaktene. Som hovedsak beskriver artikkelen sjaktsynkingen av de to ventilasjonssjaktene med teoretisk diameter på 9,4 meter og 8,6 meter og ca 210 meter dybde. Metode med pilothull, opprømming og sjaktsynking er benyttet. Ventilasjonssjaktene er helt sentrale for ventilasjon av tunnelen både i byggefase og for ferdig tunnel.

Abstract

The E39 Rogfast project represents the first fjord crossing to be realized within the national plan for a ferry-free E39 highway between Kristiansand and Trondheim. The project involves the construction of a subsea twin-tube tunnel crossing the Boknafjord, with a total length of 26.7 km, reaching a maximum depth of 388 meters below sea level. Upon completion, the E39 Boknafjord Tunnel will become the world's longest and deepest subsea road tunnel.

Currently, the Ryfast Tunnel, with a length of 14.3 km and a depth of 290 meters below sea level, holds the world record for the longest and deepest subsea road tunnel. The Boknafjord Tunnel will also surpass the E16 Lærdal Tunnel, which is 24.5 km long and presently recognized as the world's longest road tunnel.

A distinctive feature of the Rogfast project is that, in addition to the main access points north and south of the fjord, tunnel excavation is also carried out from the island of

Kvitsøy. The Kvitsøy Tunnel, approximately 3.5 km long, descends in a large spiral alignment to a two-level interchange with roundabouts located about 233 meters below sea level.

This paper presents key aspects of the two-level interchange and ventilation tunnels. The tunnel system is arranged across three vertical levels, making this one of the most complex and technically challenging sections of the entire project. Multiple tunnel alignments have minimal horizontal and vertical rock cover between adjacent tunnels, and several areas in the main tunnels feature large spans exceeding 25 meters.

The main ventilation system for the tunnel is designed to extract used air and supply fresh air through two large ventilation shafts located on Kvitsøy. Beneath each shaft, large underground caverns are constructed to accommodate four high-capacity fans per ventilation hall.

This paper primarily describes the construction of the two ventilation shafts, with theoretical diameters of 9.4 meters and 8.6 meters, and depths of approximately 210 meters. The construction methodology involves pilot drilling, reaming, and conventional shaft sinking techniques.

The ventilation shafts are critical components for providing adequate airflow during both the construction phase and the operational phase of the tunnel system

INNLEDNING

Boknafjordtunnelen (Rogfast-prosjektet) er første del av ferjefri E39, og blir verdens lengste og dypeste undersjøiske vegtunnel på 26,7 km, med dypeste punkt på vegbane 388 m dybde under havoverflaten. Planlagt ferdig tunneldriving i 2030 og åpning av prosjektet i 2033. Figur 1 viser en oversikt over tunneltraséen og de ulike entreprisene for tunneldriving på Rogfast

Fra Kvitsøy, midt i Boknafjorden, drives én av tre entrepriser, E02, der det etableres et to-plans kryss med to rundkjøringer og av og påkjøringsramper i begge retninger (se Figur 2). Kryssområdet under Kvitsøy har en kompleks geometri med tunnelløp i tre etasjer. I tillegg til to rundkjøringer med store spenn, etableres det to ventilasjonssjakter for friskluft og utluft med tilhørende berghaller for ventilasjonsvifter og et nettverk av ventilasjonstunneler (Figur 3). Flere av tunnelene har steder med liten overdekning både sideveis og vertikalt, ned mot tre meter på det minste. E02 skal i tillegg til kryssområdet og ventilasjonstunneler/sjakter drive ca 8,8 km med dobbeltløpet T10,5 tunnel.

Kontrakten E02 fra Kvitsøy blir utført av arbeidsfellesskapet Implenia/ Stangeland for Statens vegvesen som er byggherre. Tilkost fra Kvitsøy er en forutsetning for å kunne bygge tunnelen raskere og mere effektivt. En får flere angrepspunkter slik at tunnelen kan drives på flere stuffer samtidig, reduserer avstander for massetransport og får etablert sjakter for ventilasjon. Det er og fordel med fastlandsforbindelse til Kvitsøy og det spares kostnader til ferge drift. Toplans kryss er og fordel med at en kan snu halvveis i tunnelen ved behov og at ved vedlikeholdsarbeider kan man lede trafikk over fra to løp til ett løp.

Sjaktene skal tas ut ved metoden sjaktsynking, dvs. drives ovenfra og ned. Östu-Stettin er underentreprenør på sjaktdriving. I Norge har det vært utført sjaktsynking tidligere, i bla. gruver, og enkelte samferdselsprosjekter.

I vårt tilfelle er det adgang til bunn sjakt slik at det kan bores og rømmes opp ett hull som sprengt berg kan falle eller bli rensket ned i. I andre tilfeller blir det benyttet sjaktsynking uten slik mulighet til opprømming, da må alle steinmasser løftes vertikalt ut av sjakten.

Sjaktsynking med spesialutstyr vurderes til å være en god metode da risiko knyttet til nedfall av berg reduseres, da det kun er vegger og ikke heng som i en tunnel. Arbeidet er likevel risikofyllt, da det bla. benyttes mye maskinelt utstyr som i tillegg må heises ned/opp av sjakten ved bruk av vinsj. Og arbeidet utføres på etter hvert store dybder. Godt utstyr, gode rutiner, erfarent mannskap og gode prosedyrer er avgjørende for å redusere risikoen.

Denne artikkelen har hovedfokus på drivingen av sjaktene på Kvitsøy.

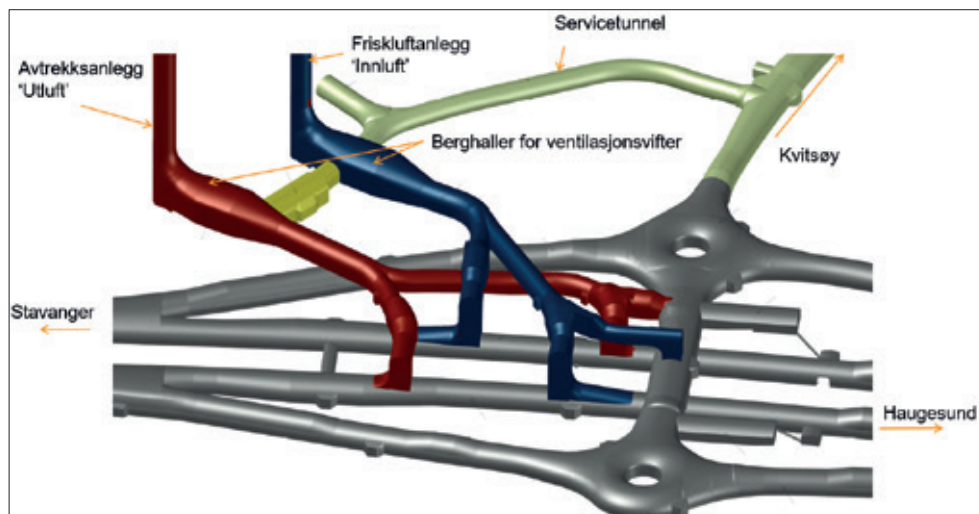


Figur 1 Oversiktskart og lengdeprofil av E39 Rogfast med oppdeling av tunnelkontrakter. Illustrasjon laget av Norconsult. E11 Adkomst Mekjarvik 2018 Hæhre. E13 Adkomst Arsvågen 2018-2019 NCC Norge AS. E15 Kviteseidtunnelen 2021-2024 JV Hæhre/Risa. Pågående kontrakter; E04 - Bokn Skanska oppstart januar 2023. E03 Mekjarvik JVIS (Implenia Norge AS og Stangeland Maskin AS) oppstart januar 2023. E02 Kviteseid Oppstart august 2025 JVIS (Implenia Norge AS og Stangeland Maskin AS).



Figur 2 Oversikt over Kvitsøytunnelen med Kvitsøykrysset og ventilasjonssystemet, vist i mørkere grått.

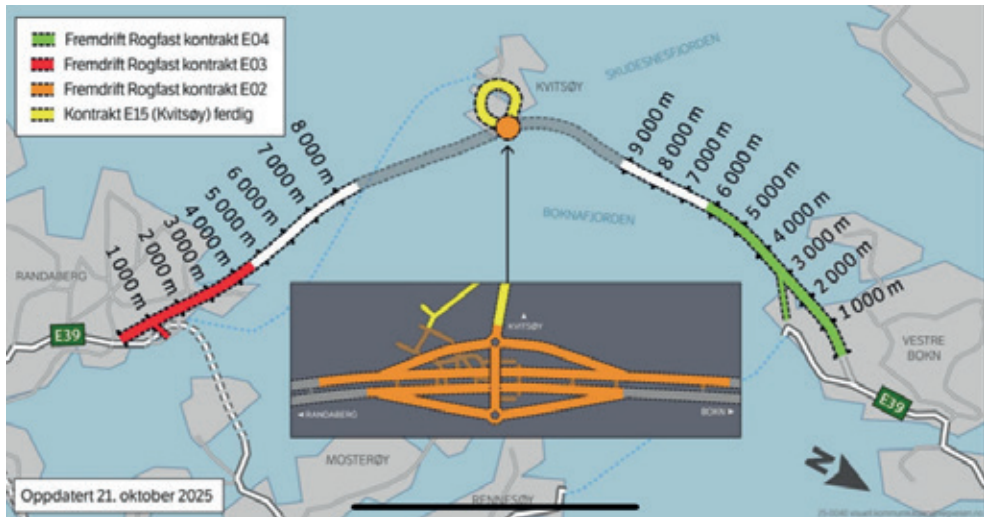
Tidligere entreprise E15, Kvitsøytunnelen, er vist i grønt. Blå farge viser tunnelsystem for friskluft, mens rød farge viser tunnelsystem for 'brukt' luft som trekkes ut. (se figur 3) E02 skal i tillegg til kryssområdet og ventilasjonstunneler/sjakter drive ca 8,8 km med dobbeltløpet T10,5 tunnel.



Figur 3 Oversikt over kryssområdet under Kvitsøy

Status for E39 Rogfast

Status per oktober 2025 for tunneldriving på Rogfast samt spesielt for kryssområdet under Kvitsøy er vist i Figur 4. Det gjenstår ca 3 km på E04 fra nord mot E02 Kvitsøy og ca 3 km fra Kvitsøy mot entreprisegrensen i nord. Det gjenstår ca 4 km fra E03 i sør mot E02 Kvitsøy og ca 4,5 km fra Kvitsøy til entreprisegrensen i sør. Pr oktober 2025 er hele kryssområdet og ventilasjonstunneler ferdig drevet. På E02 pågår nå tunneldriving mot sør og nord, i tillegg til sjaktsynking.



Figur 4 Status på tunneldriving på hele Rogfast-prosjektet per okt 2025 (SVV).

Kontrakt E02 Kvitsøy

Riggområdet er vist i figur 5. I E02 utføres ca 1/3 av hovedtunnelene (8,8 km x2). I tillegg utføres det store toplanskrysset 250 meter under havnivå, ventilasjonstunneler og de to store sjaktene for ventilasjon. (se figur 6).



Figur 5 Riggområdet på Krossøy med stor sjøfylling og påhugg for Kvitsøytunnelen.



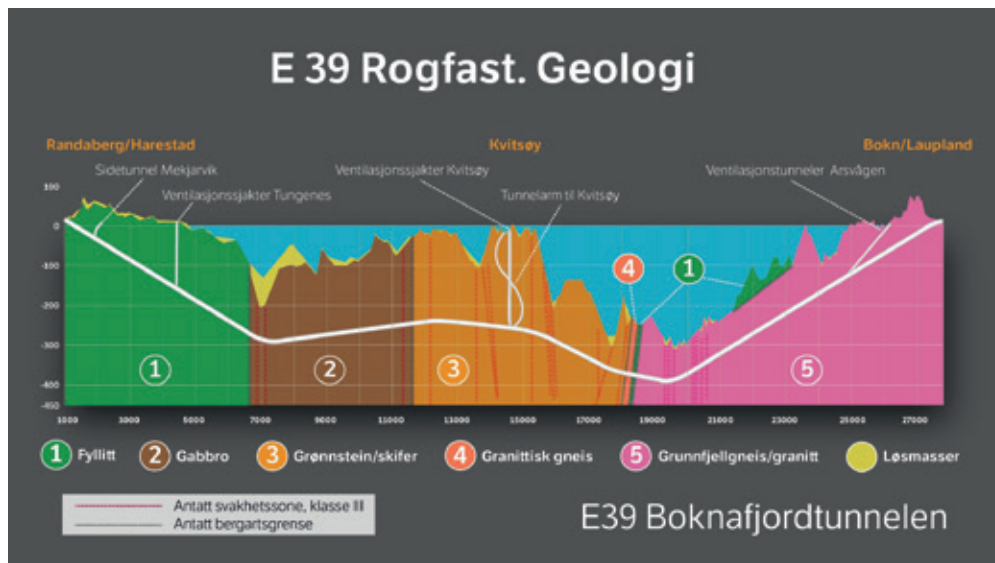
Figur 6 Området ved påhugg til Kvitsøytunnel med sjakter på begge sider av tunnelen (innluft, utluft).

GEOLOGI OG BERGUTTAK I KRYSSOMRÅDET

Figur 7 viser en oversikt over forventet dominerende geologi langs traséen, med hovedsakelig grønnstein/grønnskifer, og gabbro og gneis mot entreprisegrensene.

Bergmassen som er påtruffet så langt i E02 består hovedsakelig av grønnstein med noe innslag av grønnskifer/fyllitt. Bergmassen har generelt vært kompetent, utover noen enkelte partier med svakhetssoner og registrert svelleleire. Foreløpig har sikring med sprøytebetongbuer kun vært nødvendig som følge av liten bergoverdekning til nærliggende tunnelløp, og ikke som følge av dårlig bergmassekvalitet. I områder med liten bergoverdekning er berget tatt ut forsiktig med delte tverrsnitt/korte salver og ekstra konturhull eller uladet søm. Generelt er berguttaket så langt utført med et godt resultat.

Kryssområdet har i all hovedsak vært tørt, med lite behov for injeksjon. Da kryssområdet var ferdig tatt ut, var det kun injisert 12 stk injeksjonsskjermer.



Figur 7: Geologisk oversikt (SVV).

SJAKTENE – METODE SOM BENYTTES.

For å drive sjaktene benyttes følgende metode:

- Pilothull med diameter 0,31 meter
- Opprømming med borkrone på 2,4 meter

Sjakter utføres med teoretisk diameter på 9,4 meter og 8,6 meter:

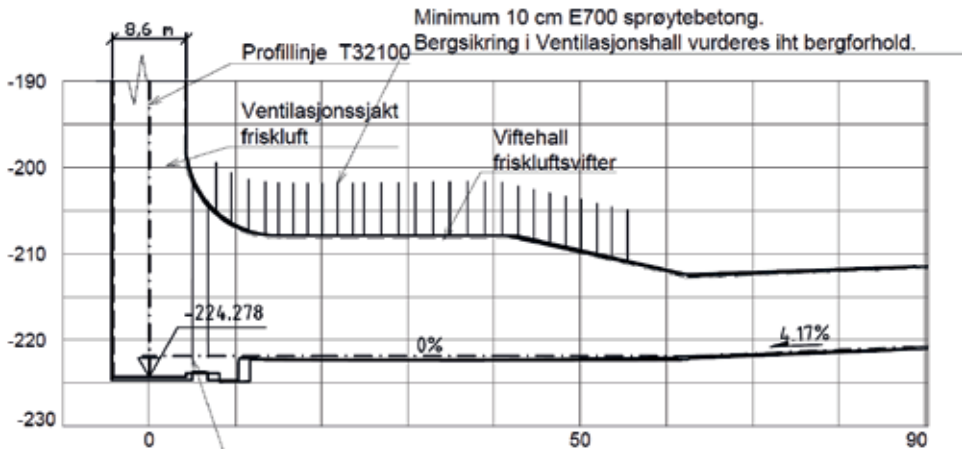
- Presjakt, sjaktsynking i øverste ca 25 meter med bruk av pallrigg i starten og mere overgang til spesialutstyr etter hvert. Tilkomst for maskiner og utstyr med mobilkran og for mannskap en egen mindre kran.
- Sjaktsynkingen videre ned til ca 210 meter under overflaten med spesialutstyr.

FORBEREDENDE ARBEIDER

Uttak av berghaller ved bunn sjakt

Før pilotboring kunne starte opp, måtte berghaller for ventilasjonsviftene (ventilasjonshallene) tas ut (se Figur 3). Hallene er ca. 20m brede og 15 m høye. Inn mot sjakten smalner de inn mens høyden øker med ca. 1:1 (se Figur 8). Entreprenøren løste dette med å rampe seg opp mot sjakten, ta ut og sikre takskive og endevegg, før bunnstrossen ble tatt ut i ett til to nivåer.

Bergmassen i berghallene var av generelt god kvalitet. Hallene ble sikret med 10 cm E1000, boltemønster 1,75 x 1,75 m, 6 m Ø25mm i heng og 5 m Ø20 mm i vegg. Av hensyn til ugunstig geometri ble overgangen i heng inn mot sjakt-supplert med 3 raster med skråstilte 8 m Ø32 mm (utluft) og 9 m borankre (innluft). Borankre ble benyttet for å forenkle utførelsen.



Figur 8 Lengdesnitt gjennom ventilasjonshall for innluft. Merk den spesielle geometrien inn mot overgang til sjakt der høyden øker med ca. 1:1. (i «svanehalsen»)

Forinjeksjon

Vanntapsmålinger i kjerneborehull ved sjaktene indikerte lite vannlekkasjer. Ved en eventuell injeksjon ville imidlertid et opprømmet hull på 2,4 m i diameter kunne gi utfordringer, med utgang av injeksjonsmasse og begrenset trykkoppbygging. For å redusere sannsynligheten for injeksjon under selve sjaktdrivingen, ble det utført forinjeksjon rundt sjaktene både nedenifra og ovenfra.

Fra ventilasjonshallene ble det boret inntil 33 m lange hull, ca. 25-30 m opp langs sjakten, to injeksjonsskjermer på utluft- og én skjerm på innluftsjakten.

Rundt sjaktåpningen fra dagen ble det boret 50 m lange og vertikale injeksjonshull. Det ble benyttet senkborerigg for å redusere boreavvik. Hullene ble boret tre meter ut fra sprengningsprofilen med C/C 2-3 m. Det var lagt opp til boring av mellomliggende hull dersom masseinnngang eller vanntapsmålinger indikerte behov for det. Pga. svært lite masseinnngang utover hullfylling, ble det kun injisert i én omgang pr.sjakt.

Så langt så er det registrert lite innlekkasje av vann i sjaktene.

Bergmassen rundt topp sjakter:

Bergoverflaten, som opprinnelig var forvitret og ujevn, ble sprengt ut til ett nivå før støp av betongplate som fundament til opprømming og siden tårn for sjakt driving. Gjenværende bergmasse rundt sjaktåpningen fremsto kompetent med få gjennomsettende sprekker, og uten sprekkefylling. Det ble ikke registrert sprekker som kunne gi opphav til utfall av større blokker/partier.

Langs sjaktåpning blir bergmassen påført laster både under utbygging og permanent. Som en ekstra sikkerhet er det rundt sjaktåpningen forboltet med 8 m Ø32mm kamstål én meter ut fra teoretisk sprengningsprofil. Disse er støpt inn i betongplate for driving av sjakt. Boltene er satt med C/C 0,75 m, og vekselvis 80° og 50° stupning (fra horisontalretningen). De øverste meterne ble i tillegg sikret med først 5 m lange bolter.

Pilot og opprømming

Først bores pilothull som styres av en Gyro for å kunne bore helt vertikalt (figur 9). Borakslingene skjøtes for hver ca 1,5 meter.



Figur 9 Boring av pilothull.



Figur 10 Opprømming. Borkrone på Ø2400mm trekkes oppover med samme borerigg som boret pilothullene.

Sjaktsynkingen, første ca 25 – 30 meter:

Oppstart av sjaktsynking blir utført med hjelp av mobilkran inntil sjakt er ca 25-30 meter dyp. I starten benyttes ordinær pallrigg til boring av salve med overgang til spesialutstyr som senkes ned i sjakt med mobilkran. Figur 11, 12 og 13 viser riggområdet for sjaktene, og utstyr benyttet de øvre ca. 30 metrene.



Figur 11 Start sjaktsynking av østre sjakt (utluft).



Figur 12: Her ser vi lokket dekke over det opprømmede hullet på Ø 2,4meter



Figur 13, Spesialboremaskinen som benyttes ved sjaktsynking

Sjaktsynkingen, 210 meter nedover

Midlertidig tårn over sjakt og bygning ved siden av for vinsjer og kontrollrom er etablert. Tårnet er 24 meter høyt. Topp av sjakt dekkes slik at ikke noe kan falle ned. Sentrisk er hovedluker for nedfiring av Borerigg, gravemaskin, piggemaskin, betongsprøyterigg. Ved siden av en mindre luke for nedfiring av korg med mannskaper.

En arbeidsplattform i 3 etasjer (se figur 14) ble senket ned i sjakten etter at tårnet var bygd. På denne er det utstyr med betongpumpe for sprøytebetongrigg, mixer for gysmasse, lager av bolter mm.



Figur 14: bilde av arbeidsplattformen før den senkes ned i sjakten.

For alle arbeidsoperasjoner er det spesialmaskiner. Maskiner og utstyr heises ned av en sentrisk kran som går gjennom luke i topp sjakt samt luker i arbeidsplattformen. Installasjonene for sjaktsynking er konstruert og produsert i henhold til de tyske retningslinjene "Technische Anforderungen an Schacht- und Schrägförderanlagen", forkortet TAS. Firmaet DMT GmbH har utført kontroll og sertifisering av anlegget. Det er store dimensjoner på tårn og vinsjer. Tårnet er 24 m høyt. Fundament for tårn og vinsjer er forankret i berg med gyste bolter.

Ferdig Tårn over sjakt er 24 meter høyt.



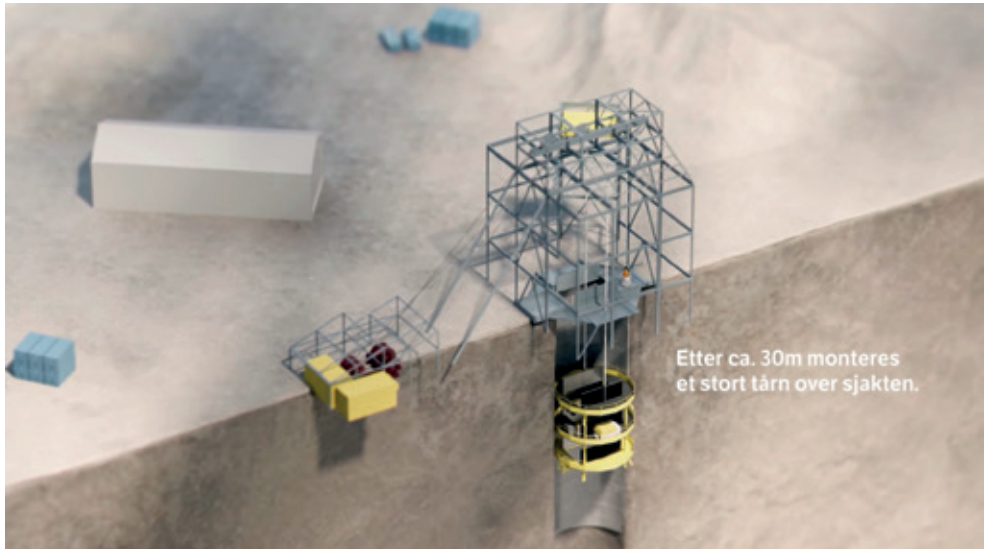
Figur 15: Kontrollrom med god oversikt over sjaktarbeidene.



Figur 16 Tårn over sjakt.



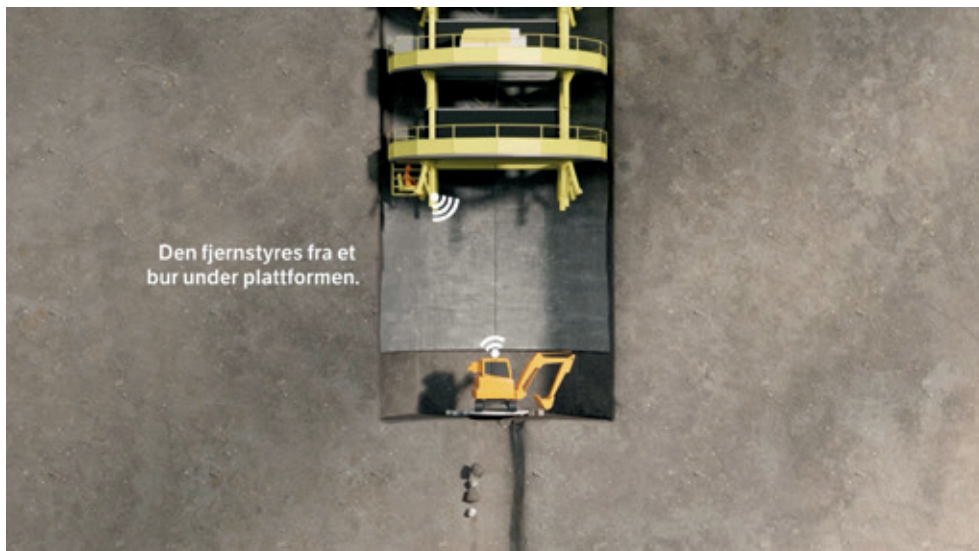
Figur 17 Sjakttårn vist fra innsiden med to personer i korg på tur opp/ned av sjakt. Nederst i bildet ses den gode tettingen av topp sjakt med luker.



Figur 18: Illustrasjon av Firmaet «Red Ant» av tårn, heishus og arbeidsplattform



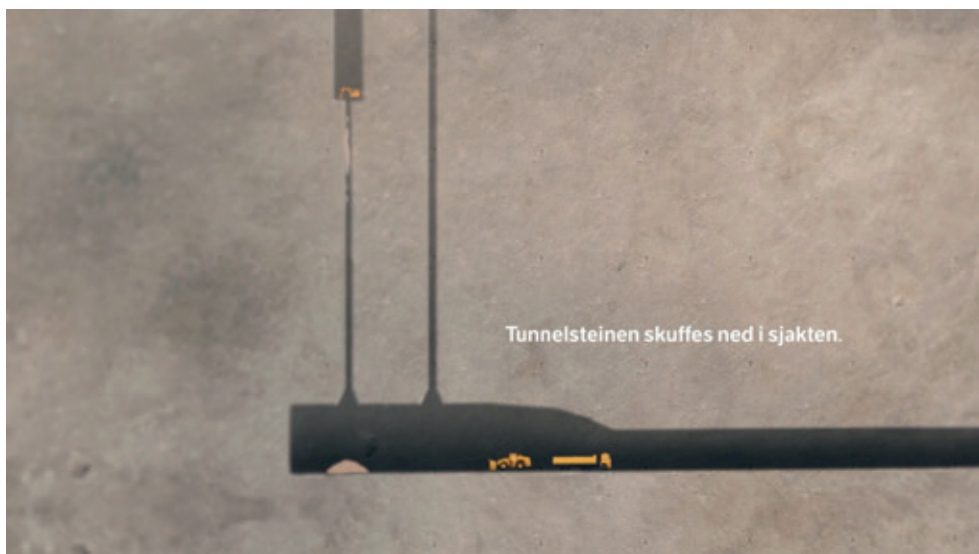
Figur 19: Spesialrigg borer opp salve, ca 120 hull, salve dybde er planlagt til ca 2,5 til 4 meter



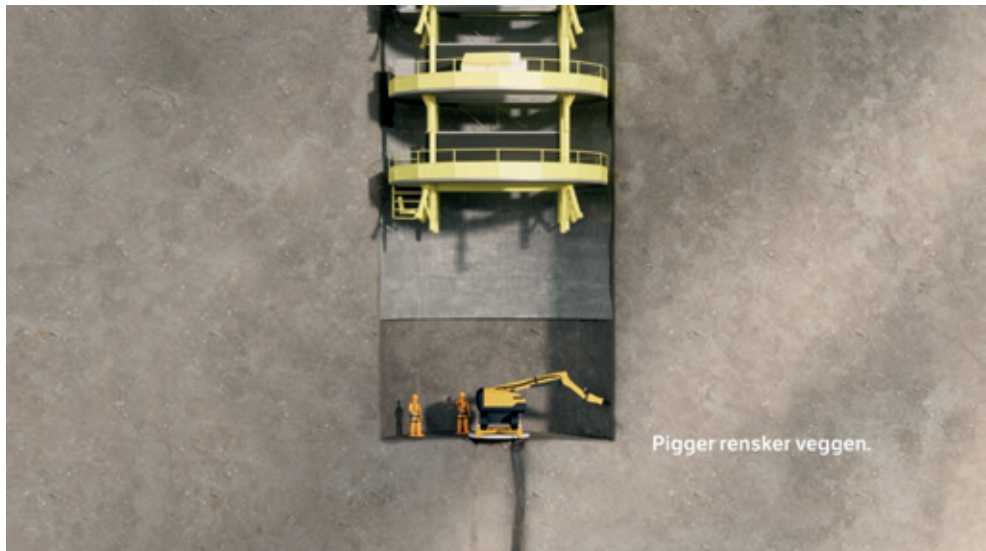
Figur 20: Fjernstyrt gravemaskin graver gjenværende steinmasser ned i sjakten, der massene transportere ut på samme måte som fra tunneldrivingen.

Ventilasjon i sjaktene under driving:

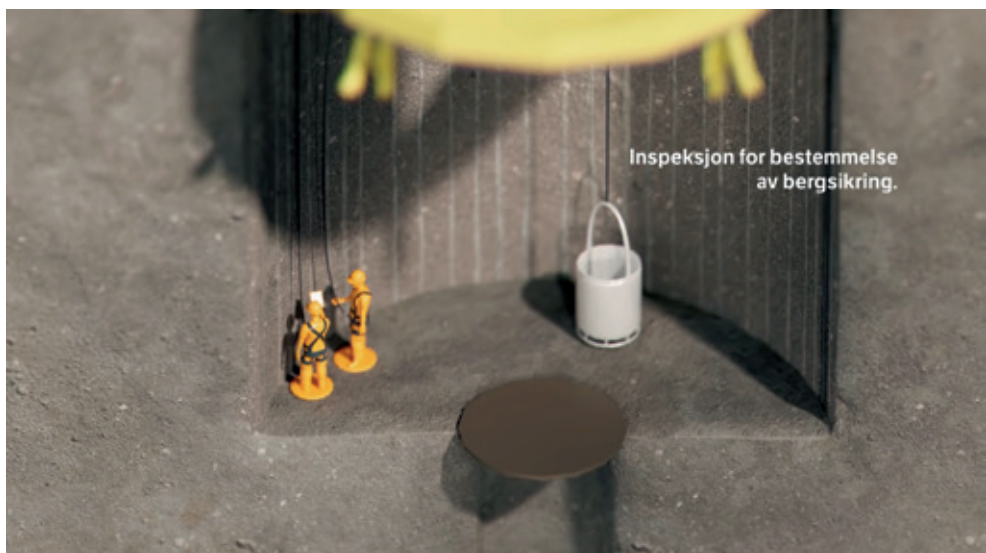
Det bygges en tett vegg i adkomst til bunn av sjaktene (se figur 21) der en tunnelvifte monteres som sørger for at det trekkes frisk luft nedover i sjaktene. Dette sikrer god luftkvalitet for de som jobber i sjakt. I bunn av sjakt går luften midlertidig opp gjennom den 3,5 km lange kvitsøytunnelen sammen med annen luft fra tunneldrivingen.



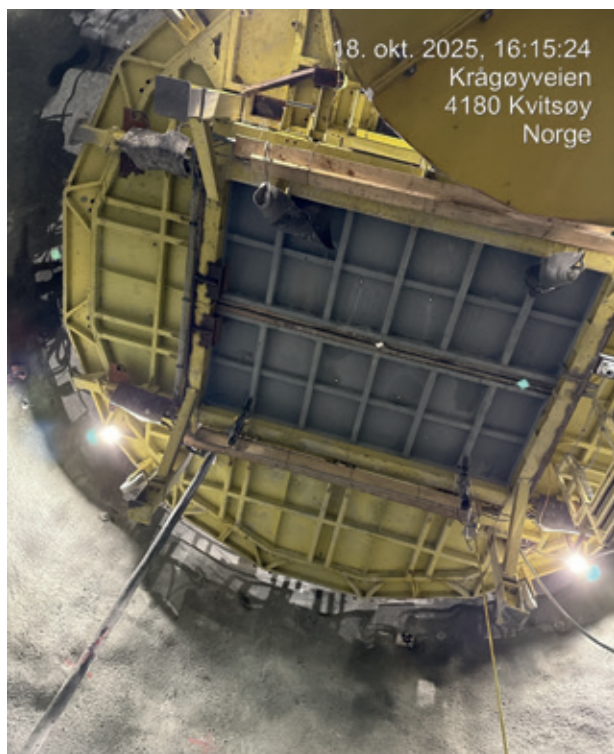
Figur 21: Under sjaktene



Figur 22 Piggging



Figur 23: Inspeksjon for bestemmelse av bergsikring, ved byggherrens personell.



Figur 24: Slik ser arbeidsplattformen ut fra undersiden nede i sjakten:

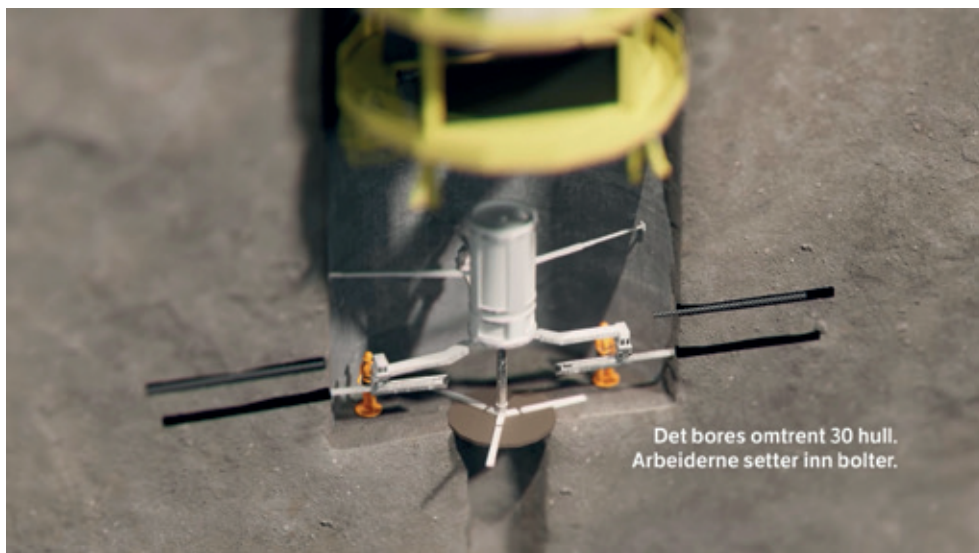


Figur 25 inne i arbeidsplattformen.



Figur 26: Sprøytebetong. Betong føres ned fra betongbil på overflaten i rør med selvfall ned til arbeidsplattformen, Der står betongpumpe og pumper til den spesialbygde sprøyteriggen

Gysepumpe for gysing av kombinasjonsbolter står oppe i arbeidsplattformen.



Figur 27: Boring og bolting med kombinasjonsbolter som gyses. Hvis nødvendig kan berginjeksjon gjennomføres før boring av ny salve.

SJAKTENE, ERFARINGER SÅ LANGT

Pilot og opprømming

Basert på kjerneboring utført i forkant var bergmassen langs sjaktene vurdert som generelt god, men med områder med lavere bergmassekvalitet lokalt (Norconsult, 2024). Videofilming av begge pilothullene viste generelt kompetent berg med enkelte partier med noen lokale partier med tettere oppsprukket bergmasse enn øvrige deler av hullet.

Ved pilotboring til utluftsjakten (østre sjakt) mistet man en del borvann ved omtrent 160 m dybde. Dette antas å være knyttet til hulrom i berget uten vann. For å unngå fastkiling og tap av boreutstyr, var det behov for tiltak. Det ble utført videofilming av pilothullet. Dette viste generelt kompetent berg, bortsett fra en noe oppsprukket sone med litt utfall rundt partiet der man mistet borvann. En innlekkasje høyere opp i hullet ble også registrert. Hull ble fylt med sement nedenfra og opp til et visst nivå over registrert innlekkasje (injisert med lavt trykk). Målet var å forsøke å tette bergmassen lengere ut enn selve pilothullet, slik at man kunne få nytte av det også ved sjaktdrivingen. Hulrommet ble tettet og boring kunne fortsette. Da pilothull og opprømming var ferdig, var innlekkasjen minimal.

Påfølgende opprømming Ø2400mm gikk raskt unna på ca 3 uker. I vestre sjakt gikk pilothull og opprømming uten utfordringer.

Bergsikring i sjakt

Bergmassen kartlegges ved bruk av Q-metoden med tilsvarende sikringsklasser som i tunnel. Innlekkasjer forventes å bestå av saltvann, i all hovedsak. Som et minimum benyttes 10 cm sprøytebetong, E700, og boltemønster 2,5 x 2,0 m, som tilsvarer 11-12 bolter per rast med 2,0 m mellomrom. I øvre og nedre deler av sjakten benyttes lengre bolter (4-5 m). I resterende deler av sjakten benyttes hovedsakelig 3 m bolt, med mindre geologiske forhold tilsier noe annet.

Status sjaktdriving

Sjaktene: Pr. nå pågår sjaktsynking i østre sjakt (utluft) med tårn, mannskap og spesialutstyret fra Østu stettin. Pr 28 oktober er de ca 40 meter nede. Planen er å sprengre ca 4 salver hver uke med ca 2,5 – 4 meters lengde.

Om fremdrift fremover med Sjaktsynking. østre sjakt, utluft ferdig ca jan/feb 2026. Så skal tårn over sjakt flyttes og sjaktsynking vestre sjakt antas ferdig ca april/mai 2026

Referanser:

Hovedentreprenør: Arbeidsfellesskap *JVIS (Implenia Norge AS og Stangeland Maskin AS.*

UE pilot og opprømming: Masterdrilling.

UE sjaktsynking: ÖSTU-STETTIN Hoch- und Tiefbau GmbH

Prosjekterende: Norconsult

Illustrasjon / tegninger Kvitsøykryss: Norconsult

Foto: Statens vegvesen.

3.parts kontroll ingeniørgeologi: NGL.

Illustrasjoner sjakt: Red Ant.

Byggherre: Statens vegvesen, utbygging vest

Norconsult, 2024, NO-185-GEO, Entreprise E02, Ingeniørgeologisk rapport for Boknafjorden midt.

TUNNELBYGGETID – ET VELLYKKET BRANSJESAMARBEID

Tunnelbyggetid – a successful industry project

Forfatter: Gina Marie Qvale

Tunnelbyggetid er en beregningsmodell som estimerer byggetid for tunneler basert på faktiske data fra om lag 30 nyere norske tunnelprosjekter. Modellen tar hensyn til parametere som tunnellengde, tverrsnitt, geologi, driftsform og mengder, og kan anvendes på de fleste norske samferdselstunneler.

Bakgrunn og målsetting

Målsettingen har vært å utvikle en omforent beregningsmodell for tunnelbyggetid basert på realistiske kapasiteter for tunnelbygging i Norge.

Initiativet kom som følge av omfattende diskusjoner, uenigheter og til dels tvister knyttet til avsatt byggetid for samferdselstunneler.

Prosjektet ble igangsatt i 2018 av Statens vegvesen (SVV) og Entreprenørforeningen – Bygg og Anlegg (EBA), etter at SVV identifiserte behovet for et standardisert verktøy for tidsberegning av tunnelprosjekter.

Utvikling og metode

Tunnelbyggetid bygger videre på prinsippene fra det tidligere ekvivalentidsregnskapet, som ble videreutviklet og modernisert gjennom prosjektet. Kapasitetene i modellen er basert på statistiske analyser og erfaringstall fra norske tunnelanlegg, og omfatter data fra omtrent 30 prosjekter med ulike geologiske og driftsmessige forhold. Parametere som tunnellengde, tverrsnitt, geologi, kontraktmengder, utførte mengder og medgått tid inngår i datagrunnlaget.

Dette gir et robust fundament som dekker et representativt spenn av norske tunnelprosjekter. Resultatet er en modell som ivaretar variasjon i grunnforhold, beliggenhet og dimensjonering – og dermed kan brukes i de fleste samferdselstunneler i Norge.

Versjonsutvikling

- **Versjon 1.0 – Driving og sikring (mengdebasert)**
Publisert oktober 2021. Entreprenør får betalt pr. bolt, kubikkmeter sprøytebetong og berguttak.
Beregner byggetid fra klargjort påhugg til gjennomslag for veitunneler. Kan også benyttes på jernbanetunneler, men er primært tilpasset veitunneler i henhold til Håndbok R761 og NS 3420.
- **Versjon 2.0 – Driving og sikring (mengde- og sikringsklassebasert)**
Publisert 9. april 2024.
Utvidet med beregning etter sikringsklasse A–G, der entreprenør får betalt pr. sikret kvadratmeter overflate. Modellen beregner byggetid basert på sikringsklasser (lengde- eller prosentfordelt) i tillegg til mengdebaserte data.
- **Versjon 3.0 – Grunnarbeider**
Planlagt publisert desember 2024.

Omfatter grunnarbeider knyttet til veibane samt vann- og avløpssystemer. Bygger videre på versjon 2.0.

- **Versjon 4.0 – Vann og frost**

Planlagt publisert desember 2025.

Inkluderer beregning av arbeid knyttet til vann- og frostsikring av tunnelkledning.

- **Versjon 5.0 – Elektro og testing**

Planlagt publisert desember 2026.

Fokuserer på elektroinstallasjoner og funksjonstesting – altså slutfasen hvor man sikrer at tunnelen fungerer etter hensikten.

Gjennom denne utviklingen dekker Tunnelbyggetid etter hvert hele tunnelbyggeprosessen fra A til Å. Jo høyere versjonsnummer, desto mer komplett og oppdatert beregningsmodell.

Bruk og nytteverdi

Tunnelbyggetid bidrar til å utarbeide realistiske og dokumenterbare byggeplaner. Den sikrer at det settes av tilstrekkelig byggetid til de planlagte arbeidsoperasjonene, i tråd med kravene i Byggherreforskriften, som pålegger at det skal avsettes tilstrekkelig tid for HMS-forsvarlig utførelse.

I tillegg gir modellen dokumenterte produksjonskapasiteter – som for eksempel kubikkmeter fjelluttak per time eller injeksjonskapasitet – data som tidligere ikke inngikk i ekvivalentidsregnskapet.

Modellen fungerer også som et verktøy for sensitivitetsanalyser og risikovurdering av byggetid. Endringer i for eksempel sikringsvolum eller geologi kan umiddelbart beregnes, slik at man tidlig i planfasen kan vurdere tidskonsekvenser og risiko.

Effekter og samarbeid

Tunnelbyggetid har bidratt til en tydeligere og mer enhetlig forståelse av byggetid i bransjen, og dermed redusert konfliktnivået i prosjekter.

Utviklingsarbeidet har vært preget av åpenhet, respekt og samarbeid på tvers av aktører. Den brede sammensetningen av prosjektgruppen har sikret at resultatet representerer et felles bransjegrunnlag – basert på den samlede kompetansen som finnes i dag.

BATTERIELEKTRISKE MASKINER UNDER JORD – ERFARINGER FRA ROGFAST**Battery-electric machines underground – experiences from Rogfast**

Bastiaan Lottman, ILF Consulting Engineers, Austria

Bernhard Kohl, ILF Group Holding, Austria

Morten Hauge, ILF Consulting Engineers, Norway

SAMMENDRAG

Statens Vegvesen bygger for tiden Rogaland fastlandsforbindelse (Rogfast), hvor et av hovedpunktene er Boknafjordtunnelen nær Stavanger. For å fremme bærekraftig utbygging i prosjektet, ble bruk av massetransportbiler med batterielektrisk drivlinje vurdert. Selv om slike kjøretøy gir tydelige gevinster for bærekraft, oppstår det nye utfordringer knyttet til brannsikkerhet i tunnel. Dette temaet er blitt undersøkt av et internasjonalt konsortium bestående av østerrikske og norske partnere, ILF Consulting Engineers, Graz University of Technology og Søvik Consulting. Brannrisikoanalysene viste at batterielektriske lastebiler kan brukes trygt underjordisk, men at de krever spesifikke hensyn i planleggingen av brannsikkerhet. Basert blant annet på denne studien, fortsetter Statens Vegvesen å fremme elektrifisering av maskiner som brukes ved tunnelbygging. Ettersom utslippskravene for byggeprosjekter generelt blir stadig strengere, har studien vist hvordan risikovurdering kan benyttes som et verktøy for å evaluere bruk av batterielektriske maskiner.

ABSTRACT

Statens Vegvesen is currently constructing the Rogaland Fixed Link with its key feature the Boknafjord tunnel near Stavanger, Norway. To further promote sustainable construction at this Rogfast project, the use of mass-transport trucks with battery-electric drivetrains was considered. While such trucks bring clear sustainability gains, new challenges arise that are associated with underground fire safety. This topic has been investigated by an international consortium of Austrian and Norwegian partners, being ILF Consulting Engineers, Graz University of Technology and Søvik Consulting. The fire risk analyses showed that battery-electric trucks can be used safely underground but need specific considerations in fire safety planning. Based amongst others on this study, Statens Vegvesen is further promoting the electrification of machinery used for tunnel excavation. With in general tightening emission regulations for construction projects, the study has demonstrated the possibilities that risk assessment may bring to evaluate the use of battery-electric machinery.

INTRODUKSJON

Boknafjordtunnelen, som er en del av Rogaland fastlandsforbindelse (Rogfast) nær Stavanger, er ett av de største tunnelprosjektene som pågår i Norge (Statens vegvesen, 2022). Statens Vegvesen vurderte å inkludere i kontrakten for den gjenværende tunneldelen ved Kvitsøy (Rogfast E02, see figur 1) bruk av batterielektriske massetransportbiler.

Selv om slike kjøretøy gir en tydelig reduksjon i skadelige utslipp og økt bruk av bærekraftig elektrisk energi, medfører de også nye utfordringer i gjennomføringen av

prosjektet. Den primære bekymringen ved bruk under jord er brannsikkerhet, ettersom store batterier kan medføre brannfare for arbeidstakere i et lukket miljø. Videre krever innføring av ny teknologi i allerede etablerte tunnelprosesser, spesielt i et storskala-prosjekt som Rogfast, nøye vurdering av gjennomførbarhet og prosjektrisiko.



Figur 1: Rogaland fastlandsforbindelse (Rogfast) med adkomsttunnel under Kvitsøy (illustrasjon: Statens vegvesen og Norconsult).

Statens Vegvesen bestilte en risikostudie for å undersøke blant annet potensielle brannrisikoer forårsaket av tunge batterielektriske massetransportbiler i Rogfast E02. Studien ble utført av et internasjonalt konsortium bestående av østerrikske og norske partnere, nemlig ILF Consulting Engineers, Graz University of Technology og Søvik Consulting. Disse partnerne bidro med forskningsbasert kunnskap om brannrisiko knyttet til batterielektriske kjøretøy i tunneler, kombinert med en solid forståelse av det norske markedet og de tunneldrivingsmetodene som benyttes. Gjennom en case-studie i det store Rogfast-prosjektet har resultatene gitt Statens Vegvesen detaljert kunnskap som er relevant for arbeidssikkerhet under jord. Risikostudien er publisert av Statens Vegvesen (Statens vegvesen, 2024), og hovedfunnene ble presentert på World Tunnel Congress i Stockholm (Lottman, et al., 2025).

BRANNRISIKOSTUDIE FOR MASSETRANSPORTKJØRETØY

Studien tok utgangspunkt i representative batterielektriske lastebiler for massetransport i Rogfast E02. Med tanke på forholdene på anleggsplassen under bakken, ble robuste, terrenggående leddede dumpere vurdert som de mest egnede. Slike kjøretøy finnes allerede på markedet, men er primært utviklet for gruvedrift (Epiroc, 2022; Sandvik, 2021). Den batterielektriske lastebilen og dens dieseldrevne ekvivalent er i hovedsak like, begge har 40 tonns lastekapasitet og benytter en toakslet drivlinjekonfigurasjon med en motoreffekt på 400 kW. Som energibærer ble det vurdert fem litium-ion (Li-Ion) batteripakker med en samlet kapasitet på 450 kWh, eller et dieseltankvolum på 500 liter. Disse representative kjøretøyene ble brukt for å etablere mulige brannscenarier, og deretter analysere deres innvirkning på arbeidere ved ulike underjordiske anleggsområder i Rogfast E02.

Analyse av potensielle brannrisikoer

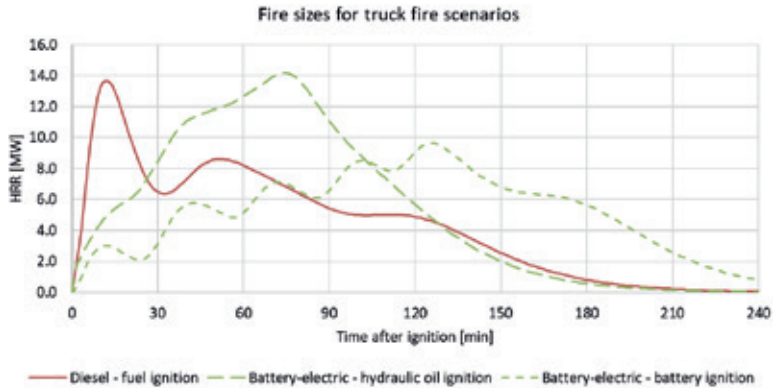
De fleste branner i store, konvensjonelle anleggsmaskiner skyldes mindre diesellekkasjer som antennes ved kontakt med en varm overflate (Ingason, et al., 2010). Slike brannårsaker anses også som de mest sannsynlige for konvensjonelle dieseldrevne lastebiler. Batterielektriske varianter kan fortsatt lekkе brennbare væsker som hydraulikkolje, men deres drivlinjer har generelt færre varme komponenter og er derfor mindre utsatt for brann. Likevel kan brann også oppstå som følge av en termisk runaway i batteriet, en kjedereaksjon der battericeller kortsluttes og overopphetes, noe som potensielt kan føre til brannutvikling inne i batteripakken.

For å bedre identifisere og vurdere brannrisikoen for arbeidere ved slike lastebilbranner, ble det gjennomført en risikovurdering. I hovedsak kan brannrisiko forstås som sannsynligheten for at en brann oppstår, multiplisert med den potensielle dødeligheten for arbeidstakerne. Sannsynligheten for brann baseres vanligvis på statistiske data, som imidlertid ennå ikke finnes for store batterielektriske maskiner. Data fra personbilsegmentet antyder likevel at batterielektriske kjøretøy er mindre utsatt for brann, sannsynligvis som følge av stadig strengere sikkerhetsstandarder og spesielt batteristyringssystemer (BMS). Disse systemene er utviklet for å oppdage feil tidlig, iverksette tiltak og i siste instans stenge ned drivlinjen. På bakgrunn av dette kan det antas at brann i batterielektriske lastebiler er mindre sannsynlig enn i dieseldrevne, men at de likevel krever spesielle hensyn ved planlegging av brannsikkerhet.

Brannscenarier basert på kjøretøyets drivlinje

Innvirkningen på arbeidere ble analysert ved først å etablere brannscenarier for både batterielektriske og dieseldrevne lastebiler, som representerer en fullt utviklet kjøretøybrann. Et referansescenario for diesellastebil ble utviklet basert på drivstofflekkasje og tidligere fullskalatester av gruvekjøretøy utført av Research Institutes of Sweden (RISE) (Hansen & Ingason, 2013). Tilsvarende data for batterielektriske lastebiler finnes foreløpig ikke. Denne kunnskapsmangelen ble delvis håndtert ved å ta utgangspunkt i fullskalatester av batterielektriske personbiler fra det østerrikske BRAFA forskningsprosjektet (Sturm, et al., 2021). Referansescenariet for diesellastebil ble deretter tilpasset den elektriske drivlinjen, og to separate brannscenarier ble etablert; hydraulikkoljebrann forårsaket av væskelekkasje og en alvorlig termisk runaway i én av batteripakkene.

For hvert av brannscenariene ble en potensiell og logisk utvikling vurdert basert på ulike bidrag til brannbelastningen, noe som gjorde det mulig å estimere brannstørrelsene som vist i figur 2. Den maksimale varmeavgivelsen (HRR) på rundt 15 MW kan anses å være sammenlignbar med en varebilbrann. Forskjellene ligger særlig i tidsforløpet, der diesellastebil-scenariet viser en tydelig topp tidlig i forløpet som følge av at drivstoffet antennes og brenner av. Begge batterielektriske brannscenariene påvirkes av batterienes ladetilstand (SoC) samt de kraftige batterihusene slike lastebiler vanligvis er utstyrt med. Det termiske runaway scenariet avhenger av tiden det tar for prosessen å utvikle seg. I dette tilfellet er det vurdert et alvorlig termisk runaway scenario som til slutt vil føre til en brann som sprer seg over hele lastebilen.

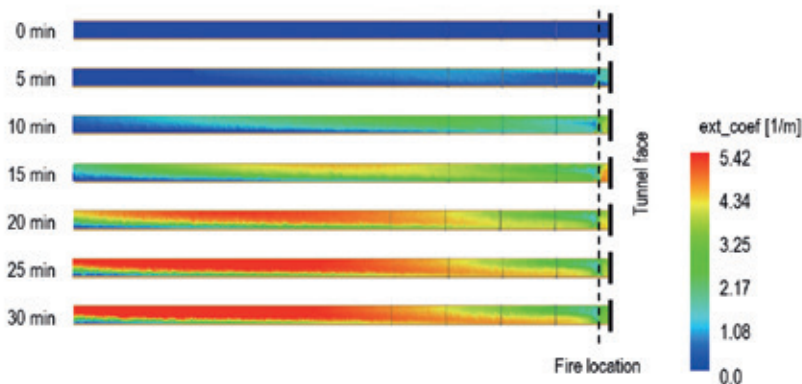


Figur 2: beregnet brannstørrelse for brannscenarioene med diesel og batterielektrisk lastebil.

Resultater fra CFD-baserte brannsimuleringer

Virkningen av hvert brannscenario for lastebil er undersøkt gjennom detaljerte brannsimuleringer ved bruk av Fire Dynamics Simulator (FDS), en programvare basert på Computational Fluid Dynamics (CFD). Slike verktøy gir verdifull innsikt i røykspredning forårsaket av en brannkilde plassert i et gitt miljø. Hvert brannscenario er karakterisert av tidsavhengig utvikling av varmeavgivelsen (i figur 2 HRR), samt frigjøring av røyk og helseskadelige gasser som karbonmonoksid (CO), karbondioksid (CO₂), hydrogencyanid (HCN) og hydrogenfluorid (HF). Eksponeringstiden for forhøyede temperaturer, termisk stråling og økede konsentrasjoner av giftige gasser bestemmer samlet betingelsene for oppholdbarhet (tenability) og dermed arbeidernes overlevelsessevne.

Den mest risikofylte situasjonen for arbeidere vil være en brann ved tunnelfronten, ettersom dette kombinerer et lukket rom med begrenset lufttilførsel for fortynning av røyk. Figur 3 viser utviklingen av sikt over tid, uttrykt ved ekstinksjonskoeffisienten.



Figur 3: redusert sikt som følge av røyk fra en lastebilbrann ved tunnelfronten i Rogfast, vist ved utviklingen av ekstinksjonskoeffisienten over tid.

I hovedsak representerer hvert av lastebilbrannscenarioene en situasjon som fører til et røykfyllt miljø, der arbeiderne må evakuere til redningskamrene. I nærhet til brannkilden, og særlig mot tunnelfronten, kan forholdene bli livstruende innen fem minutter. Brannscenarioene for batterielektriske lastebiler antas å ha tilsvarende påvirkning på arbeidernes overlevelseshold som dieselvarianten. Dette kan forklares med at materialene som finnes på begge kjøretøytyper, som dekk og hydraulikkolje, bidrar vesentlig til brannutviklingen og skaper et farlig miljø som krever evakuering.

Et annet viktig forhold å vurdere er brannforløpet og flammeutviklingen ved store batteribranner, som vil være knyttet til batteripakkene som vanligvis er plassert foran førerhuset på slike lastebiler. Ved nedbrytning av batteriene dannes giftige og brennbare gasser, som normalt ventileres ut gjennom sikkerhetsventiler på batteripakkene. En hovedbekymring er utslipp av den giftige gassen HF, som spesielt i nærheten av ventilåpninger kan føre til lokalt høye konsentrasjoner. I tillegg skaper utslipp av brennbare gasser bekymring, ettersom dette kan føre til eksplosive atmosfærer som, dersom de antennes, kan forårsake en flammeutblåsning (jetflamme) fra ventilåpningen. Begge disse forholdene forsterker behovet for umiddelbar evakuering av arbeiderne ved en slik hendelse.

Vurderinger for brannsikkerhetsplanlegging

Studien understreker at planlegging av brannsikkerhet generelt bør ta høyde for brannscenarioer som involverer lastebiler, spesielt i avsidesliggende underjordiske områder. For batterielektriske lastebiler bør man ta hensyn til potensielt lengre brannforløp ved valg av egnede redningskamre. Videre må brannvesenet innarbeide håndtering av store batteribranner i sin planlegging, ettersom slike branner er svært vanskelige å slokke. Batterifloddelsninger (systemer for oversvømming av batteripakker med vann) kan være et effektivt tiltak for å bistå brannmannskaper, men krever stor og kontinuerlig vanntilførsel. I tillegg bør redningstaktikken omfatte sikker evakuering av arbeidere fra redningskamrene, også gjennom røykfylte underjordiske områder. Generelt bør arbeidsstyrken få opplæring i bruk av ny maskinteknologi, inkludert tilpasning til nye sikkerhetsstandarder, for eksempel nødavstengningsbrytere (kill-switches) for drivlinjer og eventuell bruk av automatiske brannslukkingssystemer.

MARKEDSTRENDER OG PROSJEKTBEHOV

Selv om studien ble gjennomført for Rogfast prosjektet, representerer temaet, den stadig økende bruken av batterielektriske maskiner i anleggsbransjen, en nasjonal utviklingstrend. De fleste sentrale myndigheter arbeider for en gradvis overgang til mer bærekraftig bygging, styrt av overordnede klimamål og krav til reduksjon av klimagassutslipp. Disse målene defineres ofte på konsern eller etatsnivå, og videreføres til prosjektene gjennom progressive målverdier. Et av hovedområdene er utfasing av fossildrevne maskiner og lastebiler til fordel for elektrifiserte alternativer. De kontinuerlige forbedringene i industriprodukter bidrar til at byggherrer og myndigheter oppmuntrer, og delvis, krever, bruk av slike maskiner, ofte gjennom strenge utslippskrav som beveger seg mot nullutslipp.

Med økt bruk av batterielektrisk utstyr i prosjekter, kan entreprenører som oppfyller disse kravene oppnå en konkurransefordel. Maskinvalg vil fortsatt baseres på produktivitet og prosjektbehov, men batterielektriske drivlinjer krever særskilt

oppmerksomhet innen Helse, Miljø og Sikkerhet (HMS) planlegging på byggeplassen. Entreprenører må ta høyde for tilpasninger som kreves ved bruk av slik teknologi, spesielt underjordisk, der brannssikkerhet er et sentralt tema. I enkelte prosjekter kan spesielle forhold oppstå, som langvarig drift i saltpåvirket miljø eller midlertidige ladesystemer under bakken. Slike forhold kan kreve vurdering av andre risikotyper i tillegg til brann, hvor metodene som presenteres i denne studien kan brukes som rammeverk.

HOVEDKONKLUSJONER OG ANBEFALINGER

Denne studien har gitt Statens Vegvesen verdifull kunnskap til å fremme innovasjon i anleggsbransjen, samtidig som den understreker behovet for risikovurdering av brann ved innføring av batterielektriske maskiner i tunnelprosjekter. Gjennom risikoanalyser basert på forskningsbaserte metoder ble ulike potensielle brannscenarier for batterielektriske og dieseldrevne lastebiler under bakken i Rogfast E02 analysert. Resultatene viser at batterielektriske lastebiler kan brukes trygt underjordisk, forutsatt at de tas høyde for i planleggingen av brannssikkerhet. Andre prosjekter som benytter elektriske maskiner kan ha nytte av tilsvarende vurderinger, spesielt ved spesifikke maskintyper, bruksforhold eller spesielle temaer som lading under bakken. Den presenterte risikostudien fremhever et rammeverk som kan brukes til å vurdere brann og andre farer, samt evaluere nødvendige sikkerhetstiltak. Dette vil bidra til å etablere trygg bruk av batterielektriske maskiner i fremtidige anleggsprosjekter.

ANERKJENNELSE

Forfatterne ønsker å uttrykke sin takknemlighet til Statens Vegvesen for at de, sammen med våre partnere, har fått muligheten til å gi et meningsfullt bidrag til det anerkjente Rogfast-prosjektet. Flere produsenter har vært vennlige og bistått oss med informasjon, blant annet Volvo Trucks, Mercedes Benz Trucks, AMV, eMining og ikke minst Epiroc, som vi kom i kontakt med gjennom Mälardalen University i Sverige.

REFERANSER

Epiroc, 2022. *Product brochure: Epiroc minetruck MT42 battery*, Örebro, Sweden: Epiroc Rock Drills.

Hansen, R. & Ingason, H., 2013. Heat release rate measurements of burning mining vehicles in an underground mine. *Fire Safety Journal*, Band 61, pp. 12 - 25.

Ingason, H., Lönnermak, A., Frantzich, H. & Kumm, M., 2010. *Fire incidents during construction work of tunnels*, Borås, Sweden: Technical Research Institute of Sweden (SP).

Lottman, B. et al., 2025. *Fire risk and process impact study of battery-electric dump trucks at Norwegian Rogfast tunnel excavation project*, s.l.: Conference proceedings World Tunnel Congress, Stockholm, 2025.

Sandvik, 2021. *Product brochure: Sandvik TH550B battery-electric truck*, Stockholm, Sweden: Sandvik Mining and Construction.

Statens vegvesen, 2022. *Project brochure: Rogfast, the world's longest and deepest under sea road tunnel*, Oslo, Norway: The Norwegian Public Roads Administration (NPRA), Statens vegvesen.

Statens vegvesen, 2024. *Nye rapporter gir Statens vegvesen bedre grunnlag for å fase inn batterielektriske maskiner i tunnel* (translated: *New reports give the Norwegian Public Roads Administration a better basis for phasing in battery-electric machines in tunnels*). [Online]

Available at: <https://www.vegvesen.no/om-oss/presse/aktuelt/2024/02/nye-rapporter-gir-statens-vegvesen-bedre-grunnlag-for-a-fase-inn-batterielektriske-maskiner-i-tunnel/>

Sturm, P. et al., 2021. *Brandauswirkungen von Fahrzeugen mit alternativen Antriebssystemen, BRAFA* (translated: *Fire impacts of vehicles with alternative drive systems*), Graz, Austria: Graz University of Technology.

NY RENSELØSNING AV TUNNELVANN – HMR-FILTERET

Jarand Raymond Wood, Leca

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig artikkel.

INNOVATIVT OG NORSKUTVIKLET ALTERNATIV TIL BÆREKRAFTIG SKREDSIKRING

Svein Terje Strandlie, Bypass

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig artikkel.

POSTEPLAN – HVORDAN SIKRE OPTIMAL DISTRIBUTJON AV DEN

Martin Ryde, Blastmanager

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig artikkel.

BERGSIKRING OG GJENOPPBYGGING VED NORSKE SKOG – ERFARINGER FRA SKREDET VED PM6-BYGGET I HALDEN

Rock Support at Norske Skog – Lessons Learned from the PM6 rockslide in Halden

Erlend Andreassen, Ingeniørgeolog, AFRY Norway AS

Lars Anker-Rasch, Ingeniørgeolog, AFRY Norway AS

Sammendrag

Den 27. april 2023 traff et større steinskred PM6-bygget ved Norske Skog Saugbrugs i Halden. AFRY Norway AS ble engasjert for ingeniørgeologisk bistand fra samme dag som skredet inntraff og frem til ferdigstillelse av sikringsarbeidene i juni 2025. Artikkelen beskriver erfaringer fra ingeniørgeologisk kartlegging, modellering, prosjektering, og sikring av en opptil 60 meter høy og 600 meter lang og loddrett bergskjæring. Det ble benyttet avansert fotogrammetri, 3D-modellering, digital overvåkning i tillegg til tradisjonell ingeniørgeologisk kartlegging for å vurdere stabilitet og fremgangsmetode for sikring av bergskjæringen. Totalt ble det installert 935 bolter, og skjæringen ble dekket med steinsprangnett. Prosjektet viser viktigheten av tverrfaglig koordinering, dokumentasjon og kontinuerlig geologisk tilstedeværelse i komplekse bergsikringsprosjekter.

Summary

On April 27th, 2023, a major rockslide struck the PM6 building at Norske Skog Saugbrugs in Halden. AFRY Norway AS was brought in to provide engineering geology expertise from the time of the incident until the reconstruction was completed in June 2025. This paper presents experiences from the geological mapping, modelling, and rock support of a vertical rock cut measuring up to 60 meters in height and 600 meters in length. Advanced photogrammetry, 3D modelling, digital monitoring, and traditional engineering geological mapping were used to assess slope stability and determine appropriate mitigation strategies. A total of 935 rock bolts were installed, and the slope was covered with rock mesh. The project highlights the importance of interdisciplinary coordination, thorough documentation, and continuous geological presence in complex rock engineering projects.

Innledning

Torsdag 27. april 2023 ca. kl. 0430 fikk politiet melding om at et større steinskred hadde truffet PM6-bygget på Norske Skog Saugbrugs AS (videre Norske Skog) sine fabrikklokaler i Halden. Skredet ble estimert til et volum på ca. 10 000 m³. Det var flere personer på jobb i fabrikklokalene, men ingen personer ble truffet av skredet eller alvorlig skadet.

Papirproduksjonen i Halden har røtter tilbake til 1800-tallet. PM6-bygget er en del av papirfabrikken til Norske Skog og ble åpnet i 1993. Frem til skredhendelsen i april 2023 var fabrikken en av Europas største produsenter av magasinpapir og hadde en årlig produksjonskapasitet på nærmere 260 000 tonn, (Norske Skog, 2025). Fabrikkbygningen som ble truffet av skredet er nærmere 500 meter lang og 24 meter høy, og er plassert tett inntil en 60 meter høy og 600 meter lang utsprengt loddrett

bergskjæring mot Grimsrødhøgda i nord (Figur 1). Enkelte plasser er det mindre enn 15 meter mellom bergskjæringen og fabrikkbygningen.

Kort tid etter skredet iverksatte Norske Skog et kombinert rednings- og gjenoppbyggingsarbeid med mål om å sikre fjellet og bygge opp fabrikken til opprinnelig tilstand. Dette innebar sikring av bergskjæringen, fjerning av skredmasser og fjerning av bygningsrester og inventar, samt gjenoppbygging av fabrikken. AFRY Norway AS (videre AFRY) ble engasjert for å yte ingeniørgeologisk bistand umiddelbart etter skredet og frem til ferdigstillelse i juni 2025. Denne artikkelen oppsummerer arbeidene fra et ingeniørgeologisk perspektiv.

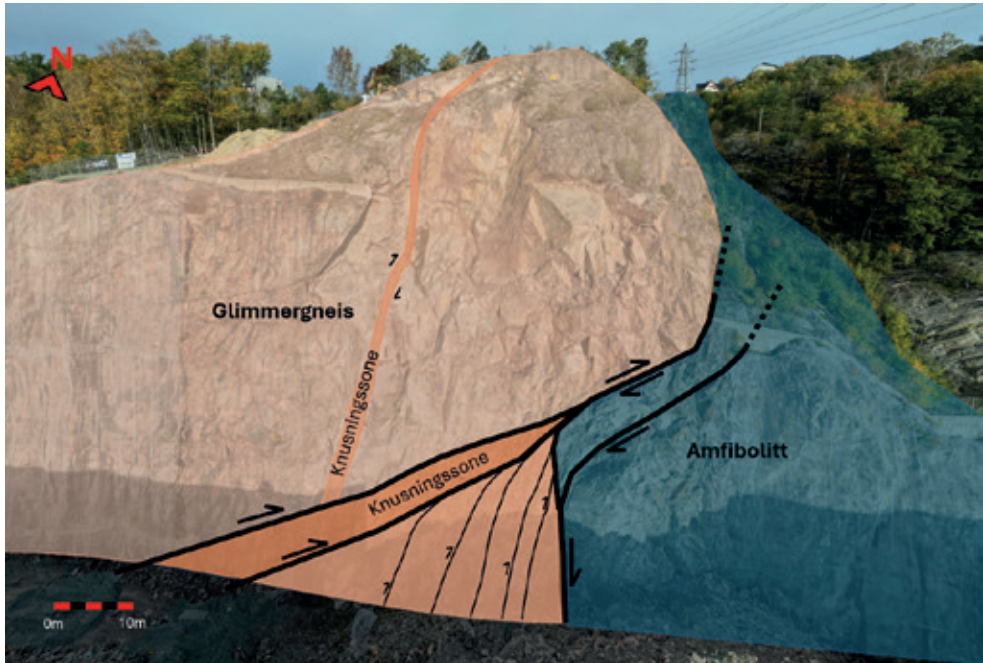


Figur 1: Flyfoto som viser oversiktsbilde av skredet og PM6-bygget med store ødeleggelser. Bildet er fra våren 2023. Kilde: www.norgebilder.no

Geologi og grunnforhold

Berggrunnen i Halden er del av restene fra den svekonorwegiske orogenesen (1600-1520 Ma) og danner i dag deler av Iddefjorden litotektoniske enhet. Området består for det meste av gneisvariasjoner i tillegg til yngre intrusjoner av granitt langs Iddefjorden, (NGU, 2025). Skredsonen bak PM6-bygget kan geologisk sett deles i to hoveddeler: Migmatittisk glimmergneis på den vestre siden som er forskjøvet over en amfibolittisk bergart i østre del (Figur 2). Mellom de to enhetene finner man en gjennomsettende knusningssone med en varierende bredde på <1 m til ca. 4 m. Overordnet er gneisen oppsprukket med noen få systematiske sprekkesett med stor sprekkeavstand, men i all hovedsak består den av tilfeldige sprekkesett og er stedvis sterkt nedknust.

Sprekkeplanene i glimmergneis varierer fra plane og ru til hakkete og bølgete, avhengig av om det er systematiske sprekkesett eller tilfeldige sprekker som vurderes. To større knusningssoner i området inneholder sprekkefyll med varierende innhold av leir- og grusfraksjoner, i tillegg til vann (fukt) fra sideterrenget. I amfibolitten opptrer sprekkplanene som glatte og bølgete i stor skala, noe som reflekterer bergartens kraftige folding. Amfibolitten fremstår som betydelig mer flakete enn glimmergneisen.



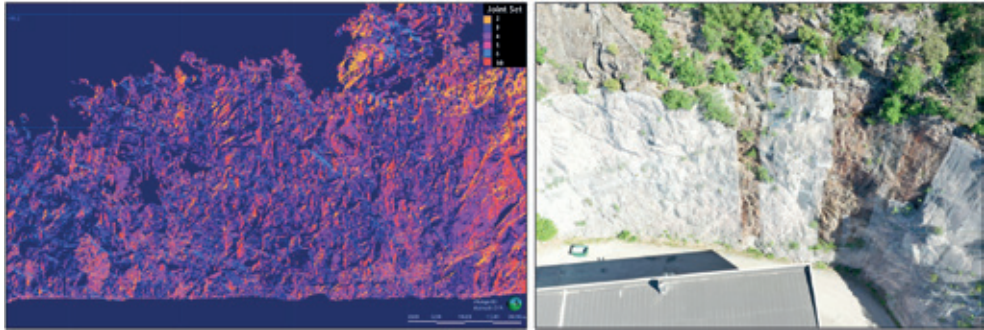
Figur 2: Hovedbergarter og -strukturer i sonen bak PM6.

Tidlige undersøkelser i tiden etter skredet

Skredet forårsaket store skader på alt fra bygningsmasse til maskineri og utstyr. Norske Skog engasjerte AFRY for å vurdere fare for ytterligere skred langs skjæringen. Selve skredområdet ble definert som et område på drøyt 80 meter av skjæringen med estimert skjæringsflate på ca. 4500 m² som utgjør omtrent en fjerdedel av det totale skjæringsarealet bak PM6.

I samråd med Norske Skog og prosjektledelsen for gjenoppbyggingen ble det besluttet å etablere en «usikker» sone på grunn av stor fare for ytterligere nedfall. Innenfor dette området var all menneskelig ferdsel forbudt, og det ble derfor vurdert ulike metoder for kartlegging. Manuell ingeniørgeologisk kartlegging var ikke mulig pga. tilgang og størrelsesomfanget. AFRY ble derfor bedt om å vurdere alternativer for kartlegging og for å vurdere stabiliteten til hele skjæringen bak PM6, ikke bare skredområdet.

AFRY gjennomførte droneskann og digital fjerning av bergsikringsnett for resten av skjæringen. Avanserte modelleringsmetoder (3. orden enkel kriging) gjorde det mulig å fjerne eller minimere effekten av steinsprangnett på punktkloden generert fra høyoppløselig fotogrammetri og LIDAR. Etter at nettet var fjernet fra datasettet, kunne man benytte egenutviklede algoritmer for automatisk deteksjon av hovedsprekkesett som vist i Figur 3. Algoritmen ble trent opp med verifiserte data fra både feltkartlegging og fjernkartlegging for å sikre høy datanøyaktighet.



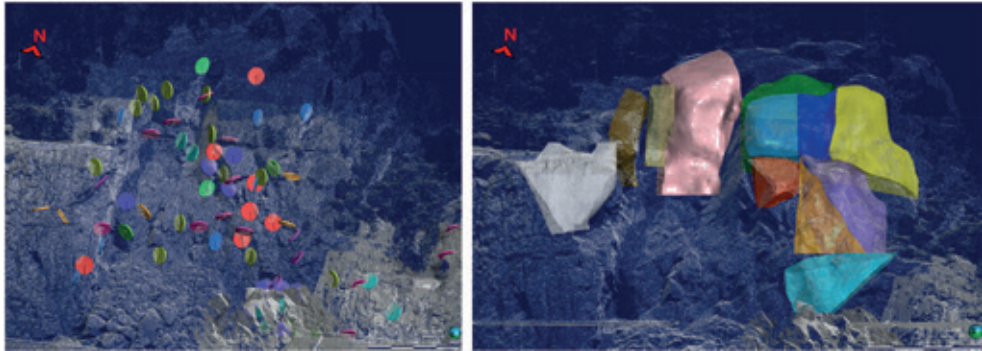
Figur 3: Sammenlikning av prosessert skann med dronebilde fra samme del av skjæringen. Merk at bildene har ulik skalering og vinkel. Venstre: Utklipp fra 3D-modell. Høyre: Dronebilde av skjæring med steinsprangnett.

Videre kartlegging ble utført ved bruk av Leapfrog Works. Dette ble kombinert med digitale høydemodeller for å verifisere nøyaktigheten i skanningene og de genererte 3D-modellene. For å sikre geologisk kvalitet i fjernkartleggingen ble utvalgte målinger kontrollert i felt av geologer fra kurv. I tillegg ble dronebilder brukt som støtte i kartleggingsarbeidet.

Etter at et statistisk signifikant antall sprekker var kartlagt, ble sprekkegruppene gruppert og kontinuerlige strukturer (svakhetssoner og åpne sprekker) modellert som flater (disker i programvaren). Disse flatene ble brukt til å dele bergmassen inn i potensielt avløste blokker, avgrenset av de identifiserte strukturene (Figur 4).

3D-modellen ble benyttet til å beregne blokkgeometri, volum og glideplanvinkler. Modellen ble også brukt til å prosjektere nødvendig bergsikring, ettersom den gir informasjon om nødvendig orientering og lengde på boltene. Dette åpnet for bedre tverrfaglig samhandling, ettersom modellen var et effektivt verktøy for både geologene og de andre faggrupper, og støttet videre prosjektering og kommunikasjon i prosjektet.

Stabilitetsvurderingen for hele skjæringen konkluderte med at ingen av de kartlagte strukturene utenfor skredområdet utgjør en fare for skjæringens totalstabilitet. Derimot måtte de avløste enhetene innenfor skredområdet håndteres, (AFRY Norway AS, 2023b)



Figur 4: Utklipp fra 3D-modell. Basert på LIDAR-skann av skredsonen før bergarbeidene var påstartet. Venstre: Fjerninnmåling av sprekkkeplan vises som disk med fargekode for de forskjellige sprekkesett. Høyre: Antatt ustabile blokker inndelt etter registrerte sprekker i berget.

Valg av strategi for sikring av skredområdet

Etter identifisering av ustabile bergpartier ved hjelp av 3D-modellen, og vurdering av den generelle stabiliteten i skjæringen, ble ulike sikringsstrategier og fremgangsmåter vurdert. Arbeidet ble avgrenset til skredområdet, med tid og sikkerhet som premissgivende for valg av videre fremgangsmetode. Initielt ble det igangsatt sikring av de øverste blokkene i skredet. Etter ytterligere undersøkelser i felt og oppstart av sikringsarbeid fra tau ble det avdekket store avløsende sprekker omtrent 10-15 meter i bakkant av blokkene og utførelsen av sikringsarbeidet ble avsluttet på bakgrunn av sikkerhetshensyn.

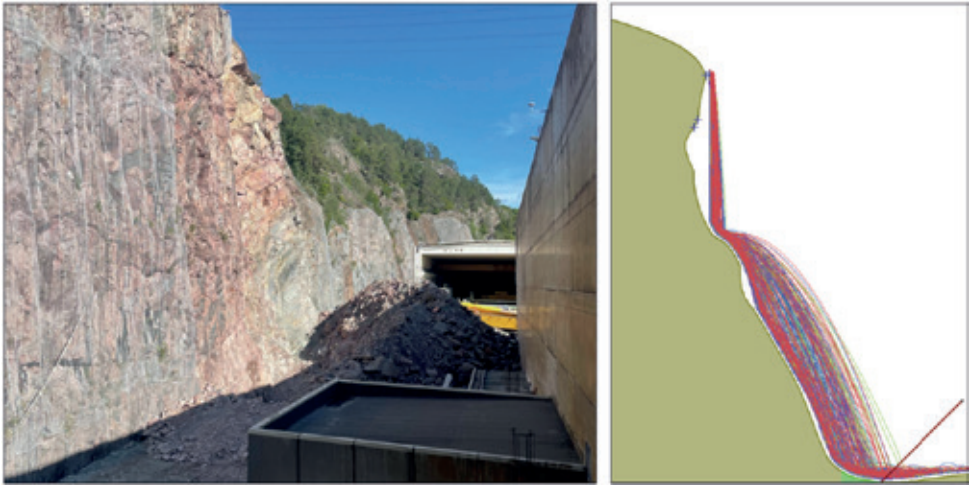
Det ble vurdert som mer hensiktsmessig å fjerne ustabile enheter identifisert i modellen, etterfulgt av fortløpende sikring av gjenværende områder etter sprengning. Dette ga forutsigbarhet og åpnet for en mer fleksibel vurdering av grensen mellom sikker og usikker sone, basert på løpende risikovurderinger. Årsakene til valgt fremgangsmåte er sammensatte, men både sikkerheten for utførende og den geologiske usikkerheten, herunder renskebehov og sikringsomfang (type sikringsmidler, boltekapasitet og boltelengder), ble vektlagt.

Fangvoll – prosjektering og etablering

Før oppstart av anleggsarbeidet i bergskjæringen ble det vurdert om eksisterende skredmasser kunne utnyttes til å etablere en midlertidig fangvoll for beskyttelse av gjenstående bygningsmasse og utstyr, samt som et risikoreduserende tiltak for pågående arbeidsoperasjoner i fabrikkområdet. AFRY ble engasjert for å vurdere mulighetsrommet og senere prosjektere en fangvoll. En sentral føring fra prosjektledelsen innledningsvis var at ingen last skulle påføres bygget under bergnedtaket. Fangvollen skulle ha tilstrekkelig kapasitet til å absorbere støt fra blokker i skjæringen, både i forbindelse med kontrollert nedtak og ved eventuelle uønskede nedfall. Grunnet plassbegrensninger og sikkerhetskrav måtte all etablering utføres med fjernstyrt gravemaskin. Visuell kontroll fra avstand var eneste tilgjengelige metode for kvalitetssikring.

Simulering av nedfall mot fangvollen ble gjennomført i RocFall (programvare fra Rocscience) med en forenklet og konservativ 2D-tilnærming basert på kritiske snitt og

worst-case scenario, der det ble simulert både rullende og fritt fallende blokker med volum opp til 4 m³ (Figur 5). Fangvollens kapasitet ble modellert som en funksjon av skjærkapasitet langs en definert bruddflate, med antatt oppbygging som sprengsteinsfylling. Effektiv spenningsanalyse ble benyttet med friksjonsvinkel 42° og attraksjon 0 kPa. Bruddflaten ble lagt til øverste modellerte kollisjonspunkt for å sikre konservative estimater. Resultatene viste at en vollhøyde på opp mot 11 meter ga tilfredsstillende sikkerhetsfaktor mot brudd, gitt at blokkene var mindre eller lik 1 m³, samtidig som bygget ikke ble utsatt for direkte last, (AFRY, 2023a). Dette la føringer for anbefalinger til utarbeidelse av sprengningsplan og forberedende arbeider med rensk av blokker i øvre partier. En forutsetning var at fangvollen ble tømt mellom hvert nedtak. Dette måtte gjøres med fjernstyrt graver.



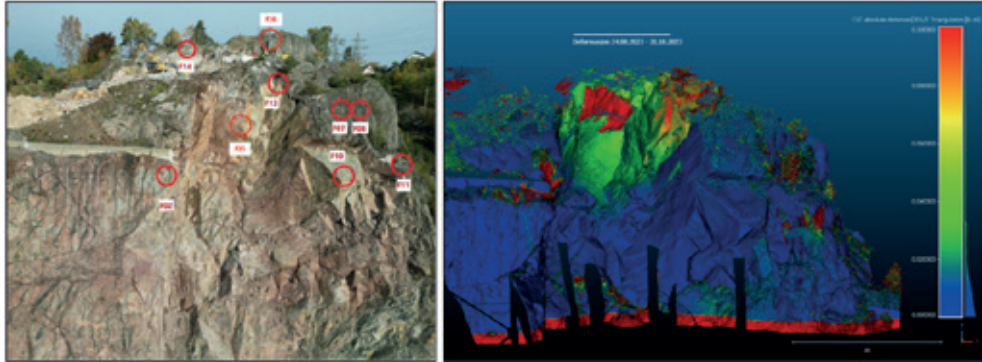
Figur 5: Bildet til venstre viser etablert voll før bergnedtak, mens bildet til høyre viser et utklipp fra modellen i RocFall.

Digital overvåkning av skjæringen

Basert på omfanget av usikkerhetsmomenter, tilgangsbegrensninger samt ønske om parallelle aktiviteter i skjæringen og deler av fabrikkområdet, ble det vurdert som nødvendig å supplere med geologisk overvåkning som et ytterligere risikoreducerende tiltak. I tillegg var det usikkerhet rundt den faktiske kapasiteten til fangvollen før oppstart. Det ble installert et variert utvalg med sensorer for døgntidlig overvåkning. Dette inkluderte både rystelsesmålere, deformasjonsskann, tilt-sensorer på skredmasser bak fangvollen, videokamera og ekstensometere, med mål om å fange opp tidlige tegn til bevegelse, oppsprekking og/eller dokumentasjon av endringer. Disse tjenestene ble levert av Cautus Geo og Forcit Consulting. I tillegg ble det montert et større antall prisme som kontinuerlig ble overvåket av en fast installert totalstasjon, noe som muliggjorde overvåkning av deformasjoner over tid. Eksempel på digital overvåkning er vist i Figur 6.

Overvåkningssystemet ble integrert i prosjektets varslingsrutiner og koordinert tverrfaglig mellom geologer, anleggsledelse, prosjektledelse og SHA/HMS-ansvarlige. Varslingsnivåer ble definert basert på terskelverdier for bevegelse og vibrasjoner, og systemet ga grunnlag for løpende vurdering av risiko og behov for tiltak. Verktøyene fungerte som støtte i beslutningssituasjoner og bidro til å redusere usikkerhet. I tillegg

muliggjorde tilgang på døgnskategorisk digital overvåking gjennomføring av arbeidsoperasjoner med akseptabel risiko i en fase med høy grad av usikkerhet.



Figur 6: Eksempel på prismeplassing for kontinuerlig innmåling til venstre. Bildet til høyre viser deformasjonsskann (sammenlikning av skann fra over en gitt periode i prosjektet) utført av Cautus Geo AS.

Koordinert risikohåndtering

I et prosjekt med mange involverte aktører og interessenter, er koordinering et viktig element. For Norske Skog har sikker gjennomføring vært prioritert nummer én fra første dag. Samtidig har viktigheten av effektiv fremdrift vært viktig. Norske Skog og prosjekterte for gjenoppbygging av PM6 prioriterte derfor å involvere ingeniørgeologer tidlig. AFRY sine geologer har fulgt prosjektet fra tiden etter skredet og frem til ferdigstilling, noe som har sikret kontinuitet. Gjennom store deler av anleggsfasen fulgte AFRY sine geologer skiftene til entreprenøren og var tett involvert i beslutningene som ble tatt på anleggsplassen.

I den daglige koordineringen av prosjektet fungerte ingeniørgeologen sammen med byggeleder som et bindeledd mellom utførende entreprenør og prosjektledelsen. Dette ga prosjektledelsen tett involvering i pågående prosesser. I et prosjekt som gjenoppbyggingen av PM6 med stor usikkerhet i nødvendig omfang av bergarbeidene, var dette avgjørende for planleggingen og involvering av andre fag.

Sammen med SHA-ansvarlig og fabrikkens hovedverneombud ble det etablert et sett med beredskapsrutiner basert på ulike scenarier før oppstart og som ble revurdert underveis. Det ga fleksibilitet i et stort prosjekt, men samtidig et stort ansvar for alle involverte om å ha en felles forståelse om gjeldende grense for sikker og usikker sone.

Sprengningsarbeid

Fra sensommeren 2023 var ingeniørgeologer fra AFRY kontinuerlig til stede i Halden på skiftrotasjon. Berguttaket ble gjennomført av PEAB sitt datterselskap Halvorsen Grave- og Transportservice (videre HGT). Arbeidet stilte høye krav til koordinering og gjennomføring, og det ble derfor lagt stor vekt på samarbeidet mellom byggherre, anleggsledelsen, ansvarlig bergsprenger, boreoperatør og ingeniørgeolog. Planen gikk ut på å etablere en sikker arbeidsplattform på Grimsrudhøgda med ankomst via boligfeltet for deretter å fjerne de ustabile enhetene kontrollert og enkeltvis. Figur 7 viser bilder fra sprengningsarbeidet.



Figur 7: Bilder fra perioden med sprengningsarbeid. Venstre: Oversiktsbilde som viser etablering av arbeidsplattformen. Høyre: Tildekking av matter med kran.

Uttaket er lokalisert både i nærheten av atomreaktoren til Institutt for Energiteknikk (IFE), høyspentledning og bebyggelse som la føringen på gjennomføringen. Daglig ble det avholdt møter for å sikre tett samarbeid og løpende vurdering av fjellforhold, planlegging og justering av salver. Tiltak som søm, forbolting og arbeidssikring ble fortløpende vurdert og installert ved behov før sprengning.

Sprengningene fulgte faste tidspunkter for å sikre forutsigbarhet og koordinering med øvrige fag. Dette innebar evakuering av sikkerhetssonen og streng mannskapsregistrering for å verifisere at fabrikkbygget var tomt før sprengning. Etter sprengning ble området inspisert med drone, lift og/eller tau av geolog, og overvåkningssystemene kontrollert for å vurdere om det var trygt å gjenoppta arbeidet. Skiftgeologen hadde ansvar for gjenåpning i samråd med ansvarlig bergsprenger. Ved behov ble sikkerhetssonen gjenåpnet trinnvis etter aksjoner i bergveggen. Totalt ble det avfyrt 73 salver fordelt på 4983 boremeter. Erfaringene fra sprengningsarbeidet var at fjellet var «tungsprengt», og at den spesifikke ladningen måtte tilpasses hver salve.

Bergsikring

Etter at sprengningsarbeidet ble avsluttet i mars 2024, gikk prosjektet inn i slutfasen, som omfattet sikring av gjenstående bergmasse. WIMO Fjellsikring AS (videre WIMO) utførte sikringsarbeidet som underleverandør til HGT. For å sikre trygg og effektiv fremdrift ble skjæringen delt inn i flere delområder. Hensikten med inndelingen var å forhindre at personell utførte rensk og spyling i områder med overhengende usikret berg. Permanentsikringen av bergskjæringen ble utført etter følgende prinsipper:

- Avløste enheter fjernes enten ved rensk eller sprengning.
- Spyling av skjæringen fra spylebil pga. trykk- og kapasitetsutfordringer
- Sprekkesituasjon kartlegges ved hjelp av drone, fra kurv eller tau.
- Ingeniørgeolog vurderer potensielle utglidningsplan eller andre bruddmekanismer.
- Ingeniørgeolog vurderer behovet for bolter, inkludert antall, type og lengde, basert på direkteobservasjoner i berget fra kurv, dronebilder eller fra tau.

- Tilbakemelding fra utførende med informasjon om sprekker og bergkvalitet, samt eventuelt behov for å øke boltelengde eller endre plassering/retning ble notert. Samtlige bolter fikk ID-nummer for sporbarhet (borforhold, type, lengde m.m.)
- Avvik på installering og gysing meldes til geolog og inkluderes i sikringsrapport.

Mesteparten av arbeidet måtte gjøres fra anleggsplassen bak hovedskjæringen på grunn av at området på fabrikknivået ikke kunne betraktes som trygt. Arbeidet ble derfor i hovedsak gjort fra tau eller i kurv. Boltene ble boret med knemater påmontert en personkurv som viste seg å være effektivt (Figur 8). De nederste 25 meterne av hovedskjæringen kunne nås nedenfra med bolterigg for effektiv utførelse.



Figur 8: Bilder fra sikringsarbeidet. Venstre: Knemater påmontert personkurv for mobilitet i skjæringen. Høyre: Parallell sikringsoperasjoner i tildelte sektorer.

Før oppstart av sikringsarbeidene var det spesielt stor usikkerhet knyttet til nedre del. Dette området var dekket av skredmasser i tiden etter skredet og ble derfor ikke medtatt i prosjekteringen. Området består av en knusningssone i bergartsgrensen, preget av tidligere tektonisk aktivitet, og det ble vurdert som hensiktsmessig å dekke dette området med sprøytebetong for å hindre utvasking og destabilisering over tid.

Totalt ble det installert 935 sikringsbolter, hovedsakelig 6 meter lange bolter, men også selvborende stag opptil 15 meter. Skjæringen er dekket med steinsprangnett og det er etablert dreneringsgrøft på toppen av skjæringen for bortledning av vann til eksisterende dreneringssystem. Gjenstående mindre enheter er sikret. Restrisikoen etter sprengning, rensk og boltesikring er ivaretatt etter installasjon av steinsprangnett.

Oppsummering og læringspunkter

Gjennom prosjektet ble det identifisert flere sentrale læringspunkter som har overføringsverdi til lignende bergtekniske prosjekter med krevende prosjektforutsetninger og høy grad av tverrfaglighet:

- Viktigheten av å "skynde seg langsomt" – **grundige vurderinger må prioriteres fremfor rask fremdrift i tidlig fase.** Beslutningene ble basert på en trinnvis tilnærming der gradvis tilegning av erfaring ble kombinert med faglige vurderinger. Tiltak ble løpende vurdert for å sikre en trygg anleggsgjennomføring.

- Bruk av **geologisk modell for formidling** av ingeniørgeologiske problemstillinger. En godt utarbeidet 3D-modell har bidratt til visuell forståelse av bergmassen og vært et effektivt verktøy bl.a. for mengdeestimering, verifikasjon av sikringsmengde og plassering av installert sikring.
- I store tverrfaglige prosjekter med berg og berguttak som sentrale elementer, er det en klar fordel at **bergteknisk erfaring** er representert i prosjekt- og byggeledelsen, og at oppdragsgiver prioriterer tilstedeværelse av ingeniørgeolog.
- Gjennomarbeidede **beredskapsrutiner**, kombinert med kontinuerlig tilstedeværelse av geolog og sanntidsovervåkning, ga verdifull innsikt, og la til rette for raske, faglige og trygge beslutninger.
- **Dokumentasjon** av alle vurderinger og beslutninger var avgjørende for sporbarhet og tverrfaglig forståelse.
- **Tett dialog** med utførende entreprenør var avgjørende gjennom hele prosjektet. Uten forundersøkelser har utførende entreprenør den mest håndfaste erfaringen med bergmassen. Deres observasjoner og innspill utgjorde et viktig grunnlag for beslutninger gjennom prosjektet og bidro til at prosjektet ble gjennomført uten skader og i tråd med Norske Skog og prosjektet sine sikkerhetskrav.

Referanser

AFRY Norway AS. (2023a). *Risikovurdering - Blokknedfall mot fangvoll*. Rapport.

AFRY Norway AS. (2023b). *Stabilitet av bergskjæringer ved Norske Skog Saugbrugs*. Rapport.

NGU. (2025). *Berggrunnskart*. Kart. NGU. https://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/

Norske Skog. (2025). *Norske Skog Saugbrugs - Halden*. Nettside <https://www.norskeskog.com/about-norske-skog/business-units/europe/norske-skog-saugbrugs>

STEINSKRED PÅ E6 MORSKOGEN OG ROSTEN FEBRUAR/MARS 2025, EKSPERT-UTVALGETS VURDERING AV ÅRSAKER OG KONSEKVENSER

Rockslides at Highway E6 February/March 2025 – Expert panel evaluation of causes and consequences

Bjørn Nilsen, Prof. emeritus NTNU

Vidar Kveldsvik, NGI

SAMMENDRAG

8. februar 2025 gikk det et skred fra bergskjæring med tilstøtende sideterreng ved Morskogen. En del av skredmassen traff E6. Statens vegvesen oppnevnte et uavhengig ekspertutvalg som fikk i oppgave å undersøke og vurdere mulige årsaker til skredet og å vurdere hvilke konsekvenser hendelsen bør ha for kontroll og sikring av andre vegskjæringer. Mens ekspertutvalget arbeidet med hendelsen ved Morskogen skjedde et nytt skred 31. mars 2025 som traff E6 ved Rosten lengre nord i Gudbrandsdalen. Det ble også oppnevnt et ekspertvalg for hendelsen ved Rosten.

Skredet på E6 ved Rosten skjedde i østsida av en trang elvedal med 25-30 m høy, steil bergskjæring over E6 opp til bratt fjellsida/sideterreng med utløsningsområde for skredet ca. 40 m over E6. Den naturlige fjellsida fortsetter videre oppover til > 1000 m.o.h. Totalt volum som løsnet er av ekspertutvalget v/Martina Böhme beregnet/estimert til 130 m³ og volumet som nådde veien til ca. 90 m³.

Observasjoner under gjennomført befaringsindikerte at skredet var en klassisk plan utglidning langs markert sprekkeflate (eksfoliasjonssprekk i dette tilfellet), med tyngden som største drivende kraft, og vanntrykk i baksprekk (mellom blokka som gled ut og fronten av gjenstående blokk), som et mulig tilleggsbidrag. Et spesielt og ganske uvanlig forhold i dette tilfellet var at største delen av glideflaten var dekket av et ganske tykt islag, som sannsynligvis var oppbygd av sigevann over lang tid. Dette har ført til utglidning ved såpass liten helningsvinkel som 30°.

Hovedårsaken til at skredet ved Rosten kunne skje vurderes av utvalget å ha vært at ingeniørgeologisk kartlegging og stabilitetskontroll av sideterrenget i planleggings- og byggefasen har vært mangelfull. Dette kan i stor grad ha sin årsak i sideterreng med stort areal, vanskelig tilgjengelighet og stor grad av løsmasse- og vegetasjons-overdekning. En medvirkende årsak vurderes å være at det ikke fantes håndbokskrav og anbefalinger for vurdering av sideterreng på den tiden ny E6 ble prosjektert og bygd,

Det totale volumet av skredet ved Morskogen var ca. 2650 m³, men kun en liten del av dette volumet traff E6 8. februar. Skredet skjedde fra en skjæring med tilstøtende sideterreng. Skredet målte ca. 30 m horisontalt langs glideflaten, inntil ca. 20 m langs glideflatens fallretning og bruddkanten var inntil ca. 5 m høy. Skjæringen går langs en lokalvei og er inntil ca. 10 m høy. Mellom lokalveien og E6 er det skjæring med høyde ca. 20 m. For skjæringen mellom lokalveien og E6 ble det utført uavhengig kontroll, men ikke for skjæringen langs lokalveien som ble sprengt og sikret før skjæringen mellom lokalveien og E6 ble bygget.

Ekspertutvalgets vurdering er at forundersøkelser, analyser og rapportering før byggestart er av akseptabelt omfang og gjennomgående av god kvalitet. Årsakene til

at skredet kunne skje er å finne i byggefasen ved mangelfull ingeniørgeologisk oppfølging mht. vurdering av stabilitet og sikringsbehov, mangelfull oppfølging/egenkontroll av utført sikring og manglende uavhengig kontroll samt mulig medvirkende årsak gjennom feil i sikringsutførelsen.

ABSTRACT

On February 8, 2025 a landslide occurred from a rock cut with adjacent side terrain at Morskogen. Part of the slide mass reached the E6 highway. The Norwegian Public Roads Administration appointed an independent expert committee to investigate and assess possible causes of the slide and to evaluate what consequences the incident should have for the inspection and stabilization of other road cuts. While the expert committee was working on the Morskogen incident, another landslide occurred on March 31, 2025, which hit the E6 at Rosten, further north in Gudbrandsdalen. An expert committee was appointed also for the Rosten incident.

The rockslide at E6-Rosten occurred on the east side of a narrow valley with a 25-30 m high, steep road cut above E6 to a natural mountain side with loosening area for the slide about 40 m above E6. The natural mountain side extends to about 1,000 m.a.s.l. The total volume of slide material is by the expert panel/Martina Böhme estimated to around 130 m³ and the volume which reached the road to about 90 m³.

Observations during the site visit indicated that the slide was a classic plane failure along a distinct planar joint (in this case exfoliation joint), with gravity as the major driving force and water pressure in tension joint (between the block that failed and the front of the remaining block), as possible additional force. A quite special and somewhat unusual situation in this case was that major part of the sliding plane was covered by a quite thick ice layer, which most likely had been built up by long-time water seepage. This caused sliding to take place at an inclination angle as low as 30°.

The main reason why the slide at Rosten could occur is most likely that engineering geological mapping and stability control of the natural terrain above the road cut has insufficient during planning as well as during construction and operation. This can be largely explained by the large area of side-terrain, difficult accessibility and considerable extent of soil- and vegetation cover. A contributing factor most likely was the fact that when the new highway E6 was built, no specific guidelines or recommendations regarding side-terrain existed.

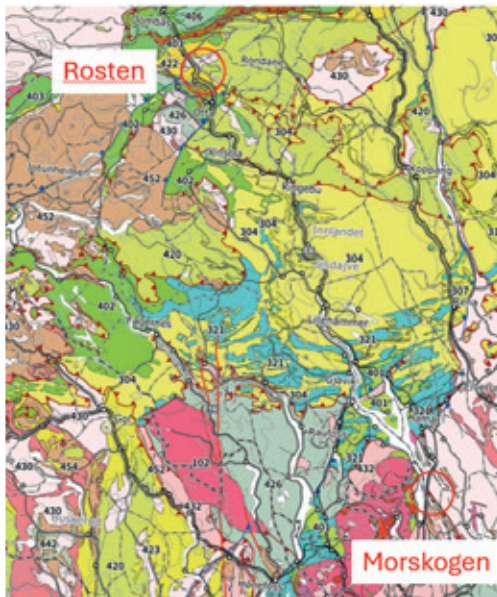
The total volume of the Morskogen slide was approximately 2,650 m³, but only a small portion of this volume reached the E6 on February 8. The slide originated from a rock cut with adjacent side terrain. The slide measured about 30 meters horizontally along the slip surface, up to about 20 meters along the dip direction of the slip surface, and the back scarp was up to about 5 meters high. The rock cut runs along a local road and is up to about 10 meters high. Between the local road and the E6 there is another rock cut about 20 meters high. For the rock cut between the local road and the E6, an independent inspection was carried out, but not for the rock cut along the local road,

which was blasted and stabilized before the cut between the local road and the E6 was constructed.

The expert panel's assessment is that the preliminary investigations, analyses, and reporting prior to construction were of acceptable scope and generally of good quality. The causes of the slide are found to be related to the construction phase, due to insufficient engineering geological follow-up concerning stability assessment and stabilization requirements, inadequate internal control of the executed stabilization work, lack of independent control, and possibly contributing factors related to errors in the execution of stabilization measures.

INNLEDNING/BAKGRUNN

Den 8. februar 2025 skjedde en utglidning fra skjæring og sideterrenget ovenfor fra ca. 20-30 høydemeter ovenfor E6 ved Morskogen, noen km nord for Minnesund, og bare litt over 7 uker senere et steinskred av noe mindre størrelse fra ca. 40 m høyde ved Rosten, ca. 200 km lenger nord. Omtrentlige lokaliteter er lagt inn på NGU's berggrunnskart i Figur 1. Morskogen-lokaliteten ligger som det fremgår innenfor prekambrium på østsida av Mjøsa, og Rosten-lokaliteten innenfor sen-prekambrisk/eokambrisk område litt sør for Dombås.



Figur 1: Utsnitt fra geologisk berggrunnskart fra ngu.no med angivelse av lokaliteter for Morskogen og Rosten-hendelsene.

Kort tid etter hendelsen ved E6-Morskogen oppnevnte vegdirektøren et uavhengig ekspertutvalg som fikk i oppgave å undersøke og vurdere mulige årsaker til raset og å vurdere hvilke konsekvenser hendelsen bør ha for kontroll og sikring av andre vegskjæringer. Utvalget fikk følgende medlemmer:

- PhD Vidar Kveldsvik, ingeniørgeolog og skredekspert, NGI
- PhD Eivind Okstad, seniorforsker SINTEF Digital
- Ingeniørgeolog Anders Beitnes, Beitnes Consulting
- Forsker Bertil Carlsen, NGU
- Dr.ing. Bjørn Nilsen, Prof. emeritus i ingeniørgeologi NTNU (leder)

Steinskredet ved Rosten inntraff mens Morskogen-utvalget fortsatt arbeidet med sin rapport, og dette utvalget ble derfor bedt om også å inkludere Rosten-steinskredet i sitt arbeid. Utvalget for E6-Rosten fikk derfor sammensetning som for Morskogen, bortsett fra annet medlem fra NGU:

- PhD Martina Böhme, ingeniørgeolog, seksjonsleder NGU

Det er utarbeidet omfattende rapporter fra arbeidet til de to utvalgene. Disse er fritt tilgjengelige for nedlastning, og i denne artikkelen derfor bare de viktigste forholdene for de to skredtilfelle bli kort beskrevet.

SKREDET PÅ E6-ROSTEN 31.3.2025

Beskrivelse av skredet og ekspertutvalgets mandat

E6 ved Rosten, mellom Sel og oppkjørselen til Høvringen i Gudbrandsdalen (se Figur 2), ble bygd på slutten av 1970-tallet/starten av 1980-tallet.



Figur 2: Utsnitt fra geologisk berggrunnskart fra ngu.no med angivelse av lokaliteter for Morskogen og Rosten-hendelsene.

Forholdene på stedet, med E6 på østsida av trang elvedal og 25-30 m høy, steil bergskjæring over E6 opp til bratt fjellside/sideterreng med utløsningsområde for skredet ca. 40 m over E6, fremgår av Figur 3.



Figur 3. Oversiktsbilde tatt like etter steinskredet på E6 ved Rosten (dronebilde tatt av Statens vegvesen).

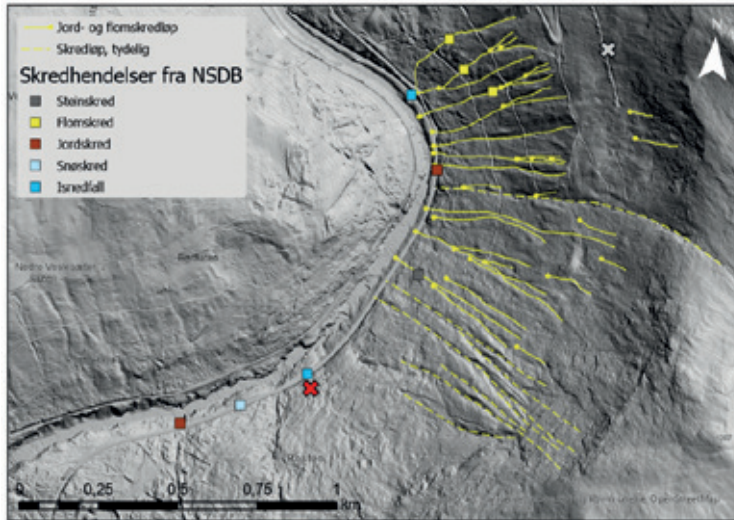
Totalt volum som løsnert er av ekspertutvalget v/Martina Böhme beregnet/estimert til 130 m^3 og volumet som nådde veien til ca. 90 m^3 . Den naturlige fjellsida fortsetter som det fremgår av Figur 2 videre oppover til $> 1000 \text{ m.o.h.}$ Utløsningsområdet, ca. 10 m over toppen av skjæringen, fremgår av Figur 4.



Figur 4. Utløsningsområdet for steinskredet ved Rosten (dronebilde tatt av Statens vegvesen).

Topografi og geologi gjør området ved Rosten særlig utsatt for jord- og steinskred, og det er derfor rapportert om mange tidligere hendelser av skred og steinsprang, og

mange av disse er som vist i Figur 5 registrert i NSBD (Norsk skredhendelses database).



Figur 5. Registrerte hendelser i NSDB (steinskredet 31.3.2025 er markert med rødt kryss).

Ekspertutvalget for skredet ved Rosten ble av Statens vegvesen gitt følgende mandat:

1. Geologiske og topografiske forhold på stedet.
2. Årsakssammenheng for skredet ved Rosten den 31.3.2025
3. Tidligere hendelser av skred og steinsprang i driftsfasen og utløsende faktorer for disse
4. Utførte risikovurderinger/analyser før bygging og under drift - risikomodell.
5. I hvor stor grad ble stabiliteten av ovenforliggende, høye skråning/fjellside tatt med i stabilitetsvurderinger?
6. Er gjeldende krav til inspeksjon etterfulgt? Håndbok 018/N200, R610 mv.
7. Er krav i gjeldende håndbøker, veiledere og retningslinjer; N200, V225, R610 mv. etterfulgt og er de formålstjenlige?
8. Gjennomførte sikringstiltak som konsekvens av skredhendelser i driftsfasen.
9. Egnede sikringstiltak for vegskjæringer med tilsvarende utfordringer i bratt sideterreng
10. Muligheter for overvåkning og varsling ifm. skjæringer/skråninger med usikker stabilitet.
11. Ansvar og finansiering for analyser og tiltak ifm. fjellskjæringer/skråninger med usikker stabilitet.
12. Forhold som forventes å ville påvirke stabiliteten over tid.

Oppgaven ble på grunnlag av dette tolket som i hovedsak todelt:

- a) Uavhengig vurdering av forholdene knyttet til skredhendelsen ved Rosten,
- b) Vurderinger av mer generell karakter for bergskjæringer/skråninger sammenlignbare med den ved Rosten.

Beskrivelse av skredet og ekspertutvalgets mandat

Ekspertutvalget gjennomførte befarings til løснеområdet for skredet ved Rosten den 7.4.2025, dvs. ca. ei uke etter at skredet inntraff, se Figur 6.



Figur 6. Fotografier av løснеområdet med glideflate og gjenstående blokk i bakkant; a) Bilde tatt 31.3.2025 av Marius Grøndal, SVV, b) Bilde tatt 7.4.2025 av ekspertutvalget v/Martina Böhme.

Observasjonene under befaringen indikerte at skredet var en klassisk plan utglidning langs markert sprekkeflate (eksfoliasjonssprekk), med tyngden som største drivende kraft, og vanntrykk i baksprekk (mellom det som gled ut og fronten av gjenstående blokk), som et mulig tilleggs-bidrag. Et spesielt og ganske uvanlig forhold i dette tilfellet var at største delen av glideflaten var dekket av et ganske tykt islag, sannsynligvis oppbygd av sigevann over lang tid. Islaget har sannsynligvis løfta blokkene opp og over tid redusert friksjonen inntil vedvarende mildvær i mars 2025 har ført til delvis smelting av isen og gitt utglidning pga. den reduserte friksjonen og gjenværende våt is i glideflaten. Dette har ført til utglidning ved såpass liten helningsvinkel som 30°.

Håndbøker og veiledere – ble datidens fulgt og er dagens gode nok?

Et av punktene i mandatet var hvorvidt datidens SVV håndbøker og veiledere ble fulgt. Til dette kan anføres at status ang. håndbøker og veiledere på den tida ny E6 ved Rosten ble planlagt og bygd (slutten av 1970-tallet/starten av 1980-tallet) var som følger:

- Gjeldende SVV håndbok i vegbygging var 1976-utgaven av Hb-018. Denne inneholdt litt om avdekning, utforming/geometri, kontursprengning og rensk, men lite om stabilitetsanalyse, dimensjonering av bergsikring og sikringsmidler, og ingenting om sideterreng, krav til prosjektering, dokumentasjon og kontroll
- SVV håndbok eller veileder for stabilitet av vegskjæringer fantes ikke på den tiden ny E6 ved Rosten ble prosjektert og bygd. Eldste kjente utgave er Hb165 «Sikring av vegskjæringer» er fra 1992

- SVV håndbok for drift og vedlikehold fantes heller ikke da E6 ved Rosten ble prosjektert og bygd. Eldste kjente utgave er Hb111 «Standard for drift og vedlikehold» fra 2003.

Utvalget finner det på grunnlag av dette sannsynlig at SVV ved prosjektering og bygging av ny E6 ved Rosten fulgte de krav og retningslinjer som forelå på den tida, som imidlertid var sterkt mangelfulle i forhold til hva som gjelder i dag.

Dagens regelverk (N200, N-V225 og R610) vurderes å utgjøre et godt grunnlag for planlegging, prosjektering, drift, vedlikehold og inspeksjon/kontroll av vegskjæringer og sideterreng.

Prioriteringsmodell for sikringstiltak

En skredfaktormodell for prioritering av sikringstiltak i NTP ble utarbeidet av SVV og fylkeskommunene i 2018 (beskrevet i SVV-rapport nr. 349, 2018). Denne inneholder 6 ulike delfaktorer som gis verdi mellom 0 og 10 for skredpunktet/strekningen, og deretter vektes med angitt vektall nærmere beskrevet i SVV-rapport nr. 349. Skredfaktoren finnes ved å summere de vektete faktorene. Teoretisk maksimal skredfaktor etter denne modellen er 9,0. E6-Rosten kommer etter denne modellen ut med skredfaktor 2,96 («Middels»).

Skredfaktormodellen som benyttes av SVV i dag har etter ekspertutvalgets mening den svakhet at den tar for lite hensyn til ingeniørgeologiske faktorer, som vanligvis er de viktigste mht. kvantifisering av skredrisiko. Det anbefales derfor at SVV ser nærmere på muligheten for modifisering/videreutvikling av dagens skredfaktormodell på dette punktet, og gjerne henter inspirasjon fra internasjonale modeller som RHRS («Rockfall Hazard Rating System»), som er nærmere beskrevet i den komplette rapporten fra utvalget.

Hovedkonklusjoner, anbefalinger og læringspunkter etter skredet på E6- Rosten

Hovedårsakene til at skredet den 31.3.2025: kunne skje vurderes av ekspertutvalget å være:

- Mangelfull ingeniørgeologisk kartlegging og stabilitetskontroll av sideterrenget i planleggings- og byggefasen pga. sideterrengets store utstrekning, vanskelige tilgjengelighet og store grad av løsmasse- og vegetasjons-overdekning. Medvirkende årsak: at det ikke fantes håndboks krav og anbefalinger for vurdering av sideterreng på den tiden E6 ved Rosten ble prosjektert og bygd..
- Isdannelse og frostsprengning har åpenbart hatt stor innvirkning på stabiliteten og vært direkte utløsende faktor for skredet. Om kartlegging i området hadde blitt gjennomført tidligere mener utvalget at det ikke nødvendigvis er åpenbart at isdannelsen kunne vært predikert på forhånd.
- Økte nedbørsmengder og hyppigere vekslning mellom pluss- og minusgrader er tydelige effekter av klimaendringer. Frekvensen av alvorlige hendelser som denne ved Rosten antas derfor å øke i tiden framover dersom tilstrekkelige sikringstiltak ikke iverksettes i tide.

