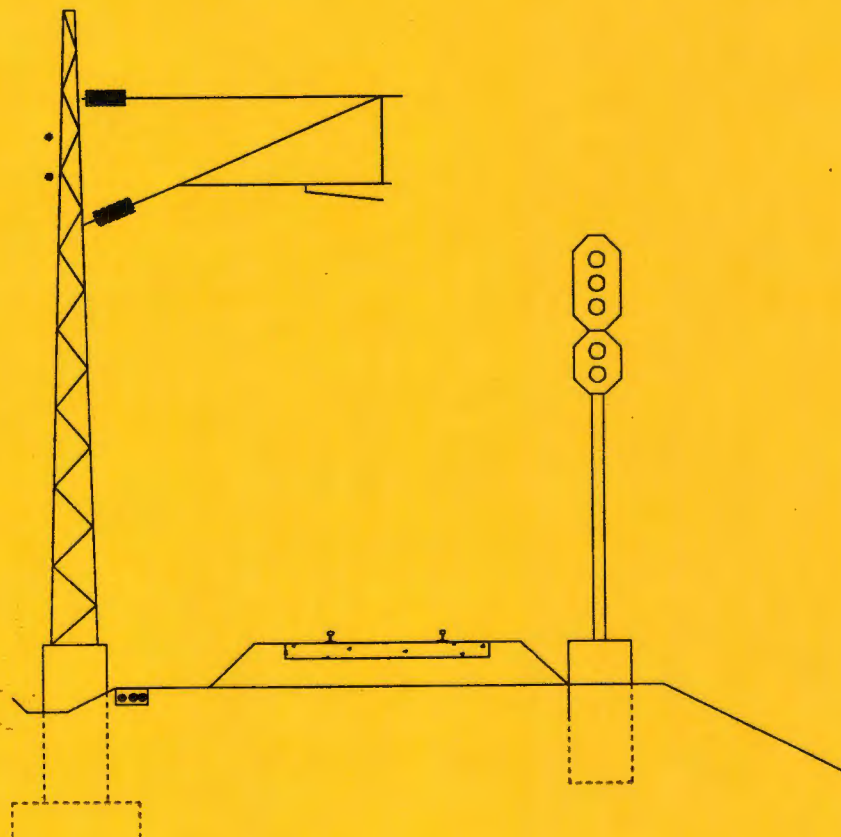


UNDERBYGNING



**REGLER FOR
NYE BANER**



1 Innledning

2 Forutsetninger

3 Planering

4 Stabilitet og setninger

5 Frost

6 Snø

7 Drenering

8 Tunneler

9 Bilag

FORORD

I løpet av 1992 og 1993 utkommer Banedivisjonens regelverk i ny form. Tidligere trykk blir erstattet med regler som er oppdatert for å dekke de krav som i dag stilles til prosjektering, bygging og vedlikehold av moderne jernbaneanlegg.

Reglene er bygd opp omkring en filosofi om total prosjektering av de jernbanespesifikke anlegg. Hensyn til anleggenes funksjonalitet, tekniske sikkerhet og tilgjengelighet er retningsgivende i arbeidet.

Reglene gjelder nyanlegg og systematisk ombygging av eldre jernbanestrekninger og -anlegg.

Reglene gjelder det komplette jernbaneanlegg inklusive trasé, sporets overbygning, sporets underbygning, banestrømforsyningsanlegg, signalanlegg samt telekommunikasjonsanlegg.

Sporets trasé omfatter geometrikrav til trasseringselementene rettlinje, overgangskurve og sirkelkurve i horisontalplanet samt rettlinje og sirkelkurve i vertikalplanet. I tillegg stilles krav til innbyrdes sammenheng mellom de to skinnestrengene i vertikal- og horisontalplanet.

Sporets overbygning omfatter skinner, sviller, sporveksler, skinnebefestigelse, elektriske isolasjonsdeler og pukkbullast.

Sporets underbygning omfatter krav til planeringen slik denne legges i terrenget i fylling og/eller skjæring, på bru eller i tunnel inklusive dreneringsanlegg.

Banestrømforsyningsanlegg omfatter anlegg for krafttilførsel, frekvensomforming, matestasjoner, mateledninger, returkrets og brytervern i form av matestasjonsbrytere, sonegrensebrytere, kontaktledningsbrytere samt fjernkontrollanlegg for styring av brytere og matestasjoner.

Signalanlegg omfatter anlegg for fjernstyring, sikringsanlegg, togdeteksjonssystemer, hastighetsovervåkingssystemer og sikring av planoverganger.

Telekommunikasjonsanlegg for togfremføring omfatter systemer for telefoni, radio- og datakommunikasjon inklusive sentraler, transmisjonssystemer og overføringsmedia.

