



Geologi og bergsikring i tunnel

VEILEDNING

Håndbok V521

Håndbøker i Statens vegvesen

Dette er en håndbok i Statens vegvesens håndbokserie. Vegdirektoratet har ansvaret for utarbeidelse og ajourføring av håndbøkene.

Denne håndboka finnes kun digitalt (PDF) på Statens vegvesens nettsider, www.vegvesen.no.

Statens vegvesens håndbøker utgis på to nivåer:

Nivå 1: • Oransje eller • grønn fargekode på omslaget – omfatter *normal* (oransje farge) og *retningslinje* (grønn farge) godkjent av overordnet myndighet eller av Vegdirektoratet etter fullmakt.

Nivå 2: • Blå fargekode på omslaget – omfatter *veiledning* godkjent av den avdeling som har fått fullmakt til dette i Vegdirektoratet.

Geologi og bergsikring i tunnel

Nr. V521 i Statens vegvesens håndbokserie

ISBN: 978-82-7207-782-1

Forord

V521 Geologi og bergsikring i tunnel gir utfyllende veiledning til krav i vegnormal N500 Vegtunneler.

V521 Geologi og bergsikring i tunnel erstatter V520 Tunnelveiledning som ble utgitt januar 2020. V520 Tunnelveiledning utgår, og øvrig veiledningsstoff fra V520 finnes i digital N500.

Ansvarlig enhet på Myndighet og regelverk i Vegdirektoratet er seksjon konstruksjonsteknikk på avdeling konstruksjoner.

Innhold

Forord	3
1 Innledning	6
2 Geologiske forundersøkelser	7
2.1 Generelt	7
2.2 Kart og kartgrunnlag	7
2.2.1 Bestilling av kart til geologisk feltkartlegging	7
2.2.2 Andre kart- og bildeprodukter	7
2.2.3 Oversiktskart i geologiske rapporter	7
2.3 Kontroll av geologiske forundersøkelser	8
2.4 Forundersøkelsesmetoder	8
2.4.1 Geologisk feltkartlegging	8
2.4.2 Boring	9
2.4.3 Geofysiske metoder	12
2.4.4 Bergspenningsmålinger	17
2.4.5 Prøvetaking og laboratorieanalyser	17
2.4.6 Registreringer med hensyn til hydrogeologi	18
2.5 Bergmasseklassifisering	20
2.6 Seismisk påvirkning	20
2.7 Rapportering og presentasjon i geologiske rapporter	21
2.7.1 Generelt	21
2.7.2 Geologisk kart	21
2.7.3 Lengdeprofiler	22
2.7.4 Lagdeling, foliasjon og sprekker	23
2.7.5 Svakhetssoner	24
2.7.6 Påhugg og forskjæringer, andre kritiske områder	25
2.7.7 Presentasjon av geologi i 3D-modeller	26
2.8 Geologiske undersøkelser for nytt tunnellop	27
3 Geologisk kartlegging og rapportering i plan og prosjektering	28
3.1 Kartlegging og rapportering i tidlig planfase	28
3.2 Kartlegging og rapportering til kommunedelplan	28
3.3 Kartlegging og rapportering til reguleringsplan	30
4 Tunneldriving og bergsikring	31
4.1 Generelt	31
4.2 Sikringsmetoder og sikringsklasser	31
4.2.1 Generelt	31
4.2.2 Bolting	31
4.2.3 Forbolter	33
4.2.4 Betongutstøping	33

4.3	Etablering av forskjæring og påhugg	34
4.3.1	Forskjæringen	34
4.3.2	Påhugg	34
4.3.4	Bore- og salveplan	35
4.3.3	Bergsikring før tunneldriving	36
4.3.5	Driving innenifra og ut	37
4.3.6	Portalstøp	37
4.4	Langhullsboring og forinjeksjon	38
4.4.1	Sonderboring og boreparametertolkning	38
4.4.2	Forinjeksjon	40
4.5	Tetthetskrav og innlekkasjemålinger	43
4.5.1	Måleterskler	43
4.5.2	Målestrategier	44
4.6	Driving og sikring fram mot og gjennom svakhetssoner	46
4.7	Belastningssituasjon og bærevirkning for bergforsterkning	47
4.7.1	Belastningssituasjonen for en bergforsterkning	47
4.7.2	Sikringsvirkninger for sprøytebetong og sprøytebetongbuer	48
4.7.3	Bærevirkning for sprøytebetongbuer	48
4.7.4	Betong som forsterkningsmateriale	50
4.8	Utforming og utførelse av sprøytebetongbuer	50
4.8.1	Generelt om sprøytebetongbuer	50
4.8.2	Enkeltarmerte sprøytebetongbuer	51
4.8.3	Dobbeltarmerte sprøytebetongbuer	59
4.8.4	Sålestøp	61
4.8.5	Annen buegeometri og sektorbuer	65
4.9	Kontroll av bergsikring i byggefasen	67
4.9.1	Generelt	67
4.9.2	Innhold og rapportering	68
5	Geologisk sluttdokumentasjon	69
5.1	Generelt	69
5.2	Eksempel på geologisk sluttdokumentering i Novapoint Tunnel	69
5.3	Inspeksjon av berg og bergsikring	72
6	Hensynssoner for tunnel	73
6.1	Vegformål/vegareal	73
6.2	Hensynssoner	73
6.3	Forslag til reguleringsbestemmelser	75
	Referanser	76
	Vedlegg	78
	Vedlegg A Innhold i geologiske rapporter i hvert plannivå	79
	Vedlegg B Kartgrunnlag for geologisk kartlegging – bestilling	81
	Vedlegg C Veiledning ved vurdering av bestemmelse av bergsikringsmengder	83

1 Innledning

Veiledningen V521 Geologi og bergsikring i tunneler inneholder veiledende tekst til vegnormal N500 Vegtunneler [1].

Vegnormal N500 Vegtunneler [1] er tilgjengelig i digital utgave. Digital N500 inneholder underliggende veiledningstekster knyttet til kravpunkter i de ulike kapitlene.

Veiledning V521 gir utdypende veiledning til kapitler i N500 som omhandler geologiske forundersøkelser, tunneldriving og bergsikring i vegtunneler.

2 Geologiske forundersøkelser

2.1 Generelt

I vegnormal N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 2 krav til geologiske forundersøkelser. I dette kapitlet gis utfyllende veiledning til temaet. Vedlegg A gir en oppsummering av forundersøkelser og rapportering i de ulike planfasene.

2.2 Kart og kartgrunnlag

2.2.1 Bestilling av kart til geologisk feltkartlegging

Krav til målestokk ved geologisk kartlegging og rapportering i ulike planfaser er gitt i [1]. Kartet bestilles fra vegprosjektet, siden planlagt/prosjektet veg inngår i kartet. Bestillings skjema i vedlegg B kan brukes for å bestille kart fra prosjektet.

Ved bestilling av kart kan det geografiske området angis på følgende måter:

- 1) Legg ved bilde av kart med inntegnet ønsket utsnitt.
- 2) Kartet dekker prosjektområdet definert av reguleringsgrensen for vegprosjektet, samt arealet x m utenfor reguleringsgrensen.
- 3) Kartet dekker inntil x m på hver side av prosjektet/planlagt vegs senterlinje.

Det er viktig å få med nok bredde for kartlegging av geologi, for eksempel ved behov for kartlegging av svakhetssoner og sprekker der dette gjøres godt utenfor traseen. Arkformat og målestokk for levering av kartene spesifiseres i bestillingen. Aktuelle formater er A1, A2 og A3.

2.2.2 Andre kart- og bildeprodukter

Kartverket har andre produkter som kan være til hjelp ved geologisk kartlegging. Noen aktuelle sider er:

kartverket.no-norgeskart.no
norgebilder.no
geonorge.no
hoydedata.no

3D-bilder kan finnes på ulike nettbaserte tjenester.

2.2.3 Oversiktskart i geologiske rapporter

I geologiske rapporter presenteres topografisk oversiktskart med tunneltrasé og profilnummer inntegnet. Oversiktskartet viser prosjektet i forhold til eksisterende bebyggelse, infrastruktur og topografi.

Aktuelt utsnitt fra berggrunnsgeologiske oversiktskart fra NGU (*ngu.no*) presenteres med tegnforklaring og tunneltrasé(er) med profilnummer inntegnet. Berggrunnsgeologisk kart fra NGU i målestokk 1: 50 000 benyttes hvis tilgjengelig, ellers benyttes 1: 250 000 -serien, som dekker hele landet. Der det er løsmasser av betydning vises også kvartærgeologisk oversiktskart (*ngu.no*).

Flyfoto/ortofoto (f.eks. *norgebilder.no*), relieffkart fra flybåren laserskanning og/eller terrengmodell i 3D benyttes ved vurdering av lineamenter, foliasjon, svakhetssoner m.m. Eldre flyfoto kan være nyttige da det kan være mindre bebyggelse og andre inngrep på bildene.

Ved vurderinger av fare for skred og oversvømmelse benyttes aktsomhetskart som forvaltes av NVE (*nve.no*, *skrednett.no*). Her finnes blant annet landsdekkende aktsomhetskart for steinsprang og aktsomhetskart for jord- og flomskred, samt aktsomhetsområder for snø- og steinskred. NVE Atlas gir tilgang til geografiske temadata som blant annet eksisterende vanttunneler og vassdrag, vannkraft, vindkraft og nettanlegg. I karttjenesten NEVINA (nedbørfelt og vannføringsindeks-analyse) fås blant annet beregnet nedbørfelt, feltparametere, og såkalte indekser, for et fritt valgt punkt i et vassdrag.

Nasjonal grunnvannsdatabase, GRANADA, inneholder data fra brønner som innrapporteres til NGU. GRANADA inneholder informasjon om borede grunnvannsbrønner, energibrønner og naturlige oppkommer av grunnvann, samt tilgjengelige vannkvalitetsdata og rapporter. Databasen er ikke fullstendig. NGU har også kart over grus- og pukkføremster, og en mineralressursdatabase med oversikt over forekomster av metaller (malm), industrimineraler og natursteinmineraler. Direktoratet for mineralforvaltning (*dirmin.no*) har en kartløsning med geografisk oversikt over bergrettigheter.

På NGU sine hjemmesider finnes Aktsomhetskart for tunnelplanlegging som dekker Østlandsområdet. Kartet indikerer områder der det kan være svakhetssoner forårsaket av dypforvitring.

2.3 Kontroll av geologiske forundersøkelser

Kontrollklasser og kontrollform iht. NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [2] er nærmere beskrevet i N500 [1]. Prosjekteringskontroll og utførelseskontroll iht. NS-EN 1990 angis i geologiske rapporter. PKK3 innebærer utvidet kontroll, i tillegg til intern systematisk kontroll og kollegakontroll. Innhold og omfang i geologiske rapporter sjekkes mot kravene i N500. I kontrollnotatet angis presise punkter for utsjekk eller endring. For kontroll under utførelse, se punkt 4.9.

2.4 Forundersøkelsesmetoder

Dette kapitlet gir en kort presentasjon av de vanligste metoder for geologiske/ ingeniørgeologiske forundersøkelser. Undersøkelsene utføres i samsvar med NS-EN ISO 14689 Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser [3].

Statens vegvesens retningslinjer R211 Feltundersøkelser [4] inneholder metodebeskrivelser for feltundersøkelser, for eksempel:

- 1.4.1 Geologisk kartlegging av berg
- 1.4.3 Prøvetaking av berg
- 1.2.10 Feltanalyse med XRF
- 1.4.7 Ingeiørgeologisk logging av borekjerner
- Vedlegg 2 Bergartsklassifisering.

Statens vegvesens retningslinjer R210 Laboratorieundersøkelser [5] inneholder metodebeskrivelser for laboratorieanalyser, for eksempel:

- 111 Forenklet petrografisk beskrivelse
- 113 Mikroskopering med polarisert lys

Annen nyttig litteratur, se Palmstrøm o.a.: Publikasjon nr. 101 Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg [6], Nilsen og Palmstrøm: Engineering geology and rock engineering, vol no. 2 [7], Løset: Norges tunnelgeologi [8], Braathen og Gabrielsen: Bruddsoner i fjell [9], Fossen: Structural Geology [10].

2.4.1 Geologisk feltkartlegging

Geologisk kartlegging utføres for å få informasjon om bergforholdene for det aktuelle tunnelprosjektet. Formålet med all kartlegging er å gi et best mulig bilde av bergmassen i tunnelnivået. Regionalgeologisk forståelse er nødvendig, blant annet betydning av storskala lineamenter, foldestrukturer, skyvedekker og høye bergspenninger.

Praktisk gjennomføring av kartleggingen omfatter undersøkelser av bergmasse, svakhetssoner, oppsprekking og forvitring med tanke på stabilitet og lekkasjeforhold (hydrogeologi), samt identifikasjon av bergarter med hensyn til videre bruk av tunnelmassen og eventuell forekomst av forurensende bergmasse [4]. Nivå på geologisk feltkartlegging tilpasses plannivået [1]. Se også punkt 2.7 om rapportering og presentasjon i geologiske rapporter.

2.4.2 Boring

Grunnundersøkellesdatabasen, GUDB, er Statens vegvesen sitt arkivsystem for grunnboringdata. Nasjonal database for grunnundersøkelser, NADAG, inneholder data fra utførte geotekniske boringer som er rapportert inn til NGU.

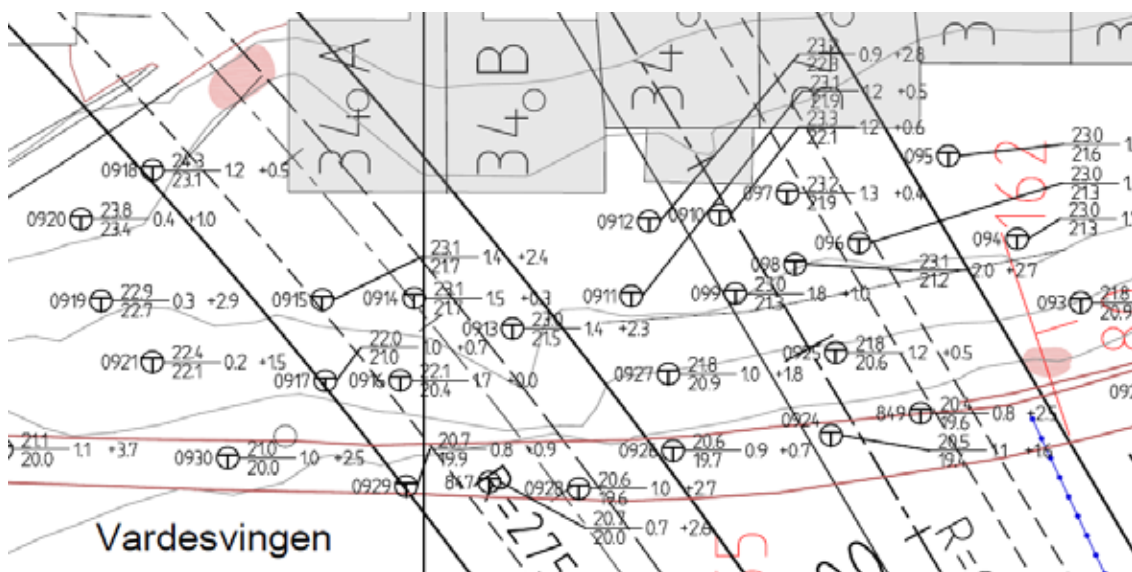
R211 Feltundersøkelser [4] beskriver sonderingsmetoder, og kjerneboring med ingeniørgeologisk logging av borekjerne.

Totalsondering/bergkontrollboring

Totalsondering/bergkontrollboring utføres for å kartlegge løsmasser og bergoverflate. Boringene bestilles med boring minimum 3 m ned i fast berg, det er viktig at det er bergoverflaten det bores i, ikke for eksempel en stor blokk eller hard morene. Grunnboringene gir informasjon om løsmasser og dybde til berg i ett punkt. Resultater fra boringene benyttes til å generere bergkotekart, der også registrerte blotninger inngår som grunnlag. Ved å delta under bergkontrollboring, kan borekaks studeres og sammenlignes med forventet bergart i området. Borekaks kan også benyttes for videre laboratorieanalyse (forurensende berg m.m.). Boringene presenteres på lengde- og tverrprofiler. Eksempel på presentasjon av grunnboringer på kart er vist i figur 2.1.

Kjerneboring

Kjerneboringer benyttes for å skaffe informasjon om berggrunnen. Kontinuerlig kjerneopptak gir verdifull data om bergart, oppsprekking, bergmassekvalitet, svakhetssoner og vann. Lekkasjemålinger under innboring sier noe om vannmengder og lekkasjeforhold, mens vanntapsmålinger forteller om permeabilitet. Boringene gjøres vanligvis fra terreng, eller fra andre tunneler og bergrom der det er gunstig. Kjerneboring kan også utføres fra stoff i drivefasen (se også kapittel 4). Ved kjerneboring avviksmåles lange kjerneborehull.



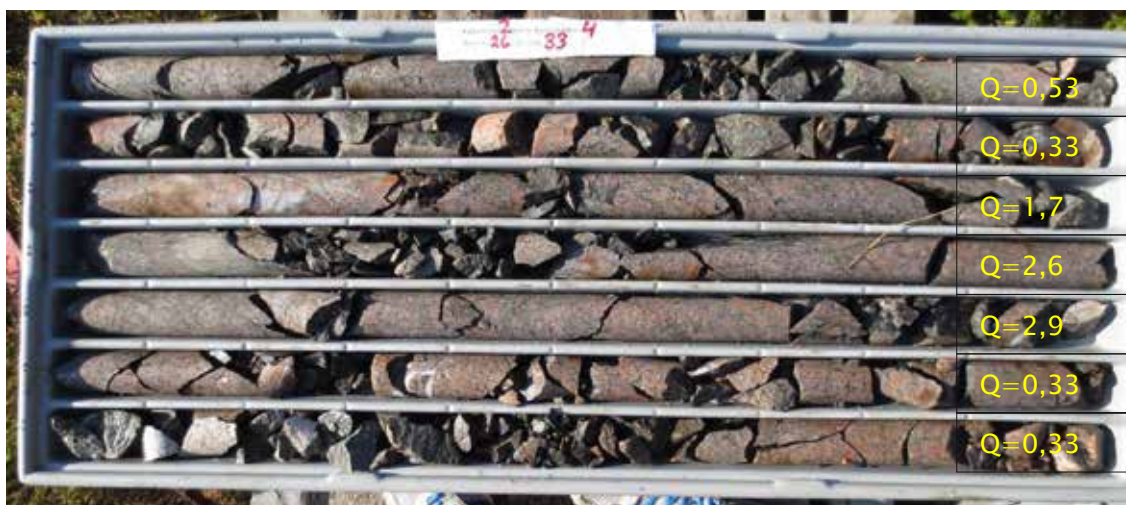
Figur 2.1 Eksempel på presentasjon av grunnboringer på kart, i dette tilfelle totalsonderinger over to tunnelløp. Boringene vises med hullnummer, symbol for type boring, kote terreng/kote antatt berg, deretter dybde til berg + boret i berg. Dersom det ikke er plass til alle data kan f.eks. kun kote berg vises (husk referanse til borerapporten), ev. bare en fargekode for kotehøyden om det blir for tett med symboler og tall. [11]

Kjerneboring er en relativt kostbar undersøkelsesmetode og utføres i områder der det er særlig viktig å skaffe nøyaktig geologisk informasjon, for eksempel ved undersjøiske tunneler, svakhetssoner med liten overdekning og der kartlegging av forløp av svakhetssoner er viktig. Kjerneborehullet bores om mulig langs tunnelaksen og like over prosjektert tunnelheng. Dette gir best informasjon om bergartsforhold og svakhetssoner i tunnelnivået.

Fra kjernematerialet kan det tas ut prøver til videre testing i laboratorium, som bergartsstyrke/trykkfasthet, tynnslip/ mineralidentifikasjon, og identifikasjon av leire og annet sleppemateriale ved røntgendiffraksjon (XRD). Totalkjemisk analyse av kjernemateriale med håndholdt XRF (røntgenfluorescens) er en rask metode som benyttes for å identifisere bergarter som kan gi forurensing, f.eks. for å skille alunskifer fra ikke-forurensende svartskifre (se [4] og [12]).

En kjerneloggingsrapport utarbeides etter utført logging [4], både med tekstdel og detaljerte loggeskjemaer med bergart, sprekker og sprekkemateriale, forvittringsgrad, RQD, Q-verdier med parametere, og vanntap i Lugeon, alle relatert til boreddybde i meter. RQD-verdien regnes som rene målinger og derfor fakta, mens Q-verdiene er tolkninger basert på borekjernen og omgivelsene samlet. I kjerneloggingsrapporten presenteres bilder av hver kjernekasse, tydelig merket og med målestokk. De geologiske resultatene fra kjerneboringer sammenstilles og presenteres i den geologiske modellen i kjerneboringsrapporten, for best mulig informasjon i det videre planarbeidet.

Resultatene fra kjerneboringer presenteres i de geologiske rapportene i alle planfaser. Representative bilder av kjernekasser med borekjerne presenteres i geologisk rapport, se eksempler i figur 2.2 og 2.3.



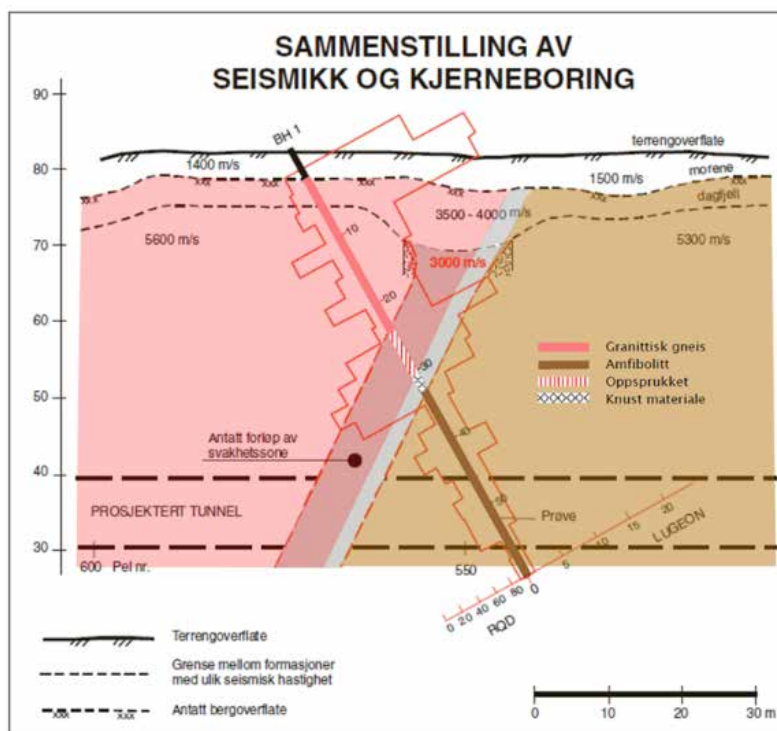
Figur 2.2 Bilde av borekjerne fra Bjarkøy. Bildet viser oppknust og forvitret granittisk gneis. Q-verdi pr boremeter er vist til høyre i bildet. (Foto: Edvard Iversen)



Figur 2.3 Eksempel på bilde av kjernekasse fra E39 Vik-Julbøen (Foto: Christine Grob)

Resultatene fra kjerneboringen oppsummeres i faktadelen i geologisk rapport, med referanse til egen fagrapport. På geologisk kart vises hullets ansett og stupning med punkt, id.nr., sann retning/ lengde projisert i kartplanet, med borelengde i meter og stupning i grader. I den grad det er mulig vises også boreinformasjonen (bergart, RQD, etc.) på kartet, men som regel presenteres kjerneborehullet på egne tegninger i en målestokk som gir lett lesbarhet (se figur 2.4).

Resultatene fra kjerneboringen vises i egne detaljerte profiler med alle relevante data presentert i forhold til tunneltrasé slik at dataene fra kjerneboringene kan benyttes i det videre planleggingsarbeidet. I lengdeprofilen vises også terreng, antatte berggrunnsforhold/ løsmasser (markeres som tolkning), samt selve tunnelen der det er mulig. Områdene er ofte også undersøkt med geofysiske metoder og dette presenteres i profil der alle data vises, se eksempel i figur 2.4. Bygninger med kjellernivå og infrastruktur over slike kritiske områder tas også med i profilet og forholdene beskrives med tekst i den geologiske rapporten. Boringer parallelt eller nær parallelt tunnelen vises alltid i de geologiske lengdeprofilene med de geologiske resultatene fra boringene presentert i godt synlig målestokk.



Figur 2.4 Eksempel på sammenstilling av seismikk og kjerneboring (basert på [13])

2.4.3 Geofysiske metoder

R211 Feltundersøkelser [4] omtaler geofysiske metoder. Publikasjon 102 [14] fra bransjeprojektet «Miljø- og samfunnstjenlige tunneler» omhandler geofysiske forundersøkelsesmetoder og vurdering av metodene for bruk ved tunnelprosjektering. NGU-rapport 2021.032 Geofysikk og forundersøkelser for tunneler [15] gir en oppsummering av utvikling av- og erfaringer med ulike metoder. De mest brukte metodene er omtalt i det følgende. En sammenstilling av resistivitet, seismisk hastighet og naturlig gammastråling i norske bergarter er gitt i NGU-rapport 2021.015 [16]. Mer informasjon kan finnes på for eksempel ngu.no.

Refraksjonsseismikk

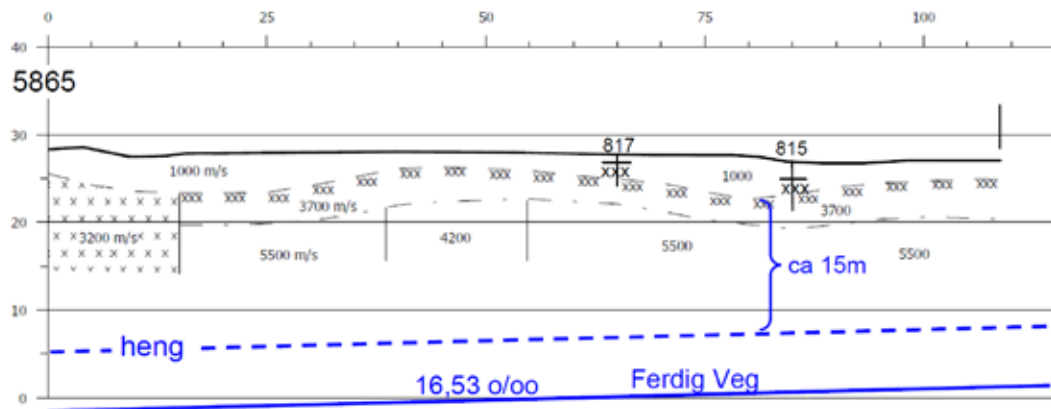
Refraksjonsseismikk gir informasjon om dybde til fast berg og om lavhastighetssoner/ mulige svakhetssoner. Refraksjonsseismikk er en av de mest benyttede geofysiske metodene ved forundersøkelser for anlegg i berg. For nærmere beskrivelse, se Statens vegvesen rapport nr. 733 Seismiske metoder [17]. Tolkning av refraksjonsseismikk har en del usikkerheter, for eksempel knyttet til blindsonelag og hastighetsinversjon. For å vurdere nøyaktigheten på tolkingen av bergoverflaten er det viktig med grunnboringer i tilknytning til seismikkprofilen.

Målingene presenteres på kart og profiler i målestokk 1:1000 med seismiske hastigheter/ lavhastighetssoner markert. I teksten der dette beskrives, vises det til profilnummer, seismisk hastighet (P-bølge) og bredde på lavhastighetssonen. Detaljtegninger og profiler presenteres, se eksempler i figur 2.5, figur 2.6 og prinsippskisse i figur 2.4.

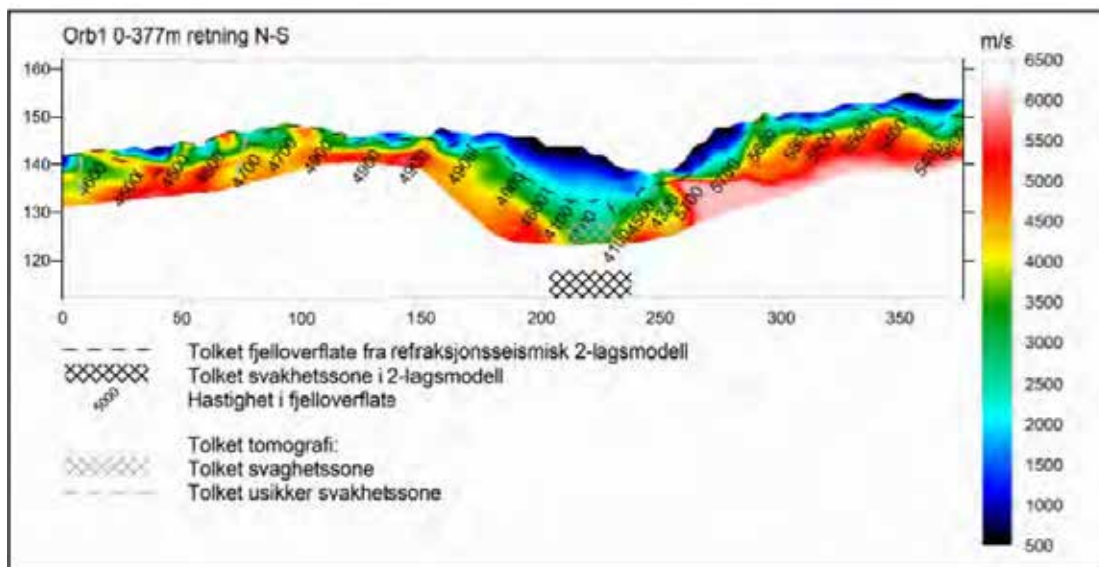
Refraksjonsseismikk presenteres ofte ved å bruke farger som representerer de ulike hastighetene som vist i figur 2.7. Der farger benyttes i presentasjon av profiler legges geofysikers tolkning av bergartsoverflate, grenser mellom ulike hastigheter og svakhetssoner over fargene som i figur 2.7.



Figur 2.5 Utsnitt av geologisk kart som viser eksempel på hvordan seismiske profilinjer kan presenteres, her i rødt, med angivelse av seismisk hastighet. Lavhastighetssoner er gjerne forsterket med tykkere strek. I tillegg vises her berg i dagen som røde felt (bergblotninger) med strøk/fall av sprekker og foliasjon, samt totals-enderinger (Ringveg Vest Bergen). [11]



Figur 2.6 Eksempel på seismisk lengdesnitt, i dette tilfelle øvre profilinje på figur 2.5. Der tunnelen vil komme like under seismikklinja tegnes tunnelen også inn, gjerne med grunnboringer om de finnes. Hvis seismikken er lagt mer på tvers av tunneltraseen kan fortsatt tunnelen markeres, ev. med tverrprofil. [18].



Figur 2.7 Eksempel på presentasjon av refraksjonsseismikk i profil [19]

P-bølge hastigheter i typiske geologiske materialer er vist i figur 2.8.

Jordarter	P-bølge hastighet (m/s)	Bergarter, ikke oppsprukket	P-bølge hastighet (m/s)
Torv	150-500	Sandstein	3000-3500
Leire (tørr)	600-1200	Kalkstein	4000-6000
Sand (tørr)	400-900	Dolomitt	2500-6500
Grus (tørr)	400-1000	Kvartsitt	5500-6000
Morene (tørr)	400-1600	Granitt	4800-5500
Leire (vannmettet)	1200-1600	Gneis	4700-5800
Sand (vannmettet)	1400-1800	Diabas	5700-6500
Grus (vannmettet)	1400-1900	Gabbro	6200-6700
Morene (løs)	1500-1900	Ultramafisk	6500-7500
Morene (hard)	1900-2800	Oppsprukket berg	< 4000

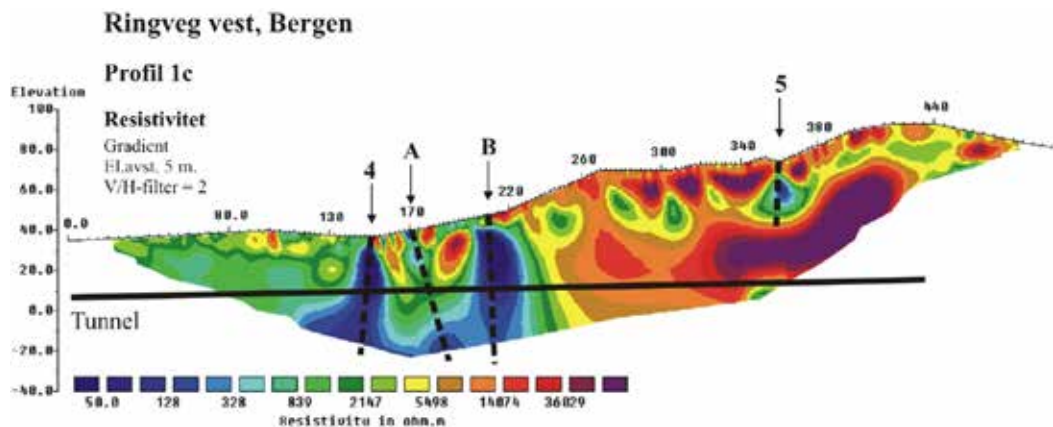
Figur 2.8 P-bølge hastighet i noen geologiske materialer. Data er hentet fra norske erfaringer (NGU og Geomap). Oppsprekking av bergarten og leiromvandling vil kunne redusere hastighetene betydelig. (Kilde: [15] og [16]).

Refleksjonsseismikk (akustisk profilering/multistråle-ekkolodd/sonar)

Metodene benyttes for å undersøke sjøbunn, løsmasser og berg i undersjøiske områder, ofte i en tidlig planfase for å finne sjødybde og sedimentmektighet over berg. Refleksjonsseismikk kan dekke store områder og danne grunnlag for plassering av refraksjonsseismiske og geotekniske undersøkelser. Se også [15].

2D Resistivitet

Resistivetsmålinger kartlegger den elektriske motstanden i løsmasse og berg. Målingene kan benyttes til å indikere dybde til fast berg og tolkede svakhetssoners bredde og forløp i grunnen. Eksempler på presentasjon av data er vist i figur 2.9.



Figur 2.9 Eksempel på presentasjon og tolkning av resistivitetssmålinger. Ωm -verdier over 5000 er her tolket som godt berg (gule-røde farger), Ωm -verdier < 500 er tolket som svakhetssoner (mørk blå farger). Tunnel er inntegnet. [20].

NGU har undersøkt bruk av 2D resistivitet også for undersjøiske tunneler. Resultater viser at metoden har begrensninger ved bruk i sjø/vann og tolkninger er ikke entydige [21]. Salt grunnvann på sprekker har svært lav resistivitet. Der bergmassen omkring har høy resistivitet kan resistivitetskontrastene være tilstrekkelig til å påvise soner med saltvannslekkasje [22, 23]. Undersøkelser av bergartenes geoelektriske egenskaper vil i prinsipp gi sikrere tolkninger av resistivitetsprofiler. Statens vegvesen rapport nr. 305 [24] omhandler kartlegging med 2D resistivitetssmålinger, med veiledende informasjon om utførelse og rapportering.

Måling av induisert polarisasjon (IP), som er et uttrykk for stoffers evne til å ta opp elektrisk ladning, kan være nyttig for å avgjøre om lav resistivitet skyldes leirfylt oppsprekking og/eller sulfidmineralisering og alunskifer. Det er særlig mineraler med høy ionebyttingskapasitet dvs. svellende sjiktsilikater som montmorillonitt og sulfidmineraler som gir høy IP.

