

A decorative graphic consisting of a large orange triangle pointing downwards and to the right, with a smaller white triangle at its bottom-left corner.

Tunnelveiledning

VEILEDNING

Håndbok V520



Håndbøker i Statens vegvesen

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

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 Vegdirektoratet.

Tunnelveiledning

Nr. V520 i Statens vegvesens håndbokserie

Forsidefoto: Anette W. Magnussen

V520 TUNNELVEILEDNING

Forord

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

Denne utgaven av håndbok V520 er en foreløpig versjon.

Håndbok V520 inneholder veiledningstekst som er tatt ut fra tidligere *håndbok N500 Vegtunneler* (2010) og *R510 Vann- og frostsikring i tunneler* (2006) ved revisjonen.

Kapittelinnstillingen (nivå 1) følger kapittelnummerering i håndbok N500 Vegtunneler.

Ansvarlig avdeling: Veg- og transportavdelingen.

Statens vegvesen Vegdirektoratet, november 2016.

Innhold

1	AKTUELLE LOVER OG FORSKRIFTER.....	6
2	GEOLOGISKE FORUNDERSØKELSER	7
2.1	Generelt.....	7
2.2	Kart og kartgrunnlag	7
2.2.1	Generelt.....	7
2.2.2	Bestilling av kart til geologisk feltkartlegging	7
2.2.3	Andre kart- og bildeprodukter	7
2.2.4	Oversiktskart i geologiske rapporter	8
2.3	Forundersøkelsesmetoder.....	9
2.3.1	Geologisk feltkartlegging	9
2.3.2	Boring	9
2.3.3	Geofysiske og geoelektriske metoder	12
2.3.4	Bergspenningsmålinger.....	16
2.3.5	Prøvetaking og laboratorieanalyser.....	16
2.4	Bergmasseklassifisering og sikringsklasser	16
2.5	Rapportering og presentasjon i geologiske rapporter.....	18
2.5.1	Generelt.....	18
2.5.2	Geologisk kart.....	18
2.5.3	Lengdeprofiler.....	19
2.5.4	Lagdelling, foliasjon og sprekker	19
2.5.5	Svakhetssoner.....	21
2.5.6	Påhugg og forskjæringer, andre kritiske områder	21
2.6	Ytre miljø.....	22
2.7	Geologisk kartlegging og rapportering i tidlig planfase.....	23
2.7.1	Generelt.....	23
2.7.2	Omfang av forundersøkelser	23
2.7.3	Geologisk rapport	24
2.8	Geologisk kartlegging og rapportering til fylkesdelplan/ kommunedelplan25	
2.8.1	Generelt.....	25
2.8.2	Omfang og rapportering av felt- og grunnundersøkelser	25
2.8.3	Geologisk rapport	26
2.9	Geologisk kartlegging og rapportering til reguleringsplan	27
2.9.1	Generelt.....	27
2.9.2	Gjennomføring av resterende undersøkelser.....	27
2.9.3	Geologisk rapport	27
2.10	Geologisk rapport til konkurransegrunnlag	28
2.10.1	Generelt.....	28
2.10.2	Faktadel i geologisk rapport	28
2.10.3	Tolkningsdel av geologisk rapport.....	29
2.11	Geologiske undersøkelser for nytt tunnellop ved siden av eksisterende løp	
	31	
2.12	Omfang og kontroll etter Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering	32
2.12.1	Generelt.....	32
2.12.2	Uavhengig kontroll av geologiske rapporter	32

3	GEOMETRISK UTFORMING	34
4	SIKKERHETSTILTAK	35
4.1	Generelt.....	35
4.2	Sikkerhetstiltak og sikkerhetsutrustning	35
4.2.1	Nødstasjoner	35
4.2.2	Slokkevann	36
4.2.3	Hendelsesdetektering.....	36
4.3	Brannsikring	37
4.3.1	Brannseksjonering.....	37
5	SKILT OG SIGNALER	39
5.2	Trafikkskilt for tunneler	39
6	ARBEIDER FORAN STUFF OG STABILITETSSIKRING	40
6.1	Generelt.....	40
6.2	Sikringsmetoder og sikringsklasser.....	40
6.3	Etablering av forskjæring og påhugg	41
6.3.1	Forskjæringen.....	41
6.3.2	Påhuggsflaten.....	41
6.3.4	Forinjeksjon ved påhugg	42
6.3.5	Bergsikring før tunneldriving.....	43
6.3.6	Bore- og salveplan.....	44
6.3.7	Driving innenifra og ut.....	44
6.4	Boring og forinjeksjon	46
6.4.1	Sonderboring, kjerneboring og boreparametertolkning.....	46
6.4.2	Forinjeksjon	47
6.5	Driving og sikring fram mot og gjennom svakhetssoner	49
6.5.1	Hovedprinsipper for driving gjennom partier som krever tung sikring.....	49
6.5.2	Svakhetssoner med svelleleire.....	50
6.5.3	Hovedprinsipper ved forbolting.....	50
6.5.4	Spesielle sikringsmetoder og dimensjonering.....	51
6.5.5	Vurderinger av sikring og belastninger.....	52
6.6	Belastningssituasjon og bærevirkning for bergforsterkning.....	52
6.6.1	Belastningssituasjonen for en bergforsterkning	52
6.6.2	Sikring med sprøytebetong som overflateforsterkning og bærevirkning for sprøytebetongbuer	53
6.7	Utforming og utførelse av sprøytebetongbuer.....	57
6.7.1	Generelt.....	57
6.7.2	Geometri.....	57
6.7.3	Armering	57
6.7.4	Sprøytebetong.....	58
6.7.5	Radielle bolter.....	59
6.7.6	Sålestøp.....	59
6.8	Praktisk dimensjonering og trinnvis gjennomføring av armerte sprøytebetongbuer.....	60
6.8.1	Dimensjoner og dimensjonering.....	60
6.8.2	Trinn 1 – forberedelser for salve	61

6.8.3	<i>Trinn 2 – sikring etter utspregning</i>	62
6.8.4	<i>Trinn 3 – valg og utførelse av sprøytebetongbue</i>	63
6.9	Omfang og kontroll i byggefasen etter Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering	66
6.9.1	<i>Generelt</i>	66
6.9.2	<i>Innhold og rapportering</i>	66
7	VANN- OG FROSTSIKRING I TUNNEL	68
7.1	Generelt.....	68
7.2	Frost i tunneler	68
7.2.1	<i>Frostdimensjonering</i>	68
7.2.2	<i>Frostinntrengning</i>	69
7.3	Konstruksjonstyper	73
7.4	Konstruksjonsdetaljer	75
7.4.1	<i>Frostisolasjon</i>	75
7.4.2	<i>Membraner</i>	75
7.4.3	<i>Forankringsbolter og festedetaljer</i>	75
7.4.4	<i>Hvelv av betongelementer</i>	75
7.4.5	<i>Kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv med membran</i>	76
7.4.6	<i>Hvelv av sprøytebetong</i>	77
7.4.7	<i>Føringskant av betong</i>	79
8	DRENERING	80
9	TEKNISKE ANLEGG	81
9.1	Generelt.....	81
9.2	Belysning i tunneler	81
9.3	Ventilasjon	82
9.3.1	<i>Beregning av nødvendig friskluftbehov og kontroll av luftkvalitet</i>	82
9.3.2	<i>Beregning av nødvendig skyvkraft ved langslufting</i>	85
9.3.3	<i>Styring av ventilasjonsanlegg</i>	87
10	DOKUMENTASJON	89
10.1	Geologisk sluttdokumentasjon.....	89
	REFERANSER	91
	VEDLEGG	94
	VEDLEGG A Mal: Generell innholdsfortegnelse for geologiske rapporter.....	95
	VEDLEGG B Kartgrunnlag for geologisk kartlegging – bestilling	97
	VEDLEGG C Ytre miljø.....	99
C.1	<i>Generelt</i>	99
C.2	<i>Registreringer og måleprogrammer</i>	99
C.3	<i>Begrensning av lekkasjer</i>	100
C.4	<i>Støy nær tunnelåpninger</i>	101
C.5	<i>Utslipp av vann</i>	102
C.6	<i>Estetikk i dagsone og vegtunnel</i>	103
	VEDLEGG D Geologisk sluttdokumentasjon – eksempler	110

1 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)

Plan- og bygningsloven

Forurensningsloven

Lov om vassdrag og grunnvann (vannressursloven)

Kulturminneloven

Naturmangfoldloven

Brann- og eksplosjonsvernloven

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

Reindrifftsloven

Jordloven

Skogbruksloven.

2 GEOLOGISKE FORUNDERSØKELSER

2.1 Generelt

I *håndbok N500 Vegtunneler* gir kapittel 2 krav til geologiske forundersøkelser generelt og til geologisk rapport for konkurransegrunnlag. Kravene til geologiske forundersøkelser og rapporter i planfasene er gitt i Vedlegg 2 og 3 i *håndbok N500*.

I dette kapitlet gis utfyllende kommentarer og veiledning til temaer som utføres og rapporteres i hver av planfasene. Omfanget av hva som skal utføres og rapporteres avhenger av plannivå og krav er gitt i *håndbok N500*.

Vedlegg A inneholder mal / generell innholdsfortegnelse for geologiske rapporter.

Publikasjon 101 Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg (Palmstrøm m.fl. 2003) fra bransjeprojektet *Miljø- og samfunnstjenlige tunneler* omhandler valg av omfang og metoder av forundersøkelser for et gitt prosjekt.

2.2 Kart og kartgrunnlag

2.2.1 Generelt

Krav til målestokk ved geologisk kartlegging og rapportering i ulike planfaser er gitt i *håndbok N500*.

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

2.2.2 Bestilling av kart til geologisk feltkartlegging

Kartet bestilles fra vegprosjektet, siden planlagt/prosjektert 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 prosjektert/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, se kap 2.5.

Arkformat og målestokk for levering av kartene spesifiseres i bestillingen. Aktuelle formater er A1, A2 og A3.

2.2.3 Andre kart- og bildeprodukter

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

– kartverket.no

- norgebilder.no
- geonorge.no

3D-bilder kan finnes på norgei3D.no.

2.2.4 Oversiktskart i geologiske rapporter

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

I geologiske rapporter presenteres aktuelt utsnitt fra berggrunnsgeologiske oversiktskart fra NGU (ngu.no) 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) og/eller relieffkart fra flybåren laserskanning benyttes ved vurdering av lineamenter/foliasjon/svakhetssoner mm. 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 steinscred.

NGUs nasjonale grunnvannsdatabase GRANADA er en database med borede grunnvannsbrønner, energibrønner og naturlige oppkommer av grunnvann. 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. Kartene finnes på ngu.no.

På NGU sine hjemmesider finnes Aktsomhetskart for tunnelplanlegging som dekker Østlandsområdet. Kartet viser soner der det sannsynligvis er svakhetssoner i fjellet, som er forårsaket av dypforvitring.

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

2.3 Forundersøkelsesmetoder

Kapitlet gir veiledende informasjon om og tolkninger av de vanligste metoder for geologiske/ingeniørgeologiske forundersøkelser.

2.3.1 Geologisk feltkartlegging

Nivå på geologisk feltkartlegging tilpasses plannivået, se kapittel 2 og vedlegg 2 i *håndbok N500*. Praktisk gjennomføring av geologisk kartlegging er beskrevet i *håndbok R211 Feltundersøkelser*.

Følgende registreres og presenteres på kart ved geologisk feltkartlegging:

- Bergblotninger
- Bergarter og bergartsgrenser
- Lagdeling og foliasjon
- Sprekkemønster og sprekketetthet
- Svakhetssoner
- Løsmasser
- Hydrogeologiske forhold
- Skredfare

Nærliggende bergrom kartlegges der det er mulig.

For alle faser utføres bergmasseklassifisering langs traseen ved hjelp av Q-metoden, se kapittel 2.4. Formålet med all kartlegging er å gi et best mulig bilde av bergmassen i tunnelnivået. Se for øvrig kapittel 2.5 Rapportering og presentasjon i geologiske rapporter.

2.3.2 Boring

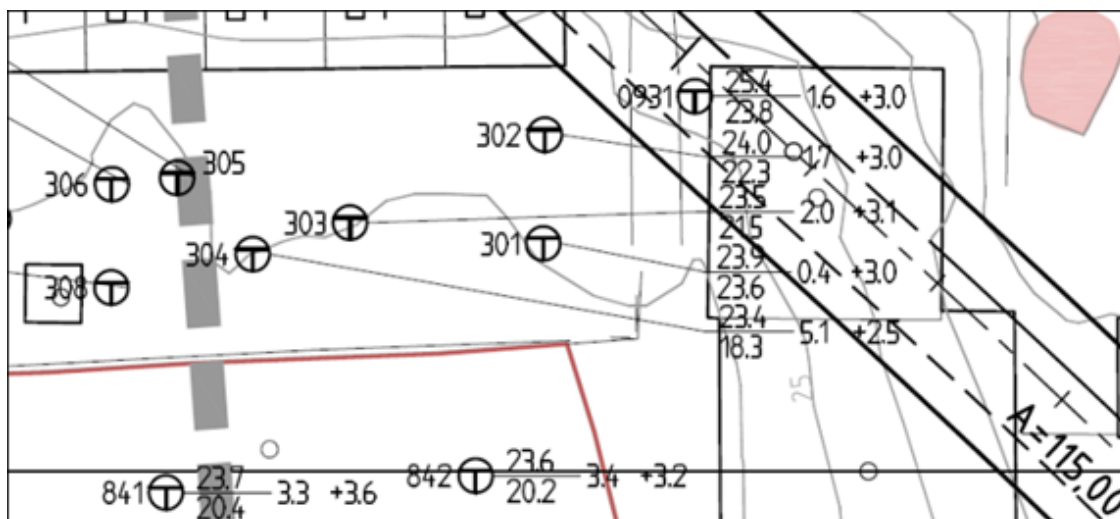
Generelt

Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG) viser borehull (punkter) hvor grunnundersøkelser er utført. Foreløpig er kun geotekniske data lagt inn i databasen. Databasen finnes på ngu.no.

Grunnboring/bergkontrollboring

Grunnboringer er som regel de tidligste undersøkelsene. Boringene bestilles med geologisk tolkning og boring ned i fast berg (totalsondering). Boringene presenteres på lengde- og tverrprofiler. Eksempel på rapportering 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 fjellkotecart, der også registrerte blotninger inngår som grunnlag.



Figur 2.1 Korrekt rapportering av grunnboringer (totalsonderinger), med henvisning til datarapport i teksten/referanseliste. (Utsnitt av kart fra Kirkeby 2010)

Kjerneboring

Kjerneboring fra overflaten i plan- og prosjekteringsfasen gir verdifull informasjon om bergmassekvalitet, svakhetssoner og grunnvannsforhold.

Det lages egne rapporter fra kjerneboringer med tekstdel og detaljerte logger med alle observasjoner som f.eks. bergart, sprekkefylling, samt registrering av Q-parametere.

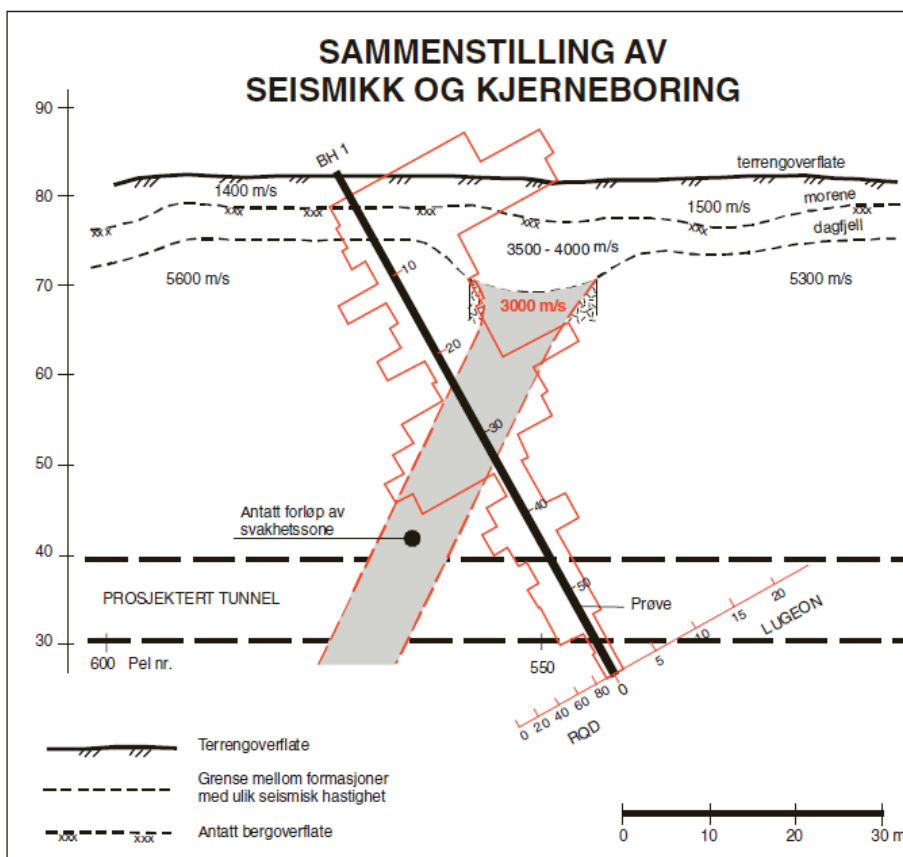
Q-verdi fra kjerneboring presenteres i intervaller med minimum en meters lengde. Det presenteres bilder av hver kjernekasse, tydelig merket og med målestokk. Eksempel på foto er vist i figur 2.2.

Fra kjerneprøver kan det tas ut prøver for å undersøke for eksempel bergartsstyrke og svelleegenskaper for sleppemateriale.

I geologisk rapport presenteres profiler med en slik målestokk at bergartsfordeling og Q-verdier/RQD blir synlig i profilet. Dette er spesielt viktig der kjerneborhullet er boret langs / over traseen. Kjerneborhulls plassering i forhold til traseen presenteres også. Egnede målestokk for presentasjon av resultatene i kart/profiler kan være 1:1000, 1:500 eller 1:200. Vanntapsmålinger kan utføres sammen med kjerneboringen. For å få en god oversikt er det viktig at dataene sammenstilles i det ingeniørgeologiske kartgrunnlaget, se eksempel i figur 2.3 (kfr. Palmstrøm m.fl. 2003).



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



Figur 2.3 Eksempel på sammenstilling av seismikk og kjerneboring (fra NBG, 1985). RQD-verdier benyttes for å legge inn fall for antatt svakhetssone fra refraksjonsseismikk.

2.3.3 Geofysiske og geoelektriske metoder

Publikasjon 102 *Forundersøkelser Sluttrapport* (Rønning 2003) fra bransjeprosjektet *Miljø- og samfunnstjenlige tunneler* omhandler geofysiske forundersøkellesmetoder og vurdering av metodene for bruk ved tunnelprosjektering. De mest brukte metodene er omtalt i det følgende.

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), og kan gi noe informasjon om grunnvannsforhold.

Tolkning av refraksjonsseismikk er beheftet med usikkerheter. Metoden har svakheter knyttet til blindsonelag og hastighetsinversjon. Oppløsning øker ved kortere geofonavstand.

For kalibrering av tolkning er det viktig med grunnboringer i tilknytning til seismikkprofilen.

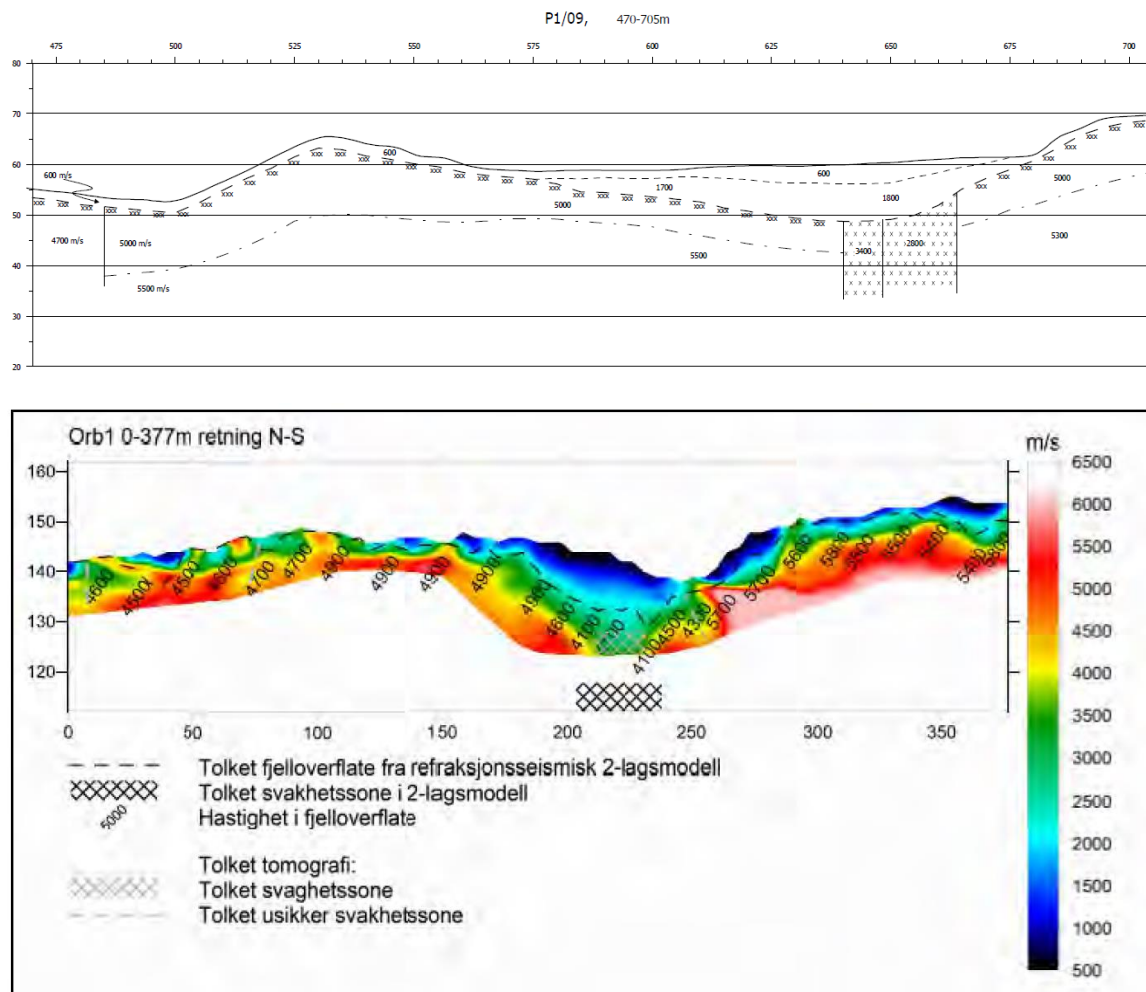
Målingene presenteres på kart og profiler i målestokk 1:1000 med seismiske hastigheter/lavhastighetssoner markert. I teksten der dette beskrives, vises det til pelnummer og seismisk hastighet, og bredde på lavhastighetssonen. Detaljtegninger og profiler presenteres. Se figur 2.4 og prinsippskisse i figur 2.3.



Figur 2.4 Utsnitt av kart som viser eksempel på angivelse av seismisk hastighet, elektrisk motstand (resistivitet) og totalsonderinger. I tillegg vises bergblotninger, strøk/fall av sprekker og foliasjon, totalsonderinger.

Eksempler på profiler er vist i figur 2.5. Der farger benyttes i presentasjon av profiler legges geofysikers tolkning av bergartsoverflate, grenser mellom ulike hastigheter og svakhetssoner over fargene som i figur 2.5.

Figur 2.6 viser p-bølgehastigheter i typiske geologiske materialer.



Figur 2.5 Eksempler på presentasjon av refraksjonsseismikk i profil (Wiik 2009 (øverst) og Wisén 2008 (nederst)) vist for to ulike profiler

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

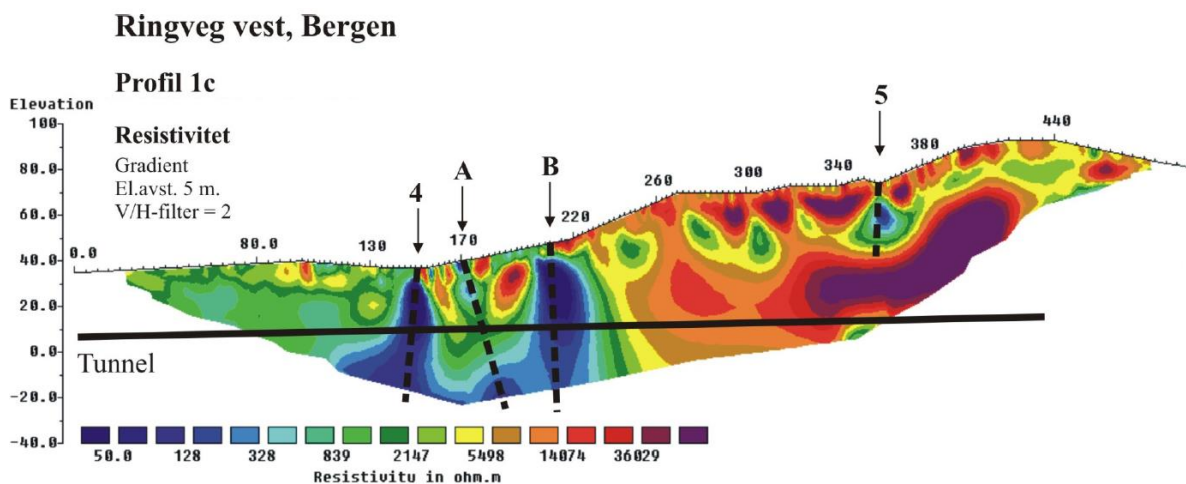
Figur 2.6 P-bølgehastighet i noen geologiske materialer. Data er hentet fra norske erfaringer (NGU og Geomap). Oppsprekning av bergarten og leiromvandling vil kunne redusere hastighetene betydelig. (Kilde: ngu.no)

Refleksjonsseismikk (akustikk)

I vegprosjekter benyttes refleksjonsseismikk hovedsakelig ved undersøkelser for undersjøiske tunneler for å kartlegge bergoverflaten/topografi under sedimenter. Undersøkelsene gjøres fra båt. Målingene presenteres på kart og profiler.

2D Resistivitet

Resistivetsmålinger eller elektriske motstandsmålinger kartlegger den elektriske motstanden i bakken (den inverse størrelsen av elektrisk ledningsevne). 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 2.4 og figur 2.7.



Figur 2.7 Eksempel på presentasjon av data fra resistivetsmålinger, med tolkning. Ωm -verdier over 5000 tolkes som godt berg (gule-røde farger), verdier < 500 tolkes som svakhetssoner (mørk blå farger). Tunnel er inntegnet. (Ganerød m. fl., 2010)

NGU har undersøkt bruk av 2D resistivitet for undersjøiske tunneler. Resultater viser at metoden har store begrensninger ved bruk i sjø/vann og tolkninger er ikke entydige (Tassis m.fl. 2014).

Måling av induert polarisasjon (IP) kan være nyttig for å avgjøre om lav resistivitet skyldes oppsprekning og/eller sulfidmineralisering.

Televier i borehull

Målingene gjøres i tilpassede borehull (diameter ca. 70–160 mm), og kan med fordel utføres i hammerborede hull. På grunnlag av det orienterte bildet av borehullsveggen kan strøk, fall og sann mektighet av kryssende strukturer beregnes.

Optisk televier 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. Avhengig av blant annet bergartstype kan det være vanskelig å påvise sprekker med kun optisk televier.

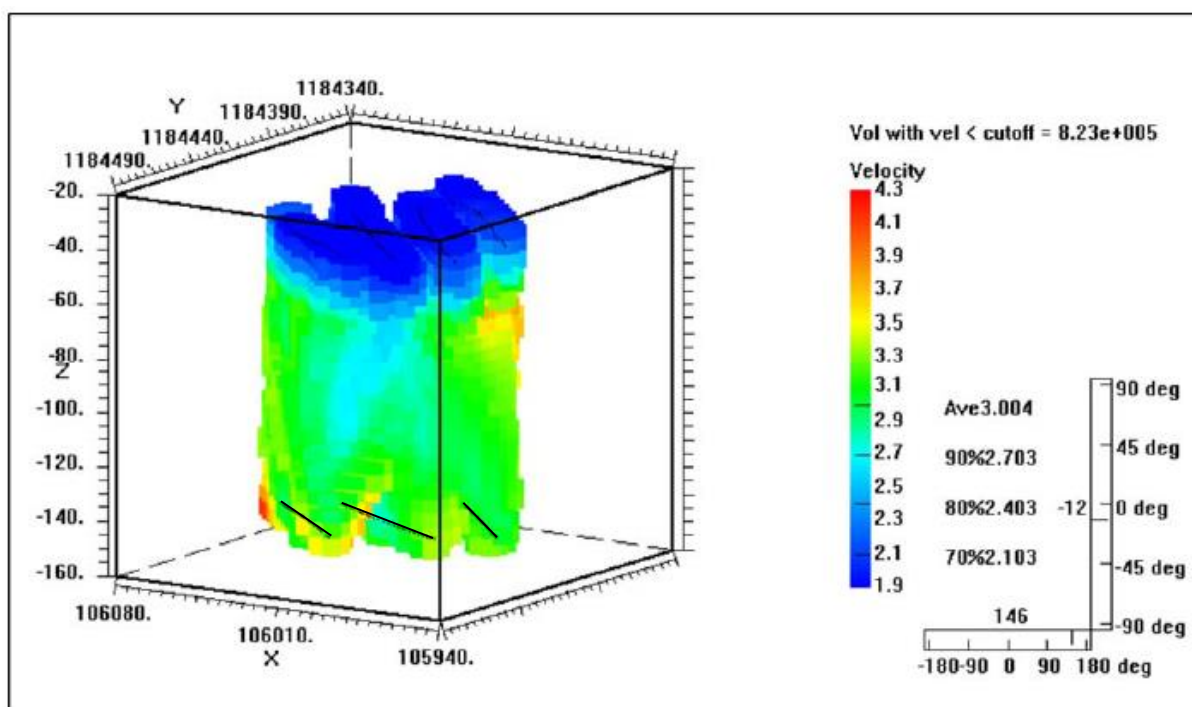
Akustisk televier benyttes først og fremst til sprekkekartlegging. Breakout-logg (utfall fra borehullsveggen) kan beregnes ut fra målt borehulldiameter og ut fra det kan største hovedspenningsretning estimeres. Det er en forutsetning at hullet er vannfylt, men vannet trenger ikke være klart.

Mer informasjon om metodene kan blant annet finnes på ngu.no.

Refraksjonsseismisk tomografi

Ved seismisk tomografi plasseres signalkilden (sprengladninger) på den ene siden av objektet, og mottakerne (geofoner) på den andre siden. Metoden kan gi informasjon om bergmassekvalitet og svakhetssoner. Oppsprukket berg gir nedsatt hastighet. Metoden kan også benyttes til å kartlegge dyp til grunnvannsspeil og berg. Skudd og geofonposisjoner er ikke nødvendigvis plassert langs linjer (2-D målinger), men kan være spredt over hele overflaten (3-D målinger).

Figur 2.8 viser eksempel på seismisk tomografi.



Figur 2.8 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). I bunnen av tomografimodellen sees som tynne svarte streker de tre hullene der det ble skutt en liten sprengladning for hver 2,5 m. 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. (Geophysix, 2014)

Mer informasjon om metoden kan blant annet finnes på ngu.no.