De viktigste anbefalingene og læringspunktene etter hendelsen er etter ekspertutvalgets mening:

- Ingeniørgeologisk kartlegging av sideterreng bør gis høyere prioritet.
- Kvantitative beregningsmodeller bør i større grad inkluderes i beslutningsgrunnlaget for prioritering av tiltak langs skredutsatte veier.
- Dagens håndbøker og regelverk vurderes av utvalget å utgjøre et godt grunnlag for stabilitetsvurdering og analyse av bergskjæring og naturlig sideterreng. Det anbefales imidlertid at inspeksjonskrav for sideterreng i R610 presiseres bedre.
- For vanskelig sideterreng som ved Rosten anbefales regional overvåkning basert på satellittbasert InSAR vurdert nærmere av SVV, og for mer lokal overvåkning drone eller bakkebasert fotogrammetri og LiDAR. For punkter med spesielt usikker stabilitet bør det vurderes etablert system for akutt varslings og stenging.
- For situasjoner hvor stabilitetsforholdene i bratt sideterreng er uoversiktlige, og sikring av enkeltobjekter vanskelig/umulig kan fanggjerde være et tiltak som kan gi betydelig reduksjon av skredfare mot veien. Etter ekspertutvalgets mening kunne et riktig plassert og dimensjonert fanggjerde ha stoppet skred-massene før de beveget seg utover kanten av den høye vegskjæringen ved Rosten.
- Inngrep som avskoging og endringer i dreneringsveier vil ha negativ inn-virkning på stabiliteten og bør unngås.

Komplett rapport fra ekspertutvalget om skredet ved Rosten finnes her:

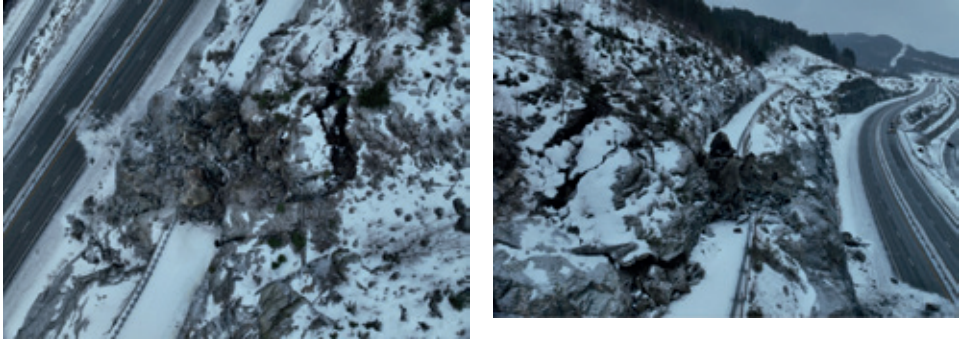
https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/teknologi/geofag/skred/e6_rosten_endelig_2025.pdf?v=4a6561

SKREDET PÅ E6 VED MORSKOGEN 8.2.2025

Beskrivelse av skredet og ekspertutvalgets mandat

Skredet ved Morskogen skjedde i en inntil ca. 30 m høy skjæring, fra den øverste delen av skjæringen med tilstøtende sideterreng (Figur 7-9). Mellom den øverste delen av skjæringen med høyde inntil ca. 10 m og resten av skjæringen ned mot E6 med høyde inntil ca. 20 m, går det lokalvei som ligger på en utsprengt hylle med bredde 7-8 m. Skredet dro med seg jord- og steinmateriale før deler av skredmassene nådde nordgående felt på E6. Kun en del av massene mellom øvre bruddkant i sideterrenget og foten av skredet kom seg helt løs under hendelsen; en betydelig andel ble liggende igjen i kildeområdet for skredet. Umiddelbart etter skredet ble ca. 150 m³ skredmasse fraktet bort. Etter at nedstrossing og rensk av skredområdet var blitt gjennomført ble ca. 2500 m³ masse fraktet bort i tillegg.

Hovedbergarten i skredområdet er amfibolittisk gabbro. Som vist i Figur 9 er glideflaten generelt forvitret, og leirbelegg finnes. XRD-analyse ble utført på prøve tatt fra glideflaten. Prøven viste 21 % innhold av kloritt og blandsjikt-mineraler (illitt/smektit f.eks.). Nøyaktig hvor mye blandsjiktmineraler det dreier seg gav ikke analysen svar på. Men med 21 % kloritt- og blandsjikt-mineraler og i tillegg 3 % glimmer er det liten tvil om at friksjonen langs glideflaten har vært ganske lav.



Figur 7. Dronebilder tatt samme dag som skredet skjedde, 8.2.2025.



Figur 8. Skredområdet etter nedstrossing og rensk opp til bruddkanten. Foto B Nilsen 25.2.2025.



Figur 9. Skredområdet etter nedstrossing og rensk opp til bruddkanten. Foto og befaringsobservasjoner av V Kveldsvik 25.2.2025

Ekspertutvalget for skredet ved Morskogen ble gitt følgende mandat av Statens vegvesen:

1. Utførte forundersøkelser/undersøkelser av geologiske forhold på stedet og risikovurderinger/ analyser før bygging.
2. Geologien i området og utført stabilitetssikring der raset skjedde (boltelengder, retning diameter korrosjonsbeskyttelse mv).
3. Byggherrens oppfølging under utførelse:
 - a. Hva finnes av dokumentasjon angående bestilt vs. utført stabilitetssikring.
 - b. Hva finnes av dokumentasjon angående geologiske vurderinger, bestillinger, rapporter fra utvidet (uavhengig faglig) kontroll, geologisk sluttrapport for skjæringer.
4. Om formelle krav til planlegging, prosjektering og utførelse av bergskjæringer er fulgt; N200 Vegbygging (inkl. geoteknisk kategori og utførelseskontroll), R211 Feltundersøkelser.
5. I hvor stor grad ble stabiliteten av ovenforliggende fjellskråning tatt med i stabilitetsvurderingene?
6. Overordnede betraktninger om nærliggende strekninger.
7. Mulige tiltak som kan bidra til å forhindre lignende hendelser i framtida, inklusive ny teknologi.
8. Forhold som kan påvirke stabiliteten over tid.

Utført sikring og skredområdets synlighet i byggefasen

Sikring ble utført i byggefasen, i 2014, men kun i den sørligste delen av skredområdet (Figur 10). De to fotoene i Figur 10 og andre foto fra byggefasen viser:

1. Det var montert 11 bolter i partiet som raste ut.

2. Det er kun sørlig del av skredområdet som var sikret. Det er ikke mulig å vurdere noenlunde nøyaktig hvor mange meter av det 30 m brede skredområdet som ble sikret. Ut fra foto vurderes bolteavstanden langs foten av det sikrede partiet til å være 1,5-2 m. Dvs. at lengden av det sikrede partiet kan være 5-7 m, men dette er usikkert.
3. Foto viser tydelig at den sprekken som åpenbart har ført til utført sikring, fortsetter nord for sikret område. Fotodekningen er imidlertid ikke god nok mot nord til at man kan se hvor langt mot nord den var synlig. Ut fra hvordan utglidningsflaten så ut etter at skredmasser var blitt fjernet, vurderes det at hele utgående av utglidningsflaten sannsynligvis var synlig under bygging.
4. Det er synlig under bygging at utglidningsflaten er forvitret, det er en såkalt sleppe, og at den måtte forventes å ha relativt lav friksjon.
5. I skredområdets sørlige begrensning ses tydelig at sprekken fortsetter oppover i terrenget ovenfor selve bergskjæringen, helt opp til det som nå er skredbruddkanten.

Det var mulig under bygging å vurdere både helning til utglidningsflaten, gjøre målinger for å beregne mulig ustabil volum og å anta friksjon langs utglidningsflaten. Dvs. de inngangsdataene som trengs for å gjøre beregninger av stabilitet og sikringsbehov, i tillegg til at en vanntrykksmodell trengs, og ev. inkludering av jordskjelvkomponent.

Stabilitetsberegninger ble ikke utført av den nyutdannede geologen i Statens vegvesen som hadde ansvar for å bestemme permanent sikring. Geologen hadde i sin utdanning ingen opplæring i stabilitetsvurderinger. Geologen hadde ingen faglig støtte internt hos byggherren. Det ble heller ikke utført ekstern uavhengig kontroll av skjæringen ovenfor lokalveien, som omtalt senere. Det var dermed ingen kontroll/kvalitetssikring av geologens arbeid.

Når det gjelder punkt 1 ovenfor ble det observert spor av kun tre bolter etter at skredområdet var ferdig rensket, alle som avrevne bolter. Om alle eller kun en andel av de 11 boltene var planlagt å gå gjennom glideflaten, er ukjent. En rimelig tolking er at i hvert fall boltene som var plassert i nedre del av skjæringen, rett over utgående av glideflaten, var tiltenkt å få forankring på innsiden av glideflaten.



Figur 10. Foto tatt under bygging, etter utført sikring. Mottatt fra SVV. Den sørligste delen av skredområdet er synlig på fotoene.

Forundersøkelser, analyser og rapportering

I ekspertutvalgets rapport for E6 Morskogen er et omfattende materiale om forundersøkelser, analyser og prosjektering utarbeidet før bygging gjennomgått. Hovedkonklusjonen er at ingeniørgeologisk kartlegging, prosjektering og stabilitetsanalyse ser ut til å ha vært av akseptabelt omfang og gjennomgående god kvalitet. Det er imidlertid ikke registrert noen spesifikk presisering av at skjæringen i bakkant av lokalveien også er en del av den totale skjæringen over E6, og ettersom skjæringen i bakkant av lokalveien ble utsprengt og sikret før den høyere skjæringen over E6 og opp mot lokalveien kan dette ha medført at det ble tatt lettere på førstnevnte både mht. prosjektering og utførelse. Blant annet kan dette ha vært en medvirkende årsak til det ikke ble utført utvidet uavhengig kontroll av skjæringen ovenfor lokalveien inntil ca. 10 m høy), mens det ble utført for skjæringen mellom lokalveien og E6 (ca. 20 m høy). Etter datidens regelverk skulle skjæringer høyere enn 10 m bli kontrollert av et uavhengig firma. I praksis er imidlertid dette én skjæring med høyde inntil ca. 30 m, med en hylle ved ca. 20 m, slik at en bedre tolking av regelverket ville vært å konkludere med at hele den inntil ca. 30 m høye skjæringen skulle blitt kontrollert av uavhengig firma.

Utløsningsårsak

Det ble ikke observert is i skredområdet rett etter at skredet skjedde, men det var is i bergskjæringer sør for skredområdet. Bilder fra byggefasen tatt 18.2.2015 viser tilsvarende situasjon: ingen is i skredområdet og en god del is i naboskjæringene rett sør for skredområdet. Noe spor av vann på glideflaten ble observert etter at nedstrossing og rensk var blitt gjennomført. Værdata fra perioden i forkant av skredet viser ikke noen påfallende som sannsynliggjør vann som utløsende årsak. En rimelig tolkning er imidlertid at vann har hatt en medvirkende årsak til at skredet skjedde. Vann kan ha vært med på å redusere friksjon/styrke til materialet på den forvitrede glideflaten i de 12 årene som gikk mellom sprenging av bergskjæringen og skredet.

Årsakene til at skredet kunne skje

Ekspertutvalget vurderer at årsakene til at skredet kunne skje er som følger:

- Mangelfull ingeniørgeologisk oppfølging mht. vurdering av stabilitet og sikringsbehov i byggefasen.
- Mangelfull oppfølging/ egenkontroll av utført sikring og manglende uavhengig kontroll under bygging i byggefasen.
- Skjæringen fra E6 og opp til terreng ovenfor skjæringstopp ble ikke behandlet som en helhet.
- Mulig medvirkende årsak kan ha vært feil i sikringsutførelse (kun spor av 3 av 11 bolter etter skredet).
-

Anbefalinger/læringspunkter

- Det aller viktigste for å unngå stabilitetsproblemer i nye veiskjæringer er å ha kontinuerlig, grundig og kompetent ingeniørgeologisk oppfølging under sprengningsarbeidene. Dette vil gi mulighet for å oppdage ugunstige geologiske

forhold (underkuttende slepper mv.) i tide, og derved mulighet for å forstå geometrien til mulige ras/skred og å fremskaffe sikrest mulige inngangsdata for stabilitetsvurderinger og analyse.

- Skjæringer med hylle (f.eks. lokalvei) må behandles som en sammenhengende helhet.
- Overgangen mellom skjæringstopp og naturlig skråning/fjellside ovenfor må gis spesiell oppmerksomhet mht. stabilitetsvurdering, rensk og sikring.
- Skråning/fjellside videre oppover bak skjæringstopp må inngå i vurdering av stabilitet og sikringsbehov.
- For skjæringer/skråninger med usikker stabilitet selv etter at omfattende sikring er gjennomført bør det legges opp til stabilitetsovervåkning/monitorering, som det nå er utviklet mye avansert metodikk for.
- Det anbefales å utarbeide strategi/plan for bruk av 3D geomodeller for bergskjæringer. 3D geomodeller må være av god nok kvalitet til sprekkkartlegging og baseres på dronefoto og fotogrammetri, alternativt laserskanning. 3D geomodeller gir vesentlig bedre oversikt og et bedre datagrunnlag enn om man kun kartlegger fra bakken og fra lift, som alltid må gjøres selv om 3D modell foreligger.
- Dokumentasjon av sikring med bolter og stag: Som et minimum bør alle borehullansett koordinatfestes og borelengde og boreretning registreres. Enda bedre er det om Measurement While Drilling (MWD) benyttes slik at bergkvalitet og variasjoner i denne kan estimeres. Ganske nylig er det også utviklet maskinlæringsmetoder som automatiserer MWD-tolkningen for bergtype og bergkvalitet: et mulig nyttig tilleggsverktøy i bruk av MWD-data. Data fra bolteboring kan brukes i 3D geomodeller nevnt ovenfor. Det vil gjøre det mulig å kontrollere blant annet om kritiske sprekkflater for et potensielt ustabilt objekt har blitt krysset av borehull (forankringslengde).
- Det anbefales mer spesifikke risikovurderinger knyttet til bergskjæringer, og terrenget over disse for å kunne gi utløsende risikofaktorer større prioritet og oppmerksomhet i en planleggingsfase.

Komplett rapport fra ekspertutvalget om skredet ved Morskogen finnes her:

<https://kommunikasjon.ntb.no/pressemelding/18521146/ekspertutvalg-har-gransket-morskogen-skredet-i-februar?publisherId=17847490&lang=no>

RAS PÅ VEI – LÆRER VI?

Landslide on roads – are we learning?

Kjell Inge Davik, Statens vegvesen – Norwegian Public Roads Administration

SAMMENDRAG

Igjennom en rekke kritiske rashendelser på riksveg siden år 2000, har vi ervervet oss verdifull kompetanse for framtidig design. Viktigheten av erfaren ingeniørgeologisk kompetanse i gjennomføring av anleggsprosjekter og i driftsperioden, har blitt forsterket i en del av hendelsene. Det samme gjelder byggherrens fokus på et større areal enn det som reguleres, for å unngå ras på riksveg. I tillegg er det gjort en rekke funn som har medført endringer i normaler og retningslinjer.

Været er i endring og det påvirker også rasutfordringene ved vårt riksvegnett. Vi lærer av hendelser, men det er også svært viktig å ta disse klimaendringene med i betraktningene – både i prosjektering og i drift og vedlikeholdsperioden. Vi «skyter» til en viss grad på et bevegelig mål.

SUMMARY

Through two decades, our experiences on landslides on main roads has increased. The necessity of experienced geological experience both during design/construction and maintenance/operation, is highlighted in some events. The owners focus on areas outside the regulated road areas, must be taken into consideration, in order to avoid landslides in the future. In addition, several adjustments have been done in the design guidelines and maintenance procedures.

The weather is in change and that fact will also influence the risk of landslides in connection to our main road network. This must be taken into account, both in the design and construction period, and in routines for maintenance and operation. We are basically trying to hit a moving target.

INNLEDNING

Gjennom flere rashendelser de siste to tiårene, har vi ervervet oss særdeles viktig erfaring og kompetanse om hvordan vi best mulig kan håndtere dette i framtiden.

I de fleste av de påfølgende hendelsene har Statens vegvesen nedsatt en ekstern undersøkelsesgruppe, som har hatt som formål å finne ut hva som skjedde og hvilke erfaringer vi har gjort oss.

Hensikten med dette innlegget er å oppsummere disse erfaringene og forsøke å peke retning i forhold hva vi som bransje må se etter i framtiden.

E18 HANEKLEIVTUNNELEN VESTFOLD

Figur 1. Inspeksjon av raset i Hanekleiva 25. desember 2006. Foto; Kjell Wold, Statens vegvesen

Hva skjedde?

I rapporten fra Bollingmo, Nilsen og Nordgulen (2007), kan vi lese at utrasningen har skjedd fra tunneltaket langs en ca 25 m lang sone (ca. profil 16760 – 16785) avgrenset av parallelle forkastninger som er orientert 030-040 grader med steilt fall mot sørøst, se figur 4 og 5. Sonen har en vinkel med tunneltraseen på ca 15 grader. Sidebergarten er en massiv, uomdannet, grårosa syenitt med relativt få sprekker. Disse har variabel orientering og omfatter både steile og flattliggende sprekker der det kan være et tynt belegg av grålig leire. I tillegg finnes det steile brudd orientert øst-vest.

Læringspunkter

- Erfaren ingeniørgeologisk kompetanse på stuff ved hver salve
- Tunnellogg over kartlagte ingeniørgeologiske forhold forutsettes utarbeidet kontinuerlig og holdt ajour under tunneldrivingen.
- Spesielt grundige undersøkelser og stabilitetsvurderinger må foretas i forbindelse med soner med svelleleire, som erfaringsmessig har gitt mye stabilitetsproblemer, også i nyere tunneler.
- Det må erkjennes at sprøytebetong ikke kan takle alle typer vanskelige fjellforhold, og derfor legges til rette for at tyngre sikring enn bare sprøytebetong og bolter kan bli nødvendig.
- Dokumentasjon for den sikring som blir bestemt skal skriftlig overleveres til entreprenøren, som skal kvittere ut at den avtalte sikringen er utført. Utført sikring inntegnes på en egen tunnellogg, som forutsettes kontinuerlig ajourført under driving.
- Sikringen skal som et minimum kontrolleres grundig ved avslutningen av tunneldrivingen, og før det dekkes til med vann- og frostsikringshvelv.
- Regelverk og rutiner må forbedres for å sikre at det for alle prosjekter utarbeides tilfredsstillende sluttrapport med ingeniørgeologisk beskrivelse, samt logger over fjellforhold og utført sikring.
- Inspeksjonsrutiner etableres, for eksempel ved at tunnelen inspiseres første gang ett år etter ferdigstilling, neste gang 3 år etter, og deretter hvert 5. år.
- Arkiveringsrutinene forbedres ved at prosjektdokumenter som rapporter fra forundersøkelser, sluttrapport, ingeniørgeologisk logg fra tunnelen, logg over sikringsarbeider, og "som bygget-tegninger" oppbevares på et egnet sted, slik at de kan være tilgjengelige i tunnelens levetid. Hovedhensikten med logging av geologi og sikring er at det ved eventuelle senere hendelser er behov for å vite hva som er bak sprøytebetongen.

Hva ble gjort?

Undersøkelsesgruppen var klar over at flere av de tiltakene som her er foreslått allerede var implementert gjennom regelverket. Noen av tiltakene krevde en endring av datidens praksis. Undersøkelsesgruppen mente at disse tiltakene ville høyne kvaliteten og sikkerheten i norske trafikk tunneler.

Hanekleivtunnelen ble et paradigmeskifte, der bransjen gikk fra et tydelig inndriftsfokus til en mer kompetansedrevet metodikk for driving og sikring av tunneler. Ingeniørgeologi «on-site» fikk sin fortjente renessanse.

E18 BOMMESTAD VESTFOLD

Hva skjedde?

Etter ras av steinblokker på E18 ved Bommestad i Larvik 13.12.2019, satte vegdirektøren ned et hurtigarbeidende ekspertutvalg som fikk i oppgave å vurdere årsak og læringspunkter. Under ledelse av Bjørn Nilsen, professor i ingeniørgeologi ved NTNU, begynte utvalget sitt arbeid med felles befarings til rasstedet 19.12.2019. Det er avholdt flere arbeidsmøter og igangsatt fysiske undersøkelser på rasstedet,

samt 3D-modellering og beregninger. Alt relevant og etterspurt materiale er gjort tilgjengelig fra Statens vegvesen og sentrale personer har gitt opplysninger til utvalget.

Bergarten i området er larvikitt som fremstår som grovblokkig med noen gjennomsettende sprekker og oppknuste soner som arter seg som svakhetssoner og fordypninger der de møter terrengoverflaten. Ekspertutvalget har funnet at raset skjedde ved kileutglidning langs to sprekker, hvor det sannsynligvis har pågått en svekkelse av styrke/friksjon i tiden etter utsprengning. Hovedglideflaten viser tegn på mineralomvandling som kan ha sammenheng med dypforvitring (Bjørn Nilsen, Anders Beitnes, Vidar Kveldsvik, Øystein Nordgulen, Eivind Okstad 2020).



Figur 2. Raset på E18 Bommestad 13 desember 2019. Foto; Lars Helge Rasch, Statens vegvesen.

Læringspunkter

På bakgrunn av rashendelsen anbefalte ekspertutvalget en del forbedringer av prosedyrer og tiltak for å redusere faren for lignende hendelser i framtida:

- Høye bergskjæringer bør få tydeligere «status» i planlegging og beskrivelser.
 - Bergskjæringer med høyde > 10 m bør konsekvent gis en prosjekt-ID og følges gjennom planlegging og bygging med krav til kartlegging, risikovurdering, utformings- og sikringstiltak, beskrivelser, fagkyndig oppfølging og dokumentasjon.

- Krav til risikovurdering for høye skjæringer anbefales tatt inn i Hb N200, etter samme mal som for tunneler i Hb N500.
- Det bør igangsettes arbeid for å samle og strukturere relevante krav og veiledninger for høye bergskjæringer i ett konsistent sett av retningslinjer og veiledninger. Funksjonskrav for bergskjæringer på høyt trafikkert/høyhastighets veg bør tilkjennegi meget liten toleranse for svikt/utfall/ras.
- Gode anvisninger i tidligere Hb 274 har falt ut i dagens håndbokserie. Dette bør rettes opp, eller kompenseres for i regelverket (med revisjoner hvor nødvendig).
- Prosesskoden bør gjennomgås for å få inn normerte krav også til lange og kraftigere bolter/stag for bruk i stabilitetssikring, hvor det bl.a. må settes krav til tøyningsevne og samvirke. Dreneringshull bør også legges inn som egen post.
- Kvalifisert revurdering av stabilitet og sikring i høye bergskjæringer bør tas inn i det periodiske vegvedlikeholdet.

Hva ble gjort?

Ekspertgruppens anbefalinger ble innarbeidet i normaler og retningslinjer, i tillegg til at Statens vegvesen ettergikk og sikret en rekke bergskjæringer i Vestfold med like utfordringer.

Raset på E18 ved Larvik ble en «sterk vekker for SVV» som medførte en fokusendring mht sikkerheten i fjellskjæringene for drift- og vedlikeholdsmiljøet miljøet. Beslutning i januar 2020 om å iverksette en systematisk gjennomgang av alle fjellskjæringer i Vestfold. Der 111 fjellskjæringer over 5 m langs E18 gjennom Vestfold ble vurdert. Det ble foreslått tiltak på 45 av skjæringene. Det ble gjennomført en 3-års plan for utbedring av alle beskrivende tiltak. I tillegg ble det innført faginspeksjoner hvert 5. år på alle skjæringer over 5 m.

E6 MORSKOGEN INNLANDET

Hva skjedde?

Skredet ved Morskoen skjedde om formiddagen 8.2.2025. Det ble utløst fra bergskjæringen ovenfor lokalveien som ligger på utsprengt hylle innenfor toppen av skjæringen ned mot E6. Basert på fotodokumentasjon og observasjoner ved befaring er det ikke observert tegn til at skjæringen mellom lokalveien og E6 har vært delaktig i utløsningen av skredet, men skredmassene ovenfra kan ha revet med seg en del løst materiale, og i tillegg har det kommet ned en del masse fra senere strossing og rensk i utløsningsområdet. Kort tid etter skredet ble det kjørt bort ca. 150 m³ skredmasse, hvorav flere store blokker i m³ -størrelse. Som resultat av etterfølgende rensk og nedstrossing kom det ned betydelig større masser i tillegg, og totalt volum av bortkjørte masser ble av SVV per 25.3.2025 stipulert til ca. 2500 m³(tilsvarende 1400-1600 fm³). Ingeniørgeolog utført i tidsrommet november 2013-august 2014, dvs. tidligere enn for E18- Bommestad/Larvik (som ble utsprengt i 2014, ferdig sikret i 2015-2016 og åpnet

i 2017). Erfaringer og anbefalinger i rapporten fra ekspertutvalget for E18-Larvik var følgelig ikke tilgjengelig ved prosjektering og bygging av E6 Morskogen.

Ekspertgruppen vurderte at det var mangelfull ingeniørgeologisk oppfølging mht. vurdering av stabilitet og sikringsbehov i byggefasen. I tillegg mangelfull oppfølging/egenkontroll av utført sikring og manglende uavhengig kontroll under bygging i byggefasen. Skjæringen fra E6 og opp til terreng ovenfor skjæringstopp ble ikke behandlet som en helhet. Mulig medvirkende årsak kan ha vært feil i sikringsutførelse (kun spor av 3 av 11 bolter etter skredet). *Bjørn Nilsen, Anders Beitnes, Vidar Kveldsvik, Bertil Carlsen, Eivind Okstad (2025).*



Figur 3. Oversiktsbilde av raset ved E6 Morskogen februar 2025. Foto; Bjørn Frode Johansen, Statens vegvesen.

Læringspunkter

Anbefalingene i ekspertrapporten var som følger;

- Det aller viktigste for å unngå stabilitetsproblemer i nye veiskjæringer er å ha kontinuerlig, grundig og kompetent ingeniørgeologisk oppfølging under sprengningsarbeidene.
- Skjæringer med hylle (f.eks. lokalvei) må behandles som en sammenhengende helhet.
- Overgangen mellom skjæringstopp og naturlig skråning/fjellside ovenfor må gis spesiell oppmerksomhet mht. stabilitetsvurdering, rensk og sikring.
- Skråning/fjellside videre oppover bak skjæringstopp må inngå i vurdering av stabilitet og sikringsbehov.

- For skjæringer/skråninger med usikker stabilitet selv etter at omfattende sikring er gjennomført bør det legges opp til stabilitetsovervåkning/monitorering, som det nå er utviklet mye avansert metodikk for.
- Det anbefales å utarbeide strategi/plan for bruk av 3D geomodeller for bergskjæringer.
- Dokumentasjon av sikring med bolter og stag: Som et minimum bør alle borehullansett koordinatfestes og borelengde og boreretning registreres. Enda bedre er det om Measurement While Drilling (MWD) benyttes slik at bergkvalitet og variasjoner i denne kan estimeres. Ganske nylig er det også utviklet maskinlæringsmetoder som automatiserer MWD-tolkningen for bergtype og bergkvalitet: et mulig nyttig tilleggsverktøy i bruk av MWD-data. Data fra bolteboring kan brukes i 3D geomodeller nevnt ovenfor. Det vil gjøre det mulig å kontrollere blant annet om kritiske sprekkeflater for et potensielt ustabil objekt har blitt krysset av borehull (forankringslengde). - Det anbefales mer spesifikke risikovurderinger knyttet til bergskjæringer, og terrenget over disse for å kunne gi utløsende risikofaktorer større prioritet og oppmerksomhet i en planleggingsfase

Hva blir gjort?

Ekspertgruppens anbefalinger som ikke allerede er innarbeidet, vil bli innarbeidet som normal prosedyre ved nye anlegg med denne typen bergskjæringer.

E6 ROSTEN INNLANDET

Hva skjedde?

Natt til 31. mars 2025 inntraff et større steinskred på E6 ved Rosten i Sel kommune, ca. 1 km sør for avkjøringen til Høvringen. Skredet ble utløst fra naturlig terreng (sideterreng) anslagsvis 40 m over E6, skrått ovenfor den 25-30 m høye bergskjæringen langs østre side av E6. Volumet av skredmasser som nådde veien er beregnet til ca. 90 m³, og volumet som løsnet er beregnet til ca. 130 m³. Terrenget ved utløsningsområdet har en helning på ca. 30°. E6 ved Rosten ble pga. skredet helt stengt for trafikk fram til 4. april. Etter det ble vegen åpnet for trafikk i ett felt, og for normal toveis trafikk, 11. April 2025 (*Bjørn Nilsen, Anders Beitnes, Vidar Kveldsvik, Eivind Okstad, Martina Bøhme (2025).*



Figur 4; Oversiktsbilde av raset ved E6 Rosten mars 2025. Foto; Statens vegvesen

Læringspunkter

- Ingeniørgeologisk kartlegging av sideterrenget bør gis høyere prioritet for nye prosjekter med mulig problematisk sideterreng, spesielt for tilfeller med bratt sideterreng i fortsettelsen av høy og bratt vegskjæring som ved E6 Rosten.
 - I forbindelse med prioritering av tiltak langs skredutsatte veier bør kvantitative beregningsmodeller i større grad inkluderes i beslutningsgrunnlaget.
- Statens vegvesen anbefales i den forbindelse å se nærmere på muligheten for modifisering/videreutvikling av dagens skredfaktormodell på dette punktet, og gjerne hente inspirasjon fra internasjonale modeller som RHS og RHS 2.0.
- Når det gjelder dagens håndbøker og regelverk vurderer ekspertutvalget at disse i vesentlig grad dekker behovet for å vurdere bergskjæring og naturlig sideterreng under prosjektering, under bygging og i driftsfasen.
 - Det anbefales imidlertid at inspeksjonskrav i R610 presiseres bedre, og at presiseringen inkluderer inspeksjon av skredutsatt naturlig sideterreng og ikke kun eksisterende sikringstiltak.
 - Oversikt over bevegelser i mulige løsnepunkter/-partier kan oppnås med satellittbasert InSAR som kan analyseres med tilstrekkelig høy oppløselighet i tid (påvirkes av antall satellittpasseringer). Endringsregistrering kan også oppnås med å sammenligne høyoppløselig høydedata fra forskjellige tidspunkt. Kartlegging kan for eksempel skje med droneflygninger som gjentas periodisk ved bruk av både

fotogrammetri eller LiDAR. Metoden krever at det ikke er mye vegetasjon som reduserer datakvaliteten.

- For punkter hvor det på grunnlag av oversiktskartlegging som nevnt ovenfor registreres bevegelse av bekymringsverdig størrelse eller utvikling (akselerasjon) bør det etableres opplegg for akutt varsling og trafikkstenging.
- For situasjoner hvor stabilitetsforholdene i bratt sideterreng er uoversiktlige, og sikring av enkeltobjekter i praksis er meget vanskelig/umulig, er etablering av fanggjerdet et tiltak som kan ha god effekt. Ekspertgruppen er av den oppfatning at riktig plassert og dimensjonert fanggjerdet/fanggjerder kunne ha stoppet skredmassene før de beveget seg utover kanten av den høye vegskjæringen ved Rosten.
- Hindre avskoging og unngå uheldige endringer i dreneringsveier.

Hva blir gjort?

Statens vegvesen vil ta med disse anbefalingene i det videre arbeidet både i forhold til nye prosjekter og observasjon og oppfølging av allerede åpnete anlegg med tilsvarende utfordringer.

OPPSUMMERING

Hensikten med dette innlegget var å se på rashendelser på vei et en lengre tidsperspektiv. Hva går igjen, hva har vi lært og hvordan evner vi som bransje å ta med oss lærdom for å skape økt sikkerhet? Setter vi dette inn i et lys der klimaendringene merkes ved mer ekstreme værforhold, må vi som bransje evne å basere disse erfaringer og kommende værprognoser, med en faglig tilnærming for et sikkerhet veinett.

Summerer vi to tiår med hendelser er dette noen fellesnevnerne;

- Erfaren ingeniørgeologisk kompetanse på anleggene og i driftsperioden
- Kjapp oppdatering av normaler og retningslinjer ved nye erfaringer
- Byggherren må ta ha et større arealfokus enn regulert område, for å trygge langtidsstabilitet
- Sikre tungt nok for en permanent situasjon
- Følge med på nye vannveier
- Bruke nye teknologi som beslutningsgrunnlag

REFERANSER

Per Bollingmo, Bjørn Nilsen, Øystein Nordgulen (2007); Raset i Hanekleivtunnelen 25 desember 2006. Rapport fra undersøkelsesgruppen.

Bjørn Nilsen, Anders Beitnes, Vidar Kvelde, Øystein Nordgulen, Eivind Okstad (2020). Raset på E18 ved Larvik 13. desember 2019 Ekspertutvalgets rapport.

Ingunn Foss- E18 – Rasrapporten – Hva har vi lært? – NFF Fjellsprengningsdagen november 2020

Bjørn Nilsen, Anders Beitnes, Vidar Kveldsvik, Bertil Carlsen, Eivind Okstad (2025). Raset på E6 ved Morskogen 8. februar 2025 Ekspertutvalgets rapport.

Bjørn Nilsen, Anders Beitnes, Vidar Kveldsvik, Eivind Okstad, Martina Bøhme (2025). Raset på E6 ved Rosten 31. mars 2025 Ekspertutvalgets rapport.

RAS I GULLBERGTUNNELEN E10**TUNNEL COLLAPSE IN THE GULLBERGTUNNEL E10**

Lars Marius Kveen, Prosjektleder, Skanska Norge AS

Anna Eline Hollen, Produksjonsleder, Skanska Norge AS

Sammendrag

I forbindelse med byggingen av Gullberg tunnelen, en del av OPS-prosjektet Hålogalandsvegen (E10/Rv. 85), oppstod det i januar 2025 et større ras i en overgang til en svakhetssone. For å sikre området ble det etablert en midlertidig bypasstunnel, som gjorde det mulig å stabilisere og sikre sonen fra motsatt side. Arbeidet krevde omfattende sikring og injeksjon med både sement og kjemiske produkter, i kombinasjon med bruk av selvborende stag, rørparaplyer, sprøytebetong, buer og kontinuerlig overvåking.

Håndteringen av raset i Gullberg tunnelen har gitt verdifull erfaring med arbeid i komplekse og uforutsigbare geologiske forhold. Prosjektet har vist at tett samarbeid kombinert med fleksibilitet og raske beslutninger, kan bidra til å redusere risikoen i krevende fjellforhold. Erfaringene fra Gullberg tunnelen har gitt kunnskap om håndtering av vannførende svakhetssoner med løsmasser. Dette er en viktig erfaring for planlegging og gjennomføring av fremtidige tunnelprosjekter med lignende geologiske forhold.

Summery

During the construction of the Gullberg Tunnel, part of the Hålogalandsvegen PPP project (E10/Rv. 85), a major collapse occurred in January 2025 at the transition into a weakness zone. To ensure stability, a temporary bypass tunnel was constructed, allowing the zone to be accessed and secured from the opposite side. The work involved extensive rock support and grouting using both cementitious and chemical products, combined with self-drilling anchors, pipe umbrellas, shotcrete, steel arches, and continuous monitoring.

The management of the collapse in the Gullberg Tunnel provided valuable experience in dealing with complex and unpredictable geological conditions. The project demonstrated that close cooperation, flexibility, and rapid decision-making can effectively reduce risk in challenging rock environments. The experience gained offers important insights into the treatment of water-bearing weakness zones containing loose materials, contributing to the planning and execution of future tunnel projects under similar geological conditions.

Innledning om prosjektet

E10/Rv. 85 Tjeldsund–Gullesfjordbotn–Langvassbukt, heretter omtalt som OPS Hålogalandsvegen, er Nord-Norges største samferdselsprosjekt. Prosjektet har stor betydning for regionen ved at det bidrar til å knytte byer og tettsteder tettere sammen.

Prosjektet vil blant annet redusere reisetiden på strekningen med opptil 40 minutter, samtidig som risikoen for alvorlige trafikkulykker reduseres.

Totalt omfatter prosjektet bygging av 82 kilometer ny vei, hvorav 27 kilometer fordeles på sju tunneler. Deler av veien oppgraderes langs eksisterende trasé, mens resten etableres i helt ny veilinje. I tillegg skal det bygges 22 broer (Skanska, u.d.)

Som en del av OPS-avtalen skal Skanska ha ansvar for drift og vedlikehold i en periode på 15 år etter åpning. Hålogalandsvegen AS er OPS-selskapet som er kontraktspart og finansierer prosjektet. Statens vegvesen er oppdragsgiver og fungerer som byggherre. Skanska er totalentreprenør med Multiconsult som rådgiver. I prosjektet inngår også Hæhre som total underentreprenør og Svevia Norge, som vil stå for driftstjenester etter byggeperioden.

Gullbergstunnelen

Gullbergstunnelen utgjør en sentral del av OPS- prosjektet med en total lengde på om lag 4,7 kilometer, og har en trearmet utforming med rundkjøring inne i fjellet. Løsningen skal knytte sammen E10 mot Lødingen, E10 mot Evenes via Tjeldsundbrua og Rv. 83 mot Harstad. Tunnelen vil bli et viktig trafikkknutepunkt i det ferdige veinettet.

Tunnelen drives fra to angrepspunkter – fra nord inn mot rundkjøringen og ut i øst mot brua, og fra sør inn til samme punkt. Drivingen fra nordsiden har forløpt uten vesentlige geologiske utfordringer, med stabil bergkvalitet av hovedsakelig marmor, og minimale vanninnslag. Fra sørsiden har forholdene derimot vært mer krevende, med svakhetssoner, oppkust berg og til dels betydelige vannmengder som har påvirket både fremdrift og sikringsbehov. Bergartene på sørsiden har i hovedsak bestått av gneis og granittiske bergarter, i kombinasjon med svake bergarter som glimmergneis og glimmerskifer.

I januar 2025 oppsto et større ras i en svakhetsone midt i tunnelen, der hengen kollapset på stuff under driving. I perioden i forkant av raset hadde fjellkvaliteten vært bedre enn tidligere i tunnelen, med bergmasseklasse 2 de siste 200 meterne. Hendelsen kom dermed svært uventet og førte til umiddelbar stans i arbeidet.



Figur 1 Riggområdet Gullbergstunnelen

Hendelsesforløpet

Den 8. januar 2025 oppstod et større ras under driving av Gullbergstunnelen fra sørsiden. Hendelsen skjedde kort tid etter skyting av salve. Foregående salve før raset ble vurdert til bergmasseklasse 3 på venstre vederlag og klasse 2 for øvrige deler av profilet. Det ble ikke registrert spesielle avvik under sonderboring natten før, men kort tid etter oppstart av lasting begynte fjellet å rase fra hengen. Rasmengdene økte gradvis, og arbeidet måtte avbrytes av sikkerhetsgrunner. I samarbeid med Statens vegvesen ble det samme dag planlagt tiltak for å stoppe utrasingen og stabilisere området. Den første planen innebar å bygge opp masser og betongklosser som forskaling og støpe igjen mot svakhetssonen. Planen ble endret da rasmassene endret sammensetning etter fem-seks timer, der vann- og slamtilførselen økte betydelig. Ny strategi ble å bore hull opp i raset over hengen for kartlegging og muligens pumpe inn betong, samtidig som løsmassene skulle fungere som bunnforskaling.

Utover kvelden 8. januar fortsatte rasmassene å sige utover i tunnelen, med "bølger" av vann og slam som bygde seg opp over hengen før det presset seg ned. Forsøk på boring i sonen måtte avbrytes da det ble observert større bevegelser i rasmassene som este utover i tunnelen mot boreriggen. Det ble besluttet å laste ut mer masse for å avlaste trykket. Under lasting løsnet en større «propp», og rasmengden økte ytterligere. Det ble besluttet å bygge en steinvoll for å hindre videre utglidning. Steinvollen ble bygget helt opp til hengen for å sperre raset fysisk inne. Arbeidet ble gjennomført under krevende forhold, men man lyktes i å etablere vollen før rasmassene steg over kanten. Steinvollen ble sprutet inn med et tykt lag med sprøytebetong og den ble forsterket med armeringsnett i hengen. Steinvollen ble bygget ca. 40 meter fra raset i tunnelen med et profil på mellom T12,5 og T9,5 på vei inn fra en havarinisje, hvor hulrommet bak steinvollen ble fylt opp til hengen med rasmasser. I tillegg til massene som ble lastet ut av tunnelen før etablering av vollen, er det estimert at raset hadde et nedfall på rundt 6000 kubikk. Det ble vurdert at svakhetssonen kunne ha form som en sjakt, bredere oppover, og at det var behov for både mekanisk og kjemisk stabilisering.



Figur 2 Rasmasser

Valg av sikringsalternativ i Gullbergstunnelen sør

Etter rashendelsen ble det vurdert to hovedalternativer for videre sikring og ferdigstilling av tunnelen. Begge alternativene ble vurdert med hensyn til fremdrift, HMS, kostnad og risiko knyttet til geologi og logistikk.

Alternativ 1: Etablere en bypasstunnel fra sør forbi rasområdet og sikre sonen fra andre siden.

Alternativ 2: Drive videre fra nordsiden og sikre sonen til slutt.

Alternativ 1 innebar driving av en midlertidig tunnel på ca. 140 meter for å få tilgang til rasområdet fra baksiden, og forhåpentligvis kunne sikre svakhetssonen fra godt fjell. Løsningen gir bedre kontroll over sikringsarbeidet, reduserer risiko for ytterligere masseutglidning og gjør det mulig å opprettholde fremdrift i øvrige deler av prosjektet. Samtidig er det en usikkerhet i å måtte krysse svakhetssonen to ganger, både i bypasstunnelen og i hovedløpet.

Alternativ 2 var å fortsette drivingen fra nordsiden. Ved dette alternativet kunne svakhetssonen blitt passert kun én gang, og det ville gitt mindre merarbeid på Gullbergstunnelen. Dette ville imidlertid medført betydelig lengre byggetid, økt risiko med tidspunkt for gjennomslag og forsinkelser for påfølgende tunneler i prosjektet. Løsningen ville også gitt logistikkutfordringer med transport av tunnelstein, økt klimagassutslipp og høyere kostnader som følge av ekstra nødvendig riggkapasitet.

Etter en samlet vurdering av geologiske forhold, sikkerhet og prosjektets risiko, anbefalte Skanska alternativ 1 til Statens vegvesen – å bygge en bypasstunnel. Dette alternativet ble vurdert som den mest robuste, kostnadseffektive og sikre løsningen, med større forutsigbarhet i fremdrift og lavere total risiko.

Det ble utført geologiske kartlegginger gjennom seismikk, seismisk tomografi og kjerneboringer for å verifisere og kartlegge sonen før passering. Undersøkelsene viste at raset hadde sammenheng med en vannførende svakhetssone med betydelig lavere bergkvalitet enn forutsatt i de geologiske forundersøkelsene. Løsmassene i svakhetssonen bestod av vannholdig oppknist materiale med innslag av blant annet leire, glimmer og vannmettet sandstein, noe som reduserte stabiliteten betydelig.

Passeringen av svakhetssonen i bypass ble imidlertid mer kompleks enn forventet. Etter hvert som vi drev mot svakhetssonen i bypass ble sonen gjennom hyppige sonderboringer kartlagt med mye større vinkel på bypass enn først antatt, og sonens tykkelse hadde stor variasjon i profilet. Det var 10 meter forskjell på når sonen traff høyre og venstre side i profilet, og sonens tykkelse varierte mellom tre til åtte meter bred. De første seks timene av raset i hovedløpet var det tilsynelatende tørre rasmasser, og det kunne tenkes at bergkvaliteten i bypass var tilsvarende bergkvaliteten i hovedløpet før utrasingen. Svakhetssonen viste seg å være betydelig mer vannførende, og bergkvaliteten en helt annen etter observasjoner gjennom sonderboringen.

Utført injeksjon

Det ble gjennomført omfattende injeksjonsarbeid både i forkant av driving og parallelt med sikringsarbeidet, for å redusere vanninntrengning, stabilisere massene og dermed kunne drive gjennom sonen på en trygg måte.

Det ble utført flere store injeksjonsskjermer med industrisement og mikrosement, som i starten hadde lite reduksjon i vannmengdene. Det ble etter flere sementinjeksjoner supplert med kjemisk injeksjon ved bruk av MasterRoc MP 355 og RBA 380. MasterRoc MP 355 er et ekspanderende injeksjonsstoff som i dette tilfellet ikke ga ønsket effekt. Produktet reduserte ikke vannmengdene og i etterkant av passeringen av sonen ble det observert at produktet ikke hadde ekspandert som forventet. De kompakte løsmassene i sonen gjorde trolig at MP 355 ikke hadde hatt plass til å ekspandere, selv om massene var vannførende. Dette produktet ble testet flere runder i bypass med veiledning fra leverandør, men fra erfaringene vi gjorde oss der ble det ikke benyttet i hovedløpet. Det andre kjemiske injeksjonsstoffet som ble benyttet, MasterRoc RBA 380, hadde imidlertid stor tettende effekt. Dette ble i hovedsak brukt til å gyse fast rørparaplyene og de selvboerende stagene. På grunn av vannholdige masser i svakhetssonen i bypass, og nærmest flytende rasmasser i hengen i hovedløpet, ble RBA 380 i tillegg brukt til å injisere med trykk på rørene i paraplyen. Dette kjemiske injeksjonsstoffet har svært god penetrasjonsevne, og var en viktig faktor for å både tette og stabilisere massene rundt rørene.

Innlekkasjekravene ble bestemt ut ifra stabilitetsmessige årsaker og måtte vurderes underveis basert på de geologiske forholdene. I injeksjonsarbeidet ble det testet ulike resepter, pumpemetoder, pumperetninger, lengder på hull og antall hull for å oppnå tilstrekkelig reduksjon i vannmengdene. Best effekt ble oppnådd med en kombinasjon av sementinjeksjon og kjemisk injeksjon med RBA 380. Lav senteravstand mellom hull og hullengder som gikk gjennom sonen i hele profilet var også viktige faktorer for best resultat. Sonens vinkel på profilet gjorde dermed både injeksjonsarbeidet og sikringsarbeidet krevende, med skjermengder på mellom 15-27 meter i samme profil.

Totalt ble det brukt omtrent 667 tonn industrisement, 52 tonn mikrosement og 20 tonn kjemiske injeksjonsmidler. Injeksjonstrykket ble holdt lavt for å sikre kontrollert inntrenging i svakhetssonen, unngå jekking og utrasinger fra stuff. Resultatet var til slutt en tydelig reduksjon i vanninntrenging og en mer stabil bergmasse, som muliggjorde trygg og forutsigbar fremdrift i både bypass og hovedløp.



Figur 3 Montering av rør og kjemisk injeksjon

Utført sikring

Under driving gjennom svakhetssonen ble det både i bypass og i hovedløpet etablert omfattende sikringsplaner i samarbeid mellom Multiconsult og Skanska. Geologer fulgte arbeidet tett og justerte sikringsmetodene fortløpende basert på observasjoner på stoff.

Rasområdet i hovedløpet ble sikret etter tilkomst fra bypassen. Tidligere erfaring fra bypassen sparte mye tid på arbeidet i hovedløpet. I tillegg har sannsynligvis injeksjonsarbeidet i bypass hatt stor påvirkning på reduksjon av vannmengdene i svakhetssonen også i hovedløpet.

Det ble sikret med selvborende stag T40 på 9 meter som forberedene rørsjerm, og dobbel rørsjerm med PD-55 rør i selve sonen. Rørsjermene hadde lengder på mellom 12-18 meter for å sikre endeforankring i fjell på begge sider. Senteravstand mellom hvert rør var på 0,3 meter, som gir en åpning på 0,15 meter mellom rørene i den endelige paraplyen. Etter montering og injisering av rørparaplyene gjennom hele sonen ble betongproppen på sørsiden pigget ned. Heldigvis hadde rasmassene drenert seg etter 8 måneder bak steinvollen, og relativt tørre masser kunne lastes ut.

Det ble etablert forberedende sikring et stykke bak raset basert på observasjoner og geologiske kartlegginger av svakhetssonens vinkling. Det ble sikret gradvis gjennom sonen med forsiktig utlasting i korte etapper, og strossing av profilet for å få plass til buer. Når rasmassene ble lastet ut i selve rasområdet hadde MasterRoc RBA 380 bidratt til å binde massene rundt rørene, og det var mulig å grave ut et jevnt profil uten

at det raste opp til rørparaplyen. Under rørene bestod sikringsomfanget av et tykt lag fiberarmert sprøytebetong, i kombinasjon med tette dobbelarmerte sprøytebetongbuer.

Erfaringer og læringspunkter

Arbeidene i og rundt rasområdet i Gullbergstunnelen har vist viktigheten av fleksible sikringsstrategier og tverrfaglig samarbeid i komplekse geologiske miljøer. Kombinasjonen av mekanisk forsterkning, målrettet injeksjon og trinnvis sikring ga en trygg og sikker løsning.

I etterkant av passeringen er de tre viktigste læringspunktene fra sikringsarbeidet:

- ❖ Sementinjeksjoner var nødvendig for å fylle og tette åpne slepper i sonen, og bidro til å komprimere løsmassene.
- ❖ Rørparaplyer med en kombinasjon av selvborende stag T40 og PD-55 rør var en god og stabil løsning, som gjorde det mulig å holde profilet gjennom sonen.
- ❖ Injisering med MasterRoc RBA 380 for å stabilisere og tette massene rundt rørparaplyene var en avgjørende faktor i de vannførende løsmassene.

Injeksjonsarbeidet for å tette svakhetssonen var en tidkrevende prosess, men var essensielt for en trygg passering og et stabilt resultat. Prosjektet er fornøyd med hvordan situasjonen har blitt håndtert underveis. Det aller viktigste har vært å kunne gjennomføre drivingen av svakhetssonen på en trygg og sikker måte for alle involverte - som vi har lyktes i. Vi står også igjen med en sterk og stabil løsning som sikrer en trygg tunnel i hele dens levetid.

Prosjektet har vist hvordan tett samarbeid mellom geolog, entreprenør og byggherre, kombinert med kontinuerlig tilpasning og rask beslutningstaking, kan redusere risiko betydelig. Erfaringene fra Gullbergstunnelen har gitt verdifull innsikt i håndtering av vannførende svakhetssoner med løsmasser, og vil danne et viktig erfaringsgrunnlag for fremtidige tunnelprosjekter i tilsvarende geologiske forhold.

Kilde

Skanska. (u.d.). Hentet fra <https://blogg.skanska.no/opshalogalandsvegen/om-prosjektet>

UTSLAG UNDER SJØ PÅ ANDFJORD SALMON TUNNELER

Breakthrough below sea level at Andfjord Salmon tunnels

Helle Ragnete Fyhn Nilsen, Anleggsleder, Leonhard Nilsen & Sønner AS

Tom Erlend Knutseth Rød, Prosjektleder, Leonhard Nilsen & Sønner AS

Ondrej Matas, Geomatikkleder, Leonhard Nilsen & Sønner AS

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver planlegging, utførelse og erfaringer fra byggingen av et landbasert lakseoppdrettsanlegg i berg i Andøy kommune. Prosjektet, med Andfjord Salmon som byggherre, ble ledet av arbeidsfellesskapet Hæhre Contur (AFHC) på betong og dagsprengning, og Leonhard Nilsen & Sønner AS (LNS) på tunnel. LNS var ansvarlig for uttak 4,4 km tunnel, 12 bassengsjakter og 4 lukesjakter under havnivå. Tunnelsystemet består av separate inntaks- og utløpstunneler koblet til i bassengene via sjakter.

Bruk av wiresaging for bassengsjakter reduserte risiko for skader på betongkonstruksjoner og sikret fremdrift. Gjennomslag under sjø, på -40 og -70 meter, representerte prosjektets mest kritiske fase og krevde omfattende geologiske undersøkelser, risikoplanlegging og presise bore- og sprengningsoperasjoner.

Prosjektet demonstrerer at fleksible arbeidsmetoder, tverrfaglig samarbeid og systematisk risikostyring er avgjørende for å lykkes med komplekse underjordsprosjekter. Erfaringene gir verdifulle referanser for fremtidige landbaserte oppdrettsanlegg i krevende geologiske og marine omgivelser, og understreker betydningen for sikkerhet, kommunikasjon og erfarne fagmiljøer for å oppnå trygge og effektive løsninger.

ABSTRACT

This article describes the planning, execution and lessons learned from the construction of a land-based salmon farming facility in hard rock in Andøy municipality, Norway. The project, with Andfjord Salmon as the client, was led by joint venture with Hæhre and Contur (AFHC) with concrete works and day zone work and Leonhard Nilsen & Sons AS (LNS) working on tunnels. LNS was responsible for the excavation of 4,4 km of tunnels, 12 pool shafts and 4 closing shafts below sea level. The tunnel system consists of separate intake and outlet tunnels connected to the tanks via shafts.

The use of wire sawing for the tank shafts reduced the risk of damage to concrete structures and ensured project progress. Subsea breakthroughs at -40 and -70 meters below sea levels represented the project's most critical phase, requiring extensive geological surveys, risk planning and precise drilling and blasting operations.

The projects demonstrate that flexible work methods, interdisciplinary collaboration, and systematic risk management are essential for successfully executing complex

under-ground projects. The experiences gained provide valuable references for future land-based aquaculture facilities in challenging geological and marine environments, highlighting the importance of safety, communication and experienced professional teams in achieving safe and effective solutions.

INNLEDNING

Prosjektet er lokalisert i Norge, nord for polarsirkelen i Andøy kommune. Totalt 4,4 kilometer med tunnel er bygget ut, 2 byggegroper med 6 bassenger hver er sprengt ut av totalentreprenør AFHC. Tunnelsystemet er delt i to separate system, inntak og utløp, som kobles sammen via inn- og utløpsjakter i bassengene. Det er planlagt totalt 12 bassenger, 14 wiresagede bassengsjakter og 4 sprengte lukesjakter, pluss tilkobling av det første bassenget som var ferdigstilt høsten 2025. Sprengsteinmassene går til bygging av molo og kai for mottak og transport av smolt, fôr og laks.



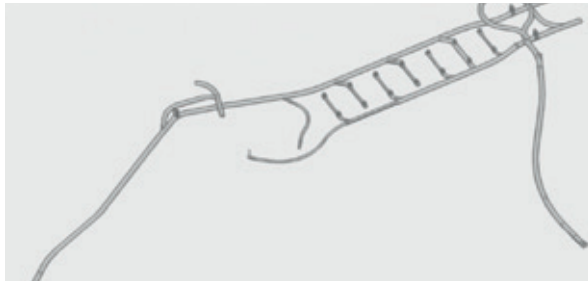
Alle tunnelene og bassengene var bygd under havnivå, og var drevet i hovedsak i kvartsitt, granodioritt, granitt med en del dårligere soner med omdannet amfibolitt. Tunnelene er bygd i nærheten av Ramsafeltet, som i hovedsak består av yngre sedimentære bergarter fra 200-66 millioner år f.kr, som skiller seg tydelig fra andre bergarter fra den kaledonske berggrunnen i Norge.

Byggherre for prosjektet var Andfjord Salmon, som eier og drifter det landbaserte lakseoppdrettet. Dette er en typisk førstegangs-byggherre, som ikke har tidligere erfaring med tunnelbygging fra tidligere. For å sikre driften ble det derfor valgt å benyttes seg av statens vegvesen prosesskoder samt at tunnelen ble sikret iht. Q-metoden med forhåndsbestemte sikringsklasser for bestemte Q-verdier.

Tunnelbyggingen begynte i slutten av 2023 og gjennomslagene ble gjennomført 22. mai 2025 og 3. juli samme år med tverrsnitt iht. planen. Den første smolten ble plassert etter planen ut i bassengene høsten 2025.

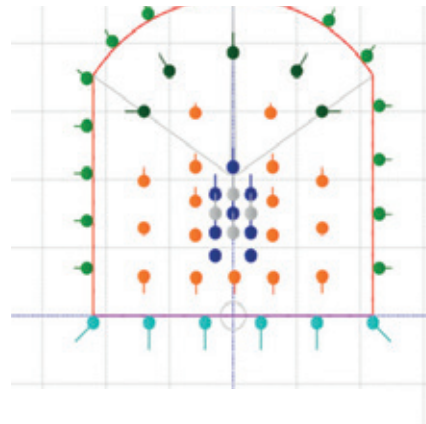
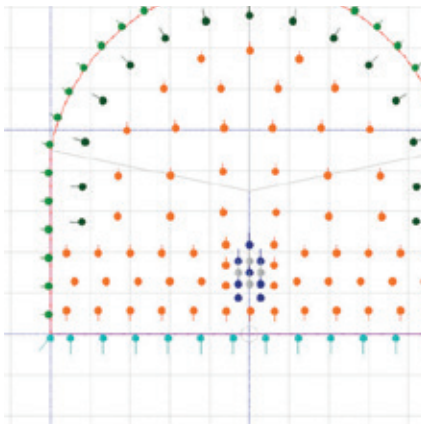
TUNNELUTFORMING

Tunnel og bassengsystemet er bygd opp med inntak og utløpstunneler, med tilhørende sjakter. Forbindelsen mellom tunnelsystemet (inntak og utløp) er i bassengene, noe som medfører at vannspeilet i bassengene vil til enhver tid følge tidevannet. For å sikre gjennomstrømning i bassengene skal det monteres pumper som skaper overhøyde i utløpssjaktene, slik at vannet vil strømme ut utløpssjakter og videre ut utløpstunnel.



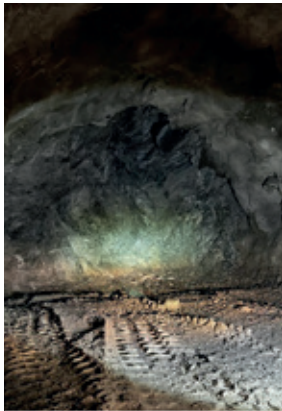
Figur 3 - Utforming av tunnelsystemet (Foto: Trimble Connect – AFHC)

I hovedsak er tverrslagen 5m2. I ettertid er det utført strossing i lukesjaktområdene for å sikre plass til lukekonstruksjoner.



En av hovedutfordringene knytte til tunneldriften var at prosjekteringen i prosjektet pågikk nærmest parallelt med byggingen. Det var blant annet tydelig under tunnelarbeidet i lukesjaktene. Og som en konsekvens av dette måtte arbeid utføres i flere omganger på samme sted.

Tidlig i prosjektet gikk tunneldrivinga av adkomsttunnel inn i en uforutsett dårlig bergmasse og sikringsklasse 5. Bergmassen besto av tett oppsprukket glimmer-, kloritt og talkholdige mineraler (Aagard, 2024). Etter sprenging av en 3m salve etter juleferie ble det registrert nedfall fra høyre side av hengen. Arbeidet ble stanset i påvente av en vurdering fra geolog påfølgende morgen. Under befaring raste det smått, men kontinuerlig fra samme sted. Det ble gjort gjentatte forsøk i å stanse utviklingen, men til slutt måtte LNS bare trekke seg tilbake å sperre av tunnelen. Raset utviklet seg etter hvert hele veien opp i dagen.



Figur 6 - Stuff etter utrasing har påbegynt (Foto: LNS)

DRIFTSOPPLEGG

Under drivingen ble det benyttet 3 tre-bomsrigger for driving i hovedtunnelene og én to-bomsrigg i tverrstollene under bassengene. Tverrsnittet var 73m² for hovedtunnelene, og helt nede i 23m² på tverrstollene.

Tabell 1 - lengdefordeling av tunneler

	ANTALL METE

Maksimal inndrift var 193 meter i uken, mens gjennomsnittlig inndrift var i fulldriftsperioden på 87 meter per uke. Forskjellen skyldtes stopp i drivingen av inntakstunnelen sommeren 2024, da reguleringsplanen krevde videre utredning av kulturminner i dagsoneområdet. I denne perioden ble hovedfokus lagt på tverrstollene og utløpstunnelen, hvor man nærmet seg gjennomslagspunktet før jul 2024. I tillegg bidro injeksjonsarbeider under bassengområdet til å redusere fremdriften noe.

Hele tunnelsystemet ble drevet under havnivå. Av dette lå 390 meter av utløpstunnelen og 325 meter av inntakstunnelen direkte under sjø, begge med bratt stigning for å sikre tilstrekkelig overdekning.

Tabell 2 - Lengdefordeling under sjø og stigning på tunnelene

	LENGDE UNDER SJØ [M]	GJENNOMSNIITTLIG OVERDEKNING [M]	STIGNING [%]
UTLØPET	390	28	-10 til -12
INNTAKET	325	23	-9

Gjennomsnittlig overdekning var på 28 på utløpet og 23 meter på inntakstunnelen, med minimum 10 meter overdekning i vertikalplanet på begge sider ved utslagspunktet. Siden tilgjengelige grunnlagsdata under sjø var begrenset, ble det etablert rutiner med sonderboring i heng på opptil 24 meter med 30-45 graders vinkel, som skulle bekrefte overdekning inntil 17 meter. På utløpstunnelen ble dette gjennomført for hver andre salve, mens prosedyren på inntaket ble tilpasset til hver fjerde salve. Dette er også i samsvar med tidligere praksis (British Tunnelling Society, 2002).

På stoff var det alltid tilgjengelig flere «torpedoer» som kunne bli ført inn i borehullet med borhammeren dersom man skulle bore seg igjennom til havbunnen og få vanninntrenging. Eksempelvis på å -70 meters dyp ville et 64mm hull gi et trykk på tilsvarende 232 kg, og det ville vært umulig å tette hullene med håndkraft. Under sonderboring for overdekningskontroll var det ikke nødvendig å bruke disse, men det var en fin sikkerhet å ha for å forhindre ukontrollerte oversvømmelser i tunnelen.

Det ble i tillegg kjerneboret 5 ganger på utløpet og 3 ganger på inntaket for å kontrollere bergmassekvaliteten. Dette ble gjort av LNS sin kjerneboreavdeling og ble planlagt i tidsperioder med mindre produksjon.

Som nevnt, ble drivingen i inntakstunnelen stanset fra uke 20 til 43 i 2024 grunnet manglende godkjenning av videre reguleringsplan på grunn av potensiell konflikt mellom kulturminner i dagen. Da driften startet opp igjen, ble det innført en rekke tiltak for å sikre disse:

- Kontinuerlig registrering av fukt med fuktmålere
- Utplassering av rystelsesmålere rundt kulturminnene
- Reduserte salvelengder – basert på rystelsesmålingene
- Injeksjon med lavere trykk og redusert mengde der det var behov for injeksjon

Det var diskutert om å bruke ventetiden til å gjennomføre betongarbeidene på lukesjakten i inntakstunnelen. Men dette var ikke mulig, ettersom avstanden mellom stoff og betongkonstruksjon var for kort. Dersom betongarbeidene hadde blitt igangsatt i ventetiden, ville påfølgende sprengningsarbeider medført uakseptabel risiko for ryster og skader på den nye konstruksjonen. Løsningen ble derfor å gjennomføre betongarbeidene parallelt med tunneldrivingen etter gjenoppstart av driften og man hadde kommet seg tilstrekkelig langt nok unna konstruksjonen. Dette for å redusere total byggetid.

Under drivingen var det flere forhold som måtte hensyntas når man skulle gjennomføre betongarbeid og drive tunnel samtidig. Dette var blant annet:

- Sikre kjørebane: lysåpningen måtte være tilstrekkelig stor nok for at maskinene kunne kjøre igjennom uten problemer. Samtidig måtte lysåpningen

være liten nok for å sikre at arbeiderne fikk tilstrekkelig med plass for å gjennomføre arbeidene. Dette ble løst med å sikre byggegrep med sprøytebetong slik at man kunne ha brattere grøftekant.

- Sikre rømningsveier: AFHC måtte planlegge aktivitetene slik at rømningsveiene alltid var åpne. Ved større operasjoner, som løft og støp, ble arbeidene koordinert med LNS slik at tunnelaktiviteten ble flyttet til en annen stoff. Betongstøpene ble senere gjennomført fra dagen via den utsprengte sjakten, noe som ga bedre parallellitet.
- HMS: enkelte aktiviteter, som sprengning og utkjøring, var ikke forenelig med samtidig arbeid på lukesjakten. Dette ble håndtert med aktivitetsplanlegging.
- Støp av gulv: etter støp av gulvet måtte den herde i et gitt antall dager før den kunne belastes med tunge maskiner. Dette ble planlagt til påsken for å unngå nedetid i tunnelproduksjonen.

Gjennom god dialog og tett samarbeid mellom AFHC og LNS ble arbeidene planlagt og utført slik at stopptiden i tunnelproduksjonen ble minimal, og betongarbeidene i lukekonstruksjonen ble ferdigstilt april 2025.

SJAKTER

Alle sjakter i prosjektet var i utgangspunktet tenkt sprengt. Men tidlig i prosjektet så LNS at det ville komme store utfordringer med sprengning av sjakter samtidig som det pågikk arbeid med plasstøpt betong i dagen. I henhold til NS:8141 er det forskjellige rystelseskrav basert på hvor i avbindingsprosessen betongen befinner seg. Å planlegge salver med utgangspunkt i dette, spesielt sjakter som er tungsprengt, var dette en tilnærmet umulig oppgave, da det til enhver tid befinner seg betong innenfor de strengeste kriteriene. Samtidig var det strenge krav til overflaten til disse sjaktene, noe som ikke kunne gjennomføres med sprengning. Med tanke på den svært stramme fremdriftsplanen i prosjektet, utfordringer knyttet til avbinding betong og dimensjonering av salvestørrelser, ble det basert på dette foreslått av LNS å se på alternative uttaksmetoder for de sjaktene som lå nærmest betongarbeidene. Dette medførte at alle bassengsjaktene ble foreslått wiresaget. Til tross for en del skepsis blant flere aktører i prosjektet, klarte LNS å overbevise de om at wiresaging var uttaksmetoden som passet prosjektet best.

Tidlig i prosessen gikk LNS i gang med å se på alle tenkelige scenarioer i forbindelse med wiresaging. Det ble tidlig konkludert med at kiling av blokk etter saging ville bli den største utfordringen. For å løse denne ble følgende tiltak iverksatt på alle wiresagede sjakter:

- Alle hjørnehull bores fra dagen med pallrigg. To av sjaktene ble dessuten boret fra tunnelen med tunnelrigg.
- Alle hjørnehull bores med stikk, slik at blokken får en pyramideform/kjegleform.
- Samtidig som det ble boret hjørnehull for wiresaging, ble det også boret 6 spretthull, i tilfelle blokken ble hengende igjen etter saging.
- Salveplan for spretting av blokk.
- Alternativer for boring og sprengning dersom spretting av blokk ikke var tilfredsstillende, også dersom der ikke var tilkomstmuligheter fra dagen.

Arbeidet var tenkt utført med all saging fra oversiden, og at dette ville bidra til at sjaktene falt av seg selv etter hvert som siste kutt spiste seg oppover lagdelingen i fjellet. Totalt 9 sjakter ble saget fra dagen, og kun én blokk falt av seg selv, resterende måtte sprenges. Deretter ble det gjort forsøk med saging fra undersiden og i dette tilfellet ramlet 2 av 5 blokker av seg selv, resten måtte sprenges. All wiresagingsarbeidet ble gjennomført av underentreprenør Erik Nubberud Fjellsprengning AS med støtte fra LNS.

Alle lukesjaktene var plassert et stykke unna arbeidsområde for plasstøpt betong, og konvensjonell metode for boring og sprenging ble derfor ansett som trygg. Tre av sjaktene ble boret med pallrigg fra dagen, og én lukesjakt ble boret med en Sandvik DL422IE langhullsrigg fra tunnelen på grunn av hindret tilkomst i dagen.

En av hovedutfordringene i prosjektet var tidspresset for å kunne tilfredsstille byggherres ønske om fisk i bassenget høsten 2025. Som en konsekvens av dette var det stor tverrfaglig aktivitet på et lite område og hyppig omprioritering av aktiviteter. Grensesnitt mellom betong og tunnel/sjakt var i bunn av byggegrep, noe som medførte at det pågikk arbeid direkte over sjaktene. For å løse dette på en trygg, effektiv og god måte, var det behov for hyppige koordineringsmøter mellom alle fag og byggherre. Det dukket stadig opp nye momenter som medførte omprioriteringer på rekkefølger.

GJENNOMSLAG

Den siste fasen av tunneldrivingen bestod av to gjennomslag under sjø, på henholdsvis -40 og -70 meter under havnivået. På tvers av arbeidsfellesskapet ble det tidlig besluttet at fremdriften mot sluttstuffen skulle skje med særlig forsiktighet. Derfor ble det etablert en egen ekspertgruppe, bestående av Andfjord Salmon, Norconsult, AFHC, Multiconsult, LNS og Orica, for å kvalitetssikre sprengtekniske vurderinger, koordinere beslutninger og sikre at nødvendig risikoreduserende tiltak ble gjennomført. Samarbeidet mellom aktørene sikret at gjennomslagene kunne utføres med høy presisjon og sikkerhet.

Begge tunneler ble godt injisert i forkant for å minimere vanninntrengning på sluttstuffen og sikre store innlekkasjer på stuff som potensielt kunne stoppe arbeidene.

Sprengteknisk tilnærming

Begge tunnelene ble drevet med bratt stigning de siste meterne frem mot utslagspunktet som man ser i Figur 9. Opprinnelig var det planlagt å strosse seg ned i liggen for å etablere en stillas til lading, men denne løsningen frafalt da det ikke var noen sprengningstekniske forhold til å gjøre det på denne måten med hensyn på massetransport. I tillegg ønsket LNS å benytte personkorg under lading, noe som ga større fleksibilitet og sikkerhet, i tillegg til å være tidsbesparende, som var kritisk i sluttfasen.

Som resultat fra møtene og vurdering av dårligere geologi i hengen på utløpstunnelen ble det besluttet i sluttfasen av drivingen å senke og endre vinkelen til utslagspunktet med 6 meter fra opprinnelig bunnpunkt til nytt bunnpunkt. Gruppen vurderte dette som sikrere, da konsekvensene av ukontrollert inntak av vann i

tunnelene ville være katastrofalt, sammenlignet med ekstra sedimenter inn i tunnelen da utslaget ble senket noe ned i løsmasser.

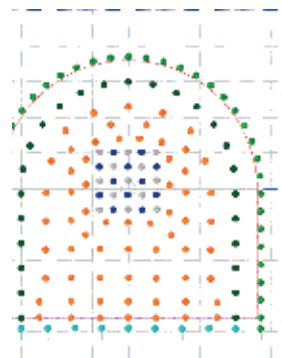
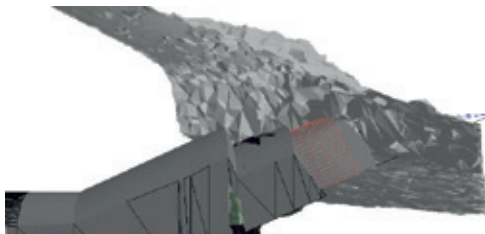
Salvene ble i hovedsak gjennomført etter samme prinsipper i begge tunneler. **Feil! Fant ikke referansebildet.** viser hoveddata for salvene fra oppstart av møtene med ekspertgruppen.

Tabell 3 - Data på tunnelene før gjennomslag

Størrelse utslagspunkt [m ²]	46	50

Størrelsen på utslagspunktet i inntaket, var større enn den i på utløpet. I utgangspunktet var begge gjennomslagspunktene planlagt til å være 40m², men etter ønske fra Andfjord Salmon var det viktig at disse ble så store som mulig for å sikre vanngjennomstrømningen. Opprinnelig var det planlagt med et sirkulært profil med en diameter på 7,14 meter, men på utløpet ble det utformet som et vanlig tunnelprofil som ga 46m². På inntaket var ønsket å få profilet opp til 50 m², som var maksimal størrelse man kunne sprengt uten å indusere en ny prosjektering. Dette ble løst ved å trekke konturen ut 10cm i fra vegg til vegg, mens liggen ble lagt ut 30cm med totalt 40cm stikk. Årsaken til at det ble boret med stikk her var på grunn av plassmangel til guidene til tunnelriggen. Det var også en fordel for vannhastigheten at den ble utformet som en trakt.

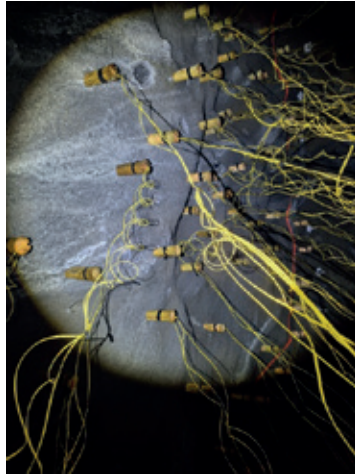
På grunn av bedre geologi og derfor færre forundersøkelser i inntakstunnelen ved - 40 meter ble det ansett nødvendig å gjennomføre ekstra sonderboringer før endelig boreplan ble bestemt. På nest siste stoff ble det boret 13 sonderhull gjennom hele profilet for å bekrefte bergoverdekningen mot sjøen. Deretter kunne borplan bestemmes for siste salve.



Utløpet hadde en gjennomsnittlig salvelengde på 6,14 meter mens på inntaket var den på 5,85 meter. En tykkelse på under 6m gjorde at det ikke var behov å skjøte på flere borestrenger under boring som var tidsbesparende. Den totale

sprengstoffmengden lå på mellom 1500 kg og 1800 kg, med en spesifikk lading på 4,88 til 5,9 kg/m³. Slike ladningsnivåer ligger innenfor anbefalte verdier for utslag under sjø (Johannessen, 2000). Hullene for lading ble boret med mellom 50 til 70cm avstand til teoretisk sjøbunn. De lengste avstandene ble lagt til hullene rundt kutten, mens hullene under kutten ble boret nærmest sjøbunnen.

Begge salvene var ladet med patronert sprengstoff og var ladet med triple elektroniske tennere for å være sikker på at salven gikk av. Samtlige hull ble plugget med treplugger for å unngå at sprengstoffet skulle gli ut av hullene etter endt lading.

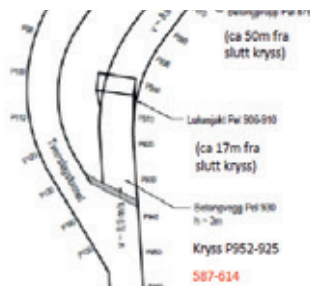


Figur 10 - Ferdigladede hull med plugg (Foto: LNS)

Sediment og blokkhåndtering

Et avgjørende moment ved gjennomslaget var å minimere sediment- og blokktransport inn mot lukesjaktene. Risikoen var særlig stor i på utløpet, hvor vannet kun hadde ett mulig utløp, og sedimentene dermed ville legge seg foran både lukesjakt og betongplugg. Det ble derfor besluttet å etablere fanggroper ved siden av lukesjaktene nærmest utslagspunktet. Disse skulle samle opp de største blokkene og redusere behovet for opprydding rundt lukesjaktene etter sprengning. Løsningen ble besluttet relativt sent i prosjektet, og gropene måtte derfor strosses ut separat fra tunneldriften. Begge gropene ble utformet med en dybde på ca. 3 meter og en lengde på 50 meter. På utløpet ble det i tillegg støpt en rett betongvegg som skulle for mottak av massene.

Av hensyn til sikkerhet og logistikk, kunne ikke gropene renskes ut for tidlig ettersom dette ville redusere adkomst for maskiner og personell under lading og nedrigg. Dette krevde nøye planlegging, da rensk måtte gjennomføres raskt nok til at det ikke fyltes for mye vann på stoffen, noe som kunne medført kortslutning av salven.



Figur 11 - Plassering av lukesjakt og betongvegg på utløpet (Multiconsult, 2025)

Alle lukesjakter
betongpropp

opp.

Tidsbruk

Renskearbeidene ble tilpasset de ulike kravene i tunnelen. På utløpet skulle renskes etter nøyaktighetsklasse 3 iht. prosesskodene som tilsvarer 50 l/m² (Statens vegvesen, 2018). På inntaket skulle det knørenskes, noe som gjorde arbeidene betraktelig lettere. Det meste av rensken ble gjennomført før lading, men deler av veibanen og bunnrensken ble gjennomført etterpå da man måtte ha tilkomst til stoff. Etter lading var ferdig ble infrastrukturen fjernet samtidig som rensken pågikk. Demobiliseringen inkluderte fjerning av ventilasjonsduk, høy- og lavspenkabler, trafostasjon, pumper, pumpeledning og redningskamre. Dette ble gjennomført i god dialog med høyspentaktør, for å sikre at elektroarbeidene ikke forsinket fremdriften. Det mest tidkrevende var rensk av fanggropen.

Tabell 4 - Tidsbruk på gjennomslagene

	UTLØPET	INNTAKET
OPPSTART LADING	20. mai kl 09:00	29. juni kl 12:00
FERDIG LADING	20. mai kl 23:59	30. juni kl 16:00 (14t ladetid)
DEMOBILISERING FERDIG	21. mai kl 06:00	2. juli kl 16:00
FERDIG RENSK I GROP	22. mai kl 10:00	2. juli kl 23:30
GJENNOMSLAG SKUTT	22. mai kl 16:00	3. juli kl 13:30
TOTAL TID	55 timer	97 timer

Som tabellen viser, var det markant tidsforskjell mellom utløps- og inntakstunnelen. Den store forskjellen skyldes at oppstarten på lading ble utsatt på utløpet på grunn av usikkerheter rundt dypinjeksjon av lukesjakt 4. For å sikre gjennomslag på planlagt dato, ble det valgt å la noe bunnrensk stå igjen ved stuff. Dette var en hensiktsmessig løsning, da nesten all bunnrensk allerede var fjernet i tunnelen og bidro til effektiv ressursbruk og fremdrift.

Gjennomslagene ble lagt til perioder med lavvann for å redusere vanntrykket tunnelen ble utsatt for. I tillegg ble det utført varselsprengninger i sjøen for å skremme bort fisk og sjøpattedyr fra utslagspunktet. Båtene i området ble også om dirigert fra utslagspunktet.

Evakuering av tunnel- og bassengsystemene startet på et tidlig tidspunkt for å legge til rette for et enklere og sikrere posteringsarbeid. Det ble også etablert sikkerhetssoner med 50 meters radius rundt lukesjaktåpningene, da man forventet trykkpåvirkning fra både salven og vannet ved gjennomslaget.

Gjennomslagene ble gjennomført etter planlagt, uten avvik på salvene, som detonerte på cirka 0,7 sekunder. Begge profilene fikk ønsket profil og undersøkelse med ROV bekreftet synlige borpiper, noe som indikerer at sprengningsarbeidet forløp etter planen.

KONKLUSJON

Prosjektet har tydelig demonstrert hvordan målrettet planlegging, høy grad av sikkerhetstenking og et godt forankret samarbeid mellom ulike fagmiljøer kan sikre både fremdrift og kvalitet i komplekse tunnel- og betongarbeider også innen akvakulturnæringen. Sikkerhet har vært en gjennomgående prioritet, og prosjektet har hatt god kontroll i alle faser, noe som har sikret både arbeidstakere og sluttbruker mot uønskede hendelser som oversvømmelser.

Et gjennomgående suksesskriterium har vært kontinuerlig kommunikasjon og samhandling. Både ukentlige møter og daglig dialog har bidratt til å sikre en åpen informasjonsflyt og et helhetlig perspektiv på prosjektets utvikling. Tunneldriverne har spilt en nøkkelrolle ved å bringe inn bred erfaring og forståelse, og gjennom dette har prosjektet tilpasset seg endringer underveis uten å miste fremdrift. Bruk av NTM-

metodikken og fokus på tydelig dialog mellom aktørene har vært avgjørende for å håndtere grensesnittene i prosjektet.

Tidlig involvering av Orica som rådgiver for planlegging og gjennomføring av lading på gjennomslagene var avgjørende for prosjektets suksess. Med sin unike og ledende ekspertise innen utslag under sjø, bidro Orica med verdifulle råd og løsninger som sikret både kvalitet og sikkerhet i den mest kritiske fasen. Deres engasjement og profesjonelle tilnærming har vært en nøkkelfaktor for at prosjektet oppnådde ønsket resultat.

Valget av wiresaging for bassengsjakter har vist seg å være det mest hensiktsmessige for å ivareta fremdrift og redusere risiko for skader på betongkonstruksjoner. LNS sin egen kjerneboreavdeling har gitt fleksibilitet og minimal ventetid på undersøkelser, noe som har styrket beslutningsgrunnlaget underveis.

Prosjektet har også avdekket forbedringspotensial, særlig knyttet til bunnrensk i tunnelene. Tydeligere krav og oppfølging av sluttresultat av bunnrensken fra prosjektet ville gjort at det ikke ble tatt ut for mye masse på utløpet som ville gitt bedre adkomst i tunnelen for lading. Fra erfaringene på utløpet, ble det på inntaket tatt ut for lite før lading, noe som gjorde at bunnrenskarbeidet etter lading tok lengre tid enn planlagt.

Samlet sett gir prosjektet verdifull innsikt i hvordan målrettet kommunikasjon, høy sikkerhetsstandard og fleksible, erfarne fagmiljøer er avgjørende for å lykkes med komplekse underjordsprosjekter. Erfaringene fra prosjektet vil kunne danne et viktig referansegrunnlag for fremtidige prosjekter i tilsvarende miljøer.

ANERKJENNELSE

LNS ønsker å rette en stor takk til alle aktørene som med sin kompetanse, innsats og samarbeid har gjort dette prosjektet mulig. En særlig anerkjennelse går til Andfjord Salmon, Orica, Forcit, Multiconsult, Norconsult, AFHC, Bent Aagard og Erik Nubberud AS. Deres engasjement og profesjonalitet har vært avgjørende for prosjektets fremdrift og kvalitet, og resultatene som er oppnådd er direkte tilknyttet den innsatsen hver enkelt aktør har bidratt med. LNS ønsker også å uttrykke stor takknemmlighet til fagarbeiderne og tunnellagene som utførte arbeidene på prosjektet. Deres fagkunnskap, løsningsorientering og innsats under krevende forhold var avgjørende for å oppnå resultatene som kjennetegner dette prosjektet.

BIBLIOGRAFI

British Tunnelling Society, 2002. *Tunnels and tunnelling*. [Internett]
Available at: <https://www.tunnelsandtunnelling.com/analysis/lake-tap-the-norwegian-method/?cf-view>
[Funnet 01 October 2025].

Johannessen, O., 2000. *Project report 19-99 - UNDERWATER TUNNEL PIERCING*, Trondheim: NTNU.

Statens vegvesen, 2018. *Prosesskode 1, Standard beskrivelse for vegkontrakter*. Oslo: Vegavdelingen, seksjon for prosjekt og kontrakt.

Aagard, B., 2024. *Teknisk notat - Driving av tunneler under sjø*. Trondheim: Aagard Geo Consulting.

RÅVANNSTUNNEL FRA TYRIFJORDEN TIL OSLO – HVA HAR VI LÆRT UNDERVEIS?

Lessons learned from the raw water tunnel from Tyrifjorden to Oslo

Martin Austin Stormoen (Geolog, Oslo Kommune, Vann og Avløpsetaten)

Guro Isachsen (Prosjektleder, Oslo Kommune, Vann og Avløpsetaten)

SAMMENDRAG

Råvannstunnelen fra Tyrifjorden til Oslo er en sentral del av prosjektet *Ny vannforsyning Oslo* (NVO). Denne artikkelen oppsummerer erfaringer og innovative løsninger fra TBM-drivingen, særlig knyttet til håndtering av svakhetssoner og grunnvann. TBM-driving gjennom de regionale svakhetssonene i Kjaglidalen og Lommedalen gikk bedre enn forventet, med begrensede utfordringer. Gjennomføring av forinjeksjon og samspillet med kvaliteten på betongkledningen har vært avgjørende for å oppnå tilfredsstillende tetthet. Vanntette barriereringer for å minimere drenering langs tunnelkledningen har fungert godt. Bruk av dreneringsventiler i tunnelkledningen i områder med høye trykk har vært et av flere innovative valg prosjektet har tatt, for å minimere påvirkning av grunnvannet. Artikkelen kommer også inn på kontraktens risikofordeling. Erfaringene fra Råvannstunnelen gir verdifull innsikt for fremtidige tunnelprosjekter i tilsvarende områder.

ABSTRACT

The Raw Water Tunnel is a central part of the project *New Water Supply Oslo* (NVO). This paper summarizes challenges and innovative solutions from the TBM excavation, particularly related to weakness zones and groundwater. Excavation through the regional weakness zones at Kjaglidalen and Lommedalen progressed with limited challenges. Successful pre-grouting, combined with the quality of the concrete lining was crucial to achieving satisfactory water tightness. The installation of waterproof barrier rings, to minimize drainage along the tunnel lining, proved highly effective. The use of pressure-relief drainage valves in the lining in high-pressure sections was one of several innovative measures implemented to minimize the impact on the groundwater. The paper also discusses experience from the contract's risk allocation related to ground conditions. Experiences from the project provides valuable insights for future tunnelling in similar geological environments.

INNLEDNING

Råvannstunnelen er en del av prosjektet *Ny vannforsyning Oslo* (NVO), hvor byggherre er Oslo kommune, Vann- og avløpsetaten (VAV). Prosjektet har tidligere blitt beskrevet og diskutert i flere artikler på Fjellsprengningskonferansen (Syversen, 2021; Mørck, 2022; Karlsrud, 2022; Stormoen, 2023). For detaljer om geologi og forinjeksjon for Råvannstunnelen henvises det til disse artiklene.

Skanska har drevet to tunnelboremaskiner (TBMer), en fra Vefsrud ved Tyrifjorden, og en fra Huseby i Oslo. Oppstart var hhv. januar 2023 og mars 2023 og TBMe ne møttes ved Lommedalen 10. juni 2025. Gjennom de seneste månedene har TBMe ne blitt demontert, og det har blitt utført etterarbeider og ferdigstilling av råvannstunnelen. I

denne artikkelen trekker vi frem erfaringer, og innovative tilpasninger som ble gjort underveis i tunnelarbeidene.

Prosjektet var i sin avsluttende planfase samtidig med flere andre tunnelprosjekt i Krokskogen (E16, Ringeriksbanen og Kattås vannbehandlingsanlegg) og det var knyttet usikkerhet til tunneldriving gjennom de store regionale svakhetssonene, og lavastratigrafien med sine velkjente, komplekse, flattliggende strukturer og gode vanngiverevne. Erfaringer fra tunneldriving, og forinjeksjon i dette prosjektet reduserer usikkerhetene og risikoene for fremtidige prosjekter i tilsvarende områder.

Råvannstunnelen har krysset flere større regionale lineament og antatte svakhetssoner, med begrensede utfordringer. Her fokuseres det på tunneldriving gjennom svakhetssoner i tilknytning til Kjaglidalen og Lommedalen.

Injeksjonsarbeider og grunnvannshåndtering under TBM-driving har noen forskjeller fra tunneldriving ved boring og sprengning. Metodikk og prosedyrer for forinjeksjon fra TBMEne er beskrevet tidligere (Stormoen, 2023). Etter 20km tunneldriving over 2,5 år har prosjektet samlet erfaringer med samspillet mellom forinjeksjon, tunnelkledningen, og vurderinger og håndtering av grunnvannstrykk.

Denne artikkelen tar også for seg valg av metodikk for gjennomslag, og noen avsluttende kommentarer til kapasiteter og erfaringer med risikofordeling for grunnforhold i prosjektet.

TUNNELDRIVING GJENNOM REGIONALE SVAKHETSSONER

Det mest sentrale grepet for kryssning av svakhetssoner med TBMEne i prosjektet har vært å tilpasse lengden på sondeborehull og skjermoverlapp slik at svakhetssonen og ev. store innlekkasjer identifiseres på god avstand. Dette gjør det mulig å injisere svakhetssonen i flere omganger, før driving gjennom selve sonen. I dobbeltskjold-TBMEne benyttet i prosjektet er det 16 utsparinger i TBM-skjoldet for sondeboring og injeksjon. Dette gir noen føringer for skjermgeometri og antall injeksjonsskjermer det har vært praktisk mulig å gjennomføre i samme område, før TBMEne må drives noe frem.

Sondeborehullene har normalt vært 40m lange, med ansett omtrent 6m bak stuff og 8 grader vinkel. Informasjon fra sondeboringene, i form av borelogg, MWD-data og OTV-bilder, har vært underlaget for å planlegge videre drivlengde før neste sondeboring, og ev. tilpasning av skjermelengder. Plassering av ansett i de fastsatte boreportene i TBM-skjoldet og plassering av gripperskoene i forhold til antatt dårlige soner, kan tilpasses ut ifra denne informasjonen ved behov.

Sementbasert forinjeksjon i 1-2 omganger har i stor grad vært tilstrekkelig for å redusere innlekkasjer til et nivå som er akseptabelt for driving gjennom svakhetssonene. Der det har vært større restlekkasjer har det også blitt injisert noe PU og Polyureasilikat. Styrkt herding har vært benyttet et par ganger. Det har også vært tilgjengelig selvboende stag for stabilisering i svært dårlige bergforhold, men dette har ikke blitt benyttet. Ved vedvarende restlekkasjer i skjoldet, har i flere tilfeller plassering av vanntette barrieresegmenter blitt tilpasset, for å isolere lekkasjene og begrense midlertidig innlekkasje inn i skjoldet.

Det var beskrevet en sannsynlighet for høye bergspenninger i tilknytning til kryssning av Ringgangen som avgrenser Bærumskalderaen. Dette var i hovedsak basert på observasjon av «core diking» i borekjerne fra området. Dette ble ikke erfart under

tunneldrivingen. Imidlertid var det et område med sprakfjell i rombeporfyren under Krokskogen. Her var rombeporfyren kompakt og tett uten lekkasjer. Da det var flere diabasganger i området, antas dette ha en sammenheng med sprak.

Nedenfor beskrives i større detalj krysningen av svakhetssonene i Kjaglidalen og Lommedalen, de mest utpregede av de forhåndskartlagte svakhetssonene.

Kjaglidalen

Kjaglidalen er en regional forkastningssone, og var ansett som en av de store risikoene i prosjektet. TBMen fra Vefsrud boret gjennom dette området vinteren 2024, etter nærmere ett års driving, og både utstyr og mannskap var godt innkjørt. Det ble satt opp en detaljert strategi for krysning av den antatte svakhetssonen. Skjermoverlappen ble doblet, fra 5m til 10m, omtrent 70m før den antatte svakhetssonen. Utstyr for styrt herding var testet og klargjort før krysningen. Selvborende stag og Polyureasilikat (geofoam) var tilgjengelig ved behov for bergstabilisering.

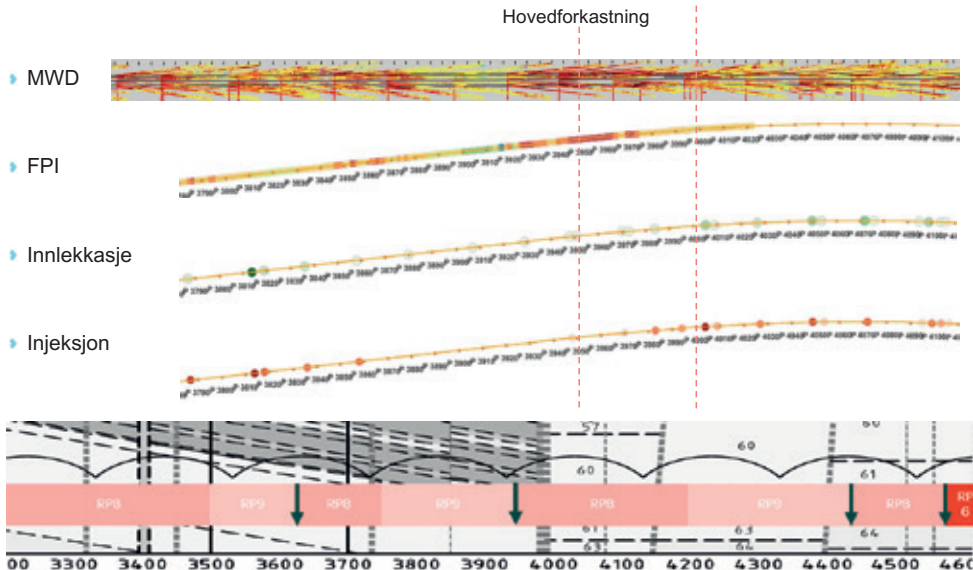
Driving gjennom Kjaglidalen gikk bedre enn forventet. Det ble kartlagt 4 forkastninger gjennom et område på 200m og flere diabasganger, med hovedsakelig godt berg imellom disse sonene. Kartlegging av geologien tilsa at østsiden av dalen er nedforkastet med totalt 120m. I enkelte av forkastningene var berget tett oppsprukket, delvis leireforvitret og ukonsolidert (Figur 1). Det var likevel uproblematisk å drive gjennom med TBM. De største lekkasjene var i tilknytning til diabasganger.



Figur 1. Område i Kjaglidalen med delvis myk og ukonsolidert bergmasse.

Hovedforkastningen, med dårligst bergforhold og 100l/min innlekkasje, ble påtruffet ca. 50m vest for bunnen av dalføret (Figur 2). Her var Field Penetration Index (FPI), som er et mål for TBMs inndrift justert for matekraft, ned mot 7, og anslått Q-verdi 0,8. Størst innlekkasje ble registrert omtrent 150m øst for selve dalbunnen, med ca. 400l/min. Det ble montert et vanntett barrierering i et tørt område 150m vest for dalbunnen og 150m øst for dalbunnen.

Den største utfordringen gjennom Kjaglidalen var boring av sondeborehull. Hullengden ble kortet ned til 27m. Det ble ikke benyttet spesielle tiltak, som selvborende stag, styrt herding eller geofoam gjennom Kjaglidalen.



Figur 2. Sammenstilling av data fra tunneldriving gjennom Kjaglidalen. Øverst vises MWD-data, hvor rød farge illustrerer svak bergmasse. FPI (kN/k/mm/rev) illustreres med samme farger som MWD. Mengden innlekkasje illustreres med styrken på fargen på hhv. grønne og røde sirkler. Nederst vises rombeporfyrtypen kartlagt i tunnel, og forkastninger er illustrert med grønn pil, østsiden er nedforkastet totalt ca 120m.

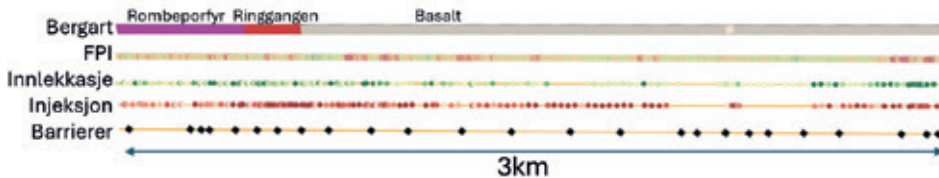
Lommedalen

Gjennom Lommedalen ble det påtruffet flere svakhetssoner sentralt i dalføret, i tilknytning til Ringgangen som skiller rombeporfyrer fra basaltene inne i Bærumskalderaen. I tillegg til rombeporfyr og basalt var det et område med agglomerat og andre vulkanske avsetninger og et større område med ignimbritter (sveiseaske) (Figur 3). Selve Ringgangen ble påtruffet langs elva Lomma, men det var svakhetssoner og flere intrusivganger omtrent 100m på hver side av Ringgangen, med store innlekkasjer, opp mot 2000l/min lekkasje på en skjerm (Figur 4).

Gjennom dette området var det i flere omganger behov for å redusere skjerm lengder, på grunn av krevende boreforhold, og behov for doble og triple pakkere i injeksjonshull for at ikke pakkere skulle glippe eller lekke under injeksjon. I oppknuste områder var det tilfeller av at gripperskoene glapp ved fremføring av TBMen, uten større driveproblemer. Det ble satt flere forsterkede betongringer i dette området.



Figur 3. Bilder av bergarten ignimbritt (sveiseaske), som ble påtruffet i nær ringgangen i Lommedalen, som avgrenser krokskogens rombeporfyrrer fra bærumskalderaens basaltbergarter.



Figur 4. Sammenstilling av ulike data fra tunneldriving gjennom Lommedalen.

Den mest problematiske svakhetssonen i hele tunnelen ble imidlertid påtruffet øst for Lomma, inne i basaltbergartene, med mye oppsprekking og store lekkasjer i tilknytning til diabasganger (Figur 5). FPI verdier ned mot 4 og Q-verdier på 0,1 ble registrert, og soner med flere tusen liter innlekkasje per minutt. Her var det utfordringer med boring av langhull og pakkerplasseringer, samt lekkasje rundt pakkere. Etter gjentatte runder med sementbasert forinjeksjon, PU injeksjon, styrt herding og injeksjon med Polyureasilikat ble lekkasjene redusert tilstrekkelig til å drive videre.

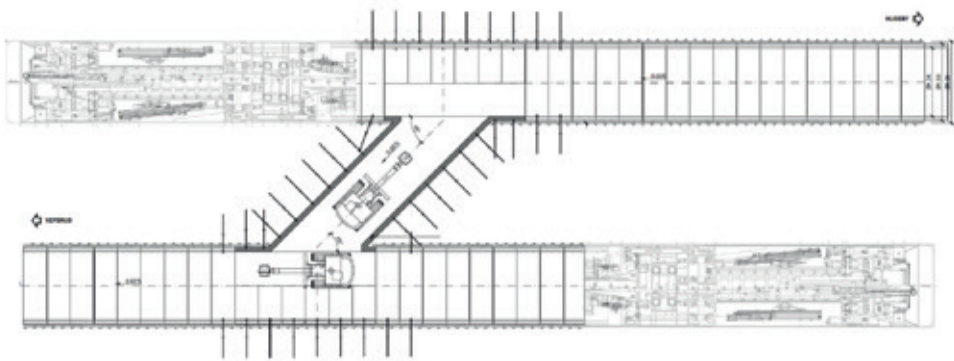


Figur 5. Den mest krevende sonen i råvannstunnelen, med mye innlekkasje og tett oppknust berg.

VALG AV METODE FOR GJENNOMSLAG

For denne kontrakten, med to TBMer drivende mot hverandre, var det flere mulige alternative konsept for gjennomslag og nedrigging av TBMe. I slike prosjekter er det naturlig å holde alternativene åpne, for å kunne tilpasse dette ift. fremdrift for de ulike TBMe, fremdrift i tilgrensende arbeider, grunnforhold, kontraktuelle forhold osv. Tilsvarende vurderinger er f.eks. grundig analysert for Crossrail-prosjektet (Dhillon, 2015).

Skanska og VAV vurderte flere ulike alternativer, opp mot HMS, fremdriftsplan, kostnad, miljørisiko og grunnforhold. HMS-hensynet ved demontering av kutterhodene samt tidsbesparelse ble avgjørende i favør av å bore TBMe forbi hverandre i parallell, og deretter la fronten av maskinene (kutterhodene og hele skjold-området) bli værende i berget. Videre ble det sprengt et gjennomslag imellom de borede tunnelene (Figur 6).



Figur 6. Illustrasjon av gjennomslagsområdet.

Når det ble klart hvor gjennomslagsområdet trolig ville inntreffe, ble det også gjort en optimalisering av endelig område for gjennomslag, ift. kartlagte svakhetssoner og sårbare omgivelser ved innlekkasje. I gjennomslagsområdet ble det utført systematisk forinjeksjon. Bakriggen og alt demonterbart utstyr i boreskjoldene ble trukket ut av tunnelen på hver side. Til slutt ble all hydraulikk fjernet og skjoldene rengjort før TBM-skjoldene ble forseglet med betong.

De øvrige alternativene for gjennomslag som var oppe til diskusjon innebar i hovedsak å drive TBMe front mot front, uten behov for sprengning mellom tunnelene, for deretter å fullstendig demontere TBMe inkludert kutterhodene. Dette alternativet ville gitt entreprenøren en noe høyere tilbakekjøpspris. Det ble diskutert ulike løsninger for å trekke TBMe tilbake hver sin vei, eller kun den ene veien for å kunne frigi områder til tilgrensende kontrakter i prosjektet. Disse løsningene ville både gi en lengre byggetid, og medføre en økt HMS-risiko under demonteringen, i hovedsak som følge av omfattende skjærebrenning.

SAMSPILL MELLOM FORINJEKSJON OG TUNNELKLEDNING

Forinjeksjon

En sentral suksessfaktor har vært å stille strenge kontraktskrav til kapasiteten til injeksjonsutstyret i TBMene. Forinjeksjonen ble i stor grad utført slik det var planlagt fra start, og tidligere beskrevet i detalj (Stormoen, 2023). Etter påtruffede forhold og sårbarhet av omgivelsene ble det gjort løpende justeringer i antall hull per skjerm, antall skjerner, hullengde, injeksjonsvolumer og sluttrykk. I de minst sårbare områdene, hvor det var lite innlekkasje, ble det boret ned mot 4 sonderhull og i lange strekk var det ingen eller svært lite innlekkasje. Etter å ha forsøkt flere konfigurasjoner, ble det i hovedsak boret 8 sonderhull, og deretter injisert på 8-12 hull, avhengig av lekkasjemengder, med sekundærskjerm ved lekkasjer over 150-200l/min. Det ble i all hovedsak boret 4 kontrollhull som standard.

Injeksjonsvolumer ble i stor grad bestilt med ca 1000l av hver resept med synkende v/s-tall ($1,0 \rightarrow 0,8 \rightarrow 0,6$). Herdetider på omtrent 1 time muliggjorde rask oppstart av driving etter injeksjon, med minimal ventetid.

De største utfordringene med injeksjon var ved dårlig bergstabilitet, hvor det var krevende å bore injeksjonshull, sette pakkere og utgang i TBM-skjoldet. Her ble det benyttet ulike tiltak, som å stabilisere hullene med polyureasilikat før ny oppboring, tette bak pakkere med PU, kortere hullengder og flere pakkere i hvert hull.

Forinjeksjon alene var ikke tilstrekkelig for å oppnå innlekkasjekravet i de mest krevende partiene. I enkelte soner ble det nødvendig å drive videre med restlekkasjer i TBM-skjoldet. Disse lekkasjene ble deretter isolert med tunnelkledningen og vanntette barrierer. Ved restlekkasjer gjennom tunnelkledningen ble dette tettet med PU-injeksjon dersom innlekkasjen i kledningen var over innlekkasjekravene.

Forinjeksjon under TBM-driving må sees i sammenheng med konsept for tunnelkledning og dens komponenter. Det ble gjort tilpasninger underveis i prosjektet, etter erfaringer med restlekkasjer, oppbygging av trykk bak tunnelkledningen og påvirkning av omgivelser.

Barrierer

Ved siden av risiko for negativ påvirkning av omgivelsene, er store innlekkasjer i tunnelen en mulig risiko for kvaliteten på injeksjonsmørtelen bak betongringene. Tunnelkledningen i prosjektet består av betongringer bygget opp av segmenter, og mellom betongsegmentene og berget fylles det med ensgradert grus og injiseres med industrisement (se også Stormoen, 2023). Dette er en løsning som skal være mer robust mot innlekkasjer, fremfor løsninger kun basert på injeksjonsmørtel (Mohammadzamani, 2023). Større lekkasjer vil kunne vaske ut injeksjonsmørtelen.

Områder med restlekkasjer etter forinjeksjon ble dermed isolert med vanntette barrierer, plassert systematisk hver 200m. Målinger av grunnvannstrykk i tunnelen indikerte flere steder en trykkforskjell på hver side av barriereringene, som indikerer at de fungerte. Supplerende barrierer og tilpasning av avstanden imellom ble utført i områder med større lekkasjer (Figur 4).

Data fra fylling av sement og ertegrus bak betongringene indikerer også at områder imellom to barriereringer med mye lekkasje har hatt et overforbruk av sement sammenliknet med teoretisk volum.

Trykkreduserende dreneringsventiler

For å unngå å måtte benytte en uforholdsmessig tykk betongkledning, ble betongringene dimensjonert for et teoretisk vanntrykk på 15 bar. Det vil si at betongelementene ikke var designet for å motstå det hydrostatiske grunnvannstrykket fra overdekning over 150 meter. Til tross for sikkerhetsfaktorer i designet av betongelementene, ble det også lagt inn 30 m med sikkerhetsmargin mtp. risiko for grunnvannstrykk inntil 3 bar over det teoretisk hydrostatiske trykket. Derfor var det planlagt at betongkledningen skulle være vanntett i alle områder der overdekningen var under 120 meter, noe som dekket alle de setningsømfintlige områdene av tunnelen, inklusive hele strekningen som ble boret under bebyggelsen i Oslo/Bærum fra Husebysiden.

Totalt var det planlagt for ca 6500 m med udrenert betongkledning og 12 500 m med drenert betongkledning. Av disse var ca 5000 m fra Husebysiden og 1500 på strekningen som ble boret fra Vefsrudsiden. For å ha kontroll på grunnvannstrykk ble det installert manometere med jevne mellomrom i tunnelen, og målt trykk på innlekkasjer under sonderboring. Etter innsamling av data over et par år, og fordi Skanska planla med å først bore drenshull etter gjennomslag, ble det tydelig at vanntrykket flatet ut på et mye lavere nivå enn teoretisk grunnvannstrykk. Vanntrykket lå stort sett mellom 3 og 11 bar, til tross for teoretiske trykk på inntil 35 bar.

Det ble derfor vurdert om det kunne gjøres tiltak for å unngå en systematisk boring av drenshull gjennom tunnelkledningen i områder med høyt teoretisk grunnvannstrykk. Å gå bort fra konseptet med drenshull ville for det første være positivt for omgivelsene, ved å begrense innlekkasje og påvirkning av grunnvannet, samtidig som besparelser i byggetid og forlenget levetid på kledningen. Løsningen som ble valgt var dreneringsventiler som kunne monteres i eksisterende utsparinger i betongkledningen (Figur 7).



Figur 7. Ventilløkk. Skisse til venstre, montert i tunnelen til høyre.

Dreneringsventilene ble designet for å først slippe gjennom lekkasjevann ved et valgt vanntrykk, for å kun tillate lekkasjer dersom grunnvannstrykk skulle overstige tunnelkledningens tåleevne. Konseptet med ventilløkk i stedet for drenshull gjorde at innlekkasjenivået i det som opprinnelig var planlagt som drenert tunnel endte langt under innlekkasjekravene.

Forsterkede lokk i tunnelkledningen

Tunnelkledningen er designet med utsparinger for innfylling av erte-grus og sement. Disse utsparingene forsegles til slutt med plastlokk med gjenger og pakning. Det ble erfart at kvaliteten på plastlokkene har stor betydning for hvor hardt lokkene kan skrus til, og om de senere presses ut av vanntrykk, og videre forårsake lekkasjer inn i tunnelen. Det ble behov for å skifte ut den første generasjonen med plastlokk med en sterkere plast, som reduserte innlekkasjen i tunnelen.

GEOLOGISKE VURDERINGER OG AKTIV BRUK AV MASKINDATA

I dette prosjektet var det designet to typer betongringer, for ulike stabilitetsforhold. En «standardring», og en forsterket ring for dårligere bergforhold. Underlag for å vurdere bergforhold under TBM-driving er data fra sonderboringer, maskindata fra TBM og informasjon fra geologisk kartlegging foran kutterhodet. Valg av ringtype må skje løpende og raskt, også i perioder når geologer ikke er tilgjengelige for kartlegging.

På dobbeltskjold-TBMer er det begrenset tilgang til å vurdere berget. Inspeksjonene blir også i stor grad kun visuelle, med begrenset mulighet til å vurdere bergmassen over større områder og ev forekomst av leire osv., til forskjell fra stoffkartlegging i sprengte tunneler. Det blir derfor en større usikkerhet i stoffkartleggingen.

Bruk av maskindata fra TBM ble vurdert å være en egnet indikator for stabilitetsforhold, og valg av ringtype. I prosjektet ble det etter hvert innarbeidet grenseverdier på maskindata fra TBMen for når det skulle settes forsterkede betongringer iht. til prosjekteringen av toleransene og erfaringene i prosjektet hittil. Disse grenseverdiene i maskindata, sammen med fastsatte visuelle vurderinger ved behov eller grensetilfeller, ble vurdert å være en god tilnærming til valg av type betongring.

RESTLEKKASJER OG PÅVIRKNING AV OMGIVELSER

I skrivende stund er ikke avsluttende målinger av innlekkasje i tunnelen utført. Under tunneldrivingen er det jevnlig blitt utført målinger av innlekkasje og forbruksvann i tunnelen, som viser at innlekkasjen i TBM-tunnelen ligger innenfor prosjekterte innlekkasjekrav.

Restlekkasjer i tunnelkledningen forekommer i stor grad i pakningen mellom betongsegmenter. Det er også enkelte restlekkasjer i ødelagte og fastkilte lokk i utsparinger i betongsegmentene og i borehull for PU-injeksjon gjennom betongen.

Der grunnvannsnivået ble påvirket av tunnelarbeidene, har det i stor grad gått tilbake til naturlige nivå få måneder etter at området ble passert. I enkelte områder er ikke grunnvannsnivået tilbake til historiske verdier. Et fåtall bygninger som hadde pågående setninger før tunnelarbeidene startet, har fått midlertidig økt setningstakt som følge av

senkning av grunnvannet pga. tunnelarbeidene. Utover dette synes det ikke å være skader på omgivelser.

OPPNÅDD FREMDRIFT OG ERFARINGER MED KONTRAKTSFORMEN

En av fordelene med TBM som drivemetode i lange tunneler er at tidsbruk til bergsikring og utlasting blir tilnærmet eliminert, ettersom betongkledningen monteres underveis og parallelt med boringen og steinmassene fraktes ut på transportbånd. TBM-en kan derfor drive vel så raskt i partier med dårligere og mer oppsprukket fjell, som i kompetent og hardt fjell, ettersom nettoinndrift i oppsprukket fjell er høyere. Større endringer i injeksjonsforholdene har derfor vært det forholdet som har påvirket fremdriften mest. Tabell 1 nedenfor viser en oppsummering av de beste produksjonstallene i prosjektet.

Tabell 1. Oppsummering av de beste produksjonstallene.

Maks dagsproduksjon Vefsrud	45,02 m
Maks dagsproduksjon Huseby	47,26 m
Maks totale dagsproduksjon, Vefsrud + Huseby	73,85 m
Maks ukesproduksjon Vefsrud	216,06 m
Maks ukesproduksjon Huseby	163,49 m
Maks totale ukesproduksjon Vefsrud + Huseby	300,23 m
Maks månedsproduksjon Vefsrud	607,20 m
Maks månedsproduksjon Huseby	551,96 m
Maks månedsproduksjon Vefsrud + Huseby	1 046,04 m

Kontraktsformen på råvannstunnelen har vært utførelsesentreprise etter NS8405, der entreprenøren har fått betalt etter medgåtte mengder. Byggetiden som har vært satt av har vært basert på ekvivalenttidsregnskap, der alle mengder i kontrakten ansett å være på kritisk vei har blitt omregnet til ekvivalenttid basert på gitte kapasiteter. Milepelene har blitt justert enten frem eller tilbake i tid, basert på om mengdene har gått opp eller ned sammenlignet med de opprinnelige kontraktsmengdene. Byggherren har derfor båret risikoen for mengdeøkning grunnet endrede grunnforhold, mens entreprenøren har båret risikoen for å oppnå kapasitetene som har ligget til grunn for beregning av byggetid. Denne fordelingen av risiko har fungert godt i prosjektet, og Skanska har så langt oppnådd alle milepeler med god margin, inkludert milepel for gjennomslag med tunnelboremaskinene, til tross for at denne har blitt flyttet tilbake i tid grunnet reduserte mengder.

OPPSUMMERING OG VIDERE ARBEID

Råvannstunnelen på 20km fra Vefsrud ved Tyrifjorden til Huseby i Oslo ble ferdig boret nærmere 6 måneder før planlagt gjennomslag, gjennom varierte og krevende grunnforhold. Innlekkasjekrav er overholdt, med akseptabel påvirkning av grunnvannet. Erfaringene fra dette prosjektet er med å underbygge valg av TBM for tunneldriving i norske forhold, med hardt berg, store lekkasjer og strenge innlekkasjekrav.

I langvarige tunnelprosjekter gjøres det alltid tilpasninger og innovative justeringer. Her oppsummeres noen læringspunkt fra dette prosjektet.

- Forinjeksjonen i dette prosjektet har gitt gode resultater. Strenge krav til utstyr for langhullsborings og injeksjon, tilstrekkelig borekapasitet og

injeksjonskapasitet og rask herdetid er viktige faktorer for å få dette til å fungere på en TBM. Tett oppfølging av kontrollører og boreoperatører og kontinuerlig tilpasning av injeksjonsprosedyrer er også sentralt. Forinjeksjon alene var ikke tilstrekkelig for å oppnå innlekkasjekravet, men må sees i sammenheng med tunnelkledning, barrierer og osv.

- I områder hvor bergforhold og store lekkasjer har vanskeliggjort boring av langhull og pakkerplasseringer, har bruk av polyureasilikat og PU vært vellykket.
- Bruk av vanntette barrierer har vært avgjørende for å kunne tåle midlertidig innlekkasje, drive TBMen videre og senere håndtere lekkasjen når den er isolert bak tunnelkledningen. Kvalitet på pakninger, utsparinger i betongsegmentene og toleranser for bakfyllingssement er kritiske for at dette skal fungere.
- Målinger av grunnvannstrykk på tunnelkledningen viser at teoretisk maksimalt grunnvannstrykk ikke er sannsynlig å oppnå på tunnelkonstruksjonen i dette området. Bruk av permanente trykkavlastningsventiler i tunnelkledningen for å avlaste ved ev. høye vanntrykk kan være et nyttig alternativ ved dimensjonering av tunnelkledning i andre prosjekt.
- Aktiv bruk av maskindata fra TBM gir en mulighet for kontinuerlig vurdering av grunnforholdene, og er spesielt nyttig ved behov for raske avgjørelser ifm. tunnelkledningen osv.
- Maskindata, MWD-data og kartlegging av berg og lekkasjer gir stor nytteverdi for kommende prosjekt i dette området.
- Valg av metode for gjennomslag avhenger av flere faktorer og bør være åpent for justeringer frem til tunneldrivingen er kommet så langt at rammebetingelser er avklart. Deretter er fremdrift, HMS og kostnad sentralt i vurderingen.