Televiever i borehull

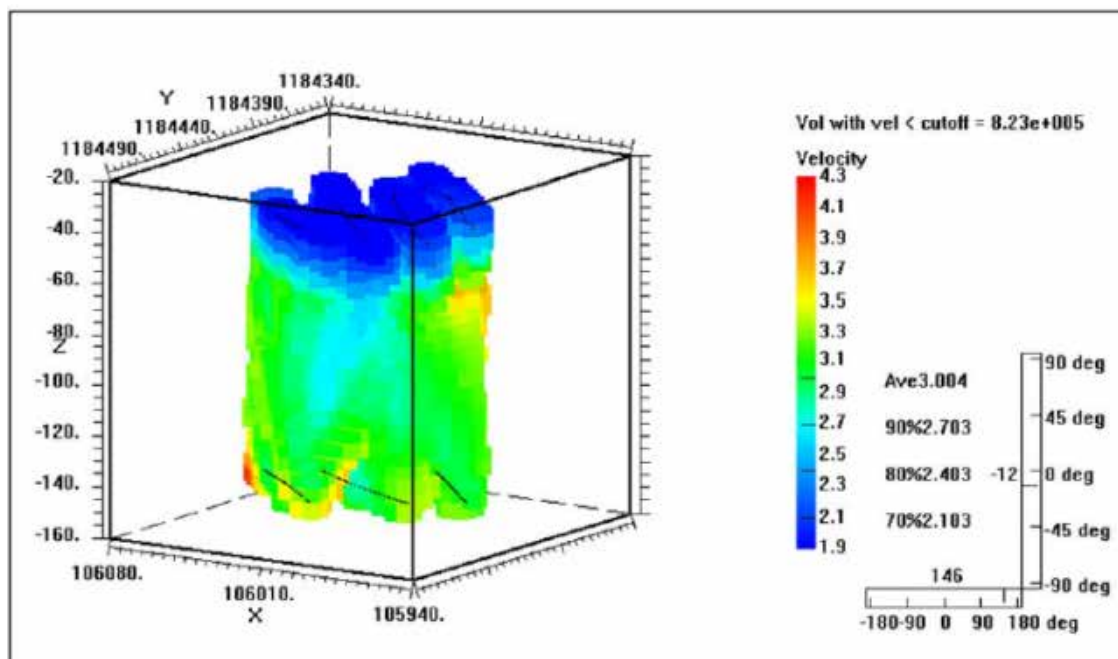
Målingene kan gjøres i borehull med en viss diameter [15] og helst i hammerborede hull. På grunnlag av det orienterte bildet av borehullsveggen kan strøk, fall og sann mektighet av kryssende strukturer beregnes. Metoden blir også supplert med målinger av gammastråling, kalium, thorium, uran m.m.

Optisk televiever består av en sonde med et digitalt kamera som filmer mot et hyperbolsk speil. Metoden kan benyttes i tørre og vannfylte hull, men krever relativt klart vann. Mørke bergarter kan gjøre det vanskelig å påvise sprekker med kun optisk televiever. Akustisk televiever benyttes først og fremst til sprekkekartlegging. Der bergspenninger påvirker hullformen kan største hovedspenningsretning estimeres. Det er en forutsetning at hullet er vannfylt, men vannet trenger ikke være klart.

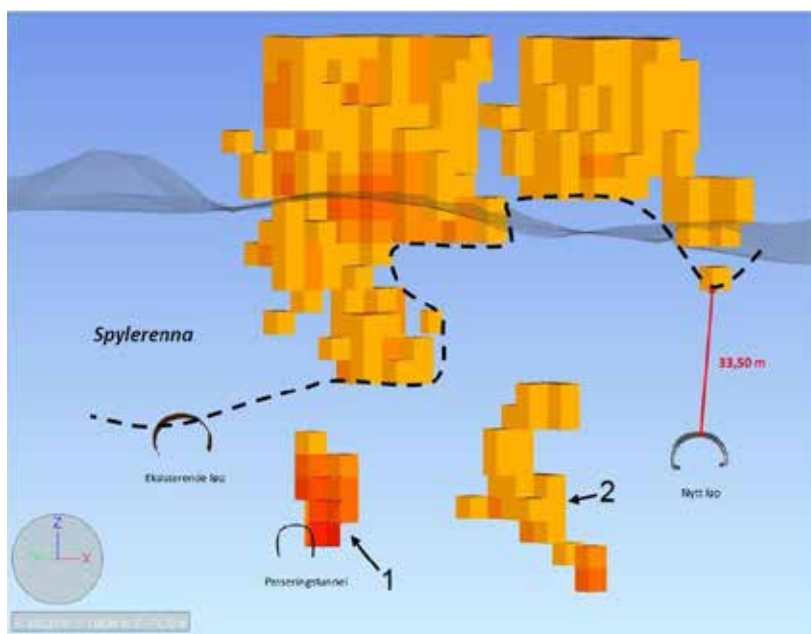
Refraksjonsseismisk tomografi

Ved seismisk tomografi plasseres signalkilden (sprengladninger) på den ene siden av området som ønskes undersøkt, og mottakerne (geofoner) på den andre siden. Metoden kan gi informasjon om bergmassekvalitet og svakhetssoner, ved at oppsprukket berg gir nedsatt hastighet av signalet. Metoden kan også gi informasjon om dybde til grunnvannsspeil og berg. Skudd og geofonposisjoner er plassert langs linjer (2D-målinger) eller spredt over hele overflaten (3D-målinger).

Figur 2.10 og 2.11 viser eksempler på seismisk tomografi.



Figur 2.10 Eksempel på 3D tomografimodell fra rv. 23 Oslofjordtunnelen. Rene løsmasser i mørk blå farge (ca. 1900 m/s), fast godt berg i rød farge (ca. 4300 m/s). Tre svarte streker i bunnen av modellen viser hull der det ble skutt en liten sprengladning for hver 2,5 m. På toppen av tomografimodellen ses hydrofonkablene som tynne svarte streker. Tidsavstanden mellom hver ladning og hver enkelt av 96 hydrofoner på sjøbunnen ble registrert. En 3D-modell ble beregnet ut fra ca. 12 500 målte tidsavstander [25].



Figur 2.11 Tolket forløp av spylerenne fra rv. 23 basert på resultatet fra de tomografiske målingene i fig 2.10. Antatt grense mellom berg og løsmasser er gitt med stipledd linje. Grå overflate er første utkast til bergoverflatemodell kun basert på refraksjonsseismikk. Lavhastighetsparti merket «1» er nær det åpne rommet i passeringstunnelen. Lavhastighetsparti merket «2» er knusningssoner. De er gjennomført av flere kjerneborehull som bekrefter tolkningen [26].

Georadar

Georadar er mest brukt til arkeologiske undersøkelser, men kan også gi informasjon om dybde til berg og løsmasselag ved liten løsmassemektighet (avhengig av frekvens). Det er ikke en foretrukket metode i tunnelprosjekter. Georadar baseres på elektromagnetiske signaler som reflekteres der det er endring i de elektriske egenskapene til mediet. Begrensningen med metoden er hovedsakelig at elektromagnetiske signaler blir absorbert for materialer med høy elektrisk ledningsevne og en viss feilmargen hører med. Metoden er også sensitiv for vann og frost.

2.4.4 Bergspenningsmålinger

Bergspenningsmålinger benyttes ved vurdering av stabilitet og design av bergrom med komplisert geometri og store tverrsnitt, samt ved vurdering av minste hovedspenning til bruk ved fastsettelse av maksimalt injeksjonstrykk. Metoder som kan benyttes er 2D overboring (doorstopper), 3D overboring og hydraulisk splitting. Se R211 [4]. Resultater fra bergspenningsmålinger er viktige inngangsparametere i ulike modelleringsprogrammer for bergstabilitet.

2.4.5 Prøvetaking og laboratorieanalyser

Det er viktig å ta representative prøver med utgangspunkt i geologisk kartlegging, se [4]. Prøvetaking utføres i forbindelse med undersøkelser av steinmaterialekvalitet og brukbarhet av tunnelmassen. Ved geologiske undersøkelser for tunnel gis en vurdering med hensyn til bruk av overskuddsmasse med tanke på størst mulig grad av gjenbruk. Miljødirektoratets faktaark M-1243 Mellomlagring og sluttdisponering av jord- og steinmasser som ikke er forurenset [27] gir videre veiledning. Resultater fra ulike laboratorieanalyser er viktige inngangsparametere i modelleringsprogrammer.

Bergartstyper som representerer spesielle utfordringer kan for eksempel være: alunskifer, sulfidholdig berg, kvartsitt og berg som lett forvitrer. Aktuelle laboratorieanalyser er beskrevet i R210 Laboratorieundersøkelser [5] og kan være knyttet til bergartsstyrke (trykk, strekk, sprøhet), elastisitet, skjærstyrke for sprekker, mineralsammensetning, borbarhet, sprengbarhet, kornfordeling og anvendelse til veg- og betongformål.

Bergarter som kan gi forurensende avrenning kartlegges i detalj (se tabell 2.2). Forurensningsloven pålegger vegeier å dokumentere hvordan forurensende berggrunn vil påvirke miljøet (tungmetaller, strålefare m.m.), blant annet om berggrunnen representerer deponipliktig radioaktivt avfall (≥ 1 Bq/gram). Søknad om tillatelse sendes Direktoratet for strålevern og atomsikkerhet (DSA). DSA har i tillegg krav om at mindre strålefarlig berg ($> 0,1-1$ Bq/gram) dokumenteres ved søknad, selv om disse ikke er deponipliktige. I noen tilfeller der det teknisk sett er mulig å etablere masselager for lokal deponering av forurensende berg innenfor veganlegget, for eksempel i forbindelse med nødvendig masseutskifting (nyttiggjøring), søkes Miljødirektoratet om nødvendig tillatelse. Se også [15].

Tabell 2.2 Bergarter som vurderes spesielt i forhold til Forurensningsloven. «Etasje» referer til stratigrafisk nivå for kambro-siluriske bergarter.

Bergart	Variant	Avrenningsproblematikk	Strålingsproblematikk
Alunskifer (Etasje 1-2)	Alle varianter (Etasje 1c til 2e) Potensialet øker ved forvitring	Delvis syredannende m/ tungmetallproblematikk; Ved pH < 5: økende tungmetaller, uran og aluminium	Variere over og under 1 Bq/gram, ofte over korte avstander
Svartskifer	Deler av etasje 3bβ (Galgebergskifer) Potensialet øker ved forvitring	Delvis syredannende. Tungmetallproblematikk	Neppe aktuelt

Sulfid- og sulfatførende gneiser med rustforvitring	Sulfidførende med sterk forvitring omkring sprekkesett	Ekstrem forsurening, mobilisering av tungmetaller og aluminium	Neppe aktuelt
Andre bergarter med synlig innhold av sulfider (fyllitt, grønnstein m.m.)	Sulfidrike varianter Potensialet øker ved forvitring	Potensielt syredannende. Tungmetallproblematikk	Neppe aktuelt
Granittiske bergarter m.m.	Uranrike varianter	Uran	Ved ≥ 1 Bq/gram
Hydrotermalomvandling	Uranrike varianter	Uran	Ved ≥ 1 Bq/gram

Prøvetaking og analyser av forurensende bergmasse utføres i samarbeid med koordinator for ytre miljø, med vurderinger av lokale variasjoner mht. geologi og vannmiljø. Feltanalyser med håndholdt XRF for total kjemisk innhold av tungmetaller, uran og svovel gir godt grunnlag for å vurdere om det er behov for videre detaljerte analyser [4]. Mineralogisk analyse av bergmasse gir nyttig og nødvendig tilleggsmateriale om hvilke bergarter som gir forurensning. Også mekaniske egenskaper vurderes, fordi høy finstoffandel fra forurensende bergmasse er mest reaktivt [12], [28], [29], [30], [31].

2.4.6 Registreringer med hensyn til hydrogeologi

Hensikten med hydrogeologiske forundersøkelser i forbindelse med tunnelbygging er å:

- avklare hvor det kan ventes vanninnbrudd med behov for injeksjon (tunnel og forskjæring)
- vurdere områder (tørre vs. drypplekkasje) med tanke på omfang av vann- og frostsikring, samt forekomst av aggressivt vann som kan påvirke bestandigheten til bergsikring, tekniske installasjoner e.a.
- vurdere influensområde og fare for setninger i løsmasser i influensområdet, i samarbeid med geotekniker
- vurdere fare for skade på brønner og vannforsyning, i samarbeid med kommunen
- vurdere mulig påvirkning på naturmiljøet, i samarbeid med koordinator for ytre miljø.

I områder der tunnelen kan ha innvirkning på omgivelsene (setningsømfintlig løsmasse, brønner m.m.) danner geologisk kartlegging grunnlag for plassering av boringer (bergkontrollboringer, kjerneboringer, optisk televiwer, lugeonmålinger), prøvetaking (for ødometer, m.m.) og måleutstyr som undersøkelses- og peilebrønner for poretrykk og grunnvannstand. Basert på forundersøkelsene vurderes definerte krav til tetthet for tunnelen. Kravene kan variere langs tunneltraseen avhengig av forhold som influensområde, setningsømfintlighet og risiko for skadelige virkninger på omgivelsene. Publikasjon 103 [32] fra bransjeprojektet «Miljø- og samfunnstjenlige tunneler» omhandler vurdering av konsekvenser ved grunnvannstands- og poretrykksendring for naturmiljø og urbanområder.

Lekkasjepotensialet på tunnelnivå er avhengig av:

- forekomster av vann i områdene omkring tunneltraseen, årstidsvariasjoner
- nedbørfelt
- avstanden fra tunnelnivå til grunnvannsnivå og åpent vannspeil (vann eller sjø)
- bergoverdekning
- oppsprekingsgrad i bergmasse og bruddsoner, og sprekkeåpninger
- løsmasseoverdekning og løsmasstype

Innsjøer, sjø, elver og store våte myrer betraktes som varige kilder til innlekkasje, og vies særlig oppmerksomhet. Nedbørfeltene defineres og tegnes inn på kart og profiler for foreslåtte tunneltraseer. Avstanden fra grunnvannsspeil/ vannspeil/ havnivå ned til tunnelnivå representerer det hydrauliske potensialet, som øker i takt med tunneldybden. Den reelle innlekkasjen på tunnelnivå er avhengig av den hydrauliske konduktiviteten til bergmasser og løsmasser. Ved høy bergoverdekning vil innlekkasjen være lav når bergmassen er svakt til moderat oppsprukket. Områder med liten bergoverdekning har større potensial for innlekkasje enn strekninger med høy bergoverdekning og eventuelle tette løsmasser. Uforvitret marin leire og kompakt morene kan ha lavere hydraulisk konduktivitet enn bergmasse og virke tettende, mens fluvialt avsatte løsmasser som sand og grus alltid har høyere hydraulisk konduktivitet enn oppsprukket bergmasse. Empiriske data fra undersjøiske tunnelstrekninger viser at

når bergoverdekningen øker, så minker drypplekkasjen, forutsatt at løsmasser på sjøbunnen har lavere hydraulisk konduktivitet enn bergmassen [33, 34].

Det er kombinasjonen av oppsprekkingsgrad (antall sprekker/m³), antall kryssende sprekkesett og sprekkeåpninger som bestemmer den hydrauliske konduktiviteten til bergmassen. Tunnelstrekninger med høy oppsprekkingsgrad uten mineralinnfylling gir høyere innlekkasje enn tunnelstrekninger med lav oppsprekkingsgrad i områder med samme bergoverdekning og hydraulisk potensial. I områder med høy horisontal spenning er det stor sannsynlighet for at sprekkesett parallelt med hovedspenningsaksen er mest vannførende.

Behovet for injeksjon er styrt av forekomsten av åpne sprekker, mens drypplekkasjene og behovet for vann-/frostsikring er avhengig av oppsprekkingsgraden i bergmassen generelt. Dette har sammenheng med at lekkasjevolumet øker med kubikkroten av sprekkeåpningen (sprekkeaperturen). Vannlekkasjer med behov for injeksjon er knyttet til bruddsoner med åpne sprekker (stor sprekkeapertur) uten mineralutfellinger, eller der flere sprekkesett krysser hverandre (kanaler). Selmer-Olsen [35] har vist at store vannlekkasjer i dyptliggende tunneler er knyttet til vertikale og steile sprekker.

Omfanget av vann- og frostsikring samt påvirkning fra aggressivt vann på bergsikring og installasjoner er i stor grad styrt av oppsprekkingen i bergmasser utenom injiserte svakhetssoner. Sprekkeåpningene i bergmasse mellom svakhetssoner er for det meste < 0,5 mm, men fører likevel til fukt og drypplekkasje. Det er mulig å gjøre noen betraktninger om variasjoner basert på gjennomsnittlige sprekkefrekvenser målt på gode bergblotninger. Det er vist at antall steile til vertikale sprekker per m² gir en tydelig sammenheng med forekomst av drypplekkasje i tunneler [33]. Sprekkeåpninger beskrives i henhold til tabell 2.3 i samsvar med NS-EN ISO 14689 [3].

Tabell 2.3 Begreper for beskrivelse av sprekkeåpninger (etter [36])

Begrep	Sprekkeåpning (apertur)
Veldig tett	< 0,1 mm
Tett	0,1 til 0,25 mm
Delvis åpen	0,25 til 0,5 mm
Åpen	0,5 til 2,5 mm
Moderat bred	2,5 til 10 mm
Bred	10 til 100 mm
Veldig bred	100 til 1000 mm
Ekstremt bred	> 1000 mm

Sprekkeåpninger kan best estimeres i bergskjæringer som ofte viser hvilke sprekkesett som fører vann. Akkumulasjon av is i bergskjæringer gir også informasjon om vannførende sprekkesystem. Observasjoner på gode blotninger i terrenget, i områder uten avlastede blokker, kan gi sikre opplysninger om sprekkeåpninger. Undersøkelser av sprekkeåpninger i bruddsoner og søkk utføres der de er fullt blottet i bunnen. Borekjerner gir vanligvis ikke sikre målinger av sprekkeåpninger, fordi brudd i kjernene opptrer langs sprekkeene. Kjerner med mange brudd langs naturlige sprekker indikerer likevel relativt høyere hydraulisk konduktivitet i bergmassen enn kjerner med mindre oppsprekking.

Det er ofte en sammenheng mellom bergartstype og oppsprekking. Stive bergarter, spesielt kvartsitt, har ofte noen få åpne og svært vannførende sprekker. Innlekkasjer i kvartsitt kan iblant bli overraskende store fordi mesteparten av slik bergmasse ofte er lite oppsprukket. Kvartsitt forvitrer ikke og har som oftest ikke tettende sprekke mineraler. Vannførende bruddsoner i kvartsitt kan best lokaliseres med utgangspunkt i lineamentstudier og mer detaljerte undersøkelser i områder der lineamenter krysser. Bløte bergarter, som glimmerskifer og fyllitt, viser vanligvis en jevnere fordeling av sprekker uten vesentlig innslag av typisk åpne vannførende sprekker. For relevante feltmetoder, se også R211 [4]. Pumpetester er omtalt i veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging [37].

2.5 Bergmasseklassifisering

Det finnes flere klassifiseringssystemer som kan brukes til å beskrive kvaliteten av bergmassen i tunneler og bergrom og knytte denne til en passende bergsikring. N500 har valgt å benytte det norskutviklede og også internasjonalt brukte Q-systemet der en beregnet Q-verdi representerer bergmassekvaliteten fra A «svært god» til G «eksepsjonelt dårlig».

Q-verdien beregnes ved å bruke ligningen:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF},$$

der:

- RQD – Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation)
- J_n – Tall for sprekkeseett
- J_r – Sprekkeruhetstall
- J_a – Tall for sprekkedybde
- J_w – Sprekkevannstall
- SRF – Spenningstall (Stress Reduction Factor).

Kartlegging av Q-verdier krever opplæring og erfaring. For nærmere beskrivelse av metoden, se Bruk av Q-systemet – Bergmasseklassifisering og bergforsterkning [38].

Selv om Q-systemet er utviklet til bruk i utsprenge tunneler kan Q-verdier som del av forundersøkelsene også anslås i tunnelnivå på grunnlag av ingeniørgeologisk kartlegging på terrengoverflaten og ved undersøkelse av borekjerneprøver. Omregning til Q-verdi fra seismiske hastigheter [39] kan brukes som støtte. Se også Statens vegvesen rapport nr. 676 [40].

På forundersøkelsesstadiet er tilgangen på bart berg og bergblotninger avgjørende for kvaliteten på de estimerte Q-verdiene. Spesielt nærliggende bergskjæringer og eldre tunnelanlegg gir god tilgang til bergflater. Antakelser og begrensninger ved bestemmelse av inngangsparameterne tydeliggjøres i rapportene. I geologiske rapporter presenteres Q-verdi sammen med alle parametere og sikringsklasse relatert til profilnummer.

2.6 Seismisk påvirkning

Mulighet for seismisk påvirkning fra jordskjelv håndteres etter det regelverk og de normer som til enhver tid er gjeldende for alle konstruksjoner som inngår i et vegsystem. Krav til seismisk påvirkning på konstruksjoner er hensyntatt i Eurokode 8 (NS-EN 1998) del 1-6 [41]. Eurokode 8, med tilhørende nasjonale tillegg, tar for seg ulike konstruksjonstyper.

Samferdselsanlegg som veg, fyllinger og skjæringer er ikke nevnt i Eurokode 8. Vegnormal N200 Vegbygging [42] gir krav om geotekniske konstruksjoner og seismisk klasse. For veg mellom permanente konstruksjoner vurderes om jordskjelv er en aktuell problemstilling for den planlagte vegstrekningen i forbindelse med risiko- og sårbarhetsanalyse. Der det er behov for å utføre jordskjelvberegninger vises det til Statens vegvesen rapport nr. 604 [43].

Vegnormal N400 [44] Brukprosjektering gir bestemmelser om konstruksjonssikkerhet og teknisk standard ved prosjektering av bruer i det offentlige vegnettet. For løsmassetunneler og tunnelportaler gjelder kravene i N400, herunder seismiske påvirkninger. Vegtunneler bygd i berg eller løsmasse, samt tunnelportaler har per i dag ingen spesifikke dimensjoneringskrav i Eurokode 8 knyttet opp mot seismiske laster. Eurokode 8 fokuserer i dag bare på akselerasjoner. Tunneler er langt mindre sårbare for akselerasjoner sammenliknet med konstruksjoner over bakken.

NGI ved Nick Barton foreslo å innføre en Q_{seismic} -verdi for å ta høyde for seismisk påvirkning [45]. I en studie fra UiO [46] er denne seismiske faktoren utviklet videre og det er sett på jordskjelv med horisontal grunnakselerasjon hhv. $0,5 \text{ m/s}^2$ ($\approx M5.5$), $1,5 \text{ m/s}^2$ ($\approx M6.6$) og $5,5 \text{ m/s}^2$ ($\approx M7.7$). Resultatene viser at selv det kraftigste jordskjelvet vil plotte så vidt innenfor samme sikringsklasse som N500 angir (uten seismisk faktor). Permanent stabilitetssikring av tunneler utføres i dag helt fram på tunnelstuff før neste salve sprenges, som bidrar til at hver eneste tunnelmeter i praksis har blitt utsatt for en fullskala seismisk sjokktest - og har bestått.

Bergtunneler er generelt ikke særlig utsatt for vibrasjonene fra jordskjelv siden de seismiske bølgene under bakkenivå er rombølger og ikke som i dagen, hvor vibrasjonene også består av overflatebølger som ofte er ødeleggende. For de lave frekvenser og store bølgelengder som jordskjelv-vibrasjoner består av, beveger tunnelen seg sammen med berggrunnen uten store deformasjoner. Det oppstår derfor mindre skader på installasjoner i en bergtunnel enn konstruksjoner på overflaten.

2.7 Rapportering og presentasjon i geologiske rapporter

2.7.1 Generelt

Etter at forundersøkelser er utført utarbeides en geologisk rapport. Geologiske rapporter utarbeides med et detaljeringsnivå som er tilpasset plannivået. For detaljer kan det vises til andre rapporter, men hovedkonklusjonene gjengis i tekst, figurer og kart i geologisk rapport. For presentasjon av undersøkelser, se også punkt 2.4. Bergartstyper som representerer spesielle utfordringer vies særlig oppmerksomhet. Ved eventuell justering av traseen i planprosessen tas alle tidligere undersøkelser som kan belyse de geologiske forhold i området med i beskrivelsen, selv om disse ligger noe unna den aktuelle traseen. Der det er gjort en flytting av traseen beskrives årsaken til dette. Det gis en beskrivelse av hvorfor tidligere resultater kan benyttes, eventuelt ikke benyttes.

En 3D-modell anses som et supplement til geologiske rapporter. Det er viktig at geologisk rapport inneholder illustrasjoner og tegninger slik at den står for seg selv og kan leses uten tilgang til den geologiske modellen. Dette bl.a. for å få all informasjon tilgjengelig på en enkel måte - også uten et behov for spesialprogramvare og brukerkompetanse.

2.7.2 Geologisk kart

Alle registreringer og observasjoner fra den geologiske feltkartleggingen presenteres på geologisk kart:

- fordeling bart berg/tynt dekke og tykke løsmasser
- bergarter og bergartsgrenser
- svakhetssoner og forvitring
- strøk og fall for geologiske strukturer
- sprekkeroser
- relevante grunnboringer
- geofysiske undersøkelser
- kjerneboringer
- punkter for Q-verdier og for prøvetaking
- foto-lokaliteter

Fotodokumentasjon fra feltkartlegging er viktig først og fremst for påhuggsområdene, og for sprekker og forkastninger. Steds- og retningsanvisning for foto angis, også på oversiktskart. Der det oppdages uoverensstemmelser mellom geologisk kart fra NGU (ofte basert på kartlegging i 1:50 000) og egen, mer detaljert feltkartlegging, påpekes dette. Et eksempel på rapportering av felldata er vist i figur 2.12.



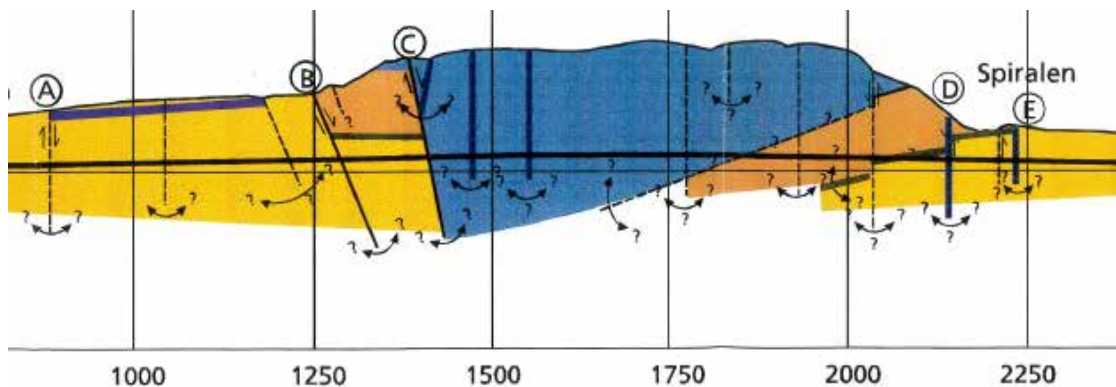
Figur 2.12 Utsnitt fra geologisk kart med eksempel på hvordan felldata kan rapporteres og samtidig vise materialets begrensninger. Fargene representerer ulike bergarter, og er tegnet der det er bergblotninger. Svakhetssoner, oppsprekking samt kjerneborehull er inntegnet. I tillegg kommer tegnforklaring [47]

2.7.3 Lengdeprofiler

Lengdeprofilen illustrerer overdekningen og hvordan bergarter, bergartsgrenser og svakhetssoner går ned mot tunnelnivå. Geologiske lengdeprofiler vises uten vertikal overdrivelse, dvs. med samme målestokk vertikalt som horisontalt. Typiske C-tegninger med 5x overforhøyelse i lengdeprofilen er ikke egnet for presentasjon av geologiske data. V-tegningene i tegningsheftet er forbeholdt geologi/geoteknikk og det kan konstrueres egne tegninger med kart i nedre halvdel og 1:1 lengdeprofil i øvre halvdel til bruk også i geologisk rapport.

Ett eller to lengdeprofiler produsert for toløpstunneler er avhengig av plannivå og overdekning. På et tidlig stadium med liten kjennskap til berggrunnen (og f.eks. mange linjealternativer) holder ett lengdeprofil pr. alternativ. På et senere stadium der geologisk informasjon er tilgjengelig kan det være ett lengdeprofil pr. løp. Ved bergoverdekning 50 m og mindre anbefales det uansett ett lengdeprofil pr. løp. I rapport til konkurransegrunnlag/byggeplan produseres ett lengdeprofil pr. løp.

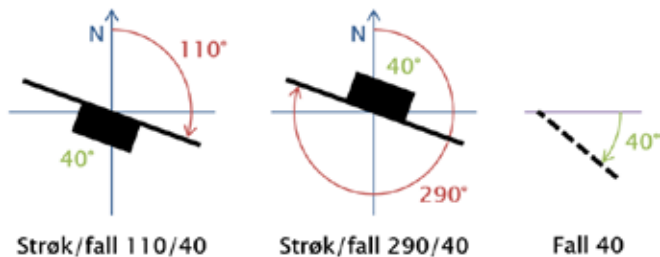
Kvaliteten på det geologiske lengdeprofilen avhenger av mengden innsamlet informasjon og den geologiske forståelsen av området. Lengdeprofilen er derfor en tolkning av situasjonen, og usikkerheter ned mot tunnelnivå markeres og/eller nevnes i tekst. Se eksempel i figur 2.13.



Figur 2.13 Eksempel på lengdeprofil fra Bragernestunnelen i Drammen, stipling og «?» viser at forløpet av svakhetssoner og bergartsgrenser ned mot tunnelnivå er usikker. [48]

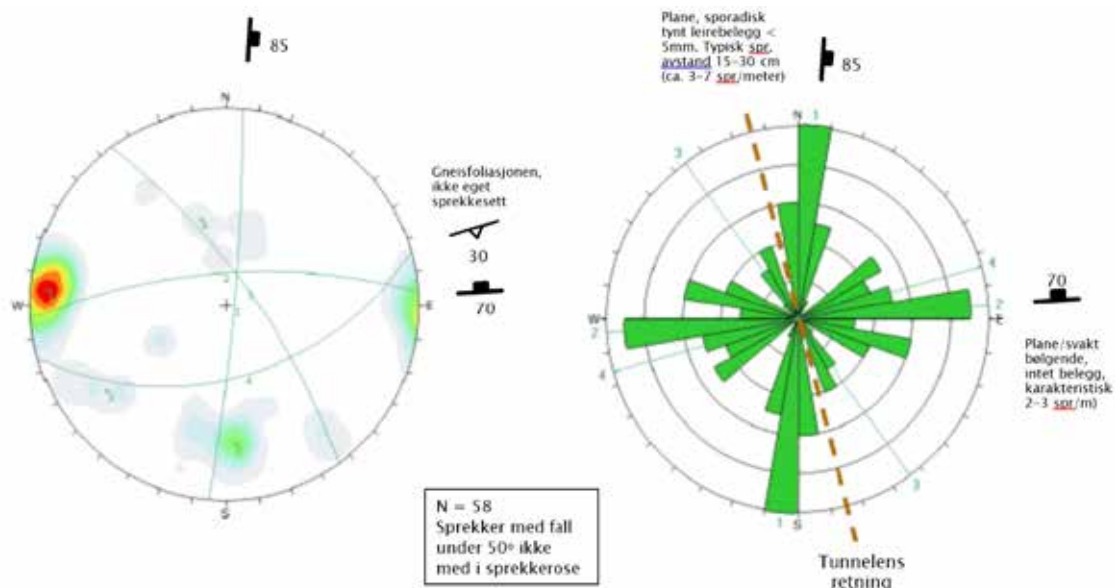
2.7.4 Lagdeling, foliasjon og sprekker

Lagdeling, foliasjon og sprekker beskrives og deres romlige orientering måles. For sprekker registreres også sprekkintensiteten; antall sprekker pr. meter. Lagdeling og foliasjon/skifrighet skilles fra målinger av sprekker. Planstrukturenes orientering oppgis med strøk og fall (figur 2.14). Strøk/fall kan skrives på flere måter, men «høyrehåndsregelen» anbefales. Ved høyrehåndsregelen oppgis strøket, eller strøkretningen, fra 0° til 360° slik at fallretningen («skrå ned») alltid er til høyre for strøkretningen, f.eks. 110/40 uten gradtegn eller bokstaver (kun på geologiske kart/tegninger og i feltdagboka benyttes selve symbolet for strøk/fall).



Figur 2.14 Eksempel på to planstrukturer med tilsynelatende samme strøk, men med fall til forskjellig side. Strøkretning er gitt etter «høyrehåndsregelen».

Planstrukturer som sprekker, foliasjon og lagdeling legges inn på de geologiske kartene som strøk/fall-symboler. I tillegg presenteres målingene også i sprekkeroser/rosediagram og polplott, se eksempler i figur 2.15. Sprekkeroser viser best steile til vertikale strukturer og det opplyses, i tillegg til antall målinger, at strukturer med fall mindre enn f.eks. 60° er utelatt. Polplott kan derimot representere alle strukturer i 3D. Utenfor figuren brukes det strøk/fall-tegn, med en tekst om hva slags struktur det gjelder, f.eks. sprekker, og kort om for eksempel karakteristisk sprekketetthet og utseende. Tunneltraseen vises som en egen linje gjennom diagrammet, eventuelt som en vinkelsektor dersom målingene er tatt langs en kurvet trasé.



Figur 2.15 Eksempler på sprekke-diagrammer ved bruk av programmet DIPS. Til venstre polplott/konturplott. Til høyre tilhørende sprekkerose påtegnet tunnelens orientering.

Diagrammene kan legges inn på det geologiske kartet, også i egne vedlegg med mer utfyllende informasjon dersom det ikke er plass på kartet. Det er som regel variasjoner av sprekke mønster (regionale og lokale) langs traseen, og det er viktig at beskrivelser og sprekke diagrammer gjenspeiler denne variasjonen. Det er som regel mest sprekke data, og ofte er det gunstig å legge foliasjon/lagdeling inn i samme diagram.

Sprekkes tetthet og sprekketyper tegnes inn på kart og beskrives i tekst slik de forekommer i overflaten. Dersom alle målinger er tatt på overflaten poengteres dette, med forbehold ved ekstrapolering av målingene mot tunneltraseen i dypet. Sprekker er ofte dekket av løsmasser i terrenget. Det kan derfor være nødvendig å gå til siden for traseen for å finne blotninger eller vegskjæringer der sprekker kan måles og soneinnhold kan observeres og beskrives. Sprekke diagrammene sammenlignes med lineamentsanalyser, se punkt 2.7.5. Forskjell mellom målte sprekker og lineamentretninger beskrives. Hvordan sprekkeene kan påvirke stabiliteten til tunnelen er viktig å få frem på en god og tydelig måte. For eksempel kan presentasjon av mange målinger i en retning der sprekkeintensiteten er lav, og få målinger i en retning der sprekkeintensiteten er høy, gi et skjevt bilde av sprekkefordelingen og betydningen for stabiliteten.

2.7.5 Svakhetssoner

I geologiske rapporter tegnes svakhetssoner inn på kart og beskrives i tekst, enten slik de vises i overflaten eller slik de framkommer ved terrengformer i overflaten. Observerte bredde i terrenget beskrives, minimum bredde er ofte viktig å få fram. Svakhetssoner registrert med seismikk eller andre metoder beskrives. Det gis en tolkning av antatt utvikling i dypet til tunnelnivå, med diskusjon av usikkerheten i tolkningen (se punkt 2.7.3). Omfanget av sonene (sonebredde) og med hvilket strøk og fall de krysser tunnelaksen er avgjørende for type og mengde av tung sikring. Ved feltkartlegging følges svakhetssonen om mulig ut til områder der selve sonen er blottet, det kan være i nærliggende bergskrenter eller vegskjæringer. Sonen beskrives med tanke på hvordan stabiliteten i tunnelen kan påvirkes, for eksempel innhold av forvitret berg eller mye leire.

Lineamentsanalyser gjøres på bakgrunn av kart, relieffkart, 3D terrengmodell og flyfoto. Historiske flyfoto er nyttige i tett utbygde strøk. I en lys/skygge-analyse («hillshade») kan ulike terrengformer tolkes. I slike analyser er det viktig at terrenget betraktes med lys fra flere vinkler for å få frem strukturer best mulig.

