



Tunnelveiledning

VEILEDNING

Håndbok V520



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.

Tunnelveiledning

V520 i Statens vegvesens håndbokserie

Forsidefoto: Terje Kirkeby

ISBN: 978-82-7207-757-9

Forord

V520 Tunnelveiledning gir utfyllende veiledning, anbefalinger mv. til kravene i vegnormal N500 Vegtunneler.

V520 Tunnelveiledning ble utgitt første gang i 2016 som foreløpig utgave.

V520 gjelder fra januar 2020.

Deler av innholdet er revidert og ny tekst er lagt til i noen kapitler, se oversikt i kapittel 1. Innholdet i kapitlene varierer i omfang fordi veiledningsstoff som gjelder generelt for veier er knyttet til øvrige normaler.

Kapittelinnstillingen (nivå 1) følger kapittelnummerering i N500 Vegtunneler.

Statens vegvesen Vegdirektoratet, januar 2020.

Innhold

	Forord	3
1	Innledning	7
	1.1 Oversikt over innhold	7
	1.2 Aktuelle lover og forskrifter	7
2	Geologiske forundersøkelser	9
	2.1 Generelt	9
	2.2 Omfang og kontroll etter Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering	9
	2.3 Kart og kartgrunnlag	11
	2.4 Forundersøkelsesmetoder	13
	2.5 Bergmasseklassifisering	24
	2.6 Rapportering og presentasjon i geologiske rapporter	25
	2.7 Geologisk kartlegging og rapportering i tidlig planfase	31
	2.8 Geologisk kartlegging og rapportering til kommunedelplan	32
	2.9 Geologisk kartlegging og rapportering til reguleringsplan	34
	2.10 Geologisk rapport til konkurransegrunnlag	35
	2.11 Geologiske undersøkelser for nytt tunneløp ved siden av eksisterende løp	40
	2.12 Presentasjon av geologi i 3D-modeller	40
3	Geometrisk utforming	43
	3.1 Generelt	43
	3.2 Linjeføring	43
	3.3 Kryss	43
	3.4 Gang- og sykkeltrafikk i tunnel	43
	3.5 Overgang mellom tunnel og veg i dagen	44
	3.6 Utstyr og installasjoner utenfor tunnel	44
	3.7 Tunnelportal	45
	3.8 Utvidelse for snunisje	45
	3.9 Nødutganger	46
4	Sikkerhetstiltak	47
	4.1 Generelt	47
	4.2 Sikkerhetstiltak og sikkerhetsutrustning	47
	4.3 Brannsikring	49
5	Skilt og signaler	51
	5.1 Generelt	51
	5.2 Trafikkskilt for tunneler	51
6	Arbeider foran stuff og stabilitetssikring	52
	6.1 Generelt	52
	6.2 Sikringsmetoder og sikringsklasser	52
	6.3 Etablering av forskjæring og påhugg	55
	6.4 Langhullsboring og forinjeksjon	60

6.5	Tetthetskrav og innlekkasjemålinger	65
6.6	Driving og sikring fram mot og gjennom svakhetssoner	68
6.7	Belastningssituasjon og bærevirkning for bergforsterkning	70
6.8	Utforming og utførelse av sprøytebetongbuer	73
6.9	Omfang og kontroll i byggefasen etter Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering	92
7	Vann- og frostsikring i tunnel	94
7.1	Generelt	94
7.2	Frost i tunneler	94
7.3	Konstruksjonstyper	97
7.4	Konstruksjonsdetaljer	99
8	Drenering	104
8.1	Generelt	104
8.2	Håndtering av vann i anleggs- og driftsfase	104
8.3	Kummer for sløkkevann	105
8.4	Pumpestasjoner, pumpeledninger	105
9	Tekniske anlegg	106
9.1	Generelt	106
9.2	Belysning i tunneler	106
9.3	Ventilasjon	106
10	Ytre miljø	118
10.1	Generelt	118
10.2	Vannhåndtering i tunnel	119
10.3	Støy ved tunnelåpninger	120
10.4	Utslipp av gasser og partikler	122
11	Dokumentasjon	123
11.1	Generelt	123
11.2	Geologisk sluttdokumentasjon	123
12	Drift, vedlikehold, oppgradering	125
12.1	Generelt	125
12.2	Inspeksjon av berg og bergsikring	125
	Referanser	126
	Vedlegg	130
A	Innhold i geologiske rapporter i hvert plannivå	130
B	Kartgrunnlag for geologisk kartlegging – bestilling	132
C	Veiledning ved vurdering av bestemmelse av bergsikringsmengder	134
D	Geologisk sluttdokumentasjon - eksempler	136

1 Innledning

V520 Tunnelveiledning inneholder veiledende tekst til N500 Vegtunneler [1]. Veiledningen underbygger og utdyper kravene i N500, gir anbefalinger og viser gode løsninger.

V520 gjelder ved planlegging og prosjektering av alle typer vegtunneler, samt bygging/ arbeider foran stuff, jf. kapittel 6.

1.1 Oversikt over innhold

Innholdet i V520 er i all hovedsak knyttet direkte til tunneler. Innholdet i kapitlene varierer i omfang fordi veiledningsstoff som gjelder generelt for veger er knyttet til øvrige normaler. En kort oversikt over innhold i de ulike kapitlene er gitt i det følgende:

- Kapittel 2: Veiledning til vegnormal N500, kap. 2.
- Kapittel 3: Veiledningsstoff om overgang veg – tunnel. For øvrig vises det til vegnormal N100 Veg- og gateutforming [2] og V120 Premisser for geometrisk utforming av veger [3].
- Kapittel 4: Sikkerhetsdokumentasjon og sikkerhetsgodkjenning er beskrevet i håndbok R511 [4]. Eksempel på tilpasninger til universell utforming for tunnel der dette er nødvendig. Kap. 4 inneholder noe veiledningsstoff som gjelder sikkerhetsutstyr, og brannsikring i tunnel.
- Kapittel 5: Her gjelder normaler, retningslinjer og veiledninger tilknyttet skilt, signaler og vegoppmerking. Det er vist noen eksempler på skilt i tunnel.
- Kapittel 6: Veiledning til vegnormal N500, kap. 6.
- Kapittel 7: Veiledning til vegnormal N500, kap. 7.
- Kapittel 8: Veiledningsstoff som gjelder drenering og håndtering av vann i tunnel. For øvrig gjelder vegnormal N200 Vegbygging [5] og tilhørende veiledninger.
- Kapittel 9: Krav til elektriske anlegg gjelder hele vegnettet og finnes i vegnormal N601 Elektriske anlegg [6] og tilhørende veiledninger m.m. Veiledning til belysning, se V124 Teknisk planlegging av veg- og tunnelbelysning [7]. Kapitlet inneholder veiledningsstoff til ventilasjon, beregninger osv.
- Kapittel 10: Ytre miljø. Veiledningsstoff om støv og støytiltak i tunneler. Veiledningsstoff om støv/partikler i tunneler.
- Kapittel 11: Veiledning til vegnormal N500, kap. 11.
- Kapittel 12: Nytt kapittel i V520. Omhandler noen temaer knyttet til drift og vedlikehold av tunneler, samt referanser.
- Vedlegg tilhørende denne veiledningens kapittel 2 og kapittel 11.

1.2 Aktuelle lover og forskrifter

Nedenfor følger en oversikt over lover og forskrifter som er aktuelle ved planlegging og bygging av vegtunneler. Se lovdata.no.

- **Tunnelsikkerhetsforskriften** (Forskrift om minimum sikkerhetskrav til visse vegtunneler)
- **Tunnelsikkerhetsforskrift for fylkesveg m.m.** (Forskrift om minimum sikkerhetskrav til visse tunneler på fylkesvegnettet og kommunalt vegnett i Oslo)
- **Arbeidsmiljøloven**
- **Plan- og bygningsloven**
- **Forurensningsloven**
- **Lov om vassdrag og grunnvann (vannressursloven)**
- **Kulturminneloven**
- **Naturmangfoldloven**

- **Brann- og eksplosjonsvernloven**
- **Produktkontrollloven**
- **Lover som omhandler elektriske anlegg og elektrisk utstyr**
 - Lov om tilsyn med elektriske anlegg og elektrisk utstyr
 - Lov om elektronisk kommunikasjon
- **Maskindirektivet, Lavvoltsdirektivet, EMC-direktivet.**
- **Andre særlover er blant annet:**
 - Havne- og farvannsloven
 - Kommunehelsetjenesteloven
 - Viltloven
 - Lakse- og innlandsfiskeloven
 - Reindriftsloven
 - Jordloven
 - Skogbruksloven.

2 Geologiske forundersøkelser

2.1 Generelt

I vegnormal N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 2 krav til geologiske forundersøkelser og geologiske rapporter.

I dette kapittelet gis utfyllende kommentarer og veiledning til temaer som utføres og rapporteres i hver av planfasene. Omfanget av hva som utføres og rapporteres avhenger av plannivå [1].

For geotekniske undersøkelser vises det til vegnormal N200 Vegbygging [5] og V220 Geoteknikk i vegbygging [8].

Håndbok R760 Styring av vegprosjekter [9] og R764 Anslagsmetoden [10] gir krav til nivå for kostnadsoverslag i de ulike planfasene.

Vedlegg A gir en oppsummering av forundersøkelser og rapportering i de ulike planfasene. Tabellen er et supplement til kap. 2.7-2.10.

2.2 Omfang og kontroll etter Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering

2.2.1 Geoteknisk kategori og kontrollnivå

Geoteknisk kategori og kontrollnivå iht. Eurokode 0 (NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [11]) og Eurokode 7 (NS-EN 1997 Geoteknisk prosjektering [12]) angis i geologiske rapporter, se nærmere beskrivelse i N500 [1] og N200 [5].

Prosjekter klassifiseres i geotekniske kategorier (1, 2 og 3) avhengig av kompleksitet og risiko. Ulike deler av et prosjekt kan ha ulik geoteknisk kategori.

Vegnormal N500: Alle vegtunnelprosjekter skal i utgangspunktet ligge i geoteknisk kategori 3.

I N500 er tunnelstrekninger der geoteknisk kategori 3 (GK3) beholdes gjennom prosjektering og bygging gitt:

Vegnormal N500:

Geoteknisk kategori 3	Merknad
Undersjøiske tunneler	
Tunnelpåhugg	
Tunneler/tunnelstrekninger i tettbygd strøk/byområder	
Liten bergoverdekning, dvs. strekninger der bergoverdekning \leq tunnelverrsnittet (teoretisk sprengningsprofil)	
Tunnel/tunnelstrekninger der det forventes ugunstige grunn- og stabilitetsforhold, eller en kombinasjon av flere uheldige forhold	Eksempler: Nærhet til andre bygg, konstruksjoner og tunnelrom, strenge tetthetskrav, bergspenninger, etc. Også kombinasjoner som spesielle bergarter og/eller sprekkemønster og stor spennvidde).

For undersjøiske tunneler, se kap. 2.7.

I henhold til Eurokode 7 [12] skal også anleggets påvirkning på miljøet vurderes. Tunneler med forurensende bergmasse krever særskilte tiltak i forbindelse med tunneldriving, ofte med behov for systematisk oppfølging og klassifisering av bergarter på stoff. Tunnelstrekninger med innslag av forurensende bergmasse plasseres i geoteknisk kategori 3.

En eventuell nedklassifisering av deler av prosjektet til geoteknisk kategori 2 dokumenteres skriftlig med bakgrunn i dokumentert godt og forutsigbart berg og vurdering av annen kompleksitet og risiko. Nedklassifiseringen kontrolleres i utvidet kontroll. Geoteknisk kategori 1 er aldri aktuelt for vegtunneler.

For tunneler er sammenhengen mellom geoteknisk kategori, konsekvensklasse, pålitelighetsklasse, prosjekteringskontrollklasse (PKK) og utførelseskontrollklasse (UKK) gitt i tabell 2.1.

Tabell 2.1 Sammenheng mellom geoteknisk kategori og kontrollklasse

Geoteknisk kategori	Konsekvensklasse (CC)	Pålitelighetsklasse (RC)	Prosjekteringskontrollklasse (PKK)	Utførelseskontrollklasse (UKK)
3	CC3	RC3 (/RC4)	PKK3	UKK3
2	CC2	RC2	PKK2	UKK2

Områder/objekter i geoteknisk kategori 3 skal gjennom en faglig utvidet kontroll i planfase (PKK3) og i byggefase (UKK3). Den utvidede kontrollen er uavhengig av den som har prosjektert (PKK3) og den utførende (UKK3). Foretak som er delaktig i utførelsen, for eksempel ved anvisning av permanentsikring, er ikke uavhengig og kan dermed ikke utføre kontrollen. Dersom noe omprosjekteres i byggefase gjennomføres ny utvidet kontroll før bygging.

2.2.2 Utvidet kontroll av geologiske rapporter etter Eurokode 7

Vegnormal N500: Kontroll skal initieres i forbindelse med de første geologiske forundersøkelsene og planleggingsarbeidene, og følger deretter prosjektet gjennom prosjektering, utbygging og inn i driftsfasen

Faglig utvidet kontroll av geologiske rapporter foretas i alle faser, t.o.m. rapport til konkurransegrunnlag.

Vegnormal N500: Kontroll skal omfatte planleggings- og prosjekteringsforutsetninger, omfang av geologiske forundersøkelser, sikkerhetsnivå, beregninger, beskrivelse, tegninger, kontrollplaner etc.

Utvidet kontroll baseres på geologisk rapport inkludert kart og profiler og ev. 3D-modell. Det er vanligvis ikke nødvendig med egne befaringer i felt.

Noen sjekkpunkter:

- Rapport nr. , Versjon nr.
- Planfase (innhold og omfang i rapporter sjekkes mot krav i N500 [1] og denne veiledningens kapittel 2).
- Generell tekst: med kommentarer; utført geologisk rapport/ kapitler/ kart/ temaer. Eventuelle mangler presenteres med henvisning til kap. nr./ sidetall/ tegningsnummer i tekst i kontrollnotat og/eller i tabellform (se eksempel i tabell 2.2).
- Er nødvendig grunnlagsmateriale med/ikke med (f.eks. resultater fra tidligere rapporter).
- Er dokumentasjon for eventuell foreslått nedklassifisering til geoteknisk kategori 2 holdbar eller ikke.
- Vedlegg og tegninger.

I kontrollnotatet angis presise punkter for utsjekk eller endring. Dette presenteres fortrinnsvis i tabellform, se eksempel i tabell 2.2. Utdypende kommentarer kan gis i generell tekst.

Tabell 2.2 Forslag til tabell for presentasjon av kontrollpunkter ved utvidet kontroll

Kap. / kart, Side nr.	Kort henvisning til tekst/innhold i geologisk rapport	Mangler/ kommentarer	Utsjekk fra prosjektleder
	Tema, kart og profiler	Iht. N500	Tilbake for oppretting?
			Tatt til følge/ ikke tatt til følge

Tabell 2.3 Saksgang for utvidet kontroll av geologiske rapporter etter N500 [1] og Eurokode 7 [12]

Saksgang	Merknader
Utvidet kontroll: konsulent gjennomgår rapport som er utarbeidet i Statens vegvesen, og omvendt. Ev. benyttes et annet konsulentfirma.	Bestilling i byggherrens regi
Kontrollen skal sikre at kravene i N500, mht. geologiske undersøkelser og rapporter er fulgt.	Detaljering av kravene er gitt i denne veiledningen. Egne befaringer utføres ikke, hvis ikke dette er bestilt spesielt.
Utført kontroll i notat til prosjektleder. Ved mangler i geologisk rapport sendes rapporten tilbake til utførende geolog for retting/ omarbeiding til bestilt resultat. Rapportene merkes med versjon nr.	Bestilling av kontroll spesifiserer om et ferdig utkast av rapporten gjennomgås/ kommenteres og deretter fullføres, før selve kontrollen av endelig rapport.
Utvidet kontroll leveres i form av notat (f.eks. inkludert en sjekkliste med punkter).	Prosjektleder (i samråd med egne geologer/bergkyndige) sjekker ut punktene (ok / ikke tatt til følge).
Notat fra kontrollen vedlegges geologisk rapport i videre saksgang og utgjør del av sluttokumentasjonen.	

2.3 Kart og kartgrunnlag

2.3.1 Generelt

Krav til målestokk ved geologisk kartlegging og rapportering i ulike planfaser er gitt i [1].

Det anbefales at godt kartgrunnlag med kotegrunnlag fra laserskanning med ekvidistanse 1 m er tilgjengelig tidligst mulig og senest ved oppstart av geologisk feltkartlegging for kommunedelplan.

2.3.2 Bestilling av kart til geologisk feltkartlegging

Kartet bestilles fra vegprosjektet, siden planlagt/prosjektet veg inngår i kartet.

Bestillingsskjema i Vedlegg B kan brukes for å bestille kart fra prosjektet.

Ved bestilling av kart kan det geografiske området kartet dekker 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.

2.3.3 Andre kart- og bildeprodukter

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

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

3D-bilder kan finnes på ulike nettbaserte tjenester.

2.3.4 Oversiktskart i geologiske rapporter

I geologiske rapporter presenteres topografisk oversiktskart med tunneltrasé og profilnummer inntegnet, som 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 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 ulike skredtyper og oversvømmelser 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 et bredt spekter av geografiske temadata som blant annet eksisterende vanttunneler og vassdrag, vannkraft, vindkraft og nettanlegg. I karttjenesten NEVINA (nedbørfelt og vannføringsindeksanalyse) fås blant annet beregnet nedbørfelt, feltparametre, og såkalte indekser, for et fritt valgt punkt i et vassdrag.

Nasjonal grunnvannsdatabase, GRANADA, inneholder data fra alle 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 pukkforekomster, og en mineralressursdatabase med oversikt over landets forekomster av metaller (malm), industrimineraler og natursteinmineralressurser. Kart finnes på ngu.no, men gir ingen samlet oversikt over berg- og mineralressurser med potensial for næringsutvikling på lenger sikt.

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

Direktoratet for mineralforvaltning (dirmin.no) har en kartløsning med geografisk oversikt over bergrettigheter.

Det er videre nødvendig å skaffe fram kartmessig oversikt over forurenset grunn og vannressurser, særlig truede naturtyper (artsdatabanken.no), lokaliteter som benyttes til undervisning av universiteter og skoler, samt kulturminner som kan påvirkes av tunnelprosjektet.

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 [13].

Håndbok R211 Feltundersøkelser [14] inneholder metodebeskrivelser for feltundersøkelser og R210 Laboratorieundersøkelser [15] inneholder metodebeskrivelser for laboratorieanalyser. Annen nyttig litteratur kan være [16, 17, 18, 19 og 20].

2.4.1 Geologisk feltkartlegging

Geologisk kartlegging utføres for å få best mulig informasjon om bergforholdene for det aktuelle tunnelprosjektet. Nivå på geologisk feltkartlegging tilpasses plannivået [1]. Praktisk gjennomføring av geologisk kartlegging for tunnelprosjekter 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/deponipliktig bergmasse, som beskrevet i R211 [14].

For alle faser utføres bergmasseklassifisering langs traseen ved hjelp av Q-metoden, se kap. 2.5. Formålet med all kartlegging er å gi et best mulig bilde av bergmassen i tunnelnivået. Regionalgeologisk forståelse, inklusive betydning av storskala lineamenter, foldestrukturer, skyvedekker og høye bergspenninger, er nødvendig. Se for øvrig kap. 2.6 om rapportering og presentasjon i geologiske rapporter.

2.4.2 Boring

Generelt

For å kartlegge løsmasser og bergoverflate er det vanlig å utføre totalsonderinger/ bergkontrollboringer. Kjerneboringer benyttes for å skaffe informasjon om bergarter, bergartsgrenser og oppsprekking i berggrunnen.

Grunnundersøkelsesdatabasen, GUDB, er Statens vegvesen sitt arkivsystem for grunnbøringsdata.

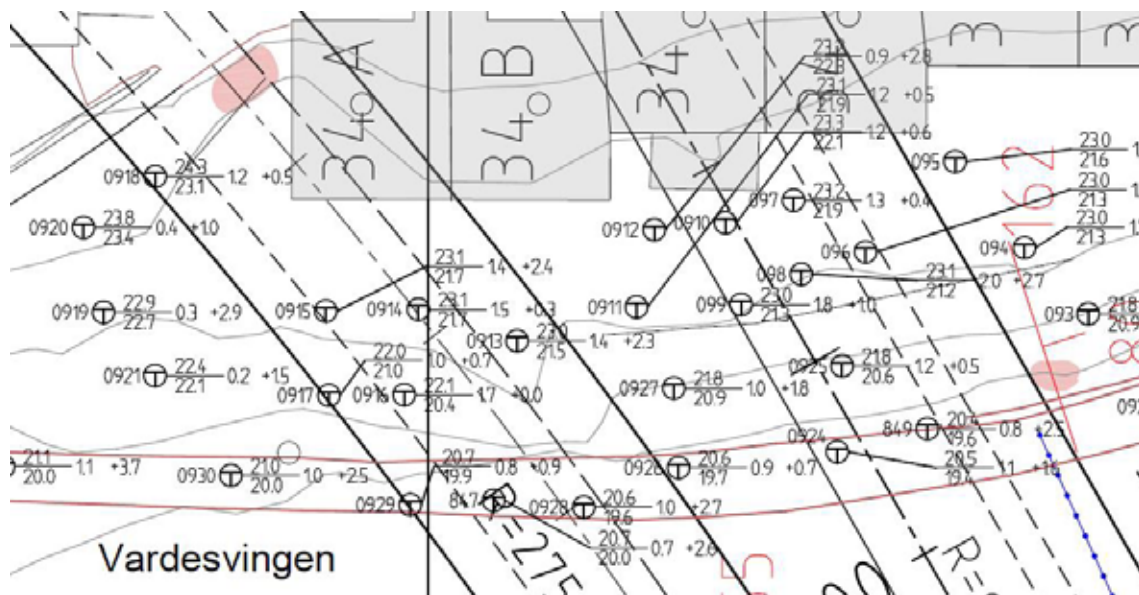
Nasjonal database for grunnundersøkelser, NADAG, inneholder data fra utførte grunnundersøkelser rapportert inn til NGU. Foreløpig er kun geotekniske undersøkelser (geotekniske boringer) lagt inn i NADAG. Se ngu.no.

Totalsondering/bergkontrollboring

Sonderingsmetoder er beskrevet i [14]. Boringene bestilles med boring minimum 3 m ned i fast berg. Boringene presenteres på lengde- og tverrprofiler. Eksempel på presentasjon av grunnboringer er vist i figur 2.1.

Grunnboringene gir informasjon om løsmasser og dybde til berg i ett punkt. Resultater fra grunnboringene benyttes til å generere bergkotekart, der også registrerte blotninger inngår som grunnlag.

Ved bergkontrollboring sikres at det er bergoverflaten det bores i, ikke for eksempel en stor blokk eller hard morene. Det anbefales å være med under bergkontrollboring for å sikre et pålitelig resultat. Det er nyttig å studere borekaks og sammenligne med forventet bergart i området. Borekaks kan også benyttes for videre laboratorieanalyse (forurensende berg m.m.).



For best mulig informasjon i det videre planarbeidet settes resultatene fra kjerneboringen inn i den geologiske sammenhengen allerede i kjerneboringrapporten. Resultatene fra kjerneboringer presenteres i geologiske rapporter i alle planfaser og innarbeides i konkurransegrunnlaget.

Representative bilder av kjerneboringer med borkjerner kan vises i geologisk rapport. Eksempler på bilder er vist i figur 2.2 og 2.3. Resultatene fra kjerneboringen oppsummeres i faktadelen i geologisk rapport, med referanse til egen fagrapport. På det geologiske kartet viser 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 tilpasset plannivået.

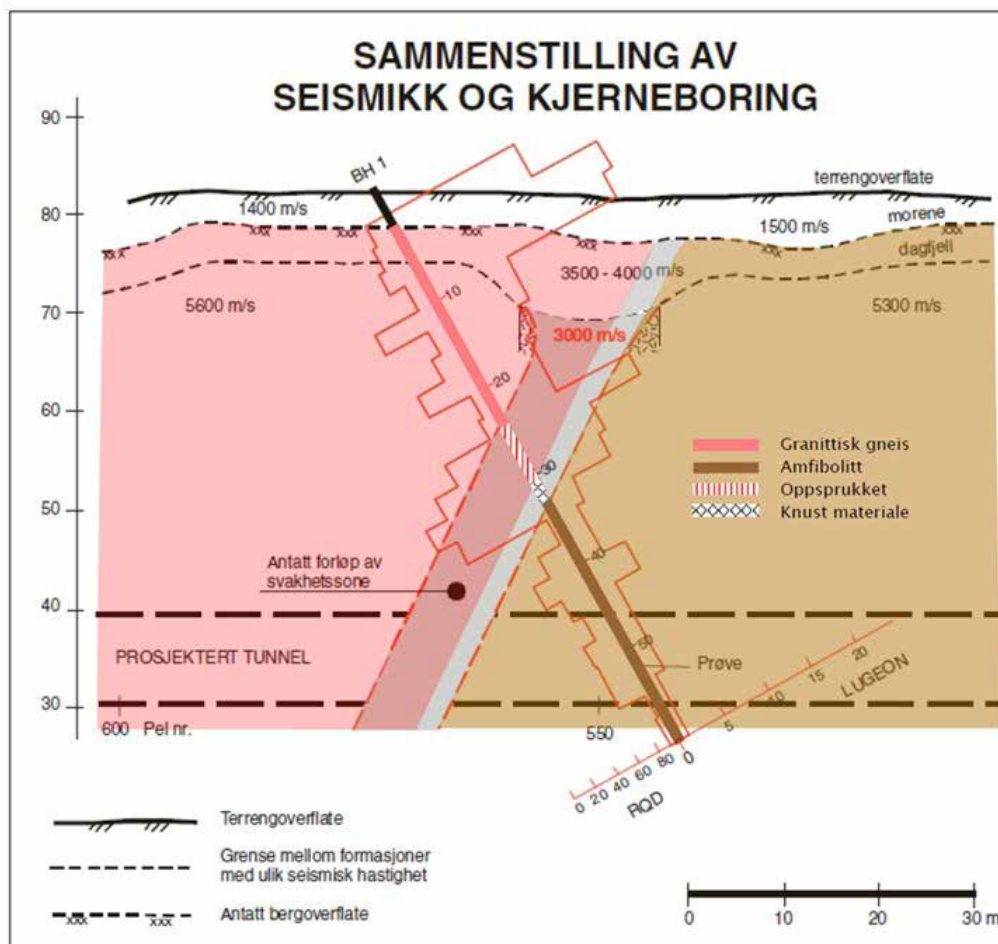
Boringer parallelt eller nær parallelt tunnelen vises alltid i de geologiske lengdeprofilene med de geologiske resultatene fra boringene presentert i godt synlig målestokk.



Figur 2.2 Eksempel på bilde av kjerneboring fra E39 Vik-Julbøen (Foto: Christine Grob)



Figur 2.3 Bilde av borkjerner fra Bjarkøy. Bildet viser oppknust og forvitret granittisk gneis. Q-verdi pr bormeter er vist til høyre i bildet. (Foto: Edvard Iversen)



Figur 2.4 Eksempel på sammenstilling av seismikk og kjerneboring (basert på [23])

2.4.3 Geofysiske metoder

Håndbok R211 [14] omtaler geofysiske metoder. Publikasjon 102 [24] fra bransjeprosjektet «Miljø- og samfunnstjenlige tunneler» omhandler geofysiske forundersøkelsermetoder og vurdering av metodene for

bruk ved tunnelprosjektering. Ulike metoder benyttet sammen vil kunne gi sikrere tolkninger. De mest brukte metodene er omtalt i det følgende. Mer informasjon om metodene kan finnes på for eksempel ngu.no.

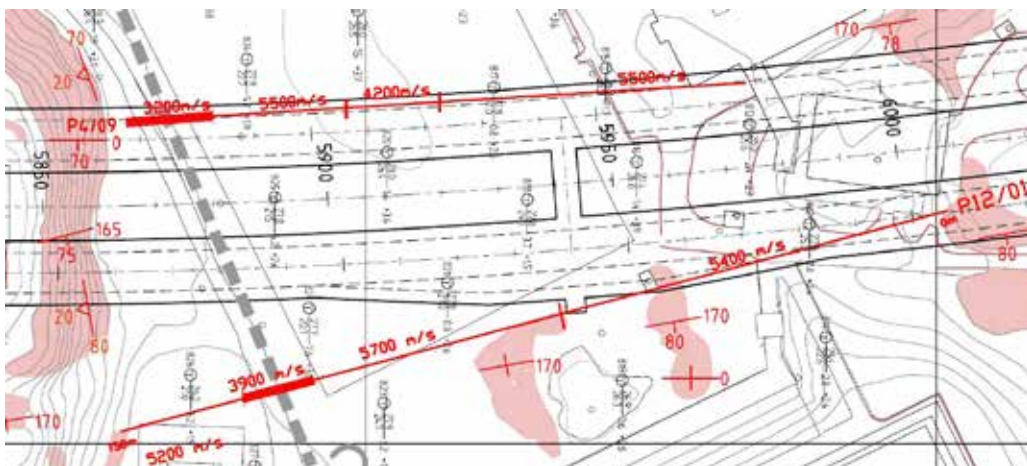
Refraksjonsseismikk

Refraksjonsseismikk er tradisjonelt en av de mest benyttede metodene ved forundersøkelser for anlegg i berg. Refraksjonsseismikk gir informasjon om dybde til fast berg og om svakhetssoner (lavhastighetssoner).

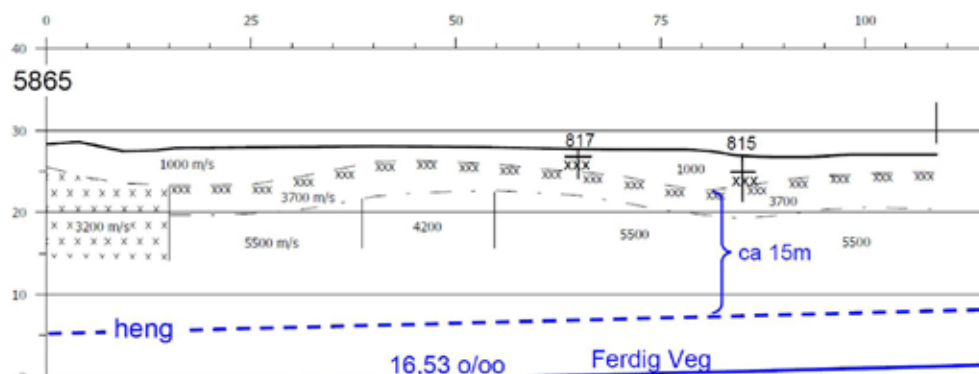
Tolkning av refraksjonsseismikk har en del usikkerheter. Teknisk har metoden svakheter knyttet til blindsonelag og hastighetsinversjon. Oppløsning øker ved kortere geofonavstand.

For å vurdere nøyaktigheten på tolkningen 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 og seismisk hastighet (P-bølge), og bredde på lavhastighetssonen. Detaljtegninger og profiler presenteres. Se figur 2.5, 2.6 og prinsippskisse i figur 2.4.



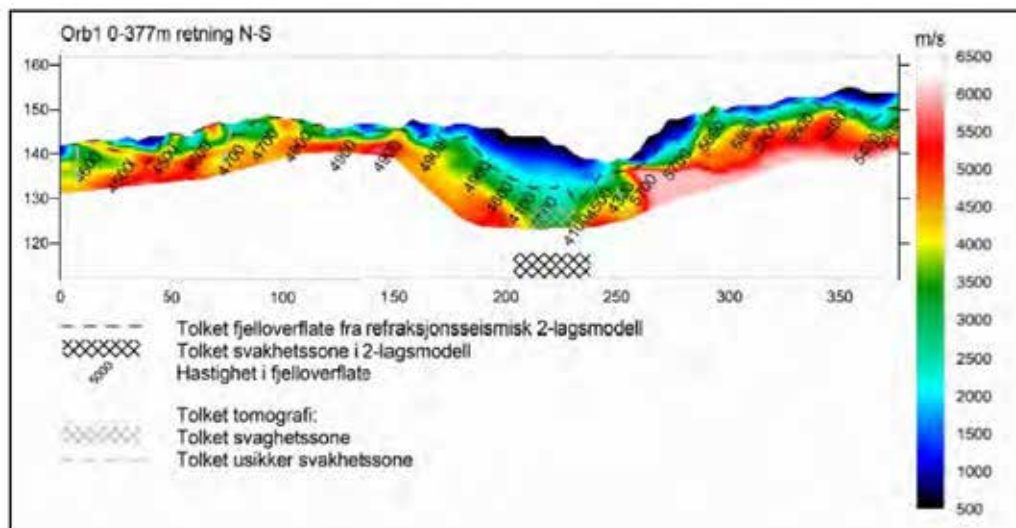
Figur 2.5 Utsnitt av geologisk kart som viser eksempel på hvordan seismiske profillinjer kan presenteres, her i rødt, med angivelse av seismisk hastighet. Lavhastighetssoner er gjerne forsterket med tykkere strek. I tillegg vises her berg i dagen som røde felt (bergblotninger) med strøk/fall av sprekker og foliasjon, samt totalsonderinger (Ringveg Vest Bergen). [21]



Figur 2.6 Eksempel på seismisk lengdesnitt, i dette tilfelle øvre profillinje 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 tunnelraseen kan fortsatt tunnelen markeres, ev. med tverrprofil. [25]

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 2.8 viser P-bølgehastigheter i typiske geologiske materialer.



Figur 2.7 Eksempel på presentasjon av refraksjonsseismikk i profil [26]

Jordarter	P-bølgehastighet (m/s)
Torv	150–500
Leire (tørr)	600–1200
Sand (tørr)	400–900
Grus (tørr)	400–1000
Morene (tørr)	400–1600
Leire (vannmettet)	1200–1600
Sand (vannmettet)	1400–1800
Grus (vannmettet)	1400–1900
Morene (løs)	1500–1900
Morene (hard)	1900–2800

Bergarter, ikke oppsprukket	P-bølgehastighet (m/s)
Sandstein	3000–3500
Kalkstein	4000–6000
Dolomitt	2500–6500
Kvartsitt	5500–6000
Granitt	4800–5500
Gneis	4700–5800
Diabas	5700–6500
Gabbro	6200–6700
Ultramafisk	6500–7500
Oppsprukket berg	< 4000

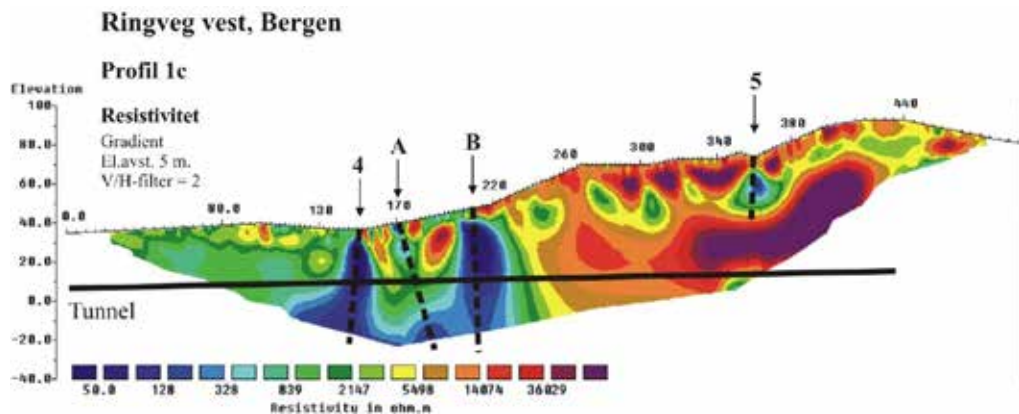
Figur 2.8 P-bølgehastighet i noen geologiske materialer. Data er hentet fra norske erfaringer (NGU og Geomap). Oppsprekking av bergarten og leiomvandling vil kunne redusere hastighetene betydelig. (Kilde: ngu.no)

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.

2D Resistivitet

Resistivitetmålinger 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 av data fra resistivitetmålinger, med tolkning. Ωm -verdier over 5000 er her tolket som godt berg (gule-røde farger), verdier < 500 er tolket som svakhetssoner (mørk blå farger). Tunnel er inntegnet. [27]

NGU har undersøkt bruk av 2D resistivitet for undersjøiske tunneler. Resultater viser at metoden har begrensninger ved bruk i sjø/vann og tolkninger er ikke entydige [28]. Salt grunnvann på sprekker har svært lav resistivitet. Der bergmassen omkring har høy resistivitet kan resistivitetskontrastene være tilstrekkelig til å påvise soner med saltvannslekkasje [29, 30]. Undersøkelser av bergartenes geoelektriske egenskaper vil i prinsipp gi sikrere tolkninger av resistivitetsprofiler.

Måling av indusert 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 leirmineraler med høy ionebyttingskapasitet dvs. svellende sjiktsilikater som montmorillonitt og sulfidmineraler som gir høy IP.

Statens vegvesen rapport nr. 305 [31] omhandler kartlegging med 2D resistivitetmålinger, med veiledende informasjon om utførelse og rapportering.

Televiwer i borehull

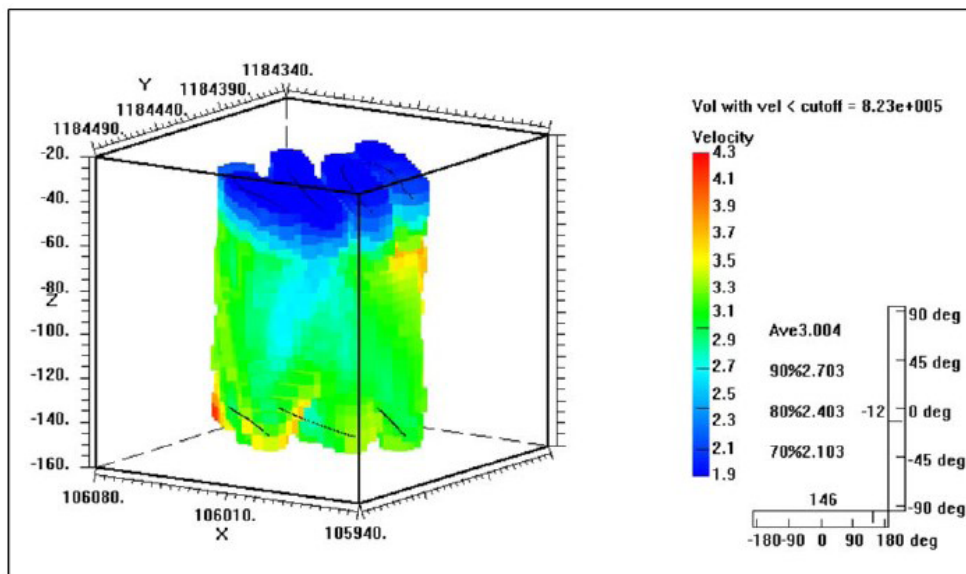
Målingene kan gjøres i borehull med diameter ca. 70-160 mm og helst i hammerborede hull. På grunnlag av det orienterte bildet av borehullsveggen kan strøk, fall og sann mektighet av kryssende strukturer beregnes. Metoden blir også supplert med målinger av gamma-stråling, kalium, thorium, uran med mer. Optisk televiwer 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 televiwer.

Akustisk televiwer benyttes først og fremst til sprekkkartlegging. Der bergspenninger påvirker hullformen kan største hovedspenningsretning estimeres. Det er en forutsetning at hullet er vannfylt, men vannet trenger ikke være klart.

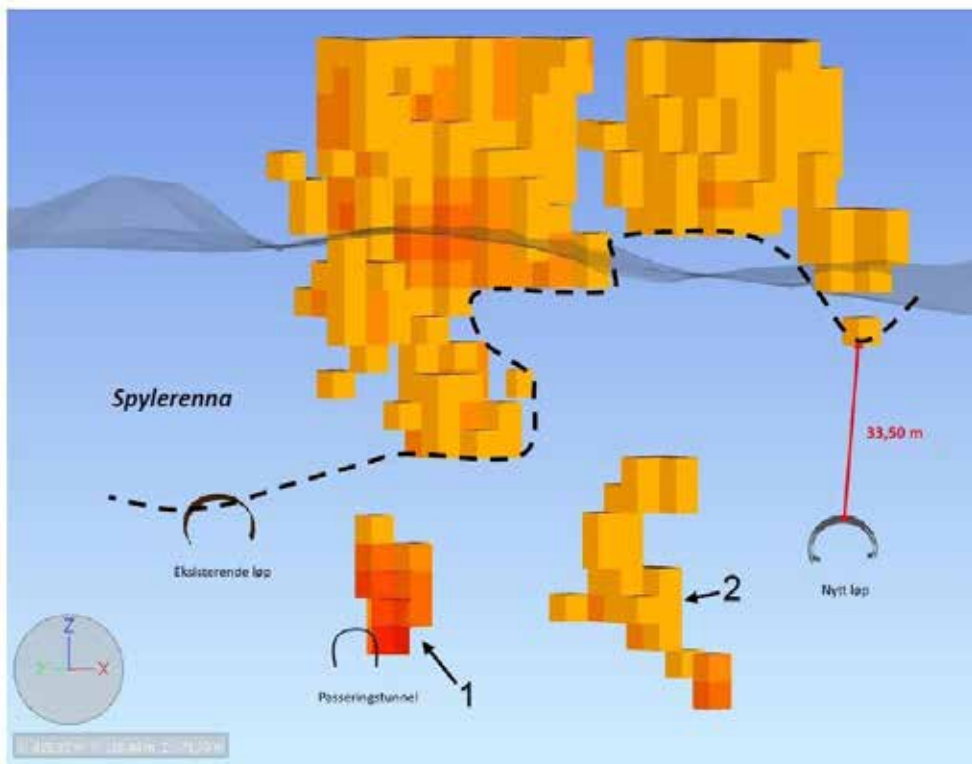
Refraksjonsseismisk tomografi

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. 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 eksempel 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 hull der det ble skutt en liten sprengladning for hver 2,5 m kan sees som svarte streker i bunnen av modellen. På toppen av tomografimodellen sees hydrofonkablene som tynne svarte streker. Tidsavstanden mellom hver ladning og hver enkelt av 96 hydrofoner på sjøbunnen ble registrert. En 3-dimensjonal tomografimodell ble beregnet ut fra ca. 12 500 målte tidsavstander. [32]



Figur 2.11 Tolket forløp av spylereenna fra Rv 23 Oslofjordtunnelen basert på resultatet fra de tomografiske målingene presentert i fig 2.10. Antatt grense mellom berg og løsmasser er angitt med stiplert linje. Grå overflate er første utkast til bergoverflatemodell kun basert på refraksjonsseismikk. Lavhastighetspartier merket «1» har årsak i nærhet til det åpne rommet i passeringstunnelen. Lavhastighetspartiet merket «2» har sin årsak i knusningssoner. De er gjennomført av flere kjerneboringshull som bekrefter tolkningen. [33]

Georadar

Georadar er mest brukt til arkeologiske undersøkelser, men kan også gi informasjon om dybde til berg og løsmasselag ved liten løsmassemekthet (avhenger av frekvens). Det er ikke en foretrukket metode i tunnelprosjekter. Metoden baserer seg 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 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 håndbok R211 [14].

Resultater fra bergspenningsmålinger er viktige inngangsparametre i ulike modelleringsprogrammer for bergstabilitet.

2.4.5 Prøvetaking og laboratorieanalyser

Det er viktig å ta representative prøver med utgangspunkt i geologisk kartlegging som beskrevet i [14]. Prøvetaking utføres i forbindelse med undersøkelser av steinmaterialkvalitet og brukbarhet av tunnelmassen. Ved geologiske undersøkelser for tunnelprosjekter 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 [34] gir videre veiledning.

Bergartstyper som representerer spesielle utfordringer vies særlig oppmerksomhet. Slike utfordringer kan for eksempel være: svelleleire, alunskifer, sulfidholdig berg, kvartsitt og berg som lett forvitrer.

Aktuelle laboratorieanalyser er beskrevet i håndbok R210 [15] og kan være knyttet til mineral-sammensetning, bergartsstyrke (trykk, strekk, sprøhet), elastisitet, skjærstyrke for sprekker, svelleegenskaper for sleppemateriale, borbarhet, sprengbarhet, kornfordeling og anvendelse til veg- og betongformål.

Resultater fra ulike laboratorieanalyser er viktige inngangsparametre i modelleringsprogrammer.