REFERANSER

Dhillon, A. (2015). C300 Western Running Tunnels and caverns project-TBM shield burial and backup removal. In *Crossrail Project: Infrastructure design and construction* (pp. 171-187). ICE Publishing.

Karlsrud, A., Rustøen, T. L., Syversen, F. (2022). VAVs krav til nullutslipp i Ny vannforsyning oslo. Fjellsprengningskonferansen 2022. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.

Mørck, I. H., Thorsen, S., Grøv, E., Trinh, N. Q. (2022). New water supply Oslo – caverns for the new water supply: Rock support, stress and strain development. Fjellsprengningskonferansen 2022. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.

Mohammadzamani, D., Alimardani Lavasan, A., & Wichtmann, T. (2023). On design and assessment of tail void grouting material in mechanized tunneling: A review. *Geotechnical and Geological Engineering*, 41(7), 4233-4255.

Stormoen, M. A., Isachsen, G., Haugerud, H. J. (2023). Pre-excavation grouting during TBM tunnelling for the project "New water supply Oslo". Fjellsprengningskonferansen 2023. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.

Syversen, F., Hansen, J. N., Mørck, I. H., Isachsen, G., Elden, G., Eide, L. (2021). Ny vannforsyning til Oslo – med minimale terrenginngrep. Fjellsprengningskonferansen 2021. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.

DET GRØNNE SKIFTET – ER VI PÅ VILLE VEIER?

Frode Nilsen, Administrerende direktør i LNS Gruppen

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig artikkel.

VESTBYSAKEN - HVEM EIER RISIKOEN KNYTTET TIL GJENSTÅENDE SPRENGSTOFF

THE VESTBY CASE – WHO OWNES THE RISK OF REMAINING EXPLOSIVES

Morten Lorentzen, Daglig leder, Follo Fjellsprenghing AS

SAMMENDRAG

Vestbysaken var et prosjekt der byggherren hadde kjøpt en ferdig opparbeidet tomt av Vestby kommune for bygging av ny kaffefabrikk. I tidlig fase av de mer detaljerte grunnarbeidene ble det funnet udetonert sprengstoff. Vi ser her på metoder som ble brukt for å finne forsagere, konsekvenser ved funn av forsager, virkningen det har på de som jobber i et slikt prosjekt og konsekvenser for partene i prosjektet.

ABSTRACT

The Vestby case was a project where the builder had bought an already done building plot that was planned to a specific elevation. In the early phase of the more detailed construction work it was found undetonated explosives. We will here look at methods that was used to find abandons, the consequences by discovery of undetonated explosives, the impact on the workers in the project and around and the consequences for the parts in the project.

OPPDRAGET

Follo Fjellsprenghing var engasjert for å utføre sprengninga av grøfter og heissjakter på opparbeidet utsprengt industritomt, dvs. Sprengning på tidligere sprengt flate. Det var også aktuelt med flåsprengning på store deler av flaten pga. en missforståelse ved bestilling av tomteuttaket mellom begrepene “underboring” og “undersprengning” som medførte at tomten ikke var sprengt ut til tilstrekkelig dybde og bergoverflaten måtte senkes 0,7m for hele fotavtrykket til bygget som skulle føres opp.

SITUASJONEN

Bør vi ha noen betenkeligheter?



Bilde 1 - Slik så bergoverflaten ut etter tidligere sprengning. Foto: Morten Lorentzen

Bergoverflaten etter tidligere sprengning var stedvis svært ugjevn og oppsprukket med store høydeforskjeller. Dette var en klar indikasjon på at salver kanskje ikke

hadde gått som planlagt og at det var stor grunn til å mistenke at det kunne stå igjen udetonert sprengstoff.



Bilde 2 - Det av store høydeforskjeller på sprengt flate. Foto: Morten Lorentzen



Bilde 3 - Funn av borehull boret inntill 2,0m dypere enn annsett høyden. Foto: Morten Lorentzen

Grunnlaget for mistanke ble forsterket ved funn av et borehull ved side nav boreriggen, som mest sannsynlig var blåst ut ved detonasjon (pilsalve). Dette hullet var boret betydelig dypere, dvs. Ca. 1m dypt og godt og vel 2m under de øverste knølene der borer hadde annsett for nye hull.

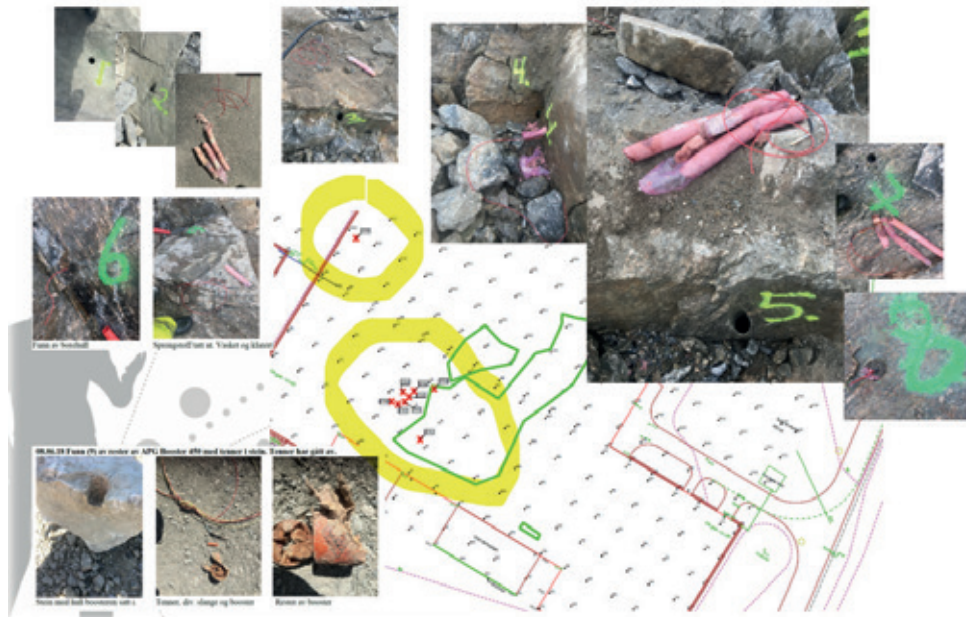
Bør vi gjøre tiltak?

I hehold til eksplosivforskriften §88 2. Led heter det: *Før boring starter skal stuff, pall mv. være forsvarlig renset, sikret og kontrollert mot gjenstående ladninger og deler av ladninger fra tidligere arbeid.*

Det var her helt klart behov for bedre rensk av bergoverflaten for å kunne være sikker på at det ikke var noen gjenstående ladninger.

Bore og sprengningsarbeidene ble stoppet og det ble forlangt tilstrekkelig rensk av bergoverflaten før boring kunne gjenopptas.

FUNN AV 9 UDETONERTE HULL



Bilde 4 - Funn av hull ble dokumentert, målt inn og tegnet inn i kart. Foto: Morten Lorentzen

Det ble Ganske umiddelbart etter igangsatt rensk av bergoverflaten funnet udetonerte ladninger, tilsammen 9 hull.

ER DET LETT Å OPPDAGE EN FORSAGER

22.05.18 Funn 4. Ca. 2,3 kg 50x540mm dynamitt med Nonel tenner, 0,1-0,2m fordemning



Funn av borehull



Sprengstoff tatt ut



Vasket og klarert

Bilde 5 - Hvert funn ble vasket ut og dokumentert. Foto: Morten Lorentzen

Forsagere er svært vanskelig og se, ofte ser man kun deler av tennslange eller tennerledning opp av hullet.

FORSAGERE KAN LIGGE GODT SKJULT

22.05.18 Funn 2. Ca. 3,1 kg 50x540mm dynamitt med Nonel tenner, ingen fordemning



Funn av borehull



Sprengstoff tatt ut



Vasket og klarert

Bilde 6 - Viser forsager som like gjerne kunne vært et tomt hull. Foto: Morten Lorentzen

Funn som i bilde 6 viser at alle hull som kommer tilsyne må vaskes ut. Dette var tilsynelatende ufarlig uten synlig tennslange, men viste seg og inneholde 3,1 kg dynamitt like under avdekket bergoverflate. Sprengstoffet ble først oppdaget ved forsøk på å skylde hullet med vann.

KUN VED SPYLING KOMMER MANGE TIL SYNE

14.06.18 Funn 7. Ca. 3,9 kg 50x540mm dynamitt med Nonel tenner, 0,1-0,2m fordemning



Funn av borehull

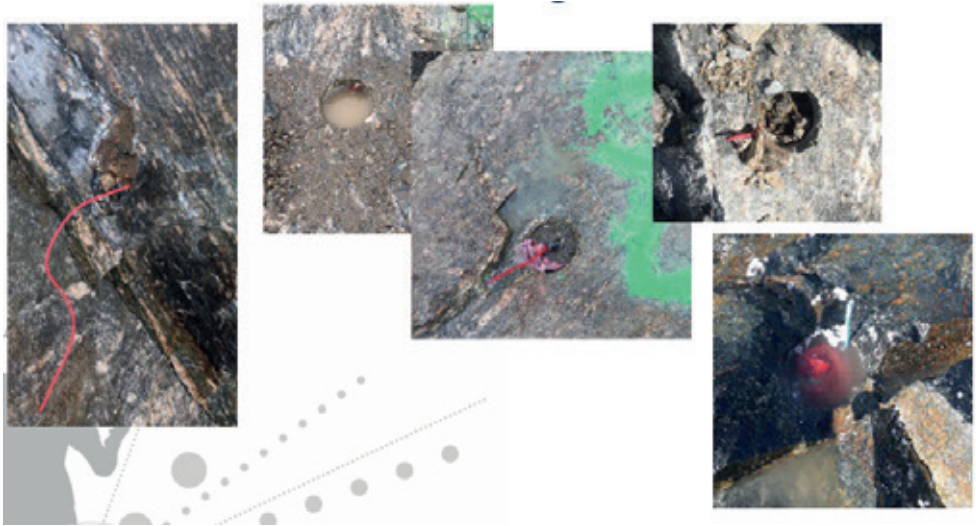


Sprengstoff tatt ut. Vasket og klarert

Bilde 7 - Hull som kom frem ved spyling av overflate. Foto: Morten Lorentzen

De fleste gjenstående ladninger kan ikke oppdages uten å spyle overflate enten ved hjelp av trykkluft eller aller helst vann. Det fleste som ved ladearbeide har let tetter hull der det har blitt dratt løsmasse over har opplevd at man kan sitte på kne å børste bergeoverflaten med fingrene, men likevel ikke klare å finne hullet de leter etter selv om de vet det er akkurat der. Med spyling med trykkluft eller vann kommer hullene frem umiddelbart.

DE FLESTE ER VANSKELIGE Å FINNE



Bilde 8 - Funn av forsagere som ikke kom til syne før ved spyling. Foto: Morten Lorentzen

De fleste funnene viste seg ikke mulig å se etter kun maskinrensk eller håndrensk, men kom til syne etter spyling.

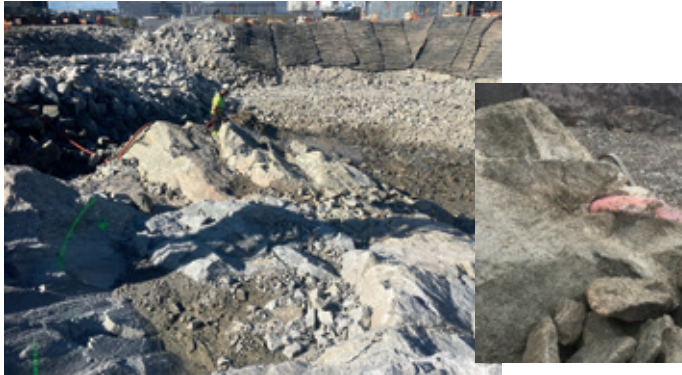
OMRÅDET Å LETE PÅ KAN VÆRE STORT



Bilde 9 - Områder som har vært seksjonsvis spylt rene. Foto: Morten Lorentzen

Det skulle etableres grøfter og området skulle senkes for hele bygget som skulle settes opp. På større industriotmer som dette kan da området hvor man skal forsikre seg om at det ikke er gjennstående sprengstoff være stort. I vårt tilfelle vasket vi vel opp mot 3000 m².

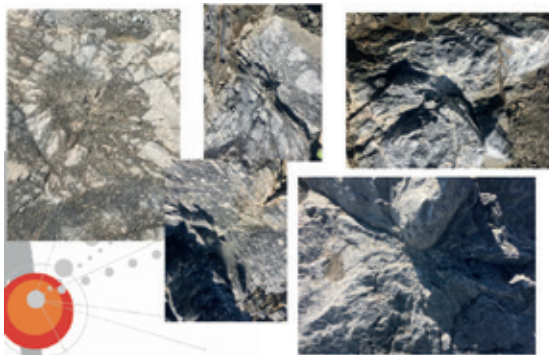
HVOR ER RESTEN?



Bilde 10 – Til venster: Store mengder utfyllt sprengstein som kan inneholde forsagere. Til høyre: Forsagerfunnet i sprengstein. Foto: Morten Lorentzen

Når man finner forsagere med tenner er det viktig å tenke på om man har funnet hele ladningen som den tenneren skulle detonere. Mange av funnene av gjenstående sprengstoff her var kun deler av ladestrenger, men den delen av ladestrengen med tenneren. Ut av salverapportene kunne man se angitte boreddybder og da konstantere at mye av sprengstoffet ikke var funnet. Store deler av utsprengt masse var kjørt til mottak for knusing og resterende var fylt ut på tomte. Det ble funnet sprengstoff både i tomte og på mottak.

TEGN PÅ AT DET NEPPE ER MER



Bilde 11 - Tydelige detonasjonsroser viser at her har sprengstoffet gått av. Foto: Morten Lorentzen

Ved spyling av bergoverflaten kan man også finne klare bevis på at sprengstoffet i de aktuelle hullene har gått av. Man finner tydelige detonasjonsroser som viser både knusningssoner og sprekkesoner ut fra borehullene. Videre kan man, ettersom større deler av bergoverflaten etter sprengning avdekkes, også få frem boremønsteret og boreddybde og ved hjelp av dette sammen med salverapporter sansynliggjøre om det er sannsynlig at mer av salven ikke har gått av.

ER SPREKKESONE ET SIKKERT TEGN PÅ AT ALT HAR GÅTT AV?



Bilde 12 - Hull med sprekkesone kontrollert for gjennstående sprengstoff

Selv om man ser en tydelig sprekkesone ut fra et hull betyr ikke det nødvendigvis at det ikke finnes gjennstående sprengstoff fra ladningen. Deler av ladestrengen kan likevel fines i røysa som følge av brutt ladestreng. Dette kan skyldes geologiske forhold eller uheldig fordeling av forsinkelsen i opptenning av salva som klipper av borehullet og ladestrengen i det salva sprenges.

En del bergsprengere har også den uvanen at de løfter primeren i hullet pga. for kort tennerledning. Detonasjonen følger i hovedsak tennerretningen dette kan medføre at sprengstoffet under primeren ikke går av.

KONSEKVENSER

Konsekvensene av gjennstående sprengstoff kan være alt fra mindre nærmest ubetydelige til katastrofale. Ved enkle funn av små mengder uten misstanke om noe mer enn at det i beste fall kun forårsaker noen minutters forsinkelse med å plukkes opp for bergsprengeren på stedet og den tid det tar og registrere denne og sende inn en forsagemelding til DSB, i andre tilfeller større driftskostnader ved rydding og sikkerhetstiltak og ved pågraving, pigging, påboring eller annen mate som forårsaker detonasjon kan konsekvensen være lemlestelse, død og i verste konsekvens storulykke!

De som jobber på anlegget opplever stress ved å stanse produksjon og utenforstående eller pårørende opplever frykt for konsekvensene. Det er verdt å nevne at bergsprengers samboer var lite happy med situasjonen som fant sted i Vestby. Senere opplevde prosjektlederen presset fra byggherren som belastende da prosjektet ikke gikk som forventet. Det ble store forsinkelser i alle led. Store leveranser og milepæler i prosjektet måtte flyttes med dertil konsekvenser.

Tiltakene som iverksettes for å rydde i forsagere kan bli svært brysomt for omgivelsene.

Det blir fort krangel om hvem som eier problemet og de økonomiske følgene.

OMFGATTENDE SJA ARBEID



Bilde 13 - SJA utarbeidet for rydding av forsagere i Vestby. Foto: Morten Lorentzen

Funn av udetonert sprengstoff medførte at betydelige ressurser måtte settes inn fra alle parter i opprydningsarbeidet. Så langt Follo Fjellsprenkning var engasjert ble det gjennomført to SJA møter. Møtene hadde med alle parter i prosjektet i tillegg til engasjerte rådgivere og varte hele dager. Det hele var meget anspent og tydelig belastende psykisk for de involverte.

LANGT MER OMFATTENDE ARBEID



Bilde 14 - Testing av sikkerhetsbarriere i Vestby pukkverk. Foto: AF gruppen

Arbeidet med opprydding og sanering av tomta ble svært omfattende. Det ble tidlig satt igang søk med eksplosivhunder, noes om var relativt nytt da dette prosjektet ble utført. Hundene påviste flere funn. Det ble igangsatt spyling av all sprengt flate der det skulle bore å sprenges. Maskiner ble utstyrt med sikkerhetsglass. Arbeid ble satt på vent da saneringsarbeidet foregikk. Mye av saneringsarbeidet ble utført på kveld og natt for ikke å forstyrre byggeprosessen for mye og også av hensyn til industriområdet man befant seg i. Barrierer for å sikre omgivelser ble utviklet og testet som vist på bilde 14. Etterhvert ble det satt inn fjernstyrte maskiner for masseutskifting av deler av fyllingen med sprengstein på tomta. Forsinkelsene i oppstarten av prosjektet ble store. Totalt ble det sanert ca. 45 kg sprengstoff fra den 8-10 mål store tomta.

ØNSKET PUBLISITET



Bilde 15 - Prisivinnende prosjekt. Foto: Vestby Kommune

Prosjektet skulle være og ble et prestisjeprojekt til slutt. Joh Johannsons Kaffe AS vant Vestby kommunes byggeskikkpris i 2020.

OPPNÅD PUBLISITET



Bilde 16 - Avisoppslag under og etter byggeperioden. Foto: Vestby Avis/Kjetil Næss

Prosjektet opplevde mye negativ publisitet under og etter byggeperioden. Byggherren gikk selv ut i avisa med at det var funnet sprengstoff, de valgte å ta styring på publisiteten i starten. Dessverre ble konsekvensene av det udetonerte sprengstoffet etterhvert store og oppgjøret for prosjektet endte i retten. Ingen av parten vant fullt ut og prosjektet ble dyrt for både byggherre og entreprenør.

GRØNN INNOVASJON – NØDVENDIG OG KREVENDE

Andreas Olaus Harstad, Sjefsrådgiver Bærekraft og Miljø Skanska

Skanskas erfaringer med bruk av Hydrogenperoksidemulsjon (HPE) under driving av samferdselstunneler

Vi står i en begynnende klima- og naturkrise. Menneskelig aktivitet, og bygg- og anleggssektoren i særstilling, slipper årlig ut betydelige mengder CO₂. Anleggsbransjen representerer også en betydelig ressursbruk og er assosiert med andre utslipp til både luft, grunn og vann - enten direkte eller indirekte. En av disse utfordringene er utslipp av nitrogen til vann. Økt tilførsel av nitrogen til elver, innsjøer, fjorder og hav fører til økt eutrofiering (økt algevekst begroing) og utfordrer forutsetningene for et rikt akvatisk dyreliv. Den økologiske tilstanden i Oslofjorden er et eksempel på konsekvensen av dette. Beregninger viser at sprengning med ANE fører til at mellom 6-8% ikke-omsatt nitrogenholdig sprengstoff kan eksistere som rest i sprengsteinsmasser. Denne resten utgjør en teoretisk en mengde på 3000 tonn nitrogen, og avhengig av sprengsteinsmassers bruk mobiliseres noe av dette raskt ut i våre vannveier.

I Skanska har vi lenge vært bevisst problemstillingen knyttet til nitrogenavrenning fra sprengstein, men har hatt få verktøy for å motarbeide dette. I 2021 ble Skanska kontaktet av HypexBio og fikk høre at det var lovende utvikling for et sprengstoff helt uten nitrogen. Det vekket raskt vår interesse. Nitrogenfri sprengning av våre tunneler representerte ikke bare en betydelig miljøgevinst, men også en mulig forbedring av arbeidsmiljøet i tunnel ved bortfall av nitrøse gasser. Skanska takket derfor ja til å ta del i innovasjonsarbeidet til HypexBio i Norge ved å legge til rette for testing i et av våre pågående tunnelprosjekt. Sammen med HypexBio hadde vi som mål at Skanska skulle være de første i verden til å benytte Hydrogenperoksid Emulsjon (HPE) i en kommersiell tunnelsalve i et samferdselsprosjekt.

Og det ble vi. Den 5. juli 2023 gjennomførte Skanska en vellykket test av HPE i en full tunnelsalve på prosjektet E16 Bjørum-Skaret. Sammen hadde vi vist at nitrogenfritt sprengstoff kan erstatte konvensjonelt nitrogenholdig sprengstoff under drift av samferdselstunneler. den vellykkede testen på E16 Bjørum-Skaret banet vei for ytterligere testing av HPE i tunnel. Neste testprosjekt ble E04 Rogfast Boknafjordtunnelen Nord, der vi høsten 2023 gjennomførte totalt 35 salver med HPE som del av ordinær tunneldrift, før vi høsten 2024 gjennomførte siste testperiode på prosjektet E18 Vestkorridoren, E103.

Under piloteringen av HPE på tunnelprosjektene E04 Rogfast og E18 Vestkorridoren ble det gjennomført et omfattende testprogram knyttet til både miljø og helse. Det ble gjennomført et utvidet prøvetakingsprogram for både vann, slam og sprengstein - men også for vurdering av luftkvalitet og human eksponering. Næringslivets vilje og evne til å delta i pilotering av nye stoffer, materialer og metoder er avgjørende for at vi som samfunn skal kunne løse mange av de klima og miljøutfordringene vi står overfor. Vi

må tørre og prøve. Samtidig er det viktig å ha et bredt fokus i slike prosesser og ikke utelukkende styres av måloppnåelse på enkelte kriterier.

Som ansvarlig aktør i anleggsbransjen ønsker Skanska å dele våre erfaringer fra testing av HPE i vår tunneldrift. Ved å koble på både intern (ytte miljø ressurser og bedriftshelsetjeneste) og ekstern (NIBIO og STAMI) fagkompetanse har vi fått samlet og vurdert innsamlede data fra forsøkene svært grundig. I tillegg kommer observasjoner fra driften og intervjuer med de involverte tunneldriverne i produksjonen. Dette har gitt oss verdifull informasjon for vår vurdering av videre bruk av HPE i vår tunneldrift. Det har også gitt oss svært viktig kunnskap om kompleksiteten i arbeidet med å støtte utviklingen av nye produkter, samt viktigheten av å samle et bredt utvalg av data. Det handler til slutt om å tørre og stille de vanskelige spørsmålene, og ta ansvarlige beslutninger basert på tilgjengelig kunnskap. Og like viktig - dele kunnskapen man har ervervet. I dette foredraget vil Skanska vise data og diskutere erfaringer fra våre tester med HPE.

ERFARINGER VED BRUK AV PYROTEKNISK SPRENGSTOFF VED NYE AKER SYKEHUS

Experiences with the use of pyrotechnic explosives at Nye Aker Hospital

Torbjørn Thoresen Mofoss, Ingeniørgeolog, Sweco

SAMMENDRAG

For å håndtere strenge rystelseskrav under utfordrende geologiske forhold har det ved Nye Aker Sykehus i Oslo blitt utført sprengninger ved bruk av pyroteknisk sprengstoff. Tre fullskala testsprengninger ble utført for å avdekke muligheter og begrensninger ved bruk av pyroteknisk sprengstoff for forsiktig uttak av berg.

Det ble gjort analyser av målingene fra hver sprengning. Vibrasjoner og sprengningsfrekvenser ble målt av vibrasjonsmålere med kjente avstander fra sprengningene. De ulike frekvensene fra de registrerte vibrasjonene har blitt analysert ved bruk av fouriertransformasjoner.

Hver sprengning ble også sammenlignet med konvensjonelle sprengninger fra samme område.

Fragmentering, finstoffer, støv, og kastlengder har blitt vurdert gjennom inspeksjon av sprengningsområdet etter hver test, samt gjennom analyse av videoer/bilder. Ettersom helse, miljø og sikkerhet er viktig med tanke på sprengningsarbeider, ble andre faktorer som forurensning og pålitelighet også vurdert.

Resultatene fra arbeidet viste en reduksjon i svingehastigheter og fjellkonstanter ved bruk av pyroteknisk sprengstoff. De målte svingehastighetene varierte avhengig av distanse, geologi, oppsett for sprengningene, geometri og bølgeforplantning, samt fokuseringseffekter. Analysene av vibrasjonssignalene har vist innhold av både lav- og høyfrekvente vibrasjoner. Det pyrotekniske sprengstoffet viste tilfredsstillende fragmentering i bergartene i prosjektområdet for alle tre tester, med et lavere innhold av støv og finstoffer sammenlignet med konvensjonelt sprengstoff. Kastlengdene ble også vurdert som lavere for pyroteknisk sprengstoff. Forurensning med plastpatroner fra pyrotekniske sprengninger er negativt med tanke på miljø, og disse finnes igjen blant sprengsteinen etter utført sprengning. De tre testsprengningene hadde vellykket initiering av samtlige patroner.

ABSTRACT

To manage strict vibration limits under challenging geological conditions there has, at Nye Aker Hospital in Norway, been performed blasts with the use of pyrotechnic explosives. Three full-scale test blasts were conducted to identify opportunities and limitations of using pyrotechnic explosives for gentle rock excavation.

Analyses of the measurements from each blast were performed. Vibrations and blast frequencies were measured by vibration monitors at known distances from the blasts. The varying frequencies from the recorded vibrations were analyzed using Fourier transforms.

Each blast was also compared with conventional blasts from the same area.

Fragmentation, fines, dust, and throw lengths were assessed through inspection of the blast area after each test, as well as through analysis of videos/images. Since

health, environment, and safety are important aspects of blasting operations, other factors such as contamination and reliability were also evaluated.

The results from the work showed a reduction in peak particle velocities and site constants when using pyrotechnic explosives. The measured peak particle velocities varied depending on distance, geology, blast setup, geometry, and wave propagation, as well as focusing effects. The analyses of the vibration signals revealed contents of both low- and high-frequency vibrations. The pyrotechnic explosive demonstrated satisfactory fragmentation in the rocks found in the project area for all three tests, with a lower content of dust and fines compared to conventional explosives. Throw distances were also assessed as lower for pyrotechnic explosives. Contamination with plastic cartridges from pyrotechnic blasts is negative in terms of the environment, and these are found among the blasted rock after completed blasts. The three test blasts had successful initiation of all cartridges.

INNLEDNING

Nye Aker sykehus er et av tiårets største byggeprosjekter i Norge, og Norges største pågående byggeprosjektet på land. Sykehuset ligger nord for Sinsen i Oslo, og blir lokalsykehus for en stor andel av Oslos befolkning innen somatikk, psykisk helsevern og tverrfaglig spesialisert rusbehandling. Sykehuset har også store arealer viet til forskning og undervisning. Nye Aker Sykehus skal stå klart i 2031. Tomten for sykehuset ligger på 186 mål, og er vist i Figur 1. Den vil bestå av 170 000 m² nybygg samt 20 000 m² rehabiliterte bygninger (Sweco, u.å.).



Figur 1: Prosjektområde og tomt for Nye Aker Sykehus (Mofoss, 2025).

Prosjektet medfører komplekse uttak av berg grunnet prosjektets egen geometri, og omkringliggende infrastruktur med blant annet følgende faktorer rundt byggegropene:

- Lørentunnelen rett sør for byggegropen

- Kritisk infrastruktur, med strøm- og vannforsyning
- Sinsenkrysset (et av Norges travleste veikryss)
- Sykehus og Oslo storbylegevakt i drift
- Bygninger og konstruksjoner i prosjektområdet som skal bevares
- Tett omkringliggende boligbebyggelse

Disse faktorene har gitt strenge rystelseskrav, og utfordrende geologiske forhold i forbindelse med rystelser har dermed gitt behov for alternative metoder for berguttak.

Geologi

Geologien i området er primært kambrosilurbergarter som leirskifre og kalksteiner. Bergmassen har varierende kvalitet i byggegropen og fremstår tidvis som dårlig med høy oppsprekingsgrad. Leirskiferen som dominerer i prosjektområdet har typisk tre til fire sprekkesett, hvor det også finnes lag av bentonitt. Bentonittlagene i leirskiferen varierer i tykkelse opp mot 20 cm.

Det forekommer også intrusjoner med diabas og syenitt i byggegropen. Disse intrusjonene kan lede sprengningsvibrasjoner godt. Syenitten har tre sprekkesett med typisk ortogonalt sprekke-mønster, hvor to av sprekkesettene er subvertikale og ett er subhorisontalt. Sprekkeavstanden varierer fra cirka 0,1 m opp mot 0,5 m. De registrerte diabasgangene på tomte er sub-vertikale til vertikale. Diabasen har tre til fire sprekkesett som fremkommer i varierende grad. Sprekkeavstanden varierer fra et par cm opp til cirka 0,5 m.

En oversikt over tolkede bergganger, samt plassering av pyrotekniske sprengninger i forhold til berggangene er vist i Figur 2.



Figur 2: Tolkede bergganger og plassering av pyrotekniske sprengninger. Modifisert fra Rian (2024).

Pyroteknisk sprengstoff

Sprengstoffet som er brukt i forbindelse med testsprengningene er Nonex ikke-detonerende patroner fra NXCO. NXCO er en sør-afrikansk produsent av ikke-detonerende sprengstoff. Sprengstoffet er importert til Norge av Nodet Xplosives AS, for bruk i norske prosjekter.

Pyroteknisk sprengstoff, eller ikke-detonerende sprengstoff er basert på en subsonisk forbrenningsprosess som kalles en deflagrasjon. En deflagrasjon skiller seg fra en detonasjon ved at det ikke skapes en sjokkbølge under omsetning av sprengstoffet. En detonasjon vil forekomme fra supersonisk spredning under den kjemiske reaksjonen etter initiering av sprengstoffet. At sprengstoffet deflagrerer er det samme som å kalle det ikke-detonerende. Det er vanlig å kalle slike sprengstoffer for pyrotekniske sprengstoffer ettersom en deflagrasjon er definert som en forbrenning.

Sprengstoffet er basert på en reaksjon mellom ammoniumnitrat og nitrocellulose, hvor ammoniumnitrat inngår som oksygenbærer og nitrocellulose fungerer som brennmateriale (Oommen, 1999). Patronene som ble brukt i testsprengningene er vist i Figur 3 (NXCO, u.å.).



Figur 3: Nonex pyrotekniske patroner (NXCO, u.å.).

METODE

Dette arbeidet inkluderer tre pyrotekniske sprengninger. Disse er sammenlignet med nabosalver som er skutt med konvensjonelt sprengstoff. De pyrotekniske salvene er tilpasset for å overholde rystelseskraav og andre krav til blant annet kontur/skjæringer. Artikkelen er basert på arbeid presentert i Mofoss (2025) og rapporter fra Sweco ved Team Aker.

Spesifikasjoner for sprengningsarbeider

Dette kapitlet viser retningslinjer for sprengningsarbeider, informasjon om produktforbruk, i tillegg til overordnet program for overvåkning og oppsett for utførte testsprengninger. Tabell 1 viser fastsatte grenseverdier for rystelser fra berguttak i prosjektområdet.

Tabell 1: Grenseverdier for svingehastigheter i forbindelse med berguttak.

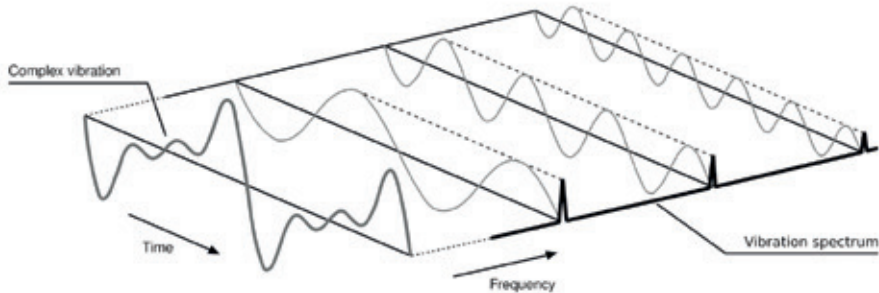
Konstruksjon/byggverk	Svingehastighet [mm/s]	
	Sprengning	Pigging
Bolighus langs Sinsenveien	21	6
Sinsenveien 76, Bygg B2	25	7
Lørentunnelen, alle målere	25	10
Høyspentkabler	20	6
Skjøtepunkter høyspentkabler	Rystelser skal unngås	

Oppsett og produktforbruk

- Sprengstoff:
Alle de tre fullskala testsprengningene brukte Nonex - UNI 42mm 60 - 650g pyrotekniske patroner fra produsent NXCO.
Maksimal ladningsmengde per tennerintervall for pyrotekniske sprengninger:
 - Test 1 - 0,5 kg
 - Test 2 - 0,5 kg
 - Test 3 - 1 kg
- Tennere:
Test 1 - Elektroniske tennere.
Test 2 - Ikke elektriske tennere.
Test 3 - Ikke elektriske tennere.
- Oppsett:
Design for hver salve ble i utgangspunktet satt opp etter tabell fra veileder utgitt fra NXCO/Nodet Xplosives AS. Egne justeringer av utførende bergsprenger ble gjort basert på erfaringer med bergmassen/plassering i prosjektområdet.
- Tildekking:
Doble skytematter for alle tre sprengninger.
- Overvåkning:
INFRA C22 triaksiale vibrasjonsmålere med kjent avstand fra sprengningsområde. Målerne ble plassert ut i forkant av hver test, og ble ikke flyttet før konvensjonelle salver for sammenligning var utført.
Blastmanager ble benyttet i forbindelse med rapportering og dokumentasjon for hver sprengning.

Fouriertransformasjoner

For å få innsyn i frekvensene og energien for ulike frekvensspekter i vibrasjonssignaler er det utført fouriertransformasjoner for test 1, og 2. Transformasjonen er basert på FFT (Fast Fourier Transform) for å dekomponere det registrerte vibrasjonssignalet til en sum av sinusbølger (Rao et al. 2010). Disse bølgene vil gi informasjon om frekvenser som er til stede i det originale vibrasjonssignalet og energifordelingen i disse bølgene. Figur 4 illustrerer prosessen med fouriertransformasjoner. Fouriertransformasjoner bryter opp vibrasjonssignalet slik at frekvensene i signalet og deres energifordeling kan analyseres.



Figur 4: Prinsipp for dekomponering av vibrasjonssignal ved hjelp av fouriertransformasjoner (Tomarok, 2025).

Pyroteknisk sprengning nr. 1

Første pyrotekniske testsprengning ble utført i oktober 2024. Sprengningen fant sted i et område hvor det ble overskredet grenseverdier for rystelser. Salvestørrelsen var 154,3 m³ med en maksimal ladning per tennerintervall på 0,5 kg. Den konvensjonelle nabosalven som ble brukt til sammenligning i denne testen hadde en størrelse på 130,5 m³ med maksimal ladning på 0,75 kg per tennerintervall. Ferdig oppsett for første pyrotekniske test er vist i Figur 5.



Figur 5: Oppsett for sprengning og rystelsesmålere på 5, 10 og 15 m avstand (Mofoss, 2025).

Pyroteknisk sprengning nr. 2

Denne testen ble utført i januar 2025 i et område for fremtidig kranfundament hvor forsiktig sprengning ble sett på som kritisk for å bevare bergveggen inn mot fundamentet. Det hadde også blitt registrert forhøyede rystelser på omkringliggende infrastruktur i dette området. Salvestørrelsen for test nr. 2 var på $78,4 \text{ m}^3$ med en maksimal ladning på $0,5 \text{ kg}$ per tennerintervall. Den konvensjonelle salven som ble brukt til sammenligning ved test nr. 2 hadde en maksimal ladning på $3,4 \text{ kg}$ per tennerintervall og størrelse på $194,6 \text{ m}^3$. Ferdig oppsett for test nr. 2 er vist i Figur 6.



Figur 6: Oppsett med sprengningsområde og utplasserte rystelsesmålere på 5, 10 og 15 m avstand (Mofoss, 2025).

Pyroteknisk sprengning nr. 3

Testen ble utført i mars 2025 tett inntil eksisterende spunt i tilknytning til bygg som skal bevares i forbindelse med det nye sykehuset. Sprengningen ble utført for å øke datagrunnlaget, og for å se hvordan sprengninger tett på eksisterende konstruksjoner påvirket resultatene for pyroteknisk sprengstoff. Den pyrotekniske salven hadde et volum på $211,8 \text{ m}^3$ med maksimal ladning på 1 kg per tennerintervall. De to konvensjonelle salvene som ble brukt til sammenligning var henholdsvis $111,4 \text{ m}^3$ med 2 kg per tennerintervall, og $141,4 \text{ m}^3$ med 1,76 kg per tennerintervall. Ferdig oppsett for test nr. 3 er vist i Figur 7.

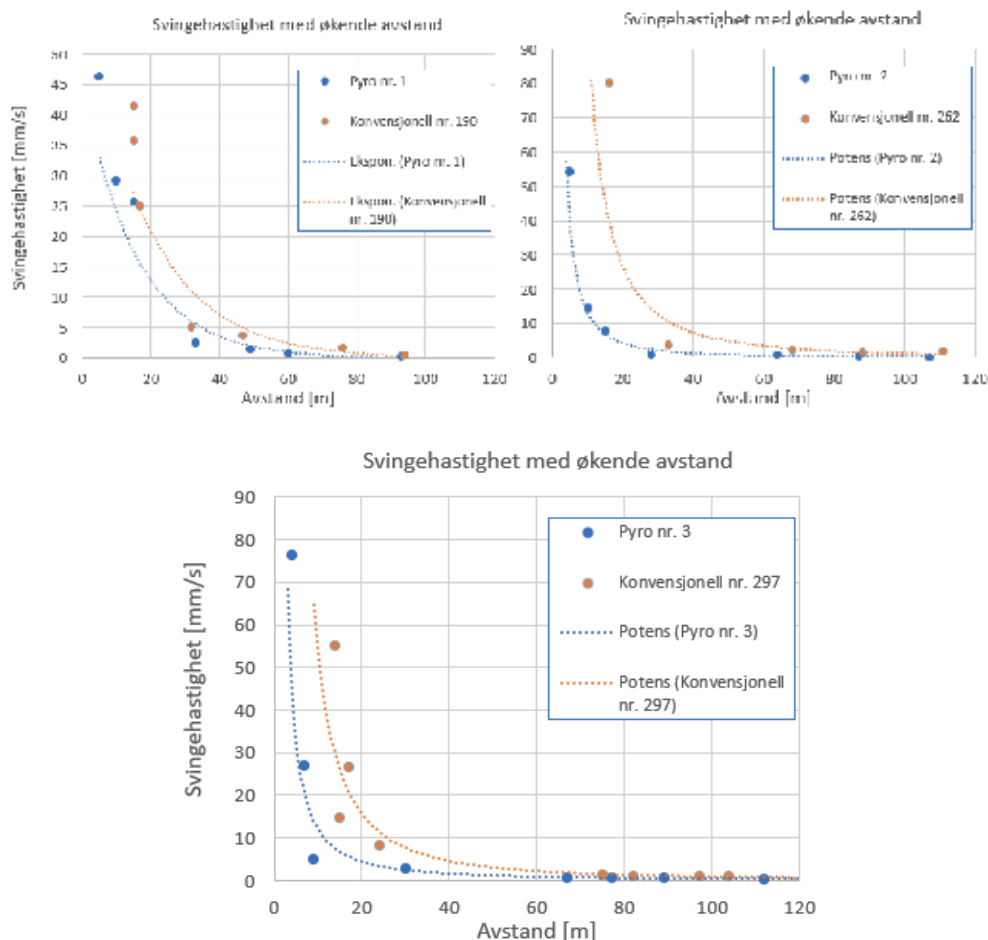


Figur 7: Oppsett med sprengningsområde. Avstand på 4, 7 og 9 m for utplasserte målere grunnet mangel på gode flater for installasjon.

RESULTATER

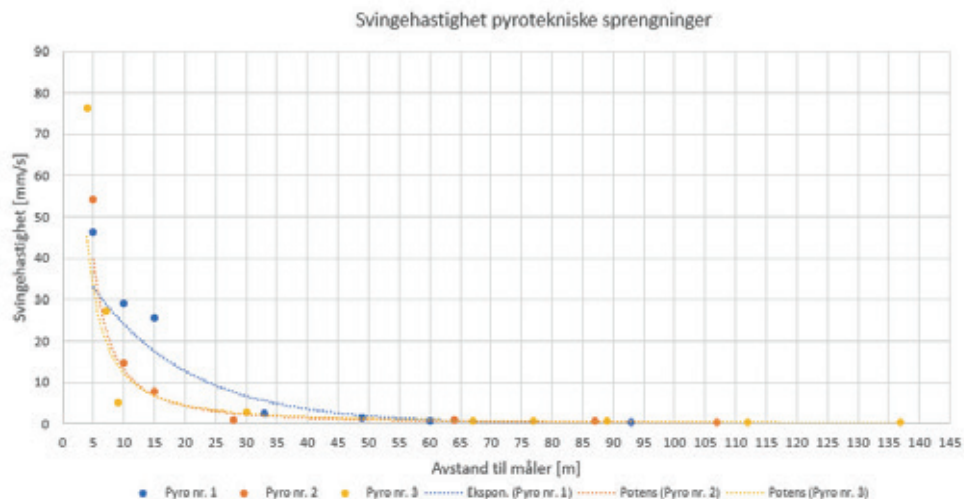
Svingehastigheter og fjellkonstanter

Figur 8 viser svingehastighet for de tre utførte testene i prosjektet. Resultatene viser at det pyrotekniske sprengstoffet gir lavere rystelser sammenlignet med konvensjonelt sprengstoff.



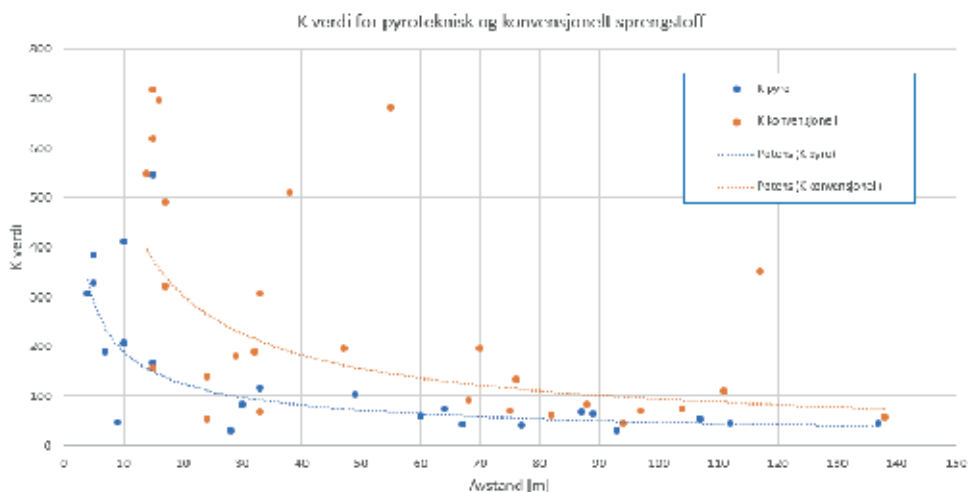
Figur 8: Svingehastigheter med økende avstand for de tre pyrotekniske sprengningene, og nærliggende konvensjonelle salver for sammenligning.

Figur 9 viser svingehastighetene som er registrert med økende avstand for de pyrotekniske sprengningene. Det er også inkludert trendlinjer for svingehastighetene for de tre testene. Test 2 og 3 viser mer sammenfallende trendlinjer sammenlignet med test 1. Hvordan svingehastighetene avtar med avstand vil avhenge av ulike faktorer som oppsett og utførelse for sprengningen, samt lokale geologiske forhold som påvirker spredningen av rystelsene i bergmassen.



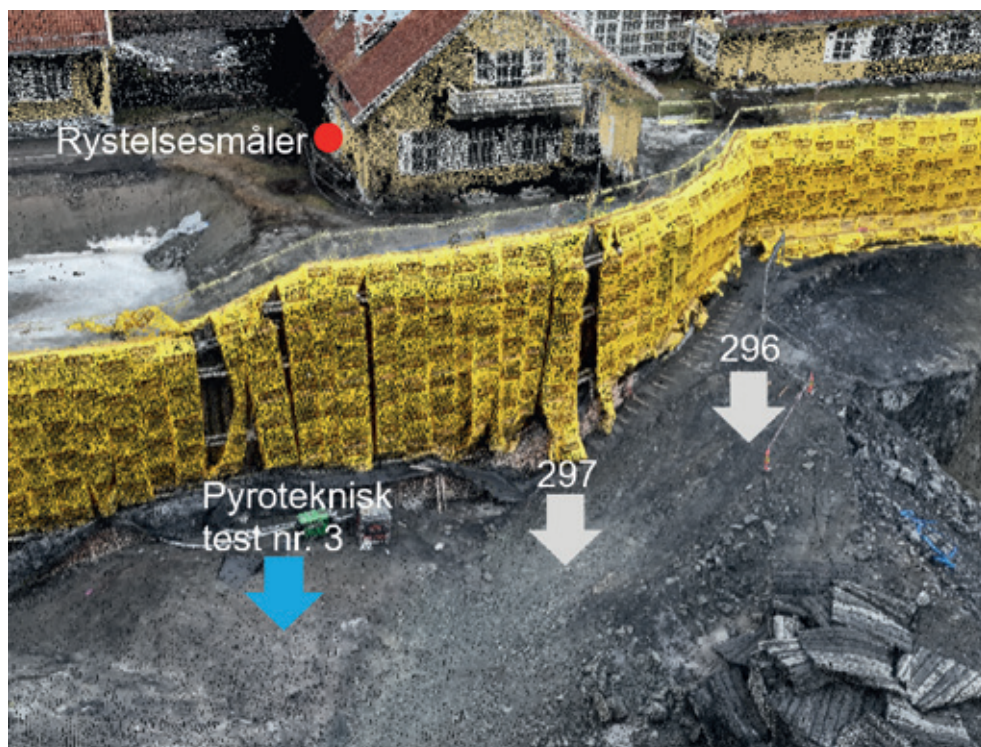
Figur 9: Registrerte maksimale svingehastigheter de tre utførte pyrotekniske sprengningene. Svingehastigheten er plottet mot økende avstand.

Beregnete fjellkonstanter for konvensjonelt og pyroteknisk sprengstoff er vist i Figur 10. Her viser resultatene at fjellkonstanene jevnt over ligger lavere for testsprengningene med pyroteknisk sprengstoff. For eksempel vil en K-verdi på 200 beregnes for en avstand på rundt 35 m for konvensjonelt sprengstoff, og rundt 9 m for pyroteknisk sprengstoff.



Figur 10: Beregnet K verdi (fjellkonstant) fra målte rystelser. Blå punkter indikerer pyrotekniske målinger mens oransje viser målinger fra konvensjonelt sprengstoff.

Test nr. 3 med oppsett og tilhørende resultater er vist i Figur 11 og Tabell 2. Avstanden fra de tre sprengningene til rystelsesmåleren på bygget er målt til å være tilnærmet lik på cirka 17 m. Tabell 2 viser en oversikt over sprengningene inkludert i test 3, samt målte rystelser for måleren i Figur 11.



Figur 11: Plassering av pyroteknisk test nr. 3 og to konvensjonelle sprengninger for sammenligning (297, 296), samt rystelsesmåler brukt i analyser.

Tabell 2: Oversikt for sprengninger inkludert i test nr. 3.

Salve nr.	Volum [m ³]	Sprengstoff per tennerintervall [kg]	Rystelser på bygg [mm/s]
Pyroteknisk test nr. 3	211,8	1	2,7
Konvensjonell salve nr. 297	111,4	2	8,2
Konvensjonell salve nr. 296	141,4	1,76	8,0

Sammenligning mellom rystelser for test nr. 3:

- Pyroteknisk mot konvensjonell salve nr. 297

Reduksjon i rystelser på **67 %**

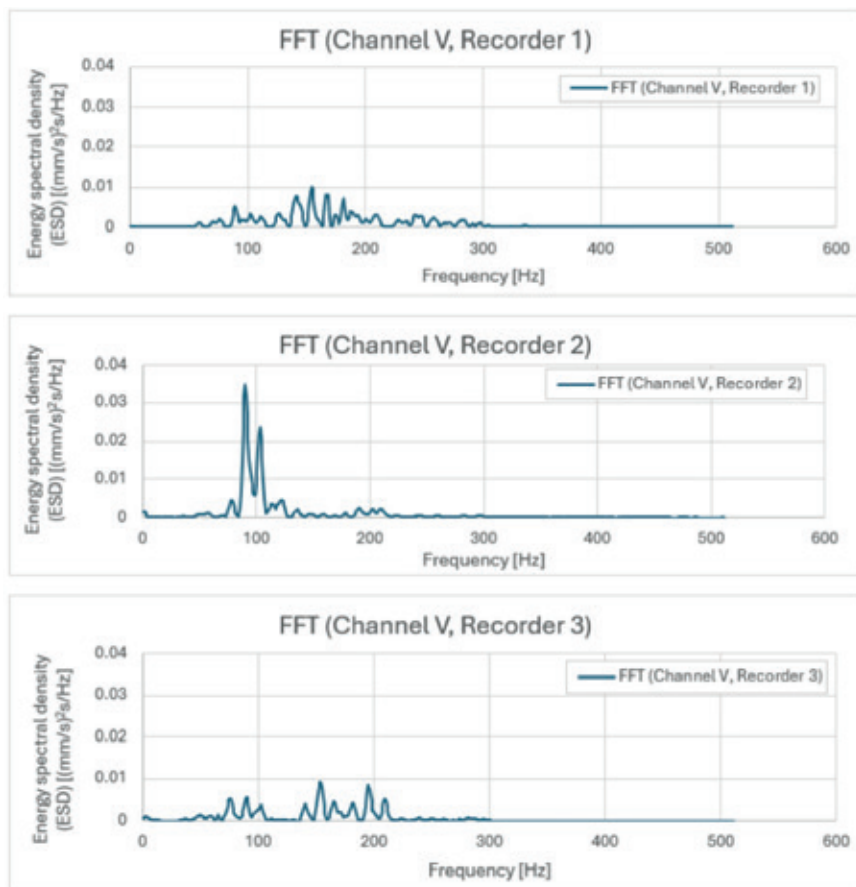
- Pyroteknisk mot konvensjonell salve nr. 296

Reduksjon i rystelser på **65 %**

Fourieranalyse

Et utdrag av resultatene fra fourieranalysene er inkludert i artikkelen. Figur 12 viser fordelingen av energi for de ulike frekvensene i vertikal retning for test nr. 1. Målerne var plassert 5, 10 og 15 m fra den pyrotekniske sprengningen.

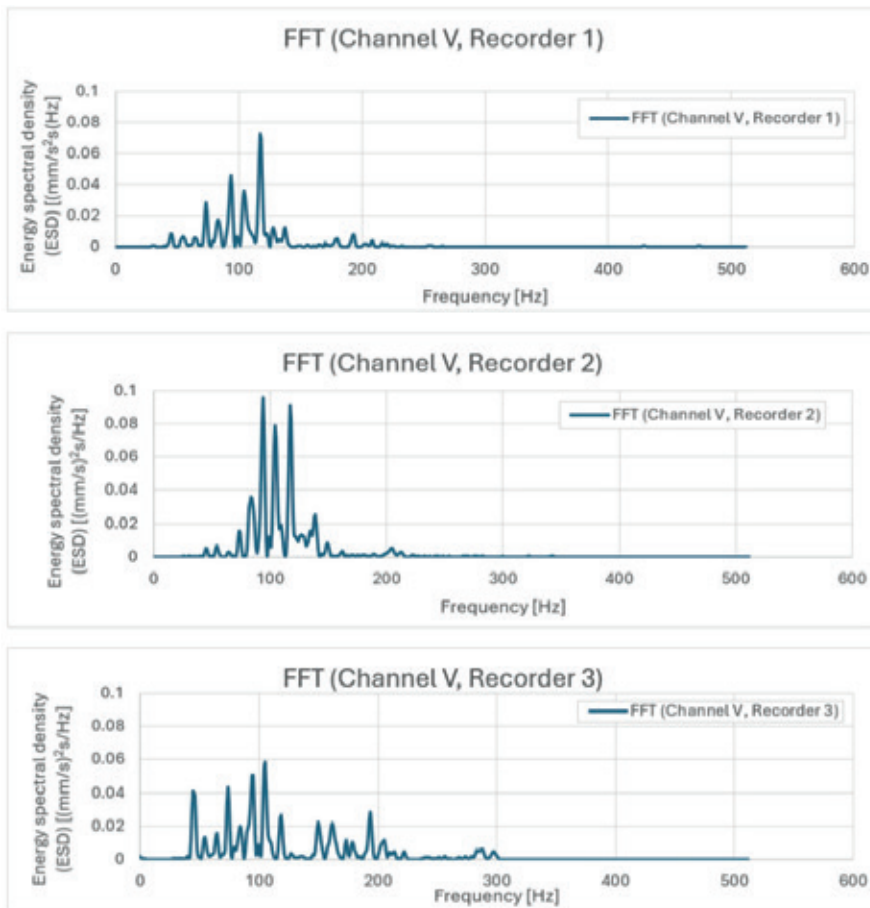
Resultatet viser at den høyeste målte energien forekommer ved 10 m avstand og frekvenser rundt 100 Hz. Denne måleren viser et lavt innhold av andre frekvenser. Målerne på 5 og 15 meter viser større variasjon i frekvenser i vibrasjonssignalet, og sammenfaller med hverandre i større grad enn måleren på 10 m avstand. Måleren på 5 m avstand viser dominerende frekvenser som varierer mellom 50-300 Hz. På 15 m avstand øker energien for frekvenser rundt 200 Hz, med variasjoner mellom cirka 50-220 Hz.



Figur 12: Fourieranalyse med energifordeling for ulike frekvenser. Analysene er gjort på vertikale målinger fra pyroteknisk test nr. 1 ved avstand 5, 10 og 15 m fra sprengningsområdet (Mofoss, 2025).

Figur 13 viser resultatene for fourieranalysen av den konvensjonelle salven for sammenligning. Her sto vibrasjonsmålerne henholdsvis 15, 15 og 17 m fra sprengningen.

Resultatene viser at høyeste målte energi igjen forekommer for måler nr. 2. Den målte energien for denne sprengningen er høyere sett opp mott energien for den pyrotekniske sprengningen selv med en økning i avstand fra 10 til 15 m. Måleren viser dominerende frekvenser mellom 50-150 Hz. Måler nr. 1 viser frekvenser som sammenfaller i stor grad med måler nr. 2. Måler nr. 3 på 17 m avstand har en større variasjon i frekvenser mellom 50-220 Hz. Denne måleren viser også et innhold av frekvenser med lav energi på rundt 300 Hz.



Figur 13: Fourieranalyse for sammenligning fra konvensjonell salve nr. 190. Avstanden til målerne var henholdsvis 15, 15 og 17 m (Mofoss, 2025).

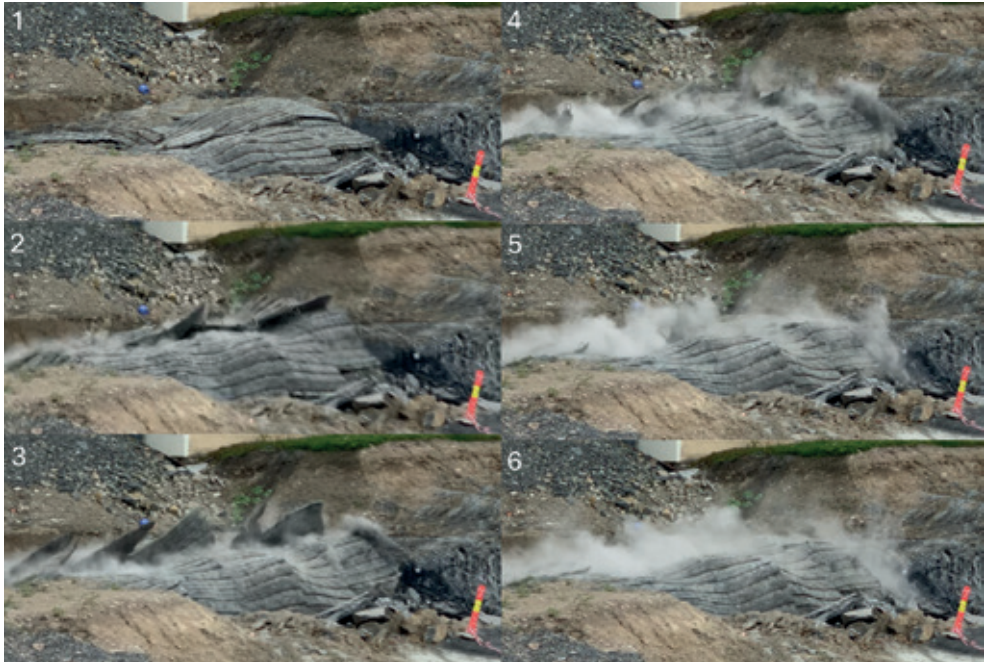
Fragmentering og kastlengder

Fragmenteringen fra alle tre tester var tilfredsstillende. Øverst i røysa for testene fant man større blokker. Fraksjonene på sprengsteinen minket nedover i røysa. Et eksempel på oppnådd fragmentering i sprengsteinen er vist i Figur 14.



Figur 14: Fragmentering etter pyroteknisk sprengning fra test nr. 2. Større blokker forekommer i toppen av røysa med mindre fraksjoner nedover.

Fragmenteringen av berget i prosjektområdet var preget av større blokker øverst i røysa også for konvensjonelle sprengninger. Dette er et resultat av fordempningen som brukes for hvert borehull. Da det pyrotekniske sprengstoffet er avhengig av et omslutningstrykk for å eksplodere er det viktig med tilstrekkelig fordempning. Figur 15 viser pyroteknisk test nr. 1 med bevegelse på skytematter under sprengningsforløpet.



Figur 15: Eksempel på sprengningsforløp fra test nr. 1 med bevegelse på skytematter. Modifisert fra Mofoss (2025).

Disse bildene gir også en pekepinn på støv i luften som et resultat fra sprengningen.

Øvrige resultater

Patronene for sprengstoffet ligger igjen som delvis intakte rør i røysa etter sprengning. Dette vil ha negativ påvirkning med tanke på forurensning og miljø der denne teknologien tas i bruk. Et alternativ vil være å fjerne patroner som ligger i røysa manuelt etter sprengning. Det var diskutert pålitelighet for teknologien i forkant av sprengningene fra problemer med andre produkter basert på samme teknologi. Alle sprengningene som ble utført ved Nye Aker Sykehus viste vellykket initiering av samtlige pyrotekniske patroner inkludert i testene.

DISKUSJON

De pyrotekniske sprengningene viser reduserte svingehastigheter og fjellkonstanter sammenlignet med konvensjonelt detonerende sprengstoff. Reduksjoner i svingehastigheter og fjellkonstanter fra de utførte testene er oppsummert i Tabell 3.

Tabell 3: Reduksjoner i svingehastigheter og fjellkonstanter for de tre utførte testene fra beregnede trendlinjer og utvalgte avstander. Modifisert fra Mofoss (2025).

Avstand [m]	Reduksjon i svingehastighet [%]	Reduksjon i fjellkonstant [%]
<u>Test nr. 1</u>		
15	36	37
20	39	39
25	42	40
<u>Test nr. 2</u>		
15	85	61
20	84	59
25	83	57
<u>Test nr. 3</u>		
15	73	64
20	72	60
25	71	57

Test nr. 1 viser en sammenfallende reduksjon i både svingehastighet og fjellkonstant. For test nr. 2 og 3 er reduksjonen i svingehastighet større enn reduksjonen i fjellkonstant. Dette var forventet da mengden sprengstoff per tennerintervall i disse salvene var større for de konvensjonelle salvene som ble brukt til sammenligning. Disse resultatene viser også hvordan reduksjon i svingehastigheter og fjellkonstanter varierer for de ulike testene. Dette vil medføre at det vil være vanskelig å bruke resultatene direkte inn i nye prosjekter som referanseverdier. Målingene og resultater fra de utførte testene bør heller brukes som indikasjoner på forventede resultater ved bruk i andre prosjekter.

Et annet viktig diskusjonspunkt i forbindelse med svingehastigheter er når man faller under prosjektspesifikke grenseverdier. Tabell 4 viser avstanden hvor trendlinjene til testsprengningene faller under en grenseverdi på 25 mm/s.

Tabell 4: Avstand hvor trendlinje for pyrotekniske sprengninger går under 25 mm/s. Modifisert fra Mofoss (2025).

Test nr.	Avstand [m]
1	9
2	7
3	7

De konvensjonelle salvene til sammenligning kommer opp i avstander på mellom 16 og 20 meter før svingehastigheten går under 25 mm/s. Et diskusjonspunkt her vil være at test nr. 1 har registrerte vibrasjoner for pyroteknisk sprengstoff på over 25 mm/s på 15 m avstand selv om trendlinjen ligger lavere i dette området på rundt 9 m. Test nr. 3 viste reduksjoner i vibrasjoner på 65 og 67 %, men både pyroteknisk og konvensjonelt sprengstoff lå her godt under grenseverdiene fastsatt for omkringliggende konstruksjoner.

Flere sprengninger vil kunne gi et bedre grunnlag for å si noe om forventede rystelser på kort avstand, og avstander som trengs for å komme under fastsatte grenseverdier i ulike prosjekter med varierende geologi.

Pyroteknisk sprengstoff har en deflagrasjonshastighet for eksplosjonen som er lavere enn lydens hastighet (rundt 335 m/s). Det konvensjonelle sprengstoffet som ble brukt til sammenligning hadde detonasjonshastigheter på omtrent 7000 m/s. Dette tyder på at det ikke finnes en sterk korrelasjon mellom detonasjonshastighet og registrerte vibrasjoner. Det ser derimot ut til å være mer avhengig av om sprengstoffet detonerer eller deflagrer.

Fourieranalysene viser den relative reduksjonen i energi for forskjellige frekvenser i vibrasjonssignalene for pyrotekniske og konvensjonelle sprengninger. Resultatene tyder på at pyroteknisk sprengstoff har en lavere energi fordelt på de ulike frekvensene tilgjengelig i signalet. Hovedpoenget med denne analysen var å undersøke om pyroteknisk sprengstoff gir et innhold av kun høyfrekvente svingninger. Dette er ikke funnet fra testene utført i prosjektet. Her er det funnet et innhold av både dominerende lav- og høyfrekvente svingninger for begge sprengstofftypene.

Fragmenteringen var tilfredsstillende for alle testsprengningene med større blokker i toppen av røysa og mindre fraksjoner nedover blant sprengsteinen. Dette mønsteret i fragmentering skyldes fordemmingen som brukes for hvert borehull. Det er kritisk med tilstrekkelig fordemming av det pyrotekniske sprengstoffet for å sikre god effekt under sprengningen. Analyser av bilder og video indikerer at det er mindre energi som overføres til skytemattene under sprengningsforløpet for pyroteknisk sprengstoff.

Det pyrotekniske sprengstoffet leveres per i dag i plastpatroner. Disse ligger igjen blant sprengsteinen og vil ha en negativ innvirkning med tanke på forurensning og forsøpling om de ikke fjernes. Det er diskusjoner rundt utvikling av patroner fra papp som vil kunne ha en positiv innvirkning på denne problemstillingen.

Sikkerhet og helse til de som tar i bruk dette sprengstoffet var et diskusjonspunkt før bruk grunnet negative erfaringer fra andre prosjekter og produkter basert på samme teknologi. Resultatene i dette prosjektet var positive med full omsetning av alle patroner fra de utførte testene. Selv om resultatene var positive i dette prosjektet vil det være nødvendig med ytterligere testing, for å kunne si mer om påliteligheten/sikkerheten til dette produktet under skiftende forhold. Muligheten til å kunne avdekke hvor ømfintlig produktet er med tanke på utført installasjon vil være nødvendig for videre/utvidet bruk. Ettersom produktet ikke vil eksplodere i originalforpakningen, men krever et omslutningstrykk for å eksplodere, vil transport og lagring av sprengstoffet mulig være tryggere sammenlignet med konvensjonelt detonerende sprengstoff. Dette er også understreket av fareklasse 1.4s som dette

produktet er satt i. Denne fareklassen er designet for sikker håndtering/transport for eksplosiver som utgjør minimal fare (NXCO, u.å.).

KONKLUSJON

Dette prosjektet har testet pyroteknisk sprengstoff som et alternativ til uttak av berg i områder hvor konvensjonelt sprengstoff ikke vil kunne brukes grunnet strenge krav til for eksempel rystelser eller kastlengder. Resultatene og diskusjonene er sett opp mot konvensjonelt sprengstoff, men dette produktet bør sees på som et alternativ når konvensjonelt sprengstoff ikke kan brukes. Det vil dermed kunne brukes som en alternativ metode for uttak av berg i stedet for pigging, splitting.

De utførte testene har gitt mer kunnskap om produktet og teknologien, og gitt gode resultater med tanke på sprenginger på korte avstander. Det er en tydelig trend som viser reduserte rystelser og beregnede fjellkonstanter ved bruk av denne teknologien sammenlignet med konvensjonelt sprengstoff. Produktet og teknologien har også oppnådd gode resultater med tanke på effekt og fragmentering i den svake og oppsprukkede bergmassen i prosjektområdet. Testene har videre vist at de registrerte frekvensene i pyroteknisk sprengstoff inneholder både lav- og høyfrekvente svingninger.

Forurensning med pyrotekniske plastpatroner som ligger igjen etter hver salve vil være negativt med tanke på miljø og forurensning. Det vil derfor være nødvendig å fjerne disse fra røysa etter hver salve for å unngå plastforurensning i prosjektområdet.

De utførte testene gir en pekepinn på forventede resultater ved bruk av denne teknologien, men ytterligere testing i andre prosjekter er nødvendig for å kunne trekke flere konklusjoner. Ytterligere testing vil også være nødvendig for å kunne si mer om påliteligheten/sikkerheten til produktet. Dette vil være positivt med tanke på videre bruk i andre prosjekter.

REFERANSER

Rao, K., Kim, D., Hwang, J.-J. (2010). *Fast Fourier Transform - Algorithms and Applications*. Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/978-1-4020-6629-0>.

Wang, S., & Zhu, S. (2022). *Vibration impact of rock excavation on nearby sensitive buildings: An assessment framework*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 163, 107508. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107508>.

Sweco (u.å.): *Nye Aker Sykehus*. Hentet 24.10.2025 fra <https://www.sweco.no/showroom/nye-aker-sykehus/>.

Rian, M (2024): *Bergganger Nye Aker (Intern rapport)*. Team Aker.

Mofoss, T (2025): *Careful rock excavation with deflagrating explosives in Norway – Case studies from Nye Aker Hospital and E18 Vestkorridoren*, NTNU.

NXCO (u.å.): *Stemmed cartridges*. Hentet 20.10.2025 fra <https://nxco.co.za/>.

Tomarok (2025): *FFT Vibration Analyzer – What Is FFT Analysis & How It Works?* - Tomarok Engineering. Hentet 20.02.2025 fra <https://tomarok.com/fft-vibration-analyzer-what-is-fft-analysis-how-it-works/>.

NFF (2020). *Håndbok nr. 8 - Bergsprengning*. <https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/10/205423-Haandbok8-DSR-utkast04.pdf>.

Zou, D. (2017). *Mechanisms of Rock Breakage by Blasting*. In D. Zou (Ed.), *Theory and Technology of Rock Excavation for Civil Engineering* (side. 205–233). Springer. https://doi.org/10.1007/978-981-10-1989-0_5.

SMS Wales. (u.å.). *NxBurst, SMS Wales Splitting and Breaking of Boulders, Rock & stone*. Retrieved February 18, 2025, from <https://www.sms-wales.com/nxburst-faq.htm>.

Oommen, C. (1999). *Ammonium nitrate: A promising rocket propellant oxidizer*. *Journal of Hazardous Materials*, 67(3), 253–281. [https://doi.org/10.1016/S0304-3894\(99\)00039-4](https://doi.org/10.1016/S0304-3894(99)00039-4).

Moger, J. (1998). *Prosjektrapport 14A-98 Fjellsprengningsteknikk -Sprengning med restriksjoner (tech. rep.)*. Trondheim.

Spørsmål og svar

Det er satt av tid til spørsmål og svar, dette blir ikke referatført.

TIDLIGFASE GEOLOGISK KARTLEGGING - EN TVERRETATLIG METODEUTVIKLING

Earlyphase geological mapping – a multiagency method development

Annina Margreth, NGU, Seksjon for mineralressurser

Finn Sverre Daniel Karlsen, Statens vegvesen, Geofag Utbygging

Mari Lie Arntsen, NGU, Seksjon for fastfjellsgeologi

Tore Thomassen, Statens vegvesen, Geofag Utbygging

Thomas Hibelot, NGU, Seksjon for mineralressurser

Åse Tukkensæter, Statens vegvesen, Geofag Utbygging

Espen Torgersen, NGU, Seksjon for fastfjellsgeologi

Cecilie Hallingstad, Statens vegvesen, Geofag Utbygging

SAMMENDRAG

Kartlegging av geologiske grunnforhold starter i dag ofte for sent i planlegging av store samferdselsprosjekter, til tross for at geologisk kartlegging i tidlig planfase er forankret i formelle krav og vil ha stor betydning for prosjektet med hensyn til økonomi, natur og bærekraft. Berggrunnsgeologien må være kartlagt og vurdert i tidlig planfase for å stå best mulig skikket i byggefase. I et nytt samarbeidsprosjekt mellom Statens vegvesen og Norges geologiske undersøkelse blir en ny firedelt kartleggingsmetodikk utviklet for å skaffe grunnlagsdata for prognosekart, avledet fra NGUs berggrunnskart i målestokk 1:50.000. De avledete kartene skal gi en prognose om relevante egenskaper knyttet til berggrunnen, som bergmassekvalitet og vegteknologiske og miljøgeologiske egenskaper, og skal kunne benyttes i tidlig planfase av utbyggingsprosjekter der traséløsning enda ikke er avklart. På sikt ønsker vi å videre utvikle prognosekartene slik at de kan hjelpe prosjektledere, planleggere, geologer, ingeniørgeologer og ytre miljø-rådgivere for å gjøre gode vurderinger i tidlig planfase, og dermed bidra til reduksjon av usikkerhet i grunnforholdene, en av de store kostnadsdrivere i utbyggingsprosjekter.

ABSTRACT

Mapping of geological ground conditions often starts too late in the planning of major infrastructure projects, even though geological mapping in the early planning phase is anchored in formal requirements and is crucial for economic, environmental, and sustainability considerations. The bedrock geology must be mapped and assessed in the early planning phase to be best prepared for the construction phase. In a new collaborative project between the Norwegian Public Road Authority and the Geological Survey of Norway, a new four-part mapping methodology is being developed to provide basic data for forecast maps, derived from NGU's bedrock maps at a scale of 1:50,000.

The derived maps will provide forecasts of relevant properties related to the bedrock, such as rock mass quality and road technological and environmental geological characteristics and will be usable in the early planning phase of development projects where the route layout has not yet been determined. In the long term, we aim to further develop the forecast maps so that they can assist project managers, planners, geologists, engineering geologists, and environmental advisors in making sound assessments in the early planning phase, thereby contributing to a reduction in uncertainty regarding ground conditions—one of the major cost drivers in development projects.

INNLEDNING

«Det er svært viktig at geologisk kompetanse kommer inn i en tidlig fase av Vegvesenets utbyggingsprosjekter. Tidlig involvering kan sørge for mer kunnskap, lavere kostnader og økt sikkerhet. I tillegg sørger geologisk kunnskap for at vi ikke bygger ned framtidige mineralressurser, som for eksempel naturstein, pukk og grus» (Divisjonsdirektør Kjell Inge Davik i Statens vegvesen, 15.05.2023; NGU, 2023).

I planlegging av nye veger er det viktig at de geologiske grunnforholdene avklares tidlig. Uavklarte grunnforhold er alltid en usikkerhetsfaktor i et samferdselsprosjekt og medfører ofte økte byggekostnader. Økt kunnskap om geologiske grunnforhold i alle planfaser er utslagsgivende for bedre økonomisk forutsigbarhet i vegprosjekter. Geologiske forhold som bl.a. bergmassens stabilitet og tilstedeværelse av vann er avgjørende for endelig drivekostnad i et utbyggingsprosjekt. I tillegg kan ulike mineraler og metaller medføre krav om spesialdeponering av forurensede sprengtsteinmasser, mens andre sprengtsteinmasser kan være en ressurs i prosjektet. Viktige mineralforekomster kan dessuten være en samfunnsøkonomisk viktig ressurs, og bør dermed kanskje unngås å bygges ned.

Når for eksempel utfordringer som dårlig bergmassekvalitet, svakhetssoner og mulig forurensset berggrunn allerede er kjent i tidlig planfase, kan uventete kostnadsdrivere unngås med å planlegge for riktige tiltak i utbyggingsfase. Hvis bergart, mengde sprengtstein og bergkvalitet er kartlagt og kjent fra tidlige planfaser, kan bruken av sprengtsteinmasser i prosjektet bedre planlegges, og behovet for permanente deponi kan reduseres slik at vi sparer både penger, miljø og natur.

Likevel ser vi at geologien er for lite kartlagt tidlig i planprosessen. Derfor har Statens vegvesen (SVV) inngått et samarbeidsprosjekt med Norges geologiske undersøkelse (NGU) for å utvikle en ny kartleggingsmetodikk innenfor den etablerte berggrunnskartleggingen i målestokk 1:50.000. Målet med samarbeidsprosjektet er å utvikle nye temakart som er relevante for SVV i planlegging av nye vegprosjekter, basert på berggrunnskart i målestokk 1:50.000.

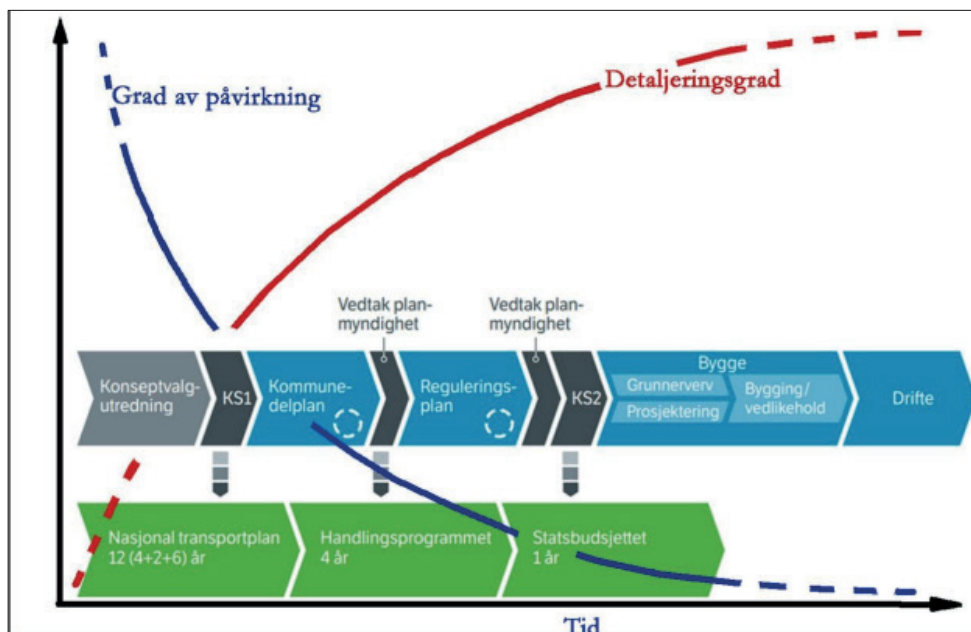
FØRINGER FOR TIDLIGFASE GEOLOGISK KARTLEGGING

Geologisk kartlegging i tidlig planfase er forankret i formelle krav og en rekke ledende dokumenter hos SVV:

1. **FNs klimamål i Statens vegvesen:** Bærekraft og redusert klimagassutslipp er strategiske mål i Statens vegvesens virksomhetsstrategi (SVV, 2025) og i Nasjonal transportplan (Regjeringen, 2024).
2. **Statens vegvesens miljøpolicy** (SVV, 2022).
3. **Byggherreforskriften, spesielt § 5** (Byggherreforskriften, 2010, §5): Byggherren skal under planleggingen og prosjekteringen:
 - a. [...].
 - b. kartlegge risikoforhold som har betydning for arbeidene som skal utføres
 - c. vurdere risikoen som er kartlagt etter bokstav *b* og utarbeide planer med tiltak for å fjerne eller redusere risikoen
 - d. dokumentere kartleggingen, risikovurderingen og planene etter bokstav *b* og *c*.
4. **Statens vegvesen håndbok N200** – Vegbygging kapittel 1.6.2 (SVV, 2024).
5. **Statens vegvesen håndbok N500** – Vegtunneler kapittel 2.4. (SVV, 2024).
6. **Statens vegvesen håndbok V712** – Konsekvensanalyser (SVV, 2019).
7. **Statens vegvesen håndbok R764** – Anslagsmetoden kapittel 6.6.3–6.6.4 (SVV, 2021).
8. **Eurokode 7** - Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler kapittel 3.1 (Standard Norge, 1997).
9. **NGU og SVVs Samarbeidsavtale** fra mai 2023 (NGU, 2023).

Vegnormalene N200 Vegbygging og N500 Vegtunneler krever tidlig oppstart av geologisk kartlegging og ressursvurdering for å hente inn mest mulig relevant informasjon om grunnforholdene langs traseen. Håndbøkene gir anbefalinger og krav til geologiske undersøkelser fra tidlig planfase og frem til kommunedelplan (KDP). Undersøkelsene utgjør en del av grunnlaget for vurdering av prosjektets gjennomførbarhet, valg av linjealternativ og mengde/kostnadsoverslag.

Planlegging av store utbyggingsprosjekter på riks- og europavegnettet foregår over mange år, avhengig av kompleksitet og størrelse. Fordi påvirkningsgraden er sterkest i tidlige planfaser, er det viktig at de geologiske grunnforholdene allerede avklares på et overordnet nivå (f.eks. kartleggingen i målestokk 1:50.000) i oppstartfasen (Figur 1). Detaljeringsgrad av de geologiske forundersøkelser øker utover planleggingsprosessen (typisk målestokk 1:5000–1:1000 i KPD og 1:1000–1:500 i reguleringsplaner).



Figur 1. Skjema viser SVVs planleggingsfaser i et utbyggingsprosjekt. Legg merke til at påvirkningsgrad er omvendt proporsjonalt med detaljeringsgrad (SVV, 2023, revidert fra SVV, 2021).

Hvorfor trengs det mer geologisk kunnskap i tidligfase?

Usikkerhet rundt de geologiske grunnforholdene medfører ofte økte byggekostnader. Riksrevisjonen (2010, 2012) fremhever uforutsette grunnforhold og svak gjennomføring av grunnundersøkelser som et problem i bygg- og anleggsbransjen, og en viktig årsak til store kostnadsoverskridelser og forsinkelser i offentlige vegprosjekt. Norsk Standard 8405 og 8407 peker i tillegg på at byggherren bærer risikoen for grunnforholdene (NS 8405 pkt. 19.3 og 8407 pkt. 23.1, Standard Norge, 2008 og 2011). En evaluering av 14 vegprosjekter gjort av NTNU, konkluderer også med at det er viktig med gode grunnundersøkelser på et tidlig tidspunkt (Welde, M., Volden, G.H. og Engebø, A., 2024).

I de senere år har bærekraft og miljø fått en stadig større oppmerksomhet i utbyggingsprosjekter (SVV, 2023). Allerede i dag planlegges det for at massene fra et utbyggingsprosjekt blir brukt som fyllmasse som en del av vegprosjektet, men ved større tunnelprosjekter produseres det store mengder overskuddsmasser med tilhørende utfordringer med massehåndtering. Ofte blir disse masser kjørt til et varig deponi på land eller i sjø og blir altså ikke utnyttet som ressurs.

Når de geologiske temaene er med i alle planfaser kan vi lettere tilpasse planene etter geologien. Bedre geologisk kunnskap om byggegrunn i de tidlige planfasene gir bedre forutsetninger for å legge veglinjen slik at prosjektet unngår, eller er forberedt på, større geologiske utfordringer. Ved å kartlegge grunnforhold fra planstart, får vi en høyere utnyttelsesgrad av berggrunnen. Det blir tid til å undersøke og teste bergmassene for å finne de riktige bruksområder til overskuddsmassene; rett material til rett formål.

Vi ser fire store potensielle gevinster med å involvere geologer fra og med de tidlige planfasene:

1. Redusert usikkerhet knyttet til grunnforhold og et mer treffsikkert anslag.
2. Redusert prosjektkostnad.
3. Mer bærekraftige prosjekt ved bedre anvendelse av bergressurser og skåning av natur og miljø.
4. Bedre faglig kontinuitet og soliditet i prosjektet.

Mangel på geologiske undersøkelser i tidlig fase

Til tross av regelverk og gode intensjoner for å få mer fokus på geologiske grunnforhold i tidlige planfaser, opplever geologer i SVV at de i mange tilfeller blir involvert for sent i planleggingen av utbyggingsprosjekter. Mulige årsaker til dette kan være:

- Lite anerkjennelse og liten forståelse om at geologiske forhold spiller en avgjørende rolle for prosjektenes økonomi og bærekraft.
- Det er ikke økonomisk rom for å innhente tilstrekkelig kunnskap om geologien i området i tidlig planfase.

I tillegg er det vanskelig å finne berggrunnsgeologisk informasjon som kan brukes i tidligfase kartlegging. Det er flere årsaker til at den riktige geologiske kunnskapen ikke er tilgjengelig, hvorav noen av de viktigste vi ser er:

- Mangel på berggrunnskart med relevant målestokk; per i dag er 61,3% av Norges fastland dekket av berggrunnskart i målestokk 1:50.000 (Tabell 3-1, NGU, 2025). Resterende er kun dekket i målestokk 1:250.000, som ikke gir nødvendige detaljer som trengs i de tidlige fasene av et vegprosjekt.
- De eksisterende kartene/dataene er ikke knyttet til ingeniør- og miljøgeologiske eller vegteknologiske tema relevant for vurderinger i tidlig fase.

Den nye samarbeidsavtalen mellom SVV og NGU (NGU, 2023) åpnet mulighet for å ta grep på de nevnte utfordringer om å involvere geologer i tidlige planfaser og utvikle produkter egnet for disse.

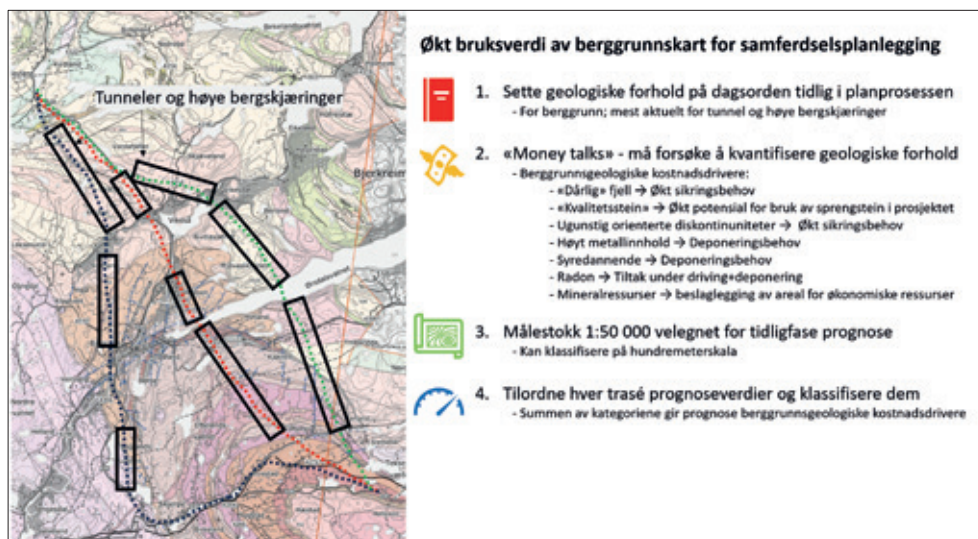
Samarbeidsprosjektet BARK_MilGRO

Fra SVVs side har miljøgeologi og bærekraft fått økende fokus gjennom forsknings-, utviklings- og innovasjonsprosjektet (FoUI) *Miljøgeologisk riktig planlegging og bygging* – MilGRO. Rapporten fra prosjektet fremhevet at økt vekt på tidlig detaljert geologisk kartlegging, inkludert analyse av mekaniske, kjemiske og mineralogiske egenskaper gir et stort potensial for bedre håndtering og anvendelse av massene for vegformål, tilslagsformål og som mineral for det grønne skiftet (SVV, 2023).

Motivasjonen for dette tverretatlige samarbeidsprosjektet er et felles mål om å få inn geologisk kunnskap allerede i oppstartfasen i et planlagt vegprosjekt, samt å øke bruksverdien av NGUs berggrunnskart i samferdselsøyemed (Figur 2). Samarbeidsprosjektet bygger på et pågående berggrunnsgeologisk kartleggingsprosjekt i målestokk 1:50.000; *Berggrunnen i Telemark* – BARK. Kartleggingsområdet ligger ved Notodden, hvor SVV har planer om å bygge ny E134, en av de viktigste øst-vest-gående vegforbindelse i Sør-Norge. KVV for delstrekningen Gvammen-Elgsjø ble allerede utarbeidet i 2011 (SVV, 2011) og oppstart av arbeidet med kommunedelplan med konsekvensutredning var planlagt for 2021–2022, men prosjektet ble stoppet i 2023 grunnet manglende finansiering (SVV, 2025). Dette SVV-NGU-samarbeidsprosjektet har med andre ord ingen direkte tilknytning til et pågående planprosjekt for E134. Tross for at KVV for strekningen er gjennomført, ser vi dette vegprosjektet som godt egnet pilotprosjekt for å utvikle kartleggingsmetodikk og tilhørende prognosekart, da det er et felles geografisk område hvor både NGU og SVV har interesser. Metodikken er tenkt å være overførbar til andre områder og nye vegprosjekter senere.

Fordi samarbeidsprosjektet er en naturlig fortsettelse av FoUI-prosjektet MilGRO og foregår i kartleggingsområde til NGUs BARK-prosjekt, benevner vi samarbeidsprosjektet BARK_MilGRO.

Overordnet mål med prosjektet er å bidra til å sette de geologiske forhold på dagsorden tidligst mulig i planprosessene for å redusere de berggrunnsgeologiske kostnadsdriverne og usikkerhetene. Dette ønsker vi å gjøre ved å utvikle og bruke en tilpasset kartleggingsmetodikk i felt, for så å lage ulike prognosekart basert på berggrunnsgeologisk kart i målestokk 1:50.000. De nye, tilpassede kartproduktene skal gi grunnlag for tidligfase geologiske vurderinger av ulike vegalternativ.

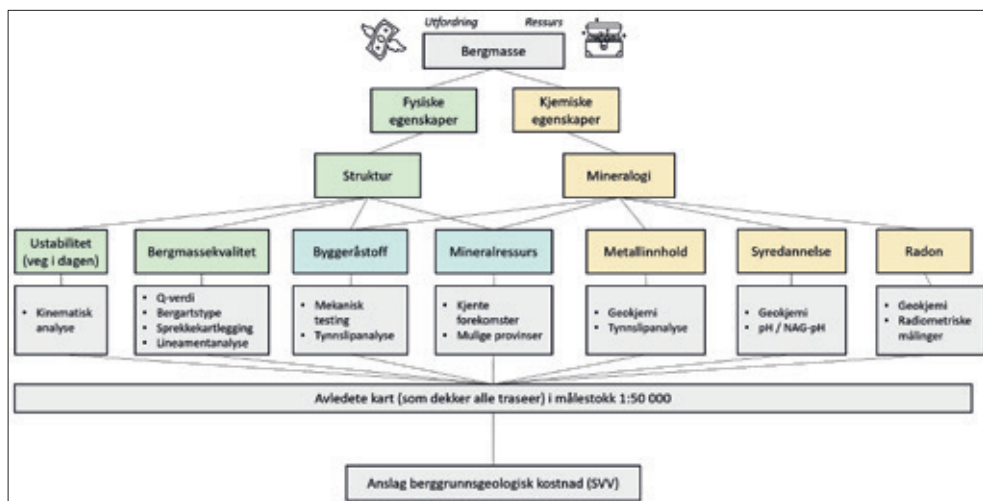


Figur 2. Ideskisse for å øke bruksverdi av berggrunnskart og -kunnskap i tidlig planfase av samferdselsprosjekter. Faktorer ved berggrunnen som påvirker kostnadene ved bygging må fremkomme tidlig i planprosessen og foreligge i en slik målestokk (f.eks. 1:50 000) og i et format som gjør at de enkelt kan implementeres i anslagsprosessen og er lett etterprøvbart.

UTVIKLING AV NY TIDLIGFASE KARTLEGGINGSMETODIKK

For å utvikle nye prognosekart, må berggrunnens teknisk-geologiske egenskaper dokumenteres parallelt den generelle geologiske flatekartleggingen (Figur 3).

De to etatene i BARK_MilGRO-samarbeidet har ulike målsetninger med sin geologiske berggrunnskartlegging. NGU fokuserer på regionalgeologi og forståelsen av den regionalgeologiske historien. Hvilke ulike bergarter har vi i området? Hva er deres opprinnelse? Hvilke prosesser har de vært igjennom? I SVV er der derimot større fokus på bergoverdekning, stabilitet og byggharhet og hva bergmassene kan brukes til, innad et mindre prosjektområde. Hvordan er bergmassen å bygge i, utgjør den noen miljørisiko og kan den anvendes i prosjektet? – dvs. fokus ligger på byggegrunn og vegteknologiske egenskaper. Denne forskjellen gjenspeiler seg blant annet i at etatene opererer med ulikt detaljnivå i sine endelige kart, hvor NGU i hovedsak lager berggrunnskart i målestokk 1:50.000, mens SVV har krav om kart ned til målestokk 1:5000 - 1:500, gitt planfase.



Figur 3. Skjematisk framstilling av flytdiagram med undersøkelses- og analysemetoder som kan brukes for å finne egenskaper i bergarter. Figuren fremviser mange mulige analysemetoder, men i BARK_MilGRO fokuserer vi kun på et utvalg av dem.

I mai 2025 var prosjektgruppen til BARK_MilGRO på en ukes felles feltarbeid i prosjektområdet rundt Notodden for å utvikle en feltkartleggingsmetodikk tilpasset informasjonsbehovet i tidligfase. For denne planfasen er kart i målestokk 1:50.000 godt egnet. Målet med kartleggingsmetodikken er at den skal være enkel å gjennomføre av ulike geologer i felt, samtidig som den sørger for at vi innhenter informasjon som er relevant, på et passende detaljnivå for tidlige planfaser. Med kartlegging i målestokk 1:50.000 er det ønskelig at registrerte egenskaper viser et representativt gjennomsnitt for lokaliteten. Gjennom erfaringsutvekslinger og diskusjoner i felt, kom vi fram til en firedelt geologisk kartleggingsmetodikk (Figur 4):

1. Berggrunnsgeologi:

Bekrivelse av bergartenes farge, kornstørrelse, mineralogi, tekstur, primære og sekundære strukturer (deriblant evt. forkastninger). Prøvetaking for ulike analyser. Denne delen tilsvarer den vanlige dokumenteringen NGU gjør i felt ved tradisjonell berggrunnskartlegging.

2. Bergmassens egenskaper som byggemateriale i vegprosjekt - bygge i:

Bergmassekvaliteten uttrykt med parametere fra Q-systemet der en fokuserer på totalstabilitet. Vi har benyttet Q' (også kalt Q_{basis}), hvor vann- og spenningsforhold ikke tas med i vurderingen (NGI, 2025).

3. Bergmassens egenskaper som byggeråstoff - bygge med:

Vegteknologisk vurdering av berggrunnen i felt, basert på bergart og dens egnethet til bruk som råstoff til vegformål, der mineralogi, kornstørrelse,

foliasjon o.l. spiller en viktig rolle. Kvaliteten deles opp i tre klasser: god, middels, dårlig.

4. **Miljøgeologi:**

Bergartenes potensial for syredanning, stråling og innhold av tungmetaller. En observerer visuelt og vurdering gjøres ut fra eksempelvis synlig rustutfelling, sulfider eller annen utfelling. Denne deles også opp i tre klasser: god, middels, dårlig.

På utvalgte lokaliteter ble feltobservasjoner fulgt opp med målemetoder enkle å gjennomføre i felt. Disse feltundersøkelser gir raske resultater som kan verifiseres på laboratoriet med mer avanserte og standardiserte analysemetoder. Eksempelvis testes bergmassenes egenskaper med ultralydmålinger og Schmidhammer i felt, og kalibreres mot standardiserte vegteknologiske testmetoder og tynnslipanalyser fra utvalgte prøvepunkter. Miljøgeologiske egenskaper undersøkes med XRF-målinger i felt, og sammenlignes med geokjemianalyser utført på laboratoriet.

Til slutt skal observasjoner fra flere lokaliteter oppsummeres til en felles vurdering for de ulike bergartene som finnes i kartleggingsområdet.



Figur 4. Ute i felt praktiserer NGU og SVV i fellesskap den firedelte kartleggingsmetodikken: 1) Berggrunnsgeologi. 2) Bygge i. 3) Bygge med. 4) Miljøgeologi.

Første erfaringer

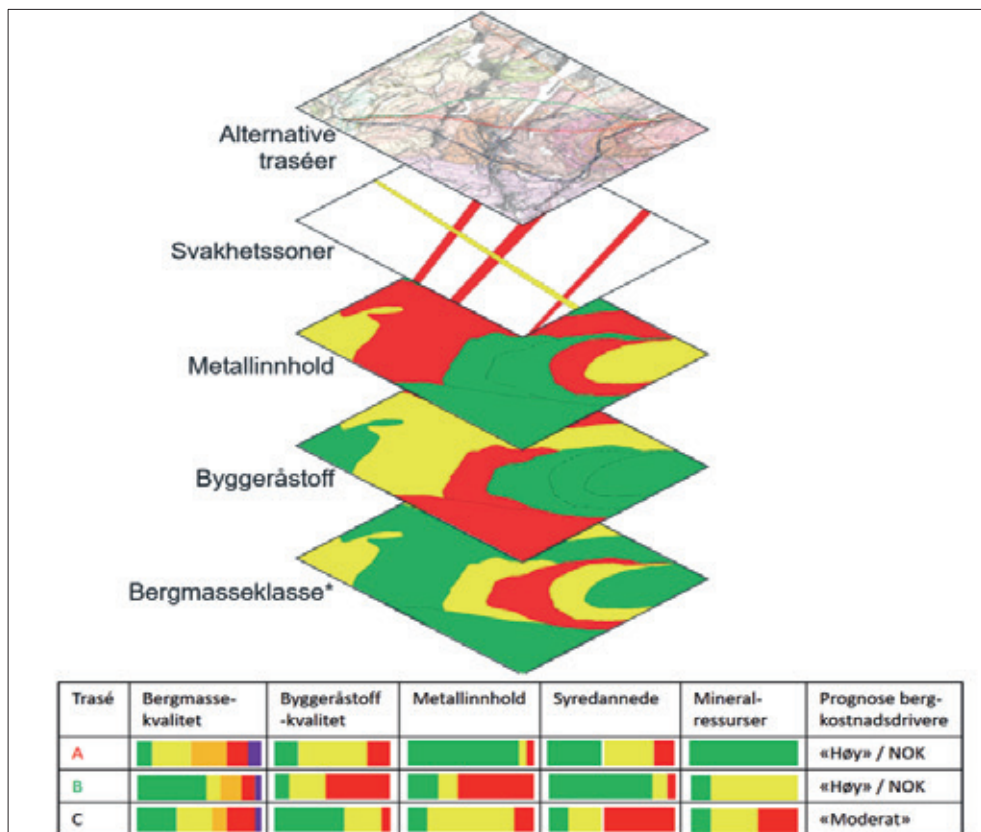
I felt testet vi den firedelte kartleggingsmetodikken i mindre grupper fra begge etater (Figur 4). Hver dag endret vi på gruppesammensetningen slik at det ble fruktbare diskusjoner og erfaringsutvekslinger underveis. Utover i feltperioden erfarte vi å bli mer samkjørte i hvordan vi vurderte og kartla. Vi opplevde at det ble mest diskusjon rundt tema to; *bygge i*. Vi besluttet å bruke Q-systemet (Q' eller Q_{basis}) utviklet av Norges geotekniske institutt (NGI) for å vurdere bergmassens totalstabilitet og egnethet til å bygge i (NGI, 2025). Q-systemet er godt kjent blant geologer i SVV, men er vanligvis ikke i bruk blant geologene hos NGU. Q-metoden er utviklet for detaljkartlegging i en tunnel, men brukes i SVV også som vurdering av byggegrunn og som del av grunnlaget for geologiske rapporter basert på kartlegging i målestokk 1:5000 til 1:500. Kartleggingen i målestokk 1:50.000 har ikke samme detaljnivå, men samtidig må nok detaljer og kontraster vises på et endelig kart slik at områder med bedre og dårligere bergmasse å bygge i kommer fram. I tillegg innebærer kartlegging i tidlig fase at plassering og orientering til de enkelte trasealternativene er uavklart. Derfor er det ikke mulig å si noe om hvordan topografi og bruddstrukturer påvirker spenningsbildet og stabiliteten i for eksempel en tunnel. For videre bruk til å vurdere sikringsomfang i et anslag, må den fulle Q-verdien med vann- og spenningsforhold beregnes.

For å støtte opp den visuelle vurderingen av de fire kartleggingstemaene ble bergmassenes egenskaper undersøkt i felt med ultralydmålinger og Schmidhammer. Begge målemetodene undersøker fastheten av berggrunnen, og skal i prinsippet kunne sammenlignes med standardiserte testmetoder utført i laboratoriet. De første resultater tyder på at ultralydmålinger fanger opp ulike egenskaper i berggrunnen, men resultatene må bekreftes med flere undersøkelser som f.eks. detaljert beskrivelse av bergartenes tekstur i tynnslip. Tynnslipene skal analyseres ved bruk av en automatisert bildeanalyseutviklet på NGU. Systemet er fortsatt under utvikling, men tilbyr allerede omfattende analyser av bergartstekstur ved å konturere og måle hvert enkelt mineral Korn i et høyoppløselig fotografi av tynnslipet. Hovedmålet med systemet er å korrelere teksturparametere med resultater fra mekaniske tester, i håp om å identifisere enkelte parametere som kan brukes som proxy for å estimere mekanisk styrke av en bergart.

Forventede resultat og produkter fra BARK_MilGRO

Prosjektet er fortsatt i en tidlig fase og vi har derfor enda ikke noen ferdige produkter. Imidlertid er målet vårt å komme fram til et tilpasset og anvendbart temakart/prognosekart for pilotområdet, som grunnlag for overordnet geologisk vurdering av de ulike vegalternativene. Vi ser for oss at dette vil være et sett med diverse prognosekart med tema som bergmasseklasser (*bygge i*), bergartenes råstoffkvalitet (*bygge med*), potensial for syre, stråling og metaller (*miljøgeologi*) samt grunnleggende bergartsbeskrivelse med indikasjon av mulige svakhetssoner (Figur 5).

Endelig klassifikasjon og inndeling for de ulike prognosekartene er ikke landet, men vi ser for oss at kartene skal kunne brukes til å summere opp ulike kvaliteter knyttet til de ulike vegalternativene og dermed inngå som del av beslutningsgrunnlaget for valg av trasé.



Figur 5. Skjematisk framstilling av geologens tolkning av berggrunnen presentert i tabell med score.

SLUTTKOMMENTARER OG VEIEN VIDERE

Til tross for den korte tiden som samarbeidsprosjektet BARK_MilGRO har eksistert, så ser vi allerede fruktene av et felles samarbeid (Figur 6). Den største gevinsten er at vi har blitt bedre kjent med hverandres problemstillinger og arbeidsmetodikk. Den korte uken vi var sammen på feltarbeid på Notodden hjalp med å øke forståelsen av hverandres synvinkler og utfordringer, som f.eks. gjenspeiler seg i ulike detaljnivå vi jobber på. Vi drar også nytte av å få innsikt i hvordan etatene jobber med innsamling og systematisering av data og prøver.

Med den firedelte kartleggingsmetodikken og visualiseringen i prognosekart håper vi å øke brukerverdien av NGUs berggrunnskart 1:50.000. Vi ønsker at prognosekartene skal gi et godt grunnlag for å vurdere de geologiske grunnforholdene i tidlige planfaser for å redusere restrisiko tilknyttet grunnforhold i SVVs anslagsprosesser (SVV, 2021). På sikt ønsker vi å videreutvikle prognosekartene slik at de kan hjelpe prosjektledere, planleggere, geologer, ingeniørgeologer og ytre miljø-rådgivere i SVV for å gjøre gode vurderinger i tidlig planfase, og dermed bidra til reduksjon av usikkerhet i grunnforholdene, en av de største kostnadsdrivere i utbyggingsprosjekter. BARK_MilGRO har som mål å spare penger, natur og helse tilknyttet samferdselsprosjekter.



Figur 6. Sammen sparer NGU og SVV tid, penger og helse. Vi står også bedre og sikrere.

REFERANSER

Byggherreforskriften. (2010). Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- eller anleggsplasser (FOR-2009-08-03-1028). Lovdata.

<https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2009-08-03-1028>

Norges Geotekniske Institutt (2025). Håndbok Bruk av Q-systemet.

Bergmasseklassifisering og bergforsterkning.

https://www.ngi.no/globalassets/bilder/forskning-og-radgivning/bygg-og-anlegg/q-handbok_2025_norsk_final.pdf

Norges geologiske undersøkelse. (23.05.2023). Tettere samarbeid med Vegvesenet.

<https://www.ngu.no/nyheter/tettere-samarbeid-med-vegvesenet>

Norges geologiske undersøkelse. (2025). Årsrapport 2024.

https://static.ngu.no/upload/Publikasjoner/NGU_2024_aarsrapport.pdf

Meld. St. 14. (2023-2024). Nasjonal transportplan 2025-2036. Det kongelige samferdselsdepartement.

<https://www.regjeringen.no/no/tema/transport-og-kommunikasjon/nasjonal-transportplan/id2475111/>

Riksrevisjonen. (2010). Riksrevisjonens rapport om den årlige revisjon og kontroll for budsjettåret 2010. Fagbokforlaget AS.

<https://www.riksrevisjonen.no/rapporter-mappe/no-2011-2012/rapport-om-den-arlige-revisjon-og-kontroll-for-budsjettaret-2010/>

Riksrevisjonen. (2012). Riksrevisjonens rapport om den årlige revisjon og kontroll for budsjettåret 2012. Fagbokforlaget AS.

<https://www.riksrevisjonen.no/rapporter-mappe/NO-2013-2014/arlige-revisjon-og-kontroll-for-budsjettaret-2012/>

Standard Norge. (1997). NS-EN 1997 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering.

<https://standard.no/fagomrader/eurokoder/eurokode-7/>

Standard Norge. (2008). NS 8405:2008 Norsk bygge- og anleggskontrakt.

<https://online.standard.no/nb/ns-8405-2008>

Standard Norge. (2011). NS 8407:2011. Alminnelige kontraktsbestemmelser for totalentrepriser.

<https://online.standard.no/nb/ns-8407-2011>

Statens vegvesen. (2011). Konseptvalgutredning E134 Kongsberg-Gvammen.

<https://www.vegvesen.no/globalassets/vegprosjekter/avslutta-kvu/e134notodden-kvu/vedlegg/kvu-rapport-e134-kongsberg-qvammen.pdf?v=4aa465>

Statens vegvesen. (2019). *Håndbok R712 Konsekvensanalyser*.

<https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-v712-konsekvensanalyser-2021.pdf?v=4a4b93>

Statens vegvesen. (2021). *Håndbok R764. Anslagsmetoden*.

<https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-r764-anslagsmetoden.pdf?v=4a759b>

Statens vegvesen. (2021). *Håndbok R760 Styring av vegprosjekter. Utgått og erstattet av Statens vegvesens interne kvalitetssystem*.

<https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/handle/11250/2620574>

Statens vegvesen (14.10.2022) MILJØSTYRING: Nye nettsider skal forbedre miljøarbeidet.

<https://intranett.vegvesen.no/nyheter/utbygging/2022/10/miljostyring-nye-nettsider-skal-forbedre-miljoarbeidet/>

Statens vegvesen. (2023). *Miljøgeologisk riktig planlegging og bygging FoUI-prosjektet MilGRO 2022-2024. Statens vegvesens rapporter Nr. 913. 39 sider*.

<https://hdl.handle.net/11250/3067691>

Statens vegvesen. (2024). *N200 Vegbygging*.

<https://store.vegnorm.vegvesen.no/n200>

Statens vegvesen. (2024). *N500 Vegtunneler*.

<https://store.vegnorm.vegvesen.no/n500>

Statens vegvesen. (26.08.2025). *Virksomhetsstrategi. Sammen skaper vi et effektivt, miljøvennlig og trygt transportsystem*.

<https://www.vegvesen.no/om-oss/om-organisasjonen/om-statens-vegvesen/statens-vegvesen-sin-virksomhetsstrategi/>

Statens vegvesen. (21.10.2025). *Konseptvalgutredning (KVU) og KS1*.

<https://www.vegvesen.no/fag/veg-og-gate/planlegging-prosjektering-og-grunnerverv/planlegging/konseptvalgutredninger-kvu-og-ks1/>

Statens vegvesen (22.10.2025). E134 Gvammen-Elgsjø
<https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e134gvammenelgsjo/#kart>

Welde, M., Volden, G.H. og Engebø, A. (2024). Hvor godt lykkes norske vegprosjekter – og hva kan vi lære av dem? En oppsummering av 14 etterevalueringer. Concept arbeidsrapport 2024-4, NTNU.
<https://hdl.handle.net/11250/3174889>

MODERNE TBM-TEKNOLOGI FOR EN NY JERNBANETUNNEL UNDER OSLO SENTRUM

State-of-the-Art TBM Technology for a New Railroad Tunnel under the City Center of Oslo

Martin Bjellum, Asplan Viak

Sara Lillian McDonnell, Norconsult

Dette er en konferanseartikkel utarbeidet med bakgrunn i en masteroppgave levert ved NTNU sommeren 2025.

SAMMENDRAG

Behovet for en ny jernbanetunnel under Oslo sentrum er stort og økende. Dette har initiert tidlig planlegging av det som omtales som Ny Togtunnel Oslo (NTO-prosjektet). Prosjektet kjennetegnes av krevende geologiske og hydrogeologiske forhold i et sensitivt, urbant miljø, noe som gjør gjennomføringen både risikabel og kostbar. Denne studien undersøkte muligheten for å bygge tunnelen med grunn trasé gjennom både løsmasser og berg ved bruk av moderne TBM-teknologi. Formålet var å vurdere teknologiske muligheter og begrensninger, basert på fire konseptuelle scenarier. Oppgaven bygget på litteraturstudier, observasjoner fra besøk på TBM-prosjekter, samt faglige innspill fra norske og internasjonale eksperter. Til sammen ga dette et teknisk, praktisk og kontekstuell innblikk i temaet.

Utviklingen innen TBM-teknologi har gjort det mulig å drive tunneler under stadig mer krevende forhold. Økende overlapp mellom ulike maskintyper gir større fleksibilitet ved valg av løsning, men kan også utfordre grensene for hva de enkelte maskintypene er konstruert for. En veiledende metode for TBM-valg, utviklet av den tyske tunnelkomiteen (DAUB), viser at flere maskintyper teoretisk kan benyttes for NTO-prosjektet – hovedsakelig innenfor sine utvidede bruksområder. Erfaringer fra lignende prosjekter viser at TBM-er kan fungere tilfredsstillende også utenfor sitt primære bruksområde, forutsatt at nødvendige tiltak og kontinuerlig overvåking etableres.

Grunnvannskontroll er den største utfordringen i NTO-prosjektet og et sentralt tema i denne studien. To hovedstrategier vurderes for bergstrekningene – åpen modus med forinjeksjon og lukket modus. Dype ravineformasjonene med marin leire utgjør også en kritisk faktor, da TBM-driving under slike forhold ikke tidligere er utført i Norge. Basert på dette er det foreslått tre TBM-alternativer for NTO-prosjektet, fra konservative til mer innovative løsninger. Variable Density TBM fremstår her som særlig interessant, ettersom den kombinerer fordelene ved EPB- og slurrsystemer og gir bedre kontroll i sensitiv leire og overgangssoner mellom løsmasser og berg. Studien konkluderte med at TBM-teknologi fremstår som et gjennomførbart alternativ for NTO-prosjektet.

ABSTRACT

The need for a new railway tunnel beneath central Oslo is both significant and increasing. This has initiated early planning of the *Ny Togtunnel Oslo* (NTO Project). The project is characterized by challenging geological and hydrogeological conditions

within a dense urban environment, making its execution both high-risk and costly. The study examined the feasibility of constructing the tunnel along a shallow alignment through both soil and rock using state-of-the-art TBM technology. The objective was to evaluate technological opportunities and limitations based on four conceptual excavation scenarios. The work combined literature studies, observations from site visits to TBM projects, and expert consultations with national and international professionals. Together, these methods provided technical, practical, and contextual insight into the topic.

Advancements in TBM technology have enabled tunneling under increasingly demanding conditions. The growing overlap between different TBM types allows greater flexibility in selecting solutions for complex ground conditions but also challenges the operational limits of each machine type. A guideline for TBM selection developed by the German Tunnelling Committee (DAUB) indicates that several TBM types could theoretically be applicable for the NTO Project—primarily within their extended application ranges. Experience from similar projects shows that TBMs can perform satisfactorily even outside their primary application areas, provided appropriate measures and continuous monitoring are implemented.

Groundwater control represents the main challenge for the NTO Project and was therefore a key focus of this study. Two principal strategies are considered for rock tunneling: open-mode with pre-excavation grouting and closed-mode excavation. Deep ravine formations filled with marine clay present another critical factor, as TBM excavation through such conditions remains unprecedented in Norway. Based on these conditions, three TBM alternatives are proposed for the NTO Project, ranging from conservative to more innovative approaches. The Variable Density TBM is of particular interest, as it combines the operational advantages of EPB and slurry systems, providing improved control in sensitive clays and complex transition zones between soil and rock. The study concluded that TBM technology is a viable alternative for the NTO Project.

INNLEDNING

Denne artikkelen omfatter i all hovedsak arbeidet knyttet til undertegnede sitt årlige masteroppgave i miljø- og anleggsgeologi ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven bærer samme tittel som konferanseartikkelen, og ble ferdigstilt sommeren 2025. Hovedveileder var Karl Gunnar Holter ved NGL, og på grunn av oppgavens omfang og karakter, har også en rekke andre medveiledere og fagpersoner fra både nasjonal og internasjonal tunnelbransje bidratt med verdifulle innspill. Artikkelen presenterer de samme temaene som masteroppgaven, men i mer kortfattet og oppsummerende format. For en mer detaljert gjennomgang henvises det til masteroppgaven (Bjellum & McDonnell, 2025).

Bakgrunn og mål for masteroppgaven

Togsystemet i Oslo står i dag overfor en alvorlig kapasitetsutfordring. All togtrafikk gjennom hovedstaden må passere den 3,6 km lange Oslotunnelen vest for Oslo S, som har vært kategorisert som overbelastet siden 2007. Denne flaskehalsen begrenser både punktlighet og muligheten for å øke togtilbudet i regionen.

Ettersom overflatearealet i sentrum er fullt utbygd, må kapasitetsøkningen skje med tunnel. Prosjektet er kjent som Ny Togtunnel Oslo (NTO) og vil strekke seg fra Oslo S til Lysaker (andre prosjektnavn er Rikstunnelen og Ny Jernbanetunnel Oslo). Den har vært gjenstand for diskusjon og planlegging i en årrekke, men har vært satt på vent på grunn av betydelige geologiske og hydrogeologiske utfordringer, samt logistiske begrensninger og drastiske inngrep i et sensitivt urbant miljø.

Grunnforholdene langs strekningen er komplekse. Berggrunnen består hovedsakelig av kalkstein og skifer i veksling, brutt opp av to dype raviner fylt med marin leire (Bjørlykke, 2004). Leirmassene ligger over et tynt lag med permeable, glasiofluviale avsetninger langs bergkontakten, med grunnvannsspeilet like under overflaten (Langford m.fl., 2022). Disse geologiske forholdene setter tydelige rammer for valg av trasé og konstruksjonsdybde. I konseptfasen er det anbefalt at tunnelen legges via stasjonen ved Nationaltheatret, med påslag på overflatenivå ved begge ender (KVU-staben, 2015). Dette medfører en grunn tunneltrasé med begrenset overdekning samt kryssing gjennom de løsmassefylte ravineformasjonene med høy risiko for vanninntrengning.