Svakhetssonene deles vanligvis inn i to hovedgrupper, rene strekkbruddsoner og knusningssoner med ulik grad av fragmentering og leirinnhold. En best mulig klassifisering av svakhetssonene er av stor betydning for teknisk gjennomførbarhet og økonomi, siden en kompleks geometri kan påvirke både stabilitet og lekkasjeforhold. Mektige bruddsoner kan ofte deles inn i segmenter/soner der hver sone har eget bruddmønster («lineamentarkitektur»), se [9].

Forkastningssoner har hatt bevegelser i ulike plan, og er ofte reaktivert flere ganger. Sonene kan ha store variasjoner i bergartssammensetning, tekstur og bergmekaniske faktorer som virker inn på stabiliteten. Driveproblemer øker der det i tillegg forekommer store vanninnbrudd. Erfaringer har vist at de største lekkasjene kommer på hengsiden (oversiden) av en sone. Dette har sammenheng med normalt høyere grad av oppsprekking i hengblokka enn i liggblokka [9]. Ved geologisk kartlegging av forkastninger og lineamenter skiller det mellom sprekkesoner, tensjonsbrudd, normalforkastninger og reversforkastninger.

Eventuelle sprekke materialer beskrives, fortrinnsvis med mineralnavn. Omfang av forvitring og omvandling av bergarter klassifiseres ifølge NS-EN ISO 14689 [3] i henhold til tabell 2.4.

Tabell 2.4 Begreper som benyttes for å beskrive forvitring og omvandling av bergarter (etter [36])

Begrep	Beskrivelse	Grad
Frisk	Ingen synlige tegn på forvitring, eventuelt med svak misfarging på de viktige sprekkeflatene	0
Svakt forvitret	Misfarging indikerer forvitring av bergart og sprekkeflater	1
Moderat forvitret	Mindre enn halvparten av bergarten er dekomponert eller desintegret. Frisk eller misfarga bergart opptrer som sammenhengende områder eller som reststeiner («core stones») av uforvitret bergart	2
Sterkt forvitret	Mer enn halvparten av bergarten er dekomponert eller desintegret. Frisk eller misfarga bergart opptrer enten som usammenhengende områder eller som reststeiner («core stones») av uforvitret bergart	3
Fullstendig forvitret	Hele bergarten er dekomponert og/eller desintegret til jord. Den opprinnelige materialstrukturen er stort sett intakt.	4
Jord	Hele bergarten er omdannet til jord. Materialstrukturen/materialet er brutt ned. Omfatter volumendring uten nevneverdig materialtransport.	5

2.7.6 Påhugg og forskjæringer, andre kritiske områder

Det utarbeides egne detaljerte kart, lengde- og tverrprofiler for påhuggsområdene med forskjæringer. Påhuggsområder kan med fordel presenteres på 1:500 eller 1:200 kart, slik at alle terrengformer kommer fram i profilet. Det anbefales å utarbeide tverrprofiler for hver 10. meter, men tettere tverrprofiler er ofte nødvendig for å belyse situasjonen godt nok for kostnadseffektiv planlegging av påhuggsområdene. Generelle profiler hentet fra terrengmodellen gir ikke nok informasjon. Eventuelle grunnboringer presenteres i profilene og reelle løsmassemektinger presenteres, sammen med resultater fra eventuelle geofysiske undersøkelser. Alle aktuelle påhuggsalternativer vises. For toløpstunneler utarbeides det profil for hvert løp. For etablering av forskjæring og påhugg, se punkt 4.3.

Eventuelle andre kritiske områder kan med fordel også presenteres i målestokk 1:500 eller 1:200, avhengig av områdets kompleksitet eller vanskelighetsgrad. Det gjøres en vurdering om påhuggsområdene er utsatt for snøskred og/eller steinsprang, blant annet ved bruk av aktsomhetskart fra NVE (se punkt 2.2). Sikkerheten i anleggsfasen vurderes og eventuelle tiltak beskrives. Fare for skred ned på veg fra naturlig sideterreng vurderes av faglig kvalifiserte personer, og sikkerhetstiltak planlegges ut fra valgt sikkerhetsnivå.

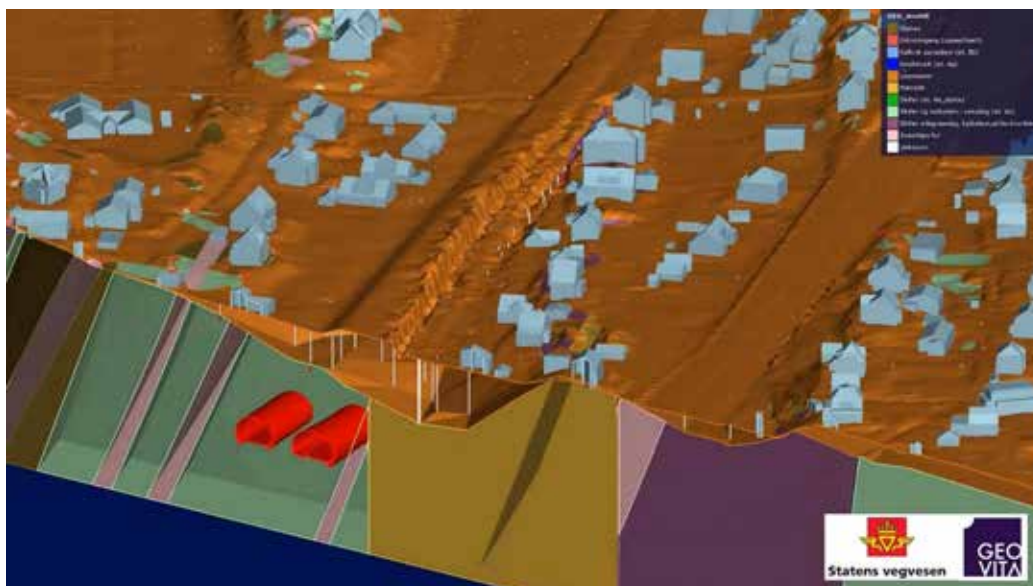
Plassering av tunnelpåhugg i områder med flomfare eller påvirkning fra havnivå vurderes spesielt. Kartverket har utviklet nettløsningen 'Se havnivå' som gir informasjon om observert og varslet vannstand, tidevann, landheving og fremtidig havnivå. Områder som kan bli berørt av havnivåstigning og ekstreme vannstands nivåer er visualisert i 'Se havnivå i kart'. Dersom det er aktuelt å gå inn i marginale områder vurderes også dreneringsforhold med hensyn til bekker, elver og myrområder og flomfare ved påhugget og vegtraseen inn til påhugget. Som et eksempel kommer planum i tunnelen minimum 12 m under bergnivået i dagen, ved normal tunnelhøyde 7 m og bergoverdekning for tunnelpåhugget på 5 m. Bergoverdekning < 5 m er også mulig, men krever flere tiltak under bygging.

Tunnelpåhugget etableres helst med front tilnærmet 90° på tunnelretningen for å minske terrenginngrepet og kostnader mest mulig. Eventuelt planlagte skrå påhugg beskrives og begrunnes spesielt. Dette gjelder også for toløpstunneler. Dersom de naturlige forhold tilsier det kan påhuggene forskyves i lengderetningen i stedet for å etablere skrå påhugg. Planlegging av høye forskjæringer og høye påhuggsflater unngås der det er mulig.

2.7.7 Presentasjon av geologi i 3D-modeller

Det finnes ulike programvarer for å presentere/modellere geologi i 3D, se eksempel i figur 2.16. Det er viktig at program som benyttes produserer filer som kan importeres i andre aktuelle verktøy som blir benyttet til 3D-modeller. Forslag til beskrivelse av geologi i grunnforholdsmodell:

- alle utførte grunnundersøkelser (boringer, kjerneboringer, geofysiske undersøkelser osv.)
- bergoverflate, kalibrert med resultater av grunnundersøkelser og feltkartlegging
- berg i dagen, bergblotninger
- løsmasseoverdekning (differansen mellom terrengmodell og generert bergoverflate)
- bergarter (med egenskapsdata)
- bergartsgrenser, kalibrert med resultater av grunnundersøkelser og feltkartlegging
- svakhetssoner/forkastninger (med egenskapsdata og utstrekning)
- representative strukturmålinger
- vann, bekker, myrområder



Figur 2.16 Eksempel på geologisk modell i 3D laget i Leapfrog Works (Geovita AS), 2019.

Sammen med geologi vises følgende:

- andre konstruksjoner i grunnen
- bygninger og infrastruktur på overflaten
- brønner
- tunnel- og veg-geometri

Influensområder kan også legges inn i modellen.

Det skiller mellom måleresultater, faktiske observasjoner og tolkninger. Det gis en presentasjon av hvilke data grunnforholdsmodellen er basert på, samt usikkerheter. Nivået på geologi i grunnforholdsmodell tilpasses krav til geologiske undersøkelser for de ulike planfasene.

Fagmodell for geologi tilpasses krav til geologisk rapport. I forslag til fagmodell legges følgende inn i tunnelnivå langs tunnelen:

- bergmasseklasser (Q-verdier)
- sikringsklasser [1]
- tetthetskrav, antatt behov for forinjeksjon

2.8 Geologiske undersøkelser for nytt tunnellop

De geologiske undersøkelserne for nytt vegtunnellop ved siden av eksisterende løp har et annet utgangspunkt enn nye tunneler. Her finnes kjennskap til de geologiske forholdene bare 20 – 40 m ved siden av det nye løpet, så sant det foreligger dokumentasjon eller er mulig med kartlegging.

Det er viktig at erfaringer fra løp nr. en videreføres i prosjekteringen av løp nr. to. Det vil som regel foreligge en geologisk sluttrapport, skjema for tunnelkartlegging og sikring og tabeller og oversikter over bolting, sprøytebetong, forinjeksjon og tyngre sikring. Det er viktig å samle og systematisere tilgjengelige data. Se eksempel i kapittel 5.

Videre prosedyre for planlegging av tunnellop nr. to:

- Oppdatert kartgrunnlag hentes inn.
- Geologi tolkes over i området for nytt løp. Tolkningen samordnes med overflateobservasjoner og observasjoner fra karttolkning og eventuelt flyfoto.
- Det utarbeides oversikt over forventet bergkvalitet for det nye løpet, samt forventede Q-verdier i tunnelnivå i det nye løpet.
- Foliasjon, sprekkesystemer og svakhetssoner fra løp nr. en tolkes over i området for nytt løp.

Den geologiske rapporten til konkurransegrunnlag/byggeplan presenteres med en faktadel og en tolkningsdel.

3 Geologisk kartlegging og rapportering i plan og prosjektering

3.1 Kartlegging og rapportering i tidlig planfase

Forundersøkelsene i tidlig fase kan være del av konseptvalgutredning (for eksempel vurdering av bru- eller tunnelloøsning) eller konsekvensutredning der flere mulige tunneltraseer utredes. Se N500 [1].

Alternative vegtunneltraseer er gjerne foreslått uten at det er foretatt vurderinger av topografiske og geologiske forhold. Det viktigste i denne fasen er å avdekke traséalternativer der geologiske forhold kan være kritiske med hensyn til gjennomføring og kostnader, for eksempel bergoverdekning og miljøhensyn. Det er også mulig å foreslå nye traseer og begrunne hvorfor de kan være bedre egnet. I denne sammenhengen er regionalgeologisk innsikt av stor betydning.

I tidlig planfase er det ikke alltid aktuelt med detaljert geologisk kartlegging langs hele strekningen for alle traséalternativene. Dette avhenger av god bergoverdekning og en studie av lineamenter, regionale forkastninger, sprekker osv. For tunneler i byer eller tettbebygde områder kreves spesiell oppmerksomhet på løsmasser, løsmassemekthet og setningsproblematikk. Til geologisk rapport lages et kart som viser fordeling av bart berg/tynt dekke og tykke løsmasser for slike områder. Det er avgjørende at bergoverdekningen og dermed løsmassemektheten avklares i kritiske områder, og at usikkerheten i bergoverdekning kommer fram.

Miljøgeologiske problemstillinger tas opp til vurdering. Planlegging av hvordan overskuddsmasser håndteres, startes opp [27]. Miljøfarlige bergarter, for eksempel alunskifer, omtales slik at tiltak som mottaksområder kan bli satt på dagsorden i en tidlig fase. Se også punkt 2.4.5.

3.2 Kartlegging og rapportering til kommunedelplan

I forbindelse med kommunedelplan gjøres som regel geologiske undersøkelser av to eller flere alternative tunneltraseer, med anbefaling av én trasé som konklusjon. Se N500 [1].

På dette planstadiet er det ikke krav om å skille ut tolkninger og faktaobservasjoner i den geologiske rapporten, men det anbefales med tanke på rapportering i senere fase.

Utdyping av noen temaer i felt- og grunnundersøkelsene (se for øvrig punkt 2.4 og 2.7):

Bergmassen

De regionalgeologiske forholdene beskrives. Bergartsobservasjoner dokumenteres og bergartsgrenser beskrives med eventuell deformasjonsutvikling. For områder undersøkt i felt angis bergblotninger med bergartstyper, og dette presenteres i et blotningskart der undersøkte blotninger er markert. Områder/blotninger som ikke er befart nevnes, og det gis presisering om disse skal undersøkes nærmere i reguleringsplanfasen og hva mer detaljerte undersøkelser kan gi av informasjon. Sprekkemønster og sprekke tetthet for de forskjellige sprekkesystemer beskrives, og det utarbeides sprekke diagram. Som oftest finnes det kart og flyfoto som også viser regionale sprekke mønstre.

Bergoverdekning – løsmasser, typer og mektighet

Bergoverdekningen og løsmasser med antatt dybde til berg beskrives. Bergkontrollboringer tas med i vurderingene sammen med eventuelle geofysiske målinger. Vurderinger av stabilitetsforhold på mulig

kritiske strekninger bygges på en sammenstilling av resultater fra geotekniske-, geologiske- og eventuelle geofysiske undersøkelser, med lengdeprofiler og tverrprofiler. Eventuelle ekstra tiltak på grunn av lav bergoverdekning for tunnelen beskrives. Videre undersøkelser for områder med uklar bergoverdekning beskrives og nøyaktigheten av undersøkelsene tas med.

For undersjøiske tunneler beskrives refraksjonsseismikk og kjerneboring for å kunne fastslå bergoverflaten og bergkvaliteten i kritiske områder. Det utføres en regionalgeologisk vurdering der svakhetssoner og dyprenner kartlegges og hvordan disse har forløp ut i sjøområdet.

Hydrogeologi, innlekkasje, setningsømfintlighet

Kartleggingen av setningsømfintlighet utføres ofte i samarbeid med geoteknikere. Resultatene av totalsonderinger presenteres i geologisk rapport, for detaljer fra boringene vises det til geotekniske rapporter. Viktige boringer vises i geologiske lengde- og tverrprofiler i geologisk rapport. Planlegging av nye undersøkelser beskrives.

Ved vurdering av krav til innlekkasje henvises det til eventuelle rapporter. Betydning for driving av tunnelen og senere drift og vedlikehold diskuteres og konsekvensen av setninger presiseres. Se også punkt 2.4.6.

For undersjøiske tunneler angis, på basis av lengdeprofiler, strekninger med sannsynlig innlekkasje av aggressivt grunnvann (saltvannssonen). Tilsvarende gjøres for tunneler som planlegges gjennom alunskifer eller sulfidførende berg.

Begrensning av innlekkasje

Krav til tetthet for tunnelen defineres, basert på forundersøkelsene. Se punkt 2.4.6.

For å kunne styre og justere tettearbeidene slik at det ikke oppstår uforutsette konsekvenser, er det flere forhold som krever kontinuerlig oppfølging:

- lekkasjemålinger i tunnelen, totallekkasjer ut av tunnelen og over seksjoner
- målinger av grunnvannstand, poretrykk og setninger
- registrering av vannstand i vann og myrer
- inngang av vann i ev. infiltrasjonsbrønner

Kvalitet på steinmaterialer

Kvalitet på steinmaterialet vurderes med tanke på bruk i vegoppbygningen, og representative prøver analyseres på godkjent laboratorium. For å oppnå en representativ oversikt over steinmaterialkvaliteten samles prøvene i størst mulig grad inn etter at nøyaktig geologisk kartlegging er utført. Prøvetakingsmetodikk er beskrevet i Statens vegvesens retningslinjer R211 [4].

Identifikasjon av bergarter som kan gi sur/giftig avrenning

Der det er aktuelt med mottak for miljøfarlige bergarter er det viktig at dette vurderes tidligere enn reguleringsplan. Bergartskartleggingen avklarer senest i denne fasen om det finnes miljøfarlige bergarter (f.eks. alunskifer, kisminaler) som krever spesialbehandling. Prøvetakingsmetodikk er beskrevet i R211 [4]. Se også punkt 2.4.5.

Identifikasjon av georessurser og geologisk arv

Bergarter og mineraler som har økonomisk betydning, geologiske forekomster som har betydning for forskning, undervisning eller geologiske naturtyper som står oppført som truet i Artsdatabanken identifiseres. Direktoratet for mineralforvaltning har oversikt over bergrettigheter.

Påhugg, forskjæringer, skredfare

Påhuggsområder undersøkes og vurderes, bergmassekvaliteten og antatt bergoverdekning for tunnelen i påhugget vurderes spesielt. Løsmasseoverdekningen undersøkes ut fra topografi og kvartærgeologiske

forhold, og løsmassene undersøkes med ekstra grunnboringer og eventuelt med seismikk eller resistivitet. Uttak av forskjæring og stabilitet/sikring i forskjæringen beskrives spesielt. Mulighet for innlekkasje av vann og tiltak mot senkning av grunnvannstanden i forbindelse med etablering av påhugg beskrives. Der aktuelle påhuggsområder kommer innenfor aktsomhetsområder for skredfare (se punkt 2.2.4) vurderes dette av faglig kvalifiserte personer.

3.3 Kartlegging og rapportering til reguleringsplan

I reguleringsplanfasen utføres hoveddelen av de geologiske forundersøkelsene for tunnelprosjektet. Utførte forundersøkelser sammen med resultater fra tidligere utførte forundersøkelser sammenstilles i den geologiske rapporten til reguleringsplan. Se N500 [1].

Geologisk rapport til konkurransegrunnlag/byggeplan utarbeides på grunnlag av den geologiske rapporten til reguleringsplan. For krav til innhold, se N500 [1].

Videre veiledning for noen tema i geologisk kartlegging og rapportering til reguleringsplan er gitt i det følgende. Se også punkt 2.4, 2.5 og 2.7.

Vurdering av grunnvann, poretrykk og setninger

Tunnelens innvirkninger på grunnvannet i området vurderes og diskuteres. Grenser for innlekkasjer og lekkasjekrav vurderes og diskuteres i rapporten. Det vises til eventuelle hydrogeologiske rapporter der disse grenseverdiene er begrunnet. Virkningen og kostnadene for tunneldriften diskuteres.

Spesielle lokale hensyn beskrives og kan for eksempel være brønner, vannmagasiner og særlig sårbare omgivelser. Dersom det ikke er gjort i egen hydrogeologisk rapport innhentes opplysninger fra NGUs brønndatabase (GRANADA) og kommunen. Se også NVE veileder til vannressursloven om behandling av vassdrags- og grunnvannstiltak [49], der grunnvannsuttak krever tillatelse.

Påhugg, forskjæring, skredfare

Løsmassemektingen i påhuggsområder bestemmes ut fra boringer eller seismikk. I prinsipp er dette undersøkt i tidligere fase, men suppleringer gjøres der det fortsatt er usikkerheter. I lengde- og tverrprofiler vises reelt terreng der alle koter er benyttet i modelleringen. Se punkt 2.7.6, og kapittel 4. Der aktuelle påhuggsområder kommer innenfor aktsomhetsområder for skredfare (se punkt 2.2.4) vurderes dette av faglig kvalifiserte personer, se også N200 [42].

Massehåndtering

Usikkerheter eller spesielle risikoer påpekes i geologisk rapport. Spesielle risikoer kan være bergartskjemi (se punkt 2.4.5), radon med mer. Beslutninger fra forurensningsmyndighetene i forbindelse med massehåndtering kan påvirke planleggingen og føre til krav om seinere omregulering. Dette gjelder i særlig grad for tunnelprosjekter der det er stort omfang av forurensende bergmasse.

Miljødirektoratet [27] beskriver rutiner og formelle krav etter regelverket for å håndtere ikke-forurensede masser. Under arbeid med reguleringsplan vil det arbeides med disponering av ulike typer masser i prosjektet. God karakterisering av bergarter i planfasene er derfor viktig.

4 Tunneldriving og bergsikring

4.1 Generelt

I N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 7 krav som gjelder tunneldriving og sikring. I dette kapittelet gis utfyllende veiledning til bygging, forinjeksjon og bergsikring – spesielt armerte sprøytebetongbuer. For ingeniørgeologisk sluttrapportering, se kapittel 5.

De geologiske forholdene som blir registrert under driving bestemmer i hvilken grad det er nødvendig å forsterke berget. Detaljert geologisk kartlegging, bergmasseklassifisering og stabilitetsvurderinger utføres derfor fortløpende under driving for å velge riktig bergsikring på stoff. På grunnlag av eventuelle observasjoner bak stoff kan det være aktuelt at sikringen suppleres senere.

4.2 Sikringsmetoder og sikringsklasser

4.2.1 Generelt

Permanent stabilitetssikring/bergsikring kan i de fleste tilfeller og for alle sikringsklasser ivaretas med bruk av sprøytebetong kombinert med bolting, forbolting og armerte sprøytebetongbuer.

Av hensyn til bestandighet og dimensjonerende brukstid utføres sprøytebetong med gjennomsnittstykkelse ikke mindre enn 80 mm, og med tilpasset akseleratortilsetning. For undersjøiske tunneler i saltvannsonen er gjennomsnittlig sprøytebetongtykkelse minimum 100 mm [1]. Etatsprogrammet «Varige konstruksjoner» anbefaler minimum tykkelse 100 mm også for sulfidførende berg (rustet sulfid-/ sulfatførende gneis og alunskifer) [34]. Det vises til Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 7 Sprøytebetong til bergsikring [50].

Utforming og utførelse av armerte sprøytebetongbuer er beskrevet i punkt 4.8. Armert sålestøp benyttes sammen med både sprøytebetongbuer og betongutstøpning der det kan være fare for oppressing av sålen eller innpressing av veggbuene grunnet kombinasjoner av svakt berg og bergspenninger. Utforming og utførelse av sålestøp er beskrevet i punkt 4.8.4.

N500 viser til Q-systemet for klassifisering av bergmassen. Q-systemets sikringsdiagram er basert på erfaringsdata fra et stort antall underjordsanlegg i inn- og utland og tar hensyn til bruken av bergrommet og til ulike spennvidder (se også punkt 2.5). Siden vegtunneler hovedsakelig har tunnelprofil T8,5-T12,5 har det vært mulig å sette opp en tabell der Q-verdien og bergmasseklassene A (svært godt) til G (eksepsjonelt dårlig) knyttes til trinnvise sikringsklasser [1]. For veiledning ved vurdering og bestemmelse av bergsikringsmengder, se eksempler i vedlegg C. For permanent sikring av tunneler og bergrom med annen spennvidde enn T8,5-T12,5 dimensjoneres bergsikringen spesielt. Se for eksempel [38].

4.2.2 Bolting

N500 [1] gir krav til materialkvalitet og utforming for bolter til bergsikring.

Boltevinkel

For å unngå skjevbelastning på plata er det viktig at vinkelen mellom boltestamme og underlagsplate på endeforankrete bolter ikke er mindre enn 70° [51], se figur 4.1.

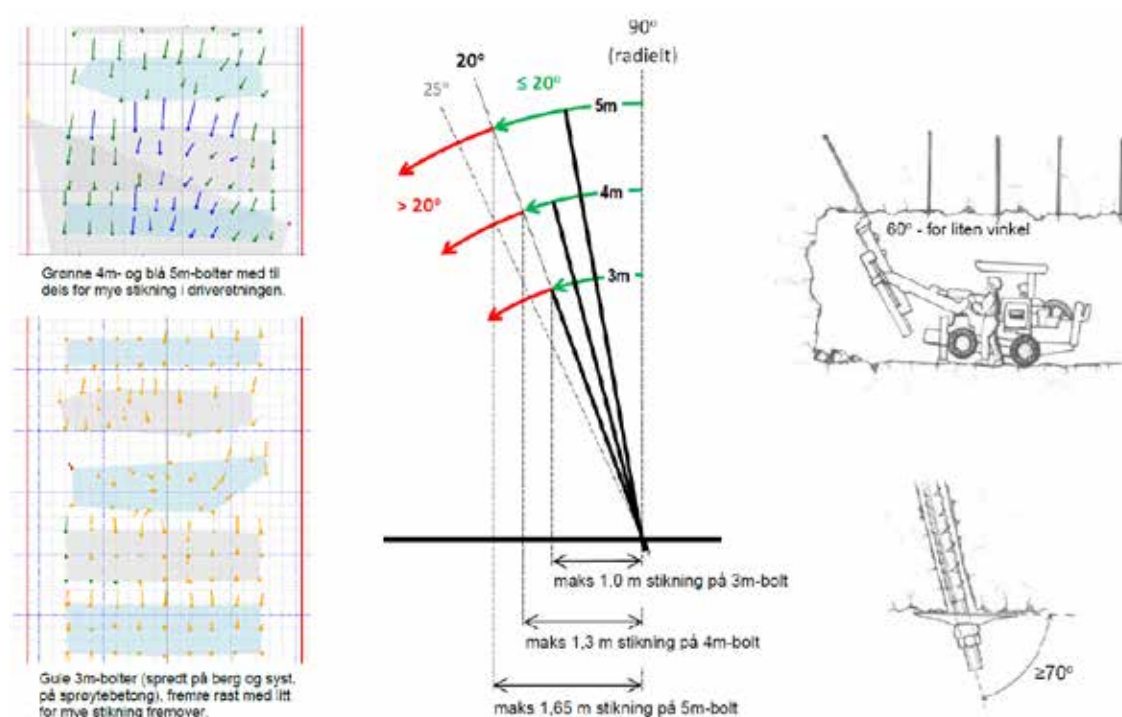
Ved systematisk bolting på sprøytebetong settes boltene radielt dersom ikke annet er avtalt, dvs. 90° på teoretisk sprengningsprofil. Overdreven stikning fremover, særlig på fremre bolterast, kan oppdages ved tilstedeværelse på stoff og ved å se på MWD-data i ettertid. Kart med tunnelkonturen brettet ut i 2D vil vise radielle bolter kun som punkter, mens et avvik fra radielt/90° vil vises som en strek ut fra punktet i den retningen avviket er (se eksempel i figur 4.1). Streken er hele boltehullets projeksjon ned på teoretisk

kontur og lengden gir dermed stikningen i forhold til sant radielt. En 3 m bolt med 1 m stikning er derfor satt med 70° vinkel til teoretisk kontur, eller 20° fra radielt.

Ved montering av bolter før sprøytebetong blir påført vil boltene sprike noe i ulike retninger avhengig av geologi og bergflatens orientering. Dette er på grunn av ujevn tunnelkontur.

Bolteavstand

Ved systematisk bolting måles ansett for ny bolterast fra boltene i forrige bolterunde for å unngå tomme felter. Oppgitt bolteavstand (c/c) i sikringsklassene A/B–C, er en indikasjon på ønsket boltemengde pr. salve. Nøyaktig c/c etter sikringsklassen er ikke alltid det mest gunstige. Det vil for eksempel være bedre å sette bakre bolter på ny salve innenfor salveskjøten og ikke innerst i salvehakket fra foregående salve.



Figur 4.1 Illustrasjoner av boltens stikning/vinkling i forhold til tunnelkonturen. Se også NFF håndbok nr. 11 Bergbolting [52].

Gysing

Det er viktig å innarbeide riktige arbeidsrutiner ved gysing av bolter. Det er viktig at gysemassen er blandet riktig, og at det blir full oppfylling av hull og bolt, se figur 4.2. Ved full oppfylling vil mørtelen tyte frem. Boltene merkes som gyst.



Figur 4.2 Mørtel ut bak plata er en god indikasjon på full oppfylling av bolt og hull (Foto: T. Kirkeby)

Vann i borehull

Vann i borehullet ødelegger for gysing av kombinasjonsbolter og vanlige kamstålbolter. Selv drypp lager vannkanaler langs bolten og kan være nok til at massen renner ut igjen før den rekker å herde. Om det ikke drypper/renner fra seg innen rimelig tid monteres spesialbolt med pakker. Det er viktig å ikke injisere/gyse disse boltene sammen med de vanlige kombinasjonsboltene i nærheten, men vente til neste gysrunde (dvs. bare gyse kombinasjonsboltene). I motsatt fall kan vannet presses over til tørre hull.

4.2.3 Forbolter

Funksjonen til forbolter er å hindre nedfall/ras etter salve og utlasting, før sikring med betong, bolter og ev. armerte sprøytebetongbuer. Som regel benyttes gyste kamstålbolter \varnothing 32 mm, lengde 6 m (8 m kan også vurderes). Ved vanskelige forhold der det ikke er mulig å få inn verken gyseslange eller bolt brukes selvborende stag som gyses gjennom stanga (borstangbolt). Slike stag har andre stål kvaliteter enn B500NC.

Forboltene kan gå fra såle til såle, men nødvendig omfang (eller sektor) bestemmes for hver stoff, inkl. antatt forløp av svakhetssone foran stoff. Bergmassekvalitet og kornstørrelse/konsistens bestemmer c/c, men 200-300 mm er vanlige avstander i bergmasseklasse E og F. Ansett er vanligvis like innenfor overgangen stoff/tunnelkontur, eller etter en boreplan som sikrer at det er plass til både armering og betong i buen. Så langt det er mulig settes forboltene på tilnærmet samme profilnummer. Vanlig stikning er 1:5, eller ca. 12° ut fra tunnelaksen. Ferdig montert stikker forboltene langt nok ut til at buen møtes, som oftest er 75-100 cm tilstrekkelig.

4.2.4 Betongutstøping

Situasjoner der betongutstøping kan være nødvendig er:

- områder med svakt berg og høye spenninger (tyteberg)
- partier av tunnelen med kritisk bergoverdekning over en lengre strekning
- ugunstige geometriske forhold, for eksempel meget liten, eller ingen, avstand mellom to tunnellopp/bergrom.

Behov for armering eller forankring vurderes i hvert enkelt tilfelle. Armering eller forankring kan være nødvendig ved fare for sidetrykk eller flate partier i hengen.

4.3 Etablering av forskjæring og påhugg

4.3.1 Forskjæringen

Forskjæringen etableres primært for å komme fram til en vertikal flate der overdekningen for tunnelen er stor nok til at den kan drives ut med tradisjonelle metoder. Forskjæringen sprenges ut som en vanlig bergskjæring, se vegnormal N200 [42].

Generelt kan tunnelen sprenges og sikres forholdsvis enkelt når bergoverdekningen i påhugget er minst halvparten av tunnelens spennvidde. Det kan fortsatt være behov for forbolting og korte, ev. delte salver, men ingen spesielle tiltak. Med en gjennomtenkt og godt utført drive- og sikringsplan kan det likevel bygges tunnel med langt mindre bergoverdekning, ned mot 1-2 m, men da gjerne med armerte sprøytebetongbuer på stoff. Bergmassekvaliteten vil i alle tilfeller være avgjørende.

Ved manglende overdekning i deler av profilet kan det støpes en betongplate eller -plugg før forboltene monteres. Denne trenger ikke være tykk eller tungt armert, kun ha plass til forbolter slik at sikring med buer eller støp er mulig.

For forinjeksjon av forskjæring/byggegropp, f.eks. for påhugg under den normale grunnvannstanden, se punkt 4.4.2.

4.3.2 Påhugg

Selve påhuggsflaten bores og sprenges forsiktig. En stabil plan overflate vil lette all forhåndssikring med forbolter, armering og sprøyting. Figur 4.3 viser meget jevn kontur grunnet nøyaktig boring og skånsom lading. Et alternativ er å sømbore hele eller deler av påhuggsflaten.

Det er mest gunstig at påhugget er en vertikal flate tilnærmet normalt på tunnelens senterlinje. Noen ganger er det ikke mulig å få til dette, eller det blir uforholdsmessig dyrt eller upraktisk å sprengre ut en slik flate. Skrå påhugg ned mot 45° (men fortsatt omtrent vertikalt) og mindre er også mulig å bygge, men god planlegging av sikring (se punkt 4.3.4) med forbolting, armering og sprøytebetong samt opphengsbolter for buer er da spesielt viktig (se eksempel i figur 4.4).

På den siden av det skrå påhugget der tunnelen er lengst kan 8 m lange forbolter vurderes. Ved sikring tas høyde for at hengen ytterst i et skrått påhugg er lite innspent. Det er gunstig å raskest mulig opprette en rett stoff normalt på senterlinja selv om påhugget er skjevt. Optimalt er å tilstrebe en skålforn på stoffen, slik at hullene mot kontur gradvis ligger lenger bak enn midt i salva.

Selv om påhugget er skrått er det vanlig å bygge portalen/kontaktstøpen med rett avskåret endevegg inne i tunnelen, normalt på senterlinja. Det går mer forskaling, betong og membran, men det forenkler hele konstruksjonen og overgangen til vann- og frostsikringen. Skrå påhugg fører til at portalens kontaktstøp blir lengre.



Figur 4.3 Jevn kontur i påhuggsflate. Lørentunnelen (Foto: A. Neby)



Figur 4.4 Skrått påhugg, flaten står omtrent 45° på tunnelens retning. Påhuggsflaten er også tilpasset markerte sprekkeplan (med steilt fall mot venstre). Det er satt en bue med kamstål på forbolter rundt åpningen. Ringveg Vest Bergen, 1.byggetrinn (Foto: T. Kirkeby).

4.3.4 Bore- og salveplan

To hovedregler ved bore- og salveplanen for påhugg er: 1) korte, delte tverrsnitt og 2) skånsom sprengning mot kontur. Et jevnt tunnelprofil uten unødige overmasser/utfall gir et godt utgangspunkt for videre tunneldriving. Det er også mulig med en lengre pilot som strosses ut, for eksempel der det er steinsprutfare mot veg og bebyggelse eller naboløp.

4.3.3 Bergsikring før tunneldriving

Tunnelpåhugg forhåndssikres med forbolter forbundet med armering og sprøytebetong. Det kan være sprekker og svakhetsplan som fører til utfall og tap av profil etter salve. Det er avgjørende at et tunnelprofil med god kontur er stabilt fra starten av (se figur 4.5).

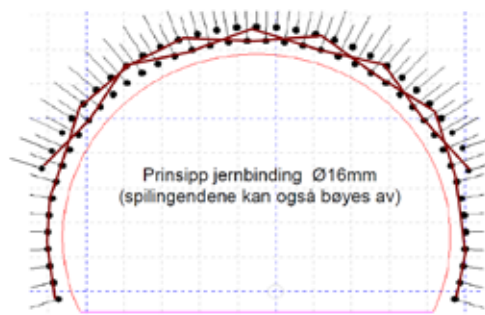


Figur 4.5 Med god forhåndssikring og skånsom sprengning kan påhuggsprofilen stå selv i meget oppsprukket berg. Frodeåstunnelen, Tønsberg. (Foto: T. Kirkeby)

Forbolting av påhugg utføres som regel med 6 m lange, fullt innstøpte $\text{\O} 32$ mm kamstål utenfor sprengningsprofilen, slik at de stikker ut minst en halv m fra overflaten. Avstand fra teoretisk sprengningsprofil, innbyrdes bolteavstand c/c og om det skal være en eller to raster bestemmes av oppsprekking og bergmassekvalitet. Minimum er én rast fra vederlag til vederlag, bundet sammen med bergbånd eller f.eks. $\text{\O} 16$ mm kamstål og sprøytet inn med fiberfri betong. Bergbolter $\text{\O} 20$ mm kommer gjerne i tillegg. Et eksempel på mønster med to raster med forbolter er vist i figur 4.6.

Rastene med forbolter (i hvert fall indre rast) kan gå helt ned mot sålen, men dette avgjøres av oppsprekingsgrad og bergmassekvalitet. I tunnelen er vanlig stikning på forbolter 1:5 (dvs. 5 m inn og 1 m lengre ut fra tunnelaksen i bunn enn i ansett), men rundt påhugg kan stikningen reduseres noe siden forboltene settes an lenger ut fra tunnelen. Det vurderes i hvert tilfelle om det settes bolter gjennom buen på skrå opp, for at hengen forblir stabil, spesielt dersom det er valgt en enkel bue. Ved liten overdekning kan solid bue på forboltene være nok, mens flate tunnelprofiler og spesielt skrå påhugg krever bolting.