Bergarter som kan gi forurensende avrenning kartlegges i detalj (se tabell 2.4). Forurensningsloven pålegger vegeier å dokumentere hvordan forurensende berggrunn vil påvirke miljøet (tungmetaller, strålefare m.m.). Søknad om utslippstillatelse sendes Fylkesmannen. Statens vegvesen har også ansvar for å dokumentere om berggrunnen representerer deponipliktig radioaktivt avfall (≥ 1 Bq/gram), og 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.

Tabell 2.4 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	Varyerer over og under 1 Bq/gram, ofte over korte avstander
Svartskifer	Del 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 forsuring, 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 nært samarbeid med ytre miljøkoordinator (YM-koordinator) med fokus på lokale variasjoner mht. geologi og vannmiljø. Det forutsettes at vannmiljøet og sårbarheten til resipienter på stedet er kjent. 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. 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 [22, 35, 36, 37, 38].

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)
- skille mellom sannsynlig tørre områder og områder med drypplekkasje med tanke på omfang av vann- og frostsikring og/eller forekomst av aggressivt vann som kan påvirke bestandigheten til bergsikringen og tekniske installasjoner
- 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 YM-koordinator.

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 televiewer, 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 [39] 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
- oppsprekkingsgrad i bergmasse og bruddsoner, og sprekkeåpninger
- løsmasseoverdekning
- 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 grunnvannspeil/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 eventuelle løsmasser på sjøbunnen har lavere hydraulisk konduktivitet enn bergmassen [40, 41].

Det er kombinasjonen av oppsprekkingsgrad (antall sprekker/m³), antall kryssende sprekkesett og sprekkeåpninger som bestemmer den hydrauliske konduktiviteten til bergmassen (se også kap. 2.5). 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- og 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 [42] 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 [40].

Sprekkeåpninger beskrives i henhold til tabell 2.5 i samsvar med NS-EN ISO 14689 [13]. 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.

Tabell 2.5 Begreper for beskrivelse av sprekkeåpninger (etter [43])

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

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.

Relevante feltmetoder (boringer, måling av vannlekkasje m.m.) er omtalt i kap 2.4. og i R211 [14]. Pumpetester er omtalt i V220 [8].

2.5 Bergmasseklassifisering

Vegnormal N500: Det skal utføres bergmasseklassifisering med bruk av Q-metoden.

Det finnes flere klassifiseringssystemer som kan brukes til å beskrive kvaliteten av bergmassen i tunneler og bergrom og knytte denne til en passende bergsikring. Statens vegvesen har valgt å benytte seg av 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:

$$Q = \frac{R Q D}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{S R F}$$

med parameterne RQD: Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation), tall for sprekkesett: J_n , sprekke-ruhetstall: J_r , tall for sprekkefylling: J_a , sprekkevannstall: J_w , og spenningstall: SRF (Stress Reduction Factor).

For nærmere beskrivelse av metoden, se Bruk av Q-systemet – Bergmasseklassifisering og bergforsterkning [44].

Selv om Q-systemet er utviklet til bruk i utsprengte tunneler kan Q-verdier som del av forundersøkelsene også anslås i tunnelnivå på grunnlag av ingeniørgeologisk kartlegging på terrengoverflaten og ved undersøkelse av borkjerneprøver. Omregning til Q-verdi fra seismiske hastigheter [45] kan brukes som støtte.

På forundersøkelsesstadiet er tilgangen på bart berg og bergblotninger, spesielt nærliggende bergskjæringer og eldre tunnelanlegg, avgjørende for kvaliteten på de estimerte Q-verdiene. Antakelser og begrensninger ved bestemmelse av inngangsparametrene tydeliggjøres i rapportene.

I geologiske rapporter presenteres Q-verdi sammen med alle parametre og sikringsklasse, fortrinnsvis i en tabell (se kap. 6).

Q-verdiene presenteres også i lengdeprofilene. Det er viktig at Q-verdiene relateres til profilnummer.

Q-verdier presenteres i tolkningsdel i geologisk rapport. RQD-verdier presenteres i faktadel.

Q-verdier presenteres for hver bergartsenhet og for svakhets- og knusningssoner.

Kartlegging av Q-verdier krever opplæring og erfaring.

2.6 Rapportering og presentasjon i geologiske rapporter

2.6.1 Generelt

Etter at forundersøkelser er utført utarbeides en geologisk rapport med et detaljeringsnivå som er tilpasset plannivået. Detaljeringsnivå for de ulike planfasene er kommentert i kap. 2.7 til 2.10. Dette kapitlet utdyper hvordan de geologiske forundersøkelsene anbefales presentert og rapportert. For presentasjon av grunnundersøkelser, se også kap. 2.4.

Alle relevante undersøkelser som er utført presenteres i geologisk rapport uansett planfase. For detaljer kan det vises til andre rapporter, men hovedkonklusjonene gjengis i tekst og figurer/kart.

Ved 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, ev. ikke benyttes.

Bergartstyper som representerer spesielle utfordringer vies særlig oppmerksomhet. Se kap. 2.4.5.

2.6.2 Geologisk kart

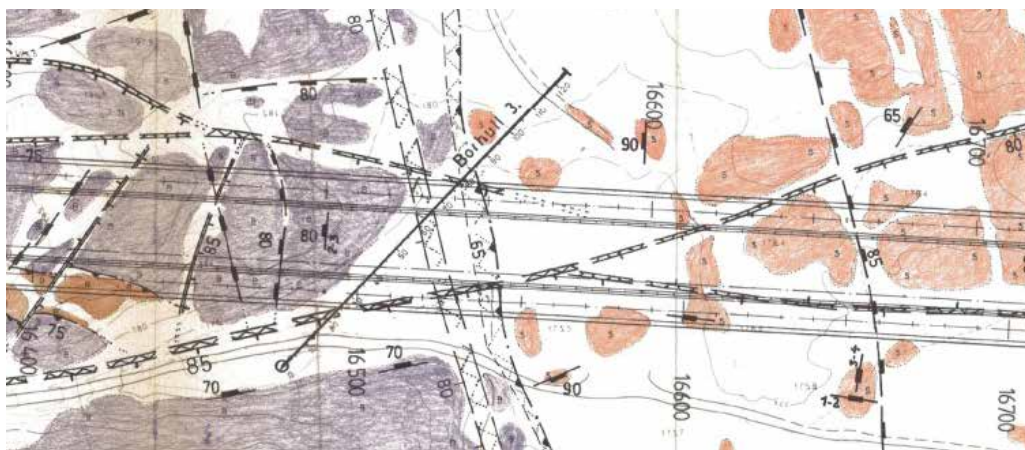
Alle registreringer og observasjoner fra den geologiske feltkartleggingen presenteres på geologisk kart:

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

Se eksempel i figur 2.12. I tillegg kommer tegnforklaring.

Fotodokumentasjon fra feltkartlegging er viktig først og fremst for påhuggsområdene, for sprekker og forkastninger. Steds- og retningsanvisning for foto angis, også på oversiktskart.

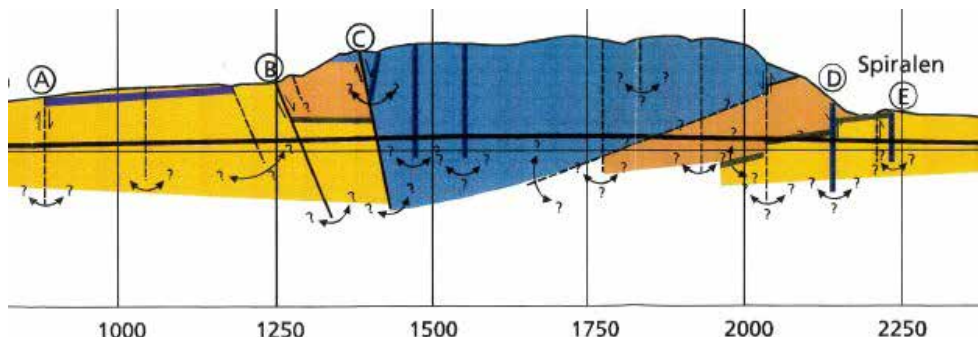
Der det oppdages uoverensstemmelser mellom berggrunnsgeologisk kart fra NGU (ofte basert på kartlegging i 1:50 000) og egen mer detaljert feltkartlegging, påpekes dette.



Figur 2.12 Eksempel på hvordan feltdata kan rapporteres, og samtidig vise materialets begrensninger. De ulike fargene representerer ulike bergarter, og er tegnet der det er bergblotninger. Svakhetssoner, oppsprekking samt kjerneborehull er inntegnet. [46]

2.6.3 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.



Figur 2.13 Eksempel på lengdeprofil fra Bragernestunnelen i Drammen, stipling og «?» viser at forløpet av svakhetssoner og bergartsgrenser ned mot tunnelnivå er usikker. [47]

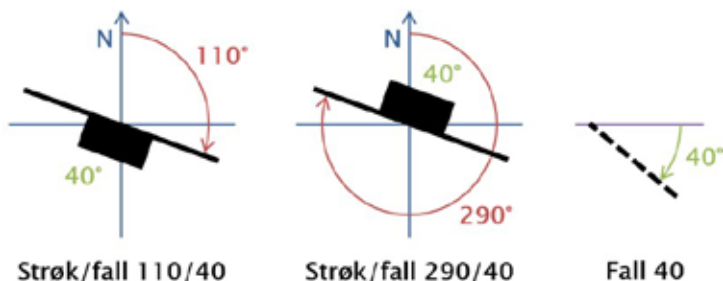
Om det produseres ett eller to lengdeprofiler for toløpstunneler er avhengig av plannivå og overdekning. På et tidlig stadium med liten kjennskap til berggrunnen (det kan også være mange linjealternativer) holder ett lengdeprofil pr. alternativ. På et senere stadium der mye geologisk informasjon er tilgjengelig kan det være ett lengdeprofil pr. løp så sant ikke bergoverdekningen og dermed usikkerheten blir så stor at det har liten hensikt. Ved liten overdekning, størrelsesorden 50 m og mindre, anbefales det uansett ett lengdeprofil pr. løp. I rapport til konkurransegrunnlag produseres ett lengdeprofil pr. løp.

Kvaliteten på lengdeprofilen avhenger av mengden innsamlet informasjon og den geologiske forståelsen av området. Lengdeprofilen er derfor en tolkning av situasjonen. Usikkerheter ned mot tunnelnivå markeres derfor som stipling, med «?» og/eller nevnes i tekst. Se eksempel i figur 2.13.

2.6.4 Lagdeling, foliasjon og sprekker

Lagdeling og foliasjon/skifrihet måles og beskrives, og skilles fra målinger av sprekker. Alle disse strukturene beskrives og deres romlige orientering måles.

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 ("nedoverbakken") 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).

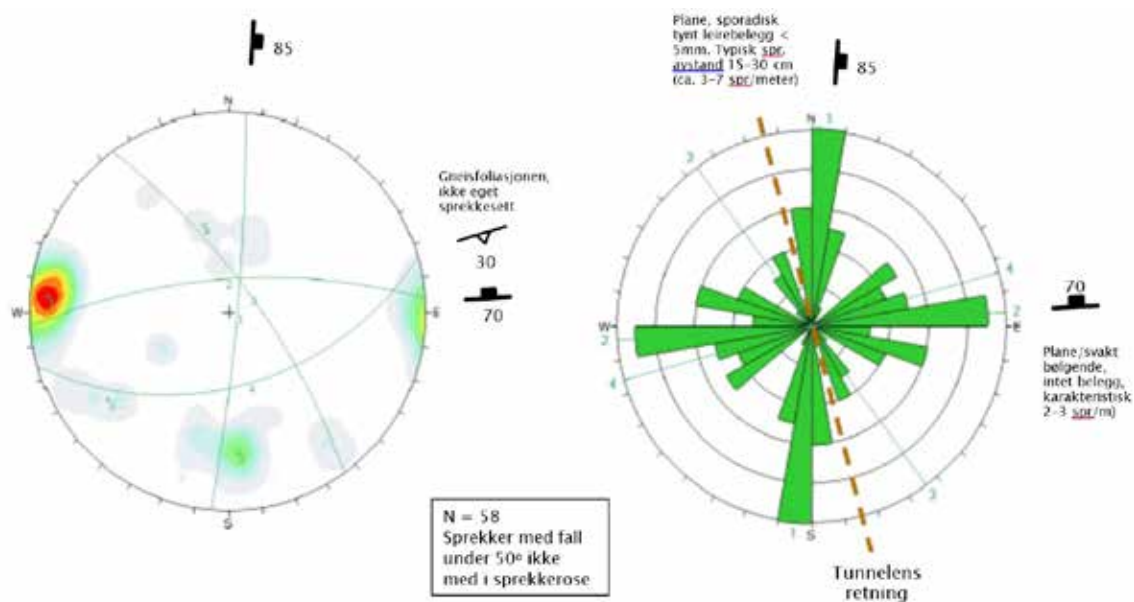


Figur 2.14 Eksempel på to planstrukturer med tilsynelatende samme strøk, men med fall til forskjellig side. Strøkretning er gitt etter «høyrehåndsregelen».

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 eksempel 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 f.eks. karakteristisk sprekketetthet og utseende. Tunneltraseen vises som en egen linje gjennom diagrammet, eventuelt som en vinkelsektor dersom målingene er tatt langs en kurvet tunnelstrekning. Diagrammene kan legges inn på det geologiske kartet, ev. også i egne vedlegg med mer utfyllende informasjon dersom det ikke er plass på kartet.

Karakteristiske sprekkeretninger innen et område kan være ulikt andre områder. I slike tilfeller kan det lages diagrammer for hvert delområde. Det er som regel mest sprekkeedata, og ofte er det gunstig å legge foliasjon/lagdeling inn i samme diagram.



Figur 2.15 Eksempler på sprekkediagrammer ved bruk av programmet DIPS. Til venstre polplott/konturplott. Til høyre tilhørende sprekerose påtegnet tunnelens orientering.

Sprekkesetetthet 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 langt til siden for traseen for å finne blotninger eller vegskjæringer der sprekker kan måles og soneinnhold kan observeres og beskrives. Sprekkediagrammene sammenlignes med lineamentsanalyser, se kap. 2.6.5. Forskjell mellom målte sprekker og lineamentretninger beskrives.

Ofte er det variasjoner av sprekkemønstre (regionale og lokale) langs traseen, og det er viktig at beskrivelser og sprekkediagrammer gjenspeiler denne variasjonen. Det er derfor nødvendig å definere flere områder ettersom sprekkesystemene varierer, og lage flere sprekkediagram langs traseen.

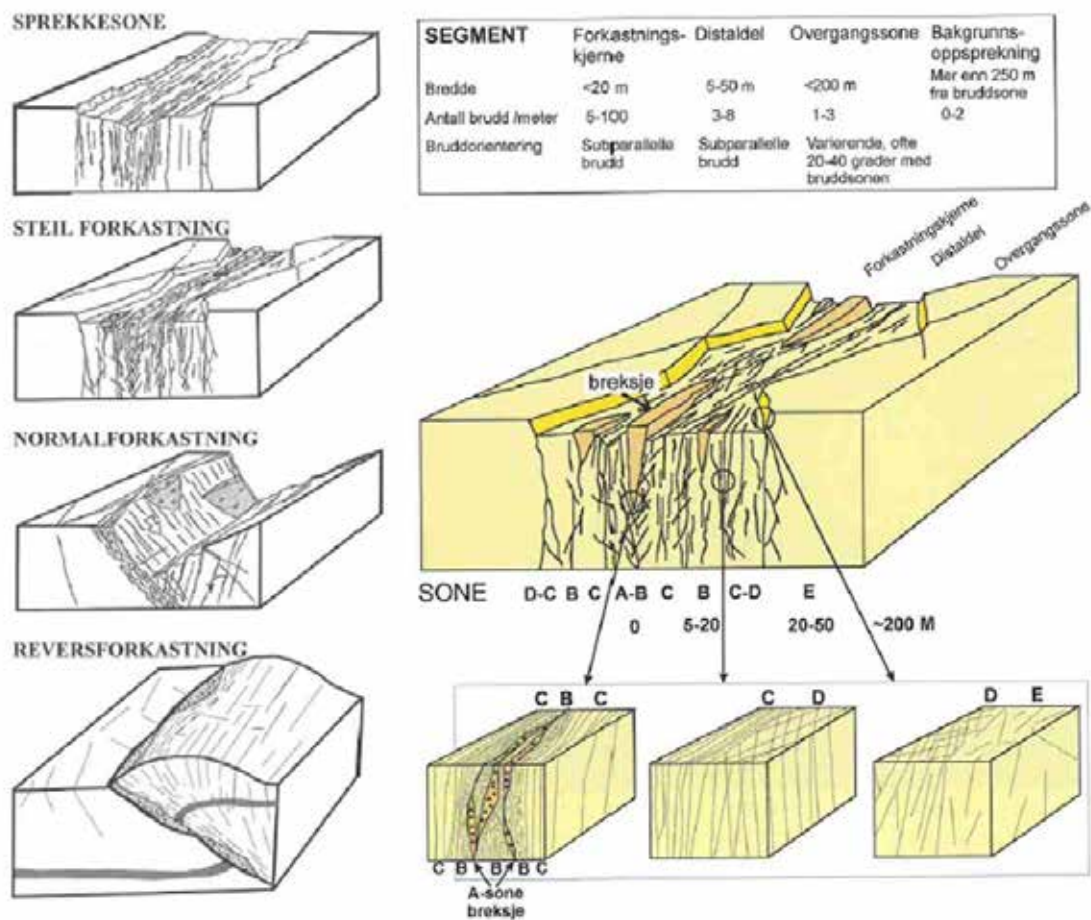
2.6.5 Svakhetssoner

I geologiske rapporter tegnes svakhetssoner inn på kart og beskrives i tekst slik de fremkommer i overflaten eller terrengformer i overflaten. Observert bredde i terrenget beskrives. Minimum bredde vil ofte være 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 kap. 2.6.3). 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, for å undersøkes og beskrives, for eksempel i nærliggende bergskrenter eller vegskjæringer. Ved mistanke om svelleleire tas det prøver for videre analyse der det er praktisk mulig.

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»-analyse) kan ulike terrengformer tolkes.

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. Lineamenter viser ofte en kompleks indre geometri som kan påvirke både stabilitet og lekkasjeforhold. Mektige bruddsoner kan ofte deles inn i segmenter/soner der hver sone har eget bruddmønster («lineamentarkitektur»), se figur 2.16.



Figur 2.16 Forkastningstyper og lineamentarkitektur [19]

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. Driveproblemene 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 [19]. Ved geologisk kartlegging av forkastninger og lineamenter skilles det mellom sprekkesoner, tensjonsbrudd, normalforkastninger og reversforkastninger.

Lavhastighetssonene som er lokalisert i grunnfjellsbergarter (prekambriske) er ofte infisert med svelleleire. De mest problematiske av disse leirene er Na-montmorillonitt og saponitt. Soner med sannsynlig dypforvitring og svelleleire kan også kartlegges regionalt, se eksempel i [48].

Eventuelle sprekkematerialer beskrives, fortrinnsvis med mineralnavn. Forvitnings- og omvandlingsomfang klassifiseres ifølge NS-EN ISO 14689 [13] i henhold til tabell 2.6.

Tabell 2.6 Begreper som benyttes for å beskrive forvitring og omvandling av bergarter (etter [43])

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 sprekkefater	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

2.6.6 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 løsmassemektheter presenteres, sammen med resultater fra eventuelle geofysiske undersøkelser. Alle aktuelle påhuggsalternativer vises. For toløpstunneler utarbeides det profil for hvert løp.

Eventuelle andre kritiske områder kan med fordel presenteres i målestokk 1:500 eller 1:200, avhengig av områdets kompleksitet/vanskelighetsgrad.

Det gjøres en vurdering om påhuggsområdene er utsatt for snøskred og/eller steinsprang, blant annet ved bruk av aktsomhetskart fra NVE (se kap. 2.3.4). Sikkerheten i anleggsfasen vurderes og eventuelle tiltak beskrives. Fare for skred ned på veg fra naturlig sideterreng vurderes av skredfaglig rådgiver, og sikkerhetstiltak planlegges ut ifra valgt sikkerhetsnivå. Se N200 [5].

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. *Se havnivå i kart* visualiserer områder som kan bli berørt av havnivåstigning og ekstreme vannstands nivåer. Det er vanlig å sette bergoverdekning for tunnelpåhugget til 5 m. Normal tunnelhøyde er 7 m; planum kommer da mer enn 12 m under bergnivået i dagen. Dersom det er aktuelt å gå inn i marginale områder vurderes også dreneringsforholdene med hensyn til bekker, elver og myrområder og flomfare ved påhugget og vegtraseen inn til påhugget. Bergoverdekning <5 m er også mulig, men krever flere tiltak under bygging.

Forskjæringsområdet begrenses i utstrekning/bredde for å minske terrenginngrepet og kostnader mest mulig.

Påhugget etableres helst med front 90° på tunnelretningen. 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. Se også kap. 6.3.

2.7 Geologisk kartlegging og rapportering i tidlig planfase

Undersøkelsene i tidlig fase kan være del av konseptvalgutredning (f.eks. vurdering av bru- eller tunnelloøsning) eller konsekvensutredning der flere mulige tunneltraseer utredes.

Antall alternativer reduseres i tidlig planfase. Det er derfor viktig å få en oversikt over kostnadene for alle aktuelle alternativer.

Alternative traseer 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 for optimalisering av traseer.

Forundersøkelsene tilpasses til om tunnelprosjektet er i bynære strøk eller ikke, og om tunnel er på land eller undersjøisk.

Tidligere erfaringer og data knyttet til bergmekaniske forhold, steinmaterialkvalitet m.m. fra området kan ha stor betydning for den videre planleggingen. En gjennomgang baseres på tilgjengelig kartmateriale, geologisk kartlegging, utførte grunnboringer, geologisk informasjon fra eventuelle nærliggende anlegg og eksisterende tunneler, og øvrige aktuelle undersøkelser. Det kan også foreligge undersøkelser utført av NGU eller universiteter og høyskoler. Materialet/informasjonen sjekkes og kan kommenteres i rapporten også om de ikke gir relevant informasjon for tunnelprosjektet.

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/tettbebygde områder kreves spesiell oppmerksomhet på løsmasser, løsmassemeknighet 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 løsmassemeknigheten avklares i kritiske områder, og at usikkerheten i bergoverdekning kommer fram. I de tilfellene der slike undersøkelser ikke er utført på dette planstadiet beskrives hvilke undersøkelser som er nødvendig for å fastslå bergoverdekningen.

Trasé i tettbygd område med liten eller ingen mulighet til å endre påhugg eller trasé, gjennomgås spesielt mht. kritiske områder og konsekvenser.

Miljøgeologiske problemstillinger tas opp til vurdering. Planlegging av hvordan overskuddsmasser skal håndteres startes opp [34]. Miljøfarlige bergarter, for eksempel alunskifer, omtales slik at tiltak som deponiområder kan bli satt på dagsorden i en tidlig fase. Se kap. 2.4.5.

Vegnormal N500: Undersjøiske tunnelprosjekter skal planlegges ut fra et krav til minste bergoverdekning på 50 m.

Undersjøiske tunneler er tunneler som krysser fjorder og sund. I tillegg gjelder kravet for tunneler under innsjøer, vann, elver der det er behov for spesielle undersøkelser for å kartlegge sikker bergoverdekning.

For undersjøiske tunneler utføres refleksjonsseismikk (akustikk) for å kunne si noe om bergoverflaten og løsmassemeknighet og dermed gjennomførbarhet for aktuelle traseer. Det videre arbeidet med å fastslå bergoverflaten og bergkvaliteten i kritiske områder ved bruk av refraksjonsseismikk beskrives.

For kjerneboring, se kap. 2.4.2. Det utføres en regionalgeologisk vurdering der svakhetssoner og dyprenner kartlegges og hvordan disse har forløp ut i sjøområdet. Stor mektighet på løsmassene kan få konsekvenser for tunnellengde og -dybde. Ved 5 % stigning vil en tunnel bli omtrent 400 m lengre for hver 10 m dypere tunnellinjen legges.

Q-verdier og prognose for sikringsmengder for de forskjellige alternativene presenteres for å kunne sammenligne kostnader. For alternativer som krever omfattende forundersøkelser og kompliserte utfordringer for tunneldriften beskrives disse.

Ved plassering av tunnelpåhugg er det viktig å være oppmerksom på områder der det er fare for skred eller flom. I geologisk rapport legges spesiell vekt på plassering og utforming av påhugg og innkjøringssone. Her kan kart fra NVE være til hjelp, se kap. 2.3.4.

I rapporten gis en konkret beskrivelse av behovet for videre undersøkelser for hvert alternativ. Geologisk rapport lagres i Statens vegvesens Rapportweb.

2.8 Geologisk 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.

Undersøkelsene tilpasses til om tunnelprosjektet er i bynære strøk eller ikke, og om tunnel er på land eller er undersjøisk.

Det er viktig at det arbeides tverrfaglig i prosjektet sammen med vegplanlegger for å fange opp sammenhenger og utfordringer mellom de ulike fagområdene geologi, geoteknikk, hydrogeologi og miljøgeologi.

På dette planstadiet er det ikke påkrevd å skille ut tolkninger og fakta i adskilte deler av rapporten, men det er praktisk med tanke på rapportering i senere fase. Det anbefales derfor at det i geologisk rapport skilles mellom hva som er faktaobservasjoner og hva som er tolkninger i tekst, tabeller og figurer.

Geologisk rapport lagres i Statens vegvesens Rapportweb.

Bergmassen

Bergartsobservasjoner dokumenteres og bergartsgrenser beskrives med eventuell deformasjonsutvikling. De regionalgeologiske forholdene beskrives. For områder undersøkt i felt angis bergblotninger med bergartstyper. 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 sprekketetthet for de forskjellige sprekkesystemer beskrives. Det utarbeides sprekkediagram. Som oftest finnes det kart og flyfoto som også viser regionale sprekkemønster. Dersom det er statistisk grunnlag for det presenteres også de regionale sprekkene i sprekkediagram. Eventuelle forskjeller eller likheter i mønstrene diskuteres.

For vurdering av mengdeanslag og kostnader i denne planfasen er det viktig at bergkvaliteten for hele strekningen blir vurdert. Q-verdier som beskriver bergmassekvaliteten langs linjen i tunnelnivået presenteres for hele strekningen.

Eventuelle andre forhold med bergmassen som kan innvirke på tunneldrivingen beskrives.

Bergoverdekning – løsmasser, typer og mektighet

Bergoverdekningen og løsmasser med antatt dybde til berg beskrives. Eventuelle geofysiske målinger tas med i vurderingene sammen med bergkontrollboringer. Videre undersøkelser for områder med uklar bergoverdekning beskrives og nøyaktigheten av undersøkelsene tas med. Eventuelle ekstra tiltak på grunn av lav bergoverdekning for tunnelen beskrives. Vurderinger av stabilitetsforhold på mulig kritiske strekninger bygges på en sammenstilling av resultater fra geotekniske-, geologiske- og eventuelle geofysiske undersøkelser, med lengdeprofiler og tverrprofiler.

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 kap. 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.

Kvalitet på steinmaterialer

Steinmaterialet bedømmes ut fra geologiske betraktninger for bruk i vegoppbygningen. Endelig kvalitet avgjøres av representative prøver som 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. Det er nødvendig å følge prøvetakingsmetodikk som beskrevet i håndbok R211 [14].

Deponering av sprengstein

Endelig avklaring av deponiområder kommer som regel i reguleringsplan. Miljødirektoratet [34] beskriver rutiner og formelle krav etter regelverket for å håndtere ikke-forurensede masser. Vegprosjekter søker Miljødirektoratet om å sluttdisponere overskudd av masser.

Identifikasjon av bergarter som kan gi sur/giftig avrenning

Der det er aktuelt med deponiområder for miljøfarlige bergarter er det viktig at dette vurderes tidligere enn reguleringsplan. Behov for spesialdeponi avklares. Bergartskartleggingen avklarer senest i denne fasen om det finnes miljøfarlige bergarter (f.eks. alunskifer, kismineraler) som krever spesialbehandling. Det er nødvendig å følge prøvetakingsmetodikk og rutiner som beskrevet i [14]. Søknader til forurensningsmyndighetene knyttet til massehåndtering anbefales utarbeidet i denne planfasen. Se også kap. 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

Alle påhuggsområder undersøkes og vurderes. Løsmasseoverdekningen undersøkes ut fra topografi og kvartærgeologiske forhold. For aktuelle påhuggsområder undersøkes løsmassene med ekstra grunnboringer og/eller seismikk / resistivitet. Bergmassekvaliteten undersøkes spesielt grundig og antatt bergoverdekning for tunnelen i påhugget vurderes.

Skredfare kommenteres. Der aktuelle påhuggsområder kommer innenfor aktsomhetsområder for skredfare (se kap. 2.3.4) vurderes dette av skredfaglig rådgiver, se N200 [5].

Uttak av forskjæring beskrives spesielt, samt eventuelle problemer med stabilitet/sikring i forskjæringen. Mulighet for innlekkasje av vann og tiltak mot senkning av grunnvannstanden i forbindelse med etablering av påhugg beskrives. Se kapittel 6.

Behov for geofysiske undersøkelser, kjerneboring m.m.

Nytten av geofysiske metoder beskrives og eventuelle anbefalinger begrunnes faglig. Behovet for kjerneboringer og/eller andre boringer i berg begrunnes og diskuteres.

2.9 Geologisk kartlegging og rapportering til reguleringsplan

Vegnormal N500: Alle undersøkelser skal være utført i løpet av dette planstadiet.

Undersøkelsene baseres på de utførte undersøkelser og rapporter fra tidlig planfase (se kap. 2.7) og kommunedelplan (se kap. 2.8).

Nye grunnundersøkelser planlegges og utføres på grunnlag av de anbefalte forundersøkelser fra kommunedelplan. Det kan også være aktuelt med bergspenningsmålinger.

Det er viktig at det arbeides tverrfaglig i prosjektet sammen med vegplanlegger for å fange opp sammenhenger og utfordringer mellom de ulike fagområdene geologi, geoteknikk, hydrogeologi og miljøgeologi.

Grunnlaget for eventuell bergoverdekning < 50 m for undersjøiske tunneler diskuteres i geologisk rapport.

Geologisk rapport lagres i Statens vegvesens Rapportweb.

Resultater av grunnundersøkelser

Alle resultater/rapporter fra de tidligere undersøkelsene tas med i geologisk rapport for reguleringsplan. Dette gjelder også resultater fra traseer som nå ikke lenger er aktuelle; for eksempel seismiske undersøkelser der lavhastighetssoner er dokumentert og plassert i terrenget. Dersom disse resultatene ikke er relevante beskrives og begrunnes dette.

Dersom det er aktuelt med supplerende undersøkelser i videre arbeider etter reguleringsplannivå, beskrives og begrunnes dette. Forventede avklaringer i slike undersøkelser presenteres, med estimat for kostnader.

Vurdering av grunnvann, poretrykk, 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. Mulighet for innlekkasje av vann og tiltak mot senkning av grunnvannstanden også i forbindelse med etablering av påhugg beskrives. Se også kap. 2.4.6.

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 NGU's brønndatabase (GRANADA) og kommunen.

Ifølge Vannressursloven skal grunnvannsuttak over 100 m³ per døgn meldes til vassdragsmyndigheten, som skal vurdere om uttaket krever tillatelse. En tunnel sees i sammenheng med andre påvirkninger i området. Maler (forhånds vurdering) finnes hos nve.no. Se også NVE veileder [49].

Påhugg, forskjæringer, skredfare

Løsmassemektigheten 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. Der aktuelle påhuggsområder kommer innenfor aktsomhetsområder for skredfare (se kap. 2.3.4) vurderes dette av skredfaglig rådgiver, se N200 [5].

Påhugget tilpasses best mulig til landskapet, men skrå påhugg unngås i størst mulig grad (se kap. 6.3). Planlegging av høye forskjæringer og høye påhuggsflater unngås der det er mulig.

Massehåndtering

Usikkerheter eller spesielle risikoer påpekes i geologisk rapport. Spesielle risikoer kan være bergartskjemi (se kap. 2.4.5), radon med mer. Kartlegging av risiko skjer i samarbeid med YM-koordinator i prosjektet. I forbindelse med reguleringsplanarbeidet innhentes nødvendige tillatelser fra forurensningsmyndighetene, se kap. 2.4.5. 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 [34] beskriver rutiner og formelle krav etter regelverket for å håndtere ikke-forurensede masser. Vegprosjekter søker Miljødirektoratet om å slutt disponere overskudd av 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.

2.10 Geologisk rapport til konkurransegrunnlag

2.10.1 Generelt

Geologisk rapport til konkurransegrunnlag er basert på geologisk rapport til reguleringsplan og alle tidligere geologiske undersøkelser og rapporter fra prosjektet/området. Rapporten deles etter innledningen tydelig opp i en egen faktadel og en egen tolkningsdel.

I innledningen gis en kort oversikt over prosjektet, en oversikt over utførte undersøkelser og en oversikt over trasé inkl. profilnummer på topografisk oversiktskart og geologisk oversiktskart fra NGU.

Faktadelen inneholder rene observasjoner og registreringer fra kartleggingen i felt, inkludert alle måleresultater fra boringer, seismikk etc. Faktadelen gir entreprenøren grunnlag for egne tolkninger og vurderinger av grunnforholdenes betydning for entreprenørens arbeid.

Tolkingsdelen er vurderingene av grunnforholdene som er gjort av den eller de som har utarbeidet rapporten.

Vegnormal N500: Løsninger og ytelsesbeskrivelser knyttet til tetting, driving, sikring, komplettering etc. behandles andre steder i konkurransegrunnlaget og er ikke en del av geologisk rapport.

Kravet gjelder metoder og mengder mht. injeksjon, driving og bergsikring, med mengdeangivelser. Eventuell skredfare i påhugg/forskjæring med tiltak kan omtales, men er ikke en del av geologisk rapport til konkurransegrunnlaget for tunnel.

Vibrasjonsgrenser på byggverk, sårbare installasjoner, andre bergrom, fare for kvikkleireskred, osv. i forbindelse med sprengning er normalt ikke en del av geologisk rapport, og er i så fall oppgitt annet sted i konkurransegrunnlaget. Ved få naboforhold kan det gjøres en vurdering i rapporten, men spesielt ved kompliserte prosjekter med mange utenforstående anbefales en egen uavhengig utredning for vurdering og fastsettelse av grenseverdier.

Geologisk rapport lagres i Statens vegvesens Rapportweb.

2.10.2 Faktadel i geologisk rapport

Vegnormal N500: Geologisk kart og profil av traseen (målestokk 1:1000 i A3). Alle registreringer skal presenteres på kart og profil sammen med tunneltraseen. Kart skal vise geologiske observasjoner: bart berg/løsmasser, bergarter/bergartsgrenser, svakhetssoner, sprekker/foliasjon, alle typer boringer, eventuelle seismiske undersøkelser og eventuelle øvrige undersøkelser

Alle geologiske kart og lengdeprofiler er i utgangspunktet i målestokken 1:1000 på A3, som i de fleste tilfeller gir plass til registreringer av bergarter, løsmasser, svakhetssoner, strøk/fall sprekker/foliasjon, boringer, seismikk, m.m.

Kap. 2.6 beskriver hvordan registreringene presenteres.

Berggrunn, bergartstype, løsmasser, strøk/fall, sprekker, foliasjon og svakhetssoner tegnes alltid inn på kartene (se kap. 2.6.2), men der det ikke er plass til all informasjonen trekkes noe informasjon ut og vises annet sted.

Resultatene fra grunnboringer, seismikk/resistivitet, kjerneboringer, o.l. presenteres som regel i egne rapporter og det vises til disse. Minimum geografisk plassering tegnes inn på de geologiske kartene. I tilfelle plassmangel kan boringer fortsatt vises som punkter uten boreinformasjon, seismikk/ resistivitet som linjer med fortykkelse for soner med lavhastighet/høyresistivitet og kjerneboringer som pil for ansett og retning/stupning.

Områder med mye innsamlet informasjon er gjerne knyttet til mulige problemstrekninger. Kart/profiler med alle opplysninger forstørres opp i disse områdene. Eksempler her er liten bergoverdekning (som under en dalbunn, et elveløp, rett under bebyggelse), påhuggsområder (se punkt lenger ned) og nærliggende bergrom/tunneler.

Det er tilfeller der det finnes få registreringer, som f.eks. lange tunneler med stor overdekning, slik at kart også i en mindre målestokk er naturlig – f.eks. 1:2000 på A3, eventuelt enda mindre.

Vegnormal N500: Geologisk kart og profiler av påhuggsområdene (målestokk 1:500 - 1:1000)

Påhuggsområdene beskrives grundig på mer detaljerte kart, helst i 1:500, ev. enda større målestokk. Ved siden av lengdeprofil vises tverrprofiler fortløpende fra forskjæring og inn forbi planlagt/antatt påhugg, inkl. geologi og utførte grunnundersøkelser som boringer/seismikk.

Vegnormal N500: Geologiske profiler skal presenteres med høyde/lengde 1:1

Det konstrueres egne lengdeprofiler i samme målestokk som det geologiske kartet, uten vertikal overdrivelse. Lengdeprofiler vil alltid være en best mulig tolkning av geologien ned mot tunnelnivå. Se kap. 2.6.3 for presentasjon av lengdeprofiler.

Vegnormal N500: Beskrivelse av bergarter, foliasjoner, strukturer og andre geologiske observasjoner

Bergartene langs traseen identifiseres og navngis korrekt. Utseende, foliasjon/lagdelling, folding og typisk oppsprekking beskrives (det skiller mellom lagdelling/foliasjon og sprekker). Gode fotografier er viktig.

Bergarter med høyt kvartsinnhold, asbest, spesiell kjemi, radon, etc. vies spesiell oppmerksomhet og tas videre i tolkningsdelen.

Svakhetssoner/sprekkesoner/forkastninger/bruddsoner er sjelden direkte blottet, men de beskrives på grunnlag av de data som kan fremskaffes, hvis aktuelt også i en regionalgeologisk kontekst. Tolkede svakhetssoner beskrives videre i tolkningsdelen.

Vegnormal N500: Analyse av sprekketetthet og sprekkeorienteringer. Sprekkeroser og stereoplott

Resultatene fra kartlegging av sprekker presenteres i tekst og diagrammer (sprekkeroser og polplott) sammen med tunnelens retning, og med representative sprekkemålinger. Analysen kan deles inn i mindre underområder dersom det gir et bedre og mer oversiktlig bilde av forholdene langs traseen. Se kap. 2.6.4.

Vegnormal N500: Resultater av grunnboringer

Totalsonderinger, bergkontrollboringer, o.l. er presentert i egne geotekniske rapporter og det refereres til disse. Boringene legges også inn på geologiske kart og lengde/tverrprofiler. Se kap. 2.4.2.

Vegnormal N500: Resultater av eventuelle kjerneboringer

Hovedkonklusjonene fra rapport etter logging av kjerneprøvene tas med i teksten i den geologiske rapporten, og på geologiske kart/lengdeprofiler, eller som egen tegning. Se kap. 2.4.2 for presentasjon av kjerneboringer.

Vegnormal N500: Resultater av eventuelle geofysiske undersøkelser

Det vises til de enkelte fagrapportene, men hovedkonklusjonene presenteres i geologisk rapport. Se kap. 2.4.3 for presentasjon av geofysiske undersøkelser.

Vegnormal N500: Resultater fra eventuelle miljøgeologiske/vannkjemiske undersøkelser

Bergarter som kan føre til forurensning presenteres på geologiske kart og profiler slik at forekomst og omfang av slik bergmasse på tunnelnivå kommer tydelig fram. Resultater av kjemiske og mineralogiske analyser samt eventuelle utlekkingssteder presenteres, med vekt på forhold som kan påvirke forurensningspotensialet (som for eksempel variasjoner i tungmetallinnhold, syrepotensiale, forvitringstilstand og fragmenteringsegenskaper). Resultater fra vannkjemiske analyser av bekkevann m.m. som drenerer gjennom området beskrives. Det refereres til resipientundersøkelser, vernestatus og sårbarhet.

Vegnormal N500: Resultater fra undersøkelser av steinmaterialkvalitet

Dersom det er tatt prøver av bergartene langs traseen og disse er undersøkt i laboratorium med tanke på bruk til vegformål (f.eks. Los Angeles og Micro-Deval), tas resultatene/rapportene inn i faktadelen.

Vegnormal N500: Resultater av eventuelle andre undersøkelser og målinger

Noen eksempler her er optisk/akustisk televiewer i borehull, bergspenningsmålinger og petrografiske undersøkelser/tynnslip. Rene observasjoner/registreringer beskrives i faktadelen med referanse til fagrapporten og vises i tillegg på det geologiske hovedkartet – minst med geografisk lokalisering. Diskusjon/tolkninger legges inn i tolkningsdelen.

Boredata og registreringer fra egne undersøkelses- og peilebrønner for poretrykk og grunnvannstand presenteres i faktadelen (med referanse til fagrapporten), men de hydrogeologiske vurderingene hører til i tolkningsdelen.

Vegnormal N500: Spesielle lokale hensyn

Gjelder andre lokale forhold som ikke er nevnt og som kan ha betydning for eller få konsekvenser av tunnelen.

Brønner (både drikkevanns- og energibrønner) og vannreservoarer/nedslagsfelt registreres, om det ikke allerede er gjort i forbindelse med en egen hydro(geo)logisk undersøkelse. I så tilfelle tas et sammendrag med i geologisk rapport, og det vises til fagrapporten. Forekomst og håndtering av forurenset grunn, for eksempel alunskifer, sulfidførende gneiser eller berg som klassifiseres som radioaktivt avfall dokumenteres med referanse til egne fagrapporter som påviser sammenhenger mellom forurensningspotensial og påvirkning på lokale resipienter.

Krav til transport og deponering av forurensende masser fremgår i andre deler av konkurransegrunnlaget. Det forutsettes at alle nødvendige tillatelser fra forurensningsmyndighetene er innhentet. Det samarbeides med YM-koordinator i prosjektet, som har ansvar for at risiko kartlegges, vurderes og håndteres.

Samtlige vann- og energibrønner er sjelden registrert, derfor kan det være aktuelt for prosjektet å kontakte et visst antall huseiere (også ved tvil) for å unngå overraskelser i byggeperioden. Hvordan tunnelen kan påvirke brønnene beskrives i tolkningsdelen.

Vegnormal N500: Referanseliste over alle rapporter og annet som rapporten bygger på.

Fullstendig, sporbar referanseliste over alle håndbøker, artikler, rapporter og nettsider.

2.10.3 Tolkningsdel av geologisk rapport

Vegnormal N500: Tolkninger av de geologiske forholdene langs tunneltraseen: bergarts- grenser, bruddstrukturer, svakhetssoner, forvittringsomfang og mulig lokalisering i tunnelnivå

På grunnlag av alle innsamlede observasjoner og registreringer beskrives de geologiske forholdene (bergarter, oppsprekking, svakhetssoner) langs tunneltraseen best mulig, med tolkning til tunnelnivå, relatert til profilnummer.

Bruddstrukturer og svakhetssoner som kan gi spesielle problemer diskuteres, og muligheten for å treffe på dårlig bergmassekvalitet og vannproblemer belyses og diskuteres. Det gis en omtale av bergarter som kan føre til sur/giftig avrenning.

Vegnormal N500: Usikkerhet med hensyn til bergoverdekning og påhugg

Med minkende bergoverdekning øker også konsekvensen av usikkerheten knyttet til bergoverflatens reelle beliggenhet, særlig ved påhugg. Verdien av og usikkerheten i utførte undersøkelser diskuteres, og eventuelle tiltak beskrives.

Vegnormal N500: Bergmasseklassifisering (Q-verdier) i felt, langs trasé og fra eventuell kjerne-logging

En bergmasseklassifisering langs tunnelen utføres for å få en mest mulig realistisk oppfatning av forventede sikringsmetoder og –mengder. Fra alle tilgjengelige data og observasjoner beregnes Q-verdier slik at antatt bergmasseklasse A,B,C, osv. kan vises langs lengdeprofilen og/eller i tabeller med tilhørende profilnummer. Q-systemets inngangsparametre presenteres, sammen med hvilke antakelser som gjøres.

Beregnete Q-verdier fra kjerneborehull i nærheten av tunneltraseen presenteres. Resultatene vises på kart/lengdeprofiler der det er mulig, ellers på egne tegninger/tabeller. Se kap. 2.4.2 for presentasjon av kjerneboringer.