Ved gjennomtrenging av det permeable laget, eller av sprekker og svakhetssoner i bergmassen med hydraulisk kontakt til dette, kan det oppstå drenering gjennom det glasiofluviale laget, som ved utilstrekkelig tetting kan føre til langvarig reduksjon i poretrykket i leira og påfølgende setninger på overflaten. Effektiv vannkontroll er derfor helt avgjørende for å unngå setningsskader og sikre stabilitet. I tillegg gir grunnforholdene utfordringer ved driving under såkalte «mixed-face»-forhold, der stoffen veksler mellom hardt berg og løsmasser, og inhomogeniteter mellom og innad i disse. Andre betydelige utfordringer omfatter ustabiliteter ved begrenset overdekning, samt anleggstekniske begrensninger knyttet til driving i et sensitivt, urbant miljø.

Som følge av dette, er det avgjørende å velge en egnet drivemetode gjennom en nøye vurdering av dens muligheter og begrensninger for å sikre en trygg og kostnadseffektiv tunnelbygging (Namin m.fl., 2014). Tradisjonelt har boring og sprenging (D&B) vært den foretrukne metoden i Norge, men de krevende grunnforholdene og strenge miljøkravene gjør at tunnelboremaskin (TBM) også bør vurderes. Disse maskinene er konstruert for å håndtere komplekse og varierende grunnforhold ved bruk av spesialtilpassede vannkontrollsystemer, og kan optimaliseres for ulike drivescenarier.

TBM-teknologi for tunneldriving i løsmasser og overgangssoner til berg, med diametere store nok for jernbane, er imidlertid helt ny for norsk tunnelindustri. De utfordringene NTO-prosjektet representerer, gir derfor en unik mulighet til å belyse dagens teknologiske standpunkt innen TBM-drift i løsmasser og grunne traséer i berg. Masteroppgaven undersøkte dens anvendbarhet for NTO-prosjektet, basert på erfaringer fra både nasjonale og internasjonale prosjekter.

METODE

Studien bygget på tre metoder: litteraturstudie, feltbesøk og faglige konsultasjoner med nøkkelpersoner i tunnelbransjen. Formålet var å få en helhetlig forståelse av TBM-teknologiens anvendelse i ulike geologiske forhold, med særlig vekt på utfordringer knyttet til vannkontroll i hardt berg og driving i løsmasser.

Litteraturstudie

Litteraturstudien dannet det teoretiske fundamentet for problemstillingen, og omfattet både vitenskapelige publikasjoner og tekniske rapporter. Kilder og referanseprosjekter ble funnet gjennom nøkkelordsøk i akademiske databaser, anbefalinger fra fagfolk og utvidede søk fra referanselister. Dette ga følgende referanseprosjekter (alle prosjektene ble utført med TBM, og relevansen for masteroppgaven er fremhevet i parentes):

- Follobanen, Oslo (vannkontroll i hardt berg)
- Cityringen, København (driving i sensitivt, urbant miljø i løsmasser og berg)
- Mass Rapid Transit, Singapore (driving i løsmasser og «mixed-face»-forhold)
- Hallandsås, Sverige (vannkontroll i hardt berg)
- ÉOLE, Paris (driving i sensitivt, urbant miljø i løsmasser)
- Western Emission Tunnel II, Mexico (driving i «mixed-face»-forhold)
- Midgardsormen, Oslo (driving i norsk, marin leire)

Feltbesøk og møter

Feltbesøk og møter var essensielt for å komplimentere litteraturstudien med praktisk, prosjektspesifikk innsikt. Formålet var å observere pågående TBM-prosjekter og ha direkte dialog med fagpersoner for å oppnå kontekstforståelse, verifisere tekniske detaljer og diskutere prosjekt-spesifikke erfaringer. Det ble lagt særlig vekt på byggepraksis og operativ forståelse av TBM-drift, samt tilgang til informasjon fra interne dokumenter og evalueringer. Følgende feltbesøk ble gjennomført:

- E5 Råvannstunnelen, Ny Vannforsyning Oslo (vannkontroll i hardt berg)
- E6 Rentvannstunnelen, Ny Vannforsyning Oslo (vannkontroll i hardt berg)
- District Heating Tunnel, Hamburg (driving i løsmasser)
- Herrenknechts fabrikk i Schwanau (innsikt i TBM-teknologi og mulige strategier)
- Grand Paris Express, Paris (driving i løsmasser)
- VA Sluppen, Trondheim (driving i norsk, marin leire)

Faglige konsultasjoner

Dialog og faglige konsultasjoner med sentrale aktører og nøkkelpersoner i bransjen utgjorde et viktig supplement til litteraturstudien og feltarbeidet. Medvirkende var Oslo vann- og avløpsetat, Bane NOR, NGI, Skanska, Troicon AS, Søbstad, Herrenknecht, Robbins, Creg, Implenla, Zetcon, Spie Batignolles og Razel-Bec. Disse ga innblikk i operative erfaringer, teknologiske vurderinger og prosjektspesifikke løsninger som har bidratt til å verifisere og nyansere oppgavens funn.

NTO-PROSJEKTET

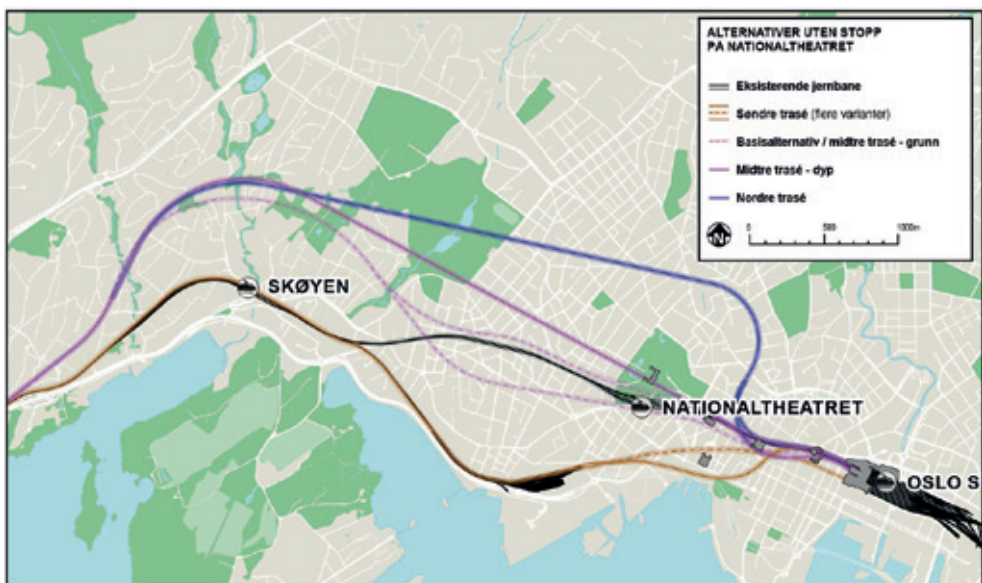
Diskusjonen om en ny jernbanetunnel gjennom Oslo har pågått i flere tiår. I 2014 fikk Jernbanedirektoratet, Statens vegvesen og Ruter AS i oppdrag å gjennomføre en konseptuell utredning av hvordan transportkapasiteten inn mot og gjennom Oslo kunne økes, der en ny jernbanetunnel gjennom sentrum var et sentralt element. Dette initiativet omtales som KVV Oslo-Navet (Klemetzen, 2015). I 2015 publiserte gruppen en konseptvalgutredning sammen med flere tilhørende delrapporter, som har vært viktig bakgrunnsgrunnlag for masteroppgaven. I 2021 ble planleggingsprosessen av jernbanen satt på vent som følge av utfordrende prosjektgjennomføring og manglende finansiering (Nygård, 2022). I Nasjonal Transportplan 2025-2036 er prosjektet derimot

på nytt nevnt som et sentralt element i den langsiktige utviklingen av det norske jernbanenettet, med gjenopptagelse av planarbeidet og forventet ferdigstilling tidlig på 2040-tallet (Samferdselsdepartementet, 2024)

NTO-prosjektet er foreløpig på et konseptuelt stadium, og detaljplanleggingen har ennå ikke startet. Et grunnleggende krav er imidlertid at den nye jernbanetunnelen skal være dobbeltsporet (Samferdselsdepartementet, 2024). Tunnelens geometri og tverrsnitt er avgjørende for om prosjektet skal bygges som én tunnel med stor diameter som rommer to parallelle spor, eller som to tunneler med mindre diameter, hver med ett spor (Narum m.fl., 2015). En detaljert vurdering av dette lå utenfor rammen av masteroppgaven, men analysene tok utgangspunkt i to enkeltsporede tunneler med 10 meters diameter.

Mulige tunneltraseer

Flere mulige traséalternativer for NTO-prosjektet har blitt vurdert, der hovedforskjellen ligger i om tunnelen skal inkludere en stasjon ved Nationaltheatret. Dette valget har stor betydning for hvilken tunneldybde som er gjennomførbar. I tillegg medfører det faktum at Oslo S kun har én sporhøyde, at traséen i utgangspunktet må ha grunn overdekning (Narum m.fl., 2015). Traséstudier utført av KVV-staben (2015) og Bane NOR (2020) er vist i Figur 1.



Figur 1: Fire tunnelalternativer for NTO-prosjektet utarbeidet av Bane NOR og KVV-staben (Eknes, 2020). Lysaker stasjon er 500 m vest for rammen på kartet. Basisalternativet (rosa stiplet linje) ble brukt som grunnlag i studien.

Analysen av de ulike traséalternativene konkluderte med at Basisalternativet er det mest gjennomførbare (Eknes, 2020), og ble derfor også brukt som grunnlag i masteroppgaven. Dette alternativet har en total lengde på 6,8 km og følger i hovedsak eksisterende Oslotunnel før den dreier nord for Skøyen. Det er også det eneste alternativet som inkluderer en stasjonshall ved Nationaltheatret. Analyser av de geologiske forholdene langs basisalternativet er vist i Tabell 1.

Tabell 1: Analyse av overdekning og geologisk fordeling på NTO-prosjektet, basert på sluttrapport og profil av den eksisterende Oslotunnelen (NSB, 1980), berggrunnskart, dybde til berggrunn-kart og faglig skjønn.

Category	Length (m)	Percentage	Geology	Length (m)	Percentage
Soil	550	8.0%	Soil	550	8.0%
Rock cover < 15 m	800	12.0%	Igneous intrusions	300	4.5%
Rock cover > 15 m	3,450	80.0%	Alum. shale	600	9.0%
Total length	6,800	100.0%	Limestone and shale	3,350	78.5%
			Total tunnel length	6,800	100.0%

Konseptuelle drivescenarioer og hovedalternativer for driving

For å belyse de ulike drivforholdene som kan oppstå i Oslo sentrum, ble det delt inn i fire representative scenarioer basert på grunnforholdene. Inndelingen danner et rammeverk for å vurdere gjennomførbarhet og forventet ytelse i hvert område.

I **Scenario 1** foregår tunneldrivingen i hardt berg med tilstrekkelig overdekning. Dette innebærer forhold der risikoen for ustabilitet i tunnelen er liten. Slike geologiske forhold forventes å dominere i den vestlige delen av NTO-prosjektet og tillater normalt gode fremdriftshastigheter for TBM-en. Geologisk sett vil man her forvente kalkstein og skifer med enkelte intrusivbergarter og svakhetssoner. Hovedutfordringen vil være knyttet til grunnvannskontroll.

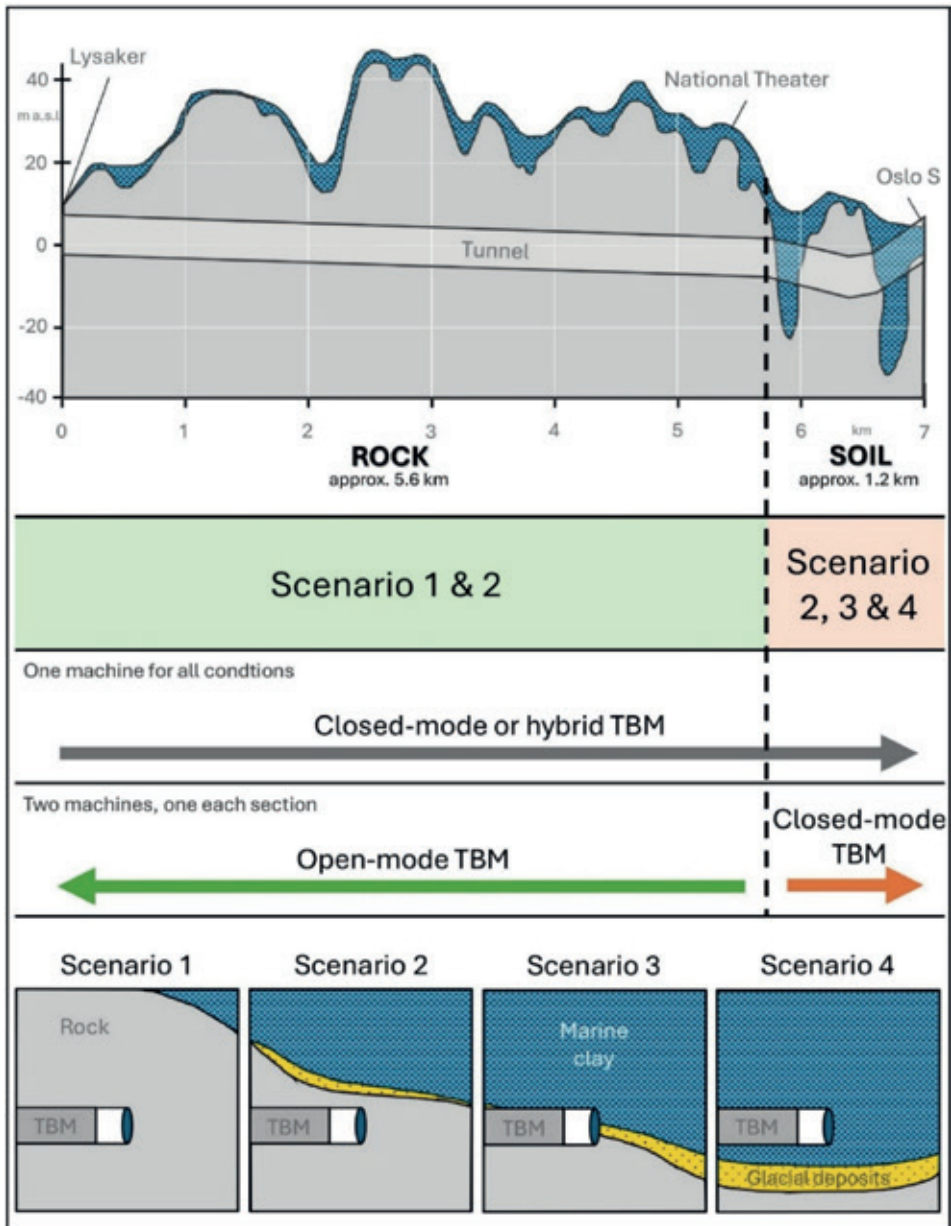
I **Scenario 2** drives tunnelen fortsatt i hardt berg, men med minimal overdekning (< 1,5 x TBM-diameter). Slike forhold forekommer flere steder langs traseen, ofte i tilknytning til dype ravineformasjoner. Her kan dypporvitrering strekke seg ned fra ravinebunnen og skape hydraulisk kontakt med de permeable glasiofluviale avsetningene langs bergkontakten. Scenariot medfører utfordringer knyttet til grunnvannskontroll og stabilitet i bergmassen.

I **Scenario 3** foregår tunneldrivingen i overgangssoner der stoffen består av både berg og løsmasser, tidvis i kombinasjon med liten overdekning. Et kjennetegn ved denne situasjonen er usikkerhetsmomentene rundt grunnvannskontroll og stabilitet ved gjennomtrenging av det permeable glasiofluviale laget mellom bergoverflaten og den sensitive, marine leira. Dette medfører spesielt høy risiko for rask drenering, poretryksreduksjon og setningsutvikling, samt økt risiko knyttet til stoffstabilitet. Slike forhold oppstår typisk ved tunneldrift gjennom de løsmassefylte ravineformasjonene i den østlige delen av traséen. TBM-drift under slike forhold har aldri tidligere blitt utført i Norge, og prosjektet må derfor bygge på internasjonal erfaring og kunnskap.

I **Scenario 4** drives tunnelen utelukkende i løsmasser, tidvis også med liten overdekning. Som i Scenario 3 er dette unike forhold for NTO-prosjektet, hvor tilsvarende TBM-drift ikke tidligere har blitt gjennomført i Norge. Dette medfører betydelig usikkerhet, særlig knyttet til samspillet mellom TBM og løsmasser, samt evnen til å opprettholde effektiv grunnvannskontroll og stabilitet. Disse forholdene vil man kunne finne i prosjektets østlige del, mellom Nationaltheatret og Oslo S.

De fire konseptuelle scenariene representerer ulike alternativer for hvordan tunneldrivingen kan gjennomføres, og har direkte betydning for både antall TBM-er som kreves og hvilke egenskaper hver maskin må ha (Figur 2). Et sentralt spørsmål er om én TBM kan håndtere alle grunnforholdene langs traseen, eller om strekningen bør deles inn i to separate drivseksjoner. Et annet viktig tema er hvordan man best kan

sikre effektiv kontroll av grunnvann under de ulike forholdene. Tilkomst og riggområder er også avgjørende faktorer, spesielt i området rundt Oslo S der plassen er svært begrenset. Dette åpner for muligheten til å etablere adkomst fra området ved Nationaltheatret, eller alternativt starte drivingen fra Lysaker.



Figur 2: Scenarier og drivealternativer. Øverst: Overordnet geologisk profil av NTO-prosjektet basert på terrengeanalyser og den eksisterende Oslotunnelen (NSB, 1980). Midten: Hovedalternativer for driving med TBM på NTO-prosjektet (grønt indikerer mer gunstige forhold for tunneldriving enn oransje, basert på geologisk homogenitet og erfaringsgrunnlag i bransjen med de ulike maskintypene). Nederst: Presentasjon av de fire konseptscenarioene. De ulike TBM-typene nevnt i figuren er beskrevet i neste kapittel.

TBM-TEKNOLOGI

De operative prinsippene for TBM-teknologi kan grovt deles inn mellom TBM-er for bergforhold og TBM-er for løsmasseforhold, omtalt som henholdsvis «åpen modus» og «lukket modus». Dersom vann fritt kan drenere inn fra stoffen, opererer TBM-en i åpen modus. Dette forutsetter en viss stabilitet i de omkringliggende massene og benyttes derfor som regel i bergforhold. I lukket modus derimot, genererer TBM-en et mottrykk mot stoffen tilsvarende in-situ vann- og jordtrykk. Dette muliggjør driving i løsmasser, der mottrykket bidrar til å stabilisere stoffen. Lukket modus er dermed typisk knyttet til løsmassedriving.

Det finnes også TBM-teknologi som kombinerer begge driveprinsippene i én og samme maskin – en såkalt «hybridmaskin». Da tunnelalternativene til NTO inkluderer både berg- og løsmasseforhold, er det relevant å vurdere både maskiner som opererer i åpen og lukket modus. I konteksten av NTO-prosjektet, har det dermed vært naturlig å dele traseen basert på om grunnforholdene inkluderer løsmasser eller ikke. Dette har resultert i inndelingen i en østre og vestre del som vist i **Feil! Fant ikke referanse-kilden.** og to alternative TBM løsninger:

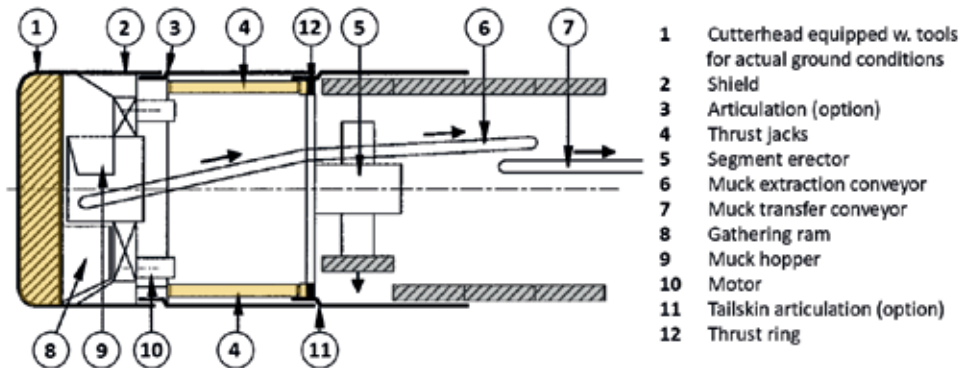
Alternativ 1: To TBM-typer – én optimalisert for den vestre delen og én for den østre delen. For den vestre delen vil dette sannsynligvis innebære bruk av en åpen-modus TBM, mens den østre delen krever en TBM i lukket modus.

Alternativ 2: Én enkelt TBM-type optimalisert for å håndtere både løsmasser og berg. Dette vil innebære enten en hybrid-TBM eller en TBM i lukket modus som brukes for hele tunneltraseen.

Åpen modus TBM

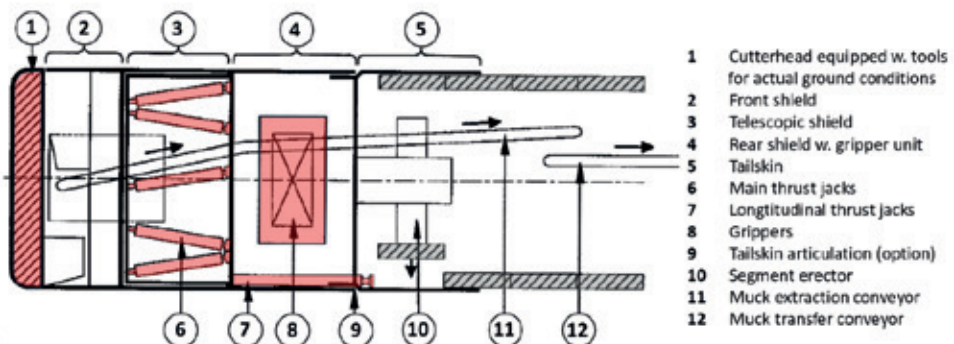
TBM-typer som opererer i åpen modus kan grovt deles inn i skjoldede maskiner og gripper-TBM-er. Hovedforskjellen ligger i hvorvidt TBM-en har et skjold rundt maskinkroppen eller ikke. På grunn av de sensitive grunn- og hydrogeologiske forholdene i Oslo, anses gripper-TBM som en lite egnet løsning for NTO-prosjektet. Fokuset rettes derfor mot de skjoldede TBM-typerne: enkeltskjoldet og dobbeltskjoldet TBM.

Felles for skjoldmaskinen er at betongsegmenter installeres fortløpende bak skjoldet, og danner en permanent lining som sikrer stabilitet og vannkontroll. Enkeltskjold TBM-en drives fremover ved hjelp av hydrauliske skyvesylindere som virker mot de installerte segmentene og dytter maskinen fremover (**Feil! Fant ikke referanse-kilden.**). Boring og installasjon av betongsegmenter kan dermed ikke foregå samtidig, noe som resulterer i økt nedetid for TBM-en (Robbins, 2025).



Figur 3: Skjematisk illustrasjon av en enkeltskjoldet TBM. Modifisert etter ITA (2000).

En dobbeltskjoldet TBM består av to skjoldkomponenter sammenkoblet av et teleskopisk mellomskjold som illustrert i Figur 4. Dette muliggjør to drivemoduser; enkeltskjoldmodus (samme prinsipp som enkeltskjold TBM), og dobbeltskjoldmodus. I dobbeltskjoldmodus forankres grippere mot tunnelveggen for å gi skyvekraft, mens teleskopiske skyvesylindere mellom det fremre og bakre skjoldet presser maskinen fremover. I motsetning til en enkeltskjoldet TBM, kan boring og segmentinstallasjon utføres samtidig, forutsatt grunnforhold som tillater bruk av grippere (Chen m.fl., 2023).



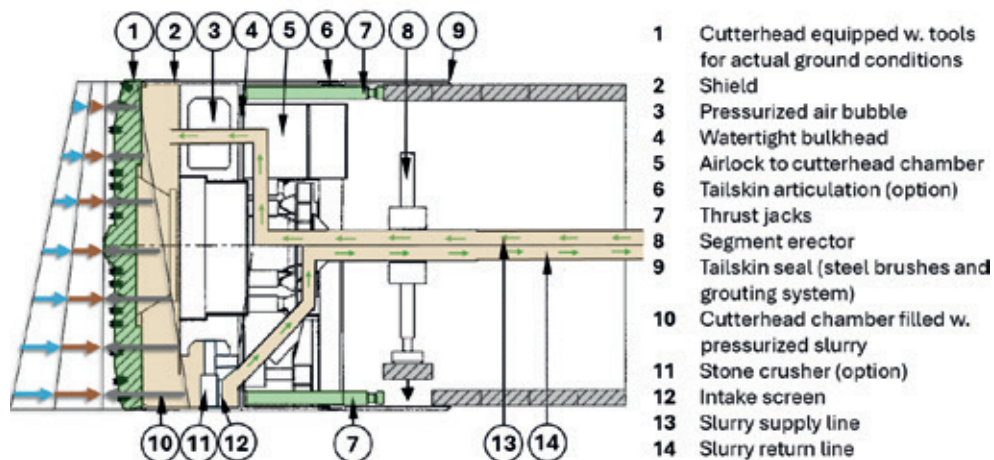
Figur 4: Skjematisk illustrasjon av en dobbeltskjoldet TBM. Modifisert etter ITA (2000).

Lukket modus TBM

Det finnes to hovedmetoder og maskinkonfigurasjoner for TBM-er i løsmasser: Slurry Shield TBM og Earth Pressure Balance (EPB) TBM. Begge bygger på trykkbalanseprinsippet for å stabilisere stoffen, men oppnår dette på ulike måter.

I en Slurry Shield TBM brukes en slurry-suspensjon til å påføre et mottrykk mot stoff og opprettholde stabilitet under driving (Figur 5). Slurryen består vanligvis av en blanding av bentonitt og vann, som tilføres trykkammeret bak kutterhodet i en lukket

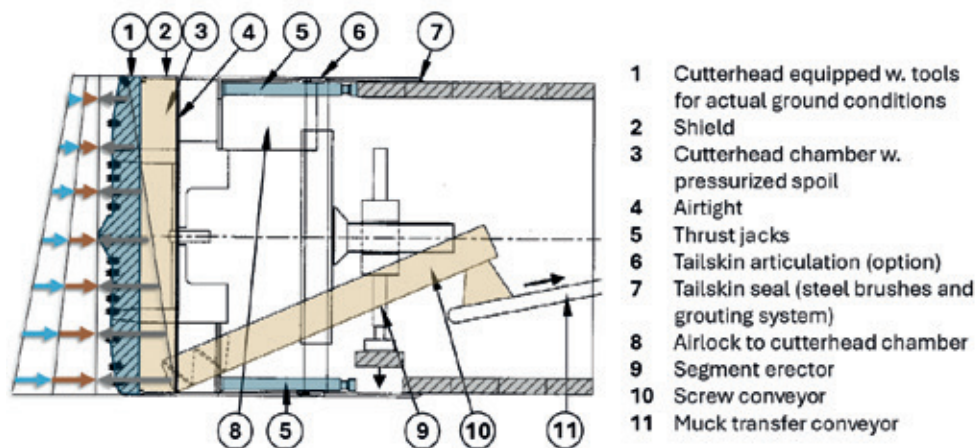
slurry-krets via rør som går inn og ut fra et separasjonsanlegg på overflaten (Dammyr, 2017). Suspensjonen trenger inn i massene fra stuff og danner et tett filterkake-lag som stabiliserer stuffen. Metoden er dermed spesielt egnet til løsmasser med en viss permeabilitet, som sand og grus (Jakobsen, 2014). Mange moderne slurymaskiner er i tillegg utstyrt med et øvre kammer med en trykksatt luftboble for økt kontroll og raskere respons (Dammyr, 2017). Slike Slurry Shield TBM-er omtales ofte med produsentspesifikke navn, som for eksempel *Mixshield* fra Herrenknecht (Jakobsen og Arntsen, 2014).



Figur 5: Skjematiske illustrasjon av en Slurry Shield TBM. Pilene illustrerer trykktilstandene på stuff, balansert mellom in-situ vanntrykk (blå), jordtrykk (brun) og trykket generert fra TBM (grå). Modifisert etter ITA (2000) og Dammyr (2017).

Avfallsslammet som fraktes ut sendes til separasjonsanlegget for å filtrere vekk fast stoff og gjenbruke vann. Anlegget består gjerne av flere prosesser for ulike kornstørrelser. Utforming og kapasitet avhenger dermed av massenes kornfordeling – jo større variasjon, desto mer omfattende anlegg. Plassbehovet kan utgjøre en betydelig utfordring i urbane områder, og i enkelte tilfeller gjøre bruk av slurry-TBM uaktuelt alene av denne grunn (Maidl m.fl., 2012).

I EPB-TBM-en brukes selve uttaksmassen som stabiliseringsmedium. Mottrykket blir generert ved at gravekammeret i EPB-maskinen fylles opp med masser og presses sammen av framdriften til maskinen (Figur 6). Ved å kontrollere uttaket av løsmasser ved bruk av en skruetransportør kan tilstrekkelig mottrykk opprettholdes. Denne metoden egner seg tradisjonelt sett i kohesive masser med lav permeabilitet som leire og siltholdige masser for å opprettholde en tett «plugg» i skruetransportøren (Herrenknecht AG, 2025). EPB-teknologien har derimot blitt utvidet til å håndtere et bredere spekter av permeabilitetsforhold på stuff. Dette er mulig gjort ved tilsetning av additiver som bentonitt, polymerer eller skum, der egenskapene til jordmassene kan tilpasses etter behov – for eksempel ved tilsetning av skum for økt kohesjon i friksjonsmasser (Jakobsen og Arntsen, 2014).



Figur 6: Skjematiske illustrasjon av en EPB TBM. Pilene illustrerer trykkforholdene på stoff, balansert mellom in-situ vanntrykk (blå), jordtrykk (brun) og trykket generert fra TBM (grå). Modifisert etter ITA (2000) og Dammyr (2017).

Kombinere moduser – hybrid TBM

Betegnelsen på en hybrid TBM i industrien, varierer mellom produsenter, men prinsippet er det samme: en hybridmaskin med evnen til å veksle mellom drivemoduser. Herrenknecht benytter betegnelsen *Multimode*, mens Robbins omtaler tilsvarende maskiner som *Crossover TBM*. Følgende konfigurasjoner finnes for hybridløsninger:

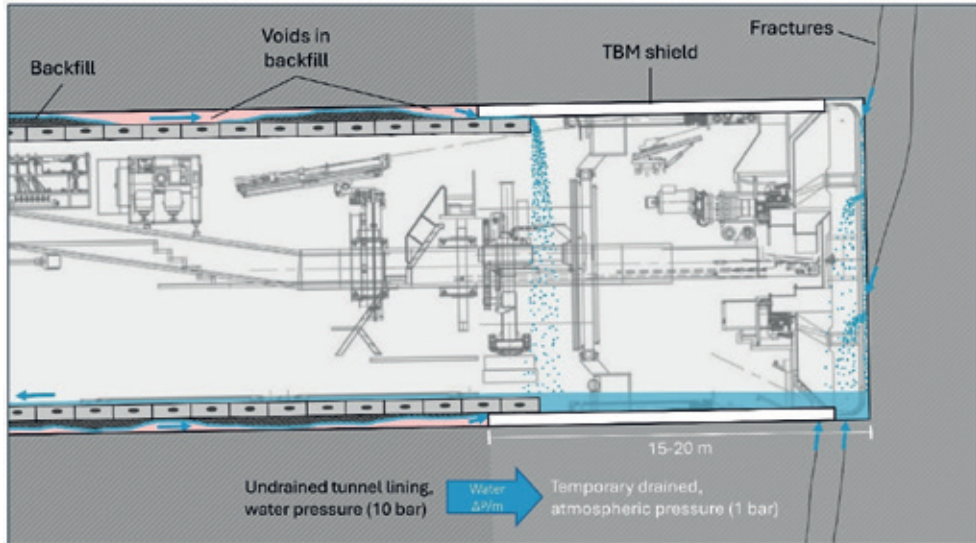
- EPB/åpen modus
- Slurry/åpen modus
- Slurry/EPB
- Variable Density TBM

Variable Density TBM er Herrenknechts mest avanserte multimode-maskin og kombinerer driveprinsippene fra både EPB- og slurry-TBM, men muliggjør en sømløs overgang mellom modusene uten mekaniske inngrep, samtidig som et stabilt mottrykk kan kontrolleres kontinuerlig (Bäppler, 2016). Et annet særtrekk ved Variable Density TBM-en er muligheten til å variere tettheten i slurrysuspensjonen ved bruk av et høydensitets støttemedium, såkalt *High Density Support Medium* (HDSM). Høyere tetthet i suspensjonen reduserer inntrengningsevnen gjennom massene på stoffen og den kapillære stigningen, noe som muliggjør økt trykkkontroll i utfordrende grunnforhold som lav overdekning, sprekkesoner eller grovkornede masser (Duhme og Lee, 2021).

SENTRALE ASPEKTER KNTTET TIL TBM-DRIVING I SCENARIO 1 OG 2

Ved tunneldrift i åpen modus med skjoldede TBM-er i Scenario 1 og 2, er vanninntrengning inn i skjoldet en kjent utfordringen. Dette gjelder spesielt når liningen er vanntett samtidig som man har atmosfæriske trykkforhold på stoff. Dette skaper en hydraulisk trykkgradient bak liningen, som leder grunnvann mot stoffen (Figur 7). For

å håndtere dette, må TBM-en være utstyrt med tiltak for vannkontroll, vanligvis gjennom sonderboring og forinjeksjon (Burger, W., personlig kommunikasjon, 06. nov. 2024).



Figur 7: Prinsippskisse som viser vanninntrenging bak vanntett lining under tunneldrift i åpen modus, som følge av hydraulisk trykkgradient mot stoff. Dette kan medføre utvasking av tilbakefyllingsmateriale og mulig destabilisering av liningen. Modifisert etter Gollegger (2022).

Erfaringer fra prosjekter – Follobanen og Ny Vannforsyning Oslo

Vanninntrenging forårsaket av hydrauliske trykkgradienter ble en betydelig utfordring på Follobaneprosjektet, hvor det ikke var etablert tilstrekkelige tiltak og rutiner i tide for å hindre vannstrøm bak lining og inn i skjoldet. Dette førte til utvasking av tilbakefyllingsmateriale bak segmentene (Figur 7), destabilisering av ringer i liningen og omfattende etterinjeksjonsarbeid (Gollegger, 2022). Konsekvensene var forsinkelser og kostnadsoverskridelser (Holte og Ringen, 2023). Erfaringene viste tydelig behovet for bedre definerte prosedyrer og mer effektive strategier for vannkontroll ved driving i åpen modus med vanntett lining.

I prosjektet Ny Vannforsyning Oslo (NVO), med delprosjektene E5 Råvannstunnelen og E6 Rentvannstunnelen, ble det trukket sentrale læringspunkter fra Follobanen opp mot prosjektstart, med fokus på mer strukturert håndtering av grunnvann. Forbedringene omfattet endringer i kontraktsform, reviderte injeksjonsprosedyrer, oppdatert tilbakefyllingsstrategi og innføring av vannbarrierer mot langsgående vannstrøm bak lining. Samlet førte disse tiltakene til en vesentlig tettere tunnel med redusert vanninntrenging på stoff (Hansen, J., personlig kommunikasjon, 08. jan. 2025).

Kontraktsform

Effektiv grunnvannskontroll avhenger av tydelig ansvarsfordeling og klare beslutningslinjer. På Follobanen ble beslutningsmyngigheten for vannkontroll lagt til entreprenøren. Dette resulterte i ulik praktisering av prosedyrer og oppfølging mellom

byggherre og entreprenør, og viste behovet for tydeligere rolleavklaringer og bedre kommunikasjon mellom partene (Holte og Ringen, 2023). En endring til NVO-prosjektet var at beslutningsmyndigheten for alt forinjeksjonarbeid ble lagt til byggherren. I tillegg ble klare prosedyrer, minimumskrav til TBM-design og oppfølging av kvalitet etablert tidlig, og erfarent personell fra Follobanen ble hentet inn i prosjektet (Syversen m.fl., 2021). Denne byggherrestyrte modellen, kombinert med kompetanse på forinjeksjon under norske forhold, viste seg å være en avgjørende forbedring for å oppnå mer effektiv og pålitelig vannkontroll.

Forinjeksjon og sonderboring

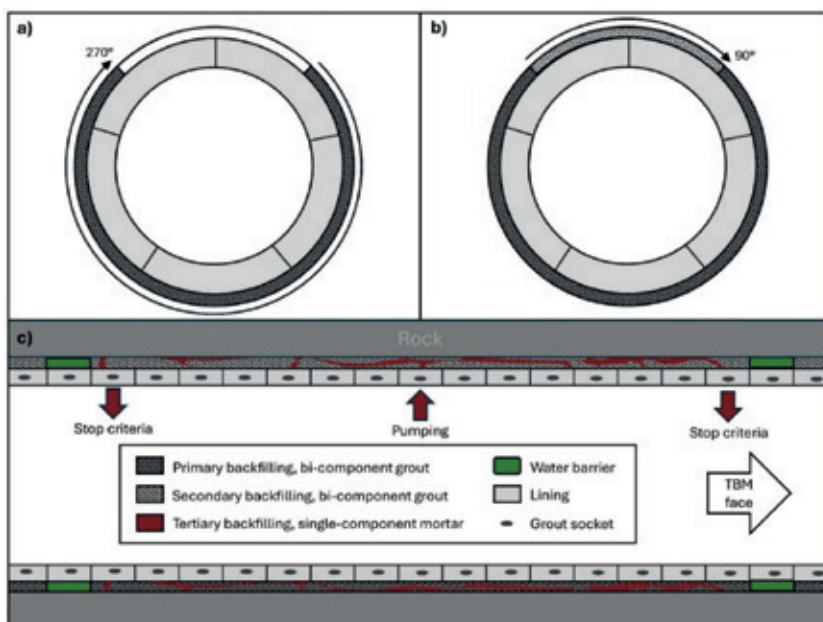
Forinjeksjon (PEG) regnes som den mest effektive metoden for midlertidig grunnvannskontroll ved TBM-drift i hardt berg, men resultatet er sterkt avhengig av sammensetningen av injeksjonsblandingen (Hognestad og Holter, 2012). På Follobanen ble det benyttet standardsement og mikrosement, med varierende grad av tettingseffekt (Gollegger, 2022). På E6 Rentvannstunnelen ble det brukt mikrosementblanding. Denne hadde herdetid på to timer (Oslo VAV, 2024).

På E5 Råvannstunnelen var vanntrykket betydelig høyere og dermed også risikoen for utvasking. Her ble det tilsatt en kalsium-silika-hydrat-akselerator (CSH-booster) i injeksjonsblandingen, noe som reduserte varigheten på PEG-operasjonene og samtidig opprettholdt ønsket herdetid. Prosjektet utviklet effektive blandinger med herdetid ned mot 45 minutter. Dette bidro til økt fremdrift og gjorde PEG mer praktisk anvendelig ved TBM-drift, og er derfor viktig å vurdere opp mot NTO-prosjektet. Kontinuerlig testing viste imidlertid noe variasjon i sementkvaliteten, noe som understreker behovet for videre optimalisering og kvalitetssikring (Stormoen m.fl., 2023).

Strategi for sonderboring ble betydelig forbedret fra Follobanen til NVO. På Follobanen startet man med ett borehull i hengen, som etter hvert ble utvidet til to til seks hull for bedre å kunne identifisere vannførende sprekker (Gollegger m.fl., 2021). På NVO ble dette videreutviklet, og på E6 Rentvannstunnelen ble det systematisk brukt tolv hull jevnt fordelt i skjermen. Injeksjonen ble gjennomført i en strukturert sekvens med primære, sekundære og kontrollskjermer, som ga vesentlig bedre tettingseffekt og kontroll før neste sekvens (Oslo VAV, 2024). Dette forsterkede fokuset på sonderboring og forinjeksjon var også sentralt i utformingen av TBM-ene for NVO, hvor maskinene ble designet med dedikerte injeksjonsskjold og spesialiserte løsninger med plass til henholdsvis to og tre borejumboer på de to delprosjektene (Isachsen m.fl., 2024). For NTO-prosjektet, som får større TBM-diameter, kan en fjerde borejumbo være aktuelt. Dette vil kunne øke effektiviteten og forbedre dekningsgraden.

Tilbakefylling bak lining

Materialvalg og prosedyre for tilbakefylling ble vesentlig forbedret etter erfaringene fra Follobanen. Bi-komponent-mørtel ble benyttet både på Follobanen og E6 Rentvannstunnelen, og er logistisk effektiv å lagre og håndtere, men utsatt for utvasking under høyt vanntrykk (Gollegger, 2022). En mer strukturert tilbakefyllingsstrategi var en sentral forbedring på E6 Rentvannstunnelen. Her ble det innført en tretrinnsprosedyre med primær, sekundær og tertiær tilbakefylling (Figur 8) som reduserte utvasking og forbedret ringstabiliteten (Hansen, J., personlig kommunikasjon, 8. jan. 2025).



Figur 8: Tretrinns tilbakefyllingsprosedyre på E6 Rentvannstunnelen som viser a) primærfylling, b) sekundærfylling og c) tertiærfylling. De ulike fargene på tilbakefyllingen illustrerer de tre trinnene i prosessen.

I E5 Råvannstunnelen ble det valgt ertesingel som tilbakefyllingsmateriale, grunnet høyere vanntrykk og behov for bedre motstand mot utvasking, samtidig som materialet ga god ringstabilitet (Syversen m.fl., 2019). Denne løsningen krevde imidlertid større plass og mer omfattende logistikk for transport og lagring. Prosjektet opplevde også betydelig utstyrsslitasje og ujevn materialflyt på grunn av støvbelagte korn. Dette ble løst ved å erstatte slitasedeler med transportbånd samt forhåndsvaske materialet (Isachsen, G., personlig kommunikasjon, 29. jan. 2025).

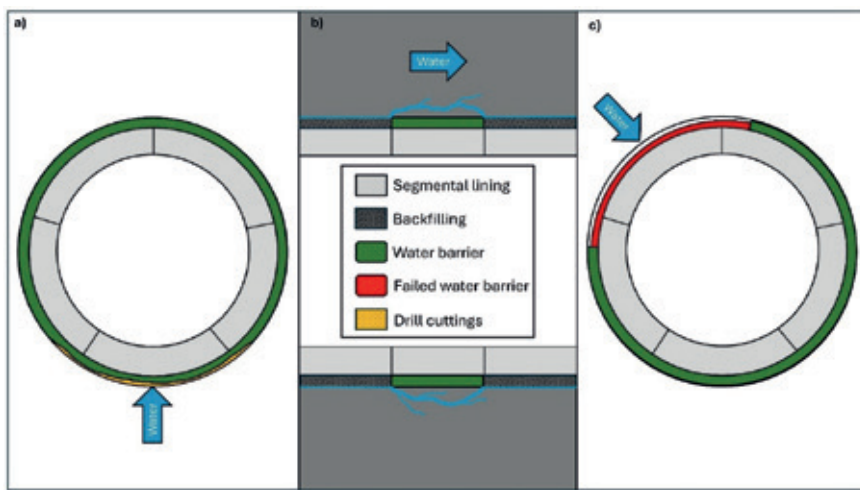
For NTO-prosjektet vurderes bi-komponent-mørtel som den mest praktiske løsningen, hovedsakelig på grunn av lavere vanntrykk og enklere logistikk. Erfaringene fra E6 Rentvannstunnelen viser at en strukturert tretrinnsprosedyre for tilbakefylling gir bedre tetting og økt ringstabilitet, hvorpå denne praksisen bør videreføres i NTO-prosjektet. Erfaringene fra E5 Råvannstunnelen kan samtidig gi verdifull innsikt i valg av mest egnet materiale, og en kombinasjon av de to løsningene kan også være en mulig tilnærming.

Vannbarrierer bak lining

Langsgående vannbarrierer ble introdusert på NVO for å håndtere grunnvannsstrøm bak liningen, basert på erfaringene fra Follobanen (Isachsen m.fl., 2024). Systemet tetter hulrommet mellom liningen og bergoverflaten ved bruk av integrerte geotekstilputer støpt inn i segmentene som injiseres med mikrosegment. Segmentene monteres som én ring og vil derfor etablere en sammenhengende vannbarriere bak liningen ved riktig montering (Gollegger, J., personlig kommunikasjon, 12. des. 2024). Ringene ble først installert med 200 m mellomrom, men avstanden ble underveis redusert til maksimalt 100 m for å oppnå bedre effekt (Rådgivergruppen MA, 2024). E5 Råvannstunnelen viste gode resultater med minimale vannmengder inn mot skjoldet og rask gjenvinning av poretrykk (Stormoen, M., personlig kommunikasjon,

29. jan. 2025). På E6 Rentvannstunnelen ble det imidlertid fortsatt registrert vanninntrenging mot skjoldet.

Tre årsaker til vannlekkasje forbi barrierene ble identifisert: utilstrekkelig tetting ved ringinstallasjon på grunn av et permeabelt lag med borkaks langs sålen mellom barrieren og bergoverflaten, vannstrøm gjennom uforseglede sprekker i bergmassen, samt mislykkede installasjoner (Figur 9) (Hansen, J., personlig kommunikasjon, 8. jan. 2025). Til tross for disse utfordringene har barrierene vist seg å være et effektivt og driftssikkert tiltak, og de forventes å spille en sentral rolle også i NTO-prosjektet.



Figur 9: Tre årsaker som forklarer vannstrøm forbi de vanntette barrierene: a) ufullstendig rengjøring av sålen, b) uforseglede sprekker i bergmassen, og c) mislykket eller ufullstendig installasjon av barrieren.

Som et generelt tiltak for å redusere restlekkasje, ble kontaktinjeksjon med polyuretan (PU) innført som standard prosedyre i ringene før og etter vannbarrierene (Hansen, J., personlig kommunikasjon, 08. jan. 2025). Dette vil trolig også være et viktig tiltak for NTO-prosjektet.

Tiltak for å redusere mengden borkaks langs sålen har vært fjerning med manuell rengjøring og sugesystemer, samt reduksjon av mengden borkaks som blir akkumulert gjennom vakuumpumper over borstengene under selve boringen. Det som har vist seg mest effektivt har vært manuell rengjøring, og det spesielt på E5 Råvannstunnelen der det ble etablert en liten åpning i skjoldet som ga bedre tilgang til sålen (Stormoen, M., personlig kommunikasjon, 29. jan. 2025).

For å redusere vannstrøm gjennom sprekker i bergmassen har endringer i blandingsforhold og antall skjermer blitt gjort. Injeksjonsarbeidet kan imidlertid bli mindre effektivt dersom berget er svakt og borkaks langs sålen hindrer korrekt ansett av borkrona mot bergoverflaten. Dette har ført til enkelte mislykkede skjermer. Et mulig tiltak for å redusere dette problemet er å bore og injisere sålehullene først, slik at opphopning av borkaks begrenses. Dette vil riktignok forsinke injeksjonsarbeidet da boreriggene er seksjonsbaserte med kun én borejumbo langs sålen (Hansen, J., personlig kommunikasjon, 8. jan. 2025). For NTO-prosjektet kan en TBM med større diameter og fire borerigger gi bedre dekningsgrad og redusert mengde borkaks langs sålen, ved at to rigger kan bore sålehull samtidig. Vedvarende utfordringer med borkaks understreker imidlertid behovet for forbedret rengjøring – enten gjennom

integrerte åpninger i skjoldet, mer effektiv oppsamling av borkaks under sonderboring, eller et optimalisert skovldesign som reduserer opphopning bak skjoldet under drivingen.

For ufullstendige eller mislykkede installasjoner av barrierene ble systematiske kamera-inspeksjoner benyttet for å identifisere feil, etterfulgt av ny installasjon eller PU-injeksjon der det var nødvendig. Disse tilfellene har forekommet relativt sjelden sammenlignet med de øvrige årsakene (Hansen, J., personlig kommunikasjon, 8. jan. 2025).

Refleksjon rundt vannkontroll med åpen modus på NTO-prosjektet

Alle tiltakene som beskrives her, har som formål å sikre midlertidig vannkontroll rundt skjoldet og ved stuff i perioden fram til den vanntette, permanente liningen er installert. Sonderboring og injeksjon er svært ressurskrevende prosesser, og utfordringer med vanninntrenging forekommer fortsatt i NVO-prosjektet (Hansen, J., personlig kommunikasjon, 8. jan. 2025). En alternativ tilnærming er å redusere omfanget av injeksjonsarbeidet og akseptere høyere midlertidig vanninntrenging under driving, kombinert med raskere installasjon av vanntett lining. Forholdene i Oslo-leira er imidlertid svært sensitive, med poretrykksreduksjon som har opptrådt langt raskere enn beregnet. Det innebærer derfor betydelig risiko å anvende en slik strategi i svært sensitivt miljø i Oslo sentrum.

En annen tilnærming er å drive i lukket modus i berg. Dette ble prøvd ut på Hallandsås-prosjektet i Sverige, men ble erstattet underveis da metoden viste seg å være svært ressurskrevende og medførte betydelig utstyrsslitasje. Lukket drift i berg ble der estimert til å være om lag 46 % tregere enn åpen modus med PEG (Sturk m.fl., 2011). Det er likevel verdt å merke seg at forholdene der var preget av vesentlig høyere vanntrykk og større overdekning enn det som forventes på NTO-prosjektet, noe som kan indikere at metoden vil være bedre egnet under de lokale forholdene i Oslo. Et illustrerende eksempel er Cityringen-prosjektet, hvor EPB-maskiner ble benyttet til tross for at berg utgjorde rundt 70 % av traseen, og hvor tunnelen gikk gjennom et sensitivt, tettbebyggt urbant område midt i København med strenge krav til grunnvannskontroll. Til tross for at prosjektet opererte utenfor EPB-maskinenes typiske anvendelsesområde, oppnådde man gode resultater, med en beste dag på 34 m, beste uke på 176 m og beste måned på 745 m, samt et gjennomsnitt på 22 m/dag (Raschillá m.fl., 2022). Den vellykkede gjennomføringen av sensitive strekninger med minimale setninger demonstrerer potensialet til moderne EPB-teknologi under krevende forhold, og gir verdifull innsikt for NTO-prosjektet – spesielt med hensyn til valg av TBM, strategier for grunnvannskontroll og driving med lav overdekning i urbane forhold.

SENTRALE ASPEKTER KNYTTET TIL TBM-DRIVING I SCENARIO 3 OG 4

Scenario 3 og 4 representerer de forholdene det er størst usikkerhet knyttet til med hensyn til TBM-drift. En vesentlig del av denne usikkerheten skyldes begrenset erfaring med TBM-driving i løsmasser under norske forhold. Det er valgt å trekke fram noen sentrale aspekter knyttet til driving gjennom scenario 3 og 4 for å gi et innblikk i problemstillinger man må ta stilling til. Fremstillingen er imidlertid på et overordnet nivå, og det henvises til masteroppgaven for et mer detaljert grunnlag.

Setningsrespons ved TBM-driving i løsmasser

Setningsresponsen er en primær bekymring under TBM-driving. I motsetning til setninger som oppstår som følge av den hydrogeologiske responsen i berg i Scenario 1 og 2, er setningsutviklingen i Scenario 3 og 4 en mekanisk respons som følge av direkte utgraving i løsmasser. Ifølge Shirlaw m.fl. (2003) kan setninger forårsaket av TBM-drift i løsmasser deles inn i fire hovedkilder. De tre første representerer kilder til massetap, enten (1) som følge av overutgraving ved stuff, (2) på grunn av størrelsesforskjeller mellom kuttehode, skjold og ferdig tunnelkledning, eller (3) som resultat av effekter fra tilbakefyllingsinjeksjon (backfill grouting). Disse tre bidrar til en umiddelbar setnings-respons. Den fjerde kilden skyldes forstyrrelser i omkringliggende løsmasser som fører til poretrykksendringer og påfølgende konsolidering, som utvikles gradvis over tid.

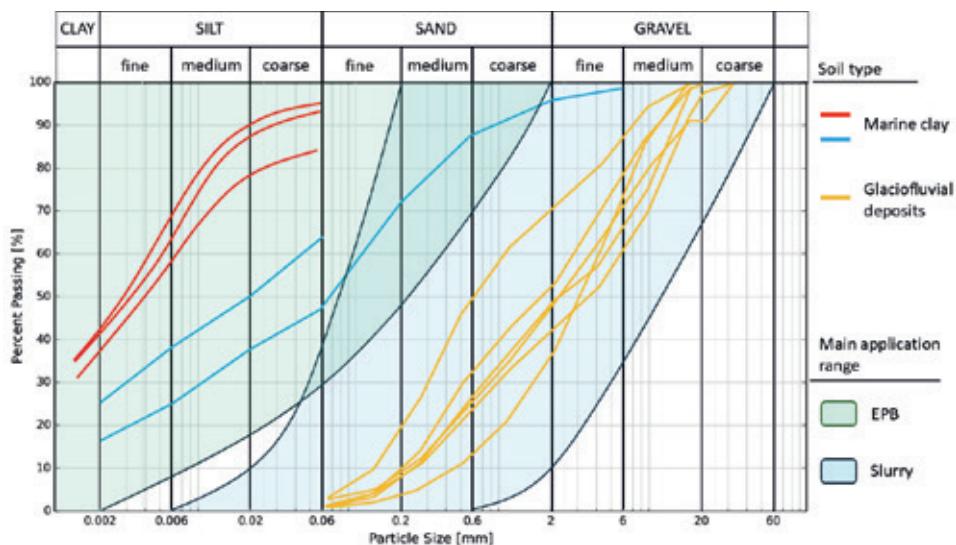
Erfaring viser at setninger som følge av massetap, resulterer i en traufomet setningsfordeling over tunnelprofilen. En veletablert semi-empirisk metode for å estimere denne setningsprofilen er *Peck's metode*, som beskriver setningsfordelingen ved hjelp av en Gauss-fordelingskurve (Peck, 1969). Metoden involverer to ukjente parameter som estimeres fra empirisk data som baseres på observasjoner fra et bredt spekter av tunnelprosjekter. Den høyst empiriske karakteren til denne metoden gir imidlertid grunn til tvil når det gjelder påliteligheten av å tildele representative verdier, da de kanskje ikke nøyaktig reflekterer lokale grunnforhold. Til tross for denne usikkerheten gir metoden et solid utgangspunkt for preliminære vurderinger ifølge Bogusz m.fl. (2021).

Estimeringer gjort basert på Pecks metode, presentert i masteroppgaven, indikerer at ved TBM-driving i bløt leire med overdekning på mindre enn 20 m, kan både totale og differensielle setninger overskride akseptable grenser for strukturelle skader. Dette tyder på at ytterligere avbøtende tiltak, som grunnstabilisering, sannsynligvis vil være nødvendige i sensitive områder med lav overdekning. Ifølge Lunardi m.fl. (2015) er beregninger basert på empiriske formler vanligvis konservative, og faktiske setninger observert under overvåkning er som regel lavere enn beregnet. Gitt risikoen ved tunneldriving i marin leire i Oslo og manglende erfaring med TBM-teknologi i norske løsmasser, vurderes en konservativ tilnærming derimot som rimelig – en tilnærming anbefalt av FHWA (2009) for entreprenører uten tidligere erfaring.

Anvendelsesområde for TBM i marine og glasiofluviale avsetninger

TBM-ytelsen i løsmasser henger i stor grad sammen med hvilken maskintype som brukes under de aktuelle grunnforholdene. Fremdriften vil reduseres dersom maskinen opererer i forhold den ikke er designet for. Kornfordelingen er derfor en nøkkelparameter ved vurdering av både fremdrift og ytelse, ettersom den påvirker hvordan massene håndteres og prosesseres, og hvordan stuffstabilitet blir opprettholdt under drivingen. Figur 10 viser hovedanvendelsesområdet for EPB- og Slurry-TBM. Det bør imidlertid bemerkes at TBM-er kan operere utenfor disse områdene, men med redusert ytelse jo lengre utenfor hovedområdet de benyttes. Data for den marine leiren er hentet fra prøver tatt i den vestligste dyprennen ved Studenterlunden i Oslo. De røde kurvene stammer fra utvidelsen av Nationaltheatret (Oslo kommune, 1984), mens de blå prøvene ble tatt spesielt for å identifisere grovere materiale (NGI, 1968). De gule linjene representerer kornfordelingen som forventes for de glasiofluviale avsetningene, og er basert på de samme borehullsprøvene tatt under Alna Senter i

forbindelse med E6 Rentvannstunnelen (Rådgivergruppen MA, 2021). Som vist i Figur 10 faller den marine leiren tydelig innenfor hovedanvendelsesområdet for EPB-TBM, mens de glasiofluviale avsetningene tydelig faller innenfor hovedanvendelsesområdet for Slurry-TBM.



Figur 10: Kornstørrelsefordelingskurve for den marine leiren og glasiofluviale avsetning. Hovedbruksområder for lukket-modus TBM basert på Thewes (2007) og DAUB (2016).

Trykkdesign og vurdering av stuffstabilitet i Scenario 3 og 4

Pålitelig trykkstabilitet på stuff er det første som må garanteres for de løsmasseforhold som forventes langs traseen. For TBM-typer som driver i lukket modus er derfor valg av en maskintype som kan opprettholde en stabil trykk mot stuff, en avgjørende faktor (DAUB, 2021).

Stuffstabilitet gjennom «mixed-face» forhold (Scenario 3)

I motsetning til EPB-TBM-er, som er i høyere grad avhengig av egenskapene til de utgravde massene for å opprettholde et stabilt trykk på stuff, benytter Slurry Shield-maskiner et eksternt påført trykksystem. Dette gir presis og rask kontroll av trykkforhold på stuff, selv under varierende grunnforhold som i Scenario 3 – forutsatt at separasjonsanlegget er prosjektert til å kunne håndtere et bredt spekter av kornstørrelser (Maidl m.fl., 2012). Som følge av dette er det generelt lettere å opprettholde et stabile trykkforhold med Slurry Shield TBM-er, også under forhold tilsvarende Scenario 3 med «mixed-face».

Stuffstabilitet i sensitiv marin leire (Scenario 4)

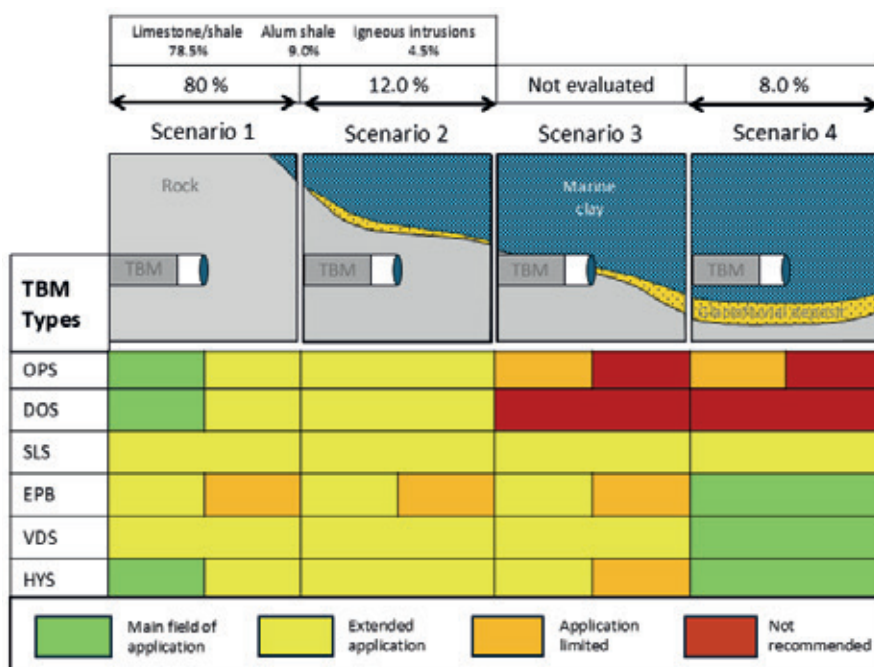
Kohesive leirholdig masser har ofte en udrenert skjærstyrke som bidrar til stabiliteten på stuff, og dermed kreves mindre mottrykk fra TBM for å oppnå stabilitet. I svært sensitiv leire kan skjærstyrken derimot reduseres kraftig ved forstyrrelser, noe som gjør at høyere trykk blir nødvendig for å opprettholde stabilitet (FHWA, 2009). Selv om slurrydrevne TBM-er gir bedre kontroll av trykk på stuff gjennom et eksternt

trykksystem, kan svært lav skjærstyrke i leiren gjøre det vanskelig å danne et stabilt filterlag. Dette øker risikoen for kollaps på stoff (Grothen, B., personlig kommunikasjon, 24. sep. 2024). Disse faktorene understreker viktigheten av en gjennomtenkt trykkreguleringsplan for driving gjennom sensitiv leire – både for å sikre kortsiktig stabilitet, men også forebygge langsiktig deformasjonskonsekvenser.

TBM TEKNOLOGI FOR NTO

Systematisk tilnærming for valg av TBM

Recommendations for the Selection of Tunnel Boring Machine av DAUB (2021) gir en praktisk veiledning for valg av egnet TBM til et gitt prosjekt. Dokumentet beskriver en syvtrinns prosedyre som integrerer ingeniørgeologiske, hydrogeologiske og geotekniske parametere knyttet til egnetheten av TBM-teknologi, og som setter disse inn i et helhetlig perspektiv for å støtte prosjektspesifikk beslutningstaking ved valg av TBM. Steg 1 og 2, *Geotechnical report analysis* og *System behavior analysis* omfatter en overordnet inndeling av tunneltrasé basert på forventede forhold på stoff, samt stadfesting av parameter og forhold av betydning for TBM-drift. Disse parameterne, knyttet opp mot egnethet og utvalgskriterier definert av DAUB (2021), er vedlagt som Vedlegg A. På bakgrunn av funn i steg 1 og 2, kan man gjøre et preliminært valg av egnede TBM-typer. **Feil! Fant ikke referanseilden.** viser hvordan prosessen er anvendt på NTO-prosjektet, med utgangspunkt i scenarioene og i parametere definert på bakgrunn av data og erfaring fra Oslo-området. Figuren representerer trinn 3: *Preliminary choice of TBM*.



Figur 11: TBM-egnethet for Scenario 1 til 4 basert på ingeniørgeologiske, hydrogeologiske og geotekniske forhold sammenstilt i masteroppgaven. Prosentandelene for fordeling av bergtyper og løsmasser langs trasen er hentet fra Tabell 1. Forkortelser etter DAUB (2021): OPS = enkeltskjoldet TBM, DOS = dobbeltskjoldet TBM, SLS = Slurry

Shield TBM, EPB = Earth Pressure Balance TBM, VDS = Variable Density TBM, HYS = Hybrid Shield. Hybrid Shield TBM i figuren tar utgangspunkt i en EPB/åpen modus konfigurasjon.

Diskusjon om TBM-egnethet basert på DAUB (2021)

Som vist i Figur 11 er flere TBM-typer vurdert som teknisk gjennomførbare, men hovedsakelig innenfor sitt utvidede bruksområde (gul). Generelt anses TBM-er med åpen modus som mest hensiktsmessige i Scenario 1 og 2, der dobbeltskjoldmaskinen ofte fremstår som det beste alternativet på grunn av sin operasjonelle fleksibilitet – særlig muligheten for drift i gripper-modus, som gir høyere fremdrift i kompetent berg (Hansen, J., personlig kommunikasjon, 08. jan. 2025). Lukket modus medfører derimot økt kutterslitasje i berg, noe som reduserer egnetheten under slike forhold. Tilstedeværelsen av vann gir imidlertid et mer sammensatt bilde, der muligheten for drift i lukket modus som et tiltak for grunnvannskontroll fremstår som et alternativ til PEG. Dette gjelder særlig for Scenario 2, som både har høyere sannsynlighet for hydraulisk kontakt med overliggende løsmasser og ofte er preget av dårligere bergkvalitet. Basert på DAUB (2021) er Slurry Shield generelt bedre egnet i hardere berg med UCS-verdier over 50 MPa enn EPB-maskiner. EPB egner seg bedre i svakere, skiferdominerte soner – særlig i alunskifer, som forventes å dominere bergdelen i den østlige delen av traseen.

Et slurry-system anses som mer pålitelig enn et EPB-system under «mixed-face»-forhold ved driving gjennom Scenario 3. Dermed viser Slurry-TBM og Variable Density-maskiner størst anvendbarhet blant TBM-typerne i dette scenariet. I Scenario 4 vurderes derimot EPB-modus, og dermed EPB- og Variable Density-TBM, som mest egnet, hovedsakelig på grunn av det høye finstoffinnholdet.

Foreslåtte TBM strategier for NTO

I masteroppgaven ble det foreslått tre TBM-strategier basert på forholdene forventet for NTO, med utgangspunkt i scenarioene, metoden foreslått av DAUB (2021) og erfaringer fra relevante prosjekter. Disse er rangert fra en mer konservativ til en mer innovativ tilnærming, vurdert på bakgrunn av risiko. Risikoen er vurdert med hensyn til hvor godt metoden er utprøvd under norske forhold, samt dens grad av egnethet for de forventede forholdene på stoff, basert på analysen av egnethet gjennomført i de tre første trinnene av metoden. Strategiene tar utgangspunkt i en inndeling av traseen i en østre og vestre del presentert i Figur 1.

Konservativ strategi

Den konservative strategien tar utgangspunkt i to separate TBM-design – én tilpasset den vestre delen med berg, og én tilpasset den østre delen med mer komplekse grunnforhold. For den vestre delen foreslås en dobbeltskjoldet TBM med PEG – en løsning bygget på etablert TBM-erfaring fra Follobanen og NVO, med PEG som hovedstrategi for vannkontroll. Den østre delen utgjør derimot området med størst geologisk risiko og usikkerhet, og krever derfor en maskin med høy operasjonell fleksibilitet for å sikre stabil drift og redusere risiko. Variable Density TBM er valgt som løsning for denne delen av traseen, ettersom den kan operere både i EPB- og slurry-modus, og dermed håndtere grunnforholdene i både Scenario 3 og 4 på en effektiv måte. Bruk av slurry-modus krever derimot et separasjonsanlegg, men siden denne drivemodusen kun benyttes på avgrensede strekninger, kan anleggets størrelse og kapasitet reduseres tilsvarende.

Balansert strategi

Den balanserte strategien omfatter en hybrid TBM som kombinerer to driftsmoduser tilpasset de dominerende grunnforholdene langs traseen, samtidig som den bygger på etablerte metoder for vannkontroll i berg. Konfigurasjonen inkluderer åpen modus med PEG i vestlige del, og lukket modus (EPB) i østlig del, der traseen domineres av både berg og løsmasser med høyt finstoffinnhold, samt svak nok bergstyrke for EPB. Overgangen mellom løsmasser og berg innebærer økt usikkerhet, og det vil sannsynligvis være nødvendig å bruke betydelige mengder tilsetningsstoffer for å opprettholde tilstrekkelig trykkontroll (DAUB, 2016). Erfaringer fra prosjekter og case-studier fra *Mass Rapid Transit* i Singapore, *Cityringen* i København og *Western Emission Tunnel II* i Mexico viser imidlertid at EPB-modus kan håndtere overganger tilsvarende Scenario 3, forutsatt at nødvendige tiltak iverksettes.

Innovativ strategi

Den innovative strategien er inspirert av Cityringen-prosjektet med EPB-TBM som valgt løsning, til tross for en trasé som er dominert av bergforhold. Løsningen inkluderer en EPB-TBM for hele traseen, der lukket modus-driving gjennom berg er primærstrategien for vannkontroll. Driving med lukket modus i berg forventes å øke slitasjen på kutterverktøyene, noe som vil resultere i hyppigere skift av kuttere, og dermed øke nedetid. Likevel viste Cityringen-prosjektet at dette effektivt kan håndteres.

Det bør understrekes at den innovative strategien opererer med de laveste sikkerhetsmarginene blant de vurderte alternativene. Det er fortsatt usikkerhet som følge av begrenset erfaring med EPB-TBM-er under norske forhold. Likevel gir de godt dokumenterte geologiske forholdene langs traseen i Oslo et solid grunnlag for prosjektering og forutsigbare vurderinger, noe som understøtter gjennomførbarheten av denne tilnærmingen når den kombineres med en nøye planlagt EPB-TBM-konfigurasjon.

KONKLUSJON

Denne studien har undersøkt muligheten for å gjennomføre Ny Togtunnel Oslo (NTO) ved bruk av moderne TBM-teknologi, tilpasset en grunn trasé gjennom både berg og løsmasser i et sensitivt, urbant miljø. Arbeidet avdekket de viktigste utfordringene for TBM-driving under slike forhold, særlig knyttet til vannkontroll i berg, samt stabilitet og fremdrift ved driving gjennom vekslende berg- og løsmasseforhold. Kontroll av grunnvann ble vurdert som den mest kritiske faktoren for prosjektets gjennomførbarhet, og krever tydelig ansvarsdeling, systematisk forinjeksjon ved åpen modus og integrerte teknologiske løsninger for tetting og overvåking.

Utviklingen innen TBM-teknologi de siste årene har utvidet anvendelsesområdet for mekanisert tunneldrift betraktelig. Erfaringer fra internasjonale prosjekter viser at moderne maskiner kan operere effektivt under forhold som tidligere ble ansett som uegnet – herav overgangssoner mellom berg og løsmasser, begrenset overdekning og høy setningsfølsomhet. Metoden for TBM-valg foreslått av DAUB (2021) viste at flere maskintyper kan være aktuelle for NTO, både innenfor og delvis utenfor sine primære bruksområder.

Tre strategier for TBM-drift ble vurdert – fra en konservativ løsning med to separate maskiner, der åpen modus med forinjeksjon benyttes i berg og lukket modus i løsmasser, til en mer integrert og innovativ tilnærming med bruk av én maskintype og lukket modus for vannkontroll i berg. Blant de lukkede konfigurasjonene vurderes Variable Density TBM som det mest fleksible og robuste alternativet, da den kombinerer fordelene ved både EPB- og slurryteknologi, og dermed har best forutsetninger for å håndtere de varierende grunnforholdene langs traseen.

Basert på funn i masteroppgaven, konkluderes det med at TBM-teknologi er et konkurransedyktig alternativ til konvensjonelle løsninger for NTO. Av denne grunn anbefales en grundigere vurdering av mulighetene ved TBM-drift ved gjenopptakelse av NTO-prosjektet.

Videre arbeid

Følgende temaer foreslås som grunnlag for videre arbeid for å støtte planlegging og videre utvikling av NTO-prosjektet:

- Kostnadsestimering og sammenligning av drivemoduser i berg.
- Detaljert geoteknisk vurdering av TBM-induserte setninger med estimering av konsolideringspotensiale og effekt av trykkforhold i lukket modus.
- Massehåndtering av alunskifer og bløt leire, samt transportlogistikk og teknisk gjennomførbarehet av et slurryseparasjonsanlegg.

Selv om kompleksiteten i de geologiske forholdene i Oslo vil kreve en balansert tilnærming med tydelige rammer og kvalitetskontroll, er AI kommet for å bli – og bør vurderes som en integrert del av fremtidig tunnelteknologi.

REFERANSER

Bäppler, K. (2016). *New developments in TBM tunnelling for changing grounds*. Tunnelling and Underground Space Technology, s. 18–26.

Bjellum, M. og McDonnell, S. L. (2025). *State-of-the-Art TBM Technology for a New Railroad Tunnel under the City Center of Oslo*. Masteroppgave. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).

Bjørlykke, K. (2004). *Oslo-området geologi. En kort oversikt som vedlegg til film (DVD) fra områdene rundt indre Oslofjord*. Universitet i Oslo.

Bogusz, W., Godlewski, T., og Siemiska-Lewandowska, A. (2021). *Parameters Used for Prediction of Settlement Trough Due to TBM Tunnelling*. Archives of Civil Engineering, s. 351–367.

Chen, K., Jiao, S., og Wang, J. (2023). *TBM Principle and Structure*. TBM Design and Construction. Springer, s. 47–177.

DAUB. (2016). *Recommendations for Face Support Pressure Calculations for Shield Tunnelling in Soft Ground*. Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen (Den tyske tunnelkomité).

DAUB. (2021). *Recommendations for the Selection of Tunnel Boring Machines*.

- Dammyr, Ø. (2017). *Pressurized TBM-shield tunneling under the subsidence sensitive grounds of Oslo: Possibilities and limitations*. Tunnelling and Underground Space Technology, s. 47–55.
- Duhme, R. og Lee, J. (2021). *Latest Developments in Shield TBM Selections & Design for Mechanized Tunneling*. ICTUS Conference 2021.
- Eknes, A. (2020). *Ny Togtunnel Oslo: Traséalternativer Oslo S – Nationaltheatret – Lysaker*. Internt dokument. Bane NOR.
- FHWA (2009). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels—Civil Elements*. Kapittel 6 og 7. Federal Highway Administration.
- Gollegger, J. (2022). *Experience from pre-excavation and leakage closing injections obtained in the Follo Line Project*. Geomechanics and Tunneling 15, s. 550–554.
- Gollegger, J., Grøndal, J., og Kalager, A. K. (2021). *Groundwater control and monitoring*. Publikasjon 29. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF).
- Herrenknecht AG. (2015). *Variable Density Technology: Game Changer for Kuala Lumpur*. Herrenknecht AG.
- Herrenknecht AG. (2025). *EPB Shield*. Hentet: 01.02.2025. Url: <https://www.herrenknecht.com/en/products/productdetail/epb-shield/>.
- Hognestad, H. O. og Holter, K. G. (2012). *Modern Pre-Excavation Grouting for Underground Structures in Rock*. American Society of Civil Engineers, s. 890–902.
- Holte, M. R. og Ringen, G. H. (2023). *Evaluering av Follobaneprosjektet*. PricewaterhouseCoopers Norge AS (PwC).
- Isachsen, G., Stormoen, M. A., Eide, L. og Haugerud, H. (2024). *Lessons learned from pre-grouting from TBMs with new innovative design in challenging water conditions*. World Tunnel Congress 2025. International Tunnelling Association.
- ITA. (2000). *Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs)*. Utarbeidet av ITAs arbeidsgruppe nr. 14 (Mekanisert tunneldriving). International Tunnelling Association (ITA).
- Jakobsen, P. D. (2014). *Estimation of soft ground tool life in TBM tunnelling*. Doktorgradsavhandling. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).
- Jakobsen, P. D. og Arntsen, M. (2014). *Bruk av TBM til driving av vegtunnelen i Norge*. No. 324. Statens vegvesen.
- Klemetzen, H. (2015). *KVU Oslo-Navet: Prosess*. KVU-staben.
- KVU-staben. (2015). *KVU Oslo-Navet: Konseptvalgutredning for økt transportkapasitet inn mot og gjennom Oslo*.
- Langford, J., Holmøy, K., Hansen, T., Holter, K. G., og Stein, E. (2022). *Analysis of water ingress, grouting effort, and pore pressure reduction caused by hard rock tunnels in the Oslo region*. Tunnelling and Underground Space Technology, 130.
- Lunardi, G., Mancinelli, L., og Zimbaldi, A. (2015). *Copenhagen Cityringen Metro: EPB-TBM Head Pressure Definition*. ITA-AITES World Tunnel Congress 2015.

Maidl, B., Herrenknecht, M., Maidl, U., og Wehrmeyer, G. (2012). *Mechanised Shield Tunnelling*. Ernst & Sohn. Andre opplag.

Namin, F., Ghafari, H., og Dianati, A. (2014). *New Model for Environmental Impact Assessment of Tunneling Projects*. Journal of Environmental Protection, 5, s. 530–550.

Narum, S., Grendahl, A., Boge, K., og Johansen, T. (2015). *KVU Oslo-Navet: Jernbaneløsninger*. KVU-staben.

NGI (1968). *Jernbaneforbindelse tunnel øst–vest gjennom Oslo. Prøvetaking med kjerneboring langs strekningen gjennom Studenterlunden*. No. 62/62-13. Norges Geotekniske Institutt (NGI).

NSB. (1980). *Oslo-tunnelen: Geologisk sluttrapport*. Norges statsbaner (NSB).

Nygård, J. (2022). *Ber Jernbanedirektoratet om å utarbeide et beslutningsgrunnlag for ny rikstunnel for jernbanen*. Pressemelding. Hentet: 22.03.2025. Url: <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/ber-jernbanedirektoratetom-a-utarbeide-et-beslutningsgrunnlag-for-ny-rikstunnel-for-jernbanen/id2919152/>.

Oslo VAV. (2024). *Injeksjonsprosedyre E6 TBM: Gjeldende fra 09.12.2024*. Internt dokument.

Peck, R. B. (1969). *Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground*. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, s. 225–290.

Raschillá, A., Violo, V., og Pizzarotti, L. (2022). *Copenhagen Cityringen Project: Challenges and Unforeseen Events During Successful Excavation of 31 Km Tunnel Lines*. World Tunnel Congress 2022.

Robbins. (2025). *Single Shield Tunnel Boring Machines*. Hentet: 22.03.2025. Url: <https://www.robbinstbm.com/products/tunnel-boring-machines/single-shield/>.

Rådgivergruppen MA (2024). *E6 Rentvannstunnelen: Setninger og poretryksreduksjon på Risløkka*. Internt dokument. Multiconsult og Asplan Viak.

Samferdselsdepartementet. (2024). *Nasjonal Transportplan 2025 – 2036*.

Shirlaw, J., Ong, J., Rosser, H., Tan, C., Osborne, N., og Heslop, P. (2003). *Local settlements and sinkholes due to EPB tunnelling*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers—Geotechnical Engineering, s. 193–211.

Stormoen, M. A., Isachsen, G., og Haugerud, H. (2023). *Pre-excavation grouting during TBM tunnelling for the project New water supply Oslo*. Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk.

Sturk, R., Dudouit, F., Aurell, O., og Eriksson, S. (2011). *Summary of the first TBM drive at the Hallandsås project*. Rapid Excavation and Tunneling Conference 2011.

Syversen, F., Johannessen, S., Skjeggedal, T., og Hansen, A. (2019). *Ny vannforsyning oslo – valg av drivemetode for Råvannstunnelen*. Fjellsprenningskonferansen 2019. Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk.

Syversen, F., Hansen, J. N., Mørck, I., Isachsen, G., Elden, G., og Eide, L. (2021). *Ny vannforsyning til Oslo – med minimale terrenginngrep*. Fjellsprenningskonferansen 2021. Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk.

Thewes, M. (2007). *TBM Tunnelling Challenges—Redefining the State of the Art*. World Tunnel Congress 2007.

VEDLEGG A – ANVENDELSESOMRÅDE OG VALGKRITERIER FOR TBM-TYPER

ROC - ROC (MMS)						
	Gripper /Main Beam	Single Shield	Double Shield	Slurry Shield	EPA Shield	VD Shield Hybrid Shield
Unusual combination values (Ref)	0-1					
	5-25					
	25-10					
	20-100					
Rock Quality Determiner (Ref)	100-150					
	>250					
	0-55					
	25-10					
Rock Quality Determiner (Ref)	50-75					
	75-10					
	50-100					
	>10					
Rock Rwa Rating (Ref)	21-40					
	41-60					
	61-10					
	51-100					
Under water: For 100m (70m)	0					
	0-150					
	100-120					
	220-1025					
Support pressure (bar)	>1025					
	0					
	1-4					
	4-7					
Swelling potential	7-15					
	None					
	Little					
	Fair					
Absovalve (Cv)	High					
	0.1-0.5					
	0.5-1					
	1-3					
Mn) role of application	3-4					
	4-5					

ANVÄNDANDET AV MWD I PRAKTIKEN FÖR SÄKERHET, EKONOMI OCH FRAMDRIFT

The practical use of MWD for safety, economy and progress

Klas Dalberg, CONPAL

SAMMANFATTNING

I projektet "E4 Förbifart Stockholm" har vi använt oss av MWD (measure While Drilling). Många vet idag vad systemet är, men vad kan vi använda det till och vilka är vinsterna? Med bara få minuters analysering kan vi styra bergproduktionen innan vi tagit ut salvorna. Vi kan justera förinjektering för att säkerställa ett gott resultat med rätt design på injekteringsskärm utan att behöva lägga ner för mycket tid och kostnader i utförandet. Vi kan skapa en träffsäker design på efterinjektering så den träffar rätt. Efterinjektering är tidskrävande och dyrt. Här kan vi få bättre resultat för mindre kostnader. Vi kan se om vi är på väg in i sämre berg. Där kan man i förväg besluta exakt vart vi vill börja utöka tunnelprofilen för att rymma extra förstärkning som tex sprutbetongbågar. En annan åtgärd kan vara att sätta in spiling eller annan förbultning innan vi drivit ut första salvan i ett sämre område. Detta spar tid och pengar samt är en mycket viktig extra skyddsbarriär för säkerheten. Exempel kommer att visa detta där vi hanterat både förinjektering och efterinjekteringar samt passage av en regional förkastningszon under sjön Mälaren.

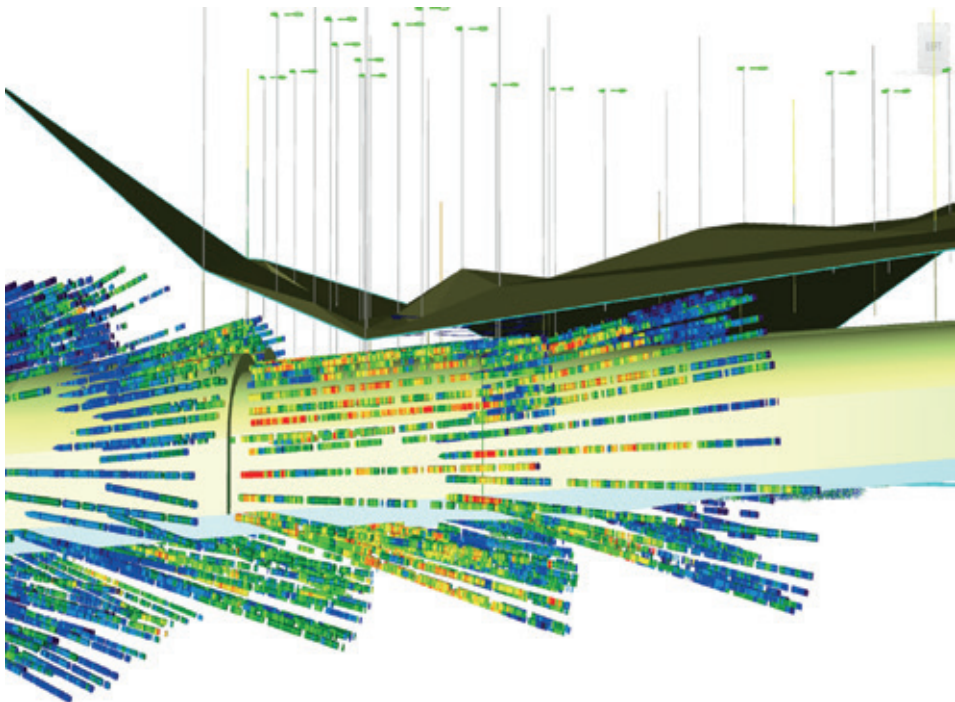
ABSTRACT

In the project of "E4 Stockholm bypass" we have used MWD (Measure While Drilling). Many knows about the system, but how can we make good practical use of it and what are the benefits? With just a few minutes of analyzing the data we can control and adjust the rock excavation before blasting. We can adjust the pre-grouting to ensure a good result with design adjustments, saving cost in the execution. We can make good designs of post-grouting, giving better results. Post-grouting is expensive and time consuming. With these methods we can get better results with less cost. We can notice in advance if we are entering bad rock conditions and for example increase the size of the tunnel to accommodate thicker reinforcements such as shotcrete arches. Another option can be to install spiling bolts before entering bad rock conditions. This reduces cost, time and is also an important additional safety barrier. Examples will show the managing of pre-grouting, post grouting and the work through a regional fault zone under lake Mälaren.

INLEDNING

Vad är MWD? En kombination av hårdvara och mjukvara som kan tolka borrhningen i berget till en 3D-visualisering. Med hjälp av data från borrhningar där man tar ut bland annat tryck och flöden på både hydrauloljor och vatten, kan man med hjälp av mjukvara tolka dessa parametrar och presentera detta visuellt. I första läget kan man använda direkt och snabb access till dessa borrhloggar i tillhörande programvara och göra tolkningarna utan att hindra produktionen. Det man får upp är en visuell bild av borrhålen i rätt längd, riktningar och med färgskalor som kan visa olika typer av information. Vattentillförsel, sprickor, hårdhet på berget. Med alla dessa faktorer få

man en mycket tydlig bild av det berg man borrar i. Vid en förinjekterad tunnel får man sonderingshål som ofta sträcker sig 20-30 framför tunnelfronten. Man slipper därmed borra extra hål för att få denna sonderingsdata. Detta innebär att det inte behövs extra arbete som stör produktionen. Initialt gör man en kalibrering av maskinerna och jämför med de bergförhållanden man arbetar i så att tolkningen överensstämmer med verkligheten. Därefter kan man använda detta i realtid, beroende vilka möjligheter man har att få in datan från borrhuggarna. Exempel nedan på en bild som visar hårdheten i berget. När kalibreringen är utförd syns tydligt de olika skiftningarna i berget. Lila-blå i detta fall är motsvarande bergklass 1 av 5 i vår kalibrering. Grön-gul-orange motsvarar bergklass 2-4/5 samt rött med bra säkerhet bergklass 5. I exemplet Figur 1 nedan är MWD-datan exporterad från databasprogrammet och inlagd i en BIM-modell för tydligare visualisering av tunnel, bergövertyta och annan information.

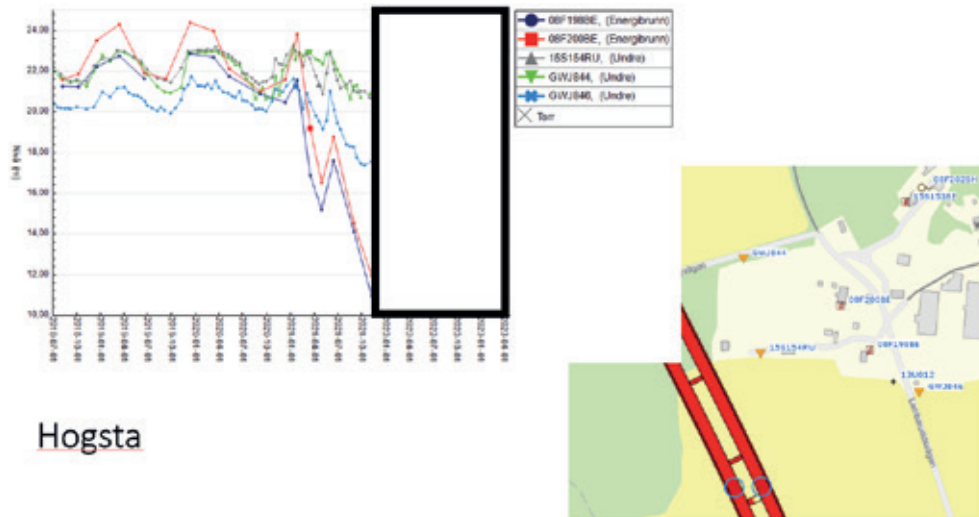


Figur 1: Visualisering av MWD i 3D-modell.

EXEMPEL FRÅN VERKLIGHETEN

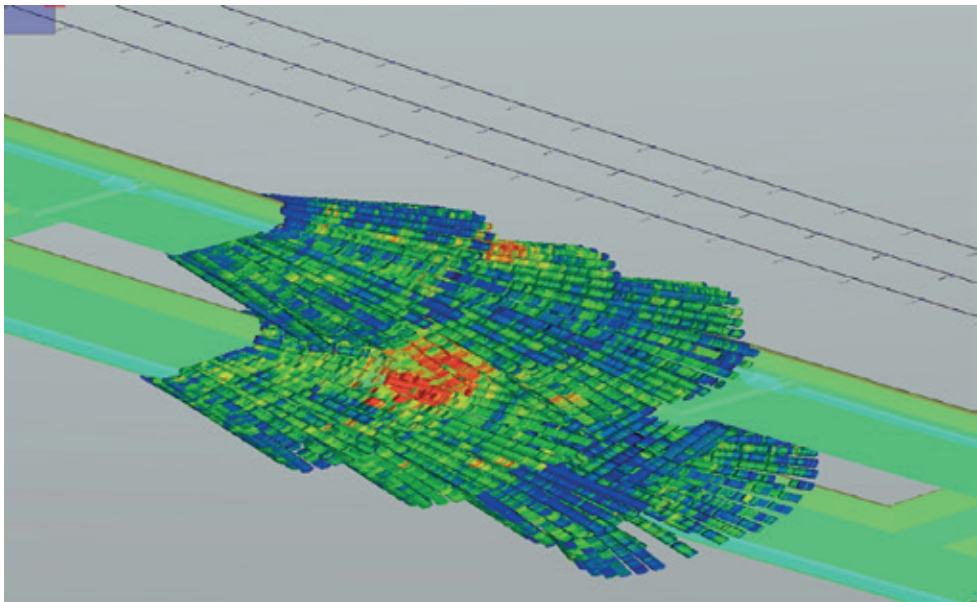
Injektering - Inläckage och grundvattenproblem

Vid passage av tunneln nära en hästgård med egna vatten och energibrunnar stötte vi på ett större inläckage i tunneln. Detta trots förinjektering. Första insatser av efterinjektering utfördes efter standardiserade efterinjekteringskoncept.

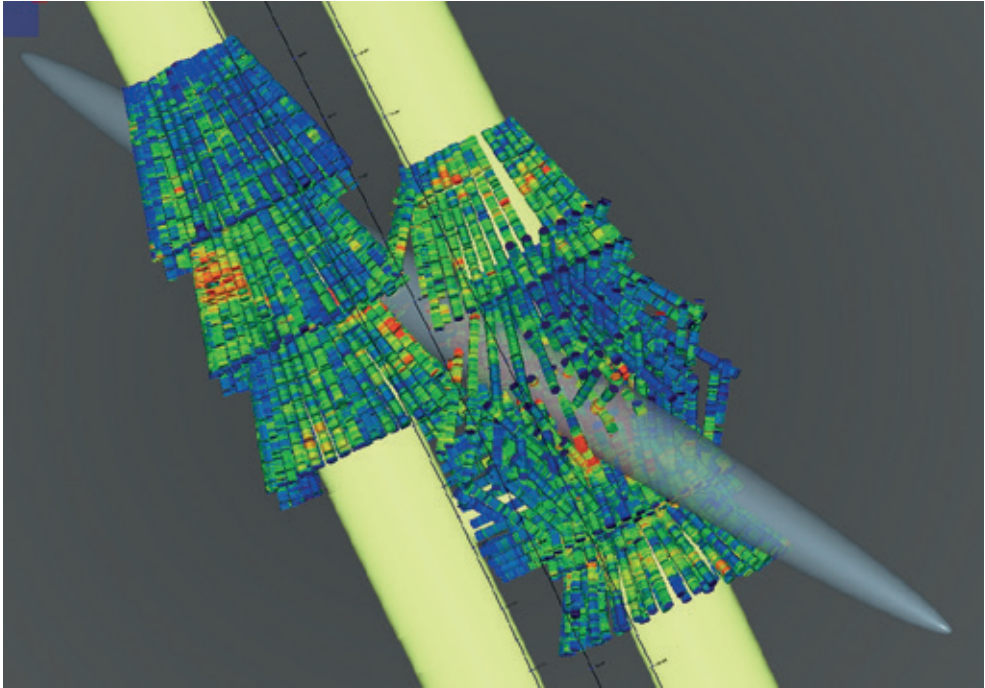


Figur 2. Grundvattenmätningar i området visar kraftigt sjunkande värden efter tunnelpassagen.

Det uppstod problem med att få in mikrocement i bergmassan och därmed inte heller få önskad effekt på tätningen. En undersökning av MWD visade på en lins i avvikande bergkvalitet som gick genom båda tunnelrören. Vid undersökning visade det sig vara Episyenit som består av porer men nästan helt utan sprickor och därmed inte möjlig att injektera i. Med hjälp av MWD kunde vi isolera linsens storlek och spridning samt definiera den i modellen.

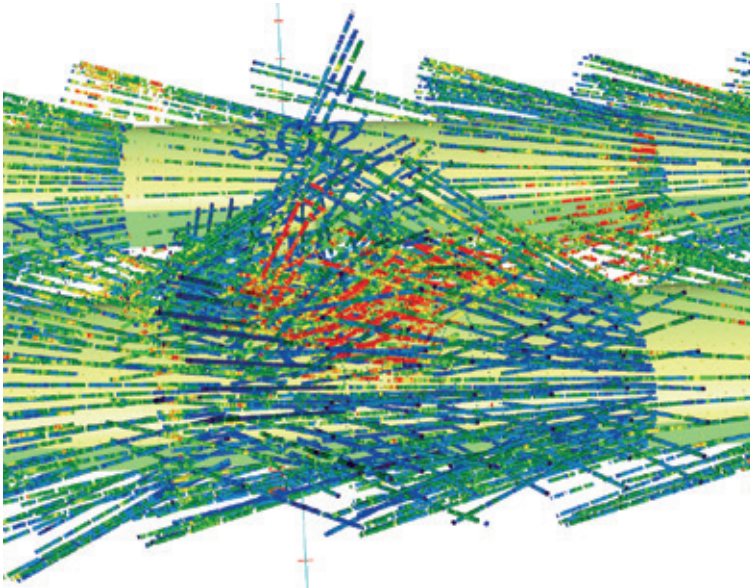


Figur 3. Linsen syns tydligt i MWD-datan.

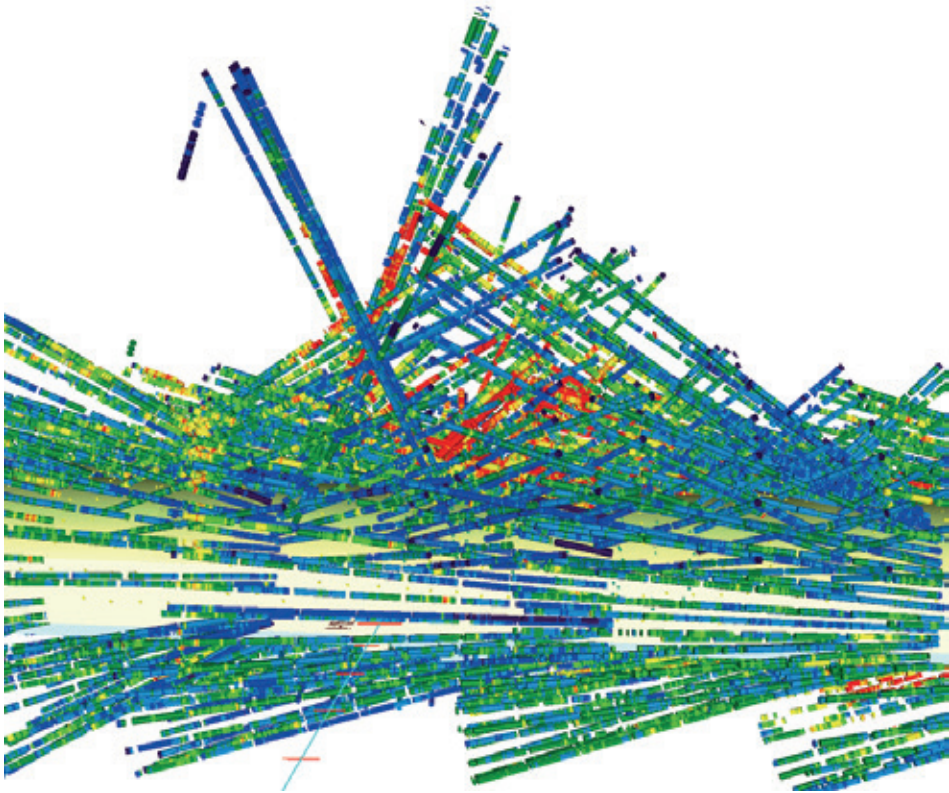


Figur 4. Linsen projicerad genom modellen.

Utifrån det kunde vi även designa en efterinjektering som ej syftade att försöka injektera in i linsen utan snarare skärma av den runt om. Vi gick längre ut från tunneln, både i höjd och sidled.

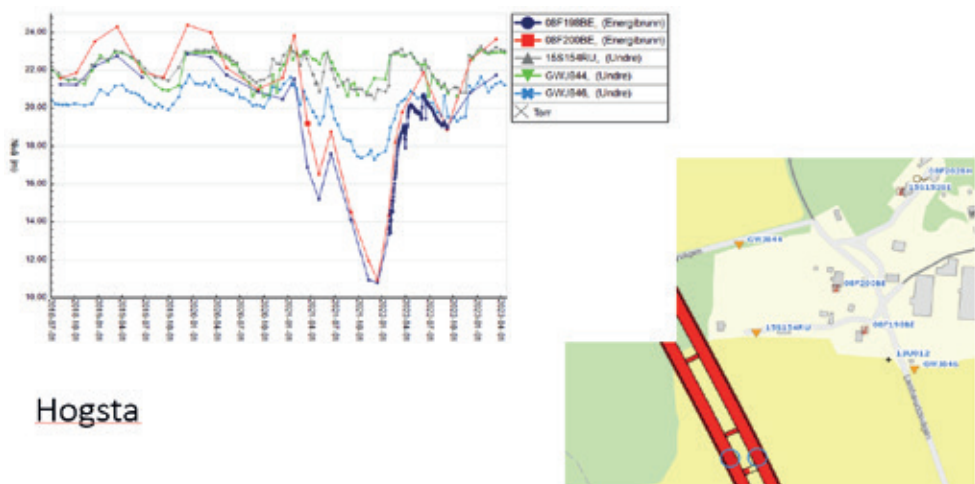


Figur 5. Översiktsbild över den kompletterande injekteringen.



Figur 6. Profilbild för den utförda efterinjekteringen.

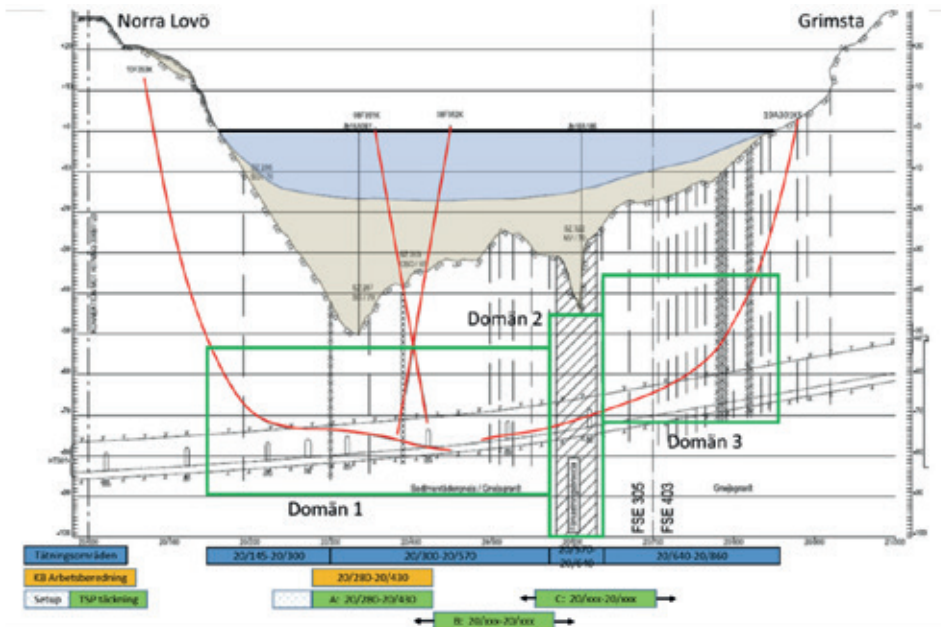
Resultatet talar för sig själv då vi omedelbart återfick normala grundvattennivåer i området.



Figur 7. Efter efterinjektering – grundvattennivåer.

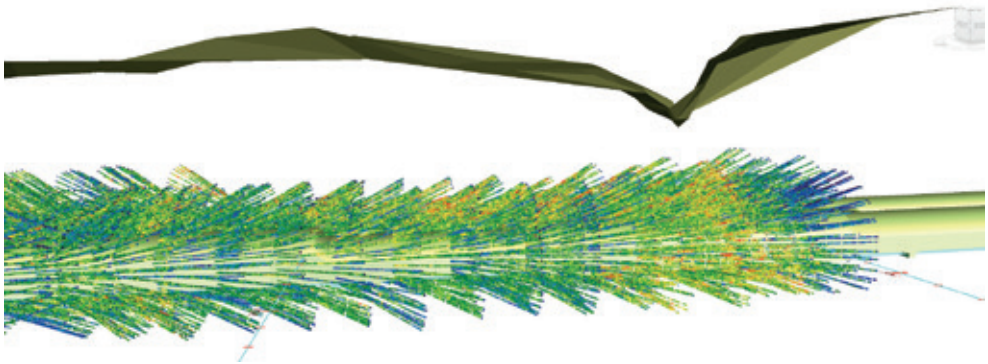
Passage under sjön Mälaren och genom en regional förkastningszon

Passagen ligger på ca 70m djup under Mälarens yta och ca 15m under Mälarens botten. Totalt är passagen ca 1km lång. Vid initiala bedömningar av kärnborrning så delades passagen in i tre delar där början och slutet inte projekterades in avancerade lösningen. Lite större försiktighet. En ca 70m sträcka genom förkastningszonen fick förutsättningar med eget GK3-område samt kompletterande borrningar innan passage. Även här användes MWD vid längre borrhål om ca 45m samt kompletterande kärnborrning och TSP (Tunnel Seismisk Prognos). Se figur 8. Även JB-sondering utfördes från pråm över området.

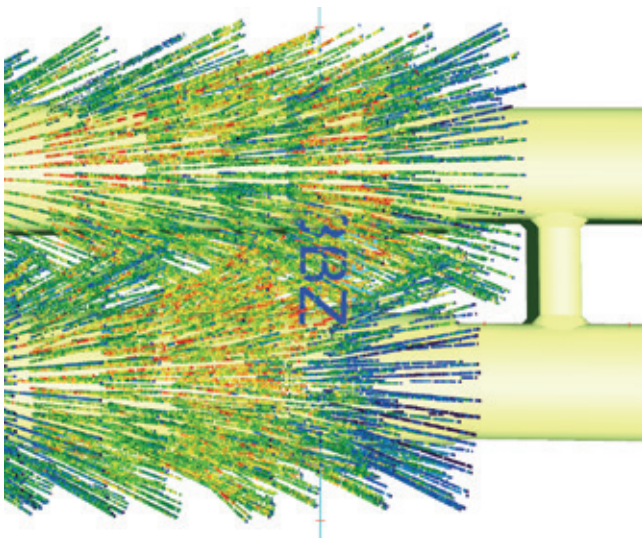


Figur 8. Sträckindelningen i tre domäner med utmärkta sprickzoner och röda tidigare kärnborrhål.

Den viktigaste användningen av MWD var när kärnborrningen visade stora kärnförluster. Då kunde vi se på MWD att det fanns motstånd och var inte hålrum eller obefintligt berg. Det var alltså borrhålsinducerade kärnförluster. Vi bekräftade även detta med filmning av borrhålen med en borrhålsskärpa. Detta visade att tolkningen av MWD var korrekt. Den största besparingen var att kunna utesluta behov av mer extrema åtgärder så som till exempel frysning av berget samt när vi kunde avbryta rörspilningen. En extra runda rörspilning förlänger framdriftstiden med ca 10v.

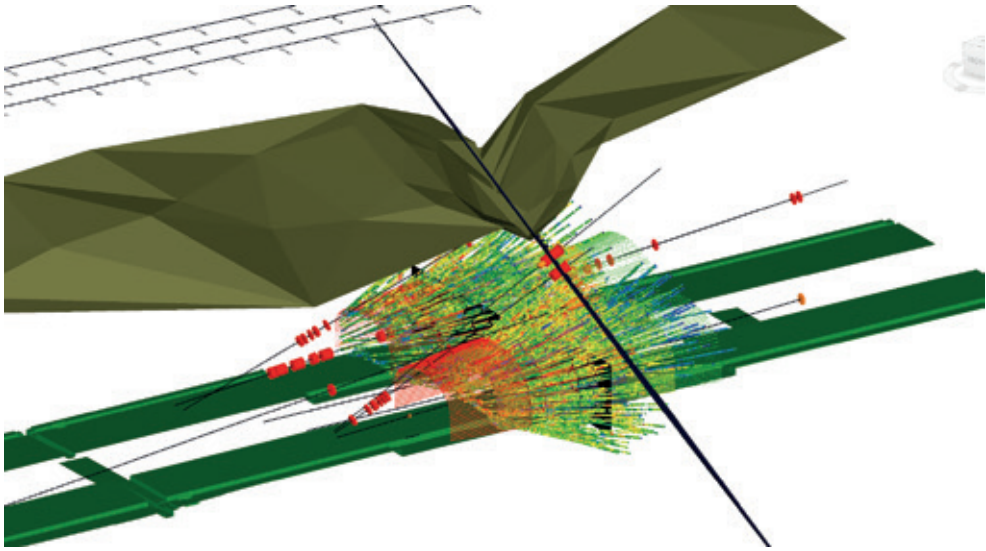


Figur 9. Profil på passagen i BIM-modell.



Figur 10. Helikopterperspektiv av slutet på förkastningszonen.

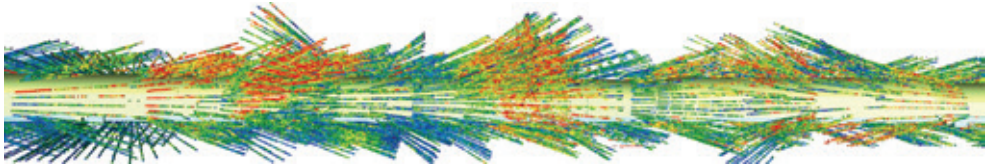
För att tyda detta och få en helhetsbild arbetade vi i modellen där vi la in sjöbotten, MWD-data, information från kärnbörningen så som kärnförluster som röda cylindrar samt ett plan som definition av slutet på zonen. Se Figur 11. Det medförde att vi kunde ta rätt beslut genom hela passagen. Varken för lite eller för mycket förstärkningsåtgärder.



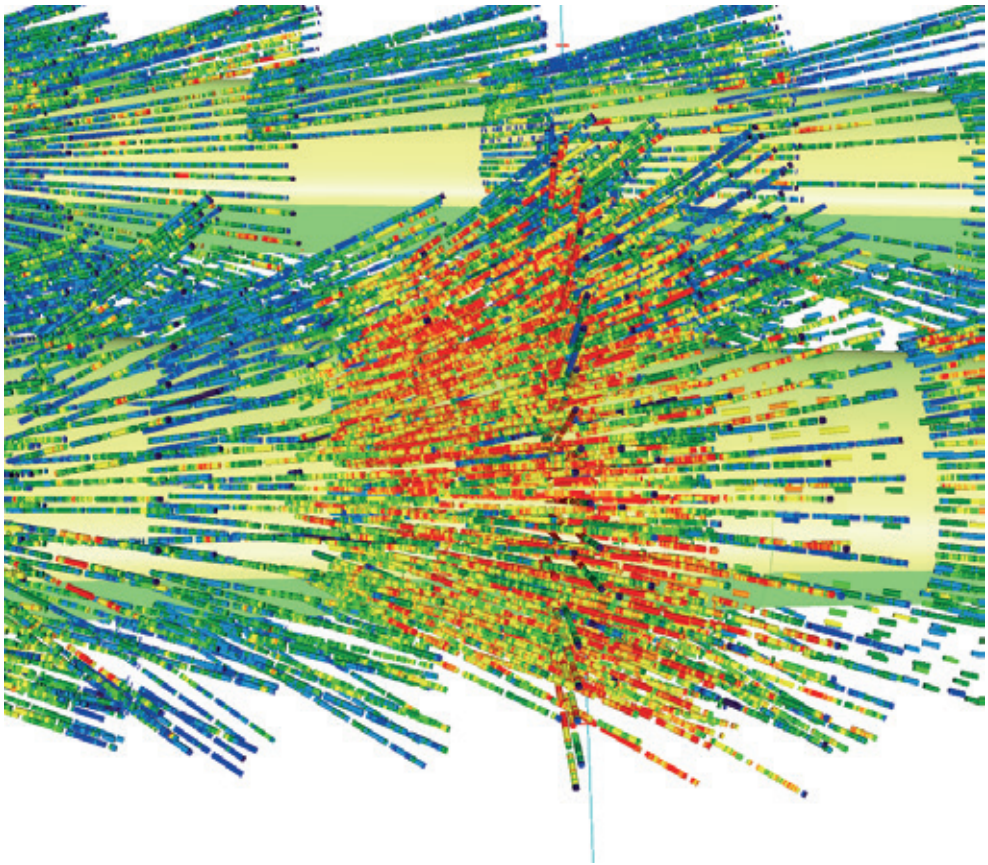
Figur 11. Samlad data i BIM-modell.

Varierande slag av olika bergklasser.

En annan del vi använde oss mycket av MWD var för att förutsäga Bergklass 5-områden där vi behövde sätta in sprutbetongbågar samt arbeta mer med injekteringen. Där utvidgade vi profilen i tid, 400mm i alla riktningar för att rymma förstärkningen. Injekteringen kompletterade vi i förinjekteringen efter rådande förhållanden och undvek ofta efterinjektering.



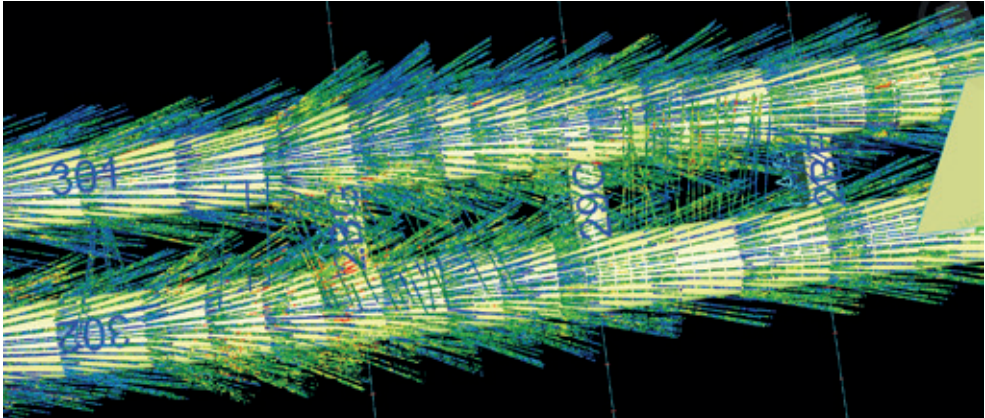
Figur 12. Skiftande bergkvalitet över korta sträckor med tvärande zoner. Det röda är generellt Bergklass 5.



Figur 13. Visar hur tydligt man ser skillnaden i bergkvalitet samt justering av injektering i zonen.

Längsgående Grafitzoner

Ett avslutande exempel är längsgående grafitzoner. Då dessa ofta innehåller vatten i ytterkanterna är det svårt att träffa dem bra med längsgående injekteringshål. Vad som oftast utfördes då, med hjälp av MWD, var att komplettera med injekteringshål från andra tunnelröret. Då fick man träff i bra vinkel mot sprickorna och injekteringen tog generellt mycket bra.



Figur 14. Exempel på tvärgående injektering från andra tunnelröret.

DISKUSSION OCH SLUTSATS.

Efter färdigställande av bergarbeten hade vi klarat över 20km tunnel, under två mälarpassager, genom en förkastningszon med godkända mätvärden på inläckage, utan blockutfall samt onödigt arbete kring extra bergförstärkning. Att lära sig använda detta system är varken speciellt svårt samt tar inte lång tid. Det måste dock finnas en grund i att även duktiga och erfarna tunneldrivare finns med i organisationerna som kan förstå vilka åtgärder man kan arbeta med. Det gäller både entreprenören och beställarens byggledning. Till detta måste man ha ett mycket nära samspel med konstruktören och beställarens mottagningskontroll. Det är Konstruktören och mottagningskontrollen som i sista hand avgör hur mycket entreprenören och beställaren kan arbeta med anpassning av bygghandlingarna ute i projekten. Detta kräver tillit och att man lär känna varandra i ett gott samarbete. Alla måste lägga all prestige åt sidan och arbeta tillsammans. Då kan man göra justeringer löpande i produktionen. Men utgångsläget är oftast att varken konstruktören eller mottagningskontrollen vill ändra speciellt mycket i förhållande till de godkända handlingarna. Med gott samarbete lär sig de flesta snabbt att det handlar oftast om ganska små justeringar. Injekteringskonceptet behöver man ofta ändra eller komplettera med borrhål i andra riktningar och längder medan alla andra parametrar förblir detsamma. Lyckas man med detta så finns mycket tid och pengar att spara. Efterinjektering och att justera bergförstärkning i efterhand när man väl har stannat en drivningsfront kostar i de allra flesta fall betydligt mer än att försöka göra rätt i förinjektering och förstärkning.

REFERENSER

Trafikverkets hemsida för projektet. <https://www.trafikverket.se/vara-projekt/projekt-i-stockholms-lan/e4-forbifart-stockholm/>

Spørsmål og svar

Det er satt av tid til spørsmål og svar, dette blir ikke referatført.