Totalstabiliteten av berget rundt påhugget vurderes, uttaket av tunnelen kan endre stabiliteten og det er viktig å undersøke slepper og svakhetsplan/potensielle glideplan som kan føre til kollaps eller større utfall. Eventuelle glideplan vurderes nøye og sikres forsvarlig.

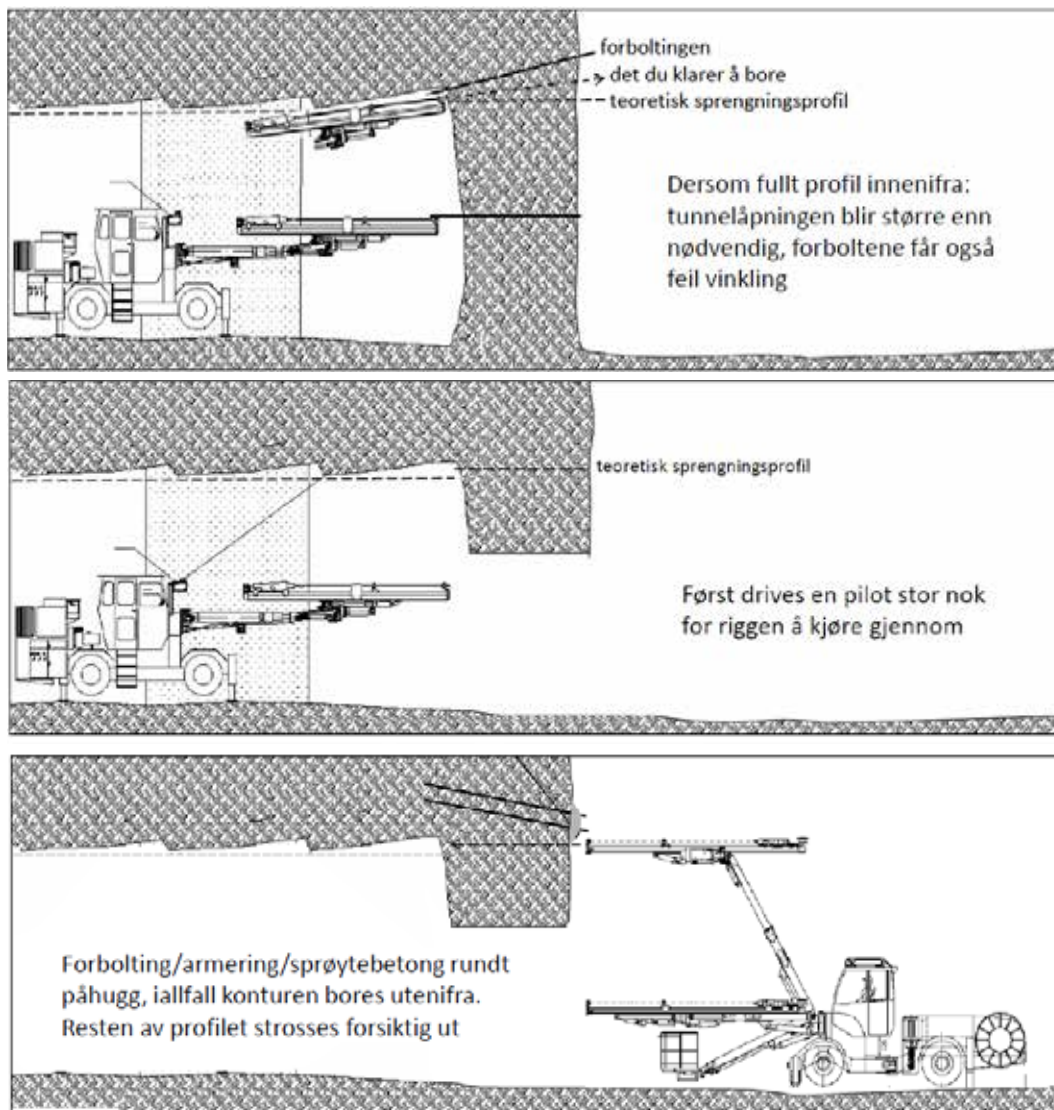


Figur 4.6 To raster med forbolter, 6 m $\text{\O} 32$ mm, bundet sammen med $\text{\O} 16$ mm kamstål, innerste rast helt ned mot sålen. Illustrert i skisse til høyre: innerste rast 60-70 cm fra teoretisk sprengningsprofil med innbyrdes bolteavstand c/c 60-70 cm, og en ytre rast 60-70 cm utenfor denne igjen, satt slik at boltene i ytre rast plasseres midt mellom to bolter i indre rast (såkalt W-mønster). Ringveg Vest Bergen, 2. byggetrinn. (Foto: T. Kirkeby)

4.3.5 Driving innenfra og ut

I noen tilfeller drives tunnelen innenfra og ut i en klargjort forskjæringsflate. Det vil si at forskjæringsflaten er sprengt og rensket, men ikke nødvendigvis sikret med forbolter, armering og betong rundt tunnelprofilen. Dette kan skyldes at det er vanskelig å komme til med egnet maskinell.

Å drive innenfra med forbolting og fullt tverrsnitt er vanskelig å få til med et godt resultat. Derfor anbefales det å drive en kort pilot ut, stor nok til at boreriggen kan kjøre gjennom og snu. Deretter settes forbolter som armeres og sprøytes før resten av salva bores og strosses ned (se figur 4.7). Konturen kan bores med minimal stikning.



Figur 4.7 Illustrasjon av driving fra innsiden og ut

4.3.6 Portalstøp

Det er som oftest ikke behov for å forlenge tunnelportalen flere meter inn i tunnelen med membranstøp mot berg/ sprøytebetong, med mindre det er særskilte grunner for det. Der tunnelen er kortest er 1 m tilstrekkelig. Der det er behov for videre tung sikring kan det settes opp sprøytebetongbuer.

4.4 Langhullsboring og forinjeksjon

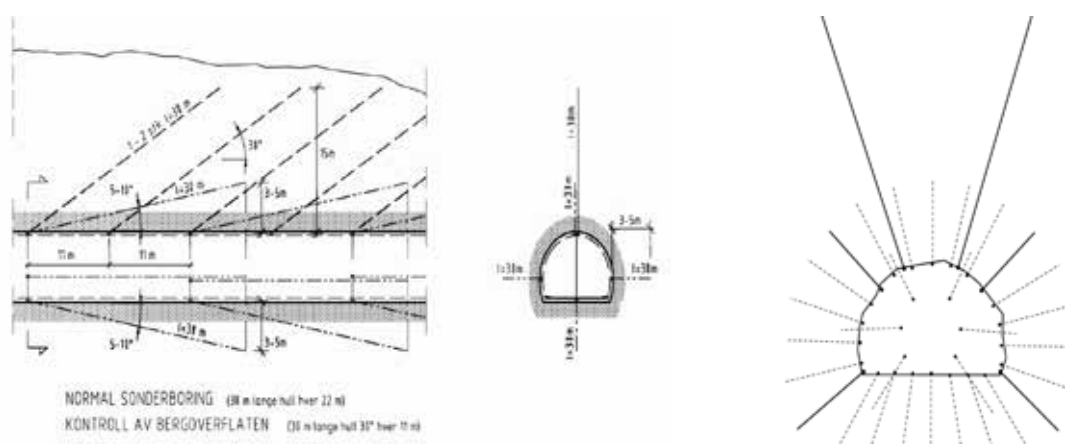
4.4.1 Sonderboring og boreparametertolkning

Sonderboring utføres under driving, der det er behov for ytterligere informasjon om bergmassekvalitet, svakhetssoner og vann foran stoff. Hensikten er en mer forutsigbar tunneldriving, tryggere tunneldriving gjennom svakhetssoner og å redusere risikoen for ras på stoff. Se punkt 4.6 om driving og sikring fram mot og gjennom svakhetssoner.

Selv om all boring logges med Measurement While Drilling (MWD) for boreparametertolkning (BPT) føres logg som beskrevet i retningslinjer R761 [53]. BPT presenterer normalt en relativ hardhet, oppsprekking og vann. Annen viktig informasjon som loggføres er borevansker (fastboring, tilstopping, slepper), skifte av spylevannsfarge, påtruffet vann og samlet utlekkasje pr. hull etter avsluttet boring.

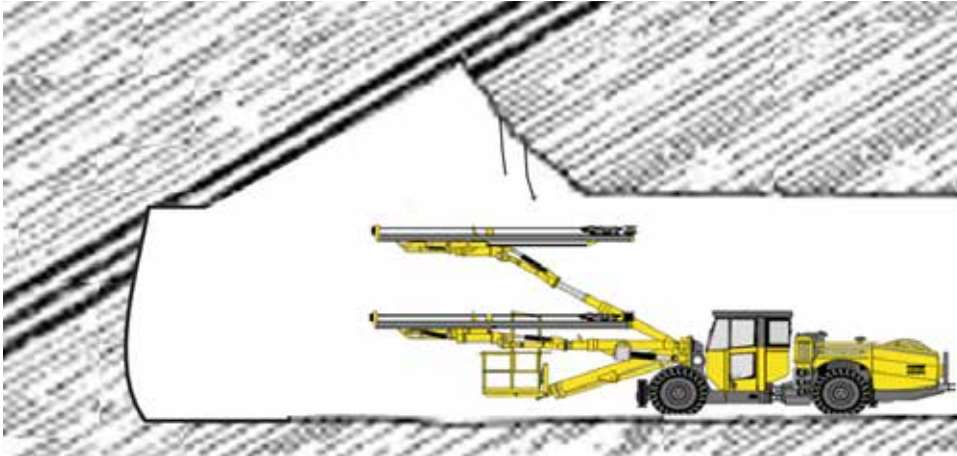
Sonderboring fremover omfatter typisk 4-6 stk. hull á 20-30 m, men antall hull, hullengde, retning og overlapp bestemmes av hva som skal undersøkes. Generell sondering for vann og ev. svakhetssoner innebærer som regel minst 4 hull ved T9,5 og minst 6 hull ved T12,5. Sonderhullenes ansett og retning kan hentes fra en boreplan for forinjeksjon i tilfelle det påtreffes så mye vann at injisering er nødvendig.

Eksempel på plan for samlet sonder- og injeksjonsboring er vist i figur 4.8. Dersom det fra sonderhullene måles vann (i liter/minutt) over en gitt grense bores resten av hullene for injeksjon av alle hull, i motsatt fall kan sonderhullene støpes igjen.



Figur 4.8 Eksempel på sonderboring lengde 30 m (hver 22. m, med overlapp) og kontroll av bergoverdekning (hver 11. m). I skissen til høyre: sonderhullene (hele linjer) kan inngå i en ev. injeksjonsskjerm (stiplede linjer). Alternativt kan det velges ut sonderhull fra de 6 hullene i stoff.

Sonderboringen kan intensiveres med flere og kortere hull like før kjente svakhetssoner (fra forundersøkelsene eller fra tidligere sonderboring) for nærmere kartlegging av sonen. Steile soner som forventes å komme inn med spiss vinkel, som f.eks. over vegg/vederlag bakfra, kartlegges ved å bore ut og opp til siden for tunnelen. Et annet eksempel er lag eller strukturer med slakt fall i driveretningen og som kan inneholde svakere plan og soner med samme orientering. Se figur 4.9.

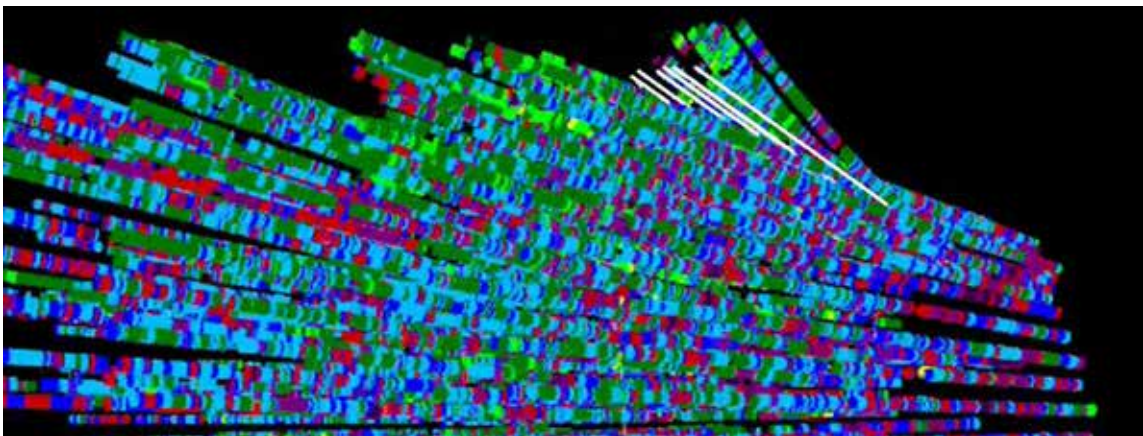


Figur 4.9 Målrettet sonderboring med god oppfølging kan avsløre svakhetssoner som kommer ned bakfra

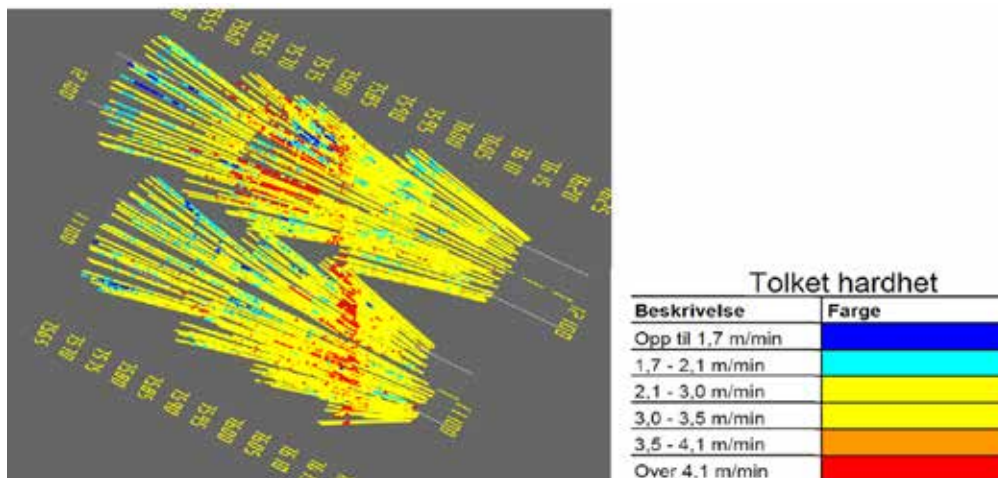
Ved liten bergoverdekning bores det på skrå frem og opp for å kontrollere bergoverdekningen og ev. iverksette tiltak som for eksempel forbolter, korte salver og tynge sikring. Boreavviket på sonderhull, spesielt på lange sonderhull, kan bli betydelig (se figur 4.10).

Avviksmåling av hull i kritiske områder vurderes alltid, og utføres dersom det er nødvendig å verifisere sikker bergoverdekning for å ha kontroll på stabiliteten. Sonden som blir benyttet til måling av boreavvik kan påvirkes av stålet i forboltene eller av magnetiske bergarter.

Boreparametertolkning er tolkning av MWD-data. Ved systematisk injeksjon der det bores mange hull gis et godt bilde av forholdene foran stoff, særlig mht. hardhet/borsynk (se figur 4.11). Informasjonen fra sonderboringen brukes for vurdering og iverksetting av spesielle tiltak som for eksempel ytterligere sonderboring, forinjeksjon, forbolting, reduserte salvelengder mv. Kjerneboring fra stoff benyttes der det er nødvendig med ytterligere informasjon om bergforholdene, for eksempel ved større svakhetssoner. Kjerneboring brukes da som supplement til slagboring og utføres i hengnivå (se punkt 4.6).



Figur 4.10 MWD-tolkning i øvre del av injeksjonsskjerm boret fra høyre. De hvite linjene representerer det teoretiske forløpet av de eneste hullene som ble avviksmålt. De tykkere, fargede linjene over disse viser hvordan hullene egentlig gikk. Selv korte borehull bøyer betydelig av. (Lørentunnelen i Oslo)



Figur 4.11 Eksempel på boreparametertolkning av hardhet (eg. borsynk) i injeksjonshull. På PC kan tolkningen vris og beskes fra alle vinkler. En steil sone med høyere borsynk (rød farge) trer tydelig frem. (E39 Svevatjørn-Rådal)

4.4.2 Forinjeksjon

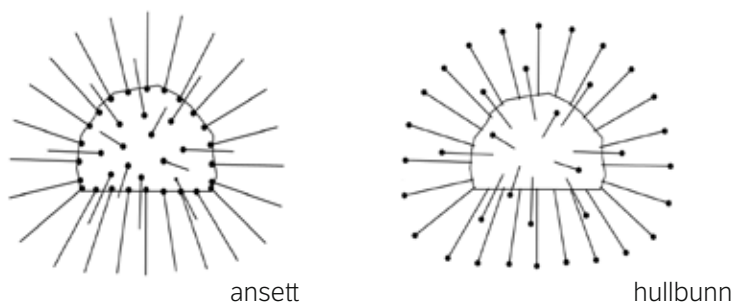
Det er tetthetskrav og påtrufne vannmengder under driving som avgjør om det skal forinjiseres, og i hvilket omfang. Ved strenge krav grunnet naturmiljø eller fare for setninger i løsmasser utføres normalt systematisk injeksjon. Sporadisk eller behovsprøvd injeksjon benyttes ved romslige eller ingen spesielle krav eller dersom det påtreffes vann over en på forhånd valgt grenseverdi.

Forinjeksjon er erfaringsbasert og tilpasses hvert tunnelprosjekt. Dersom det ikke foreligger tidligere erfaringer gjort i nærliggende bergrom eller tilsvarende bergarter kan det innledes med middels tett boring (se under).

NFF håndbok nr. 06 Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg [54] og Publikasjon nr. 104 Berginjeksjon i praksis [55] gir grundige beskrivelser av forinjeksjon generelt. Teknologirapport nr. 2424 [56] oppsummerer erfaringer og forbruk fra forinjeksjon i tunneler. Se også Høien og Nilsen: Rock mass grouting in the Løren tunnel [57].

Utforming av injeksjonsskjerm (lengde, antall hull, vinkling) og boring

Normale hulllengder er 20-25 m, jevnt fordelt profilet rundt. Hullenes vinkling ut fra tunnelaksen anbefales gitt ved stikning i m (5 m stikning i ytre hull er ofte benyttet). Skjerm lengden kan da enkelt endres: teoretisk avstand fra hullbunn inn til tunnelkontur blir den samme. Stikningen tilpasses boltelengder og tverrsnittsendringer foran stoff. Hull fordelt i stoff anbefales å ha gradvis avtakende stikning når ansett er nær senter stoff. Se figur 4.12.



Figur 4.12 Til venstre en boreplan med ansett vist som svart sirkel, alle hull er like lange og lengden på linjene representerer stikningen i meter. Stikningen reduseres inn mot senter stoff. I skissen til høyre viser svart sirkel teoretisk hullbunn (dvs. uten boreavvik), og hullene er jevnt fordelt i enden av injeksjonsskjermen.

Boreplaner er tilgjengelig på boreriggen. Det anbefales å begynne med et lite antall standardskjermer for hvert tunnelprofil (som regel T9,5 og T12,5), f.eks. for T9,5: med relativt få hull (20–25 stk.), middels antall hull (30–40 stk.) og mange hull (50–60 stk.). Under boring ansettes de ytterste hullene så langt ut mot kontur og såle som praktisk mulig, slik at pakkene blir stående igjen i berget utenfor neste salve. Injeksjonshullene kommer også nærmere det berget som skal tettes.

Selv om injeksjonsskjermen tilpasses forventet boltelengde kan det av og til bores på vann. Det anbefales derfor at injiserbare bolter er tilgjengelig. Dersom det bores på store vannmengder (størrelsesorden hundrevis av liter) kan antall hull reduseres, f.eks. ned i 10–15 stk. Etter at disse hullene er injisert og sementen tilstrekkelig herdet bores mellomliggende hull for ny injeksjon, fortrinnsvis før ny salve og spesielt om det er kort avstand inn til vannet. Vannlekkasjer ut fra sonderhull måles nøyaktig som liter/minutt og rapporteres. Det er verdt å notere eventuelle hullforbindelser, bergkvalitet/slepper og vann, samt endringer i spylevannsfargen. Vannmengden fra injeksjonshull kan anslås best mulig.

Resepter

Ved oppstart av injeksjon anbefales det at et begrenset antall blanderesepter er tilgjengelig på injeksjonsriggen, f.eks. industrisement med vann/sement-forhold (v/c) = 0,5 og 0,7 og 0,9, og mikrosegment med v/c = 0,6 og 0,8. Sementblandingen kontrolleres ved stoff på densitet, Marshviskositet, avbindingstid og vannutskillelse («bleeding») [53], [58]. Det anbefales at dette gjøres minst én gang pr. injeksjonsomgang og at resultatene dokumenteres i injeksjonsrapporten. Kontrollen sikrer blant annet at riggen blander etter oppgitte resepter, at sementen har god kvalitet og gir et inntrykk av hvor raskt eller tregt sementen herder.

Det kan etter nedrigging bestilles utvidet herdetid, slik at injeksjonssementen oppnår en tilstrekkelig fasthet før ny boring. Det gjelder ikke minst der det er påtruffet vann ved salveboring. Ved systematisk injeksjon er utvidet herdetid sjelden nødvendig fordi det i skjermoverlappen vil være en tett «propp» av tidligere injisert berg, og det antas at mesteparten av den ferske injeksjonsmassen finnes foran neste salve.

Ved sporadisk injeksjon kan massen rett foran stoff fortsatt være flytende og det er bare pakkene og det nære berget som stenger vannet inne. Dersom det på slutten av injeksjonen ikke er benyttet akselerator eller hurtigherdende sement er utvidet herdetid et alternativ.

Prosedyrer

I tillegg til skjermutforming og overlapp utarbeides prosedyrer for de ulike sementene, og for ulike situasjoner som f.eks. høy masseinnngang uten nevneverdig mottrykk. Viktige forhold er startblanding (sementtype og v/c), injeksjonstrykk, skifte av resept og stoppkriterier.

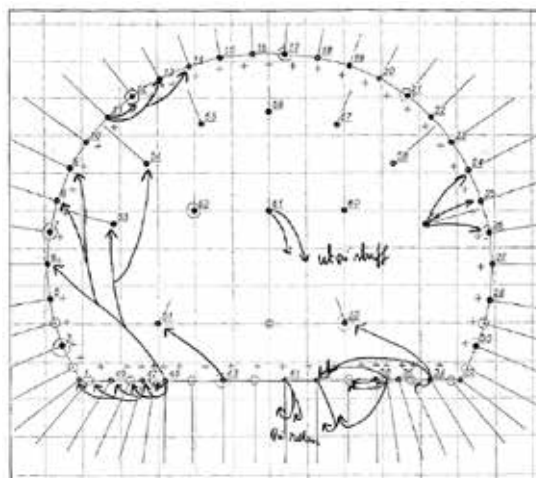
Injeksjonen

Det er stor forskjell på hvor mye injeksjonsmasse som går inn i de enkelte hullene ved injeksjon. Det skyldes antallet av sprekker/kanaler som hullene skjærer gjennom og hvor åpne de er, og hvordan det injiseres. Injeksjonen begynnes normalt nederst ved sålen. Det vil naturlig gå inn mest her hvor det først pumpes mot urørt berg. Injeksjonsmassen vil sive eller strømme inn i overliggende hull, og det krever kontroll med hvor massen går. Masse som blir liggende for lenge i et hull det ennå ikke er pumpet på, vil herde og ødelegge hullet for senere injeksjon.

Tidligere ble pakkere/staver satt inn i hullene etter hvert som de ble pumpet på, og dersom det kom masse ut av andre hull ble det montert staver/pakkere her også. Grunnet SHA blir det i dag montert og strammet til pakkere i alle hull før injeksjonen starter opp, i tillegg til at de sikres til berg med kjetting eller vaier. De viktige hullkontaktene kan dermed ikke registreres med mindre det gjøres spesielle tiltak, som f.eks. å bruke pakkere med stift i spissen av enveisventilen (se figur 4.13). Uten stift vil også noe vann og ev. sementfarging sive gjennom og være synlig, men pakkere lukker seg fort om det er store vannmengder i hullet eller det er en plutselig sementtilførsel fra nabohullet.



Figur 26 Pakkere som er åpne og slipper gjennom vann før det blir injisert



Figur 4.13 Til venstre pakker med stift i spissen av enveisventilen (Foto: NFF håndbok nr. 06 [54]).
Til høyre eksempel på markering av hullkontakter under injeksjon i Storhaugtunnelen i Stavanger.

Hullkontakter registreres i protokollen (gjærne også med spray på stoff). Hull som mottar injeksjonsmasse fra andre hull pumpes på innimellom slik at ikke sementen begynner å sette seg i hullet og stanser for videre injeksjon. Ingen masseinnngang i de siste hullene nær heng kan tyde på at disse allerede er fylt opp fra hull lenger ned. For øvrig kan for mange hullkontakter tyde på at det er boret med for tett hullavstand. Ved vanskelig injiserbart berg og mye vann er det et mål å oppnå tilstrekkelig tetthet på første forsøk, selv om det kan være krevende. Virkemidler er valg av antall hull og deres stikning og lengde, sementtype, v/c-forhold, pumpehastighet, bruk av akselerator, stoppkriterier, ventetid, etc.

Trykk og stoppkriterier

Det er pumpetrykket som driver injeksjonssementen inn i berget. Høye trykk, dvs. 70–80 bar eller mer, er et viktig element sammen med v/c-forhold og kornstørrelse. Med høye trykk følger også høyere risiko for uønsket splitting av berget, masse på avveie og ulykker (se [59]). Høye trykk kan føre til jekking (utvider eksisterende sprekker) og splitting (åpner nye sprekker). Ved hvilket trykk det skjer avhenger av sprekkeretninger, overdekning og spenningsforhold. Et høyt trykk er ikke nødvendigvis et mål i seg selv. Dersom det viser seg at det blir tett nok med en gitt blanderesept ved f.eks. 60 bar kan det være et stoppkriterium. Alminnelig brukte stoppkriterier er en gitt mengde injeksjonsmasse, eller oppnådd trykk, dvs. at det går lite eller ingen masse inn ved et gitt pumpetrykk.

Forinjeksjon av forskjæring/byggegropp

Tunneler i bynære strøk har som regel strenge innlekkasjekrav grunnet setningsfare, ikke sjelden med påhugg i dype byggegroppe med bunn som ligger under opprinnelig grunnvannsnivå. Grunnforholdene (berg, løsmasser og grunnvann/ poretrykk) og omgivelser kartlegges grundig med utarbeidelse av en plan for utførelse av injeksjonsarbeidene. Når berggrunnen er blottlagt (som regel innenfor en spuntvegg gjennom løsmassene) kan det forinjiseres langs den prosjekterte skjæringsveggen. Der grunnvannet står i løsmassene over berg tettes først lekkasjer herfra og inn i byggegropa. Typiske lekkasjepunkter er via forankringsstag i veggen, opp langs peler i spuntgropa og mellom spuntfot og berg.

Dagberg og åpne sprekker gjør det vanskelig å tette berget og det kan bli nødvendig med tett boring. Fordi vannet også kan strømme opp av sålen etter sprengning injiseres det systematisk over hele arealet. Alle hull bores minst 3 m under prosjektert såle. Der det bygges lang betongkulvert som tilbakefyller og med gjenoppretting av grunnvannstanden, støpes en tett overgang til bergtunnelen (eksempler er Tøyentunnelen og Bragernestunnelen).

4.5 Tetthetskrav og innlekkasjemålinger

Hvor mye grunnvann som tillates å lekke inn i tunnelen etter driving, oppgis vanligvis som antall liter pr. minutt pr. 100 m tunnel. I toløpstunneler angis kravet enten for hvert løp eller for begge løp samlet.

Et krav på 5 l/min/100 m over en viss strekning forstås slik at det ikke lekker inn mer enn 5 l/min på noen tilfeldig valgt 100 m strekning i tunnelen(e) på den strekningen kravet gjelder.

For å kontrollere om forinjeksjonen lykkes og tunnelen blir tett nok i forhold til de gitte kravene, måles innlekkasjen. Målingene gjøres gjennom hele byggeperioden, tidsnok og ofte nok til at tettestrekkene kan intensiveres dersom innlekkasjene nærmer seg grenseverdiene. Resultatene er også en dokumentasjon på hvor vellykket arbeidene har vært.

Vannmålinger i tunnelen bak stuff har en dobbelt hensikt:

1. under driving så nær stuff som praktisk mulig for å kontrollere resultatet av forinjeksjonen og om nødvendig justere injeksjonsopplegget
2. lenger bak stuff eller etter gjennomslag for å dokumentere i hvilken grad tetthetskravene er oppnådd

4.5.1 Måleterskler

Terskelens utforming

Vannmålinger utføres ved etablering av terskler i betong og måling av l/min i et overløp. Terskelen støpes som regel som en ca. 20 cm tykk, vertikal betongvegg på tvers av tunnelaksen. Høyden over grøftebunn/ såle og lengden på tvers av tunnelen bestemmes på stedet, for eksempel kun i grøft eller over hele tunnelbredden. Betongveggen har et minimum av armering som er bundet til fotbolter gyst ned i fast berg. Høyden på terskelen tilpasses tunnelens stigning og vannmengder rett over overløpet for å unngå for høy vannstand. Trygg adkomst er viktig.

Den vanligste målemetoden er et gjennomgående rør av plast eller stål, støpt inn i øvre del med et lite fremstikk for å få en bøtte innunder ved måling. Røret kan ha diameter 75-100 mm, men tilpasses vannmengden. Det anbefales at røret stikker minst 50 mm ut fra betongen, minst 500 mm over grøftebunn nedstrøms. Se figur 4.14.



Figur 4.14 Eksempel på operativ måleterskel fra E39 Lyshorntunnelen (Foto: T. Kirkeby)

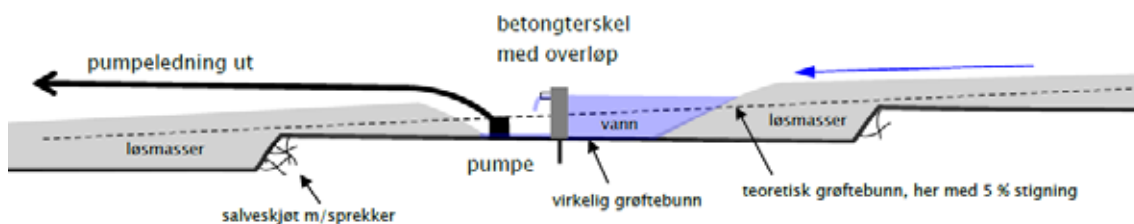
Alternativt kan det settes ned et V-overløp midt i terskelens overkant. Det kan benyttes en vertikal v-formet plate av rustfritt stål som angir forholdet mellom høyde og vannføring i liter/minutt. Flere standardiserte vinkler er handelsvare. Renhold av v-overløpet er viktig.

Plassering

Måletersklens plassering og innbyrdes avstand tilpasses det enkelte anlegg. Ved oppstart lages en oversiktlig plan for plasseringen. Avstanden tilpasses lekkasjekravene; strengere lekkasjekrav betyr kortere avstand. Ved krav i størrelsesorden 5 l/min/100 m er 250 m en passelig avstand. Som et minimum bygges måleterskler der det er endringer i lekkasjekravene. Bygging av terskler unngås der det siden kommer sandfang, tverrgrøfter o.a.

Måleterskelen plasseres på et tørt sted i tunnelen, med tørr vegbane og ingen drypping/renning fra heng og vegger. Terskelen kan dekke hele tunnelbredden, det gjelder også i tilfelle takfall og avrenning til begge sider i anleggsperioden. Ved tosidig grøft i permanentfasen bygges terskel over hele tunnelbredden, eller i begge grøftene. Forutsatt god anleggsveg med ensidig fall mot den ene siden, er det som regel tilstrekkelig med en terskel kun i grøfta. Hele tunnelbredden graves av til fast berg for å kontrollere at det ikke renner vann på sålen ellers. Vann på sålen ledes ved å pigge ut en renne, eller legge drenerør.

Salvehakk er større i såle/grøft enn i konturen ellers; bygges terskelen innerst på salva blir det mye opprensk og betong, og bygges den i motsatt ende av salva er det større fare for lekkasjer forbi terskelen via sprekker i berget. Omtrent midt på er en grei plassering (figur 4.15).



Figur 4.15 Prinsippskisse som viser lengdesnitt av måleterskel i grøft

For å hindre at betydelige mengder vann renner inn i tunneler som drives på synk (grunnvann og overvann), kan betongterskler bygges ved åpningen – midlertidig eller permanent. Ut fra forholdene ved påhugg vurderes om en måleterskel er tilstrekkelig eller om det bygges en terskel også i tunnelåpningen; denne bygges over hele tunnelbredden for å samle alt vann i overløpet.

Etablering

Berggrunnen der måleterskelen etableres, finrenses og spyles ren i et stort nok areal til at det kan arbeides og forskales uten at sidekantene raser ned. Stedet sjekkes for synlige sprekker og dermed vannveier forbi terskelen. Berget spyles før forskalingen lukkes. Det kan også legges ned svellebånd mot berg. Terskelen kontrolleres etter at forskalingen er revet, og lekkasje av vann ut av berget eller i kontakten mellom betong og berg tettes ved injeksjon/byggeskum eller med hurtigherdende sement.

4.5.2 Målestrategier

Organisering av arbeidet med bygging til riving av måleterskler og vannmålinger gjøres i samarbeid med entreprenøren. Ved målinger er et stabilt vannspeil viktig og målingene gjøres normalt etter en stille periode, som før oppstart etter helg eller ferie. Lekkasjemengde i l/min registreres ved hjelp av bøtte og stoppeklokke (om det ikke er V-overløp). Etter flere parallelle målinger beregnes en gjennomsnittsverdi. Tunneler drevet på stigning er i utgangspunktet det gunstigste for kontroll med innlekkasjer i byggeperioden. Som regel pumpes vannet fra stuff ut via sedimentering/oljeavskillere under kontrollerte forhold, uansett om det drives på synk eller stigning.

Tunneler som drives på stigning

Det er viktig å ha kontroll på pumper, ledninger og sedimentasjonsbasseng/mellomstasjoner oppstrøms måleterskel. Det er en fordel at avstanden fra terskel til stuff ikke er for lang.

Tunneler som drives på synk

Vannmålinger ved driving på synk er mer komplisert. Det enkleste er å ha en pumpe på stuff (dvs. den holder konstant vannstand) og måle på pumpeledningen der denne munner ut oppstrøms nærmeste terskel. Eventuelt vann over denne terskelen trekkes fra. Pumpevannet kommer gjerne støtvis og det er en fordel med et større kar enn en 10-15 liters bøtte. En annen metode er å sette en målestav eller merke på stuff, la vannet samle seg over en viss tid (forutsatt at det ikke renner vann inn over nærmeste terskel) og deretter måle hvor mye vann som pumpes ut for å nå samme nivå og tiden det tar. En feilkilde her er vannet som renner inn mellom terskel og stuff i løpet av den tiden det tar å pumpe ned.

Målinger langt bak stuff

Dersom måletersklene blir stående lenge anbefales det å fortsatt måle der de er tilgjengelige. Resultatene fra stuff kan verifiseres, eller lekkasjebildet har endret seg, permanent eller på grunn av sesongvariasjoner.