Georadar

Undersøkelser med georadar kan benyttes for å undersøke dybde til berg og kartlegge løsmasselag. Metoden baserer seg på elektromagnetiske signaler som reflekteres der det er overgang i de elektriske egenskapene til mediet. Begrensningene ved metoden er hovedsakelig at elektromagnetiske signaler blir absorbert ved høy elektrisk ledningsevne, og en viss feilmargin må alltid regnes med.

2.3.4 Bergspenningsmålinger

Bergspenningsmålinger benyttes ved design og vurdering av stabilitet av bergrom med store tverrsnitt (> 12,5 m). Ulike metoder som benyttes er overboringsmetoder (2D overboring (doorstopper metoden), 3D overboring) og hydraulisk splitting.

Resultater fra bergspenningsmålinger er viktige inngangsparametere i ulike simuleringprogrammer for bergstabilitet.

2.3.5 Prøvetaking og laboratorieanalyser

Bergartstyper som representerer spesielle utfordringer vies særlig oppmerksomhet. Slike utfordringer kan for eksempel være, svelleleire, svakt berg, alunskifer, sulfider, kvartsitt, dårlig motstand mot forvitring, m.m.

Ved prøvetaking er det viktig å ta representative prøver. *Håndbok R211 Feltundersøkelser* beskriver prøvetaking. *Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser* består av metodebeskrivelser for laboratorieanalyser som utføres i Statens vegvesen.

Aktuelle laboratorieanalyser kan være knyttet til mineralsammensetning, bergartsstyrke (trykk, strekk, sprøhet), elastisitet, skjærstyrke for sprekker, svelleegenskaper for sleppemateriale, borbarhet, sprengbarhet, kornfordeling, anvendelse til vegformål og betongformål.

Resultater fra ulike laboratorieanalyser er viktige inngangsparametere i ulike simuleringprogrammer.

2.4 Bergmasseklassifisering og sikringsklasser

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

Det finnes flere klassifiseringssystemer for å bestemme kvalitet av bergmassen i et bergrom. Q-systemet som er valgt her, er basert på erfaringsdata fra tidligere underjordsanlegg, og er det bergmasseklassifiseringssystemet som er mest brukt i bergtunneler i Norge. Se «*Bruk av Q-systemet*», NGI håndbok (2015).

Q-verdien kan bestemmes på grunnlag av ingeniørgeologisk kartlegging på terrengoverflaten, i tunnel og ved undersøkelse av kjerneprøver, og kan i tillegg estimeres fra geofysiske målinger.

Q-verdier er basert på sprekke målinger, Q-verdiene presenteres i lengdeprofilene og/eller i tabellform. Det er viktig at Q-verdiene relateres til pelnummer. I geologiske rapporter oppgis RQD i faktadelen, Q-verdi i tolkningsdelen. Alle parametere i klassifiseringen tas med, f.eks. i eget vedlegg til geologisk rapport.

Ved hjelp av Q-systemet klassifiseres bergmassen i bergmasseklasser A til G.

Håndbok N500; tabell 6.1 relaterer Q-verdi/bergmasseklasse med sikringsklasse for tunnel. I geologiske rapporter presenteres Q-verdi og sikringsklasser fortrinnsvis i tabell, se tabell 2.1.

Tabell 2.1 Tabellform for presentasjon av data

Tunnelalternativ, Profil nr.	Q- verdi, bergklasse	Sikring
	Intervall, bergklasse	Sikringsklasse

Q-systemets parametere

Q-verdien angir bergmassekvaliteten. Q-verdien varieres logaritmisk på en skala fra 0,001 til 1 000 og er definert i følgende ligning:

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

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

De tre hovedfaktorene i formelen kan også brukes for å beskrive bergmassens viktigste egenskaper i forhold til stabilitet og sikring:

$$\frac{RQD}{J_n} - \text{Blokkstørrelse, oppsprekkingsgrad}$$

$$\frac{J_r}{J_a} - \text{Skjærfasthet på sprekketrylling}$$

$$\frac{J_w}{SRF} - \text{Aktiv bergspenning, tyteberg, svelling og relativ effekt av vann.}$$

RQD basert på borekjerner angir samlet lengde kjernebiter med lengde ≥ 10 cm mellom naturlige sprekker, i prosent av kjernelengden (1 m). Der borekjerner ikke foreligger kan RQD enten observeres direkte i terrenget, i tunnelen eller beregnes ut fra følgende:

$$RQD = 110 - 2,5 \times J_v \quad (\text{for } J_v \text{ mellom 4 og 44), \text{ der } J_v \text{ er antall sprekker pr. m}^3 \text{ (Palmstrøm 2005).}$$

Bruk av Q-systemet krever opplæring og erfaring.

2.5 Rapportering og presentasjon i geologiske rapporter

2.5.1 Generelt

Dette kapitlet utdyper hvordan de geologiske forundersøkelsene anbefales presentert og rapportert. Etter at forundersøkelser er utført i hver av planfasene utarbeides en geologisk rapport med et detaljeringsnivå som er tilpasset plannivået. Detaljeringsnivå for de ulike planfasene er kommentert i kapittel 2.7 til 2.10.

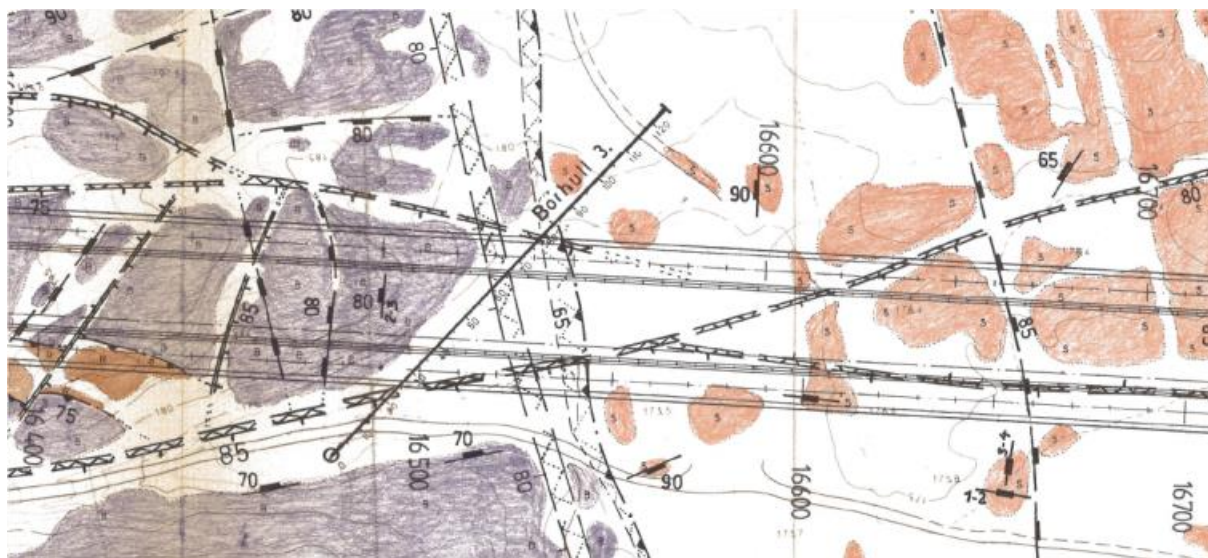
Alle relevante undersøkelser som er utført presenteres i geologisk rapport uansett planfase. For detaljer kan det vises til andre rapporter, men hovedkonklusjonene gjengis i tekst og figurer/kart.

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, evt. ikke benyttes.

Bergartstyper som representerer spesielle utfordringer vies særlig oppmerksomhet. Se kap. 2.3.5.

2.5.2 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, strøk/fall geologiske strukturer, sprekkeroser etc.). Geofysiske og geoelektriske undersøkelser, kjerneboringer etc. som er utført presenteres. Relevante grunnboringer vises også på kartet. Se eksempel i figur 2.10.



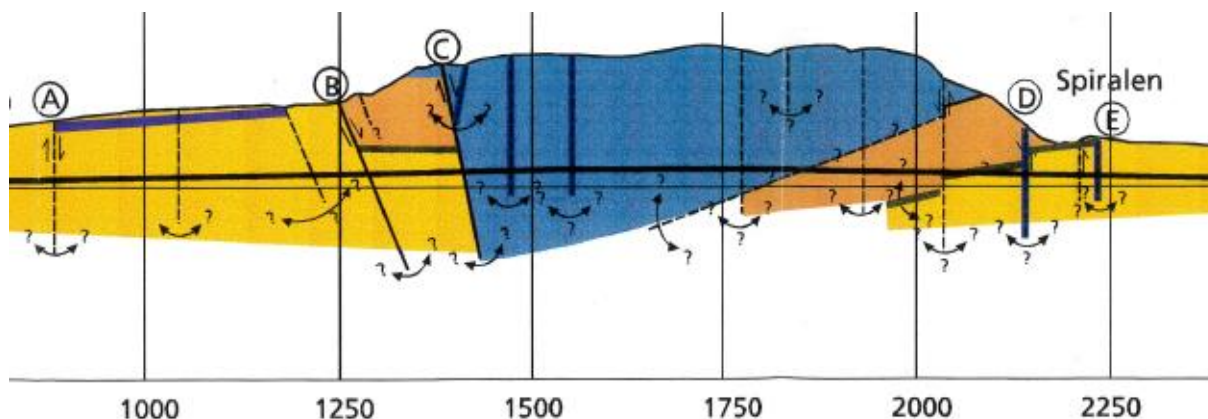
Figur 2.10 Eksempel på hvordan felldata kan rapporteres, og samtidig vise materialets begrensninger. De ulike fargene representerer ulike bergarter, og er tegnet der det er bergblotninger. Svakhetssoner, oppsprekking samt kjerneborhull er inntegnet. I geologiske kart vises alle utførte undersøkelser. (Lynneberg 1990)

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.

2.5.3 Lengdeprofiler

Lengdeprofiler presenteres med høyde/lengde 1:1, da profiler med overforhøyning ikke er egnet for presentasjon av geologiske data. Geologisk informasjon tegnes inn i lengdeprofilene, se eksempel i Figur 2.11.



Figur 2.11 Eksempel på lengdeprofil. Det kommer tydelig fram ved stipling, piler og spørsmålstegn at forløp av svakhetssoner mot dybpet er usikker. (Backer 1997)

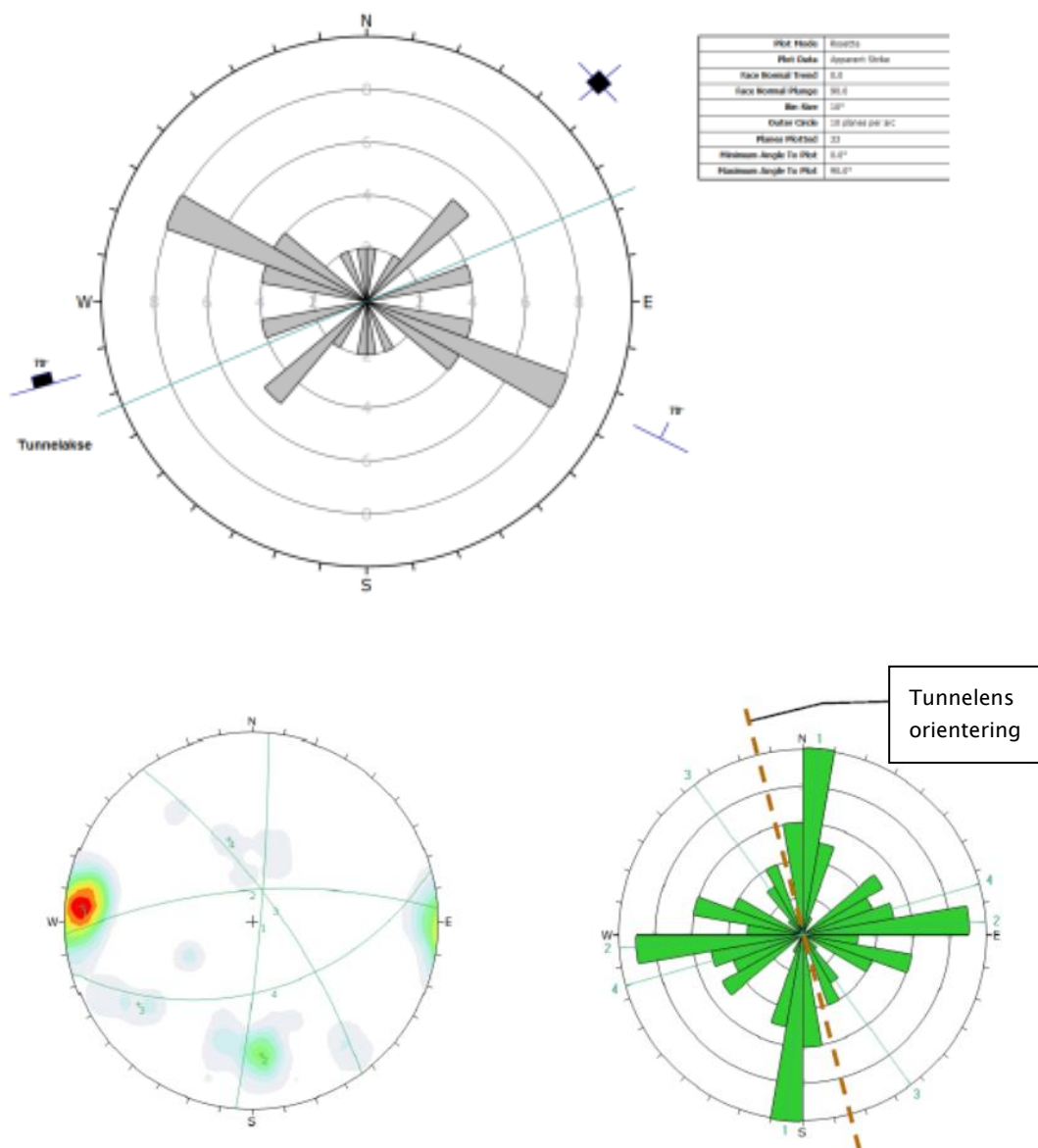
For to-løpstunneler lages profiler for hvert av løpene, dette er spesielt viktig der bergoverdekningen er lav (for eksempel overdekning \leq tunnelbredden for ett løp).

På lengdeprofilene vil geologien ned mot tunnelnivå være mer eller mindre tolkning. Tolkninger av strukturer og bergartsgrenser mot dybpet / tunnelnivå merkes for eksempel med «?», en stiplet linje eller tekst.

2.5.4 Lagdeling, foliasjon og sprekker

Lagdeling og foliasjon måles og beskrives, og skilles fra målinger av sprekker.

Målinger av sprekker, lagdeling og foliasjon presenteres i sprekkeagrammer (sprekkerose og polplott, Schmidts projeksjon nedre hemisfære), se eksempler i figur 2.12. Antall sprekker som er målt i opplyses i sprekkeagrammet. Der kun sprekkerose benyttes vises også fallretning og vinkel som i eksempelet. Retning for tunneltrasé inngår i diagrammene. Sprekkeagrammene presenteres i vedlegg og på geologisk kart.



Figur 2.12 Eksempler på sprekke-diagrammer for to ulike tunneltraseer (her er programmet DIPS benyttet) (Øverst sprekkerose påtegnet strøk og fall-tegn for sprekker og foliasjon/lagdelling, samt tunnelakse. Nederst til venstre polplott/konturplott. Nederst til høyre tilhørende sprekkerose påtegnet tunnelens orientering. De to nederste hører sammen.)

Sprekkesetetthet og sprekketyper tegnes inn på kart og beskrives i tekst slik de forekommer i overflaten eller terrengformer i overflaten. Sprekker er ofte dekket av løsmasser i terrenget. Det kan derfor være nødvendig å gå langt til siden for traseen for å finne blottinger eller vegskjæringer der sprekker er blottlagt. Sprekke-diagrammene sammenlignes med lineamentstudier hentet fra kart eller flyfoto. Forskjell mellom målte sprekker og lineamentretninger beskrives.

Oftentimes there are variations of crack patterns (regional and local) along the route, and it is important to describe and crack diagrams reflect this variation. It is therefore necessary to define several areas since crack systems vary, and make several crack diagrams along the route.

2.5.5 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. Sonene følges om mulig ut til områder der selve sonen er blottet, for å undersøkes og beskrives, f.eks. i nærliggende bergskrenter eller vegskjæringer. 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. 2.5.3). Ved mistanke om svelleleire tas det prøver for videre analyse der det er praktisk mulig.

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

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. Se også Braathen og Gabrielsen (2000).

Forkastningssoner har oftest hatt bevegelser i ulike plan, og som er 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 av en sone.

Lavhastighetssonene som er lokalisert i grunnfjellsbergarter (prekambriske) er ofte infisert med svelleleire. Den mest problematiske av disse leirene er Na-montmorillonitt. Soner med sannsynlig dypforvitring og svelleleire kan også kartlegges regionalt, se eksempel i Rønning m.fl. (2007).

2.5.6 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 5–10 meter. Generelle profiler hentet fra terrengmodellen er ikke godt nok. Eventuelle grunnboringer presenteres i profilene og reelle løsmassemekanigheter presenteres, sammen med resultater fra eventuelle geofysiske/geoelektriske undersøkelser. Alle aktuelle påhuggsalternativer vises. For toløpstunneler utarbeides det profil for hvert løp.

Det gjøres en vurdering om påhuggsområdene er utsatt for snøskred og/eller steinsprang, blant annet ved bruk av aktsomhetskart fra NVE (se 2.2.4). Sikkerheten i anleggsfasen vurderes og eventuelle tiltak beskrives.

Behov for bidrag fra fagmiljø med kompetanse på skred vurderes.

Plassering av tunnelpåhugg i områder med flomfare eller påvirkning fra havnivå vurderes spesielt.

Eksempel: Minimum anbefalt bergoverdekning for tunnelpåhugget er 5 meter. Normal tunnelhøyde er 7 meter; planum kommer da mer enn 12 meter 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 meter er også mulig, men krever flere tiltak under bygging.

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

Detaljert beskrivelse av bygging og sikring av forskjæringer/påhugg er gitt i kapittel 6.3.

2.6 Ytre miljø

Veiledende tekst til temaet ytre miljø i byggefase og driftsfase, er gitt i Vedlegg C. Vedlegget omhandler registreringer og måleprogrammer, begrensning av innlekkasje, støy ved tunnelåpninger, utslipp av vann, og estetikk.

Publikasjon 103 *Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø* (Karlsruud, Erikstad og Snilsberg 2003) omhandler vurdering av konsekvenser ved grunnvannstands- og poretrykksendring for naturmiljø og urbanområder.

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. I geologiske rapporter henvises til eventuelle rapporter fra dette arbeidet. Krav til innlekkasje gjelder vanligvis samlet for alle tunnelløp.

Bergarter som kan gi forurensende avrenning kartlegges i detalj. Forurensningsloven pålegger vegeier å dokumentere hvordan forurensende berggrunn vil påvirke miljøet (tungmetaller, strålefare m.m.). Der bergarter representerer strålefare (>1 Bg/gram) sendes søknad til Statens strålevern.

2.7 Geologisk kartlegging og rapportering i tidlig planfase

2.7.1 Generelt

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

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

Foreslåtte traséer er ofte tegnet inn av ikke-geologer, og uten at det er utført feltbefaring for disse traseene/planene. Det viktigste i denne fasen er å avdekke traséalternativer der geologiske forhold kan være kritiske med hensyn til gjennomføring og kostnader, for eksempel bergoverdekning. Det er også mulig å foreslå nye traseer og begrunne hvorfor de kan være bedre egnet.

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

Kart med kotegrunnlag fra laserskanning bestilles i denne fasen såfremt prosjektet/planleggingen videreføres.

2.7.2 Omfang av forundersøkelser

Informasjon om tidligere utførte undersøkelser er viktig, dette kan være fra eksisterende tunneler, berganlegg og gruver i området. Det kan også være undersøkelser utført gjennom NGU eller universiteter og høyskoler. Materialet/informasjonen sjekkes og kan kommenteres i rapporten også om de ikke gir relevant informasjon for tunnelprosjektet.

I denne planfasen er det ikke alltid aktuelt med detaljert geologisk kartlegging langs hele strekningen for alle traséalternativene. Dette avhenger av god bergoverdekning og basert på studie av lineamenter, regionale forkastninger, sprekker osv.

For tunneler i byer/tettbebygde områder kreves spesiell oppmerksomhet på løsmasser og løsmassetykkelser. Det anbefales å lage blotningskart for slike områder.

Det er avgjørende at bergoverdekningen og dermed løsmassemektigheten 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 med sikkerhet.

Trasé i tettbygd område med liten eller ingen mulighet til å endre påhugg eller trasé, gjennomgås spesielt mht. kritiske områder og konsekvenser. Gjennomgangen baseres på tilgjengelig kartmateriale, geologisk kartlegging, utførte grunnboringer, geologisk informasjon fra eventuelle nærliggende anlegg og eksisterende tunneler, og øvrige aktuelle undersøkelser.

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

For undersjøiske tunneler utføres refleksjonsseismikk (akustikk) for å kunne si noe om bergoverflaten og løsmassetykkelsene og dermed gjennomførbarhet for aktuelle traseer. Det videre arbeidet med å fastslå bergoverflaten og bergkvaliteten i kritiske områder ved bruk av refraksjonsseismikk beskrives. 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 tunnallengde og -dybde. For eksempel: hver 10 meter dypere tunnel blir tunnelen ca. 400 meter lengre, ved 5 % stigning.

2.7.3 Geologisk rapport

Q-verdier og sikringsmengder for de forskjellige alternativer presenteres for å kunne sammenligne kostnader. For alternativer som krever dyre 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 innkjøringszone. Her kan kart fra NVE være til hjelp, se kapittel 2.2.4.

I rapporten gis en konkret beskrivelse av de videre undersøkelsene for hvert alternativ.

Miljøfarlige bergarter, for eksempel alunskifer, omtales slik at tiltak som deponiområder kan vurderes i en tidlig fase.

2.8 Geologisk kartlegging og rapportering til fylkesdelplan/kommunedelplan

2.8.1 Generelt

I forbindelse med fylkesdelplan/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.

2.8.2 Omfang og rapportering av felt- og grunnundersøkelser

Bergmassen

Bergartsobservasjoner dokumenteres. Bergartsgrenser beskrives med eventuell deformasjonsutvikling og hva denne vil ha å si for tunneldrivingen. 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 en kan få ut av mer detaljerte undersøkelser.

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.

Bergoverdekning – løsmasser, typer og mektighet

Bergoverdekningen og løsmasser med antatt dybde til berg beskrives. Eventuelle seismiske eller andre geofysiske/geoelektriske målinger tas med i vurderingene sammen med bergkontrollboringer. Videre undersøkelser for områder med uklar bergoverdekning beskrives og nøyaktigheten av undersøkelsene tas med. Eventuelle virkninger på lav bergoverdekning for tunnelen beskrives. Vurderinger av stabilitetsforhold på mulig kritiske strekninger bygges på en sammenstilling av resultater fra geotekniske-, geologiske- 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. Virkningen for tunneldriften diskuteres og konsekvensen av setninger presiseres.

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 kan prøvene i størst mulig grad samles inn etter at nøyaktig geologisk kartlegging er utført.

Deponier og identifikasjon av bergarter som kan gi sur/giftig avrenning

Endelig avklaring av deponiområder kommer som regel i reguleringsplan. Der det er aktuelt med deponiområder for miljøfarlige bergarter er det imidlertid viktig at dette vurderes tidligere. Behov for spesialdeponi avklares. Bergartskartleggingen avklarer senest i denne fasen om det finnes miljøfarlige bergarter som må behandles spesielt (f.eks. alunskifer, kismaterialer).

Påhugg, forskjæringer, skredfare

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

Skredfaglige vurderinger utføres der aktuelle påhuggsområder kommer innenfor aktsomhetsområder (se kap. 2.2.4). Skredfaren vurderes spesielt og kommenteres også om det ikke er skredfare.

Uttak av forskjæring beskrives spesielt, også spesielle problem med stabilitet/sikring i forskjæringen. Se kapittel 6.

Behov for geofysiske undersøkelser, kjerneboring m.m.

Nytten av geofysiske eller geoelektriske metoder beskrives og eventuelle anbefalinger begrunnes faglig.

Behovet for kjerneboringer og/eller andre boringer i berg begrunnes og diskuteres.

2.8.3 Geologisk rapport

For vurdering av mengdeanslag og kostnader i denne planfasen er det viktig at bergkvaliteten for hele strekningen blir vurdert. Q-verdier relatert til tunnelnivået presenteres for hele tunnelstrekningen.

Hva som er faktaobservasjoner og hva som er tolkninger vises i tekst, tabeller og figurer. 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.

2.9 Geologisk kartlegging og rapportering til reguleringsplan

2.9.1 Generelt

N500 Vegtunneler: 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 fylkesdelplan/kommunedelplan (se kap. 2.8).

2.9.2 Gjennomføring av resterende undersøkelser

Anbefalte videre forundersøkelser fra kommunedelplan-/fylkesplannivå vurderes og utføres.

Ytterligere supplerende undersøkelser planlegges og utføres.

2.9.3 Geologisk rapport

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.

Tunnelens innvirkninger på influensområdene vurderes og diskuteres. Grenser for innlekkasjer og lekkasjekrav vurderes og diskuteres i rapporten. Det vises til eventuelle rapporter der en har kommet fram til disse grenseverdiene. Virkningen og kostnadene for tunneldriften diskuteres.

Spesielle lokale hensyn som beskrives kan for eksempel være brønner, vannmagasiner og særlig sårbare omgivelser.

Løsmassemekktigheten 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.

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

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.

Usikkerheter eller spesielle risikoer påpekes. Spesielle risikoer kan være bergartskjemi (sur/giftig avrenning grunnet kisminaler, alunskifer), radon etc.

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 rapporter fra prosjektet/området.

Sikringsmengder er ikke en del av rapporten, men innarbeides i konkurransegrunnlaget.

Steinmaterialkvalitet er ikke en del av rapporten.

Eventuell skredfare i påhugg/forskjæring med tiltak omtales, men er ikke en del av konkurransegrunnlaget for tunnel.

2.10.2 Faktadel i geologisk rapport

N500 Vegtunneler:

Del 1: Faktadelen skal inneholde:

- 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
- Geologisk kart og profiler av påhuggsområdene (målestokk 1:500 - 1:1000)
- Geologiske profiler skal presenteres med høyde/lengde 1:1
- Beskrivelse av bergarter, foliasjon, strukturer og andre geologiske observasjoner
- Analyse av sprekke tetthet og sprekkeorientering. Sprekkerose og stereoplott
- Resultater av grunnboringer
- Resultater av eventuelle kjerneboringer
- Resultater av eventuelle geofysiske undersøkelser
- Resultater av eventuelle andre undersøkelser og målinger
- Spesielle lokale hensyn
- Referanseliste over alle rapporter og annet som rapporten bygger på.

- **Geologisk kart og profiler av traseen (målestokk 1:1000)**

Alle registreringer og observasjoner presenteres i geologiske kart og profiler.

- **Geologisk kart og profiler av påhuggsområdene (1:1 000, tverrprofiler 1:500–1:100)**

Detaljerte kart og profiler fra påhuggsområdene. Presentasjon av alle resultater fra forundersøkelser, som for eksempel bergkontrollboringer og geofysiske undersøkelser.

- **Beskrivelse av bergarter, foliasjon, strukturer.**

Bergartene langs traseen beskrives og klassifiseres i tekst. Utseende og strukturer i blotninger beskrives og vises med bilder. Det skilles mellom lagdeling/foliasjon og sprekker. Det gis beskrivelse av sprekker, svakhetssoner og evt. andre strukturer/geologiske observasjoner. Regionalgeologiske forhold beskrives.

- **Analyse av sprekke tetthet og sprekkeorientering. Sprekke diagram.**

Sprekke tetthet og sprekketyper tegnes inn på kart og beskrives i tekst slik de forekommer i overflaten eller terrengformer i overflaten. Det presenteres separate sprekke diagram (sprekkerose og stereoplott) for hver del av tunnelen.

- **Resultater av grunnboringer**

Resultater av grunnboringer presenteres på geologiske kart og profiler. Det vises til geoteknisk rapport.

- **Resultater av kjerneboringer med fotografier av kjernebasser og RQD-tall, registrering av svelleleire.**

Der det er utført kjerneboringer vedlegges egne rapporter fra kjerneboringene. Trasé for kjerneboringer legges inn på kart og profiler ned svakhetssoner inntegnet. RQD-parameter kan legges inn på profilene/kartene. Resultat fra vanntapsmålinger presenteres i kart og/eller profiler. Q-verdier fra kjernelogging presenteres i tolkningsdelen.

- **Resultater av geofysiske undersøkelser. Vist på kart i forhold til tunneltraseen.** Resultatene fra geofysiske og geoelektriske målinger relateres til pelnummereringen i traseen; geofysiske målinger opererer ofte med egen pelnummerering.

- **Resultater av andre undersøkelser og målinger. Vist på kart i forhold til tunneltraseen.**

Der det er utført andre undersøkelser og målinger, for eksempel målinger i borhull med optisk og/eller akustisk televiwer, vedlegges spesialrapporten og resultatene diskuteres. Tolkningen beskrives i tolkningsdelen og vises på kart.

- **Spesielle lokale forhold det bør varsles om (f.eks. brønner)**

Informasjon fra NGUs brønndatabase er minimum. Kommunen kan fortelle hvor det er lagt offentlig vann og hvem som trolig har privat brønn. Det kan også være verdt å kontakte lokale brønnborere. Særlig sårbare omgivelser beskrives.

- **Referanseliste over alle rapporter og annet som rapporten bygger på.**

Alle tidligere rapporter legges inn i referanselisten.

2.10.3 Tolkningsdel av geologisk rapport

N500 Vegtunneler:

Del 2: Tolkningsdelen skal inneholde:

- Tolkninger av de geologiske forholdene langs tunneltraseen: bergartsgrenser, bruddstrukturer og svakhetssoner og mulig lokalisering i tunnelnivå
- Usikkerhet med hensyn til bergoverdekning og påhugg
- Bergmasseklassifisering (Q-verdier) i felt, langs trasé og fra eventuell kjernelogging
- Løsmasser og geotekniske forhold. Konsekvenser for skredfare, setninger og miljø
- Hydrogeologiske forhold, eventuelle brønner og vannmagasiner
- Sannsynligheten for å påtreffe vann som kan skape driveproblemer
- anbefalt innlekkasjenivå for å unngå skadelig poretrykksenkning
- Antatt omfang av injeksjonsarbeider
- Påpekning av eventuelle forhold som kan ha betydning for boring og sprengning (boreavvik, ladevansker o.a.)
- Sannsynlighet for å påtreffe høye/lave bergspenninger
- Påpekning av usikkerheter eller spesielle risikoer.

- **Tolkninger av de geologiske forholdene: bergartsgrenser, bruddstrukturer og svakhetssoner og mulig lokalisering i tunneltraseen**

Geologien i tunnelnivå beskrives best mulig. Det benyttes formuleringer som ikke kan misforstås og med presise forbehold.

Bruddstrukturer som kan gi spesielle problemer diskuteres, og advarsler med hensyn på dårlig bergkvalitet og vannproblemer belyses og diskuteres.

Det gis en omtale av bergarter som kan føre til sur/giftig avrenning (høyt kisinhold, alunskifer m.m).

- **Usikkerhet mht. bergoverdekning og påhugg**

Dataene for bergoverdekningen, boringer og seismikk etc. beskrives. Tiltak i områder med liten bergoverdekning beskrives spesielt.