ROCARC – BERGANKER FOR STABILISERING AV INFRASTRUKTUR, RESULTAT OG KONKLUSJONAR FRÅ PROSJEKTET

Bjarte Grindheim, Sweco Norge AS

Charlie C. Li, NTNU

Are H. Høien, Statens Vegvesen

SAMMENDRAG

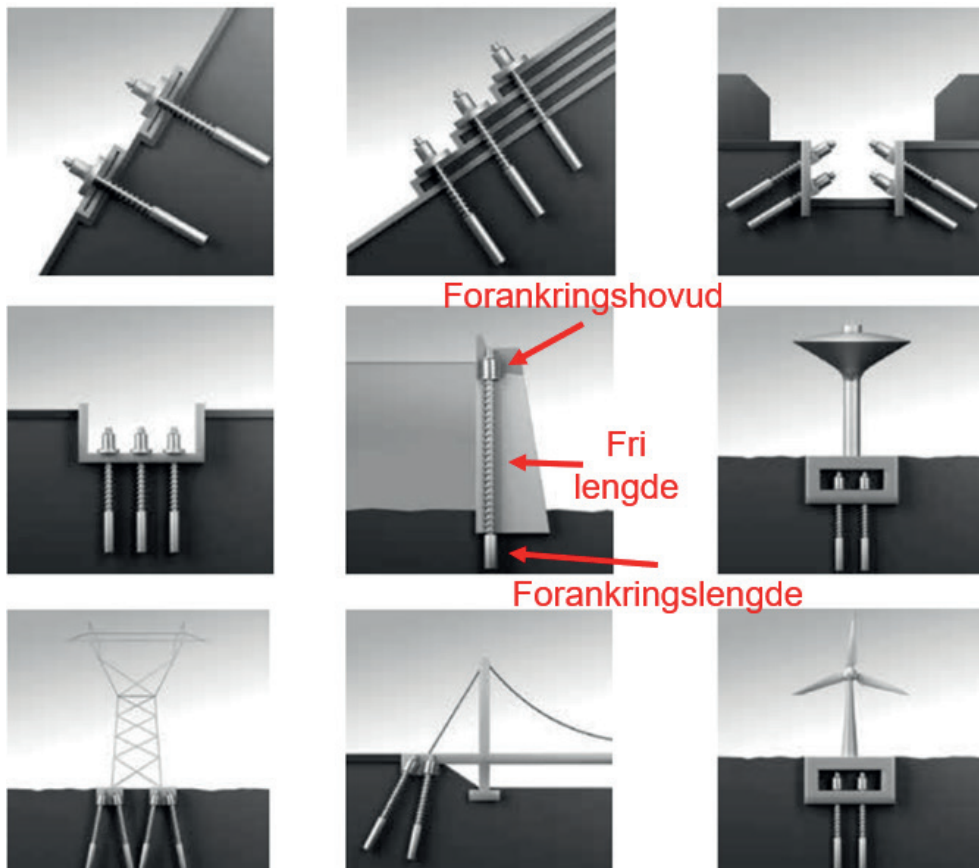
Forskningsprosjektet ROCARC var eit fireårig forskningsprosjekt fokusert på berganker. Prosjektet hadde som mål å utvikla ny kunnskap om lastoverføringa frå berganker til bergmassen og brotprosessen i bergmassen rundt berganker. Dette for å kunna utvikla ein oppdatert metodikk for dimensjonering av berganker. Før prosjektet starta var det tydlege signal frå bransjen og i litteraturen om at den noverande metodikken for dimensjonering av berganker var basert på store forenklingar som resulterte i konservative design, spesielt når det kom til dimensjonering mot brot i bergmassen. Forskningsprosjektet var sett saman av tre delar: fysiske modelltestar i laboratoriet, full-skala feltforsøk og numerisk modellering. Forsøka demonstrerte at lastberande bogar vart induisert i bergmassar utsett for ei forankringslast. Brotutviklinga i bergmassen skjedde i hovudsak langs eksisterande sprekker og brotlekamen starta å utvikla seg først når kreftene var store nok til å bryta dei lastberande bogane. Deformasjonane i bergmassen var størst i retninga til det sprekkesettet med minst vinkel til lengdeaksen til bergankeret. Utrivingsmotstanden til eit enkelt berganker minkar når dei lastberande bogane til sideliggande berganker overlappar. Uttrekksforsøk viste at heffastleiken mellom stag-mørtel var omtrent 20% av UCS (einaksa trykkstyrke) til mørtelen, og den var berre 6% av UCS til mørtelen langs mørtel-berg grenseflata.

ABSTRACT

The ROCARC research project was a four-year long research project focusing on rock anchors. The main goal of the project was to develop new knowledge on the load transfer and failure mechanisms in the rock mass surrounding rock anchors. The aim was to use this new knowledge in developing an updated method for dimensioning rock anchors. Before the research project started, the industry and the literature signalled that the current design method is overly simplified, resulting in a very conservative design, especially when dimensioning against rock mass uplift failure. The research project consisted of three parts: laboratory tests, full-scale field tests, and numerical modelling. The test demonstrated that load arches were induced in rock masses exposed to an anchor load. The rock mass failure mainly occurred along the pre-existing joints in the rock mass, and the failure body first started to develop when the load was great enough to break the induced load arches. The displacements in the rock mass were greatest in the direction parallel to the joint set with the smallest angle to the anchor axis. The uplift resistance of a single rock anchor decreases when the load arches of adjacent rock anchors overlap. Pullout tests showed that the bond strength between tendon-grout was approximately 20% of the UCS (uniaxial compressive strength) of the grout, and it was only 6% of the UCS of the grout along the grout-rock interface.

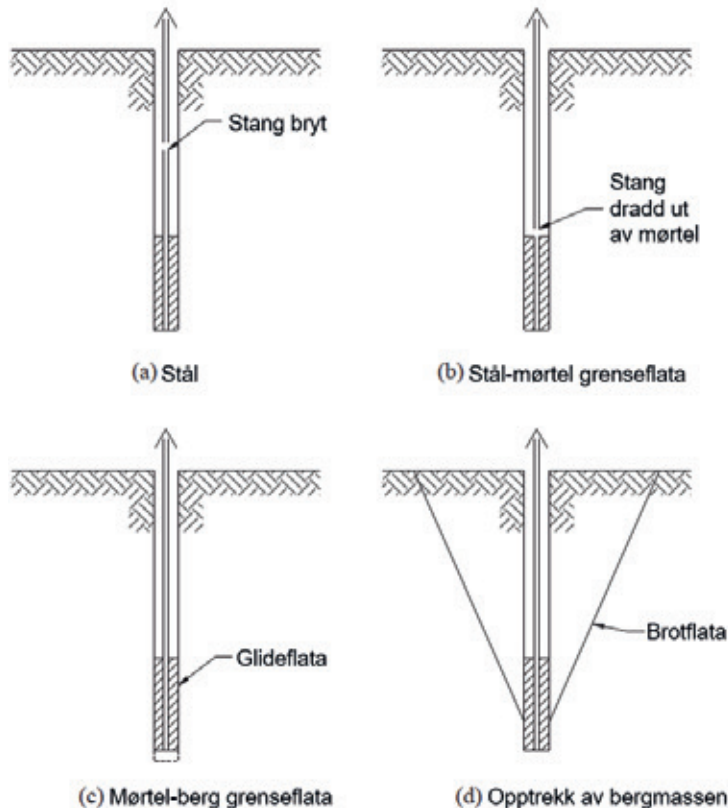
INNLEIING

Høgkapasitets berganker har blitt brukt til stabilisering av bergskjeringar (Xanthakos, 1991), konstruksjon av spuntvegger (Statens vegvesen, 2025) og fundament til bygningar (Jordan, 2007; Mothersille & Littlejohn, 2012; Roesen & Trankjær, 2021), vindmøller (Yan, et al., 2013; Shabanimashcool, et al., 2018), betongdemningar (Cavill, 1997; Xu & Benmokrane, 1996; Brown, 2015) og brutårn (Rashidi & Samali, 2017), illustrert i figur 1. Eit berganker består vanlegvis av ei solid jernstong eller fleire lisser. Berganker vert installert i borehol i berg med ei forankringslengde i den distale enden av hølet, der bergankeret vert festa til bergmassen, og ein fri lengde der bergankeret er frikopla frå bergmassen og mørtelen. Stålet langs den frie lengda kan deformera seg fritt når det vert utsett for ei trekraft. På overflata, utsida av boreholet, er bergankeret festa til ei plate eller ein meir omfattande konstruksjon (Littlejohn & Bruce, 1977; Xanthakos, 1991; Brown, 2015). Prinsippa for den noverande designmetodikken er basert på fire brotmekanismar, som er illustrert i figur 2. Dei fire brotmekansimane er: 1) strekkbrot i stålet, 2) brot langs stål-mørtel grenseflata, 3) brot langs mørtel-berg grenseflata, og 4) brot i bergmassen (Littlejohn & Bruce, 1977; Kim & Cho, 2012; Brown, 2015).



Figur 1: Skisse som illustrere strukturen til berganker og ulike bruksområde for berganker (DYWIDAG, 2025).

Grunnprinsippa for dimensjonering av berganker, presentert av for eksempel Littlejohn & Bruce (1977) og Littlejohn (1992), har ikkje endra seg mykje dei siste tiåra etter 1970-tallet. Mykje kunnskap har blitt utvikla om dei to første brotmekanismane, men kunnskapen om dei siste to brotmekanismane, spesielt den fjerde, er veldig avgrensa. Eit eksempel på eit kunnskapshol er at me ikkje tør å utnytte kapasiteten til bergmassen når me dimensjonere berganker. Den noverande designmetodikken mot brot i bergmassen er at me antar at bergmassen går til brot i form av ei opp-ned kjegle når eit berganker trekk på bergmassen, der trekkrafta i bergankeret må vera mindre enn vekta til bergkjegla. Dette er ein veldig konservativ designmetodikk, då det er godt kjent at bergmassen har ein viss skjermotstand også. I tillegg vil in-situ spenningar i bergmassen bidra til å auka utrivingsmotstanden, då kapasiteten til lastberande bogar som vert indusert frå trekkrafta frå bergankeret vil auka. Det har vert kjent ei stund i Noreg at ein bør inkludera skjermotstanden til bergmassen ved dimensjonering av berganker, men estimata av skjerstyrken til bergmassen er framleis veldig usikre på grunn av den avgrensa kunnskapen ein har om dette i dag. Derfor vart ROCARC prosjektet oppretta 2020 med støtte frå Noregs forskingsråd og forskings- og industri partnerar i Noreg.



Figur 2: Brotmekanismane til eit berganker (Pease & Kulhawy, 1984; Brown, 2015).

Forskningsprosjektet ROCARC var eit fireårig forskningsprosjekt fokusert på berganker. Prosjektet hadde som mål å utvikle ny kunnskap om lastoverføringa frå berganker til bergmassen og brotprosessen i bergmassen rundt berganker. Dette for å kunna utvikla

ein oppdatert metodikk for dimensjonering av berganker. Før prosjektet starta var det tydlege signal frå bransjen og i litteraturen om at den noverande metodikken for dimensjonering av berganker var basert på store forenklingar som resulterte i konservative design, spesielt når det kom til dimensjonering mot brot i bergmassen.

FORSKINGSMETODIKK

Forskningsprosjektet brukte tre ulike framgangsmetodar, som var fysiske modellforsøk i laboratoriet, feltforsøk med full-skala berganker og numerisk modellering.

Laboratorieforsøka vart gjennomført i to spesialutvikla testtriggjar. Testtriggane vart utvikla for å kunne undersøka lastberande bogar i og brotmønsteret til prøvematerialet under ei forankringslast.

Full-skala uttrekksforsøk og opptrekksforsøk av berganker vart gjennomført i ei kalksteinsgruva. Uttrekksforsøka hadde som mål å undersøka heftstyken langs mørtelberg og stål-mørtel grenseflatene. Opptrekksforsøka hadde som mål å undersøka brotutviklinga i bergmassen rundt eit berganker.

Numerisk modellering vart gjennomført i 2D med programvara UDEC (Itasca, 2011) og i 3D med programvara 3DEC (Itasca, 2020). 2D modellane vart kalibrert basert på resultata frå laboratorieforsøka. Dei kalibrerte modellane vart brukt til å undersøka korleis ulike parameterar påverka opptrekkskapasiteten til ein bergmasse rundt eit berganker. 3D modellane vart kalibrert basert på feltforsøka, og dei kalibrerte modellane vart brukt til å undersøka brot- og deformasjonsmekanismene i både mørtelen og i bergmassen under lasta frå eit enkelt berganker.

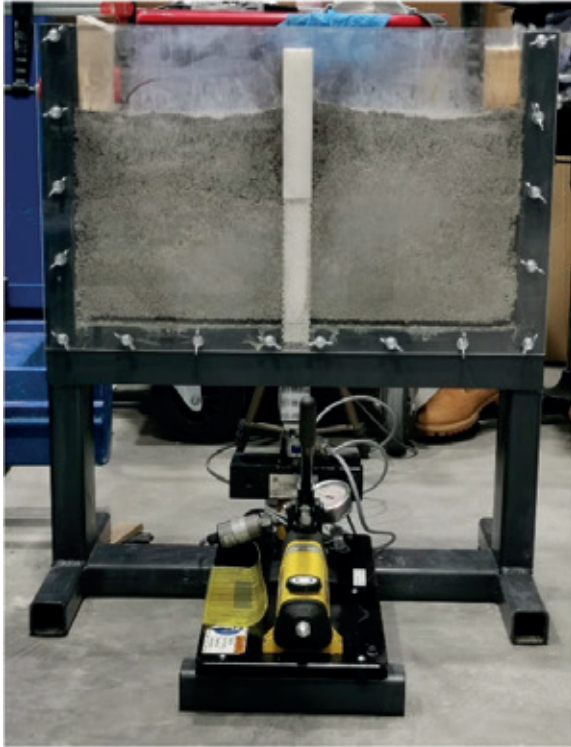
PROSJEKTGJENNOMFØRING OG RESULTAT

Laboratorieforsøk

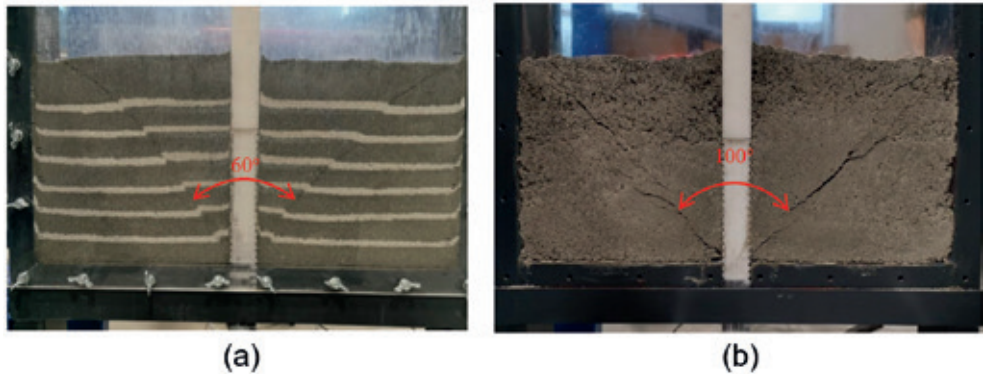
Opptrekksforsøk i friksjonsjord og material med låg kohesjon

Opptrekksforsøk vart gjennomført i friksjonsjord og jord med låg kohesjon i ein mini testtrigg, vist i figur 3. Friksjonsjorda var sand med partikkelstorleik 0–3 mm. Kohesjonsjorda bestod av den same sanden, men det var innblanda 2% og 4% sement. To blokker (dei kvite i figur 3) vart plassert midt i lausmassane i modellen. Den øvre blokka hadde ei glatt overflata, medan den nedre blokk hadde ei ru overflata. Ei ru overflata blei brukt for å simulera bindinga mellom forankringa og lausmassane. Under den nedre blokka vart det plassert ein hydraulisk jekk som pressa blokkene oppover under forsøka.

Brotmønstra til lausmassane under ei forankringslast er vist i figur 4. Brot oppstod som ei invers kjegla. Kjeglevinkelen til brotflatene var ca. 60° i friksjonsjorda og ca. 100° i jorda med låg kohesjon.



Figur 3: Mini testrigg (600 × 400 × 100 mm) brukt i opptrekkforsøka av friksjonsjord og jord med låg kohesjon (Høgset, 2021; Høgset, et al., 2023).

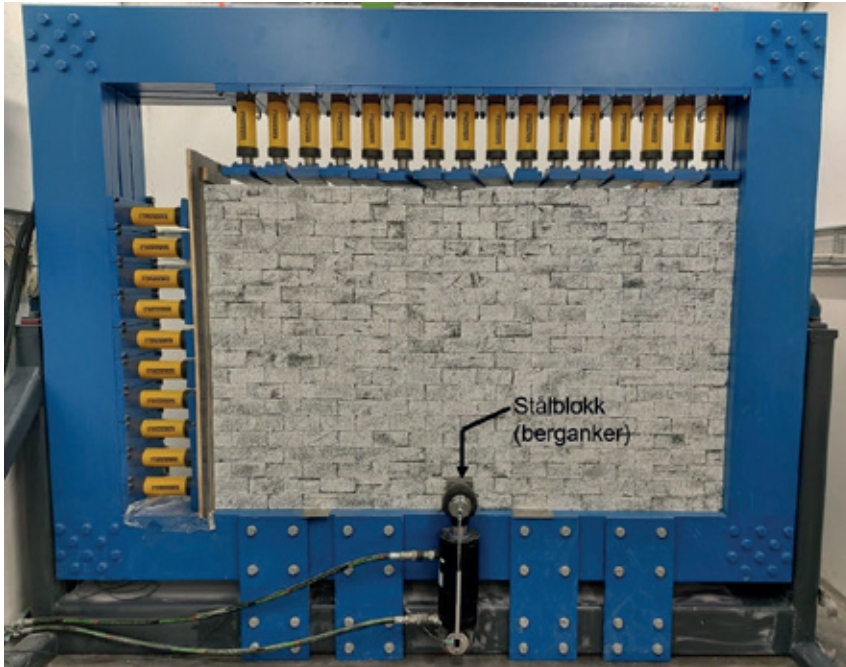


Figur 4: (a) brotmønsteret til friksjonsjord under ei forankringslast; og (b) brotmønsteret til jord med låg kohesjon (sand med 4% sement) (Høgset, 2021; Høgset, et al., 2023).

Opptrekkforsøk i blokkmodellar

Opptrekkforsøk i blokkmodellar vart gjennomført i to testriggar. Testriggen frå forsøka med lausmassar vart modifisert og forsterka for blokkmodellforsøka. I tillegg vart ein stor spesialutvikla testrigg bygd for opptrekkforsøka. Den store testriggen hadde dimensjonar på 2,2 m i breidde, 1,5 m i høgde og 0,3 m i djupna (figur 5).

Blokkmodellane vart bygd opp med dekkstein av betong. Dei største dimensjonane blokkmodellane kunne ha i riggen var 1,9 m i breidde og 1,2 m i høgde. I midten nedst i riggen vart det plassert ei stålblokk som blei løfta av to hydrauliske sylindrar. Dette simulerte eit berganker som vart trekt opp i ein bergmasse. Langs den venstre vertikale vegg og den øvre bjelken var det festa hydrauliske stempel for å simulera in-situ spenningar. Rørslene til blokkene i modellen vart overvaka av to kamera og eit DIC («Digital Image Correlation») system. DIC systemet gav målingar av deformasjonen til alle blokkene i modellen igjennom forsøka. Storleiken og orienteringa til blokkene blei variert igjennom forsøka for å simulera ulike typar sprekkemønster i bergmassar. Figur 6 visar sprekkemønstra som vart brukt i blokkmodellane.

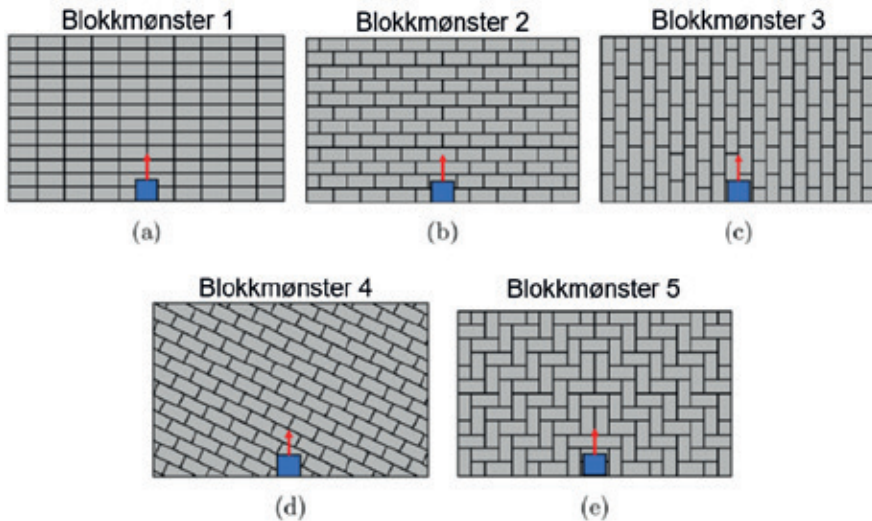


Figur 5: Den store testriggen med betongblokker.

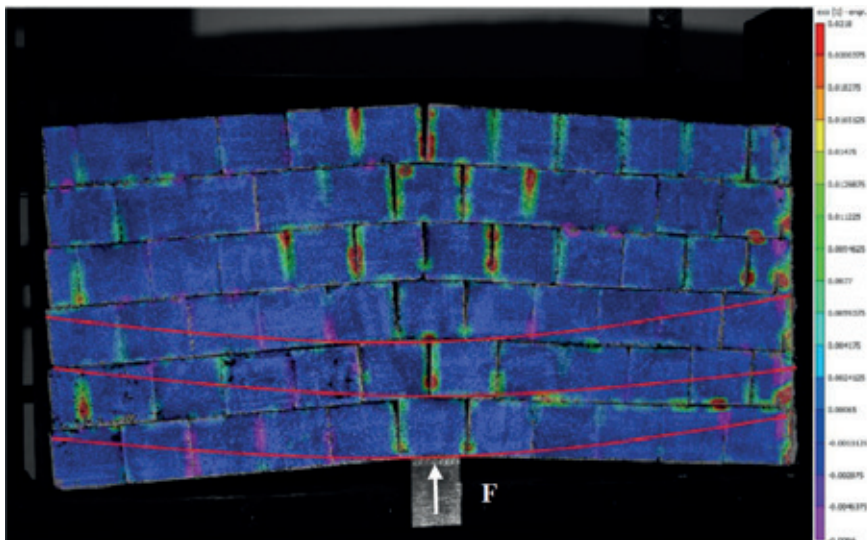
Modellforsøka demonstrerte korleis blokkene i ein bergmasse deformere seg under ei vertikal forankringslast. Langs ei vertikal linja rett over forankringa opna dei vertikale sprekkene seg i øvre del av sprekkene og dei vart pressa saman i den nedre delen av sprekkene. Den delen som vart pressa saman (lilla farge i figur 7) langs dei vertikale sprekkene flytta seg oppover når ein flytta seg horisontalt utover i modellen frå den vertikale senterlinja, som vist i DIC bilete i figur 7. Lasta frå forankringa vart overført frå ei blokk til den neste langs kollisjonspunkta i kvart enkelt lag, dette demonstrerte at lastberande bogar vart indusert i kvart enkelt lag i modellen når den vart utsett for ei vertikal forankringslast.

Trykket målt i dei hydrauliske stempla langs den venstre vegg (sjå figur 5) vart brukt til å måle horisontalspenningane i dei enkelte laga modellane. Horisontalspenningane i kvart enkelt lag i modellane var proporsjonal med trykket i stempla. Det vart observert under forsøka at trykket i stempla endra seg, noko som indikerte at dei horisontale spenningane i betongblokkene endra seg. Figur 8a visar endringane i

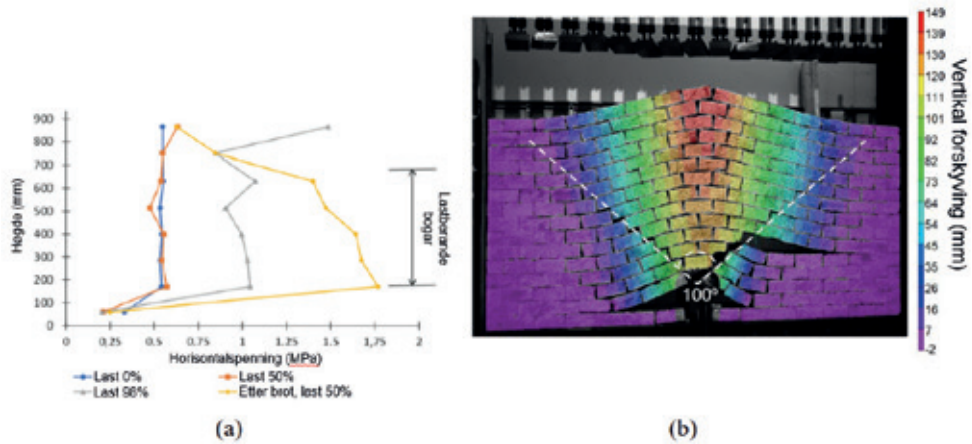
horisontalspenning, målt i stempla, for fira lastenivå. Brotmønsteret til blokkmønster 2 er vist i figur 8b. Kjeglevinkelen til brotkjegla var omtrent 100° . Storleiken på kjeglevinkelen avhenger av sprekemønsteret i modellen. I forsøka varierte den frå 90° til 140° for dei fem blokkmønstra.



Figur 6: Alle fem sprekemønstra som vart bruk i blokkmodellane: (a) blokkmønster 1 – kontinuerlege horisontale og vertikale sprekker; (b) blokkmønster 2 – kontinuerlege horisontale og diskontinuerlege vertikale sprekker; (c) blokkmønster 3 – diskontinuerlege horisontale og kontinuerlege vertikale sprekker; (d) blokkmønster 4 – 25° rotasjon av blokkmønster 2; og (e) blokkmønster 5 – diskontinuerlege horisontale og vertikale sprekker (Grindheim, et al., 2024a; Grindheim, 2024).

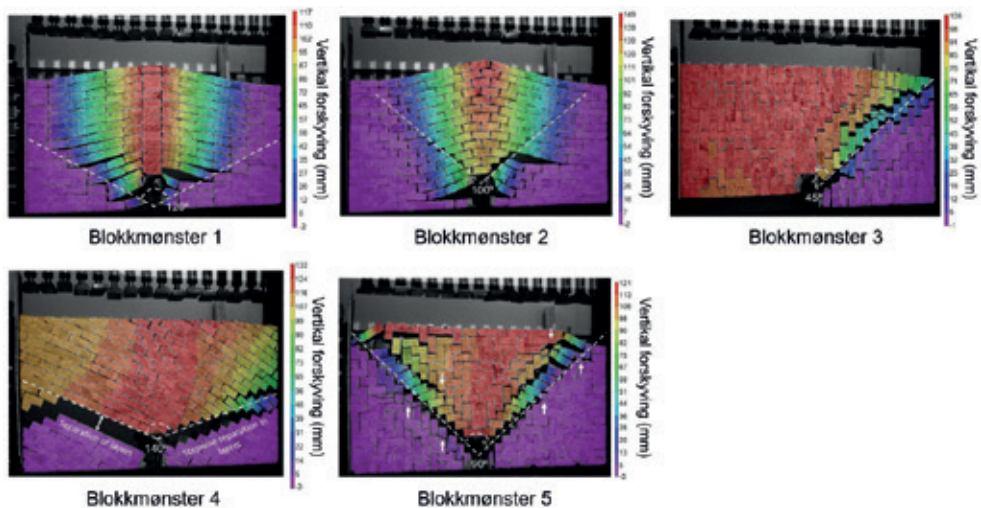


Figur 7: Lastberande bogar, markert med raude linjer, vert indusert i kvart enkelt lag (Aasbø, 2021; Grindheim, et al., 2022).

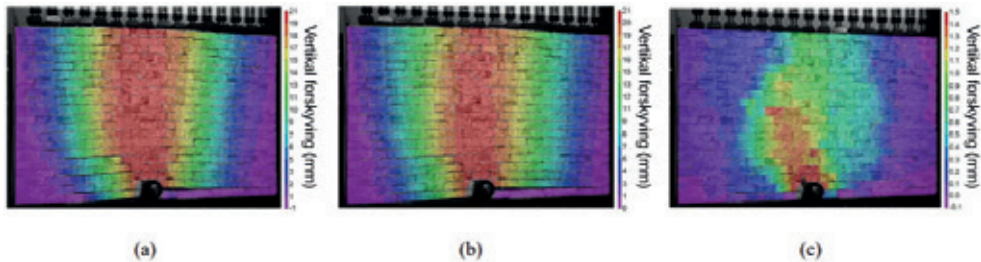


Figur 8: (a) Endringer i horisontalspenning ved fire ulike lastenivå og (b) brotmønsteret til blokkmønster 2 med høyde 0,9 m (Grindheim, et al., 2024a; Grindheim, 2024).

Den vertikale forskyvinga til betongblokkene var størst for blokkene i senter av modellen rett over forankringsblokka og minka mot sidene, sjå figur 9. Merk at den asymmetriske forskyvinga til blokkmønster 3 er på grunn av låg friksjon mellom stempla og den venstre kanten til blokkene. Dette resulterte i at heile den venstre sida av modellen sklidde langs stempla. Forskyvinga i eit gitt punkt i modellen minkar når in-situ spenningane aukar og ankerlasta er konstant, som vist i figur 10.



Figur 9: Brotmønstra til dei fem blokkmønstra (Grindheim, et al., 2024a).



Figur 10: Vertikal forskyving i blokkmønster 2 (1,2 m høyde) ved tre ulike innspenninger: (a) $\sigma_x = 0$ og $\sigma_y = 0$; (b) $\sigma_x = 0,1$ MPa og $\sigma_y = 0$; (c) $\sigma_x = 0,1$ MPa og $\sigma_y = 0,15$ MPa (Grindheim, et al., 2024a).

Feltforsøk

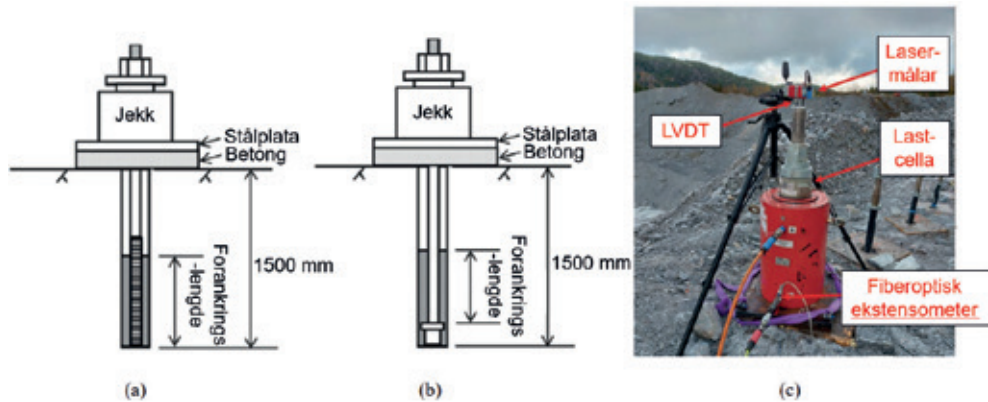
Fullskala uttrekksforsøk

Det er gjennomført og publisert mange uttrekksforsøk av boltar og berganker frå før (Hollingshead, 1971; Farmer, 1975; Ismael, 1982; Scott & Bruce, 1992; Haberfield & Baycan, 1997; Liu, et al., 2013; Park, et al., 2013; Li, et al., 2016; Liu, et al., 2017; Tayeh, et al., 2019; Høien, et al., 2021; Li & Høien, 2023), men fleirtalet av dei fokusere på hefta langs stål-mørtel grenseflata. ROCARC prosjektet fokuserte på å fastsetta heftstyrken langs mørtel-berg grenseflata, men det vart også gjort målingar av heftstyrken langs stål-mørtel grenseflata.

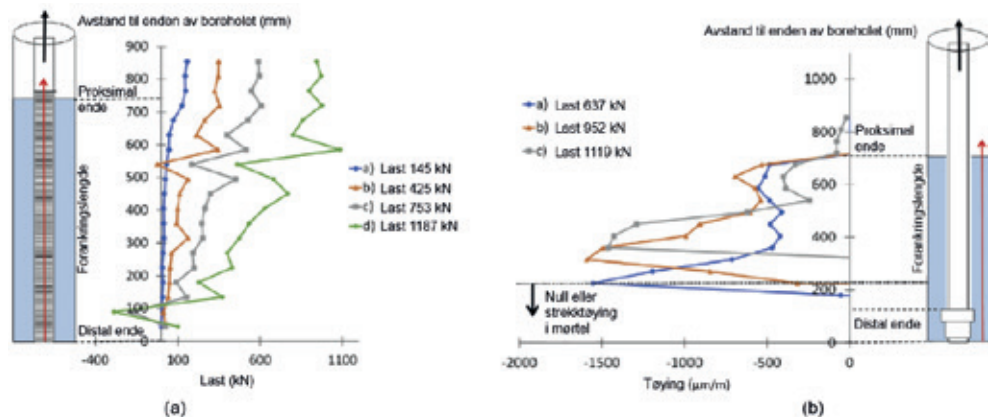
I prosjektet vart det gjennomført fullskala uttrekksforsøk i ein kalksteinsbergmasse. Bergmassen blei klassifisert til klasse III med RMR = 60 (middels bergmasse) i RMR systemet (Bieniawski, 1973). Standard berganker med gjengar langs den distale enden vart brukt for å testa heftstyrken langs stål-mørtel grenseflata (figur 11a), mens berganker med ei endeplata vart brukt for å testa heftstyrken langs mørtel-berg grenseflata (figur 11b). Bergankra var 64 mm i diameter og borehola var 140 mm i diameter. Testoppsettet brukt i felt er vist i figur 11c. Vatn-sement forholdet som blei brukt i mørtelen var 0,42. Under forsøka vart bergankra pressa oppover av ein jekk som var plassert under forankringshovudet til bergankra. Forsøka varte heilt til den maksimale kapasiteten til bergankra vart nådd og bror oppstod, enten langs stål-mørtel grenseflata for oppsettet i figur 11a eller langs mørtel-berg grenseflata med oppsettet i figur 11b. Heftstyrken langs stål-mørtel grenseflata blei målt til å vera i mellom 11,1 og 14,3 MPa (12,4 MPa i gjennomsnitt), mens heftstyrken langs mørtel-berg grenseflata var målt til å vera i mellom 3,7 og 4,7 MPa (4 MPa i gjennomsnitt). Den gjennomsnittlege einaksa trykkstyrken (UCS) til bergmassen var 75 MPa og for mørtelen var den 60 MPa. Noko som antyd at heftstyrken langs stål-mørtel grenseflata var rundt 20% av UCS til mørtelen, og 6% av UCS for mørtel-berg grenseflata.

Den aksiale tøyinga i stålet til bergankeret og i mørtelen blei målt med optiske fibrar under uttrekksforsøka. Figur 12a visar fordelinga av aksial last i eit berganker langs forankringslengda ved fire lastenivå. Aksiallasta vart berekna frå målt tøyning etter lineær elastisitetsteori. Den aksiale lasta var størst på toppen av forankringslengda og den minka mot den distale enden. Figur 12b visar fordelinga av aksialtøyning (trykk) i mørtelen. Det er synleg i figuren at den nedre delen av mørtelen over endeplata var mest samanpressa, og at trykket minka oppover. Basert på resultatata frå forsøka kunne

ein tolke korleis kreften frå bergankera vart overført til bergmassen. Lastoverføringa er skissert i figur 13a for eit konvensjonelt berganker og i figur 13b for eit berganker med ei endeplata. Kreftene vart overført til bergmassen i ein 45° vinkel frå lengdeaksen til bergankeret, når ein ser bort frå skjermotstanden til boreholsveggen.

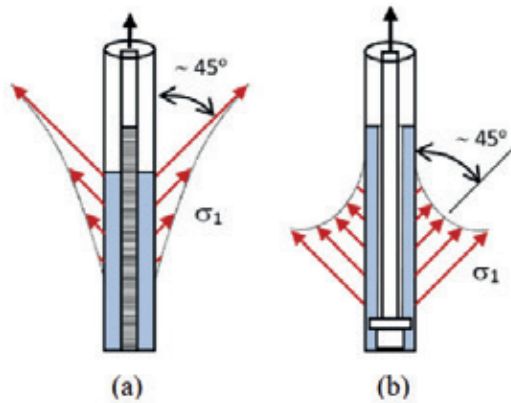


Figur 11: Testoppsett for uttrekksforsøka: (a) for måling av heftstyrken til stål-mørtel grenseflata; (b) for måling av heftstyrken til mørtel-berg grenseflata; og (c) oppsett brukt i felt (Grindheim, et al., 2023; Grindheim, 2024).

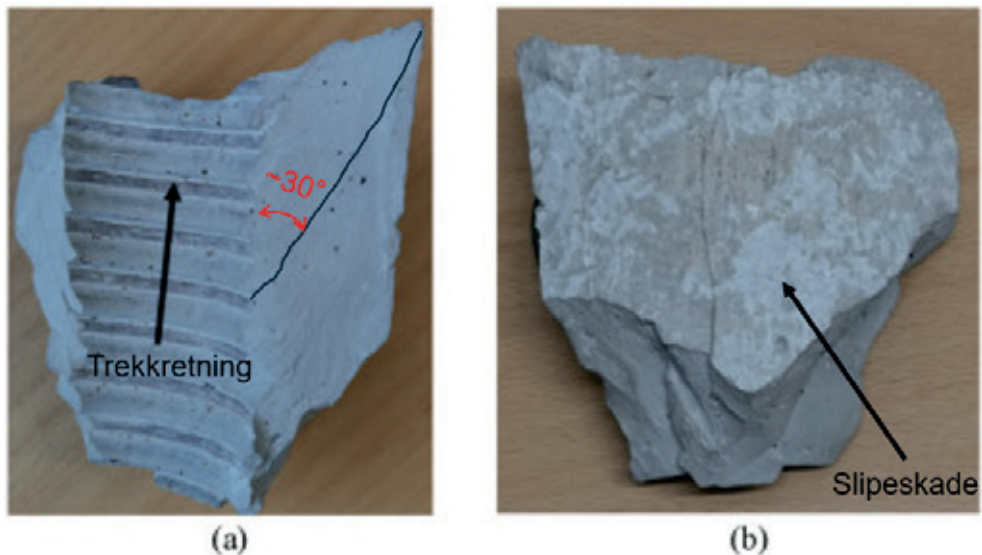


Figur 12: (a) Aksialspenningsfordeling i eit berganker langs forankringslengda (730 mm) ved fire lastenivå. Maksimal uttrekkslast for forsøket var 1634 kN. (b) Fordeling av aksialtøyning i mørtelen langs forankringslengda (560 mm) ved tre lastenivå. Maksimal uttrekkslast for forsøket var 1156 kN (Grindheim, et al., 2023).

Figur 14 visar ein bit med herda sementmørtel som vart trekt ut i saman med eit av bergankra. Det var ei mengd med små parallelle sprekkar og riss i mørtelbiten, som var orientert med ein vinkel på omtrent 30° frå trekkretninga langs lengdeaksen til bergankeret. Sprekken som er vist i figur 14a var den mest synlege sprekkjen i mørtelbiten. Det var fleire slipeskadar på den ytre sylindriske overflata til mørtelbiten, den sida som var mot boreholsveggen, vist i figur 14b. Slipeskadane fortel oss at den ytre overflata til mørtelen vart skada av ujamnskap langs boreholsveggen, eller motsett, når heftstyrken på grenseflata vart aktivert.



Figur 13: Lastoverføring frå eit berganker til kringliggande bergmasse for (a) eit konvensjonelt berganker og (b) eit berganker med ei endeplate (Grindheim, et al., 2023).

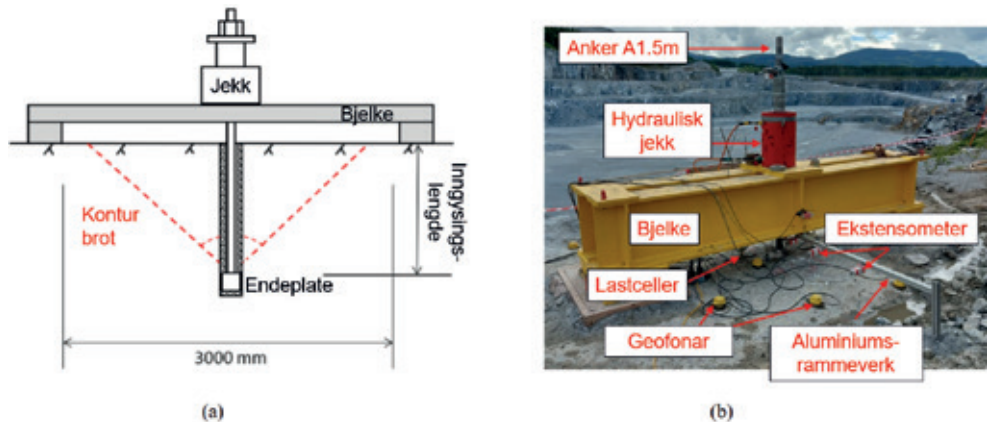


Figur 14: Ein bit med sementmørtel som vart trekt ut av boreholet: (a) den mest synlege sprekkjen i mørtelbiten, og (b) synlege slipeskadar på den ytre sylindriske overflata til mørtelen (Grindheim, et al., 2023).

Fullskala opptrekkforsøk

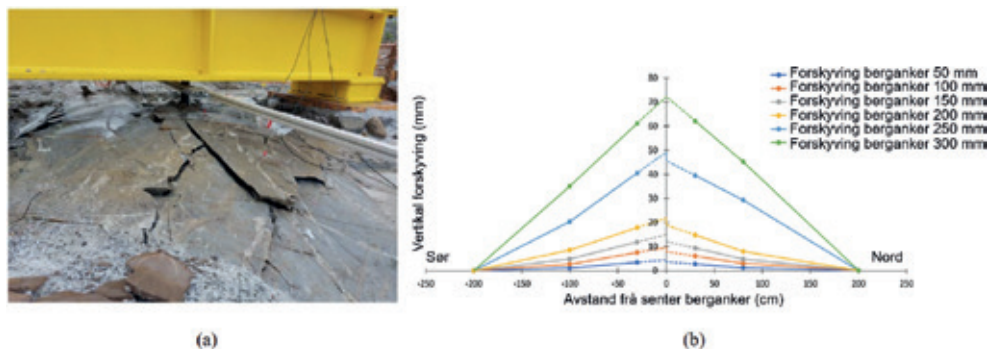
Opptrekkforsøk vert sjeldan gjennomført i felt grunna at det er komplekst å organisera og tidkrevjande, samt kostbart. Det er berre funne nokre få slike forsøk i litteraturen (Littlejohn, et al., 1978; Ismael, et al., 1979; Kim & Cho, 2012). Dei refererte forfatarane gjennomførte opptrekkforsøk i lagdelte sedimentære bergmassar. Opptrekkforsøka i prosjektet vart gjennomført i den same kalksteinsbergmassen som uttrekkforsøka. Målet med opptrekkforsøka var å mobilisere bergmassen rundt eit

berganker og indusere brot i bergmassen. Bergankra vart spesialtilpassa med ei endeplata for å indusera brot i bergmassen. Figur 15a visar testoppsettet som vart brukt. Spennet mellom støttene til bjelken var 3 m. Heile boreholet rundt bergankeret var fylt med mørtel, men stammen til bergankeret var heilt fråkopa frå mørtelen. Dette gjorde at lasta som vart påført bergankeret frå jekken vart overført direkte til endeplata, og mørtelsøyla vart pressa oppover frå botn av boreholet. Inngysingslengdene til bergankra var 0,9 m og 1,4 m. Vertikal forskyving til både bergankeret og bergmassen vart monitorert med ekstensometer, som var festa på bergoverflata og i borehol rundt bergankeret. Oppsprekkinga i bergmassen vart også monitorert av gefonar som var festa på bergoverflata rundt bergankeret. Instrumenteringa er vist i figur 15b.



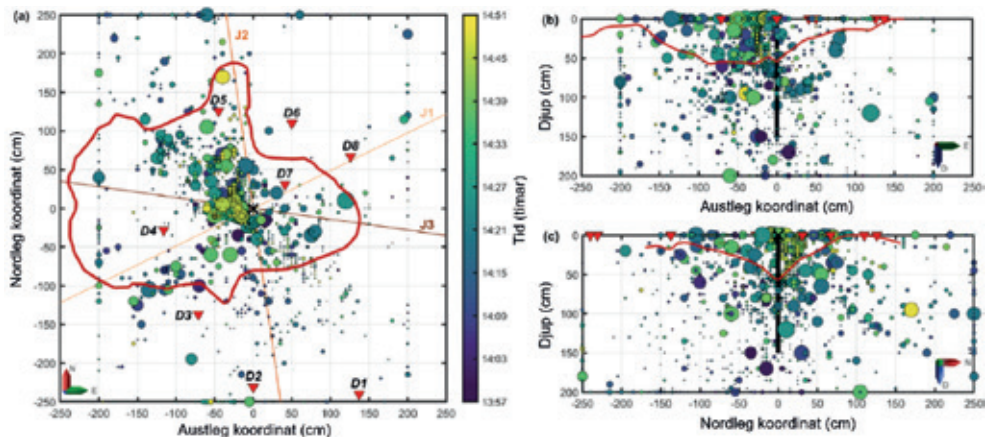
Figur 15: (a) Ei skisse som visar testoppsettet for opptreksforsøka, og (b) testoppsettet som vart brukt i felt (Grindheim, et al., 2024b; Grindheim, 2024).

Figur 16a visar oppsprekkinga av bergoverflata rundt bergankeret under opptreksforsøket av anker A1m. Mesteparten av oppsprekkinga oppstod langs eksisterande sprekker i bergmassen, men det var også nokre ferske sprekker som hadde utvikla seg i det som hadde vert intakt berg. Den målte vertikale hevinga til bergmassen rundt bergankeret langs ei linja ved ulike lastenivå er vist i figur 16b. Det var størst forskyving i bergankeret, og den minka ved aukande avstand utover.

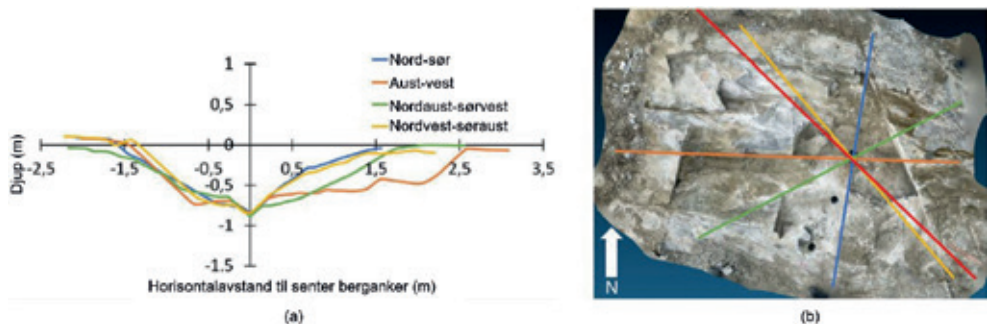


Figur 16: (a) Oppsprekkinga av bergmassen rundt anker A1m med 0,9 m inngysingslengde under forsøket, og (b) den målte vertikale hevinga til bergoverflata (Grindheim, et al., 2024b).

Dei seismiske målingane for opptrekkforsøket av anker A1,5 m er presentert i figur 17. Kvar sirkel i plotta representere ei seismisk hending, som korrespondere med ei oppsprekkingshending, som mest sannsynleg var i intakt berg. Storleiken til sirklane representere storleiken på den seismiske hendinga. Dei raude linjene representere ytterkanten til bortoverflata som vart kartlagt fysisk etter forsøka. Brota i bergmassen var generelt sett elliptiske på bergoverflata med lengste akse i strøkretinga til sprekesett J3 (figur 17a). Brotet hadde ei konisk form i dei vertikale projeksjonsplana (figur 17b og c). Kjeglevinkelen til brotkjeglene varierte frå 125° til 140° i dei fira forsøka. Dei seismiske hendingane i bergmassen var spreidd rundt i bergmassen både over og under den endelege brotflata, noko som indikere at det også vart indusert sprekker i bergmassen under brotkjeglra. Konturen til den endelege brotflata i bergmassen er vist langs fira vertikale profil i figur 18.



Figur 17: Prosjeksjonar av målte seismiske hendingar i bergmassen under forsøket av anker A1.5m med 1,4 m inngysingslengde: (a) på horisontalplanet; (b) på vertikalplanet orientert aust-vest; og (c) på vertikalplanet orientert nord-sør. Linjene J1, J2, og J3 representere strøkretinga til dei tre sprekesetta i bergmassen. Symbolet $\times$ markere posisjonen til bergankeret (Langet, et al., 2025).



Figur 18: (a) Profiler av den endelege brotkjeglra i bergmassen etter forsøket av anker A1.5m med 1,4 m inngysingslengde, og (b) lidarskann av den endelege brotoverflata med retninga til profila markert (Grindheim, et al., 2024b).

Skjerstyrken til bergmassen rundt kvart enkelt berganker er presentert i tabell 1. Verdiane er tilbakerekna frå testresultata, og dei varierte frå 0,43 til 1,05 MPa med eit snitt på 0,72 MPa.

Tabell 1: Tilbakerekna skjærstyrke til bergmassen frå opptrekksforsøka.

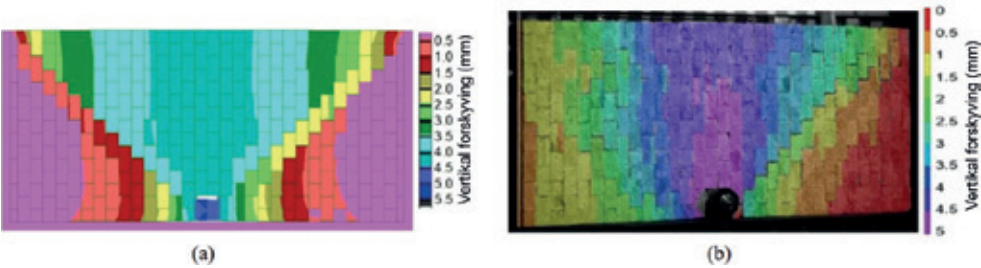
Anker nr.	Inngysings- lengde (m)	Djup til enden av brotkjegla (m)	Kjegl- vinkel (°)	Areal til brot- overflata (m ²)	Maksimal løfte kraft (kN)	Estimert skjærstyrke bergmasse (MPa)
A1m	0,9	0,61	127	5,25	2461,6	1,05
B1m	0,9	0,73	131	8,86	2309,5	0,63
A1.5m	1,4	0,59	141	9,25	2422,6	0,78
B1.5m	1,4	0,83	129	10,54	1946,2	0,43

Numerisk modellering

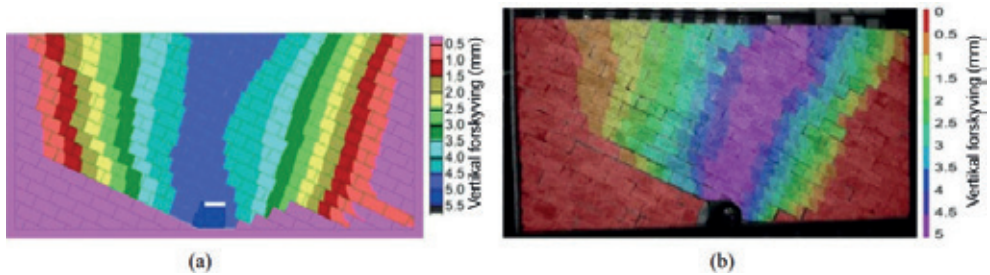
Todimensjonal modellering i UDEC

Det vart gjennomført todimensjonal modellering i UDEC for å undersøka boge effekten, spenningsfordeling og deformasjonar i bergmassar utsett for ei vertikal forankringslast, samt effekten av varierende senteravstand mellom berganker på ei rekke. Dei numeriske modellane vart kalibrert mot resultata frå laboratorieforsøka. Etter kalibreringa vart det gjennomført ei rekke modelleringar for å undersøka effekten av endringar i blokkstorleik, sprekke orientering, forankringsdjup og senteravstandar på boge effekten og bergmassekapasiteten.

Den vertikale forskyvinga frå to numeriske modellar og laboratorieforsøk vert samanlikna i figur 19 og 20. Dette var for blokkmønster 3 i figur 19 og for blokkmønster 4 i figur 20. Forskyvingsmønstra i modellane var like for dei fysiske forsøka og i dei numeriske modellane, som indikerte at kalibreringa var vellykka.



Figur 19: Vertikalforskyving for blokkmønster 3 etter 5 mm anker rørsle: (a) numeriske modellen og (b) fysiske blokkmodellen (Grindheim, et al., 2024c; Grindheim, 2024).



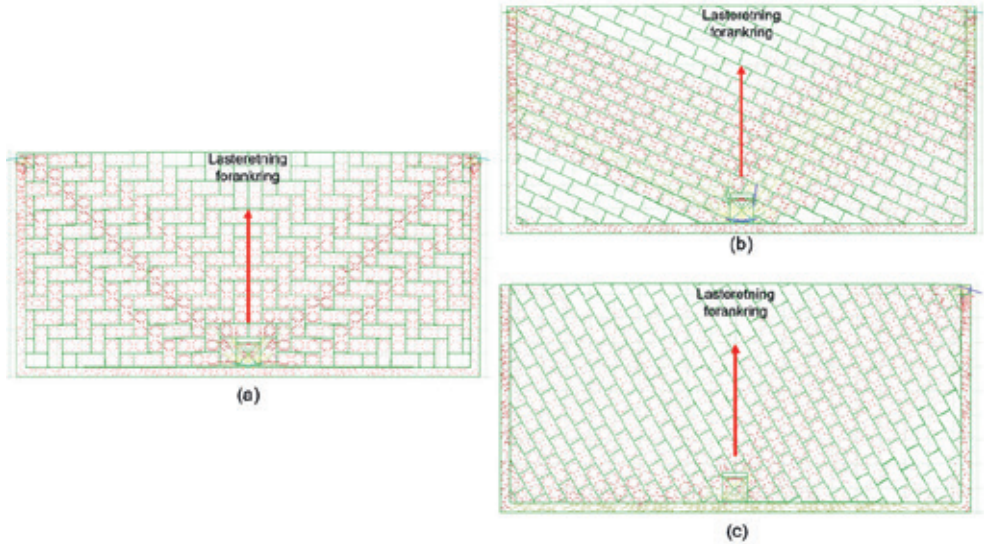
Figur 20: Vertikalforskyving for blokkemønster 4 etter 5 mm anker rørsle: (a) numeriske modellen og (b) fysiske blokkmodellen (Grindheim, et al., 2024c; Grindheim, 2024).

Orienteringa til hovudspenningane i nokre av dei numeriske modellane er vist i figur 21. Figur 21a visar orienteringa til hovudspenningane i sprekkemønster 5 og figur 21b og c visar hovudspenninga for sprekkemønster 4 med to ulike orienteringar. I blokkemønster 5 er den største hovudspenninga orientert med ein 45° vinkel til lasteretninga til forankringa (vertikalt langs senter). Sagt med andre ord, den lastberande bogen har ein kjeglevinkel på 90° ($2 \times 45^\circ$) i blokkemønster 5.

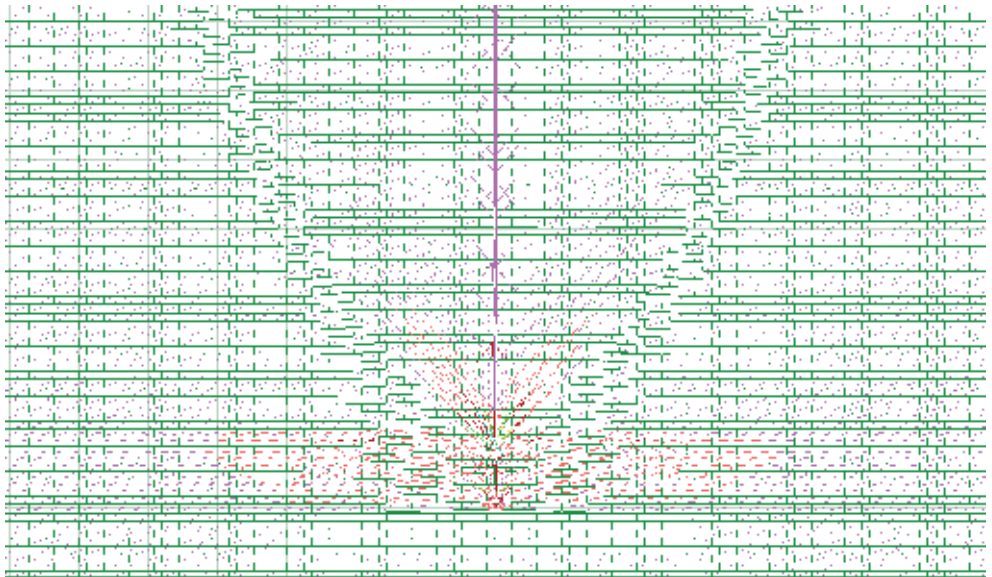
I blokkemønster 4 med ei helling på 25° (figur 21b) er den største hovudspenninga orientert parallelt med dei kontinuerlege sprekkene på venstresida, mens den er orientert normalt på dei kontinuerlege sprekkene på høgre sida. Kjeglevinkelen til dei lastberande bogane er her større enn 90° . Når hellinga til blokkemønster 4 vert endra til 60° (figur 21) endrar orienteringa til hovudspenningane seg kraftig. Dei er framleis orientert omtrent normalt på dei kontinuerlege sprekkene på høgre sida av ankeret, men på venstre sida er største hovudspenning orientert omtrent horisontalt. I denne modellen er den lastberande bogen asymmetrisk til lasteretninga. Dette visar at forma til dei induserte lastberande bogane avhenger av orienteringa til forankringslasta i forhold til orienteringa til sprekkesetta.

Figur 22 visar orienteringa til hovudspenningane rund eit lengre berganker installert på 10 m djup i numerisk modell med sprekkemønster tilsvarande blokkemønster 2. Hovudspenningane har to ulike orienteringar. Langsforankringslengda er dei lastberande bogane relativt flate og vert danna i kvart enkelt lag. Over forankringslengda har den lastberande bogen ein kjeglevinkel på omtrent 90° . Det er tolka som at dei horisontale bogane vert indusert på grunn av dilatans i bergmassen langs forankringslengda, medan lastekapasiteten til bergmassen mot uttreksbrot er styrt av dei bogane med 45° orientering.

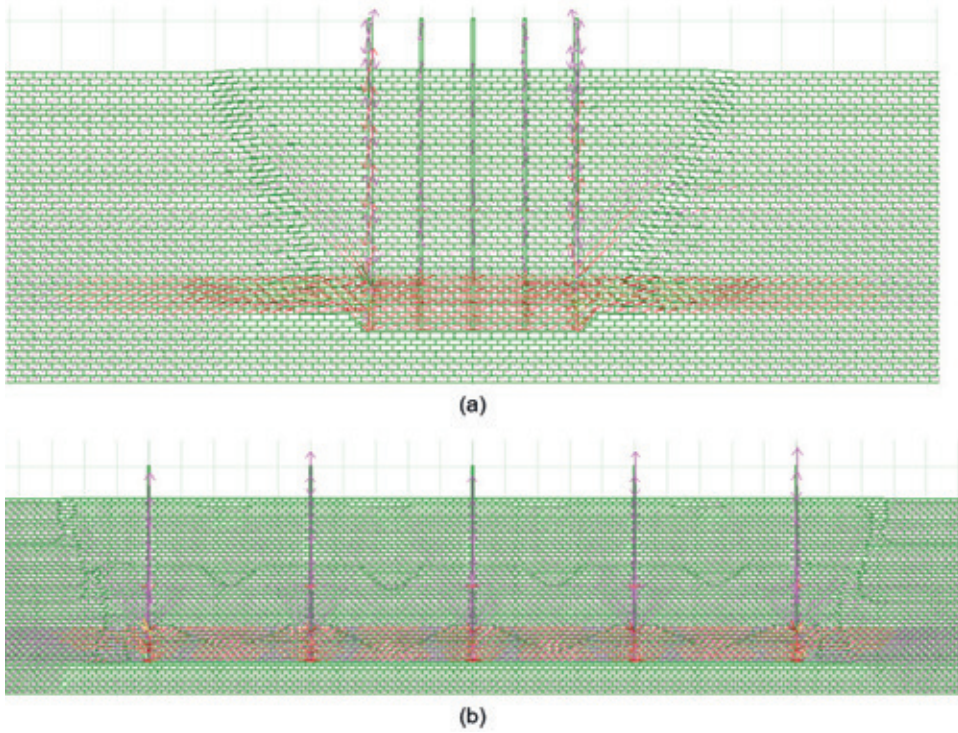
Korleis senteravstanden mellom berganker i ei rekka påverkar spenningsfordelinga i bergmassen rundt berganker er vist i figur 23. Djupna til bergankra i modellen var 5 m. Når senteravstanden var 1 m vart det danna ein samanhengande boge som inkluderte alle bergankra (figur 23a). På enden av denne store bogen har ein lastberande bogar med 45° orientering. Ved ein senteravstand på 5 m får ein danna bogar rundt kvart enkelt berganker (figur 23b). I dette tilfellet har ein både den horisontale bogen og bogen med 45° for kvart enkelt berganker. Lasta i kvart enkelt berganker etter 50 mm forskyving er vist i figur 24 med tre ulike senteravstandar. Dersom ein kun ser på bergankeret i senter, kan ein sjå at lasta i bergankeret med senteravstand på 5 m er omtrent 4 gonger større enn for ankeret med ein senteravstand på 1 m. Generelt er den induserte lasta høgare når senteravstanden er større. Utrivingsmotstanden til bergmassen er større når ein brukar ein større senteravstand.



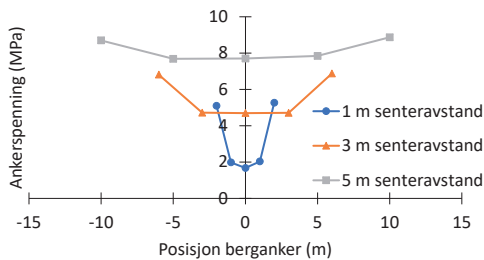
Figur 21: Orienteringa av dei største hovudspenningane i dei numeriske modellane etter 5 mm vertikal anker rørsle for (a) blokkmønster 5, og for blokkmønster 4 der det kontinuerlege sprekkesettet har ei helling på (b) 25° og (c) 60° (Grindheim, et al., 2024c; Grindheim, 2024).



Figur 22: Orienteringa til hovudspenningane i numerisk modell av blokkmønster 2 med eit berganker installert på 10 m djup (Grindheim, et al., 2024c; Grindheim, 2024).



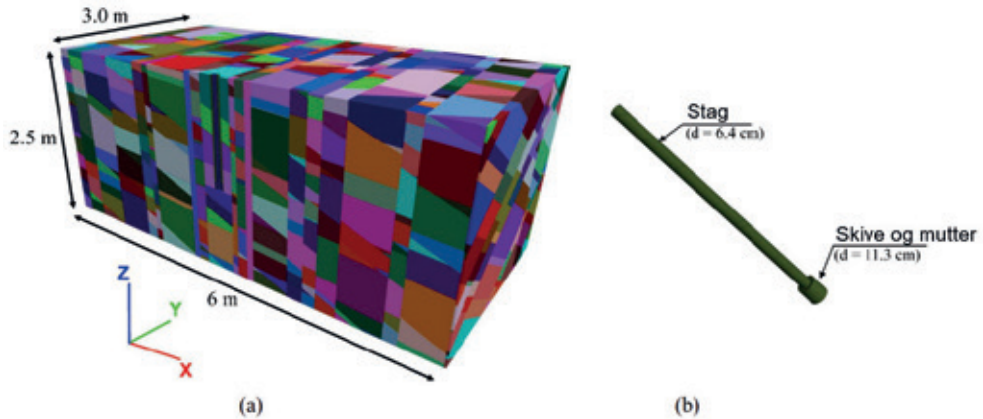
Figur 23: Orienteringa til hovudspenningane i numerisk modell av blokkemønster 2 med fem berganker på ei rekke installert på 5 m djup med senteravstand (a) 1 m og (b) 5 m (Grindheim, et al., 2024c; Grindheim, 2024).



Figur 24: Aksial spenning målt i kvart enkelt berganker i ei rekke i numerisk modell av blokkemønster 2 med tre ulike senteravstandar etter 50 mm vertikalforskyving av bergankra (Grindheim, et al., 2024c; Grindheim, 2024).

Tredimensjonal modellering i 3DEC

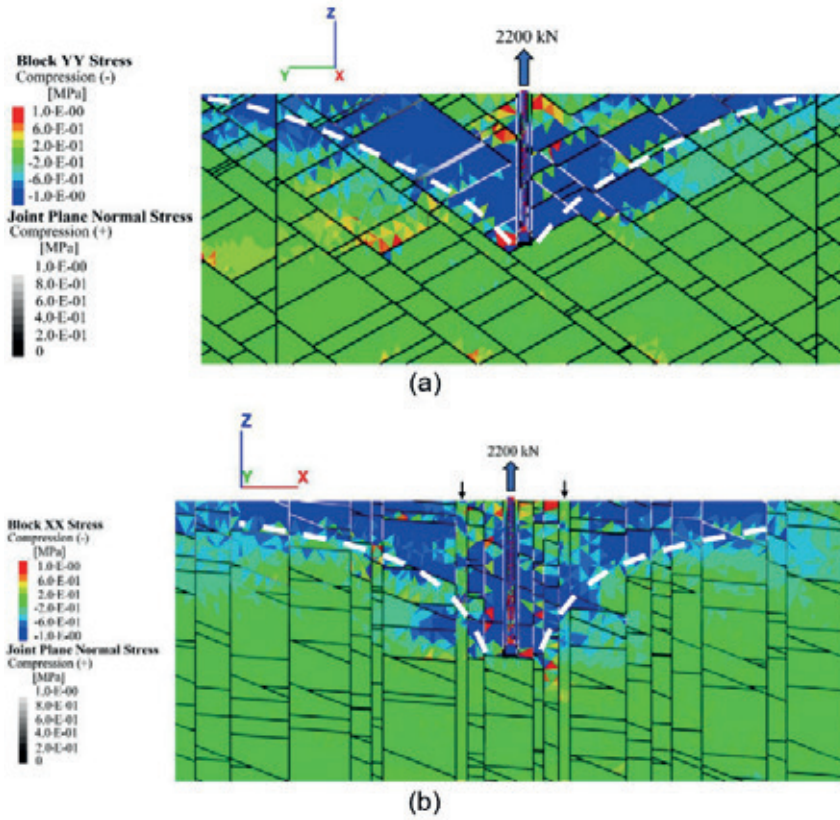
Ein tredimensjonal 3DEC modell vart utvikla basert på feltforsøka. Bergmodellen, vist i figur 25, vart konstruert basert på kartlegging av sprekkesetta i kalksteinsbergmassen der opptrekkforsøka vart gjennomført. Bergankeret i modellen vart installert på same vis som i feltforsøket. Modellen vart kalibrert mot data frå feltforsøka.



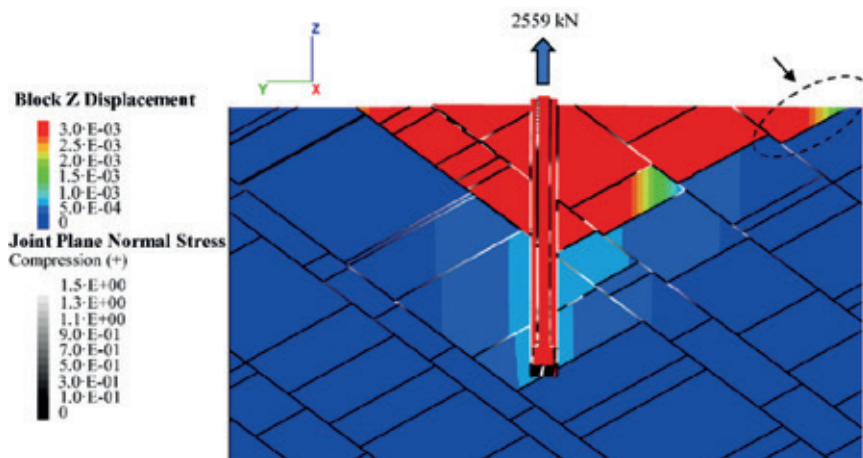
Figur 25: 3DEC modellen: (a) heilemodellen med bergankeret i senter og (b) bergankeret i modellen (Manquehual, et al., 2025).

Utklipp av horisontalspenninga i modellen og normalspenninga på sprekkene i bergmassen under ei forankringslast på 2200 kN er vist i figur 26. I utklippet har ikkje den maksimale lastekapasiteten til bergmassen (2559 kN) blitt nådd, og bergmassen kan framleis bære høgare laster. Dei høgaste horisontalspenningane, markert med blått, oppstår langs eit konisk krater rundt bergankeret. Den stipla linja i modellen visar den nedre kanten til dei høge horisontalspenningane. Mesteparten av forankringslasta vert overført til bergmassen innanfor det koniske krateret. Dette visar at det vert danna lastberande bogar i bergmassen når ein trekk på eit berganker. Nokre av sprekkene i bergmassen innanfor området med lastberande bogar vert utsett for strekkspenning, noko som indikere at sprekkene har ein tendens til å opne seg under ei forankringslast.

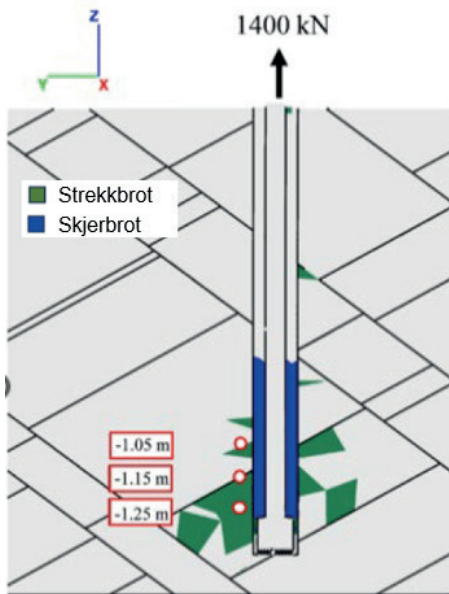
Når modellen når den maksimale lastekapasiteten til bergmassen på 2559 kN i bergankeret forsvinn dei lastberande bogane, og den øvre delen til bergmassen, markert med raud i figur 27, blir berre løfta opp. Den kringliggande bergmassen vert avlasta og forskyvinga minkar etter at brotkjegla har utvikla seg. Bergankeret bevegar seg oppover i saman med brotkjegla, noko som liknar på observasjonane frå feltforsøka. Dette innebære at den nedre delen av bergankeret glir langs boreholsveggen. Den numeriske modellen visar at mørtelen rett over endeplata går i skjerbrot og det vert utvikla strekksprekker i bergmassen rundt endeplata, som vist i figur 28. Merk at heile boreholet er fylt med mørtel, noko som betyr at den grå fargen over mørtelen som har gått til brot (blå farge) berre markere intakt mørtel i boreholet.



Figur 26: Horisontalspenninger i bergblokkene og normalspenninga på sprekken i to vertikal snitt igjennom ankeraksen: (a) nord-sør retning og (b) aust-vest retning (Manquehual, et al., 2025).



Figur 27: Vertikale forskyvingar i modellen ved den maksimale lasta til bergankeret (Manquehual, et al., 2025).



Figur 28: Brotstatus i mørtelen og den kringliggende bergmassen (Manquehual, et al., 2025).

KONKLUSJONAR

Alle forsøka som har blitt gjennomført i ROCARC-prosjektet, blokkmodellane i laboratoriet, opptrekkforsøka i felt og numerisk modellering, har bekrefta at lastberande bogar vert indusert i bergmassen når ein trekk på berganker. Bergmassen går til brot langs ei overflata som startar ved eit visst djup over den distale enden til bergankeret og endar på overflata. Brotet har ei konisk form i bergmassen. Kjeglevinkelen til brotkjegla avhenge av bergmassekviliteten, oppsprekkinga og orienteringa til sprekkene i forhold til forankringa. Kjeglevinkelen varierte frå 90° til 140° i dei fysiske laboratorieforsøka i blokkmodellar og material med låg kohesjon, mens den var omtrent 60° i laust friksjonsmaterial. Dei lastberande bogane og brotkjegla vert asymmetrisk rundt bergankeret når lasta frå bergankeret ikkje vert påført normalt på overflatene til sprekkesetta.

Heftstyrken til stål-mørtel grenseflata vart målt til å vere mellom 11,1 og 14,3 MPa (12,4 MPa i snitt) under uttrekkforsøka i ein kalkstein, mens mørtel-berg grenseflata hadde ein heftstyrke mellom 3,7 og 4,7 MPa (4 MPa i snitt). Dette betydde at heftstyrken langs stål-mørtel grenseflata var omtrent 20% av UCS til mørtelen, mens den var berre 6% av UCS til mørtelen langs mørtel-berg grenseflata.

Todimensjonale numeriske modellar i UDEC viste at: (1) horisontalspenninga i bergmassen rundt eit berganker aukar når bergankeret vert belasta, spesielt når ein har sprekkesett som er orientert normalt på eller parallelt med ankeraksen, og lastberande bogar vart indusert i bergmassen; og (2) individuelle lastberande bogar vert indusert rundt enkelt berganker når senteravstanden er større enn djupna, og lastekapasiteten til bergmassen rundt kvart enkelt anker er høg. Dersom senteravstanden i ei rekke er mindre enn djupna vert det indusert ein stor lastberande

boge igjennom alle bergankra i rekka, og lastekapasiteten til bergmassen rundt kvart enkelt berganker vert redusert.

Tredimensjonale numeriske modellar i 3DEC viste at skjerbrot oppstår nedst i mørtelsøyla i kontakt med endeplata. Skjerbrotet propagerte oppover i mørtelen med aukane trekkraft i bergankeret. Det propagerte opp til ei djupna på 0,65 m for eit anker med ei endeplate installert på 1,4 m djup før den maksimale lastekapasiteten vart nådd. Samtidig, auka den radielle trykkspenninga i bergmassen rundt bergankeret med aukande trekkraft. Trykkspenninga auka først i området rett over endeplata før den spreidde seg oppover. Den radielle trykkspenninga induserte horisontale strekkspenningar i bergmassen rett ved bergankeret. Strekkbrot oppstod i området rett over endeplata når trekkrafta vart rundt 1000 kN, og det utvida seg oppover når trekkrafta auka. Strekk- og skjerbrot langs sprekkene starta å oppstå når trekkrafta var omtrent 1500 kN. Med ein gang brotkjegla har blitt utvikla i bergmassen får ein eit plutselig fall i skjerspenning i den øvre delen av mørtel-berg grenseflata, mens den aukar i den nedre delen av grenseflata.

ANERKJENNING

Forfattarane anerkjenne den finansielle støtta frå Norges forskningsråd igjennom forskingsprosjektet ROCARC (prosjektnummer 303448), Statens vegvesen igjennom prosjektet «Rock Anchoring» (prosjektnummer 90503200) og Norsk Bergmekanikkgruppe. Partnerane i prosjektet var NTNU, SINTEF, NGI, Norges arktiske universitet (UiT), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG), Statens vegvesen, Multiconsult AS, Norconsult AS og NORSAR. Verdalskalk AS bidrog med verdifull hjelp under feltforsøka. Forfattarane er takksame for Hanne M. Høgset, Karsten S. Aasbø, Brage Angell og Cristobal J. Manquehuals arbeid med laboratorieforsøk, feltforsøk og numerisk modellering. Det rettast også takk til Gunnar Vistnes, Simon A. Hagen, Noralf Vedvik, Torkjell Breivik og Jon R. Drotninghaug for deira tekniske støtte under utføringa av ROCARC-prosjektet.

REFERANSER

Bieniawski, Z. T., 1973. Engineering Classification of Jointed Rock Masses. *South African Institution of Civil Engineers*, pp. 335-343.

Brown, E. T., 2015. Rock engineering design of post-tensioned anchors for dams – A review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 7(1), Februar, pp. 1-13.

Cavill, B. A., 1997. *very high capacity ground anchors used in strengthening concrete gravity dams*. London, Ground Anchorages and Anchored Structures: Proceedings of the International Conference, Thomas Telford Publishing.

DYWIDAG, 2025. *Anchor Systems*. Luxembourg: s.n.

Farmer, I. W., 1975. Stress distribution along a resin grouted rock anchor. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts* 12, pp. 347-351.

Grindheim, B., 2024. *Load Arching and Uplift Failure around Rock Anchor - Experimental investigation on rock anchor failure modes, load transfer mechanisms*

and load capacity. Trondheim: Doktoravhandling. Norges Teknisk Naturvitenskaplege Universitet (NTNU).

Grindheim, B., Li, C. C. & Høien, A. H., 2023. Full-scale pullout tests of rock anchors in a limestone quarry focusing on bond failure at the anchor-grout and grout-rock interfaces. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 15(9), pp. 2264-2279.

Grindheim, B., Li, C. C., Høien, A. H. & Angell, B., 2024a. Laboratory Tests of Large-Scale Block Models on the Load Transfer and Failure Mechanisms of Rock Masses Subjected to Anchor Loading. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 57, pp. 8405-8428.

Grindheim, B., Li, C. C., Høien, A. H. & Lia, L., 2024b. Behaviour of a Rock Mass in Uplift Field Tests of Rock Anchors. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 57, pp. 2339-2364.

Grindheim, B., Trinh, N., Li, C. C. & Høien, A. H., 2024c. Investigating Load Arches and the Uplift Capacity of Rock Anchors: A Numerical Approach. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 57, pp. 7313-7342.

Grindheim, B., Aasbø, K. S., Høien, A. H. & Li, C. C., 2022. Small Block Model Tests for the Behaviour of a Blocky Rock Mass Under a Concentrated Rock Anchor Load. *Geotechnical and Geological Engineering* 40, pp. 5813-5830.

Haberfield, C. M. & Baycan, S., 1997. *Field performance of the grout/rock interface in anchors*. London, Ground Anchorages and Anchored Structures: Proceedings of the International Conference. Thomas Telford Publishing.

Hollingshead, G. W., 1971. Stress distribution in rock anchors. *Canadian Geotechnical Journal* 8, pp. 588-592.

Høgset, H. M., 2021. *A study of failure in frictional and low-cohesive materials under the load of ground anchors through small-scale physical model tests and numerical simulations*. Trondheim: Masteroppgåve. Norges Teknisk Naturvitenskaplege Universitet (NTNU).

Høgset, H. M., Høien, A. H. & Li, C. C., 2023. Laboratory Investigations on the Mode of Failure in Frictional and Low-Cohesive Materials Under the Load of a Ground Anchor. *Geotechnical and Geological Engineering* 42, pp. 1035-1048.

Høien, A. H., Li, C. C. & Zhang, N., 2021. Pull-out and critical embedment length of grouted rebar rock bolts - mechanisms when approaching and reaching the ultimate load. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 54, pp. 1431-1447.

Ismael, N. F., 1982. Design of shallow rock-anchored foundations. *Canadian Geotechnical Journal* 19, pp. 463-471.

Ismael, N. F., Radhakrishna, H. S. & Klym, T. W., 1979. Uplift capacity of rock anchor groups. *IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems*, pp. 1653-1658.

Itasca, 2011. *UDEC 5.0 User Manual*. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc.

Itasca, 2020. *3DEC 7.0 User Manual*. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc.

Jordan, L., 2007. *Monitoring og multi-strand ground anchors at the City of Manchester Stadium*. London, Ground Anchorages and Anchored Structures in Service, Proceedings of the International Conference, Thomas Telford Publishing.

- Kim, H.-K. & Cho, N. J., 2012. A design method to incur ductile failure of rock anchors subjected to tensile loads. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 17, pp. 2737-2746.
- Langet, N., Wuestefeld, A., Grindheim, B. & Li, C. C., 2025. Microseismic Monitoring of the Rock Mass During Full-Scale Uplift Tests of Rock Anchors. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 58, pp. 7691-7702.
- Li, C. C. & Høien, A. H., 2023. The experimental determination of shear stress distribution along fully grouted rock bolts with different bond lengths subjected to pull testing. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 170, p. 105557.
- Li, C., Kristjansson, G. & Høien, A. H., 2016. Critical embedment length and bond strength of fully encapsulated rebar rockbolts. *Tunnelling and Underground Space Technology* 59, pp. 16-23.
- Littlejohn, G. S., 1992. Rock anchorage practice in civil engineering. *Balkema, A.A. (Ed.), Rock Support in Mining and Underground Construction: Proceedings of the International Symposium on Rock Support, Sudbury, Ontario, Canada*, pp. 257-268.
- Littlejohn, G. S. & Bruce, D. A., 1977. *Rock anchors - state of the art*. Brentwood: Foundation Publications LTD..
- Littlejohn, G. S., Bruce, D. A. & Deppner, W., 1978. Anchor field tests in carboniferous strata. *Revue Française de Géotechnique*, pp. 82-86.
- Liu, X., Wang, J., Huang, J. & Jiang, H., 2017. Full-scale pullout tests and analyses of ground noring in rock under ultimate load conditions. *Engineering Geology*, pp. 1-10.
- Liu, X. et al., 2013. *Anchoring characteristic of tension type anchor cable and grout length design*. Shanghai, Rock Characterisation, Modelling and Engineering Design Methods. CRC Press.
- Manquehual, C. J. et al., 2025. 3D Numerical Modeling of Rock Mass Failure in an Uplift Test of a Rock Anchor with Focus on the Role of Rock Joints. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 58, pp. 2847-2875.
- Mothersille, D. & Littlejohn, G. S., 2012. *Grouting of anchors to resist hydrostatic uplift at Burnley tunnel*. New Orleans, Proceedings of the Fourth International Conference on Grouting and Deep Mixing, GSP, American Society of Civil Engineers.
- Park, J., Qiu, T. & Kim, Y., 2013. Field and laboratory investigation of pullout resistance of steel anchors in rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 139, pp. 2219-2224.
- Pease, K. A. & Kulhawy, F. H., 1984. *Report EL-3777 - Load transfer mechanisms in rock sockets and anchors*, Palo Alto: Electric Power Research Institute.
- Rashidi, M. & Samali, B., 2017. *Analysis of bridge abutment movement through a case study*. Perth, Mechanics of Structures and Materials XXIV, 24th Australian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, CRC Press.
- Roesen, B. S. & Trankjær, H., 2021. *Permanent uplift anchors in Copenhagen limestone*. Helsinki, IOP Conference Series: Earth and Environmental Science 710, 18th Nordic Geotechnical Meeting, IOP Publishing.
- Scott, G. A. & Bruce, D. A., 1992. *Full scale field tests of high capacity rock anchors*. Santa Fe, The 33rd U.S. Symposium on Rock Mechanics. A.A Balkema.

Shabanimashcool, M. et al., 2018. *Numerical modelling of anchored foundation for wind turbine generators*. Oslo, Fjellsprenningsdagen - Bergmekanikkdagen - Geoteknikkdagen, NFF, NBG, NGF.

Statens vegvesen, 2025. *Håndbok N-V220 Geoteknikk i vegbygging*. Oslo: Vegdirektoratet.

Tayeh, B. A., El Dada, Z. M., Shihada, S. & Yusuf, M. O., 2019. Pull-out behavior of post installed rebar connections using chemical adhesives and cement based binders. *Journal of King Saud University – Engineering Sciences* 31, pp. 332-339.

Xanthakos, P. P., 1991. *Ground Anchors and Anchored Structures*. New York: John Wiley & Sons, INC..

Xu, H. & Benmokrane, B., 1996. Strengthening of existing concrete dams using post-tensioned anchors: a state-of-the-art-review. *Canadian Journal of Civil Engineering* 23(6), pp. 1151-1171.

Yan, S. et al., 2013. *Stress state analysis on a rock anchor RC foundation of wind driven generator*. Jeju, The 2013 World Congress on Advances on Structural Engineering and Mechanics, ASEM13, Daejeon Techno-Press.

Aasbø, K. S., 2021. *Laboratory tests and numerical modeling of block models for evaluation of rock mass behaviour when subjected to an anchoring load*. Trondheim: Masteroppgåve. Norges Teknisk Naturvitenskapelige Universitet (NTNU).

HVILKE BEGRENSENINGER HAR KLASSIFIKASJONS-SYSTEM OG NÅR VIRKER SYSTEMENE BEST?

What are the limits of classification systems – and when do they work best?

Arild Palmstrøm, dr. scient. bergteknikk

Pensjonist, tidligere RockMass, Norconsult, Berdal og NGI

SAMMENDRAG

Artikkelen omtaler likheter og ulikheter i 3 ulike klassifikasjons-system: Q, RMR og RMi, og i tillegg GSI (geological strength index) systemet. Oppsprekningen er ofte den viktigste faktor når det gjelder stabiliteten i et bergrom. Den er i artikkelen karakterisert ved sprekkeparameteren (JP). Det er vist at både GSI, Q, og RMi benytter de samme sprekkeforholdene for beregning av JP.

Det er videre vist hvordan bergmassene beregningsmessig kan deles opp i 3 hoved-grupper ut fra hvordan ras utvikler seg i: massive, oppsprukne og oppknuste (partikulære) bergmasser. Dette brukes til å til å anskueliggjøre stabilitetsforholdene og til å foreta sammenligninger mellom systemene.

Hovedkonklusjonen er at klassifikasjons-systemene dekker oppsprukne bergmasser, mens GSI systemet virker best både i massivt berg og i oppknuste bergmasser. I sistnevnte gruppe er blokkene på størrelse med pukk eller mindre og blir ofte benevnt partikulære masser. Små svakhetssoner med opptil 2 – 3 meters tykkelse dekkes av Q- og RMi systemene. Større soner krever mer undersøkelse og beregning for å finne egnet sikring. Her er neppe klassifikasjonssystemer løsningen, men heller Hoek-Brown bruddkriterium for bergmasser med input av GSI-verdier.

ABSTRACT

The article discusses similarities and differences in 3 different classification systems: Q, RMR and RMi, and in addition the GSI (geological strength index) system.

Jointing features have often the largest influence on instability in an underground opening. In the article, it is characterized by the jointing parameter (JP). It has been shown that both GSI, Q, and RMi use the same jointing conditions in the calculation of JP.

It has also been shown how the rock masses can be divided into 3 main groups based on how failures develop in: massive, fractured and particulate rock masses. This division is used to illustrate instability and to present comparisons between the systems.

The main conclusion is that classification systems cover jointed rock masses, while the GSI system works best in both massive rock and in particulate (often crushed) rock masses.

Small weakness zones with thickness up to 2 – 3 meters are covered by the Q- and RMi systems. Larger zones require more investigations and calculations to find suitable reinforcement. Here, classification systems are hardly the solution, but rather the Hoek-Brown failure criterion for rock masses with input of GSI values.

INNLEDNING

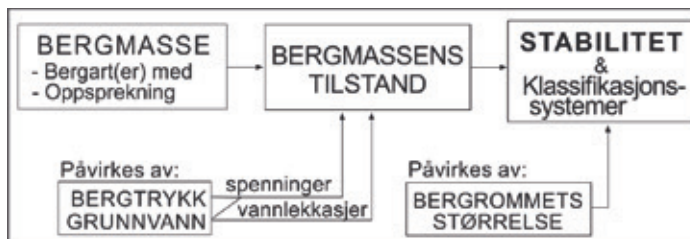
I Norge benyttes klassifikasjons-systemer som grunnlag for beskrivelse av bergmasser for beregning av stabilitetssikring i tunneler, bergrom og sjakter. De viktigste bergparametrene som benyttes, er: bergart, oppsprekning, bergspenninger, vann/vanntrykk, samt svakhetssoner som inneholder oppknusning, leirinfisering, slepper i sideberget etc.

Jeg har interessert meg for bruk av klassifikasjons-systemer siden jeg tok dr. graden på klassifisering for 30 år siden. Som pensjonist har jeg hatt tid til å se nærmere på de bergforholdene som benyttes i disse systemene og på de ulike måtene de beskrives, karakterisere og ikke minst hvordan de ulike egenskapene eller parameterne henger sammen.

Bergmasser utgjøres av bergart(er) som er gjennomsluttet av diskontinuiteter (sprekker). Ettersom begge disse gruppene har store variasjoner i de parameterne som inngår, er bergmasser meget komplekse og nærmest umulige å beskrive og å måle i detalj. Å foreta nøyaktige beregninger av materialegenskaper og spenninger er i praksis umulig. Derfor må det gjøres forenklinger.

For avhjelpe dette, er klassifikasjonssystemene introdusert. Allerede i slutten av 1940-årene presenterte Karl Terzaghi et slikt system der bergsikringen ble foreskrevet ut fra observasjoner av bergforholdene i tunneler. På den tiden var stålbuer vanligste type sikring av ustabilt berg i Nord-Amerika der klassifikasjonssystemet ble presentert. Ettersom metodene for bergsikring er blitt videreutviklet, først med betongutstøpning, senere med bolter, sprøytebetong, og sprøytebetong kombinert med buer av armeringssjern. Derfor er Terzaghi's system sjelden benyttet i dag. Også metodene og systemene for å karakterisere og beskrive bergmasser er forandret, blant annet ved introduksjon av RQD (rock quality designation) for å beskrive oppsprekningsgraden i borekjerner og deretter å bruke RQD i beregninger.

RMR (rock mass rating) systemet ble introdusert i 1973, Q-systemet i 1974. I 10-året etterpå dukket flere tilsvarende systemer opp. I slutten av 1980-årene utviklet Hoek og Brown sitt Hoek-Brown bruddkriterium for bergmasser. I tilknytning til dette utviklet Hoek m/flere systemet GSI (geological strength indeks) i begynnelsen av 1990-årene. Klassifikasjon systemet RMI (rock mass index) fra 1994 er inspirert av elementer i bruddkriteriet.



Det er stort sett de samme bergparameterne som benyttes til input i de tre nevnte klassifikasjonssystemer, men målemetodene og angivelsene er ofte forskjellige. Dette er omtalt i denne artikkelen sammen med måten parameterne benyttes i systemene.

Figur 1: Stabiliteten i bergrom er et resultat av mange forhold ved berggrunnen

Figur 1. viser struktur og hoved overskriftene i denne artikkelen.

BERGMASSE

De parameterne som inngår i de tre viktigste klassifikasjon systemene, er vist i Tabell 1. Inngangsverdier av disse parameterne kombineres på forskjellig vis i de ulike klassifikasjons-systemene for å uttrykke stabiliteten. Derved angis omfang og metoder for stabilitetssikring av bergrommet forskjellig.

Tabell 1: Inngangsparameterne benyttet i 3 klassifikasjonssystem. Hver av disse har sitt symbol og klasseinndeling med nummerverdier

INNGANGS PARAMETER		Symboler brukt i:		
PARAMETER	KLASSIFISERING	RMR	Q	RMi
BERGART	Enaksial trykkfasthet (UCS)	A1	¹⁾	σ_c
OPPSPREKNINGS-GRAD	RQD (Rock Quality Designation)	A2	RQD	-
	Blokkstørrelse (volum)	-	-	Vb
	Sprekkeavstand	A3	-	-
SPREKKEMØNSTER	Antall sprekkesett	-	Jn	Nj
	Orientering av viktigste sprekkesett	B	-	Co
SPREKKE-KARAKTERISTIKA	Sprekkeflatens glatthet	A4c	Jr	js ²⁾
	Sprekkeplanets planhet	-		jw
	Sprekkeomdanning (forvitring)	A4e	Ja	jA
	Sprekestørrelse (lengde)	A4a	-	jL
	Sprekkeåpning	A4b	-	-
GRUNNVANN	Vanninntrengning eller vanntrykk	A5	Jw	GW
BERGSPENNINGER	Bergspenningsnivå	-	SRF	SL
	Overbelastning (sprakefjell og skviseberg)	-		CF
SVAKHETSSONE (forkastningssone etc.)	Type svakhetssone	-	-	-
	Tykkelse av sone	-	-	Tz
	Orientering av sone (i forhold til tunnel)	-	-	Co _z
BERGROMMETS (TUNNELENS) STØRRELSE		³⁾	spenn	Dt

¹⁾ Trykkfasthet for bergart er inkludert i $Q_c = Q \times \sigma_c / 100$; ²⁾ $jR = js \times jw$; ³⁾ Sikringsangivelsene er for 10 m spennvidde

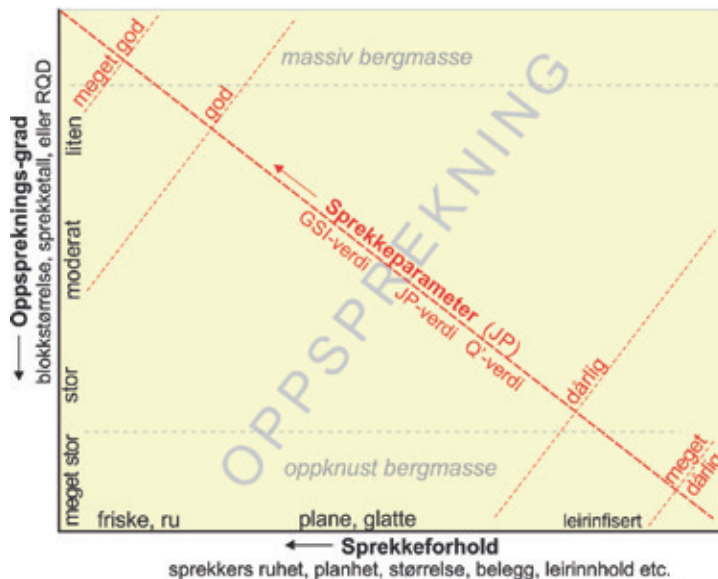
Bergarter

Det er særlig bergarters styrke som inngår som parameter, som regel brukes enakset trykkfasthet. En del bergartsegenskaper er ikke eller utilstrekkelig dekket av klassifikasjons-systemer, for eksempel:

- Oppløselighet - kjemisk eller ved utluting
- Bergarter som forandrer egenskaper eller løser seg opp ved tilgang på vann eller ved eksponering til luft, ofte som svelling, oppløsning ("slaking")
- Skifrichet, anisotropi. Det er et spørsmål hvor godt tynnskifrige bergarter (glimmerskifer, fyllitt, grønnskifer) er dekket i klassifikasjonssystemene.
- Deformasjonsegenskaper; dvs. sprøhet, deformerbarhet.

Oppsprekning

Denne utgjøres av oppsprekningsgraden og sprekkeforholdene, som vist i fig. 2.



Figur 2. Oppsprekningen kan karakteriseres ved sprekeparameteren (angitt med rødt), enten som $Q' = RQD/J_n \times J_r/J_a$, JP-verdi, eller GSI-verdi

Ifølge Håndbok i ingeniørgeologi (NBG, 1985) er "sprekk i bergmekanisk betydning, betegnelse på en mekanisk diskontinuitet med opptil 1 dm tykkelse. Sprekker kan være åpne eller fylt med materiale". Andre norske betegnelser på diskontinuiteter som regnes som sprekk, er: stikk, sleppe, spalte, riss, brudd.

Sprekeparameteren (JP) i fig. 2 er et uttrykk for oppsprekningen. JP har forskjellig betegnelse i klassifikasjonssystemene, som omtalt nederst på siden.

Oppsprekningsgrad

Det er flere ulike målemetoder som benyttes for å angi oppsprekningsgraden. De vanligste er RQD, spreketall (J_v), og blokkstørrelse (V_b). Se mer i pkt. 1 i vedlegget der sammenhengen av oppsprekningsgrad mellom de nevnte målemetodene er vist. Det er viktig her å merke seg at RQD-angivelsen ikke dekker hele spennet av oppsprukne bergmasser.

Sprekeforhold (jC)

Denne faktoren angir den enkelte sprekkens karakteristika, dvs. sprekeflatens planhet og sprekeoverflatens ruhet (J_r) (eller j_r i RMI systemet, se Tabell 1). Også sprekestørrelsen er medtatt i sprekeforholdet, men bare i RMI systemet.

Sprekkes forvitring (J_a) opptrer som belegg eller fylling av leire, kloritt silt, sand etc. Også sideberget til spreken kan være forvitret og derved ha en lavere trykkfasthet (σ_c) enn i bergarten ellers.

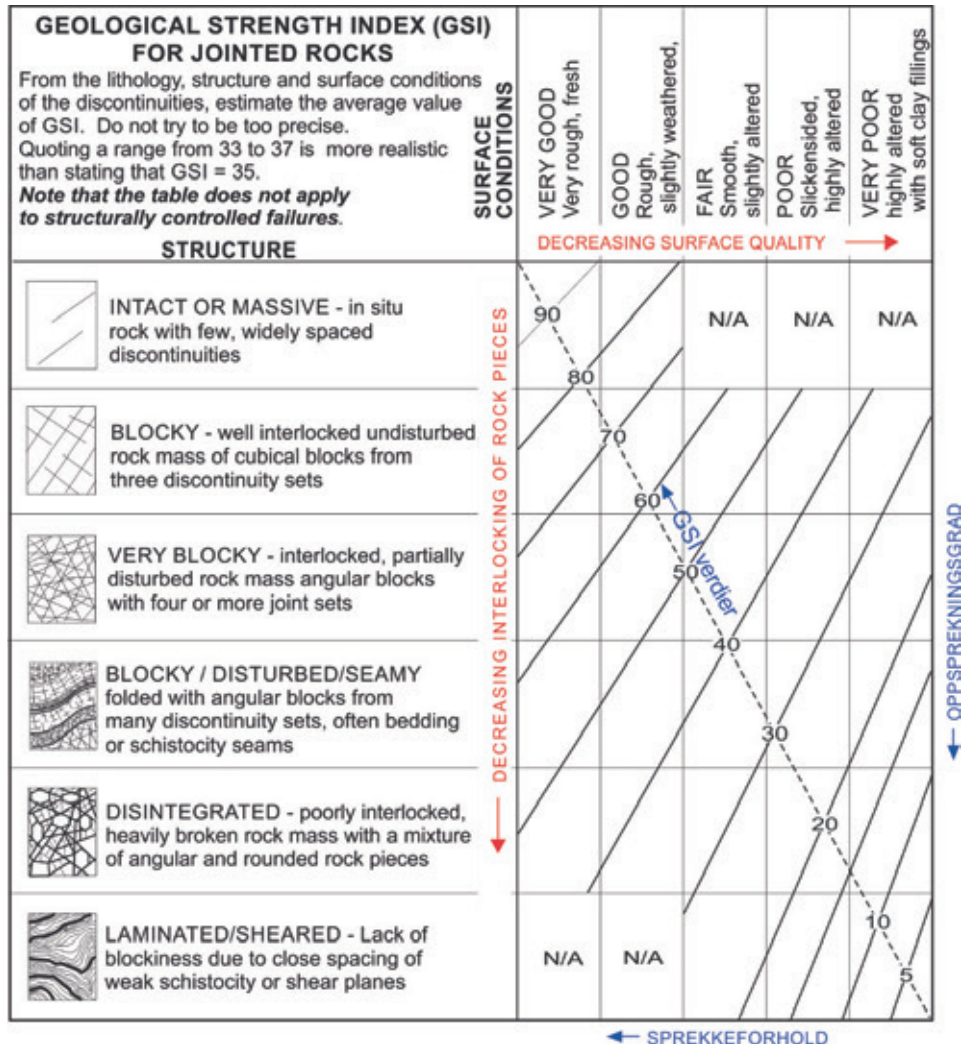
Forholdet J_r/J_a (eller j_r/j_a i RMI systemet) er et uttrykk for friksjonen mellom blokkene. Denne er et viktig bidrag til stabiliteten i oppsprukne bergmasser.

Sprekeparameteren (JP)

Denne uttrykkes forskjellig i klassifikasjonssystemene:

- i Q-systemet ved: $Q' = RQD/J_n \times J_r/J_a$

- i Rmi systemet ved¹: $JP = 0,2 jC^{0,5} \times Vb^{0,37 \times jC^{-0,2}}$ der $jC = jR/jA \times jL$, Vb er blokkvolumet i m^3 og jL er sprekkestørrelsen
- i GSI systemet finnes verdien fra diagrammet i fig. 3.



Figur 3: Geological strength index GSI finnes fra de samme sprekkeforholdene (angitt med blå skrift) som sprekkeparameteren i fig. 2, (figuren er noe forenklet fra Hoek, 2025)

¹ Uttrykket for JP er funnet fra enaksiale trykktester av store bergmasseprøver i laboratorier. Ved sammenkobling av resultatene fra testene, fremkom det kompliserte uttrykket for JP som sammen med σ_c for bergarten angir enaksial trykkfasthet for bergmasser $\sigma_{cm} = Rmi = JP \times \sigma_c$.

GSI er ikke et klassifikasjons-system, men del av et system som benytter GSI-verdien som et mål for oppsprekningen tilsvarende sprekke-parameteren (JP) vist i fig. 2. Som det står øverst til venstre i fig. 3, gjelder GSI-verdiene ikke for "*structurally controlled failures*". Derved gjelder GSI ikke for "BLOCKY" i fig. 3, dvs. det vi kaller oppsprukne bergmasser der "*structurally controlled failures*" forekommer.

BERGMASSENS TILSTAND

I tillegg til bergmasse-kvalitet er stabiliteten i et bergrom påvirket av bergspenningene og vanntrykket som opptrer.

Påvirkning av bergspenninger

Spenningsnivået i bergmassene rundt bergrommet kommer fra overliggende bergmasser, remanente spenninger og/eller tektoniske spenninger.

Påvirkning av grunnvann

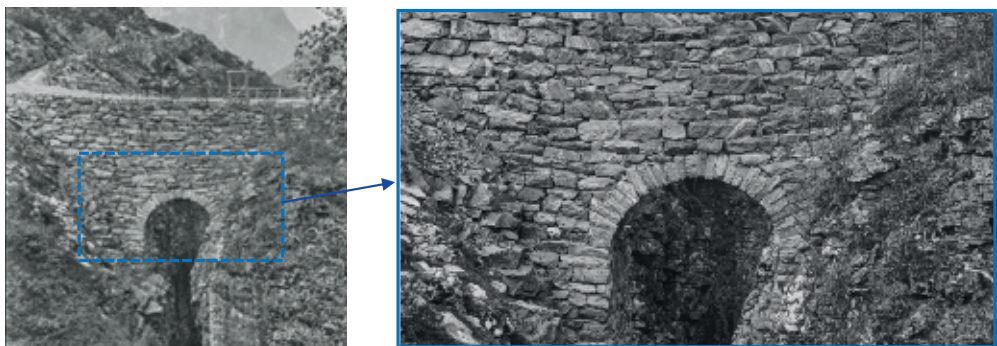
De fleste tunneler i Norge ligger under grunnvannsnivået og er derfor påvirket av vann. Påvirkningen er i form av vanntrykk og som eventuelle vannlekkasjer.

STABILITET

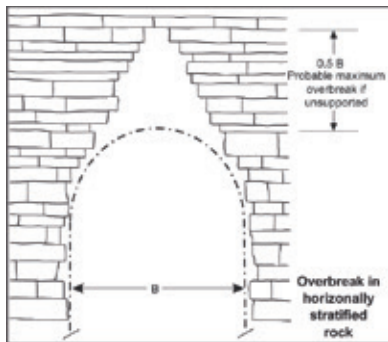
Under vurdering av faren for nedfall eller ras i et bergrom benyttes betegnelsen *stabilitet*, som ifølge Håndbok i ingeniørgeologi "uttrykker rasfaren og kan inndeles eller graderes etter hvor lang tid det tar før bergmassen omkring et bergrom raser sammen". Egentlig burde kapitteloverskriften hete "ustabilitet".

Betydning av bergrommets størrelse

Bergrommets (tunnelens) spennvidde eller høyde er en viktig faktor sett i forhold til oppsprekningsgraden (eller blokkstørrelsen). Et eksempel på stabilitet forhold tilsvarende oppsprukne bergmasser er vist i fig. 4; der blokker danner en hvelving som bærer lasten fra massene over. Stabiliteten oppnås ved at blokkene i hvelvingen har en meget gunstig orientering og form. Det er friksjonen i "sprekken" mellom blokkene som hovedsakelig bevirker dette. Derved danner blokkene sikring av de overliggende blokkmassene.



Figur 4: Jøl bru, Viddalen. Hvelvingen laget av tørrmurte, lange, flate blokker. Bygget i 1883 (fra Marcus bildesamling, Universitetsbiblioteket i Bergen Ubb-kk-1318-2417)



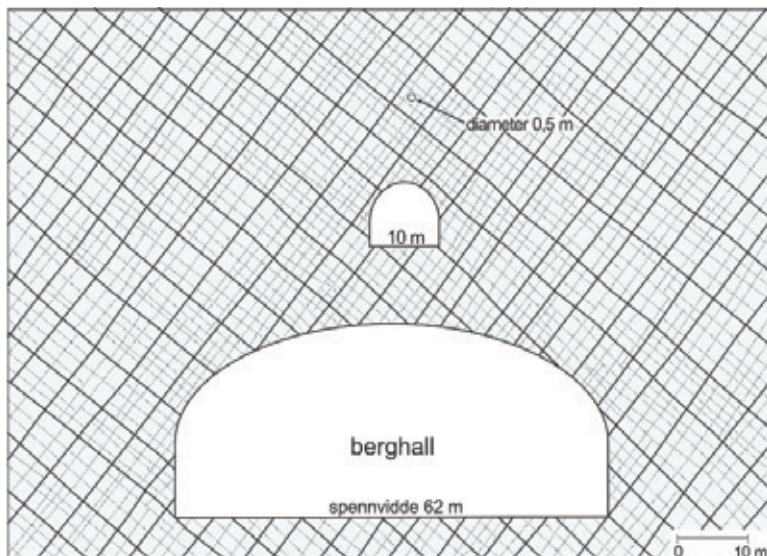
Figur 5: Terzaghis skisse av sann-synlig overmasse fra blokknedfall

I oppsprukne bergmasser er ikke blokkene ordnet slik som på Jøl bru og de har heller ikke nødvendigvis spesiell gunstig form eller orientering. Dette kan vi ikke gjøre noe med. Men ved stabilitetsberegninger bør orientering av hovedsprekkene i forhold til bergrommet kunne angis. Fig. 5 viser eksempel på Terzaghi's tolkning av stabiliteten ved en horisontal benkning tilsvarende for Jøl bru.

Det er vanlig at oppsprekningsgrad registreres under tunnelkartleggingen. Gjennomsnittlig (midlere) blokkstørrelse kan finnes via andre typer registreringer av oppsprekningen, se fig. 13 i vedlegget, der korrelasjon mellom de tre viktigste måle metodene for oppsprekning er vist. Antallet blokker i hvelvet er et mål for stabiliteten i et

Kontinuerlige og diskontinuerlige bergmasser

Størrelsen på et bergrom, tunnel eller borehull sammenlignet med størrelsen på blokkene i hengen innvirker på stabiliteten. Som fig. 6 viser, er det stor forskjell på stabiliteten i et borehull, en tunnel og en berghall i samme type bergmasse.



Figur 6: Stabiliteten varierer med bergrommets størrelse. I figuren er midl. blokkstørrelse $0,1 - 1 \text{ m}^3$, (diam. $0,5 - 1 \text{ m}$) for alle de tre viste typer av bergrom.

I borehullet med diameter 0,5 m er stabiliteten meget god, da hullet bare stedvis vil gjennomskjære enkeltsprekker. Det er *bergartens egenskaper* som dominerer.

I tunnelen med 10 m spennvidde opptrer det ca. 12 blokker i hengen. Stabiliteten, dvs. faren for blokknedfall i tunnelen domineres av *egenskapene til sprekkene* mellom enkeltblokker i hengen.

I den store berghallen på 62 m spennvidde med rundt 100 blokker i hengen, er det ikke enkeltblokker som inngår i stabiliteten, men hele den omgivende bergmassen², dvs. bergmassen betraktes som kontinuerlig. Figuren viser at selv om bergmassen er lik i de tre eksemplene, vurderes forholdene forskjellig når stabiliteten vurderes.



Det er derfor ulike egenskaper ved bergmassene som innvirker i de tre eksemplene.

Antallet blokker (CF) i hengen i en tunnel kan benyttes til å angi grensene mellom kontinuerlige og diskontinuerlige (oppsprukne) bergmasser. Jeg har i samarbeid med prof. Håkan Stille ved KTH i Stockholm vurdert disse grensene til å være følgende:

- Kontinuerlig, massiv for $CF < 5$
- Diskontinuerlig, $CF = 5 - 100$ (oppsprukket bergmasse)
- Kontinuerlig, partikulær eller oppknust, for $CF > 100$

Dette er vist i fig. 7. Inndelingen av bergmasser i kontinuitet kombinert med bergkvaliteten er nyttig i stabilitetsvurderinger, og også til å anskueliggjøre begrensninger av klassifikasjons-system, som vist senere i fig. 12.

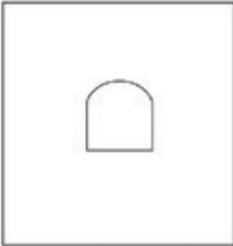
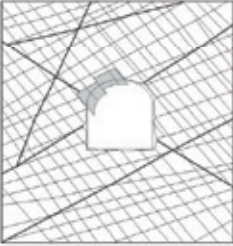
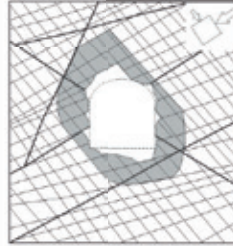
Figur 7. Inndeling i kontinuerlige og diskontinuerlige bergmasser

Diskontinuerlige (oppsprukne) bergmasser

I diskontinuerlige bergmasser er det som nevnt friksjonen på enkeltsprekker mellom blokker i tillegg til antallet blokker som sterkest innvirker på stabiliteten. Ved høye spenninger (f.eks. pga. stor overdekning) er norske erfaringer i oppsprukket berg at spenningsvullen som dannes rundt tunnelen, forskyves innover i bergmassene rundt tunnelen. Derved vil størrelsen på tangential-spenningene rundt tunnelen reduseres.

² Her vil det opptre ras (kollaps) om det ikke sikres fortløpende under driving.

Bergspenningene har derved mindre innflytelse enn det som er vist i fig. 8, der "moderately fractured" tilsvarer oppsprukket, og "highly fractured" oppknust.

Massive	 Linear elastic response	 Brittle failure adjacent to excavation boundary	 Brittle failure around the excavation
Moderately Fractured	 Falling or sliding of blocks and wedges	 Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks	 Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks
Highly Fractured	 Unravelling of blocks from the excavation surface	 Localized brittle failure of intact rock and unravelling along discontinuities	 Squeezing and swelling rocks. Elastic/plastic continuum
	Low in-situ stress ($\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$)	Intermediate in-situ stress ($0.15 < \sigma_1 / \sigma_c < 0.4$)	High in-situ stress ($\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)

Figur 8. Stabilitet påvirket av oppsprekningsgrad og bergspenninger, (fra Kaiser et al, 2000)

Kontinuerlige bergmasser

For kontinuerlige bergmasser er det spenningene i bergmassene rundt tunnelen som sterkest påvirker stabiliteten, spesielt ved høye spenninger (fig. 9). For kontinuerlig oppknuste eller partikulære bergmasser vil også lave spenninger være ugunstig for stabiliteten.

Svakhetssoner

Ifølge NBG (1985) er svakhetssone en "sone i berggrunnen der fastheten er lav sammenlignet den omgivende bergmassens fasthet". Svakhetssoner har som regel komplisert struktur og oppbygning. De er derfor generelt vanskelige både å kartlegge og å beskrive, selv i en tunnel der sonen blottlegges. Se fig. 10.

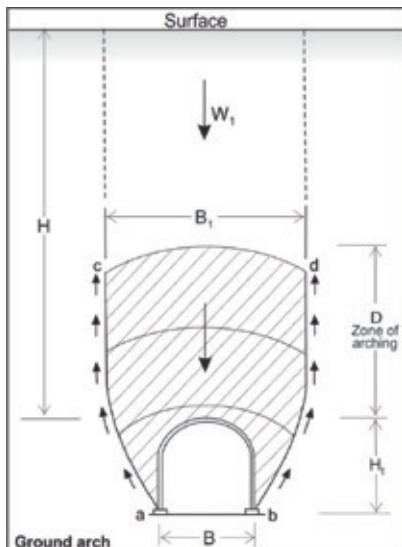
Viktige elementer i slike soner er blokkstørrelse, leirinnhold, sonens størrelse (tykkelse eller strekningen der den forekommer i tunnelen). Også sideberget er viktig i forståelsen av sonens oppbygning og dermed viktig i beskrivelsen av sonen.



Figur 9: Slikt intenst sprakefjell er neppe dekket av klassifikasjonssystem (fra Hoek, 2025)



Figur 10: Liten knusningssone, med slepper og forvittringsmateriale



Figur 11. "Arching" (fra Terzaghi, 1946)

Tre hovedtyper av svakhetssoner:

- Leirsoner, sone fylt med fullstendig omvandlet bergart, leire eller sandig materiale,
- Knusningssoner uten leire,
- Leirinfiserte knusningssoner, eventuelt med sandige eller siltige materialer.