Rapportering

Lekkasjemålingene registreres i regneark (figur 4.16) med lokalisering av måleterskel, hvor stuffen står i måleøyeblikket (begge gitt ved pel-nummer), måleverdien, måledato samt utregnet innlekkasje. Det kan være en kommentarlinje med relevante opplysninger som f.eks. hvor lenge stillstand, åpenbare feilkilder som lekkasje fra trykkledningen og hva finnes fra terskel til stuff, osv. Regnearket tilpasses hvert enkelt prosjekt.

pelnummer måleterskel	måledato	pelnummer stuff	sek. på 10-liters bøtte	liter/minutt/100meter
8600	17.04.2017	8722	73	6,74
8600	24.04.2017	8751	71	5,60

Figur 4.16 Eksempel på regneark for registrering av lekkasjemålinger

Det er ingen direkte krav til rapportering underveis i tunnelprosjektet. Ingeniørgeologisk sluttrapport er imidlertid obligatorisk, og injeksjonserfaringer og oppnådd tetthet hører med her. Det kan også stilles formelle krav til jevnlig rapportering i prosjekter med spesielt utsatte strekninger under svært sårbare områder der konsekvensen som følge av grunnvannssenkning kan bli store.

Usikkerheter i målinger

Selve måleterskelen forutsettes tett, der alt vann går i overløpet. Siden vann pumpes fra stuff og ut via sedimentering/ oljeavskillere og pumper og slanger stadig flyttes rundt, øker fort feilkildene, særlig ved komplekse tunnelprosjekter med flere løp. Trykkledningen for driftsvann til stuff er en vanlig feilkilde. Ledningen kan tømmes, eller kranene stenges av. Der det lekker vann, måles mengdene og trekkes ut av regnskapet. Lekkasjemålinger i gruntliggende tunneler kan følge nedbøren, og grunnvannshøyden/vanstrykket rundt tunnelen kan ha sesongvariasjoner. Overvann som renner inn gjennom tunnelåpningen er også viktig å ha kontroll på.

4.6 Driving og sikring fram mot og gjennom svakhetssoner

Forundersøkelsene gir opplysninger om hvor svakhetssoner kan påtreffes, samt type, størrelse, oppbygging og orientering av svakhetssonene i forhold til tunnelen. Usikkerheten av informasjonen vurderes og det lages en tilpasset plan for driving, sikring og injeksjon. Planen justeres kontinuerlig etter hva som påtreffes.

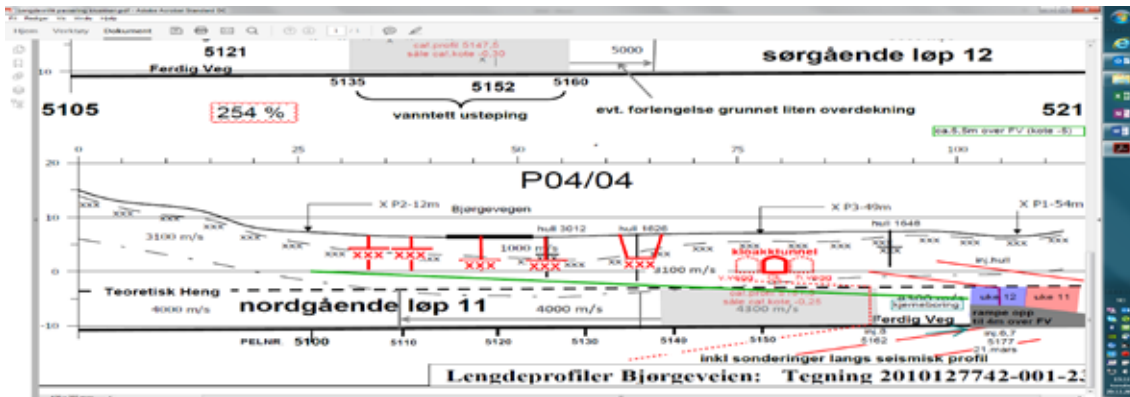
Dersom sonder- eller injeksjonsboring ikke allerede er i gang, startes sonderboring minst 25 m før forventet sone (se punkt 4.4), eller tidligere dersom usikkerheten er stor (for eksempel stor overdekning, mye løsmasser, under sjø m.m.). I tillegg til MWD og boreparametertolkning fås viktig informasjon fra riggoperatør under boringen.

Punktvis oppsummering av plan for driving og sikring gjennom svakhetssoner:

1. Når en sone er identifisert foran stuff etableres en «sikker sone» et par salvelengder unna, anslagsvis 8-10 m. Her vurderes ytterligere sonderboring, forinjeksjon, og ev. kjerneboringer der usikkerheten er stor og konsekvensene kan bli alvorlige.
2. Kontrollhull bores og ev. ny injeksjon utføres. Det er ikke uvanlig at vannførende soner injiseres flere ganger. Se mer om sonderboring og forinjeksjon i punkt 4.4.
3. Boring av drenasjehull (eller drenering generelt) for å lede vann midlertidig fra stuff er en nødløsning, men kan være nødvendig for å få betongen til å henge lenge nok.
4. Sprengningsprofilen utvides i tide for plass til tung sikring. Korte salver vurderes, også når og hvor mange forbolter. Forbolter og kort salve iverksettes før selve sonen er synlig på stuff.
5. Forboltene (som regel 6 m Ø 32 mm B500NC kamstål) settes tett nok, med rett avstand fra teoretisk kontur, i riktig del av profilet og ikke minst festes godt i bakkant etter gysing.
6. Forboltene sikres i bakkant ved enten a) oppheng med bolter og bånd, som sprøytes inn før salve, eller b) hvilende på en armert sprøytebetongbue. For buebygging se punkt 4.8.
7. Redusert salvestørrelse, eventuelt også delt tverrsnitt. Dette vurderes i forhold til bergmasse og normalprofil. Salve på 3-3,5 m er maksimal lengde ved 6 m lange forbolter.
8. Skjev stuff rettes opp. Dette er vesentlig for om det er mulig å montere buer inn under forboltene.
9. Etter salve og utlasting utføres rensk i den grad det er mulig/forsvarlig uten for mye pigging.
10. Ingeniørgeologisk kartlegging og bestemmelse av arbeidssikring og permanent sikring.
11. Sprøyting av hele profilet, tykkelse 15-25 cm, eventuelt også sprøyting på stuff-flaten.
12. Systematisk bolting gjennom sprøytebetongen etter herding, c/c iht. sikringsklasse (også bolting i stuff om nødvendig). Boltene gyses (ved vann i boltehull, se punkt 4.2.2). Boltelengde ses i sammenheng med skjermbredde (dvs. stikning injeksjonshull) og skjermoverlappen, for å redusere risikoen for boring inn i uinjisert område.
13. Eventuell videre bergsikring (dvs. buebygging), ny vurdering av forbolter, sonderboring/injeksjon, salvestørrelse, etc. til sonen er passert.

Ved dimensjonering av sikring for svakhetssoner med Q-verdier $< 0,01$, utenfor det som dekkes av sikringstabellen [1], gjøres en vurdering av årsaker til deformasjoner og ustabilitet. Dette er bl.a.: sonebredde og vinkel på tunnelen, overdekning og bergspenninger, deformasjons- og styrkeegenskapene til sonematerialet, vanninnhold i materialet (kan materialet konsolidere?), samt kryp og skvising.

Kjerneboringer fra stuff utføres for eksempel ved svakhetssoner med liten overdekning opp mot terreng, dalbunn, elver og dyprenner, bebyggelse, eller andre tunneler og bergrom. Kjerneboringer fra stuff settes vanligvis an høyt i profilet for å komme gjennom berggrunnen i og like over hengen (se figur 4.17). Som regel bygges det opp en rampe av steinmasser mot stuff for å bore så høyt som utstyret tillater.



Figur 4.17 Eksempel på profil med plan for kjerneboring. Grønn linje er planlagt kjerneboring. Hovedhensikten her var å kartlegge berggrunnen under en uføret kloakktunnel, samt å verifisere bergoverdekningen lenger inn. (Ringveg Vest Bergen)

Eventuell leire fra kjerneopptaket kan identifiseres med røntgendiffraksjon (XRD), men som regel er kjernetapet stort i svakhetssonene. Hullet drenerer vann fra omgivelsene og støpes igjen dersom det ligger vesentlig utenfor tunnelprofilen. Ved tunneldriving gjennom løsmasser kan for eksempel rørskjerner benyttes, se NFF håndbok nr. 5 [60].

4.7 Belastningssituasjon og bærevirkning for bergforsterkning

4.7.1 Belastningssituasjonen for en bergforsterkning

Samvirkekonstruksjoner

Bergsikringen forsterker bergmassen eller supplerer bergmassens bæreevne. Det vil si at berget i samvirke med forsterkningen gir den nødvendige bærekapasitet og permanent stabilitet.

Belastning

Belastningen på forsterkningen kan estimeres, forenklet sett, ut fra:

- Overlagringstrykket, dvs. spenningen som tilsvarer vekten av massene (berg, løsmasse, vann og ev. bygninger) som ligger over tunnelen.
- Størrelsen/vekten av en mulig rasmasse. En vanlig sikrings situasjon er en eller flere leirfylte slepper med bedre bergkvalitet på begge sider. Lasten estimeres som vekten av potensielt nedrast masse fra nærmeste område i sleppen.
- Bergspenninger og tyteberg: bergmasse med svært lav trykkstyrke som presses inn i tunnelrommet.

Dårlig bergmasse (lav E-modul) overfører en vesentlig andel av belastningene til nærliggende bergmasse med større stivhet (høy E-modul) når den deformeres. Det samme gjelder der ikke-fleksibel sikring (støp) benyttes ved sikring av leirsoner.

Lastens tidsavhengighet

Deformasjoner som følge av tunneldrivingen kan forventes i relativt dårlig bergmasse, og det skilles mellom øyeblikkelige og tidsavhengige deformasjoner. Øyeblikkelige deformasjoner kommer av sprengning, der stoffen flyttes fremover og dermed ikke lenger støtter opp berget. De øyeblikkelige deformasjonene regnes å starte ca. ½ tunneldiameter foran stoff, noe som kan bidra til å gjøre stoffen ustabil. Det meste av disse deformasjonene regnes i de fleste tilfellene å være unnagjort ca. to tunneldiameter bak stoff. De tidsavhengige deformasjonene, som kryp, skvising og konsolidering kan fortsette i lang tid etter at tunnelen er drevet.

Fleksible/deformerbare sikringskonstruksjoner kan utsettes for deformasjoner uten at de opptar store krefter. Stive konstruksjoner installert før deformasjonene er utviklet opptar store laster. Det er imidlertid nær sammenheng mellom styrke og stivhet for en konstruksjon. Det er gunstig at sikringen bygges opp suksessivt i takt med deformasjonsutviklingen der bergmassen gir deformasjoner, ved å starte med en lett deformerbar sikring som tar opp relativt små laster og supplere denne (eventuelt i flere trinn) fram til en stiv permanent sikring med stor styrke.

4.7.2 Sikringsvirkninger for sprøytebetong og sprøytebetongbuer

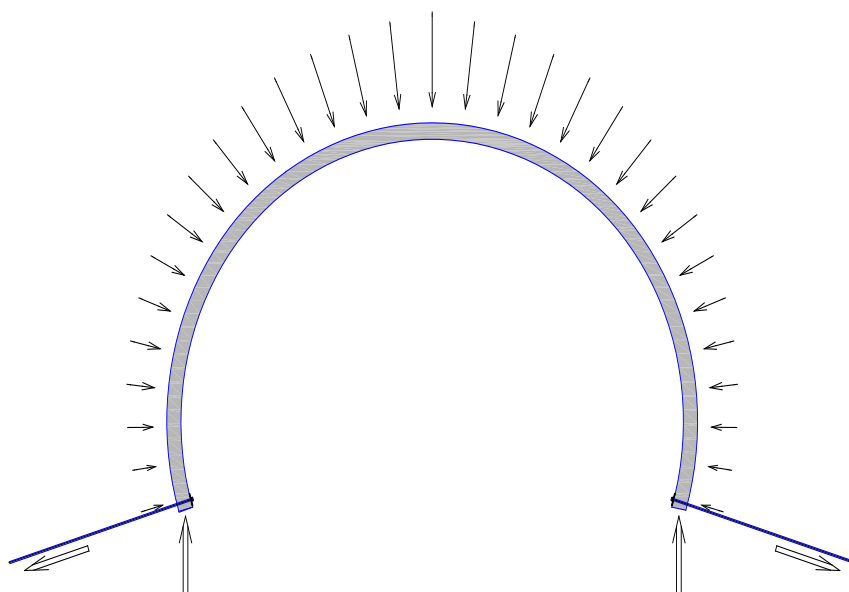
Armerte sprøytebetongbuer forankret med bergbolter er en effektiv sikringsmetode for områder klassifisert i bergmasseklasse E og F. Sikringen kan utføres trinnvis, tilpasset deformasjonsforløpet til bergmassen.

Anvendelsesområder for sprøytebetong kan inndeles i følgende hovedgrupper:

1. Overflateforsterkning med sprøytebetong er basert på heft mellom sprøytebetong og berg. Sprøytebetongen holder berget sammen ved lim- og kilevirkning. Funksjonen av fiberarmering er først og fremst å utjevne eller fordele svinnspenninger slik at heften mot berg beholdes.
2. Sprøytebetongplate med tykkelse fra 80 mm og oppover, i samvirke med bergbolter i et systematisk mønster. Slik sikring er egnet der berget ikke gir heft til sprøytebetong, eller belastningen/deformasjonene krever at berg og sprøytebetong bindes sammen med bergbolter.
3. Armerte sprøytebetongbuer som gir hvelvvirkning. Både selve sprøytebetongbuene og partiet mellom buene bidrar betydelig til samvirket med bergboltene. Kamstålarmerte sprøytebetongbuer utføres vanligvis med sprøytebetong uten fiber fordi fibervirkningen bidrar ubetydelig sammenlignet med kamstålarmeringen når betongtykkelsen er over en viss størrelse. Fiber vanskeliggjør dessuten innsprøytingen av kamstålarmeringen.

4.7.3 Bærevirkning for sprøytebetongbuer

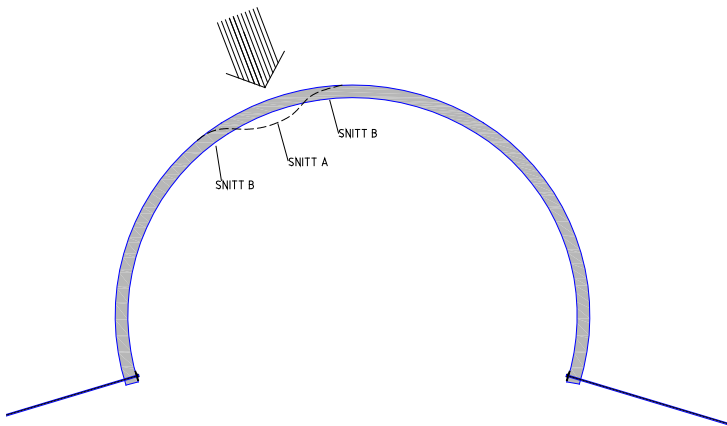
Armerte sprøytebetongbuer bærer lasten fra berget inn mot tunnelprofilen ved hvelv- eller buevirkning. Ved tilnærmet jevnt fordelt last overføres lasten ved trykkspenninger i buen. Ved rimelig stor krumning av buen blir bøyestrekkspenningene relativt små og oppheves av trykkspenningene. Betong har stor kapasitet til å overføre trykkspenninger. Trykkraften i buen tas opp ved sidetrykk til veggene, og ved trykk mot buefoten, se figur 4.18.



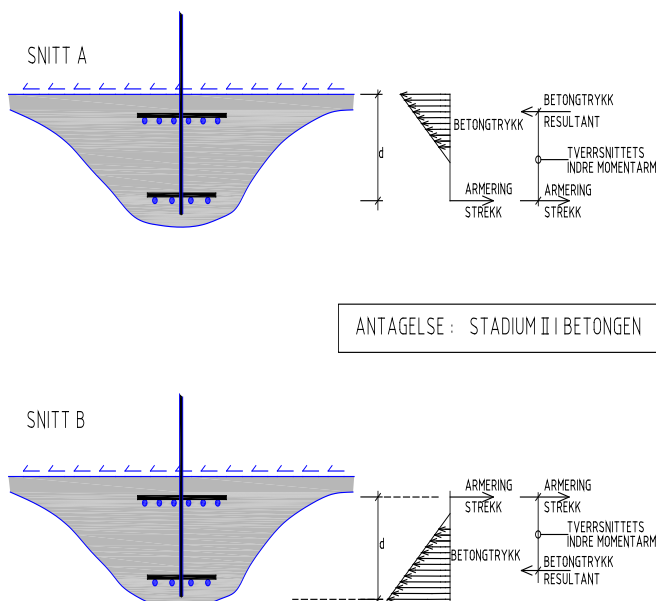
Figur 4.18 Illustrasjon av lastopptak ved uniform belastning. Sprøytebetongbuen er bolteforankret nede. (Radielle bolter er utelatt i figuren).

Ved ujevnt fordelte eller konsentrerte laster og ved avvik fra ideell geometri, oppstår det bøyemomenter og skjærkrefter i buene, lastene bæres ved buenes moment- og skjærkapasitet. Kapasiteten for tverrsnittet og nedbøyningen bestemmes av armeringsmengden på strekksiden og tverrsnittshøyden, se figur 4.19 og 4.20. Ved konsentrerte laster som gir bøyemoment er armeringen nødvendig for å ha kontroll med kapasitet og deformasjoner. Dersom bergboltene i buene har tilstrekkelig lengde og sikker forankring føres en andel av skjærkreftene tilbake til berget, og kun lokale deler av buen blir momentbelastet.

Det er viktig at alle buer har riktig armeringsplassering og pålitelig forankring med bolter ved sålen (se figur 4.18, 4.19 og 4.20). Dette er spesielt viktig der buen blir momentbelastet. Uten forankring ved sålen kan veggene knekke inn. Det er nødvendig å støpe ut sålen dersom bergmassen ikke gir pålitelig forankring for bolter, eller bergmassens beskaffenhet (E-modul) og spenningstilstand tilsier risiko for større deformasjoner (se punkt 4.8.4).



Figur 4.19 Konsentrert last som gir bøyemoment i buen. Den stiplede linjen viser deformasjonsmønsteret (overdreven). Spenningsfordeling er vist i figur 4.20. Sprøytebetongbuen er bolteforankret nede. (Radielle bolter er utelatt i figuren).



Figur 4.20 Spenningsfordeling pga. bøyemoment i sprøytebetongbue, snitt A og snitt B i figur 4.19. d = virksom tverrsnittshøyde. Indre momentarm = avstanden fra strekkarmeringens senter til betongtrykkspenningenes resultant (armeringsvirkning på trykksiden er ikke tegnet).

4.7.4 Betong som forsterkningsmateriale

Både vanlig støpt betong og sprøytebetong har høy trykkfasthet og lav strekkfasthet (i størrelsesorden ca. 10 % av trykkfastheten). De største forskjellene mellom vanlig støpt betong og sprøytebetong er:

- Sprøytebetong inneholder ikke stein, den er en sementrik mørtel.
- Sprøytebetong har større svinn- og krypdeformasjoner, siden disse deformasjonene er knyttet til mengden sement (andel bindemiddel).

Andre egenskaper er gitt i tabell 4.1, med data fra bergmasse for sammenligning.

Tabell 4.1 Mekaniske egenskaper for betong, sammenlignet med bergmasse. Tallverdiene angir erfaringsverdier

MEKANISKE EGENSKAPER	BETONG		BERGMASSE (EKSEMPLER)*	
	Støpt betong	Sprøytebetong	Bergmasseklasse E	Bergmasseklasse F
Karakteristisk trykkfasthet sylinder (B35 = min. 35 MPa)	B35	B35	21-29 MPa	14-21 MPa
Elastisitetsmodul	ca. 28 GPa	ca. 22 GPa	6-16 GPa	2,4-6 GPa
Uttørkingssvinn (totalt)	0,4-0,6 ‰	0,8-1,2 ‰		

* Forutsatt gneisbergart med enaksial trykkstyrke $\sigma_{ci} = 100$ MPa. Bergmasseklasser: se N500 [1].

Verdiene for uttørkingssvinn (tabell 4.1) gjelder ved høy grad av uttørking. Svinn i sprøytebetong utvikles over tid (måneders eller år avhengig av betongdimensjonene) i en størrelse avhengig av uttørkingsgraden. Kryp i betong er plastiske deformasjoner over tid som følge av spenninger fra ytre belastning og svinn. Kryp opptrer både for strekk- og trykkspenninger. Krypdeformasjon er gitt ved: $\epsilon = (\sigma/E) \times \phi$, der σ er enaksial spenning, E er elastisitetsmodul og ϕ er kryptallet. Krypdeformasjonene er tre ganger så store som de elastiske deformasjonene. Ved betongalder 1-7 døgn er kryptallet i størrelsesorden 3 [61].

I sprøytebetong under konstant uttørking har uttørkingssvinn et tilnærmet eksponentielt avtagende forløp, og mye av svinnet er utviklet etter 3 måneder. Svinn på 0,8 ‰ tilsvarer en reduksjon av sikringens diameter med 5-6 mm ved tunnelradius på 7 m. Det vil si at bergmassen kan deformeres jevnt 5-6 mm uten at sprøytebetongen påføres belastning.

4.8 Utforming og utførelse av sprøytebetongbuer

4.8.1 Generelt om sprøytebetongbuer

Disse forholdene vektlegges spesielt [53]:

- alle boltene i buen settes på nøyaktig profilnummer, helt radielt, og med korrekt utstikk fra tunnelprofilen, innmålt med laser (totalstasjon eller borerigg)
- ekstra forankring i buet
- det sprøytes tilstrekkelig avjevning før armeringen legges
- buen står ned på rensket såle/hylle, og ned i grøft om nødvendig
- buer ved stoff monteres innunder forboltene

Enkeltarmerte buer er velegnet der trykkbelastningen fra berget er tilnærmet jevnt fordelt, og sideberget i veggene gir god støtte. Armeringen gir i begrenset grad kapasitet for bøyemomenter, men om armeringen legges på strekksiden av buen, dvs. nærmest kjørerommet, kan buen ta noe skjevbelastning.

Dobbeltarmerte buer har større kapasitet til å oppta både trykkpåkjenninger og bøyemomenter, som resultat av konsentrerte eller svært ujevnt fordelte laster, begrenset sidestøtte og geometriavvik. Se punkt 4.7 for detaljer om bærevirkning.

Buene etableres med jevn krumning tilsvarende teoretisk profil, forskjøvet ut i forhold til tunnelaksen. Det er ikke nødvendig at buen er parallellforskjøvet ut i forhold til normalprofilen, en tilnærmet buform er det viktigste. Beskrivelsen i punkt 4.8.2 er for enkeltarmerte buer. Siden dobbeltarmerte buer først bygges og sprøytes inn som enkeltarmerte, gjelder beskrivelsen langt på vei også for dobbeltarmerte buer (punkt 4.8.3).

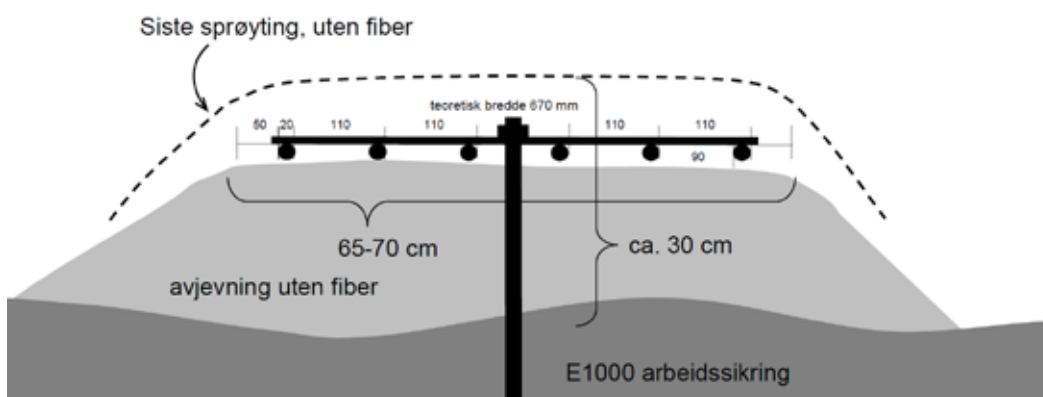
Dimensjoner og betegnelser for armerte buer

Med betegnelsen E30/6 Ø 20 og c/c = 2 m forstås en enkeltarmert bue, tykkelse 30 cm med 6 stk. Ø 20 mm armeringsjern i hver bue og 2,0 m senteravstand mellom buene (se figur 4.21).

Buetykkelsen E30 inkluderer ikke tykkelsen av bakenforliggende sprøytebetongplate. Bredden av en enkeltarmert bue med 6 stk. Ø 20 mm blir ved armeringen (teoretisk minimum):

- Undersjøisk: $75 \text{ mm} \times 2 + 20 \text{ mm} + 110 \text{ mm} \times 5 = 720 \text{ mm}$
- For øvrig: $50 \text{ mm} \times 2 + 20 \text{ mm} + 110 \text{ mm} \times 5 = 670 \text{ mm}$

En dobbeltarmert bue med betegnelsen D60/6+4 c/c = 1,5 m har en tykkelse på 60 cm (uten arbeidssikringen/ betongplata), med 6 stk. Ø 20 mm i første lag og 4 stk. Ø 20 mm i neste lag. Senteravstand mellom buene er 1,5 m.



Figur 4.21 Skjematisk snitt av enkeltarmert sprøytebetongbue.

4.8.2 Enkeltarmerte sprøytebetongbuer

Oppbygging av enkeltarmerte buer

Geometri og tunnelprofil

Et godt utgangspunkt for alle buebygging er et jevnt tunnelprofil nærmest mulig teoretisk sprengningsprofil. Buen settes på rensket såle, i vertikalplanet og vinkelrett på tunnelaksen, med en form tilsvarende normalprofilen - eventuelt sprengningsprofilen skjøvet ut fra tunnelaksen.

Teoretisk sprengningsprofil utvides for tung sikring, normalt 30-60 cm større enn det ordinære sprengningsprofilen. Geologisk betinget utfall unngås (for driving inn mot svakhetssoner, se punkt 4.6). Bergmassekvaliteten vil være meget dårlig i hele eller deler av profilet. Rensk utføres derfor bare i den grad det er nødvendig. Pigging for å få ned gjenstående knøler og løsthengende partier utføres meget forsiktig. Manuell rensk har sjelden noen hensikt. Det frarådes også å pigge seg videre fremover. Stoffen blir meget ujevn og gjør det vanskelig å sette forbolter og bygge buer inntil stoff.

Sprøytebetongen

Første sprøyting:

Etter rensk er første sikring E1000 fiberarmert B35 sprøytebetong. Det sprøytes helt ned på begge sider, tykkelse normalt innenfor 150-250 mm, avhengig av tunnelvernsnitt og bergmasseklasse. Selve stoffen sprøytes og boltes der det er nødvendig. Tykkelsen av det første sprøytebetonglaget velges med tanke på hvilken vekt av fersk betong bergmassen kan bære på heft og strekk. Stabiliteten etter sprengning kan være så dårlig at vasking sløyfes eller begrenses til bare deler av profilet.

Andre sprøyting:

Det sprøytes avjevning etter den første bergsikringen, som regel B35 uten fiber. Et jevnt formet profil er avgjørende for å få lagt hele lengden av \varnothing 20 mm-armeringen inntil betongen. Med for stor avstand armering - underlag ($> 8-10$ cm) er det risiko for dårlig kompaktering og hulromsdannelser. Før avjevning monteres innmålte avstandsmarkører for å få nøyaktig det bueprofilen som er forhåndsbestemt. Det er viktig at avjevningen også er bred nok langs tunnelaksen, minst 0,7 m, fordi 6 stk. armeringsjern bygger 60 cm (figur 4.21). Avjevningsbetongen kan være med fiber (f.eks. E500 eller E700), dette kan gjøre det lettere å tykke lag til å henge, men er ikke nødvendig.

Tredje sprøyting:

Armeringen sprøytes inn uten fiber. Betongen kompakteres rundt og omslutter alt stål. Tidligfastheten for sprøytebetongen kan måles med nålepenetrasjonsmetoden (0-1 MPa) eller spikerpistolmetoden (2-16 MPa) i samsvar med NS-EN 14488-2 [62], avhengig av hvilket fasthetsnivå som forventes. En fasthet på minimum 8 MPa er viktig før sprengning.

Radielle bolter

De radielle boltene etter første sprøyting med E1000 fungerer som arbeidssikring hvis buene bygges bak stoff, eller som permanentsikring sammen med sprøytebetongplata dersom det er besluttet at buer ikke bygges (sprøytebetong/bolter er tilstrekkelig). I det følgende beskrives bolting:

- Sprøytebetongbuer kombineres med radielle, gyste bolter, minimum dimensjon \varnothing 20 mm.
- Boltene plasseres radielt og i vertikalplanet på nøyaktig samme pelnummer for å lette montering av armeringen. Maksimale avvik kan ikke overstige den toleransen som følger av detaljutforming av monteringsjernene og buegeometri.
- Utstikket på boltene er viktig for å få montert monteringsjernet riktig i buen, derfor måles hver enkelt bolt inn med laser under monteringen.
- Riktig utstikk oppnås enten ved at vanlig gysebolt justeres på plass før boltemørtelen er herdet, eller ved å forlenge en allerede montert kombinasjonsbolt med skjøtehylser og gjengestag – i begge tilfeller beskyttes gjengene før sprøyting. Ved bruk av gyst bolt er det ikke nødvendig med plate på boltene og det er viktig å være oppmerksom på at boltene ikke har en sikringseffekt før mørtelen er tilstrekkelig herdet.
- Bueendene mot sålen forankres med gyste bolter maks. 0,5 m over såle/fundament. Ved dårlig bergmasse i sideveggen og fare for utpressing av buen i fot anbefales det å benytte \varnothing 25 mm med lengde 4-6 meter, ev. to stk. \varnothing 20 mm bolter. Alternativt kan det støpes eller sprøytes avstivning mellom de to bueendene i sålen. For sålestøp, se punkt 4.8.4.
- Der flere buer settes opp etter hverandre kan mellomrommet mellom buene boltes systematisk om buene ikke står tett (1-1,5 m), etter siste sprøyting.

Armeringen

- Sprøytebetongbuer armeres med \varnothing 20 mm, stålklasser B500NC.
- Stengene leveres ferdig bøyd fra armeringsverksted til gjeldende teoretisk vegg- og hengradius for profilen. Armeringen bøyes ikke til på stedet for å tilpasses tunnelprofilen etter sprengning.
- For enkeltarmerte buer legges armeringen på strekksiden av buen, dvs. nærmest kjølerommet, slik at det meste av betongen i buen er i avjevningen.
- Armeringen skjøtes med omfarskjøter etter NS-EN 1992-1-1 [61]. Det betyr bl.a. at skjøtene fordeles slik at maksimalt halvparten av jernene i samme lag skjøtes i samme tverrsnitt, og uten at to skjøter ligger ved siden av hverandre. Hensikten er å sikre best mulig innsprøyting, noe som kan være vanskelig hvis armeringen ligger for tett. Omfarlengden (overlappen) er 50 x armeringsdiametere, dvs. 1 m for \varnothing 20 mm.
- Armeringsstengene plasseres med senteravstand ikke mindre enn 110 mm for \varnothing 20 mm (som gir 90 mm lysåpning). Som hjelpemiddel benyttes egnet monteringsjern av stål; for å oppnå riktig plassering i forhold til avjevning og bergbolt, innbyrdes avstand, samt hindre vibrasjoner pga. sprøytingen. Det er flere metoder, men det anbefales prefabrikkerte jern tilpasset formålet. Poenget er at armeringen ligger riktig og ikke løsner under sprøyting. Monteringsjern med hull for bolt eller én avlang slisse sørger for at armeringen ligger rett selv om boltene ikke står nøyaktig på linje.

- Armeringen legges på bergsiden av monteringsjernene, slik at den låses fast til berg via bolt med mutter og ev. skive. Flattstål med hull kan brukes som forsterkning under mutteren, spesielt om det er avlang slisse i monteringsjernet.
- Det er viktig med samvirke mellom de radielle boltene og armeringen. Forbindelsen må ha en kapasitet på nivå med boltene. Forbindelsen kan suppleres f.eks. med plate utenpå betongen.
- Armeringen legges nærmest mulig avjevningsbetongen, direkte i kontakt så langt det er mulig.
- Armeringen føres ned til rensket bergsåle for understøttelse av buen, ned i grøft om nødvendig.
- Overdekningen måles fra armeringens overflate til bunn av groper/porer i overflaten på sprøytebetong. Nok overdekning er viktig for alt ubeskyttet jern, også monteringsjernene.

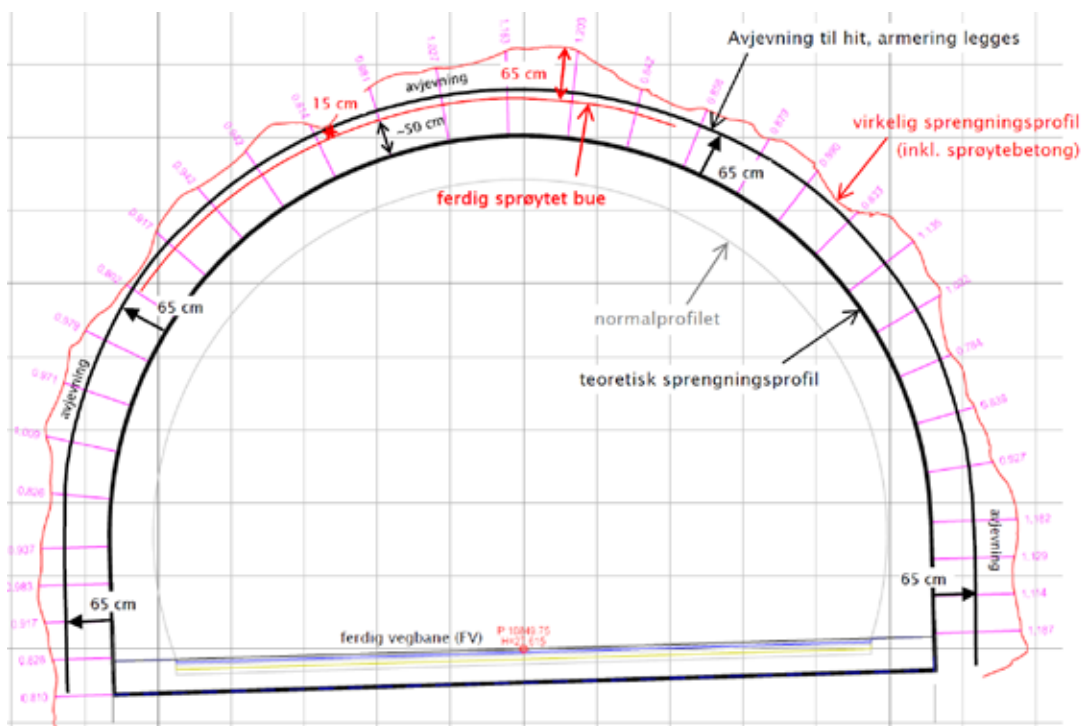
I det følgende beskrives praktisk utførelse av to tilfeller av buebygging: bak forboltene (der svakhetssoner dekker en del av profilet) og under forboltene (der svakhetssoner fyller profilet).

Bygging av buer bak forboltene

Armerte sprøytebetongbuer bygges bak forboltene der det er mulig å henge forboltene opp forsvarlig i bedre berg utenom sentrale deler av svakhetssonen, dvs. kun der sonen dekker en del av tunnelprofilen.

Forberedelser

Det anbefales at den aktuelle strekningen profileres/skannes med totalstasjon, og at det produseres tverrprofiler (f.eks. hver 0,5-1 m) som minst viser scannet tunnelkontur, teoretisk sprengningsprofil og en form for målestokk, gjerne rutenett (se figur 4.22). Normalprofilen og ev. bestilt utvidelse for tung sikring kan gjerne også vises, men er ikke nødvendig. Tverrprofilene er utgangspunktet for prosjektering av buene. Før profilering renskes ned til berg langs veggene slik at også nedre hjørner kommer med under skanningen.