- **Bergmasseklassifisering (Q-verdier), felt og kjernelogg**

Det presenteres bergmasseklassifisering for hele tunnelen, relatert til pelnummer. Dette presenteres i lengdeprofilene og/eller i tabellform. Alle parametere i klassifiseringen tas med slik at vurderingen er sporbar. Der det er utført kjerneboring presenteres Q-verdi fra kjernelogging i intervaller med minimum en meters lengder, med profiler i målestokk slik at de blir synlig i profilet. Dette er spesielt viktig der kjerneborhullet er boret langs / over traseen.

- **Løsmasser og geotekniske forhold. Konsekvenser for rasfare, setninger og miljø**

Løsmasser og geotekniske forhold omtales, med henvisning til geoteknisk rapport. Setningsproblematikk og eventuell skredfare med behov for sikringstiltak omtales.

- **Hydrogeologiske forhold, brønner og vannmagasiner**

Konsekvensene av opplysningene diskuteres, og virkningen for tunneldriften diskuteres og begrunnes.

- **Sannsynligheten for å påtreffe vann som skaper driveproblemer og økte sprengstoffkostnader**

Alle områder der en kan påtreffe vann som kan gi driveproblemer beskrives, sammen med hvilke tiltak som er nødvendig.

- **Anbefalt innlekkasje og omfang av injeksjonsarbeider**

Der det er utarbeidet krav til innlekkasje presenteres disse, og injeksjonsopplegget beskrives.

- **Påpekning av eventuelle forhold som kan ha betydning for borsynk og brytning, og mulige strekninger med bore- og ladevansker**

Spesielt harde eller oppsprukne bergarter som kan gi bore- eller ladevansker beskrives. Dette gjelder for eksempel bergarter med høyt kvartsinnhold.

- **Bergspenninger**

Sannsynlighet for å påtreffe høye eller lave bergspenninger diskuteres og virkningen for tunneldriften diskuteres og begrunnes. For store bergrom og ellers der det kan forventes utfordringer med bergspenninger anbefales at det er utført spenningsmålinger. Der det ikke er utført bergspenningsmålinger innhentes informasjon fra litteratur og fra berganlegg i nærheten.

- **Påpekning av usikkerheter eller spesielle risikoer**

Det er viktig at alle usikkerheter kommer fram i tolkningsdelen av rapporten. Spesielle risikoer kan være kvartsinnhold, asbest, bergartskjemi (sur/giftig avrenning grunnet kisminaler, alunskifer), radon etc.

2.11 Geologiske undersøkelser for nytt tunnellop ved siden av eksisterende løp

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

Det er viktig at erfaringer fra løp nr. 1 videreføres i prosjekteringen av løp nr. 2. 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 10).

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. 1 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 kapittel 2.10, med en faktadel og en tolkningsdel.

2.12 Omfang og kontroll etter Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering

2.12.1 Generelt

Geoteknisk kategori og kontrollnivå iht. Eurokode 7 (NS-EN 1997) angis i geologiske rapporter, se nærmere beskrivelse i *håndbok N500* og *håndbok N200 Vegbygging*. For vegg-tunneler gjelder Geoteknisk kategori 3 og eventuelt Geoteknisk kategori 2.

2.12.2 Uavhengig kontroll av geologiske rapporter

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

Uavhengig kontroll baseres på geologisk rapport inkludert kart og profiler. Det utføres som hovedregel ikke egne befaringer i felt. Dette kan bestilles av prosjektet i spesielle tilfeller, og kan medføre ny uavhengig kontroll av tredje part.

Noen sjekkpunkter:

- Rapport nr. , Versjon nr.
- Planfase (krav til innhold og omfang i rapporter sjekkes mot kapittel 2 for øvrig, og *håndbok N500*).
- 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 som må sjekkes ut eller må endres. 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 uavhengig kontroll

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

Tabell 2.3 Saksgang for Uavhengig kontroll av geologiske rapporter etter håndbok N500 og Eurokode 7

Saksgang	Merknader
Uavhengig kontroll: konsulent gjennomgår rapport som er utarbeidet i Statens vegvesen, og omvendt. Ev. benyttes et annet konsulentfirma	Bestilling
Kontrollen skal sikre at kravene i håndbok N500, mht. geologiske undersøkelser og rapporter er fulgt	Detaljering av kravene er gitt i 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 utkast av rapporten (f.eks. 95 %) gjennomgås/ kommenteres og deretter fullføres, før selve kontrollen av endelig rapport.
Uavhengig kontroll leveres i form av notat (f.eks. inkludert en sjekklister med punkter).	Prosjektleder (i samråd med egne fagfolk) sjekker ut punktene (ok / ikke tatt til følge).
Notat fra kontrollen vedlegges geologisk rapport i videre saksgang. Utgjør del av sluttdokumentasjonen.	

3 GEOMETRISK UTFORMING

Veiledning til geometrisk utforming som gjelder tunneler, finnes i veiledninger til *håndbok N100 Veg- og gateutforming*. Se *håndbok V120 Premisser for geometrisk utforming av veger*.

4 SIKKERHETSTILTAK

4.1 Generelt

I det følgende gis veiledende kommentarer til noen punkter i *håndbok N500*, kapitlet om sikkerhetstiltak, inkl. brannsikring.

Risikoanalyser for vegtunneler.

For utarbeidelse av risikoanalyser benyttes en godkjent metode.

Rapport nr. TS 2007:11 veileder for risikoanalyser av vegtunneler (Revidert), benyttes som veileder i påvente av nye føringer og revidert veileder.

4.2 Sikkerhetstiltak og sikkerhetsutrustning

4.2.1 Nødstasjoner

Håndbok N500 Vegtunneler: «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 rettleiding 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.»

Plassering av nødstasjon i kiosk innfelt i føringskant av betong, og skap på føringskant er vist i figur 4.1.



Figur 4.1 Eksempler nødstasjon. Foto: C. Kofoed

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.

4.2.2 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.

4.2.3 Hendelsesdetektering

Tekniske løsninger for hendelsesdetektering kan inndeles i to hovedkategorier, indirekte og direkte.

Indirekte detektering

Et kjøretøystopp oppdages ved at det detekteres redusert avviklingskvalitet i et snitt eller over en delstrekning i tunnelen. Detekteringssystemer basert på indirekte detektering har generelt et begrenset utstyrsbehov.

Direkte detektering

Disse systemene er innrettet mot detektering av enkeltkjøretøy som stanser i kjørebanelen og derved utgjør en potensiell fare. Systemene er oftest basert på videoteknologi, og med omfattende dekning med kameraer.

Hendelsesdetekteringssystemer kan være basert på ulike teknologi som for eksempel:

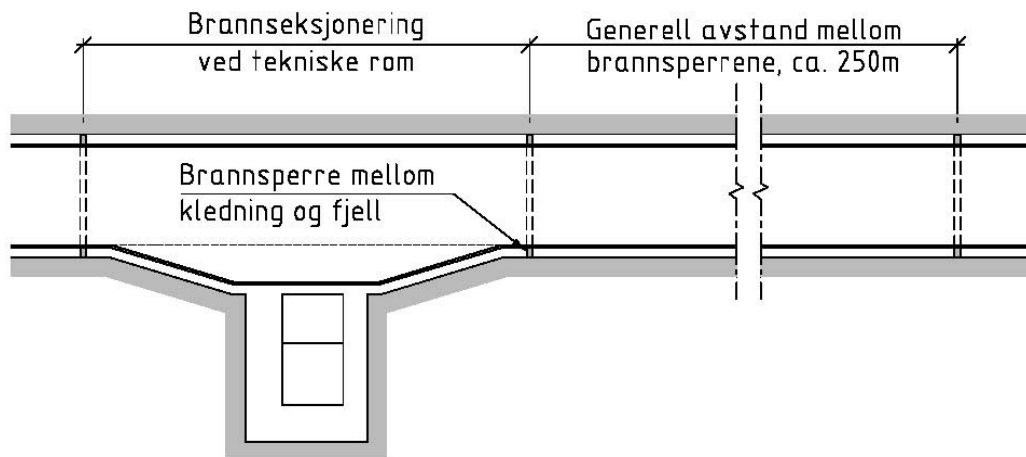
- Induktive sløyfer
- Billedtolkingssystemer
- Infrarøde detektorer.

Det kan være aktuelt å installere hendelsesdetekteringssystemer i tilfeller hvor det av trafikksikkerhetsmessige grunner fremstår som viktig å hurtig oppdage unormale hendelser som kjøretøystopp i kjørebanelen eller unormale køer.

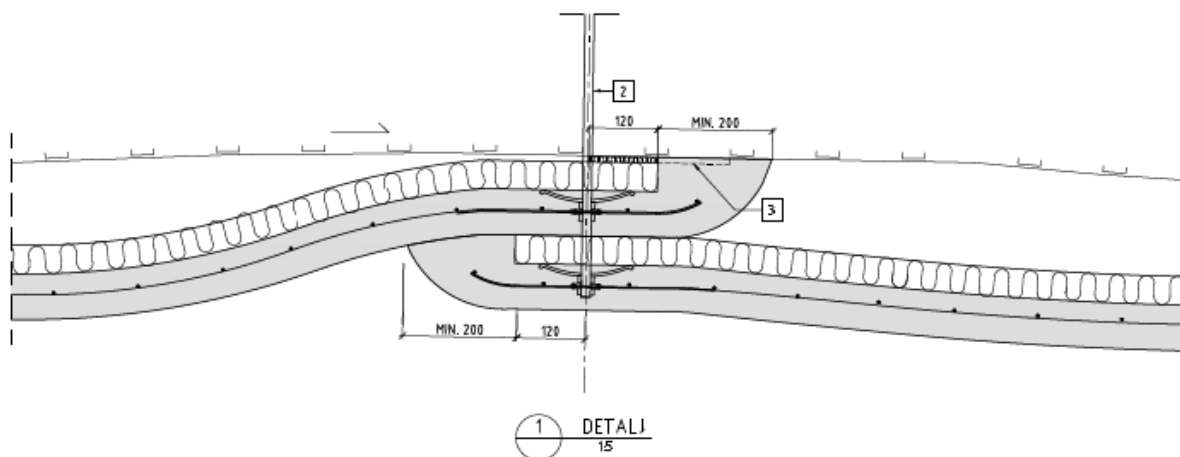
4.3 Brannsikring

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 Rønneberg (2016) *Gode løsninger for vann- og frostsikring i tunneler, Sv-rapport nr. 510* fra etatsprogrammet Varige konstruksjoner.



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



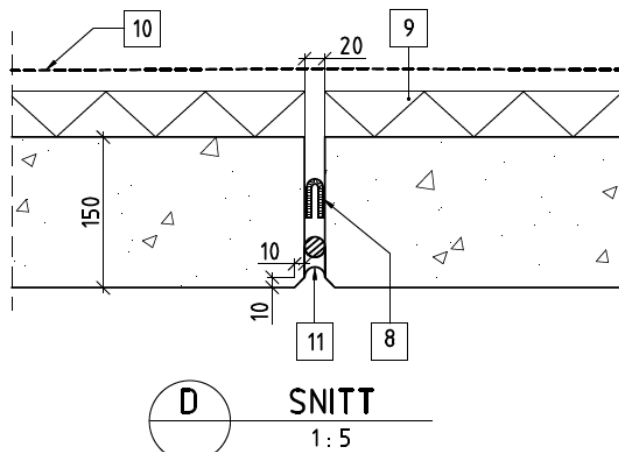
Figur 4.3 Prinsippskisse som viser brannsperre i hvelv av PE-skum og sprøytebetong (Rønneberg 2016).



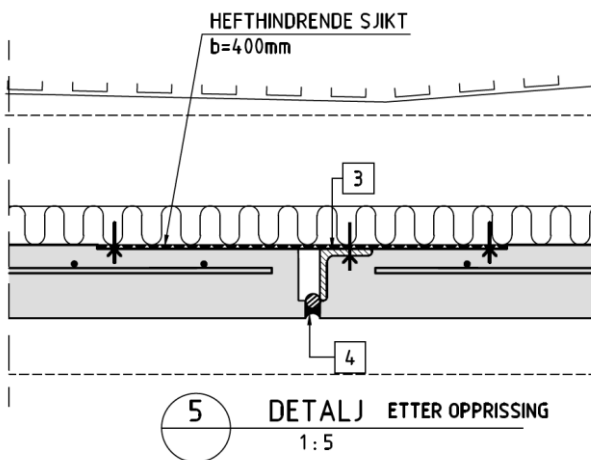
Figur 4.4 Lite, veggmontert skilt som markerer brannseksjonert felt. Nestunnelen 2014.

Eksempel på merking av brannseksjonert felt på veggelement av betong, i trafikkrommet er vist i figur 4.4. For merking av hvelv av sprøytebetong, monteres skilt på føringskant.

Tetting av fuger i betongelementhvelv og dilatasjonsfuger i hvelv av sprøytebetong kan utføres som vist i prinsipp i figur 4.5 og 4.6.



Figur 4.5 Skisse av fuge mellom betongelementer. Fugen er tettet med mineralull [8] og fugeforsegling med fugemasse inkl. bakfyllingslist [11]. (Rønneberg 2016)



Figur 4.6 Skisse av dilatasjonsfuge i sprøytebetonghvelv, utført med rissanviser, L-profil [3] og elastisk fugemasse [4]. (Rønneberg 2016)

5 SKILT OG SIGNALER

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 i det følgende.

Aktuelle skilt utenfor tunnel er (med henvisning til *håndbok N300 Trafikkskilt*):

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:

Opplysningsskilt 570.1 Nødutgang	N300/3
Opplysningsskilt 570.2 Retning og avstand til nærmeste nødutgang	N300/3
Opplysningsskilt 555 Havarilomme, med serviceskilt 600.21H	N300/3
Serviceskilt 605 Nødtelefon og 606 Brannslukningsapparat	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. Ref. *håndbok V321 Variable skilt*.

6 ARBEIDER FORAN STUFF OG STABILITETSSIKRING

6.1 Generelt

Det norske konseptet for tunnelbygging baseres på at berget brukes som selvstendig byggemateriale. Berget stabilitetssikres med ulike sikringsmidler, avhengig av geologiske forhold. Hovedtyper av sikringsmidler er bolter, fiberarmert sprøytebetong, armerte sprøytebetongbuer og betongutstøping.

Det er viktig å sette av nok plass til sikringen, dårligere berg krever større profil.

Et viktig prinsipp i norsk tunnelbygging er å observere sikringen bak stuff for eventuelt å supplere sikringen der det er behov. Det kan være behov for ytterligere bolting, tykkere sprøytebetong, tettere mellom buene eller utstøping.

Kapitlet erstatter *Teknologirapport nr. 2538 Arbeider foran stuff og stabilitetssikring* (Pedersen, Kompen og Kveen 2010).

6.2 Sikringsmetoder og sikringsklasser

Noen punkter som gjelder metoder for stabilitetssikring:

Bolter

Forbolter regnes som arbeidssikring og er derfor ikke med i *håndbok N500: tabell 6.1*. Se *håndbok V224 Fjellbolting*.

Sprøytebetong

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.

Det vises til Norsk Betongforenings Publikasjon nr 7 *Sprøytebetong til bergsikring* (2011).

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. Sprøytebetongbuer har overtatt de fleste tilfeller hvor en før brukte betongutstøping. Utførelse av armerte sprøytebetongbuer er beskrevet i kapittel 6.7 og 6.8.

Betongutstøping

Betongutstøping utføres som hovedregel bak stuff, og benyttes som permanent sikring ved:

- Svelleleiresoner med svelletrykk
- Partier av tunnelen med kritisk bergoverdekning over en lengre strekning
- Ugunstige geometriske forhold.

Ved fare for stor og/eller skjev trykkbelastning utføres i tillegg sålestøp som en del av betongutstøpingen (se kapittel 6.6). Behov for armering/forankring vurderes i hvert enkelt

tilfelle. Armering/ forankring kan være nødvendig ved fare for sidetrykk eller flate partier i hengen. Vanntett støp uten membran anbefales armert.

6.3 Etablering av forskjæring og påhugg

6.3.1 Forskjæringen

Forskjæringen bygges primært for å komme fram til en vertikal blindvegg der overdekningen for tunnelen er stor nok til at den kan drives ut med tradisjonelle metoder.

Helt generelt kan sies at når bergoverdekningen i påhugget er minst halvparten av tunnelens spennvidde, kan tunnelen sprenges og sikres forholdsvis enkelt. Det kan fortsatt være behov for forbolting og korte – ev. delte salver, men ingen tiltak som f.eks. rørskjærmer, platestøp, 1 meters salver, eller lignende.

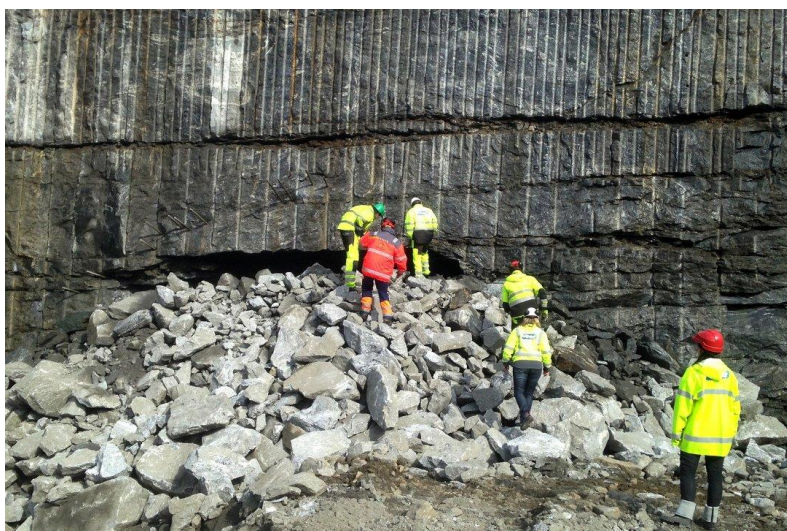
Med et gjennomtenkt og godt utført drive- og sikringsplan kan det allikevel bygges tunnel med langt mindre bergoverdekning, ned mot 1–2 meter, men da gjerne med armerte sprøytebetongbuer på stuff. Bergmassekvaliteten vil i alle tilfeller være avgjørende.

Forskjæringen sprenges ut som en vanlig bergskjæring.

Påhugget tilpasses best mulig til landskapet. Høye forskjæringer og høye påhuggsflater unngås der det er mulig.

6.3.2 Påhuggsflaten

Selve påhuggsflaten bores og sprenges med særlig omtanke, en stabil plan overflate vil vesentlig lette all forhåndssikring med forbolter og armering/sprøyting. Figur 6.1 viser meget jevn kontur grunnet nøyaktig boring og skånsom lading, flaten viser også kortere hjelpehull mellom hovedhullene for å unngå løft og grovblokk som følge av horisontale slepper. Noen ganger sømbores hele eller deler av påhuggsflaten.



Figur 6.1 Jevn kontur i påhuggsflate. E6 Kråknotunnelen (Foto: D. Günther).

6.3.3 Utforming av påhugg

Det enkleste og mest fordelaktige påhugg er i en vertikal flate tilnærmet normalt på tunnelens senterlinje.

Noen ganger er dette ikke mulig, eller det blir uforholdsmessig dyrt eller upraktisk å sprengne ut en slik flate. Skrå påhugg ned mot 45° (men fortsatt omtrent vertikalt) og mindre kan imidlertid også bygges, med forbolting, armering og sprøytebetong (figur 6.2). Skrå påhugg kan være kompliserte å bygge og er kostnadskrevenende. Det medfører uforholdsmessig lang kontaktstøp i portalen med kompliserte skråkonstruksjoner.



Figur 6.2 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 $\varnothing 20$ mm 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 meter lange forbolter vurderes. Ved sikring tas det 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 «torisfærisk» eller elliptisk form 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 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.

6.3.4 Forinjeksjon ved påhugg

Forinjeksjon er aktuelt for påhugg under den normale grunnvannstanden. Eksempel er byggegroper der grunnvann/poretrykk skal opp på tidligere nivå etter vanntett kulvert/portalstøp.

Se avsnitt 6.4.2 om forinjeksjon.

6.3.5 Bergsikring før tunneldriving

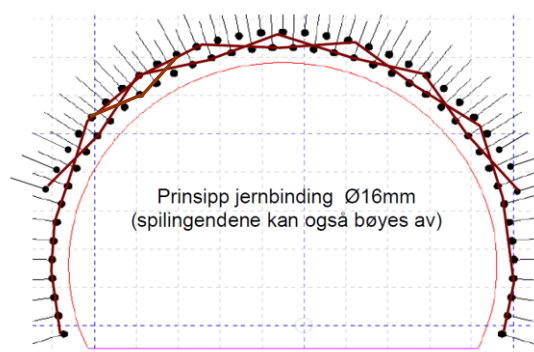
Tunnelpåhugg forhåndssikres med forbolter forbundet med armering og sprøytebetong. Selv om berget i påhuggsflaten synes å være av god kvalitet, enten det er bergskjæring eller naturlig fjellside, kan det være sprekker og svakhetsplan som fører til utfall og tap av profil etter salve. Det er avgjørende at et tunnelprofil med god kontur er stabilt fra starten av (figur 6.3).



Figur 6.3 Eksempel på uheldig løsning i påhugg. Det er noe forbolting, men den er ikke bundet sammen med armering ev. heller ikke sprøytet inn. Resultatet er utfall og svært ujevn kontur. (Foto: Statens vegvesen).

Forbolting av påhugg utføres som regel med 6 meter lange, fullt innstøpte $\varnothing 32$ mm kamstål utenfor sprengningsprofilen, slik at de stikker ut omtrent 1 meter fra bergoverflaten.

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 fjellband 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 6.4.



Figur 6.4 To raster med forbolter med 6 meter $\varnothing 32$ 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 hvertfall indre) kan gå helt ned mot sålen, men dette avgjøres av oppsprekkingsgrad og bergmassekvalitet. En vanlig stikning på forbolter er 1:5, dvs. 5 meter inn og 1 meter ut fra tunnelaksen i bunn i forhold til ansett.

Det kan settes bolter gjennom buen på skrå opp for å være sikker på at hengen sitter, spesielt dersom det er valgt en enkel bue.

Jernet som binder forboltene sammen kan legges på hver sin rast (obs: mest på innsiden av forboltene, mot tunnelrommet), men indre og ytre rast kan med fordel også forbindes med visse mellomrom, evt. også kontinuerlig fletting.

Berget rundt påhugget undersøkes for mulige slepper og svakhetsplan (potensielle glideplan) som i verste fall kan føre til kollaps, men også større utfall. Eventuelle glideplan vurderes nøye og om nødvendig forsvarlig sikres.

Der det bygges parallelle løp vurderes om disse stabilitetsmessig regnes som ett løp med stort tverrsnitt.

6.3.6 Bore- og salveplan

Det er to hovedregler med hensyn til påhugg; 1) korte, delte tverrsnitt og 2) skånsom sprengning mot kontur. I tillegg kommer alle sikkerhetstiltak ved sprengning. Et jevnt tunnelprofil uten unødige overmasser/utfall gir et godt utgangspunkt for videre tunneldriving.

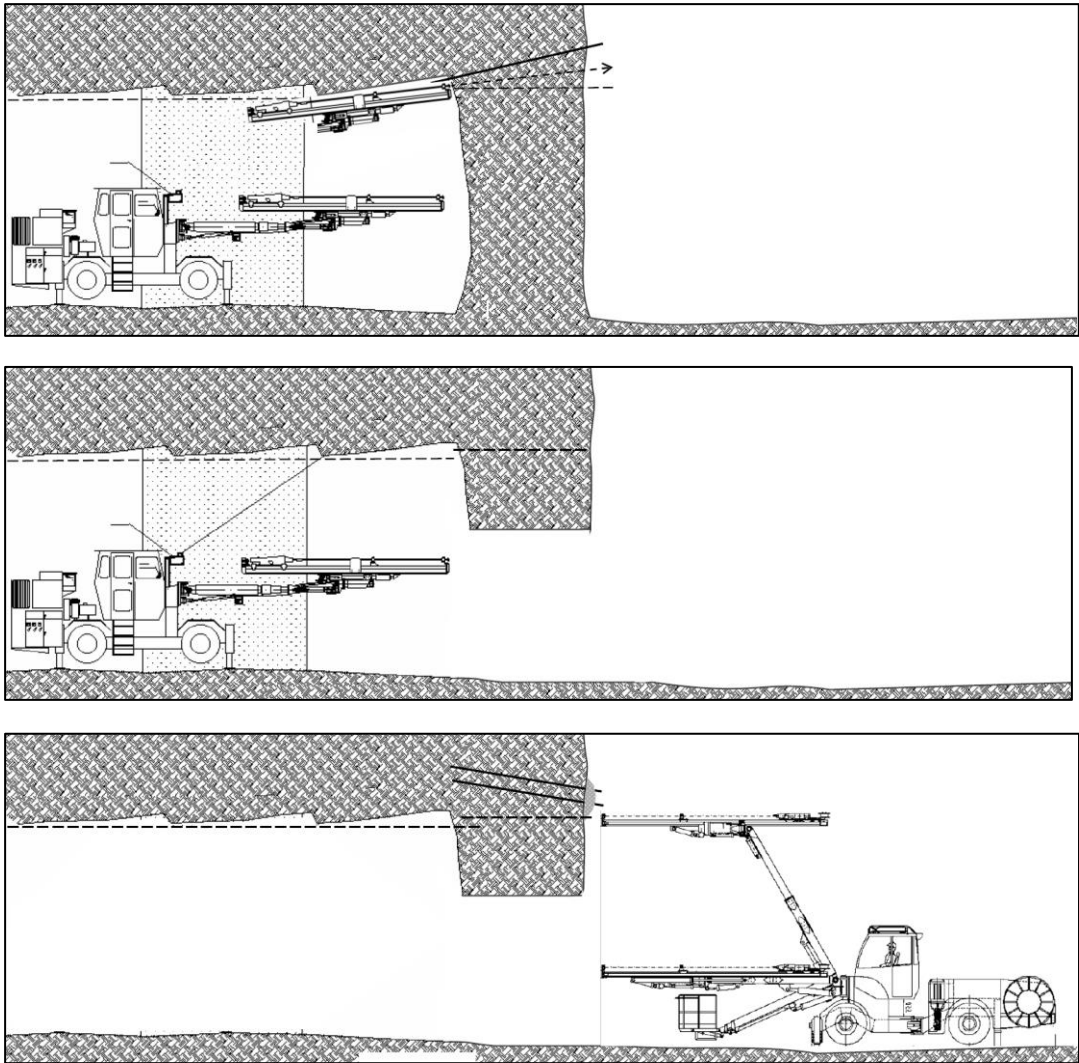
Det er også mulig med en lengre pilot, gjerne i den ene siden, som strosses ut forholdsvis sent. Eksempler er ønske om å få mindre dekningsareal i åpningen (steinsprutfare mot veg og bebyggelse), eller forsiktig stross inn mot et nærliggende naboløp.

6.3.7 Driving innenifra og ut

I noen tilfeller må tunnelen drives innenifra og ut i en klargjort forskjæringsflate.

Klargjort betyr vanligvis at den er sprengt, rensket og kanskje også sikret mot nedfall av blokk og stein, men ikke nødvendigvis sikret med forbolter/armering/betong rundt tunnelprofilet. Dette kan skyldes at tunnelrigg ikke kan komme til.

Forbolting og fullt tverrsnitt innenifra er vanskelig å få til med kontroll på tunnelprofilet og spilingboltene stikning. Det anbefales å drive en kort pilot ut, stor nok til at borryggen kan kjøre gjennom og snu. Deretter settes forbolter og bindes bue som beskrevet tidligere (kap. 6.3.5), før resten av salva bores og strosses ned (figur 6.5). Konturen kan bores med minimal stikning.



Figur 6.5 Illustrasjon av driving fra innsiden og ut

6.4 Boring og forinjeksjon

6.4.1 Sonderboring, kjerneboring og boreparametertolkning

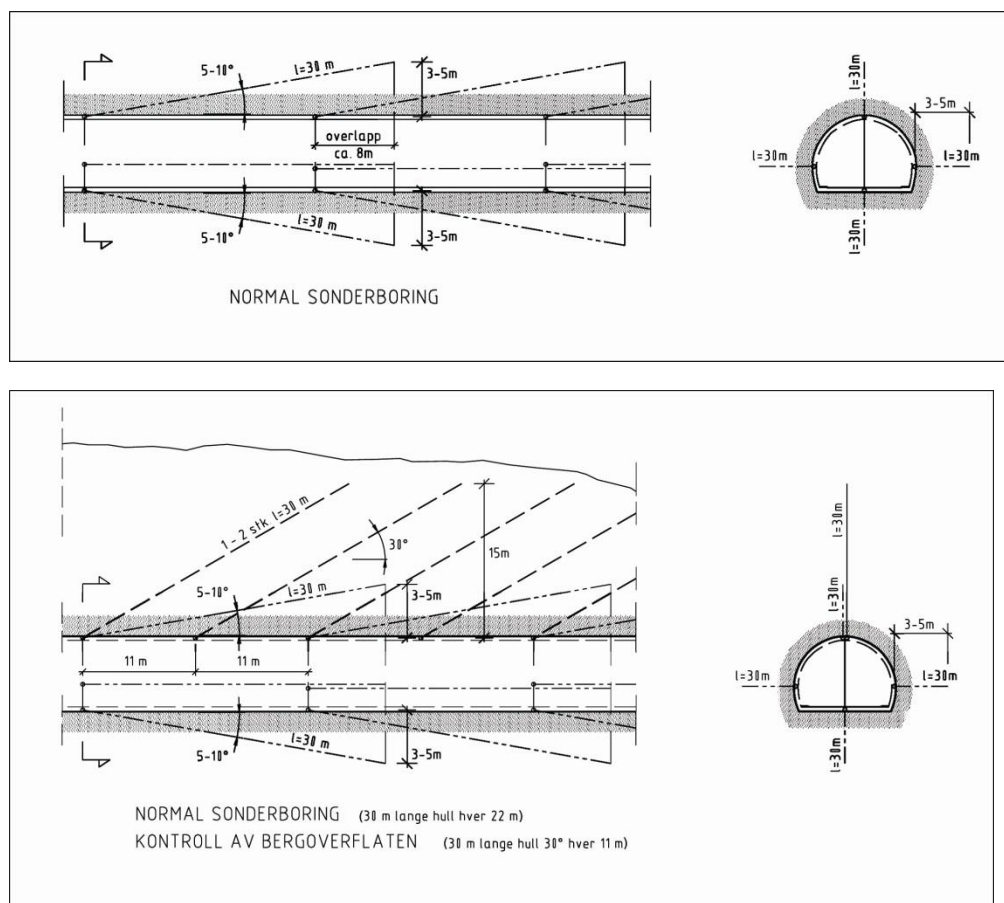
N500 Vegtunneler: «Sonderboring skal benyttes der det er behov for å skaffe opplysninger om bergkvalitet og vannlekkasjer»

Sonderboring med boreparametertolkning, kombinert med kjerneboring og forundersøkelser er gode hjelpemidler for å sikre tunneldrivingen gjennom svakhetssoner. Formålet er å redusere risikoen for ras på stoff og sikre en forutsigbar tunneldriving.

Det legges opp til tilstrekkelig tett sonderboring for å avdekke lekkasjeforholdene. Dette er særlig viktig i en startfase når lekkasjeforholdene er minst kjent, se eksempel i figur 6.6.