I sideberget kan det opptre slepper som vist i fig. 10. "Arching" (buevirkning) innvirker på belastning fra de oppknuste eller jordaktige massene over tunnelen. I små soner på noen få meters tykkelse innvirker denne buevirkningen på stabiliteten, se fig. 11.

Fram til 1970-årene var det vanlig å foreta sikring ved betongutstøpning, ofte på stuff, når svakhetssonen var noen meter tykk eller mer. Fordelen ved denne typen sikring er at utstøpningen har hvelvvirkning og god evne til å bære last. Siden det ofte var utfall av masse fra sonen før støping, ble ofte støpen tykk og solid.

NÅR VIRKER KLASSIFIKASJONSSYSTEM BEST?

Sikringsanvisningene i klassifikasjonssystemene er basert på erfaringer. Q-systemet har benyttet en meget stor database av utført sikring sammenstilt med bergforholdene.

Databasen bruker erfaringer fra tidligere tunneldrift, vesentlig i Norge der oftest erfarne tunneldrivere bestemte type(r) og omfang av sikringen.

Generelt er denne sikringen overdimensjonert, men ikke alltid. Når det oppstår ras, selv om det foreligger sikringsvurderinger av ingeniørgeolog, er det ikke nødvendigvis systemet som er upålitelig, men kanskje heller utilstrekkelig eller gal registrering av grunnforholdene. Spesielt ved konstellasjon av ugunstige sprekker kan disse ha unngått observatørens oppmerksomhet, eller det kan være at forekomst av svelleleire ikke tas tilbørlig hensyn til.

Også NGI påpeker i den reviderte Q håndboken at Q-systemets sikringsanbefalinger er konservative, ettersom de i all hovedsak er basert på registreringer av forhold der det ikke har vært ras eller nedfall. Hvor stor sikkerhetsfaktoren har vært er derfor ukjent.

Andre ras har oppstått i vanntunneler der betongutstøpningen har vært litt for kort slik at vannstrømmen har erodert massene i kanten av støpen og deretter bakover over støpen, hvilket etter hvert har ført til ras.

RMR systemet (Bieniawski, 1973)

Da RMR eller Geomechanics systemet ble lansert i 1973 i Sør-Afrika, var det nytt med numerisk angivelse av viktige parametere i berggrunnen. Systemet dekker oppsprukne bergmasser, men dekker ikke variasjoner av bergspenninger, og ikke spenninger > 25 MPa. Angitt sikringen er kun for tunneler med 10 m spennvidde. Systemet har derfor flere begrensninger enn Q- og RMi systemene.

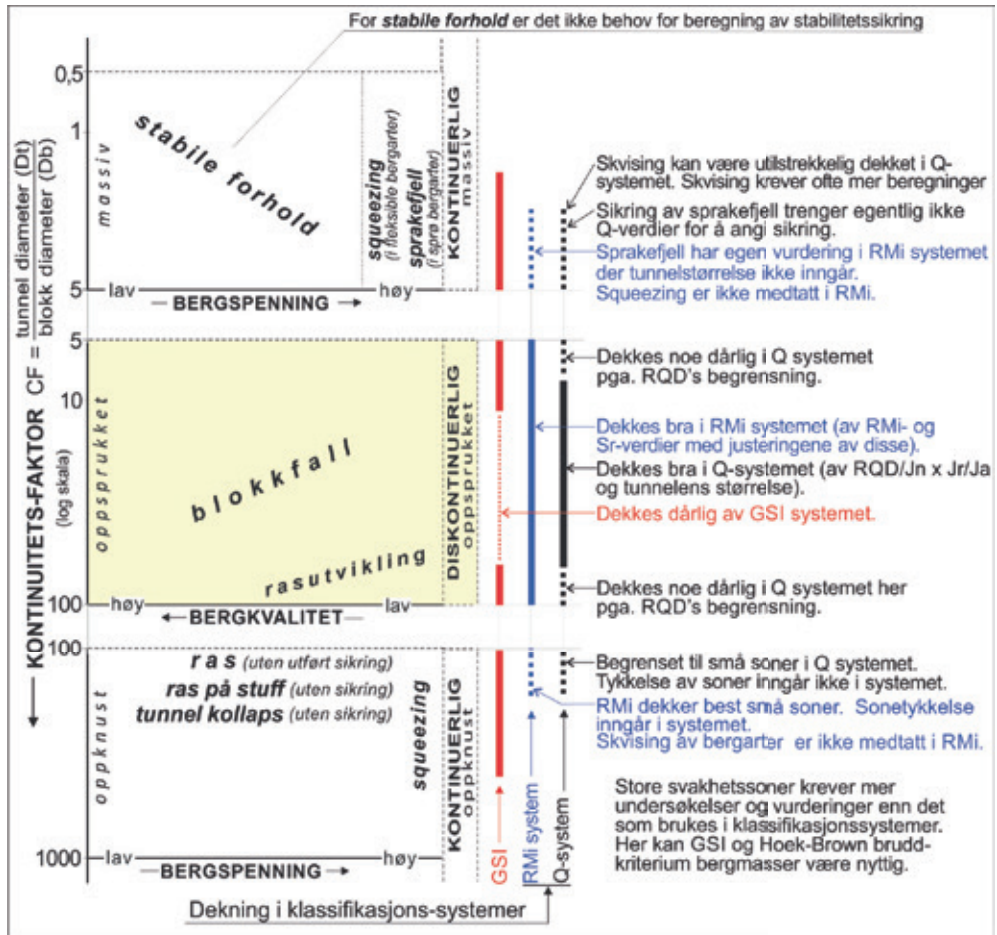
Q-systemet

Systemet dekker oppsprukne bergmasser bra, selv om det kan være at Q-verdiene i massivt berg ($CF < 5$) og sterkt oppsprukne bergmasser ($CF > 75$) kan være noe unøyaktige pga. begrensninger i RQD, se pkt. 1 i vedlegget. Denne begrensningen av RQD er i Q-systemet til dels kompensert ved bruk av faktoren SRF når det opptrer sprakefjell eller svakhetssoner. Ettersom sprakefjell opptrer i massivt berg, har sprekke-liten innvirkning på stabiliteten. Derfor er ikke bergrommets størrelse av særlig betydning for sikrings-omfanget. Graden av observert sprak som inngår i parameteren for spenninger, kunne gjerne benyttes direkte i en egen tabell som angir relevant sikring.

Justert med SRF vil Q-systemet delvis kunne dekke oppknuste bergmasser når disse opptrer som små svakhetssoner på få meters tykkelse. Det er angitt 2 – 3 meters tykkelse i Q håndboken (2025). Litt overraskende inngår ikke svakhetssoners tykkelse i inngangsverdiene for Q.

I Q håndboken er følgende forhold listet opp når det gjelder begrensning av Q-systemet:

- Svake bergarter / mykt berg med få eller ingen brudd
- Ekstremt oppsprukket bergmasseforhold (ekstremt dårlig bergmasse) og oppsprukket bergmasse med lav innspenning.
- Svært ugunstige geometriske forhold i oppsprekking
- Bergmasse med anisotropiske egenskaper (oppsprekking, bergspennings situasjon)
- Tidsavhengige deformasjoner og opptreden av svellende berg.



Figur 12: Sammenstilling mellom nedfall og ras i tunneler med hvilke forhold klassifikasjonssystemer dekker. Ved kontinuerlige forhold er spenningsnivået viktig. For diskontinuerlige forhold er det enkeltblokkene og sprekkenes egenskaper (bergkvaliteten) som sterkest innvirker på stabiliteten.

RMi systemet

RMi systemet benytter mange av de samme parameterne som Q-systemet, se tabell 1, men klassifiseringen er til dels noe annerledes. Det er også beregningen av RMi verdien og hvordan parameterne er kombinert.

En annen vesentlig forskjell er at i RMi inngår blokkstørrelsen (V_b), mens i Q-systemet er det RQD som benyttes.

Som omtalt tidligere, uttrykker R_{Mi}-verdien omtrentlig bergmassens trykkfasthet (σ_{cm}). Bergmassekvaliteten **Gc** er R_{Mi} justert for spenningsnivå og grunnvann.

Sr faktoren i R_{Mi} tilsvarer kontinuitets-faktoren (CF) justert for orientering av sprekke i forhold til bergrommet, dessuten for antall sprekesett.

Som angitt i fig. 12, dekker R_{Mi} systemet oppsprukket berg. Også mindre svakhetssoner som eventuelt karakteriseres som kontinuerlig bergmasse, dekkes.

Massive, kontinuerlige bergmasser dekkes av R_{Mi}-systemet, ettersom R_{Mi} verdien angir trykkfastheten til bergmassen.

GSI systemet

GSI ble utviklet i begynnelsen av 1990-årene basert på Hoek-Brown bruddkriterium for bergmasser. GSI-verdien finnes fra en tabell (fig. 3) der oppsprekning og sprekkeforhold inngår. GSI-verdiene benyttes videre i H-B bergmassekriteriet, se Hoek's corner for mer informasjon her.

GSI dekker ikke oppsprukne bergmasser, men kontinuerlige bergmasser, både massive og oppknuste. Dette er bergforhold som dekkes dårlig eller ikke er dekket av RMR, Q, og R_{Mi} systemene. GSI virker altså best der klassifikasjonssystemer virker dårligst.

Forhold som ikke er vurdert

Stor tilgang på vann kan gi driveproblemer (vanninnbrudd). Dette er ikke medtatt her, det er heller ikke effekter fra svelling av bergarter.

Opptre det blokker eller partikler på størrelse av grus eller sand ved stuff, vil ras i form av "running ground" oppstå selv i små bergrom når det er tørre forhold eller, eventuelt som "flowing ground" når det finnes tilstrekkelig tilgang på grunnvann. Slike forhold dekkes ikke av noen klassifikasjonssystemer.

En sammenligning av Q- og R_{Mi} systemene ved bruk av regneark viser at i sterkt oppsprukne bergmasser ($RQD < ca. 25$), viser R_{Mi} mer sikring enn Q. Jeg tror dette til dels kan forklares ved RQD's manglende dekning av sterkt oppsprukket berg³ og at den korrelasjonen mellom blokkvolum og RQD jeg benytter under sammenligningen, er unøyaktig.

³ Dessuten er $RQD = 10$ i Q-systemet når $RQD < 10$

REFERANSER

Bieniawski ZT (1973): *Engineering classification of jointed rock masses*. Trans S Afr, Inst, Civil Eng 15:335 - 344.

Hoek E (2025): *Hoek's corner*. Rocscience. Mye verdifull informasjon om bergmasser og beregningsmetoder finnes i linken: <https://www.rocsience.com/learning/hoek's-corner>.

Kaiser P K, Diederichs M S, Martin C D, Sharp J, and Steiner W (2000): *Underground works in hard rock tunnelling and mining*. 87 pp, GeoEng 2000 Symp, Melbourne, Australia.

NGI (1999): *Use of Q system in weak rock*. Chapter: Narrow zones of weak rock masses. Report 592046-1.

NGI (2025): Q håndboken. Revidert utgave 2025.

Norsk bergmekanikkgruppe (1985): *Håndbok i ingeniørgeologi*. Tapir forlag, Trondheim

Palmstrøm A (2000): *Recent developments in rock support estimates by the RMI*.

Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology, vol. 6, no. 1, 2000, pp. 1 – 19

Universitetet i Bergen: *Marcus bildesamling*, Universitetsbiblioteket (Ubb-kk-1318-2417)

VEDLEGG

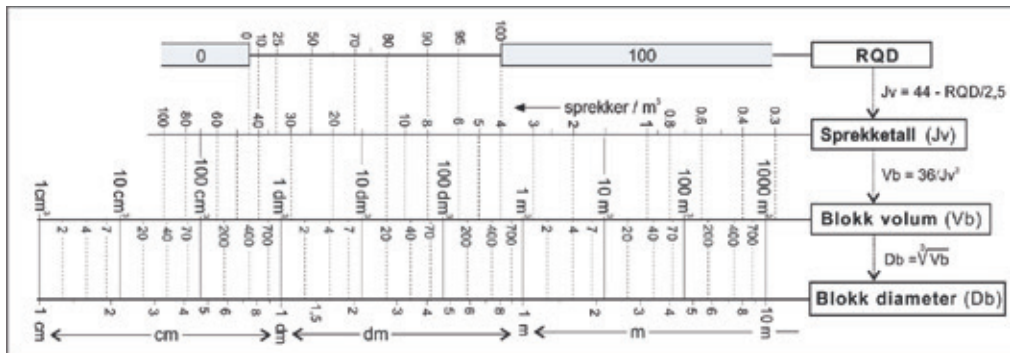
1. Korrelasjon mellom ulike målemetoder for oppsprekningsgrad

Jeg har forsøkt å finne en enkel matematisk sammenheng mellom RQD og J_v , men da de to målemetodene er vesensforskjellige, lar dette seg vanskelig gjøre å finne et slikt uttrykk. Det angitte uttrykket $J_v = 44 - RQD/2,5$ er meget omtrentlig; for verdiene $RQD = 25 - 75$ virker uttrykket best.

Mellom J_v og V_b er det en matematisk sammenheng, men blokkformen (kubisk, flat, lang etc.) angitt ved blokkform faktoren (β) innvirker og bør teoretisk korrigeres for. Et forenklet uttrykk er $\beta = 20 + 7a_3/a_1$ der a_3 er blokkens lengste side og a_1 den korteste⁴.

Klassifisering av blokkform: $\beta = 27 - 30$ kubisk; $\beta = 30 - 35$ korte prismeformete⁵ blokker; $\beta = 36 - 45$ middels lange blokker, $\beta = 45 - 75$ lange, eventuelt flate blokker,

(I fig. 13 er $\beta = 36$ som er en vanlig blokkform, valgt)



Figur 13. Sammenheng (teoretisk) mellom ulike uttrykk for oppsprekningsgrad

Som det fremgår av fig. 13, dekker RQD bare en del av oppsprekningen av bergmasser. $RQD = 0$, for blokkstørrelser der $V_b < \text{ca. } 0,5 \text{ dm}^3$ og $RQD = 100$ for $V_b > \text{ca. } 1 \text{ m}^3$. RQD dekker derfor bare den sentrale del av det vi kaller oppsprukket berg, dvs. blokkvolum (V_b) mellom ca. $0,5 \text{ dm}^3 - 1 \text{ m}^3$ eller sprekketall (J_v) mellom 45 og 4 sprekker/ m^3 bergmasse. I RQD er det derfor ingen nærmere angivelse for meget oppsprukne bergmasser, ei heller for massive bergmasser.

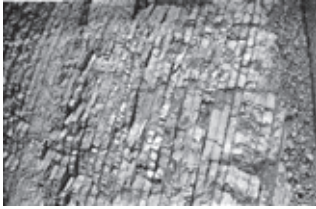
2. Sprekkemønster

Det finnes flere ulike angivelser av sprekkemønstre. Det enkleste er antall sprekkesett. I tillegg vil også forskjell i sprekketavstanden mellom sprekkesettene innvirke. Ved samme sprekketavstand i 3 sett (og rette vinkler mellom settene), vil oppsprekningen danne kubiske blokker. Ved omtrent samme avstand mellom 2 av settene og større sprekketavstand for 3. sett, dannes prismatiske eller lange blokker.

Når det er færre enn 3 sprekkesett vil det teoretisk ikke dannes blokker i en bergmasse.

⁴ Uttrykket gjelder best for $\beta < \text{ca. } 50$

⁵ Med bare 1 sprekkesett vil blokkene være flate (istedenfor prismeformet)



Et sprekkesett (flate blokker) med korte, sporadiske riss danner meget flate blokker



3 sprekkesett (et flattliggende, to steile) i tillegg til sporadiske sprekker



Massivt berg med få sporadiske sprekker. I overflaten opptrer bare avløsningssprekker

Figur 14: Eksempler på sprekkesett og sprekkemønstre

Ved 1 eller 2 sprekkesett vil altså blokkene teoretisk være så flate eller lange at bergrommet burde kunne være stabilt. Sporadiske (tilfeldige) sprekker vil imidlertid alltid opptre, slik at det derfor kan være ustabile blokker i hengen, selv med bare et sprekkesett.

Ettersom det i praksis alltid vil opptre sporadiske sprekker, burde klassifiseringen av Jn (og Nj i RMi systemet) heller kunne forenkles til:

- Bare sporadiske sprekker,
- 1 sprekkesett + sporadiske sprekker,
- 2 sprekkesett + sporadiske sprekker,
- 3 sprekkesett,
- 3 sprekkesett + sporadiske sprekker,
- 4 sprekkesett eller flere sett.

I massivt berg uten sprekkesett er det de tilfeldige sprekkenes som danner blokker. Slike blokker vil kunne være meget store, opptil flere 1000 m^3 (og da kan det være lange slepper eller svakhetssoner som danner blokkene), se høyre bilde i fig. 14.

A NEW HYBRID METHOD FOR ROCK SUPPORT DESIGN IN POOR ROCK MASS

Ny hybrid metode for å bestemme bergsikring i dårlig fjell

Jorge Terron-Almenara, PhD Ingeniørgeolog i SWECO Norge AS

SAMMENDRAG

Denne artikkelen er basert på arbeidet som ble utført under et 4-års forskningsprosjekt ved NTNU. Hovedmålet var å finne alternative metoder for å forbedre dagens designpraksis for tunnel bergsikring i bergmasse av dårlig kvalitet, $Q < 1$. Basert på en retrospektiv analyse av 118 cases over mer enn 10 forskjellige tunneler bygget i de siste 20 år -hovedsakelig i Norge- ble begrensningene av empirisk-basert metodene for å bestemme bergsikring i disse casene analysert. Det ble oppdaget viktige utfordringer i empirisk-baserte klassifikasjonssystemer som er brukt i Norge for å bestemme permanent bergsikring i tunnel. Dette gjaldt spesielt karakterisering av bergmassens oppførsel, bruddmekanismer, samt viktige parametere i bergmassen som styrer tunnelstabilitet og optimaliseringsmuligheter ved tunneldriving i komplekse bergmasse av dårlig kvalitet. Basert på dette, en kombinasjon av empirisk, analytisk, og numeriske metoder ble brukt til å utvikle en hybrid designmetode egnet for svak bergmasse tilpasset tunneldriving i hardt berg (hard rock tunneling). Den nye hybridmetoden ble testet i flere pågående tunnelprosjekter. Resultatene viser at bergsikringsdesignet kan optimaliseres med opptil 20-30 % reduksjon i materialforbruk, med påfølgende reduksjoner i kostnader og CO₂ utslipp. Både hovedfunn og den nye hybridmetoden presenteres i denne artikkelen. For flere detaljer, doktoravhandlingen kan lastes ned fra det digitale biblioteket ved NTNU .

SUMMARY

This article is based on the work performed under a 4-years research project conducted at NTNU. The main objective was to find alternative design methodologies to improve the current design practice of rock support in tunnels excavated through rock masses of poor quality – generally with $Q < 1$. Based on the retrospective analysis of 118 cases over more than 10 different tunnels built during the last 20 years – mostly in Norway –, limitations of the empirical rock support design in these tunnels were analysed. Important challenges in the empirically-based classification schemes currently used in Norway for the design of permanent rock support were found. Specially, for the characterization of rock mass behaviour, failure mechanisms, and other important rock mass parameters controlling tunnel stability and the possibilities for design optimization in rock masses presenting complex conditions and poor quality. Based on the study of these challenges, the combined use of empirical, analytical and numerical approaches permitted the development of a hybrid design approach for poor rock masses in the context of Norwegian hard rock tunnelling. Such hybrid approach was also – numerically – tested in several undergoing tunnel construction projects. The results show that up to 20-30% of rock support optimization can be achieved, in addition to the inherent savings in CO₂ emissions. Both the main findings and the proposed new hybrid approach are presented in this article. The reader is also encouraged to visit the open-access digital library at NTNU to download the PhD-thesis for more details.

INTRODUCTION

The traditional methodology to design and construct rock tunnels in Norway by using experience and empirical methods was strongly influenced by the large hydropower development between the 1950's and the 1980's. Both experience and technology were then imported to infrastructure tunnels, including important developments in sprayed concrete. Similarly, the development and implementation of the empirical Q-system (Barton et al. 1974) to document rock mass quality posed an important advance to allow recommendations of permanent rock support at the face.

Since then, empirical approaches have been used over more than fifty years to determine tunnel rock support through a wide variety of geological and rock mass conditions, from hard bedrock to poor and weak rocks. The gained experience has contributed to further developments of the method through updates, publications, and new applications developed by different authors such as Grimstad and Barton (1993), Grimstad et al. (2002), Barton and Grimstad (2014), and NGI (2025).

In addition, the application of the empirical method for tunnel rock support design in Norway is, since 2010, regulated by design guidelines published by the Norwegian Public Roads Administration (Pedersen et al. 2010) and its subsequent updates (NPRA, 2024). Such guidelines are also used by the Norwegian Railroads Administration (Bane Nor 2024) and are based on a simplified and more conservative version of the Q-system to address rock mass classes and permanent rock support. As such, the guidelines bear an increased level of associated uncertainty as the number of rock mass- and -support -classes are significantly reduced if compared to the Q-system (Terron-Almenara and Li, 2023). These simplifications result in fewer design optimization possibilities and likely more conservative designs applied by practitioners when facing poor rock mass conditions.

Limitations of empirical classification systems to describe rock mass behaviour and derive optimal support design is a known topic as addressed by several authors in known publications during the last decades (Palmstrom and Broch, 2006; Anagnostou and Pimentel, 2012; Høyen et al. 2019; Terron-Almenara et al., 2023). Besides the intrinsic -and known- limitations of empirical approaches currently used in Norway, rock mass classifications have -in general- performed successfully for the purpose of rock support assessments in Norway. This assortment is especially important in the context of the large development of tunnel construction in the last decades (Figure 1).

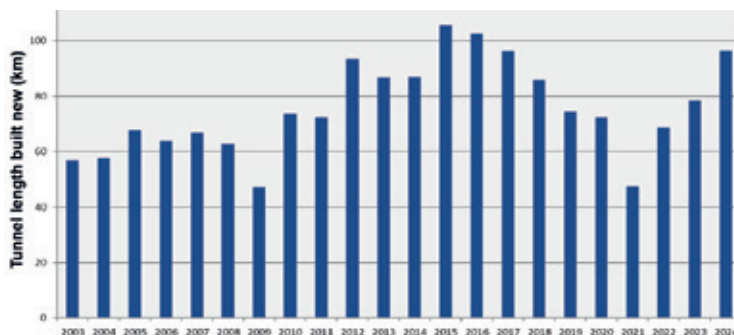
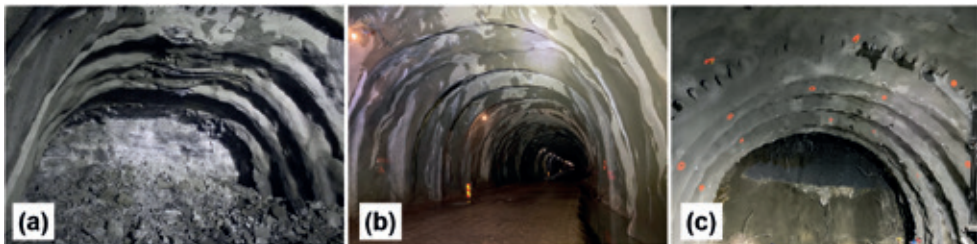


Figure 1: Development of tunnel construction (km) in the last 20 years (NFF, 2024).

Despite of the extended use and apparent good performance of empirical classification schemes for rock support design, little research and advancements of practical significance have been implemented in Norwegian rock support design strategies. This primarily affects to the extensive and unquestioned use of empirical schemes for rock support design in poor rock mass conditions where heavy support in the form of Ribs of Reinforced Sprayed concrete (RRS) is often applied without adequate assessments of rock mass behaviour, failure modes, and support loading.

The latter is illustrated in Figure 2. The three tunnels represent different tunnels where RRS-support was used due to assessed poor rock mass conditions. Figure 2a illustrates a failure of RRS-arches due to roof overloading, indicating insufficient rock reinforcement and limitations of the applied empirical design to address support in layered rock mass. Figure 2b shows a tunnel excavated through a section affected by small weakness zones, and supported with systematic RRS-arches designed empirically. In this case, however, the tunnel is stable, but it is unknown whether the support is over-dimensioned or not, or in which degree this support may be optimized. In Figure 2c, an example is given for RRS-support used as permanent support in a tunnel section excavated in weathered rock and tills. In this case, the observational method was employed in combination with deformation measurements, a detailed ground characterization, and elaborate analyses allowing the assessment of support stability, thus design optimization. As such, it seems that empirical approaches have limitations to provide adequate design basis to address tunnel stability, support performance, and optimization possibilities in complex and/or poor rock mass conditions.



*Figure 2: Three recent Norwegian tunnels excavated under different ground conditions, supported with RRS-support, but with different degrees of optimization and stability. **a** Tunnel failure in the Skarvberg highway tunnel (Photo: Skanska). **b** Systematic, likely conservative RRS-support in hard rock conditions (Sollihøgda highway tunnel). **c** Optimized design of RRS-support in weak ground conditions based on the study of the ground behaviour and elaborated design work (Bergås highway tunnel).*

There are several reasons for the different behaviour and performance of rock support systems in rock tunnels as illustrated in Figure 2. And these reasons are not only related to the intrinsic limitations of empirical systems as previously mentioned, but also to the irrational use of these tools. In that sense the author would like to share here some important reflections obtained from a survey carried out at the very beginning of the research project.

The survey was anonym and sent to engineering geologists working in Norway at different sectors (consultancy, contractors, academia) with the aim to map the opinion/experience about the current use of classification systems to determine tunnel support in poor rock mass conditions. About 40 specialists of different experience

answered the questionnaire. Among the answers, it was very interesting to see that there was a general consensus on the replies to the following two points:

- On the question about “what do they think are the main challenges of empirical systems such as the Q-system and NPRA-guidelines when used in poor rock masses: A significant part of the answers were “it does not work optimally in poor rock masses”, that “in poor ground conditions, supplementary classification systems and rock engineering tools should be used to characterize the ground”.
- On the question about how they would think a better, improved design procedure for poor ground conditions in Scandinavian hard rock tunnelling: Most of answers aimed at “supplementary design procedures are needed for a better assessment of the interaction rock support and rock mass”.

While the representativity of 40 answers may be limited, it is interesting that the opinion given by these professionals at that time was a nice reflection of what the research work has confirmed four years later. That the current empirical approach used in Norway should not be intended as an ultimate tool to determine detailed, final support designs in poor rock mass; and that hybrid procedures combining more complete ground characterization, assessment of ground behaviour, and more elaborate analyses, need to be incorporated.

However, hybrid approaches where different design methodologies are combined to improve the assessment of rock masses and rock support are not new. Indeed, the primary intention of rock mass classifications such as the Q-system was to provide a tool for the classification of rock masses and *recommendation* of rock support. With that in mind, it was clear fifty years ago that further engineering work with supplementary design tools, ground investigations, and verification may be required to provide detailed designs in poor rock mass.

In that sense, authors such as Hoek (1980), Bieniawski (1997), Hudson and Harrison (1997), and Hoek (2007) recommend the use of supplementary and more elaborated design procedures to assist and optimize rock support design work in poor rock mass. Other authors such as Schubert et al. (2001), Palmstrom and Stille (2007), Stille and Palmstrom (2008) have developed methodologies for the assessment of Ground Behaviour Types (GBT) to identify the governing failure mechanisms in rock masses with focus on tunnel support design.

The current design practice for rock support in Norway, however, is essentially based on empirical assessments of rock mass classes. The focus on rock mass characterization and assessment of rock mass behaviour is limited. The current empirical strategy in the Norwegian design guidelines (NPRA 2024) is additionally deemed adequate for all types of rock masses, encompassing very distinct rock mass conditions represented by the wide range of Q-values between Q 0,01 and Q 100. In other words, very little distinction or adaptation of the design procedure is done for poor rock masses (i.e., $Q < 1$), which means that approximately the same level of engineering work and investigations may be carried out for hard and competent rock as for weak, complex rock masses.

In looking to design strategies implemented in Alpine regions where rock masses are often more complex, more elaborated approaches have been developed -and implemented (ÖGG 2010, 2023). Some of the main characteristics is that rock support

design is adapted to the rock mass conditions based on *ground characterization* and *ground behaviour* assessment, and not strictly dependent of rock mass classes depicted from individual Q-values. The procedure is designed in steps so that it is possible to characterize the rock mass behaviour and the expected behaviour of the rock support system, from the combination of empirical, analytical, numerical and observational methods. The results: a better design basis, design optimization, reduction of design uncertainties, and better prognoses of rock mass behaviour and rock support loading.

If it is known that there is room for optimization in the current practice of empirical rock support design in Norway, why not to import a similar strategy and adapt it to Scandinavian hard rock conditions and to Norwegian design guidelines? In this research work, we have studied the possibilities to do this. Both past and present case studies of tunnels excavated in poor rock masses have been studied. In total, 118 case studies -mostly from Norway but also from abroad- representing hard rock tunnelling in poor rock masses ($Q < 1$) were used in a retrospective analysis that involves the combined, hybrid use of empirical, analytical and numerical approaches with deformation monitoring and detailed ground characterization. The objective was to gather and increase knowledge for the understanding of the main rock mass parameters influencing rock mass behaviour and tunnel stability in the context of rock support design in poor rock mass.

On this basis, a new hybrid approach of rock support design for poor rock masses in hard rock tunnelling was developed and proposed. It integrates the main elements of hard rock tunnelling with the principles of weak ground engineering, with focus on ground characterization and ground behaviour as the main basis for rock support design. With the aim to test the performance of the proposed hybrid procedure, five tunnel projects with challenging rock mass conditions were additionally studied.

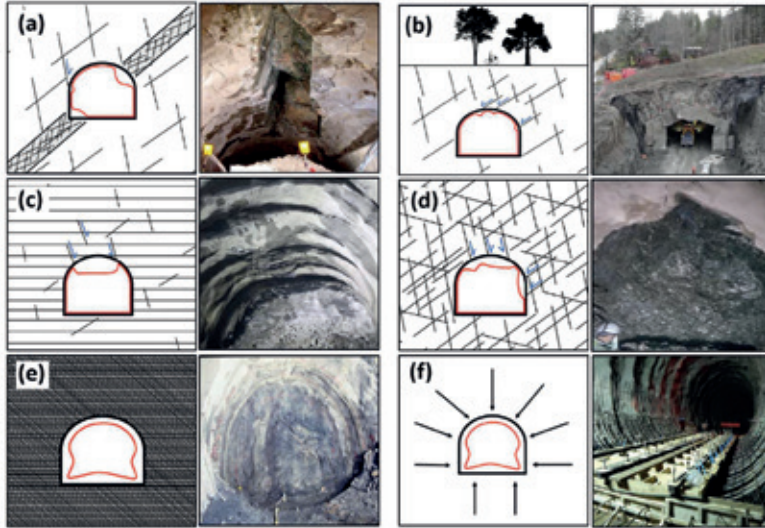
The results showed a better ability and performance of the proposed hybrid approach to both characterize the ground behaviour and determine adequate and optimal designs of rock support in poor ground conditions. As the ground conditions are better characterized, the procedure can also contribute to reduce risks of tunnel failures occurring during or after construction. The results have shown that with the application of the proposed hybrid procedure, an optimization of up to 20-30% of tunnel support can be achieved, if compared to the current design practice in poor rock mass.

RESEARCH METHODOLOGY

The methodology employed for the study and development of a new hybrid design approach is based on the retrospective analysis of recent tunnel cases constructed in poor rock masses. The general methodology was additionally inspired on precedent work based on the topics of ground behaviour and classification systems for the design of rock support in poor rocks (Palmstrom and Stille 2007; Stille and Palmstrom 2008; OGG 2010).

But in order to adapt such approaches to Norwegian hard rock conditions, new ground behaviour types (GBT) specific for poor rock mass conditions typically found in Norwegian bedrock had to be developed. The following parameters were used to describe these new GBTs as observed in Figure 3: rock mass structure, degree of jointing, properties of intact rock, the self-bearing capacity of the rock mass, in-situ stresses, and geological conditions. Additional parameters were considered, but seen

to have lesser impact on the resulting ground behaviour/support loading upon excavation, compared to the given ones.



*Figure 3: Proposed GBT classification for hard rock tunnels affected by poor rock mass conditions, low to moderate in-situ stress conditions. Exaggerated deformation contour lines represented in red colour. **a** Distinct weakness zone. **b** Low stress. **c** Anisotropic and hard rock mass. **d** Fractured and hard rock. **e** Weak rock mass with plastic deformation. **f** Swelling rock.*

Once the GBTs were described, the general methodology presented in Figure 3 was used. It consists of five main steps (Figure 4). The first step is based on data compilation. Mainly cases with rock mass quality $Q < 1$ of tunnels constructed during the last 20 years were used. It was also selected those cases having well documented rock mass characteristics and with deformation measurements so that calibration of models would be possible. In total, 118 cases -from mainly Norwegian road and railway tunnels-. The second step was related to the assemblage of geological and rock mechanical data to build a rock mass model -for each of the 118 cases- which would then form the basis to further calculations and interpretation of failure mechanisms / rock mass behaviour.

In a third step, the rock mechanical model is put into analytical and numerical models where both the rock mass properties and in-situ stress conditions are calibrated. In step 4a, the calibrated models are used to simulate the design of rock support using three different design methodologies. Empirical (using Q-system), analytical (using different approaches depending on the rock mass conditions, i.e., Convergence Confinement Method; the beam analogue method; and so on), and numerical (both finite and discrete element methods; and 2D and 3D modelling). From the comparison of the design resulting from each of these three design approaches in each of the 118 cases, and as a function of a GBT, it was possible to derive the performance -or adequacy- of each of these design approaches as a function of GBT.

In step 4b, done in parallel as for step 4a, it is performed a comparison of the support behaviour as a function of the three different design approaches used -in each of the

118 cases. This is done to compare and determine the suitability -or limitations- of each of the method as a function of GBT. The results from steps 4a and 4b in Figure 4 give then the necessary input to develop and build (in step 5) a hybrid approach based on GBTs where specific design recommendations are developed on the basis of identified limitations. Once a hybrid approach is developed, it is then tested in ongoing tunnel cases presenting poor rock mass conditions and under construction (step 6).

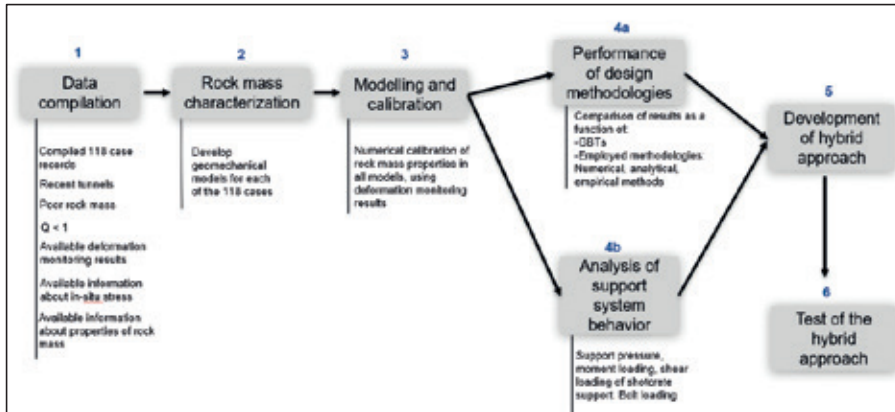


Figure 4: General methodology for the development of a hybrid approach.

RESULTS

The obtained results through the research project may be divided into two main groups. The first one, that is related to the development of the hybrid approach, and a second group corresponding to the testing of the proposed hybrid approach into different tunnel cases representing different rock mass conditions and GBTs. In that first group of results, it was identified which methodologies work best -or those which present more limitations- in relation to the prevailing rock mass conditions (Figure 5). This formed part of the basis to develop the hybrid approach presented in Figure 6 og 7.

Performance	Empirical method (Q-system)	Analytical method (CCM)	Numerical method
Appropriateness of the support design can be evaluated	B	A	A
Evaluation of FS	C	A	A
Consideration of other tunnel geometries than circular	A	B	A
Ability to identify and include weak rock	B	A	A
Ability to include in-situ rock stresses other than hydrostatic	B	C	A
Possibility to evaluate optimal timing for support	C	A	A
Ground-support interaction is defined/accounted	B	A	A
Possibility to consider anisotropic rock mass structure	B	C	A
Possibility to predict time-dependent deformations	C	B	B
Possibility to predict the effect of swelling ground	B	B	B
Rock mass description and classification	A	C	C

Figure 5: Performance of different design approaches. A Good; B Limited; C Not usable

Ground Behavior Type	Weakness zone	Shallow tunnels	Anisotropic rock masses
Illustration of GBT (Section 2.3)			
Loading and failure mechanisms (Section 4)	a1, a2, b1, b2, c1, c2	a1, a2, b1, b2, c1, c2	b1, b2, c1, c2
Site investigation	In weakness zones (thickness up to 1/2s tunnel diameter) with $Q < 0.4$, GSI < 30 or if swelling is expected: rock properties like rock strength, Young's modulus, swelling and weathering of the infilling material are relevant. Assessment of joint properties is also recommended	If $Q < 1$ and/or unfavorable joint conditions: assessment of joint properties and rock strength/deformability is relevant. Core drilling and geophysics can give detailed information of the rock mass conditions	In-situ rock stresses, joint properties, rock strength and rock mass modulus should be assessed in stratified rock masses when $Q < 1$. Measurement of in-situ rock stresses when $Q < 0.4$
Empirical method	The Q-system is recommended. To describe the effect of orientation and the strength of the infilling, the respective RMR and GSI may be used	The Q-system and the GSI are recommended to determine the respective basic support needs and the rock mass strength	The Q-system have limitations to catch anisotropy when $Q < 1$, especially from $Q < 0.4$. Evaluate SRF upon a detailed study of the relationship σ_θ/σ_c . Q-system to obtain basic means of support. Compare to RMR.
Analytical method	Analytical calculations may be used to determine the local capacity of sprayed concrete members at the zone. CCM has very little applicability	Study of block stability with limit equilibrium analyses is recommended regardless rock mass quality	Limit equilibrium analyses to derive the depth of the pressure arch and block stability are relevant when $Q < 1$
Numerical method	Numerical calculations are recommended to address the deformational behavior and for design verification. Selection of FEM or DEM modelling to be evaluated (see Section 4.2.3)	Design verification with numerical analyses is recommended in shallow tunnels provided complex ground conditions and/or $Q < 1$	If $Q < 0.4$: Numerical analyses recommended to determine failure mechanisms, rock mass behavior and depth of the pressure arch in relation to the studied support designs
Monitoring	Convergence monitoring is recommended in the presence of unfavorable combinations of width/orientation of the zone and/or evidence of swelling	Monitoring of deformation is recommended in the tunnel and in the nearby infrastructure to control stability and design verification	Deformation monitoring is recommended for the back-calculations of rock mass properties (recommended in tunnel sections with $Q < 0.4$)
Support design	If $Q < 0.4$ and/or GSI < 30, design is recommended with the empirical approach, verified with analytical calculation, and optimized with numerical analysis. Unarched support to be evaluated when zone $Q > 0.1$. Leaner RRS, i.e., reduction of steel reinforcement in RRS, can be evaluated when $Q > 0.1$	Reinforcement of the tunnel ahead of the face is recommended. RRS-support and shortening of round length are seen relevant construction approaches. If $Q < 0.4$, the empirical design to be verified/supplemented with kinematic analysis of blocks, and verified with numerical analysis	If $Q < 0.4$ and/or GSI < 30, the empirical design should be verified with analytical evaluation, optimized with numerical analyses simulating rock mass structure and in-situ stresses. Spiling and round length shortening are relevant when $Q < 0.4$; Leaner RRS-support and/or hybrid-tailored support to be evaluated when $Q > 0.1$

Figure 6: Proposed hybrid design approach for rock support design for poor rock masses in the context of hard rock tunnelling (part 1). Figure from Terron-Almenara et al. (2023)

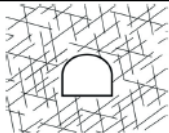
Ground Behavior Type	Hard and fractured rock masses	Weak rock mass	Swelling ground
Illustration of GBT (Section 2.3)			
Loading and failure mechanisms (Section 4)	b1, b2, c1, c2	d1, d2, d3	d1, d2, d3
Site investigation	If $Q < 0.4$ or $GSI < 40$, assessment of rock strength/deformability and joint properties is recommended. Measurement of in-situ stresses if $\sigma_{cm}/p_o < 1$	If $Q < 0.1$ or $GSI < 35$: assessment of rock strength and deformability. Measurement of in-situ stresses if practically possible. Testing of rock properties to determine rock mass strength and deformability.	Zoning of swelling (Høien et al. 2019; Terron-Almenara 2020; Nilsen 2021) together with rock mass properties to estimate rock mass strength and deformability are recommended
Empirical method	The Q-system is deemed to work well when $Q > 0.4$. Use also GSI when $Q < 0.4$	Q-system can give reliable estimates of basic support for $Q > 0.1$. Evaluate SRF upon a detailed study of the relationship σ_θ/σ_c . It is also recommended to register GSI to estimate rock mass strength and deformability	The Q-system should only be used to derive basic needs of support
Analytical method	CCM may be applied when $Q < 0.4$. Limit equilibrium analyses to check rock stability and/or to derive capacity of support members against failure when $Q < 1$	CCM may be used when $Q < 0.1$ for estimates of loading, deformation, and timing of support	Structural analysis of sprayed concrete "plates" should be used to study the load capacity against failure
Numerical method	Numerical analyses of wedge stability are recommended. When $Q < 0.4$, numerical analyses are relevant to verify rock support design. FEM or DEM to be evaluated	For rock masses with $Q < 0.1$, numerical analyses are recommended to study the support performance upon the ground loads. FEM may be used. Stress anisotropy becomes especially important in the calculations when $\sigma_{cm}/p_o < 1$	Numerical analyses are recommended. Structural analyses with numerical programs are also relevant to verify failure states of liners and inverts
Monitoring	Deformation monitoring when $Q < 0.4$ for design optimization	Deformation measurements are relevant for 1) design verification and optimization and 2) calibrating rock properties. Other means of monitoring may be added	Deformation monitoring is relevant, also in the invert. For the zonation of swelling, systematic convergence sections are recommended
Support design	Support design should be done upon a rational combination of the empirical and analytical approaches. Numerical verification when $Q < 0.4$. Unarched and/or leaner RRS-support to be evaluated when $Q > 0.1$	The empirical approach should be accompanied by other tools when $Q < 0.1$ and $GSI < 35$. Optimization based on the combined application of Q-system, CCM, and numerical analyses for design verification of load-bearing support and optimal support timing. Unarched support is not recommended, but leaner RRS-solutions may be evaluated	The design of the RRS-support and structural invert should be based on the actual ground and swelling pressure in the tunnel. Unarched support to be evaluated depending on the extent and magnitude of the in-situ swelling pressure

Figure 7: Proposed hybrid design approach for rock support design for poor rock masses in the context of hard rock tunnelling (part 2). Figure from Terron-Almenara et al. (2023)

The proposed hybrid approach is for rock masses presenting $Q < 1$. As observed, the layout of the procedure is based on a simple structure in columns. Each column is dedicated for a single GBT. The procedure goes then by following the column in the vertical direction. By doing that, a sequential series of recommendations are given in relation to site investigations, design methodologies and rock support design. In cases where the rock mass would be represented by two or more of the six GBTs, one should then navigate horizontally in the procedure.

As observed, the procedure works more as a guideline than as concrete or specific mandate teaching which method need to be used under which condition. This is done intentionally, for two reasons. First, to be able to cover most possible geological conditions. And two, because it is there -in the nature of hybrid approaches- where one can combine methods and supplement with adjustments where needed. Had the authors proposed a closed table or system as that in NPRA (2024), so most likely we had ended up in similar design limitations issues as those already outlined in this article.

In Figure 8, it is illustrated some of the main differences between the current design practice and the proposed hybrid procedure. The current practice is entirely based on empirical assessments of rock mass classes for both purposes, rock mass description and rock support design. The complete procedure is currently shaped to fit and feed the necessary input for Q-value assessments as required in NPRA (2024). The focus of ground characterization, and assessment of ground behaviour is almost inexistent. Another important difference is that the hybrid approach permits design optimization as rock support performance, loading and stability are known from the use of more elaborate design methods.

Another important advancement with the hybrid approach is that *ground characterization* and *ground behaviour* are incorporated directly in the procedure as a central input for the design of rock support in for rock masses of quality $Q < 1$. In this context, the approach is based on 118 cases, each representing different rock masses and characteristics. For this reason, the proposed hybrid approach should be used with caution, and by engineers with experience in the field of rock mass characterization, modelling, design, and stability analyses.

The number of site investigations and engineering work required in the hybrid approach may potentially be higher than the current empirical approach. This would *a priori* demand more time and result in higher costs. However, these costs can be rapidly compensated -as later confirmed when the hybrid approach was tested- by more optimal designs, a generalized reduction of rock support consumption, and most importantly, a significantly reduced risk for support instabilities or failures. Since the hybrid procedure is open for design adjustments and improvements, different designs

approaches can be also developed because of the more advanced and open concept in the hybrid procedure.

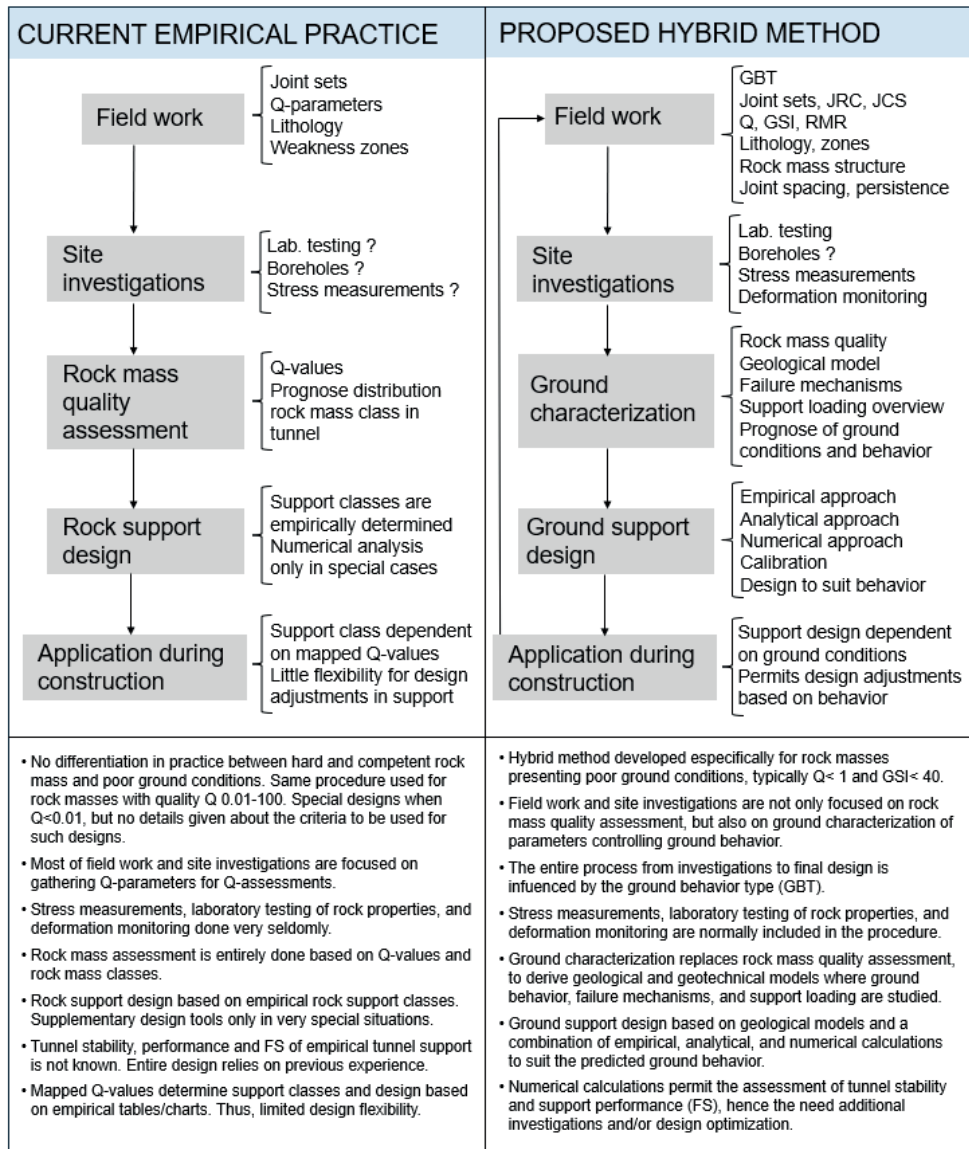


Figure 8: Comparison between current (empirical) and proposed (hybrid) approaches for tunnel rock support design.

Testing the hybrid approach in layered and hard rock mass (Skarvberg tunnel)

The new Skarvberg tunnel is part of a major upgrade done by NPRA in the E69 roadway to North Cape. The tunnel is 3.5 km long, 12.5 m span, and the rock support designed empirically. The dominant geology is composed by layered and hard metasandstones with a clear and marked anisotropy, whilst the in-situ stresses are characterized by relatively low horizontal stress at the tunnel level.

During construction, several roof instability issues occurred. This originated important and regular overbreak due to roof delamination, a significant overconsumption of rock support, and a failure in a tunnel section supported with RRS-arches in March 2020 (Figure 2a). Several site investigations including boreholes, borehole-extensometers, in-situ stress measurements and testing of rock were then conducted as a basis for more elaborate geological models, calculations, and remedial support design.

One of the findings was that in rock masses presenting rock mass quality about $Q\ 0,1-0,4$, the empirically recommended bolt length of 4 m was not sufficient to reinforce adequately the roof, especially in this case where the horizontal stresses measured at the tunnel level were not especially high. The lack of horizontal confinement would have been -apparently- not been a major problem (just some delamination and minor overbreak as shown in Figure 9) in rock masses of quality $Q > 0,4$, but originated bigger overbreak -and lately the tunnel failure- upon slight variations in the Q -values around $Q\ 0,1$.

This case is one example where empirical approaches cannot totally capture the effect of both rock mass structure and relatively low confinement, ending up in a tunnel failure and additional construction costs and delays due to repairs. In this publication (Terron-Almenara et al. 2024), the authors found that with the application of a hybrid approach, significant optimization of the support could be done in layered and hard rock masses with quality $Q\ 0,1-1$. A financial save of construction of ca. 0,3-0,4 Million EUR was estimated for a tunnel section just 175 m long.



Figure 9: Rock mass exposure at the tunnel face of Skarvberg tunnel, outside the failure section shown in Figure 2a, with clearly well-defined lamination in metasandstones, and some roof delamination. Photo: E. Skretting (2020).

Testing the hybrid approach in low overburden conditions (Hestnes tunnel)

This tunnel is part of an upgrade that the Norwegian Railroads Administration has recently carried out for the railway line between the cities of Eidsvoll and Hamar in Southern Norway. The tunnel part under study is located at to the Southern portal, where a 100 m long tunnel section presents a very low rock overburden (6-7 m). The tunnel cross section is 125 m² and is excavated through hard and competent rock masses of granitic gneiss (Figure 10a).

In this study case, one of the design challenges related to the use of empirical systems was related to the misuse of rock mass classification systems. In that sense, assessments of rock mass classes and support design performed in pre-construction stages had anticipated the use of load-bearing RRS-arches all the way through the mentioned tunnel stretch due to the low overburden conditions. During construction, however, such design was not updated with actual mapped rock mass conditions nor with the observed stability of the tunnel. The latter motivated that SRF-values were set artificially high during construction in order to obtain a fit between mapped rock mass conditions and the pre-construction design based on RRS-arches (Figure 10b). The results: unnecessary overconsumption of rock support at sections where the rock mass was clearly self-bearing and stable despite the low overburden.

With the application of numerical methods and the study of the rock mass behaviour in low overburden conditions, Terron-Almenara et al. (2025a) found that the current empirical practice underestimates the stabilizing of rock arching, especially in rock masses with $Q > 4$. This resulted in a respective overconsumption of 40%, 35%, and 85% for sprayed concrete, rock bolts, and steel reinforcement along 100 m of tunnel.

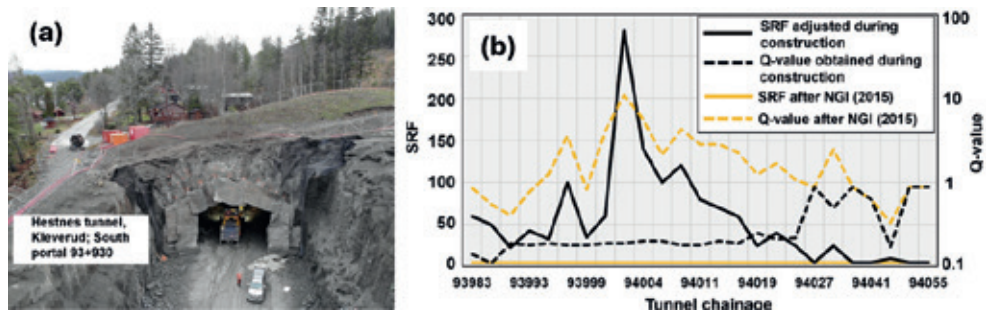


Figure 10: **a** Low rock overburden conditions at the south portal of the Hestnes tunnel in hard and competent rock mass (Photo: Bane Nor). **b** Log of adjusted SRF and artificially high Q-values during construction (curves in black color) compared to an assessment of SRF and Q-values done by the author of this article following the classification guidelines given in NGI (2015). (Terron-Almenara et al. 2025a).

Testing of a hybrid approach in weak ground (Bergås tunnel)

The Bergås tunnel is part of a major upgrade that the Norwegian Public Roads Administration has recently carried out in the E6 roadway between the locations of Svenningelv and Lien in Northern Norway. The tunnel is 2 km, 12.5 m wide, and was planned to be constructed in hard rock conditions, with rock support design based on combinations of rock bolts and fibre reinforced sprayed concrete.

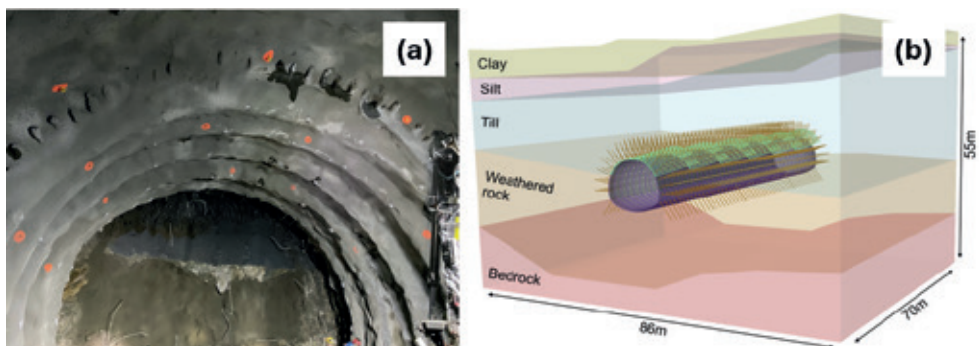
However, unforeseen soil conditions were encountered after 620 m of tunnel excavation in rock, which affected to about 70 linear m of the tunnel. It consisted of a tunnel section crossing through weak ground of very highly weathered rock at the bottom of the tunnel face, and compacted, relatively stiff till at the upper half (Figure 11a).

In Norwegian tunnels cases where such exceptionally poor ground conditions have been expected, final support has normally consisted of cast-in-place solutions designed in advance. In this tunnel case, such conditions were not anticipated, and instead of performing a re-design of the support with heavy and costly concrete liner solutions, it was decided to implement an innovative solution where full-ring double RRS-arches were used in soil conditions as final, permanent support.

As such, a thorough geotechnical campaign including site investigations in both soils and rock, hydrogeological surveys, geophysics, extensive monitoring with subhorizontal inclinometers in the tunnel, numerical and analytical numerical analyses (Figure 11b), etc. was performed to determine and optimize excavation and support methods during construction. Both the obtained input from construction and additional numerical calculations permitted the assessment -or stability verification- of a support solution that is traditionally used in rock conditions, but in this case substituting an expensive concrete lining.

This case study shows the beneficial use of involving supplementary investigations, design methods, monitoring and more elaborate analyses in complex ground conditions where traditional methods would have suggested the use of expensive solutions. The save that is derived from the more economical and the easier installation of RRS versus cast concrete, and from the mere incorporation of the temporary support in the permanent support was estimated 1:2.5 for the respective permanent support solutions RRS and cast concrete liner in a 14 m wide tunnel.

This case similarly demonstrates the beneficial results of combining and integrating elements of hard rock tunnelling (for example RRS and fiber reinforced sprayed concrete) with principles of weak ground engineering (with more complete investigations/monitoring, and involvement of elaborate calculation methods).



*Figure 11: **a** Tunnel section reinforced with pipe umbrella and supported with double full-ring RRS-arches as permanent support substituting classical cast-concrete solutions in weak-ground tunnelling at the Bergås tunnel. **b** One of the many 3D numerical models performed to study the response of the weak ground, the reinforcement and the ground support to tunnelling. (Terron-Almenara et al. 2025b)*

DISCUSSION

The development of the hybrid methodology was based on the results obtained from the analysis of 118 case studies in poor ground conditions. Such development was based on finding correlations between ground behaviour and ground characteristics, where different design tools each with their inherent limitations were involved in the hybrid methodology. This allowed the identification of six main ground behaviour types (GBT) for poor ground conditions in hard rock tunnelling.

The proposed methodology is therefore developed under the premises and limitations provided by the ground- and tunnel -conditions described in the database used for the analyses (Terron-Almenara 2025). Subsequently, the hybrid methodology was tested in five tunnel projects that represent several GBTs defined in Figure 3 for poor ground conditions, providing extraordinary results in terms of design optimization and cost-effectiveness. It is therefore believed that the 118 cases gave a wide range of representation for poor ground conditions, the existing limitations in the current design practice, and a solid basis for the development of this hybrid methodology. Based on the current development and nature of the data base originally used and the results so far under testing of the hybrid method, it may be suggested the following areas to be investigated and expanded:

- The design procedure under each GBT in the hybrid methodology is intended to work as a guideline. With the addition and investigation of more cases into the hybrid methodology, separate and more detailed design procedures under each GBT may be developed.
- In line with the latter suggestion, standard types of ground support may be developed to provide examples of functional ground support systems under the given ground conditions and ground behaviour types.
- Based on the results in the thesis, the author does not think that additional GBT may be needed. Instead, sub-types of GBT may be investigated and incorporated into the mentioned separate and more detailed procedures under the hybrid method.

It should also be remarked that the proposed hybrid methodology is based on a combination of empirical work, correlations, and numerical analyses on a database of 118 case records which information was registered by tunnel personnel of different backgrounds and experience. In the cases with the testing of the hybrid methodology, it has been the author of this thesis and/or supervised master students that have compiled the necessary input data and processed the information. The “testing” of the hybrid methodology was principally done based on analytical and numerical calculations. And although standardized well-known practices for field mapping, site investigations, calculations, design, and numerical analyses were implemented, some limitations may be addressed in the study:

- Simplifications in the numerical modelling, and assumptions taken during the modelling and interpretation processes. For example, simplifications related to the effect of 2-dimensional modelling, the representativeness of input data, accuracy and representativeness of the performed numerical calibrations, simplifications of the modelling of rock mass structure and rock mass parameters, and modelling of support.

- Limitations may be also found in relation to back-calculation analyses. In that sense, different combinations of input parameters can give similar responses (output) in the back-calculations. This specially applies when deformations are of relatively low magnitude (and time-independent) as in the cases investigated in this thesis. For this reason, some level of uncertainty should be expected from the performed back-calculations.
- Additional limitations may be related to the representativity of the samples taken for rock mechanical tests at the laboratory, the accuracy of deformation measurements, the inherent limitations of the mapping done to assess Q-values or for mapping with supplementary rock mass classifications, etc.

Based on this discussion, the following recommendations are given:

- Addition of further case studies to improve, refine the proposed method. A larger amount of case records should be studied as a basis for future updates, either to increase robustness of the method, to expand its use towards additional/new GBTs, or both.
- Parameter analyses may be convenient to identify which rock mass parameters are more sensitive to ground behaviour and tunnel stability. This would help to identifying any potential refinement possibilities in the proposed method.
- A hybrid-based method as that proposed in this research should be implemented in Norwegian tunnels excavated in rock masses of poor quality.
- The study is based on tunnel geometries that consider -in most of analysed cases- arched roof excavations. This study should also be expanded towards its use in different geometries.
- The study is very much based on RRS-type of support. The proposed hybrid approach opens for the development of alternative support methods based on arches and/or other steel reinforced sprayed concrete solutions.

CONCLUSIONS

The main findings of the research work are:

- The current design practice of tunnel rock support based on empirical rock mass classifications presents limitations in addressing important parameters influencing ground behaviour and tunnel stability. This has led to serious design shortcomings, from too conservative and oversupported tunnels in the best cases, to failures or collapses in the worst ones.
- The majority of the most used investigation and design methodologies present limitations. This includes empirical, analytical and numerical approaches. To capture ground behaviour in a complete manner, describe the rock mass adequately and provide design optimization of permanent rock support in poor ground conditions, a hybrid approach was observed to be a more suitable approach.
- A new hybrid approach for rock support in poor rock mass ($Q < 1$) was developed. In this approach, the elements of Scandinavian hard rock tunnelling (rock bolts-shotcrete-RRS as permanent support, rock mass used as a bearing structure, classification systems, observation) and the principles of weak ground engineering (monitoring of ground behaviour, elaborated calculations, detailed ground characterization) are combined. The hybrid methodology can therefore

provide a better characterization of the ground, design optimization, and the possibility to study the performance of the proposed support design.

- Through testing of the proposed hybrid approach, the authors found that optimization of rock support design of up to 20-30% may be obtained -in terms of the costs associated to total rock support consumption in tunnel sections with rock mass quality $Q < 1$.
- In addition to support design optimization, the proposed hybrid methodology can also be used to investigate and provide new design alternatives to the existing, standard rock support systems, defined in the classification systems and norms, which are widely used in hard rock tunnelling. As such, mandatory cast concrete linings in weak and soil ground conditions can be substituted by permanent RRS-support

REFERENCES

Anagnostou, G., Pimentel, E. (2012). Zu den felsklassifikationen mit indexwerten im tunnelbau. *Geotechnik* 35(2):83-93. <https://doi.org/10.1002/qete.201100022>

Bane Nor (2024) *Technical regulations for tunnels and rock support of railroad tunnels*. Norwegian Railroads Administration, Oslo.
<https://trv.banenor.no/wiki/tunneler>

Barton, N., Grimstad, E. (2014). *An illustrated guide to the Q-system following forty years use in tunnelling*. http://www.nickbarton.com/publications_all.asp.

Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. *Rock Mech* 6:189-236. <https://doi.org/10.1007/BF01239496>

Bieniawski, Z.T. (1997). Quo vadis rock mass classifications? *Felsbau* 15(3):17-178

Grimstad, E., Barton, N. (1993). *Updating the Q-system for NMT*. In: *Proc Int Symp on Sprayed Concrete for Underground support*. Norwegian Concrete Association, Oslo, pp 46-66

Grimstad, E., Kankes, K., Bhasin, R., Magnussen, A.W., Kaynia, A. (2002). *Rock mass quality Q used in designing reinforced ribs of sprayed concrete and energy absorption*. *Proc 4th Int. Symp on Sprayed Concr Davos*. p 18

Hoek, E. (2007). *Practical rock engineering*. www.rocscience.com

Hoek, E., Brown, E.T. (1980). *Empirical strength criterion for rock masses*. *J Geotech Eng Division ASCE* 106 (GT9), pp 1013-1035

Høien, A.H., Nilsen, B., Olsson, R. (2019). *Main aspects of deformation and rock support in Norwegian road tunnels*. *Tunn Undergr Space Technol* 86:262-278. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.01.026>

Hudson, J.A., Harrison, J.P. (1997). *Engineering rock mechanics. An introduction to the principles*, 1st edn. Pergamon, Oxford

NFF (2024). *Tunnel statistics for 2024*. Oslo

NGI (2015) *The use of the Q-system: Rock mass classification and rock reinforcing*. www.ngi.no

NPRA (2024). *Veggtunneler, N500*. Statens vegvesen, Oslo.

ÖGG (2010). *Guideline for the geotechnical design of underground structures with conventional excavation*. Austrian Society for Geomechanics, Salzburg

ÖGG (2023). *Guideline for geotechnical planning of underground structures tunnels*. Austrian Society for Geomechanics, Salzburg.

Palmstrom, A., Broch, E. (2006). Use and misuse of rock mass classifications systems with particular reference to the Q-system. *Tunn Undergr Space Technol* 21:575-593

Palmstrom, A., Stille, H. (2007). Ground behavior and rock engineering tools for underground excavations. *Tunn Undergr Space Technol* 22:363-376. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2006.03.006>

Pedersen, K.B., Kompen, R., Kveen, A. (2010). Rock support and pre-stabilizing support measures in road tunnels. *Teknologirapport*. Norwegian Public Road Administration, Oslo.

Schubert, W., Goricki, A., Button, E.A., Riedmüller, G., Pölsler, P., Steindorfer, A., Vanek, R. (2001). Excavation and support determination for design and construction of tunnels. *Proc EUROCK 2001*. Espoo, Finland, pp 383-388

Stille, H., Palmstrom, A. (2008). Ground behavior and rock mass composition in underground excavations. *Tunn Undergr Space Technol* 23:46-64

Terron-Almenara, J. (2025). *A hybrid methodology for rock support design in poor ground conditions: A study based on recent experience with norwegian hard rock tunnelling*. PhD dissertation NTNU, 2025:127

Terron-Almenara, J., Holter, K.G. & Høien, A.H. (2023). A Hybrid Methodology of Rock Support Design for Poor Ground Conditions in Hard Rock Tunnelling. *Rock Mech Rock Eng* 56, 4061–4088. <https://doi.org/10.1007/s00603-023-03273-8>

Terron-Almenara, J., Li, C.C. (2023). Performance of the empirical method with rock mass classification systems to derive optimal rock support design in poor rock mass conditions. *Proc ISRM 15th Int Cong*, Salzburg, Austria. p 6

Terron-Almenara, J., Skretting, E., Holter, K.G., Høyen, A.H. (2024) Design of rock support in hard and layered rock masses using a hybrid method: A study based on the construction of the new Skarvberg tunnel, Norway. *Rock Mech Rock Eng.* 57:10491-10532. <https://doi.org/10.1007/s00603-024-04082-3>

Terron-Almenara, J., Skretting, E., Holter, K.G. (2025a). Design of Rock Support in Low Overburden and Hard Rock Conditions with the use of Rock Mass Classification Systems and Numerical Analyses: a Study Based on the Construction of the Hestnes Railway Tunnel, Norway. *Rock Mech Rock Eng* 58, 11553–11578. <https://doi.org/10.1007/s00603-024-04126-8>

Terron-Almenara, J., Holter, K.G., Drevland, P., Aagaard, B., Lund, A.K. (2025b). Permanent tunnel support with reinforced shotcrete arches and forepoling in over-consolidated till and weathered rock. A case study based on the construction of the Bergås tunnel, Norway. *Tunn Undergr Space Techn* 157:1-20.

Spørsmål og svar

Det er satt av tid til spørsmål og svar, dette blir ikke referatført.

KI-DREVET KVALITETSKONTROLL AV TUNNEL MED PUNKTSKYSEGMENTERING

AI-Driven Quality Control of Tunnel Using Point Cloud Segmentation

Sylvia De Vuyst-Fikse, Geomatikksjef, LNS

SAMMENDRAG

Denne artikkelen presenterer hvordan LNS bruker kunstig intelligens (KI) og punktskysegmentering for å forbedre kvalitetskontrollen i tunnelbygging. Ved å kombinere Trimble SX12 laserskanning med databehandling i Trimble Business Center oppnår LNS en raskere, sikrere og mer konsistent arbeidsflyt. KI-basert segmentering av punktskyer gjør det mulig å automatisk skille mellom blant annet råberg og sprøytebetong, noe som reduserer manuelt kontorarbeid. Direkte i felt kan geomatikere ta bedre beslutninger ved hjelp av målebok med Trimble Access, som gir sanntidsvurdering av tunnelens geometri. Metoden gir betydelige tidsbesparelser og en mer effektiv kvalitetskontrollprosess.

ABSTRACT

This article presents how LNS uses artificial intelligence (AI) and point cloud segmentation to improve quality control in tunnel construction. By combining Trimble SX12 laser scanning with data processing in Trimble Business Center, LNS achieves a faster, safer, and more consistent workflow. AI-based point cloud segmentation enables automatic differentiation between rock and shotcrete, reducing manual office work. In the field, surveyors can make better decisions using a field controller with Trimble Access, allowing real-time assessment of tunnel geometry. The approach results in significant time savings and a more efficient quality control process.

INNLEDNING

I tråd med bransjens økende fokus på digitalisering og automatisering av tunnelprosesser, har LNS de siste årene utforsket hvordan kunstig intelligens (KI) og datadrevet arbeidsflyt kan forbedre kvalitetskontrollen i tunnelbygging. Målet har vært å redusere manuelt arbeid, øke nøyaktigheten og gi raskere beslutningsstøtte i felt.

For å oppnå dette har LNS utviklet en integrert metode basert på to hovedkomponenter: sanntidsvurdering i felt og KI-drevet punktskysegmentering.

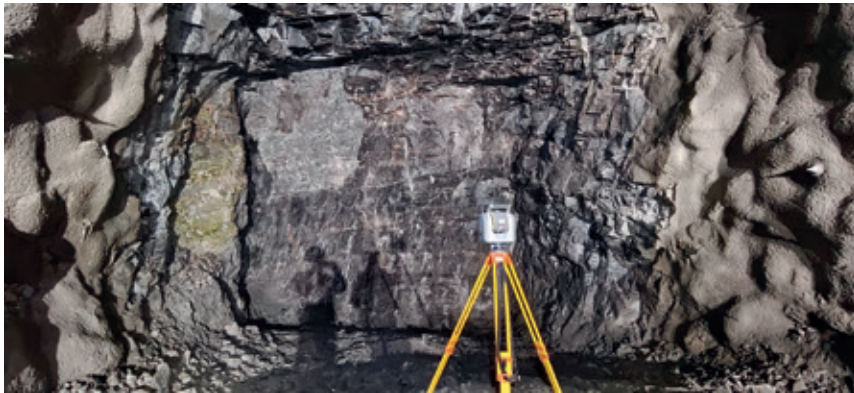
Sanntidsvurdering i felt

Kvalitetskontroll i tunnel har tradisjonelt vært en manuell prosess der data fra laserskanning behandles i etterkant på kontoret. Denne forsinkelsen gjør det

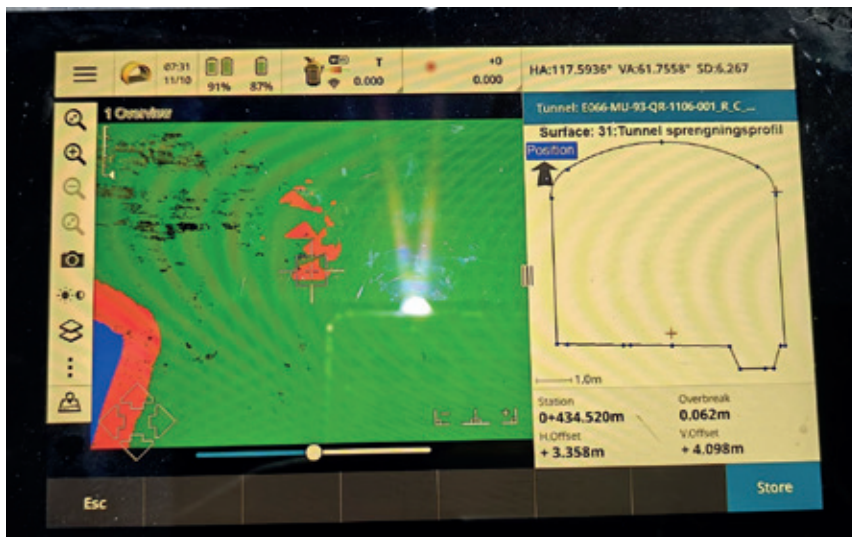
utfordrende å reagere raskt på avvik i sprengningsprofil eller tykkelse på sprøytebetong.

Ved å bruke Trimble SX12 til skanning og Trimble Access som målebokprogramvare, kan LNS nå vurdere tunnelen direkte i felt umiddelbart etter hver salve.

Resultatet visualiseres på målebok, slik at geomatikeren og anleggsledelsen kan ta beslutninger direkte i felt. Dette gir en mer effektiv prosess og reduserer behovet for etterarbeid.



Figur 1: Skanning i tunnel med Trimble SX12 (bilde: LNS).



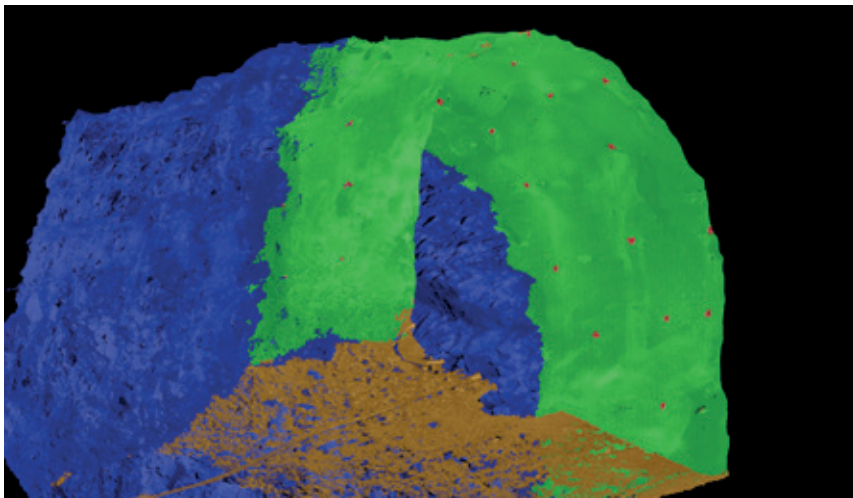
Figur 2: Kontroll av sprengningsprofil i felt direkte etter skanning (bilde: LNS).

KI-drevet punktskysegmentering

Etter innsamling av punktskydata brukes kunstig intelligens til automatisk å identifisere og klassifisere ulike overflater i tunnelen. Ved hjelp av dype nevrale nettverk kan systemet skille mellom råberg, sprøytebetong, bolter, armeringsnett og terreng.

Denne prosessen reduserer behovet for manuell datarensing og sikrer mer konsistente resultater uavhengig av hvem som behandler dataene.

Punktskysegmenteringen utføres i Trimble Business Center (TBC), der de KI-baserte modellene gjør det mulig å segmentere punktskyen på få minutter. Dette frigjør tid for geomatikeren og gjør kvalitetskontrollen både raskere og mer presis.



Figur 3: Visualisering av segmentert punktsky i Trimble Business Center.

BAKGRUNN OG UTFORDRINGER

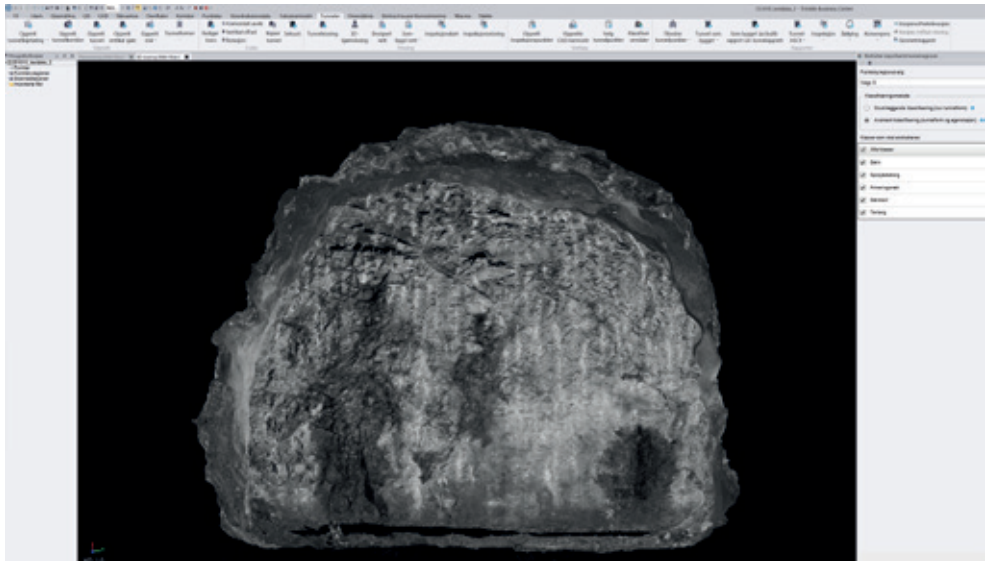
Tradisjonell kvalitetskontroll i tunnel innebærer manuell prosessering av punktskydata fra laserskanning. Dette arbeidet er tidkrevende og avhengig av operatørens erfaring. Variasjoner i datarensing og klassifisering kan føre til ujevn kvalitet i leveransene. Terrestrisk laserskanning (TLS) med Trimble SX12 gir svært detaljerte data med nøyaktighet under 5 mm, men datamengden er enorm, flere millioner punkter per skanning. Dette krever avansert programvare og kompetanse for å omdanne dataene til brukbare modeller.

KI-baserte metoder muliggjør automatisk tolkning av punktskyer ved hjelp av dype nevrale nettverk. Dette gjør det mulig å skille mellom sprøytebetong, råberg, bolter, armeringsnett og terreng. Ved å bruke slike modeller kan LNS oppnå rask og konsistent analyse av hver salve i tunnelprosessen.

ARBEIDSMETODE

LNS benytter Trimble SX12 for innsamling av punktskyer umiddelbart etter hver sprengning og påføring av sprøytebetong. Skanningene importeres til Trimble Business Center (TBC), der KI-modeller for semantisk segmentering brukes til å identifisere ulike overflater i tunnelen. Disse modellene bygger på U-Net- og transformer-arkitekturer tilpasset tredimensjonale punktskyer. Prosessen reduserer behovet for manuell inngripen og støtter sanntidsbeslutninger.

For å trene og validere modellene benyttes et datasett bestående av punktskyer fra flere LNS-prosjekter, inkludert Andfjord Salmon-tunnelene. Dataene er manuelt annotert i TBC for å sikre høy nøyaktighet. Resultatet er en robust modell som kan brukes direkte i produksjon.



Figur 4: Punktsky før klassifisering i Trimble Business Center.

RESULTATER OG ERFARINGER

Ved å ta i bruk KI-basert punktskysegmentering har LNS redusert etterbehandlingstiden fra cirka 30 minutter per skanning til rundt 3-5 minutter. Dette tilsvarer en tidsbesparelse på 80-90 % i kontorarbeid. I tillegg oppnås mer konsistente resultater, uavhengig av hvilken geomatiker som behandler dataene. Dette er avgjørende i prosjekter med strenge krav til toleranse og dokumentasjon.

Den KI-drevne prosessen har også bidratt til et bedre arbeidsmiljø. Geomatikere bruker mindre tid på repeterende oppgaver og mer tid på kvalitetsvurdering og teknisk analyse.

Implementeringen av KI i punktskyanalyse har dermed vært en nøkkelfaktor for effektivisering i LNS sine tunnelprosjekter, blant annet i Andfjord Salmon-tunnelene.

KONKLUSJON

KI-drevet punktskysegmentering muliggjør en mer effektiv og presis kvalitetskontroll i tunnel. Ved å kombinere Trimble SX12, Trimble Business Center og dype læringsmodeller har LNS oppnådd betydelige tidsbesparelser og høyere datakvalitet. Arbeidet viser hvordan kunstig intelligens kan bidra til å modernisere og effektivisere kvalitetskontrollprosesser i tunnelprosjekter.

TAKK

Takk til Trimble for teknisk samarbeid og støtte, samt til kollegaer i LNS for verdifulle bidrag og praktiske erfaringer fra felt.

REFERANSER

*Shanmugavel, V., Smith, R., Torttila, K., & Niemann, D. (2025). Improved quality control and modeling in drill and blast tunneling using point cloud deep learning semantic segmentation. In *Tunnelling into a Sustainable Future – Methods and Technologies* (pp. 437–444). Taylor & Francis.*

Trimble Inc. (2024). Trimble Business Center – Geospatial software for 3D point cloud processing.

Trimble Inc. (2023). Trimble SX12 Scanning Total Station – Product Overview.

FRA DATA TIL DRIFT: HVORDAN DIGITALE PRODUKSJONSDATA KAN EFFEKTIVISERE MASSEFLYTTING

From Data to Production – Using Data to Improve Earthmoving Efficiency

Martin Tunstad, NTNU Institutt for bygg- og miljøteknikk / AF Anlegg

SAMMENDRAG

Masseflytting er blant de mest kostnads- og utslippsdrivende aktivitetene i store anleggsprosjekt. Samtidig er utnyttelsen av digitale produksjonsdata knyttet til aktiviteten fortsatt begrenset. Denne artikkelen viser hvordan entreprenører allerede i dag kan hente ut verdi fra produksjonsdata for å effektivisere masseflytting. Gjennom analyser av fire caseprosjekter hos AF Anlegg identifiseres nøkkeltall som nyttelast, syklustid og maskinutnyttelse og hvordan disse kan måles automatisk. En metode for å avdekke ventetid i masseflytting presenteres, og det vises hvordan slike analyser kan brukes operativt for å redusere både tidsbruk og utslipp.

ABSTRACT

Earthmoving is one of the most cost- and emission-intensive operations in large-scale construction projects. At the same time, the use of digital production data remains limited. This paper presents how construction contractors can extract operational value from their already existing production data to improve efficiency in earthmoving. Through analysis of four case projects within AF Anlegg, key performance indicators such as payload, cycle time, and machine utilization were identified as measurable in real time. A method for detecting idle and unproductive time based on cycle variation is demonstrated, showing how data can be used for daily decision-making, reduced waiting time and lower emissions.

INNLEDNING

Bygg- og anleggsnæringen er blant Norges største og mest samfunnsviktige sektorer, med milliardinvesteringer i enkeltprosjekter og betydelige miljøkonsekvenser. Samtidig har næringen hatt svak produktivitetsutvikling sammenlignet med andre bransjer. Mellom 2000 og 2016 sank arbeidsproduktiviteten i norsk bygg- og anleggsvirksomhet med om lag 10 %, mens privat sektor ellers økte med 30 % (Todsén, 2018; Holmen, 2019). I store infrastrukturprosjekter som flyplasser, tunneler og store veianlegg er masseflytting ofte en av de mest kostnads- og utslippsdrivende aktivitetene. Selv små forbedringer i denne delen av produksjonen kan derfor gi store gevinster både økonomisk og miljømessig.

I store anleggsprosjekter utgjør masseflytting gjerne 20 % eller mer av totalkostnaden (Alshboul et al., 2024). Selv små forsinkelser i produksjonen kan gi store utslag. Noen minutters ventetid per lass kan over et skift tilsvare flere hundre tapte maskintimer. En reduksjon i uproduktiv drift på bare 2-3 % kan derfor gi flere millioner kroner i spart maskintid gjennom levetiden for store anleggsprosjektet. Krantz et al. (2019) peker på at riktig maskinsammensetning og maskinbruk kan redusere utslipp med opptil 7 %, senke driftskostnader med inntil 15 % og samtidig opprettholde eller øke produksjonen.



Figur 1: Anleggsprosjektet Ny Lufthavn Mo i Rana (Foto: Fredrik Tholvsen, 2024).

Digitalisering har de siste årene åpnet for nye muligheter til å forbedre planlegging og styring i bygg- og anleggsprosjekter. Økt bruk av posisjonsdata, sensorer, digitale maskinlogger og andre digitale verktøy har gjort at mange prosjekter i dag besitter store mengder produksjonsdata. Likevel anslås det at kun 1–2 % av denne dataen faktisk blir tatt i bruk senere på en strukturert måte (Chenchu et al., 2025). Forskning peker på et betydelig potensial for bedre dataflyt, standardisering og datadrevet beslutningstaking (Datta et al., 2024). Dette gjelder spesielt i masseflytting, der arbeidsflyt og maskinutnyttelse i stor grad avgjør fremdriften (Shehadeh et al., 2022).

Denne artikkelen er basert på resultater fra masteroppgaven *Databasert optimalisering av masseflytting* ved NTNU, gjennomført i samarbeid med AF Anlegg. Formålet er å vise hvordan entreprenører allerede i dag kan bruke digitale produksjonsdata til å effektivisere masseflytting og redusere unødvendig tidsbruk og utslipp.

Gjennom analyser av reell produksjonsdata undersøkes tre hovedspørsmål:

1. Hvilke nøkkeltall beskriver masseflytting best, og kan de måles automatisk?
2. Hvordan kan ventetid identifiseres ved hjelp av dataanalyse?
3. Hvilke andre bruksområder finnes for produksjonsdata i anleggsprosjekt?

Hensikten med artikkelen er å vise hvordan entreprenører kan bruke eksisterende produksjonsdata til å redusere ventetid, forbedre flyt og øke effektiviteten i masseflytting. Av hensyn til konfidensialitet er informasjon som knytter data til spesifikke prosjekter, maskiner eller massetyper utelatt. Målet er å illustrere potensialet i bruken av digitale produksjonsdata uten å fremlegge prosjektspesifikke tall.

Denne artikkelen er særlig relevant for prosjektorganisasjoner som ønsker å utnytte sine egne produksjonsdata bedre og som søker forbedringspotensial i hverdagsdriften.

METODE

Artikkelen bygger på en case-basert tilnærming med fire anleggsprosjekter fra AF Anleggs prosjektportefølje. Prosjektene representerer ulike typer anlegg, ulike behov for masseflytting og ulik grad av digital modenhet. Case-prosjektene danner dermed et bredt grunnlag for å undersøke hvordan digitale produksjonsdata kan bidra til mer effektiv masseflytting i praksis.

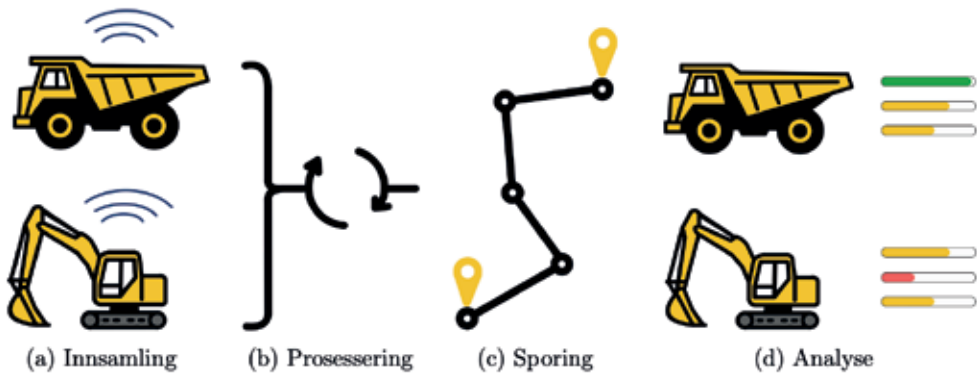
Et sentralt utgangspunkt for studien er AF Anleggs satsing på digitalisering og innovasjon. Flere av prosjektene har tatt i bruk Ditio, et system som registrerer posisjon, hastighet og bevegelsesmønstre for dumpere og gravemaskiner. Dette er kombinert med maskinlogger fra leverandører som Volvo og Caterpillar, som gir informasjon om blant annet driftstimer, tomgang og drivstofforbruk. Samlet gir disse kildene et helhetlig bilde av produksjonen, fra hver enkelt syklus til den daglige driften.



Figur 2: Førerhuset i en Volvo A45 der Ditio-systemet er installert på nettbrett.

I tillegg til de digitale datakildene ble det gjennomført feltarbeid og semistrukturerte intervjuer med både fagarbeidere og funksjonærer. Dette ga innsikt i hvordan data faktisk brukes i produksjonen, samt hvilke forhold som påvirker flyt, ventetid og hvilket beslutningsgrunnlag de har ute på anleggene.

Rådata fra Ditio og maskinleverandører ble strukturert, filtrert og analysert for å identifisere mønstre i syklustid, ventetid og maskinutnyttelse. *Figur 3* viser den overordnede arbeidsflyten i behandling av produksjonsdata (Chen et al., 2022). En mer detaljert beskrivelse av metoden ligger i underliggende masteroppgave.



Figur 3: Arbeidsflyt for behandling av digital produksjonsdata knyttet til masseflytting.

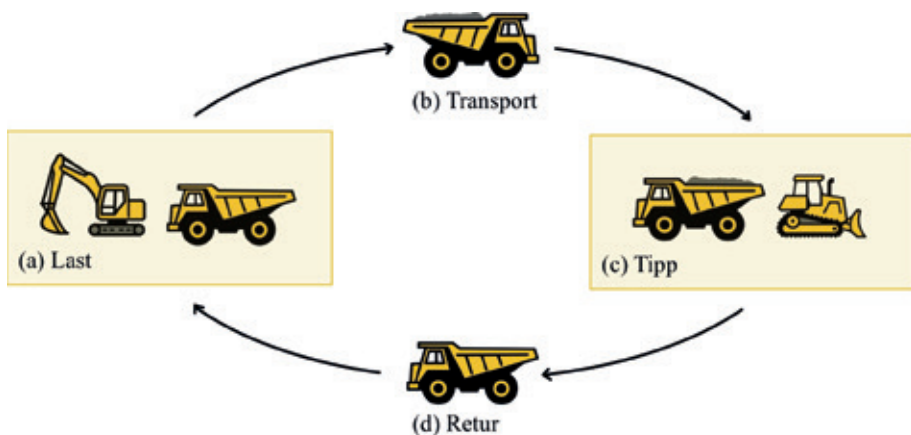
Metoden kombinerer kvantitative analyser og kvalitative observasjoner for å gi et realistisk bilde av hvordan data kan brukes som beslutningsstøtte i masseflytting. Tilnærmingen gjør det mulig å vurdere både de tekniske mulighetene i datagrunnlaget og de organisatoriske forutsetningene for å ta i bruk produksjonsdata i daglig drift.

RESULTATER OG DISKUSJON

Analysene av produksjonsdata fra de fire caseprosjektene viser at nøkkeltall som syklustid, nyttelast og maskinutnyttelse kan måles automatisk. Samtidig varierer både datakvalitet og nytteverdi mellom prosjektene. Dette skyldes i hovedsak tekniske forhold som manglende GPS-sporing og ufullstendige maskinlogger, samt organisatoriske faktorer som forskjeller i behov og målsetning.

Automatiske nøkkeltall for masseflytting

Masseflytting kan beskrives som en syklisk prosess bestående av fire hovedfaser: lasting, transport, tipping og retur. Hver maskin følger dermed et repeterende mønster som danner grunnlaget for kvantifisering av produksjonen.



Figur 4: De fire fasene i masseflytting (a) Last, (b) Transport, (c) Tipp og (d) Retur.

Ved å bruke digitale datakilder som GPS og maskinlogger kan disse syklusene identifiseres og måles automatisk. Dette muliggjør beregning av nøkkeltall som maskinkapasitet, produktivitet og utnyttelsesgrad.

$$\text{Maskinkapasitet} = \frac{\text{Nyttelastkapasitet} \times \text{Fyllingsgrad}}{\text{Netto syklustid}}$$

$$\text{Produktivitet} = \frac{\text{Målt nyttelast}}{\text{Brutto syklustid}}$$

$$\text{Utnyttelsesgrad} = \frac{\text{Produktivitet}}{\text{Maskinkapasitet}}$$

Netto syklustid omfatter de delene av syklusen der maskinen er i verdiskapende drift, mens brutto syklustid også inkluderer perioder med venting. Det er som regel gunstig å kjøre lass/sykluser nært nyttelastkapasitet på dumperen, som betyr at det gjerne blir netto- og brutto syklustid som får størst påvirkning på utnyttelsesgraden av en maskin.

$$T_{\text{Netto}} = T_{\text{Last}} + T_{\text{Transport}} + T_{\text{Tipp}} + T_{\text{Retur}}$$

$$T_{\text{Brutto}} = T_{\text{Netto}} + T_{\text{Ventetid}}$$

Systemer som Ditio eller maskinleverandørers egen programvare kan brukes for å registrere tidspunkt og sted for lasting og tipping automatisk. Dette muliggjør beregning av brutto syklustid for hver maskin for hvert lass. Dersom last- og tipp-tidspunkt må registreres manuelt øker dette sjansen for feil i dataen.

Kontinuerlig GPS sporing, slik som i Ditio, gjør det mulig å overvåke produksjon i sanntid. Dette kan brukes til å identifisere flaskehalser og produksjonsstopp. Over tid kan datagrunnlaget fra GPS sporing også brukes til å evaluere tiltak som endret rutevalg, bemanning eller maskinsammensetning. Digitale målinger gir et objektivt grunnlag for kontinuerlig forbedring av flyt og ressursutnyttelse i masseflytting.

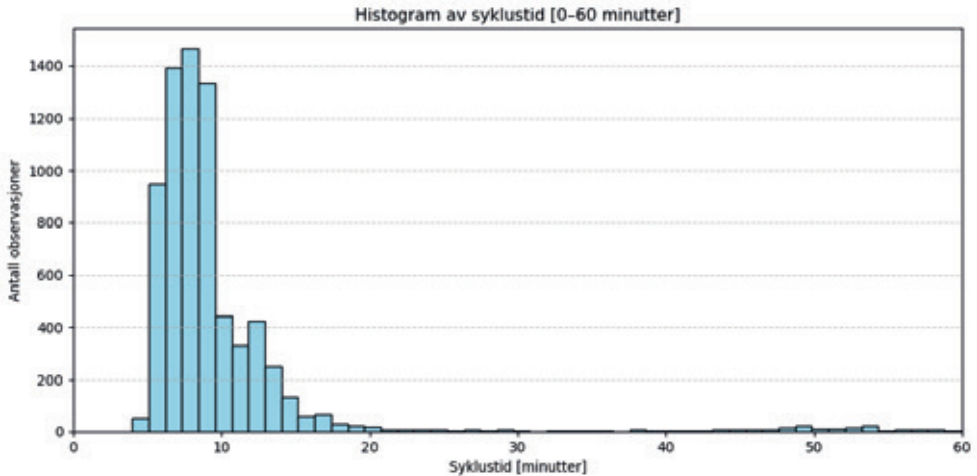
En av de største barrierene ute på caseprosjektene er variasjon i datakvalitet. Ufullstendige maskinlogger, menneskelige feil ved manuell logging og ulik struktur på data fra maskinleverandører er noen eksempler. Datakvaliteten bestemmer i stor grad hvor presist nøkkeltall kan beregnes og hvor pålitelig analysene blir. For å realisere potensialet i digital masseflytting må entreprenører sikre konsistente og validerte systemer for datainnsamling og databehandling. Systemene må også være anvendelige og enkelt kunne brukes på tvers av flere ulike prosjekter.

Identifisering av ventetid

Ventetid er en av de mer krevende faktorene å avdekke i tilgjengelig produksjonsdata fra caseprosjektene. Samtidig, har denne parameteren stor betydning for både produktivitet, kostnader og utslipp. I praksis oppstår ventetid når maskiner står i kø, venter på lasting eller venter på å få tippe masser. Selv korte forsinkelser per syklus kan over tid gi store utslag på prosjektets fremdrift og ressursbruk.

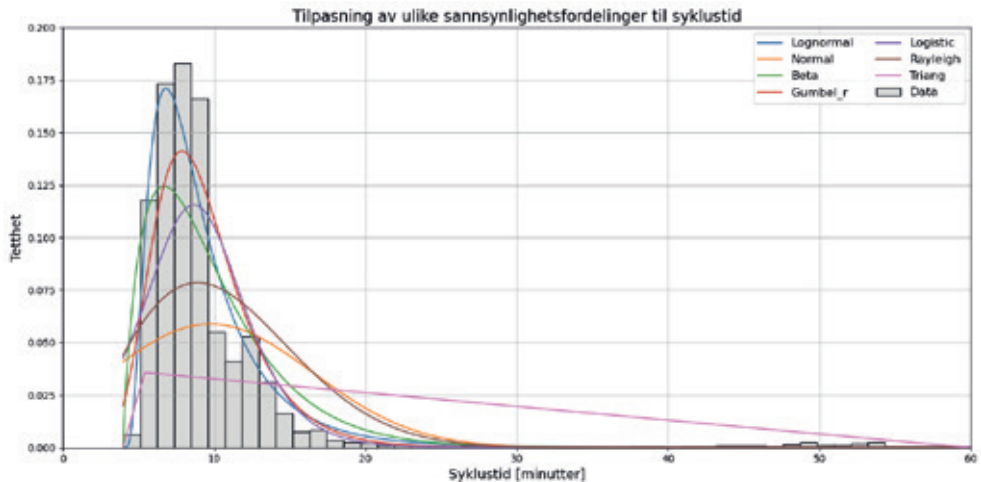
På caseprosjektene gir eksisterende digitale produksjonsdata mulighet for å identifisere tapstider som venting og kø. Datagrunnlaget gir også mulighet for å kvantifisere og visualisere ventetid, slik at tiltak kan rettes der de har størst effekt.

Et naturlig første steg for å identifisere ventetid er å lage et histogram over syklustider for å kunne sammenligne lass med like forutsetninger. Eksempelet vist i *Figur 5* gir et bilde på hvor mye variasjon som finnes mellom en typisk og en unormalt lang syklus.



Figur 5: Histogram over syklustid for lass med felles maskin, masse, last og tipp.

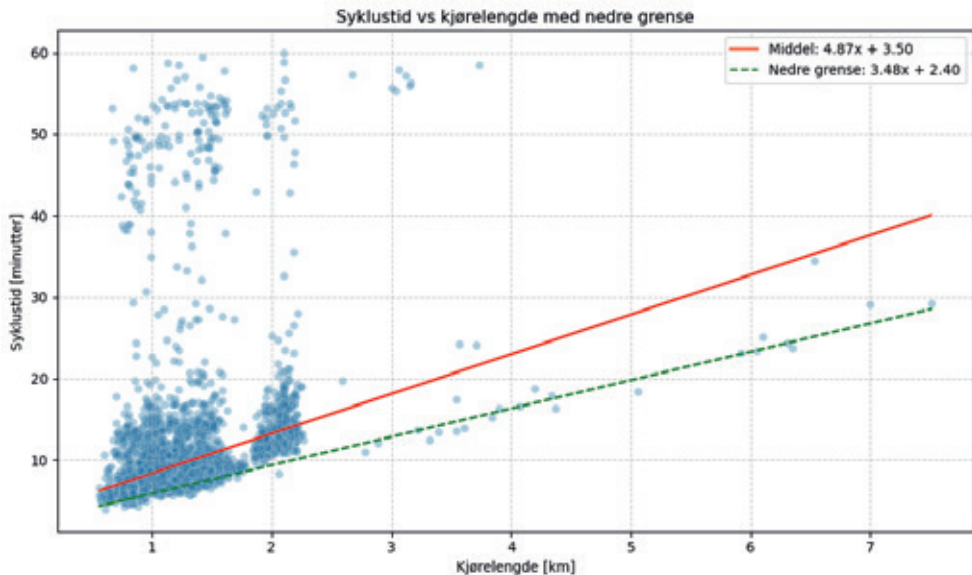
For å kvantifisere denne variasjonen kan syklustidene modelleres som en statistisk fordeling. *Figur 6* viser numerisk tilpassing av 7 ulike statistiske fordelinger. Syklustid kan i dette datagrunnlaget best beskrives som en lognormal fordeling.



Figur 6: Ulike statistiske fordelinger numerisk tilpasset syklustid.

Forventningsverdien ligger tett opp mot netto syklustid som tilsier at det ikke er mye venting i en typisk syklus i dette datasettet. Fordelingen karakteriseres også av en høyrevendt hale som fanger opp variasjonen som finnes mot lengre syklustider. Ved nærmere analyse av et tilfeldig utvalg av lass med lengre syklustid kommer det frem at de ofte er et resultat av venting i lastesonen eller uforutsette stopp.

Analysen av ventetid kan videreutvikles ved å hensynta faktorer som direkte påvirker syklustiden. Den største delaktiviteten i syklusene er transportetappene - kjøring med last og retur uten last. Kjørelengde er en avgjørende parameter, med økt syklustid for lengre transportavstander. Dette kommer også frem i *Figur 7*. Samtidig viser figuren en betydelig spredning i sykluser med lik kjørelengde. Denne variasjonen peker på ventetid eller andre ineffektiviteter i samhandlingen mellom maskinene i lastesettet.



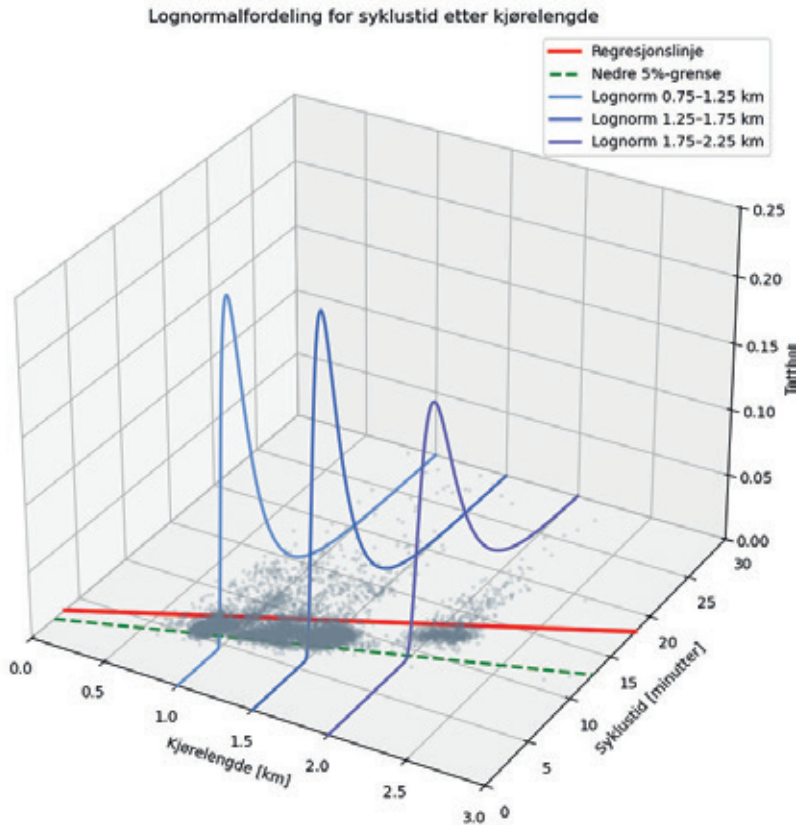
Figur 7: Sammenheng mellom syklustid og kjørelengde. Variasjon tolkes som ventetid.

Hvert punkt i *Figur 7* representerer et lass. Den røde linjen er tegnet ved lineær regresjon for datapunktene og fungerer som en enkel lineær modell for syklustid som funksjon av kjørelengde. Slike modeller kan brukes til å utarbeide fremdriftsprognoser for pågående masseflytting eller som støtte i kalkulasjon av nye prosjekter.

Den nedre grensen, markert som grønn stiplet linje i *Figur 7*, er beregnet ved kvantilregresjon ($\tau = 0,05$) og bygger på de 5 % beste syklusene for ulike kjørelengder. Linjen kan tolkes som et estimat på netto syklustid som funksjon av kjøreavstand. Ved å sammenligne faktisk produksjon mot denne referanselinjen får man et enkelt og visuelt mål på hvor nær produksjonen ligger teoretisk optimal drift med hensyn til tid.

For videre arbeid kan modellen videreutvikles ved å betrakte flere parametere, som kjørehastighet, helning, anleggsveiens-, maskinens- og massens kvaliteter. Å lage utfyllende lasslister som kombinerer flere relevante variabler, åpner for bruk av regresjonsalgoritmer og andre typer maskinlæring. Maskinlæringsmodeller kan for eksempel trenes til å forutsi syklustid og ventetid under ulike driftsforhold. Dette vil gi entreprenører et mer dynamisk beslutningsgrunnlag for planlegging og optimalisering av produksjon.

Ved å kombinere modellene i *Figur 6* og *7*, øker bruksområdet videre. Kombinasjonen gjør det mulig å statistisk analysere om en gitt syklustid er normal for sin kjørelengde. Dette kan igjen brukes til å flagge forflytninger som er statiske outliers for nærmere analyse eller oppfølging.



Figur 8: Lognormalfordelinger numerisk tilpasset målt syklustid innenfor tre ulike kjørelengdeintervall.

Tabell 1: Resultater fra numerisk tilpasning av lognormalfordelinger i Figur 8.

Intervall [km]	Median [min]	Forventningsverdi (E[T]) [min]	Varians (VAR[T])	Standardavvik (STD[T]) [min]
0,75 – 1,25	7,17	7,97	8,71	2,95
1,25 – 1,75	8,86	9,52	6,78	2,60
1,75 – 2,25	13,01	13,79	11,08	3,33

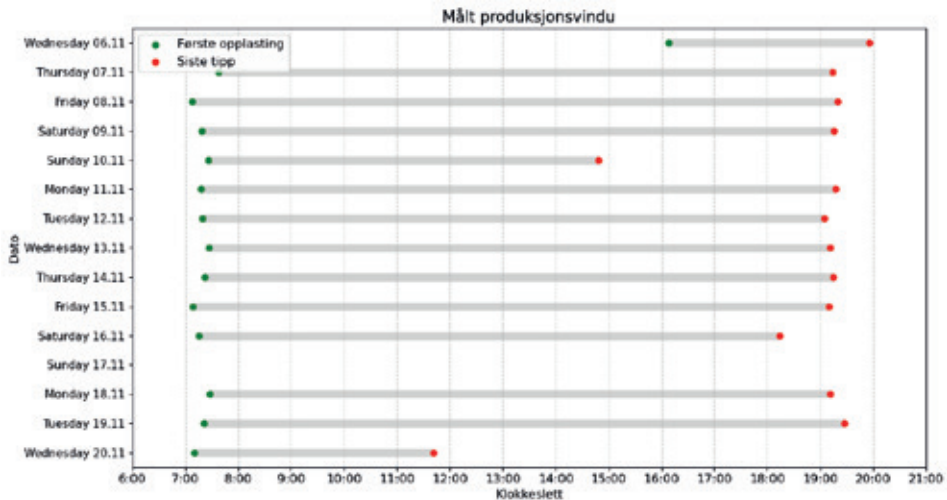
Oppsummert viser analysen at ventetid kan måles og følges opp direkte fra tilgjengelig produksjonsdata. Det gir entreprenører et konkret verktøy for å forbedre flyt, ressursbruk og lønnsomhet i masseflytting uten å måtte innføre nye systemer, men ved å utnytte dataen som allerede finnes.

Operativ bruk av data

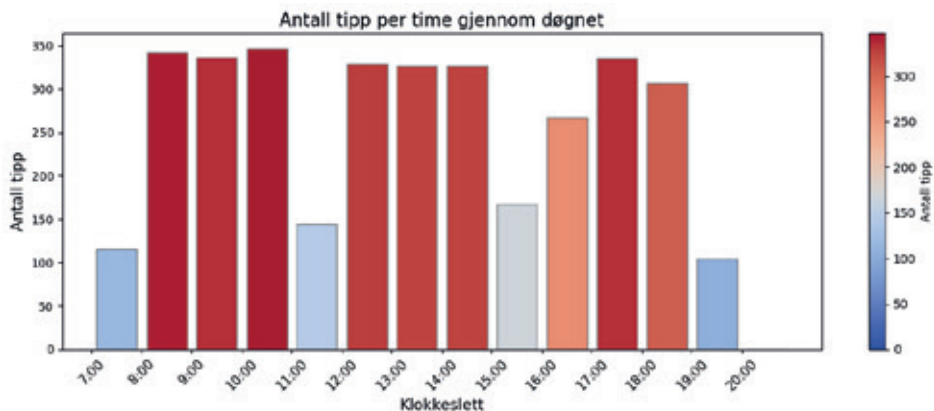
For å skape reell verdi må produksjonsdata ikke bare analyseres, men også brukes aktivt i den daglige driften. Analysene i masteroppgaven viser at data fra systemer som Ditio kan gi et solid grunnlag for beslutningsstøtte, kontinuerlig forbedring og som dokumentasjon. Datagrunnlaget som ble brukt i oppgaven åpner for flere praktiske bruksområder som samlet kan styrke både økonomi, forutsigbarhet og bærekraft i anleggsprosjekter. Videre følger en håndfull eksempler.

- Oppfølging av produksjon og skift

Produksjonsdata kan visualiseres per arbeidsskift for å gi funksjonærer og fagarbeidere en felles situasjonsforståelse. Som vist i *Figur 9* og *10* kan tidspunkt for første last og siste tipp, samt antall lass per time, brukes til å måle reell driftstid og driftstakt. Slike enkle visualiseringer kan fungere som felles referansepunkt. Dette resulterer i tydeligere tilbakemeldinger på produksjonen og enklere kommunikasjon.



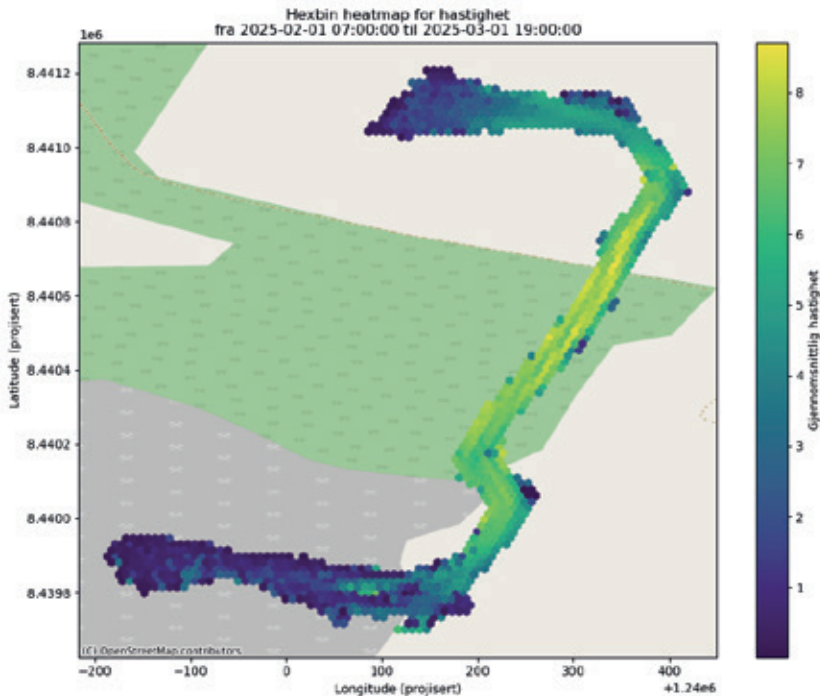
Figur 9: Første last og siste tipp for et arbeidsskift.



Figur 10: Sum av antall lass kjørt innenfor hver klokke time for et arbeidsskift.

- Flytanalyse og flaskehalser

Ved å kombinere posisjons-, hastighets- og tidsdata kan entreprenøren kartlegge hvordan massene beveger seg gjennom anlegget og hvor maskinene bruker mest tid. Dette er noe gode maskinførere, arbeids- og driftsledere får en følelse av så fort de setter foten ute på anlegget. Samtidig, kan varmekart, som eksempelet i *Figur 11*, gi et intuitivt bilde av arbeidsflyten og raskt peke ut flaskehalser, for eksempel kø ved svinger eller smale veistrekninger. Slike visualiseringer kan bidra til bedre trafikkflyt og redusert ventetid.

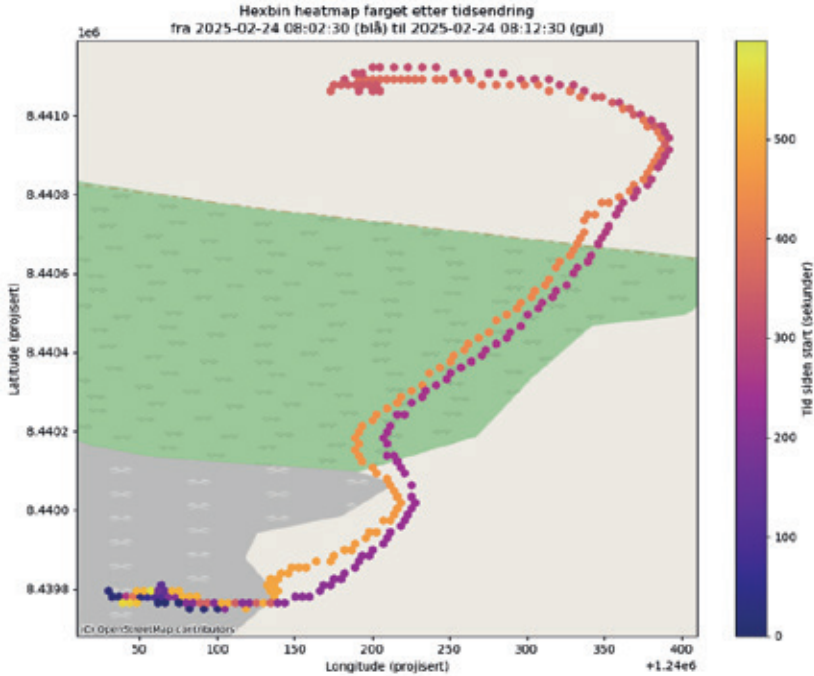


Figur 11: Gjennomsnittlig hastighet for en dumper ved ulike posisjoner på anlegget.