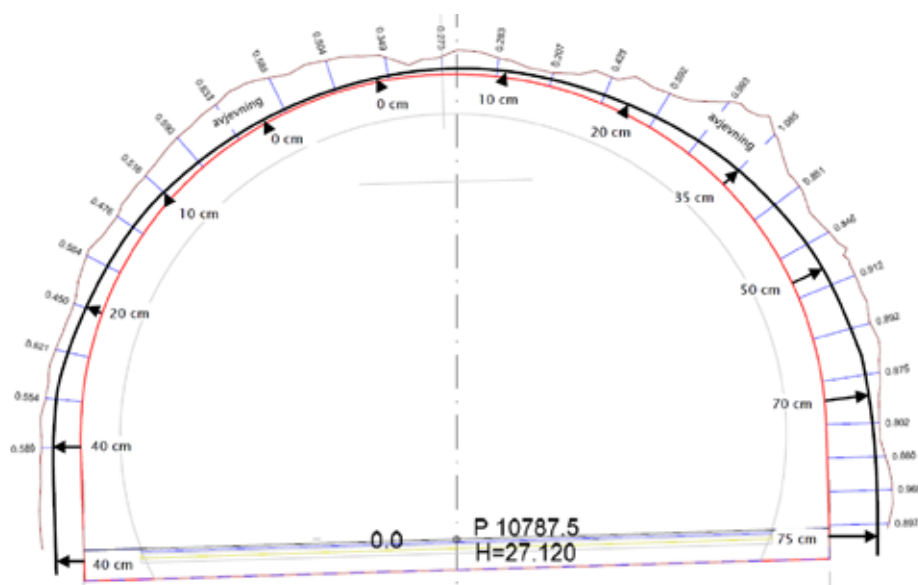


Figur 4.22 Tverrprofil som viser skannet tunnelkontur og teoretisk sprengningsprofil. Med symmetrisk tunnelprofil og stor avstand mellom teoretisk profil og oppnådd profil kan buen parallellforskyves ut og likevel beholde tilstrekkelig tykkelse.

Prosjektering

Siden armeringen legges på strekksiden av buen, på et jevnt, bueformet underlag og sprøytes inn til minst 5 cm overdekning av fiberfri betong, er det avjevningsbetongen som har størst volum og definerer buen. For å unngå overforbruk av avjevningsbetong kan buen forskyves ut, som beskrevet under.

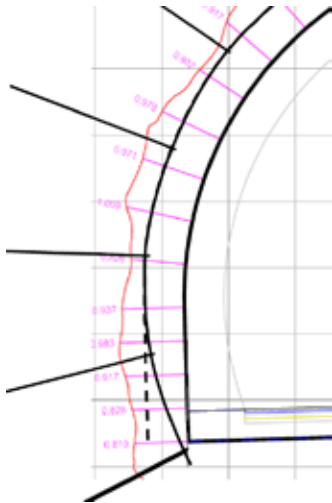
Etter at plassering på pelnummer og c/c buer er bestemt, brukes hvert enkelt utvalgt tverrprofil til å finne den optimale geometrien. Enkeltarmert bue er E30/6 Ø 20 mm. Velges profilet i figur 4.22 som eksempel kan en omtrent 30 cm tykk bue konstrueres ved å parallellforskyve en linje lik sprengningsprofilet 65 cm ut for å definere en endelig grenseflate for avjevningsbetongen. Armeringen legges, og etter siste sprøyting (minst 10 cm) blir slutttykkelsen i dette tilfellet likevel 15-65 cm. Det er bueformen som teller. Med riktig monterte forbolter, nøyaktig boring og skånsom sprengning kan jevn kontur oppnås selv i svakhetssoner, men et typisk tunnelprofil følger sjeldent eksempelet i figuren. En bue i et mer asymmetrisk profil kan konstrueres som i figur 4.23 ved å konstruere en egen linje for avjevningsbetongen.



Figur 4.23 Ved et mer asymmetrisk sprengningsprofil kan deler av buen skyves ut, i eksempelet over bare i sidene for å spare betong, men bueformen er fortsatt beholdt (svart linje viser ønsket form på ferdig avjevningsbetong før armeringen monteres).

Mellomrommet mellom normalprofilet og sprengningsprofilet er satt av til sikring. Avjevning før armering og siste sprøyting kan derfor tangere sprengningsprofilet og med plass til ferdigstilling av buen uten å komme i konflikt med f.eks. OPI-kanaler eller andre installasjoner. De radiale boltene i buen kan brukes som anvisere for hvor mye betong det legges på som avjevning. Det blir mindre feil når alle boltene har samme utstikk i forhold til teoretisk sprengningsprofil, men betongforbruket ville blitt høyt. En ferdig arbeidstegning med utgangspunkt i laserscanning på riktig pelnummer kan vise avstanden i cm fra teoretisk sprengningsprofil nede i hvert hjørne og langs bueprofilen for minst ca. hver 2. m (se figur 4.23).

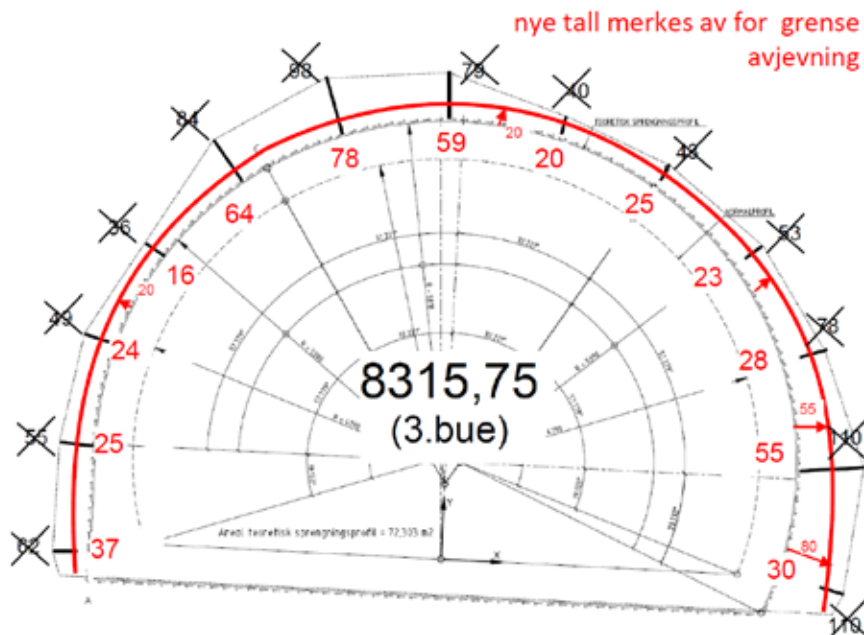
Dersom det forventes store påkjenninger i den ene eller begge vegger kan bueformen fortsette helt ned selv om sprengningsprofilet har rette vegger (se figur 4.24).



Figur 4.24 Selv om sprengningsprofilen har rette vegger kan bueformen fortsette ned veggen dersom det vurderes som hensiktsmessig. Husk god forankring i foten for å hindre utpressing.

Der svakhetssonen som sikres bare fyller deler av profilet, tilpasses boltedimensjoner, buetykkelse og bueform til forholdene, for eksempel tettere med lengre bolter og tykkere bue på svakhetssonesiden.

Dersom det ikke foreligger skanning, kan tverrprofil produseres for hånd på følgende måte: Ansett buebolter merkes av i tunnelkonturen, c/c f.eks. 1,5 m. Ved hjelp av borerigg eller totalstasjon/kikkert avmerkes i hvert punkt avstanden fra kontur inn til teoretisk sprengningsprofil. På skjerm eller papirutskrift tegnes avstanden fra sprengningsprofilen ut til konturen i rett målestokk. En bueform konstrueres. De nye tallverdiene (se eksempel i figur 4.25) leveres entreprenøren som monterer boltene med riktig utstikk. Videre utførelse er som beskrevet tidligere.



Figur 4.25 Utregnet bolteplassering. Svarte tall er avstand fra ansett boltehull inn til teoretisk sprengningsprofil, røde tall er avstanden fra ansett inn til valgt nivå for avjevning (i dette tilfellet ikke avstanden fra sprengningsprofil til avjevning).

Bygging av buer innunder forboltene

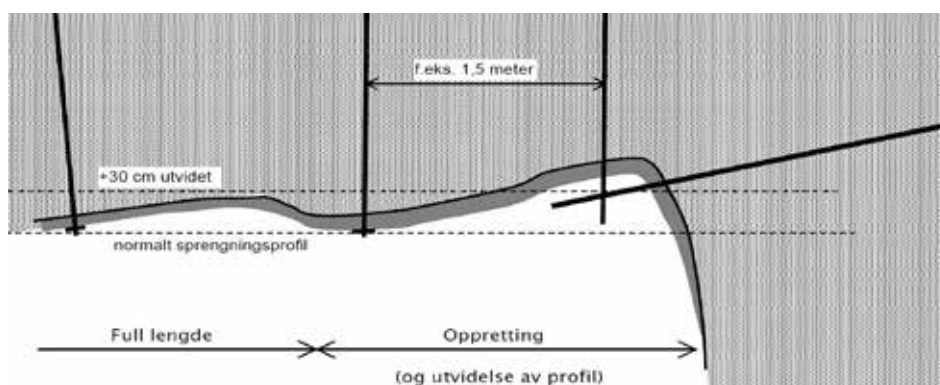
Armerte sprøytebetongbuer kan bygges innunder forboltene ved brede svakhetssoner som fyller det meste av stoffen, slik at det ikke er mulig å finne sikkert oppheng. Buer for understøttelse av forboltene tett på stoff er mer krevende å etablere enn lenger bak i tunnelen. Alle arbeidene blir vanskeligere å utføre med godt resultat, ikke minst innsprøyting av armering. Konturen bores ofte før buebygging. En fordel med bue under forboltene er at ekstra, foreløpig sikring med opphengsbolter og bergbånd unngås, og ikke minst at forboltene ikke henges opp i det samme berget som faktisk kan rase ned. Se også punkt 4.2.3 om forbolter, og punkt 4.6 for driving gjennom svakhetssoner.

Forberedelser

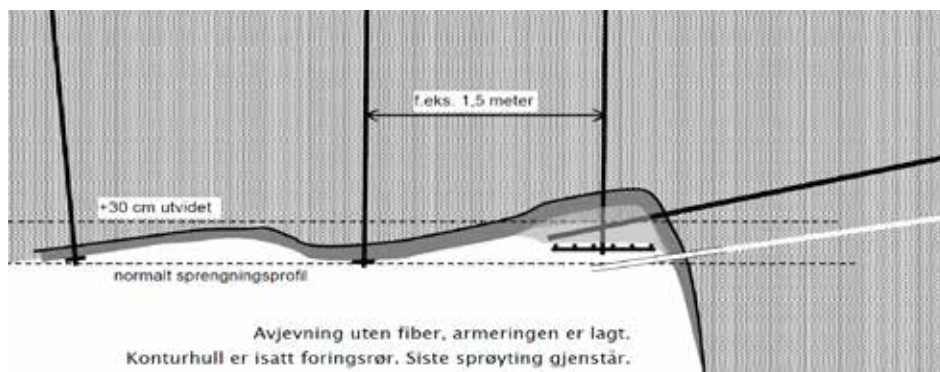
Det er viktig at stoffen har riktig form, det vil si skålformet og symmetrisk om et loddrett plan langs tunnelaksen, med kutten lengst frem. Det er spesielt viktig at nedre vegger/hjørner er langt nok frem til at buen faktisk kan monteres inn under forboltene og helt ned til sålen. Hvis avviket fra ideell form på stoffen er for stort, sprenges en opprettingssalve. Er stabilitetsforholdene slik at det kreves forbolting og bue før oppretting, tilpasses arbeidet på best mulig måte. Forbolter og oppheng sprøytes inn før salve. Uten stabilisering med betong kan opphenget i verste fall ryke og forboltene mister sin tiltenkte funksjon. Fastheten på sprøytebetongen rundt opphenget kontrolleres før sprengning.

Sikring og buebygging etter kort salve

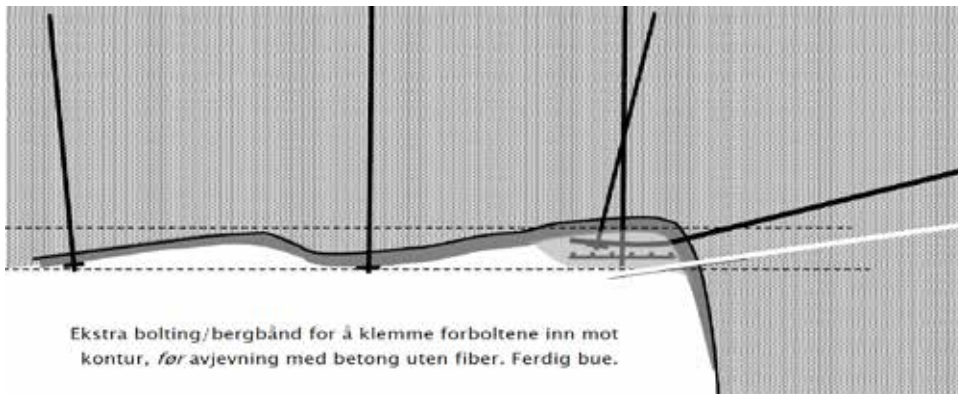
Med 6 m forbolter sprenges det aldri mer enn 3 m salve, og en symmetrisk stoff etterstrebes. Rensk og pigging utføres i den grad det er mulig eller forsvarlig. Det sprøytes 15-25 cm E1000 helt frem til stoff, om nødvendig sprøytes også stoffen. Radielle bolter etablerer samvirke mellom sprøytebetongplaten og bergmassen. En tenkt situasjon er vist i figur 4.26 a). Her er det etter full salvelengde en opprettingssalve med utvidelse av profilet for tung sikring og forbolter. Ved skjev stoff er opprettingssalver avgjørende for gode arbeidsforhold, sikkerhet og etterfølgende kvalitet. Dersom det er trangt mot kontur kan boltene bøyes inn mot kontur ved hjelp av bergbånd og ekstra bolter (se figur 4.26).



4.26 a) Opprettingssalve med utvidelse av profilet for tung sikring og forbolter.



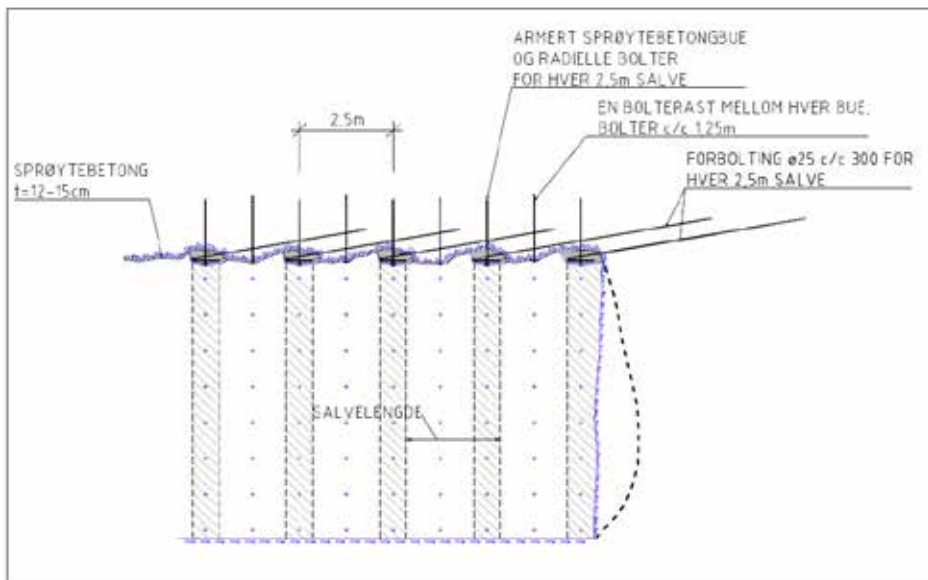
4.26 b) Neste steg – det er sprøytet avjevning, boret kontur for neste salve og satt inn foringsrør, men ennå ikke sprøytet inn armeringen i buen.



4.26 c) Dersom det er trangt kan forboltene bøyes inn mot konturen og låses med bolter og låses med bergbånd

Figur 4.26 (a, b, c) Bygging av buer innunder forboltene. Skissene a), b), c) viser prinsippene, ikke nødvendigvis korrekte mht. mål og vinkler.

Når første sprøytebetongbue er etablert og svakhetssonen nødvendiggjør suksessiv bygging av flere buer kan situasjonen bli som figur 4.27 viser. Ny rast av forbolter utføres for hver salve. Det vil si at forboltene kommer i to «høyder» over hengen (se figur 4.27). Hver ny rast av forbolter understøttes med en sprøytebetongbue. Om det skal monteres én bolterast mellom buene som eksempelet i figuren viser (bueavstand = salvelengde) eller om det senere bygges flere buer avhenger av bergmasse og stabilitetsforhold.



Figur 4.27 Skisse som viser lengdesnitt av tunnelen med sikring i form av forbolting, sprøytebetongplate og buer, samt radiale bolter. Boltemønsteret kan varieres.

Om nødvendig bygges to buer pr. salve på stoff. Da settes normalt ingen vanlige sikringsbolter gjennom sprøytebetongen, bare bueboltene i to parallelle raster på tvers av tunnelen. Der det kreves øyeblikkelig sikring brukes kombinasjonsbolter fremfor gysebolter, ev. i tillegg til bueboltene. Ved bruk av gyst bolt er det viktig å være oppmerksom på at disse ikke har en sikringseffekt før mørtelen har herdet tilstrekkelig. Dette vurderes i sammenheng med fremdrift for tunnelen. Forutsatt at det er satt av god nok plass kan også dobbeltarmerte buer bygges ferdig på stoff, men som oftest ferdigstilles 2. armeringslag litt lenger bak, ev. sammen med ekstra buer mellom buene som allerede er montert.

Avjevning og avstandsmerking

Avjevning sprøytes selv om profilet ser jevnt ut. Den forhåndsbøyde armeringen legges tett på underlaget for å unngå hulrom og dårlig kompaktering av betongen bak armeringen. Både avjevning og innsprøyting av armering krever en erfaren sprøyteoperatør. Det er viktig med tydelige merker, slik at sprøyteoperatøren har noe å sprøyte etter. Siden radielle buebolter står fra såle til såle med c/c normalt 1,5 m brukes ofte disse som mål. Boltene kan monteres med riktig utstikk med én gang (kombinasjonsbolt eller vanlig gysebolt som strammes til i rett posisjon), eller det skjøtes på gjengestål i riktig lengde etter at kombinasjonsbolten er ferdig montert på vanlig måte helt inn i borehullet.

Gjengepartiet beskyttes, det kan gjøres med korte, tykke gummislanger. For å få en tydelig anvisning for sprøyteoperatøren, kan løsningen være å binde fast \varnothing 8 mm eller \varnothing 10 mm kamstål fra bolt til bolt (figur 4.28).



Figur 4.28 Armering (f.eks. \varnothing 10 mm) kan monteres som sprøytemal i riktig avstand fra boltespissen, for å lette arbeidet for sprøyteoperatøren. Lyshorntunnelen. (Foto: J. Volden)

Uten dette jernet blir det lettere feil mellom boltene, og kanskje smalt i tillegg. En annen løsning er egne «spioner», \varnothing 16 mm eller \varnothing 20 mm bolter satt noen dm inn i berg/betong, med enden akkurat i nivå med prosjektert avjevning. Etter herding bores det opp for bueboltene, som monteres med ønsket utstikk for feste av monteringsjern.

Fundamentering

Som ved betongutstøpning av vegger og heng, monteres sprøytebetongbuene på rensket såle, ned i grøft om nødvendig. I ekstremt dårlig berg vurderes det å forsterke fundamentets lastkapasitet. Bueendene nede har ingen støtte i front mot tunnelaksen, og forankres godt til berg der det er nødvendig: 2-3 stk. \varnothing 20 mm, ev. en eller flere bolter \varnothing 25 mm, lengder 4-6 m settes maks. 50 cm over fundament/såle. I tilfelle godt berg (sonen kan være i hengen eller i motsatt vegg) trenges ingen ekstra forankring.

Dersom bolteforankring er vanskelig å oppnå, støpes en trykkforbindelse/bjelke eller sålestøp (se punkt 4.8.4). Det er viktig at det er rensket godt ned på begge sider, og at det ikke er slam og løsmasser på stedet ved sprøyting. Vann ledes eller pumpes bort før sprøyting. Det er viktig at nedre vegger/hjørner er langt nok frem til at buen får god fundamentering der buen monteres inn under forboltene tett på stuff. Om nødvendig kan foten/fundamentet fullføres senere. Det er ikke nødvendig at sålen under buefoten er bred og nærmest vannrett. Buen vil også henge på bolter og ujevnheter i konturen, en skrå hylle kan gjøre samme nytte. Dette vurderes fra sted til sted.

Siste sprøyting

Det er viktig at det er tilstrekkelig overdekning på alt ubeskyttet stål. Et vellykket resultat uten hulrom og med god kompaktering rundt armeringen er avhengig av kort avstand mellom underlag og armering, og at armeringsstengene ikke står for tett.

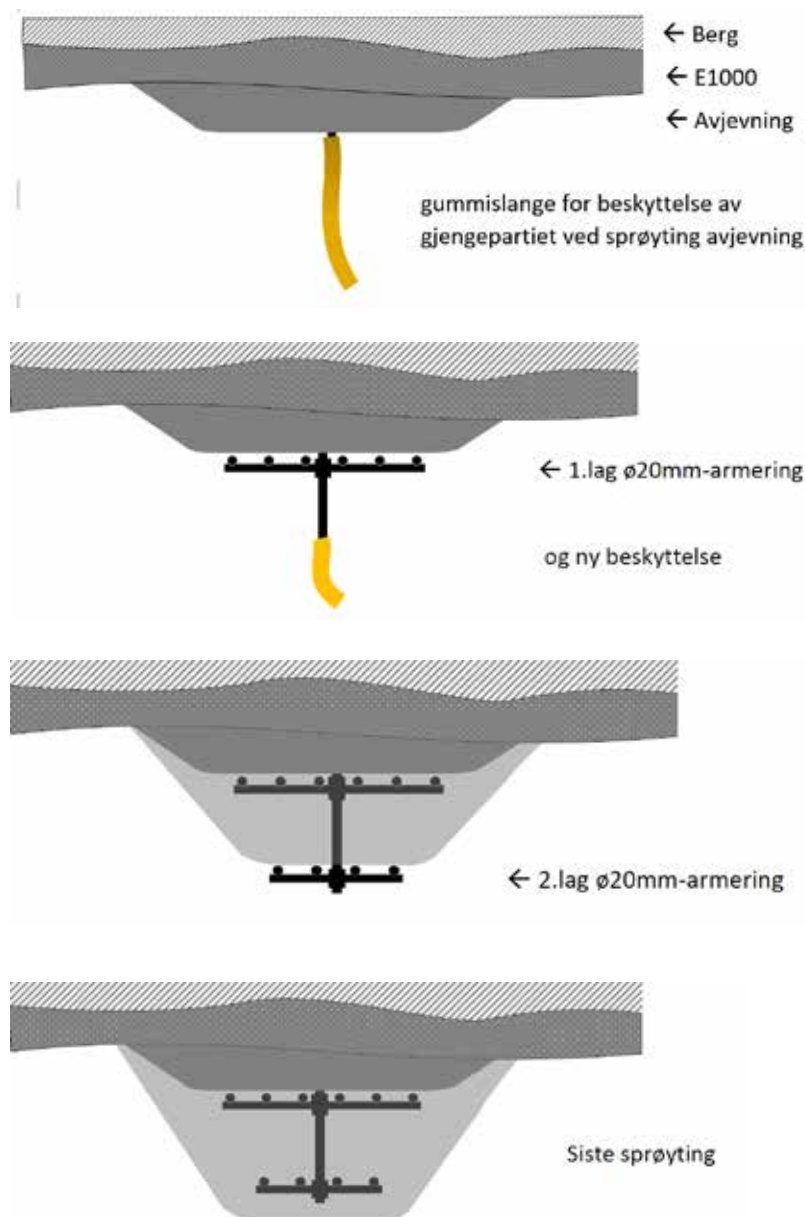
4.8.3 Dobbeltarmerte sprøytebetongbuer

Sprøytebetongbuer med to armeringslag bygges i prinsippet som enkeltarmerte. Dersom gjengene på bolten ikke er lange nok, skjøtes det på gjengestag for å kunne skru fast monteringsjern for begge armeringslag, se figur 4.29 og 4.30. Det forutsettes at sprengningsprofilen er tilstrekkelig utvidet.



Figur 4.29 Første lag armering er lagt på avjevningen nær stuff, og med skjøtehylser er det klargjort for senere dobling. Legg merke til pluggen i skjøtehylseåpningene, og at konturen allerede er boret og isatt foringsrør for lading etter sprøyting av buene. Fra E39 Råtunnelen i Bergen. (Foto: Statens vegvesen)

Med 4 stk. \varnothing 20 mm armering i det andre laget er dobbeltarmerte buer tykkere og spissere enn enkeltarmerte. Minimumsbredde ytterst er 45-50 cm. Avstanden mellom lagene kan varieres, 25 cm anbefales som et minimum. De radielle bueboltene kan monteres i full lengde inn i tunnelprofilen (t.o.m. 2. armeringslag). Eventuelt skjøtes siste lengde på etter at første armeringslag er sprøytet inn. Dersom det er spesielt trangt på stuff før salve kan også skjøtehylsa skrues rett mot monteringsjernet til bolten for å spare plass. Etter innsprøyting av armering er det fortsatt mulig å sette gjengestag, om buen skal dobles. Uten forberedelser er siste mulighet å montere nye buebolter inn i den enkeltarmerte buen. Utfordringen da blir å bore mellom \varnothing 20 mm-stengene.



Figur 4.30 Skisser som illustrerer monteringen av buebolter i full lengde inn i tunnelprofilen (t.o.m. andre armeringslag)

Gitterbuer (lattice girders)

Prefabrikkerte gitterbuer kan benyttes som armering i sprøytebetongbuer i stedet for to lag med $\varnothing 20$ mm kamstål. Gitterbuer bygger fra ca. 150 mm til over 300 mm avhengig av ønsket kapasitet, i tillegg kommer nødvendig betongoverdekning. Fordelene med gitterbuer er at avstanden mellom de to lagene armering er fast og sikret, og at det finnes skjærarmering mellom armeringslagene. Buefasongen er låst og spesialtilpasses (forhåndsbestilles) for det aktuelle tunnelprofilen.

Gitterbuer kan ikke tilpasses asymmetriske tverrsnitt som følge av utfall/feilboring, som igjen kan føre til store mengder avjevningsbetong. En annen ulempe er vanskeligere innsprøyting (tett gitter). Fordelen med forhåndsbøyd kamstål i forhold til gitterbuer er fleksibiliteten mht. tilpasning til faktisk utsprengt tunnelbredde, antall stenger pr. bue og pr. armeringslag, samme type stenger kan brukes for enkelt- og dobbeltarmerte buer, og det er lettere å få inn større armeringsmengde i et begrenset betongtverrsnitt. Se NFF håndbok nr. 5 [60].

4.8.4 Sålestøp

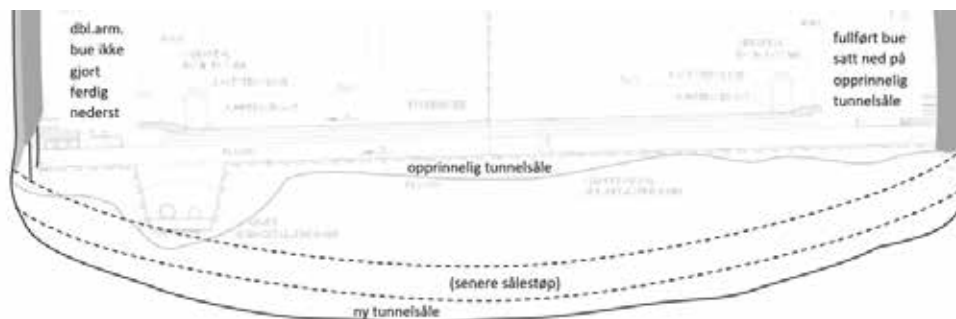
Sålestøp er aktuelt i ekstremt dårlig berg der det også er fare for at sålen kan bli presset opp grunnet høye spenninger (tyteberg). I tillegg er sålestøp viktig for å hindre at veggene, sikret med sprøytebetongbuer, blir skjøvet innover. En lettere variant av sikring av sålen er armerte ribber mellom buene fra vegg til vegg, med samme buform som en støp ville hatt.

Sålestøpen dimensjoneres spesielt. Støpen kan utformes med tilsvarende tykkelse og armering (kapasitet) som sprøytebetongbuene på samme sted. Ved drenerert tunnel bygges sålen med en pilhøyde på 10-12 % av tunnelbredden. Ved udrenerert løsning og vanntrykk bygges det med pilhøyde 20-25 % av tunnelbredden. Støpeskjøt mellom bue og såle legges i en slik vinkel at den fungerer som trykkforbindelse, og med gjennomgående skjøtearmering. Med riktig form låst inn mot nedre vegger/buer er forankringsbolter ned i sålen unødvendig. Støpens tykkelse vurderes i hvert enkelt tilfelle, minimum 45-50 cm. Ved tydelig avgrensede svakhetssoner med godt berg på begge sider kan bare selve sonen støpes ut, forutsatt god forankring i godt berg.

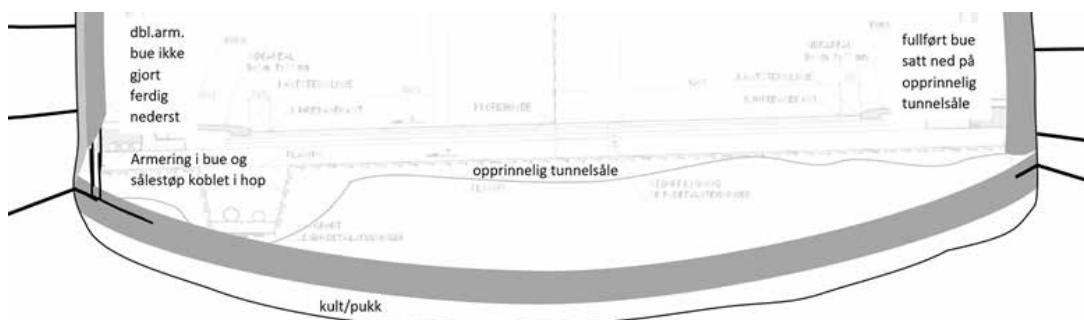
I det følgende er tre alternativer beskrevet: bueformet hel sålestøp, bueformet delvis sålestøp og plateformet sålestøp.

Bueformet, hel sålestøp

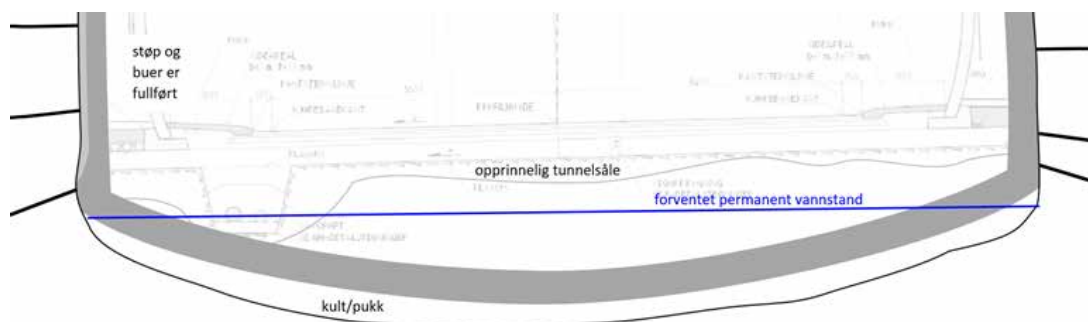
Bueformet, hel sålestøp er den mest omfattende metoden av sålestøp og innebærer uttak av et bueformet profil i tunnelsålen over en gitt strekning, med avslutning i begge ender vinkelrett på tunnelaksen. Et eksempel er skissert i figur 4.31 a, b, c. Sålen kan tas ut bak stuff, eller gjerne sammen med hovedsalvene. Oppgraving og forberedende arbeider, armering, støp og tilbakefylling vil normalt skje bak stuff og det tas hensyn til allerede oppsatte buer.



4.31 a) Sprøytebetongbuer er montert på stuff, buen til høyre i skissen er fullført, mens buen til venstre ikke er gjort ferdig i påvente av stross i sålen for plass til bueformet sålestøp. Som alternativ sprenges sålen ut sammen med tunnelsalvene.



4.31 b) Sålestøpen er gjort ferdig og overgangen bue/støp armeres og sprøytes ferdig.



4.31 c) Ferdig sprøytebetongbue og bueformet, hel sålestøp

Figur 4.31 (a, b, c) Skisser som viser eksempel på oppbygging av bueformet, hel sålestøp

Grøft med dren og vaskevann tilpasses hvert enkelt prosjekt, det kan finnes ledninger for vannforsyning e.a. Dren og vaskevann kan legges i foringsrør gjennom støpen, med fortykkelse og ekstra armering om nødvendig, eller støpen legges under ledningene. Ledningene kan også legges midt i tunnelen, like over støpen. Dette krever gradvis flytting av grøft ut fra vegg noen meter før og etter støpestrekningen. Uansett løsning vil vannet stå i massene opp til nivå med dremsledningene. Ved fare for frost legges ledningene dypt nok, eller sålestøpen frostisolerer. Mot vegg forankres støpen med bolter til berg, \varnothing 25 mm eller \varnothing 32 mm kamstål, om mulig også inn mot foten av monterte buer slik at det blir et samvirke. Det optimale er at buen står halvveis nede i sålestøpen. Armeringen i buen og i sålestøpen kan med fordel bindes sammen.

Bueformet, delvis sålestøp

I det tilfellet der en svakhetssone er forholdsvis skarpt avgrenset mot sideberg av langt bedre kvalitet, kan bare selve sonen støpes ut og forankres i sideberget (figur 4.32). Bueformen kan beholdes der sonen er bred og trykkbue er ønskelig. Når bueform og høyder er bestemt graves eller pigges det dårligste materialet ut til et nivå noen dm under støpen slik at det blir plass til avretting med pukk/kult som komprimeres, og et tynt lag singel øverst som betongen (ev. først magerbetong) kan legges utover. Der støpen vil treffe det gjenstående berget (også mot veggene) merkes det av en linje der det skal settes ned gyste fotbolter (gjærne svartstål) for forankring av støpen, helst på skrå ned og bort fra selve sonen. Dimensjon \varnothing 25 mm eller \varnothing 32 mm, med c/c f.eks. 1 eller 1,5 m. Forankringslengde minimum 2 m i antatt godt berg. Boltene bøyes til slik at de går inn i støpen parallelt armeringen, som de bindes til. Kontaktflaten mellom betong og vegg (sideberg/ sprøytebetong) renskes og spyles godt for å oppnå en tett og forseglet forbindelse.

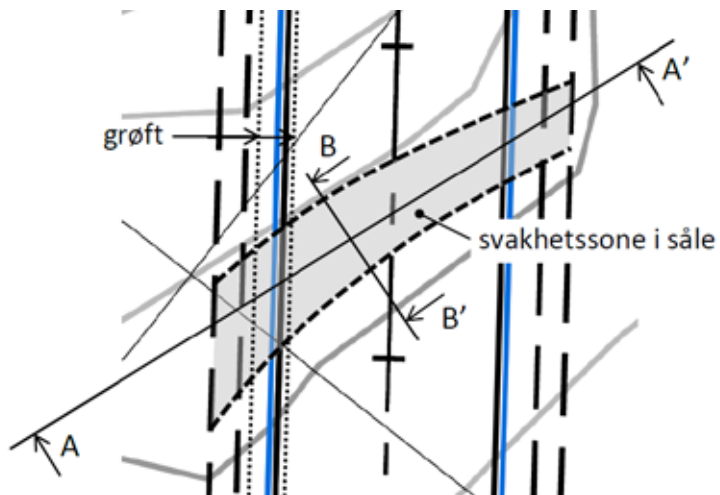
Der det legges bueformet, delvis sålestøp foretrekkes armering med rutemønster med \varnothing 16 mm eller \varnothing 20 mm, ev. begge deler, og med c/c fra 15-20 til 40-50 cm avhengig av ønsket styrke. Hvis mulig, kan armeringen i sprøytebetongbuene kobles til på samme måte som for hel sålestøp. Se figur 4.32.