Systematisk sonderboring anbefales også ved spesielle geologiske forhold, for eksempel slakt fallende/flattliggende lag som kan inneholde svakhetsplan.

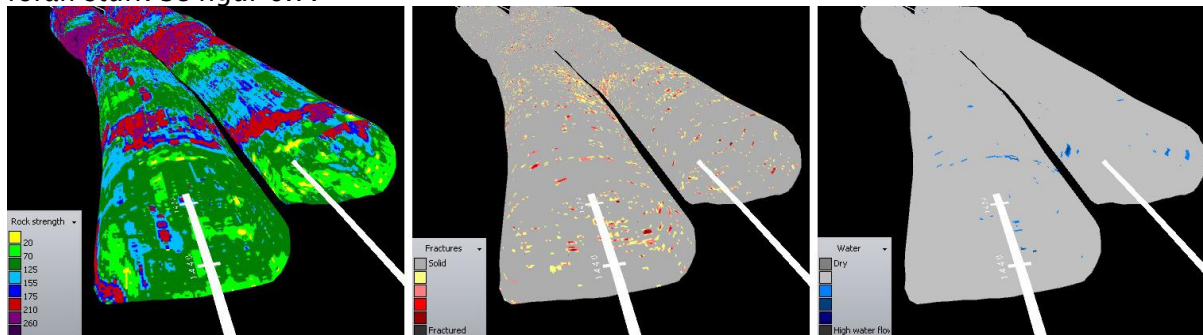
På basis av informasjonen fra sonderboring tas det beslutning om det er behov for spesielle tiltak som for eksempel ytterligere sonderboring, forinjeksjon, forbolting, reduserte salvelengder mv.



Figur 6.6 Eksempel på plan for sonderboring fra stoff

Kjerneboring fra stoff benyttes der det er nødvendig med ytterligere informasjon om bergforholdene, for eksempel ved større svakhetssoner. Kjerneboring brukes da som supplement til slagboring og utføres i hengnivå (se også figur 6.9).

Boreparametertolkning (Measurement while drilling – MWD) er et tolkningsprogram som bruker boreloggen fra tunnelboreriggens salve-, sonder-, bolte-, eller injeksjonsboringer til å dokumentere og tolke bergmassens relative hardhet, oppsprekking og vanninntrengning foran stoff. Se figur 6.7.



Figur 6.7 Eksempel på data fra boreparametertolkning basert på MWD. Programmet kalibreres for den enkelte tunnel, og tolker data fra henholdsvis bergmassens relative hardhet (til venstre), oppsprekking (i midten) og vanninnhold under boring (til høyre).

Avviksmåling av borehull er viktig for å ha kontroll på stabiliteten ved passering av partier med lav overdekning. Det er viktig å være oppmerksom på at sonden som blir benyttet til måling av boreavvik kan påvirkes av stålet i forboltene eller av magnetiske bergarter.

Se også kap. 6.5 Driving og sikring fram mot og gjennom svakhetssoner.

6.4.2 Forinjeksjon

Forinjeksjon utføres på bakgrunn av tetthetskrav til tunnelen. For en beskrivelse av forinjeksjon henvises til *Publikasjon nr 104 Berginjeksjon i praksis (Klüver og Kveen 2004)* og NFFs håndbok nr. 06 *Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg (2010)*.

Ved planlegging og gjennomføring av et injeksjonsopplegg ivaretas bl.a. følgende:

- Injeksjonstrykk og stoppkriterier fastsettes
- Utforming og overlapp av injeksjonsskjerm tilpasses de stedlige forhold
- Boltelengde og injeksjonsskjerm tilpasses hverandre for å unngå punktering
- Injeksjon foretas også i tunnelstiffen.

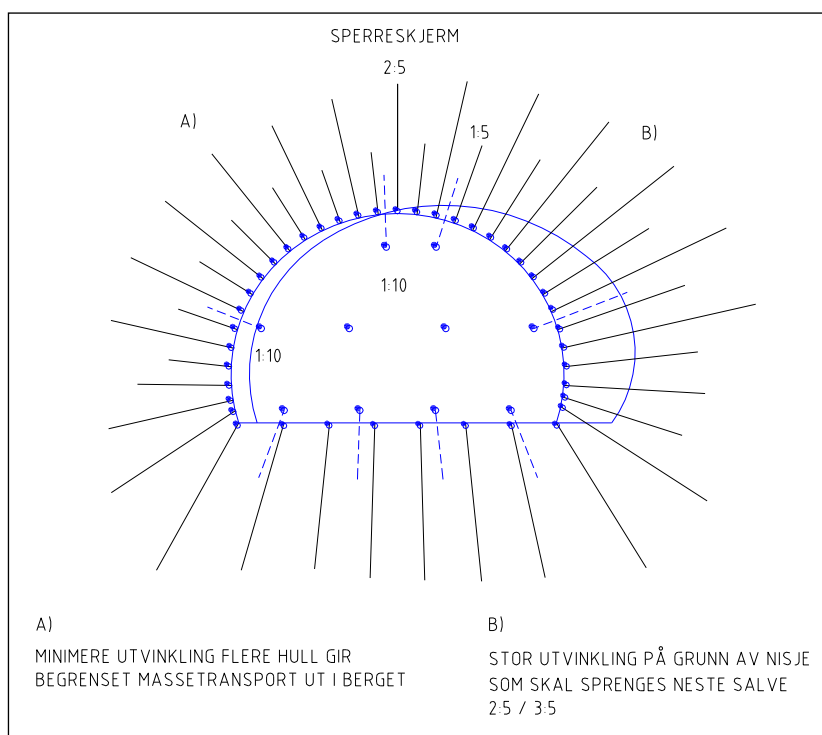
Følgende parametere er viktige: injeksjonstrykk, vann/semment (v/c) -forhold, skjermgeometri og antall hull i skjermen, materialvalg og tilsetningsstoffer. Det anbefales å bruke høytrykks forinjeksjon, opptil 100 bar, og v/c-forhold mindre enn 1.

Antall hull i skjermen avhenger av tetthetskravet. For et T9,5 profil er det vanlig med 35 – 60 hull. Lengre skjerm lengde enn 20 m frarådes når kravet er strengt og bergmassen er tungt injiserbar, for eksempel ved et lekkasjekrav på < 5 liter/minutt/ 100 m tunnel. Det anbefales å starte med mange hull i skjermen og tilpasse hullmengden etter de resultater som oppnås (se eksempel i figur 6.8).

Erfaringer fra ulike anlegg har vist at det medgår fra 1 til 5 liter injeksjonsmasse (sementbasert) pr. kubikkmeter bergmasse der lekkasjekravet er strengt. Dette gjelder tunneler med tverrsnitt fra 65 til 95 m². *Teknologirapport nr. 2424 (Andersson 2005)* oppsummerer erfaringer og forbruk fra forinjeksjon i tunneler.

Eksempel: Et hull med diameter 51 mm rommer ved et v/c-forhold 0,75, ca. 2 liter/m. Det tilsvarer ca. 3,7 kg injeksjonsmasse pr. meter, eller ca. 2,1 kg sement pr. meter bare i borehullet.

Høye injeksjonstrykk krever spesielle rutiner med hensyn til krav til utstyr, plassering av pakkere, og HMS (se NFF Teknisk rapport nr. 8 *Sikkerhet ved berginjeksjon (2008)*).



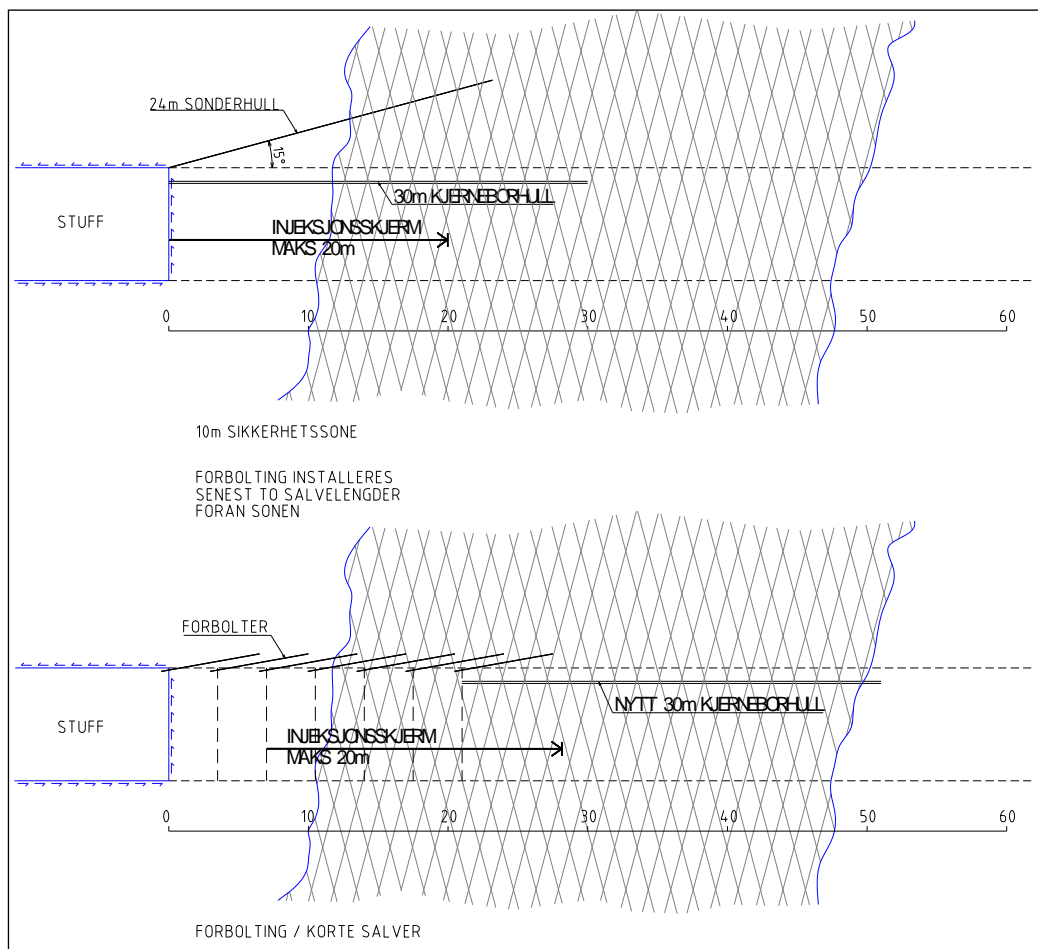
Figur 6.8 Eksempel på injeksjonsskjerm med forskjellig stikning avhengig av problemet som ligger foran (fra Klüver og Kveen 2004).

Årsaken til skadelig hydraulisk splitting eller jekking av berg mot dagen / inn i annet bergrom, er at injeksjonsmassen er for tynn (høyt v/c-forhold) i forhold til injeksjonstrykket. Med lavt v/c-forhold avtar trykket så mye ut fra hullet at kun sprekkeflater nær injeksjonshullet sprekker opp.

I dårlig bergmasse (for eksempel bergklasse E og F) er det ofte problemer med å få inn pakkene i injeksjonshullene. En metode er da å bore inn stålrør (4 – 5 m lange) på samme måte som odexboring og støpe fast disse. Pakkene plasseres innerst i røret. I slike tilfeller er det en fordel å bruke dobbeltpakkere eller lange hydrauliske pakkere.

Injeksjon foregår vanligvis fra sålen og systematisk oppover i profilet. Ved store lekkasjer er det gunstig å ikke bore for mange hull samtidig, helst en eller to raster om gangen. Sluttrykk og medgått mengde pr. hull registreres, samt hvordan injeksjonsmassen er fordelt oppover i

skjermen, hvor finnes mest utganger. Ved systematisk forinjeksjon er det viktig å ha minimum 6 – 8 meter overlapp mellom skjermene (se eksempel i figur 6.9).



Figur 6.9 Eksempel på injeksjon og sikring i bergklasse E og F. Injeksjonstrykk ca. 2 ganger totalspenningen i tunnelnivå. Der det er problemer med å få inn pakkene støpes det inn 2 tommer stålrør med lengde 5 m. Det anbefales hydrauliske pakkere som plasseres innerst i rørene. Figuren viser to salvelengder mellom injeksjonsskjermene.

6.5 Driving og sikring fram mot og gjennom svakhetssoner

6.5.1 Hovedprinsipper for driving gjennom partier som krever tung sikring

1. Etabler sikringszone minimum 8–10 meter før kjent sone funnet ved forundersøkelser og/eller boreparametertolkning. Sonderboring startes 25 m før kjent sone. Kjerneboring vurderes, avhengig av sonen og usikkerheten i forundersøkelsene.
2. Utvid profilet for å kunne etablere nødvendig sikring. Start injeksjon der det ikke utføres systematisk forinjeksjon. Behovet vurderes. Vann vil alltid være et problem og det er viktig at innlekkasjen minimaliseres. Ett tiltak kan være boring av drenasjehull for å lede vann bak stuff midlertidig, slik at sprøytebetongen herder.
3. Det er viktig at injeksjonen er vellykket før videre fremdrift. Vurder data fra boreparametertolkning.

4. Forbolt hele hengen og eventuelt vegger. Boltene gyses.
5. Etabler bue til å støtte opp forboltene i bakkant, buen sprøytes før neste salve.
6. Ny salve med redusert salvelengde, eventuelt delt salve. Salvestørrelse vurderes i forhold til bergmasseforhold og spennvidde.
7. Kartlegging og bestemmelse av arbeidssikring / permanent sikring.
8. Sprøyting av heng, tykkelse 15 – 25 cm, eventuelt sprøyting av stuff.
9. Systematisk bolting gjennom sprøytebetongen etter tilstrekkelig herding, rutemønster 1 m x 1 m, ev. 1,5 m x 1,5 m avhengig av sikringsklasse. Boltene gyses. Boltelengden vurderes i sammenheng med tunnelprofil og risiko for punktering av injeksjonsskjerm.
10. Eventuell ny injeksjonsboring med boreparametertolkning, alternativt sonderboring.
11. Nye forbolter, osv.

Se også kapittel 6.7 og 6.8 om sikring med sprøytebetongbuer.

Kjerneborehull på stuff settes med fordel i nivå med tunnelhengen (se eksempel i figur 6.9) Det tas prøve av eventuell leire, som undersøkes med røntgendiffraksjon (XRD) for å fastsette mineralinnholdet. Kjerneborehull drenerer vann og støpes igjen dersom hullet fortsetter vesentlig ut fra tunnelprofilet.

For profil større enn T 9,5 bores i tillegg minimum 6 sonderingshull, for eksempel 24 m lange (se figur 6.9), fordelt med 3 hull i hengen og de andre nedover i profilet. Ved systematisk injeksjon kan injeksjonshullene benyttes som sonderborehull. Sonderborehullene tolkes med boreparametertolkning (MWD).

6.5.2 Svakhetssoner med svelleleire

Erfaringer har vist at uarmerte utstøpninger og sprøytebetong er påført skade ved svelletrykk over 0,2 MPa (målt på preparerte prøver i ødometer) (Rokoengen 1973). 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.

6.5.3 Hovedprinsipper ved forbolting

Tunneldriving gjennom soner klassifisert i bergmasseklasse E og F utgjør en potensiell risiko for ras og tap av profil. For å sikre tunneldrivingen gjennom slike soner benyttes forbolter, se kap. 6.5.1.

Det vanlige er å bruke 6 m lange forbolter og salvelengder for eksempel 3 m. Der det er problemer med å få inn armeringsjernene i forboltingen benyttes selvborne stag, disse kan med fordel kunne injiseres igjennom.

Det anbefales å simulere ulike belastningssituasjoner og de enkelte parameterens påvirkning på stabiliteten ved bruk av beregningsprogrammer, for eksempel "RocLab" (www.roscience.com).

I svakhetssoner klassifisert som bergmasseklasse E, F eller G, og som krysser tunnelen med større bredde enn 2 m er bergmassens deformasjon elastisk-plastisk eller rent plastisk. Når tunnelanlegget ikke ligger for dypt (< 100 m) er det enklest å betrakte den vertikale og horisontale spenningssituasjonen som noenlunde lik. Dette tilsier en plastisk sone rundt tunnelprofilen, med fare for vanlig skjærbrudd i den omliggende, knuste bergmassen. Der det i tillegg er poretrykk i bruddsonen, noe som reduserer skjærfastheten, kan en rassituasjon oppstå. Det kan utvikles et buetformet eller et kjegleformet hulrom oppover i bruddsonen. For tunneler med vanlige tverrsnitt og med overdekning mer enn 100 m kan en forenklet anta at raskjeglens høyde er ≤ 20 m (etter K. Terzaghi).

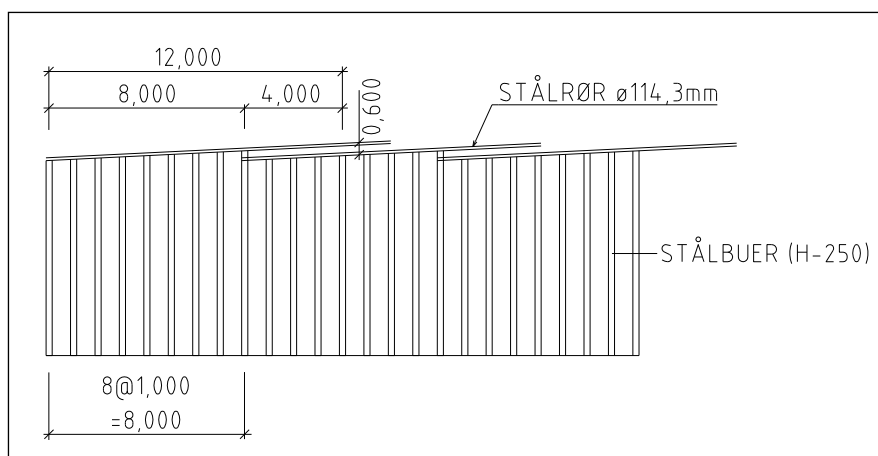
Forbolter settes for å redusere normalspenningen i hengen. Dette muliggjør en spenningsreduksjon som tilnærmet tilsvarer vekten av massen i en raskjegle uten forbolter.

Tyteberg, dvs. berg som ikke har styrke til å motstå omkringliggende krefter og dermed presses plastisk inn i tunnelrommet, er det lite av i Norge, men det forekommer i aktive forkastningssoner. I dette tilfellet benyttes forbolting, armerte buer og systematisk bolting som sikring på stoff, og behovet for utstøping bak stoff vurderes ut fra deformasjonsmålinger. Behovet for å støpe ut sålen vurderes også.

6.5.4 Spesielle sikringsmetoder og dimensjonering

I bergmasseklasse G, som nærmest er løsmasse, er rørskjerm i kombinasjon med injeksjon et alternativ (se eksempel i figur 6.11). I stedet for forbolter installeres en skjerm av perforerte stålrør med diameter 75 – 120 mm. Disse rørene kan bores uten boreavvik i 12 – 15 m lengde. Stålrørene kan injiseres med injeksjonsmasse eller seksjonsvis injeksjon i ulik avstand fra stoffen. Det vanlige er å bruke 40 bar som dimensjonerende utgangstrykk for injeksjonen. Forsterkningseffekten ved bruk av denne drivemetoden gjennom dårlig bergmasse er betydelig.

Se også NFF håndbok nr. 5 *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg (2008)*.



Figur 6.11 Prinsippkisse som viser bruk av stålrør i kombinasjon med stålbuer. Eksempel fra Maikodai-tunnelen i Japan (Saito 1982).

Driving gjennom jetpeler er en metode som kan brukes der en ikke ønsker å grave ut løsmasser i en kløft som en grunn tunnel må passere. Metoden går ut på at en blander inn betong i løsmassene og lager en propp med bedre materiale som det kan drives igjennom.

6.5.5 Vurderinger av sikring og belastninger

Primærsikringen er radielle bergsikringsbolter satt systematisk i kombinasjon med sprøytebetong. De radielle boltene danner en trykkbue av sammenboltet berg, mens sprøytebetongen kiler fast berget og gir samvirke mellom boltet berg og sprøytebetong.

Armerte sprøytebetongbuer gir i permanent tilstand en ekstra sikkerhet med et stort potensial til å oppta krefter. Erfaringsmessig overføres ikke store krefter fra bergsikringen til buene, men de gir en ekstra sikkerhet der bolter og sprøytebetong i permanent situasjon ikke klarer å ta kreftene. Trykk fra svelleleire kan gi en slik tilleggslast som sikringen dimensjoneres for.

Vanlig praksis er at forboltene i permanent situasjon ikke inngår beregningsmessig i stabilitetsvurderingene. Sikringen med forbolter dimensjoneres til å være tilstrekkelig til å opprettholde profilet til salven er sprøytet og boltet.

Injeksjon øker bergmassens stabilitet ved at vanninntrengingen minker og friksjonsvinkelen øker. Sementmassen bidrar også til å øke kohesjonen på sprekkene (jf. Barton 2003).

6.6 Belastningssituasjon og bærevirkning for bergforsterkning

6.6.1 Belastningssituasjonen for en bergforsterkning

Samvirkekonstruksjoner

Bergsikringen forsterker bergmassen eller supplerer bergmassens bæreevne slik 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 tilsvarer vekten av massene (berg, løsmasse, vann og eventuelle bygninger) som ligger over tunnelen. Den gravitative horisontalspenningen kan, når tunnelen ikke ligger meget dypt, estimeres ut fra vertikalspenningen og Poissons forholdstall (se NFF håndbok nr. 2).
- Størrelsen/vekten av en mulig rasmasse. En vanlig sikringssituasjon er en eller flere leirfylte slepper med bedre bergkvalitet på begge sider. Lasten vil kunne 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. Store krefter vil kunne overføres til den stive sikringen.

Lastens tidsavhengighet

I relativt dårlig bergmasse kan det forventes deformasjoner som følge av tunneldrivingen. Deformasjonene regnes å starte ca. $\frac{1}{2}$ tunneldiameter foran stoffen, noe som kan bidra til å gjøre stoffen ustabil. Det meste av deformasjonene regnes i de fleste tilfellene å være unnagjort ca. to tunneldiameter bak stoffen. I spesielle tilfeller kan deformasjonene fortsette mange måneder etter at tunnelen er drevet.

Fleksible/deformerbare sikringskonstruksjoner kan utsettes for deformasjoner uten at konstruksjonene opptar store krefter. Stive konstruksjoner installert *før* deformasjonene er utviklet "trekker på seg" 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.

6.6.2 Sikring med sprøytebetong som overflateforsterkning og bærevirkning for sprøytebetongbuer

6.6.2.1 Sikringsvirkninger for sprøytebetong og sprøytebetongbuer

Armerte sprøytebetongbuer forankret med bergbolter er en effektiv sikringsmetode for soner i berget klassifisert som bergmasseklasse E og F. Sikringen kan utføres trinnvis og suksessivt, fra en relativt deformerbar sikring fram til en stiv og robust sikring med stor kapasitet, tilpasset deformasjonsforløpet til bergmassen (jf. 6.6.1).

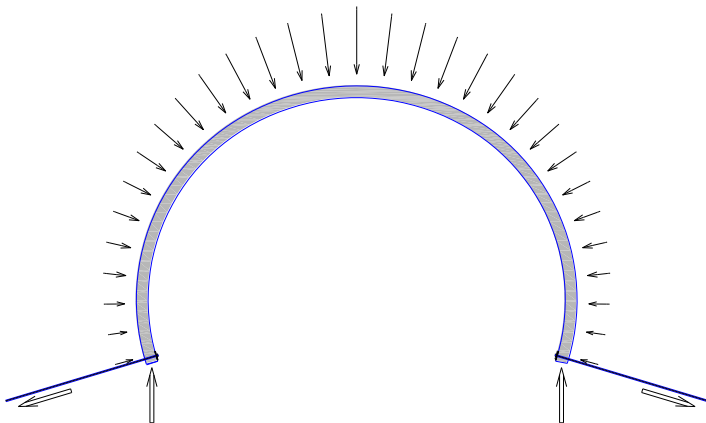
Sikringsmetoden har høy grad av fleksibilitet. Sprøytebetongbuene er enkeltarmerte, (E) eller dobbeltarmerte (D), og sikringens dimensjoner kan velges. Se kap. 6.8.

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, fortrinnsvis satt etter sprøyting. Slik sikring er egnet der berget ikke gir heft til sprøytebetong, eller belastningen/deformasjonene medfører at berg og sprøytebetong må bindes sammen med bergbolter.
3. Sprøytebetongbuer som gir hvelvvirkning. Hvelvvirkningen er viktig, men 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, spesielt ved monteringsjern er dette kritisk.

6.6.2 Bærevirkning tvers på tunnelaksen

Armerte sprøytebetongbuer bærer lasten fra berget inn mot tunnelprofilet ved hvelv- eller buevirkning. Ved tilnærmet jevnt fordelt last (vertikallasten er normalt større enn horisontallasten) overføres lasten ved trykkspenninger i buen. Ved rimelig stor krumning av buen blir bøyestrekkspenningene relativt små og oppheves av trykkspenningene. Betong har stor kapasitet til å overføre trykkspenninger. Trykkraften i buen tas opp ved sidetrykk til veggene, og ved trykk mot buefoten, se figur 6.12.

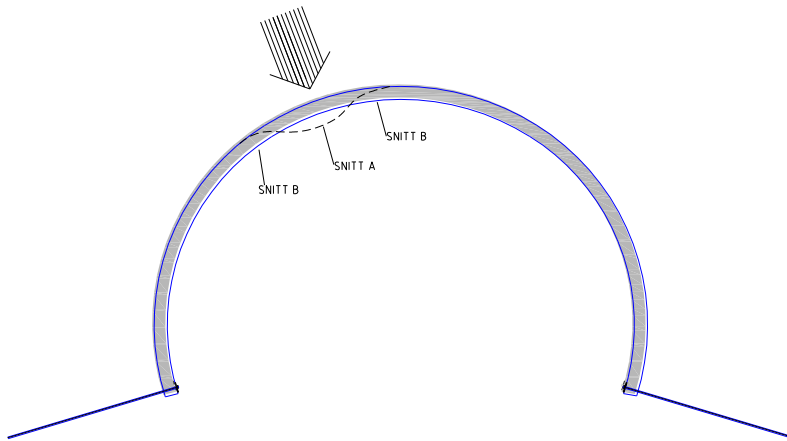


Figur 6.12 Lastopptak ved uniform belastning. Sprøytebetongbuen er bolteforankret nede. (Radielle bolter er utelatt i figuren)

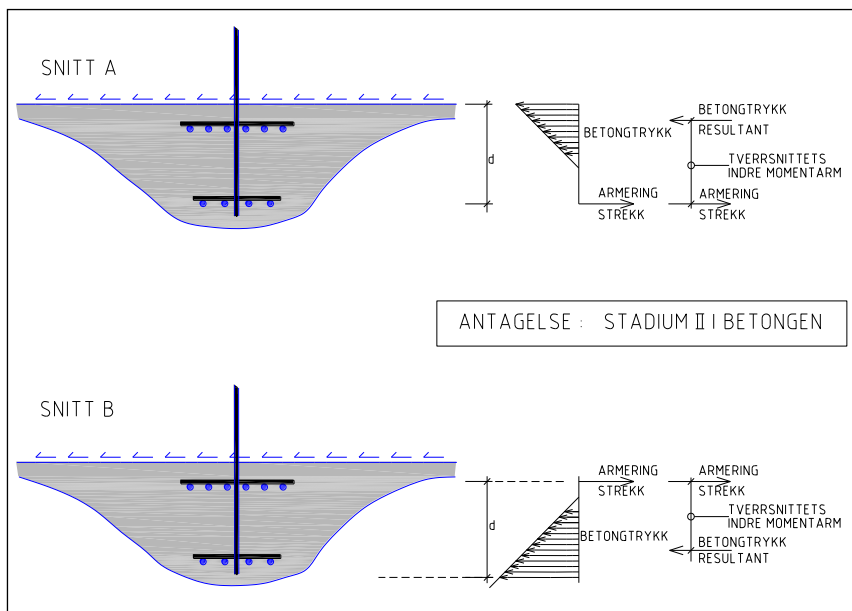
Ved ujevnt fordelte eller konsentrerte laster og ved avvik fra ideell geometri, oppstår det bøyemomenter og skjærkrefter i buene, lastene bæres ved buenes moment- og skjærkapasitet. Kapasiteten for tverrsnittet og nedbøyningen bestemmes av armeringsmengden på strekksiden og tverrsnittshøyden, se figur 6.13. Ved konsentrerte laster som gir bøyemoment er armeringen nødvendig for å ha kontroll med kapasitet og deformasjoner. For armeringsstålet benyttes den mest duktile stålklassen, B500NC.

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 (kfr. figurene 6.12 og 6.13). 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. Sålestøpen danner en trykkforbindelse mellom buendene og erstatter forankringsboltene. Sålestøpen kan utføres i grøfter for hver enkelt bue, eller som kontinuerlig plate.



Figur 6.13 a) Konsentrert last som gir bøyemoment i buen. Den stiplede linjen viser deformasjonsmønsteret (overdrevet). Sprøytebetongbuen er bolteforankret nede. (Radielle bolter er utelatt i figuren.)



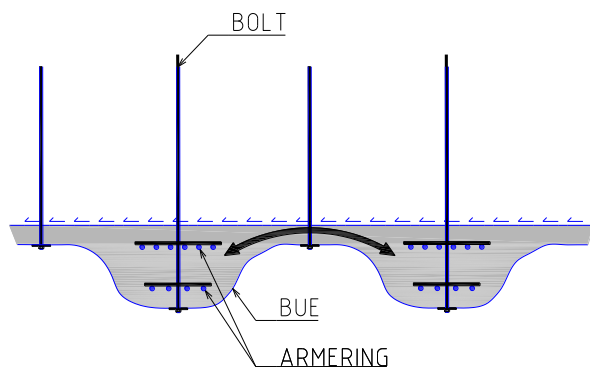
Figur 6.13 b) Spenningsfordeling pga bøyemoment i sprøytebetongbue, snitt A og snitt B i figur 6.13a). d = virksam tverrsnittshøyde. Indre momentarm = avstanden fra strekkarmeringens senter til betongtrykkspenningenes resultant. (Armeringsvirkning på trykksiden er ikke tegnet.)

6.6.2.3 Bærevirkning langs tunnelaksen, mellom buene

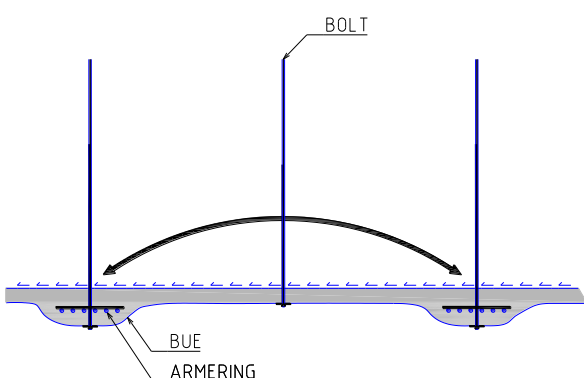
I tunnelens lengderetning, mellom de tversgående sprøytebetongbuene, bæres lasten fra berget ved bue-/hvelv-virkning, fra bue til bue.

Dersom avstanden mellom sprøytebetongbuene er kort, kan sidene på sprøytebetongbuene avrundes slik at det blir en jevn bue i lengderetningen (figur 6.14).

Dersom avstanden mellom buene er stor og/eller tykkelsen av sprøytebetongen er liten, får sprøytebetonghvelvet mellom buene svært liten pilhøyde (figur 6.15). Trykkehvelvet mellom sprøytebetongbuene dannes da i berget, som overflateforsterkes med sprøytebetong og med systematisk bolting.