Vegnormal N500: Løsmasser og geotekniske forhold med konsekvenser for skredfare og setninger

Løsmasser og geotekniske forhold som kan påvirkes av tunnelen diskuteres, med henvisning til geotekniske rapporter der slike foreligger. Setningsproblematikk og eventuell skredfare (f.eks. kvikkleire) med behov for tiltak omtales.

*Vegnormal N500: Hydrogeologiske forhold, eventuelle brønner og vannmagasiner
Vegnormal N500: Sannsynligheten for å påtreffte vann som kan skape driveproblemer*

Brønner og vannreservoarer er beskrevet i faktadelen, og ut fra informasjonen fra disse (og ev. egne prøvebrønner og grunnboringer) og annen innsamlet informasjon beskrives og diskuteres de forventede hydrogeologiske forholdene. Hvordan tunnelen kan påvirke grunnvannet diskuteres, og hvilke tiltak som iverksettes (jf. innlekkasjegrenser og injeksjonsomfang nedenfor). Risiko for store vannmengder vurderes og beskrives. Mulighet for innlekkasje av vann og behov for tiltak mot senkning av grunnvannstanden i forbindelse med etablering av påhugg beskrives. Se kap. 2.4.6.

Konsekvensene av opplysningene diskuteres, og virkningen for tunneldriften diskuteres og begrunnes. Erfaringer fra nærliggende anlegg er faktaopplysninger, men i hvilken grad disse opplysningene kan overføres til det nye tunnelprosjektet tilhører tolkningdelen.

Vegnormal N500: Anbefalt innlekkasjenivå for å unngå skadelig poretrykkssenkning

Der det på grunn av naturmiljø, fare for skadelige setninger, drikkevannskilder, etc. er utarbeidet krav for restlekkasjer bak stoff, legges disse inn i rapporten som tabell eller kart. Grensene gis som maksimum tillatt innlekkasje i liter/minutt/100 m. I toløpstunneler fortrinnsvis gitt som begge løp samlet.

Vegnormal N500: Antatt omfang av injeksjonsarbeider

I hvilken grad det kan forventes systematisk injeksjon eller injeksjon basert på sonderboring, ev. ingen injeksjon, anslås. Det understrekes i tolkningen at usikkerheten kan være stor og at forholdene i tunnelen kan være annerledes. Ved meget strenge krav og store konsekvenser påregnes systematisk injeksjon, mens det ved mer moderate krav trolig holder med injeksjon basert på sonderboring.

Vegnormal N500: Påpekning av eventuelle forhold som kan ha betydning for boring og sprengning (boreavvik, ladevansker o.a.)

Spesielt harde eller oppsprukne bergarter som kan gi bore- eller ladevansker beskrives. Dette gjelder for eksempel bergarter med høyt kvartsinnhold. Det gis også en vurdering av sprengbarhet, på grunn av stor forskjell på ulike bergarter.

Vegnormal N500: Sannsynlighet for å påtreffte høye/lave bergspenninger

Der det ikke er gjort egne spenningsmålinger vurderes sannsynligheten for å påtreffte høye eller lave bergspenninger, med bakgrunn i berggrunn/topografi/overdekning. Eventuelle konsekvenser for tunneldriften diskuteres. Det kan innhentes informasjon fra publiserte artikler/rapporter og erfaringer fra nærliggende tunneler og bergrom.

Vegnormal N500: Behov for spesiell håndtering/deponering av forurensede masser

Behov beskrives der det er registrert bergarter som kan føre til forurensning.

Vegnormal N500: Sannsynlig variasjon med tanke på steinmaterialkvalitet

Det kan være store variasjoner i steinmaterialkvalitet innen samme bergartsenhet langs traseen og ned mot tunnelnivå (i tillegg kommer usikkerheten ved projisering ned mot tunnelen). Det er viktig å gjøre oppmerksom på at resultatene kun gjelder prøvematerialet og ikke ses på som representativt for hele bergarten slik den vises på de geologiske kartene og profilene.

Vegnormal N500: Påpekning av usikkerheter og spesielle risikoer

Det er viktig at alle usikkerheter kommer fram i tolkningsdelen av rapporten. Dette omfatter usikkerhet knyttet til mektighet av svakhetssoner, bergarter og lekkasjeforhold med mer. Spesielle risikoer som kvartsinnhold, asbest, bergartskjemi, radon etc. omtales.

2.11 Geologiske undersøkelser for nytt tunneløp ved siden av eksisterende løp

De geologiske undersøkelsene for nytt tunneløp 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, injeksjon og tyngre sikring. Det er viktig å samle og systematisere tilgjengelige data. Det anbefales at alle data fra tunneldriften legges inn i Novapoint Tunnel - Geologi og bergsikring, der de ikke allerede finnes (se kap. 11).

Videre prosedyre for planlegging av løp nr. to:

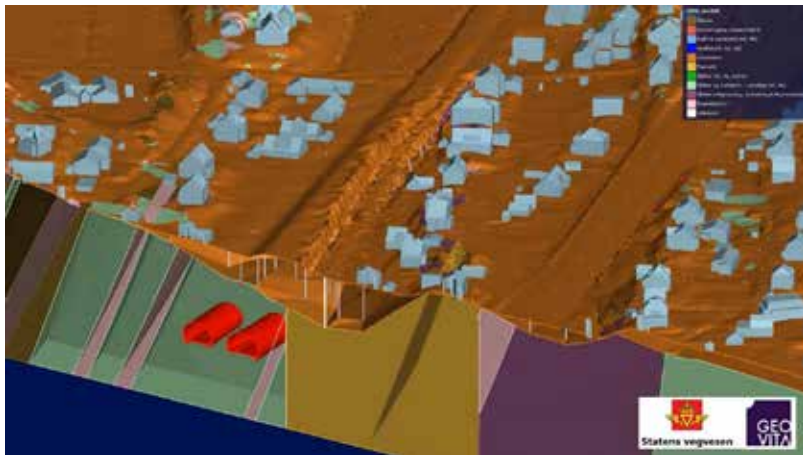
- Oppdatert kartgrunnlag hentes inn.
- Geologi tolkes over i området for nytt løp. Tolkningen samordnes med overflateobservasjoner og observasjoner fra karttolkning og eventuelt flyfoto.
- Det utarbeides oversikt over forventet bergkvalitet for det nye løpet, samt forventede Q-verdier i tunnelnivå i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

Den geologiske rapporten til konkurransegrunnlaget legges opp på samme måte som beskrevet i kap. 2.10, med en faktadel og en tolkningsdel.

2.12 Presentasjon av geologi i 3D-modeller

Håndbok V770 Modellgrunnlag [50] beskriver hvordan grunnlagsdata og modeller bestilles, utarbeides og leveres i vegprosjekter.

Det finnes ulike programvarer for å presentere/modellere geologi i 3D, se eksempel i figur 2.17. Det er viktig at programmene som benyttes produserer filer som kan importeres i andre verktøy som blir benyttet til 3D-modeller i Statens vegvesen.



Figur 2.17 Eksempel på geologisk modell i 3D laget i Leapfrog Works (laget av Geovita AS)

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

Sammen med geologi vises følgende:

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

Det skiller mellom måleresultater, faktiske observasjoner og tolkninger. Hvilke data grunnforholdsmodellen er basert på og usikkerheter presenteres. Nivået på geologi i grunnforholdsmodell tilpasses krav til geologiske undersøkelser i [1] for de ulike planfasene.

Forslag til fagmodell geologi:

Følgende legges inn i tunnelnivå langs tunnelen:

- bergmasseklasser (Q-verdier)
- sikringsklasser [1]
- antatt behov for tetting/injeksjon – tetthetskrav
- geoteknisk kategori

Influensområder kan også legges inn i modellen.

Nivå for geologisk fagmodell tilpasses krav til geologisk rapport [1] for de ulike planfasene.

2.13 Seismisk påvirkning

Statens vegvesen håndterer seismisk påvirkning fra jordskjelv 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 [51].

Eurokode 8 [51] består av seks del-standarder som tar for seg ulike konstruksjonstyper og har tilhørende nasjonale tillegg:

- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014 - Del 2: Bruer
- NS-EN 1998-3:2005+NA:2013 - Del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger
- NS-EN 1998-4:2006+NA:2013 - Del 4: Siloer, beholdere og rørledninger
- NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold
- NS-EN 1998-6:2005+NA:2008 - Del 6: Tårn, master og skorsteiner

Eurokode 8 ble gjort gjeldende i Norge fra 2005, med nyere nasjonalt tillegg.

Løsmasser og geoteknikk

Samferdselsanlegg som veg, fyllinger, skjæringer og andre jordkonstruksjoner generelt, er ikke nevnt i Eurokode 8 [51].

Vegnormal N200 [5] gir krav om geotekniske konstruksjoner og seismisk klasse. For veg mellom permanente konstruksjoner vurderes i forbindelse med risiko- og sårbarhetsanalyse om jordskjelv er en aktuell problemstilling for den planlagte vegstrekningen. Der det er behov for å utføre jordskjelvsberegninger vises det til Statens vegvesen rapport nr. 604 [52].

Tunnel

For løsmassetunneler og portaler gjelder kravene i vegnormal N400 Bruprosjektering [53], herunder seismiske påvirkninger. Berg- og løsmassetunneler, samt portaler har per i dag ingen spesifikke dimensjoneringskrav i Eurokode 8 [51] 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 [54]. I en studie fra UiO [55] 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 plote så vidt innenfor samme sikringsklasse som N500 angir (uten seismisk faktor).

Permanent stabilitetssikring av tunneler utføres i dag helt fram på tunnelstufen 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.

Regelverk

Vegnormal N400 [53] gir bestemmelser om konstruksjonssikkerhet og teknisk standard ved prosjektering av bruer i det offentlige vegnettet. For andre byggverk gjelder § 10-2 i byggteknisk forskrift til plan- og bygningsloven (TEK17). Her gis grunnleggende krav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet, inkl. grunnforhold og sikringstiltak under utførelse og i endelig tilstand, ved prosjektering av konstruksjoner etter Eurokode 0 [11] og underliggende eurokodeserie med nasjonale tillegg.

3 Geometrisk utforming

3.1 Generelt

I vegnormal N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 3 krav til geometrisk utforming av tunneler. I det følgende gis kommentarer og veiledning til utvalgte tema.

Vegnormal N100 Veg- og gateutforming [2] setter krav til linjeføring og sikt som gjelder både i og utenfor tunnel. Tunnelprofiler for de ulike tunnelklassene, inklusive profiler med siktutvidelser/havarinisjer, er vist i [2].

Tunneler er i utgangspunktet en forholdsvis sikker del av vegnettet, men risikoen for alvorlige ulykker kan være høyere enn på vegnettet forøvrig. Belysning i tunneler og lyse vegger med god kontrast mot vegbanen kan redusere ulykkesrisikoen. Krappe kurver og bratte stigninger medfører økt ulykkesrisiko. Det er størst ulykkesrisiko i tunnelens innkjøringssoner, der er ulykkesrisikoen tre ganger så høy som midt i tunnelen.

3.2 Linjeføring

Kravene til linjeføring i tunneler bygger på det samme teoretiske grunnlag som for veg i dagen. Dette grunnlaget er beskrevet i håndbok V120 Premisser for utforming av veger [3].

I et tunnelprofil kan tunnelveggen utgjøre et sikthinder og krav til sikt kan dermed bli dimensjonerende for horisontalkurveradius i tunneler. Siktkravene varierer med dimensjoneringsklasse og stigning. Kravene finnes i N100 [2] for aktuell dimensjoneringsklasse. For toløps tunneler vil krav til stoppsikt bestemme minste horisontalkurveradius for hvert av løpene. For enfeltstunneler med toveis trafikk gjelder krav til møtesikt.

Dersom det er nødvendig med horisontalradius mindre enn at krav til sikt tilfredsstilles, utvides tunnelbredden i innerkurve. Krav til breddeutvidelse i kurver er som for veg i dagen [2].

I hver ende av tunnelen anbefales det å legge inn en kurve for å unngå at dagslyset i åpningen forverrer synsforholdene for trafikantene. I spesielt lange tunneler (> 6 km) kan det være aktuelt å legge inn lange, slake kurver for å bryte monotonien.

3.3 Kryss

Vegnormal N500: Kryss skal ikke anlegges i tunnel.

Krav til kryss utenfor tunnelåpning er gitt i N100 [2]. Når kryss plasseres nær tunnelåpningen, legges spesiell vekt på å unngå blanding fra sol ved utkjøring fra tunnelen. Kapasitet til kryss ved tunnelåpning vurderes med hensyn til tilbakeblokkering av trafikk inn i tunnelen.

3.4 Gang- og sykkeltrafikk i tunnel

Krav som gjelder gang- og sykkeltrafikk i tunneler er gitt i [2].

Vegnormal N100 Veg- og gateutforming: Der det ikke er mulig å etablere et tilbud til gående og syklende utenom tunnelen bør det etableres et tilbud gjennom tunnelen dersom det er mer enn 25 gående og syklende i døgnet (sommerdøgn) i prognoseåret. Alternativt kan gang- og sykkeltrafikken avvikles i egen tunnel.

Tilrettelegging for gang- og sykkeltrafikk gjelder også belysning og nivå på luftkvalitet [1].

Der gang- og sykkelveg adskilt med rekkverk passerer en havarinisje kombineres de to funksjonene og deler areal. Det vil si at rekkverket opphører forbi havarinisja. I en situasjon med ett havarett lett kjøretøy vil det gjenstå i overkant av 1 m til gående og syklende for å passere kjøretøyet.

Sykeltrafikk i tunnel er også omtalt i V122 Sykkelhåndboka [56].

3.5 Overgang mellom tunnel og veg i dagen

Håndbok V120 [3], beskriver overgangen mellom tunnel og veg i dagen, med skisser av overgangssoner for utvalgte dimensjoneringsklasser.

3.6 Utstyr og installasjoner utenfor tunnel

I området utenfor tunnelåpningene plasseres utstyr som er tilknyttet tunnelen. Det er ikke krav eller standardiserte løsninger som gjelder plassering, avstander osv. generelt for tunnel. Dette prosjekteres i hvert tilfelle ut fra plass til bl.a. teknisk bygg, driftsåpninger, plassering og tilkomst. Tabell 3.1 oppsummerer typer av utstyr som er tilknyttet tunneler, med krav til avstand – der dette er oppgitt.

Håndbok R311 Trafikkstyringsystemer på veg [57] gir krav som gjelder plassering av skilt og signaler i forbindelse med tunneler, inklusive prinsippsskisser av utstysplaner ved tunneler.

Tabell 3.1 Utstyr og installasjoner utenfor tunnel. Avstand fra tunnelåpning.

Vegnormal, Tunnelsikkerhetsforskrift (FOR)	Tema*	Avstand
N500	Bom og rødt stopplinksignal	min. 100 m
FOR	Endring antall kjørefelt/avslutning av forbikjøringsfelt utenfor tunnel (dvs. opp til 300 m)	10 sek.
N100 [2]	Kryss, avstand fra tunnel (uregulert)	Ls
N100 [2]	Kryss, avstand fra tunnel (forkjørsregulert)	2 x Ls
N100 [2]	Slutt akselerasjonsfelt til tunnel	Stoppsikt
N500/ FOR	Toløps: mulig å krysse midtdelen/tilrettelagt for redning	
N500	Ettløps: plassbehov for helikopterlanding, kontroll; vurderes	
N500/FOR	Nødstasjon – i nærheten av portal/utenfor tunnelåpning. Gjelder begge tunnellop for toløpstunneler. Anbefalt avstand maks. 150 m.	
N500	Nødstyreskap. Kan integreres i teknisk bygg.	Sikt til portal
N500/ FOR	Hydranter eller annen vannforsyning i nærheten av portal	
N500	Lukket system for oppsamling og rensing av vann (spyling, utslipp)	
N500/ FOR/ N300 [58], N302 [59] m.ft.	Skilt, signal, bommer (fast, melding, drift)	
N500	Antennemaster for nødkomm.	
N500	Ev. teknisk bygg	maks. 100 m
(N500)	Ev. pumpestasjon i tunnel: utpumping av vann	
N500	Ev. ventilasjonstårn, rensetiltak (gass, partikler), støytiltak	
(FOR)	Opplysning om sikkerhetsutstyr kan plasseres på f.eks. rasteplass før tunnelen.	

* Generelt gjelder hensynet til tilkomst for drift

Noe utstyr som skilt og bommer har krav som gjelder maksimal avstand fra tunnelåpningen. Teknisk bygg tilhørende tunnelen som er plassert utenfor tunnel, har anbefalt driftsavstand maksimalt 100 m fra tunnelåpningen på grunn av teknisk utstyr. Det vil være naturlig å plassere nødstasjonen utenfor tunnelåpningen ved teknisk bygg.

Tilkomst til teknisk bygg for drift og vedlikehold er via sideveg bak rekkverk eller fra havarilomme/ stopplomme ved tunnelåpningen. Med hensyn til trafiksikkerhet er det mindre gunstig med stopplommer ved tunnelåpningen. Innkjøringssonen har forhøyet ulykkesrisiko i forhold til vegstrekninger utenfor innkjøringssonen. Det er derfor sikkerhetsmessig uheldig med på- og avkjøring i dette området. En separat adkomst med avkjøring et stykke unna tunnelmunningen vil være den mest trafiksikre løsningen.

Det er ikke gitt krav om havarilomme/stopplomme ved tunnelåpningen. Krav om nødstasjon utenfor hver tunnelåpning er gitt av Tunnelsikkerhetsforskriften. Det gis ingen føringer mht. avstand eller tilkomst. Nødstasjoner kan plasseres i skap på rekkverk (av betong) på samme måte som inne i tunnelen. Der det anlegges havarilomme på utsiden, plasseres nødstasjon i havarilommen. Dette ses i sammenheng med trafikkmengde og prosjektering for øvrig. Det anbefales at havarilomme/ stopplomme utenfor tunnelåpningen utformes som havarinisje [1]. Dette vurderes i sammenheng med plass tilgjengelig, stoppsikt m.m., samt rekkverksløsning mot tunnelportalen.

3.7 Tunnelportal

Tunnelportaler bygges for å beskytte mot nedfall av stein og is. Traktform på tunnelportal (krav ved $\text{ÅDT} > 6\,000$) angår trafiksikkerhet og fare for påkjørsel. En traktformet portal er utformet/vinklet tilsvarende som en havarinisje inne i tunnelen (1:10). Det er derfor ikke behov for rekkverk innenfor en traktformet portal. En løsning for området ved portalen er å bygge betongrekkverk de siste 20 m foran tunnelportalen og avslutte rekkverket innenfor/i portalåpningen.

Tunnelportaler uten traktform kan bygges med tilstrekkelig bredde for å ivareta rekkverksløsning i portalåpningen. Rekkverksløsningen (betongrekkverk) bygges utenfor normalprofilen og tilpasses til valgt vann- og frostsikringskonstruksjon i tunnelen (veggelementer eller føringskant).

Behovet for traktutforming av begge portalene i en toløpstunnel kan vurderes. I løpet for utgående trafikk bygges portal for å sikre mot nedfall av stein og is. Selv om tunnel-løpene er ment å ha toveis trafikk i noen tilfeller (kjørefeltsignaler osv.), vil dette ikke være en normalsituasjon, trafikken vil ha lavere hastighet m.m. og traktportal er ikke påkrevd i det som er ut-løpet i normal trafiksituasjon.

3.8 Utvidelse for snunisje

Snunisjer bygges i ettløpstunneler over en viss lengde [1]. Snunisjer, kombinert med skilt og signaler, bygges for at større kjøretøy har mulighet til å snu ved en brann eller annen hendelse i tunnelen. Det er viktig å vurdere bergsikringen og bergspenningsforhold spesielt. Det er ikke anbefalt at snunisjer bygges som større bergrom med havarinisje på motsatt side av veggen pga. bergspenning, siden plasseringen av snunisjen hovedsakelig er bestemt ut fra avstand til tunnelåpning og mellom nisjer.

Snunisjen er tilpasset stor lastebil eller buss, og ikke større/lengre kjøretøy. Plassbehov for at et større kjøretøy skal kunne snu, er vist ved sporingskurver i [2]. Slike bergrom kan være mulig, men er ikke praktisk å innføre som standard/krav for tunneler.

3.9 Nødutganger

Minimumskrav til dørbredde og -høyde for inngang til nødutgang, inklusive beslag på dør, fremgår av teknisk forskrift til PBL. Mål for dør; døråpning/rammeåpning/lysåpning prosjekteres ut fra eventuell tilgang/plass for teknisk utstyr og drift i forbindelse med nødutgang/ tverrforbindelse og er derfor ikke oppgitt [1]. Tilstrekkelig dørbredde ivaretas alltid på grunn av behov for tilgang for montering og drift av elektroteknisk utstyr.

Vurdering av evakueringskapasitet i tverrforbindelse fra tunnelklasse E opp til våre mest trafikkerte tunneler er vist i eksempel i NordFoU-rapport: Evakuering i vegtunneler [60].

4 Sikkerhetstiltak

4.1 Generelt

I vegnormal N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 4 krav til sikkerhetstiltak i tunneler. I dette kapitlet gis veiledende kommentarer til noen punkter.

4.1.1 Tilrettelegging for universell utforming

Tunnelsikkerhetsforskriftene og [1] gir en rekke krav som gjelder sikkerhet i vegtunneler. Selvredningsprinsippet betyr at trafikantene i hovedsak kommer seg ut av tunnelen selv med kjøretøy eller til fots ved en hendelse. Tunnelene har standard sikkerhetsutstyr tilgjengelig for nødsituasjoner, samt fastlagte beredskapsplaner der brann og redning inngår, i tillegg til ventilasjonsstyring fra vegtrafikksentral (VTS). Se også kap. 9.3.5 om brannventilasjon.

Universell utforming er ikke brukt som generelt begrep for vegtunneler, fordi geometri, standard og utrustning i tunnelene er varierende. Universell utforming i N500 er best mulig tilpasset tunnelene, i de områdene der dette er viktig, som for eksempel krav som gjelder nødutganger.

Toløpstunneler har rømningsveier i form av tverrforbindelser mellom tunnellopene. Nyere ettløpstunneler over en viss trafikkmengde [1] har også nødutganger. Nødutganger er merket med grønn farge; grønne dører og grønn belysning (se eksempel i kap. 9.2). Tverrforbindelser mellom to tunnellop bygges med kulvert, som gir leding fra dør til dør.

For nødstasjoner gjelder størrelse på kiosk, høyde på plassering av skap, i tillegg til rød farge på kiosk, skap og brannslukkere (se eksempel i figur 4.1). Nødstasjoner i tunnel gir direkte forbindelse til VTS, og VTS får automatisk informasjon om hvor telefonen brukes; hvilken tunnel og posisjon i tunnelen.

4.1.2 Risikoanalyser

For utarbeidelse av risikoanalyser benyttes metode gitt i Rapport nr. TS 2007:11 [61]. Vegnormal N500 [1] er, med bakgrunn i Norges topografi, i noen tilfeller justert i forhold til krav i tunnelsikkerhetsforskriften. Kompenserende tiltak er innarbeidet i [1], dette gjelder for eksempel gjennomgående skulder (= rømningsvei), krav til havarinisjer og snunisjer, tettere avstand mellom tverrforbindelser og mellom nødstasjoner, to løp ved ÅDT > 12 000, samt innslagspunkt for ITV/AID. I tillegg kommer krav til teknisk utstyr for detektering og varsling. Samlet sett er disse tiltakene vurdert å gi minimum samme sikkerhet som forskriften.

Risikoanalyse kun som del av beredskapsplanen, gjelder for tunneler uten særtrekk. Uten særtrekk er for eksempel stigning < 3 % og lengde < 4 000 m (se tunnelsikkerhetsforskriften).

4.2 Sikkerhetstiltak og sikkerhetsutrustning

4.2.1 Rømningslys

Det er krav til sammenhengende rømningslys for lange ettløps tunneler [1]. Sammenhengende rømningslys kan plasseres på føringskanten. Bruk av en type håndlist i tillegg anbefales ikke av bestandighets- og driftsmessige hensyn.

Det er ikke gitt krav eller retningslinjer til hvordan sammenhengende rømningslys føres forbi havarinisjer eller snunisjer. For havarinisjer anbefales at rømningslysene føres langs føringskant/veggen gjennom nisjen. Dette gir også tilkomst til nødstasjon. Rømningslys ved snunisje kan enten opphøre ved nisjen,

dvs. en avstand på ca. 15 meter, eller føres i skulder/vegbane forbi nisjen. Løsningen vurderes ut fra bl.a. strømforsyning, drift/vedlikehold, samt mulighet for markert vegoppmerking for leding.

4.2.2 Nødstasjoner

Vegnormal N500: Det skal med skilt gjøres oppmerksom på at nødstasjonen ikke gir beskyttelse ved brann. Teksten skrives på norsk og engelsk.

Eksempel på tekst er:

«Dette området gir ikke beskyttelse ved brann. Følg skilt til nødutganger. /
This area does not provide protection from fire. Follow signs to emergency exits.»

I det følgende er vist et eksempel på tekst for rettledning for bruk av nødtelefon:

«Løft av røret og vent på svar
Hvis ingen svarer innen ett minutt, legg på røret og prøv igjen.

Lift the handset, and wait for answer.
If no one answers within the first minute, hang up and try again.»

Krav til kiosk til nødstasjon gjelder kun i havarinisjer. Innvendige mål på kiosk, 1,5 x 1,5 m, gjelder 'fri plass' utenom telefon og brannslukkere – fra gulvnivå opp til en høyde på 1,7–2,0 m. Kiosk til nødstasjon kan også inneholde annet elektroteknisk utstyr (prosjekteres). Der nødstasjon-kiosken i tillegg brukes til elektroteknisk utstyr tilhørende tunnelen, plasseres også dette utenfor 'fri plass'. Kioskene kan ha tilkomst for drift bak hvelv (se kap. 12).

Eksempel på plassering av nødstasjon i skap på føringskant er vist i figur 4.1. Plassering av nødstasjon utenfor tunnelåpning tilpasses den enkelte tunnel, men det vil være naturlig å samle nødstyreskap, nødtelefon, brannslukkere, etc. på samme sted, det vil si i en avstand ca. 100 m fra tunnelåpningen. Se også kap. 3.6.



Figur 4.1 Eksempel på nødstasjon plassert på føringskant. Skilt for brannslukker og telefon er her innfelt som del av nødstasjonen. (Foto: T.Braaten)

4.2.3 Slokkevann

Noen løsninger for slokkevann er:

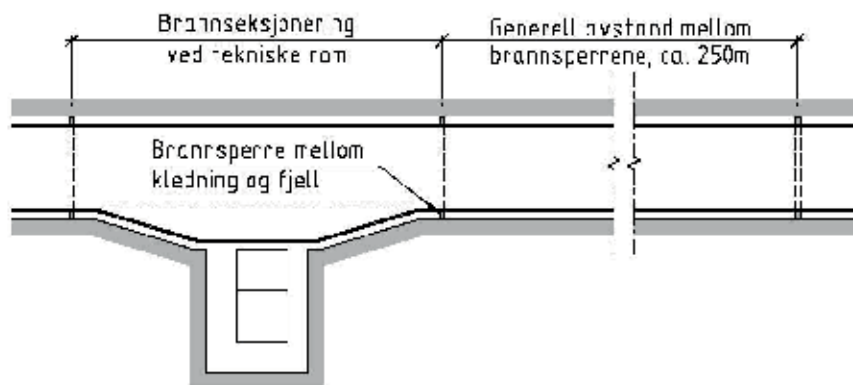
- Etablering av egne kummer (ca. 6 m³) i tilknytning til drencsystemet
- Tankvogn med tilstrekkelig kapasitet (minimum 6 m³)
- Slokkevannsreservoar ved lavbrekk.

I spesielle tilfeller hvor trykkvann er lett tilgjengelig, for eksempel i bytunneler, kan en gjennomgående vannledning med vannuttak være et alternativ. Mengde slokkevann prosjekteres i hvert enkelt tilfelle. Det vises til Statens vegvesen rapport nr. 228 Tilskudd til brannberedskap [62].

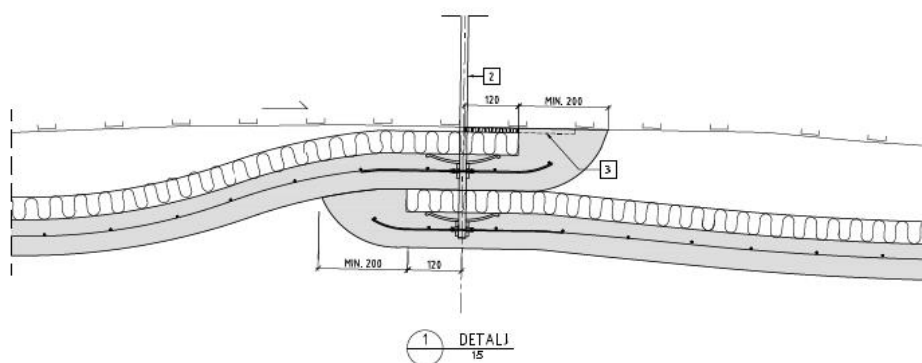
4.3 Brannsikring

4.3.1 Brannseksjonering

Prinsipp for brannseksjonering ved tekniske bygg, nødutganger etc. er vist i figur 4.2. Prinsippskisse av brannsperre i hvelv av PE-skum og sprøytebetong er vist i figur 4.3. Se også Statens vegvesen rapport nr. 510 [63] fra etatsprogrammet «Varige konstruksjoner».



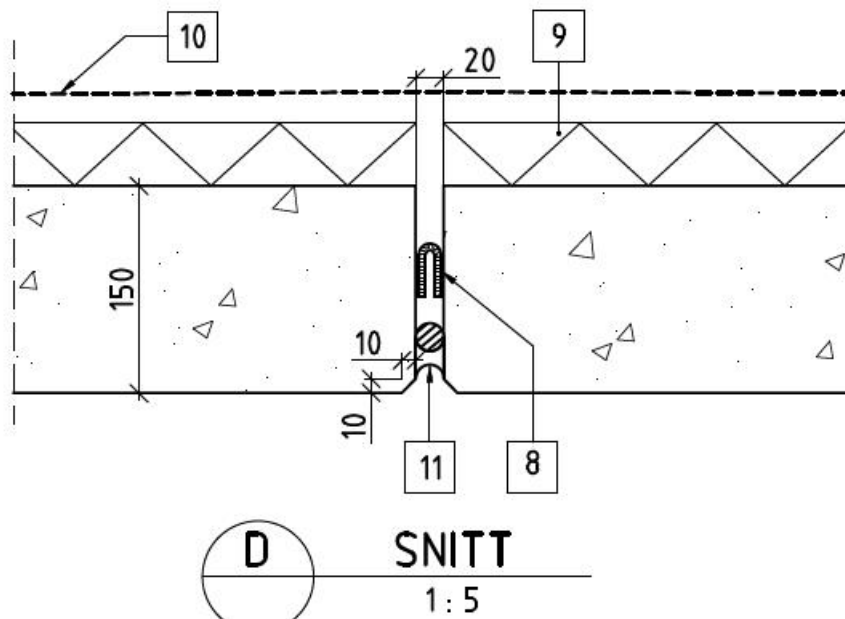
Figur 4.2 Prinsippskisse for brannseksjonering ved tekniske bygg, nødutganger, etc.



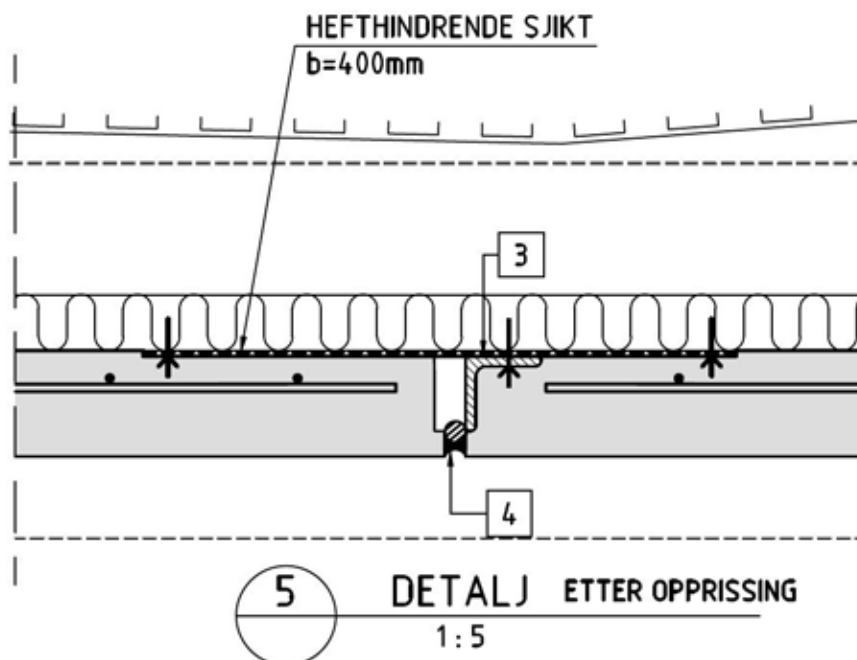
Figur 4.3 Prinsippskisse som viser brannsperre i hvelv av PE-skum og sprøytebetong [63].

Brannseksjonert felt merkes med skilt på vegg eller føringskant i trafikkrommet, med tekst 'Brannsperre' og posisjon (km, m eller annet).

Tetting av fuger i betongelementhvelv og dilatasjonsfuger i hvelv av sprøytebetong kan utføres som vist i prinsipp i figur 4.4 og 4.5.



Figur 4.4 Skisse av fuge mellom betongelementer. Fugen er tettet med mineralull (8) og fugeforsegling med fugemasse inkl. bakfyllingslist (11). [63]



Figur 4.5 Skisse av dilatasjonsfuge i sprøytebetonghvelv, utført med rissanviser, L-profil (3) og elastisk fugemasse (4). [63]

5 Skilt og signaler

5.1 Generelt

I vegnormal N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 5 krav til skilt og signaler i tunnel. I dette kapittelet gis noen kommentarer og veiledning.

5.2 Trafikkskilt for tunneler

Skilt, signaler og vegoppmerking er beskrevet i normaler i 300-serien, med tilhørende retningslinjer og veiledninger. En forenklet oversikt over aktuelle skilt utenfor og i tunnel er gitt under. Prinsippskisser for plassering av skilt og signaler utenfor tunneler er vist i håndbok R311 [57].

Aktuelle skilt utenfor tunnel er (med henvisning til N300 Trafikkskilt [58]):

Vegvisningsskilt 727.4 Tunnelnavnskilt	N300/4A
Fareskilt 122 Tunnel	N300/2
Markeringsskilt 908 Hindermarkering	N300/2

Følgende skilt benyttes utenfor tunnel der det er nødvendig på grunn av spesielle forhold:

Fareskilt 104.2 Bratt bakke	N300/2
Forbudsskilt 314 Høydegrense	N300/3
Forbudsskilt 334 Forbikjøringsforbud	N300/3
Forbudsskilt 335 Forbikjøringsforbud for lastebil	N300/3
Forbudsskilt 306.8 Forbudt for gående og syklende	N300/3
Forbudsskilt 308 Forbudt for transport av farlig gods	N300/3

Følgende skilt er aktuelle inne i tunnel:

Opplysningskilt 570.1 Nødutgang	N300/3
Opplysningskilt 570.2 Retning og avstand til nærmeste nødutgang	N300/3 (se under)
Opplysningskilt 555 Havarilomme, med serviceskilt 600.21H	N300/3
Serviceskilt 605 Nødtelefon og 606 Brannsløkningsapparat	N300/5
Serviceskilt 601 Radiokanal	N300/5
Markeringsskilt 916 Avstandsmarkering i tunnel	N300/2

Spesielt for tunnel er skilt og signal i forbindelse med snunisjer. Et eksempel er vist i figur 5.1.



Figur 5.1 Eksempel på skilt og signal for snunisje i tunnel. To-posisjonsskilt vist i aktiv og passiv stilling. [64]

Skilt 570.2 Retning og avstand til nærmeste nødutgang [58] kan monteres i lange ettløps tunneler som ikke har andre utganger enn tunnelåpningene. Skiltene viser da avstand til hver av tunnelåpningene. Skiltene monteres i havarinisje; i/på nødstasjonkiosken.

6 Arbeider foran stuff og stabilitetssikring

6.1 Generelt

I vegnormal N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 6 krav til arbeider foran stuff og stabilitetssikring. I dette kapittelet gis utfyllende veiledning til bygging, sikring og forinjeksjon.

Det norske prinsippet for tunnelbygging er basert på at bergmassen er byggematerialet, og at bergmassen i utgangspunktet er selvbærende. 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 stuff. På grunnlag av eventuelle observasjoner bak stuff kan det være aktuelt at sikringen suppleres senere.

6.2 Sikringsmetoder og sikringsklasser

Permanent bergsikring kan i de aller fleste tilfeller ivaretas ved bruk av bolter i kombinasjon med fiberarmert sprøytebetong, ved dårligere berg i tillegg med armerte sprøytebetongbuer. Sprøytebetongbuer brukes i dag nærmest rutinemessig der det før var naturlig med betongutstøping, det er bare i ekstreme tilfeller at utstøping kan være aktuelt.

Vegnormal N500: Det skal utføres bergmasseklassifisering med bruk av Q-metoden.

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 kap. 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 [44].

6.2.1 Bolter

Alle bolter til permanent bergsikring er iht. håndbok R761 Prosesskode 1 [65] og [1] dobbelt korrosjonsbeskyttet (varmforsinket og pulverlakkerte) og fullt innstøpte. For bolting på stuff der øyeblikkelig sikring er avgjørende brukes i dag kombinasjonsbolter som endeforankres med ekspansjonshylse og siden ettergyses. Ved høye bergspenninger der større bruddforlengelse er viktig kan det likevel benyttes bolter endeforankret med lim/polyester.

Forbolter («spiling») og annen bolting på skrå opp foran stuff som blir benyttet som ren arbeidssikring, behøver ingen korrosjonsbeskyttelse.

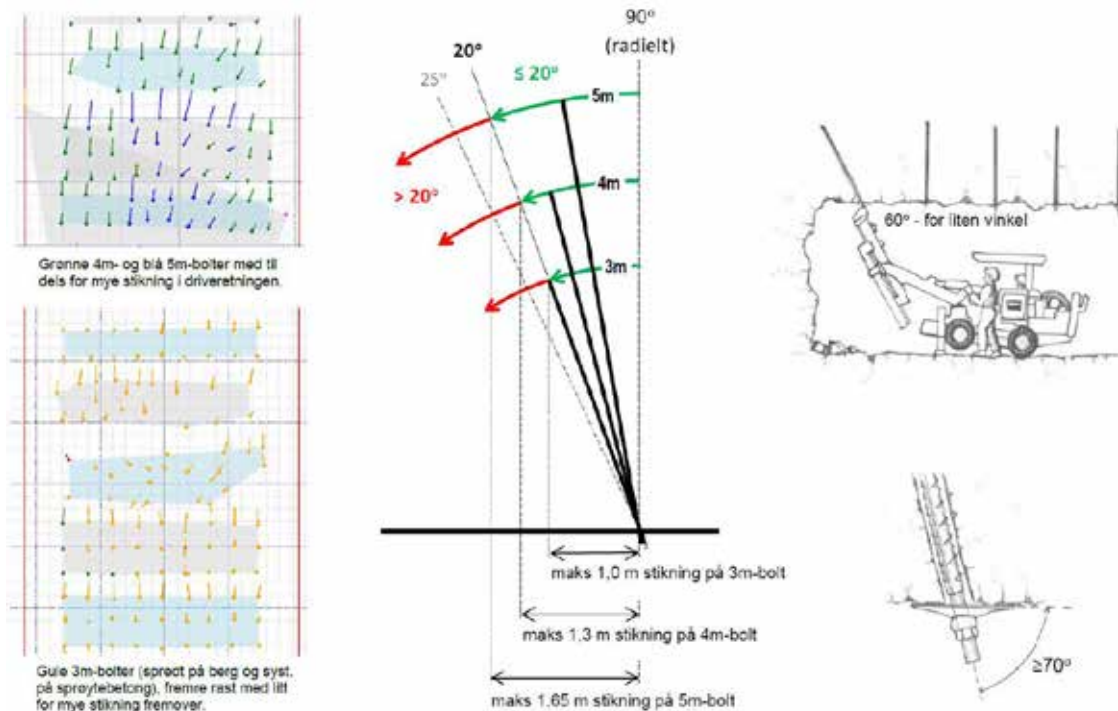
Boltevinkel

For å unngå skjevbelastning på plata er det viktig at vinkelen mellom boltestamme og underlagsplate på endeforankrete bolter ikke er mindre enn 70° [66], se figur 6.1.

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 stuff og ved å se på MWD-data (MWD=Measurement While Drilling) i ettertid.

Boltekart med tunnelkonturen brettet ut i 2D (som i Novapoint Tunnel) 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. 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 (figur 6.1).



Figur 6.1 Illustrasjoner av boltens stikning/vinkling i forhold til tunnelkonturen (figurer til høyre fra [67]).

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 de beste 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 f.eks. være bedre å sette bakre bolter på ny salve innenfor salveskjøten og ikke innerst i salvehakket fra foregående salve.

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 6.2. Ved full oppfylling vil mørtelen tyte frem. Boltene merkes som gyst.



Figur 6.2 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 gysing (dvs. bare gyse kombinasjonsboltene). I motsatt fall kan vannet presses over til tørre hull.

6.2.2 Sprøytebetong til bergsikring

Av hensyn til bestandighet og levetid 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) [41].

Det vises til Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 7 Sprøytebetong til bergsikring [68].

6.2.3 Sprøytebetongbuer

Permanent stabilitets-/bergsikring kan i de fleste tilfeller og for alle sikringsklasser ivaretas med bruk av sprøytebetong kombinert med bolting, forbolting og armerte sprøytebetongbuer. Utforming og utførelse av armerte sprøytebetongbuer er beskrevet i kap. 6.8.

6.2.4 Betongutstøping

Situasjoner der betongutstøping kan være nødvendig:

- 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 tunnellop/bergrom

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

6.2.5 Sålestøp

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, bergspenninger og/eller svelling. Se kap. 6.8.4.

6.2.6 Spesielle sikringsmetoder og dimensjonering

Rørskjermer er en metode for tunneldriving gjennom løsmasser der stålrør bores inn rundt profilet foran stuff, som regel sammen med forinjeksjon. Metoden kan også benyttes ved driving gjennom mektige svakhetssoner der tradisjonell forbolting/driving ikke fungerer.

Driving gjennom jetpeler går ut på at det blandes inn betong i løsmassene og lages en propp med bedre materiale som det kan drives tunnel igjennom.

Det vises til NFF håndbok nr. 5 Tung bergsikring i undergrunnsanlegg [69].

6.3 Etablering av forskjæring og påhugg

6.3.1 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.

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 stuff. 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 verken være tykk eller tungt armert, kun ha plass til forbolter slik at en kan komme seg innunder og sikre med buer eller støp.

Forskjæringen sprenges ut som en vanlig bergskjæring, se vegnormal N200 [5].

6.3.2 Påhugg

Selve påhuggsflaten bores og sprenges forsiktig. En stabil plan overflate vil vesentlig lette all forhåndssikring med forbolter, armering og sprøyting. Figur 6.3 viser meget jevn kontur grunnet nøyaktig boring og skånsom lading. Et alternativ er å sømbore hele eller deler av påhuggsflaten.



Figur 6.3 Jevn kontur i påhuggsflate. Lørentunnelen (Foto: A. Neby)

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 sprengte 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 kap. 6.3.4) med forbolting, armering og sprøytebetong samt opphengsbolter for bue er da spesielt viktig (se eksempel i figur 6.4).



Figur 6.4 Skrått påhugg, flaten står omtrent 45° på tunnelens retning. Påhuggsflaten er også tilpasset markerte sprekkeplan (steilt fall mot venstre). Det er satt en bue med kamstål på forbolter rundt åpningen. Ringveg Vest Bergen, 1.bygetrinn (Foto: T. Kirkeby).

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 stuff normalt på senterlinja selv om påhugget er skjevt. Optimalt er å tilstrebe en skålforn på stuffen, 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.

6.3.3 Forinjeksjon ved påhugg

Forinjeksjon er aktuelt for påhugg under den normale grunnvannstanden. Eksempel er byggegroper der grunnvann/poretrykk reetableres på tidligere nivå etter vanntett kulvert/portalstøp. Se kap. 6.4.2 om forinjeksjon.