Figur 4.32 Relativt tett armering i buformet sålestøp avsluttet mot berget utenom sonen. Åpen armering i sprøytebetongbue kan skimtes i veggens til venstre. Eksempel fra rv. 580 Søråstunnelen i Bergen 2018. (Foto: T. Kirkeby)

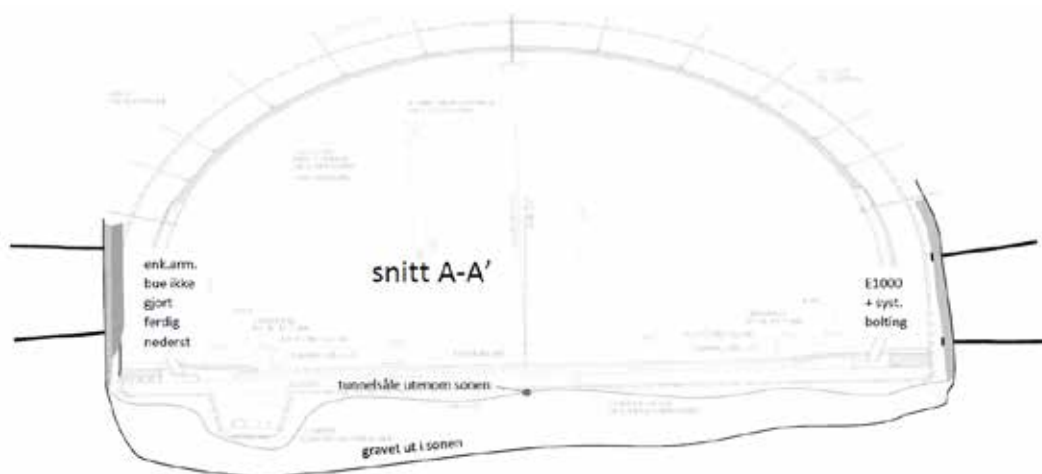
Plateformet sålestøp

Det enkleste alternativet for sikring av svakhetssoner som ikke er for mektige er en plateformet støp, skissert i figur 4.33, 4.34 og 4.35.

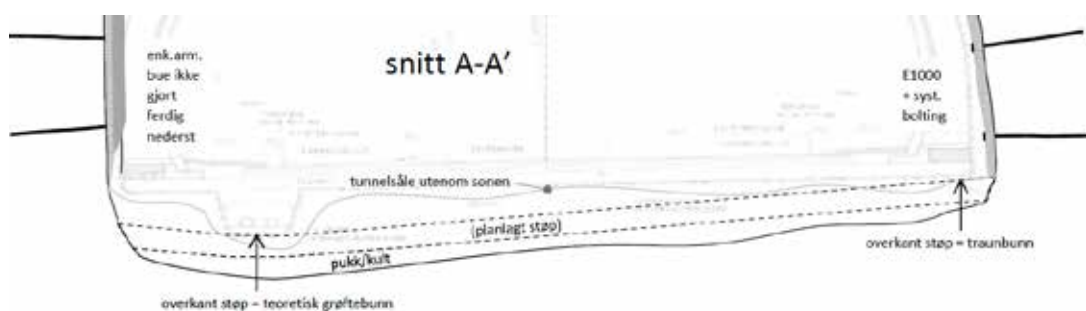


Figur 4.33 En tenkt situasjon for plateformet sålestøp sett ovenfra. En 2-3 m mektig steiltstående svakhetszone krysser tunnelen med 50° vinkel. Etablering av sålestøp langs snitt A-A er vist i figur 4.35 a, b, c, d. Støp i snitt B-B er vist i figur 4.36.

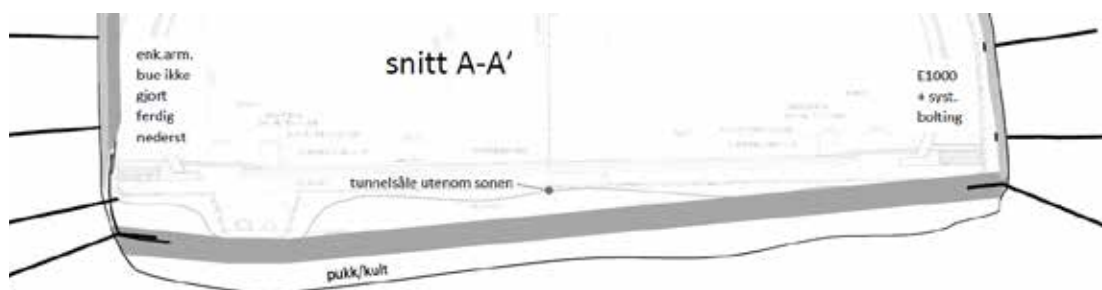
Den dypeste plasseringen av overkant støp er i nivå med teoretisk grøftebunn, høyeste nivå kan være mot vegg motsatt side, i nivå med traubunn (se figur 4.34). Fotbolter og armering utføres som beskrevet for bueformet støp, men her er fordelene med trykkbue borte. Det kan kompenseres med flere fotbolter, tettere armering og ev. lange stag midt i plata dersom sonen er bred. Figur 4.34 er en serie illustrasjoner for å vise etablering av en enkel, plateformet støp begrenset til selve svakhetssonen.



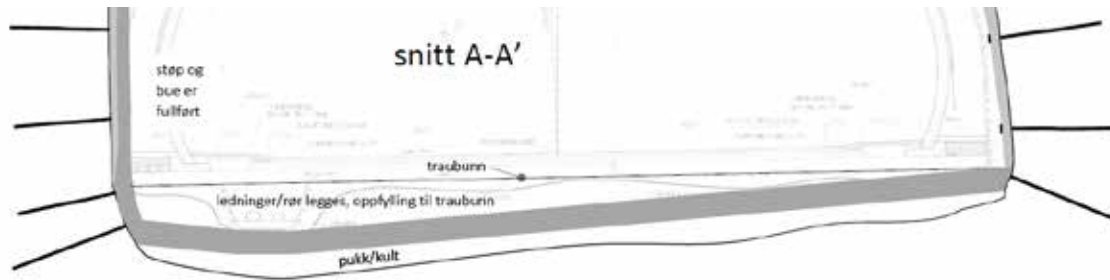
4.34 a) Det svake sonematerialet i sålen er gravd av til et nivå under teoretisk sprengningsprofil, dypt nok til at det er plass til avretting i bunn og støp.



4.34 b) Form og høyder av støp kan endelig bestemmes, avretting og kompromering med pukk/kult og singel på topp fullføres. Boring for forankringsbolter hele vegen rundt kan gjøres på dette stadiet.

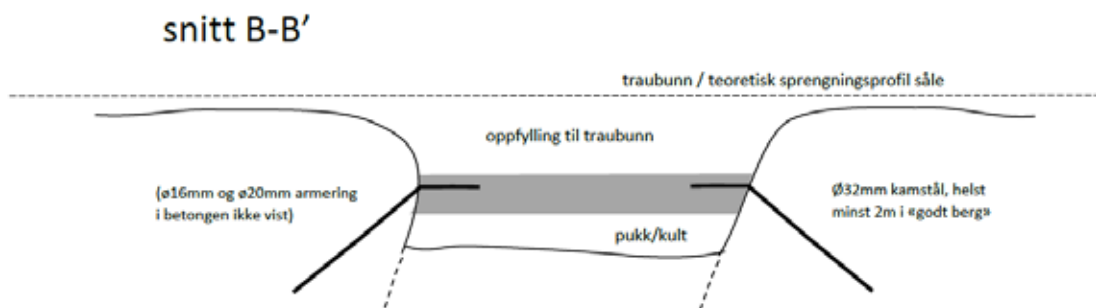


4.34 c) Ferdig platestøp, med $\varnothing 32$ mm gyste bolter (kun vist i veggene), armeringen er i dette eksempelet koblet til fri armering i sprøytebetongbuer.



4.34 d) Alle betongarbeider ferdig, grøft og oppfylling til traubunn fullføres.

Figur 4.34 (a, b, c, d) Skisser som viser oppbygging av plateformet sålestøp, iht. snitt A-A i figur 4.33.



Figur 4.35 Tverrsnitt av svakhetssone, plateformet sålestøp og oppfylling til traubunn ferdig utført. Snitt B-B' i figur 4.33.

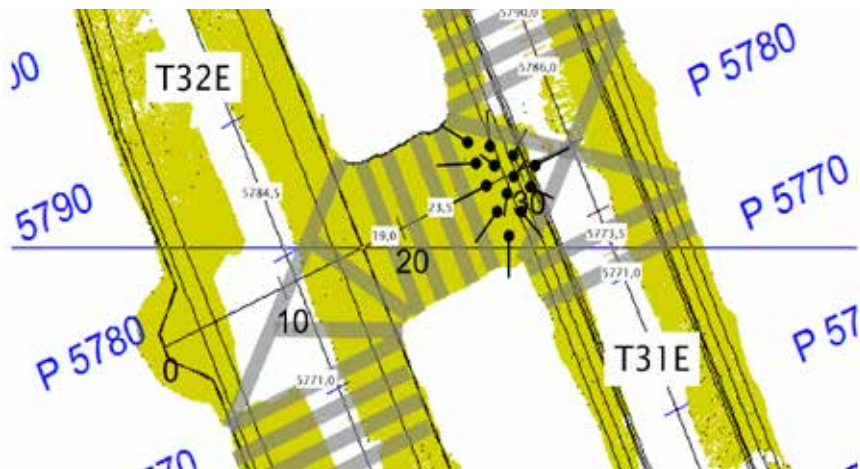
4.8.5 Annen buegeometri og sektorbuer

I de fleste tilfeller står sprøytebetongbuer fra såle til såle vertikalt og normalt på tunnelaksen. I noen tilfeller er det ikke mulig (eller ønskelig) å gjøre det slik. Eksempler kan være ved behov for tung sikring med buer på skjev stuff, innenfor skrå påhugg (se punkt 4.3), utenfor tverrforbindelser mellom to løp og ved nisjer (f.eks. havarinisjer, nisjer for teknisk bygg) og stoller.

Foran tverrforbindelser og nisjer

Tverrforbindelser er som regel i størrelsesorden 4,5 x 5,5 m. Det hender at entreprenøren tillates å utvide tverrforbindelser for å lette egen driving og transport, men det frarådes i områder med svak bergmasse og kryssende svakhetssoner.

Armerte sprøytebetongbuer bygges som normalt der det er vanlig tunnelprofil, og så nærme tverrforbindelser eller nisjer som praktisk mulig. Rett foran tverrforbindelser eller nisjer kan det bygges kryssbuer. Figur 4.36 og 4.37 viser én mulig løsning.

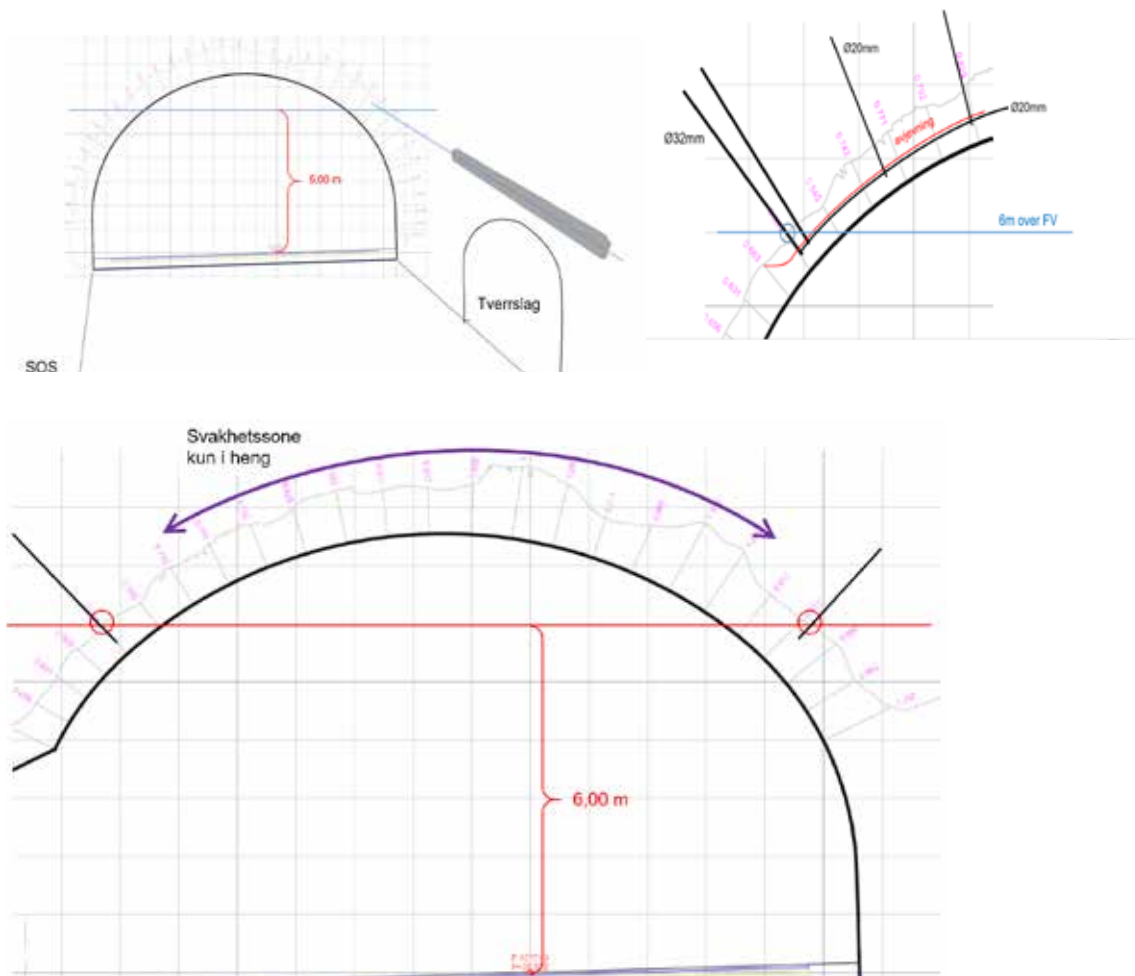


Figur 4.36 Skisse som viser eksempel med en bred svakhetssone som skjærer to tunneløp og en utvidet tverrforbindelse. Tung sikring i form av armerte sprøytebetongbuer er vist som grå streker. Gyste bolter i en av trekantene er vist i sort med ansett og stikning. Lyshorntunnelen på E39 Os-Bergen. Foto av sprøytebetongbuene er vist figur 4.37.



Figur 4.37 Kryssbuer ved tverrforbindelse, fotografert fra pel 5770 i figur 4.36. (Foto: T. Kirkeby).

Dersom den svake bergmassen er kun i deler av tunnelprofilen og det er godt berg over tverrforbindelse eller nisje kan det bygges en armert, \varnothing 32 mm-forankret betonghülle over tverrforbindelse/nisje (figur 4.38). Deler av en sprøytebetongbue kan i prinsippet konstrueres hvor som helst i tunnelprofilen.



Figur 4.38 Skisse som illustrerer sikring i deler av tunnelprofilen. En ca. 10 m bred svakhetszone i heng er sikret med hele sprøytebetongbuer før og etter tverrforbindelse/nisje. Siden sonen kun er i heng, kan det bygges buesegmenter med støtte på sprøytebetonghyller som er forankret med gyste bolter.

4.9 Kontroll av bergsikring i byggefasen

4.9.1 Generelt

Utvidet kontroll av bergsikring etter NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [2], bestilles for byggefasen iht. valgt kontrollklasse. Utvidet kontroll i byggefasen starter like før oppstart av tunneldrivingen og fortsetter fram til ferdig prosjekt og til ingeniørgeologisk sluttrapport er levert og kontrollert. For å sikre kontinuitet gjennom prosjektet anbefales at samme person/foretak har utvidet kontroll i hele tidsperioden.

Utvidet kontroll kommer i tillegg til vanlig kontroll (egenkontroll og kollegakontroll). Utvidet kontroll utføres som en faglig kontroll. Kontrollen inklusive befaringer, utføres sammen med en representant fra byggherre som har vært involvert i drive- og sikringsarbeidene, fortrinnsvis ansvarlig geolog/kontrollingeniør. Resultater fra utvidet kontroll rapporteres i rapport/ notat til prosjektleder iht. bestilling.

4.9.2 Innhold og rapportering

Innledende kontroll er gjennomgang av geologisk/ingeniørgeologisk bemanning, kontrollplaner for bergsikring og byggherrens rutiner for oppfølging, bestilling og dokumentasjon av geologi og permanent sikring. Rapporter og dokumentasjon gjennomgås, herunder utført geologisk/ingeniørgeologisk kartlegging, kartleggings skjema, analyserapporter, kjernelogger, fotografier, kontrollørmeldinger o.a.

Eksempler på punkter som kontrolleres i byggefasen av en tunnel er gitt i det følgende:

- Oversikt over ingeniørgeologisk kartlegging, er tunnelstrekningen kontinuerlig kartlagt eller ikke, Q-verdier, planlagt sikring (sikringsklasse) og utført sikring.
- Bergforhold, også bergforhold funnet under byggefasen og som ikke er prosjektert. Mulige årsaker til andre bergforhold eller endringer av bergsikring.
- Observasjon og registrering av utført permanentsikring, områder med bart berg i tunnelen.
- Samsvar mellom geologisk kartlegging/registrering og utført stabilitetssikring. Metoder og omfang. Eventuelle områder, strekninger det ikke var mulig å vurdere.
- Stabilitetssikring: Permanent bergsikring utført/ikke utført iht. plan, sprøytebetongkvalitet (for eksempel felt som er sandig/porøs), boltedetaljer (synlige avvik ved plate, kule), sprøytebetongbuer (overdekning, jevnhet). Gjelder disse forholdene enkelttilfeller eller over strekninger.
- Bolteretning i forhold til sprekker og slepper.
- Utførte analyser (vann, poretrykk, leire), spenningsmålinger og andre målinger og undersøkelser (for eksempel spesielle bergarter, radon).
- Sikring i profilutvidelser (nisjer, tverrforbindelser). Eventuelle anbefalinger for tilleggssikring, utbedringer eller annet.
- Påpeke spesielle forhold. For eksempel: er påhugg flyttet etter konkurransegrunnlag eller byggeplan, er det tverrslag eller nisjer som entreprenøren har etablert under driving – betydning eller ulempe for ferdig tunnel.
- Oppfølging ved lav bergoverdekning og/eller områder der tunnelprofilen utvides på grunn av tung sikring.
- Andre forhold: er det satt samme krav til sikring i tverrforbindelser, eventuelle rømmingstunneler eller ramper?
- For sluttrapport: finnes en oversikt over partier som anbefales kontrollert ved fremtidige tunnelinspeksjoner: pel nr., kommentar, beskrivelse.

For toløpstunneler gjennomføres kontroll og rapportering for hvert tunnellop.

I rapport fra kontrollen angis generelle opplysninger om tunnelen: Lengde, antall tunnellop, hovedtyper av bergarter, kontrollklasse (UKK), oppstart, antall meter drevet, planlagt gjennomslag. Dato og pelnummer for befarings (fra-til) angis i rapport, sammen med informasjon om befarings utført fra såle eller fra lift. Presentasjonen kan gis i tabellform. Eksempel:

Pelnr. Fra/til	Tema (f.eks. sikring)	Merknad fra utvidet kontroll	Kommentar fra prosjektleder (Etter gjennomgang av mottatt rapport)

I rapport fra kontrollen beskrives ev. anbefalt utbedring, tilleggssikring eller målinger. Prosjektleder kvitterer ut merknader (tatt til følge/ikke tatt til følge), eventuelt med begrunnelse. Den samlede dokumentasjonen fra utvidet kontroll arkiveres sammen med øvrig dokumentasjon.

5 Geologisk sluttokumentasjon

5.1 Generelt

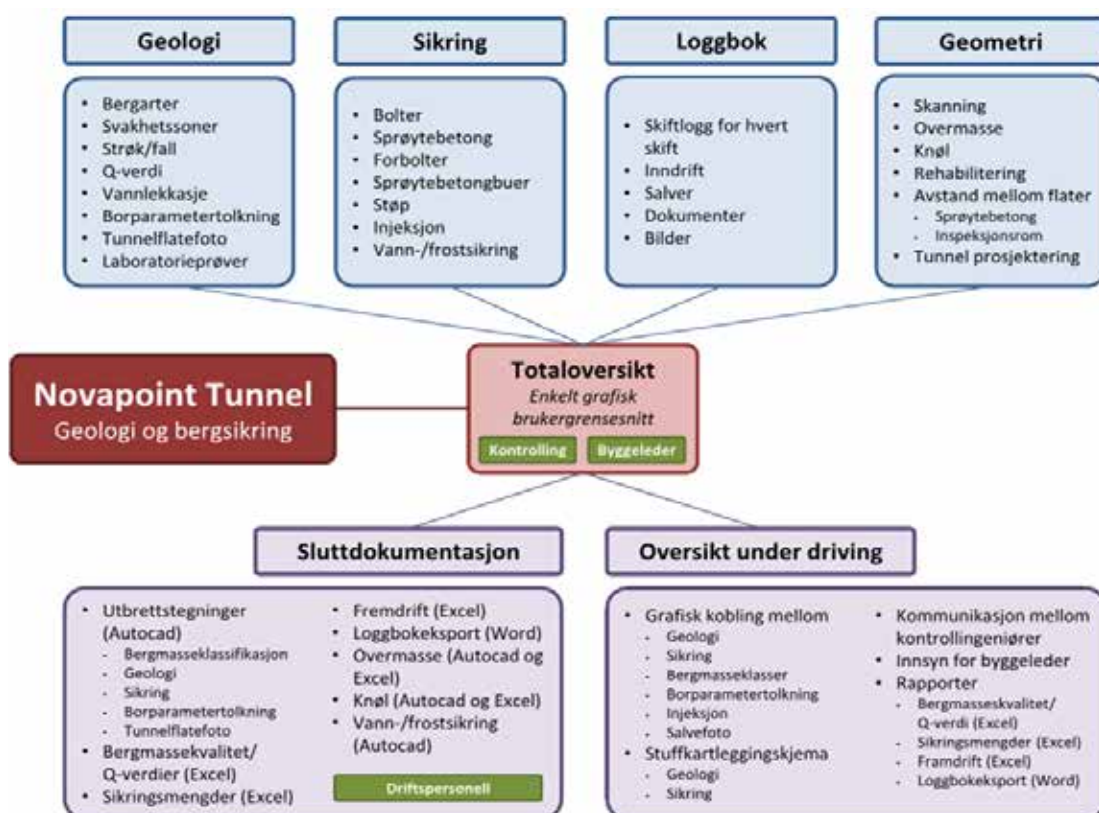
Fagansvarlig geolog for tunnelprosjektet er ansvarlig for utarbeidelse av ingeniørgeologisk sluttokumentasjon. Se N500 [1]. Det er viktig å beskrive erfaringer fra tunneldrivingen, både som dokumentasjon og for erfaringsoverføring. Dokumentasjon av utført uavhengig kontroll i byggefasen er også del av geologisk sluttokumentasjon. Som del av ingeniørgeologisk sluttrapport lages en oversikt over punkter/strekninger som anbefales fulgt opp spesielt som del av drift- og vedlikeholdsrutinene, sammen med beskrivelse av områdene og vurdering av nødvendig hyppighet.

Utført sikring, sammen med geologiske registreringer i tunnel, utført forinjeksjon, analyser m.m. presenteres på en oversiktlig måte og rapporteres. Et eksempel på rapportering er vist i punkt 5.2.

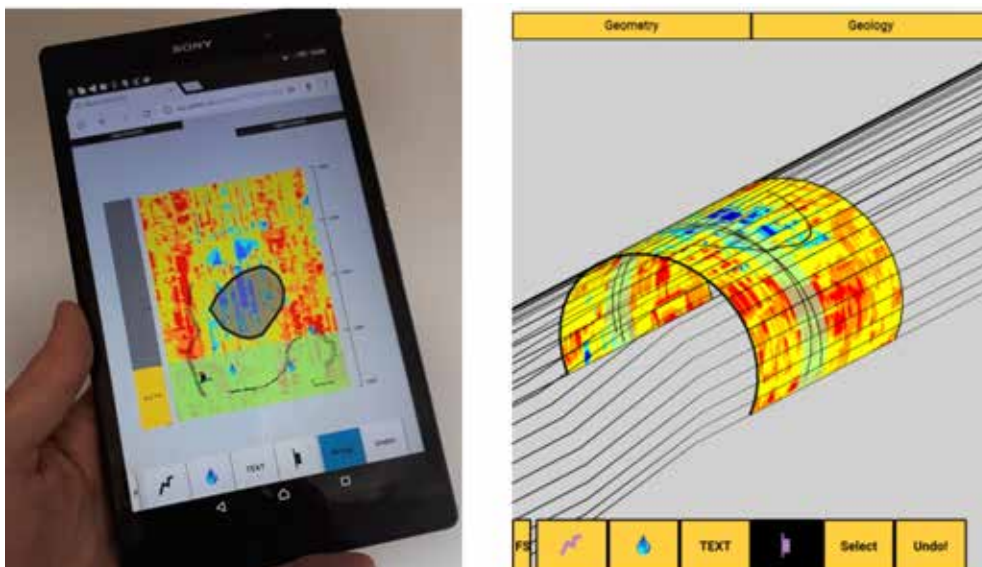
5.2 Eksempel på geologisk sluttokumentering i Novapoint Tunnel

Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring er et komplett system for registrering, oppfølging og dokumentasjon for tunneldriving, illustrert i figur 5.1. Programmet kan også brukes i planleggingsfasen og drift- og vedlikeholdsfasen. Se Statens vegvesen rapport nr. 193 Kartlegging under driving med Novapoint Tunnel [63].

For geologisk kartlegging på stoff kan det benyttes en applikasjon for håndholdt enhet, se eksemplet i figur 5.2. Kartleggingen kan overføres direkte til Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring.

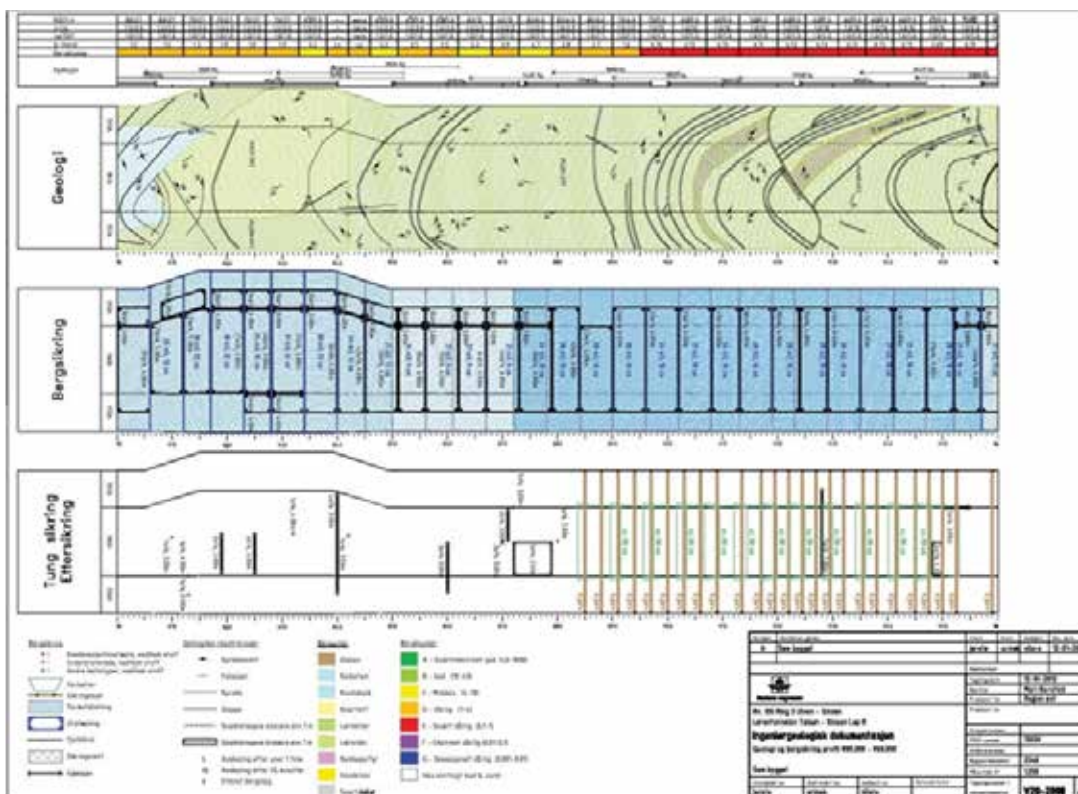


Figur 5.1 Oversikt over dokumentasjon i Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring [63]

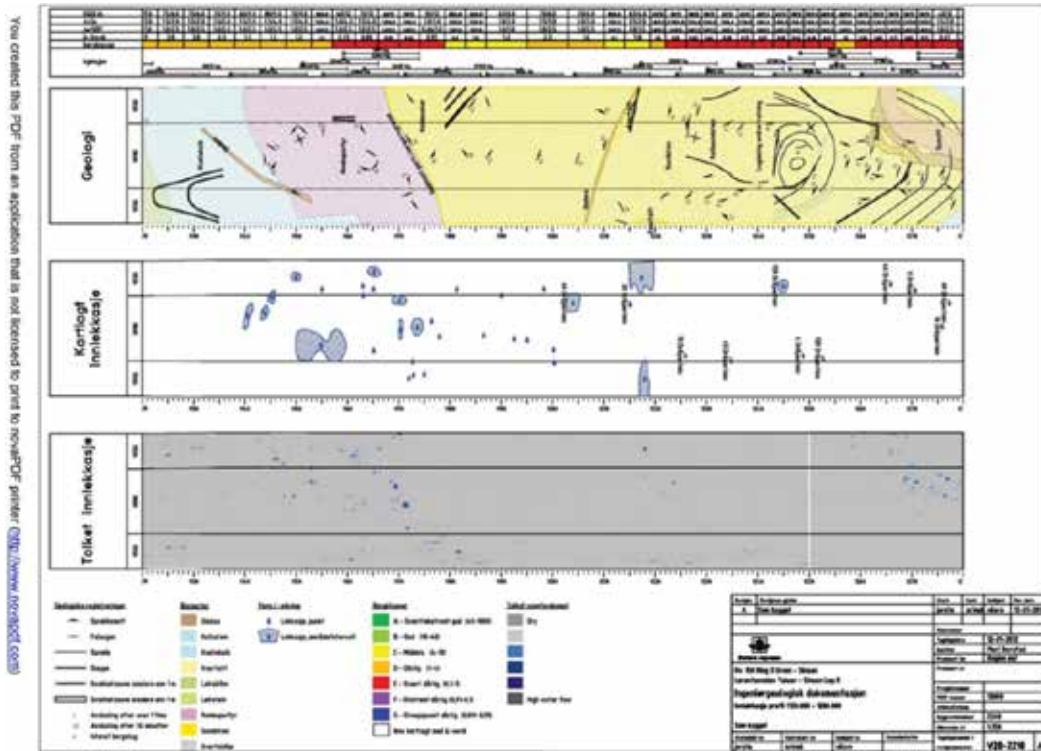


Figur 5.2 Eksempel på digitalt verktøy for kartlegging på stoff (Bever Mapping fra Bever Control AS)

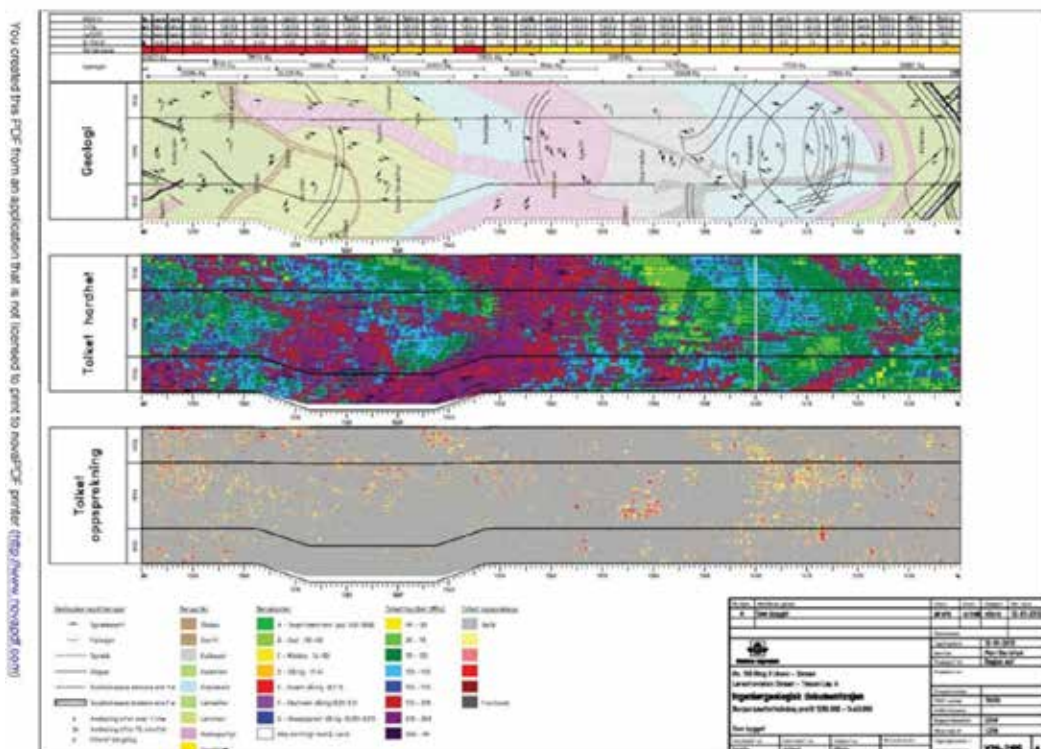
Tegninger/geologisk sluttokumentasjon fra Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring er vist i det følgende. Sluttokumentasjon inneholder typisk AutoCad-tegninger med oversikt over geologi og sikring, wordfiler med loggboknotater og regneark med sikringsmengder og salverapporter. Figurene 5.3, 5.4 og 5.5 viser eksempler på AutoCad-tegninger med ulike sammenstillinger av geologi, bergsikring og boreparametertolkning.



Figur 5.3 Sammenstilling av geologi og bergsikring i Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring [63]



Figur 5.4 Sammenstilling av geologi, kartlagt vannlekkasje og tolket vannlekkasje fra MWD (boreparametertolkning) i Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring [63]



Figur 5.5 Sammenstilling av geologi, tolket hardhet og tolket oppsprekking fra MWD (boreparametertolkning) i Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring [63]

5.3 Inspeksjon av berg og bergsikring

I sikkerhetsdokumentasjon av vegtunneler [1] inngår ingeniørgeologisk sluttrapport, i tillegg kommer dokumentasjon av geologiske inspeksjoner utført i driftsfasen. Rapportene er del av grunnlaget ved periodiske inspeksjoner etter tunnelsikkerhetsforskriftene, og inngår som del av sikkerhetsforvaltningen av tunnelen.

Punkter for oppfølging av geologi og bergsikring i driftsfasen er gitt i ingeniørgeologisk sluttrapport [1]. Slike tilfeller kan f.eks. være nær kjente vannlekkasjer, eller områder med mangler i dokumentasjon av kartlegging eller stabilitetssikring.

Inspeksjon av berg og bergsikring kan utføres fra tunnelrommet, for eksempel med observasjoner av deformasjon i tunnelledningen, visuelt eller med bruk av utstyr som kamera, lasermåling e.a. Tilkomst bak hvelv i nye tunneler for inspeksjon av berg/bergsikring kan bygges spesielt, men dette gjøres kun i unntakstilfeller der det ikke er mulig å lage en konstruksjon fri for inspeksjonsbehov. Eventuelle rom bak hvelv montert i normalprofil kan finnes ved havarinisjer, tverrforbindelser, nisjer for teknisk bygg, nisjer for kiosk til nødstasjon, eller ved pumpesump. Se også Statens vegvesen retningslinje R512 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø i vegtunneler under drift [64].