Figur 6.14 Hvelvirkning i tunnelens lengderetning, mellom sprøytebetongbuene. Riktig dimensjonerte buer gjør at sprøytebetongen danner hvelv med tilstrekkelig pilhøyde.



Figur 6.15 Hvelvirkning i tunnelens lengderetning, mellom sprøytebetongbuene. Skissen viser stor avstand mellom buer og liten buetykkelse. I dette tilfellet dannes hvelv i berget, som forsterkes med sprøytebetong og bergbolter.

6.6.2.4 Betong som forsterkningsmateriale

Både vanlig støpt betong og sprøytebetong har høy trykkfasthet og lav strekkfasthet (i størrelsesorden ca. 10 % av trykkfastheten).

De største forskjellene mellom vanlig støpt betong og sprøytebetong er:

- Sprøytebetong inneholder ikke stein, den er en sementrik mørtel.
- Sprøytebetong har større svinn- og krepdeformasjoner, 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.

Verdiene for uttørkingssvinn (tabell 6.1) gjelder ved høy grad av uttørking. Svinn i sprøytebetong utvikles over tid (måneder eller år avhengig av betongdimensjonene) i en størrelse avhengig av uttørkingsgraden. Dette gir rom til deformasjon av berget som reduserer behov for bergsikring.

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 trykkstyrke, E er elastisitetsmodul og ϕ er kryptallet.

Ved betongalder 1 – 7 døgn er kryptallet i størrelsesorden 3 (NS-EN 1992-1-1). Krypdeformasjonene er derfor tre ganger så store som de elastiske deformasjonene.

I sprøytebetong under konstant uttørking har uttørkingssvinn et tilnærmet eksponentielt avtagende forløp, og mye av svinn er utviklet etter 3 måneder. Svinn 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.

6.7 Utforming og utførelse av sprøytebetongbuer

6.7.1 Generelt

Som hovedregel benyttes enkeltarmerte sprøytebetongbuer. I de tilfeller der videre deformasjon finner sted, suppleres buen til en dobbeltarmert bue. For ekstremt dårlig bergmasse kan dobbeltarmerte sprøytebetongbuer eller gitterbuer benyttes. Dobbeltarmerte buer utføres med en definert avstand mellom armeringslagene, slik at buen får en sikker kapasitet for bøyemomenter.

Utstikk av radielle bolter og plassering av monteringsjern måles inn for å sikre riktig profil av buen.

6.7.2 Geometri

- Sprøytebetongbuer utføres med en geometri i vertikalplanet tilsvarende teoretisk profil parallellforskjøvet ut fra tunnelaksen.
- Sprøytebetongbuer tilstrebes plassert i et vertikalplan vinkelrett på tunnelaksen. Unntaket er ved smale, lokale svakhetssoner hvor buen følger svakhetssonen, og ved utførelse av buer inn til stuff der stuffen er blitt skjev.
- Sprøytebetongbuer fundamenteres.

6.7.3 Armering

a) med kamstål

- Armering av sprøytebetongbuer er av stålkasse B500NC.
- Armeringsjernene er $\varnothing 20$, og leveres ferdig bøyd fra armeringsverksted til teoretisk vegg- og hengradius for tunnelverrsnittet. Armeringen bøyes ikke til for å tilpasses profilet etter sprengning. Armeringen skjøtes med omfarskjøter etter NS-EN 1992-1-1.

Skjøtene fordeles slik at maks. halvparten av jernene i samme lag skjøtes i samme snitt. Bakgrunnen er å sikre en god innsprøyting som kan være vanskelig hvis armeringen ligger for tett. Omfarlengden (overlapp) anbefales å være min. 50 x armeringsdiameteren, dvs min. 1 m for $\varnothing 20$. $\varnothing 20$: tverrsnitt 314 mm², vekt 2,47 kg/m. Begrunnelse for $\varnothing 20$ i stedet for $\varnothing 16$:

$\varnothing 20$ er stivere enn $\varnothing 16$, og tilpasses teoretisk profil. Større stivhet medfører at armeringen vibrerer mindre under innsprøyting. $\varnothing 20$ har 56 % større tverrsnittsareal, men er ikke vanskeligere å sprøyte inn. Større armeringsareal pr. stang innebærer at senteravstanden blir gunstigere for $\varnothing 20$ ved samme buebredde. Ferdig bøyde armeringsjern reduserer monteringstiden i forhold til tilpasning på stedet.

- Armeringen plasseres med senteravstand ikke mindre enn 110 mm for $\varnothing 20$. Armeringen monteres med monteringsjern ("tverrpinner") av stål, som er hjelpemidler som holder armeringsjernene fast ved de radielle boltene. Plassering av armeringen på inn- eller utsiden av monteringsjern/mutter avgjøres i hvert enkelt tilfelle.
- Armeringen føres ned til en tilnærmet horisontal fundamentflate for understøttelse av buen.
- Betongoverdekningen for armeringen er min. 75 mm i undersjøisk del av undersjøiske tunneler, min. 50 mm ellers. Overdekningen måles fra armeringens overflate til bunn av groper/porer i sprøytebetongoverflaten (se kap. 6.8).

b) med gitterbuer (lattice girders)

- Prefabrikkerte gitterbuer kan benyttes som armering av dobbeltarmerte buer. Gitterbuer vil typisk bygge 200 mm pluss overdekning av sprøytebetong. Fordelene med gitterbuer er at avstanden mellom de to lagene armering er fast og sikret, at det finnes skjærarmering mellom armeringslagene, og at buefasongen er låst. Ulempen er at de kan være vanskeligere å sprøyte inn enn kamstål.

Fordelen med forhåndsbøyd kamstål i forhold til gitterbuer er fleksibiliteten mht. tilpasning til faktisk utsprengt tunnelbredde, antall stenger pr. bue og pr. armeringslag, samme type stenger kan brukes for enkelt- og dobbeltarmerte buer, og det er lettere å få inn større armeringsmengde i et begrenset betongtverrsnitt.

6.7.4 Sprøytebetong

- Der det er aktuelt å installere sprøytebetongbuer er den først utførte sikringen (etter rensk) en betongplate av jevnt fordelt sprøytebetong med tykkelse 150 – 250 mm, avhengig av tunnelens bredde og bergmasseklasse. Sprøytebetong B35, E1000.
- Etter sprøytebetongplaten avrettes profilet med sprøytebetong B35 uten fiber for å oppnå tilsiktet buegeometri. Om avrettingen utføres før montering av armeringen, eller om avrettingssprøytingen utføres gjennom montert armering, vurderes.
- Armeringen sprøytes inn med B35 uten fiber. Siden av buene sprøytes med jevn avrundning mot sprøytebetongen mellom buene (se kap. 6.6.2).
- Før sprengning bør sprøytebetongen i buen ha en fasthet på minimum 8 Mpa. Fastheten kan kontrolleres med NS-EN 14488-2 Metode B ("spikerpistolmetoden").

6.7.5 Radielle bolter

- Sprøytebetongbuer kombineres med radielle, gyste bolter, minimum $\varnothing 20$. Boltene plasseres radielt og i vertikalplan for å lette armeringsmontasjen. Maksimale plasseringsavvik på tvers av vertikalplanet anbefales å ikke overstige den toleransen som følger av detaljutforming av monteringsjernene og buegeometri.
- Utstikket på bolten er viktig for å få montert monteringsjernet riktig i buen. Dette kan løses enten ved at gyst bolt justeres før boltemørtelen er herdet, eller ved å skjøte bolten med skjøtehylster og gjengestang – i dette tilfellet beskyttes gjengene før sprøyting. Ved gyst bolt er det ikke nødvendig med plate på bolten verken mot berget eller utenpå støpen.
- Der flere sprøytebetongbuer installeres etter hverandre, boltes mellomrommet mellom buene systematisk med gyste bolter (se figur 6.16).
- Bueendene mot sålen forankres med gyste bolter, en eller flere $\varnothing 25$ mm med lengde 4 – 6 m, avhengig av spennvidden. Alternativt kan det være nødvendig å støpe trykkledd mellom bueendene i sålen, enten "bjelker" eller hel sålestøp. Se kap. 6.6.2.2 og 6.7.6.

6.7.6 Sålestøp

- Sålestøp utformes med tilsvarende tykkelse og armering som sprøytebetongbuene på samme sted, og med en pilhøyde på 10 – 12 % av tunnelbredden, i tilfelle drenert tunnel. Der udrenert løsning og vanntrykk forutsettes, økes sålens pilhøyde til 20 – 25 % av tunnelbredden.
- Støpeskjøt mellom bue og såle legges i en slik vinkel at den fungerer som trykkforbindelse, og med gjennomgående skjøtearmering.
- Foringsrør/utsparinger for gjennomføring av drenerør i underkant sålestøp legges inn.

6.8 Praktisk dimensjonering og trinnvis gjennomføring av armerte sprøytebetongbuer

6.8.1 Dimensjoner og dimensjonering

Valg av konstruksjon

Enkeltarmerte buer er velegnet der trykkbelastningen fra berget er rimelig uniformt fordelt, og sideberget i veggene gir god støtte. Armeringen gir i begrenset grad kapasitet for bøyemomenter.

Dobbeltarmerte buer har kapasitet til å oppta både trykkpåkjenninger og bøyemomenter, som vil være resultat av konsentrerte eller svært ujevnt fordelte laster, begrenset sidestøtte og geometriavvik.

Bærevirkning for sprøytebetongbuer er beskrevet i kapittel 6.6.2.

Ved avretting er det viktigere at buegeometrien blir riktig enn at betongtykkelsen er jevn. Avvik fra ideell bue på noen cm kan påregnes.

Beskrivelse av armerte sprøytebetongbuer

Eksempel 1: E30/6 c/c 2 = enkeltarmerte buer, tykkelse 30 cm med 6 armeringsjern (ø20 der ikke annet er spesifisert) i hver bue, 2 m senteravstand for buene.

Eksempel 2: D60/6+4 c/c 1,5 = dobbeltarmerte buer med tykkelse 60 cm og 6 armeringsjern i første armeringslag, 4 armeringsjern i andre armeringslag (ø20 der ikke annet er spesifisert) i hver bue, 1,5 m senteravstand for buene.

Senteravstand mellom buer og armeringsoverdekning er gitt i kap. 6.7.

Buetykkelsen angir total tykkelse, eksklusiv tykkelse av bakenforliggende sprøytebetongplate. For en enkeltarmert bue (300 mm) blir armeringsoverdekningen mot trafikkrommet 240 mm.

For en dobbeltarmert bue (600 mm) blir avstanden mellom armeringslagene:

- Undersjøiske tunneler: $D-60-75-20 = D - 155$ mm, dvs. 445 mm for D60
- For øvrig: $D-60-50-20 = D - 130$ mm, dvs. 470 mm for D60.

Bredden av en enkeltarmert bue med 6 stk. ø20 blir (teoretisk minimum):

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

Sidene på sprøytebetongbuer utføres slik at hvelvirkning oppnås langs tunnelen, fra bue til bue (se kap. 6.6.2.3). For dobbeltarmerte buer med 4 armeringsjern i ytterste lag blir teoretisk minimumsbredde:

- Undersjøisk: $75 \times 2 + 20 + 110 \times 3 = 500$ mm
- For øvrig: $50 \times 2 + 20 + 110 \times 3 = 450$ mm.

6.8.2 Trinn 1 – forberedelser for salve

Se kap. 6.5.1 om prinsipper for driving gjennom svakhetssoner.

Forbolting

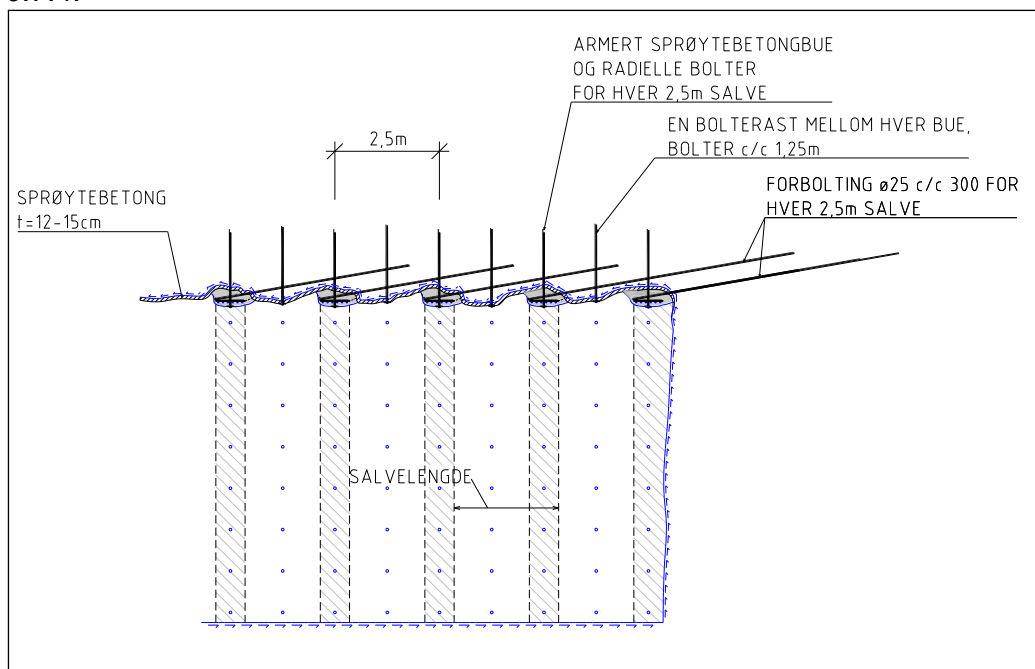
Anbefalinger for forbolter:

- Senteravstand maks 300 mm for bergmasseklasse E, 200–300 mm for bergmasseklasse F.
- Bores langs tunnelprofilen, vanlig stikning er 1:5
- Gyste kamstålbolter $\varnothing 32$, 6 – 8 m lengde, eventuelt stag med borkrone som gyses gjennom stanga: borstangbolt (jf. *håndbok V224 Fjellbolting*). $\varnothing 32$ veier 6,31 kg/m, dvs. 37,9 kg pr 6 m.
- Omfanget av forbolting besluttes på grunnlag av variasjoner i bergmasseforhold (hele tunnelprofilen fra såle til såle, kun hengen eller kun en del av profilet).
- Forboltene stikker 50 – 75 cm ut fra tunnelstiffen (se figur 6.16) og gyses.

Ny rast av forbolter utføres for hver salve. Det vil si at forboltene kommer i to "høyder" over hengen (figur 6.16). Hver ny rast av forbolter understøttes inntil stoffen med en sprøytebetongbue.

Opphenging av forboltene med radielle bolter og fjellbånd uten innsprøyting er uaktuell som sikringsmetode, fordi det gir en for myk og deformerbar understøttelse, også under driving. Fjellbånd kan imidlertid være hensiktsmessig å benytte som midlertidig hjelpemiddel for oppheng av forboltene før sprøyting av armert sprøytebetongbue.

Fastheten på sprøytebetongen i buen kontrolleres før sprengning av neste salve, se kap. 6.7.4.



Figur 6.16 Skisse som viser sikring med forbolting, sprøytebetongplate og buer samt radielle bolter i lengdesnitt av tunnelen. Boltmønsteret kan varieres.

6.8.3 Trinn 2 – sikring etter utsprengring

Ved ekstremt dårlig stabilitet påføres første lag sprøytebetong så snart som mulig, det vil si før utlasting. Tykkelsen av det første sprøytebetonglaget velges med tanke på hvilken vekt av fersk betong bergmassen kan bære på heft og strekk. Ved dårlig stabilitet av berget etter sprengning sløyfes rengjøring av bergoverflaten med vann før sprøyting.

Sprøytebetongplate

Etter eventuell rensk sprøytes et sprøytebetonglag over hele tunnelkonturen. I nødvendig grad sikres også tunnelstuffen med sprøytebetong. I sjeldne tilfeller kan det være nødvendig å sikre tunnelstuffen med sprøytebetong og bolt.

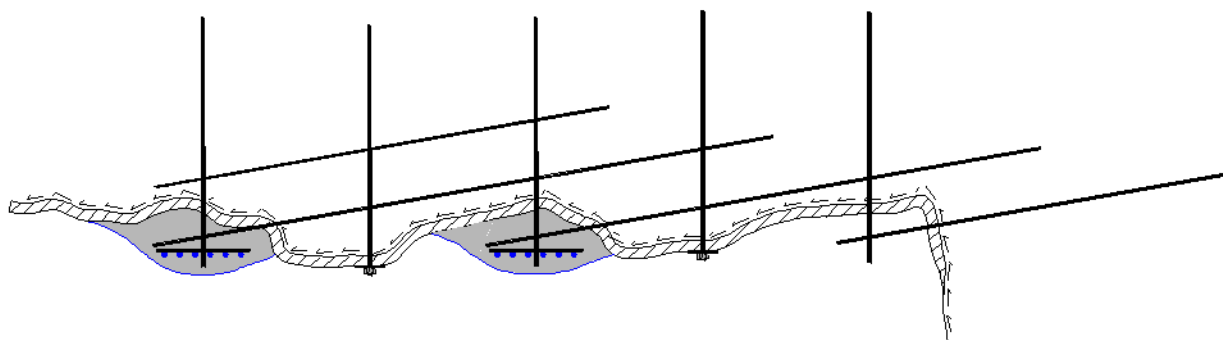
Radielle bolter

Radielle bolter etablerer samvirke mellom sprøytebetongplaten og bergmassen, se figur 6.17.

Det benyttes bolter som endeforankres, og som deretter gyses med sementmørtel. Gysing utføres før neste salve sprenges, slik at inntrengning av sprenggasser i åpne borhull unngås.

Dersom det er problemer med ustabile borhull benyttes selvborende stag (borstangbolt).

Det benyttes landmålingskikkert for innmåling av korrekt utstikk av boltene, slik at monteringsjernene kan monteres parallelt med teoretisk sprengningsprofil. Syklusen med forbolting, buemontasje og salve er skissert i figur 6.17.



Figur 6.17 Lengdesnitt av heng i tunnel. Sprøytebetongplate 150 – 250 mm, radielle bolter og forbolting for ny salve utført. Det er klart for utførelse av neste sprøytebetongbue som etableres ved stoffen før ny salve.

Tidligfastheten for sprøytebetongen før boring vurderes ved nålepenetrasjonsmetoden eller spikerpistolmetoden iht. NS-EN 14488-2 og NB 7 Sprøytebetong til bergsikring (2011).

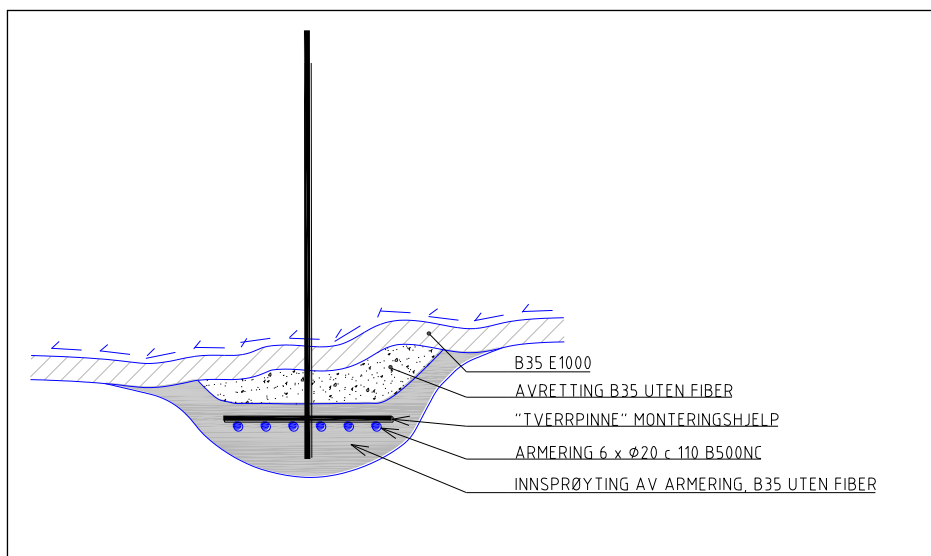
Ved driving i dårlig bergmasse kan stoffen bli skjev og dette kan rettes opp ved neste salve. Buen for understøttelse av forboltene plasseres likevel inntil stoffen. Sprøytebetongbuene behøver ikke å stå vinkelrett på tunnelaksen, det viktige er at buen i seg selv er rett og står i et vertikallplan. Dette vertikallplanet kan avvike noe fra 90° med tunnelaksen.

6.8.4 Trinn 3 – valg og utførelse av sprøytebetongbue

Det kan være gunstig å bygge opp sprøytebetongbuene gradvis, først enkeltarmert og eventuelt senere dobbeltarmert. Alternativt kan en sette enkeltarmerte buer imellom de som allerede er satt da det øker bæreevnen. Enkeltbuer bygger mindre inn i tunnelrommet og er enklere å bygge. For prinsipptegning, se figur 6.18.

Første operasjon ved utførelse av en sprøytebetongbue kan være:

- enten å avrette profilet til samme krumning som teoretisk profil,
- eller å montere armeringen med tilsvarende bue som teoretisk profil, parallellforsjøvet ut fra tunnelaksen.



Figur 6.18 Enkeltarmert sprøytebetongbue, utført etter driving.

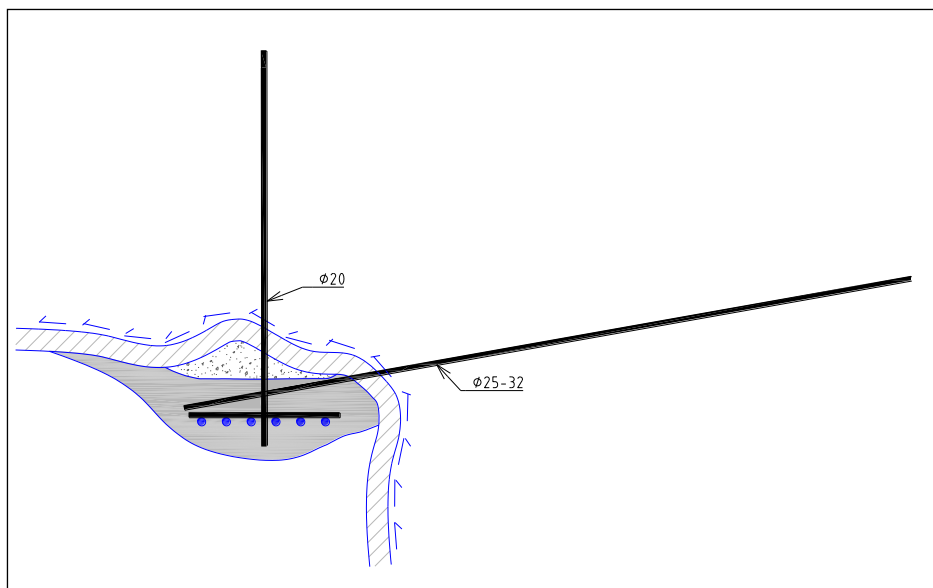
Fundamentering i sålen

1. Sålen renses slik at buen er fundamentert for vertikallaster i berg.
2. Bueendene bolteforankres til berget med en eller flere bolter $\varnothing 25$ mm og 4 – 6 m lengde. Dersom bolteforankring er vanskelig å oppnå, støpes en trykkforbindelse/bjelke i grøft tvers over sålen for hver bue, eventuelt utføres kontinuerlig sålestøp. Trykkforbindelsen i sålen utføres med bue (lavest midt i sålen). Se kapittel 6.6.2.2 og 6.7.6.

Armering

Armeringen i hengen monteres mot trafikkrommet og stivt til de radielle boltene ved hjelp av monteringsjern (se kap. 6.7). En metode for å la armeringen å gå rett selv om boltene står litt forskjøvet i tunnelens lengderetning, er å gi monteringsjernet en avlang sliss for boltene og benytte et flattstål med rundt hull som stoppskive. Armeringen kan stedvis ligge inntil bakenforliggende sprøytebetong.

Det anbefales å oppnå fullstendig innsprøyting av armeringen med monteringsjern, uten hulrom på grunn av skyggevirkning.



Figur 6.19 Eksempel på sprøytebetongbue inntil stoff.

Bue utført inntil stoff

Inntil stoff kan det være dårlig plass til boring/plassering av forbolter. Forboltene kan få slik plassering at tykkelsen av sprøytebetongen blir stor, se figur 6.19. Dette kan igjen føre til problemer med boring av neste salve, og sprengningsprofilen tilpasses sikringen.

I enkelte tilfeller kan det være hensiktsmessig å utføre dobbeltarmert bue allerede før sprengning. Dette gir en stivere og mindre fleksibel sikringskonstruksjon i drivefasen. Det kan oppstå plassproblemer med en slik dobbeltbue på stoff, det anbefales i dette tilfelle å montere gitterbuer i stedet.

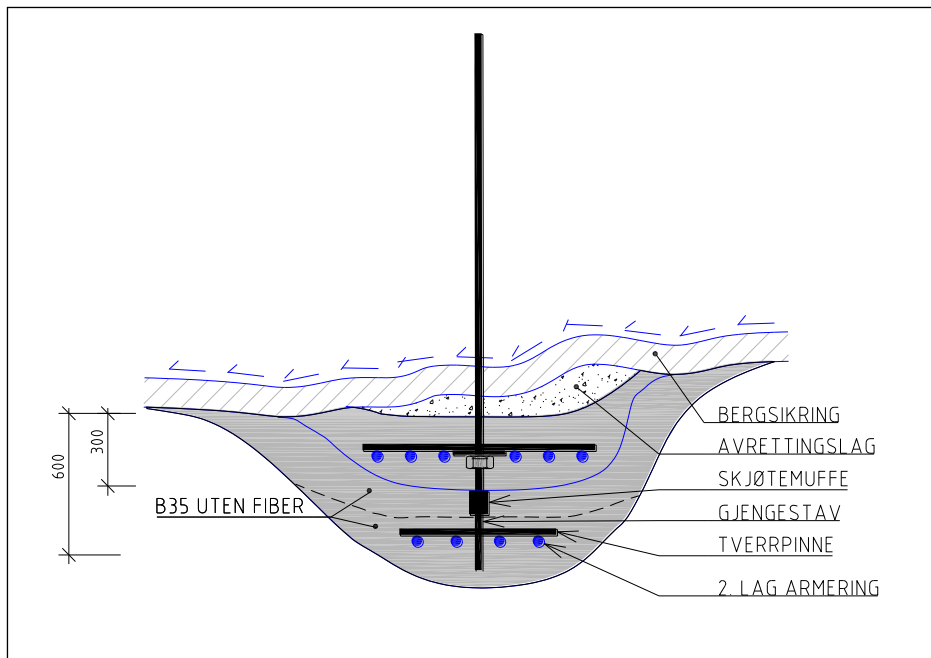
Dobbeltarmert bue

Ved behov, enten som forsterket arbeidssikring eller som permanentsikring, kan enkeltarmerte buer forsterkes til dobbeltarmerte buer (se figur 6.20).

Første forlenges de radielle boltene med skjøtehylster og gjengestang, som benyttes til montering av monteringsjern og bolteplate med mutter. Ytterste ende av gjengestengene beskyttes mot å bli påført sprøytebetong. På gjengestengene monteres indikatorer (for eksempel wireklemmer) for hvor langt ut sprøytebetong skal påføres før armeringen monteres.

Armeringen monteres på samme måte som første lag armering (se kap. 6.7).

Sidene av buene sprøytes til en jevn bue og hvelvirkning i tunnelens lengderetning (jf. kap. 6.6.2).



Figur 6.20 Skisse av dobbeltarmert sprøytebetongbue, som er utført som enkeltarmert og supplert til en dobbeltarmert bue.

6.9 Omfang og kontroll i byggefasen etter Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering

6.9.1 Generelt

Se *håndbok N500: kapittel 2* om Kontroll og kvalitetssikring etter Eurokode 7 (NS-EN 1997-1) Geoteknisk prosjektering.

Byggherre, ved prosjektleder, bestiller uavhengig kontroll etter Eurokode 7 i byggefasen.

Uavhengig 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 uavhengig 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 uavhengig kontroll rapporteres i rapport/notat til prosjektleder iht. bestilling.

Uavhengig kontroll kommer i tillegg til vanlig kontroll (egenkontroll og sidemannskontroll), og er mindre omfattende/detaljert siden en hovedoppgave er å kontrollere at vanlig kontroll er utført.

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, kartleggingsskjema, analyserapporter, kjernelogger, fotografier, kontrollørmeldinger o.a.

Eksempler på punkter som kontrolleres i byggefasen 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 prosjektert.
- 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). Enkeltilfeller eller over strekninger.

- Bolteretning i forhold til sprekker og slepper.
- Utførte analyser (vann, poretrykk, leire), målinger (spenningsmålinger), andre undersøkelser (for eksempel spesielle bergarter, radon).
- Tunnel: 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 tunnelprofilet 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 GK3), 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 uavhengig 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 arkiveres sammen med øvrig dokumentasjon.

7 VANN- OG FROSTSIKRING I TUNNEL

7.1 Generelt

Krav til vann- og frostsikring i *håndbok N500* er basert på en separat, drenerende konstruksjon som leder vannet til grøft, og som er montert på stabilitetssikret berg.

Vann- og frostsikringskonstruksjoner utføres med betong. Gjeldende krav og bestemmelser er basert på:

- Erfaringer fra ulike typer vann-/frostløsninger montert i norske tunneler over en periode på ca. 45 år.
- Oppdaterte bestemmelser – spesielt som gjelder sikkerhet og teknisk utrustning
- Resultater fra FoU-prosjekter, og fra målinger
- Oppdaterte prosjekteringsforutsetninger, inkl. dimensjonerende brukstid og drift-/vedlikeholdskostnader.

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 *håndbok N200 Vegbygging*. 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.

Meteorologisk institutt (met.no) har under utarbeidelse et digitalt kart som gir de korrigerede verdiene for frostmengder. Dette kartet, når det er tilgjengelig, vil bedre presisjonsnivået for frostdimensjonering.