6.3.4 Bergsikring før tunneldriving

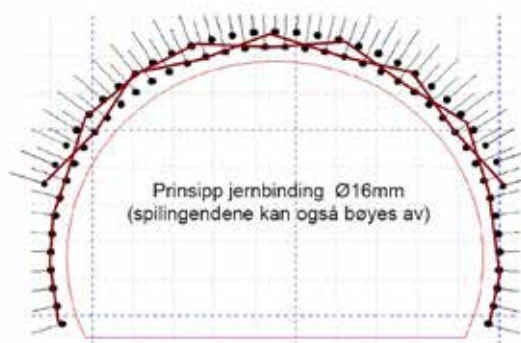
Tunnelpåhugg forhåndssikres med forbolter forbundet med armering og sprøytebetong. Det kan være sprekker og svakhetsplan som fører til utfall og tap av profil etter salve. Det er avgjørende at et tunnelprofil med god kontur er stabilt fra starten av (se figur 6.5).



Figur 6.5 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 \varnothing 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. \varnothing 16 mm kamstål og sprøytet inn med fiberfri betong. Bergbolter \varnothing 20 mm kommer gjerne i tillegg. Et eksempel på mønster med to raster med forbolter er vist i figur 6.6.



Figur 6.6 To raster med forbolter med 6 m \varnothing 32 mm, bundet sammen med \varnothing 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)

Rastene med forbolter (i hvert fall indre) 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. Også 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.

6.3.5 Bore- og salveplan

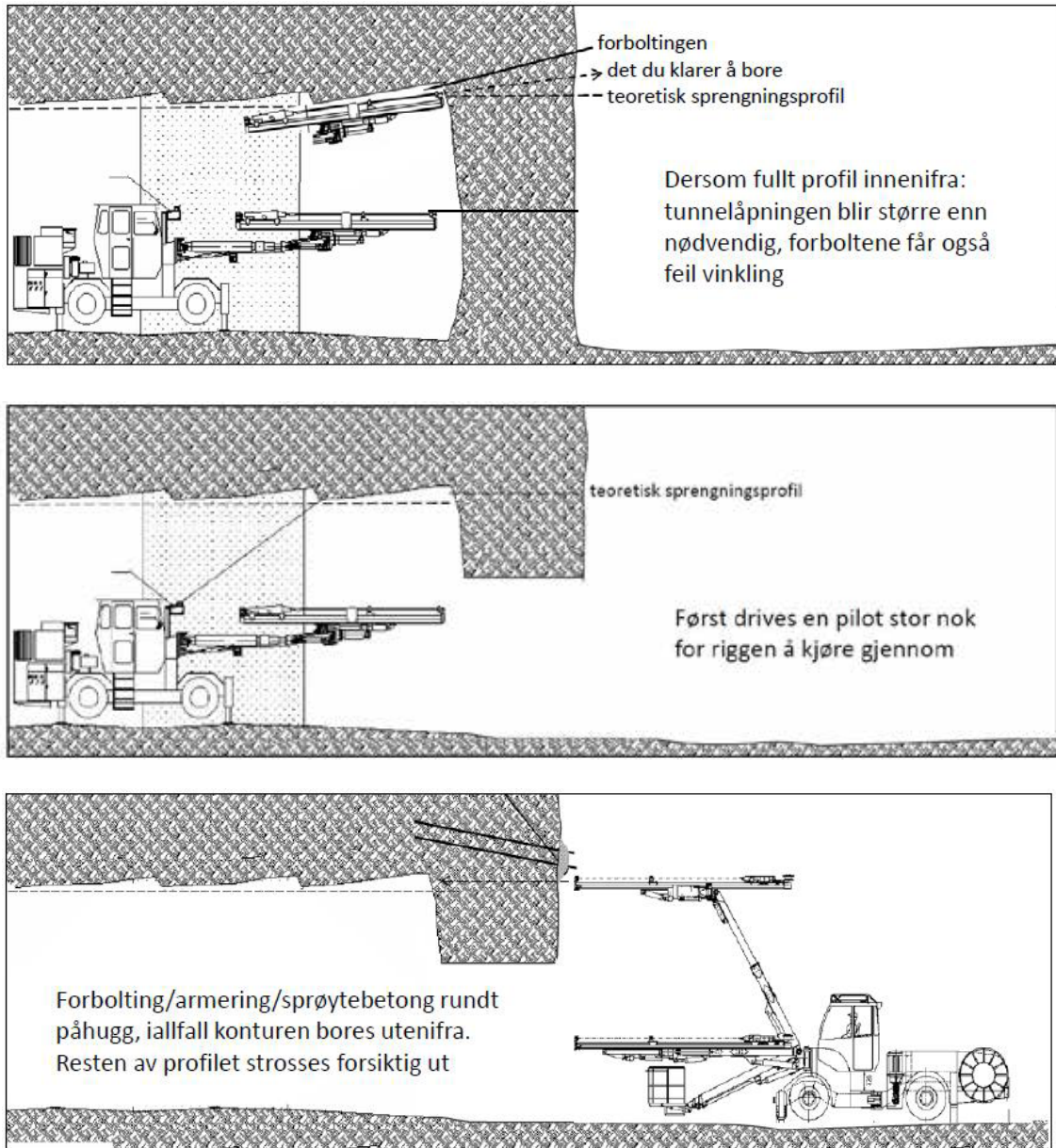
Det er to hovedregler ved bore- og salveplanen for påhugg; 1) korte, delte tverrsnitt og 2) skånsom sprengning mot kontur. Et jevnt tunnelprofil uten unødige overmasser/utfall gir et godt utgangspunkt for videre tunneldriving.

Det er også mulig med en lengre pilot som strosses ut, for eksempel der det er steinsprutfare mot veg og bebyggelse eller nærliggende naboløp.

6.3.6 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 borryggen kan kjøre gjennom og snu. Deretter settes forbolter som armeres og sprøytes før resten av salva bores og strosses ned (se figur 6.7). Konturen kan bores med minimal stikning.



Figur 6.7 Illustrasjon av driving fra innsiden og ut

6.3.7 Portalstøp

Det er som oftest ikke behov for å forlenge portalen 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.

6.4 Langhullsboring og forinjeksjon

6.4.1 Sonderboring og boreparametertolkning

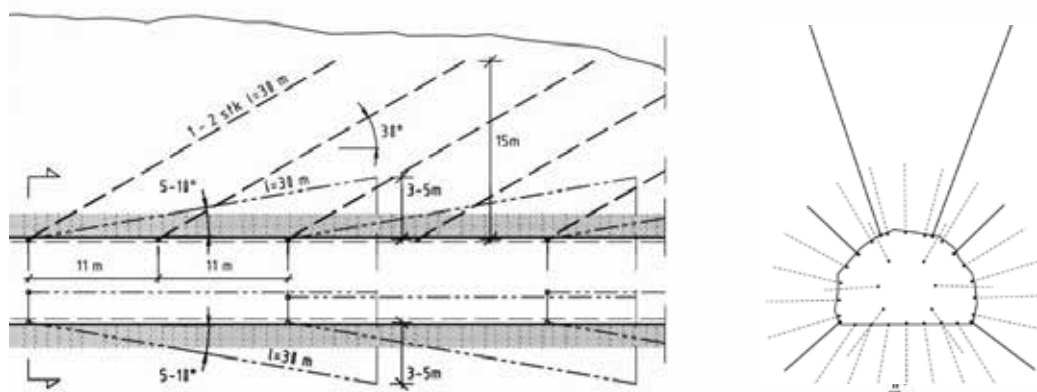
Vegnormal N500: Sonderboring skal benyttes der det er behov for å skaffe opplysninger om bergkvalitet og vannlekkasjer.

Sonderboring under driving, ev. også kjerneboring, utføres der det er behov for ytterligere informasjon om bergmassekvalitet, svakhetssoner og vann foran stuff. Hensikten er en mer forutsigbar tunneldriving, tryggere tunneldriving gjennom svakhetssoner og å redusere risikoen for ras på stuff. Se kap. 6.6 om driving og sikring fram mot og gjennom svakhetssoner.

Selv om all boring logges med Measurement While Drilling (MWD) for boreparametertolkning føres logg iht. håndbok R761 [65]. Fra MWD-tolkningen presenteres normalt bare relativ hardhet (fra borsynken), oppsprekking (fra borestøyen) og vann (fra endring i spylevannstrykk). Annen viktig informasjon som loggføres er borevansker (fastboring, tilstopping, slepper), skifte av spylevannsfarge, påtruffet vann og samlet utlekkasje pr. hull etter avsluttet boring.

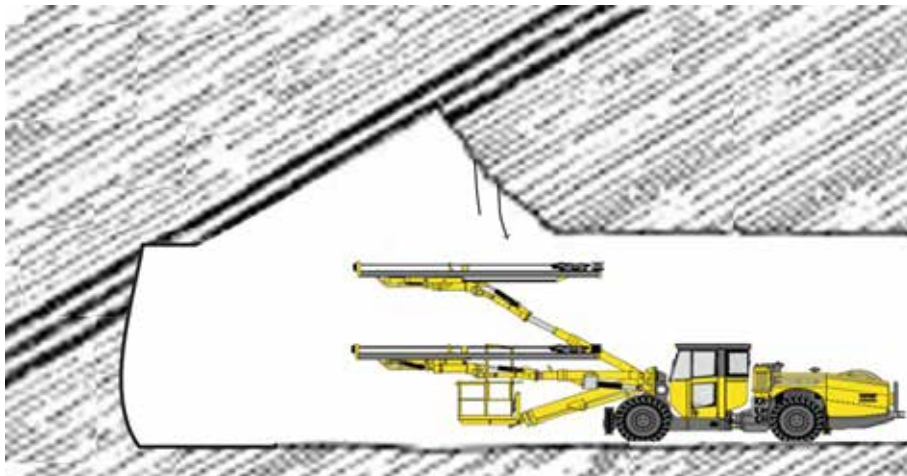
Sonderboring fremover omfatter typisk 4-6 stk. hull á 20-30 m, men antall hull, hullengde, retning og overlapp bestemmes av hva som skal undersøkes. Generell sondering for vann og ev. svakhetssoner innebærer som regel minst 4 hull ved T9,5 og minst 6 hull ved T12,5. Sonderhullenes ansett og retning kan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

Eksempel på plan for samlet sonder- og injeksjonsboring er vist i figur 6.8. 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 6.8 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 stuff.

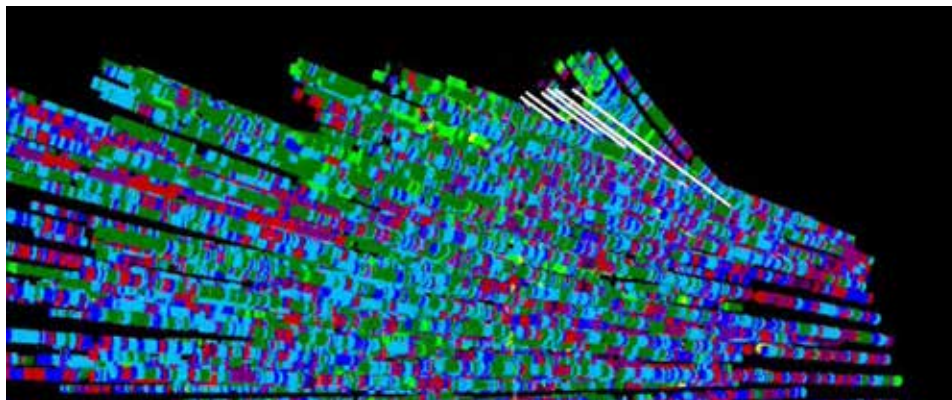
Sonderboringen kan intensiveres med flere og kortere hull like før kjente svakhetssoner (fra forundersøkelsene eller fra tidligere sonderboring) for nærmere kartlegging av sonen. Steile soner som forventes å komme inn med spiss vinkel, som f.eks. over vegg/vederlag bakfra, kartlegges ved å bore ut og opp til siden for tunnelen. Et annet eksempel er lag/strukturer med slakt fall i driveretningen og som kan inneholde svakere plan og soner med samme orientering. Se figur 6.9.



Figur 6.9 Målrettet sonderboring med god oppfølging kan avsløre svakhetssoner som kommer ned bakfra

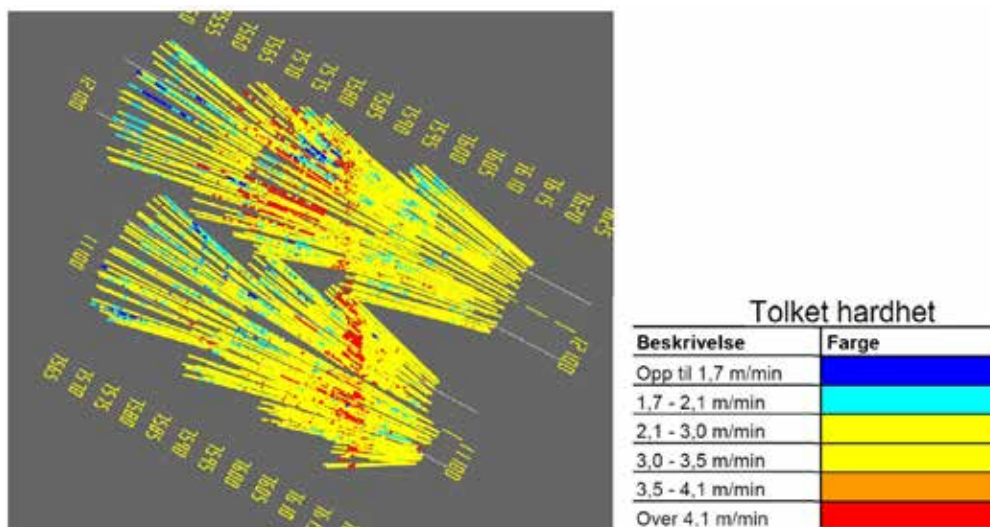
Ved liten bergoverdekning bores det på skrå frem og opp for å kontrollere bergoverdekningen og ev. iverksette tiltak som f.eks. forbolter, korte salver og tyngre sikring. Boravviket på sonderhull, spesielt på lange sonderhull, kan bli betydelig (se figur 6.10).

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 boravvik kan påvirkes av stålet i forboltene eller av magnetiske bergarter.



Figur 6.10 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

Boreparameter-tolkning er tolkning av MWD-data. Ved systematisk injeksjon der det bores mange hull gis et godt bilde av forholdene foran stuff, særlig mht. hardhet/borsynk (se figur 6.11).



Figur 6.11 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 Sveгатjörn-Rådal)

Informasjonen fra sonderboringen brukes for vurdering og iverksetting av spesielle tiltak som for eksempel ytterligere sonderboring, forinjeksjon, forbolting, reduserte salvelengder mv. Kjerneboring fra stuff 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 kap. 6.6).

6.4.2 Forinjeksjon

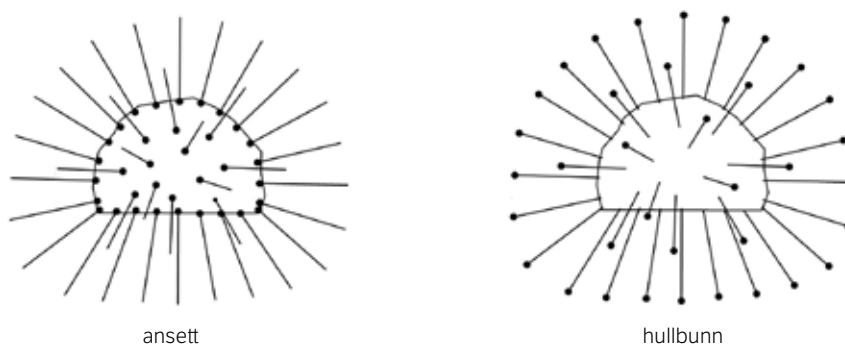
Det er tetthetskrav og påtrufne vannmengder under driving som avgjør om det skal forinjiseres, og i hvilket omfang. Ved strenge krav grunnet naturmiljø eller fare for setninger i løsmasser utføres normalt systematisk injeksjon. Sporadisk/behovsprøvd injeksjon benyttes ved romslige eller ingen spesielle 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 en starte med middels tett boring (se under).

NFF håndbok nr. 06 Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg [70] og Publikasjon nr. 104 Berginjeksjon i praksis [71] gir grundige beskrivelser av injeksjon generelt. Teknologirapport nr. 2424 [72] oppsummerer erfaringer og forbruk fra forinjeksjon i tunneler.

Utforming av skjerm (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). Da kan skjerm lengden enkelt endres: teoretisk avstand fra hullbunn inn til tunnelkontur blir den samme. Stikningen tilpasses boltelengder og tverrsnittsendringer foran stuff. Hull fordelt i stuff anbefales å ha gradvis avtakende stikning når ansett nærmer seg senter stuff. Se figur 6.12.



Figur 6.12 Til venstre en borplan med ansett vist som svart sirkel, alle hull er like lange, lengden på linjene representerer stikningen i meter. Stikningen reduseres inn mot senter stuff. Til høyre viser svart sirkel teoretisk hullbunn (dvs. uten boravvik) og at disse er jevnt fordelt i enden av injeksjonsskjermen.

Borplaner er tilgjengelig på borrhjelen. Det anbefales å begynne med et lite antall standardskjerm for hvert tunnelprofil (som regel T9,5 og T12,5), f.eks. med relativt få hull (20-25 stk. for T9,5), 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 pakkerne blir stående igjen i berget utenfor neste salve. Injeksjonshullene kommer også nærmere det berget som skal tettes.

Selv om skjermen tilpasses forventet boltelengde kan det av og til bores på vann («punktering av skjerm»). 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 merke seg ev. hullforbindelser, bergkvalitet/slepper og vann, samt endringer i spylevannsfargen. Vann fra injeksjonshull behøver ikke måles i samme grad, vannmengden anslås likevel best mulig.

Resepter

Ved oppstart av injeksjon anbefales det at et begrenset antall blanderesepter er tilgjengelig på injeksjonsriggen, f.eks. vann/semment-forhold; $v/c = 0,5$ og $0,7$ og $0,9$ med industrisement og $v/c = 0,6$ og $0,8$ med mikrosemment. Semmentblandingen kontrolleres ved stuff på densitet, Marsh-viskositet, avbindingstid og vannutskillelse («bleeding») [65, 73]. Det anbefales at dette gjøres minst én gang pr. injeksjonsomgang og at resultatene dokumenteres i injeksjonsrapporten. Kontrollen sikrer bl.a. at riggen blander riktig iht. 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 for å la injeksjonssementen få mer tid på å oppnå en tilstrekkelig fasthet før ny boring. Det gjelder ikke minst der det er påtruffet vann ved salveboring. Utvidet herdetid ved systematisk injeksjon er sjelden nødvendig fordi det i skjermoverlappen vil være en tett «propp» av tidligere injisert berg, slik at mesteparten av den ferske injeksjonsmassen antas å befinne seg foran neste salve.

Ved sporadisk injeksjon kan massen rett foran stuff fortsatt være flytende og det er bare pakkerne 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

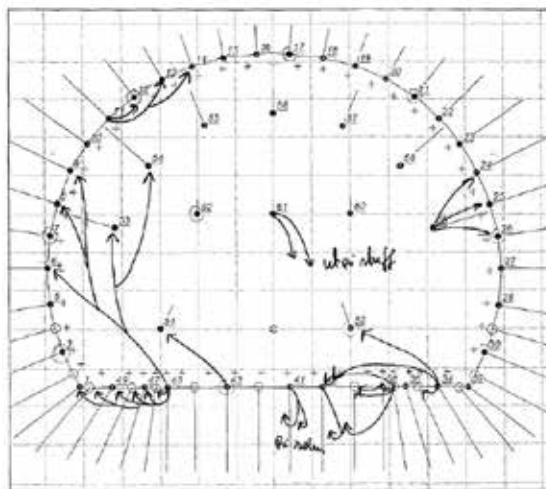
I tillegg til skjermutforming og overlapp utarbeides prosedyrer for de ulike sementene, og for ulike situasjoner som f.eks. høy masseinnang uten nevneverdig mottrykk. Viktige forhold er startblanding (sementtype og v/c), injeksjonstrykk, skifte av resept og stoppkriterier.

Injeksjonen

Det er stor forskjell på hvor mye som går inn i de enkelte hullene ved injeksjon. Det skyldes hvor mange og hvor åpne sprekke/kanalene som hullene skjærer gjennom 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. Massen 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. Da kan ikke de viktige hullkontaktene lenger registreres, med mindre det gjøres spesielle tiltak, som f.eks. å bruke pakkere med stift i spissen av enveisventilen (se figur 6.13). 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 6.13 Til venstre pakkere med stift i spissen av enveisventilen. Pakker med gummimansjett fremfor krysskåret spiss som her har ikke denne muligheten. (Foto [70]) Til høyre eksempel på markering av hullkontakter under injeksjon i Storhaugtunnelen i Stavanger.

Hullkontakter registreres i protokollen (gjernes også med spray på stuff). Hull som mottar masse 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 injeksjonen og sementen 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 [74]). 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. Litt splitting kan være gunstig for å nå inn til sprekker/kanaler som hullet ikke krysser.

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 oppnådd trykk (det går lite eller ingen masse inn ved et gitt pumpetrykk) eller en gitt mengde injeksjonsmasse.

Forinjeksjon av forskjæring/byggegropp

Tunneler i bynære strøk har som regel strenge innlekkasjekrav grunnet setningsfare, ikke sjelden med påhugg i dype byggegrop 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. I de tilfellene der grunnvannet står i løsmassene over berg tettes først ev. lekkasjer herfra og inn i byggegropa. Typiske lekkasjepunkter er via forankringsstag i veggen, opp langs ev. 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. Injeksjon av byggegrop kan være tidkrevende.

Der det bygges lang betongkulvert som tilbakefylles og med gjenoppretting av grunnvannstanden, støpes en tett overgang til bergtunnelen (eksempler er Tøyentunnelen og Bragernestunnelen).

6.5 Tetthetskrav og innlekkasjemålinger

Hvor mye grunnvann som kan tillates å lekke inn i tunnelen etter driving, oppgis vanligvis som antall liter pr. minutt pr. 100 m tunnel. Kravet angis enten for ett enkelt løp, hvert løp i tilfelle to parallelle løp, eller for begge løp samlet (se også kapittel 10).

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 injeksjonen lykkes og tunnelen blir tett nok i forhold til de gitte kravene, måles innlekkasjen. Målingene gjøres gjennom hele byggeperioden, tidnok og ofte nok til at tettearbeidene 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

6.5.1 Måleterskler

Vannmålinger utføres ved etablering av terskler i betong og måling av l/min i et overløp.

Terskelens utforming

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.

Vanligste målemetode er et gjennomgående plast- eller stålrør støpt inn i øvre del med et lite fremstikk for å få en bømte 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 6.14.



Figur 6.14 Eksempel på operativ måleterstel 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 liter/minutt. Flere standardiserte vinkler er handelsvare og vannføringen oppgis av produsenten. Renhold er viktig.

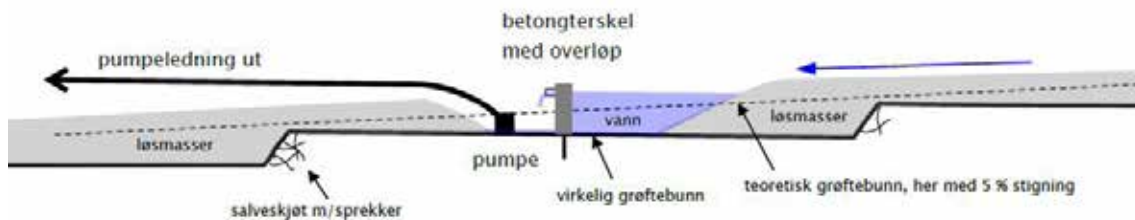
Plassering

Måleterstelnes plassering og innbyrdes avstand tilpasses det enkelte anlegg. Ved oppstart lages en oversiktlig plan for hvor og hvor tett tersklene skal bygges. Avstanden tilpasses lekkasjekravene, strengere krav betyr kortere avstand. Ved krav i størrelsesorden 5 l/min/100 m er 250 m en passelig avstand. Som et minimum bygges måletersteler der det er endringer i innlekkasjekravene.

Terskelen plasseres på et tørt sted i tunnelen, med tørr vegbane og ingen drypping/renning fra heng og vegger.

Måleterstelen 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.

Salvehakkene 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 6.15). Bygging av terskler unngås der det siden kommer sandfang, tverrgrøfter o.a.



Figur 6.15 Prinsippskisse som viser lengdesnitt av måleterskel i grøft

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

Etablering

Berggrunnen der terskelen etableres finrenses og spyles ren, i et stort nok areal til at det kan arbeides og forskales uten at sidekantene raser ned igjen. Stedet sjekkes for synlige sprekker og dermed vannveger forbi terskelen. Berget spyles før forskalingen lukkes. Det kan også legges ned svellebånd mot berg. Etter at forskalingen er revet kontrolleres terskelen. Det skal ikke lekke vann ut av berget eller i kontakten mellom betong og berg. I så fall må disse tettes, enten ved injeksjon/byggeskum eller hurtigherdende sement.

6.5.2 Målestrategi

Et stabilt vannspeil er viktig og målingene gjøres normalt etter en stille periode, som før oppstart etter helg og ferie/helligdager. Organisering av arbeidet med vannmålingene, fra planlegging via bygging, drift og målinger til riving gjøres i samarbeid med entreprenøren.

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. I dag 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 alle pumper, ledninger og sedimentasjonsbasseng/mellomstasjoner oppstrøms terskelen. 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 stående 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/merke på stuff, la vannet samle seg over en viss tid (forutsetter 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 tersklene blir stående lenge anbefales det å fortsatt måle der de er tilgjengelige. Resultatene fra stuff kan verifiseres, eller lekkasjebildet har endret seg, permanent eller pga. sesongvariasjoner.

Rapportering

Lekkasjemålingene registreres i regneark (figur 6.16) med celler for lokalisering av måleterskel, hvor stuffen står i måleøyeblikket (begge gitt ved pel-nummer) og 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 100 meter
8600	17.04.2017	8722	73	6,74
8600	24.04.2017	8751	71	5,60

Figur 6.16 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

Selve måleterskelen forutsettes tett, alt vann skal gå i overløpet. Siden alt 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/vanntrykket rundt tunnelen kan også ha sesongvariasjoner. Overvann som renner inn gjennom tunnelåpningen er også viktig å ha kontroll på.

6.6 Driving og sikring fram mot og gjennom svakhetssoner

6.6.1 Hovedprinsipper

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

Vegnormal N500: Start sonderboring vurderes spesielt, og skal starte minimum 25 m før kritisk område.

Dersom sonder- ev. injeksjonsboring ikke allerede er i gang, startes sonderboring minst 25 m før forventet sone (se kap. 6.4), 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.

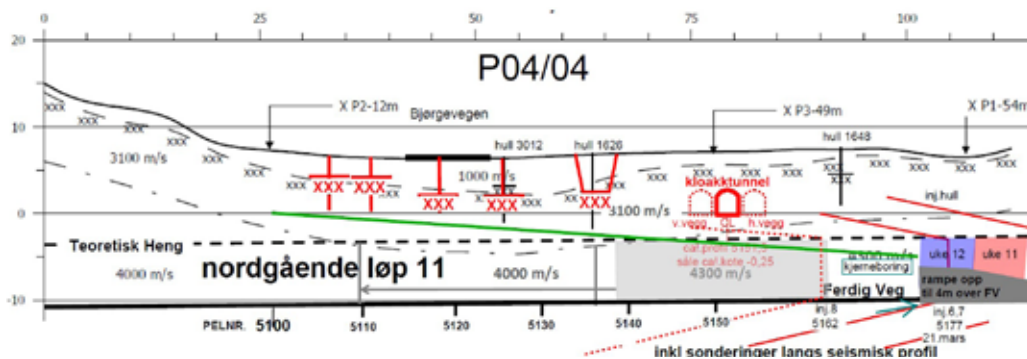
Punktvis oppsummering av plan for driving og sikring gjennom svakhetssoner:

1. Når en sone er identifisert foran stuff etableres en «sikker sone» et par salvelengder unna, anslagsvis 8-10 m. Her vurderes ytterligere sonderboring, injeksjon, og t.o.m. 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 sondering/forinjeksjon i kap. 6.4.
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/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:
 - a) oppheng med bolter og bånd, som sprøytes inn før salve, eller
 - b) hvilende på en armert sprøytebetongbue.
 For buebygging se kap. 6.8.
7. Redusert salvestørrelse, ev. også delt tverrsnitt. Dette vurderes i forhold til bergmasse og normalprofilstørrelse. Salve på 3-3,5 m er maksimal lengde ved 6 m lange forbolter.
8. Skjev stuff rettes opp. Dette er vesentlig om det skal bli mulig å montere buer inn under forboltene.
9. Etter salve og utlasting: Rensk i den grad det er mulig/forsvarlig uten for mye pigging.
10. Kartlegging og bestemmelse av arbeidssikring/permanent sikring.
11. Sprøyting av hele profilet, tykkelse 15-25 cm, eventuelt også sprøyting i stuff.
12. Systematisk bolting gjennom sprøytebetongen etter herding, c/c avhengig av sikringsklasse (også i stuff om nødvendig). Boltene gyses (ved vann i boltehull, se kap. 6.2.1). Boltelengde/sikringsklasse ses i sammenheng med skjermbredden (dvs. stikning injeksjonshull) og skjermoverlappen for å redusere risikoen for punktering av injeksjonsskjermen.
13. Ev. videre bergsikring (dvs. buebygging), ny vurdering av forbolter, sonderboring/injeksjon, salvestørrelse, etc. til sonen er passert.

Kjerneboringer fra stuff settes vanligvis an høyt i profilet for å komme gjennom berggrunnen i og like over hengen (se figur 6.17). Eksempler er svakhetssoner med liten overdekning opp mot terreng, dalbunn/elver/dyprenner, bebyggelse, eller andre tunneler og bergrom. Som regel bygges det opp en rampe av steinmasser mot stuff for å bore så høyt som utstyret tillater.

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 tunnelprofilet.

Ved tunneldriving gjennom løsmasser kan rørskjerm benyttes, se kap. 6.2.6.



Figur 6.17 Eksempel på profil med plan for kjerneboring. Grønn linje er planlagt kjerneboring. Hovedhensikten her var å kartlegge berggrunnen under en uført kloakktunnel, samt å verifisere bergoverdekningen lenger inn. Ringveg Vest Bergen

6.6.2 Svakhetssoner med svellende mineraler og/eller lav Q-verdi

For å teste om leire fra svakhetssoner inneholder svellende mineraler utføres frissvellingstest eller svelletrykkstest i ødometer, se håndbok R210 [15]. Disse testene er indekstester som bare sier noe om hvor aktiv den svellende delen av leira er og verdiene anbefales derfor ikke brukt i sikringsberegninger.

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 tunnel
- overdekning/bergspenninger
- deformasjons- og styrkeegenskapene til sonematerialet
- vanninnhold i materialet (kan materialet konsolidere?)
- kryp, skvising og mineralsk svelling

Erfaringer har vist at uarmert utstøpning og sprøytebetong er påført skade ved svelletrykk over 0,2 MPa (målt på preparerte prøver i ødometer) [75]. I Terzaghis dimensjoneringsmanual er det lagt inn en øvre belastning på 2 MPa ved aktive svellende mineraler. I tunnelen regnes vanligvis at ca. 30 % av det svelletrykk som måles i ødometer belaster bergsikringen. Et svelletrykk på 0,5 MPa (målt i ødometer) belaster da bergsikringen med ca. 0,2 MPa.

Omfanget av sonene (sonebredde) og med hvilket strøk og fall de krysser tunnelaksen er avgjørende for type og mengde av tung sikring.

6.7 Belastningssituasjon og bærevirkning for bergforsterkning

6.7.1 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, forenklet sett, estimeres ut fra:

- Overlagringstrykket, dvs. spenningen som tilsvare vekten av massene (berg, løsmasse, vann og ev. bygninger) som ligger over tunnelen. Den gravitative horisontalspenningen kan, når tunnelen ikke ligger meget dypt, estimeres ut fra vertikalspenningen og Poissons forholdstall (se [76]).
- Størrelsen/vekten av en mulig rasmasse. En vanlig sikringssituasjon 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.
- Svelleleire.

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

Lastens tidsavhengighet

Deformasjoner som følge av tunneldrivingen kan forventes i relativt dårlig bergmasse. Deformasjonene regnes å starte ca. $\frac{1}{2}$ tunneldiameter foran stuff, som kan bidra til å gjøre stuffen ustabil. Det meste

av deformasjonene regnes i de fleste tilfellene å være unnagjort ca. to tunneldiametere bak stuffen. I spesielle tilfeller kan deformasjonene fortsette mange måneder etter at tunnelen er drevet.

Flexible/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.

6.7.2 Sikringsvirkninger for sprøytebetong og sprøytebetongbuer

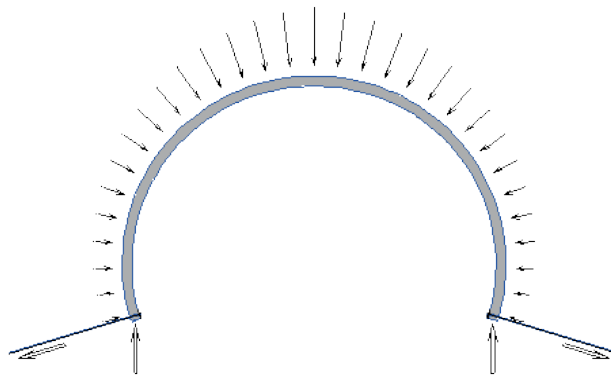
Armerte sprøytebetongbuer forankret med bergbolter er en effektiv sikringsmetode for soner klassifisert som bergmasseklasse E og F. Sikringen kan utføres trinnvis, tilpasset deformasjonsforløpet til bergmassen (jf. 6.7.1).

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/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. 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.

6.7.3 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 buetoten, se figur 6.18.

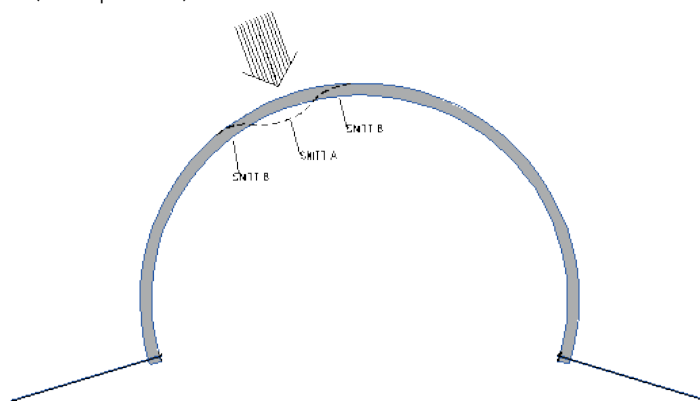


Figur 6.18 Illustrasjon av lastopptak ved uniform belastning. Sprøytebetongbuen er bolteforankret nede. (Radielle bolter er utelatt i figuren).

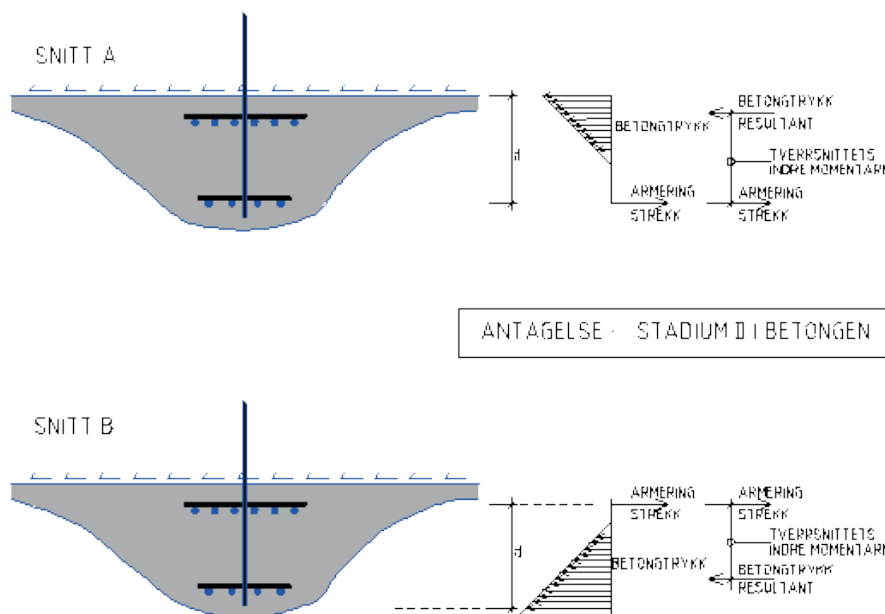
Ved ujevnt fordelte eller konsentrerte laster og ved avvik fra ideell geometri, oppstår det bøyemomenter og skjærkrefter i buene, lastene bæres ved buenes moment- og skjærkapasitet. Kapasiteten for tverrsnittet og nedbøyningen bestemmes av armeringsmengden på strekksiden og tverrsnittshøyden, se figur 6.19 og 6.20. 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 6.18, 6.19 og 6.20). 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 kap. 6.8.4).



Figur 6.19 Konsentrert last som gir bøyemoment i buen. Den stiplede linjen viser deformasjonsmønsteret (overdrevet). Sprøytebetongbuen er bolteforankret nede. (Radielle bolter er utelatt i figuren.)



Figur 6.20 Spenningsfordeling pga. bøyemoment i sprøytebetongbue, snitt A og snitt B i figur 6.19). d = virksam tverrsnittshøyde. Indre momentarm = avstanden fra strekkarmeringens senter til betongtrykkspenningenes resultatant (armeringsvirkning på trykksiden er ikke tegnet).

6.7.4 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 finsats.
- Sprøytebetong har større svinn- og krypdeformasjoner, siden disse deformasjonene er knyttet til mengden sement (andel bindemiddel).

Andre egenskaper er gitt i tabell 6.1, med data fra bergmasse for sammenligning.

Tabell 6.1 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 håndbok N500 [1].

Verdiene for uttørkingssvinn (tabell 6.1) 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 [77].

I sprøytebetong under konstant uttørking har uttørkingssvinnet et tilnærmet eksponentielt avtagende forløp, og mye av svinnet er utviklet etter 3 måneder. Svinn på 0,8 ‰ (tabell 6.1) 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.

6.8 Utforming og utførelse av sprøytebetongbuer

6.8.1 Generelt om sprøytebetongbuer

Håndbok R761 Prosesskode 1: Disse forholdene skal spesielt vektlegges:

- Alle boltene i buen skal stå på nøyaktig profilnummer, helt radielt, og ha korrekt utstikk fra tunnelprofilet, innmålt med laser (totalstasjon eller borrhøg).
- Ekstra forankring i buefot.
- Det skal sprøytes tilstrekkelig avjevning før armeringen legges.
- Buen skal ned på rensket såle/hylle, og ned i grøft om nødvendig.
- Buer ved stuff skal monteres innunder spilingen.

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 kap. 6.7 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 ift. normalprofilet, en tilnærmet bueform er det viktigste (se 6.8.2). Beskrivelsen i kap. 6.8.2 er for enkeltarmerte buer. Siden dobbeltarmerte buer først bygges og sprøytes inn som enkeltarmerte, gjelder beskrivelsen langt på vei også for dobbeltarmerte buer (se kap. 6.8.3).

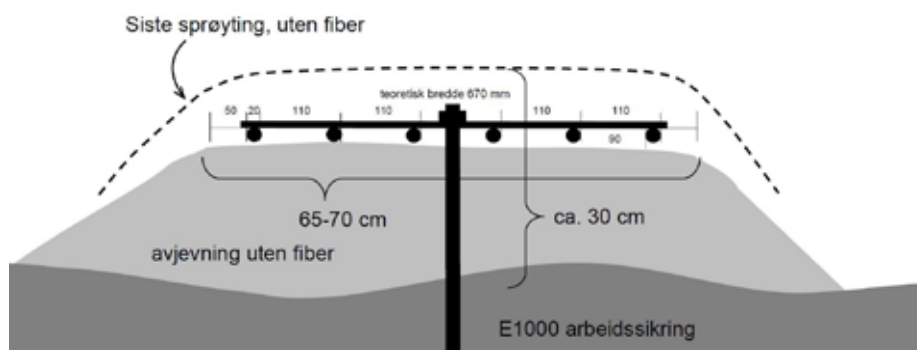
Dimensjoner og betegnelser armerte buer

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 6.21).

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. i neste lag, senteravstand mellom buene er 1,5 m.



Figur 6.21 Sjematisk snitt av enkeltarmert sprøytebetongbue.

6.8.2 Enkeltarmerte sprøytebetongbuer

Geometri og tunnelprofil

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

Teoretisk sprengningsprofil utvides for tung sikring, normalt 30-60 cm større enn det ordinære sprengningsprofilet. Geologisk betinget utfall unngås (for driving inn mot svakhetssoner, se kap. 6.6). 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 stuff.

Sprøytebetongen

1. 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.

2. sprøyting:

Det sprøytes avjevning etter den første bergsikringen, normalt B35 uten fiber. Et jevnt formet profil er avgjørende for å få lagt \varnothing 20 mm-armeringen inntil betongen i hele sin lengde. 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 bueprofillet 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 6.21). Avjevningsbetongen kan være med fiber, f.eks. E500 eller E700. Det kan lettere få tykke lag til å henge, men er ikke nødvendig.

3. 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 [78], avhengig av hvilket fasthetsnivå som forventes. En fasthet på minimum 8 MPa på sprøytebetongen i buen er viktig før sprengning.

Radielle bolter

De radielle boltene etter første sprøyting med E1000 fungerer som arbeidssikring hvis buene bygges bak stuff, 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 monteringen 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 gyst bolt er det ikke nødvendig med plate på boltene, men boltene belastes ikke 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/ sprøytes avstivning mellom de to bueendene i sålen. For sålestøp, se kap. 6.8.4.
- 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, stålklasse B500NC.
- Stengene leveres ferdig bøyd fra armeringsverksted til gjeldende teoretisk vegg- og hengradius for profilet. Armeringen bøyes ikke til på stedet for å tilpasses tunnelprofillet 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 [77]. 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 (se figur 6.22). 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 (gir 90 mm lysåpning; se figur 6.21). Som hjelpemiddel benyttes egnet monteringsjern av stål, for riktig plassering i forhold til avjevning og bergbolt, innbyrdes avstand, samt hindre vibrasjoner pga. sprøytingen. Det er flere metoder, men prefabrikerte jern tilpasset formålet anbefales (se figur 6.22). 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.



Figur 6.22 Skjøting av armering. I bildet til venstre ligger armeringen for tett grunnet for mange skjøter i samme område. Bildet til høyre viser riktig skjøting. (Foto: T. Kirkeby)

- 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.
- Armeringen legges nærmest mulig avjevningbetongen, direkte i kontakt så langt det er mulig.
- Armeringen føres ned til rensket bergsål 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 (svakhetszone dekker del av profilet) og under forboltene (soner som fyller profilet).

Bygging av buer bak forboltene

Buer bygges bak forboltene der det er mulig å henge forboltene forsvarlig opp i bedre berg utenom sentrale deler av sonen, dvs. kun der sonen er 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 6.23). Normalprofilen og ev. bestilt utvidelse for tung sikring kan gjerne også vises, men er ikke nødvendig. Tverrprofilene er utgangspunktet for prosjektering av buene.