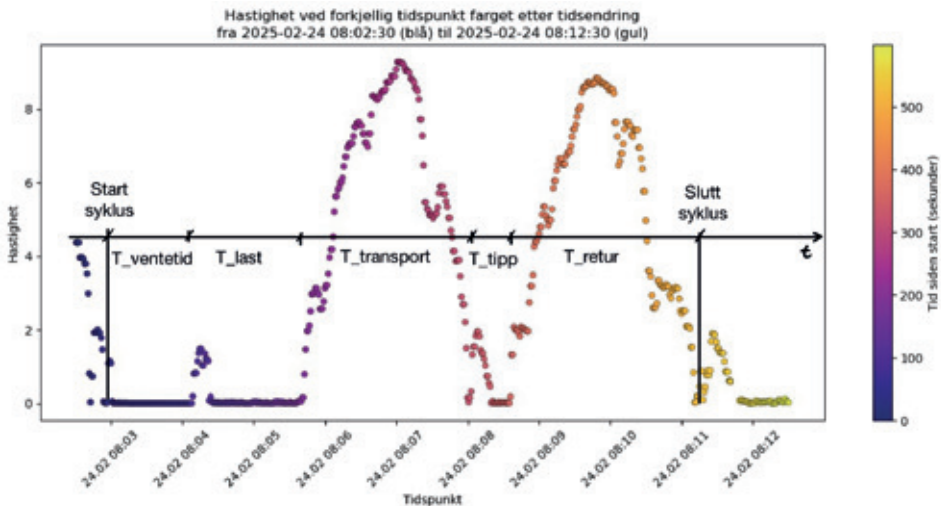
- Analyse av enkeltaktiviteter

Som vist i tidligere avsnitt *Identifisering av ventetid* er det en håndfull lass som skiller seg ut med høy syklustid. Dersom man ønsker å analysere lass på detaljnivå kan man med GPS baserte systemer som Ditio følge den enkelte dumperen gjennom en hel syklus. Dette gjør det mulig å forstå hva som faktisk har skjedd.

Figur 12 og *13* viser en typisk syklus ned på detalj-nivå. Høy samplingsfrekvens på logging av posisjon gir entreprenøren et konkret verktøy for å identifisere årsaker til tapt tid, enten det skyldes maskinkoordinering, plassering av tipp eller uheldige rutiner. Med høy oppløsning i datagrunnlaget kan dessuten tiltak testes og effekten av tiltaket måles umiddelbart.



Figur 12: Dumperposisjon for en eksempelsyklus tidsmarkert.



Figur 13: Hastighetsendring for eksempelsyklus med felles tidsmarkering med figur 12.

- Beslutningsstøtte og forbedringsarbeid

Når data presenteres visuelt og forståelig, kan den brukes direkte i beslutninger. Skift- og maskinrapporter kan bidra til bedre dimensjonering av maskinparken, planlegging av vedlikehold og identifisering av uproduktiv drift. I større prosjekter kan kontinuerlig overvåking av produksjonen danne grunnlag for LEAN-inspirert forbedringsarbeid.

Samlet sett viser analysen i masteroppgaven at produksjonsdata kan brukes operativt på flere nivåer fra taktisk planlegging til daglig forbedringsarbeid. Entreprenører som lykkes med å omsette data til beslutninger kan oppnå betydelige gevinster i form av lavere driftskostnader, bedre ressursutnyttelse og økt forutsigbarhet i produksjonen.

Oppsummering av bruksområder

Funn i underliggende masteroppgave viser at digitale produksjonsdata kan skape verdi på flere nivåer i et anleggsprosjekt, fra strategiske avgjørelser hos prosjektlederen til daglig drift hos maskinføreren. Figurene og eksemplene i denne artikkelen illustrerer hvordan samme datagrunnlag kan brukes til flere ulike formål. Videre følger en oversikt over andre identifiserte bruksområder, fordelt på hvem som tar beslutningen og hvilket tidsperspektiv man ser på.

Tabell 2: Identifiserte bruksområder for tilgjengelig produksjonsdata.

Bruksområder
Strategisk
• Gi innsyn i produksjonskapasitet • Dokumentasjon • Klimaregnskap
Taktisk
• Dashbord med nøkkeltall • Skiftrapporter • Produktivitetsanalyser • Lage fremdriftsprognoser • Sammenligne maskinutnyttelse • Kalkulasjon av nye prosjekt • Simulere ulike lastesett • Dimensjonere maskinparken
Operativt
• Måle syklustid og ventetid • Spore anleggsmaskiner i sanntid • Kontinuerlig forbedring • Dagsrapporter • Identifisere årsaker til ventetid • Visualisere arbeidsflyt

Digitale produksjonsdata fra anleggsmaskiner gir et presist bilde av hvordan masseflytting faktisk foregår. Gjennom nøkkeltall som syklustid, nyttelast og utnyttelsesgrad kan entreprenører følge produksjonen kontinuerlig og identifisere forbedringsmuligheter. Samtidig viser analysene at variasjon og ventetid utgjør en betydelig del av syklusen, og at dette kan måles med enkle statistiske metoder.

Ved å kombinere maskinlogger og posisjonsdata er det mulig å gå fra observasjon til handling. Kombinasjonen gjør det mulig å se hvor ventetid oppstår, forstå årsakene og sette inn målrettede tiltak. Dette gjør dataen operativ og muliggjør bedre planlegging av skift, styring av maskinparken og kontinuerlig forbedringsarbeid.

KONKLUSJON

Digitale produksjonsdata representerer et uutnyttet potensial for besparelser og mer optimalisert drift i norsk anleggsvirksomhet. Artikkelen viser at nøkkeltall som syklustid, ventetid og utnyttelsesgrad kan hentes direkte fra tilgjengelige datakilder, og gi entreprenører et langt mer presist bilde av produksjonen. Med eksisterende systemer kan dagens datagrunnlag brukes til å forstå hvordan maskinene samspiller, hvor flaskehalsene ligger og hvilke tiltak som gir størst effekt.

Ved å kombinere maskinlogger, posisjonsdata og enkle statistiske modeller kan ventetid identifiseres og kvantifiseres. Dette gir et konkret grunnlag for forbedringstiltak som bedre koordinering mellom maskiner, optimalisering av ruter og justering av skiftopplegg. Resultatet er jevnere flyt og mer lønnsom produksjon.

Operativt bruk av data krever imidlertid at informasjonen formidles riktig. Visualiseringer som dags- og skiftrapporter, varmekart og nøkkeltallsdashbord gjør det mulig å dele innsikt med både maskinførere og ledelse på en måte som gir verdi i hverdagen. Når data blir en naturlig del av den daglige styringen, kan dette også styrke kulturen for kontinuerlig forbedring.

For entreprenører som ønsker å øke lønnsomheten og redusere utslipp, ligger det urealiserte gevinster i produksjonsdataen deres. Det er ikke nødvendigvis behov for mer datainnsamling, men et sterkt behov for utvidet anvendelse av dataen de allerede har. Erfaringene fra denne studien viser at små grep i struktur og oppfølging kan gi store effekter på flyt, økonomi og bærekraft – og at digital produksjonsdata derfor bør ses som et operativt verktøy, ikke et IT-prosjekt.

VIDERE ARBEID

Denne studien trekker frem potensialet i digital produksjonsdata, ikke i å samle inn mer, men i å øke bruken av det som allerede finnes. Etter hvert som bruken av produksjonsdata blir mer integrert i den daglige driften, vil både standardisering og datakvalitet øke, noe som igjen åpner for nye muligheter. Et naturlig neste steg når både mengden og kvaliteten er på plass er å ta i bruk kunstig intelligens.

Ved hjelp av KI-verktøy som maskinlæring kan aktiviteter i masseflytting klassifiseres automatisk, ventetid forutses og maskinparken optimaliseres, både før og etter byggestart. Når datagrunnlaget forbedres, åpnes det for sanntidsjustering av lastesett og tilpasning eller styring av produksjonen basert på optimaliseringsalgoritmer.

Allerede i dag utvikles det førerassisterte systemer som gir maskinføreren anbefalinger om optimal hastighet, kjørerute og ledige tipp- eller lastelokasjoner. Neste generasjon anleggsmaskiner kombinerer slike funksjoner med fjernstyring, og etter hvert autonom styring basert på verktøy som GPS og datasyn (computer vision).

Et annet lovende område er prosjektoverskridende analyser. Når produksjonsdata knyttet til masseflytting standardiseres på tvers av prosjekter, blir det mulig å etablere referanseverdier for produktivitet, energibruk og utslipp. Dette gir entreprenørene et faktabasert grunnlag for læring og benchmarking mellom prosjekter. I forlengelsen vil dette resultere i en mer effektiv og bærekraftig anleggsbransje.

Utviklingen peker mot en fremtid der produksjonsdata ikke bare dokumenterer det som har skjedd, men aktivt styrer hvordan produksjonen burde skje. For entreprenører som lykkes med å ta dette steget, ligger det et betydelig potensial for både økonomiske og miljømessige gevinster, samtidig som de får muligheten til å forme neste generasjon datadrevne anleggsprosjekter.

ANERKJENNELSE

Takk til AF Anlegg for godt samarbeid med oppgaven og takk til veileder Amund Bruland ved NTNU for faglig støtte.

REFERANSER

Alshboul, O., Shehadeh, A., Tatari, O., Almasabha, G., & Saleh, E. (2024). Multiobjective and multivariable optimization for earthmoving equipment. *Journal of Facilities Management*, 22(1), 21–48.

Chen, C., Zhu, Z., & Hammad, A. (2022). Critical Review and Road Map of Automated Methods for Earthmoving Equipment Productivity Monitoring. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 36(3).

Chenchu, M. K., Ruikar, K., & Jha, K. N. (2025). Structural equation modeling of data usage factors in the construction sector: A comprehensive validation of micro level data usage factors. *Journal of Industrial Information Integration*, 45, 100828. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jii.2025.100828>

Datta, S. D., Islam, M., Rahman Sobuz, M. H., Ahmed, S., & Kar, M. (2024). Artificial intelligence and machine learning applications in the project lifecycle of the construction industry: A comprehensive review. *Heliyon*, 10(5), e26888. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2024.e26888>

Holmen, R. B. (2019) Bygg- og anleggsnæringens svake produktivitetsutvikling i offentlig statistikk: Betydningen av målefeil. Concept, NTNU.

Krantz, J., Feng, K., Larsson, J., & Olofsson, T. (2019). "Eco-Hauling" principles to reduce carbon emissions and the costs of earthmoving-A case study. *Journal of Cleaner Production*, 208, 479–489.

Shehadeh, A., Alshboul, O., Tatari, O., Alzubaidi, M. A., & Hamed El-Sayed Salama, A. (2022). Selection of heavy machinery for earthwork activities: A multi-objective optimization approach using a genetic algorithm. *Alexandria Engineering Journal*, 61(10), 7555–7569. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2022.01.010>

Todsen, S. (2018). Produktivitetsfall i bygg og anlegg [Hentet ved: <https://www.ssb.no/bygg-bolig-og-eiendom/artikler-ogpublikasjoner/produktivitsfall-i-bygg-og-anlegg>]

Tunstad, M (2025). Databasert optimalisering av masseflytting. NTNU Instiutt for bygg-og miljøteknikk.

INTELLIGENT SIKRING AV BERGSKJÆRINGER MED KI OG 3D-DATA

Intelligent support of rock cuts with AI and 3D data

Jessica Ka Yi Chiu, NGI

SAMMENDRAG

Bruk av 3D-modellering har de siste årene blitt vanlig i norske anleggsprosjekter. Kombinasjonen av 3D-data og kunstig intelligens (KI) gir nye muligheter for digital og effektiv prosjektering av bergsikring. Denne artikkelen presenterer en metode for å identifisere nøkkelblokker i bergskjæringer ved hjelp av 3D-modellering og optimalisere boltedesign ved bruk av KI. Metoden er demonstrert på E18 Larvik, hvor KI-baserte multi-objektive algoritmer ble brukt for å finne løsninger som balanserer stabilitet, materialforbruk og installasjonstid. Resultatene viser at optimalisering basert på nøkkelblokkanalyse gir mer målrettet sikring og kan redusere gjennomsnittlig forankringslengde med opptil 16 % sammenlignet med tradisjonell systematisk bolting, samtidig som stabiliteten opprettholdes eller forbedres. Den KI-assisterte tilnærmingen reduserer også beregningstiden med over 90 % sammenlignet med deterministiske (ikke KI-baserte) metoder.

ABSTRACT

The use of 3D modelling is becoming increasingly common in Norwegian construction projects. Combining 3D data and artificial intelligence (AI) opens new opportunities for efficient, data-driven rock support design. This paper presents a method for identifying key blocks in rock slopes using 3D modelling and optimising bolt design using AI. The method is demonstrated at the E18 Larvik rock cut, where AI-based multi-objective optimisation algorithms were used to find optimal solutions that balance safety, material use, and installation time. Results show that optimisation based on key block analysis enables more targeted reinforcement and can reduce the average anchoring length by up to 16% compared with traditional systematic bolting, while maintaining or improving stability. The AI-assisted approach also reduces computation time by over 90% compared to deterministic (non-AI-based) methods.

INNLEDNING

I norske anleggsprosjekter gjennomføres nå høyoppløselige drone- og laserskanninger rutinemessig for å dokumentere bergskjæringer og prosjektere sikring. For ingeniørgeologer betyr dette bedre oversikt og mer tid til vurderinger før anvisning av bergsikring ute på anlegget. Samtidig gir de digitale dataene et grunnlag for automatiserte beregninger og optimalisering. Denne artikkelen viser hvordan 3D-modeller og kunstig intelligens (KI) kan brukes sammen for å forbedre prosjektering av bergsikring gjennom identifisering av nøkkelblokker og optimalisering av bolteløsninger.

Arbeidet bygger på et PhD-prosjekt gjennomført ved NGI og NTNU, som bruker bergskjæringen langs E18 ved Larvik som eksempel. Mer detaljerte resultater er publisert i *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* (Chiu et al., 2025). Grasshopper-skriptene beskrevet i denne artikkelen er gjort tilgjengelig via

GitHub:
[institute/slope_rockbolt_optimisation/](https://github.com/norwegian-geotechnical-institute/slope_rockbolt_optimisation/)

[https://github.com/norwegian-geotechnical-](https://github.com/norwegian-geotechnical-institute/slope_rockbolt_optimisation/)

3D-modellering i bergskjæringer

Digital dokumentasjon av bergskjæringer ved hjelp av fotogrammetri og laserskanning gir et nøyaktig geometrisk grunnlag for stabilitetsvurdering. Som vist i Chiu (2021) kan 3D-modeller brukes direkte i beregning av glideflater og blokkvolumer, og danner et digitalt grunnlag for videre analyser.

Statens vegvesens veiledning N-V225 (kapittel 3.7) anbefaler bruk av 3D-modeller for bedre forståelse av bergskjæringers geometri og sprekker. Slike modeller kan bygges fra LiDAR-skann eller dronebilder, og brukes til å vurdere stabilitet, beregne volum og kontrollere bolteforankring (Zakariassen, 2025).

Parametrisk prosjektering

Parametrisk modellering gjør det mulig å visualisere og tilpasse sikringsløsninger direkte i 3D-modellen. Ved hjelp av verktøy som Rhino3D og Grasshopper kan prosjekterende effektivt justere boltelengder, plassering og orientering etter blokkgeometrien (Roset, 2020). Erfaringene fra Høviktunnelen på E18 Vestkorridoren viser hvordan parametrisk modellering kan brukes aktivt for injeksjon og sikring, der Grasshopper-skript ble brukt til å utvikle og tilpasse modeller i sanntid og muliggjorde raske endringer uten manuell omtegning (Johansen & Dehli, 2023).

Kunstig intelligens i bergsikring

KI for optimalisering har hittil vært mest brukt i tunneler, blant annet for å optimalisere bolting og sprøytebetong (f.eks. Li et al., 2021) og injeksjon (f.eks. Hansen, 2020). Som vist i Hansen (2020) kan KI brukes til å optimalisere injeksjonshull for best mulig treff av sprekker, et prinsipp som også kan anvendes for optimalisering av boltegeometri. Hansen presenterte kun ett mål for optimalisering. Denne artikkelen demonstrerer hvordan KI kan brukes med flere mål, som inkluderer sikkerhet, materialbruk og installasjonstid, med bergskjæringen langs E18 og «Larvikraset» i 2019 (Nilsen et al., 2020) som eksempel. Eksempelet viser et stort potensial for bruk av KI i bergskjæringer, særlig der det kreves systematisk bolting av høye skjæringer langs veg, jernbane og i gruveprosjekter.

Problemstilling

I mange prosjekter boltes hele bergskjæringen systematisk. Dette kan gi unødvendig materialbruk og kostnad. To hovedspørsmål ble derfor stilt:

1. Holder det å sikre nøkkelblokker for å oppnå tilstrekkelig stabilitet, eller må hele skjæringen boltes?
2. Hva er den optimale bolteløsningen for å oppnå ønsket sikkerhet med minst mulig materialbruk og installasjonstid?

METODE

Metoden som er utviklet bygger på en kombinasjon av digital 3D-modellering, ingeniørgeologisk stabilitetsanalyse og KI-basert optimalisering. Arbeidsflyten består av to trinn som sammen utgjør en helhetlig prosess for prosjektering av bergbolting.

Proessen starter med innsamling av punktdata fra drone- eller laserskanning, etterfulgt av digital kartlegging av sprekker og blokkgeometri. Resultatet er en 3D-modell som deles inn i blokker basert på identifiserte sprekkeplan. Deretter følger to trinn: (1) bestemmelse av nøkkelblokker og nøkkelblokkgrupper, og (2) optimalisering av bolteløsninger.

Trinn 1: Bestemmelse av nøkkelblokker og nøkkelblokkgrupper

Nøkkelblokker (de mest kritiske for stabiliteten) identifiseres med en utvidet versjon av Goodman & Shi (1985) sin key-block-teori (Fu & Ma, 2014), kombinert med beregning av sikkerhetsfaktor (FS) og kraftoverføring. Kraftoverføring defineres som summen av krefter som overføres mellom naboblokker via felles kontaktflater når en blokk beveger seg. Beregningene utføres etter likevektsprinsippet og tar hensyn til friksjonsvinkel, blokkgeometri, egenvekt, og vanntrykk i sprekker (Rocscience Inc., 2023). Det unike for den utviklede metoden er at blokk-til-blokk-interaksjon (kraftoverføring) er inkludert iterativt for å fange progressive bruddforløp i bergskjæring med lite til middels oppsprekking.

Trinn 2: KI-basert optimalisering av bolteløsning

Etter at nøkkelblokkene er identifisert, optimaliseres bergbolting ved hjelp av en multi-objektiv algoritme. Optimaliseringen utføres i Grasshopper, et visuelt programmeringsverktøy koblet til Rhino3D, med modulen *Tunny* versjon 0.12.0 (Natsume, 2024). Algoritmene som brukes inkluderer både deterministiske (ikke KI-basert) og KI-baserte metoder. Målet med optimaliseringen er å finne en balanse mellom tre hovedmål (Tabell 1):

Tabell 1 Mål for multi-objektiv optimalisering av boltedesign

Formål	Enhet	Retning
Sikkerhetsfaktor (FS)	–	Maksimer, $FS \geq 1,2$
Total stålvekt	kg	Minimer
Installeringstid	timer	Minimer

Beregningen av FS følger prinsippene og formlene til Li & Høien (2023), der bolters bidrag til stabilitet, selv ved bruk av aktive bolter med forspenning, inngår som resisterende krefter i likevektsanalysen.

Stålvekten for hver løsning beregnes ut fra boltelengde og valgt boltetype, basert på tekniske spesifikasjoner fra leverandørdata.

Installasjonstid beregnes etter formelen i Chiu et al. (2025) med antatt oppsett tid 2 min/hull, borehastighet 0,5 min/m og en ekstra faktor som hensyntar gysing (f.eks.

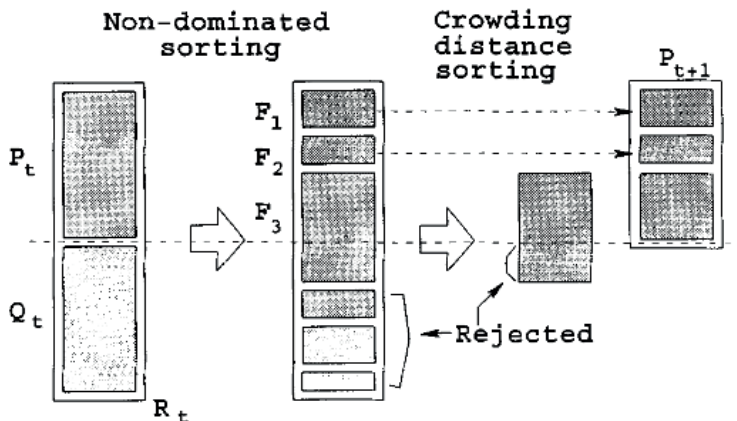
kabelbolt = $1,2 \times$ kamstålbolt), slik at relative forskjeller mellom boltetyper fanges konsistent.

Optimaliseringen har fire variabler (Tabell 2): bolteorientering (fall og retning), antall bolter av gitt lengde, og flytelast for boltetypen. Boltene modelleres direkte på 3D-overflaten av skjæringen, slik at løsningen er realistisk og kan importeres i BIM-modeller. KI-algoritmen evaluerer hundrevis av mulige kombinasjoner, der hvert forsøk gir et sett med resultater.

Tabell 2 Variabler for multi-objektiv optimalisering av boltedesign

Variabel	Enhet	Optimaliseringsområde
Boltefall	°	$\pm 20^\circ$ fra normalretning på skjæringsflate
Boltretning	°	$\pm 20^\circ$ fra normalretning på skjæringsflate
Skaleringsfaktor på antall bolter av gitt lengde	–	0–1*
Flytelast	MN	iht. boltetype

Merknad: *For hver bolteorientering genereres et maksimalt antall boltepunkter per boltelengde, slik at kravet til minimum forankringslengde er oppfylt gitt en minimum boltavstand. For hver boltelengde optimaliseres en kontinuerlig variabel i intervallet 0–1 som skalerer antallet aktive punkter. Eksempel: $0,5 \times 16$ tilgjengelige punkter = 8 bolter.



Figur 1 Prinsippskisse som viser hvordan NSGA-II rangerer og velger løsninger basert på ikke-dominert og «crowding distance» sorteringer (etter Deb et al., 2002). P_t = «Foreldrepopulasjon» (Parent population) i generasjon t ; Q_t = «avkomspopulasjon» (offspring population) i generasjon t ; R_t = kombinert populasjon (foreldre og avkom) i

generasjon t . $F1$ = beste Pareto-front; $F2$ = løsninger dominert kun av $F1$; $F3$ = løsninger dominert av $F1$ og $F2$, osv.

I analysen ble Non-dominated Sorting Genetic Algorithm II (NSGA-II), en KI-basert algoritme, blant annet brukt som en av metodene for multi-objektiv optimalisering. NSGA-II er en evolusjonær algoritme som finner løsninger som ikke domineres av andre, det vil si at ingen løsning er bedre i alle mål samtidig. Den kombinerer to trinn (

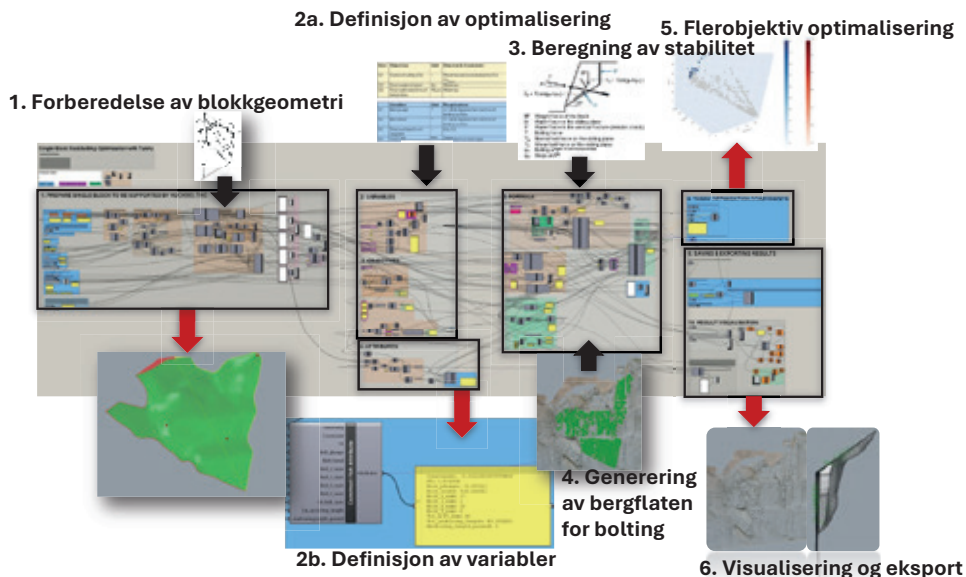
Figur 1): (1) *ikke-dominert sortering* – løsninger grupperes etter hvor mange andre de overgår, og (2) *«crowding distance» sortering* – løsninger som ligger langt fra andre i løsningsrommet foretrekkes for å bevare variasjon. De ytterste løsningene på Pareto-fronten beholdes for å sikre et bredt spekter av kompromisser mellom mål (Deb et al., 2002). Pareto-front består av et sett av ikke-dominerte løsninger der ingen løsning er bedre i alle mål samtidig.

For å sammenligne ble det bruk algoritmen Quasi-Monte Carlo (QMC), som ikke er KI-basert, for å utføre et jevnt og tilfeldig søk gjennom mulige løsninger uten læring eller forbedring mellom forsøkene. Denne metoden dekker søkeområdet godt, men mangler mekanismer for å styre mot de beste løsningene. Derfor fungerer QMC her som en enkel referanse for å illustrere hvordan NSGA-II effektivt finner optimale løsninger.

Den multi-objektive optimaliseringen ble implementert i et Grasshopper-skript, illustrert i Figur 2. Skriptet består av seks hoveddeler som dekker hele arbeidsflyten fra datainnhenting til visualisering av resultater:

1. **Forberedelse av blokkgeometri:** Input fra 3D-modellen brukes til å generere overflaten som skal boltes. Denne delen definerer grensene for beregningen og sikrer at hver blokk eller blokkgruppe behandles individuelt.
2. **Definisjon av optimalisering og variabler:** Alle parametere som kan justeres under optimaliseringen (se Tabell 2) organiseres i et strukturert format. Dette gjør det mulig å endre verdier dynamisk uten manuell redigering av modellen.
3. **Beregning av stabilitet:** For hver kombinasjon av parametere beregnes sikkerhetsfaktor, materialforbruk og installeringstid. Beregningen er koblet til et sett med formler som følger prinsippene fra «key block theory» og tar hensyn til blokkens egenvekt og friksjon.
4. **Generering av 3D-modell:** Boltene plasseres automatisk på bergflaten, og modellen oppdateres visuelt i sanntid i Rhino. Dette gir en direkte forståelse av hvordan ulike løsninger påvirker skjæringens geometri.
5. **Multi-objektiv optimalisering:** *Tunny*-komponenten styrer optimaliseringsprosessen. Algoritmen evaluerer hundrevis av løsninger og identifiserer Pareto-(optimale) kombinasjoner mellom sikkerhetsfaktor, stålforbruk og installasjonstid.
6. **Visualisering og eksport:** Resultatene vises som 3D-modeller og tabulære data, og kan eksporteres til eksterne formater (som csv og Excel) for videre bruk i BIM eller dokumentasjon.

Denne helhetlige arbeidsflyten gjør Grasshopper-skriptet til et sentralt verktøy for automatisert og transparent prosjektering. Alle trinn kan spores og tilpasses, noe som sikrer at prosessen kan reproduseres i fremtidige prosjekter.



Figur 2 Oppbygning av Grasshopper-skriptet som brukes til multi-objektiv optimalisering. De seks hoveddelene omfatter geometri, variabler, beregning, modellering, optimalisering og visualisering.

RESULTATER

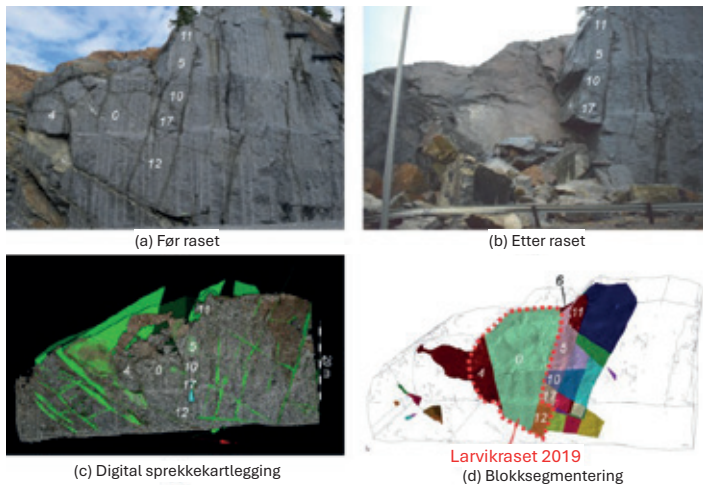
Identifiserte nøkkelblokker og -blokkgrupper

I Larvik-skjæringen ble nøkkelblokker identifisert ved hjelp av 3D-modell og stabilitetsberegninger. Beregningene inkluderte friksjonsvinkel, blokkgeometri, egenvekt og vanntrykk. Kraftoverføring mellom blokker ble modellert iterativt, slik at påvirkningen mellom naboblokker ble synliggjort. Dette gjorde det mulig å simulere reelle bruddforløp i skjæringen.

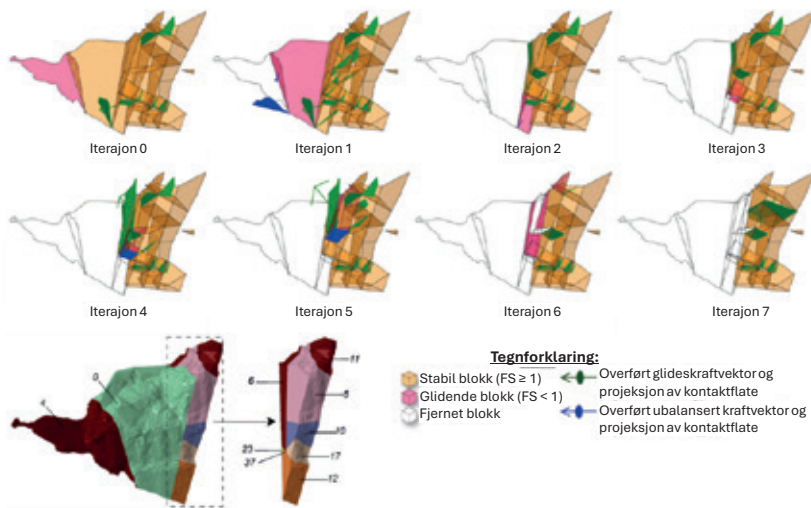
Figur 3 viser den digitale prosesseringen av data fra Larvik-skjæringen før og etter raset den 13. desember 2019. Den digitale sprekkekartleggingen danner grunnlaget for geometrisk modellering og beregning av sprekkeflater. Totalt 38 gyldige blokker ble identifisert med hjelp av RocSlope3. Den segmenterte modellen gjenspeiler tydelig omfang av raset observert i felt, og danner grunnlaget for videre stabilitets- og optimaliseringsanalyser.

Resultatene illustrert i Figur 4 viste at blokk 4 og blokk 0 var de mest kritiske, og disse to ble klassifisert som primære nøkkelblokker. Sammen utgjorde de en nøkkelblokkgruppe som bestemte den dominerende bruddmekanismen i bergskjæringen. For hver iterasjon ble kraftoverføringen mellom blokkene visualisert som vektoriserte krefter, og sekvensen av bruddutvikling ble analysert. Dette ga en bedre forståelse av hvordan samvirke mellom blokker påvirker stabiliteten, samt grunnlaget for å bestemme hvor sikringen bør konsentreres. Når man betrakter de segmenterte blokkene som faktisk løsnets under raset, opptrer de samlet som én stor

kile med en sammenhengende glideflate. Resultatene i Figur 4 viser at bruddet ikke skyldtes svikt i én enkelt blokk, men potensielt en kombinert bevegelse av flere blokker.



Figur 3 E18 Larvik bergskjæring før (a) og etter (b) raset den 13. desember 2019. Foto: Statens vegvesen. (c) Digital sprekkkartlegging utført i Maptek PointStudio. (d) Totalt 38 gyldige blokker ble identifisert ved blokksegmentering i RocSlope3. Nummeringen for blokkene som er relevante for Larvik-raset er vist. Etter Chiu et al. (2025).



Figur 4 Simulert bruddsekvens i Larvik-skjæringen med antatt 50 % kraftoverføring og grunnvannsnivå på 20 %. Piler viser kraftoverføring mellom blokker. Antakelsen om 50 % kraftoverføring følger reflekterer at blokkene ikke har full bergkontakt på grunn av forvitring og gradvis nedbrytning over tid. Grunnvannsnivået på 20 % ble valgt fordi det ga et bruddmønster som samsvarte godt med observasjonene fra Larvikraset i 2019. Etter Chiu et al. (2025).

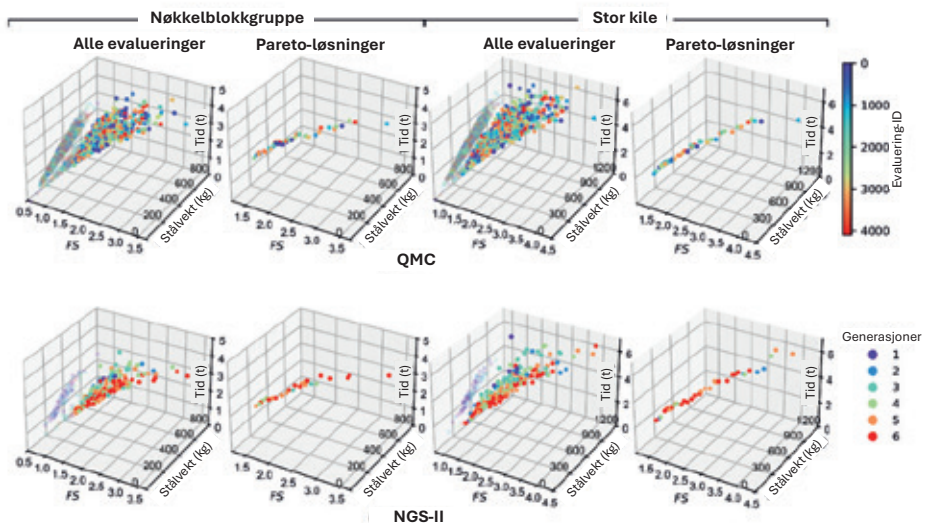
Optimaliserte boltedesign

KI-algoritmen NSGA-II ble brukt til å optimalisere bolteløsninger for nøkkelblokkgrupper (blokk 4 og blokk 0) og «den store kilen». Resultatene ble sammenlignet med den ikke KI-baserte QMC-metoden for å vurdere effektivitet og resultat kvalitet. NSGA-II oppnådde resultatet ved å finne løsninger som samtidig maksimerer sikkerhet og reduserer materialforbruk.

Det ble ikke gjennomført egen optimalisering for nøkkelblokken 4, ettersom det gitte antallet tilgjengelige bolteposisjoner og boltetyper ikke kunne stabilisere blokken isolert. Stabiliteten til blokk 4 er i stor grad avhengig av kraftpåvirkning og samvirke med naboblokken 0, og de to må derfor behandles som en samvirkende nøkkelblokkgruppe i optimaliseringen.

Figur 5 viser sammenligningen mellom QMC og NSGA-II. QMC genererer et jevnt sett med prøver i søkeområdet, men uten læring mellom forsøkene. NSGA-II bruker derimot evolusjonære prinsipper for å forbedre løsningene iterativt, slik at de raskt samles langs en optimal Pareto-front. Dette gir en bedre balanse mellom sikkerhetsfaktor, stålforbruk og installasjonstid.

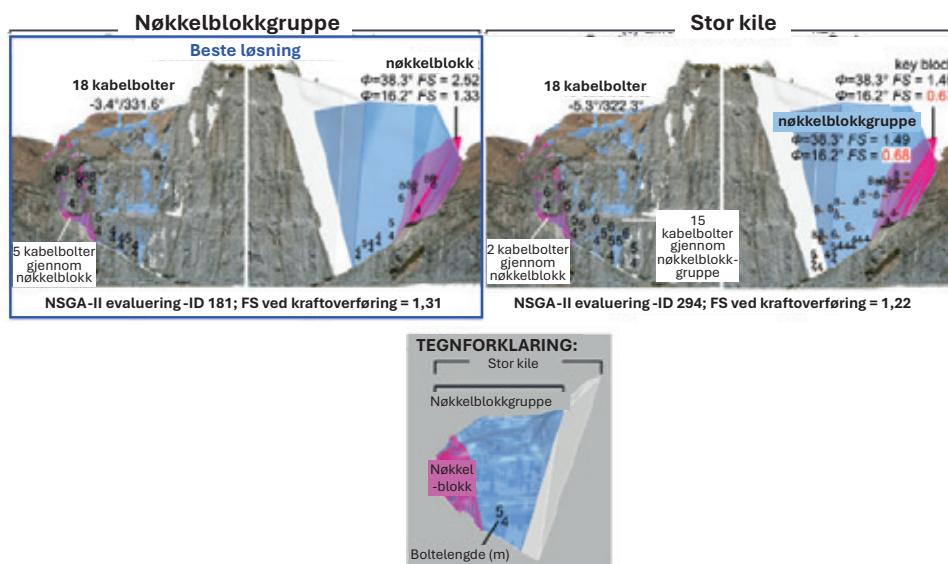
Beregningstiden viste tydelige forskjeller mellom de to metodene. QMC-metoden krevde om lag 135–145 minutter per analyse (for 4096 evaluering for både nøkkelblokkgruppe og stor kile). Den KI-baserte NSGA-II-algoritmen oppnådde derimot konvergens mot Pareto-fronten på bare 8–10 minutter ved bruk av 50 kandidater over 6 generasjoner (totalt 300 evalueringer). Dette viser at evolusjonære KI-metoder kan redusere beregningstiden med over 90 %, samtidig som de gir et mer balansert og variert løsningsrom.



Figur 5 Sammenligning av resultat fra QMC og NSGA-II. NSGA-II gir flere optimale løsninger (langs Pareto-front) med færre beregningstrinn. Etter Chiu et al. (2025)

Den endelige Pareto-optimale løsningen fra NSGA-II er vist i Figur 6. Løsningen representerer en av de beste kombinasjonene mellom sikkerhet, materialforbruk og installasjonstid. Totalt ble 18 forspente kabelbolter valgt, orientert med et gjennomsnittlig fall på $-3,4^\circ$ og retning $331,6^\circ$, hvorav 5 bolter går gjennom nøkkelblokken. Denne konfigurasjonen stabiliserer både nøkkelblokken, nøkkelblokkgruppen og den store kilen, og gir beregnede FS i området 1,33–2,52. Løsningen representerer dermed det Pareto-optimale boltedesignet som oppnår nødvendig stabilitet med lavest mulig stålförbruk og kortest installasjonstid. I tillegg hadde denne løsningen den lengste gjennomsnittlige forankringslengden (2,86 m) blant alle evaluerte kombinasjoner, både de flere tusen QMC-prøvene og de hundrevis av NSGA-II-genererte løsningene, noe som gjør den spesielt robust mot variasjoner i glideplan og installert boltelengde.

Dersom man ser på den store kilen som en samvirkende enhet, kan den sikres med bolter slik at det totale systemet oppnår en global FS på 1,2. Dette innebærer at boltene dimensjoneres ut fra en samlet stabilitet. Men dersom boltemønsteret kun fordeles ut fra nøkkelblokkene, kan man risikere at enkelte nøkkelblokker eller nøkkelblokkgrupper ikke oppnår tilstrekkelig lokal FS, selv om hele kilen er stabilisert som helhet. Dette understreker behovet for å vurdere både lokal og global stabilitet i optimaliseringsprosessen.

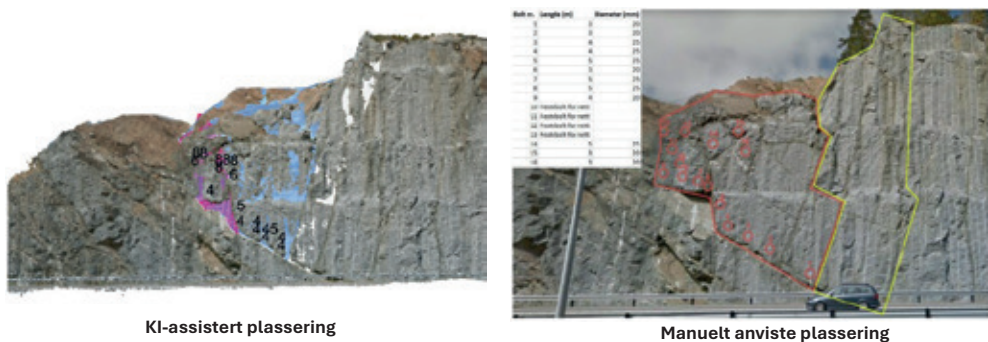


Figur 6 Den beste Pareto-optimale løsningen fra NSGA-II (venstre), som samtidig stabiliserer nøkkelblokken, nøkkelblokkgruppen og dermed den store kilen. Figuren til høyre viser stabiliseringsløsningen når hele den store kilen behandles som én samlet enhet. Begge løsningene krever 18 stk. kabelbolter. Selv om $FS \geq 1,2$ kan oppnås globalt, viser analysen at nøkkelblokken og nøkkelblokkgruppen ikke nødvendigvis oppnår tilstrekkelig lokal stabilitet ($FS < 1,0$). Etter Chiu et al. (2025)

DISKUSJON

Nilsen et al. (2020) tilbakeberegnet den teoretiske forankringslengden for ni eksisterende bolter i Larvik-skjæringen (høyre i Figur 7). Den gjennomsnittlige forankringslengden for disse ni boltene var 3,35 m, som er betydelig lengre enn den nødvendige forankringslengden på typiske 1-2 m for fullt innstøpte kamstålbolter. Denne verdien er om lag 16 % lengre enn den lengste gjennomsnittlige forankringslengden blant våre Pareto-optimaliserte løsninger, noe som indikerer at den foreslåtte KI-baserte løsningen oppnår tilsvarende eller bedre stabilitet med redusert materialbruk.

Visualisering av resultater i Figur 7 viser også tydelig at bolter er plassert strategisk der de gir størst stabiliserende effekt. Ved visuell sammenligning samsvarer den beregnede løsningen godt med den faktiske bolteanvisningen i felt. Nå foreligger det en dokumentert prosjekteringsløsning som minimerer bruk av materiale og installasjonstid.



Figur 7 Sammenligning mellom beregnet løsning fra Chiu et al. (2025) til venstre og dokumentert faglig løsning fra Nilsen et al. (2020) til høyre. Bildet viser Larvik-bergskjæringen der den KI-optimaliserte løsningen (venstre) gir visuelt sett ganske like bolter sammenlignet med den tidligere prosjekterte løsningen (høyre), som feilet på grunn av mangelfull utførelse. Den optimaliserte løsningen representerer en dokumentert prosjekteringsprosess som balanserer mellom sikkerhet, materialbruk og installasjonstid.

Resultatene fra Larvik viser at det ikke alltid er nødvendig å sikre hele bergskjæringen for å oppnå stabilitet. Ved å identifisere og forsterke nøkkelblokker kan man redusere materialforbruk og tidsbruk uten å redusere sikkerheten. Samtidig må feltobservasjoner fortsatt være en sentral del av vurderingen. Modellene må verifiseres mot faktiske sprekkeplan, svakhetssoner og grunnvannsforhold.

Metoden demonstrerer også potensialet for å bruke KI med flere formål – ikke bare sikkerhet, men også miljø og effektivitet. Videre forskning bør inkludere usikkerhet i sprekkeorientering og friksjonsvinkler, samt mer realistiske installasjonsdata fra anlegg.

Resultatene fra Larvik viser at bruk av KI gir mulighet til å optimalisere flere mål samtidig, som sikkerhet, materialforbruk og installasjonstid. Dette gir et mer helhetlig beslutningsgrunnlag for prosjektering av bergsikring. Den multi-objektive tilnærmingen

gjør det mulig å finne løsninger som balanserer ulike hensyn fremfor å optimalisere bare ett parameter.

KI og digitale metoder skal ikke erstatte den geologiske fagvurderingen i felt. Det er avgjørende å undersøke sprekkeegenskaper, identifisere slepper og vurdere om sprekker er svakere eller mer vedvarende enn modellen viser. Feltobservasjon gir konteksten som trengs for å tolke de digitale resultatene riktig.

Det er foreslått videre forskning og utvikling i følgende retninger:

- Det er ligger usikkerhet i sprekkemodellering. Larvik-eksempelet er ideelt fordi området har rast ut, slik at blokkgeometrien er tydelig. I praksis ligger sprekker ofte bak synlige flater, noe som gir større usikkerhet i blokkgeometrien.
- Relative verdier for optimaliseringsvariablene bør undersøkes. De tekniske spesifikasjonene for boltene er konkrete, men installasjonstid avhenger sterkt av lokale forhold og entreprenørens arbeidsmetoder. Dette bør innarbeides i fremtidige forskning.
- Hvordan skal optimaliseringsresultater tas i bruk? Det bør vurderes om andre kriterier som kan brukes for å definere den mest hensiktsmessige løsningen. For eksempel, i Chiu et al. (2025), ble løsningen med den lengste gjennomsnittlige forankringslengden blant alle Pareto-løsningene antatt som den beste løsningen som ivaretar potensielle avvik mellom beregnet og faktisk installert lengde på grunn av variasjoner i glideflaten.

KONKLUSJON

- 3D-modellering kombinert med KI gir et effektivt verktøy for prosjektering av bergsikring.
- Optimalisering basert på nøkkelblokkanalyse gir mer målrettet sikring og kan redusere gjennomsnittlige forankringslengde med opptil 16 %.
- NSGA-II er en effektiv algoritme for multi-objektiv optimalisering av boltedesign, med opptil 90 % kortere beregningstid enn deterministiske (ikke KI-baserte) metoder.
- Feltverifikasjon og kvalitet på 3D-modellen er avgjørende for pålitelighet.
- Metoden er et steg mot en digital og bærekraftig arbeidsflyt i bergsikring.

ANERKJENNELSE

Forskningen er gjennomført som en del av PhD-prosjektet i samarbeidet med NTNU finansiert av Forskningsrådet (STIPINST PhD 323307) med støtte fra Bane NOR og Bever Control. Videre rettes takk til Rocscience Inc. og Maptek for å ha stilt akademiske lisenser for henholdsvis RocSlope3 og PointStudio til arbeidet. Forfatteren ønsker også å takke Kari Mosling for testing og konstruktive tilbakemeldinger på tidligere versjoner av Grasshopper-skriptet for optimalisering av bergbolting, samt Arnstein Aarset og Erlend Skretting for språkvask og gjennomlesning av manuskriptet.

REFERANSER

Chiu, J. K. Y. (2021). Digital arbeidsflyt for sikring av bergskjæringar. Fjellsprengningskonferansen 2021.

Chiu, J. K. Y., Li, C. C., Mengshoel, O. J., & Kveldsvik, V. (2025). Slope rockbolting using key block theory: Force transfer and AI-assisted optimisation. *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*

Deb K., Pratap A., Agarwal S., Meyarivan T. (2002). A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II. *IEEE Transactions on Evolutionary Computation* 6:182–197.

Fu, G.Y., Ma, G.W. (2014). Extended key block analysis for support design of blocky rock mass. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 41, 1–13.

Goodman, R.E., Shi, G. (1985). Block theory and its application to rock engineering (Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics). Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, USA.

Hansen, T. F. (2020). Optimizing with evolutionary computation. Webinar: BIM for GeoSciences, part 2. NGI. https://youtu.be/Xvwq4_F6azY?t=1662&si=w-rrKva1SwEjxMM (Hentet 28 oktober 2025)

Johansen, S. E. & Dehli, G. (2023). Bruk av parametrisk modellering i forbindelse med sikring og injeksjon av Høviktunnelen - E18 Vestkorridoren, E103. *Bergmekanikkdagen 2023*.

Li, C. C. & Høien, A. H. (2023). An issue in the current definition of the factor of safety for rock slopes and suggestions for improvement. *IOP Conf. Ser. Earth Environ. Sci.*

Li, F., Jiang, A., Zheng, S. (2021). Anchoring Parameters Optimization of Tunnel Surrounding Rock Based on Particle Swarm Optimization. *Geotech. Geol. Eng.* 39, 4533–4543.

Natsume, H. (2024). Tunny, The Grasshopper optimization tool. Version 0.12.0. <https://github.com/hrntsm/Tunny> (Hentet 6 mars 2025).

Nilsen, B., Beitnes, A., Kveldsvik, V., Nordgulen, Ø., Okstad, E. (2020). Raset på E18 ved Larvik 13. desember 2019 Ekspertutvalgets rapport. <https://www.vegvesen.no/globalassets/nyheter/rapport-raset-pa-e18-ved-larvik-13.desember-2019-27.02.2020.pdf?v=499087> (Hentet 28 oktober 2025)

Rocscience Inc. (2023). RocSlope Kinematics Computations. Theory Manual. <https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/RocSlope/RocSlope-Theory-Manual-Kinematics-Computations.pdf> (Accessed 6 March 2025).

Roset, O. (2020). Veien mot en helhetlig digital arbeidsflyt i bergsikringsbransjen. NTNU masteroppgave.

Statens vegvesen (2025). Veiledning N:V225 – Bergskjæringar

Zakariassen, S. (2025). Digital solutions for rock cuts – Experiences from the Være rock cut, E6 Ranheim – Værnes (Norway). In proceedings: Eurock 2025.

Spørsmål og svar

Det er satt av tid til spørsmål og svar, dette blir ikke referatført.

ERSTATTER SEMENT MED RESTPRODUKT UNDER BERGINJEKSJON

Cement replacement by using by-products for rock grouting

Helene Strømsvik, Seniorforsker, SINTEF Community

Sammendrag

Berginjeksjon er en viktig, og til tider en omfattende prosess i norsk tunnelbygging, der sementbaserte injeksjonsmasser er standard. Samtidig er sementproduksjon en av de største industrielle kildene til CO₂-utslipp globalt. Denne artikkelen diskuterer muligheten for hvordan restprodukter fra annen industri kan erstatte deler, eller all sement i injeksjonsmasse, og dermed bidra til lavere klimagassutslipp og økt bærekraft. Det presenteres eksempler på utprøvde materialer og fremtidig potensial diskuteres. Artikkelen inkluderer også en refleksjon rundt fremtidige forskningsinitiativ, som Green Grouting, og hvordan forskning og utvikling i samhandling med industrien kan ha en betydning for teknologiutvikling i bransjen.

Abstract

Rock grouting is an important and often extensive process in Norwegian tunnel construction, where cement-based grouting materials are the standard. At the same time, cement production is one of the largest industrial sources of global CO₂ emissions. This article explores the potential for replacing part, or all of the cement in grouting materials with industrial by-products, thereby contributing to reduced greenhouse gas emissions and increased sustainability. Examples of tested materials are presented, and future potential is discussed. The article also includes a reflection on future research initiatives, such as Green Grouting, and how research and development in collaboration with industry can influence technological advancement in the sector.

Innledning

Tunnelbygging i Norge foregår under krevende geologiske forhold, og berginjeksjon benyttes for å tette sprekker, redusere vanninntrengning og stabilisere bergmasser. Injeksjonsmasser består tradisjonelt av sement, vann og tilsetningsstoffer for å justere viskositet, stabilitet og herdningstid. Sementens rolle som bindemiddel er svært viktig, men produksjonen av Portlandsement er energikrevende.

I lys av Norges mål om klimanøytralitet og anleggsbransjens økende fokus på bærekraft, er det nødvendig å utvikle injeksjonsmasser med lavere karbonavtrykk. Et lovende spor er å erstatte deler av sementen med industrielle restmaterialer som har bindende egenskaper, og som ellers ville blitt deponert. Dette gir ikke bare miljømessige fordeler, men bidrar også til sirkulærøkonomi og redusert avfallsmengde.

Bruk av alternative bindemidler i injeksjonsmasser har stort potensial for CO₂-reduksjon. LCA-analyser viser at erstatning av sementen kan redusere utslippene med tilsvarende prosentandel (Strømsvik og O'Born, 2025).

I tillegg gir bruk av lokale restmaterialer fordeler som redusert transportbehov, lavere kostnader og mindre avfall. Norge har sterke fagmiljøer innen materialteknologi og bindemiddelstatte, og en industri med tilgang til relevante restmaterialer.

Samarbeid mellom byggherrer, entreprenører og forskningsinstitusjoner er avgjørende for å utvikle og dokumentere nye injeksjonsmasser.

Funksjon og egenskaper for injeksjonsmasse

Testmetoder og regelverk som gjelder for berginjeksjon ved undergrunnsarbeider i dag er tilpasset bruk av sement, som er et kjent materiale. Ved introduksjon av nye materialer er det derfor viktig med en grundig forståelse av en injeksjonsmasse sine egenskaper og funksjon, samt hvordan disse kan testes og verifiseres i praksis.

For å sikre funksjonell og effektiv injeksjon, må en injeksjonsmasse ha god flyteevne og penetrasjonsevne, slik at den kan trenge inn i fine sprekker. Stabilitet under pumping er avgjørende for å unngå separasjon og sedimentering, og herdingen må være tilpasset forhold i felt. Etter injeksjon må injeksjonsmassen utvikle tilstrekkelig mekanisk styrke etter relativt kort tid, for å unngå ventetid før boring. I tillegg er bestandighet mot kjemisk nedbrytning relevant. Miljøaspekter, som lavt innhold av skadelige stoffer inkludert tungmetaller også viktige faktorer som ikke betraktes ved vurdering av dagens injeksjonsmasse.

For å introdusere alternative materialer er det derfor avgjørende med grundige vurderinger av materialene, materialsammensetninger og tilsetningsstoffer.

En trygg introduksjon av egnede bærekraftige materialer for berginjeksjon krever derfor grunnleggende laboratorietesting. Videre må egenskapene testes ved blanding i større skala, under forhold som er tilsvarende som med praktisk utførelse på anlegg. Det er også anleggstekniske faktorer om må vurderes.

Figur 1 viser testing av injeksjonsmassers egenskaper i forbindelse med pilotering i prosjektet Bærekraftig verdikjede og materialbruk i vegbygging.



Figur 1: a) Master Builder Solutions tester materialegenskaper under pilot av injeksjonsmasse med sementerstatter på E18 Vestkorridoren (foto: Helene Strømsvik) og b) fullskala landing av alkali-aktivert injeksjonsmasse hos Veidekke (foto: Sigrun Nilsen).

Eksempler på utprøvde materialer

Gjennom prosjektet Bærekraftig verdikjede og materialbruk i vegbygging (BVM vegbygging, 2025) har det blitt testet alternative konsepter for mer bærekraftig injeksjonsmasse med lavere CO₂ belastning (Strømsvik og O'Born, 2025).

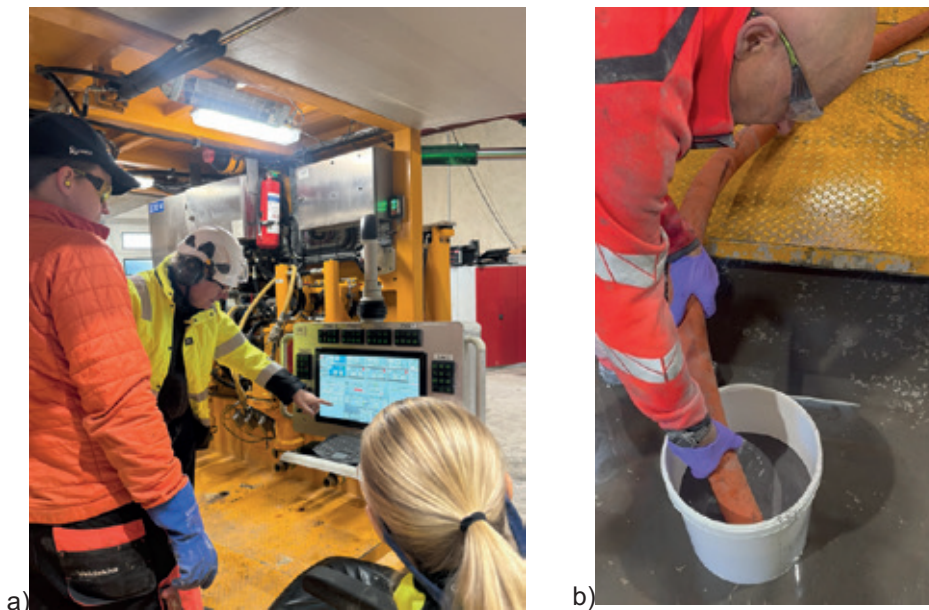
Silica Green Stone (SiGS), som er et restmateriale fra produksjon av siliko-mangan hos Eramet. Injeksjonsmassen ble testet gjennom laboratorieforsøk hos SINTEF og en full-skala injeksjon på Vestkorridoren hos Skanska og SVV (NTB, 2025), der 20% av sementen ble erstattet med SiGS (Figur 2). Forsøkene har vist lovende resultater for egenskaper, funksjon og miljøprofil. Endelig rapport fra forsøkene publiseres i slutten av 2025. Resultater fra laboratorietestene er publisert i Strømsvik og O'Born (2024). Kort oppsummert kan det gjengis at fullskala testing ga tilsvarende resultater som ved laboratorietesting. Ved v/c-forhold på 1.0 ble gjennomsnittlig kopptest målt til ca. 4 timer, bleeding 1.2% og Marsh cone-tid på 34 sekunder. Det ble også utført tester av filtrasjonsstabilitet, som ga gode resultater, sammenlignet referansen som var en ordinær injeksjonssement.



Figur 2: Bilder fra pilottesting av injeksjonsmasse, der 20% av sementen ble erstattet med SiGS (foto: Helene Strømsvik)

Prosjektet testet også en alkali-aktivert injeksjonsmasse, uten sement, men sammensatt av gruveavgang fra Tellnes-gruven, co-binder og aktivator. Selskapet Cemonite har utviklet en teknologi der de bruker gruveavgang og andre typer restmaterialer som råmaterialer for å produsere bindemidler helt uten Portland-sement. Her ble det utført tester gjennom laboratorieforsøk hos Cemonite og SINTEF, med full-skala blanding på injeksjonsrigg hos Veidekke (Figur 3).

Resultater fra laboratorietestene av alkali-aktivert injeksjonsmasse er publisert i Strømsvik og O'Born (2024). Forsøkene har vist lovende resultater for egenskaper, funksjon og miljøprofil (Gjervan, 2025). Ved v/f-forhold (vann/faststoff) på 0.9 ble gjennomsnittlig kopptest målt til ca. 2.5 timer og Marsh cone-tid på 30 sekunder ved full-skala blanding hos Veidekke. Massen var noe ustabil, med tegn til sedimentering, som forklares av at det ikke var tilsatt stabiliserende tilsetningsmidler. Ved videre testing bør dette utredes, for å få kontroll på dispergering og stabilitet.



Figur 3: Bilder fra fullskala blanding av alkaliaktivert injeksjonsmasse, uten Portlandsement (foto: Helene Strømsvik).

Så langt forfatteren kjenner til er det også andre pågående arbeider for å forbedre egenskapene til injeksjonsmasse, samt redusere sementinnholdet uten at detaljene er kjent. Samtidig er det et utforsket potensial for bruk av andre materialer som er egnet for dette formålet.

Egenskapene til ulike sementerstatte er godt kartlagt i betongindustrien, men det er viktig å huske at egenskapene som kreves for en konstruksjonsbetong ikke nødvendigvis er tilsvarende som for en injeksjonsmasse. Det må derfor gjøres egne evalueringer av sementerstatte knyttet til anvendelse som injeksjonsmasse, samtidig som kunnskapen fra betongbransjen er et svært viktig grunnlag å bygge videre på.

Green Grouting – muligheter for teknologiutvikling

Green Grouting er et forskningsprosjekt med SINTEF som prosjekteier, med oppstart i januar 2026, støttet økonomisk av BeFo i Sverige. Prosjektet har som mål å utvikle og dokumentere lavkarbon injeksjonsmasser med god bærekraftsprofil for bruk i berginjeksjon i undergrunnprosjekter. Fokusområdene i Green Grouting inkluderer:

- Bruk av restmaterialer fra prosessindustri og annen industri
- Utvikling av testmetoder og gi bidrag til standarder
- Samarbeid mellom industri og forskning
- Pilotprosjekter i Norge og Sverige

Prosjektet representerer en viktig mulighet for teknologiutvikling og grønn omstilling i tunnelbransjen. Resultatene fra Green Grouting kan bidra til å etablere nye standarder og øke aksepten for alternative bindemidler.

Prosjektet har et ønske om at industrien kommer med bidrag i alle faser av prosjektgjennomføringen og oppfordrer industrien til å ta kontakt. Dette gjelder produsenter, leverandører, entreprenører og byggherrer. Industrielt samarbeid skaper en mer bærekraftig fremtid for tunneldriving.

Oppsummering

Erstatning av sement med industrielle restprodukter i berginjeksjon er teknisk mulig, og kan gi en mer gunstig bærekraftsprofil, inkludert redusert CO₂-utslipp. Silisiumrikt slagg som SiGS og alkali-aktivert injeksjonsmasse har allerede vist gode resultater, og kan representerer neste generasjons løsninger.

Overgangen til alternative injeksjonsmasser krever endringer i praksis, kompetanse og regelverk. Teknisk sett er mange av materialene godt dokumentert, men det mangler testing og dokumentasjon av egnetheten til de ulike materialene for injeksjonsformål og erfaring fra skandinaviske forhold. Entreprenører og leverandører må kjenne til mulighetsbildet, samt regulatoriske myndigheter og byggherrer bør stille funksjonsbaserte krav fremfor materialspesifikke.

Miljømessig gir restmaterialer store fordeler, men det kreves kvalitetssikring. Økonomisk kan det være lønnsomt, men krever investering i kompetanse og logistikk.

Initiativer som Green Grouting kan spille en viktig rolle i å drive denne utviklingen fremover. Ved å kombinere forskning, industri og myndigheter kan det utvikles injeksjonsmasser som både oppfyller tekniske krav og bidrar til lavere utslipp.

Referanser

BVM vegbygging (2025). Bærekraftig verdikjede og materialbruk i vegbygging. Nettside. URL: <https://www.bvm-vegbygging.no/>

Gjervan, G. (2025). Alkali-aktivert injeksjonsmasse. Nettside for Bærekraftig verdikjede og materialbruk i vegbygging. Url: <https://www.bvm-vegbygging.no/post/alkali-aktivert-injeksjonsmasse>

NTB (2025). Pressemelding SVV: Testes på E18 i Bærum: Ny sement kan endre anleggsbransjen.

Strømsvik, H. og O'Born, R. (2025). Two different approaches to reduce the CO₂ emission of rock mass grouting. WTC 2025. Stockholm.

Strømsvik, H. og O'Born, R. (2024). Nye Veier til bærekraftig injeksjonsmasse. Fellsprengningsdagen 2024. Oslo.

FORINJEKSJON OG TUNNELDRIVING UNDER LØSMASSEDYPRENNE, HØVIKTUNNELEN - E18 VESTSTKORRIDOREN, E102

Pre-grouting and tunnel excavation beneath sediment-filled deep channel, Høviktunnelen – E18 Vestkorridoren, E102

Geir Dehli, Ingeniørgeolog, Geovita AS

Stig Kjetil Thoresen, Byggeleder Tunnel E102 og E105/Ingeniørgeolog, Statens vegvesen

SAMMENDRAG

Etappe 1 av E18 Vestkorridoren bygges nå mellom Fornebukrysset og Ramstadsletta. Utbyggingen inkluderer blant annet Høviktunnelen, som er en toløps vegtunnel på 1,9 km.

Bergoverdekningen langs Høviktunnelen er hovedsakelig mer enn 15 m, stedvis opptil 30 m, med unntak av området ved dyprennen ved rundkjøringen på Strand og ved påhuggene i vest. Ved dyprennen ved Strand er det en løsmassemektigheten på opptil 22 m, og bergoverdekningen er på det minste ca. 2,1 m i vestgående løp. Spennvidden på hvert enkelt tunnelløp under dyprenna er ca. 18 m.

Artikkelen tar for seg erfaringer fra tunneldrivingen under løsmassedyprenna med hensyn på forinjeksjon og bergsikring. Det var antatt vanntett støp i området, men denne utgikk etter en vellykket injeksjon.

ABSTRACT

Stage 1 of the E18 Vestkorridoren is currently under construction between Fornebukrysset and Ramstadsletta. The development includes, among other things, the Høviktunnelen, which is a twin-tube road tunnel 1.9 km in length.

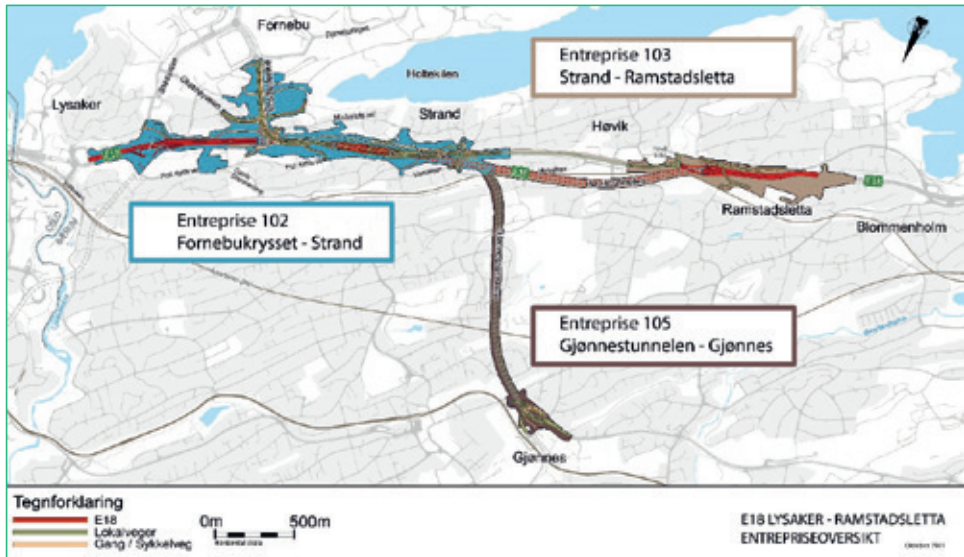
The rock cover along the Høviktunnelen is generally more than 15 meters, locally up to 30 meters, except in the area near the deep trench by the roundabout at Strand and at the western tunnel portals. At the deep channel at Strand, the thickness of the loose deposits is up to 22 meters, and the minimum rock cover is approximately 2.1 meters in the westbound tunnel. The span of each tunnel tube beneath the trench is about 18 meters.

This article discusses the experiences from tunnel excavation beneath the deep channel with respect to pre-grouting and rock support. A watertight concrete lining was initially planned for the area, but this was omitted following a successful grouting operation

INNLEDNING

I forbindelse med Staten vegvesen sin utbygging av E18 Vestkorridoren etappe 1, entreprise E102 Fornebukrysset-Strand, bygges nå Høviktunnelen fra Ramstadsletta til Strand. Geovita AS er engasjert av Statens vegvesen for å bistå oppfølgingen i byggetiden.

E18 Vestkorridoren er 17 km ny hovedveg mellom Lysaker i Bærum og Drengsrud i Asker. Prosjektet er et av Norges største utbyggingsprosjekter. I tillegg til styrket trafiksikkerhet og bedre trafikkflyt for særlig næringstrafikken, skal prosjektet bidra til å redusere bilbruken og legge til rette for at flere kan reise kollektivt, sykle eller gå. Et viktig hovedgrep er å skille fjerntrafikken fra lokaltrafikken og flytte deler av E18 under lodd eller i tunnel. Dette omfatter tre deletapper og ny kollektivterminal på Lysaker. Første etappe er delt inn i flere entrepriser som vist i Figur 1.



Figur 1 Oversiktskart av inndelingen i de forskjellige entreprisene som tilhører E18 Vestkorridoren

I området mellom Strand og Ramstadsletta skal E18 legges i den nye Høviktunnelen. Høviktunnelen skal bygges i to løp som hver får tre kjørefelt. Østgående løp vil ha en lengde i berg på 1611 m, mens vestgående løp vil bli 1670 m. 2/3 av Høviktunnelen tas ut i entreprisen E103 Strand – Ramstadsletta mens resterende tas ut på E102 Fornebukrysset – Strand, begge med Skanska som totalentreprenør (TE). Tunnelen bygges i et tettbebygd område med blant annet nærhet til Drammensbanen og dagens E18 med en ÅDT på 90 000.

Drivingen på E102 startet i det østre påhuggsområdet ved Strand. Ved Strand er det et komplisert området med et veganlegg i tre etasjer. E18 går inn i Høviktunnelen som ligger nederst. Over denne ligger Gjønnestunnelen hvor nordgående løp til Gjønnestunnelen har ca. 3 m bergoverdekning til østgående løp. Øverst vil det bygges vegrampes som vil treffe dagens E18 inn til Høvik, se Figur 2.

Denne artikkelen omhandler erfaringer fra tunneldrivingen under løsmassedypprennen på Strand med hensyn på forinjeksjon og bergsikring. Det er i området mellom ca. profil 7670-7780 langs vestgående løp og mellom ca. profil 8680-8770 langs østgående løp Høviktunnelen ble drevet under løsmassedypprennen ved rundkjøringen på Strand.

Sonen ble drevet igjennom i begge løp årsskiftet 2024/2025, og var ferdig i februar/mars 2025. Gjennomslaget i Høviktunnelen var i oktober 2025.



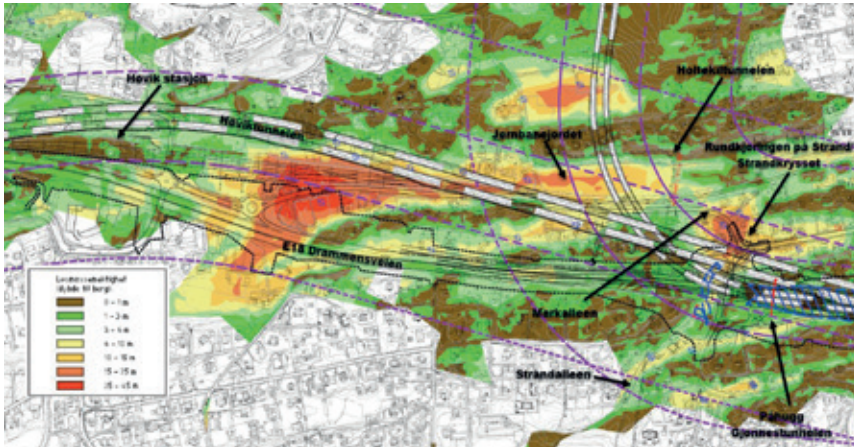
Figur 2 Oversiktsbilde over vestre del av byggegroppen Strand. Høviktunnelen ligger i nederste nivå, med Gjønneestunnelen over. I overkant av venstre bergskjæring ligger dagens E18.

GRUNNFORHOLD

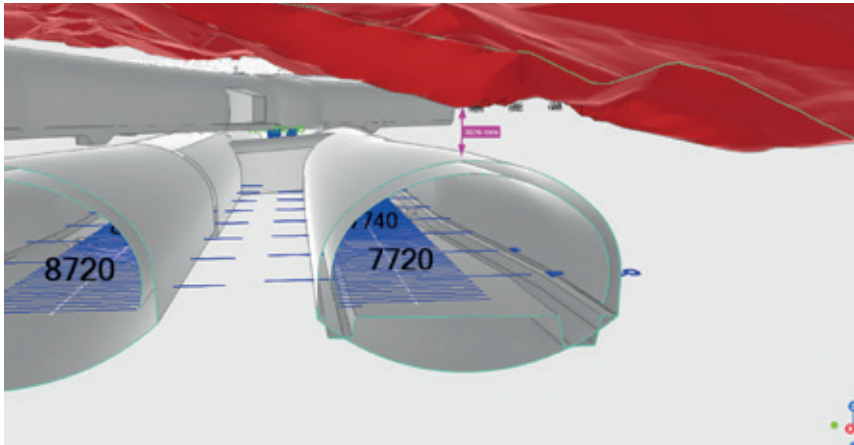
Løsmassemekthetene rett over tunnelene ved kryssing av dyprennen ved rundkjøringen på Strand vil være opp mot 20 m. Rett nord for vestgående løp er største dybde til berg registrert til 22 m, se Figur 3. En rekke grunnboringer ved rundkjøringen på Strand gjør at dybde til berg er godt kartlagt. De seismiske linjene i området viser generelt lave seismiske hastigheter i de øvre deler av berggrunn. Dette kan indikere forvitret berg under løsmassene i dyprennen (AAJ/GV, 2021).

Langs dyprenna er det flere bygninger som er fundamentert på løsmasser. Kryssende antatt svakhetssone i en syneittporfyrgang under de dypeste delene av dyprenna kan medføre at vannlekkasjer i Høviktunnelen kan drener ut relativt store områder til siden, spesielt nordsiden, av tunnelen og gi setningsskader på bygningene fundamentert helt eller delvis på løsmasser.

Bergoverdekningen langs Høviktunnelen er hovedsakelig mer enn 15 m, stedvis opptil 30 m, med unntak av området ved dyprennen ved rundkjøringen på Strand og ved påhuggene i vest. I Dyprenne ved Strand er det en løsmassemekthet på opptil 22 m, og bergoverdekningen er på det minste ca. 2,1 m. Spennvidden på hvert enkelt tunnellop under dyprenna er på ca. 18 m, se Figur 4.



Figur 3 Utsnitt fra løsmassekart fra AAJ/GV (2021). Figuren viser dyprenne ved rundkjøringen på Strand og dyprenner mellom Jernbanejordet og Høvik stasjon.



Figur 4 Fra Trimble Connect. Østgående løp (til venstre) og vestgående løp (til høyre) med gitt overdekning. Spennvidden på hvert enkelt tunnellop under dyprenna er på ca. 18 m.

BERGGRUNNSGEOLOGI

Bergartene i området tilhører Oslofeltets kambro-silurske sedimentbergarter. Høviktunnelen vil bli drevet i leirskifer, leirskifer med kalksteinsknoller og –lag samt knollekalk fra etasje 4 i Oslo-feltets kambro-silur lagrekke. Skifre og knollekalk gjennomskjæres av et stort antall permiske intrusivganger (AAJ/GV, 2021).

Fra geologisk kartlegging på stoff er det i Høviktunnelen på E102 registret leirskifer, leirskifer med kalksteinsknoller og intrusivganger (mænaitt, syenittporfyr og diabas). Det er ofte leirsone i kontakten med leirskiferen og intrusivgangene (svart eller hvit leire), og mellom sprekkeflatene.

Leirskiferen er en mørk, finkornet bergart som lett splitter opp langs foliasjonen i tynne flak.

Syenittporfyrgangen har lys grå finkornig grunnmasse og større hvite feltspatkrystaller/porfyroblaster. Syenittporfyren er tettere oppsprukket, og sprekker opp langs 2-3 sprekkeretninger samt sporadiske sprekker.

Mænaitt er en finkornet, hard og lys intrusivbergart. Mænaitten er generelt tett oppsprukket, og sprekker opp langs 3-4 sprekkeretninger samt sporadiske sprekker.

Syenitt- og mænaittgangene kartlagt i Høviktunnelen er fra ca. 2 m til 8 m brede, og bredden varierer i gangens lengderetning. Disse kan være svært vannførende og kan være opp imot 100 l/min før injeksjon, se Figur 5. Det er også registrert diabasganger, men denne virker ikke som er like vannførende eller oppsprukket.

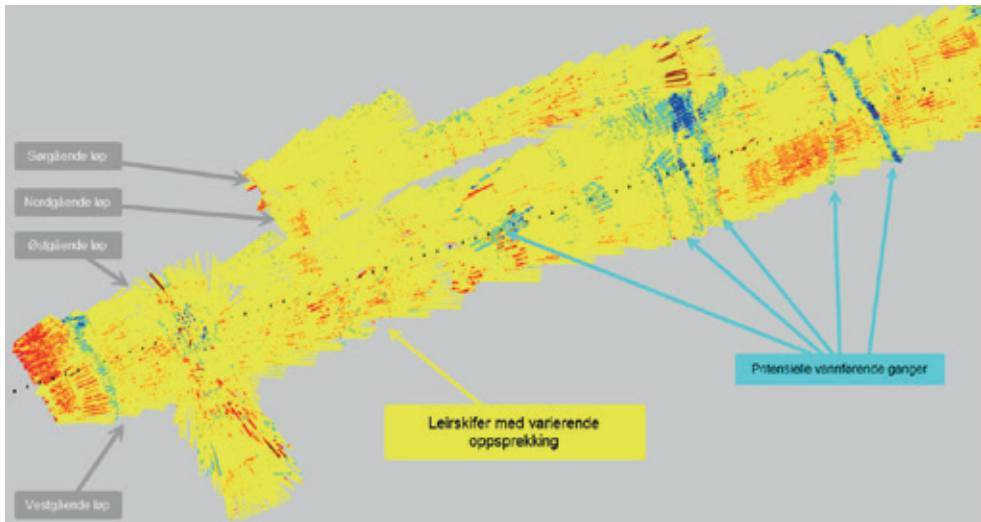


Figur 5 Krevende injeksjon i sterkt oppsprukket intrusivgangene (antatt mænaitt) i pumpestasjon HPS01 i Høviktunnelen. Gangbergart var vannførende med opp i mot 100 l/min før injeksjon.

Det er generelt registrert 2-3 sprekkese sett i tillegg til lagdeling i skiferen. To av sprekkesettene og foliasjonen går parallelt med tunnelen (050/40-60°), mens ett står vinkelrett på tunnelen med steilt fall (310/60-80°).

Ved dyprennen på Strand er det kartlagt en synklinal med tilnærmet horisontal foliasjon. Det var fra prosjekteringen (AAJ/Geovita, 2021) forventet en synklinal med en større intrusivgang med tilhørende svakhetsone, og i tillegg fare for større vannlekkasjer i kryssingen mellom synklinalaksen og de vertikale sprekker/eruptivganger.

I MWD-dataen er det tolket til at gangbergarter vises med blå farge (hardere å bore i), mens leirskifer og dårligere bergmasse vises med gul til rød farge, se Figur 6. De langsgående gangene ser ut til å være vanskeligere å tolke fra MWD-data.



Figur 6 MWD data fra Høviktunnelen som viser tolket hardhet. Gult er tolket til å være leirskifer med moderat til tett oppsprukket bergmasse (basis for tunnelen),

INNLEKKASJEKRAV

Krav om maksimalt tillatt setning er på 2 cm fra AAJ/NGI (2020), som gir en antatt poretrykkssenkning på inntil ca. 2 m som kunne aksepteres.

For å opprettholde grunnvannstand i løsmassefylte dyprenner med mange boliger fundamentert på setningsømfintlig leire, er det beregnet og vurdert at Høviktunnelen bør ha et innlekkasjekrav på 3-5 l/min/100 m tunnel, samlet for fire tunnelene. Dette medfører omfattende og systematisk injeksjon gjennom hele tunnelen i anleggsfasen (AAJ/NGI, 2020, AAJ/GV, 2021).

Tabell 1 Oppsummering av tettekrav Høviktunnelen, samlet for begge løp (AAJ/NGI, 2020, AAJ/GV, 2021)

Tunnel	Ca. profil vestgående løp	Tettekrav [l/min/100m]
Høviktunnelen	Profil 7470 (påhugg ved Strand) – profil 8200	3
	Profil 8200 – profil 9140 (påhugg ved Ramstad)	5

Mellom profil 7470 – 8200 vil Høviktunnelen og Gjønnestunnelen ha overlappende influensområder og lekkasjen må fordeles på de to tunnelene. Anbefalt tettekrav i dette området er 3 l/min/100 m for Høviktunnelen, som har større tverrsnittsareal og ligger noe dypere enn Gjønnestunnelen (som får krav på 2 l/min/100m). Dette kravet vil være samlet for begge løpene, hvilket tilsier et tettekrav på 1,5 l/min/100 m per løp for Høviktunnelen.

På grunn av den lave bergoverdekningen, og ellers kompliserte injeksjonsforhold, var det planlagt en vanntett utstøpning i begge løp i området under dyprennen i permanent fase. For å opprettholde grunnvannstand under anleggsfasen, og unngå midlertidige infiltrasjonsbrønner, måtte det utføres systematisk injeksjon også i dette området.

GENERELL INJEKSJONSPROSEDYRE FOR HØVIKTUNNELN

Injeksjon i Høviktunnelen er komplisert med langsgående i foliasjon med et fall på 50-60 grader mot SØ, og med både kryssende og langsgående intrusiver med potensielt høy vannføring (> 100 l/min).

Etter mindre hevinger av terreng på E103 (AAJ/GV/NGI, 2024) og erfaringer fra Fornebubanen (Neby & Woldmo, 2023), ble det vurdert at berget ikke tåler høye injeksjonstrykk spesielt godt. Det kan se ut til at orienteringen til lagdelingen på leirskiferen og de langsgående syenittporfyrangene er også uheldig med hensyn på heving av terreng.

For å begrense terrenghevingen til et minimum, ble det anbefales et generelt trykk ikke over 30 bar i øvre del og 40 bar i nedre del. Ved injeksjon hvor det er vanskelig å oppnå en tilfredsstillende mengde med injeksjonsmasse anbefales det å benytte en finere sement istedenfor høyere trykk. Dette samsvarer godt med erfaringer fra Fornebubanen (Neby & Woldmo, 2023).

I Høviktunnelen er det benyttet Norcem mikrosement og Microcem 6500R (engelsk mikrosement). For de vannførende gangbergarter viste det seg at engelsk mikrosement var mer effektiv enn Norcem mikrosement.

Injeksjonsprosedyren for Høviktunnelen for E102 er vist i Figur 7 og Tabell 2 og Tabell 3. Det ble utarbeidet forenklede injeksjonsprosedyrer for gitt overdekning for å ha på stuff.

Injeksjonsprosedyre for Høviktunnelen (HTØ), E102

Det gjør oppmerksom på at dette er en foreløpig/levende prosedyre. Ik og kontrollingenigør i samråd kan selv tilpasse injeksjonsarbeidene ut ifra de faktiske geologiske forhold på stuff.

Revisjon av prosedyre vil bli utført basert på erfaringer fra stuff og oppnådd tetthet i tunnelen.

Terminologi:

Standardskjerm: Vanlig skjerm, 18 – 24 m.

Sekundærskjerm: Ny skjerm på samme stuff ved => 1L økasje samlet på alle kontrollhull.

Doble skjerm: Planlagt (etter geologisk kartlegging/tolkning fra MWD) for flere skjerm på samme stuff ved dårlig bergkvalitet og/eller ved syenittporfyr/magnetit.

Standardskjerm T13 (Høviktunnelen):

- Skjerm lengde: 18-24 m
- C/C 1.0 m
- Stikk: Normalt 5 m (Tilpasses boltelengde, nisjer mm.)
- For bakre stuff bores injeksjonshull mot stabbe med stikk på 2-3 m og stopetrykk reduseres.
- Stuffhull: 10 stk., bores med bores 1-3 m stikk mot kontur i samråd med BH.

Injeksjon

Injeksjon skal starte i såle.

Injeksjon starter med Resept 1. Etter 300 L (eller observert utgang i dagen eller utgang i stull) vurderes det om trykkoppbygging (jevnt stigende trykk under injeksjonen). Hvis ja, fortsett med resept 1. Hvis nei, bytt til resept 2.

Ved bytte av resept byttes det først til resept 2. Deretter gjentas prosess med resept 2, med vurdering etter 300 L og eventuelt bytte til resept 3. Avsluttes ved total maksimumsgrense eller stopptrykk angitt i tabell under.

Det tilstrebes å oppnå stopptrykk. Stoppmengde for skjerm ses under ett, slik at det kan tillates mer enn angitt stoppkriterium/stoppmengde i noen hull dersom det ikke går inn masse andre hull. Dette avtales med kontrollingeniør.

Sement:

Standardskjerm + sekundærskjerm: Mikrosement (prosess 31.G32) + styrt harding med akselerator ved behov.

Dobbelskjerm (med sekundærskjerm ved gangbengarter eller ved vanskelig masseringang):

Mikrosement (prosess 31.G32) i skjerm nr. 1 + Hurtighardene mikrosement (prosess 31.G301) i skjerm nr. 2.

Prosess 31.G302 mineralisk lav viskøst injeksjonsmiddel vurderes spesielt.

Resept	V/C	Flow
1	1,0	Øvre del < 20 l/min
2	0,8	Nedre del < 25 l/min
3	0,6	

Figur 7 Injeksjonsprosedyre for Høviktunnelen på E102, del 1/3

Tabell 2 Injeksjonsprosedyre for Høviktunnelen på E102, del 2/3

Bergmasse med skifer og knollekalk, diabasganger				
Overdekning	Liten bergoverdekning (<10 m)	OK bergoverdekning (10-25 m)	God bergoverdekning (>25 m)	Dårlig bergkvalitet* (uansett bergoverdekning)
Skjermengde***	18-21 m	21 m - 24 m	21 m - 24 m	18 m
Skjermtype	Standardskjerm/dobbel vurderes	Standardskjerm	Standardskjerm	Standardskjerm/dobbel vurderes
Stikk fra*** tunnelakse	6 m, tilpasses	6 m	6 m	6 m, tilpasses
Hyppighet	2 salver (ca. 10 m, 7-8 m overlapp)	- 2 salver ved 21 m skjerm (ca. 10 m, 7-8 m overlapp).	- 2 salver ved 21 m skjerm (ca. 10 m, 7-8 m overlapp).	2 salver (ca. 6-10 m, 7-8 m overlapp)
Hull i stoff **** Høviktunnelen (Gjønnetunnelen)	8 (7)	8 (7)	8 (7)	10 (7)
Hullavstand (c/c)	1 m **	1 m	1 m	0,75-1m **
Stoppmengde*****				
Maksmengde øvre del (per hull)	500 L	21 m skjermengde: 900 L 24 m skjermengde: 1000 L	21 m skjermengde: 1200 L 24 m skjermengde: 1400 L	1000 L
Maksmengde nedre del (per hull)	800 L	21 m skjermengde: 1200 L 24 m skjermengde: 1300 L	21 m skjermengde: 1400 L 24 m skjermengde: 1600 L	1200 L
Stopptrykk				
Stopptrykk øvre del	10-15 bar	25 bar	30 bar	25 bar, tilpasses
Stopptrykk nedre del	25 bar	35 bar	40 bar	35 bar

Tabell 3 Injeksjonsprosedyre for Høviktunnelen på E102, del 3/3

Vannførende Syenittporfyranger/mænaitt (Oppsprukken ganger med leirsoner mm, dårlig bergkvalitet)			
Overdekning	Liten bergoverdekning (<10 m)	OK bergoverdekning (10-25 m)	God bergoverdekning (>25 m)
Skjermengde***	18 m – 21 m	18 m – 21 m	18 m – 21 m
Skjermtype	Standardskjerm/dobbel vurderes	Standardskjerm/dobbel vurderes	Standardskjerm/dobbel vurderes
Stikk fra*** tunnelakse	1-6 m, tilpasses	6 m	6 m
Hyppighet	2 salver (ca. 6-10 m, 7-8 m overlapp)	2 salver (ca. 6-10 m, 7-8 m overlapp)	2 salver (ca. 6-10 m, 7-8 m overlapp)
Hull i stoff **** Høviktunnelen (Gjønne tunnelen)	10 (7)	10 (7)	10 (7)
Hullavstand (c/c)	Skjerm nr.1: 0,5-1 m** Skjerm nr.2: 0,5-1 m	Skjerm nr.1: 0,5-1 m** Skjerm nr.2: 0,5-1 m	Skjerm nr.1: 0,5-1 m** Skjerm nr.2: 0,5-1 m
Maksmengde øvre del (per hull)	500 L	900 L	1200 L
Maksmengde nedre del (per hull)	800 L	1200 L	1400 L
Stopstrykk			
Stopstrykk øvre del	10-15 bar	25 bar	30 bar
Stopstrykk nedre del	25 bar	35 bar	40 bar

*Ved dårlig bergkvalitet ved uansett bergoverdekning tilpasses skjerm og injeksjon ved dialog med BH etter de faktiske forholdene på stoff. Det kan bli aktuelt å dele skjerm opp i to oppstillinger hvor nedre del av skjerm fullføres før øvre del boret.

** Ekstrahull i skjerm vurderes.

***Skjermengde og stikning tilpasses nisjer og kryss. Skjermengde endres til 18 eller 21 m med hyppigere skjermver ved økt innlekkasje/poretrykksfall/dårligere berg.

**** For antall hull i stoff er dette en løpende standard som justeres etter bergforhold, er ingenting annet gitt settes disse antallene som en standard.

***** Ved manglende trykkoppbygging på V/C 0,6 kan det vurderes å pause hull ved nådd stoppmengde, for så å pumpe inn ca. 150L 0,6 til. Dette gjøres i samråd med KI.

UTFØRELSE AV ARBEIDENE

Forutsetninger og mål

Følgende forutsetninger og krav lå til grunn for driving under dyprennen på Strand i prioritert rekkefølge:

1. Drive igjennom strekningen med lav overdekning uten ras i tunnelen.
2. Unngå poretrykksenkning og setninger i løsmasser over tunnelen som gir skade på natur, eiendom og infrastruktur i anleggsfasen. Krav om maksimalt tillatt setning er på 2 cm fra AAJ/NGI 2020, som gir en antatt poretrykssenking på inntil ca. 2 m som kunne aksepteres.
3. Mål for innlekkasjer på hvert enkelt løp er < 1,5 liter/minutt/100 m tunnel.
4. Oppnå innlekkasjemålet med forinjeksjon før berguttak slik at vanntett støp kan erstattes med betongelementer med membran/drenert løsning.

Før oppstart

På bakgrunn av kompleks infrastruktur og fra 5 m og ned mot 2-3 meter bergoverdekning med 18 m spenn i tunnelene var det på forhånd før driving under sonen bestemt prinsipp for driving, sikring og injeksjon.

Det ble videre besluttet, etter anbefaling fra ingeniørgeologisk fagrapport fra Høviktunnelen (AAJ/GV, 2021), å utføre kjerneboring på stoff for å kunne justere drive og injeksjonsopplegget. Det ble boret ett 50 m langt kjerneborehull fra stoff med

stigning på 7° stikning oppover. Hullet ble boret oppover for å verifisere at det var berg på strekningen. Resultatet fra kjerneborehullet viste bedre bergforhold enn forventet, men med to potensielle vannførende syenitt intrusiverganger, på henholdsvis ca. 3,5 og 5 m i tykkelse. Lekkasjen fra kjerneborehullet var på ca. 30 - 35 l/min. Deler av kjerneborehullet lå da allerede innenfor deler av forinjeksjonen fra tunnelen.

Selv om både injeksjonsarbeidene og sikringsarbeidene på E18 vestkorridoren er byggherrestyrt ble det videre avhold flere arbeidsmøter mellom byggherre og entreprenør med spesielt fokus på denne sonen. Entreprenør var delaktig i utarbeidelse av injeksjonsprosedyren og driveopplegg med bakgrunn i den praktiske erfaringen med komplisert berginjeksjon og driving.

Den planlagte sikringen og injeksjonsopplegg ble utarbeidet tidlig, slik at entreprenøren og byggherren var omforent over hvordan drivingen skulle foregå under dyprennen. Det er viktig å presisere at injeksjonsprosedyren var et levende dokument og ble revidert fortløpende etter behov og basert på resultater på stoff.

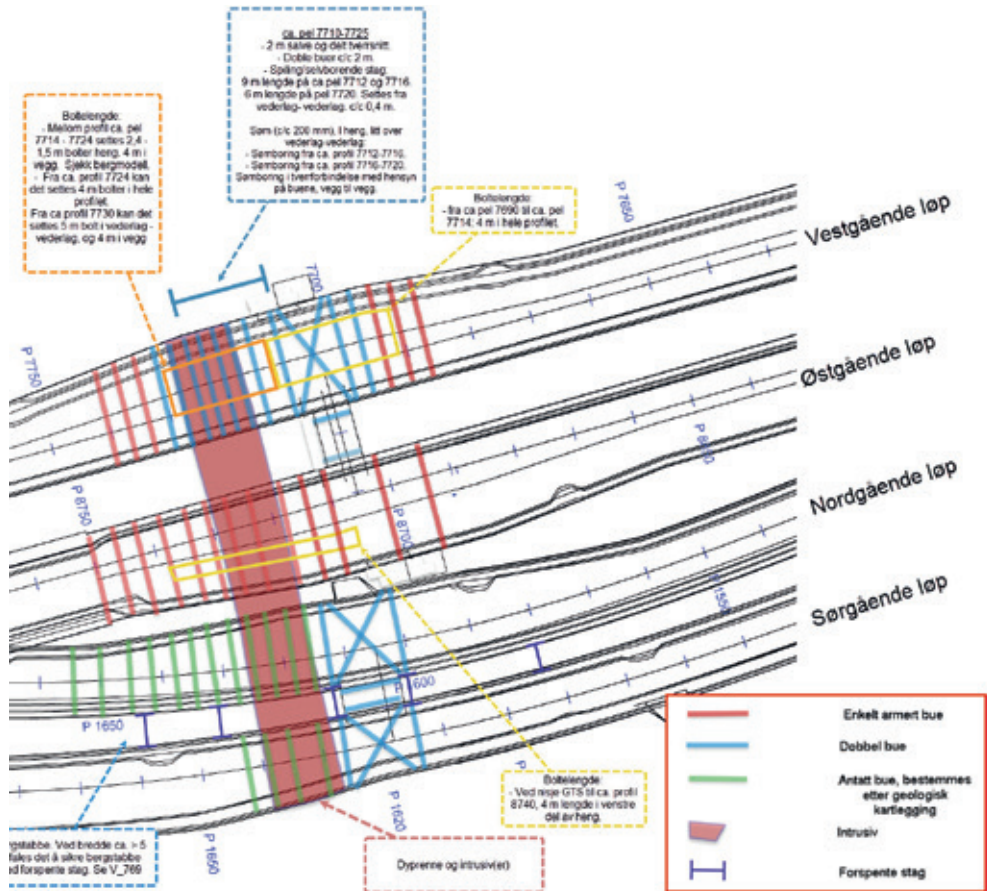
DRIVING OG SIKRING UNDER DYPRENNEN PÅ STRAND

Sikringsklasse IVb-V ble lagt til grunn for bestemmelse av en minimumsikring, se Figur 8. Denne minimumsikring bestod av 15 cm E1000 sprøytebetong og fra 1,5 - 4 m lange fullt innstøpte bolter (på grunn av konflikt med liten bergoverdekning og nærliggende tunneler) med boltemønster c/c 1,0-1,5 m. Det ble også forhåndsbestemt og plassert ut tung sikring i form av enkle og doble sprøytebetongbuer, som senere ble tilpasset faktiske forhold. Buene ble satt med c/c 2-3 m, med tettere c/c mot og under sonen. Det ble montert opp doble kryssbuer i kryss.

Fra pel 7700 til 7725 i vestgående løp, ca. 20 m før det laveste punktet, ble følgende driveopplegg fulgt:

1. 2 m salvelengde med todelt tverrsnitt, suksessiv sikring.
2. 1,5 - 4 m lange fullt innstøpte bolter (på grunn av konflikt med liten bergoverdekning) med boltemønster c/c 1,0-1,5 m.
3. Dobbelt armert buer med c/c avstand på 2 m. Buene montert på stoff og suksessivt.
4. Søm (c/c 200 mm), 1 heng, litt over vederlag-vederlag:
 - Søboring fra ca. profil 7712-7716.
 - Søboring fra ca. profil 7716-7720.
 - Søboring i tverrforbindelse med hensyn på buene, vegg til vegg.
 - Piggings mot søm.
5. Sette 9 m lengde på ca. pel 7712 og 7716. 6 m lengde på pel 7720. Settes fra vederlag- vederlag. c/c 0,4 m. Stag injiseres med RBA380.
6. Injeksjonsrunde for hver 6 meter med to injeksjonskjermer,
 - a. Sperreskjerm/grovskjerm injisert med standard mikrosegment
 - b. Hovedskjerm injisert med engelsk mikrosegment
7. Kontrollhull og sjekke av poretryksmålere

Ved østgående løp var det bedre overdekning (fra 9-11 m), og tunnelen ble drevet «vanlig» med redusert salvelengde (3,5 m) med enkle armerte sprøytebetongbuer montert med c/c 3,0 m suksessivt. Det ble utført samme injeksjonsopplegget som for vestgående løp.



Figur 8 Skisse over driveopplegg under dyprennen på Strand for Høviktunnelen og Gjønnestunnelen (ikke ferdig drevet ennå). Øverste løp er vestgående løp.



Figur 9 Fra driving under dyprennen på Strand. Bildet er tatt ved ca. profil 7719, hvor det var lavest bergoverdekning på ca. 2,1 m. Tunnelspennet er her 18 m.

Injeksjonsmetode

Prinsippskisse for injeksjon under dyprennen på strand for vestgående og østgående løp er vist i Figur 11 og Figur 12.

Det ble fra ca. 40 m før selve dyprennen med laveste bergoverdekning endret fra en injeksjonsskjerm for hver 10-12 m til 6 m mellom injeksjonsskjermene.

Det ble videre boret ny injeksjonsskjerm for hver 6 m under hele dyprennen. Skjerm lengden på hovedskjerm ble redusert fra 21 m til 18 m. Skjerm lengden på hovedskjerm ble redusert videre til 15 m ved også boring av sperreskjerm.

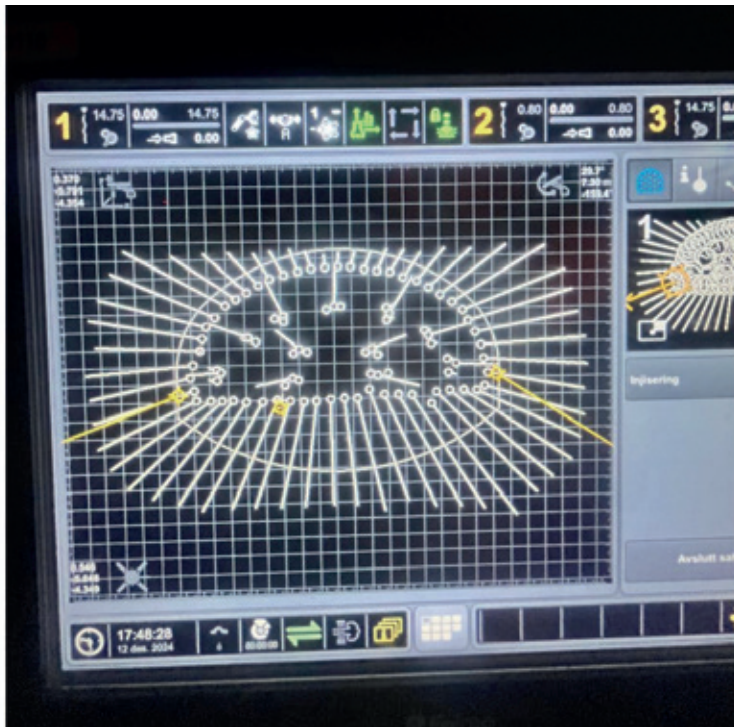
På grunn av antatt vannførende intrusivbergart ble det valgt å benytte engelsk mikrosegment i hovedskjerm. Videre så ble det i første injeksjonsrunde benyttet Norcem mikrosegment. Det er til nå vært gode erfaringer med dette, og forbruket av engelsk mikrosegment har gått ned.

Det ble injisert med lave stoppmengder (500L-800L) og lave stopptrykk (15 bar i øvre del og 25 bar i såle).

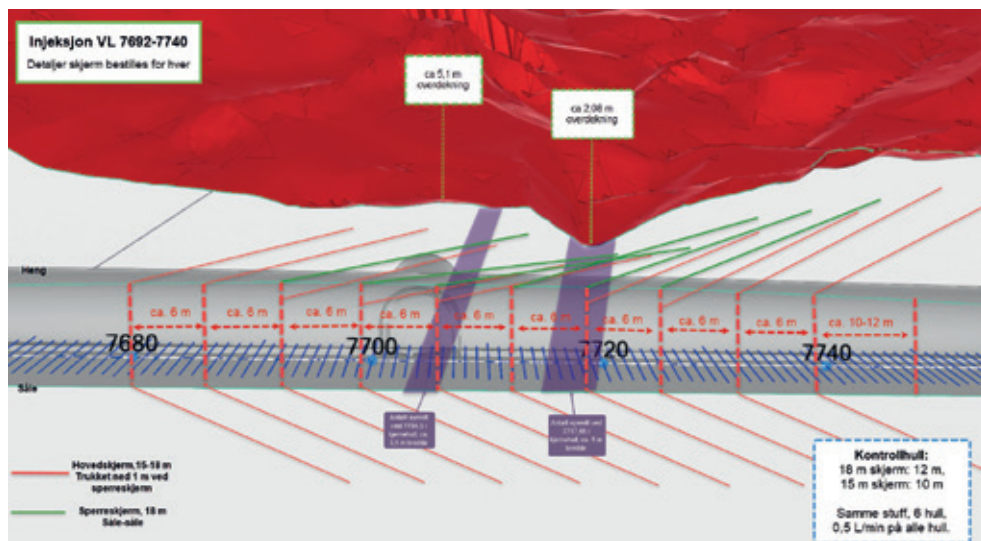
Fra ca. 7700-7722 (ca. 20 m før laveste punkt) ble det boret dobbeltskjerm:

Skjerm 1, sperreskjerm/grovskjerm	Skjerm 2, hovedskjerm
• Skjerm lengde: 18 m • Fra såle-såle • c/c: 0,75 m • Stikk: 1,5 - 5 m i heng (alltid 1 m under bergoverflate)/ 6m i vegg • Mikrosegment med injeksjonsprosedyre «Liten bergoverdekning (<10 m)»	• Hovedskjerm trekkes 1 m inn i forhold til sperreskjerm. • Skjerm lengde: 15 m • Hele profil • c/c: 0,75 m • Stikk: 1,5 – 4,5 m i heng (alltid 0,5 m under sperreskjerm)/ 6 m resten av profil • Stuffhull: 10 m² per senterhull • Engelsk mikrosegment med injeksjonsprosedyre «Liten bergoverdekning (<10 m)»

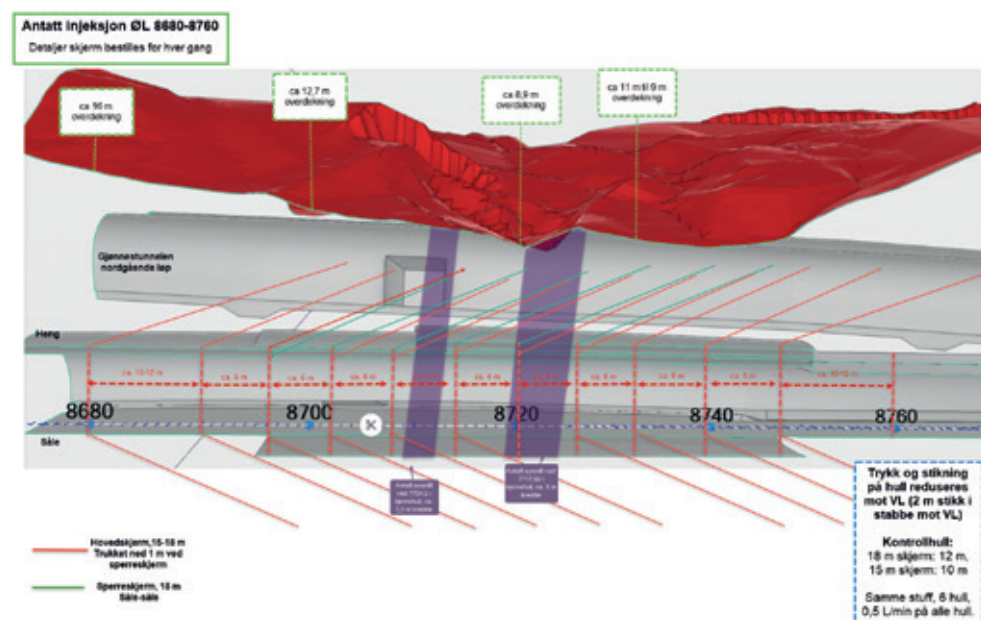
Injeksjonsskjermene i vestgående løp ble lagt ned slik at de var ca. 1 m under antatt bergoverflate, se Figur 10. I Østgående løp var det bedre overdekning (fra 8,9-11 m), og tunnelen ble injisert med vanlig stikning. Videre ble det utført samme injeksjonsopplegget som for vestgående løp.



Figur 10 Typisk skjermgeometri. Hovedskjerm ved profil 7707.



Figur 11 Prinsippskisse over injeksjonen i vestgående løp ved drivning under dyprennen på Strand i Vestgående løp ved profil 7680-7740.



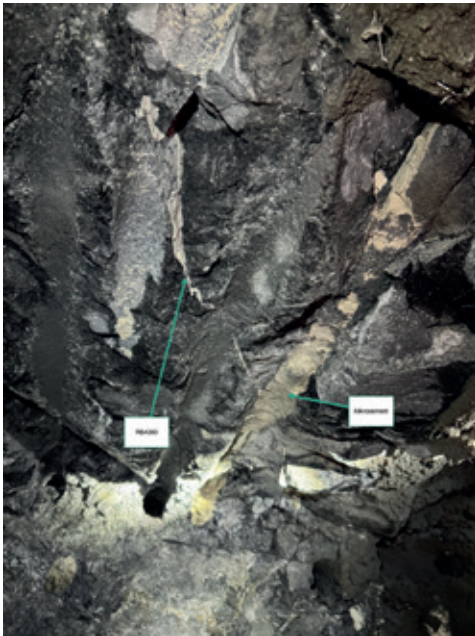
Figur 12 Prinsippskisse over injeksjonen i vestgående løp ved drivning under dyprennen på Strand i østgående løp ved profil 8680-8760. Gjønne tunnelens Nordgående løp vises i bakgrunnen.

Den spesielle og innovative injeksjonsmetoden som ble benyttet på dette prosjektet var å bore stag som spiling, og injisere disse med RBA 380, levert av MasterRoc. Det har tidligere i prosjektet vært problemer med innelekkasje fra forbolter, og entreprenør forslo dermed metoden og produktet for å ta siste eventuelle restlekkasje.

RBA 380 er en hurtigreagerende, 2-komponent silikatbasert polyuretan-harpiksinjeksjon, spesielt utformet for montering av fjellbolter eller stag. Injeksjonsmidlet har tiksotropiske egenskapene, som gjør produktet fleksibelt ved små lekkasjer.



Figur 13 Fra injeksjon under dyprennen på Strand. Bildet er tatt med stoff på ca. profil 7721, hvor det var det var injeksjon av stag med RBA380.



Figur 14 RBA 380 viste seg å ha gode inntrengings egenskaper i sprekker.

RESULTATER

Injeksjonsresultater

Injeksjonsresultater med innlekkasje, mengder og trykk fra vestgående løp under drivingen under dyprenna under Strand er gitt i Tabell 4.

På sperreskjermen gikk det typisk mellom 8-12 tonn. På hovedskjermen, som ble pumpet med finere sement, gikk det mellom 12-22 tonn. Lekkasjen gikk gradvis ned fra ca. 30-35 l/min til 0-1 l/min på skjermboringen hvor lengre inn under dyprennen en kom. Kontrollhullene var tørre, det vil si under 0,5 l/min, utenom på en skjerm med en restlekkasje på 0,7 l/min.

Eventuelle restlekkasjer under 0,5 l/min ser ut til å være fanget opp av injeksjonen av Stag med RBA 380, hvor det gikk inn mellom 1885 og 2442 kg ved injeksjonen. For RBA 380 viste seg å ha gode inntrengings egenskaper i sprekker, se eksempel i Figur 14.

Tabell 4 Lekkasje, masseinnngang og trykk ved profil 7674-7728 i vestgående løp.

Høviktunnelen vestgående løp							
Profil	Skjermtype	Injeksjonsmiddel	Skjerm lengde (m)	Ca. lekkasje før injeksjon (l/min)	Maks trykk (Øvre/nedre)	Ca. mengde (tonn)	Kontrollhull
7674	Hovedskjerm	Mikrosement	18	30	25	12,8	Tørre
7686	Hovedskjerm	Engelsk mikrosement	18	30	15/25	14,8	Tørre
7692	Hovedskjerm	Engelsk mikrosement	18	-	15/25	20,0	Tørre
7700	Sperreskjerm	Mikrosement	18	8	15/25	12,0	Tørre
7700	Hovedskjerm	Engelsk mikrosement	15	0,2-2	15/25	13,7	Tørre
7707	Sperreskjerm	Mikrosement	18	15	15/25	8,4	Tørre
7707	Hovedskjerm	Engelsk mikrosement	15	0,2	15/25	15,1	Tørre
7710	Sperreskjerm	Mikrosement	18	5	15/25	5,6	Tørre
7710	Hovedskjerm	Engelsk mikrosement	15	5	15/25	10,5	Tørre
7712	Injeksjon av stag	RBA380	9	0-1	15	2,4	-
7716	Sperreskjerm	Mikrosement	18	0-1	15/25	8	Tørre
7716	Hovedskjerm	Engelsk mikrosement	15	1	15/25	22,7	Tørre
7716	Injeksjon av stag	RBA380	9	0-1	15	2,8	-
7721	Sperreskjerm	Mikrosement	18	0-1	15/25	4	Tørre
7721	Hovedskjerm	Engelsk mikrosement	15	1	15/25	19,3	0,7 l, ny skjerm i høyre del
7721	Sekundærskjerm	Engelsk mikrosement	15	1	15/25	5,1	Tørre
7721	Injeksjon av stag	RBA380	9	0-1	15	1,8	-
7728	Hovedskjerm	Engelsk mikrosement	18	0-1	15/25	27,8	Tørre

Tetterresultater i tunnel under dyprennen på strand

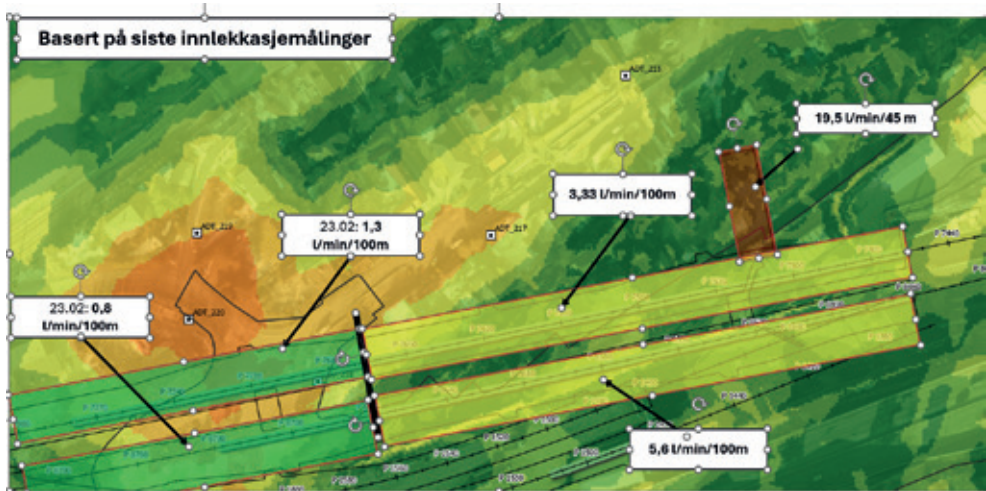
Visuelle inspeksjoner i tunnel viser et godt tetterresultat, se Figur 15 til Figur 18. Dette er videre blitt bekreftet av innlekkasjemålinger foretatt ved terskler etablert i tunnelen i begge løp, som ble etablert i området ved den planlagte vanntette støpen for å vurdere om denne kunne utgå. Innlekkasjemålinger på dette streket utført viser at det er godt innenfor målet på 1,5 l/min/100 m tunnel. Innlekkasjemålinger viste henholdsvis 1,3 og 0,8 l/min/100 for henholdsvis vestgående løp og østgående løp i området under dyprennen på Strand og frem til entreprisegrensen. Se Figur 16. Øst for dyprennen ligger innlekkasje noe høyere, på 3,33 l/min/100m og 5,6 l/min/100 m. Dette var mye på grunn av en kryssende og sterkt vannførende mænaittgang, se Figur 5.

En så også tidlig og tydelig at poretrykket påvirkes av både skjermboring og injeksjon. Poretrykket på de nærmeste målere ble nøye vurdert etter hver injeksjonsboring og injeksjonspumping. Det har vært en poretrykksfall på 0,5-2,7 m etter drivingen startet i Høviktunnelen, se Figur 19 og Figur 20. Det er vurdert til at poretrykksfall var på grunn av lekkasje i mænaitt gang i HPS01, Figur 5 (ved pumpestasjon). Videre viser foreløpig resultater mindre setninger (21-26 mm), se Figur 22. Det lave injeksjonstrykket har gitt noe heving av terreng, men er begrenset til 6-14 mm.

På grunn av den lave innlekkasje i området under dyprennen på Strand, Figur 16, og en poretrykkssenking innenfor toleransegrensen på ca. 2 m, ble det vurdert til at den vanntette støpen kunne utgå. Videre ble det anbefalt og utført ettertetting i mænaittgangen i HPS01.



Figur 15 Tetterresultater observert i tunnel under driving.



Figur 16 Oppdatert fra NGI/SVV. Resultater fra innlekkasjemålinger (terskelmåling).