Kommunetabellene i *håndbok N200* inneholder data fra perioden 1981 – 2010. Tidligere dimensjonerende F_{10} var basert på kommunetabellene 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 frostmengde-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:

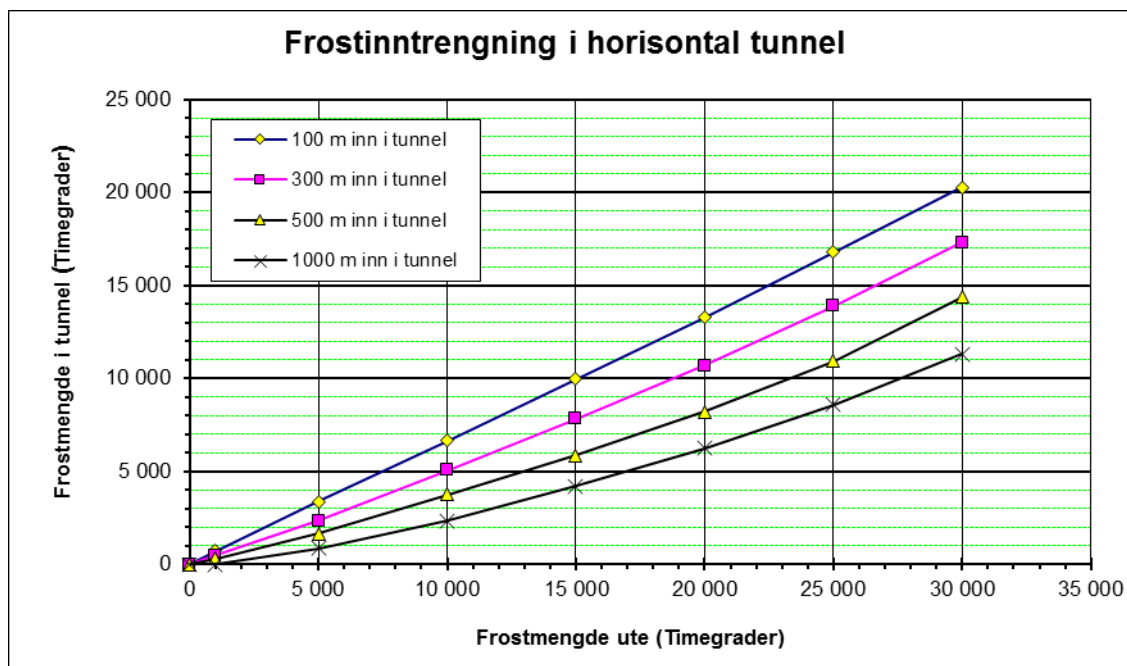
- Den drivende kraften for naturlig utskifting av luft i tunneler er temperaturforskjellen der varm luft er lettere enn kald og stiger og blir erstattet av kald tung luft (pipeeffekt).
- I horisontale tunneler strømmer varm luft ut ved åpningene og erstattes av kald luft nede ved vegbanen. I korte tunneler 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 trafikketningen, er ventilasjon og stempeleffekt dominerende. Frosten trenger langt inn i trafikketningen 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 (i lengre tunneler med stigning og i enveis høytrafikk-tunneler) er det sjelden at nevneverdig frost trenger lenger inn enn 200–300 m fra øvre åpning / åpning med utkjørende trafikk.

Frostinntrengningen i vegtunneler kan klassifiseres i fire hovedgrupper:

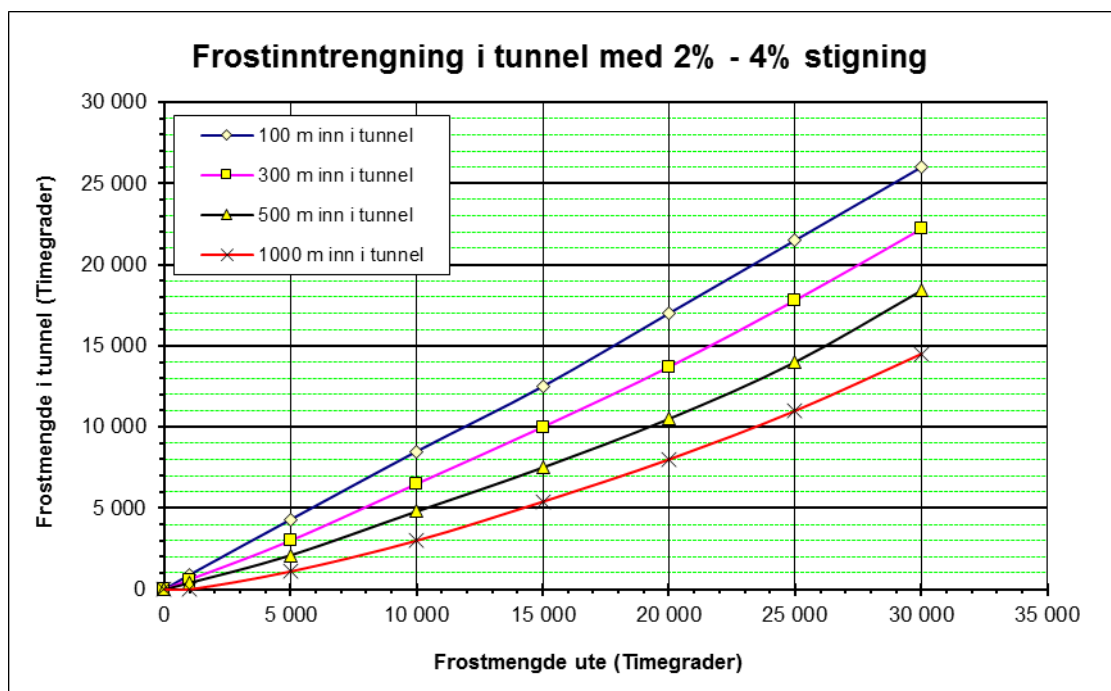
- Horisontale tunneler
- Tunneler med stigning
- Undersjøiske tunneler
- Tunneler med enveistrafikk.

Hver av gruppene har et karakteristisk frostmengdeprofil (Intern rapport 2301 *Frostmengder i vegtunneler*, Pedersen 2002). 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).

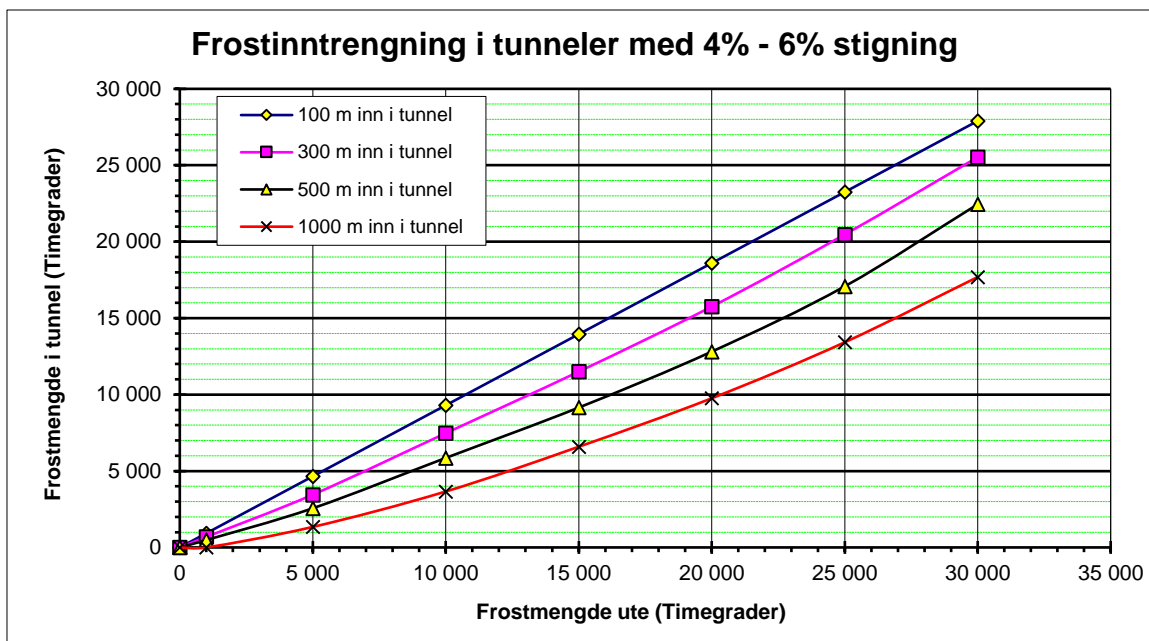
Som dimensjonerende frostmengde i diagrammene, figur 7.1 – 7.5, er det benyttet data fra de eldre kommunetabellene (se 7.2.1).



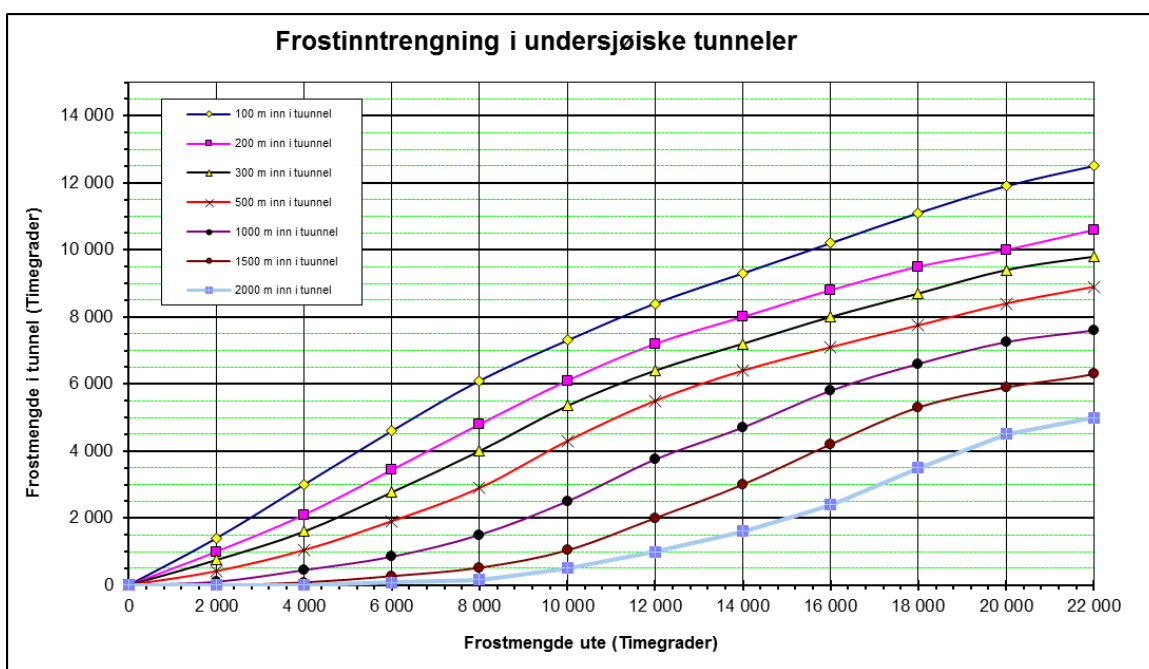
Figur 7.1 Frostinntrengning i horisontal tunnel (Pedersen 2002)



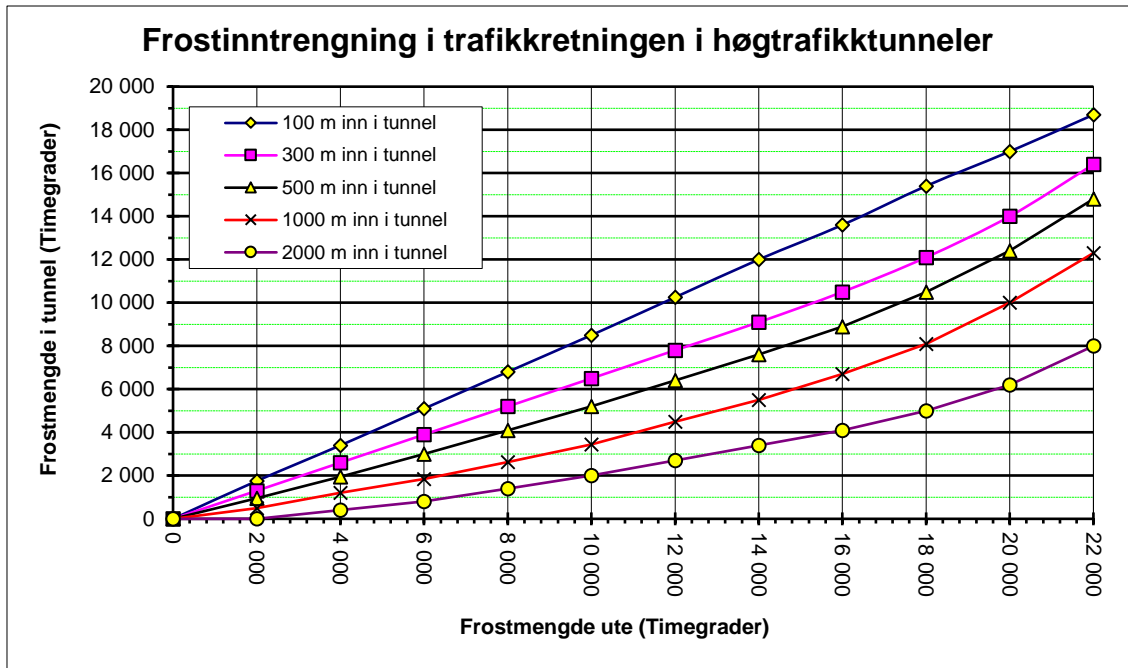
Figur 7.2 Frostinntrengning i tunnel med 2%-4% stigning (Pedersen 2002)



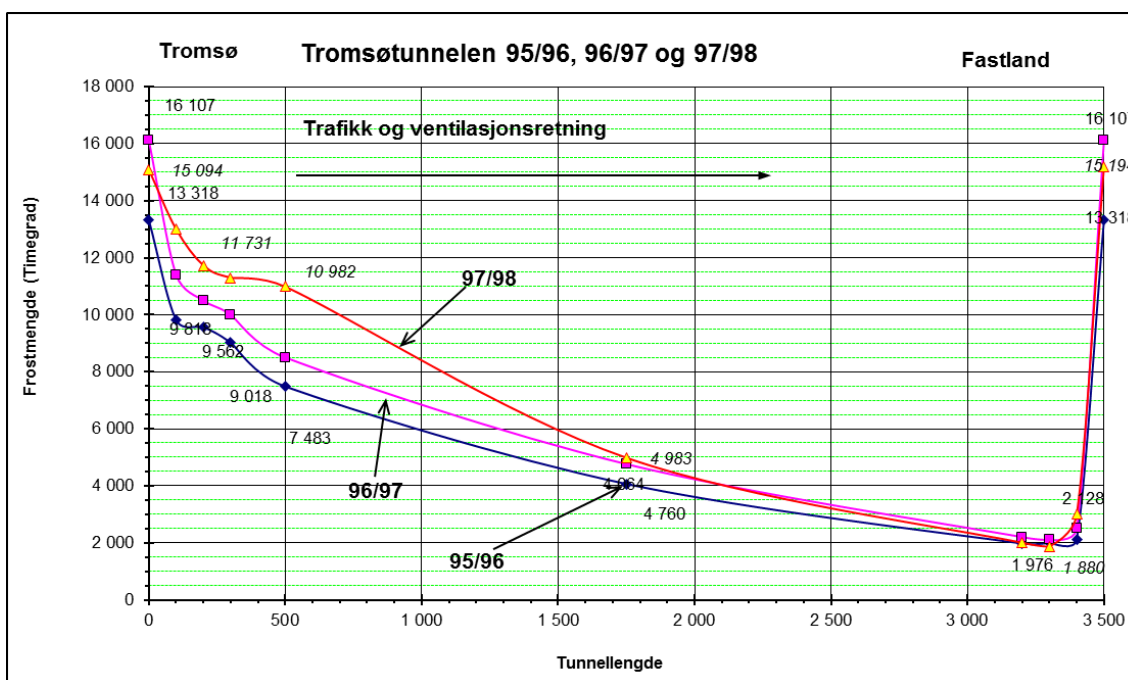
Figur 7.3 Frostinntrengning i tunneler med 4%-6% stigning (Pedersen 2002)



Figur 7.4 Frostinntrengning i undersjøiske tunneler (Pedersen 2002)



Figur 7.5 Frostinntrengning i trafikretningen i høytrafikk tunneler (Pedersen 2002)

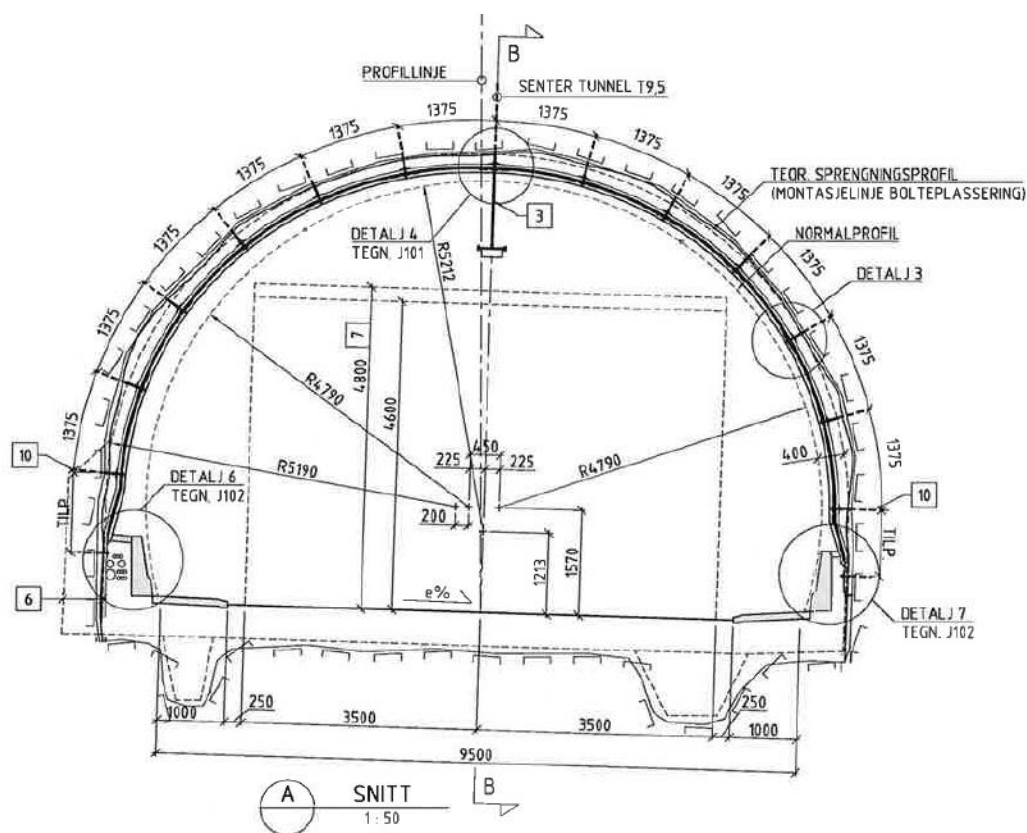


Figur 7.6 Frostprofil i høytrafikk tunneler, Tromsø 96-98. Frostprofilene viser liten variasjon fra år til år selv med stor variasjon i frostmengden. (Pedersen 2002)

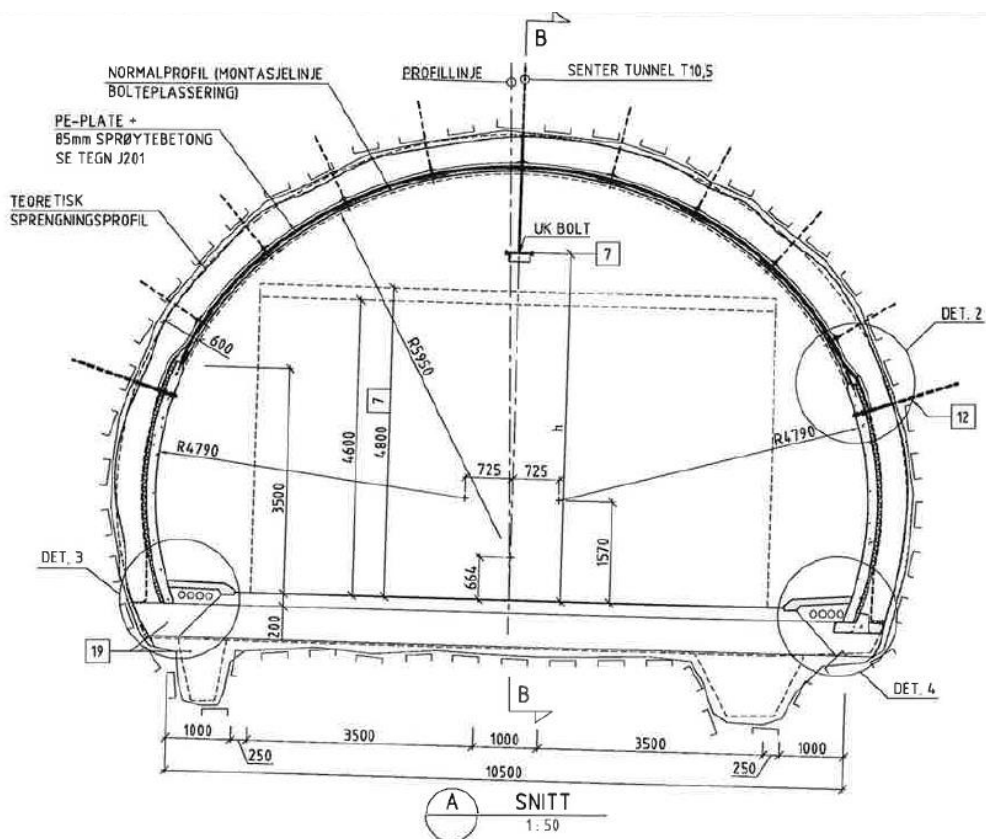
7.3 Konstruksjonstyper

De ulike typer av vann- og frostsikringskonstruksjoner er gitt i *håndbok N500*. De aktuelle typene er:

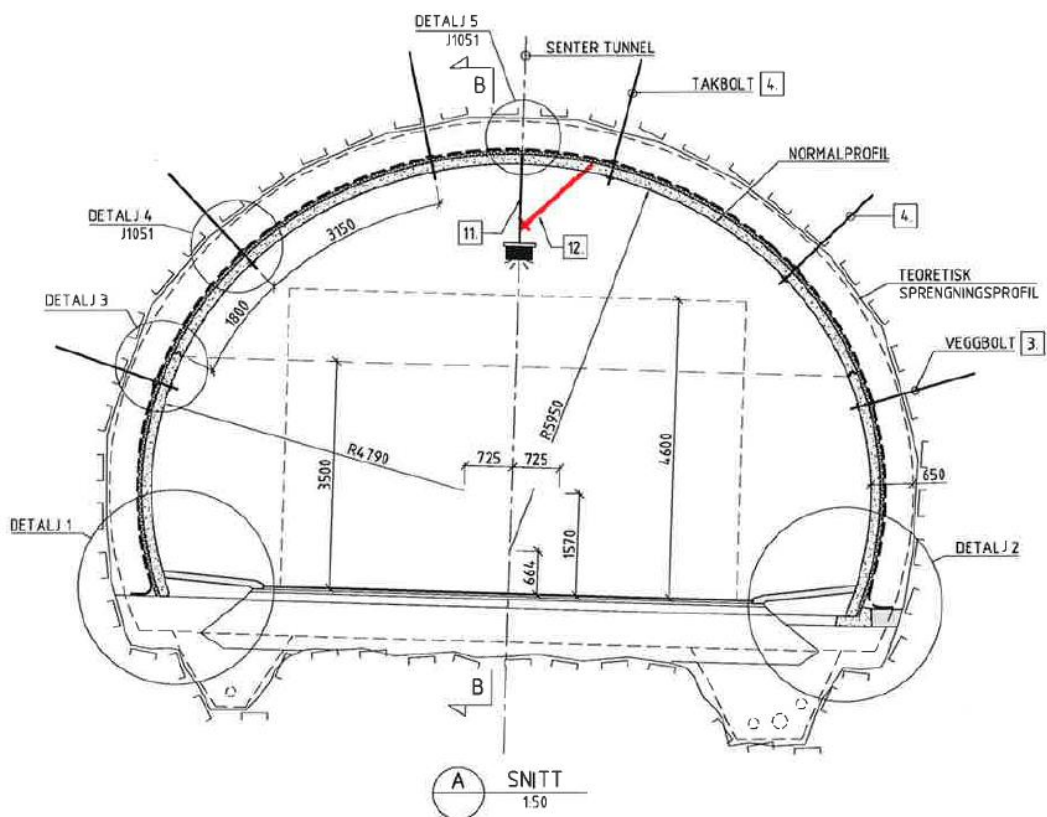
- Hvelv av sprøytebetong (se figur 7.7)
- Kombinert veggelementer av betong og sprøytebetong i heng (se figur 7.8)
- Hvelv av betongelementer (se figur 7.9)
- Kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv med membran (se figur 7.10)
- Støpt betonghvelv med membran; i soner med dårlig berg – kombinert med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



Figur 7.7 Skisse av PE-hvelv og sprøytebetong med føringskant, T9,5 (Rønneberg 2016)



Figur 7.8 Skisse av PE-hvelv med betongelementer i vegg, T10,5 (Rønneberg 2016)



Figur 7.9 Skisse av betongelementhvelv, T10,5 (Rønneberg 2016)

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.

Foamglas (™) kan benyttes som frostisolasjon bak betongelementer, tykkelsen er tilsvarende XPS. Til nå er ikke denne løsningen brukt.

7.4.2 Membraner

Ved kontaktstøp monteres membran på avjevnet underlag og med fiberduk som beskyttelse. Det er viktig 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 er gitt i *håndbok N500*. Korrosjonsbeskyttelse av ståldeler i tunnel er utredet i etatsprogrammet Varige konstruksjoner, se *Svv-rapport nr. 410 Korrosjonsbeskyttelse i tunneler* (Knudsen 2015).

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 gjelder for vinkler, plater og rundstål.

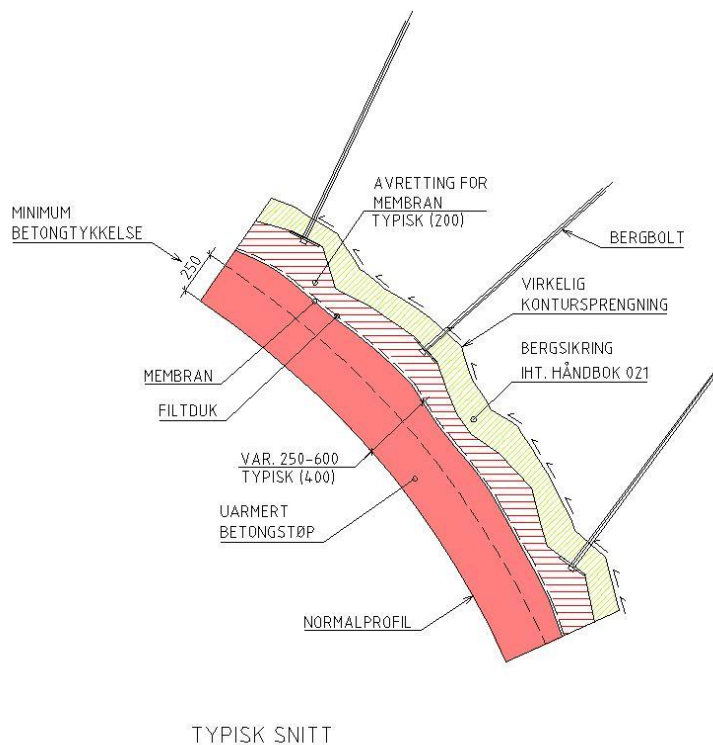
NS-EN 3506 gjelder for bolter, dvs. 'pinneskruer' og muttere.

7.4.4 Hvelv av betongelementer

Skisser av betongelementhvelv er vist i figur 7.8 og 7.9. Se også (Rønneberg 2016). Anbefalt boltediameter for forankringsbolter for veggelementer er 25 mm.

Prinsippskisse av fuge og brannsikring av fuge er vist i kap. 4.4.

7.4.5 Kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv med membran



Figur 7.10 Skisse av kontaktstøpt vann- og frostsikringshvelv med membran (Buvik 2012 og Norconsult 2012).

Kontaktstøpt hvelv for vann- og frostsikring er en alternativ konstruksjon til betongelementer og sprøytebetonghvelv, og er aktuell for alle frostmengder. Løsningen er beskrevet i *Svv rapport nr. 127 (Buvik 2012)* og *nr. 130 (Norconsult 2012)*, 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, og det er ikke rom bak hvelv (som reduserer faren for frostoppbygging og spredning av en ev. brann).

Løsningen bør vurderes spesielt i saltvannssonen i undersjøiske tunneler, hvor korrosjonsmiljøet er spesielt krevende.

7.4.6 Hvelv av sprøytebetong

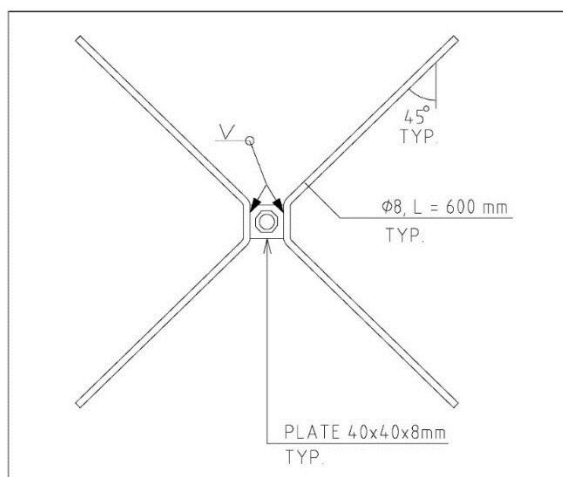
Hvelv av sprøytebetong monteres som brannsikring over hvelv av PE-skum som vann- og frostsikring, eller over membran som vannsikring i lav-frost-soner.

Oversikt over typer av utførelse, med bolteavstand og dimensjoner armeringsnett er vist i tabell 7.1.

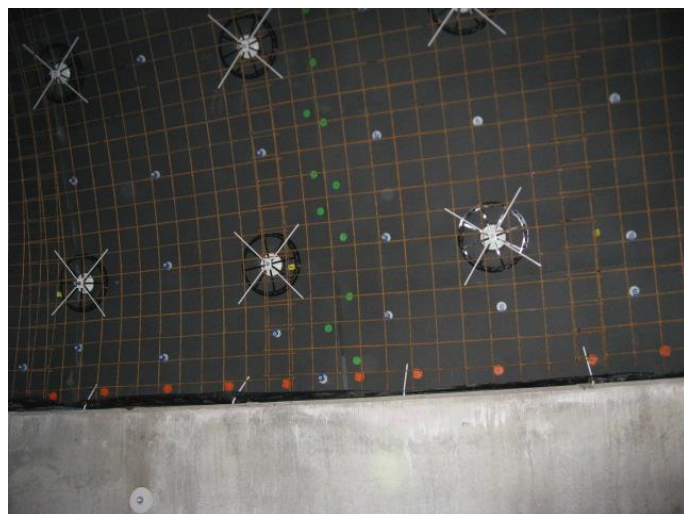
Tabell 7.1 Bolteavstand og armeringsnett for hvelv av sprøytebetong

	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 overldekning 25 ± 5 mm mot isolasjonsplater (PE-skum) eller membran.



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, skjøteplugger, osv. Nestunnelen 2013.

Dilatasjonsfuger

For dilatasjonsfuger monteres egnet plastprofil e.l. som rissanviser med dimensjon minimum 70 mm, for å styre opprissingen (se også fig. 4.6). Armering kappes og fjernes i avstand lik overdekningen til hver side for forventet riss. Fugen forsegles med brannsikker fugemasse. Fuging avventes så lenge som praktisk mulig med hensyn til svinnbevegelse i hvelvet etter utsprøyting. Dilatasjonsfuger med åpning under 5 mm samt spalte mellom sprøytbetonghvelv og veggelement/føringskant forsegles ikke.

For tunneler med veggelementer tilpasses dilatasjonsfugene elementfugene best mulig 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. Anbefalte dimensjoner på PE-skjørt:

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

Eksempel på PE-skjørt festet til plate av PE-skum er vist i figur 7.13.



Figur 7.13 Eksempel på PE-skjørt festet til plate av PE-skum for montering kant mot kant. Bildet viser en stabel av PE-plater før montering. PE-platene har PE-skjørt påsveiset den ene langsiden, til venstre i bildet.

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. Skjøtepluggene plasseres med største senteravstand 300 mm.

Bruk av membranbue som vannsikring

En forholdsvis ny løsning for bruk i områder med lave frostmengder ($F_{10} < 8\,000 \text{ h}^\circ\text{C}$). Oppstramming av hvelvet er viktig for å minske bevegelse ved påsprøyting av betong. For å sikre heft til sprøytebetongen har membran i membranbue ulike typer av løsninger.