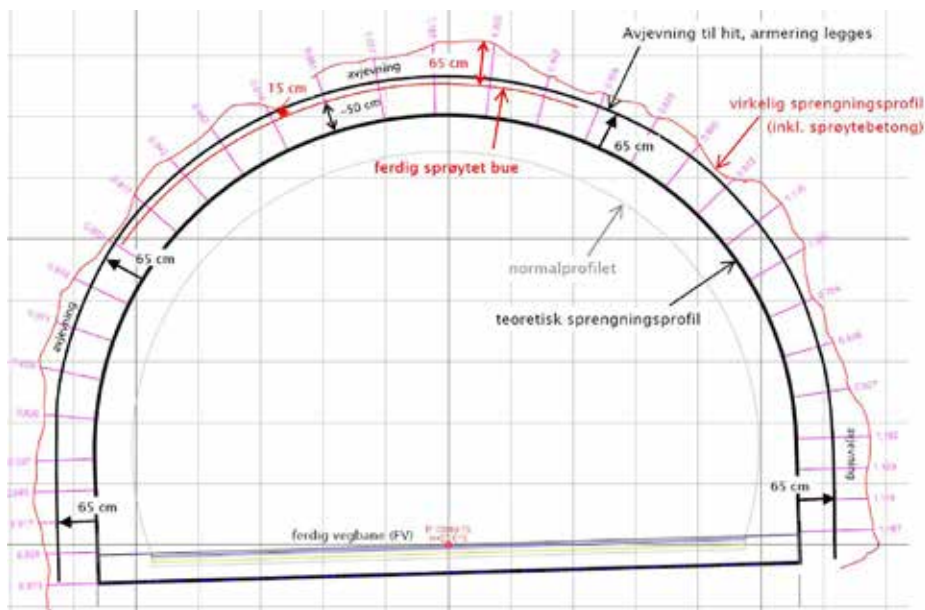
Før profilering renskes det ned til berg langs veggene slik at også nedre hjørner kommer med under skanningen.

Prosjektering

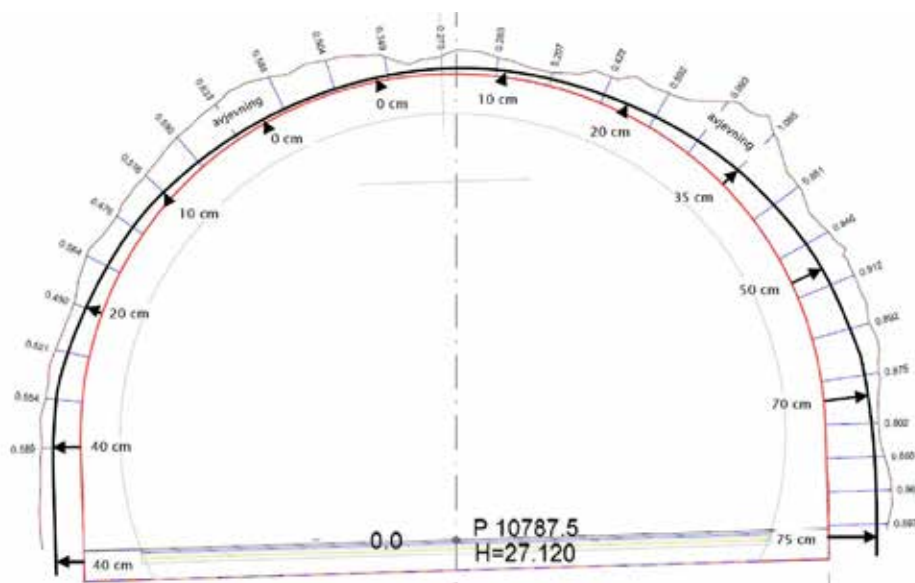
Siden armeringen legges på strekksiden av buen lengst fra berg, på jevnt, bueformet underlag og sprøytes inn til minst 5 cm overdekning av fiberfri betong, er det avjevningbetongen som har størst volum og definerer buen. For å unngå overforbruk av avjevningbetong kan buen forskyves ut, som beskrevet 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 [1]. Velges profilet i figur 6.23 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 sluttykkelsen 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 figur 6.23. En bue i et mer asymmetrisk profil kan konstrueres som i figur 6.24 ved å konstruere en egen linje for avjevningsbetongen.



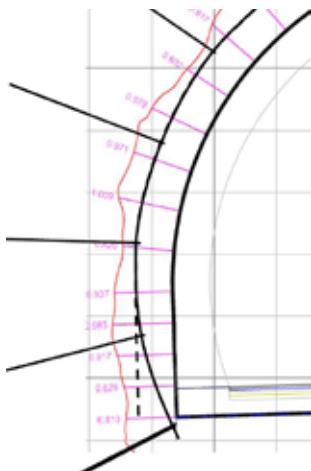
Figur 6.23 Tverrprofil som viser skannet tunnelkontur og teoretisk sprengningsprofil. Med symmetrisk tunnelprofil og stor avstand mellom teoretisk sprengningsprofil og oppnådd profil kan buen parallellforskyves ut og likevel beholde tilstrekkelig tykkelse.



Figur 6.24 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 representerer ønsket form på ferdig avjevningsbetong før armeringen monteres).

Mellomrommet mellom normalprofilen og sprengningsprofilen (vanligvis 40 cm) er satt av til berg-, vann- og frostsikring. Avjevning før armering og siste sprøyting kan derfor tangere sprengningsprofilen og med plass til ferdigstilling av buen uten å komme i konflikt med f.eks. OPI-kanaler eller andre installasjoner. De radielle boltene i buen brukes normalt 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 6.24).

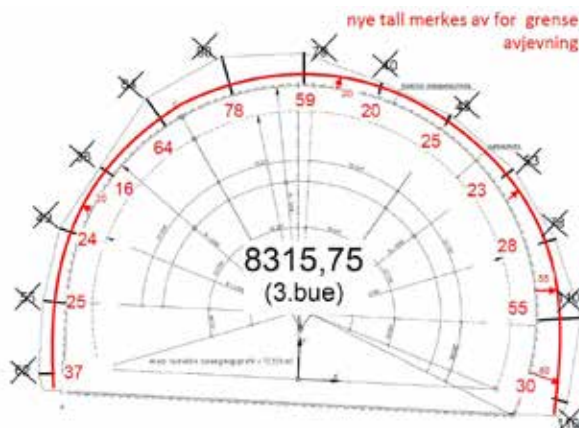
Dersom det forventes store påkjenninger i den ene eller begge vegger kan bueformen fortsette helt ned selv om sprengningsprofilen har rette vegger (se figur 6.25).



Figur 6.25 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, f.eks. tettere med lengre bolter og tykkere bue på svakhetssonesiden.

Dersom det ikke foreligger skanning, kan det gjøres slik for hånd: Ansett buebolter merkes av i tunnelkonturen, c/c f.eks. 1,5 m. Ved hjelp av borrhjelm 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 6.26) leveres entreprenøren som monterer boltene med riktig utstikk. Videre utførelse er som beskrevet tidligere.



Figur 6.26 Utrechnet 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

Buer bygges innunder forboltene ved brede soner som fyller det meste av stuffen, slik at det ikke er mulig å finne sikkert oppheng. Buer for understøttelse av forboltene tett på stuff 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 kap. 6.6 for driving gjennom svakhetssoner.

Forberedelser

Det er viktig at stuffen har riktig form: skålformet symmetrisk om et loddrett plan langs tunnelaksen, med kutten lengst frem. Nedre vegger/hjørner er også langt nok frem til at buen faktisk kan monteres inn under forboltene. Hvis avviket fra ideell stuff er for stort sprenges opprettingssalve. Er stabilitetsforholdene slik at det kreves forbolting og bue før oppretting, tilpasses arbeidet på best mulig måte.

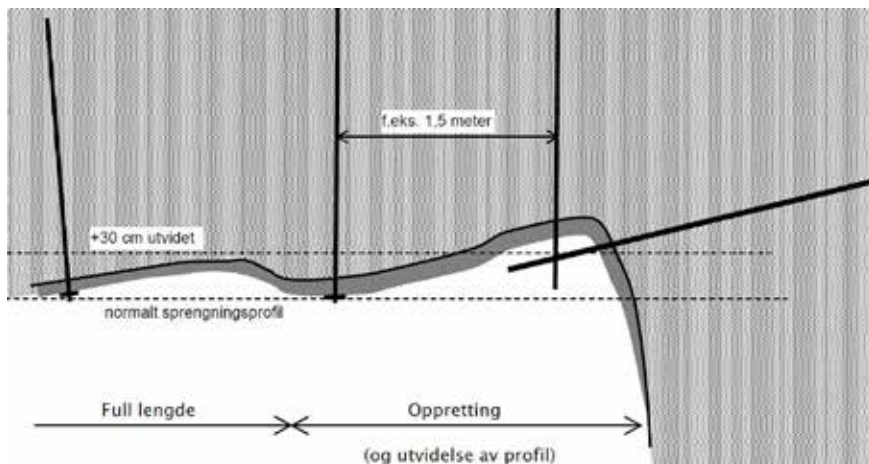
Det anbefales å sprøyte inn forbolter og oppheng før salve. Uten stabilisering med betong kan opphenget i verste fall ryke og forboltene mister sin tiltenkte funksjon. Fastheten på sprøytebetongen rundt opphenget kontrolleres før sprengning av neste salve.

Forbolter

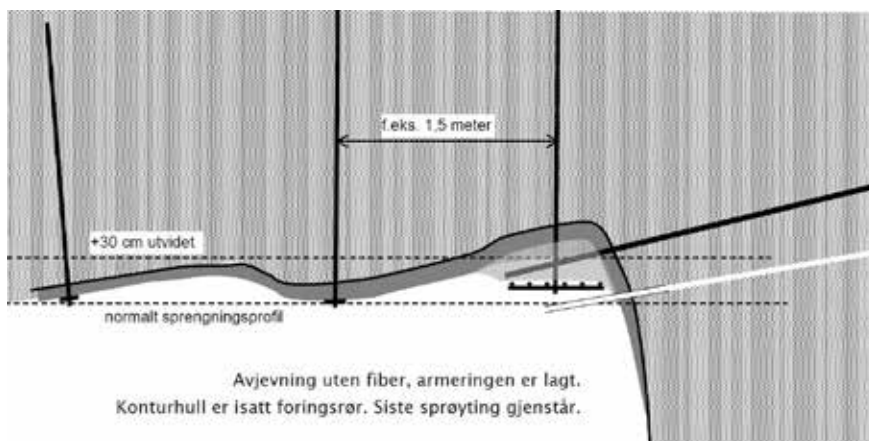
Funksjonen til forbolter er å hindre nedfall/ras etter salve og utlasting, før sikring med betong, bolter og ev. buer. Som regel benyttes gyste kamstålbolter \varnothing 32 mm, lengde 6 m (8 m kan også vurderes). Ved vanskelige forhold der det ikke er mulig å få inn verken gyseslange eller bolt brukes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

Forboltene kan gå fra såle til såle, men nødvendig omfang (eller sektor) bestemmes for hver stuff, inkl. svakhetssonens antatte forløp foran stuff. Bergmassequalität og kornstørrelse/konsistens bestemmer c/c, men 200-300 mm er vanlige avstander i bergmasseklasse E og F.

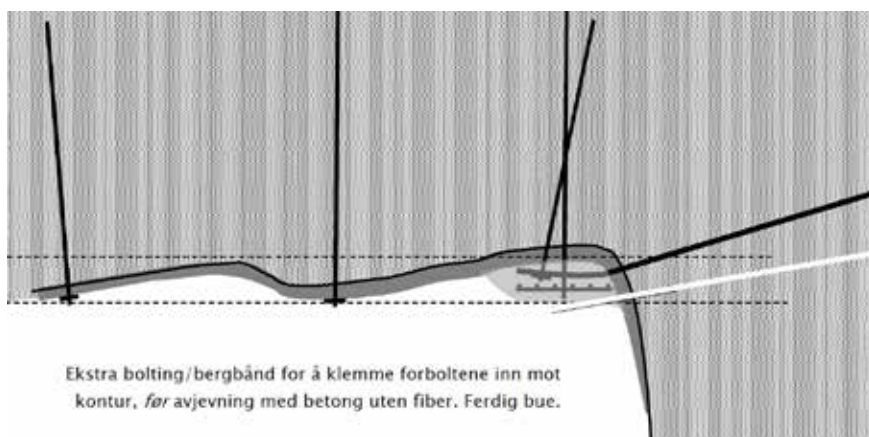
Ansett er vanligvis like innenfor overgangen stuff/tunnelkontur, eller etter en borplan som sikrer at det er plass til både armering og betong i buen. Så langt det er mulig settes forboltene på tilnærmet samme profilnr. Vanlig stikning er 1:5, eller ca. 12° ut fra tunnelaksen. Ferdig montert stikker forboltene langt nok ut til at buen møtes, som oftest er 75-100 cm tilstrekkelig.



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



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



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

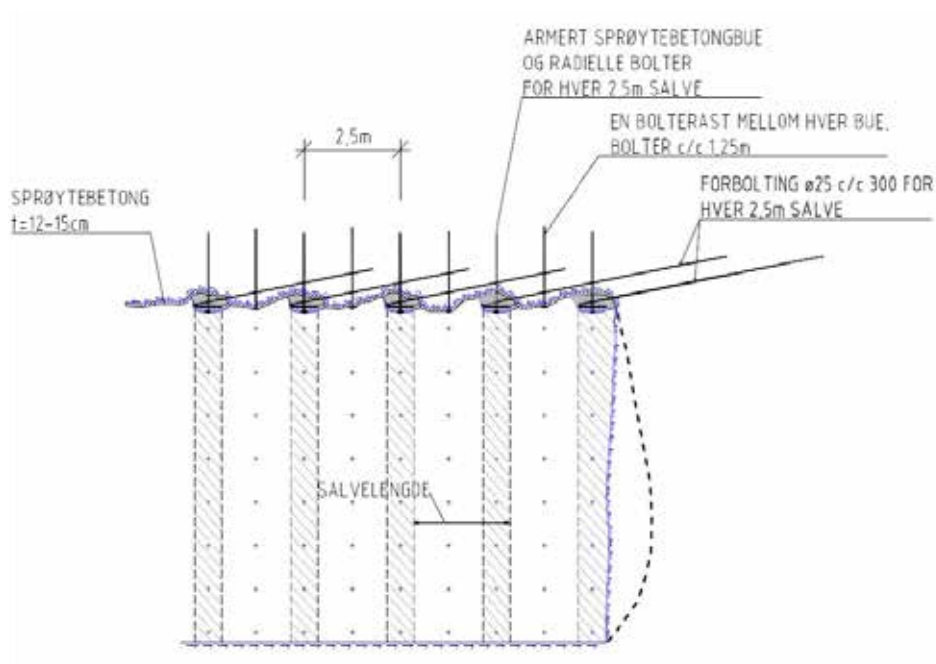
Figur 6.27 Bygging av buer innunder forboltene (skissene a)-c) viser prinsippene, ikke nødvendigvis korrekt mht. mål og vinkler).

Sikring og buebygging etter kort salve

Med 6 m forbolter sprenges det aldri mer enn 3 m salve. God, symmetrisk stuff etterstrebes, se kap. 6.6. Rensk og pigging utføres i den grad det er mulig/forsvarlig. Det sprøytes 15-25 cm E1000 helt frem til stuff, om nødvendig sprøytes også stoffen. Radielle bolter etablerer samvirke mellom sprøytebetongplaten og bergmassen, se figur 6.27 a).

En tenkt situasjon er vist i figur 6.27 a). Her er det etter full salvelengde en opprettingsalve med utvidelse av profilet for tung sikring og forbolter. Ved skjev stuff er opprettingsalver avgjørende for gode arbeidsforhold/sikkerhet og etterfølgende kvalitet. Dersom det er trangt mot kontur kan boltene bøyes inn mot kontur vha. bergbånd og ekstra bolter (se figur 6.27).

Når første bue er etablert og svakhetssonen nødvendiggjør suksessiv bygging av flere buer kan situasjonen bli som figur 6.28 viser.



Figur 6.28 Skisse som viser sikring med forbolting, sprøytebetongplate og buer samt radielle bolter i lengdesnitt av tunnelen. Boltemønsteret kan varieres.

Ny rast av forbolter utføres for hver salve. Det vil si at forboltene kommer i to «høyder» over hengen (se figur 6.28). 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.

Om nødvendig bygges to buer pr. salve på stuff. Da settes normalt ingen vanlige sikringsbolter gjennom sprøytebetongen, bare bueboltene i to parallelle raster på tvers av tunnelen. Dersom det kreves øyeblikkelig sikring brukes kombinasjonsbolter fremfor gysebolter, ev. i tillegg til bueboltene. Forutsatt at det er satt av god nok plass kan også dobbeltarmerte buer bygges ferdig på stuff, men som oftest ferdigstilles 2. armeringslag litt lenger bak, ev. sammen med ekstra buer mellom buene allerede montert innunder forboltene på hver salve.

Avstandsmerking ifm. avjevning

Selv om profilet ser jevnt ut sprøytes avjevning. Den forhåndsbydde 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 operatør.

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 (vanlig gysebolt eller kombinasjonsbolt 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 inn til grensen for avjevningsbetongen. 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 6.29). Uten dette jernet blir det lettere feil mellom boltene, og kanskje smalt i tillegg.



Figur 6.29 For å lette arbeidet for sprøyteoperatøren kan det monteres armering (f.eks. \varnothing 10 mm) som sprøytemål i riktig avstand fra boltespissen. Lyshorntunnelen. (Foto: J. Volden)

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 buene på rensket såle, ned i grøft om nødvendig. I ekstremt dårlig berg vurderes 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. Ø 20 mm, ev. en eller flere bolter Ø 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 kap. 6.8.4). 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/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 underlaget og armeringen, og at armeringsstengene ikke står for tett.

6.8.3 Dobbeltarmerte sprøytebetongbuer

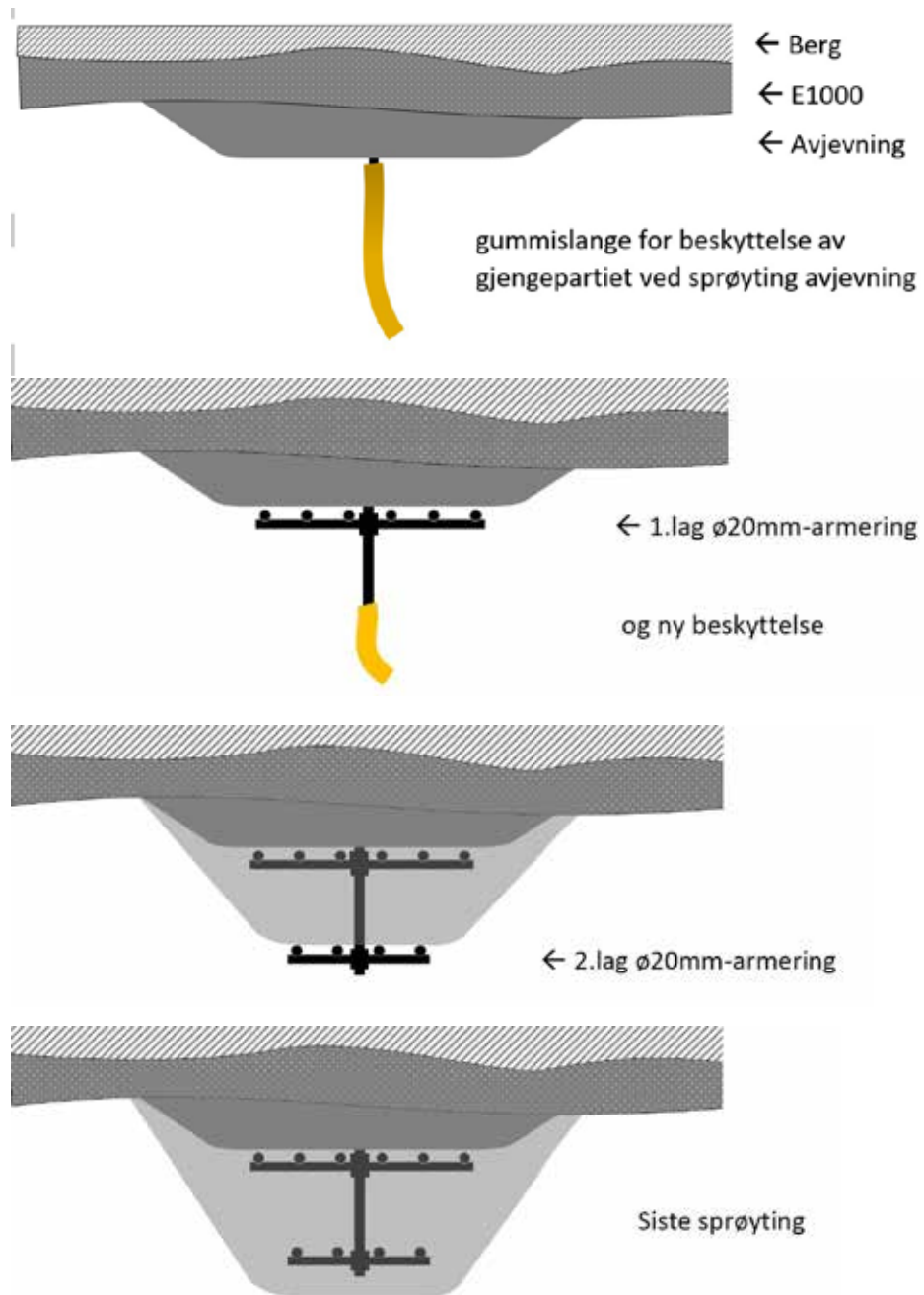
Sprøytebetongbuer med to armeringslag bygges i prinsippet som enkeltarmerte. Dersom boltene ikke er helgjengtet skjøtes det på gjengestag for å kunne skru fast monteringsjern for begge armeringslag (se figur 6.30). Det forutsettes tilstrekkelig utvidet sprengningsprofil.

Med 4 stk. Ø 20 mm til i andre lag 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) (se figur 6.30). Eventuelt skjøtes siste lengde på etter at 1. armeringslag er sprøytet inn.

Dersom det er spesielt trangt på stuff før salve kan også skjøtehylsa skrues rett mot monteringsjernet til boltene 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, korte buebolter inn i den enkeltarmerte buen. Utfordringen blir å bore mellom Ø 20 mm-stengene.



Figur 6.30 Montering av buebolter i full lengde inn i tunnelprofilen (t.o.m. 2. armeringslag)



Figur 6.31 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)

Gitterbuer (lattice girders)

Prefabrikkerte gitterbuer kan benyttes som armering 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 de spesialtilpasses (forhåndsbestilles) for det aktuelle tunnelprofil.

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 forhåndsbygd 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 [69].

6.8.4 Sålestøp

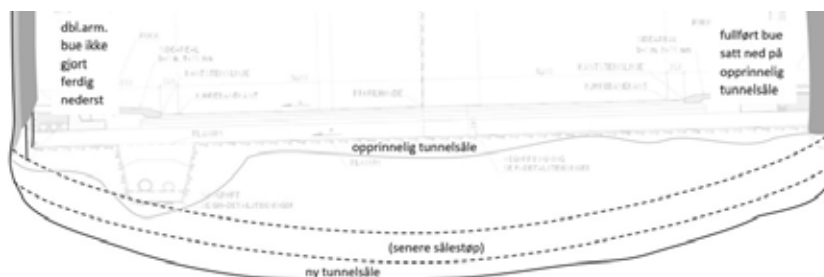
Sålestøp er aktuelt i ekstremt dårlig berg der det også er fare for at sålen kan bli presset opp grunnet svelling, ev. i kombinasjon med høye spenninger (tyteberg). Sålestøpen vil også holde buene på plass mot nedre vegger og samtidig unngås lange bolter i dårlig berg. En lettere variant er armerte ribber mellom buene fra vegg til vegg, med samme bueform som en støp ville hatt.

Støpen dimensjoneres spesielt. Støpen kan utformes med tilsvarende tykkelse og armering (kapasitet) som sprøytebetongbuene på samme sted. Ved drenert tunnel bygges sålen med en pilhøyde på 10–12 % av tunnelbredden. Ved udrenert løsning og vanntrykk 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.

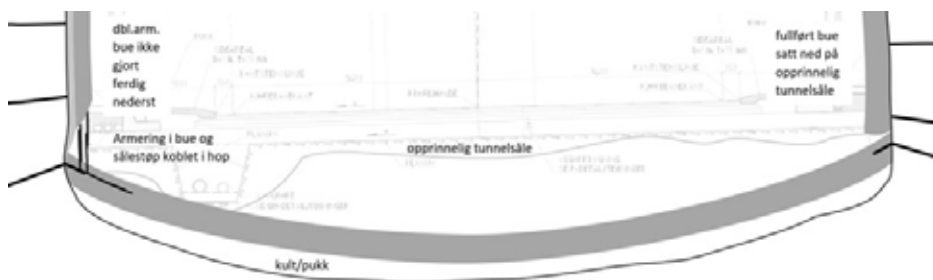
Nedenfor er tre alternativer nærmere beskrevet: bueformet hel sålestøp, bueformet delvis sålestøp og plateformet sålestøp.

Bueformet, hel sålestøp

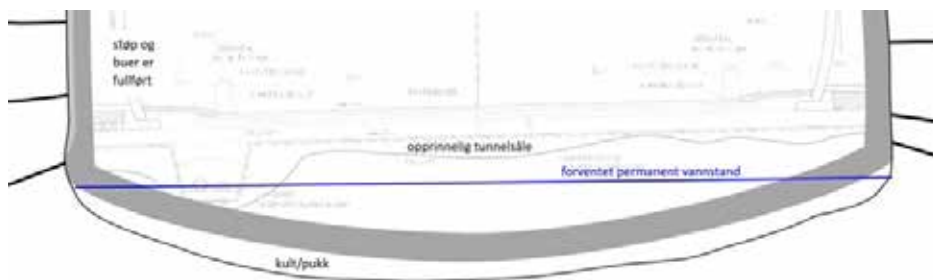
Bueformet, hel sålestøp (se figur 6.32) er den mest omfattende metoden og innebærer uttak av et bueformet profil i tunnelsålen over en gitt strekning, med avslutning i begge ender vinkelrett på tunnelaksen. Sålen kan tas ut bak stuff, eller gjerne sammen med hovedsalvene. Oppgraving/forberedende arbeider, armering, støp og tilbakefylling vil normalt skje bak stuff og det tas hensyn til allerede oppsatte buer.



- a) Buer er montert på stuff under driving, men ikke gjort ferdig på den ene siden i påvente av stross i sålen bak stuff for plass til buet sålestøp. (Alternativt kan sålen sprenges ut sammen med tunnelsalvene dersom støpeområdet er bestemt på forhånd.)



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



- c) Ferdig bue og sålestøp.

Figur 6.32 Bueformet, hel sålestøp

Grøft med dren og vaskevann tilpasses hvert enkelt prosjekt, det kan noen ganger være andre ledninger i tillegg (f.eks. kommunal vannforsyning). 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 der den er dypest. 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 dremsledningen. Ved fare for frost legges ledningene dypt nok, eller sålestøpen frostisoleres. Mot vegg forankres støpen med bolter til berg, \varnothing 25 mm eller \varnothing 32 mm kamstål, om mulig også inn mot foten av allerede 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

Dersom svakhetssonen er forholdsvis skarpt avgrenset mot sideberg av langt bedre kvalitet kan bare selve sonen støpes ut og forankres i sideberget (se figur 6.33). Bueformen kan beholdes der sonen er bred og trykkbue er ønskelig.

Når bueform og høyder er bestemt graves/pigges det dårligste materialet av til et nivå noen dm under støpen slik at det blir plass til avretting med pukkk/kult 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 (gjerne svartstål) for forankring av støpen, helst på skrå ned bort fra selve sonen. Dimensjon \varnothing 25 mm eller \varnothing 32 mm, med c/c f.eks. 1 eller 1,5 m. Forankringslengde minst 2 m i antatt «godt berg». Boltene bøyes til slik at de går inn i støpen parallelt med armeringen, som de bindes til. Kontaktflaten mellom betong og sideberg/sprøytebetong i vegg renskes og spyles godt for tett og forseglet forbindelse.

Der det legges sålestøp foretrekkes armering med rutemønster med \varnothing 16 mm eller \varnothing 20 mm, ev. begge deler (med c/c fra 15–20 til 40–50 cm avhengig av ønsket styrke). Hvis mulig, kan armeringen i buene kobles til på samme måte som i forrige eksempel med hel sålestøp. Se figur 6.33.

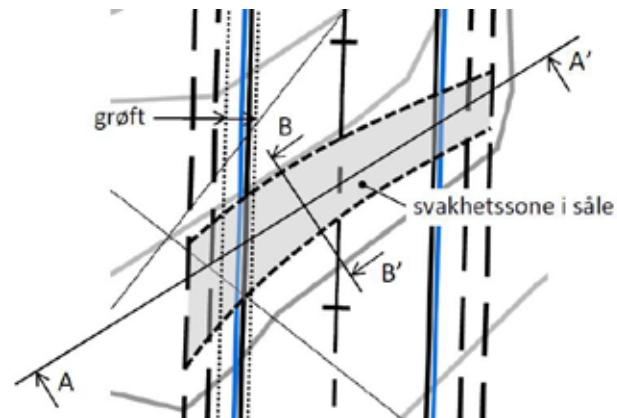


Figur 6.33 Relativt tett armering i bueformet sålestøp avsluttet mot berget utenom sonen. Åpen buearmering kan skimtes i vegg til venstre. Eksempel fra Rv. 580 Søråstunnelen i Bergen 2018. (Foto: T. Kirkeby)

Plateformet støp

Det enkleste alternativet for soner som ikke er for mektige er en plateformet støp, skissert i figur 6.34, 6.35 og 6.36. Dypeste plassering av overkant støp er i nivå med teoretisk grøftebunn, høyeste nivå kan være mot vegg motsatt side, i nivå med traubunn, se figur 6.35. 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.

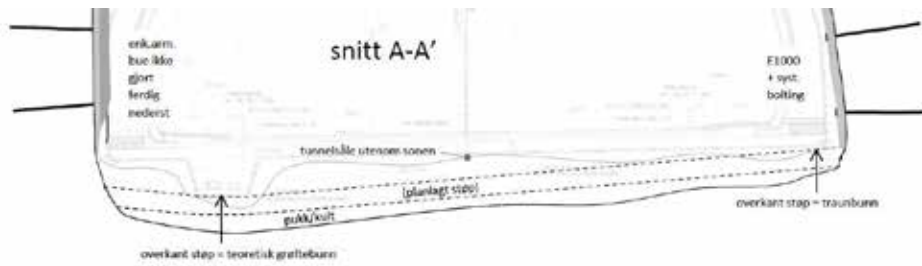
Figur 6.35 er en serie illustrasjoner for å vise etablering av en enkel, plan støp begrenset til selve svakhetssonen.



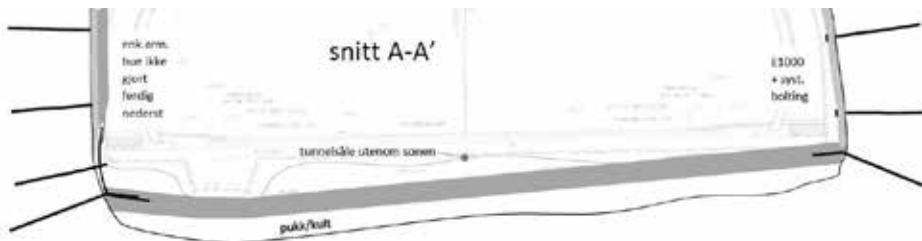
Figur 6.34 En tenkt situasjon for plateformet sålestøp sett ovenfra. En 2-3 m mektig steiltstående svakhetszone krysser tunnelen med 50° vinkel. Etablering av sålestøp lang snitt A-A er vist i figur 6.35. Støp i snitt B-B er vist i figur 6.36.



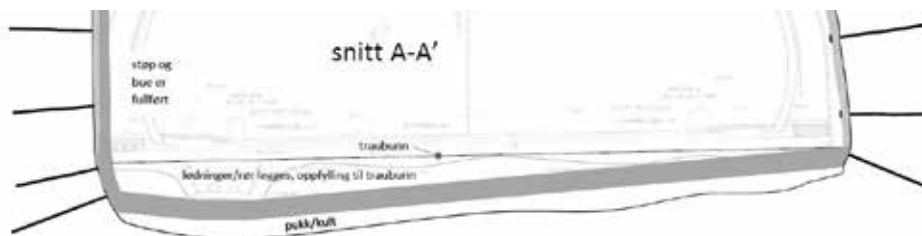
- a) Det svake sonematerialet er gravd av til et nivå under teoretisk sprengningsprofil, dypt nok til at det er plass til avretting i bunn og støp.



- b) Form og høyder kan endelig bestemmes, og avretting med pukk/kull og singel på topp fullføres. Boring for forankringsbolter hele vegen rundt kan gjøres nå.

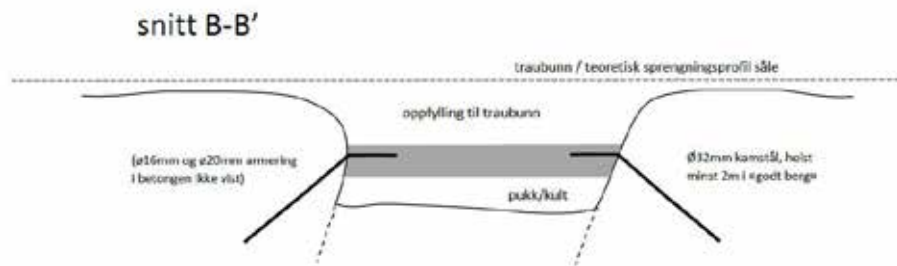


- c) Ferdig støp, med $\varnothing 32$ mm gyste bolter (kun vist i veggene her), armeringen er koblet til ev. fri armering i ev. sprøytebetongbuer.



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

Figur 6.35 Plateformet støp



Figur 6.36 Tverrsnitt av sonen, støp og oppfylling til traubunn ferdig. Snitt B-B' i figur 6.34.

6.8.5 Annen buegeometri og sektorbuer

Vanligvis står sprøytebetongbuen fra såle til såle vertikalt og normalt på tunnelaksen. I noen tilfeller er det ikke mulig (eller ønskelig) å gjøre det slik. Eksempler er: behov for tung sikring med buer på skjev stuff, innenfor skrå påhugg (se kap. 6.3), utenfor tverrslag mellom to løp og ved nisjer og stoller.

Foran tverrslag og havarinisjer/teknisk rom

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

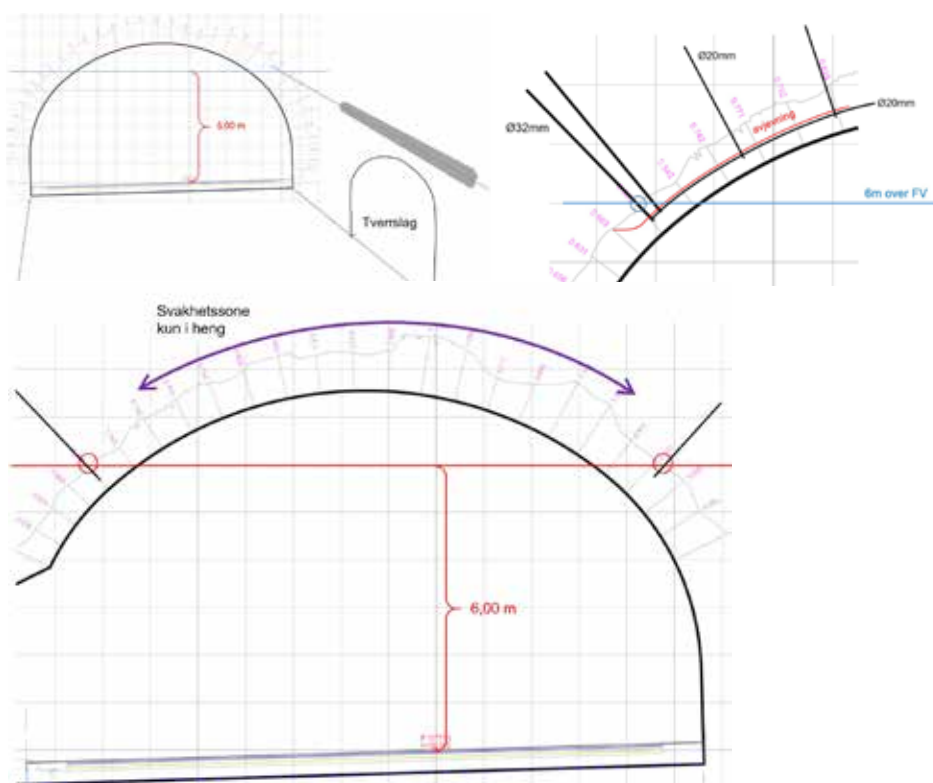
Buer bygges som normalt der det er vanlig tunnelprofil, og så nærme tverrslag/nisjer som praktisk mulig. Rett foran tverrslag/nisjer kan det bygges kryssbuer. Figur 6.37 og 6.38 viser én mulig løsning. Dersom den svake bergmassen bare er i deler av profilet og det er godt berg over tverrslag og/eller nisje kan det bygges en armert, Ø 32 mm-forankret betonghylle over tverrslag/nisje (figur 6.39).



Figur 6.37 Eksempel med tung sikring i form av armerte sprøytebetongbuer for en bred svakhetszone som skjærer tunnelene gjennom et utvidet tverrslag. Gyste bolter i en av trekantene er vist med ansett og stikning. Lyshorntunnelen på E39 Os-Bergen. Foto av buene er vist figur 6.38.



Figur 6.38 Kryssbuene fotografert fra pel 5770 i figur 6.37. (Foto: T. Kirkeby).



Figur 6.39 En omtrent 10 m bred svakhetszone er sikret med hele sprøytebetongbuer før og etter tverrslag/nisje. Siden sonen kun er i heng, kan det bygges buesegmenter med støtte på sprøytebetonghyller forankret med gyste bolter. Dersom bueformen er ønskelig kan i prinsippet deler av en bue konstrueres hvor som helst i tunnelprofilen.

6.9 Omfang og kontroll i byggefasen etter Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering

6.9.1 Generelt

Se vegnorm N500 om Kontroll og kvalitetssikring etter Eurokode 7 [12].

Byggherre, ved prosjektleder, bestiller utvidet kontroll etter Eurokode 7 i byggefasen. Utvidet kontroll i byggefasen starter opp like før oppstart 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.

Kontroll, inklusive befaringer, utføres sammen med 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.

Utvidet kontroll kommer i tillegg til vanlig kontroll (egenkontroll og kollegakontroll). Utvidet kontroll i geoteknisk kategori 3/utførelseskontrollklasse 3 utføres som en faglig kontroll.

6.9.2 Innhold og rapportering

Innledende kontroll er gjennomgang av geologisk/ingeniørgeologisk bemanning, kontrollplaner for sikring 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:

- Ingeniørgeologi: oversikt kartlegging, kontinuerlig kartlagt eller ikke, Q-verdier, planlagt sikring (sikringsklasse), utført sikring.
- Bergforhold/bergforhold funnet under byggefasen som ikke er i henhold til konkurransegrunnlag. Eventuelle endringer som skyldes at bergforhold og bergsikring avviker fra prosjektet.
- Eventuell vurdering av geoteknisk kategori, omklassifisering i løpet av byggefasen. Dokumentert og begrunnet.
- Observasjon/registrering av utført permanentsikring, områder med bart berg.
- 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). 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: påhugg flyttet etter konkurransegrunnlag, tverrslag eller nisjer som entreprenøren har etablert under driving – betydning/ulempe for ferdig tunnel.
- Toløpstunneler: 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 tverrslag, rømningstunneler, 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 angis generelle opplysninger om tunnelen: Lengde, antall tunnellop, hovedtyper av bergarter, geotekniske kategorier (soner med geoteknisk kategori 3), oppstart, antall meter drevet, planlagt gjennomslag. Dato og pelnummer for befaring (fra-til) angis i rapport, sammen med informasjon om befaringen er utført fra såle eller fra lift.

I rapport kan presentasjon 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 beskrives eventuell anbefalt utbedring, tilleggssikring eller målinger, også vist ved markering av alvorlighetsgrad.

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.

7 Vann- og frostsikring i tunnel

7.1 Generelt

I vegnormal N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 7 krav til vann- og frostsikring i tunnel. I dette kapitlet gis utfyllende kommentarer og veiledning til noen temaer.

Den norske byggemetoden med å bruke berget som byggemateriale, har lang tradisjon i Statens vegvesens tunnelstrategi. Bergsikringsstrategien er basert på bergmasseklassifisering og dimensjonering for 100 års levetid. Frittstående vann- og frostsikringskledning dimensjoneres for 50 års levetid. Dimensjoneringskravene har medført at dagens godkjente vann- og frostsikringsløsninger er både funksjonssikre og stabile over tid.

Ny teknologi og nye materialer vil alltid være aktuelle for utvikling av nye løsninger til vann- og frostsikring. Innovasjon på fagområdet forankres i pilotprosjekter og kostnadsoptimale valg av nye og forbedrede løsninger.

7.2 Frost i tunneler

7.2.1 Frostdimensjonering

Frostdimensjonering av vann- og frostsikring tar utgangspunkt i F_{10} ($h^{\circ}C$), lokal verdi ved tunnelåpningene. F_{10} er definert som den frostmengden som statistisk sett overskrides én gang i en 10-årsperiode.

Frostmengder, inklusive korreksjonsfaktorer, er gitt i kommunetabeller i vegnormal N200 [5]. Frostmengden ved aktuelt tunnelpåhugg kan være svært forskjellig fra frostmengden oppgitt for kommunesenteret. Det er derfor av avgjørende betydning at korrekt frostmengde fastsettes lokalt ved tunnelpåhuggene. Som supplement til kommunetabellen er det vist en kartløsning med frostmengder og årsmiddeltemperatur [5].

Kommunetabellene [5] inneholder data fra perioden 1981 - 2010. Tidligere dimensjonerende F_{10} var basert på kommunetabeller for perioden 1931-60. En sammenligning av tabellene viser at nye verdier ligger noe lavere. Det er foretatt en grundig vurdering av tabellene og de oppdaterte verdiene, og ut fra dette anses F_{10} for vann- og frostsikringskonstruksjoner som tilstrekkelig. Dette er også basert på erfaringer med eksisterende hvelv, og systematiske temperaturmålinger i tunneler med ulike frostmengder, ÅDT og typer av vann-/ frostsikringshvelv.

7.2.2 Frostinntrengning

Det er flere fysiske årsaker til at frost trenger inn i tunneler. Disse kan oppsummeres som følger:

- Den drivende kraften for naturlig utskifting av luft i tunneler er temperaturforskjellen der varm luft er lettere enn kald og stiger og blir erstattet av kald tung luft (pipeeffekt).
- I horisontale tunneler strømmer varm luft ut ved åpningene og erstattes av kald luft nede ved vegbanen. I korte tunneler og ved langvarig kulde vil kaldluften etter hvert trenge gjennom hele tunnelen. Fremherskende vindretning, mekanisk ventilasjon og stempeleffekten fra trafikken påvirker frostinntrengningen.
- I høytrafikk-tunneler med to løp og ventilasjon i trafikkretningen, er ventilasjon og stempeleffekt dominerende. Frost trenger langt inn i trafikkretningen og nesten ingen frost trenger inn fra utkjørselsiden. Frostinntrengningen i disse tunneler er lite påvirket av pipeeffekten. Også undersjøiske tunneler med to løp har et tilsvarende frostprofil.

- Undersjøiske tunneler viser seg i stor grad å være påvirket av lokalklimatiske forhold. De fleste ligger i områder med liten frostbelastning, men lokalt kan frosten trenge langt inn.
- Noen lange tunneler kan ligge på klimaskillet. Frostinntrengningen i disse tunnelene kan derfor avvike fra det normale bildet f.eks. ved påvirkning fra høytrykk/lavtrykk.
- I tunneler med asymmetrisk frostprofil (lengre tunneler med stigning og enveis høytrafikk tunneler) er det sjelden at nevneverdig frost trenger lenger inn enn 200-300 m fra øvre åpning /åpning med utkjørende trafikk.

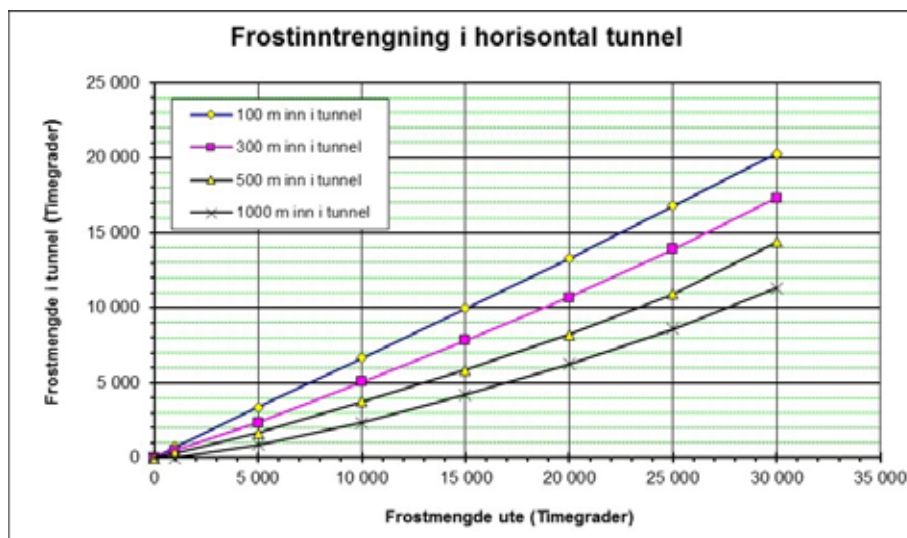
Se også kap. 9.3 om ventilasjonsberegninger.