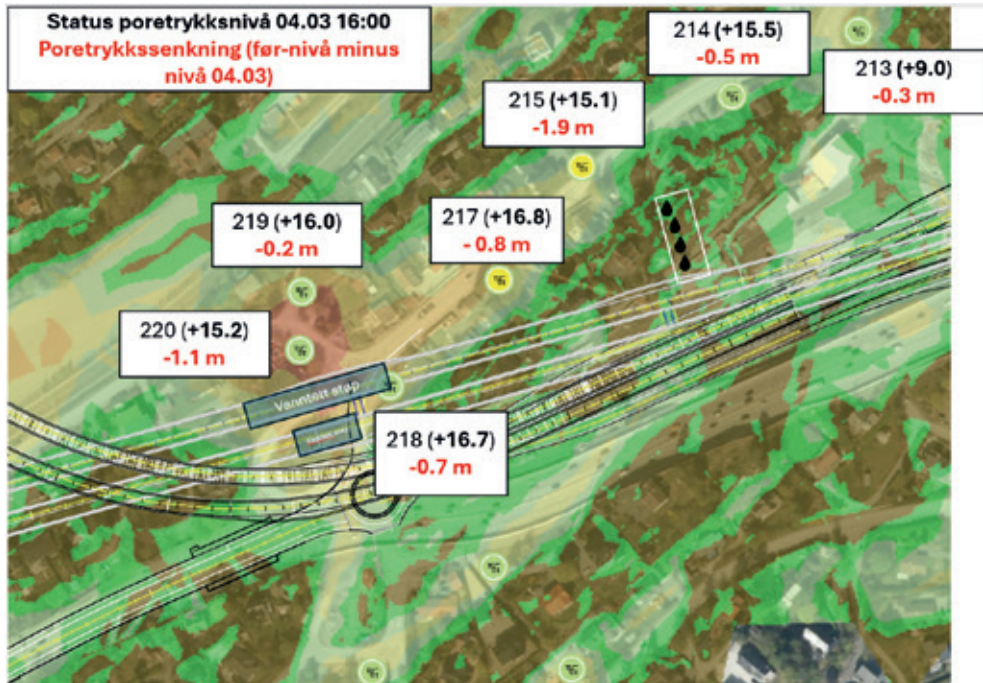
Figur 17 Tetteresultater observert i tunnel sett mot vest.



Figur 18 Tetteresultater observert i tunnel sett mot øst.

Måler	Middelverdi potensialnivå før anleggstert (moh.)	Potensialnivå nå (med avslatte brønner 04.03.2025)	Differanse (m)
ADT_215_5.8 m	17.8	15.1	-2.7
ADT_217_9.9 m	18.3	16.8	-1.5
ADT_218_12.4 m	19.0	16.7	-2.3
ADT_219_13.5 m	16.5	16	-0.5
ADT_220_21.5 m	16.7	15.2	-1.5

Figur 19 Fra NGI/SVV. Status poretrykk mars 2025, etter drivning under løsmassedypprenne. Oversikt over poretrykksmålere og poretrykksfall langs dypprennen på strand. Plassering av målere er vist på Figur 21.



Figur 20 Fra NGI/SVV. Status poretrykk mars 2025, etter drivning under løsmassedypprenne. Oversikt over poretrykksmålere og poretrykksfall langs dypprennen på strand.



Figur 21 INSAR-målinger fra prosjektet fra 2025. Foreløpig resultater viser mindre setninger og få hevinger.

ERFARINGER/KONKLUSJON

Med sakte, god driving og med suksessiv sikring, og med noe bedre berg enn forventet, ble det drevet under dyprennen på Strand uten spesielle problemer. Lekkasjemålet på 1,5 l/100 m ble nådd.

Injeksjon i Høviktunnelen er komplisert med tidvis lav overdekning, strenge krav til omgivelsene, langsgående foliasjon og med både kryssende og langsgående intrusiver med potensielt høy vannføring (> 100 l/min). God planlegging, godt samarbeid mellom entreprenør og byggherre, og riktig bruk av ulike typer injeksjonsmidler og trykk har vært suksess ved driving under dyprennen på Strand i Høviktunnelen

Videre så viste RBA380 seg godt egnet til å ta opp restlekkasjen som var igjen etter sementinjeksjonen.

Den planlagte vanntette støpen som skulle etableres området ved dyprennen på Strand kunne dermed utgå.

REFERANSER

1. Dr.ing.A.Aas-Jakobsen AS /Geovita AS (2021), V_800 Ingeniørgeologisk rapport Høviktunnelen, rev. 04, 2021.07.09.
2. Dr.ing.A.Aas-Jakobsen AS /NGI (2020), Rapport V_530 Drenasjeforhold og tettetilak ved Strand-Holtet Rev 03 2022.04.19
3. Dr.ing.A.Aas-Jakobsen AS /NGI (2020), Rapport V_717 Tettekrav for Gjønneestunnelen og Høviktunnelen, rev 01, 2020.06.11
4. Arild Neby og Ola Woldmo (2023), Blir Tunnelene på Fornebubanen tette? Innlegg på Fjellsprengningskonferansen 2023.245167-Fjellspregningskonferansen-2023-USB.pdf (nff.no).
5. Dr.ing.A.Aas-Jakobsen AS /Geovita AS/NGI (2024), V_610 Endring av terreng i Snoveien, rev. 02, 2024.10.18.

FORINJEKSJON AV KABELTUNNEL SOGN-ULVEN, OSLO - Strategi, metodikk og erfaringer med oppnåelse av svært strenge tettekrav i vekslende bergmasser.

Pre-excavation grouting of the Sogn-Ulven tunnel, Oslo, Norway - Strategy, methodology and experiences with extreme seepage requirements in complex rock masses.

Bjørn Kaisen Pran, NGI

Karl Gunnar Holter, NGI

Ida Rongved, NGI

Marit Mjøsund, Norconsult

Eirik Olsen, Norconsult

Lars Erik Nyhaug-Jensen, SWECO

SAMMENDRAG

Moderne forinjeksjonsteknikk muliggjør oppnåelse av tettemål som er betydelig strengere enn bare for få år tilbake. Tunneldriving under Oslo sentrum krever en utførelse av forinjeksjon som sørger for at poretrykket reduseres i minst mulig grad i de overliggende løsmassene for å unngå setningsskader. Inntil nylig har de strengeste tettekravene definert i kontrakter for tunneldriving under Oslo vært i størrelsesorden 4 l/min/100m. Med videreutviklede metoder for forinjeksjon og en innovativ tilnærming lykkes dette prosjektet med å oppnå tettekravene i større deler av tunnelen der målt poretrykk i overgangen mellom berg og løsmasser er tilnærmet upåvirket av tunneldrivingen, uten bruk av vanninfiltrasjon eller vanntett udrenert betongutstøpning.

Kabeltunnelen Sogn-Ulven går i sin helhet i berg, har en lengde på ca. 6600 m og blir drevet med boring og sprenging med systematisk forinjeksjon. Berggrunnen er sterkt vekslende med tanke på hydrogeologiske parametere, og består av kalk- og leirskifere gjennomført av magmatiske intrusiver. Svakhetssoner i berggrunnen kombinert med tykke overliggende sensitive løsmasser gir prosjekterte tettemål for deler av tunnelen på 2 L/min/100m.

For å sikre at tunnelen kunne bygges med et slikt permanent tettemål med akseptabel usikkerhet, ble totalt 1350 løpemeter av tunnelen prosjektert med vanntett udrenert støp. Det ble imidlertid utarbeidet en injeksjonsstrategi med målsetting om at tettemålet skulle oppnås med kun forinjeksjon. Strategien besto av en oppdelt tilnærming, i form av en grovtetting eller homogenisering av bergmassen, med en påfølgende fintetting for rissene med lavest lekkasjepotensial. Dette ble realisert i form av en todelt injeksjonsprosedyre med primær- og sekundærskjermer. Fintettingen ble utført i sekundærskjermen, fortrinnsvis med det lavviskøse mineralske injeksjonsmaterialet kolloidal silika.

Bergartsgrensene mellom sedimentære bergarter og gangbergarter, i tillegg til bergmassen i selve gangbergartene, viste seg å være de mest utfordrende bergforholdene for å lykkes med injeksjon. Dette gjaldt også i områder der

bergmassekvaliteten stabilitetsmessig var bra. Utfordringen virket å være relatert til stor kontrast i hydraulisk konduktivitet mellom leirskiferen og de intrusive bergartene.

Det ble gjennomført et omfattende program for oppfølging av poretrykk og setninger. Poretrykksovervåkning omfattet sanntids datatilgang med måling av in-situ vanntrykk i poretrykksmålere i flere nivåer, men med et hovedfokus rett ved grenseflaten mellom berg og løsmasser. Det var i tillegg overvåking av grunnvannstand i flere bergbrønner. Det ble foretatt boring av infiltrasjonsbrønner fra dagen, samt etablert en beredskap for boring av ytterligere infiltrasjonsbrønner fra tunnelnivå

Det er i hovedsak oppnådd et godt nok resultat med forinjeksjonen med hensyn til tettemålene, men stedvis har det blitt supplert med etterinjeksjon, og noe mer etterinjeksjon er planlagt.

De viktigste erfarings- og læringspunktene kan sammenfattes slik:

- I et sammenhengende parti på 400 m av tunnelen ved kryssing under Voldsløkka med store løsmassetykkelser kombinert med lav bergoverdekning og komplekse bergmasseforhold, ble en utvidet prosedyre med primær- og sekundærskjermer anvendt. Denne ga et tilnærmet helt tørt resultat.
- Det er svært viktig å oppnå en effektiv og vellykket grovtetting i form av mikrosementinjeksjon før fintettingen med injeksjon av kolloidal silika kan påbegynnes.
- I de strengeste tetteklassene er det viktig å oppnå tilstrekkelig inngang av injeksjonsmasse i berggrunnen. Stoppkriterier på mengde må derfor settes «raust».
- Tydelig og god kommunikasjon og hyppige fagmøter innen injeksjon og poretrykksoppfølging viste seg å være en viktig suksessfaktor. Det ble gjennomført flere workshoper med hele entreprenørens tunnelmannskap for en grundig gjennomgang av injeksjonsstrategi og metodikk. Denne prosessen var også tilrettelagt med dialog og diskusjoner for å få verdifulle innspill fra entreprenøren. Dette bidro sterkt til et godt samarbeid for å insentivere nytenking og gode praktiske løsninger for å få godt resultat med høy kvalitet under krevende bergforhold med strenge tettemål.
- Etterinjeksjon: i noen partier ble mindre enkeltpunktlekkasjer effektivt redusert til et akseptabelt nivå med lokale små punktinjeksjoner med polyuretan. I et parti var innlekkasjene noe over tillatt nivå, og ble midlertid håndtert med infiltrasjonsbrønner. Systematisk etterinjeksjon er planlagt i dette partiet.

ABSTRACT

Modern pre-excavation grouting (PEG) technology enables achievement of water ingress requirements much stricter than possible only a few years ago. Tunnelling below the centre of Oslo city requires a PEG design that ensures very little to no reduction in pore pressure in the overlying soils, in order to reduce the risk of damages caused by ground settlement to a minimum. Until recently the strictest water ingress requirements for tunnels below the centre Oslo have been set to the magnitude of 4 L/min/100 linear m tunnel. With new approaches and methods for pre-grouting the Sogn-Ulven tunnel project has succeeded with keeping the groundwater table at an

acceptable level. The use of artificial groundwater infiltration has been used temporarily at a few locations. Avoiding a final waterproof undrained concrete water lining is likely at the time of writing.

The tunnel is entirely located in rock and excavated by traditional drill-and-blast and has a length of approximately 6600 m. PEG is executed systematically for the entire tunnel length. The ground conditions along the tunnel alignment are highly varying, especially in terms of joint parameters (persistence, aperture and fill), and are dominated by cambro-silurian sedimentary shales intersected by permian magmatic intrusions. Several parts of the tunnel are characterized by low rock overburden as low as 15 m, coinciding with thick soil deposits, as well as weakness zones. These parts are particularly sensitive for water ingress to the tunnel, pore pressure reduction, and consequently terrain settlements. The maximum allowed water ingress in these parts are 2 L/min/100 m.

To ensure that such a requirement could be maintained, with minimum uncertainty, 1350 m of the tunnel was designed with a watertight concrete lining that would be installed after the excavation was complete, if deemed necessary. Nevertheless, an ambitious PEG strategy was developed with the goal of eliminating the need for such a concrete lining. In broad terms, the pre grouting strategy was comprised of first sealing highly permeable structures with micro cement, making the rock mass more homogeneous, followed by a subsequent sealing of the smallest fractures using the low viscous material colloidal silica.

In terms of grouting and water tightness, the most challenging rock mass conditions faced in the project was the magmatic intrusions, as well as the rock type boundaries themselves; between the sedimentary shales and the intersecting intrusions. This due to the large contrast in joint parameters and transmissivity between the rock types.

An extensive program pore pressure monitoring in the overlaying soils and settlement surveillance/control is used to manage the PEG works during the project, including stand-by infiltration wells ready for activation, and follow-up of live pore pressure monitoring data on an hourly basis.

At the time of writing, a portion of approximately 500 linear m remains to be excavated. The current water ingress measurements and pore pressure readings indicate that the PEG works in general has given very satisfactory results in terms of water tightness. Supplemented by some rounds of post-grouting in selected locations, the project is expected to meet the water ingress requirements. Hence, the concrete lining can very likely be avoided, thus reducing the investment costs and CO₂ footprint significantly.

Some key takeaways from the project:

- Modern PEG methodology can enable water ingress reduction in rock tunnels to an extent that leaves the pore pressure in the overlaying soils permanently unchanged
- An effective and successful cement-based grouting-fan is essential to facilitate the subsequent successful use of liquid colloidal silica for the final secondary grouting, as well as for the overall result of the grouting process.

- Stop criteria in terms of maximum grout amounts need to be sufficiently high in challenging ground conditions with extremely strict water ingress requirements.
- Communication and frequent meetings at production level regarding grouting and groundwater control proved to be an important success factor. Multiple workshops with the entire crew from the contractor were held for a thorough review of the grouting strategy and method. A dialogue on a daily basis at shift level between owner and contractor during the project was upheld to gain updated and valuable know-how from the execution of the PEG works. This contributed to a strong collaboration and gave the contractor an incentive to succeed with innovative thinking in resolving challenging practical matters.

INNLEDNING

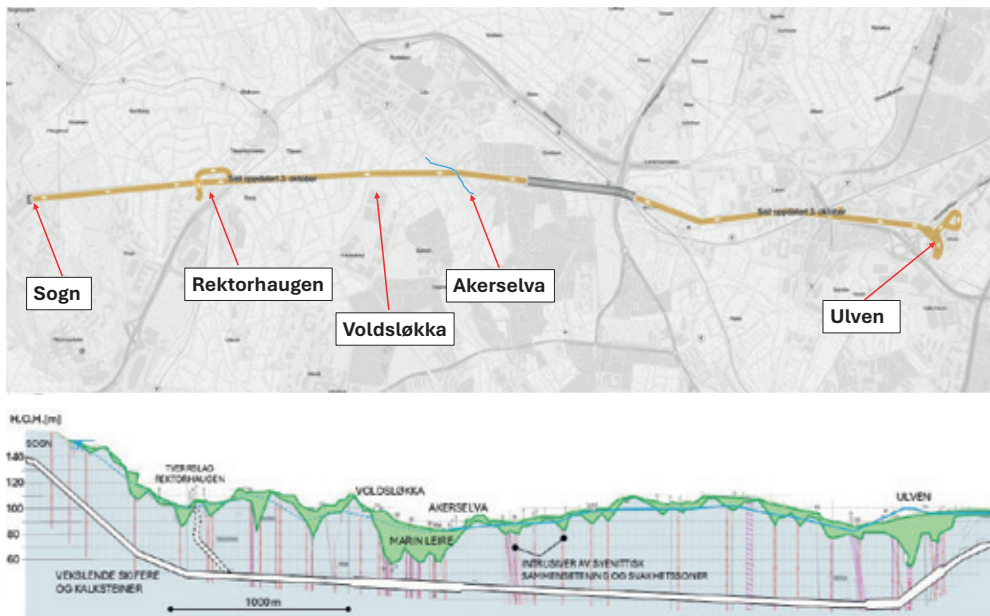
Sogn-Ulven (S-U) tunnelprosjekt er en del av Statnett sin Nettpplan Stor-Oslo, der hovedoppgaven er fornying av strømmettet i og rundt Oslo-regionen. Dette innebærer for S-U bygging av ca. 6,6 km tunnel, for å føre nye 420 kV-kabler mellom transformatorstasjonene på Sogn og Ulven. Plan- og lengdeprofil er vist i *Figur 1*.

S-U kabeltunnel kan på flere måter kalles et injeksjonsprosjekt. Ved tunneldriving i Oslo by under sensitive løsmasser er forinjeksjon en kritisk del av tunnelarbeidene, og man er nødt til å lykkes med tilstrekkelig tetting av tunnelen. Når det gjelder grunnvannstabilitet, finnes det flere tidligere og pågående byggeprosjekter med samme influensområde som S-U. Langs deler av traseen er poretrykket allerede redusert til et nivå der det ikke gjenstår noen sikkerhetsmargin. I disse områdene kan det derfor ikke tillates ytterligere reduksjon i poretrykket. Dette har gjort injeksjonsoppgaven utfordrende på S-U, og desto viktigere er det med et vellykket injeksjonsarbeid.

For strekninger med tettekrav helt ned på 2 L/min/100 m er det prosjektert for vanntett utstøpning i tilfelle forinjeksjonen ikke lykkes med å oppnå dette strenge innlekkasjekravet. Vanntett utstøpning vil være svært kostbart og tidkrevende, og karbonfotavtrykket er også høyt. Derfor er hovedgevinsten ved å lykkes med injeksjonsarbeidet at vanntett utstøpning kan sløyfes.

Ved de strengeste tettekravene, og i bergmasse med stor kontrast i hydrogeologiske egenskaper, vil en økt grad av oppdeling i injeksjonssyklusen være hensiktsmessig. Oppdeling av injeksjonssyklusen utføres for å først oppnå en grovtetting (sement), og påfølgende en fintetting (kolloidal silika) av bergmassen. En trinnvis tetting av bergmassen sikrer best mulig kontroll over hvor langt injeksjonsmassen beveger seg, og gir gode forutsetninger for bruk av det lavviskøse materialet kolloidal silika (KS).

Forinjeksjon er et utfordrende fagfelt uten entydige løsninger. For å lykkes må en rekke faktorer samvirke, og arbeidet krever en proaktiv tilnærming med kontinuerlig oppmerksomhet på detaljer og løpende justeringer basert på erfaring. Denne artikkelen har som hensikt å gå nærmere inn på erfaringene fra S-U-prosjektet, med vekt på å identifisere suksessfaktorer og læringspunkter for injeksjonsarbeidet.



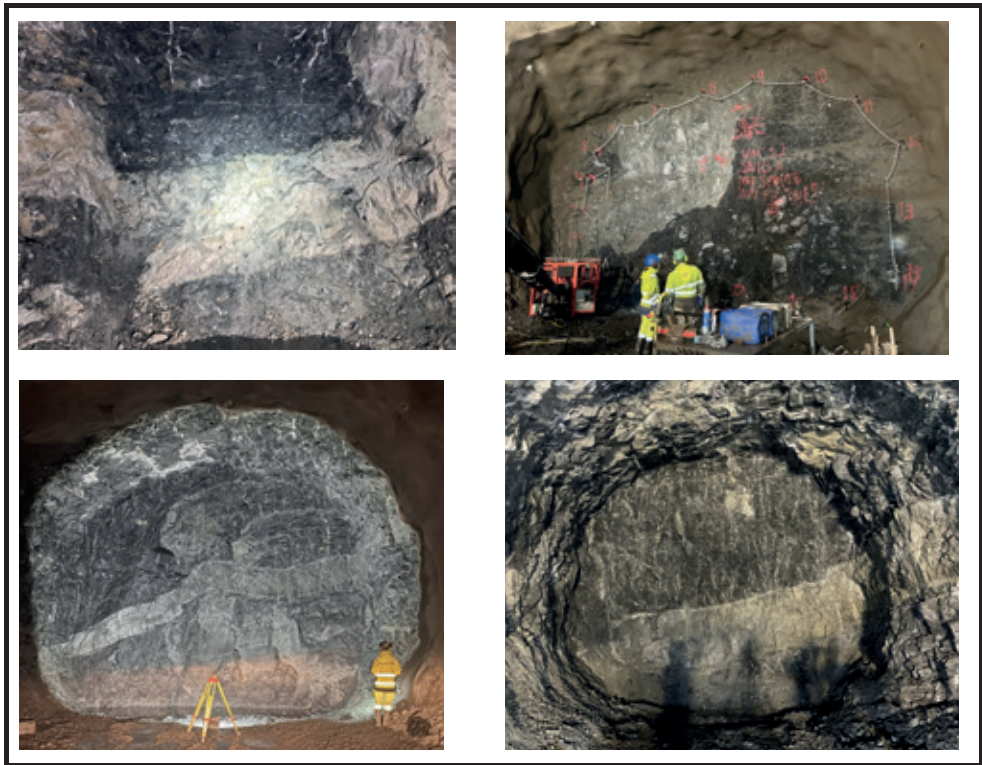
Figur 1 Plan- og lengdeprofil av Sogn-Ulven Kabeltunnel. Fremdrift per 3. oktober 2025 markert i gult (<https://www.statnett.no/vare-prosjekter/region-ost/sogn-ulven/nyhetsarkiv/folg-med-pa-status-for-tunnelarbeidene/>).

INJEKSJON PÅ SOGN-ULVEN

Grunnforhold, tetteklasser og overvåkning av poretrykk

Berggrunnen på S-U er tidvis sterkt vekslende, spesielt med hensyn til sprekkeparametere (åpning og fylling), der ulike typer kalk- og leirskifere dominerer og er gjennomsett av ulike typer magmatiske intrusivbergarter (hovedsakelig syenittporfyrer), med stedvis uregelmessige forløp (Figur 2).

Det er hovedsakelig registrert plane og glatte til plane og ru sprekker, som varierer mellom å være friske uten fylling til å ha tykkere leirfyllinger, ofte tilknyttet hydrotermal påvirkning fra de nærliggende intrusivganger. Kontaktmetamorfose er i flere tilfeller registrert mellom intrusivbergart og sideberg.



Figur 2 Opptreden av syenittintrusjoner vist på stufflaten (lysere bergart) i skiferbergart. Syenittintrusjonenes til dels uregelmessige opptreden vises tydelig.

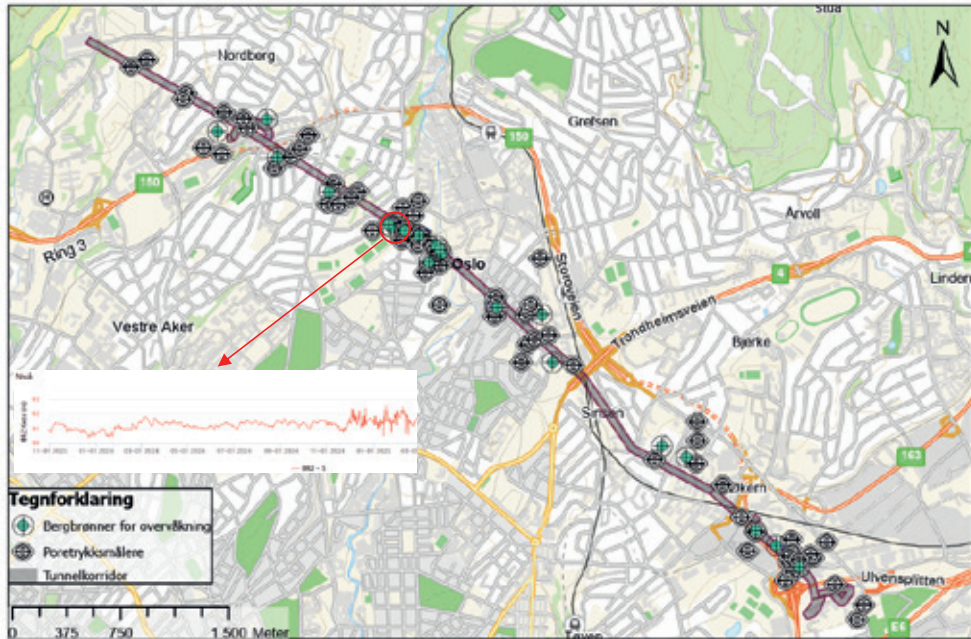
Flere av svakhetssonene og intrusivene som tunneltraseen krysser har liten bergoverdekning, kombinert med stor løsmassetykkelse. Disse partiene er meget sensitive for setninger i den overliggende leira ved eventuell poretrykksreduksjon. Akseptable innlekkasjer i tunnelen er delt opp i tre tetteklasser som strekker seg fra 7 L/min/100m på det meste, til 2 L/min/100m på det minste. Se Tabell 1 for en inndeling for hele kabeltunnelens lengde. En maksimal tillatt innlekkasje på 2 l/min/100m er basert på at poretrykket i det permeable laget ved grenseflaten mellom berg og de overliggende leirmasser ikke skal reduseres med mer enn 7,5 kPa, tilsvarende 0,75 m vannsøyle.

Tabell 1 Soneinndeling og tilhørende tettekrav for tunneltraseen med maksimalt tillatt poretrykksreduksjon ved overgangen berg/løsmasser (Norconsult, 2022).

Tetteklasse	Fra profil	Til profil	Begrunnelse	Tettekrav	Maksimal tillatt poretrykksreduksjon
1	0	850	Lite løsmassemektighet, moderat setningspotensial, høy brønntetthet, høy permeabilitet	7 l/min/100m	1,5 m
2	850	1490	Eksisterende utfordringer med Tåsentunnelen, mye infrastruktur (veg/bane), tverrslag	4 l/min/100m	1,0 m
3	1490	1650	Nærhet til Tåsentunnelen og annen infrastruktur. Antatt svakhetssone/dårlig bergmassekvalitet.	2 l/min/100m	0,75 m
2	1650	2250	Setningspotensial.	4 l/min/100m	1,0 m
3	2250	3000	Stort setningspotensial, høy bebyggelse, fare for skjevsetninger	2 l/min/100m	0,75 m
2	3000	4250	Setningspotensial, høy bebyggelse, fare for skjevsetninger	4 l/min/100m	1,0 m
1	4250	5000	Liten løsmassemektighet, moderat setningspotensial	7 l/min/100m	1,5 m
2	5000	5850	Setningspotensial, høy bebyggelse, infrastruktur, fare for skjevsetninger, eksisterende tunneler (Lørentunnelen og Lørenbanen) som gir ekstra belastning i form av sannsynlig lekkasje av grunnvann.	4 l/min/100m	1,0 m
3	5850	6300	Svært variabel løsmassemektighet, fare for skjevsetninger, høy bebyggelse, mye infrastruktur, miljøelementer knyttet til Hovindammen	2 l/min/100m	0,75 m
2	6300	6564	Svært variabel løsmassemektighet, fare for skjevsetninger, høy bebyggelse, mye infrastruktur	4 l/min/100m	1,0 m

Tettemålene i prosjektet har som planlagt krevd tett oppfølging og overvåking av grunnvanns- og poretrykkssituasjonen. Måledata har blitt nøye fulgt opp på dags/timesbasis i en egen web-plattform der data er tilgjengelig i sanntid (Figur 3). Løsningen har vært velegnet for å ta avgjørelser tilknyttet justering av

injeksjonsprosedyre eller økt injeksjonsinnsats, samt der man ser behov for akutt kunstig vanninfiltrasjon via infiltrasjonsbrønner for å opprettholde poretrykket.



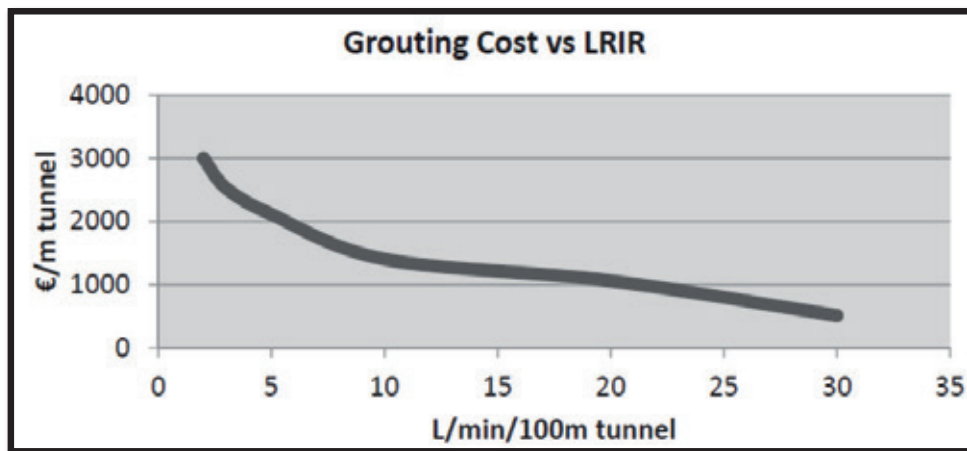
Figur 3: Bergbrønner og poretrykksmålere langs traseen med eksempel på graf med måledata fra en enkelt bergbrønn.

INJEKSJONSMETODIKK – TEKNISK BESKRIVELSE OG ERFARINGER

Gjennom prosjektet er det benyttet en rekke ulike injeksjonsprosedyrer, valgt på bakgrunn av fortløpende kost/nytte-vurderinger som har tatt hensyn til gjeldende tetthetskrav, eksisterende infrastruktur og geologiske forhold. Fellesnevneren for det systematisk utførte injeksjonsarbeidet er at en behovsprøvd oppdeling av injeksjonssyklusen har vært styrende. Dominerende grunnforhold, vanntapsmålinger og lekkasjesituasjon fra injeksjonshull har vært styrende for antall oppdelinger av injeksjonsskjermen, valg av injeksjonsmateriale og skjermgeometri.

Det er naturligvis en høy korrelasjon mellom forinjeksjonskostnader og tetthetskrav. Dette er imidlertid ikke en lineær funksjon, og kostnader per løpemeter vil kunne øke betraktelig når man beveger seg under 10 L/min/100 m, som vist i Figur 4. Kostnader for å ytterligere tette en tunnel fra 95% til 99% «tett», vil kunne bli høyere enn for de første 95% (Garshol, 2016). Dette illustrerer hvor vanskelig og kostbart det har vært ansett å lykkes med forinjeksjon med svært strenge tetthetskrav. Med moderne forinjeksjonsteknologi har grensene for oppnåelige tettemål beveget seg i retning av «tørr tunnel» (Holter et. al, 2025).

Selv om forinjeksjon er ressurskrevende, er gevinsten betydelig når den vurderes opp mot konsekvensene av å mislykkes, som behov for etterinjeksjon, risiko for setningsskader og krav til vanntett utstøpning. På S–U er det derfor investert både tid og ressurser i å oppnå tilstrekkelig tetthet allerede ved første forsøk.

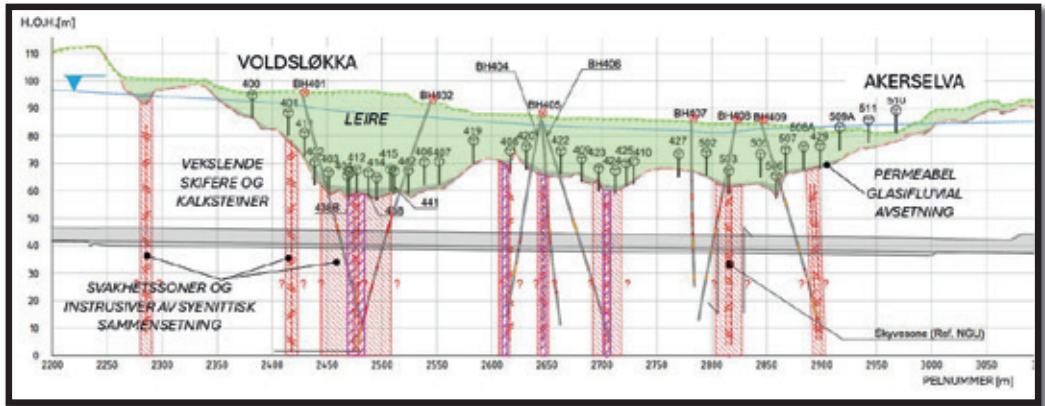


Figur 4 Forinjeksjonskostnader mot LRIR (Limit residual inflow rate) basert på norske erfaringsdata (Grøv og Woldmo, 2012).

Av størst interesse og viktighet er tunnelstrekingene som faller innenfor den strengeste tetteklassen (tetteklasse 3, med 2 L/min/100m og < 0,75m poretryksreduksjon). To eksempler på injeksjonsmetodikk fra tetteklasse 3 er trukket frem nedenfor. Begrepene «grovtetting» og «fintetting» benyttes for å skille mellom injeksjon med henholdsvis mikrosement og kolloidal silika (KS). I denne sammenheng brukes begrepet «grovtetting» som en relativ betegnelse, ettersom partikkelstørrelsen i KS typisk er om lag 1000 ganger finere enn i mikrosementer. Utført sementinjeksjon på S–U har i høy grad bidratt til tetting av fine sprekker, men omtales likevel som grovtetting sammenlignet med tetteeffekten som oppnås ved KS-injeksjon.

Injeksjon under Voldsløkka – Tetteklasse 3

Tunnelstrekingen under Voldsløkka var forventet å bli den mest utfordrende delen i prosjektet injeksjonsteknisk, der de strengeste tettekravene var styrende og overliggende løsmasser svært sensitive for poretryksreduksjon. Grunnforholdene var antatt å være vanskelige, med lav bergoverdekning kombinert med store løsmassetykkelser og svakhetssoner av stor mektighet, som vist i Figur 5.



Figur 5 Lengdesnitt av svært krevende parti med dyprenne under Voldsløkka. Figuren viser også antatte svakhetssoner (skraverte røde områder) og intrusivganger i lilla (Kilde: Norconsult).

Det var forventet utfordrende injiserbarhet av bergmassen i dette partiet, samt kritisk å opprettholde poretrykket i overliggende dyprenne. Den lave bergoverdekningen, kombinert med den store løsmassetykkelsen, forekomst av svakhetssoner og syenittiske intrusivganger, favoriserte en injeksjonsstrategi der injeksjon av bergmassen utføres i flere trinn. Denne strategien ble begrunnet med at det maksimale injeksjonstrykket måtte begrenses betydelig, og at bergmassen med stor sannsynlighet ville fremvise store kontraster og variasjoner over korte avstander i bergartstype, sprekkeegenskaper og hydraulisk konduktivitet.

En konservativ tilnærming til injeksjon ble benyttet, som inkluderte både sperreskjerm, oppdelt primærskjerm, samt en sekundærskjerm. Prosedyren er forklart grafisk i Figur 6, og kan i korte trekk beskrives på følgende måte:

1. Trinn 1: Sperreskjerm og primærskjerm del 1

Sperreskjerm (blå hull) pumpes innledningsvis for å hindre utgang i dagen eller til energibrønner. Denne tilrettelegger også for injeksjon med høyere trykk i hovedskjermen og gir i seg selv et tettebidrag. Primærskjerm del 1 består av hull i nedre del av profilet (oransje hull) og bores opp samtidig som sperreskjerm pumpes.

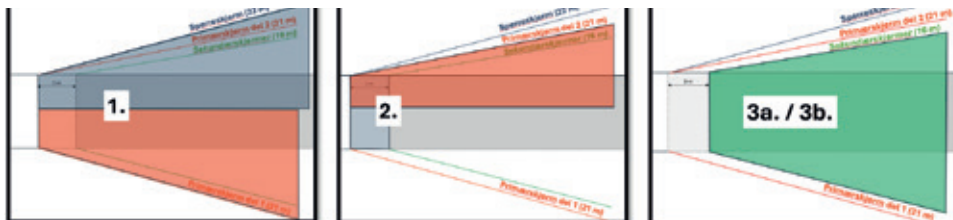
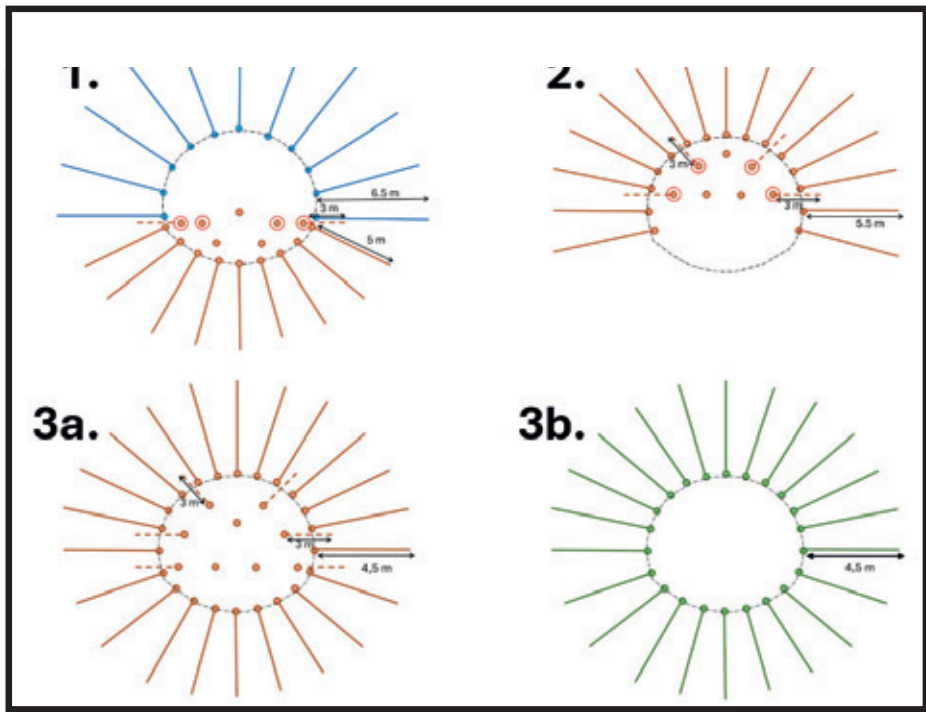
2. Trinn 2: Primærskjerm del 2

Består av oransje hull i øvre del av profilet. Denne bores og pumpes etter at steg 1 er fullført. Deretter skytes en kort salvelengde på ca. 3 m.

3. Trinn 3: Vanntapsmåling og sekundærskjerm

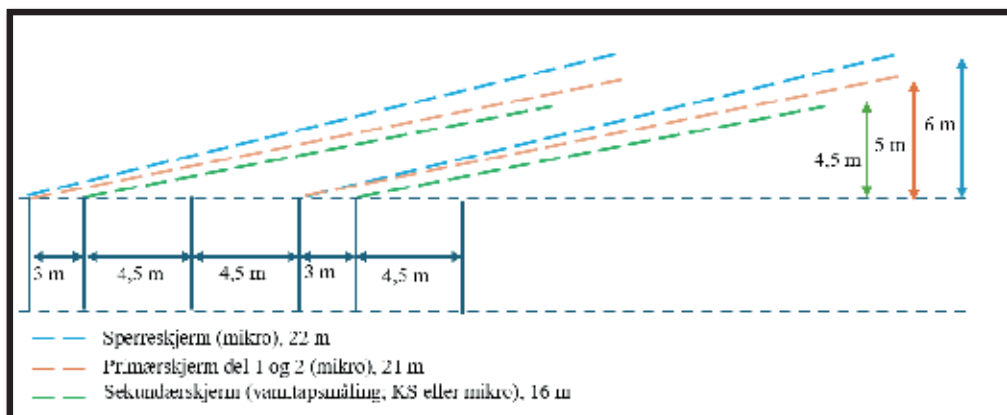
For å avgjøre valg av injeksjonsmateriale i sekundærskjerm, ble det utført vanntapsmåling av 6 stk hull.

- Dersom bergmassens hydrauliske ledningsevne var tilstrekkelig redusert, ble det utført sekundærskjerm med *kolloidal silika*.
- I tilfeller der primærskjermen ikke hadde foretatt tilstrekkelig grovtetting, måtte det utføres en supplerende skjerm med *mikrosegment*. Påfølgende ble mellomliggende hull boret opp for å utføre en avsluttende sekundærskjerm med *kolloidal silika*.



Figur 6: Trinn 1: Sperreskjerm (blå) og primærskjerm del 1 (oransje, nedre del). Trinn 2. Primærskjerm del 2 (oransje, øvre del). Trinn 3a: Sekundærskjerm sement. Trinn 3b: Sekundærskjerm kolloidal silika.

Det var viktig at alle delskjermene hadde riktig lengde og stikning i forhold til hverandre, slik at sekundærskjermen kun ble boret i allerede grovtettet bergmasse. Generelt ble lengde og stikk som illustrert i Figur 7 benyttet. I krevende bergforhold var det også nødvendig å redusere skjerm lengder for å få økt kontroll på injeksjonsmassen og redusere risiko for høye boreavvik.



Figur 7: Detaljert lengdesnitt av injeksjonsprosedyre med sperreskjerm, primærskjerm og sekundærskjerm, med angivelse overlapp, salver og stikk.

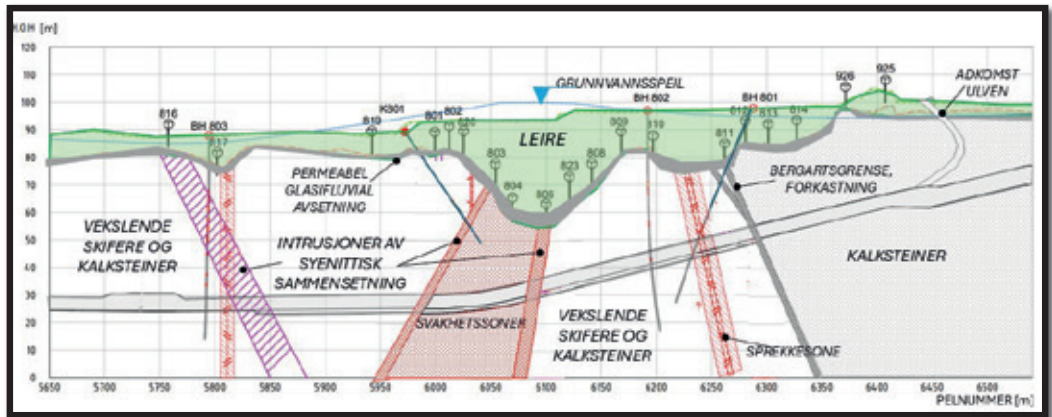
Oppdeling av injeksjonsskjermene viste seg å ha følgende fordeler:

- Ved å starte injeksjon i sålen oppnås en betydelig injeksjonseffekt også i overliggende bergmasse, og derved forbedres forholdene for boring og injeksjon av bergmassen rundt vegger og heng.
- Det ble ansett spesielt kritisk å lykkes med injeksjon av sålepartiet ettersom etterinjeksjon av sålen er forbundet med større usikkerheter og vanskeligheter, sammenliknet med vegger og heng. Oppdeling av injeksjonsskjermen muliggjør supplering av flere injeksjonshull i sålen dersom det i første omgang oppstår utfordringer, som eksempelvis store masseinn ganger uten trykkoppbygning, store kontraster i masseinn gang mellom ulike hull eller utgang av injeksjonsmasse i/bak stuff.
- Etter en tilstrekkelig grovtetting med sement, vil KS hovedsakelig trenge inn i de fineste rissene og kanalene i bergmassen. Dette var essensielt for å oppnå prosjektets strenge tettemål.

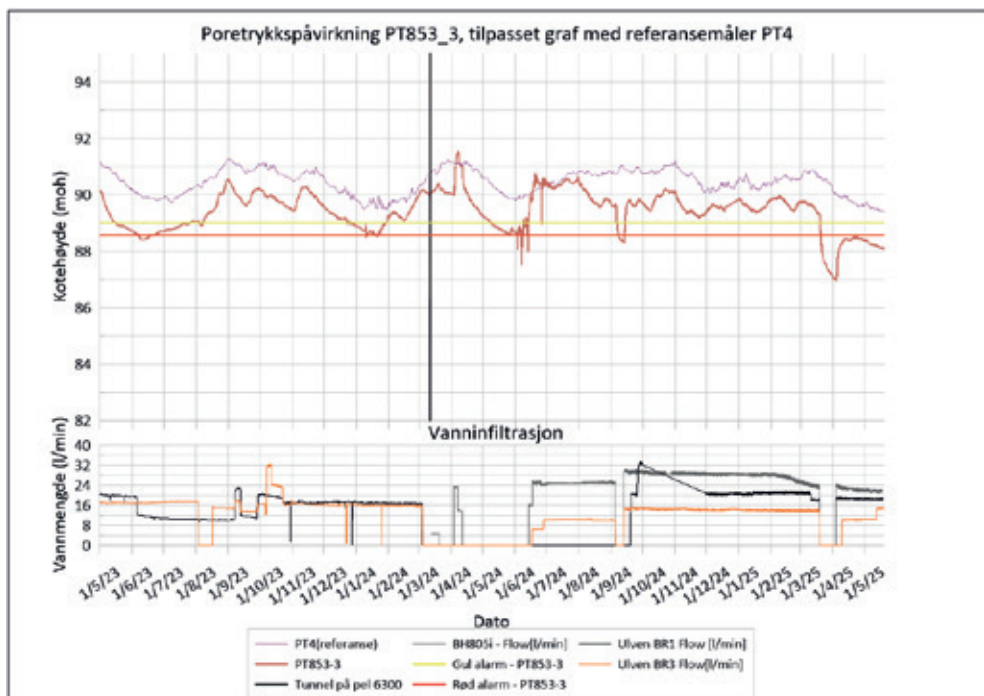
Grunnforholdene skulle på et generelt nivå vise seg å være bedre enn forventet i denne strekningen, men med det ekstremt høye tettemålet og de svært vekslende hydrogeologiske egenskapene var prosedyren ansett som et nødvendig tiltak for å oppnå innlekkasjekravene.

Injeksjon forbi dyprenner på Ulven – Tetteklasse 3

Fra Ulven-siden var en lengre strekning mellom pel 5850 – 6300 inndelt i tetteklasse 3 på grunn av mye eksisterende infrastruktur, fare for skjevsetninger og variabel og stor løsmassetykkelse (Tabell 1). Basert på registrert respons i poretrykksmålere ved driving forbi denne strekningen, var det indikasjoner på et relativt stort influensområde, og høy korrelasjon mellom aktiviteter og lekkasjer på stuff opp mot poretrykkresponsen. Ikke uventet var det særlig i forbindelse med driving forbi de vannførende syenittporfyrene (se Figur 8) og ved lekkasjer fra disse, at poretrykksmålere viste størst respons, som for eksempel måler PT 853 vist i Figur 9.



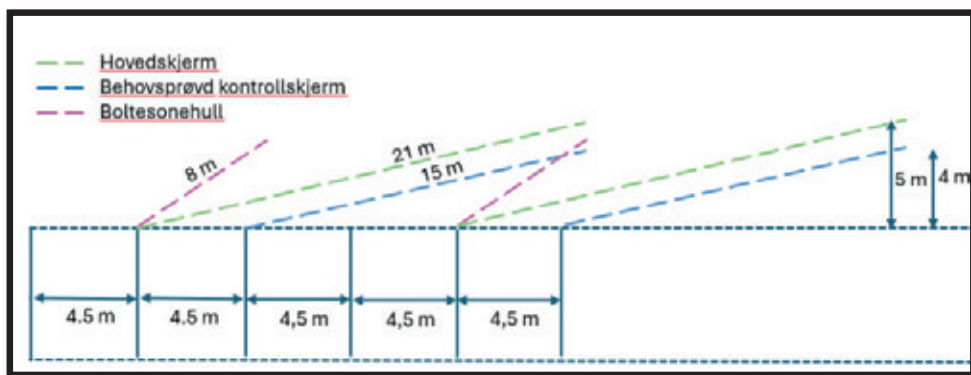
Figur 8 Lengdesnitt av krevende parti ca 500 m fra portal Ulven, med oppdaterte geologiske forhold etter driving med angivelse av svakhetszoner, bergarter og løsmasseoverdekning. Undersøkellesboringer er angitt.



Figur 9 Poretrykksmåler PT853 som er særlig berørt i forbindelse med tunneldrivingen og annen anleggsaktivitet (Norconsult, 2025).

Injeksjonsmetodikken benyttet på denne strekningen ble basert på samme prinsipp som beskrevet for Voldsløkka (TK3) lenger opp. Pel 6300 (TK3) ble imidlertid påtruffet før Voldsløkka, og det var ikke like mye erfaring fra injeksjon i TK3 på dette tidspunktet. Mye diskusjon og mange forskjellige varianter av injeksjonsprosedyrer ble utprøvd, men i grove trekk var det skjermgeometri og steg som vist i Figur 10 som var gjeldende her.

Grovtetting ble utført i form av en hovedskjerm som enten ble oppdelt i to eller tre steg, avhengig av vannmengde fra oppborede injeksjonshull. Der det ble målt store vannlekkasjer fra enkelthull, samt var store kontraster i vannmengder innenfor samme injeksjonsskjerm, ble det vurdert fordelaktig å utføre hovedskjermen trinnvis. Vanntapsmåling og påfølgende sekundærskjerm med KS var også inkludert i denne prosedyren.



Figur 10 TK3 injeksjonsopplegg på Ulven. Hovedskjerm bestående av behovsprøvd oppdeling, og påfølgende fintetting i behovsprøvd kontrollskjerm.

Dette var første strekningen der KS ble tatt i bruk i prosjektet, og det var på mange måter en prøvelse for å komme inn i rutinen og prosedyren rundt KS-injeksjon. Det var mange spørsmål knyttet til kvalitet og bestandighet på KS. Det oppsto også et par tilfeller med mye utgang av KS i stuff under pumping (Figur 11), samt utpressing av KS-gel under boring i etterkant av injeksjon. Dette lot seg som oftest håndtere ved å utnytte muligheten til å styre geltiden til KS-materialet, slik at injeksjonen kunne forløpe riktig. Kombinert med utfordrende injiserbarhet og poretrykk påvirket av andre byggeprosjekter, var det i denne perioden mindre kunnskap i prosjektet om KS, samt et økt fokus på å være konservative på mengder, og å ikke overskride stoppkriteriene. Dette kan ha ført til en for høy andel av hull som ikke oppnådde avslutning på trykk i sementskjermene, og forhold som dermed var uegnet for vellykket KS-injeksjon (utilstrekkelig grovtetting).

De utilfredsstillende KS-skjermene utløste en kampanje av møter/workshops, for å heve motivasjonen og forståelsen av KS i alle ledd, og for å diskutere under hvilke forhold det kan brukes og ikke. Effekten av dette tiltaket ble oppfattet som svært positivt fra alle hold, og motivasjonen for å bruke KS etter dette økte betraktelig. I resten av prosjektet har gjennomførelsen av KS-skjerner vært vesentlig mer vellykket, og utfordringene avtatt betraktelig.



Figur 11 Injeksjon med kolloidal silika i sekundærskjermen i sterkt oppsprukket skifer. Masseinntrengning i fine riss og sprekker og noen utganger vises tydelig.

OPPNÅDD RESULTAT OG ERFARINGER

Ressursforbruk og oppnådd tetthet

I løpet av de 6,6 km på S-U er det påtruffet bergmasser med tidvis svært forskjellige hydrogeologiske egenskaper, samt vann/lekkasjeforhold. Ulike injeksjonsmaterialer er tatt i bruk underveis, og i Tabell 2 og Tabell 3 vises noe statistikk på ressursforbruk per boremeter for strekninger i henholdsvis tetteklasse 3 og tetteklasse 2. Her settes bruk av NORCEM injeksjonssement 25 opp mot MasteRoc MP650 mikrosement. Sistnevnte har noe finere kornstørrelse og ulik klinkerkjemi. Den ulike kjemien medfører at herdetiden på MasteRoc MP650 er vesentlig raskere. Herdetider ned mot 45-60 minutter kan enkelt oppnås med denne sementen, og tilsetning av herdingsakselerator tilsatt i selve blandeprosessen er dermed overflødig.

Tabell 2 Statistikk på utført injeksjon i TK3.

	Tetteklasse 3			
	Rektorhaugen, P2250-3000		Ulven, P6300-5850	
	MasteRoc MP650	KS	Norcem injeksjonssement 25	KS
kg/boremeter	17.1	9.5	22.7	6.6
timer/boremeter	0.015	0.010	0.023	0.024
kg/time	1104.2	978.3	1011.6	271.9

Tabell 3 Statistikk på utført injeksjon i TK2.

	Tetteklasse 2	
	Rektorhaugen, P3000-3550	Ulven, P5850-5000
	MasteRoc MP650	Norcem injeksjonssement 25
kg/boremeter	13.1	30.3
timer/boremeter	0.011	0.025
kg/time	1152.5	1158.1

Erfaringene fra S-U er at vesentlig større mengder medgår i skjermene som er injisert med Norcem injeksjonssement 25 sammenliknet med rasktherdende mikrosement MasteRoc MP650. Skjermene injisert med Norcem injeksjonssement 25 tar lenger tid. Statistikken vist over understreker dette, der dataen viser til at skjermene utført med MP650 går raskere (med mer masse per time), samt at mindre mengde per bormeter medgår.

Det er vanskelig å fastslå nøyaktig hvorfor dette er tilfellet, men det er nærliggende å tro at denne trenden har en sammenheng med den korte herdetiden til MasteRoc MP650, da resterende andre hovedegenskaper er nokså like mellom materialene.

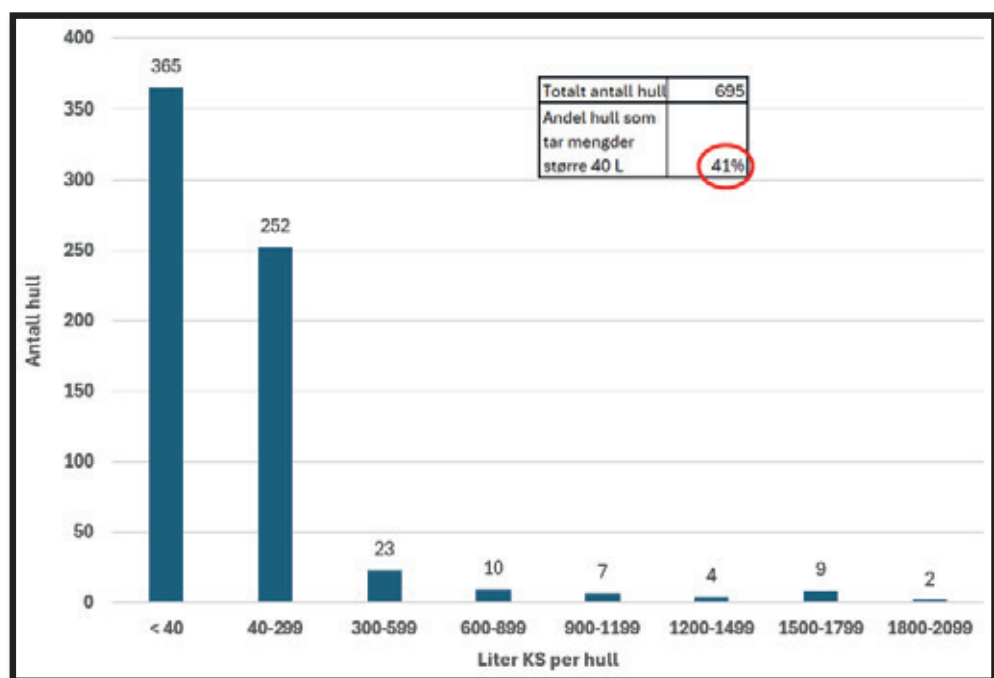
For å sette verdiene i perspektiv, har en del erfaringsdata fra tidligere prosjekter blitt studert (se Tabell 4). Det skal nevnes at disse prosjektene har en del forskjellige geologiske forutsetninger, samt at ulike injeksjonsmaterialer har vært benyttet. Likevel, sett opp mot disse prosjektene ser man at ressursforbruket på S-U jevnt over har ligget omtrentlig på, eller godt under gjennomsnittet for injeksjonsmengder og -tid per bormeter. Dette gjelder spesielt ved bruk av den engelske mikrosementen MasteRoc MP650.

Tabell 4 Statistikk på ressursforbruk i tidligere tunnelprosjekter (Vegdirektoratet, 2004).

Tunnel	Geologiske forhold	Tettelravn / Oppnådd tettelravn (L/min/100m)	Injeksjonsmateriale	kg/100m	Gjennomsnitt	kg/time
Drammen-Kobbarekkliden (evakueringstunnel)	Granitt, hornfels og rombeporfyr	3-10 // "Tilstrekkelig tett"	Mikro- og industriosement	42	0.018	770
Nardøyveien	Gneis	20 // "Tilstrekkelig tett"	Industriosement	29.6	0.024	1240
Oslo 1*	Hornfels, basalt, rombeporfyr	15 // < 6	Industriosement	16.8	0.019	870
Oslo 2*	Gneis, alunskifer og svenitt	Tetttest mulig // < 3	Mikroosement og KS	16.5	0.018	910
Oslo 3*	Gneis	5-20 // 8.8	Mikro- og industriosement	25.9	0.027	970
Hege	Hornfels, Svenitt	5-10 // "Tilstrekkelig tett"	Industri- og ultrafin sement	58	0.032	1850
Lunner	Skring gneis	10-20 // "Tilstrekkelig tett"	Industri- og ultrafin sement	30	0.028	1250
Tåsen	Kalk/leirskifer m/svenittganger	10-20 // "Tilstrekkelig tett"	Industriosement	26	0.011	670
Banckels	Gneis m/ pegmatittganger	6-12 // "Tilstrekkelig tett"	Ultrafin sement	9	0.017	750
Gjennomsnitt av prosjekter ferdigstilt etter 2019				28.4	0.025	1069
				28.1	0.027	978

*Prosjektene er anonymisert, men befinner seg i Oslo.

Forventet forløp av en vellykket runde KS-injeksjon karakteriseres av en stor andel skjermhull som tar lite masse (utover hullfyll), og kun et lite antall skjermhull i samme skjerm som tar imot større mengder. Det er imidlertid de få hullene som tar imot større mengder KS som er viktige, ettersom disse bidrar til å fylle opp de aller fineste sprekke og rissene. Som vist i Figur 12 er det kun 41% av hullene som tar imot KS-mengder større enn hullfyllet på 40 L.



Figur 12 Statistikk på KS-injeksjon fra Sogn-Ulven mellom pel 2250-3000. Diagrammet viser andel hull mot liter medgått KS.

Innlekkasjemålinger har blitt utført av entreprenøren hver mandag under driving. Målingene gjøres på mandager for å unngå for stor påvirkning av driftsvann, og i større grad står igjen med kun grunnvann som lekker til tunnelen. Målinger har blitt gjort via bestilte måleterskler, samt utpumpet vann. I Tabell 5 og Tabell 6 vises gjennomsnittsverdier fra diverse målinger utført i løpet av 2025.

Tabell 5 Innlekkasjedata oppdatert 10.10.2025 på strekninger fra stuff Sogn og Rektorhaugen, med 600 m gjenstående driving. Grønt er innenfor krav. Oransje ligger på grensen.

GJENNOMSNIITTSINNLEKKASJE FRA MÅLINGER 2025 (L/min/100m)		Innlekkasjekrav (L/min/100m)
TK3 2250-3000	2.29	2
TK2 3000-stuff	2.05	4
TK2 1630-2250	2.36	4
TK2 SOGN 1400-840	4.02	4
TK1 SOGN 840-0	2.63	7

Tabell 6 Innlekkasjedata oppdatert 10.10. 2025 på strekninger fra stuff Ulven, med 600 m gjenstående driving . Grønt er innenfor krav. Oransje ligger på grensen og rødt er tydelig overskridende.

GJENNOMSNIITTSINNLEKKASJE FRA MÅLINGER 2025 (L/min/100m)		Innlekkasjekrav (L/min/100m)
TK3 6300-6030	4.79	2
TK2/TK3 6030-5687	5.78	2-4
TK2 5687-5000	1.20	4
TK1 5000-stuff	1.69	7

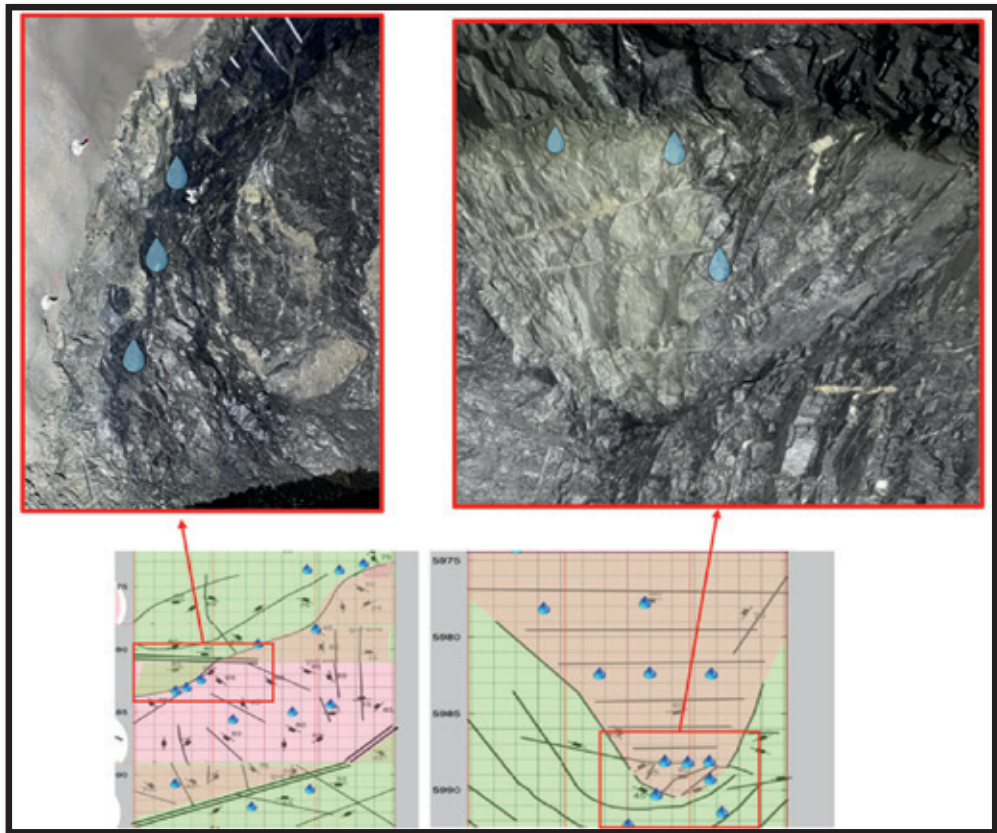
Målinger gjøres med stoppeklokke og bøtte, og gjennomføres flere ganger per målepunkt hver gang, for å tilstrebe repeterbarhet. Verdier fra måleterskler er generelt mer pålitelige og realistiske enn basert på utpumpet vann. Måleterskler er plassert ved overganger mellom tetteklasser. Målingene er noe usikre, bl.a. pga. unøyaktigheter som følge av menneskelige feil, ujevnheter i utpumpet vannstrøm, muligheter for tilkomst av produksjonsvann og hvorvidt måleterskler fanger opp alt vann. Likevel indikerer målingene at det jevnt over har lyktes godt med å oppnå svært høy tetthet.

Suksessfaktorer og hovederfaringer

De vanskeligste bergforholdene har vist seg å være kombinasjonen av intrusivganger og skifer innenfor samme bergmassevolum som adresseres av en og samme injeksjonsskjerm, og da spesielt selve bergartsgrensen. Leirfylte slepper og sprekker i bergmassen kompliserer det hele ytterligere, og gjør inntrenging av injeksjonsmassen mer uregelmessig og ufullstendig. Selv for injeksjonsskjermer som har vært ansett vellykket under pumping, har det under slike forhold vært registrert flere restlekkasjer (drypp og fuktutslag) ved videre fremdrift, som vist i Figur 13. I slike situasjoner har det vært essensielt å gjøre fortløpende vurderinger for å justere prosedyren og

stoppkriteriene. Vinkling av stuffhull på en hensiktsmessig måte for å gi høyere treffrate på vannførende sprekker har også vært nødvendig.

Injeksjonsinnsats kan ikke alene være basert på tetteklasse med et tilhørende, forhåndsbestemt injeksjonsopplegg. Vanskelige og uforutsette hydrogeologiske forhold, som krever at det gjennomføres tyngre injeksjonsinnsats enn antatt, kan oppstå uavhengig av forhåndsbestemt tetteklasse. Eksempelvis ble det i flere tilfeller benyttet TK3-prosedyre innenfor strekninger med innlekkasjekrav tilsvarende TK2 der bergmassen og de hydrogeologiske forholdene tilsa at dette var nødvendig.



Figur 13 Bergartsgrense mellom intrusivbergarter og leirskifer, som ofte er injeksjonsteknisk utfordrende og kan gi restlekkasjer som illustrert med dråpesymboler. Bildet viser kartlegging fra Bever Mapping og bilder av aktuelle partier i tunnelprofilen.

En forutsetning for at fintetting med KS-injeksjon skal kunne lykkes er at grovtetting med sementskjerm er vellykket. Erfaringen fra S-U er at det viktigste suksesskriteriet for KS er oppnåelse av trykk i alle injeksjonshull på foregående sementskjerm. Ved indikasjoner på utilstrekkelig tetting fra sement må det på et tidlig nok tidspunkt suppleres med ytterligere sementinjeksjon før KS-injeksjon startes.

Det er sentralt å kontinuerlig høste erfaringer fra KS-injeksjon for å optimalisere prosedyren. Det er foreløpig ingen entydig fasit på når KS er anvendelig, så de utløsende kriteriene for når KS kan benyttes må brukes veiledende og justeres fortløpende. Med andre ord må beslutningen om valg av injeksjonsmateriale baseres på helhetlig vurdering av flere forhold.

Strengte tettekrav krever omfattende tidsbruk og ressurser fra entreprenørens side. Det er derfor svært viktig med en åpen og tydelig kommunikasjon, og å få alle med på samme lag for å sikre en god gjennomføring og kvalitet i arbeidene. Erfaringen fra S-U er at oppfordring og rom for innspill / konstruktiv kritikk begge veier har bidratt meget positivt. Dette har vist seg i flere tilfeller å effektivisere injeksjonsarbeidene, uten å gå på bekostning av kvalitet. Eksempler på dette er oppstilling av borerigg foran injeksjonsflak, og samtidig boring/pumping der forholdene tillater det.

Det er viktig med tidlig nok involvering av injeksjonsmannskap, samt å gjennomføre møter om kritiske injeksjonsprosedyrer. Dette gjelder særlig ved bruk av KS siden dette enn så lenge er et relativt nytt materiale i norsk injeksjonspraksis. Det er viktig at alle som skal arbeide med dette materialet får tilstrekkelig kunnskap om det.

Den engelske mikrosementen har vist seg å fungere svært godt og bidra til effektiv inndrift, samtidig som tetteresultat har blitt svært bra. Erfaringen fra S-U tilsier at den engelske MP650 gir bedre kontroll over injeksjonsmassene. Massen har herdet raskere, og trolig vært mer stabil. På den måten får injiseres bergmassen nær tunnelprofilen bedre, og boring etter endt injeksjon kan starte tidligere. På denne måten blir en injeksjonssyklus mer effektiv. Dette illustrer at det er viktig å vurdere valg av injeksjonsmaterialer på et tidlig stadium i prosjektet, sett opp mot kost/nytte-verdier og tettekrav.

Resultat

Som vist i Figur 14 er det mange strekninger på S-U der oppnådd tetteresultat er svært bra, og målinger indikerer en oppnådd tetthet på under 0,5 – 1 L/min/100m. Med urban tunneldriving, strenge krav og oslofeltets varierende geologi som utgangspunkt, kan det sies at injeksjonsstrategien og metodikken i prosjektet har vært egnet for forholdene. Ressursforbruket viser at injeksjonsinnsatsen har vært rimelig i et kost/nytte – perspektiv, og gjennomsnittlig inndrift i løpet av prosjektet understreker at et omfattende injeksjonsopplegg ikke nødvendigvis trenger å trumfe høye inndriftsrater.

KS-injeksjon har i løpet av tunneldrivingen vært ansett som vellykket i de aller fleste tilfeller. Mye erfaring har blitt innhentet på bruk av KS i løpet av prosjektet, og statistikken på masseinntrengning viser at KS har blitt brukt hensiktsmessig, og at helhetlige, gode vurderinger har sikret riktig bruk av dette injeksjonsmaterialet.

Resultatene viser også at injeksjonsinnsatsen har gitt et resultat med innlekkasjer noe høyere enn tettekravene på Ulven-siden. At tunnelen foreløpig ikke er tett nok støttes også i form av noen poretrykkmålinger, som beskrevet tidligere i artikkelen. Det er derfor planlagt etterinjeksjons-kampanjer, både ved bruk av KS med styrt herding (tilsats av akselerator direkte på staven), men også med polyuretan.

Etter at bestilt etterinjeksjonsarbeid er utført forventes det at målt innlekkasje kommer innenfor tettekravet langs hele kabeltunnel S-U.



Figur 14 Eksempler på oppnådd tetterresultat i tetteklasse 3 med prosjektert innlekkasjemål $< 2 \text{ L/min/100m}$. Oppnådd tetting i disse partiene er mellom 0.5 og 1.

Frampek og innovasjon

Dette prosjektet har gitt verdifull erfaring som insentiverer for videreutvikling av både injeksjonsprosedyrer og injeksjonsmaterialer.

Innen sementinjeksjonsteknologi kan et enda bedre tetteresultat med en mer finkornet mikrosement forventes. Kombinert med riktig bruk av kjemiske og mineralske tilsetningsstoffer, kan enda bedre resultat med lavere ressursforbruk være realistisk. Entreprenøren har vist at rasjonalisering av selve arbeidsgangen i prosessen med skjermboring og injeksjon er fullt mulig for å oppnå betydelig tidsbesparelse. En kreativ medvirkning fra entreprenøren på et slikt prosjekt medfører et betydelig potensial i ressursbesparelse og økt fremdrift.

Dette prosjektet demonstrerer behovet for en riktig kompetansestruktur i organisasjonen under utførelsen. Entreprenørens fagkompetanse på praktisk utførelse er en viktig suksessfaktor. Byggherrens stedlige organisasjon viste den nødvendige fagkompetansen på bestillersiden på hvert skift. Dette viste seg å være en viktig faktor i lykkens med å tilpasse og detaljvurdere bergmasseforholdene som utgangspunkt for riktig injeksjonsinnsats. Fortløpende karakterisering og vurdering av bergmassens egenskaper er et sentralt punkt. Ingeniørgeolog-kompetanse på skift synes derfor å være en viktig suksessfaktor for å lykkes med strenge tettemål.

Effektivisering og optimalisering av injeksjon gjennom kunstig intelligens er et høyaktuelt tema og mye arbeid gjøres på denne fronten. Data fra Sogn-Ulven har blitt brukt til å trene KI-modeller for å se om prediksjon av bergmassen foran stuff kan gjøres basert på MWD-data fra langhullsboringer. Komplimentert med menneskelige vurderinger vil dette kunne gi svært verdifull informasjon med hensyn til planlegging av kommende injeksjonsskjermer. Eksempelvis hvis KI-modellen predikerer en svakhetssone eller intrusivgang foran stuff, så vil man i god tid kunne justere injeksjonsprosedyren til å være inndelt i flere skjermer fra samme stuff, eller at man sikrer en god pakkeplassering foran den vanskelige bergmassen. Dette er ikke noe man nødvendigvis får fanget opp like lett uten slike verktøy.

Eksempel på andre områder innenfor injeksjon der det er gode muligheter og potensial for bruk av KI:

- Planfase: modeller for forventet ressursforbruk (tid, mengder, boring) og annet som kan bidra positivt i kontraktsbeskrivelser.
- Byggefase: Ressursforbruk i neste skjerm og optimalisering av stopptrykk og borplan/hullgeometri.

DISKUSJON OG KONKLUSJON

Med injeksjon er det viktig å se tetteresultatet opp mot ressursforbruket. På S-U viser dataene for gjennomføringen at et svært godt tetteresultat er oppnådd ved forinjeksjon, innenfor et ressursforbruk som er rundt eller godt under gjennomsnittet, sammenliknet med en rekke tidligere prosjekter.

Anvendelsen av KS-injeksjon er fintetting, altså å tette de aller fineste riss og sprekker i bergmassen, som en videreføring av den innledende grovtettingen med sement. Erfaringene på S-U har vist at det kan være utfordrende å bedømme hvorvidt bergmassen er egnet for KS-injeksjon eller ikke, og at dette må bedømmes helhetlig og fortløpende. En slik vurdering må gjøres basert på den helhetlige responsen til bergmassen på den utførte injeksjonen og den observerte lekkasjesituasjonen foran og bak stuff. Vanntapsmålinger i injeksjonshull foran stuff er viktige, samt målt utlekkasje fra injeksjonshull. Erfaringsmessig er det viktigste at den foregående sement-skjermen har vært stoppet på det definerte trykkriteriet i alle (eller tilnærmet alle) hull. Statistikken viser at skjermene utført med KS stort sett viser resultater innenfor det man kan forvente (mange hull med lite inngang, få med høy inngang), og dermed at fintettingen av bergmassen har latt seg gjennomføre med svært lav innlekkasje som endelig resultat.

Erfaringene som har blitt gjort under driving viser at det i Oslo-feltet er bergartsgrensene mellom intrusive bergarter og sedimentære bergarter som er desidert mest utfordrende lekkasjemessig. Disse medfører større injeksjonsinnsats med større behov for spesiell tilrettelegging og fleksibilitet i løpende tilpasning av prosedyredetaljer. Fokus må tillegges slike områder for å lykkes.

Det har vist seg viktig med en god balanse mellom tettekrav og tekniske spesifikasjoner for injeksjonsarbeidene, kost/nytte for ressursforbruket til injeksjon og teknisk gjennomføringsevne og den stedlige organisasjonens kompetansestruktur for å lykkes. Her har forutsetningene vært gode i S-U prosjektet, men det må presiseres at kommunikasjon og tett samarbeid mellom byggherre og entreprenør var en vesentlig suksessfaktor på dette prosjektet. Møter, workshops og en generell åpenhet for konstruktive innspill til effektivisering/optimalisering har vært avgjørende for en svært vellykket gjennomføring.

ANERKJENNELSE

Forfatterne ønsker å anerkjenne byggherren Statnett og entreprenør AF Anlegg for fremragende innsats fra ledelse og medarbeidere i prosessen med å få til en god helhetlig løsning og håndtere løpende daglige utfordringer under byggingen av Sogn-Ulven Kabeltunnel.

REFERANSER

Garshol, K. F. (2016). *Pre-Excavation Grouting in Hard Rock Tunneling* (5. utg.). BASF Construction Chemicals Europe Ltd., 2016.

Grøv, E. og Woldmo, O. (2012). *Modern pre-grouting technology in Norway, Grouting and Deep Mixing*, 805–815

Holter, K.G., Hyllseth, M., Strømsvik, H., Bøyeie, K.M. og Minsaas, C.M. (2025). *Dual stage pre-excavation grouting methodology with a completely dry tunnel as target. Experiences with an innovative approach during the construction of the Hestnes railroad tunnel, Norway. Proceedings of the World Tunnel Congress 2025, Stockholm. Taylor and Francis*

NFF. (2010). *Handbok nr. 06 Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg* ° . Norsk Forening for Fjellsprengringsteknikk – NFF.

Norconsult. (2022). *Hydrogeologisk rapport. Dokumentnr. 10304-NOR-GEN-G-RE-0013*

Norconsult. (2025). *Poretrykks- og setningsvurderinger ved Ulven. Dokumentnr. 10304-NOR-GEN-G-RE-0019*

Vegdirektoratet. (2004). *Publikasjon nr. 104: Berginjeksjon i praksis.*

SMÅ KATASTROFALE LEKKASJER I BLIXTUNNELEN OG HVORDAN VI HÅNDTERTE DEM

SMALL CATASTROPHIC LEAKAGES IN THE BLIX TUNNEL AND HOW WE DEALT WITH THEM

Kristine Jarsve, Ingeniørgeolog, Bane NOR

Eivind Hegbom, Ingeniørgeolog, Bane NOR

SAMMENDRAG

Fra april til desember 2024 pågikk det arbeider i Blix-tunnelen for å håndtere vannlekkasjene som førte til kortslutninger. Ett og ett tunnellop ble stengt, mens trafikken gikk som normalt i det andre. Tre prosjekter gikk simultant, hvorav to jobbet med å løse problemet med vann og kortslutninger: 1) bytte av AT-liner fra aluminium til kobber og 2) Tetting i frostsonene (TIF). I TIF håndterte vi små katastrofale lekkasjer ved hjelp av etterinjeksjon og avskjerming. I denne artikkelen vil vi beskrive de ulike løsningene vi kom opp med, problemene som oppstod underveis, og hvordan vi forsøkte å løse de nye problemene. Vi vil ta dere med på en reise gjennom etterinjeksjon i en TBM-tunnel omringet av lut med 12 bars trykk, hvordan (prøve å) forsegle injeksjonsporter i en TBM-tunnel omringet av lut med 12 bars trykk, og hvordan avskjerme vann som kommer inn mellom segmentene med utradisjonelle metoder. I tillegg vil vi komme inn på temaer som håndtering av kondens og støv i tunnelen (har vi støvsugd Blix'en?).

ABSTRACT

From April to December 2024, works were carried out in the Blix Tunnel to address water leakages causing electrical short circuits. One tunnel was closed at a time, while traffic continued as normal in the other. Three projects were running simultaneously, two of which focused on tackling the issues of water ingress and short circuits: 1) replacing the AT-liners from aluminium to copper, and 2) waterproofing in the frost zones (TIF). In the TIF project, we managed small but critical leakages using post-grouting and shielding. In this presentation, I'll describe the various solutions we developed, the problems that arose along the way, and how we attempted to resolve these new challenges. We'll take you on a journey through post-injection in a TBM tunnel surrounded by lye under 12-bar pressure, how we (tried to) seal injection ports in a TBM tunnel under the same conditions, and how we shielded water ingress between tunnel segments using unconventional methods. We'll also touch on topics such as dealing with condensation and dust in the tunnel (have we hoovered the Blix tunnel?).

INNLEDNING

Blixttunnelen, som går mellom Oslo og Ski, er med sine 20 km Norges lengste jernbanetunnel. Det meste av tunnelen er boret med TBM, og er her bygget som udrenert tunnel hvor vann- og bergsikring skal være helt vanntett. Dette er spesielt viktig i tunnelens frostsoner (figur 1), der selv fuktflekker kan danne is ved uheldige forhold. Vann- og bergsikring der tunnelen er drevet med tunnelboremaskiner (TBM) består av prefabrikkerte betongelementer med gummipakning dimensjonert for over 30 bar vanntrykk. Ringrommet mellom betongelementene og berget ble i byggefasen fylt med en omfyllingsmasse, men denne har vist seg å ha hulrom en del steder.

Tunnelen åpnet 11.12.2022, men ble stengt etter få dagers drift grunnet kortslutninger i strømforsyningen. Årsak til kortslutningene var ikke umiddelbart forstått. Lekkasje var små og uten trafikk ble ikke kald luft pumpet inn i tunnelen. Vannet tørket delvis opp heller enn å bygge istapper. Jakten på årsak til kortslutninger foregikk derfor i el-systemene. Kortslutningene avdekket også designsvakheter som måtte utbedres før trafikksetting. Etter 10 uker var utbedringene utført, og tunnelen ble på nytt åpnet.

Tidlig påfølgende vinter (des. 2023) oppsto nye kortslutninger. Istapper ble funnet i tunnelen der kortslutninger fant sted og is var den overveiende mest sannsynlige årsak. For å hindre ny driftsstans ble det forsøkt med avskjerming av lekkasjer og intensivert vedlikehold (hakke is) for å hindre isdannelser nær strømførende komponenter, men istappene vokste raskt og var spredt over større områder. På det verste var tunnelen stengt 1 time hver 3. time for å fjerne is, og det var ikke mulig å holde tunnelen åpen for trafikk som forutsatt.



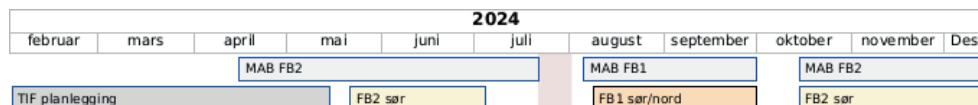
Figur 1: Skisse over Blixttunnelen. Frostsonene er merket med rødt: FB1 nord – rød strek ved 1. FB1 sør – kort rød strek ved 4. FB2 sør – lang rød strek ved 4.

I tillegg til isproblemer i frostsonene, gav lekkasjevannets høye pH rask nedbrytning av togstrømforsyningens aluminiumsliner gjennom hele det 2 x 20 km lange tunnelanlegget. Dette førte til nedfall av en 30 kV line i mai 2023.

For å sikre en tunnel som leverer forventet oppetid, ble det vinteren 2024 besluttet å gjøre modifikasjoner av anlegget. Prosjektet fikk navnet Modifiseringsarbeid i Blixttunnelen (MAB). Dette prosjektet omfattet 2 hoveddeler: Tetting i frostsonene (TIF) og bytting av AT liner fra aluminium til kobber m.m. (KLAT).

TIDSLINJE

Prosjektet TIF varte fra januar til desember 2024. De første månedene gikk med til planlegging, inngåelse av kontrakter og forberedelser for det fysiske arbeidet. Den aktive delen med arbeider i tunnelen foregikk mellom 21.05.24 og 15.12.2024. Det var tilgang i ett tunnellop av gangen mens det andre var åpent for togtrafikk. Prosjektet startet med arbeider i nordgående løp (FB2), deretter sørgående løp (FB1), og så til slutt FB2 igjen. En grov tidslinje for arbeidene vises i figur 2.



Figur 2: Grov tidslinje for arbeidene til TIF (nedre linje).

«PREMISS»

Formålet med tetteprosessen var redusere/ stoppe omfanget av lekkasjer som hadde forårsaket skader og driftsavvik. Lekkasjene var hovedsakelig lokalisert til skjøtene mellom betongelementene (Figur), men det var også lekkasjer i et betydelig antall tidligere brukte injeksjonsporter. Kontaktinjeksjon ble valgt for å redusere vanntilgang mot betongelementene mens avskjerming leder eventuelle restlekkasjer ut til vegg.

Mot slutten av byggefasen ble det utført kontaktinjeksjon med sement i deler av frostsonen. Erfaringer og data fra denne kampanjen ble brukt som utgangspunkt for planleggingen av TIF. Likevel var mange aspekt ved injeksjonsjobben ukjent: Hvilke injeksjonstrykk og hvor stor bevegelse av betongelementer kan tillates, hva kjennetegner et godt resultat, hvilke injeksjonsmidler bør brukes (og hva styrer valg), hvordan sette sammen en injeksjonsprosedyre som balanserer optimalt resultat, logistikk, indikatorer for valg (og kompetanse) og brukervennlighet mm. Med disse usikkerhetene ble det valgt å skaffe utstyr og rigg med stor fleksibilitet for metode og logistikk.

Det var mindre grunnlag å planlegge avskjermingen på. Entreprenør hadde brukt gummilister (av PVC) noen ulike steder i tunnelen. En modifisert utgave av denne løsningen ble valgt. I tillegg ble et alternativ, en selvklebende butylmembran, jobbet frem. Erfaringstall for fremdrift for avskjerming var begrenset, men det ble vurdert at det var mulig å sette på flere arbeidslag ved behov.

Det var kjent at vi kunne møte på høyt vanntrykk og basisk vann. Teoretisk hydrostatisk vanntrykk bak betongelementene i tunnelen varierer mellom 3 og 16 bar, mens pH ble målt opp mot 13.7. Høye pH-verdier ble også målt fra lekkasjer fra injeksjonsporter og skjøter. Det var derfor viktig å utøve varsomhet og planlegge nøye både under avskjerming og når nye porter ble åpnet, spesielt da det i flere tilfeller ble erfart at vann stod i veggene på motsatt side av porten etter åpning.



Figur 3: Skade etter kortslutning. Is dannes ved skjøt mellom betongelementer samt på AL-line (som bærer tegn på nedbrytning fra basisk vann).

KONTAKTINJEKSJON

Kontaktinjeksjon har mye til felles med berginjeksjon. Nok til at utstyr, tankegang og metoder fra berginjeksjon kan brukes. Ulikt nok til at materiell ikke helt er tilpasset og at metoder og tankegang trenger justeringer. Under listes opp noen viktige momenter som var utfordrende for prosjektet.

Tillatt injeksjonstrykk

Ved oppstart var det usikkerhet rundt hvilket injeksjonstrykk som kunne tillates. Fra byggefasen var det fastsatt en grense på 2 bar over stedlig vanntrykk, men denne grensen ble trolig ikke fulgt så strengt. Det var likevel dette som var prosjektets utgangspunkt, men med visshet om at denne grensen ikke var forenelig med god og rask inntrengning i sprekker og hulrom. Bekymringen var om trykk kunne flytte betongelementene slik at nye lekkasjer oppsto eller at geometrien til det faststøpte sporet ble endret. Kontinuerlige deformasjonsmålinger og registrering av en rekke parametere, samt en kompetent utførende gav mulighet til å utfordre denne grensen.

Injeksjonsmateriale

Fra begynnelsen var det planlagt å bruke microsement med vc-tall på 1 der injeksjonsporter lakk vann ved åpning. Ved små/ingen lekkasjer skulle PU (Mapei purgel) brukes. Arbeidene startet i et område som var dekket av kampanjen i 2021,

men som fremdeles hadde lekkasjer og isproblemer. Når portene i dette området ble åpnet var det små lekkasjer, og PU ble valgt. Etter litt tid ble det oppdaget at lite PU lot seg injisere med de begrensede trykk tillatt i starten. Pakkere som ble brukt viste seg å ha et åpningstrykk for enveisventil på rundt 35 bar. Slik var det umulig å begrense seg til 2 bar over vanntrykk, og prosjektet hadde på dette tidspunktet ikke skaffet nok erfaring til å tillate slike trykk. Forsøk på å injisere sement var heller ikke vellykket i denne sonen. Med hjelp fra SINTEF kom forsøk med kolloidal silika (KS) i gang. Forsøkene var vellykket, og KS ble valgt der PU tidligere skulle brukes. Gjennomgående viste det seg at KS fungerte i områder tidligere dekket av kontaktinjeksjon i 2021 mens sement lot seg injisere utenfor disse områdene.

Batch-blanding

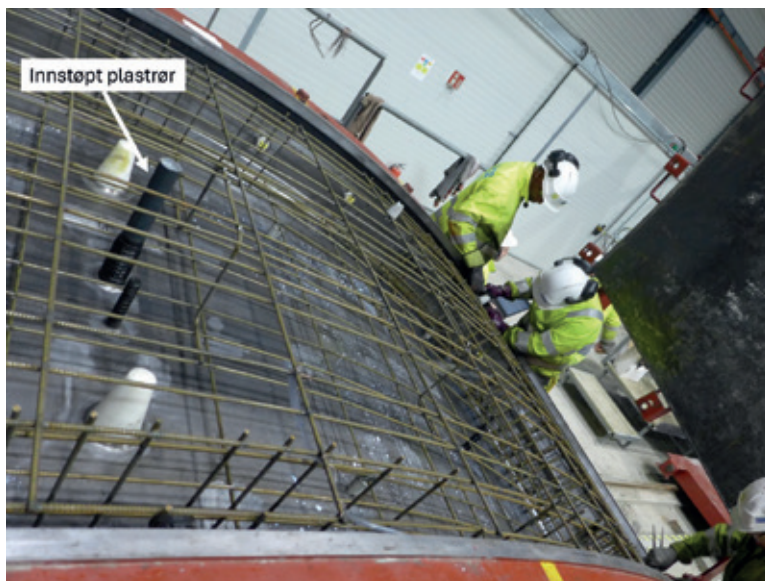
Valg av injeksjonsmateriale ble bestemt av hvor mye vann som kom ut ved åpning av en injeksjonsport. Dersom lekkasjen var mer enn dryppende, ble sement valgt i de tidlige fasene av prosjektet. Man blandet da opp en batch sement på 500L. Det viste seg likevel ofte at det var liten sammenheng mellom vannlekkasjen og hvor mye volum som lot seg injisere. Særlig tidlig, før prosjektet tillot økt trykk, var flow ofte så lav at store deler av batchen måtte kastes. Ofte gikk små volum sement inn og det ble mye arbeid med rengjøring uten særlig stor «levert» injeksjon. Samme problem oppstod også delvis med KS. Her ble også batcher blandet uten at alt ble brukt opp, med mye avfall og vasking som resultat. Dette problemet ble løst ved lett ombygging og anskaffelse av statisk-mikser slik at KS kunne blandes med akselerator ved injeksjonsmunnstykket. Videre gav dette mulighet til å aktivt styre aks-mengden i løpet av injeksjon i en port.

Injeksjonsvolum

Det var stor usikkerhet hvilke volum av injeksjonsmasse det kunne forventes å injisere. Data fra 2021 gav indikasjoner, men det var vanskelig å se noe mønster. Der det allerede var utført injeksjon i 2021 var det særlig vanskelig å forutsi noe. Det var likevel nødvendig å sette opp stoppkriterier for injeksjonen, men dette var noe som ble endret mye i løpet av arbeidene. Stopp ble ofte utløst av trykk.

Injeksjonspakkere

Kontaktinjeksjon foregår med lavere trykk enn vanlig berginjeksjon. Det ble lagt til grunn et maksimalt trykk på 20 bar, men som regel ble det benyttet lavere trykk. Det var kjent fra 2021-kampanjen at de innstøpte injeksjonsportene ofte hadde lekkasjer etter forsegling, og det ble derfor valgt å bruke 14mm pakker for PU og 36mm for sement. Pakkeren skulle settes i «betongpluggen» som ble boret opp i bunn av injeksjonsporten (ca. 10cm), slik at plastrøret (ca. 30 cm) ble isolert fra forseglingen.

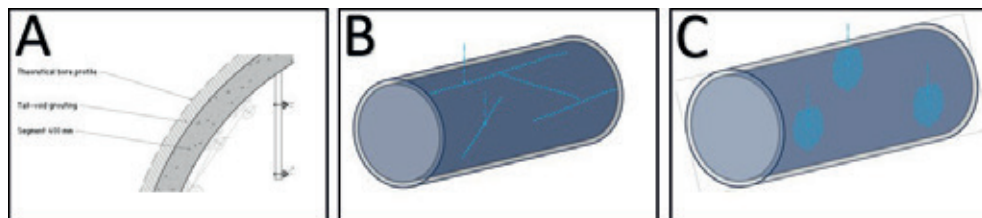


Figur 4: Det innstøpte plastrøret for injeksjon/ fylling av masse bak elementene (svart rør) har blitt satt på plass i støpeformen for betongelementene.

Dette viste seg å ikke være noen ideell løsning da det var vanskelig å få pakken tett etter utført injeksjon. Videre var åpningstrykket for enveisventilen på begge pakkerne høyere enn planlagt injeksjonstrykk. Det ble ved oppstarten vurdert å bore nytt hull gjennom hele elementene (40 cm armert betong), men dette ble vurdert til å være større heft enn å bruke de etablerte portene, og at det ville finnes en løsning for å tette portene. Svært mye tid gikk med til å finne denne løsningen, og mot slutten valgte vi likevel å bore ny port.

Tilstand bak betongelementene

Backfillens/omfyllingsmassens beskaffenhet var ukjent, men erfaringer fra kampanjen i 2021 indikerte at det stedvis var kontinuerlige kanaler på flere titalls meter eller mer. Dette ble også bekreftet av observasjoner gjort av kontrollingeniører under byggefasen. Stedvis ble det injisert over 6 m³ i enkelthull i 2021 (figur 5), mens andre områder kunne ta lite eller ingen sementinjeksjon (fyllvolum bak hver ring er 11 m³).

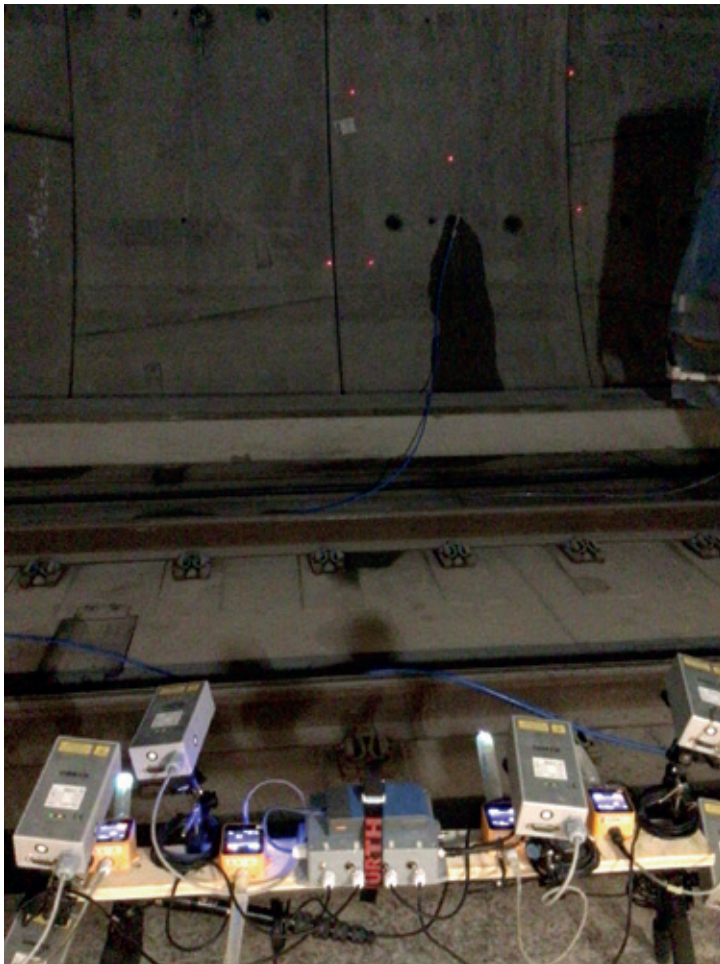


Figur 5: Utsnitt av ideelt tunnelprofil som viser teoretisk tunnelprofil, backfill, og betongelementer; B: teoretiske enkle og sammenkoblede vannkanaler bak betongelementene; C: teoretiske avgrensede hulrom bak betongelementene.

Valg av avstand mellom hver injeksjonsport avhenger av hvordan kanaler og hulrom er fordelt, men det ble valgt å følge mønsteret til kampanjen i 2021, hvor hver 3. betongring og hver tilgjengelig port i denne ble brukt. Det ble raskt klart at antallet urørte og tilgjengelig porter var så lavt at de fleste måtte brukes.

Konvergensmåling

For å ha kontroll på injeksjonstrykkets påvirkning på betongelementene var det nødvendig å måle innpressing/bevegelse av betongelementene. Dette ble gjort med et selvbygd målesystem basert på laser-avstandsmålere med sub-mm presisjon (figur 6). Opp til 12 målepunkt kunne etableres rundt et injeksjonspunkt, men vanligvis ble 6 brukt. Systemet varslet visuelt ved bevegelser over 2 mm (innover). Injeksjonen ble stanset ved maksimalt 4 mm deformasjon.



Figur 6: Laseroppsett for å måle bevegelser i betongelementene. Tre lasere pekte på elementet hvor injeksjon foregikk, de resterende ble plassert på naboelementene. Her ser man 6 lasere i bruk (røde punkter på betongelementene).

OPTIMALISERING

Prosjektet begynte arbeidene i FB2 Sør, i et område hvor det tidligere hadde blitt utført kontakthinjeksjon. Det kom ofte lite vann ut av portene og PU ble derfor brukt. De fleste injeksjonspunktene tok lave volum PU (som regel < 1L), noe som ble vurdert som utilstrekkelig. Kolloidal silika (KS) ble derfor introdusert som et alternativ, og PU ble faset ut.

Overvåkningen av betongelementene med lasere tillot en økning av injeksjonstrykk til 10 bar over teoretisk hydrostatisk vanntrykk. Det ble, i en liten periode, innført vannpumpetester for å bestemme om det skulle brukes PU, sement, eller KS. PU skulle kun brukes dersom det ikke var mulig å injisere vann. Dersom vann gikk inn (testvolum ca. 50 L på 10 bar over teoretisk hydrostatisk vanntrykk) og strømningsraten var på over 5 L/min skulle det injiseres med sement. Dersom strømningsraten var lavere, skulle det injiseres med KS. Maksimal mengde PU var satt til 10L og 20.000L for sement og KS.

PU ble faset ut av prosjektet omtrent 2 måneder inn i prosjektet. Åpningstrykket økte til 30 bar for både KS og sement, og injeksjonstrykket kunne være 10 bar over teoretisk hydrostatisk vanntrykk gjennom hele injeksjonsprosessen.

KS viste seg fort å gi god inntrengning, og injeksjonspumpa ble ombygd slik at akseleratoren (AKS) ble blandet ved injeksjonsporten, og ikke i agitator/mikseren. Dette førte til betydelig bedre kontroll på injeksjonen av KS. Denne kontrollen tillot igjen et økt volum på injisert masse. I tillegg begynte man å forholde seg til trykk i forhold til volum, og brukte jekking for å åpne kanalene bak betongelementene. Trykk på godt over 30 bar ble da brukt, men kun i veldig korte perioder ved oppstart. Dette var kun mulig på grunn av laserovervåkningen av betongelementene. Det ble observert at bevegelsen i betongelementene først oppstod ved 600 – 700 L. Det var også mulig at ett punkt registrerte bevegelse mens de resterende holdt seg rolig og først fikk bevegelse etter at ytterligere 1000 L hadde blitt injisert. Ved kontinuerlig vurdering av forholdet mellom volum, trykk, og bevegelse av betongelementene i samspill med erfaringene til kontrollingeniørene og injeksjonsbasene ble det injisert betydelig mer enn hva prosedyrene i utgangspunktet ville tillatt.

Det var stor forskjell på valg av injeksjonsmasse basert på om det var tidligere utført kontakthinjeksjon. I både FB2 Sør og FB1 Nord, hvor det tidligere har blitt injisert, var KS injeksjonsmassen det gikk mest av. I FB1 Sør, hvor det tidligere ikke har blitt utført kontakthinjeksjon, ble det utelukkende brukt sement.

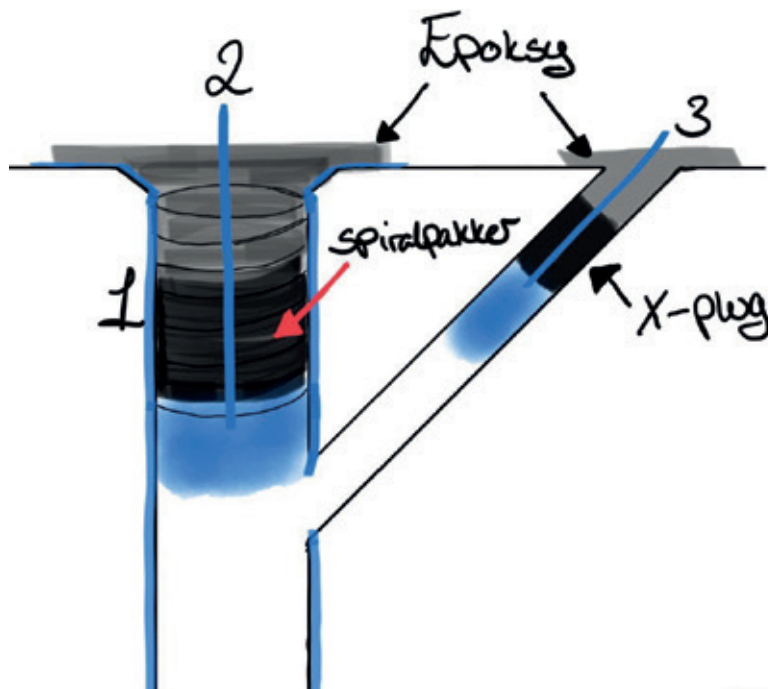
FORSEGLING AV INJEKSJONSPORTER

For å forhindre nye lekkasjepunkter, var det nødvendig å forsegle injeksjonsportene. Den opprinnelige løsningen fra byggeperioden, med spiralpakkere skrudd inn i portene, viste seg å lekke. Flere alternative metoder ble derfor testet. En to-komponent-epoksysparkel, Adesilex PG1, ble til slutt valgt som hovedmetode. Tester viste at epoksyen tålte trykk opptil 20 bar uten lekkasje – høyere enn det maksimale teoretiske vanntrykket i tunnelen (16 bar).

Til tross for de suksessfulle testene oppstod det lekkasjer i flere porter. Årsakene var varierende og vanskelig å fastslå entydig, men sannsynlige faktorer inkluderte (figur 7):

1. Lekkasje mellom innstøpt plastrør og betong
2. For kort herdetid
3. Luftbobler på grunn av utilstrekkelig kompresjon av epoksy
4. Dårlig heft grunnet fuktig eller støvete overflate
5. Injeksjoner for nært (nylig) forseglede porter (injeksjonstrykk skader nyetablert forsegling)

For å forsøke å redusere lekkasjene, og for å avlaste trykket på injeksjonsporten mens epoksyen herdet, ble det etablert drenshull boret med 45° vinkel på porten (figur 7). Dette innførte dog nok et lekkasjepunkt som måtte tettes, noe som ble gjort ved hjelp av små gummiplugg/pakkere etterfulgt av epoksy. Prosedyren ble dermed tidkrevende, med flere trinn og herdingsperioder på minimum 72 timer mellom hvert steg.



Figur 7: Mulige lekkasjeveier i injeksjonsportene: 1) lekkasje mellom plastrør og betong som trenger seg ut mellom epoksy og betong, 2) lekkasje gjennom epoksy, og 3) lekkasje gjennom drenshull. I tillegg er det mulig at vannet har funnet veien gjennom riss i betongen. Blått signaliserer vann, grått epoksyen Adesilex PG1, og svart spiralpakker/X-plug.

Under testing for å vurdere om epoksy kunne fungere som forsegling ble opprinnelig metode med gummipakker skrudd inn i plastrør trykktestet. Testene viste at systemet med mekanisk forsegling i plastrøret har fundamentale svakheter. Selv om pakkeren

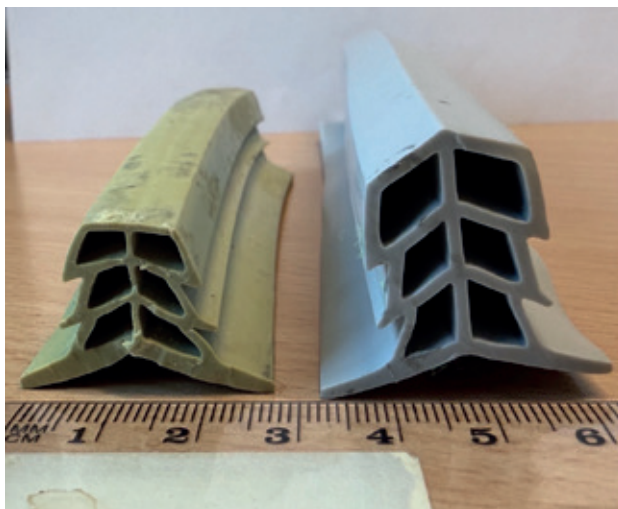
plassert i plastrøret holdt tett, oppsto lekkasjer mellom plastrør og betong ved rundt 5 bar. Det ble derfor konkludert med at plastrøret ikke kunne inngå som en del av forseglingsystemet. Etter forfatternes forståelse er innstøpte plastrør med gjengeparti en vanlig måte å bygge inn injeksjonsporter i betongelementer for TBM. Erfaringene fra Follobanen er at disse ikke kan forsegles for de trykk som virker mot betongelementer ved udrenert TBM-tunnel.

Etter gjentatte utfordringer med lekkasjer gjennom de opprinnelige plastrørene ble det besluttet å ikke bruke disse videre. Nye injeksjonsporter ble etablert ved boring gjennom 40 cm armert betong, noe som medførte redusert fremdrift, men økt pålitelighet i forseglingen.

AVSKJERMING AV VANN

For å sikre at istapper ikke kan dannes i skjøtene mellom elementene ble det installert gummilister og butylmembran i øvre del av tunnelprofilen. Dette ble etablert som sekundære tiltak, og som et supplement til injeksjon for å oppnå 100% vanntetthet i tunnelprofilens øvre del. Gummilister ble installert i profilet ovenfor strålekablene mens butylmembranen ble installert bak strålekablene (plassert kl. 9 og 3 i profilet). Installasjon av gummilistene var en tidkrevende operasjon, og var heller ikke mulig alle steder i tunnelen der KL-anlegg eller andre komponenter hindret tilgang. Montering av butylmembranen var både enklere og raskere, men ble ikke godkjent for bruk i hele profilet.

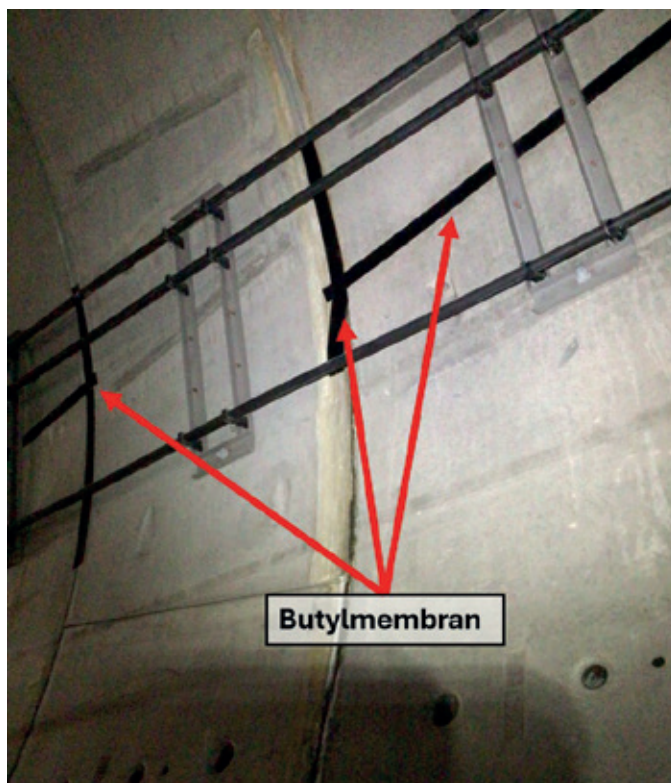
Installasjon av gummilistene (figur 8) var en to-mannsjobb, og bestod av flere ledd. Først var det nødvendig å slipe kantene på hvert betongelement. Dette var



Figur 8: Gammel (venstre) og ny (høyre) gummilist. Den nye gummilista er bredere, høyere, og har en tykkere gummi enn den gamle gummilista.

nødvendig både for å fjerne skarpe kanter støpeformen, men også for at gummilistene skulle få plass. Slippingen genererte mye støv, noe som måtte fjernes for å øke heft mellom betong og lim, som ble påført i skjøten. I tillegg var det viktig at betongen var tørr. Til slutt ble gummilistene banket inn i skjøten med en gummihammer.

Da det ikke var mulig å slipe på baksiden av strålekablene i tunnelen ble det i stedet for gummilister brukt en butylmembran fra Isola i dette området (figur 9). Butylen er vesentlig enklere og raskere å montere enn gummilistene. Skjøten mellom elementene er omtrent 1–2 cm bred, med en skråkant på ytterligere 1–2 cm på hver side. Dette gir en total skjøtbredde på rundt 6 cm. For å sikre tilstrekkelig heft og dekning mot betongen ble det derfor valgt å bruke bånd med en bredde på 100 mm, slik at limflaten fikk god margin utover selve skjøten.

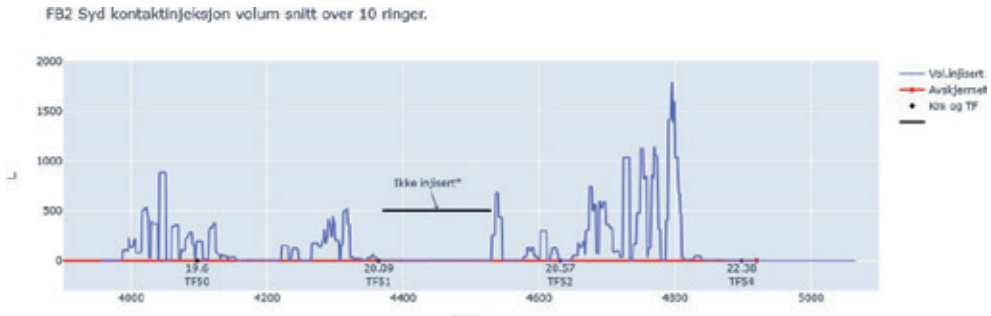


Figur 9: Butylmembran montert bak strålekablene i Blix tunnellen.

Det var viktig at betongoverflaten er tørr og ren for påføring, og støv måtte derfor børstes bort. Butylen fikk også vesentlig bedre heft når man brukte Isolass primer-spray på overflaten før montasje. Det var også nødvendig å gå over med en trykkrolle etter montering for å optimalisere heften. I tillegg ble det erfart at butylen hefter bedre dersom betongoverflaten ble varmet opp før montering, samt oppvarming av butylen før bruk av trykkrollen.

KONTROLL PÅ DATA

Ved injeksjonskampanjen mot slutten av anleggsperioden (2021) ble det registrert en rekke parametere for hvert injeksjonspunkt. Dette var nyttig utgangspunkt for å planlegge for TIF. Dataregistreringen ble videreutviklet slik at det ble mulig å forstå hvordan utført injeksjon fungerte og om godt resultat ble oppnådd. Data som lekkasjer ved hullåpning, start- og sluttrykk og volum for injeksjon mm ble registrert. Disse data var grunnlag for justering og optimalisering av injeksjonsprosedyre og tydeliggjorde at KS måtte introduseres.



Figur 10: Figurene viser arbeidsområdet i frostsonen i FB2 Sør. Rød linje viser hvor avskjerming har blitt montert mens blå graf viser hvor injeksjon har blitt utført og det injiserte volumet (som et glidende gjennomsnitt over 10 ringer). X-aksen viser ringnummer i tunnelen (nummer starter på Åsland) og y-aksen viser injeksjonsvolum i liter [L]. I tillegg er tverrforbindelsene (kalt TF) markert med sine respektive nummer og kilometrering.

ANDRE PROBLEMER

Kondens og ventilasjon

De klimatiske forholdene under befaringer og utførelse av arbeider i Blixtunnelen hadde stor betydning for både kvalitet og fremdrift. For å kunne installere butylmembran og gummilister, forsegle injeksjonsporter etter injeksjon, samt identifisere lekkasjer – både fra tidligere og pågående arbeider – var det avgjørende at tunnelveggen var tørre.

Temperaturen i tunnelen er relativt stabil når togtrafikken er stanset, og ligger normalt mellom 9 og 12°C. Overflatetemperaturen på betongelementene varierer lite og ligger som regel mellom 11 og 12°C. Dersom lufta som kommer inn i tunnelen har et duggpunkt høyere enn betongoverflatens temperatur, vil lufta kondensere på veggene. Dette skjer hovedsakelig i sommerhalvåret samt på varme vår- og høstdager, når luften har høy fuktighet og temperatur. Den fuktige luften kunne man ofte observere midt inne i tunnelen som tåkedotter, og var gjenkjennelig ved at betongelementene plutselig ble veldig fuktige og man fikk redusert sikt.

Luftgjennomstrømningen i tunnelen kunne kontrolleres ved hjelp av viftene plassert i tunnelens nord- og sørende. Ved å la luften entre tunnelen fra motsatt ende av det aktuelle arbeidsområdet kunne man oppnå redusert luftfuktighet og dermed holde det relativt tørt i arbeidsområdet, ettersom luften gradvis tørkes på vei gjennom tunnelen.

Støv

Både boring gjennom betongelementene for å åpne injeksjonsporter og sliping av skjøtene genererte mye støv. Støvet ble fraktet langt på grunn av ventilasjonen og festet seg på betongelementene. I tillegg til å skape problemer for montering av gummilister og butylmembran skapte støvet også noen uforutsette problemer.

El-sykler ble brukt for å komme seg til arbeidsområdene, og disse punkterte ofte i begynnelsen av prosjektet. Det tok en del tid før man forstod at støvet var problemet på grunn stålfiber fra betongen, og entreprenøren tømte nesten nærliggende sportsbutikker for sykkelslanger. Da man begynte å bruke en magnetrulle for å fjerne stålfibrene fra gulvet, ble problemet løst.

Før trafikk kunne settes på etter avsluttet arbeid, var det nødvendig å fjerne støv og partikkelrester fra tunneloverflatene. Tunnelen skulle i utgangspunktet spyles, men på grunn av de store mengdene støv, og fordi det også inneholdt stålfiber, ønsket man å unngå at disse ble skylt ned i drencsystemet og videre til renseanlegget. Dette gjaldt spesielt FB2 Sør, hvor majoriteten av arbeidene foregikk. For å redusere risikoen for forurensning ble tunnelgulvet først støvsugd for å fjerne det meste av støvet og partiklene. Totalt var det 8 mann som jobbet 24/6 i to uker for å støvsuge litt over 4 km tunnel. Deretter ble hele tunnelen spylt for å fjerne finstøv før gjenåpning for trafikk.



Figur 11: Støvsugning av Blixtunnelen.

Partnere ved Fjellsprengningskonferansen 2025

GULL:



www.forcitexplosives.no



Let's connect

www.pretec.no

SØLV:



Multiconsult



Arrangører
Norsk forening for fjellsprengningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe

ISBN: 978-82-92641-55-2