Eksempler på slike er integrerte løsninger (flosset overflate eller påsveiset nett), og separat montert tynn fiberduk.

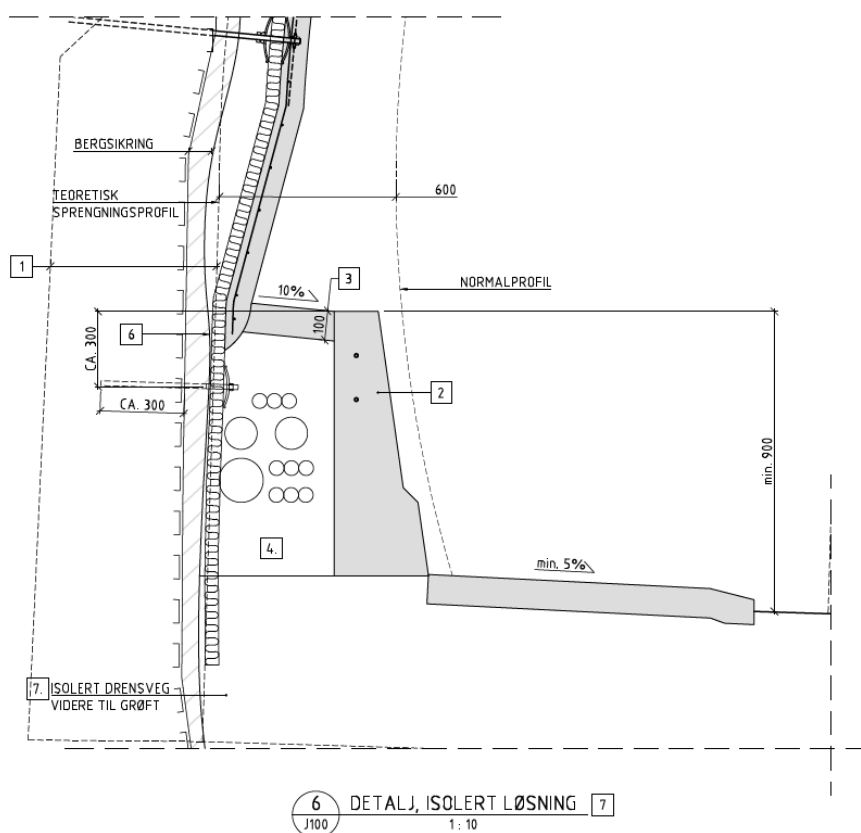
Sprøytebetong

Minste sprøytebetongtykkelse blir 85 mm pga. tilstrekkelig overdekning av armering K-189.

7.4.7 Føringskant av betong

Føringskant av betong tilpasses til tunnelen, 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 (Rønneberg 2016).



Figur 7.14 Skisse som viser føringskant av betong (Rønneberg 2016)

8 DRENERING

Foreløpig er det ikke utarbeidet veiledende tekst som angår drenering i vegtunneler.

9 TEKNISKE ANLEGG

9.1 Generelt

Korrosjonsbeskyttelse av teknisk utstyr, se *Sv-rapport nr. 410 Korrosjonsbeskyttelse i tunneler (Knudsen 2015)*, fra etatsprogrammet Varige konstruksjoner.

9.2 Belysning i tunneler

Belysning av nisjer og dører til rømningsveier

Håndbok N500 Vegtunneler: «Havarinisjer og snunisjer skal belyses særskilt slik at de visuelt skiller seg ut fra tunnelen for øvrig.»

Dører som fører ut av tunnelløpet (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)

Figur 9.2 viser spesiell belysning ved oppstillingsplass for ferjetrafikk.



Figur 9.2 Amlatunnelen. Brukes også som oppstillingsplass for ferjetrafikk. Da er det også viktig med et kunstnerisk innslag ved bruk av lys og kunst (trygghet og opplevelse). (Foto: A.P. Søvik)

9.3 Ventilasjon

9.3.1 Beregning av nødvendig friskluftbehov og kontroll av luftkvalitet

Dimensjoneringsår og trafikkmengde

Forurensningsnivået beregnes ved dimensjonerende timetrafikk. Ved ukjent trafikkfordeling antas 2/3 av trafikken i dimensjonerende time å kjøre i den mest ugunstige retningen, det vil si i stigning eller mot den valgte ventilasjonsretningen.

Utslipp av gass og partikler beregnes for to kjøretøygrupper:

- Lette kjøretøy omfatter personbiler og varebiler med total vekt inntil 3,5 tonn eller lengde inntil 7,5 m
- Tunge kjøretøy omfatter person- og varebiler med tilhenger, busser, lastebiler og vogntog med total vekt over 3,5 tonn eller lengde over 7,5 m. Antatt gjennomsnittsvekt for denne gruppa er 20 tonn.

CO-produksjon

$$Q_{oCO} = (q_{oCOlette} \cdot M_{lette} \cdot k_{slette} + q_{oCOtunge} \cdot M_{tunge} \cdot k_{stunge}) \cdot k_{hh} \cdot L / 1000$$

Q_{oCO} = produsert CO-mengde i tunnelen [m^3/t]

q_{oCO} = basisverdi for CO-produksjon pr. bil på flat veg og fart > 40 km/t [l/km per kjøretøy]

M_{lette} = trafikkmengde, lette kjøretøy [kjt/t]

M_{tunge} = trafikkmengde, tunge kjøretøy [kjt/t]

k_s = korreksjonsfaktorer for stigning etter tabell 9.2

k_{hh} = korreksjonsfaktor for høyde over havet etter tabell 9.3

L = tunnallengde [km]

Basisverdien for CO-produksjon kan settes til 1,5 l/km for lette kjøretøy ved gjennomsnittlig trafikkfart over 40 km/t. Gjennomsnittsverdi for tunge kjøretøy settes til 3,0 l/km.

Basisverdien forutsetter varm katalysator. Ved kaldstart kan det antas en ti-dobling av CO-utslippet fra biler med bensinmotor. Kaldstartandelen vurderes spesielt for tunneler ut fra store parkeringsanlegg eller like etter lange fergestrekninger.

CO-utslippet øker ved saktegående kø og tomgangskjøring. Ved stillestående kø settes CO-utslippet til 25 liter/time pr bil. Ved kø beregnes maksimalt antall biler i hvert kjørefelt som $M = L/25$ der L er tunnallengde i meter. Hvis det er sannsynlig at det regelmessig vil oppstå kø med et større antall biler i tunnelen enn dette, reguleres maksimal kølengde og/eller avstand mellom bilene ved hjelp av trafikkstyring.

Tabell 9.2 Korreksjonsfaktorer ved kjøring i stigning

Stigning (s)	< -4 %	-3 %	-2 %	0 %	2 %	4 %	6 %	8 %	10 %
$k_{slette} = 25 \cdot s + 1$ ($s > -3,5 \%$)	0,11	0,25	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
$k_{stunge} = 36 \cdot s + 1$ ($s > -2,5 \%$)	0,1	0,1	0,3	1,0	1,7	2,5	3,2	3,9	4,6

Tabell 9.3 Korreksjonsfaktorer for høyde over havet

Høyde over havet (h)	< 300	400	800	1200	1600
$k_{hh} = 0,78 \cdot e^{0,00078h}$ (ved $h > 300$ m)	1,0	1,1	1,5	2,0	2,7

Friskluftsbehovet for uttynning av CO beregnes på grunnlag av grenseverdi for tillatt CO-konsentrasjon i tunnel, C_x (50 ppm):

$$Q_{o\text{luft}} = \frac{Q_{oCO}}{C_x} \cdot 10^6 \quad [m^3/t]$$

NOx-produksjon

$$Q_{oNOx} = (q_{oNOx\text{lette}} \cdot M_{\text{lette}} \cdot k_{s\text{lette}} + q_{oNOx\text{tunge}} \cdot M_{\text{tunge}} \cdot k_{s\text{tunge}}) \cdot L / 1000$$

Q_{oNOx} = produsert NOx-mengde i tunnelen [m^3/t]

q_{oNOx} = basisverdi for NOx-produksjon per bil på flat veg og fart > 40 km/t [l/km per kjøretøy]

M_{lette} = trafikkmengde, lette kjøretøy [kjt/t]

M_{tunge} = trafikkmengde, tunge kjøretøy [kjt/t]

k_s = korreksjonsfaktorer for stigning etter tabell 9.2

L = tunnellengde [km]

Basisverdien for NOx-produksjon settes til 0,15 l/km for lette kjøretøy ved trafikkfart over 40 km/t. Gjennomsnittsverdi for tunge kjøretøy settes til 5,0 l/km på flat veg med fart mellom 40 og 90 km/t.

Friskluftsbehovet for uttynning av NO₂ beregnes på grunnlag av grenseverdien for tillatt NOx-konsentrasjon i tunnel, C_{NOx} .

$$Q_{o\text{luft}} = \frac{Q_{oNOx}}{C_{NOx}} \cdot 10^6 \quad [m^3/t]$$

NO₂-andelen av NOx er normalt mindre enn 10 % i tunneler med utluftingstid under to timer. I spesielt lange tunneler og i nærheten av store parkeringsanlegg eller fergestrekninger er det målt NO₂-andel på over 20 % av NOx. Det antas at innføring av partikkelfilter på store dieserbiler også kan gi økt NO₂-andel like etter start med kald katalysator. Dette avklares spesielt for den enkelte tunnel.

Siktreduserende sot- og støvpartikler, PM₁₀

$$PM_{10} = p_{\text{sikt}} \cdot (M_{\text{tunge}} + 0,05 \cdot M_{\text{lette}}) \cdot k_s \cdot k_{hh} \cdot L$$

PM_{10} = Produserte mengder sot- og støvpartikler (< 10 μm) [mg/t]

p_{sikt} = Basisverdi for sot- og støvproduksjon fra tunge kjøretøy på flat veg [mg/km per kjøretøy]

M_{tunge} = trafikkmengde, tunge kjøretøy [kjt/t]

M_{lette} = trafikkmengde, lette kjøretøy [kjt/t]

k_s = korreksjonsfaktorer for stigning etter tabell 9.4

k_{hh} = korreksjonsfaktor for høyde over havet etter tabell 9.3

L = tunnellengde [km]

Ventilasjonsanlegget dimensjoneres for svevestøv (PM₁₀). Det forutsettes at mengden av større partikler holdes på et akseptabelt nivå ved feiing/spyling eller ved bruk av støvbindende midler.

Basisverdien for PM₁₀-produksjon for tunge kjøretøy settes til 400 mg/km på flat veg. PM₁₀-produksjon fra lette kjøretøy settes normalt til 5 % av basisverdien. I tunneler med piggdekkandel

under 25 % og gjennomsnittlig trafikkfart mindre enn 60 km/t, kan basisverdien reduseres til 200 mg/km per kjøretøy.

Tabell 9.4 Korreksjonsfaktorer for PM₁₀-produksjon ved kjøring i stigning

Stigning	< -1%	0%	2%	4%	6%	8%	10%
k_s	0,5	1,0	2,0	2,8	3,6	4,4	5,0

$$k_s = -100 \circ s^2 + 50 \circ s + 1 \quad (\text{ved } s > -1 \%)$$

Friskluftsbehovet for uttynning av PM₁₀ beregnes på grunnlag av grenseverdi for tillatt støvkonsentrasjon i tunnel, C_{sikt} (1500 mg/m³):

$$Q_{o\text{ luft}} = \frac{PM_{10}}{C_{sikt}} \quad [m^3/t]$$

Den største av de tre verdien for $Q_{o\text{ luft}}$ brukes til å beregne dimensjonerende trekk i tunnelen.

Friskluftbehovet regnes om til aktuelt trykk og temperatur i tunnelen og divideres på tunnelverrsnittet for å finne dimensjonerende trekk:

$$u_t = Q_{o\text{ luft}} \frac{p_o \cdot T}{p \cdot T_o \cdot A_N \cdot 3600} \quad [m/s]$$

u_t = dimensjonerende trekk i tunnelen

$Q_{o\text{ luft}}$ = dimensjonerende luftmengde ved 0 °C og normalt lufttrykk ved havnivå

p_o = 101,3 kPa (1013 mb)

T_o = 273,15 K (0 °C)

p = aktuelt lufttrykk (lavtrykk, korrigert for høyde over havet)

T = aktuell middeltemperatur i tunnelen [K]

A_N = tunnelverrsnitt målt i normalprofilen [m²], tabell 9.5

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

Utstyr for kontrollmåling av luftkvalitet

Måleområdet for NO₂: 0 – 5 ppm

Måleområdet for NO: 0 – 50 ppm

Måleområdet for CO: 0 – 200 ppm

I tunneler med lengde over 1,0 km og ÅDT > 1000, installeres utstyr for NO₂-måling hvis tunnelen er åpen for gående og syklende. I kortere tunneler vurderes behovet for overvåking av gasskonsentrasjonen ut fra trafikkmengde og sannsynlighet for kø i tunnelen.

I tunneler med toveistrafikk og lengde fra 1,0 til 2,5 km, plasseres måleutstyr for NO₂ og CO ved de første havarinisjene 375 – 500 m inn fra portalene. I tunneler med lengde fra 2,5 til 6,0 km, plasseres i tillegg målere for NO₂ ved en havarinisje omtrent midt i tunnelen. I tunneler med lengde over 6,0 km er avstanden mellom NO₂-målerne maksimum 2,5 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 for NO₂ og CO ved siste havarinisje før sjakta.

9.3.2 Beregning av nødvendig skyvkraft ved langslufting

Generelt

Et system med langslufting kan bygges med eller uten ventilasjonstårn/tverrslag. Luftstrømningen kan regnes som rørstrømning, og det kan settes opp enkle ligninger for luftbevegelsen gjennom tunnelen.

De kreftene som forårsaker ventilasjon i en tunnel kan inndeles i tre:

– Mekaniske ventilasjonskrefter

Mekaniske ventilasjonskrefter forårsakes av vifter som installeres i tunnelen. Trykktapsbidraget fra den mekaniske ventilasjonskraften beregnes ut fra etterfølgende ligning (1) og (2).

– Meteorologiske ventilasjonskrefter

De meteorologiske ventilasjonskreftene er oftest ustabile, og det kan være vanskelig å forutsi styrke og fordeling av de ulike bidragene. Dette gjelder spesielt for vindkrefter og innvirkning fra klimaskiller. Temperaturkreftene kan være mer stabile og lettere å få oversikt over. Måling av naturlig trekk anbefales der dette er mulig. Ut fra naturlig trekk inne i tunnelen kan trykktapsbidraget fra den meteorologiske ventilasjonskraften beregnes ut fra ligning (2). Hvis den naturlige trekken ikke kan fastsettes ved målinger, beregnes bidraget ut fra ligning (3).

– Stempeleffekt fra kjøretøy

Når kjøretøy trafikkerer en tunnel med en hastighet som er forskjellig fra lufthastigheten i tunnelen, vil de utøve et trykk (skyvkraft) mot luftmassene i tunnelen. Denne effekten beregnes ut fra ligning (4) for tunneler med toveis trafikk og etter ligning (5) for enveiskjørtede tunneler.

Dimensjonerende netto skyvkraft

Dimensjonerende netto skyvkraft er den skyvkraften som skal til for å overvinne trykktapsbidraget fra mekaniske og de meteorologiske ventilasjonskreftene og stempeleffekt fra kjøretøyene.

Tabell 9.5 Tverrsnitt og hydraulisk diameter for de ulike tunnelprofiler, ca.-verdier

Tunnelprofil	Normalprofil, Areal	Omkrets	Hydraulisk diameter
	A_N m^2	O m	D_H m
T5,5	29,72	20,21	5,88
T8,5	49,65	26,66	7,45
T11,5	70,87	32,85	8,63
T7,5	40,39	23,96	6,74
T9,5	53,60	28,12	7,62
T10,5	60,40	30,18	8,01
T12,5	75,48	34,40	8,78
T13,0	79,37	35,45	8,96
T13,5	83,72	36,54	9,16
T14,0	87,33	37,54	9,30

A_N = Areal regnet etter normalprofilet over kjørebane og sideareal, forutsatt 5 % fall på skulder.

D_H = Hydraulisk diameter definert som $D_H = \frac{4A_N}{O}$ der O er omkretsen for normalprofilet (berøringsflaten).

Beregning av forskjellig trykktap

Mekaniske ventilasjonskrefter, trykktap basert på beregnet nødvendig lufthastighet

Ligning (1):

$$\Delta p = \frac{\rho}{2} \left(i + \lambda \frac{L}{D} + 1 \right) u^2 + \rho \frac{du}{dt} \left[N/m^2 \right]$$

lastebiler og busser = 1,0 – 1,7

- N^+ , N^- = antall biler inne i tunnelen på et gitt tidspunkt i dimensjonerende time, som kjører med dimensjonerende hastighet, N^+ med luftstrømmen og N^- mot luftstrømmen
- v_t = trafikkfart [m/s]
- u = dimensjonerende lufthastighet [m/s]

b) Tunneler med enveistrafikk

For enveistrafikkerte tunneler kan formelen for stempelkraft forenkles til: Ligning (5):

$$P_F = \frac{\rho}{2} \cdot \frac{i_F \cdot A_F}{\left(1 - \frac{A_F}{A_T}\right)^2} (N^+ (v_t - u)^2) [N]$$

c) Motstand fra biler i tunnelen ved brann

Motstand fra kjøretøy som blir stående i tunnelen ved brann, beregnes etter ligning 5. Antall kjøretøy inn mot brannstedet vurderes ut fra ÅDT, tunnellengde og antatt tid fra brannstart til stengning av tunnelen. Fordeling av tunge og lette kjøretøy baseres på gjennomsnittsbetraktninger. Det forutsettes at alle som har passert brannstedet, kjører ut av tunnelen.

Dimensjonerende skyvkraft

$$\text{Dimensjonerende skyvkraft} = \frac{\text{Dim. nettoskyvkraft}}{k_s} = \frac{P_F + \sum_1^n \Delta p_n \cdot A_n}{k_s} [N]$$

$\Delta p_n \cdot A_n$ = Trykktap · netto tunnelverrsnitt på en delstrekning

k_s = systemkoeffisient for impulsvisiter

En systemkoeffisient på 0,7 angir at 30 % av impulsventilatorens skyvkraft går tapt på grunn av at deler av luftstrømmen ut av impulsventilatoren treffer tunneloverflaten. Innløpstapet kan reduseres ved å montere ventilatorene i god avstand fra tunnelheng/vegg. Systemkoeffisienten kan økes til 0,8 hvis avstanden mellom motoraksling og nærmeste punkt i tunnelprofilen er større enn diameteren på viftehjulet. Det forutsettes at trafikkskilt og andre hindringer som forårsaker turbulens, blir plassert i minst 10 m avstand fra ventilatorens luftinntak.

9.3.3 Styring av ventilasjonsanlegg

Impulsventilatorene anbefales å startes med 5 – 10 sekunders mellomrom for å begrense belastningen på det elektriske anlegget ved direkte start. Nøyaktig starttid oppgis av ventilatorleverandør. Antall start og stopp begrenses til et minimum ved effektiv styring. Ventilasjonsnivået reguleres automatisk i 2 – 4 trinn. Startgrenser, antall ventilatorer i hvert trinn og ettergangstider endres enkelt uten omprogrammering. Ettergangstid er definert som driftstid for ventilasjonsanlegget etter at gassnivået for alle målepunkt har falt under startgrensen. Riktig ettergangstid vil sørge for at en gasspropp flyttes fra målepunktet og ut av tunnelen før ventilasjonsanlegget stopper. Ettergangstidene i hvert trinn tilpasses ut fra aktuell viftekapasitet og tid for utlufting av halve tunnellengden. I tunneler med toveistrafikk kan det bli nødvendig å øke ettergangstiden for å gi tilstrekkelig gjennomlufting i perioder med stor trafikkandel i retning mot ventilasjonsanlegget. Det er viktig at nye ventilasjonsanlegg følges nøye opp et par måneder etter åpning av tunnelen, med justering av ettergangstidene for den virkelige trafikksituasjonen.

Tabell 9.6 inneholder et forslag til startgrenser i et 4-trinns ventilasjonsanlegg. Startverdiene justeres ut fra driftserfaringer etter åpning av tunnelen. Ventilasjon for NO₂ vil normalt gi akseptable verdier av

svevestøv. Det forutsettes at mengden av større partikler holdes på et akseptabelt nivå ved feiing/spyling eller ved bruk av støvbindende midler.

Erfaringer viser at feil på måleutstyret kan gi både dårlig luft og store energikostnader. Det er derfor viktig med gode rutiner for å oppdage målefeil og funksjonssvikt på måleutstyret i tillegg til periodisk kalibrering og utskifting av sensorer.

Tabell 9.6 Forslag til startgrenser for NO₂, NO og CO

Ventilasjonsstrinn	Ved havarinisje 350 – 500 m fra portal			Ved havarinisje midt i tunnelen		
	NO ₂	NO	CO	NO ₂	NO	CO
1	0,8	5,0	20	0,4	4,5	10
2	1,0	6,5	30	0,5	5,1	15
3	1,2	8,0	40	0,6	5,7	20
4	1,4	9,5	50	0,7	6,3	25
Alarm	1,5	10	100	0,75	6,8	50

Ved enveistrafikk og fri trafikkavvikling er stempeleffekten som regel stor nok til å ventilere tunnelen uavhengig av tunnallengde. Ventilasjonsretningen er alltid med trafikken. Hvis trafikken om natta blir så liten at trekken stopper opp blir også utslippet av forurensning så lite at det sjelden blir behov for ventilasjon, men det er viktig å være klar over at NO₂-andelen av NO_x stiger når ventilasjonsanlegget stoppes i flere timer. Ved variabel ventilasjonsretning anbefales bruk av vifter med tilnærmet lik skyvkraft i begge retninger.

10 DOKUMENTASJON

10.1 Geologisk sluttdokumentasjon

Håndbok N500 Vegtunneler: Ingeniørgeologisk sluttrapport skal:

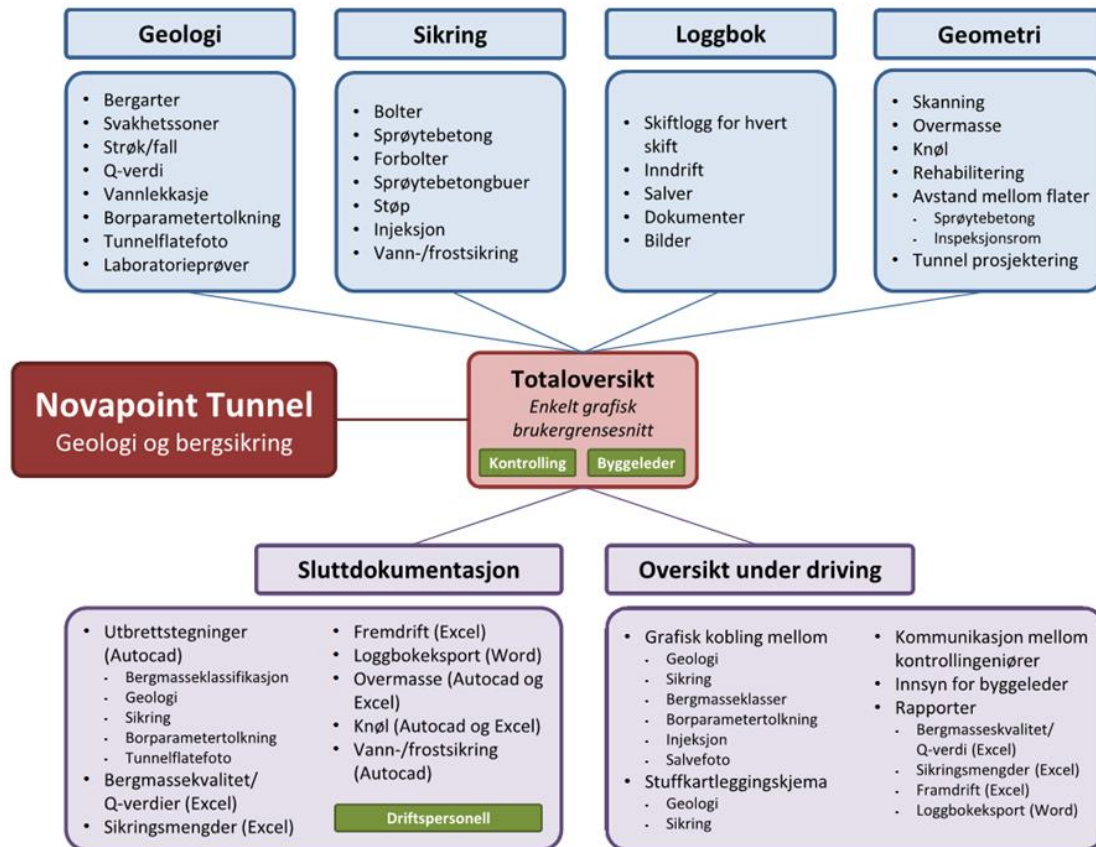
- *Inneholde geologisk/ingeniørgeologisk dokumentasjon med kartlegging og beskrivelse av bergforholdene og samlet utført sikring (for eksempel data registrert i Novapoint Tunnel – Geologi og bergsikring). Bakgrunns materialet skal også inkluderes og arkiveres. Den elektroniske dokumentasjonen skal være klargjort for lagring i Statens vegvesens database-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.*

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 bør følges opp spesielt som del av drift- og vedlikeholds rutinene, sammen med beskrivelse av områdene og vurdering av nødvendig hyppighet.

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 kan *Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring* benyttes. Dette er et komplett system for registrering, oppfølging og dokumentasjon for tunneldriving, illustrert i figur 10.1. 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.



Figur 10.1 Novapoint Tunnel Geologi og bergsikring

REFERANSER

Håndbok N100 Veg- og gateutforming. Statens vegvesen 2013.

Håndbok V120 Premisser for geometrisk utforming av veier. Statens vegvesen 2013.

Håndbok N200 Vegbygging. Statens vegvesen 2014.

Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser. Statens vegvesen 2016.

Håndbok R211 Feltundersøkelser, retningslinjer. Statens vegvesen 1997.

Håndbok V224 Fjellbolting. Statens vegvesen 2000.

Håndbok N300 Trafikkskilt. Statens vegvesen 2012.

Håndbok V321 Variable skilt. Statens vegvesen 2013.

Håndbok N500 Vegtunneler. Statens vegvesen 2016.

Håndbok V717 Brukerveileder Nord2000 Road. Statens vegvesen 2011.

Håndbok R760 Styling av vegprosjekter. Statens vegvesen 2012.

Håndbok R765 Avfallshåndtering. Statens vegvesen 2012.

Andersson, H. (2005): Injeksjon – erfaringer fra Jong–Askertunnelene. Statens vegvesen Teknologivdelingen, Teknologirapport nr. 2424.

Backer, L. (1997): Sentrumsring Drammen Parsell Bragernes – Fjelltunnel. Ingeniørgeologisk beskrivelse for anbud. NGI rapport 960073–1, Rev. 2 datert 16. Juni 1997.

Barton, N. (2003): Teoretisk og empirisk forståelse av forinjeksjon og mulighet for redusert sikringsmengde i utvalgte tunnelstrekninger (Miljø- og samfunnstjenlige tunneler Rapport nr. 29). Statens vegvesen Teknologivdelingen. Intern rapport nr. 2323.

Braathen, A. og Gabrielsen, R.H. (2000): Bruddsoner i fjell – oppbygging og definisjoner. NGU Gråsteinen 7.

Buvik, H. (2012): Svv rapport nr. 127 Etatsprogrammet Moderne vegtunneler 2008–2011 Hovedrapport.

Direktoratet for Bygge kvalitet og Miljødirektoratet (2013): Unngå helse og miljøskadelige stoffer i bygg. En veileder for byggherrer, prosjekterende og utførende.

Ganerød, G. V., Dalsegg, E., Rønning, J.S. (2010): Geologiske og geofysiske undersøkelser for tunnelstrekningen Sandeide–Liavatnet, Ringveg Vest, Bergen. NGU Rapport 2009.077

Geophysix (2014): Rapport G–105. Seismisk Tomografi og Borehullsradar, datarapport. Rv 23 Oslofjordtunnelen

Jonasson, H.G. og Storheier, S.Å. (2001): Nord2000. New Nordic Prediction Method for Rad Traffic Noise, Version 1.0., SP Report 2001:10, Borås 2001

Karlsrud, K., Erikstad, L., Snilsberg, P. (2003): Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø, Publ. 103 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.

Kirkeby, T. (2010): Ringveg Vest Bergen, 2. byggetrinn. Ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunlaget. Svv rapport nr 2010127742–001.

Klüver, B.H. og Kveen, A. (2004): Berginjeksjon i praksis. Publikasjon nr 104 (Miljø- og samfunnstjenlige tunneler). Statens vegvesen Teknologivdelingen.

Knudsen O.Ø. (2015): Svv rapport nr. 410 Korrosjonsbeskyttelse i tunneler. Etatsprosjektet Varige konstruksjoner.

Lynneberg, T.E. (1990): Geologisk rapport, rapport nr. Z–196A: E18 Tunnel gjennom Hanekleiv. Geologisk undersøkelse. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet. Rapport nr.2 datert juni 1990.

Magnussen, A.W. og Kvelde, V. (2003): Intern rapport nr. 2324 Vanninfiltrasjon. Erfaringer og anbefalinger. Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Vegdirektoratet, Teknologivdelingen.

- Miljødirektoratet (2014): Veileder til retningslinje for behandling av støy i arealplanleggingen (T-1442/2012). M-128 – 2014.
- Norconsult (2012): Svv rapport nr. 130 Etatsprogrammet Moderne vegtunneler 2008–2011. Strategi for bygging av nye vegtunneler.
- Norges geotekniske institutt (2015): Håndbok Bruk av Q-systemet.
- Norsk Bergmekanikkgruppe (1985): Ingeniørgeologi – berg: håndbok.
- Norsk Bergmekanikkgruppe (2011): Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering.
- Norsk Betongforening (2011): Publikasjon nr 7 Sprøytebetong til bergsikring.
- Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2000): Håndbok nr. 02. Engineering geology and rock engineering.
- Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2008): Håndbok nr. 05. Tung bergsikring i undergrunnsanlegg.
- Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2008): Teknisk rapport nr. 08. Sikkerhet ved berginjeksjon.
- Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2009): Teknisk rapport nr. 09. Behandling og utslipp av driftsvann fra tunnelanlegg.
- Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2010): Håndbok nr. 06. Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg.
- Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2014): Teknisk rapport nr. 15. Støy fra bygge- og anleggsvirksomhet.
- NS-EN 1992-1-1 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Standard Norge.
- NS-EN 1997 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Standard Norge.
- NS-EN 3506 Mekaniske egenskaper for korrosjonsbestandige festeelementer av rustfritt stål. Standard Norge.
- NS-EN 10088 Rustfrie Stål. Standard Norge.
- NS-EN 14488 Prøving av sprøytebetong. Standard Norge.
- Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K.B. og Grundt, L. (2003): Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg. Publikasjon nr 101 (Miljø- og samfunnstjenlige tunneler). Statens vegvesen Teknologivdelingen.
- Palmstrøm, A. (2005): Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD). Tunneling and Underground Space Technology, 20(4): 362–377.
- Pedersen, K.B. (2002): Intern rapport nr. 2301 Frostmengder i vegtunneler. Statens vegvesen Vegdirektoratet.
- Pedersen, K.B., Kompen, R og Kveen, A. (2010): Teknologirapport nr. 2538 Arbeider foran stuff og stabilitetssikring. Statens vegvesen Vegdirektoratet.
- Rapport nr. TS 2007:11 Veileder for risikoanalyser av vegtunneler (Revidert). Statens vegvesen, Veg- og trafikkavdelingen, 2007.
- Rokoengen, K. (1973): Svelleegenskaper hos leirsoner i fjell. Geologisk Institutt, NTH.
- Roseth, R. m. fl. (2014): Svv rapport nr. 291 On-line målinger av vannkvalitet i vegutbyggingsprosjekter: erfaringer.
- Rønneberg, C. (2016): Svv rapport nr. 510 Gode løsninger for vann- og frostsikring i tunneler. Etatsprosjektet Varige konstruksjoner.
- Rønning, J.S. (2003): Delprosjekt A, Forundersøkelser Sluttrapport, Publ. 102 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.
- 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.
- Saito, T. (1982): Pipe Roof method in Tunnelling. Riko- Tosho, Tokyo.
- SINTEF (1996): Rapport STF40-A96005
- 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.
- Torp, M. og Meland, S. (2013): Svv-rapport nr. 99 Estimering av forurensning i tunnel og tunnelvaskevann.