Frostinntrengningen i vegtunneler kan klassifiseres i fire hovedgrupper:

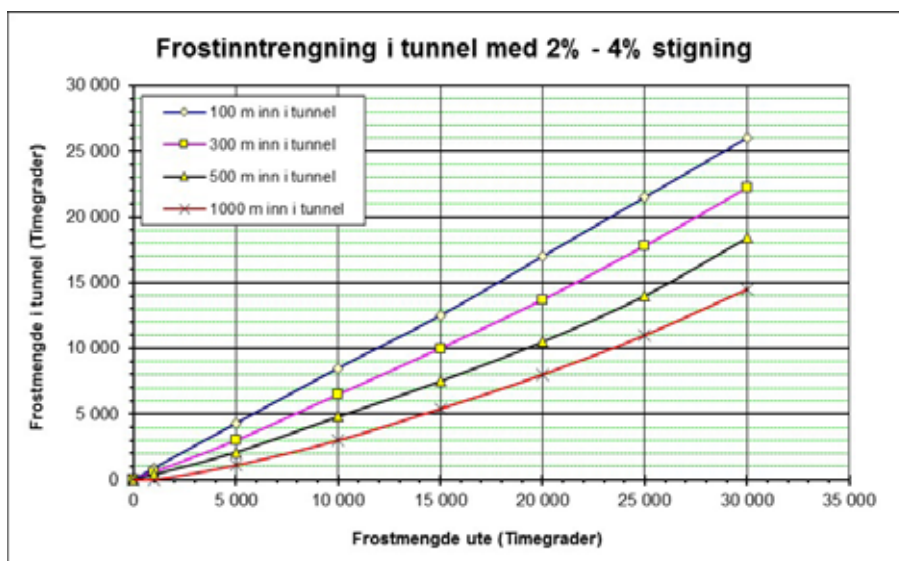
- Horisontale tunneler
- Tunneler med stigning
- Undersjøiske tunneler
- Tunneler med enveistrafikk.

Hver av gruppene har et karakteristisk frostmengdeprofil [79]. Frostinntrengningen kan anslås fra diagrammene i figur 7.1–7.5, som viser plott av frostmengden i tunnelluft mot frostmengden utenfor tunnelen. Forutsetningen er at frostmengden ved tunnelpåhugget er kjent (målt eller beregnet).

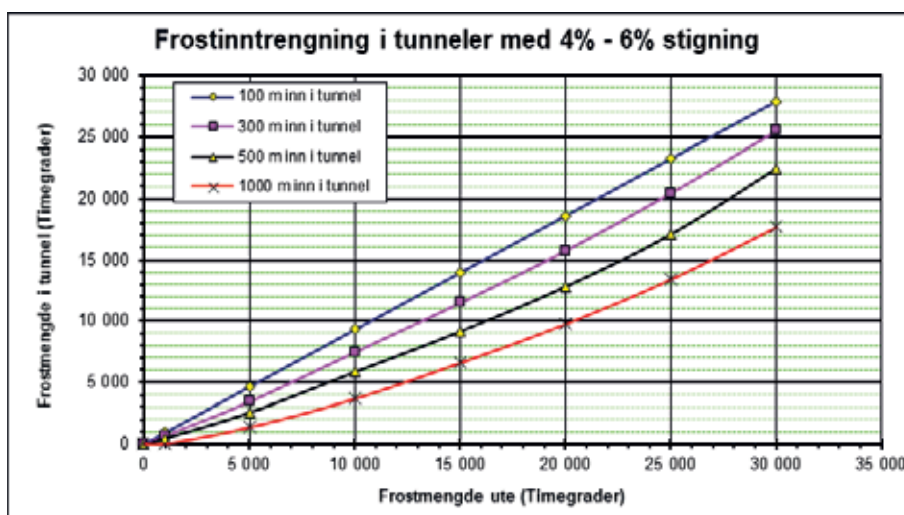
Som dimensjonerende frostmengde i diagrammene, figur 7.1–7.5, er det benyttet data fra de eldre kommunetabellene (se kap. 7.2.1).



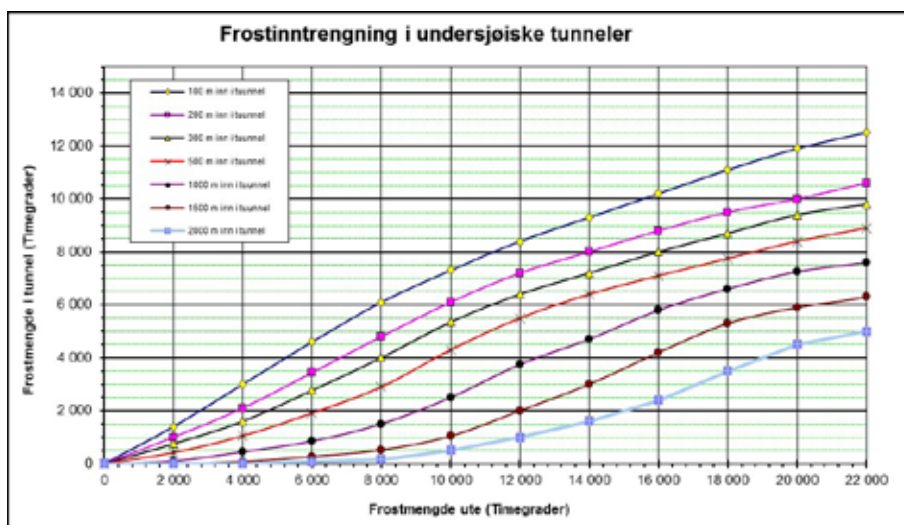
Figur 7.1 Frostinntrengning i horisontal tunnel [79]



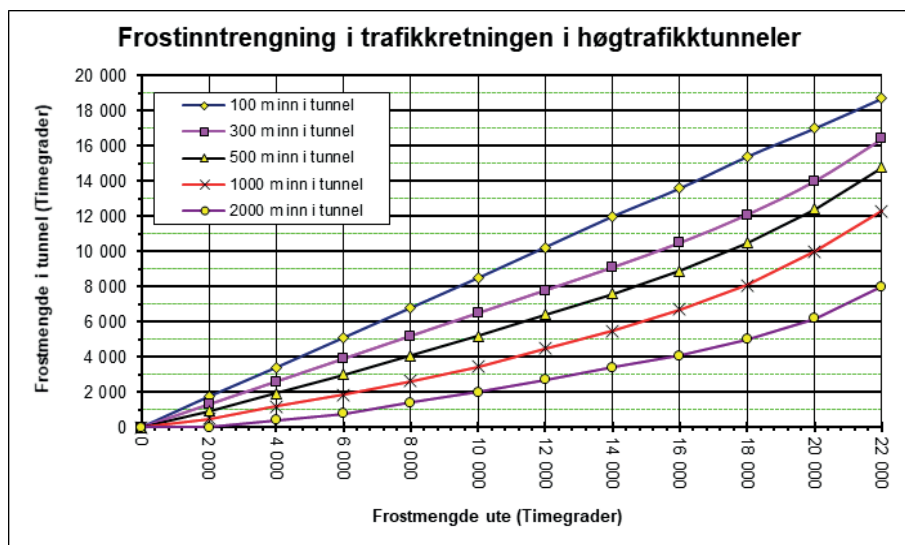
Figur 7.2 Frostinntrengning i tunnel med 2%–4% stigning [79]



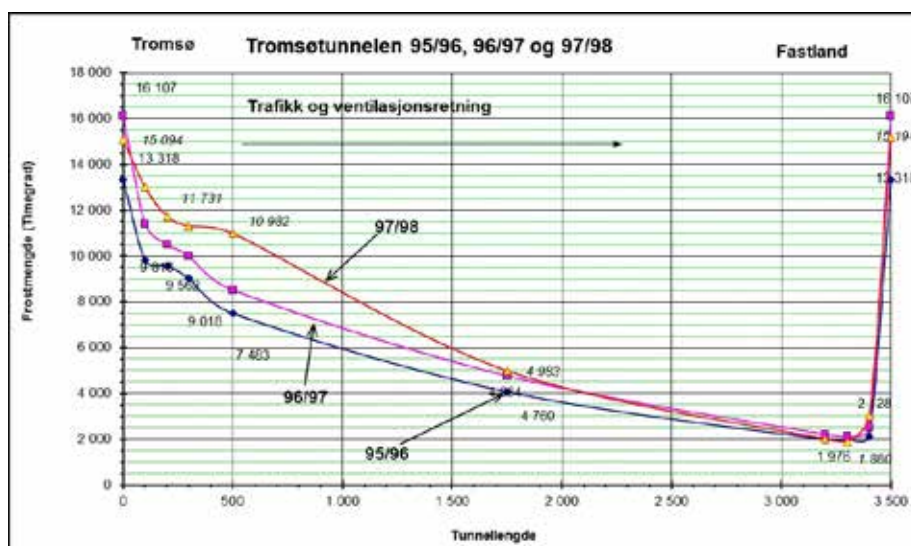
Figur 7.3 Frostinntrengning i tunneler med 4%–6% stigning [79]



Figur 7.4 Frostinntrengning i undersjøiske tunneler [79]



Figur 7.5 Frostinntrengning i trafikretningen i høgtrafikk tunneler/ tunneler med enveistrafikk [79]

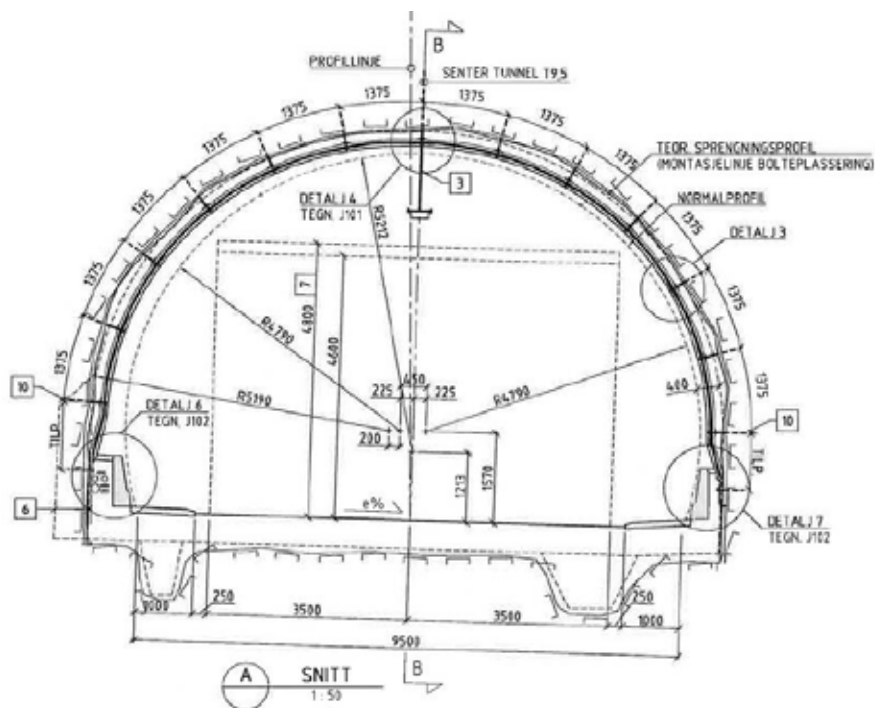


Figur 7.6 Eksempel på frostprofil i høgtrafikk tunnel/enveistrafikk, Tromsø 1996 - 1998. Frostprofilene viser liten variasjon fra år til år selv med stor variasjon i frostmengden [79]

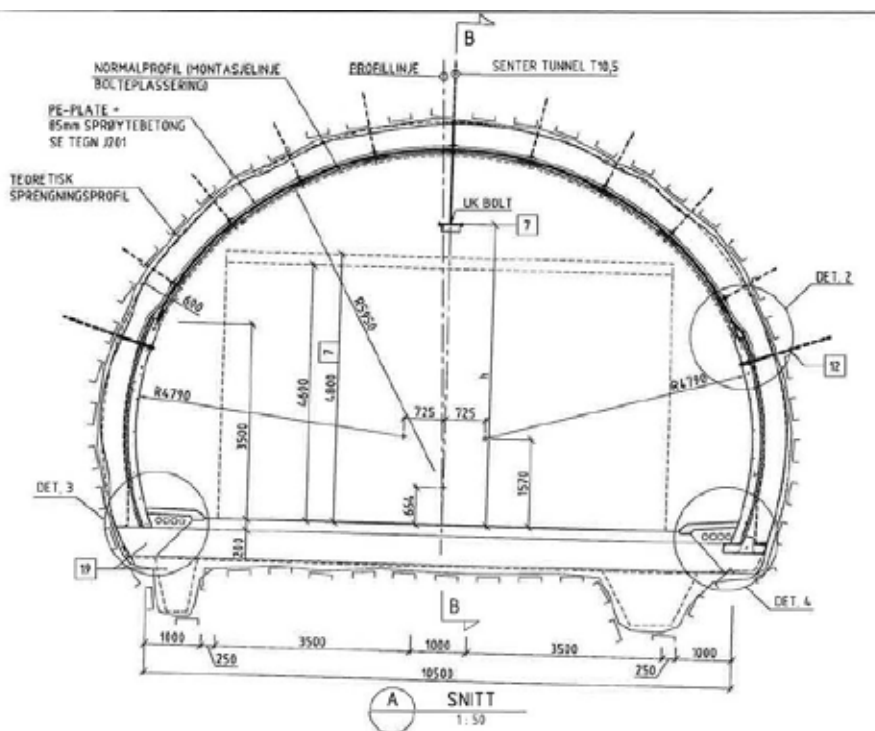
7.3 Konstruksjonstyper

De ulike typer av vann- og frostsikringskonstruksjoner er gitt i [1]. De aktuelle typene er:

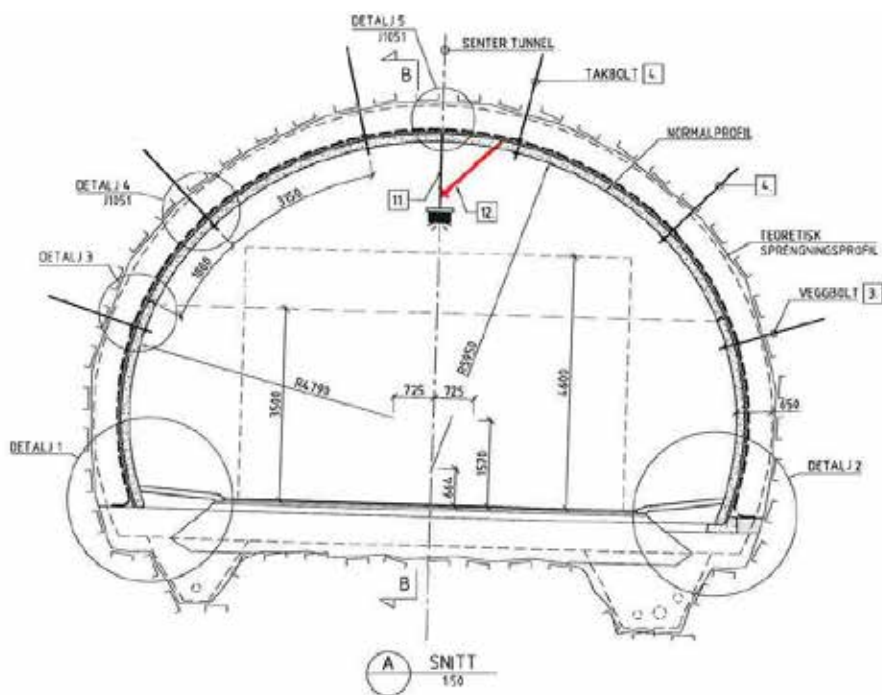
- Hvelv av sprøytebetong (se figur 7.7)
- Kombinert veggelementer av betong og sprøytebetong i heng (se figur 7.8)
- Hvelv av betongelementer (se figur 7.9)
- Kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv med membran (se figur 7.10)
- Støpt betonghvelv med membran; i soner med dårlig berg kombinert med bergsikring.



Figur 7.7 Skisse av PE-hvelv og sprøytebetong med føringskant, T9,5 [63]



Figur 7.8 Skisse av PE-hvelv i heng og med betongelementer i vegg, T10,5 [63]



Figur 7.9 Skisse av betongelementhvelv, T10,5 [63]

7.4 Konstruksjonsdetaljer

7.4.1 Frostisolasjon

Frostisolasjonsmaterialer som er i vanlig bruk i norske tunneler er PE-skum som kombinert vann- og frostsikring, brannsikret med sprøytebetong, og XPS som frostisolasjon bak betongelementer, med membran som vannsikring.

7.4.2 Membraner

Vegnormal N500: Det skal benyttes heldekkende membran med sveiste skjøter.

Minimumskrav til plastmembraner er gitt i [1].

Ved kontaktstøp monteres membran på avjevnet underlag og med fiberduk som beskyttelse, for å unngå rifter og skader i membranen. For å kunne observere eventuelle skader kan membranen ha et signalbelegg i kontrastfarge, eller være homogen og transparent. Fiberduk er polypropylen med vekt 300–1500 g/m².

7.4.3 Forankringsbolter og festedetaljer

Krav til korrosjonsbeskyttelse av forankringsbolter og festedetaljer er gitt i [1]. Korrosjonsbeskyttelse av ståldeler i tunnel er utredet i etatsprogrammet «Varige konstruksjoner», se Statens vegvesen rapport nr. 410 [80].

Gysing av forankringsbolter anbefales generelt. Erfaringer viser eksempler på at bolter til innfesting av sprøytebetonghvelv er rustet og brekker i festet mot berget.

Standarder for forankringsbolter og festedetaljer, forenklet oversikt:

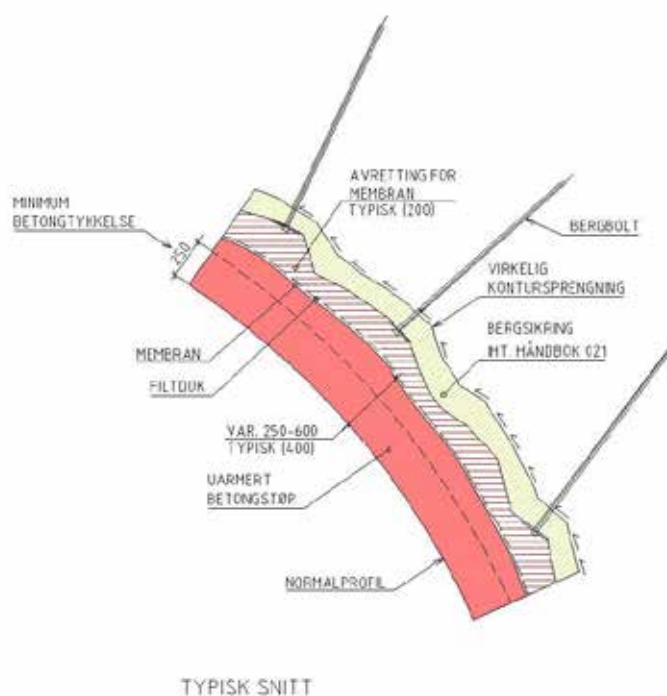
NS-EN 10088 [81] gjelder for vinkler, plater og rundstål.
NS-EN 3506 [82] gjelder for bolter, dvs. 'pinneskruer' og muttere.

7.4.4 Hvelv av betongelementer

Skisser av betongelementhvelv er vist i figur 7.8 og 7.9. Se også [63]. Boltediameter for forankringsbolter for veggelementer er foreslått til M27/M30 for hhv. vegg-/takelement [63].

Prinsippskisse av fuge og brannsikring av fuge er vist i kap. 4.3.

7.4.5 Kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv med membran



Figur 7.10 Skisse av kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv med membran [83, 84]

Kontaktstøpt hvelv for vann- og frostsikring er en alternativ konstruksjon til betongelementer og sprøytebetonghvelv, og er aktuell for alle frostmengder. Løsningen er beskrevet i Statens vegvesen rapport nr. 127 [83] og nr. 130 [84], fra etatsprogrammet «Moderne vegtunneler». Prinsippskisse er vist i figur 7.10.

Hvelvet forutsetter at konturen er relativt jevn. Berget stabilitetssikres på vanlig måte før det avrettes med sprøytebetong. Utenpå fiberduk og membran støpes uarmert betong med tykkelse minimum 250 mm. Fordelen med kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv er at det monteres uten forankringsbolter og andre korrosjonsutsatte deler. I tillegg er det ikke rom bak hvelv, som reduserer faren for frostoppbygging og spredning av en eventuell brann. Løsningen vurderes spesielt i saltvannssonen i undersjøiske tunneler, hvor korrosjonsmiljøet er spesielt krevende.

7.4.6 Hvelv av sprøytebetong

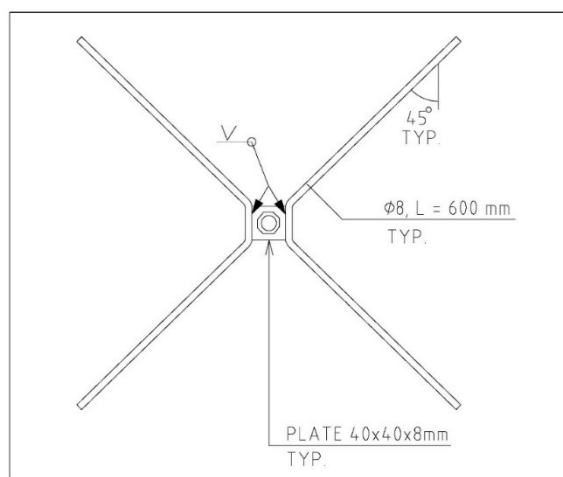
Hvelv av sprøytebetong utgjør brannsikring av hvelv av PE-skum som vann- og frostsikring, eller av membranhvelv montert som vannsikring i tunneler med lav frostmengde [1]. Oversikt over typer av utførelse, med bolteavstand og dimensjoner på armeringsnett er vist i tabell 7.1.

Tabell 7.1 Bolteavstand og armeringsnett for hvelv av sprøytebetong

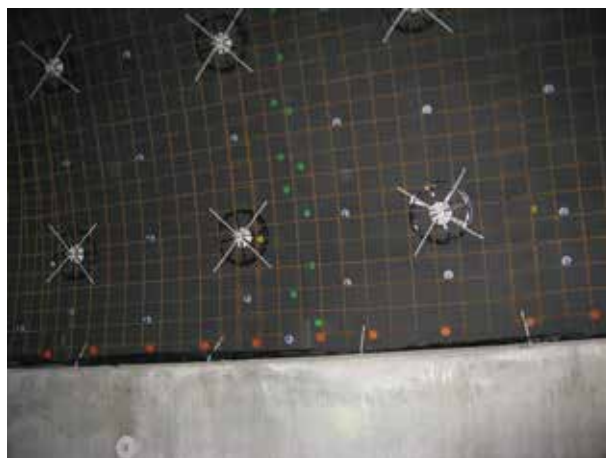
	Bolteavstand m	Armeringsnett	Øvrige merknader
Membranhvelv	1,2x1,2	K 131	Metode for heft til betong
PE med overlapp	1,2x1,2	K 131	
PE kant i kant	1,375x1,375	K 189	Plateskjøt vannavskjermes

Sprøytebetonghvelv utføres nettarmert og med forbindelsesmiddel i stål (kalt «blekksprut» eller «kråkeføtter»), se figur 7.11 og 7.12. Skjøting av armeringsnett utføres med to ruter overlapp. Armeringsnettet monteres med overdekning 25 ± 5 mm mot isolasjonsplater (PE-skum) eller membran.

Minste sprøytebetongtykkelse ved bruk av PE-skum montert kant-i-kant blir 85 mm pga. tilstrekkelig overdekning av armering K-189 (se tabell 7.1).



Figur 7.11 Stålskive med påsveiset armering ('blekksprut'). Total lengde diagonalt er ca. 600 mm (ca. 300 mm målt fra midten).



Figur 7.12 PE-skum i monteringsfasen, over veggelementer av betong. Med blekksprut, avstandsholdere, armeringsnett, skjøteplugg, osv. Nesttunnelen 2013.

Dilatasjonsfuger

For dilatasjonsfuger monteres egnet plastprofil e.l. som rissanviser med dimensjon minimum 70 mm, for å styre opprissingen (se også figur 4.5). Armering kappes og fjernes i avstand lik overdekningen til hver side for forventet riss. Fugen forsegles med brannsikker fugemasse. Fuging avvendes så lenge som praktisk mulig med hensyn til svinnbevegelse i hvelvet etter utsprøyting. Dilatasjonsfuger med åpning mindre enn 5 mm samt spalte mellom sprøytbetonghvelv og veggelement/føringskant forsegles ikke. For tunneler med veggelementer tilpasses dilatasjonsfugene best mulig til elementfugene på hver side av tverrsnittet.

Bruk av PE-skum som isolasjon

PE-platene har som regel bredde 2,75 m. Platene kan skjøtes med overlapp, eller platene monteres kant mot kant med vannavskjerming av skjøten. Metodene kombineres i f.eks. tverrsnittsendringer eller utvidelser i den enkelte tunnel. Se oversikt i tabell 7.1.

Kant-skjøten vannavskjermes med en overlappende ensidig påsveiset PE-membran ('PE-skjørt') på baksiden (se eksempel i figur 7.13). Anbefalte dimensjoner på PE-skjørt:

- Tykkelse 6-8 mm
- Kryssbundet, densitet $\geq 30 \text{ kg/m}^3$,
- Bredde min. 500 mm, overlapp med PE-skum-platen 100-150 mm.



Figur 7.13 Eksempel på PE-skjørt sveiset til PE-plater, for montering kant mot kant. (Foto: M. Lindstrøm).

Vanntetthet av horisontale og vertikale skjøter sikres før sprøyting på PE-platene. For å oppnå tetthet av vertikale skjøter kan det benyttes skjøteplugger med dokumentert virkning, plassert med største senteravstand 300 mm.

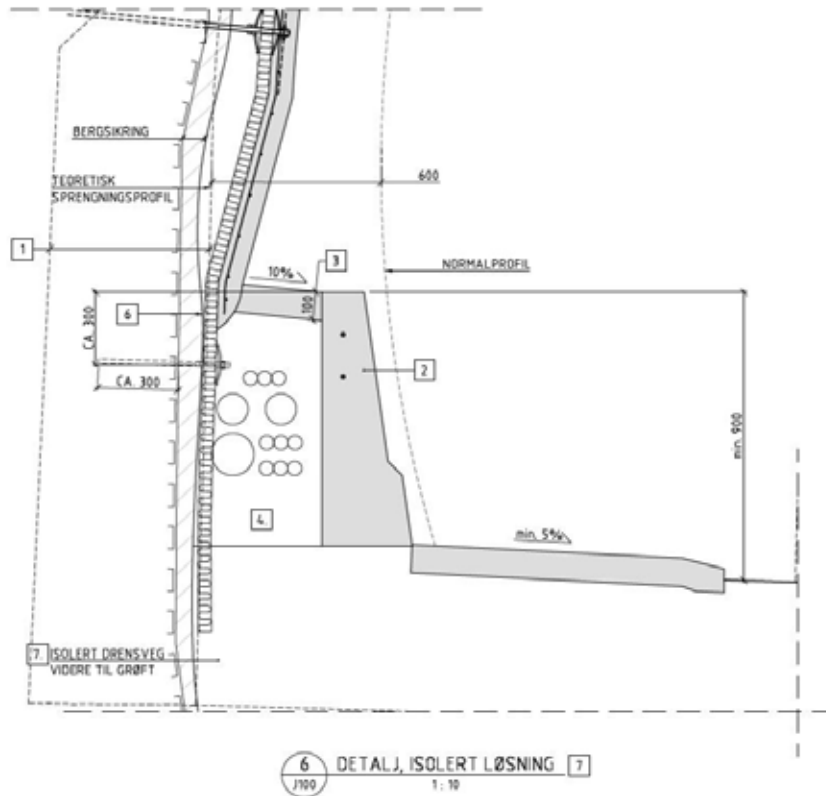
Membranhvelv med sprøytebetong

Membranhvelv med sprøytebetong er aktuell løsning for bruk i områder med lave frostmengder ($F_{10} < 8\,000 \text{ h}^\circ\text{C}$) [1]. Oppstramming av hvelvet er viktig for å minske bevegelse ved påsprøyting av betong. For å sikre heft til sprøytebetongen har membran i hvelvet ulike typer av løsninger. Eksempler på slike er integrerte løsninger (flosset overflate eller påsveiset nett), og separat montert tynn fiberduk.

7.4.7 Føringskant av betong

Føringskant av betong tilpasses til tunnelen; normalprofil, øvrige installasjoner, og utføres ikke nødvendigvis som standardisert vegrekkverk eller brurekkverk. Et eksempel er vist i figur 7.14.

Føringskanten utformes med armering og rissanviser. Fordybling er ikke nødvendig. Kanten tilpasses til trekkerør etc. Se også [63].



Figur 7.14 Skisse som viser eksempel på føringskant av betong [63]

8 Drenering

8.1 Generelt

I vegnormal N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 8 krav til drenering, vegfundament og vegdekke. I dette kapitlet gis noen utfyllende kommentarer og veiledning til temaet drenering og vannhåndtering.

8.2 Håndtering av vann i anleggs- og driftsfase

Krav som gjelder håndtering av tunnelvaskevann og slam, og vann og slam under anleggsfasen, er gitt i [1]. Se også kapittel 10 om vannhåndtering og ytre miljø.

8.2.1 Håndtering av tunnelvaskevann og slam

Vegnormal N500: Hvis utslippstillatelse stiller krav om rensetiltak skal rensetiltaket dimensjoneres for å håndtere en helvask for tunnelen/tunnelløpene.

For rensing av tunnelvaskevann før utslipp til resipient eller kommunalt renseanlegg, se håndbok R765 Avfallshåndtering [85]. I søknad om konsesjon etter forurensningsloven om utslippstillatelse av renset tunnelvaskevann estimeres blant annet forurensningsbidraget og rensegrad, eksempel på metodikk finnes i bl.a. [86].

For å fortynne det rensede tunnelvaskevannet, anbefales at det ledes ut sammen med rent drens vann. Renseløsningen bygges med trygg og tilstrekkelig adkomst for vedlikehold, drift og prøvetaking før og etter vask.

8.2.2 Håndtering av vann og slam under anleggsfasen

Vegnormal N500: Tunneldrivevann skal minimum renses for olje og partikler, samt pH-justeres.

Grenseverdier for innhold av olje og partikler i renset vann fastsettes for det enkelte prosjekt. Ved utslipp til sårbare resipienter og anleggsvirksomhet i spesielle bergarter, vurderes grenseverdier spesielt. I sårbare ferskvannsresipienter anbefales at grensen for innhold av olje settes til 5 mg/l.

Anbefalt nivå for pH er innenfor 6 og 8,5. Det anbefales at CO₂-gass benyttes til pH-justering, og ikke mineralsyre – som ofte har vært praksis. Dette på grunn av både HMS og miljøhensyn [87, 88]. Ved bruk av CO₂-gass reduseres faren for episoder med for lav pH i resipienten.

Utslipp av metaller vil blant annet avhenge av lokale bergarter, se [89]. Hvilke metaller det settes grenseverdier for og hvilke konsentrasjoner avgjøres i det enkelte prosjekt.

De målte konsentrasjonene av olje, partikler og metaller i utslippsvannet baseres på ukemiddel (vannproporsjonale blandprøver). Prøver analyseres ved akkreditert og sertifisert laboratorium. Metaller måles som total og løst konsentrasjon (0,45 µm). Det anbefales å installere on-line målinger av pH og turbiditet med alarmfunksjon for raskt å kunne iverksette avbøtende tiltak ved uønsket partikkelspredning. Eksempel på renseløsninger og dimensjonering av disse er gitt i Teknisk rapport nr. 9 fra NFF [90].

Slam fra vaskeplasser, sedimentasjonsgrøfter og renseanlegg kan være forurenset. Forurenset slam gjenbrukes ikke eller blandes ikke med rene masser som disponeres i anleggsområdet eller i influensområdet til vann. Se også [85].

Grunn som danner syre eller andre stoffer som kan medføre forurensning i kontakt med vann og/eller luft (for eksempel alunskifer), regnes som forurenset grunn dersom ikke annet er dokumentert, jf. Forurensningsforskriften. Utgravd alunskifer kan inneholde så mye radioaktive stoffer at den forvaltes som radioaktivt avfall. Direktoratet for strålevern og atomsikkerhet (DSA) er myndighet i slike tilfeller.

Sprengsteinmasser fra tunneldriving inneholder vanligvis plast i form av skyteledninger, koblingsblokker og foringsrør. Plast brytes i liten grad ned i marine miljø. Det er derfor viktig at sprengsteinmasser som fylles ut i sjø inneholder minst mulig plast og at det planlegges avbøtende tiltak for å hindre spredning [91]. Eksempelvis kan siltgardin i kombinasjon med en ekstra ytre linse og opprydningsmannskap i båt være tiltak. Plasten håndteres iht. avfallsforskriften (se også [92]).

8.3 Kummer for slokkevann

Drenssystemet kan suppleres med egne kummer for slokkevann. Løsningen betinger at det i tillegg er et eget lukket system for oppsamling av vaskevann. Vaskevannsledningen vil da samle opp eventuelle brannfarlige væsker og føre disse utenom slokkevannskommene. Kummene plasseres i tilknytning til havarinisjene. Løsningen vurderes i samråd med det lokale brannvesen. Kummene kan også benyttes til etterfylling ved vask av tunnelen.

8.4 Pumpestasjoner, pumpeledninger

Vegnorsmal N500: Pumper skal være tørroppstilte. Lekkasjevann bør pumpes trinnvis ut av tunnelen. Det bør legges til rette for at vannet kan pumpes ut i begge retninger.

Se også Teknologirapport nr. 2402 [93] Trinnpumping i undersjøiske tunneler.

9 Tekniske anlegg

9.1 Generelt

I vegnormal N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 9 krav til tekniske anlegg. I dette kapitlet gis utfyllende kommentarer og veiledning angående belysning og ventilasjon – med ventilasjonsberegninger.

For korrosjonsbeskyttelse av teknisk utstyr, se Statens vegvesen rapport nr. 410 [80] fra etatsprogrammet «Varige konstruksjoner».

9.2 Belysning i tunneler

Se håndbok V124 Teknisk planlegging av veg- og tunnelbelysning [7]. For belysning av havarinisjer og dører til rømningsveier gjelder krav i [1]:

Vegnormal N500: Havarinisjer og snunisjer skal belyses særskilt slik at de visuelt skiller seg ut fra tunnelen for øvrig. / Dører som fører ut av tunnellopet (rømning) skal kontinuerlig belyses med grønt lys fra tunneltaket.

Eksempler på belysning av havarinisje og rømningsvei i tunnel er vist i figur 9.1.



Figur 9.1 Belyst havarinisje, sett i forhold til belyst rømningsvei og veg (nisje tar ikke vekk oppmerksomhet fra trafikkbildet, og gir liten blanding). (Foto: A.P. Søvik)

9.3 Ventilasjon

9.3.1 Beregning av nødvendig friskluftbehov og kontroll av luftkvalitet

Vegnormal N500: Ventilasjonsanlegg skal installeres i tunneler med lengde over 1000 m når ÅDT er > 1000. Ventilasjonsanlegget skal dimensjoneres for brann og for beregnet forurensningsnivå 10 år etter åpningsåret (ÅDT(10)).

Dimensjoneringsår og trafikkmengde

Forurensningsnivået beregnes i dimensjonerende time. Dimensjonerende timetrafikk er den trafikkmengde (kjt/t) som overskrides inntil 30 ganger per år. Se eksempler på trafikkvariasjoner i håndbok V714 Veileder i trafikkdata [94]. Ved ukjent trafikkfordeling, antas 2/3 av trafikken å kjøre i den mest ugunstige retningen, det vil si i stigning eller mot den valgte ventilasjonsretningen. Dimensjonerende timetrafikk deles opp i to kjøretøygrupper:

- Lette kjøretøy omfatter biler med totalvekt inntil 3,5 tonn eller lengde inntil 5,6 m.
- Tunge kjøretøy omfatter lastebiler, vogntog, busser og varebiler med lengde over 5,6 m.

Begge gruppene deles inn etter drivstoff/utslipp:

- LettB: Lette kjøretøy med bensin- eller gassdrift (også bensin hybrider)
- LettD: Lette kjøretøy med dieselmotor (også diesel hybrider).
- Lett: Alle lette kjøretøy uavhengig av motorteknologi (også utslippsfrie)
- TungD: Tunge kjøretøy med dieselmotor
- Tung: Alle tunge kjøretøy, uavhengig av motorteknologi.

SSBs statistikk for fylkesvis antall el-biler gir nyttig informasjon ved utarbeiding av trafikkprognoser for utslippsfrie biler.

Aktuelle stoffer for luftforurensning i tunneler

Friskluftbehov i tunneler beregnes fra dimensjonerende konsentrasjoner av [1]:

- Nitrogendioksid (NO_2)
- Karbonmonoksid (CO)
- Eksospartikler (EP), måles som $\text{PM}_{2,5}$

Begrepet eksospartikler brukes her for å markere at beregninger av friskluftbehovet baserer seg bare på eksos som utslippskilde. Eksospartikler er svevestøv som er mindre enn $2,5 \mu\text{m}$. For å ta hensyn til bakgrunnskonsentrasjonen brukes $\text{PM}_{2,5}$ som også inkluderer andre kilder (ligning 5). Måleapparater måler $\text{PM}_{2,5}$.

Som regel beregnes friskluft basert på utslipp av NO_2 og EP. I tunneler med gang- og sykkeltrafikk beregnes i tillegg friskluftbehov basert på CO .

For de fleste tunneler vil utslipp ved normal trafikk være mest riktig for å dimensjonere ventilering. I tunneler der det kan oppstå køkjøring, er det egne ligninger som beregner friskluftbehovet ved køkjøring. I det følgende gis ligninger som beskriver friskluftbehovet for hver av disse stoffene. Tabell 9.1 viser hvilke stoff det skal beregnes ved vanlig trafikk, og alternative beregninger ved kø og tilleggsberegninger for tunneler som er tilrettelagt for gående og syklende.

Tabell 9.1 Hvilke stoffer som avgjør friskluftbehovet ved ulike alternativer.

Stoff	Vanlig trafikk	Alternativ når tunnelen rammes av rushtrafikk / køkjøring	Tillegg når tunnelen er tilrettelagt for gående og syklende
NO_2	Ligning (1a)	Ligning (1b)	
EP	Ligning (2a)	Ligning (2b)	
CO			Ligning (3)

Basisfaktorer for avgassutslipp

Utslippsnivå av avgasser endrer seg raskt som følge av teknologiutvikling innen bilindustrien. I tillegg varierer utslippet med hastighet i tunnelen. Det er ikke hensiktsmessig å fastsette utslippsfaktorer i

håndboka, basisfaktorer kan derfor hentes fra vegvesen.no. Nettstedet viser utslipp som funksjon av årstall og hastighet for lette bensinbiler, lette dieserbiler og tunge dieserbiler.

Korreksjonsfaktorer ved kjøring i stigning

Utslipp av avgasser endrer seg når kjøretøyene kjører i stigning. En faktor i ligningene for avgass korrigerer for dette. Det er egne korreksjonsfaktor for hver avgass.

NO₂-produksjon

$$Q_{NO_2} = ((q_{NO_2,lettB} \cdot M_{lettB} \cdot k_{s,lettB}) + (q_{NO_2,lettD} \cdot M_{lettD} \cdot k_{s,lettD}) + (q_{NO_2,tung} \cdot M_{tung} \cdot k_{s,tung})) \cdot L \quad \text{Ligning (1a)}$$

$$\left[\frac{g}{t}\right] = \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{t}\right] \cdot [-]\right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{t}\right] \cdot [-]\right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{t}\right] \cdot [-]\right) \cdot [km]$$

Produksjon av NO₂ for fri flyt er gitt i Ligning (1a) og produksjon av NO₂ i kø er gitt i Ligning (1b).

$$Q_{NO_2} = ((q_{NO_2,lettB} \cdot D_{lettB} \cdot k_{s,lettB}) + (q_{NO_2,lettD} \cdot D_{lettD} \cdot k_{s,lettD}) + (q_{NO_2,tung} \cdot D_{tung} \cdot k_{s,tung})) \cdot v \cdot L \quad \text{Ligning (1b)}$$

$$\left[\frac{g}{t}\right] = \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{km}\right] \cdot [-]\right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{km}\right] \cdot [-]\right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{km}\right] \cdot [-]\right) \cdot \left[\frac{km}{t}\right] \cdot [km]$$

- Q_{NO_2} Produksjon av NO₂ i tunnelen $\left[\frac{g}{t}\right]$
- $q_{NO_2,lettB}$, $q_{NO_2,lettD}$, $q_{NO_2,tung}$ Basisfaktorer for NO₂-utslipp $\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right]$
- M_{lettB} , M_{lettD} , M_{tung} Trafikk mengde $\left[\frac{kjt}{t}\right]$
- D_{lettB} , D_{lettD} , D_{tung} Trafikk tetthet $\left[\frac{kjt}{km}\right]$
- $k_{s,lettB}$, $k_{s,lettD}$, $k_{s,tung}$ Korreksjonsfaktor for NO₂ for stigning (Tabell 9.2)
- L Lengde på tunnel [km]

Tabell 9.2 Korreksjonsfaktor for utslipp av NO₂ ved kjøring i stigning.

Korreksjonsfaktor for stigning	Symbol	- 6 %	- 4 %	- 2 %	0 %	2 %	4 %	6 %
Bensinbiler	$k_{s,lettB}$	0,4	0,4	0,6	1,0	1,4	1,9	2,4
Dieserbiler	$k_{s,lettD}$	0,3	0,3	0,5	1,0	1,5	2,2	3,0
Tunge biler	$k_{s,tung}$	0,4	0,4	0,6	1,0	1,4	1,9	2,4

Produksjon av eksospartikler (EP)

Produksjon av EP for fri flyt er gitt i Ligning (2a) og produksjon av EP i en køsituasjon er gitt i Ligning (2b).

$$Q_{EP} = ((q_{EP,lettD} \cdot M_{lettD} \cdot k_{s,lettD}) + (q_{EP,tung} \cdot M_{tung} \cdot k_{s,tung})) \cdot L \quad \text{Ligning (2a)}$$

$$\left[\frac{g}{t}\right] = \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{t}\right] \cdot [-]\right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{t}\right] \cdot [-]\right) \cdot [km]$$

$$Q_{EP} = ((q_{EP,lettD} \cdot D_{lettD} \cdot k_{s,lettD}) + (q_{EP,tung} \cdot D_{tung} \cdot k_{s,tung})) \cdot v \cdot L \quad \text{Ligning (2b)}$$

$$\left[\frac{g}{t}\right] = \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{km}\right] \cdot [-]\right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{km}\right] \cdot [-]\right) \cdot \left[\frac{kjt}{t}\right] \cdot [km]$$

- Q_{EP} Produksjon av EP i tunnelen [$\frac{g}{t}$]
- $q_{EP,lettD}, q_{EP,tung}$ Basisfaktorer for EP-utslipp [$\frac{g}{km \cdot kjt}$]
- M_{lettD}, M_{tung} Trafikk mengde [$\frac{kjt}{t}$]
- D_{lettD}, D_{tung} Trafikktetthet [$\frac{kjt}{km}$]
- $k_{s,lettD}, k_{s,tung}$ Korreksjonsfaktor for EP for stigning (Tabell 9.3)
- L Lengde på tunnel [km]

Tabell 9.3 Korreksjonsfaktor for utslipp av EP ved kjøring i stigning.