Metoder for inspeksjon av berg og bergsikring i tunnel (både eldre og nyere tunneler) er beskrevet i retningslinjer R211 [4]; metode 1.4.13. Statens vegvesen rapport nr. 199 Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler [65] gir veiledende informasjon om bl.a. typer av skader på sprøytebetongsikring, rust på bolter/plater mv.

6 Hensynssoner for tunnel

I dette kapitlet gis veiledende informasjon om vegareal og hensynssoner for vegtunnel basert på bergmekaniske og ingeniørgeologiske vurderinger. Reguleringsformål er her definert som vegformål/vegareal og hensynssoner, i undergrunnen (nivå 1) og på terreng (nivå 2).

6.1 Vegformål/vegareal

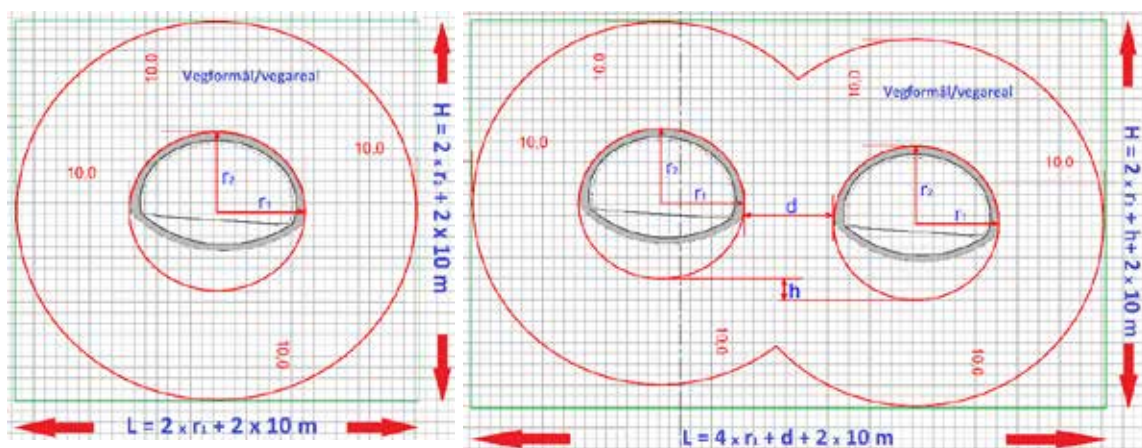
Vegarealet utgjøres av: trafikkrommet, tunnellopets faktiske kontur (inkludert nisjer, tverrforbindelser og andre rom i berget tilknyttet tunnelen), stabilitetssikring og injisert berg.

Tunnelens faktiske kontur defineres gjerne av det punktet lenger inn i berget enn utsprenget overflate som er i stand til å ta de nye tangentialspenningene som oppstår etter at et hulrom i bergmassen blir sprenget ut. Avhengig av spenningsbildet i bergmassen før utsprenkning og den geometriske formen på hulrommet, vil den faktiske konturen gjerne være sirkulær eller oval. I figurene 6.1 og 6.2 er faktisk kontur angitt som en oval form der største radius utgjøres av største spennvidde i det utsprenget bergrommet. Stabilitetssikring og injisert berg er som regel ikke lenger ut enn 10 m fra faktisk kontur. Alt innenfor 10 m fra faktisk kontur defineres derfor som vegformål/vegareal.

I planbeskrivelser og plankart foreslås angivelsen av vegareal for tunneler, forenklet til et rektangulært areal som vist med grønn strek i figur 6.1. Havarinisjer foreslås tatt med som lokale utvidelser på den gjennomgående vegarealboksen.

Vegarealet (figur 6.1) kan uttrykkes ved følgende formler:

- Enkeltløp: $L_{EVEG} = 2 \times r_1 + 2 \times 10 \text{ m}$ $H_{EVEG} = 2 \times r_2 + 2 \times 10 \text{ m}$
- Dobbeltløp: $L_{DVEG} = 4 \times r_1 + d + 2 \times 10 \text{ m}$ $H_{DVEG} = 2 \times r_2 + h + 2 \times 10 \text{ m}$



Figur 6.1 Vegformål/vegareal definert for hhv. ettløps- og toløpstunneler. Grønn omhyllingsboks angir vegareal.

6.2 Hensynssoner

Hensynet til vegtunnelen gjør at det reguleres restriksjonsområder også utenfor tunnelens eiendomsområde for å hindre igangsetting av tiltak som kan skade tunnelen. Med hjemmel i Plan- og bygningsloven kan det reguleres hensynssoner der det gis bestemmelser som forbyr eller setter vilkår for tiltak. Restriksjoner beskrevet her er i tråd med slike bestemmelser, og det anbefales bruk av to hensynssoner for å sikre vegens interesser.

Ettersom hullboring for energi- og vannbrønner eller forundersøkelser ikke er søknadspliktig etter Plan- og bygningsloven, utgjør etablering av slike borehull en potensiell risiko for vegtunneler. Risikoen

ligger i at slike hull kommer inn i vegarealet og ødelegger stabilitetssikringen, vannsikringen, senker grunnvannsnivået, eller at det bores inn i trafikkrommet med dertil uante konsekvenser. Manglende søknadsplikt medfører at det i noen tilfeller er mangelfull planlegging av hullboring og at det mangler gode sjekkrutiner.

Det anbefales at det legges opp til en todeling av hensynssonene basert på at borehull som havner utenfor vegarealet ikke anses å forringe tunnelens stabilitet dersom hulldiameter er under eller lik 390 mm. Større diametere enn dette anses normalt å være sjakt-/tunnelboring som kan påvirke stabiliteten. Det er viktig å ha kontroll på hvor hullene havner. Slik kontroll er viktig å ha underveis i boreprosessen da det ikke gir tilstrekkelig kontroll å avviksmåle hullet etter endt boring.

Avhengig av avstanden til vegarealet og med bruk av eksplosivforskriftens krav til maksimalt akseptabelt boreavvik, kan det etableres en egen hensynssone 2 i nivå 2 (i dagen) som ivaretar tunnelens sikkerhet tilknyttet boring, men også sikkerhet tilknyttet ekstra dype byggegropser for parkeringskjellere etc.

Hensynssone 1 (i undergrunnen)

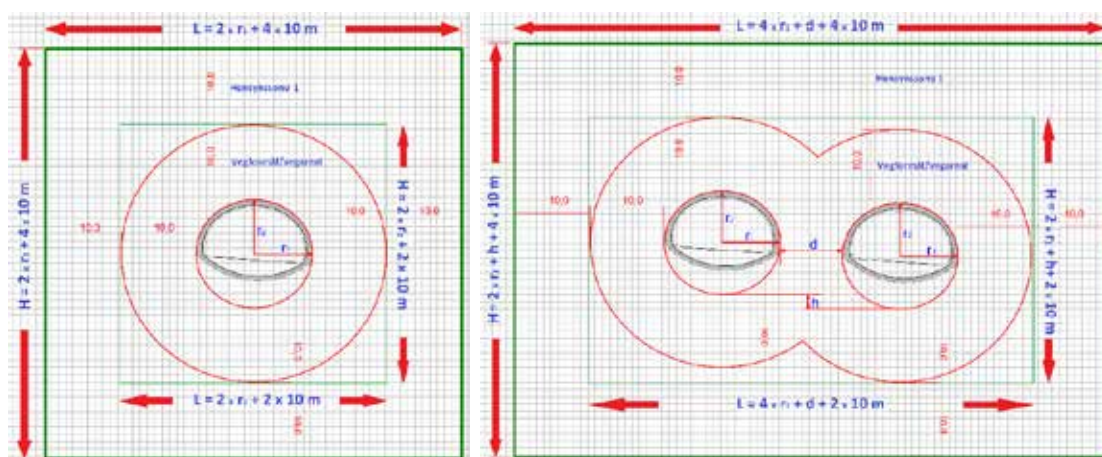
Tunnelgeometrien tilsier at det som regel ikke vil forekomme spennvidder over 20 m for den faktiske konturen. Bergmekanisk vil utsprenning av nye bergrom eller tomter mer enn 20 m fra faktisk kontur ikke medføre tilleggslaster i nevneverdig grad på den eksisterende tunnelen.

Innenfor 20 m kan stabilitetsreducerende tilleggslaster oppstå. Derfor tillates det som regel ikke utsprenning av nye bergrom, byggegropser eller påføring av andre direkte laster i området inntil 10 m ut i berget fra vegarealets yttergrenser.

Alt innenfor 10 m fra vegarealboksen defineres derfor som hensynssone 1. I planbeskrivelser og plankart foreslås angivelsen av hensynssone 1 for tunneler, forenklet til et rektangulært areal som vist på figur 6.2.

Hensynssone 1 (figur 6.2) uttrykkes ved følgende formler:

- Enkeltløp: $L_{EHS-1} = 2 \times r_1 + 4 \times 10 \text{ m}$ $H_{EHS-1} = 2 \times r_2 + 4 \times 10 \text{ m}$
- Dobbeltløp: $L_{DHS-1} = 4 \times r_1 + d + 4 \times 10 \text{ m}$ $H_{DHS-1} = 2 \times r_2 + h + 4 \times 10 \text{ m}$



Figur 6.2 Hensynssone 1 definert for hhv. ettløps- og toløpstunneler. Ytre grønn omhyllingsboks angir areal for hensynssone 1.

Hensynssone 1 framgår som regel ikke av reguleringskartets plandel nivå 2 med mindre overdekningen til faktisk tunnelkontur er mindre eller lik 20 m.

Hensynssone 2 (i dagen)

Hensynssone 2 omfatter projisert hensynssone 1 opp til dagen. Bredden på hensynssone 2 kan økes, basert på f.eks. faren for grunnvannssenkning i området til siden for vegareal og hensynssoner. Dette vurderes for den enkelte tunnel. Hovedformålet med hensynssone 2 er bevisstgjøring rundt tunnelens eksistens, samt å få kontroll med borehull som planlegges boret i kritisk rekkevidde for vegarealet. Hensynssone 2 framgår derfor alltid av reguleringskartets plandel nivå 2 med mindre overdekningen til faktisk tunnelkontur er så liten at tunnelen legges i kulvert i åpen grøft.

6.3 Forslag til reguleringsbestemmelser

Reguleringsbestemmelser for hensynssonene kan inneholde følgende forhold, avhengig om det gjelder hensynssone 1 og/eller hensynssone 2:

Tiltak som kan forringe tunnelens stabilitet, skade tunnelen eller tunnelinnredningen (for eksempel sprengning, peleramming, spunting, boring i grunnen, sjakt- og tunneldriving, injeksjon, større utgravninger, fundamentering eller påføring av tilleggslaste) kan ikke iverksettes uten spesiell tillatelse fra tunneleier.

Boring av hull dokumenteres med koordinatfesting av hullets ansett og avviksmåling av hullbanen under boring.

Referanser

1. Vegnormal N500 Vegtunneler. Statens vegvesen (2022).
2. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Standard Norge.
3. NS-EN ISO 14689:2018 Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser. Identifisering, beskrivelse og klassifisering av berg. Standard Norge.
4. R211 Feltundersøkelser. Statens vegvesen 2021.
5. R210 Laboratorieundersøkelser. Statens vegvesen 2016.
6. Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K.B. og Grundt, L. (2003): Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg. Publikasjon nr. 101 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
7. Nilsen, B., Palmstrøm, A. (2000): Engineering geology and rock engineering, vol no. 2. Handbook. Norwegian Group for Rock Mechanics, Oslo.
8. Løset, F. (2006): Norges tunnelgeologi. ISBN 8254601933.
9. Braathen, A. og Gabrielsen, R.H. (2000): Bruddsoner i fjell – oppbygging og definisjoner. NGU Gråsteinen 7.
10. Fossen, H. (2016): Structural Geology (2nd edition). Cambridge University Press.
11. Kirkeby, T. (2010): Ringveg Vest Bergen, 2. byggetrinn. Ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlaget. Statens vegvesen rapport nr. 2010127742-001.
12. Hagelia, P. og Fjermestad, H (2016): Bruk av XRF på bergarter for vurdering av miljørisiko. Eksempel frå Rv 4 Gran og E18 Grimstad-Kristiansand. Statens vegvesen rapport nr. 516.
13. Norsk Bergmekanikkgruppe (1985): Ingeniørgeologi – berg: håndbok.
14. Rønning, J.S. (2003): Delprosjekt A, Forundersøkelser Sluttrapport, Publikasjon nr. 102 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
15. Rønning, J.R. (2021) Geofysikk og forundersøkelser for tunneler. NGU-rapport 2021.032
16. Elvebakk, H. og Larsen, B.E. (2021) Sammenstilling av resistivitet, seismiske hastigheter og naturlig gammastråling i norske bergarter. NGU-rapport 2021.015
17. Rønning, J.R. (2021) Seismiske metoder. Statens vegvesen rapport nr. 733
18. Wiik, M. (2009), Refraksjonsseismiske undersøkelser Ringveg vest, byggetrinn 2 Sandeide-Liavatnet. GeoPhysix rapport nr. 09171.
19. Wisén, R. (2008), Refraksjonsseismiske undersøkelser for fellesprosjektet E6-Dovrebanen. Rapport juli 2008, Rambøll Danmark AS.
20. Ganerød, G. V., Dalsegg, E., Rønning, J.S. (2010): Geologiske og geofysiske undersøkelser for tunnelstrekningen Sandeide-Liavatnet, Ringveg Vest, Bergen. NGU rapport 2009.077
21. Tassis, G., Tsourlos, P., Rønning, J.S, Dahlin, T. (2014), Detection and characterisation of fracture zones in bedrock in a marine environment – possibilities and limitations. NGU Report no. 2013.017.
22. Lile O.B., Backe K.R., Elvebakk H. & Buan J.E. (1994). Resistivity measurements on the sea bottom to map fracture zones in the bedrock underneath sediments. Geophysical Prospecting, 42, 813-824.
23. Hagelia P (1994). Detection of leakage sensitive joint systems using resistivity measurements in connection with subsea tunnels. In: J. Krokeborg (ed.), Strait Crossings, Balkema, 371-378.
24. Norges geologiske undersøkelse (2018): Kartlegging av svakhetssoner i berg med 2D resistivitet: Veiledning. Statens vegvesen rapport nr. 305.
25. Geophysix (2014): Rapport G-105. Seismisk Tomografi og Borehullsradar, datarapport. Rv 23 Oslofjordtunnelen.
26. Aas-Jakobsen/Multiconsult (2015): G-221 Ingeniørgeologisk rapport Oslofjordtunnelen.
27. Miljødirektoratet: Mellomlagring og sluttdisponering av jord- og steinmasser som ikke er forurenset. M-1243.
28. Statens vegvesen (2003): Motorveg E18 Grimstad-Kristiansand. Sulfidførende gneisar: Sur avrenning, konsekvensar og avbøtande tiltak. Teknologiavdeling, Oppdrag I-279A, rapp. nr. 1.
29. Fjermestad H., Hagelia P. og Thomassen T (2017): Utlekkingsforsøk med svartskifer fra Rv 4, Hadeland». Statens vegvesen rapport nr. 665.
30. Fjermestad H., Gundersen E. og Hagelia P. (2018): Nyttiggjøring av svartskifer på Rv 4 Gran – Lokal lagring av massar med alunskifer. Fjellsprengingsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 20, 1-19.
31. Pearce A.T. (2018): A mineralogical and geochemical description of potentially acid-producing gneisses from the Lillesand area. Implications for leaching behaviour. Master thesis, University of Oslo.

32. Karlsrud, K., Erikstad, L., Snilsberg, P. (2003): Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø. Publikasjon nr. 103 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
33. Hagelia, P. (1992): Semi-quantitative estimation of water shielding requirements for subsea road tunnels using geological and hydrological data. Statens vegvesen Intern rapport 1569.
34. Hagelia, P. (2018): Oppsummering av tilstandsutvikling i sprøytebetong som bergsikring i ulike tunnelmiljø. Etatsprogrammet Varige konstruksjoner. Statens vegvesen rapport nr. 566.
35. Selmer-Olsen R (1981): Betragtninger over store vannlekkasjer i dyptliggende tunneler. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1981. Tapir, Trondheim.
36. ISRM 1978: Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 16:3:195-2014.
37. V220 Geoteknikk i vegbygging. Statens vegvesen 2018.
38. Norges geotekniske institutt: Håndbok Bruk av Q-systemet.
39. Barton, N. (2003): Teoretisk og empirisk forståelse av forinjeksjon og mulighet for redusert sikringsmengde i utvalgte tunnelstrekninger (Miljø- og samfunnstjenlige tunneler). Statens vegvesen Intern rapport nr. 2323.
40. Iversen, E. (2018): Bergkvalitet og Q-verdier i Kvernundtunnelen. Sammenligning mellom forundersøkelser og tunnelkartlegging. Statens vegvesen rapport nr. 676.
41. NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Standard Norge.
42. Vegnormal N200 Vegbygging. Statens vegvesen 2018.
43. Kaynia, A.M., Torgersrud, Ø., Johansson, J., Bruun, H., Haugen, H. (2017): Jordskjelvdessign i Statens vegvesen. Anbefalinger for geoteknikk prosjektering av vegger og samvirke jord/ konstruksjoner. Statens vegvesen rapport nr. 604.
44. Vegnormal N400 Bruprosjektering. Statens vegvesen.
45. Barton, N. (1984): Effect of rock mass deformation on tunnel performance in seismic regions. Advances in Tunnelling Technology and Subsurface Use, 4(3):89–99.
46. Tshering, T. (2011): The Impact of Earthquakes on Tunnels in different Rock Mass Quality Q. A numerical analysis. Master Thesis in Geosciences, University of Oslo.
47. Lynneberg, T.E. (1990): Geologisk rapport, rapport nr. Z-196A: E18 Tunnel gjennom Hanekleiv. Geologisk undersøkelse. Rapport nr.2, juni 1990. Veglaboratoriet.
48. Backer, L. (1997): Sentrumsring Drammen Parsell Bragernes – Fjelltunnel. Ingeniørgeologisk beskrivelse for anbud. NGI rapport 960073-1, Rev. 2, 16. Juni 1997.
49. Norges vassdrags- og energidirektorat (2017): Veileder nr. 1-2017. Veileder til vannressursloven og NVEs behandling av vassdrags- og grunnvannstiltak.
50. Norsk Betongforening Publikasjon nr. 7 Sprøytebetong til bergsikring.
51. Li, Charlie Chunlin (2017): Rockbolting – principles and applications, Butterworth-Heinemann Elsevier, 269 pp.
52. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2020): Håndbok nr. 11 Bergbolting.
53. R761 Prosesskode 1 Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter. Statens vegvesen 2018
54. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2010): Håndbok nr. 06. Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg.
55. Klüver, B.H. og Kveen, A. (2004): Berginjeksjon i praksis. Publikasjon nr. 104 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
56. Andersson, H. (2005): Injeksjon – erfaringer fra Jong-Askertunnelene. Statens vegvesen Teknologirapport nr. 2424.
57. Høien, A. H. and Nilsen, B. (2014): Rock Mass Grouting in the Løren Tunnel: Case Study with the Main Focus on the Groutability and Feasibility of Drill Parameter Interpretation. Rock Mech Rock Eng 47(3): 967-983.
58. NS-EN 12715 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Injeksjon. Standard Norge.
59. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2008): Teknisk rapport nr. 08. Sikkerhet ved berginjeksjon.
60. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2008): Håndbok nr. 05. Tung bergsikring i undergrunnsanlegg.
61. NS-EN 1992-1-1 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Standard Norge
62. NS-EN 14488 Prøving av sprøytebetong. Standard Norge.
63. Høien, A.H, Humstad, T., Kveen, A. (2013): Kartlegging under driving med Novapoint Tunnel. Etatsprogrammet Moderne vegtunneler. Statens vegvesen rapport nr.193.
64. R512 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø i vegtunneler under drift. Statens vegvesen 2020.
65. Lindstrøm, M., Magnussen, A.W. og Langelid, A. (2013): Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler. Statens vegvesen rapport nr. 199.

Vedlegg

- A Innhold i geologiske rapporter i hvert plannivå**
- B Kartgrunnlag for geologisk kartlegging – bestilling**
- C Veiledning ved vurdering av bestemmelse av bergsikringsmengder**

Vedlegg A Innhold i geologiske rapporter i hvert plannivå

N500, kapittel 2 ligger til grunn for rapportering og presentasjon i geologiske rapporter

	Tidlig planfase	Kommunedelplan	Reguleringsplan	Konkurransesgrunnlag
Hovedhensikt	Grunnlag for vurdering av gjennomførbarhet. Vurdere traséalternativer. Redusere antall alternativer. Kostnadsoverslag.	Geologisk grunnlag for valg av veglinjealternativ. Anbefale trasé. Kostnadsoverslag.	Grunnlag for prosjektering og utarbeidelse av konkurransegrunnlag. Kostnadsoverslag.	Gi entreprenøren grunnlag for egne tolkninger og vurderinger av grunnforholdenes betydning.
Kartgrunnlaget	Laserskanning utføres om det ikke allerede er gjort	Gode kart forutsettes		
Grunnlagsmateriale annet	Grundig litteratursøk	Supplerende litteratursøk	Alle undersøkelser utført	
Innledningen	Topografisk oversiktskart og geologiske kart, med tunneltraseer inntegnet			
Inndeling i en faktadel og en tolkningsdel?	Ikke påkrevd	Ikke påkrevd, men anbefales. Det bør komme frem i teksten hva som er fakta og hva som er tolkning.	Ja, tydelig inndeling i en faktadel og en tolkningsdel etter en felles innledning	
Geologiske kart	Målestokk fra 1:1000 til 1:5000 i A3	Målestokk 1:1000 i A3		
Geologiske lengdeprofiler, høyde/lengde 1:1	Ja	Ja	Ja, målestokk 1:1000 i A3	
Egne geologiske kart og profiler av påhugsområdene og andre kritiske områder	Ikke påkrevd. Spesielt vanskelige påhugsområder bør beskrives.	Ikke påkrevd. Spesielt vanskelige påhugsområder beskrives.	Målestokk 1:500 til 1:1000	Målestokk 1:500 til 1:1000
Beskrivelse av bergarter, foliasjon, strukturer og andre geologiske observasjoner	Hovedtrekk - Oversikt over områdets geologi, beskrivelse av strukturgeologiske forhold av betydning for gjennomførbarhet og valg mellom alternativer. Lineamentsstudier fra kart og oversiktsfoto eller andre digitale karttjenester.	Videre - Oversikt over områdets geologi, beskrivelse av strukturgeologiske forhold av betydning for valg av alternativ. Lineamentsstudier fra kart og oversiktsfoto eller andre digitale karttjenester.	Beskrivelse av bergarter, foliasjon, strukturer m.m. i faktadel. Tolkninger av geologiske forhold i tolkningsdel: bergartsgrenser, bruddstrukturer og svakhetssoner.	
Analyse av sprekke tetthet og sprekkeorientering. Sprekkerose og stereoplott	Ev. sprekke målinger langs trasé presenteres	Sprekke målinger langs trasé presenteres	Presenteres i faktadelen	
Resultater av grunnboringer	Inn på kart og profiler. Settes inn i geologisk sammenheng.		Inn på kart og profiler, faktadelen. Settes inn i geologisk sammenheng, tolkningsdel.	
Resultater av eventuelle kjerneboringer	Inn på kart og profiler. Settes inn i geologisk sammenheng.		Inn på kart og profiler, faktadelen. Settes inn i geologisk sammenheng, tolkningsdel.	
Resultater av eventuelle geofysiske undersøkelser	Inn på kart og profiler. Settes inn i geologisk sammenheng.		Inn på kart og profiler, faktadelen. Settes inn i geologisk sammenheng, tolkningsdel.	
Resultater av eventuelle andre undersøkelser og målinger	Inn på kart og profiler. Settes inn i geologisk sammenheng.		Inn på kart og profiler, faktadelen. Settes inn i geologisk sammenheng, tolkningsdel.	
Kvalitet på steinmaterialer	Generell vurdering	Ja	Resultater av utførte kvalitetsanalyser i faktadel.	
Spesielle lokale hensyn	Beskrives	Beskrives	Beskrives	Beskrives
Utførte feltkartlegginger	Alle data fra feltkartlegging beskrives i alle planfaser			
Undersøkelser generelt	Alle undersøkelser som er utført før/i en planfase tas med i rapporten			

	Tidlig planfase	Kommunedelplan	Reguleringsplan	Konkurransesgrunnlag
Bergmasseklassifisering (Q-verdier, inkl. inngangsparametere)	Ikke påkrevd	Ikke påkrevd. Anbefales	Ja, tolkningsdel	
Sikringsestimat	Ja	Ja	Ja, tolkningsdelen	Nei (er med andre steder i konkurransegrunnlaget)
Løsmasser og geotekniske forhold. Konsekvenser for skredfare, setninger og miljø	Beskrives generelt. Vekt på plassering og utforming av påhugg.	Beskrives detaljert. Vekt på plassering og utforming av påhugg.	Kart som viser bart berg/løsmasser, faktadel. Detaljert beskrivelse, tolkningsdel.	
Hydrogeologiske forhold, eventuelle brønner og vannmagasiner	Beskrives generelt. Hydrogeologiske forhold av betydning for gjennomførbarhet og valg mellom alternativer.	Beskrives detaljert. Hydrogeologiske forhold av betydning for valg av alternativ.	Kart og resultat av undersøkelser, faktadel. Detaljert beskrivelse, tolkningsdel.	
Anbefalt innlekkasjenivå for å unngå skadelig poretrykksekning	Problemkomplekset beskrives	Problemkomplekset beskrives med løselig anslag	Anbefalt maksimal innlekkasje (liter/minutt/100m), tolkningsdel	
Antatt omfang av injeksjonsarbeider	Generell vurdering	Løselige anslag	Ja, tolkningsdel	Nei (er med andre steder i konkurransegrunnlaget)
Miljøgeologiske forhold	Potensielle forurensende bergmasse beskrives	Miljøgeologiske forhold av betydning for valg av alternativ. Behov for spesialdeponi.	Behov for spesiell håndtering/deponering av forurensede masser, tolkningsdel.	Behov for spesiell håndtering/deponering av forurensede masser, tolkningsdel.
Påpekning av eventuelle forhold som kan ha betydning for boring og sprengning (boreavvik, ladevansker o.a.)	Nei, men dersom det er spesielt vanskelige bergarter beskrives dette. (alunskifer, kvartsitter, monzonitter etc.)	Nei, men dersom det er spesielt vanskelige bergarter beskrives dette. (alunskifer, kvartsitter, monzonitter etc.)	Tolkningsdelen	
Sannsynlighet for å påtreffe høye/lave bergspenninger	Ja	Ja	Ja, tolkningsdelen	
Påpekning av usikkerheter eller spesielle risikoer.	Ja			
Referanseliste alle rapporter og annet som rapporten bygger på.	Ja			

Vedlegg B Kartgrunnlag for geologisk kartlegging – bestilling

Bestilling av kart til bruk ved geologisk registrering

Prosjektopplysninger	
Bestilt av:	
Region:	
Enhet:	
Kontaktperson:	
E-post:	
Telefon:	
Sendes til:	
Region:	
Prosjektnavn:	
Prosjektnr:	
Delprosjektnr:	
Fasenr:	
Arkivref:	

Hva skal kartet brukes til?

Kartet brukes til registrering i forbindelse med geologiske forundersøkelser i felt, samt til digitalisering av registreringene. Det benyttes papirkart i felt, men kartet leveres i tillegg på digital form slik at det kan brukes ved digitalisering. Kartets innhold og opptegning brukes som grunnlag for å tegne inn geologiske registreringer som skraverte og fargelagte polygoner, symboler og tekst for hånd.

Kartets nøyaktighet i grunnriss og høyde:

FKB-data foreligger med følgende nøyaktighet: +/- 0,2 m til 2 m avhengig av objekttype og datafangstmetode. Dette anses som god nok nøyaktighet for geologisk registrering. Hvis det finnes terrengmodeller med bedre nøyaktighet i vegprosjektet (f. eks etter flybåren skanning) brukes disse som grunnlag for høydekotene i kartet.

Geografisk plassering og utstrekning:

Kartene dekker hele tunnelstrekningen med alle alternativer, og viser tilstrekkelig bred korridor med tanke på mulig omlegging av trasé(er).

Kartet dekker område som vist på vedlagte kartutsnitt.

Kartet dekker arealet til x m utenfor anleggsgrensen for vegprosjektet.

Kartet dekker inntil x m på hver side av prosjektert/planlagt vegs senterlinje.

Kartet innhold:

Objekter i kartet tegnes med omriss i svart-hvitt.

Kartet er uten fargelagte/skraverte flater.

Planlagt/prosjektert veg vises på kartet.

Planlagt/prosjektert tunnelstrekk vises på kartet.

Det fremgår tydelig hvor tunnel starter og slutter.

For veg og tunnel gjelder det at hele tverrsnittet vises, ikke bare senterlinjen.

Terrengformer beskrives med høydekoter med 1m ekvidistanse og tellekoter pr 5 meter.

Høydepåskrift på 5m kotene.

I områder som grenser mot vann/sjø/elv/bekk osv. tas også koter under vannflaten med.

Der det finnes grunnboringer vises borepunkt i kartet.

Følgende FKB-tema (definert i [FKB-produktspesifikasjoner](#)) inngår i kartet:

Tema:	Skal inngå:
FKB-Generell del (pdf)	
FKB-Høydekurve (pdf)	
FKB-Vann (pdf)	
FKB-AR5 (pdf)	
FKB-Bygning (pdf)	
FKB-BygnAnlegg (pdf)	
FKB-PblTiltak (pdf)	
FKB-PblTiltak (forenklet versjon) (pdf)	
FKB-LedningVA (pdf)	
FKB-Ledning	
- Forvaltning LedningEl (pdf)	
- Forvaltning LedningBelysning (pdf)	
- Forvaltning LedningBane (pdf)	
- Forvaltning LedningEkorn (pdf)	
- Vedlegg 1 til FKB-Ledning (pdf)	
FKB-Arealbruk (pdf)	
FKB-Naturinfo (pdf)	
FKB-Veg (pdf)	
FKB-Vegnett (pdf)	
Fotogrammetrisk FKB-Vegnett (pdf)	
FKB-Bane (pdf)	
FKB-Lufthavn (pdf)	
FKB-TraktorvegSti	
FKB-Presentasjonsdata (pdf)	
FKB-samletabell (pdf)	

FKB=Felles kartdatabase (www.kartverket.no)

Krav til det digitale kartets dataformat og koordinatreferansesystem:

Kartet leveres som vektor-kart på SOSI-format.

Kartet foreligger i vegprosjektets vedtatte koordinatreferansesystem og sone.

Hvis det ikke er vedtatt koordinatsystem for vegprosjektet opplyses det om hvilket koordinatreferansesystem og sone kartet leveres i for grunnriss og høyde.

Krav til papirkartets arkformat og målestokk:

Papirkartet leveres på Ax format.

Papirkartet leveres i målestokk 1:x

(f. eks 1:500 der 1 cm på kartet = 5m i virkeligheten).

Vedlegg C

Veiledning ved vurdering av bestemmelse av bergsikringsmengder

Berg- masse- klasse	Q-verdi	Sikrings- klasse	Permanent bergsikring T9,5					Bolter				Sprøytebetong ⁵						
			Bolter (c/c i m)	Sprøytebetong tykkelse	Spr. bet. buer c/c	For- bolter c/c	Sålestøp	Utvidet profil	Salve- lengde	Bolter pr.	Bolter pr. meter	Bolter pr. salve ⁴	For- bolter	m ³ pr. meter	m ³ pr. salve ³			
A/B	>10	I	spredd	80 mm	E700													
C	10-4	II	2,0	80	E700													
D	4-1	III	1,75	100	E1000													
E1	1-0,2	IVa	1,5	150	E1000													
E2	0,2-0,1	IVb	1,5	150	E1000	2-3 m	0,3 m	vurderes										
F	0,1-0,01	V	1,0-1,5	150-250	E1000	1,5-2 m	0,2-0,3m	ja										
G	<0,01	VI																

Berg- masse- klasse	Q-verdi	Sikrings- klasse	Permanent bergsikring T12,5					Bolter				Sprøytebetong ⁵						
			Bolter (c/c i m)	Sprøytebetong tykkelse	Spr. bet. buer c/c	For- bolter c/c	Sålestøp	Utvidet profil	Salve- lengde	Bolter pr. rast	Bolter pr. meter	Bolter pr. salve ⁴	For- bolter	m ³ pr. meter	m ³ pr. salve ³			
A/B	>10	I	spredd	80 mm	E700													
C	10-4	II	2,0	80	E700													
D	4-1	III	1,75	100	E1000													
E1	1-0,2	IVa	1,5	150	E1000													
E2	0,2-0,1	IVb	1,5	150	E1000	2-3 m	0,3 m	vurderes										
F	0,1-0,01	V	1,0-1,5	150-250	E1000	1,5-2 m	0,2-0,3m	ja										
G	<0,01	VI																

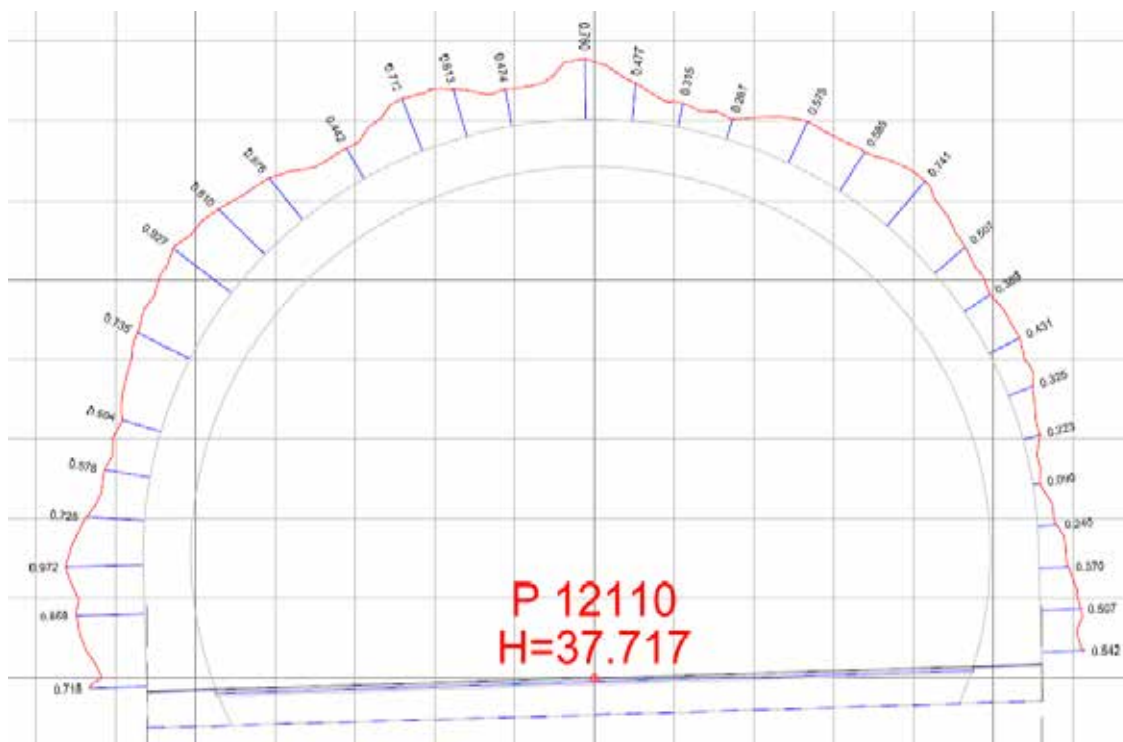
¹Buelengde 21 m

²Buelengde 24 m

³Prellapfaktor = 1,05 og ujevnhetsfaktor = 1,45. Ikke justert for tykkere lag. For beregningsgrunnlag se NB7 [50].

⁴Antallet avhenger av tilpasningen til siste rast på forrige salve

⁵Mengde til sprøytebetongbuer kommer i tillegg



Virkelig sprengningsprofil (rødt på figuren) er en mer eller mindre ujevn linje utenfor teoretisk sprengningsprofil. Ved tung sikring utvides profilet for å ta hensyn til tykkelse på buene, ev. annen sikring.



www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker

ISBN 978-82-7207-782-1

Tryggere, enklere og grønnere reisehverdag