Wiik, M, (2009), Refraksjonsseismiske undersøkelser Ringveg vest, byggetrinn 2 Sandeide–Liavatnet. GeoPhysix rapport nr 09171.

Winther–Larsen, T. (2013): Sv rapport nr. 205 Siltgardiner: funksjon, tilpassing og oppfølging.

Wisén, R. (2008), Refraksjonsseismiske undersøkelser for fellesprosjektet E6–Dovrebanen. Rapport datert Juli 2008, Rambøll Danmark AS.

Nettsteder:

dirmin.no

geonorge.no

kartverket.no

lovdata.no

met.no

ngu.no

norgei3d.no

norgebilder.no

nve.no

rocscience.com

skrednett.no

VEDLEGG

- A Mal: Generell innholdsfortegnelse for geologiske rapporter
- B Kartgrunnlag for geologisk kartlegging – bestilling
- C Ytre miljø
- D Geologisk sluttdokumentasjon (eksempler)

VEDLEGG A Mal: Generell innholdsfortegnelse for geologiske rapporter

Foreløpig forslag til innholdsfortegnelse og tegninger for geologisk rapport til reguleringsplanfasen

INNHALDSFORTEGNELSE

- 1 INNLEDNING
 - 1.1 Bakgrunn
 - 1.2 Trasévalg og rapportens innhold
 - 1.3 Linjeføring og tunnel-tverrsnitt
 - 1.4 Geoteknisk kategori
- 2 UTFØRTE UNDERSØKELSER
 - 2.1 Tidligere undersøkelser
 - 2.2 Undersøkelser
- 3 GRUNNFORHOLD – FAKTADEL
 - 3.1 Topografi
 - 3.2 Løsmasser – kvartærgeologi
 - 3.3 Berggrunnsgeologi
 - 3.3.1 Bergarter og regionalgeologi
 - 3.3.2 Strukturgeologi
 - 3.3.3 Svakhetssoner
 - 3.4 Bergartenes mekaniske egenskaper
 - 3.5 Vannforhold – hydrologi/hydrogeologi
 - 3.6 Naturfarer
 - 3.6.1 Skred
 - 3.6.2 Stormflo
 - 3.6.3 Andre naturfarer
- 4 INGENIØRGEOLOGISKE VURDERINGER – TOLKNINGSDEL
 - 4.1 Bergoverdekning
 - 4.2 Bergmassekvalitet
 - 4.3 Svakhetssoner
 - 4.4 Bergspenninger tunnel
 - 4.5 Naturfare-vurderinger
 - 4.6 Påhugg
 - 4.6.1 Påhugg A, pel xxxx
 - 4.6.2 Påhugg B, pel yyyy
 - 4.7 Bergsikring – oppsummering sikring
 - 4.8 Anvendelse av sprengsteinsmassene
- 5 HYDROLOGI OG MILJØHENSYN – TOLKNING
 - 5.1 Vannforholdene i berggrunn og tunnel
 - 5.2 Miljøhensyn
 - 5.3 Vurdering av setningsfare
 - 5.4 Tetthetskrav til tunnel

- 5.5 Sondérboring og injeksjon
- 5.6 Vann- og frostsikring – oppsummering sikring
- 6 ANBEFALINGER OG FORSLAG TIL VIDERE UNDERSØKELSER
 - 6.1 Tetthetskrav til tunnel, seksjonering
 - 6.2 Krav til overvåking av spesielle forhold
 - 6.3 Krav til håndtering av sprengsteinsmasser
 - 6.4 Ingeniørgeologisk kompetanse i byggefasen
 - 6.5 Supplerende grunnundersøkelser
- 7 SIKKERHET HELSE ARBEIDSMILJØ (SHA)–FORHOLD
- 8 REFERANSER

TEGNINGER

Tegning	Målestokk	Format
01: Oversiktskart	1:100–50 000	A4
02: Geologisk kart og lengdeprofil	1:1000 – 5000	A3–liggende
03: Påhugg A, plan og lengdeprofil	1:500	A3–liggende
___: Påhugg A, tverrprofiler forskjæring	1:400	A4
___: Påhugg A, tverrprofiler start av tunnel	1:400	A4
___: Påhugg B, plan og lengdeprofil	1:500	A3–liggende
___: Påhugg B, tverrprofiler forskjæring	1:400	A4
___: Påhugg B, tverrprofiler start av tunnel	1:400	A4
___: Tverrprofil av topografi for å visualisere bergspenninger	1:5000	A3–liggende

VEDLEGG B Kartgrunnlag for geologisk kartlegging – bestilling

Bestilling av kart til bruk ved geologisk registrering

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

Hva skal kartet brukes til?

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

Kartets nøyaktighet i grunnriss og høyde:

FKB-data foreligger med følgende nøyaktighet: $\pm 0,2$ 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) skal disse brukes som grunnlag for høydekontene i kartet.

Geografisk plassering og utstrekning:

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

Kartet skal dekke område som vist på vedlagte kartutsnitt.

Kartet skal dekke arealet til x m utenfor anleggsgrensen for vegprosjektet.

Kartet skal dekke inntil x m på hver side av prosjektet/planlagt vegs senterlinje.

Kartets innhold:

Objekter i kartet tegnes med omriss i svart-hvitt.

Kartet skal ikke ha fargelagte/skraverte flater.

Planlagt/prosjektet veg skal vises på kartet.

Planlagt/prosjektet tunnelstrekning skal vises på kartet.

Det skal fremgå tydelig hvor tunnel starter og slutter.

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

Terrengformer skal beskrives med høydekoter med 1 m ekvidistanse og tellekoter pr 5 meter. Det skal være høydepåskrift på 5m kotene.

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

Der det finnes grunnboringer skal borepunkt vises i kartet.

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

Tema:	Skal inngå:
FKB-Generell del (pdf)	
FKB-Høydekurve (pdf)	
FKB-Vann (pdf)	
FKB-AR5 (pdf)	
FKB-Bygning (pdf)	
FKB-BygnAnlegg (pdf)	
FKB-PblTiltak (pdf)	
FKB-PblTiltak (forenklet versjon) (pdf)	
FKB-LedningVA (pdf)	
FKB-Ledning	
- Forvaltning LedningEl (pdf)	
- Forvaltning LedningBelysning (pdf)	
- Forvaltning LedningBane (pdf)	
- Forvaltning 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 skal leveres som vektor-kart på SOSI-format.

Kartet skal foreligge i vegprosjektets vedtatte koordinatreferansesystem og sone.

Hvis det ikke er vedtatt koordinatsystem for vegprosjektet må det opplyses 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 Ytre miljø

C.1 Generelt

Veiledende tekst til *håndbok N500; Vedlegg 3* er gitt i det følgende. Se også kap. 2.6.

Ytre miljø-plan er omtalt i *håndbok R760 Styring av vegprosjekter*.

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.

C.2 Registreringer og måleprogrammer

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

C.3 Begrensning av lekkasjer

C.3.1 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.

C.3.2 Metoder for å oppnå tetthetskravene. Organisering av arbeidene

For tunneler der det er satt krav til tetthet for hele eller deler av tunnelen, er det flere forhold som krever kontinuerlig oppfølging.

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

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

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 (Magnussen og Kveldsvik 2003)*.

For å kunne utføre forinjeksjon basert på systematisk sonderboring, settes det kriterier for når injeksjon skal utføres basert på målte lekkasjer fra sonderingene. For i tilstrekkelig grad å avdekke behovet for injeksjon vurderes antall sonderhull nøye. I en startfase økes antall sonderhull i forhold til det som normalt anses nødvendig. Hvilke forhold som parallelt følges opp for å kunne styre og justere tettearbeidene i tunnelen, slik at det ikke oppstår uforutsette konsekvenser er:

- Lekkasjemålinger i tunnelen. Totallekkasjer ut av tunnelen og over seksjoner
- Målinger av grunnvannstand, poretrykk og setninger
- Registrering av vannstand i vann og myrer
- Inngang av vann i infiltrasjonsbrønner.

C.4 Støy nær tunnelåpninger

C.4.1 Generelt

N500 Vegtunneler: «Det skal foreligge dokumentasjon som viser at *T-1442, Retningslinje for behandling av støy i arealplanleggingen*, overholdes».

Veileder til T-1442; M-128 (Miljødirektoratet 2014), gir råd om hvordan bygg- og anleggsstøy fra tunnel bør behandles.

C.4.2 Beskrivelse av beregningsmetoder for vegtrafikkstøy

Nordisk beregningsmetode (Nord96) er godkjent metode for beregning av vegtrafikkstøy, fastsatt av Miljødirektoratet. Nord96 metoden kan imidlertid ikke beregne støy fra tunnelåpning.

En forenklet metode for beregning av støy fra tunnelåpninger er beskrevet i SINTEF rapporter STF-40 (1996). Metoden gir et beregnet lydnivå fra tunnelåpningen. Summert med bidraget fra vegstrekningen utenfor tunnelen, gir dette totalt lydnivå i mottakerpunktet. Totalnivået sammenlignet med veiledende retningslinjer avgjør om det er behov for å gjennomføre støyreducerende tiltak. En forenklet beregning av støy kan gjøres for eksempel ved hjelp av en punktkilde i tunnelåpningen.

Nord2000 metoden er en videreutviklet, og mer nøyaktig beregningsmetode, sammenlignet med Nord96 (Jonasson m.fl. 2001). Nord2000 er implementert i Statens vegvesens verktøy NorStøy, se *håndbok V717 Brukerveileder Nord2000 Road*. Støy fra tunnelåpning kan også beregnes med NorStøy. Nord2000 metoden er foreløpig ikke en godkjent metode, fastsatt av Miljødirektoratet, for tiltaksutredninger i henhold til forurensningsforskriften.

C.4.3 Om støy fra bergskjæringer ved tunnelåpninger

Støy som kan skyldes refleksjon fra bergskjæringer er i dag vanskelig å måle eller håndtere. De stedspesifikke 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 svært 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 oppleves som mer forstyrrende, fordi støybildet endrer seg fra hvordan direkte lyd høres ut. Reflektert lyd gir en endring i lydbildet som kan oppfattes som økning i støynivå eller som mer plagsom støy, uten at en faktisk økning er målbar. Bergskjæringen gjør også at støy kan bli vanskeligere å skjerme, fordi lyden blir reflektert fra lenger avstand og større høyde.

C.4.4 Om støyreducerende materialer ved tunnelåpning

Tiltak for å redusere støy fra tunnelåpninger er etterspurt. Det finnes pr. nå lite dokumentasjon på effekten av «støymatte» eller tilsvarende støydempende tiltak ved tunnelåpninger.

NFF *Teknisk rapport nr. 15 (2014) Støy fra bygge- og anleggsvirksomhet* gir en innføring i de retningslinjer og forskrifter som gjelder og konsekvensene av disse samt anbefalinger knyttet til planlegging og gjennomføring av støvende arbeider.

C.5 Utslipp av vann

C.5.1 Håndtering av vann og slam under anleggsfasen

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 ofte inneholde så mye radioaktive stoffer at den skal forvaltes som radioaktivt avfall. Statens strålevern er myndighet i slike tilfeller.

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 er praksis. Dette på grunn av både HMS og miljøhensyn (ref. etatsprogrammet *NORWAT*). 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. 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). Filtrering av prøve gjennomføres på anlegget. Det installeres i tillegg on-line måleutstyr med alarmfunksjon for pH og turbiditet for raskt å kunne iverksette tiltak ved uønskede hendelser.

Eksempel på renseløsninger og dimensjonering av disse er gitt i *Teknisk rapport nr. 9 (2009)* fra NFF.

Slam fra vaskeplasser, sedimentasjonsgrøfter og renselanlegg kan være forurenset og prøvetas. Forurenset slam gjenbrukes ikke eller blandes ikke med rene masser som disponeres i anleggsområdet eller i influensområdet til vann. Se også *håndbok R765 Avfallshåndtering*.

Steinmasser med plastmaterialer, for eksempel tennlunter, anbefales gjenbrukt i landområder der det ikke er fare for utvasking av plasten til vannresipient. Dersom massene brukes til utfylling i vann utarbeides det tiltaksplaner for å samle opp plast. Eksempelvis kan siltgardin i kombinasjon med en ekstra ytre linse og opprydningsmannskap i båt være tiltak. Plasten håndteres iht avfallsforskriften (se også *Winther-Larsen 2013*).

Det anbefales å installere on-line målinger av turbiditet med alarmfunksjon for raskt å kunne iverksette avbøtende tiltak ved uønsket partikkelspredning (*Roseth m.fl. 2014*).

C.5.2 Håndtering av tunnelvaskevann og slam

For rensing av tunnelvaskevann før utslipp til resipient eller kommunalt renseanlegg, se *håndbok R765*. I søknad om konsesjon etter forurensningsloven om utslippstillatelse av rensed tunnelvaskevann estimeres blant annet forurensningsbidraget og rensegrad, eksempel på metodikk finnes i bl.a. *Torp og Meland (2013)*.

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

C.5.3 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 Produktkontrollloven og i teknisk forskrift TEK10). Byggherren har et særlig ansvar for å påse at substitusjonsvurderinger blir gjort. Se for øvrig veilederen «*Unngå helse og miljøskadelige stoffer i bygg*» utgitt av Direktoratet for Byggkvalitet og Miljødirektoratet (2013).

C.6 Estetikk i dagsone og vegtunnel

C.6.1 Estetikk og kjøreopplevelse, overordnede mål

Som regel er tunneler en del av et mer omfattende veganlegg som igjen er en del av en vegrute. Tunnelprosjekter planlegges som en sekvens av vegruten den inngår i. Lengre tunneler kan deles inn i flere sekvenser.

Kjøreopplevelsen i bil består av bevegelse og rom som blir opplevd i en kontinuerlig rekke sekvenser. Tunnelprosjekter kan lokaliseres og utformes slik at:

- reisen blir en sammenhengende og positiv opplevelse
- dagsonene får en god landskapsarkitektonisk utforming i forhold til omgivelsene.

For lengre tunneler vurderes i tillegg at de:

- opprettholder kontinuiteten i reiseopplevelsen
- gir den vegfarende mulighet til å lokalisere seg i forhold til hovedfenomenene i det landskapet tunnelen går gjennom
- gir en forståelse av eller kunnskap om området den går gjennom
- har kontraster med gode overganger samt rytme og balanse i linjeføringen
- består av flere delmål.

C.6.2 Estetisk utforming av dagsonene

Generelt

Dagsonen omfatter hele området som blir berørt ved etablering av påhugg. Det vil si forskjæring i jord/berg, vegetasjon, påhugg mv. Dagsonen utformes som en del av omgivelsene, og slik at den inngår som en positiv del av kjøreopplevelsen.

Forskjæringer og tunnelpåhugg vil ofte medføre vesentlige landskapsinngrep. Dette stiller spesielt store krav til både lokalisering og utforming av dagsonen. Skredfare og flomfare vurderes spesielt.

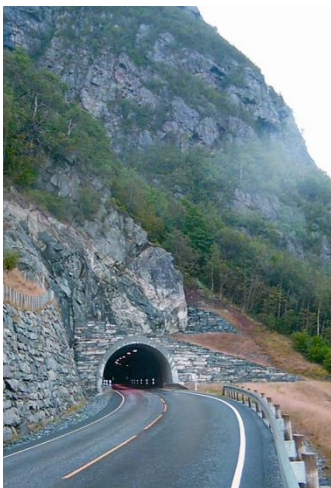
Tunnelpåhugget lokaliseres slik at dagsonene gir minst mulig inngrep i terrenget. Sår i landskapet som følge av uheldig lokalisering rettes opp med nødvendige tiltak. Det er ikke ønskelig med visuelle kontraster som er skjemmende.

Dagsonene kan lokaliseres og utformes på to prinsipielt ulike måter. Anleggene kan:

- gis en formmessig forankring i eksisterende landskapsform
- fremstå som en positiv visuell kontrast til landskapsformen.

Positiv kontrast vil i de fleste tilfeller si at dagsoneanlegget behandles og utformes ut fra en formmessig idé som spiller opp mot det overordnede landskapsrommet på en positiv måte uten at dagsoneanlegget underordnes formmessig eller forsøkes gjemt bort. Det tilstrebes god utforming, god håndverksmessig utførelse og materialer som gir tidløs kvalitet.

Se eksempel i figur C.1.



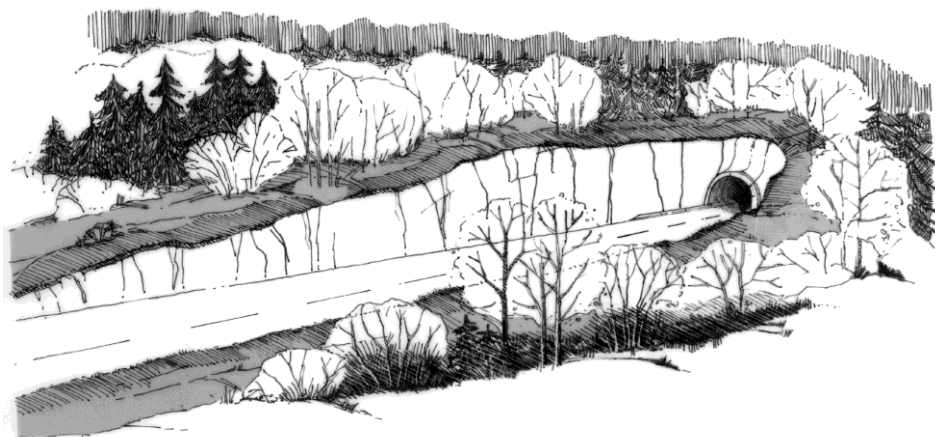
Figur C.1 Tunnel på riksveg 15. Eksempel på selvstendig byggverk som visuelt inngår på en positiv måte i det store landskapsrommet. Byggverket er utformet med materialer og håndverk som gir en tidløs kvalitet (Foto: Astrid Taklo).

Lokalisering

Lokalisering av dagsonen til terreng som skifter relativt brått fra slakt til bratt er best egnet ut fra estetiske synspunkt. Slake terrengformasjoner gir lange forskjæringer og store sår i landskapet (figur C.2). Det er svært kostnadskrevende å støpe lange portaler, slake av sideterreng (figur C.3) eller gjøre andre tiltak for å sette området i stand.

Såfremt det er mulig lokaliseres tunnelpåhugget slik at:

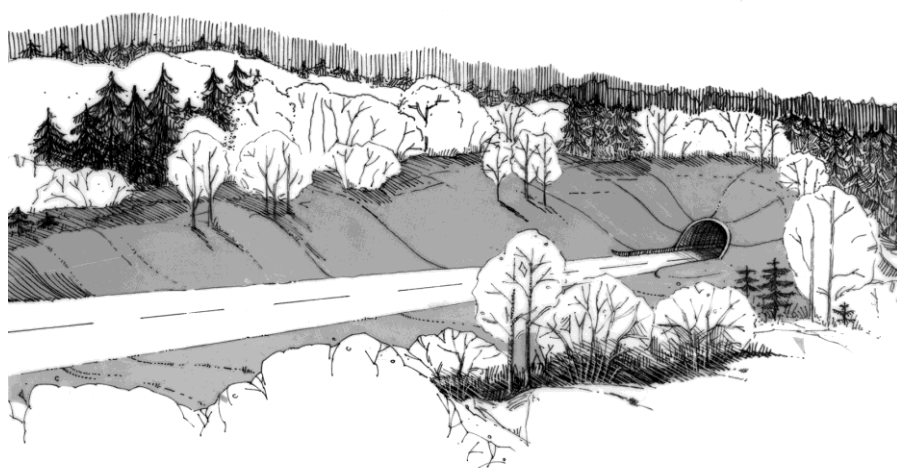
- retningen på dagsonen følger retningen på landskapsformen
- vegen kommer vinkelrett inn mot den naturlige bergoverflaten i påhuggsområdet
- forskjæringene i jord/berg blir minst mulig.



Figur C.2 Dagsone i terreng med slak helling. Forskjæringene blir lange og dype, og gir en lite positiv opplevelse av inngangen til tunnelen. Ill.: Ingeborg Langeland Degnes.

Lange forskjæringer i dalsider unngås der det er mulig fordi de som regel vil ligge svært eksponert. For anlegg som må ligge i dalsider vurderes fjernvirkningen spesielt.

I byer og tettsteder tilstrebes det å lokalisere dagsonene til områder som ikke har visuell kontakt med den tette og middels tette bebyggelsen. Der dette ikke er mulig, tas utgangspunkt i eksisterende bebyggelse og gatestruktur, slik at portalområdet bryter minst mulig med denne strukturen. I tettbebyggelse begrenses dagsonene begrenses i størst mulig grad.



Figur C.3 Dagsone i terreng med slak helling. For å unngå sjaktfølelsen ved innkjøringen til tunnelen, er terrenget sterkt bearbeidet. Ill.: Ingeborg Langeland Degnes.

Utforming

Utforming av terreng og bygningsmessige konstruksjoner

Dagsonen inklusive tunnelportalen utformes med utgangspunkt i omgivelsenes karakter. Det vil si at den gis en formmessig forankring i eksisterende landskapsform. Terreng og/eller bygningsmessige konstruksjoner som portaler og lignende formes bevisst ut fra en formmessig idé som kan fremstå som et positivt bidrag til landskapsbildet.

I landskapstyper hvor dagsonen er lokalisert til en dalside stilles det spesielle krav til utforming av denne sonen. I mange tilfeller vil utforming som gir en formmessig positiv kontrast være aktuell i slike situasjoner.

Når dagsonene gis en forankring i landskapsformen anbefales at den i størst mulig grad ser ut som en naturlig del av landskapet. Utformingen omfatter:

- plassering av påhugg
- lengden på portalen
- sidearealene inn mot portalåpningen
- portalbygget.

Det er ikke gunstig om tunnelen begynner i en vertikalkurve.

Sidearealene inn mot portalåpningen gis et mest mulig rolig og harmonisk uttrykk. I større trafikklandskap kan terrengformer og beplantning brukes til å dele landskapet inn i mindre landskapsrom.

Det er ønskelig at terrengformingen i størst mulig grad:

- gir dagsoneanlegget et åpent preg
- begrenser synlige bergskjæringer.

Dagsonene i relativt slakt terreng krever ofte en mer omfattende bearbeiding for at kjøreopplevelsen skal bli god.

Eksisterende og ny vegetasjon

Ved etablering av tunnelpåhugg vektlegges bevaring av eksisterende vegetasjon.

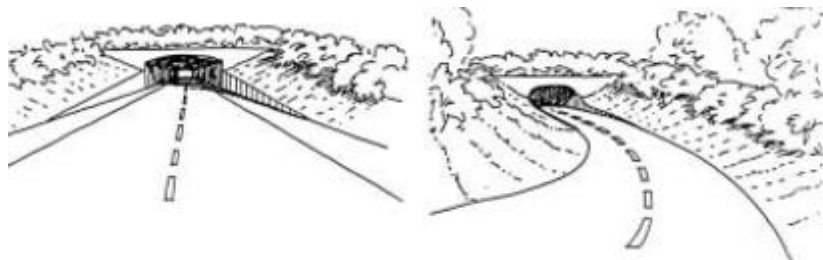
Vegetasjonsområdene kan sikres slik at den enkelte grunneier ikke feller trær som er av visuell betydning for portalområdet. Dette kan gjøres enten ved hjelp av grunnerverv eller skriftlig avtale med grunneier.

I tillegg vurderes behovet for ny vegetasjon. Ny vegetasjon kan etableres slik at den inngår som en naturlig del av landskapet for øvrig, som regel ved å bygge videre på det eksisterende overordnede vegetasjonsmønsteret. I tillegg kan solitærtrær eller treklynger brukes som enkeltelementer. Denne type vegetasjon kan gi trafikanten en ekstra opplevelse på turen. Generelle prinsipper for etablering av vegetasjon er gitt i *håndbok N100*.

Vegetasjon er spesielt viktig i portalområdene, fordi den kan bidra til å dempe og innordne inngrepet i resten av landskapet (figur C.4). Bevisst bruk av vegetasjon kan dempe noe av inntrykket av nødvendig teknisk utstyr i dagsonen, for eksempel brukt som bakgrunn for skilt og annet utstyr.

Vegetasjonen i området planlegges både på kort og lang sikt. Før eksisterende vegetasjon hogges kan det for eksempel etableres nye vegetasjonsområder som etter hvert tar over for den eksisterende.

Ved tunnelåpninger vil det ofte være trekk og urolig luft. Det velges derfor arter tilpasset det spesielle lokalmiljøet.



Figur C.4 Eksempler på utforming av tunnelportal med beplantning

Utforming av tunnelportal og andre konstruksjoner

Den praktiske funksjonen til en tunnelportal er å skjerme vegen mot nedfall av stein og blokker, samt sikre mot snø, is og vann.

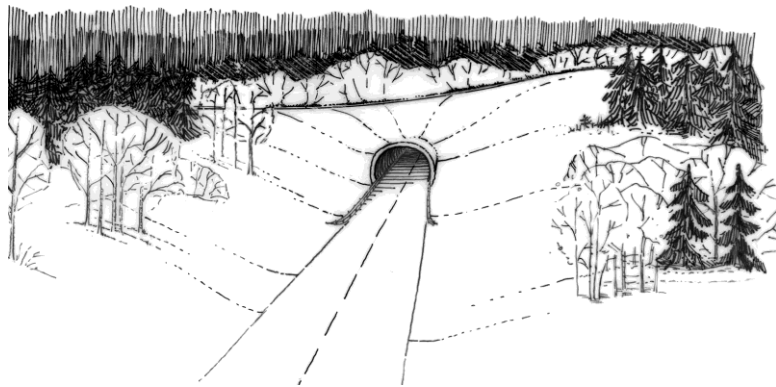
Den estetiske funksjonen til en tunnelportal er å formidle overgangen fra landskapsrommet til tunnelrommet, ved at formen på portalen harmonerer både med landskapets linjer og med tunnelprofilet. I naturlandskapet vil en myk form som regel være riktig.

Portalene kan utformes rett eller skrått avskåret. Dette avhenger av terrenget. Skrå avskjæring passer som regel best for portaler som skal overfylles. Portalen gis samme helling som de tilbakefylte massene. Hellingen på massene som tilbakefylles avhenger av terrenget rundt. Godt resultat oppnås lettest dersom hellingen på de tilbakefylte massene stemmer med hellingen på nytt terreng.

I en bymessig situasjon kan portalen gis en bevisst arkitektonisk utforming som har sammenheng med byrommet for øvrig. Eksisterende og planlagt bebyggelse og konstruksjoner er premissgiver for formgivning. Sidevangene i en nedramping legges ikke høyere enn 1 meter over bakken der fotgjengere skal kunne oppleve byrommet. I stedet for å bruke lukkede støpte vanger kan rekkverk som er tilpasset gaterommets arkitektur i form og farge benyttes.

Bruer og andre konstruksjoner foran tunnelen unngås. Der dette ikke kan unngås er samsvar mellom formspråket for konstruksjon og tunnelportal viktig, det samme gjelder konstruksjonens retning samsvarer med retningen på tunnelportalen.

Det tilstrebes å unngå skrålinjer som dannes av kryssende veger bak eller over portalen, se figur C.5. Der en veg krysser nær tunnelportalen, kan det være bedre å legge vegtraséen over portalen i stedet for i en bru rett foran portalen. Portalen bygges helst lang nok til at det blir plass til en visuell skjerm mellom portalen og vegen som krysser over. En slik skjerm kan bygges opp ved hjelp av terrengformer eller vegetasjon, eller begge deler i samspill.



Figur C.5 Eksempel på uheldig løsning med kryssende skrålinje bak portal. Ill.: Ingeborg Langeland Degnes.

Plassering av vegutstyr og skilt

I området foran en tunnel blir det som regel mye utstyr. For å unngå et visuelt kaos i disse områdene reduseres mengden og størrelsen på skilt og utstyr mest mulig. Nødvendig skilt og utstyr plasseres i god avstand fra portalen. Det anbefales at den siste lysmasten før tunnelportalen ikke plasseres nærmere portalen enn halvparten av den normale masteavstanden.

Type og plassering av skilt og vegutstyr ses som en helhet og planlegges sammen med utformingen av portalen og portalområdet. Plasseringen av hvert enkelt element ses i forhold til øvrig utstyr. Det anbefales å unngå overhengende skilt foran portaler.

Sikringsgjerde rundt portalområdet trekkes helst så langt unna at det ikke blir visuell kontakt. Eventuell beplantning og/eller terrengforming kan benyttes som visuell skjerm.

Støyskjermer tilpasses portalen og omgivelsene når det gjelder materialbruk, formuttrykk og farge.

C.6.3 Estetisk utforming av tunnelen

Generelle mål

Tunnelrommet gis en bevisst utforming som utnytter:

- variasjonsmuligheter som gis av interiøret
- lys til å bryte monotonien
- variasjoner som linjeføring og geometri gir mulighet for.

Estetikk og linjeføring

Vegens linjeføring kan danne grunnlag for en inndeling av tunnelen i sekvenser og rom som gir en god kjøreopplevelse, for eksempel ved å tilstrebe en kombinasjon av kurvepunktene i horisontal- og vertikalplanet som gir en markert romoppdeling.

Lengden på rommene:

- ses i sammenheng med kurvens lengde og radius
- tilpasses lengden på inngangssonene, overgangssonene og den indre sonen
- tilpasses fartsnivået.

Den vegfarende legger merke til objekter som er rett frem i bilens retning. En kurvet tunnel vil således gjøre at man ser en større del av veggene enn i en rett tunnel.

Utforming av tunnelrommet

Tunnelrommet planlegges ut fra en formmessig idé som gir en annen type opplevelse enn veg i dagen. Utformingen blir et samspill mellom vegens linjeføring, belysning, form og farge og/eller overflatebehandling på vegger og tak samt plassering og form på inventaret som skilt og annet utstyr.

Det velges belysning med god fargegjengivelse. Spesielt i lange tunneler er det aktuelt å legge vekt på å bryte monotonien ved å skape variasjon ved hjelp av lys. Havarinisjer og snunisjer belyses særskilt.

Ved særlig lange tunneler kan det tenkes at tverrsnittet bør varieres noe gjennom tunnelen, og bidra til å bryte den rommessige monotonien trafikantene blir utsatt for. Teknisk sett vil dette kunne løses gjennom en bearbeiding av planlagte elementer som havarinisjer og snunisjer.



www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker

Trygt fram sammen