Korreksjonsfaktor for stigning	Symbol	- 6 %	- 4 %	- 2 %	0 %	2 %	4 %	6 %
Bensinbiler	$k_{s,lettB}$	-	-	-	-	-	-	-
Dieslbiler	$k_{s,lettD}$	0,2	0,2	0,4	1,0	1,5	2,0	2,6
Tunge biler	$k_{s,tung}$	0,4	0,4	0,7	1,0	1,4	1,8	2,3

CO-produksjon, brukes for tunnel som er tilrettelagt for gang- sykkeltrafikk

Produksjon av CO for fri flyt er gitt i Ligning (3).

$$Q_{CO} = ((q_{CO,lettB} \cdot M_{lettB} \cdot k_{s,lettB}) + (q_{CO,lettD} \cdot M_{lettD} \cdot k_{s,lettD}) + (q_{CO,tung} \cdot M_{tung} \cdot k_{s,tung})) \cdot L \quad \text{Ligning (3)}$$

$$\left[\frac{g}{t}\right] = \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{t}\right] \cdot [-]\right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{t}\right] \cdot [-]\right) + \left(\left[\frac{g}{km \cdot kjt}\right] \cdot \left[\frac{kjt}{t}\right] \cdot [-]\right) \cdot [km]$$

- Q_{CO} Samlet produksjon av CO [$\frac{g}{t}$]
- $q_{CO,lettB}, q_{CO,lettD}, q_{CO,tung}$ Basisfaktorer for CO [$\frac{g}{km \cdot kjt}$]
- $M_{lettB}, M_{lettD}, M_{tung}$ Trafikk mengde [$\frac{kjt}{t}$]
- $k_{s,lettB}, k_{s,lettD}, k_{s,tung}$ Korreksjonsfaktor for stigning (Tabell 9.4)
- L Lengde på tunnel [km]

Tabell 9.4 Korreksjonsfaktor for utslipp av CO ved kjøring i stigning.

Korreksjonsfaktor for stigning	Symbol	- 6 %	- 4 %	- 2 %	0 %	2 %	4 %	6 %
Bensinbiler	$k_{s,lettB}$	0,5	0,6	0,8	1,0	1,4	2,2	3,4
Dieslbiler	$k_{s,lettD}$	0,5	0,5	0,9	1,0	0,9	1,0	1,0
Tunge biler	$k_{s,tung}$	0,2	0,3	0,7	1,0	1,3	1,6	1,9

Friskluftbehov og dimensjonerende faktor

Friskluftbehovet for uttynning av de respektive stoffene ($Q_{0,luft}$) beregnes på grunnlag av grenseverdien ($C_{[stoff]}$) for tillatt konsentrasjon i tunnel og bakgrunnskonsentrasjon. Dimensjonerende konsentrasjoner er gitt i [1]. Ligninger for friskluftbehovet for uttynning av hhv. NO_2 , EP og CO er gitt med ligningene (4) – (6). Her brukes enheten $\mu g/m^3$ for konsentrasjoner. Tidligere versjoner har brukt enheten ppm for CO og NO_x . Faktorer for omregning mellom enhetene er:

- CO: 1 ppm = 1200 $\mu g/m^3$
- NO_2 : 1 ppm = 2000 $\mu g/m^3$

$$Q_{0,\text{luft},\text{NO}_2} = \frac{Q_{\text{NO}_2}}{C_{\text{NO}_2} - \text{BC}_{\text{NO}_2} - 60} \cdot \frac{10^6}{3600} \quad \text{Ligning (4)}$$

$$Q_{0,\text{luft},\text{EP}} = \frac{Q_{\text{EP}}}{C_{\text{EP}} - \text{BC}_{\text{PM}_{2,5}}} \cdot \frac{10^6}{3600} \quad \text{Ligning (5)}$$

$$Q_{0,\text{luft},\text{CO}} = \frac{Q_{\text{CO}}}{C_{\text{CO}} - \text{BC}_{\text{CO}}} \cdot \frac{10^6}{3600} \quad \text{Ligning (6)}$$

Ligningene har enhetene:

$$\left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right] = \frac{\left[\frac{\text{g}}{\text{t}}\right]}{\left[\frac{\text{ug}}{\text{m}^3}\right] - \left[\frac{\text{ug}}{\text{m}^3}\right]} \cdot [-] / \left[\frac{\text{s}}{\text{t}}\right]$$

Bakgrunnskonsentrasjonene, BC_{NO_2} og $\text{BC}_{\text{PM}_{2,5}}$, kan hentes fra nettstedet Modluft. Ved toløpstunneler kan det ventes økt bakgrunnskonsentrasjon på grunn av at forurenset luft overføres mellom tunnellopene. Dette vurderes ut fra lokale terreng- og vindforhold.

Den største av de to, eller tre, verdiene ($Q_{0,\text{luft},\text{NO}_2}$, $Q_{0,\text{luft},\text{EP}}$, $Q_{0,\text{luft},\text{CO}}$) brukes til å beregne dimensjonerende trekk i tunnelen. Friskluftbehovet regnes om til aktuelt trykk og temperatur i tunnelen og divideres på tunneltverrsnittet for å finne dimensjonerende trekk:

$$u_t = Q_{0,\text{luft}} \frac{p_0 \cdot T}{p \cdot T_0 \cdot A_N \cdot 3600}$$

$$\frac{\text{m}}{\text{s}} = \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \frac{\text{kPa} \cdot \text{K}}{\text{kPa} \cdot \text{K} \cdot \text{m}^2 \cdot [-]}$$

- u_t Dimensjonerende trekk i tunnelen
- $Q_{0,\text{luft}}$ Dimensjonerende luftmengde
- p_0 101,3 kPa (1013 mB)
- T_0 273,15 K (0° C)
- p Aktuelt lufttrykk (normalt lufttrykk korrigert for høyde over havet)
- T Aktuell temperatur i tunnelen [K]
- A_N Tverrsnitt målt i normalprofilen [m^2], tabell 9.5

Dimensjonerende trekk beregnes i normalprofilen uavhengig av type og omfang av vann- og frostsikring i tunnelen.

Utstyr for kontroll av luftkvalitet

Måleinstrumenter for kontroll av luftkvalitet i tunneler dekker følgende måleområder:

- NO_2 : 0–5 ppm tilsvarende 0–10 000 $\mu\text{g}/\text{m}^3$
- NO: 0–50 ppm tilsvarende 0–100 000 $\mu\text{g}/\text{m}^3$
- CO: 0–200 ppm tilsvarende 0–240 000 $\mu\text{g}/\text{m}^3$
- $\text{PM}_{2,5}$: 0–1000 $\mu\text{g}/\text{m}^3$ ($\text{PM}_{2,5}$ dekker utslipp av eksospartikler, EP)

Det er ikke nødvendig å måle både NO_2 og NO. I eksisterende tunneler kan NO-sensorer brukes, men det anbefales at de erstattes av NO_2 -sensorer ved oppgradering av anleggene.

Tunneler med lengde over 1,5 km og $\dot{A}\text{DT} > 1500$, har et målepunkt for NO_2 nær midten. Behovet for måleutstyr i kortere tunneler vurderes ut fra $\dot{A}\text{DT}$, sannsynlighet for kø og om tunnelen er tilrettelagt for gang-/sykkeltrafikk. I tunneler med gang- og sykkelveg, lengde over 500 m og $\dot{A}\text{DT} > 4000$ [2], er det minimum ett målepunkt for CO og/eller NO_2 .

I tunneler med toveistrafikk og lengde fra 1,0 til 3,0 km, kan måleutstyr for NO₂, og eventuelt CO plasseres ved havarinisjene 0,5–1,0 km inn fra portalene. I tunneler med lengde fra 3,0 til 6,0 km, plasseres i tillegg måler for NO₂ ved havarinisje omtrent midt i tunnelen. I tunneler med lengde over 6,0 km kan avstanden mellom målepunktene økes til 3,0 km.

I tunneler med enveistrafikk er det ikke behov for måleutstyr i første halvdel av tunnelen. I tunneler som ventileres mot avtrekkssjakt, plasseres et målepunkt ved siste havarinisje før sjakta.

9.3.2 Beregning av nødvendig skyvekraft ved langslufting

Langslufting er valgt som ventilasjonsprinsipp i norske vegtunneler. Lange tunneler kan deles opp i flere ventilasjonsavsnitt ved bygging av sjakter eller tverrslag. Avtrekk gjennom sjakter eller ventilasjonstårn kan unntaksvis brukes for å innfri krav til lokal luftkvalitet ved tunnelportalene.

Luftstrømmen i tunneler kan regnes som rørstrømning med enkle ligninger for trykktap og ventilasjonskrefter fra vifter, trafikk, vind, temperatur og klimatiske forhold. Impulsvifter styres automatisk for å tilføre nødvendig luftmengde til uttynning av forurensninger fra trafikken.

Vegnormal N500: Tunneler med enveistrafikk og tilhørende ramper skal ventileres i samme retning som trafikken både i en driftssituasjon og ved brann.

I tunneler med toveistrafikk er det nødvendig at ventilasjonsanlegget overvinner stempeleffekt fra trafikk mot ventilasjonsretningen. Der det velges fast ventilasjonsretning, kreves også at anlegget har tilstrekkelig kapasitet til å overvinne naturlige ventilasjonskrefter.

Beregning av trykktap:

$$\Delta p_{\text{trykktap}} = (i + 1,0 + \lambda \cdot \frac{L}{D_H}) \cdot \frac{\rho}{2} \cdot u^2$$

$$[\text{Pa}] = ([-]+1,0+[-] \cdot \frac{[\text{m}]}{[\text{m}]}) \cdot \frac{[\text{kg}/\text{m}^3]}{2} \cdot [\text{m}/\text{s}]^2$$

$\Delta p_{\text{trykktap}}$ = trykktap gjennom tunnelen (1,0 Pa = 1,0 N/m² = 0,01 hPa = 0,01 mb)

i = koeffisient for innløpstag som varierer fra 0,5 for rett avskåret portal til 0,2 ved traktform.

1,0 = koeffisienten for utløpstag gjennom portal med normalprofil. Det er ikke tatt hensyn til trykkgjenvinning i portaler med traktform. Koeffisienter for inn- og utløpstag vurderes spesielt hvis portalene har kassetvernsnitt eller andre avvik fra normalprofilen som gir økt lufthastighet.

λ = koeffisient for strømningstag som varierer fra 0,025 i moderne tunneler med glatte overflater til over 0,04 i en del eldre tunneler. Faktoren inkluderer strømningstag ved standard plassering og utforming av havarinisjer og veggmonterte skilt. Trykktap fra store overhengende skilt m.m. kan beregnes med egen formel.

L = tunnellengde

D_H = hydraulisk diameter, tabell 9.5

ρ = luftens tetthet ved gjennomsnittstemperatur i tunnelen. Hvis bergtemperaturen er ukjent, kan verdien settes til 1,25 kg/m³ ved havnivå, 1,30 kg/m³ i undersjøiske tunneler og 1,20 kg/m³ i tunneler som ligger ca. 400 m over havet.

u = dimensjonerende trekk i normalprofilen

Formelen for trykktap gjelder ved jevn trekk i tunnelen. Kraft til akselerasjon av lufta i tunnelen kan sidestilles med et ekstra trykktap like etter start av vifter ($K = m \cdot a$). Akselerasjonsleddet er ikke tatt inn i formelen fordi denne effekten forsvinner når luftstrømmen stabiliseres innen ti minutter etter endring av ventilasjonsnivå.

Tabell 9.5 Tverrsnitt, omkrets og hydraulisk diameter i tunnel og havarinisjer

Tunnelprofil	Normalprofil A_N [m ²]	Omkrets O [m]	Hydraulisk diameter $D_H = 4A_N/O$ [m]
T5,5	30	20	5,9
T7,5	40	24	6,7
T 8,5	50	27	7,5
T 9,5	54	28	7,6
T 10,5	60	30	8,0
T11,5	71	33	8,6
T12,5	75	34	8,8
T13,5	84	37	9,1

Ventilasjonstrykk pga. stigning og bergtemperatur («skorsteinseffekt»)

I tunneler med stor høydedifferanse mellom portalene, kan den naturlige trekkretningen variere avhengig av om lufttemperaturen ute ligger over eller under temperaturen i tunnelen. I norske tunneler er det registrert store lokale variasjoner i bergtemperatur fra ca. 4 til 18 °C avhengig av geografisk plassering og avstand mellom tunnel og terrengoverflate. Når det er kaldt ute, varmes luften i tunnelen opp av jordvarmen slik at det oppstår naturlig trekk oppover. På varme dager blir luften avkjølt gjennom tunnelen slik at trekken kan snu nedover.

I tunneler med isolert vann- og frostsikring, reduseres varmeovergangen mellom luft og berggrunn slik at temperaturdifferansen mellom tunnelluft og uteluft blir mindre. I lange tunneler med stor høydeforskjell mellom portalene, kan ventilasjonstrykket likevel bli stort nok til å gi naturlig trekk både i varme og kalde perioder.

$$\Delta p_{\text{stigning}} = \rho \cdot g \cdot \frac{\Delta t}{t + T_0} \cdot \Delta H$$

$$[\text{Pa}] = [\text{kg/m}^3] \cdot [\text{m/s}^2] \cdot \frac{[\text{°C}]}{[\text{°C}] + 273,15 [\text{°C}]} \cdot [\text{m}]$$

$\Delta p_{\text{stigning}}$ = trykkdifferanse mellom portalene pga. stigning og temperaturdifferanse

ρ = luftens tetthet ved nedre tunnelportal

g = tyngdens akselerasjon 9,81 m/s²

Δt = dimensjonerende temperaturdifferanse mellom gjennomsnittlig lufttemperatur i tunnelen og gjennomsnittlig lufttemperatur mellom portalene på utsiden av tunnelen. Ved tunnellengder over ca. 5 km, kan verdien settes til +/- 10 °C. Differansen blir mindre i kortere tunneler. Større temperaturdifferanser kan forventes i høyfjellstunneler og i spesielt kalde områder.

t = gjennomsnittlig lufttemperatur i tunnelen. Gjennomsnittstemperaturen varierer med geografisk plassering, tunnellengde, ventilasjonsnivå og lufttemperatur i dagen.

T_0 = 273,15 K (= 0 °C)

ΔH = høydedifferanse mellom tunnelportalene [m]

Ventilasjonstrykk fra vind

Vinden kan gi trykkdifferanse mellom portalene og naturlig trekk i tunnelen. Vindtrykket varierer med vindstyrke, vindretning og portalutforming. Vind som blåser rett inn mot en utstikkende portal, gir trykkstigning i tunnelen. Vind som blåser langs terrengoverflaten eller på tvers av portalen, gir derimot undertrykk. Trykkdifferanse kan virke med eller mot ventilasjonsretningen avhengig av vindretning.

$$\Delta p_{\text{vind}} = \frac{\rho_A}{2} \cdot w_A^2 \cdot f_A - \frac{\rho_B}{2} \cdot w_B^2 \cdot f_B$$

$$[\text{Pa}] = \frac{\text{kg/m}^3}{2} \cdot [\text{m/s}] \cdot [-] - \frac{\text{kg/m}^3}{2} \cdot [\text{m/s}]^2 \cdot [-]$$

- Δp_{vind} = trykkdifferanse mellom portal A og B
 ρ = luftens tetthet ved tunnelportal A og B
 w = vindstyrke ved tunnelportal A og B
 f = faktor for overført dynamisk trykk fra vind ved portal A og B.
 Verdiene ligger mellom +1 og -1 avhengig av vindretning og portalform

Dimensjonerende trykkdifferanse mellom portalene vurderes ut fra lokale variasjoner i gjennomsnittlig vindstyrke og typisk vindretning ved portalene. Ved usikre eller manglende vinddata, kan ventilasjonstrykket fra vind regnes som et generelt trykktap på 25 Pa.

Trykkdifferanse mellom klimasoner

Lokale variasjoner i lufttrykk og temperatur kan gi naturlig trekk i tunneler som krysser store fjellmassiv. I lange tunneler i innlandet, vurderes effekten av ulike klimasoner spesielt.

Ventilasjonstrykk fra trafikk

Når trafikkmengder og hastighetsfordeling er kjent, kan stempeltrykket beregnes for lette og tunge kjøretøy. Grov inndeling med kun to kjøretøygrupper, gir som regel akseptabel nøyaktighet. Tabell 9.6 viser eksempel på formfaktorer og tverrsnitt for en del kjøretøy og forslag til gjennomsnittsfaktorer for lette og tunge kjøretøy. Disse faktorene kan brukes hvis det ikke finnes detaljerte trafikkdata.

Tabell 9.6 Eksempel på form- og tverrsnittsfaktorer for lette og tunge kjøretøy

Kjøretøytype	Formfaktor: C_d	Tverrsnittsfaktor: A_b	$C_d \cdot A_b$
Lette kjøretøy	0,29	3,0	0,87
Personbil	0,25	2,5	0,63
SUV	0,35	3,4	1,20
Liten varebil	0,40	5,0	2,00
Tunge kjøretøy	0,90	9,3	8,4
Stor varebil	0,50	5,0	2,5
Lastebil	0,85	7,5	6,4
Vogntog	1,00	10,5	10,5
Buss	0,75	9,5	7,1

$$\Delta p_{\text{kjøretøytype}} = \frac{\rho}{2} \cdot \frac{C_d \cdot A_b / A_N}{(1 - A_b / A_N)^2} \cdot \left\{ \frac{L \cdot M_{\text{med}}}{v_{\text{med}}} \cdot \left(\frac{v_{\text{med}}}{3,6} - u \right)^2 - \frac{L \cdot M_{\text{mot}}}{v_{\text{med}}} \cdot \left(\frac{v_{\text{mot}}}{3,6} + u \right)^2 \right\}$$

$$[\text{Pa}] = \frac{[\text{kg/m}^3]}{2} \cdot \frac{[-] [\text{m}^2] / [\text{m}^2]}{(1 - [\text{m}^2] / [\text{m}^2])^2} \cdot \left\{ \frac{[\text{km}] [[-] / \text{t}]}{[\text{km/t}]} \left(\frac{[\text{km/t}]}{3,6} - [\text{m/s}] \right)^2 - \frac{[\text{km}] [[-] / \text{t}]}{[\text{km/t}]} \left(\frac{[\text{km/t}]}{3,6} + [\text{m/s}] \right)^2 \right\}$$

$\Delta p_{kj\ddot{o}ret\ddot{o}ytype}$	= ventilasjonstrykk for hver kj\ddot{o}ret\ddot{o}ytype (lette og tunge)
ρ	= gjennomsnittlig lufttetthet i tunnelen
C_d	= formfaktorer for beregning av luftmotstand for lette og tunge kj\ddot{o}ret\ddot{o}y
A_b	= tverrsnittsfaktorer for lette og tunge kj\ddot{o}ret\ddot{o}y
A_N	= normalprofil i tunnelen
L	= tunnellengde (= seksjonslengde hvis tunnelen deles opp i flere seksjoner p\ddot{a} grunn av variasjon i tverrsnitt, stigning eller trafikkhastighet)
$M_{med/mot}$	= dimensjonerende timetrafikk for hver kj\ddot{o}ret\ddot{o}ytype med og mot ventilasjonsretningen
$V_{med/mot}$	= gjennomsnittlig trafikkfart for hver kj\ddot{o}ret\ddot{o}ytype med og mot ventilasjonsretningen
u	= dimensjonerende trekk i normalprofilet

Endring av fartsniv\ddot{a}et gir store utslag ved beregning av ventilasjonstrykk. Gode vurderinger av fartsniv\ddot{a}et i dimensjonerende time er derfor viktig. Gjennomsnittlig trafikkfart i tunnelen varierer med fartsgrense, stigning, antall kj\ddot{o}refelt, andel tunge kj\ddot{o}ret\ddot{o}y og trafikkvolum i dimensjonerende time.

I tunneler med to eller flere felt i samme retning, kan det antas at gjennomsnittsfarten p\ddot{a} lette kj\ddot{o}ret\ddot{o}y ligger n\ddot{a}r fartsgrensen. Gjennomsnittlig trafikkfart for tunge kj\ddot{o}ret\ddot{o}y kan settes til maksimalt 80 km/t i flate tunneler og reduseres gradvis ved lange stigninger over 2 %. I formelen er det ikke lagt inn korreksjonsfaktor for havarinisjer eller andre variasjoner i tunnelprofilet. Ventilasjonstrykket fra trafikken blir ca. 30 % mindre i havarinisjer enn i normalprofilet. I tunneler med havarinisjer for hver 500 m, utgj\ddot{o}r dette mindre enn 2 % av beregnet ventilasjonstrykk. Ved st\ddot{o}rre endringer i profilet, beregnes ventilasjonstrykket seksjonsvis.

Trykktap ved store overhengende skilt og kj\ddot{o}refeltsignaler m.m.

Trykktap ved skilt og annet utstyr i tunnelrommet, kan beregnes etter samme prinsipp som stempelfeffekt fra kj\ddot{o}ret\ddot{o}y.

$$\Delta p_{skilt} = \frac{C_d A_s / A_N}{(1 - A_s / A_N)^2} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot (u \cdot f)^2$$

$$[\text{Pa}] = \frac{[-] [\text{m}^2] / [\text{m}^2]}{(1 - [\text{m}^2] / [\text{m}^2])^2} \cdot \frac{\text{kg}/\text{m}^3}{2} \cdot ([\text{m}/\text{s}] \cdot [-])^2$$

Δp_{skilt}	= trykktap fra store skilt m.m.
C_d	= formfaktor for beregning av trykktap. Faktoren kan settes til 1,1 for skilt og kj\ddot{o}refeltsignaler som er plassert i normalprofilet. Faktoren reduseres skj\ddot{o}nnsmessig hvis \ddot{o}vre del av skiltet plasseres i taknisje over normalprofilet. Formfaktorer for annet utstyr vurderes spesielt.
A_s	= areal av skilt m\ddot{a}lt vinkelrett p\ddot{a} tunnelaksen
A_N	= normalprofil i tunnelen mellom havarinisjer
u	= dimensjonerende trekk i normalprofilet
f	= korreksjonsfaktor for redusert vindhastighet ved skilt ca. 4,8 m over kj\ddot{o}rebanen

Dimensjonerende skyvkraft i tunnelen

Tunneler med toveistrafikk ventileres som regel av naturlig trekk i lange perioder med liten trafikk. Dimensjonerende skyvkraft kan beregnes slik:

$$F_1 = \{ \Delta p_{trykktap} - \Delta p_{lette\ kj\ddot{o}re\ddot{o}y} - \Delta p_{tunge\ kj\ddot{o}re\ddot{o}y} + \text{abs}(\Delta p_{vind}) + \sum \Delta p_{skilt} \} \cdot A_N$$

$$[\text{N}] = \{ [\text{Pa}] - [\text{Pa}] - [\text{Pa}] + [\text{Pa}] + [\text{Pa}] \} \cdot [\text{m}^2]$$

Viftene startes i den naturlige trekkretningen n\ddot{a}r forurensningsniv\ddot{a}et overskrider valgte startgrenser [1]. Ved variabel ventilasjonsretning er det ikke n\ddot{o}dvendig \ddot{a} dimensjonere for trykkrefter som skyldes stigning og klimasoner, men vindtrykk regnes med fordi vindstyrke og retning kan endres etter at viftene

har startet. Fast ventilasjonsretning krever større dimensjonerende skyvkraft hvis tunnelen har stor høydedifferanse mellom portalene eller går mellom ulike klimasoner.

Dimensjonerende skyvkraft for tunneler med enveiskjøring og andre tunneler med fast ventilasjonsretning, kan beregnes slik:

$$F_2 = F_1 + \{ \text{abs}(\Delta p_{\text{stigning}}) + \text{abs}(\Delta p_{\text{klimasone}}) \} \cdot A_N$$

Dimensjonerende skyvkraft fra impulsvifter

Antall impulsvifter velges slik at det blir balanse mellom effektivt trykk fra viftene og dimensjonerende skyvkraft i tunnelen. Skyvkraften fra hver vifte korrigeres for luftens egenvekt i tunnelen, systemkoeffisient og medvind:

$$K = \frac{\rho}{1,20 \text{ kg/m}^3} \cdot \sum_i^x (k \cdot F_0 \cdot \frac{v_0 - u}{v_0})$$

$$[N] = \frac{[\text{kg/m}^3]}{1,20 \text{ kg/m}^3} \cdot \sum_i^x ([-] \cdot [N] \cdot \frac{[\text{m/s}] - [\text{m/s}]}{[\text{m/s}]})$$

- K = dimensjonerende skyvkraft (alle vifter i drift)
- ρ = gjennomsnittlig lufttetthet i tunnelen. (Skyvkraft for vifter oppgis ved 20 °C og 1013 mb som tilsvarer lufttetthet 1,20 kg/m³).
- x = antall impulsvifter i tunnelen
- k = systemkoeffisient for impulsvifter. Systemkoeffisienten vurderes for hver tunnelseksjon og for hver viftetype. Koeffisienten varierer fra 0,6–0,9 avhengig av hvor godt luftstrålen bøyes av fra heng og vegg. Plassering av vifter i hjørner eller i korte taknisjer, kan gi lav systemkoeffisient. Systemkoeffisienten settes til 0,70 for vifter som er plassert innenfor normalprofilet og har utblåsing symmetrisk om ventilatoraksen og maksimalt 0,90 for vifter med optimal plassering og skråstilt utblåsing.
- F_0 = garantert skyvkraft målt i produsentens verksted og omregnet til normal tetthet for luft ved 20 °C og normalt lufttrykk ved havnivå
- v_0 = gjennomsnittlig lufthastighet ut fra vifte målt i aksial retning [m/s]. Lufthastigheten for impulsvifter beregnes som en teoretisk gjennomsnittsverdi på grunnlag av målt skyvkraft i sertifisert verksted.
- u = dimensjonerende trekk i normalprofilet.

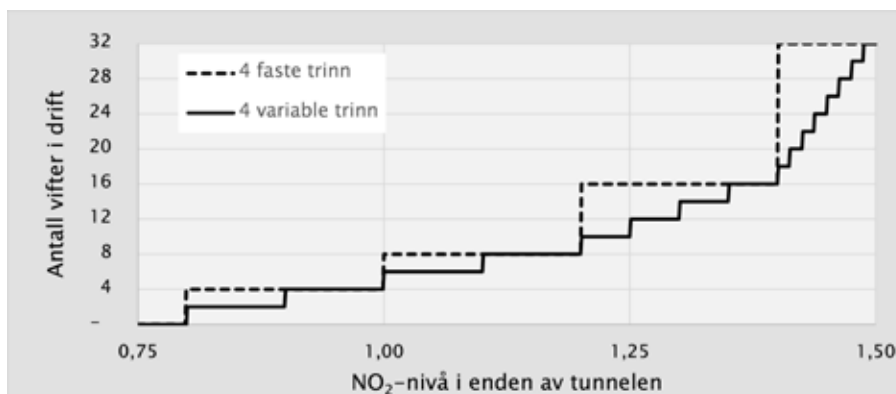
9.3.3 Styring av ventilasjonsanlegg

Trinnstyring av ventilasjonsanlegg basert på gassmålinger fungerer best hvis det tar mindre enn en halv time å skifte ut luften i hele tunnelen. I tunneler med store variasjoner i trafikkmengde eller lang utluftingstid, kan trafikkstyrt og/eller tidsstyrt ventilasjon gi redusert energibruk og jevnere luftkvalitet. Ventilasjonsanlegg styres med vekt på luftkvalitet og energibruk. Hvis NO₂-konsentrasjonen holdes under grenseverdiene, kan det normalt regnes med akseptable mengder av røyk og svevestøv. Det forutsettes at svevestøv begrenses i vinterhalvåret.

I lange tunneler med enveistrafikk og fri trafikkavvikling, gir stempeleffekten som regel god nok trekk uten drift av vifter. Hvis trekken stopper opp på grunn av liten trafikk om natta, blir som regel forurensningsnivået også lavt slik at det sjelden blir behov for start av vifter.

Trinnstyrt ventilasjon

Ventilasjonsnivået kan reguleres trinnvis på grunnlag av måleverdier for luftkvalitet. Fire trinn med et fast antall vifter i hvert trinn, fungerer bra i korte tunneler med jevn trafikk og stabil naturlig trekkretning. I lange tunneler og i tunneler med stor trafikk som krever kontinuerlig drift av vifter, vil variable trinn gi jevnere regulering og redusert energibruk. For hver sensor tilpasses startgrenser og antall vifter som startes i hvert trinn til avstand mellom NO₂-sensorer og avstand fra siste sensor til tunnelportal. Se figur 9.2.



Figur 9.2 Eksempel på fast og variabel trinninndeling for NO₂-sensor nær tunnelportal. Ved variable trinn bestemmes antall vifter ved interpolasjon mellom fire faste trinn.

Der det velges fast ventilasjonsretning, kan det bli nødvendig å øke antall vifter i første og andre trinn for å overvinne naturlige ventilasjonskrefter og trykk fra biler som kjører mot ventilasjonsretningen.

Ettergangstid er definert som driftstid etter at gassnivået har falt under startgrensene i alle målepunktene. Riktig ettergangstid i hvert trinn vil sørge for at en gasspropp flyttes fra siste sensor og ut av tunnelen før ventilasjonsanlegget stopper. Tregheten i de store luftmengdene i tunnelen, medfører at det kan ta over fem minutt fra endring av trinn til trekken stabiliseres på nytt nivå. Normale trafikkvariasjoner gir ujevn trekk i tunneler med toveistrafikk. Det er ikke uvanlig at trekken snur i korte perioder når store biler kjører mot driftsretningen for viftene.

Tabell 9.7 inneholder eksempel på startgrenser i en 4–10 km lang tunnel der viftene alltid starter med naturlig trekkretning. I eksisterende tunneler uten NO₂-måling, justeres startverdiene for NO i takt med endringene i forholdet mellom NO og NO₂.

Tabell 9.7 Eksempel på start- og alarmgrenser for NO₂, og NO eller CO

Ventilasjonstrinn	Ved havarinisje 375 – 750 m fra portal			Ved havarinisje midt i tunnelen		
	NO ₂	NO	CO	NO ₂	NO	CO
1	0,8	5,0	30	0,4	3,0	15
2	1,0	6,0	35	0,5	3,5	20
3	1,2	7,0	40	0,6	4,0	25
4	1,4	8,0	45	0,7	4,5	30
Alarm	1,5	8,5	50	0,75	5,0	50

Nye ventilasjonsanlegg følges nøye opp det første året etter åpning av tunnelen med justering av parametere. God tilpasning mellom viftekapasitet og aktuelle trafikkmengder er viktig både for luftkvalitet og energibruk. Antall vifter og ettergangstid i hvert trinn, er parametere som justeres fra driftssentralen etter at anlegget er satt i drift.

Tids- eller trafikkstyrt ventilasjon

Tidsstyrt ventilasjon vurderes i tunneler med stor utfartstrafikk med markerte trafikktopper i helgen. Regulering av ventilasjonsnivået i takt med trafikken, kan spare energi og gi lavere effekttopper ved ujevn trafikk.

Ved trafikk- eller tidsstyrt ventilasjon kan styringssystemet starte nødvendig antall impulsvifter og regulere eventuelle sjaktventilatorene automatisk uten faste trinn. Tilført mengde friskluft kan varieres i takt med kjente variasjoner i timetrafikken over døgnet og ukedagene.

9.3.4 Sjaktventilasjon

Lange tunneler med toveistrafikk kan deles i to ventilasjonsavsnitt med røyksjakt eller tverrslag midt i tunnelen. Energiforbruket kan reduseres med over 70 % hvis lufta trekkes inn fra begge portalene og blåses ut gjennom sjakt eller tverrslag. Røykavsug midt i tunnelen gir også fordeler ved brann fordi maksimalt halve tunnelen blir fylt av røyk. Kapasiteten til sjaktventilatorene reguleres i takt med impulsviftene og dimensjoneres for trykkfallet ved aktuelle trafikksituasjoner i tunnelen. Når sjaktventilatorer brukes til røykavsug, beregnes nødvendig kapasitet ut fra krav til minimum lufthastighet inn mot brannen. Røykvolumet ved brann nær avtrekkspunktet, kan bli langt større enn tilført luftmengde gjennom portalene fordi luft utvides ved oppvarming.

Det er anbefalt at sjaktventilatorer oppfyller kravene til brannklasse F200. Temperaturer over 200 °C kan unngås ved å blande røyken med kald luft fra den røykfrie delen av tunnelen. Frisk luft kan brukes til motorkjøling der det ligger til rette for det. Turtallsregulering av sjaktventilatorer anbefales, for trinnløs regulering av kapasiteten.

Ved dimensjonering av anlegg med sjaktventilasjon, legges det vekt på god hydraulisk utforming av ventilasjonskanalene. Trykktap på grunn av bend og variasjoner i kanaltverrsnitt unngås eller reduseres til et minimum ved god planlegging. Avtrekkspunkter legges til rette for utskilling og oppsamling av sand og søppel for å unngå skade på ventilatorer, samt negative miljøeffekter.

9.3.5 Brannventilasjon

Dimensjoneringskrav for brannventilasjon i tunneler er gitt i [1]. I en tidlig fase holdes lufthastigheten under 2,0 m/s for å legge til rette for selvredning og redusere faren for spredning av brannen. Fra beredskapsplanen for tunnelen fremgår det om tidlig fase gjelder tidsrommet til brannvesenet har fått oversikt over situasjonen i tunnelen eller brannvesenet er klar til innsats.

Erfaring fra store tunnelbranner viser at ventilasjonsretning og lufthastighet er kritiske faktorer ved evakuering og redning. Det anbefales lav lufthastighet i evakueringsfasen fordi:

- trafikanter får bedre mulighet til selvredning til fots uten å bli innhentet av røykfronten.
- trafikanter som kjører innover mot brannen, kan få tilstrekkelig tid å snu og kjøre ut før de møter røykproppen.
- lav lufthastighet reduserer risikoen for brannspredning til flere kjøretøy og kan gi lavere branneffekt og mindre røykproduksjon.
- lav lufthastighet betyr at en kortere tunnelstrekning fylles med røyk før brannvesenet kommer fram. Dette gir redusert tid til utlufting hvis brannvesenet velger å skifte ventilasjonsretningen for å evakuere personer som er inntengt på røykfylt side.

Ventilasjonsretning og nødvendig lufthastighet ved brannslukking vurderes av brannvesenet i hvert enkelt tilfelle. I tunneler med stigning gir naturlig oppdrift i varm røyk best arbeidsforhold på brannstedet når tunnelen ventileres oppover. Ved stigning over 2 % legges det som hovedregel til rette for røykventilasjon oppover og innsats fra nedre portal. Hvis bratte tunneler ventileres nedover, vil en del røyk vil trekke oppover under tunneltaket. Etter hvert som denne røyken blir avkjølt og blandes med frisk luft, blir sikten redusert og kan gi dårlige arbeidsforhold inn mot brannen. Ved valg av innsatsretning tas det også hensyn til at skyvekraften fra impulsventilatorer reduseres i varm luft. Ventiljonskapasiteten nedover vil derfor avta ved økende brannintensitet.

10 Ytre miljø

10.1 Generelt

I vegnormal N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 10 krav til ytre miljø. I dette kapitlet gis utfyllende kommentarer og veiledning til temaene vannhåndtering, støy og utslipp av gasser og partikler.

Ytre miljø-plan er omtalt i håndbok R760 Styring av vegprosjekter [9]. Krav og restriksjoner i byggefasen og gjennom godkjenning av prosjektet gjelder:

- Setninger, vibrasjoner, luftsjokk, støy, utslipp
- Naturmiljø, vannbalanse
- Forutsetninger i vedtatte planer (spesielt reguleringsplan)
- Søknads- og meldeplikt i henhold til plan- og bygningsloven og andre lover og forskrifter
- Arbeidstidsbegrensninger
- Nabokontakt og nærinformasjon.

Prøvetaking og laboratorieanalyser i forbindelse med undersøkelser av steinmaterialkvalitet og brukbarhet av tunnelmassen er beskrevet i kap. 2.4.5. Bergarter som kan gi forurensende avrenning kartlegges i detalj (kap. 2.4.5). Forurensningsloven pålegger vegeier å dokumentere hvordan forurensende berggrunn vil påvirke miljøet (tungmetaller, strålefare m.m.).

Hydrogeologiske forundersøkelser er beskrevet i kap. 2.4.6. Setningspotensiale for løsmasser og anleggets influenssone kartlegges. Dette er spesielt viktig der det er bebyggelse over og/eller i nærheten av traseen. Krav til innlekkasje i tunnelene vurderes. Publikasjon 103 [39] fra bransjeprosjektet «Miljø- og samfunnstjenlige tunneler» omhandler vurdering av konsekvenser ved grunnvannstands- og poretrykksendring for naturmiljø og urbanområder.

Følgende inngår blant annet i registreringer og måleprogrammer:

- Vurdering av behov for, og omfang av, bygningsbesiktigelse
- Program for vibrasjonsmålinger
- Behov for setningsbolter for registrering og senere kontrollmålinger
- Behov for registrering av grunnvannsnivå
- Målinger for dokumentasjon av vannlekkasjer i tunnel i forhold til fastsatte innlekkasjekrav
- Vannkvalitet for utslippsvann fra tunnel etter forutsatt rensing
- Oppfølging av vannkvalitet i resipienten
- Støymålinger/beregninger for dokumentasjon av at fastsatte krav holdes i byggefasen for bygge- og anleggsstøy og i driftsfasen for vegtrafikkstøy og støy fra tekniske installasjoner.

Basert på vurderinger som legges til grunn utarbeides et detaljert måleprogram. Det tas også stilling til hvem som har ansvaret for gjennomføring av de ulike målingene.

Vanlig ansvarsdeling mellom byggherre og den som utfører arbeidet er:

Byggherreansvar:	Den utførendes ansvar:
<ul style="list-style-type: none"> - Fastsette nødvendige restriksjoner og krav eiendomsbesiktigelser - Måleprogrammer - Skadeoppgjør 	<ul style="list-style-type: none"> - Utførelse i henhold til gitte krav - Målinger der det er definert at den utførende har dokumentasjonsansvaret - Skadeansvar hvis fastsatt krav ikke er oppfylt

10.2 Vannhåndtering i tunnel

10.2.1 Begrensning av lekkasjer

Vegnormal N500: Alle relevante forhold knyttet til ytre miljø skal kartlegges og innarbeides i en miljøoppfølgingsplan. / -Skal omhandle kontroll med poretrykk og setninger.

Tetthetskrav

Kartlegging og vurdering av konsekvenser for omgivelsene som følge av innlekkasjer i tunnelen utføres som en del av forundersøkelsene. Basert på disse 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. Se kap. 2.4.6.

Metoder for å oppnå tetthetskravene

Forinjeksjon er normal tettemetode under tunneldriving (se kap. 6.4). Etterinjeksjon av tunneler kan lett gi dårlige resultater, da det er begrenset hvor store trykk som kan benyttes og injeksjonsmassen lett finner direkte utganger i tunnelen.

Vanninfiltrasjon fra terreng eller fra tunnelen kan bidra til å holde grunnvannstanden og poretrykket oppe i anleggsperioden. Effekten av vanninfiltrasjon er imidlertid vanskelig å forutsi. Vanninfiltrasjon krever også løpende ettersyn og vedlikehold. Metoden planlegges ikke som permanent tiltak. Se også Intern rapport nr. 2324 [95].

For tunneler der det er satt krav til tetthet for hele eller deler av tunnelen, er det flere forhold som krever kontinuerlig oppfølging. Forhold som parallelt følges opp for å kunne styre og justere tettarbeidene i tunnelen, slik at det ikke oppstår uforutsette konsekvenser:

- lekkasjemålinger i tunnelen, totallekkasjer ut av tunnelen og over seksjoner (se kap. 6.5)
- målinger av grunnvannstand, poretrykk og setninger
- registrering av vannstand i vann og myrer
- inngang av vann i ev. infiltrasjonsbrønner

Der det er fare for at tetthetskravene ikke kan oppnås med systematisk forinjeksjon vil tetting med en membranisolert betongutstøping dimensjonert for det aktuelle vanntrykket være løsningen i tillegg til injeksjon. Dette medfører forberedelse, for eksempel ved valg av tunnelprofil, i forbindelse med drivingen.

10.2.2 Utslipp av vann

Søknad om midlertidig utslipp av vann

Søknadens innhold

1. Opplysninger om søker
Vanligvis vil søker være byggherren. Hvis andre står som søker (f.eks. entreprenør), avklares dette med Fylkesmannens miljøvernavdeling på forhånd.
2. Orientering om prosjektet
Beskrivelse av prosjektet med angivelse av omfang og varighet. I tillegg angis riggarealer, massedeponier mv. Nødvendige kartbilag inkluderes.
3. Omfang av søknaden
Beskrivelse av de ulike typer utslipp med angivelse av forventet omfang, vannmengde og vannkvalitet. Når det gjelder driftsvann og drensvann under tunneldriften angis innhold av suspendert materiale, nitrogen fra sprengstoff og pH som følge av bruk av sementprodukter.
4. Beskrivelse av resipienten
Beskrivelse av vannkvalitet og vannføring over året for resipienten.

5. Rensetiltak
 - Planlagte renssetiltak beskrives.
 - Tiltak for avløp fra verksted og vaskeplasser dimensjoneres etter Forskrift om utslipp av oljeholdig vann .
 - Tiltak for sanitæravløp dimensjoneres etter Forskrift om utslipp fra separate avløpsanlegg .
 - Driftsvann og dreinsvann fra tunneldriften. Vanlig rensemetode er bruk av oljeutskiller og sedimenteringsbasseng. Ved svært sårbar resipient kan ytterligere rensing utføres med sandfilter.
6. Vurdering av utslippet (miljøriskovurdering)
Oversikt over brukerinteressene for resipienten samt en vurdering av mulige effekter av utslippet.
7. Øvrige opplysninger: Følgende forhold omtales i søknaden:
 - sigevann fra massedeponi
 - rutiner for tømming av slam og olje fra oljeavskiller
 - sikring av olje- og drivstofflager.

Kontroll og tilsyn

Vanligvis kreves et program for overvåking av vannkvaliteten på avløpsvannet etter rensing og en tilsvarende oppfølging av vannkvaliteten i resipienten. Sammen med utslippssøknaden vedlegges et forslag til et kontroll- og overvåkingsprogram som har til hensikt å sikre at renssetiltakene fungerer som forutsatt.

10.2.3 Bruk av kjemikalier

Det benyttes ikke produkter som inneholder mer enn 0,1 vektprosent av stoffer på Miljødirektoratets liste over prioriterte miljøgifter eller EUs kandidatliste. Dersom produktene som benyttes ikke er forhåndsvurdert av en merkeordning eller i et verktøy, innhentes informasjon om stoffinnhold. Som produktbruker har entreprenør et selvstendig ansvar for å utføre substitusjonsvurderinger i henhold til substitusjonsplikten (iht. Produktkontrollen og i Byggeteknisk forskrift TEK17). Byggherren har et særlig ansvar for å påse at substitusjonsvurderinger blir gjort. Se for øvrig veileder fra Direktoratet for Byggkvalitet og Miljødirektoratet: Unngå helse- og miljøskadelige stoffer i bygg [96].

10.3 Støy ved tunnelåpninger

10.3.1 Generelt

Støy fra tunnelåpning nær bygninger med støyfølsom bruk vurderes særskilt. Støy fra tunnelåpning vil som hovedregel gi liten endring i gjennomsnittlig støynivå over døgnet. Støy fra tunnelåpning kan imidlertid ha negativ påvirkning på opplevelsen av støy i nærområdet til tunnelen (innenfor noen hundre meter, avhengig av området og lydforholdene generelt).

I tillegg til vegtrafikken er også ventilasjonssystem en mulig kilde til støyplage for naboer til tunnel. Det er derfor viktig med helhetlig planlegging og å ha bevissthet rundt plassering av vifter. Akustikk- og elektrokompetanse er viktig tidlig i forbindelse med planlegging og prosjektering.

10.3.2 Regelverk

For planlegging av veg gjelder Klima- og miljødepartementets retningslinjer til plan- og bygningsloven om behandling av støy i arealplanlegging T-1442 [97] (støyretningslinjen). Denne skal som hovedregel legges til grunn for gjennomføring av alle prosjekter der det kreves ny eller endret plan etter plan- og bygningsloven. Anbefalte grenseverdier for vegtrafikk er at støynivå på uteoppholdsareal og utenfor vinduer til rom med støyfølsom bruk ikke overstiger Lden 55 dB. Anbefalte grenseverdier gjelder for bygninger med støyfølsom bruk, slik det er definert i [97]. Støyretningslinjen [97] henviser også videre til teknisk forskrift og standard NS 8175 [98]. I tillegg gjelder til enhver tid Forurensningsforskriftens grenseverdi for innendørs støy.

Vegnorsmal N500: Det skal foreligge dokumentasjon som viser at T-1442 overholdes, i byggefasen for bygg- og anleggsstøy og i driftsfasen for vegtrafikkstøy.

Med dokumentasjon menes at en utredning er gjennomført i henhold til støyretningslinjen. En slik utredning inneholder:

- Beregninger av dagens- og framtidig støysituasjon, for nærområdet innenfor minimum 500 m fra tunnelåpning.
- Vurdering av støyreduserende tiltak for å etterleve anbefalte grenseverdier.
- Beregning av framtidig støysituasjon med foreslåtte støyreduserende tiltak.
- Drøfting av effekt av forslag til støyreduserende tiltak.
- Vurdering av støysituasjonen i bygg- og anleggsfasen.

Veiledning for å vurdere bygg- og anleggsstøy finnes i veileder til støyretningslinjen (M-128) [99] og i [9]. Annen relevant litteratur er NFF Teknisk rapport nr. 15 Støy fra bygge- og anleggsvirksomhet [100].

10.3.3 Metode for beregninger

Støynivået i et punkt nær tunnelåpningen er summen av støy fra vegtrafikken utenfor tunnel, fra trafikken inne i tunnelen og støy som reflekteres fra tunnelveggene. Ulike beregningsmetoder og verktøy ivaretar disse bidragene i ulik grad.

Nordisk beregningsmetode (Nord96) er godkjent metode for beregning av vegtrafikkstøy, fastsatt av Miljødirektoratet. Nord96-metoden kan imidlertid ikke beregne støy fra tunnelåpning. Eksempel på metoder for å beregne støy fra tunnel som er i bruk i dag er beskrevet i håndbok V717 Bruerveileder Nord2000 Road [101], SINTEF rapport STF40 [102] og i [103].

10.3.4 Aktuelle støyreduserende tiltak

Tiltak for å redusere støy fra tunnel er etterspurt, men det finnes få aktuelle støyreduserende tiltak og effekten er usikker. Derfor er prosjektering med tanke på plassering og utforming av tunnelåpning viktig med hensyn til å forebygge støyplage.

Støyskjerming utenfor tunnel kan noen steder, i noen grad, redusere støynivåene i nærmiljøet. Det finnes per i dag ingen godkjente standardiserte løsninger med absorberende elementer i tunnel. Bruk av absorberende elementer i tunnel er i noe grad utprøvd i internasjonalt, men denne typen tiltak må oppfylle strenge krav til blant annet brann- og trafiksikkerhet.

Ventilasjonssystemet kan forårsake viftestøy fra munning eller tårn. Det er viktig med helhetlig planlegging og bevissthet rundt støykonsekvensene av utforming, plassering og planlagt drift av vifter.

10.3.5 Støy fra bergskjæringer/forskjæringer

Støy som skyldes refleksjon fra bergskjæringer er i dag vanskelig å måle eller håndtere. De steds spesifikke forutsetningene i området kan vurderes av en akustiker. Effekten av for eksempel helling på skjæringer utenfor tunnelåpning, diffraksjon som følge av ujevn flate eller vegetasjon er mest sannsynlig begrenset. Refleksjonsstøy fra en bergskjæring vil teoretisk maksimalt kunne gi 3dB økning, mest sannsynlig er reflektert støynivå i størrelsesorden 1 dB. Oppfattelsen av refleksjoner kan likevel oppleves som mer forstyrrende enn dB-nivået skulle tilsi, fordi lydbildet endrer seg fra hvordan direkte lyd høres ut. Bergskjæringer gjør også at støy kan bli vanskeligere å skjerme, fordi lyden blir reflektert fra lengre avstand og større høyde.

10.4 Utslipp av gasser og partikler

Vegnormal N500: I forbindelse med reguleringsplanarbeidet skal det utføres en konsekvensvurdering av valgte ventilasjonsløsning og utslipp av forurenset luft, herunder en vurdering av eventuelle behov for og plassering av ventilasjonstårn, rensiltak mv.

Utslipp fra kjøretøyer ved tunnelåpningene vil bestå av forurenset luft med en forurensningsgrad som kan forårsake at nærområdet ved portalene utsettes for helseskadelig luft. For å avgjøre om det er behov for etablering av rensiltak/ventilasjonstårn vurderes luftkvaliteten i forhold til de anbefalte nivåene gitt i [1].

Vegnormal N500: Tabell: Grensene for luftkvalitet

Komponent	Midlingstid	Forurensningsforskriften	Nasjonale mål	Nivåer for utslipp fra tunnel iht. N500 *
		Enhet: $\mu\text{g}/\text{m}^3$ Antall tillatte overskridelser i parentes	Enhet: $\mu\text{g}/\text{m}^3$	Enhet: $\mu\text{g}/\text{m}^3$ Antall tillatte overskridelser i parentes
NO ₂	Time	200 (18)		150 (8)
	År	40	40	
PM ₁₀	Døgn	50 (30)		50 (7)
	År	25	20	
PM _{2,5}	År	15	8	

** Anbefalte nivå for timemiddel for NO₂ gir en sikkerhetsmargin i forhold til Forurensningsforskriftens nivå. Døgnmiddel for PM₁₀ ved tunnel tilsvarer T-1520.*

De aktuelle nivågrensene som gjelder for luftkvalitet er:

- Forurensningsforskriften gir grenser som gjelder for all utendørs luft.
- Retningslinje for behandling av luftkvalitet i arealplanlegging (T-1520) fra Miljødirektoratet, legger opp til å vurdere luftkvaliteten i arealplaner på bakgrunn av gule og røde soner. For rød sone er hovedregelen at bebyggelse som er følsom for luftforurensning unngås. Gul sone er en vurderingssone hvor det vises varsomhet med å tillate etablering av bebyggelse med bruksområde som er følsomt for luftforurensning.
- Luftkvalitetskriteriene: Anbefalte luftkvalitetskriterier fra Miljødirektoratet og Folkehelseinstituttet (gitt bl.a. som døgnmiddel og årsmiddel av NO₂, PM₁₀ og PM_{2,5}, $\mu\text{g}/\text{m}^3$). Hensikten er å forebygge helseskader av luftforurensning.
- Nasjonale mål. Et ambisjonsnivå for luftkvalitet, satt av Regjeringen. De nasjonale målene er helsebaserte og definert identiske med årsmiddel av luftkvalitetskriteriene av NO₂, PM₁₀ og PM_{2,5}. Hensikten med målene er å gi en praktisk prioritering på hva som er viktigst innen lokal luftkvalitet.

Vegtunneler er spesielle utslippsskilder til lokal luftforurensning. Det er derfor i [1] lagt inn en sikkerhetsmargin for korttidsmiddel i forhold til Forurensningsforskriften. Ved å behandle lokal luftkvalitet i en tidlig fase kan framtidige problemer ved tunnelmunningene unngås. I de fleste tilfeller er det enklere å gjennomføre eventuelle tiltak tidlig i en utbyggingsfase.

11 Dokumentasjon

11.1 Generelt

I vegnormal N500 Vegtunneler [1] gir kapittel 11 krav til dokumentasjon. I dette kapittelet gis utfyllende kommentarer og veiledning til geologisk/ingeniørgeologisk sluttdokumentasjon.

11.2 Geologisk sluttdokumentasjon

Vegnnormal N500: Ingeniørgeologisk sluttrapport skal:

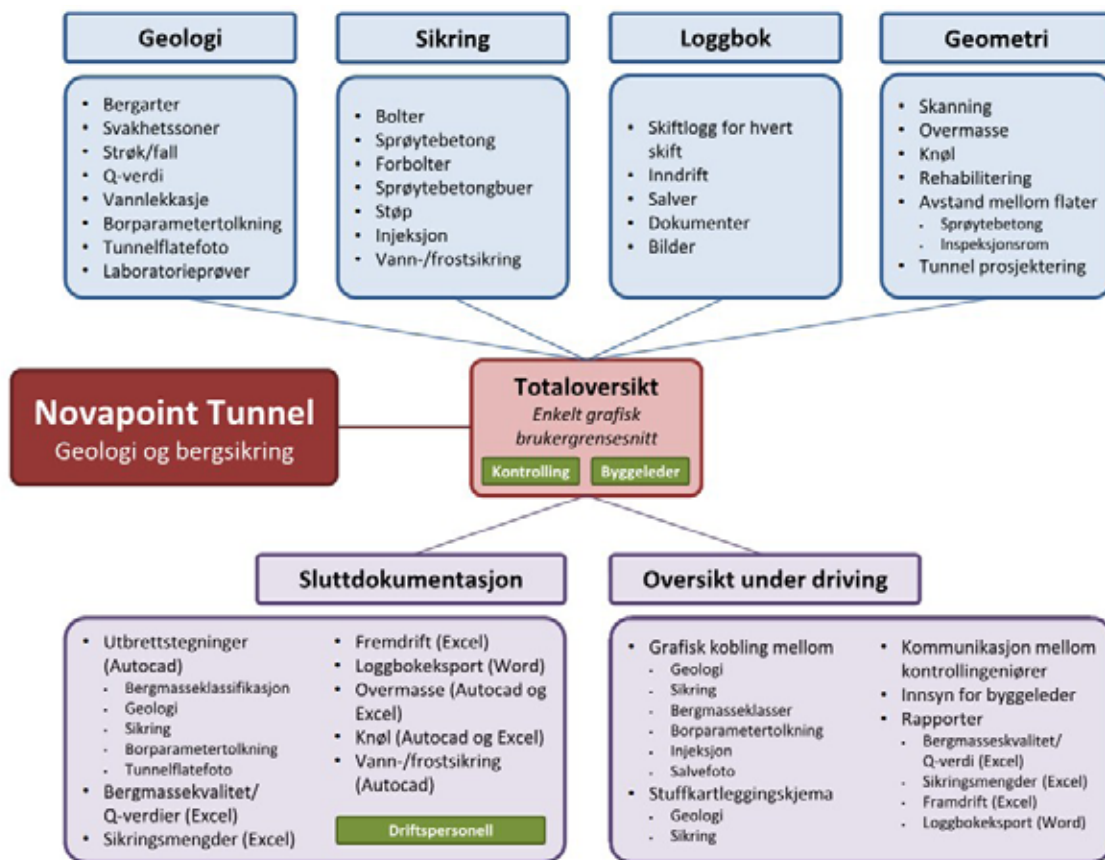
- *Inneholde geologisk/ingeniørgeologisk dokumentasjon med kartlegging og beskrivelse av bergforholdene og samlet utført sikring (for eksempel data registrert i Novapoint Tunnel - Geologi og bergsikring). Bakgrunns materialet skal også inkluderes og arkiveres. Den elektroniske dokumentasjonen skal være klargjort for lagring i Statens vegvesens data-base-løsninger.*
- *Angi inspeksjonsrutiner både når det gjelder behov, hyppighet og spesielt beskrive områder som krever spesiell oppfølging.*
- *Inneholde eventuelle avvik i utførte sikringsmengder og sikringsmetoder i forhold til det som var forutsatt i konkurransegrunnlaget, med begrunnelse.*
- *Underskrives av prosjektleder for utbyggingsprosjektet og den som har faglig ansvar for bergsikringsarbeidet.*

Byggherrens fagansvarlige geolog er ansvarlig for utarbeidelse av geologisk sluttdokumentasjon.

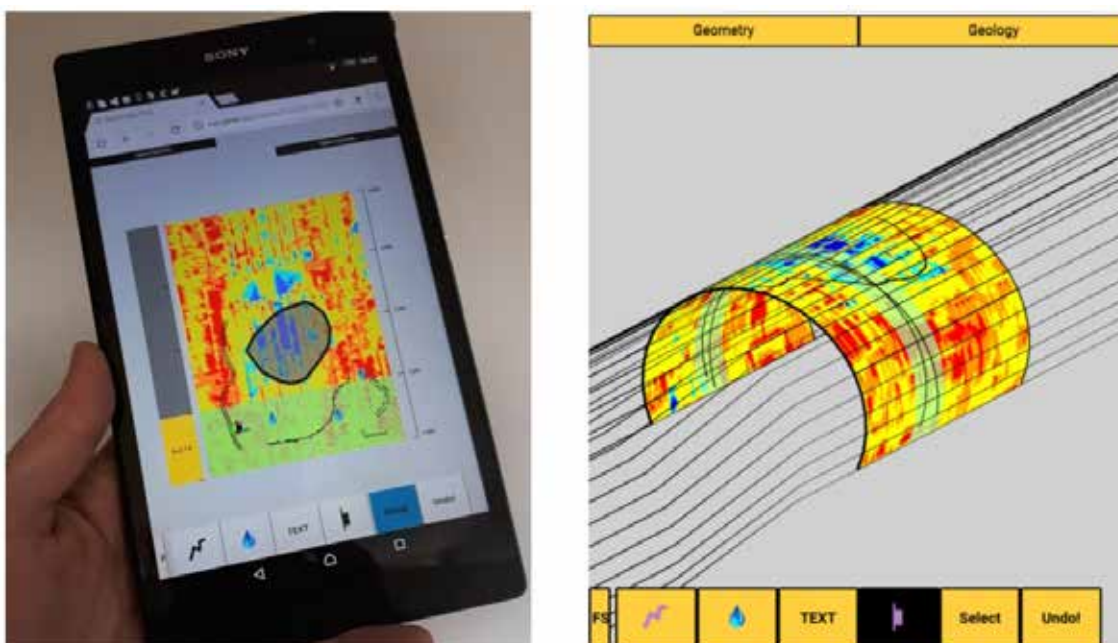
Det er viktig å beskrive erfaringer fra tunneldrivingen, både som dokumentasjon og for erfaringsoverføring. Dokumentasjon av utført uavhengig kontroll i byggefasen er også del av geologisk sluttdokumentasjon. Som del av ingeniørgeologisk sluttrapport lages en oversikt over punkter/ strekninger som anbefales fulgt opp spesielt som del av drift- og vedlikeholdsrutinene, sammen med beskrivelse av områdene og vurdering av nødvendig hyppighet. Ved behov settes det inn ekstra inspeksjonsluker i disse områdene.

Utført sikring, sammen med geologiske registreringer i tunnel, injeksjon, m.m. presenteres på en oversiktlig måte og rapporteres både på papir og i elektronisk form. For geologisk sluttdokumentasjon benyttes Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring. Dette er et komplett system for registrering, oppfølging og dokumentasjon for tunneldriving, illustrert i figur 11.1. Programmet kan også brukes i planleggingsfasen og drift- og vedlikeholdsfasen. Eksempler på tegninger/ geologisk sluttdokumentasjon fra Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring er vist i Vedlegg D.

For geologisk kartlegging på stoff kan det benyttes en applikasjon for håndholdt enhet, se eksempel i figur 11.2. Kartleggingen kan overføres direkte til Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring.



Figur 11.1 Oversikt over dokumentasjon i Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring [104]



Figur 11.2 Eksempel på digitalt verktøy for kartlegging på stuff (Bever Mapping fra Bever Control a.s)

12 Drift, vedlikehold, oppgradering

12.1 Generelt

Vegnormal N500 gir krav som i all hovedsak gjelder planlegging, prosjektering og bygging av tunneler. I det følgende nevnes noen punkter som gjelder drift, vedlikehold og oppgradering av tunneler.

Vegtunneler i Norge (antall > 1100) er bygd over mange år og med ulike standarder. Ved reparasjon av eksisterende delanlegg brukes standard som var gjeldende ved montering/åpning.

Retningslinjer for drift og vedlikehold av tunneler er gitt i håndbok R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger [105]. Se også N301 Arbeid på og ved veg [106], R511 Sikkerhetsforvaltning av vegtunneler [4], R512 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø i vegtunneler under drift [107], og R763 Konkurransesgrunnlag [108], (driftskontrakter veg og elektro).

Erfaringer fra rehabiliterings- og oppgraderingsprosjekter er at hovedutfordringen med ettersikring av berget er at tverrsnittet ofte blir for lite når sprøytebetong og vann-/frost-/brannsikring skal reetableres. Strossing og eventuell ytterligere utvidelse for å eliminere eventuelle tidligere høyderestriksjoner er kostnadskreven.

Drift og vedlikehold som del av planlegging, prosjektering, bygging og rehabilitering av vegprosjekter er for øvrig beskrevet i SvV-rapport nr. 233 VegRAMS [109].

12.2 Inspeksjon av berg og bergsikring

Håndbok R610 [105] setter krav til inspeksjon av tunnel mht. berg og bergsikring:

Håndbok R610:

Det skal foreligge inspeksjonsplan/rutiner for berg og bergsikring basert på registrering og vurdering av tunnelens geologiske forhold og installerte sikringstiltak (Statens vegvesen Håndbok N500 Vegtunneler). Dersom det ikke er utført registrering og vurdering av tunnelens geologiske forhold og installerte sikringstiltak, skal det gjennomføres inspeksjon hvert år. / Hovedinspeksjon med registrering og vurdering av tunnelens geologiske forhold og installerte sikringstiltak skal gjennomføres minst hvert 5. år.

Metoder for Inspeksjon av berg og bergsikring i tunnel er beskrevet i [14]. Inspeksjonen tar utgangspunkt i registreringer og dokumentasjon fra tunnelen (driving og foregående inspeksjoner). Statens vegvesen rapport nr. 199 Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler [110] gir veiledende informasjon om skadetyper og gradering av stabilitet.

Tilkomst for inspeksjon

Tilkomst bak hvelv i nye tunneler for inspeksjon av berg/bergsikring eller elektroteknisk utstyr bygges spesielt der f.eks. ingeniørgeolog dokumenterer punkter for oppfølging under drift. Disse punktene kan være nær kjente vannlekkasjer, områder med mangler i dokumentert kartlegging eller stabilitetssikring.

Tilkomst kan være gjennom luker som monteres i hvelv. Rom bak hvelv montert i normalprofil finnes som regel ved havarinisjer, tverrforbindelser, nisjer for teknisk bygg, pumpeump. For å kunne sjekke tilstand for berg/bergsikring eller øvrig utstyr, kan det monteres tilkomst i kulvert i tverrforbindelser, kiosker til nødstasjon osv.

Referanser

1. Vegnormal N500 Vegtunneler. Statens vegvesen 2020 .
2. Vegnormal N100 Veg- og gateutforming. Statens vegvesen 2019.
3. Håndbok V120 Premisser for geometrisk utforming av veger. Statens vegvesen 2019.
4. Håndbok R511 Sikkerhetsforvaltning av vegtunneler. Statens vegvesen 2019.
5. Vegnormal N200 Vegbygging. Statens vegvesen 2018.
6. Vegnormal N601 Elektriske anlegg. Statens vegvesen 2017.
7. Håndbok V124 Teknisk planlegging av veg- og tunnelbelysning. Statens vegvesen 2013.
8. Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging. Statens vegvesen 2018.
9. Håndbok R760 Styring av vegprosjekter. Statens vegvesen 2018.
10. Håndbok R764 Anslagsmetoden : utarbeidelse av kostnadsoverslag. Statens vegvesen 2014.
11. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0. Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Standard Norge.
12. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, del 1: Allmenne regler. Standard Norge.
13. NS-EN ISO 14689:2018 Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser. Identifisering, beskrivelse og klassifisering av berg. Standard Norge.
14. Håndbok R211 Feltundersøkelser. Statens vegvesen 2018.
15. Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser. Statens vegvesen 2016.
16. Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K.B. og Grundt, L. (2003): Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg. Publikasjon nr. 101 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
17. Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk (2000): Håndbok nr. 02. Engineering geology and rock engineering.
18. Løset, F. (2006): Norges tunnelgeologi. ISBN 8254601933.
19. Braathen, A. og Gabrielsen, R.H. (2000): Bruddsoner i fjell – oppbygging og definisjoner. NGU Gråsteinen 7.
20. Fossen, H. (2016): Structural Geology (2nd edition). Cambridge University Press.
21. Kirkeby, T. (2010): Ringveg Vest Bergen, 2. byggetrinn. Ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlaget. Statens vegvesen rapport nr. 2010127742-001.
22. 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.
23. Norsk Bergmekanikkgruppe (1985): Ingeniørgeologi – berg: håndbok.
24. Rønning, J.S. (2003): Delprosjekt A, Forundersøkelser Sluttrapport, Publikasjon nr. 102 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
25. Wiik, M. (2009), Refraksjonsseismiske undersøkelser Ringveg vest, byggetrinn 2 Sandeide-Liavatnet. GeoPhysix rapport nr. 09171.
26. Wisén, R. (2008), Refraksjonsseismiske undersøkelser for fellesprosjektet E6-Dovrebanen. Rapport juli 2008, Rambøll Danmark AS.
27. Ganerød, G. V., Dalsegg, E., Rønning, J.S. (2010): Geologiske og geofysiske undersøkelser for tunnelstrekningen Sandeide-Liavatnet, Ringveg Vest, Bergen. NGU rapport 2009.077
28. 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.
29. 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.
30. 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.
31. Norges geologiske undersøkelse (2018): Kartlegging av svakhetssoner i berg med 2D resistivitet: Veiledning. Statens vegvesen rapport nr. 305.
32. Geophysix (2014): Rapport G-105. Seismisk Tomografi og Borehullsradar, datarapport. Rv 23 Oslofjordtunnelen.

33. Aas-Jakobsen/Multiconsult (2015): G-221 Ingeniørgeologisk rapport Oslofjordtunnelen.
34. Miljødirektoratet (2018): Mellomlagring og sluttdisponering av jord- og steinmasser som ikke er forurenset. M-1243, 2018.
35. Statens vegvesen (2003): Motorveg E18 Grimstad-Kristiansand. Sulfdørende gneisar: Sur avrenning, konsekvensar og avbøtande tiltak. Teknologivdeling, Oppdrag I-279A, rapp. nr. 1.
36. Fjermestad H., Hagelia P. og Thomassen T (2017): Utlekkingsforsøk med svartskifer fra Rv 4, Hadeland. Statens vegvesen rapport nr. 665.
37. Fjermestad H., Gundersen E. og Hagelia P. (2018): Nyttiggjering av svartskifer på Rv 4 Gran – Lokal lagring av massar med alunskifer. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 20, 1-19.
38. 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.
39. Karlsrud, K., Erikstad, L., Snilsberg, P. (2003): Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø. Publikasjon nr. 103 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
40. Hagelia, P. (1992): Semi-quantitative estimation of water shielding requirements for subsea road tunnels using geological and hydrological data. Statens vegvesen Intern rapport 1569.
41. Hagelia, P. (2018): Oppsummering av tilstandsutvikling i sprøytebetong som bergsikring i ulike tunnelmiljø. Etatsprogrammet Varige konstruksjoner. Statens vegvesen rapport nr. 566.
42. Selmer-Olsen R (1981): Betrakninger over store vannlekkasjer i dyptliggende tunneler. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1981. Tapir, Trondheim.
43. 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.
44. Norges geotekniske institutt (2015): Håndbok Bruk av Q-systemet.
45. 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.
46. Lynneberg, T.E. (1990): Geologisk rapport, rapport nr. Z-196A: E18 Tunnel gjennom Hanekleiv. Geologisk undersøkelse. Rapport nr.2, juni 1990. Veglaboratoriet.
47. Backer, L. (1997): Sentrumsring Drammen Parsell Bragernes – Fjelltunnel. Ingeniørgeologisk beskrivelse for anbud. NGI rapport 960073-1, Rev. 2, 16. Juni 1997.
48. Rønning, J.S., Olesen, O., Dalsegg, E., Elvebakk, H. og Gellein, J. (2007): Dypforvitring i Oslo-regionen. Påvisning og oppfølgende undersøkelser. Statens vegvesen Teknologirapport 2499.
49. Norges vassdrags- og energidirektorat (2017): Veileder nr 1-2017. Veileder til vannressursloven og NVEs behandling av vassdrags- og grunnvannstiltak.
50. Håndbok V770 Modellgrunnlag. Statens vegvesen 2015.
51. NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Standard Norge.
52. Kaynia, A.M., Torgersrud, Ø., Johansson, J., Bruun, H., Haugen, H. (2017): Jordskjelvdessign i Statens vegvesen. Anbefalinger for geoteknisk prosjektering av vegger og samvirke jord/ konstruksjoner. Statens vegvesen rapport nr. 604.
53. Vegnormal N400 Bruprosjektering. Statens vegvesen 2015.
54. 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.
55. 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.
56. Håndbok V122 Sykkelhåndboka. Statens vegvesen 2013.
57. Håndbok R311 Trafikkstyringssystemer på veg. Statens vegvesen 2017.
58. Vegnormal N300 Trafikkskilt. Statens vegvesen 2012.
59. Vegnormal N302 Vegoppmerking. Statens vegvesen 2015.
60. Brandt, R., Høj, N.P., Martens, M., Appel, K. (2013): NordFoU: Evakuering i vegtunneler. Forskningsrapport DP1.
61. Wiencke, H.S., Midtgaaard, A.K., Engebretsen, A. (2007): Veileder for risikoanalyser av vegtunneler (Revidert). Statens vegvesen Rapport nr. TS 2007:11.
62. Statens vegvesen Vegdirektoratet (2014): Tilskudd til brannberedskap; Til kommuner der tunnel representerer en ekstraordinær risiko. Statens vegvesen rapport nr. 228.

63. Rønneberg, C. (2016): Gode løsninger for vann- og frostsikring i tunneler. Etatsprosjektet Varige konstruksjoner. Statens vegvesen rapport nr. 510.
64. Håndbok V321 Variable skilt. Statens vegvesen 2013.
65. Håndbok R761 Prosesskode 1 Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter. Statens vegvesen 2018.
66. Li, Charlie Chunlin (2017): Rockbolting – principles and applications, Butterworth-Heinemann Elsevier, 269 pp.
67. Håndbok V224 Fjellbolting. Statens vegvesen 2000.
68. Norsk Betongforening (2011): Publikasjon nr. 7 Sprøytebetong til bergsikring.
69. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2008): Håndbok nr. 05. Tung bergsikring i undergrunnsanlegg.
70. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2010): Håndbok nr. 06. Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg.
71. Klüver, B.H. og Kveen, A. (2004): Berginjeksjon i praksis. Publikasjon nr. 104 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
72. Andersson, H. (2005): Injeksjon – erfaringer fra Jong-Askertunnelene. Statens vegvesen Teknologirapport nr. 2424.
73. NS-EN 12715 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Injeksjon. Standard Norge.
74. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2008): Teknisk rapport nr. 08. Sikkerhet ved berginjeksjon.
75. Rokoengen, K. (1973): Svelleegenskaper hos leirsoner i fjell. Geologisk Institutt, NTH.
76. Nilsen, B., Palmstrøm, A. (2000): Engineering geology and rock engineering, vol no. 2. Handbook. Norwegian Group for Rock Mechanics, Oslo.
77. NS-EN 1992-1-1 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Standard Norge.
78. NS-EN 14488 Prøving av sprøytebetong. Standard Norge.
79. Pedersen, K.B. (2002): Frostmengder i vegtunneler. Statens vegvesen Intern rapport nr. 2301.
80. Knudsen O.Ø. (2015): Korrosjonsbeskyttelse i tunneler. Etatsprosjektet Varige konstruksjoner. Statens vegvesen rapport nr. 410.
81. NS-EN 10088 Rustfrie Stål. Standard Norge.
82. NS-EN 3506 Mekaniske egenskaper for korrosjonsbestandige festelementer av rustfritt stål. Standard Norge.
83. Buvik, H. (2012): Etatsprogrammet Moderne vegtunneler 2008-2011 Hovedrapport. Statens vegvesen rapport nr. 127.
84. Norconsult (2012): Etatsprogrammet Moderne vegtunneler. Strategi for bygging av nye vegtunneler. Statens vegvesen rapport nr. 130.
85. Håndbok R765 Avfallshåndtering. Statens vegvesen 2012.
86. Torp, M. og Meland, S. (2013): Estimering av forurensning i tunnel og tunnelvaskevann. Statens vegvesen rapport nr. 99.
87. Torp, M., Vikan, H. (2013): pH-regulering av tunneldrivevann med CO₂-gass: prinsipper og eksempler. Statens vegvesen rapport nr. 244.
88. Garmo, Ø., Escudero, C. (NIVA) (2014): Using CO₂-gas to lower the pH of tunneling waste water: laboratory tests and assessment of toxic potential. Statens vegvesen rapport nr. 298.
89. Pabst, T., Hindar, A., Hale, S., Garmo, Ø., Endre, E., Petersen, K., Bækken, T., Baardvik, G. (2015): Bergarters potensielle effekter på vannmiljøet ved anleggsvirksomhet. Statens vegvesen rapport nr. 389.
90. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2009): Teknisk rapport nr. 09. Behandling og utslipp av driftsvann fra tunnelanlegg.
91. Miljødirektoratet (2018): Problemer med plast ved utfylling av sprengstein i sjø. M-1085.
92. Winther-Larsen, T. (2013): Siltgardiner: funksjon, tilpassing og oppfølging. Statens vegvesen rapport nr. 205.
93. Buvik, H., Frøland, T.O., Martinussen, A., Jakobsen, R., Jonassen, A., Altermark, E. (2005): Trinnpumping i undersjøiske tunneler. Statens vegvesen Teknologirapport nr. 2402.
94. Håndbok V714 Veileder i trafikkdata. Statens vegvesen 2011.

95. Magnussen, A.W. og Kveldevik, V. (2003): Vanninfiltrasjon. Erfaringer og anbefalinger. Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Statens vegvesen Intern rapport nr. 2324.
96. Direktoratet for Byggekvalitet og Miljødirektoratet (2013): Unngå helse og miljøskadelige stoffer i bygg. En veileder for byggherrer, prosjekterende og utførende.
97. Klima og miljødepartementet (2016): Retningslinjer for behandling av støy i arealplanlegging. Planlegging og behandling etter plan- og bygningsloven. Rundskriv T-1442.
98. NS 8175:2012 Lydforhold i bygninger - Lydklasser for ulike bygningstyper. Standard Norge.
99. Miljødirektoratet: Veileder til retningslinje for behandling av støy i arealplanleggingen (T-1442/2016). M-128, 2014.
100. Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk (2014): Teknisk rapport nr. 15. Støy fra bygge- og anleggsvirksomhet.
101. Håndbok V717 Brukerveileder Nord2000 Road. Norsk oversettelse og implementering i NorStøy. Statens vegvesen 2011.
102. Storheier S.Å. (1996): Enkel metode for beregning av støyutstråling fra vegtunneler SINTEF rapport STF40 A96005.
103. Probst, W. (2010): Prediction of sound radiated from tunnel openings. Noise Control Engineering Journal 58(2), 201-211.
104. Høien, A.H, Humstad, T., Kveen, A. (2013): Kartlegging under driving med Novapoint Tunnel. Etatsprogrammet Moderne vegtunneler. Statens vegvesen rapport nr.193.
105. Håndbok R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger. Statens vegvesen 2012.
106. Vegnormal N301 Arbeid på og ved veg. Statens vegvesen 2012.
107. Håndbok R512 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø i vegtunneler under drift. Statens vegvesen 2020.
108. Håndbok R763 Retningslinje for utarbeidelse av konkurransegrunnlag. Statens vegvesen.
109. Johansen, J. (2019): VegRAMS Premisser for planlegging, prosjektering, bygging og rehabilitering av vegprosjekter. Statens vegvesen rapport nr. 233.
110. 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
- D Geologisk sluttokumentasjon - eksempler

VEDLEGG A

Innhold i geologiske rapporter i hvert plannivå

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 påhuggsområdene og andre kritiske områder	Ikke påkrevd. Spesielt vanskelige påhuggsområder bør beskrives.	Ikke påkrevd. Spesielt vanskelige påhuggsområder 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.	Videre - Oversikt over områdets geologi, beskrivelse av strukturgeologiske forhold av betydning for valg av alternativ.	Beskrivelse av bergarter, foliasjon, strukturer m.m. i faktadel. Tolkningsdel: bergartsgrenser, bruddstrukturer og svakhetssoner.	
	Lineamentsstudier fra kart og oversiktsfoto eller andre digitale karttjenester.	Lineamentsstudier fra kart og oversiktsfoto eller andre digitale karttjenester.		
Analyse av sprekke tetthet og sprekkeorientering. Sprekkerose og stereoplott	Ev. sprekkemålinger langs trasé presenteres	Sprekkemålinger 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.	

	Tidlig planfase	Kommunedelplan	Reguleringsplan	Konkurransesgrunnlag
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			
Bergmasseklassifisering (Q-verdier, inkl. inngangsparametere)	Ja	Ja	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 poretrykk senkning	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 påtreff 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:	
(Svv)	
Enhet:	
Kontaktperson:	
E-post:	
Telefon:	
Sendes til:	
(Svv)	
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.

Kartetets 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.

Kartetets innhold:

Objekter i kartet tegnes med omriss i svart-hvitt.

Kartet er uten fargelagte/skraverte flater.

Planlagt/prosjektert veg vises på kartet.

Planlagt/prosjektert tunnelstrekking 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 LedningEI (pdf)	
- Forvaltning LedningBelysning (pdf)	
- Forvaltning LedningBane (pdf)	
- Forvaltning LedningEkom (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	Sik-rings-klasse	Permanent bergsikring T9,5						Utvridet profil	Salve-lengde	Bolter				Sprøytebetong ⁵		
			Bolter (c/c) (m)	Sprøytebetong		Spr.bet. buer c/c	Forbolter c/c	Sålestøp			Bolter pr. meter	Bolter pr. salve ¹		For-bolter	m ³ pr. meter	m ³ pr. salve ³	
				tykkelse	Abs.kl.							3 meter	5 meter				3 meter
A/B	>10	I	spredd	80 mm	E700					7-8	2,9	ca. 8	ca. 14		2,6	ca. 8	ca. 13
C	10-4	II	2,0	80	E700				normal (5-5,6m)	9-10	4,5	ca. 14	ca. 23		2,6	ca. 8	ca. 13
D	4-1	III	1,75	100	E1000				vurderes	11-12	6,6	ca. 20	ca. 33		3,2	ca. 10	ca. 16
E1	1-0,2	IVa	1,5	150	E1000				vurderes	14-15	9,4	ca. 26	ca. 43		4,8	ca. 14	ca. 24
E2	0,2-0,1	IVb	1,5	150	E1000	2-3 m	0,3 m	vurderes	reduisert,	14-15	9,4	ca. 28	ca. 43	30-75	4,8	ca. 14	ca. 24
F	0,1-0,01	V	1,0-1,5	150-250	E1000	1,5-2 m	0,2-0,3m	ja	ev.delt	17-18	14,1	ca. 43	ca. 71	50-100	6,4	ca. 19	ca. 32
G	<0,01	VI															

Bergsikring dimensjoneres spesielt

Berg-masse-klasse	Q-verdi	Sik-rings-klasse	Permanent bergsikring T12,5						Utvridet profil	Salve-lengde	Bolter				Sprøytebetong ⁵		
			Bolter (c/c) (m)	Sprøytebetong		Spr.bet. buer c/c	Forbolter c/c	Sålestøp			Bolter pr. meter	Bolter pr. salve ¹		For-bolter	m ³ pr. meter	m ³ pr. salve ³	
				tykkelse	Abs.kl.							3 meter	5 meter				3 meter
A/B	>10	I	spredd	80 mm	E700					8-9	3,4	ca. 10	ca. 17		3,0	ca. 9	ca. 15
C	10-4	II	2,0	80	E700				normal (5-5,6m)	10-11	5,4	ca. 16	ca. 27		3,0	ca. 9	ca. 15
D	4-1	III	1,75	100	E1000				vurderes	13-14	7,7	ca. 23	ca. 38		3,6	ca. 11	ca. 18
E1	1-0,2	IVa	1,5	150	E1000				vurderes	16-17	10,9	ca. 32	ca. 54		5,4	ca. 16	ca. 27
E2	0,2-0,1	IVb	1,5	150	E1000	2-3 m	0,3 m	vurderes	reduisert,	16-17	10,9	ca. 32	ca. 54	40-80	5,4	ca. 16	ca. 27
F	0,1-0,01	V	1,0-1,5	150-250	E1000	1,5-2 m	0,2-0,3m	ja	ev.delt	20-21	16,3	ca. 49	ca. 82	60-120	7,4	ca. 22	ca. 37
G	<0,01	VI															

Bergsikring dimensjoneres spesielt

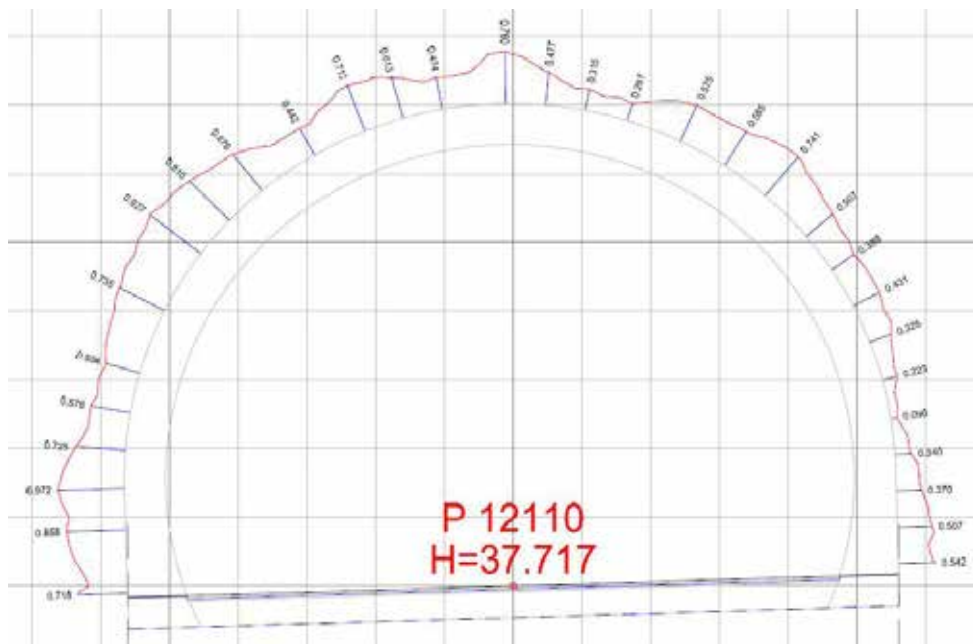
¹ Buelengde 21 m

² Buelengde 24 m

³ Prellfaktor = 1,05 og ujevnhetsfaktor = 1,45. Ikke justert for tykkere lag. For beregningsgrunnlag se NB7 [68].

⁴ Antallet avhenger av tilpasningen til siste rast på forrige salve

⁵ Mengde til sprøytebetong kommer i tillegg

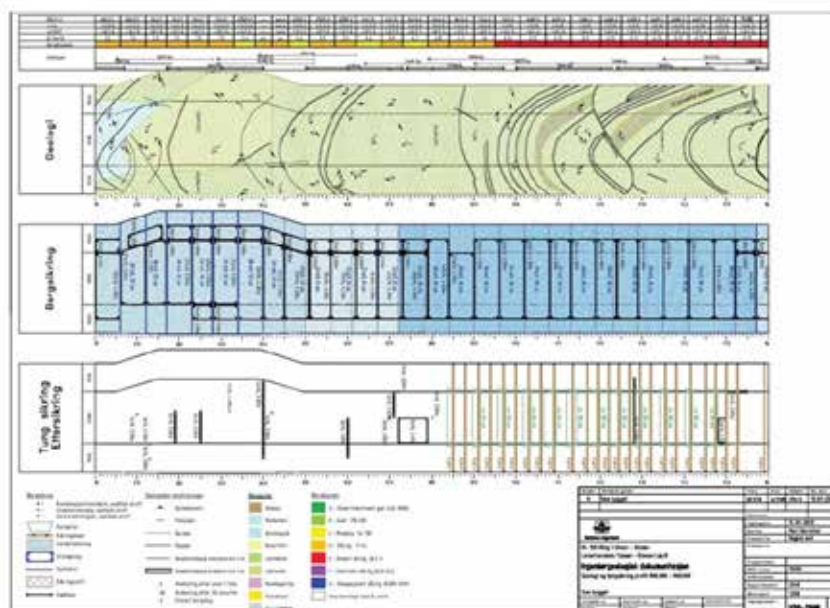


Virkelig sprengningsprofil (rødt på figuren) er en mer eller mindre ujevn linje utenfor teoretisk sprengningsprofil. Ved tung sikring utvides profilet for å ta hensyn til tykkelse på buene, ev. annen sikring.

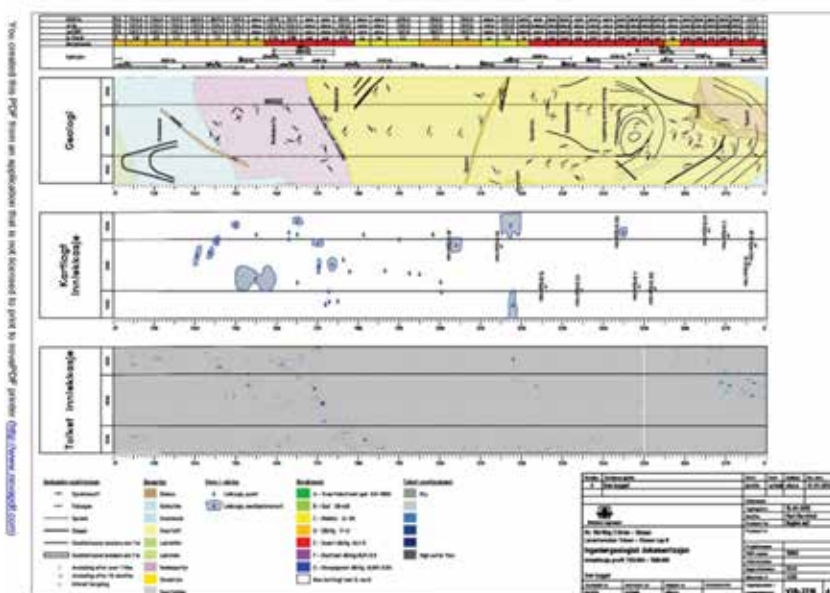
VEDLEGG D

Geologisk sluttokumentasjon - eksempler

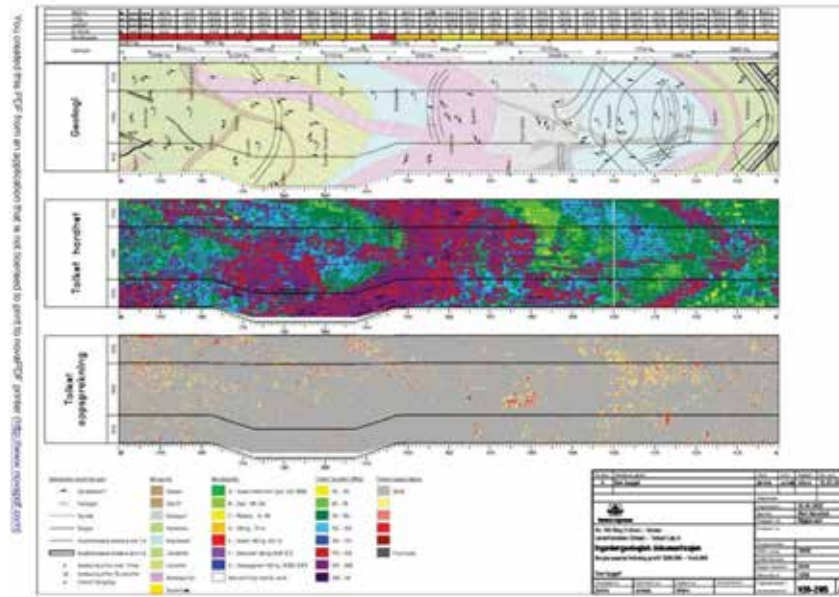
Sluttokumentasjon fra Novapoint Tunnel inneholder typisk AutoCad-tegninger med oversikt over geologi og sikring, wordfiler med loggboknotater og regneark med sikringsmengder og salverapporter. Figur D.1-D.3 viser eksempler på AutoCad-tegninger med ulike sammenstillinger av geologi, bergsikring og boreparametertolkning (MWD – measurement while drilling).



Figur D.1 Sammenstilling av geologi og bergsikring i Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring [104]



Figur D.2 Sammenstilling av geologi, kartlagt vannlekkasje og tolket vannlekkasje fra MWD (boreparametertolkning) i Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring [104]



Figur D.3 Sammenstilling av geologi, tolket hardhet og tolket oppsprekking fra MWD (boreparametertolkning) i Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring [104]



www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker

ISBN 978-82-7207-757-9

Trygt fram sammen