Regelverket omfatter følgende materiale:

- "Underbygning - regler for eksisterende baner"
- "Underbygning - regler for nye baner"
- "Underbygning - regler for bruer"
- "Sporets trase - regler for eksisterende baner"
- "Sporets trase - regler for nye baner"
- "Sporets trase - regler for varig utfesting av linjen"

- "Overbygning - regler for teknisk utforming"
- "Overbygning - regler for bygging"
- "Overbygning - regler for vedlikehold"
- "Signalanlegg - regler for prosjektering"
- "Signalanlegg - regler for bygging"
- "Signalanlegg - regler for vedlikehold"
- "Teleanlegg - regler for prosjektering, bygging og vedlikehold"
- "Kontaktledningsanlegg - systembeskrivelse system 35"
- "Kontaktledningsanlegg - systembeskrivelse system 20"
- "Kontaktledningsanlegg - Prosjekteringsveiledning system 20"
- "Kontaktledningsanlegg - montasjeveiledning system 20"
- "Trykk 503 Instruks for vedlikehold av kontakt- og fjernledningsanlegg"
- "Trykk 504 Forskrifter for elektriske anlegg"
- "Trykk 411 Alminnelige bestemmelser for høgspenningsanlegg"

Ansvaret for det faglige innhold og utførelsen av regelverket er plassert ved Banedivisjonsstaben Teknisk kontor. Gjennomføringen av arbeidet er utført i regi av Teknisk kontors fagseksjoner, Btb, Bts og Btt.

Det er viktig at reglene ajourføres med regelmessige mellomrom. For å samle grunnlagsmateriale for senere revisjoner ber vi om at erfaringer ved bruk av regelverket og opplysninger som kan være av betydning i den forbindelse blir sendt til Banedivisjonsstaben, Teknisk kontor, Postboks 1162 Sentrum, 0107 Oslo.

Oslo, januar 1993

Erik Gulliksrud
Teknisk sjef

* Regler avledet av Statens forskrifter for elektriske anlegg er utført i regi av Elektrisitetstilsynet ved NSB.

1	FORMÅL	2
2	REFERANSER	2
3	DEFINISJONER	3
4	BERG OG JORDARTER	4
4.1	BERGARTER	4
4.2	JORDARTER	4
4.2.1	Byggetekniske egenskaper.	4

1 FORMÅL

Dette trykket gir regler for utforming av jernbanen sin underbygning. Det skal benyttes både ved nyanlegg og ved utbedring/vedlikehold av eksisterende anlegg. Reglene skal betraktes som minimumskrav.

De grunnleggende forutsetningene for underbygningen vil være gitt ved de krav som stilles til det nye jernbaneanlegget. Dimensjoner for tunneler, planeringsbredde og sporavstander er gitt detaljert i "Sporets trasé - regler for nye baner".

Underbygningen vil ellers være bundet av de stedlige forutsetninger knyttet til topografi, grunnforhold, hydrologi, klima m.m. De endelige dimensjoner og konstruktive løsninger vil også være påvirket av sikkerhetsnivå og kostnader.

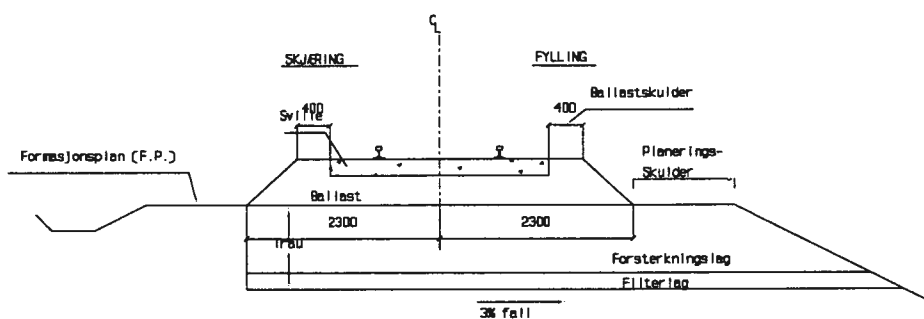
2 REFERANSER

Reglene bygger på erfaringsmaterialer ved NSB og andre europeiske jernbaneadministrasjoner gjennom årene. Følgende dokumenter er også brukt:

- UIC Code 719 R: Earthworks and trackbed Constuction for railway Lines (1st Edition 1-1-82. Korrigert 1985).
- ORE D117: Optimum Adaption of Conventional Track to Future Traffic, report RP1-RP29.
- SJ. Teknisk beskrivning for Jarnvagsbyggnad SJFT 531.3.3 2. utgave (1985-05-15).
- Sporets trasé - regler for nye baner.
- Sporets trasé - regler for eksisterende baner.
- Trykk 340 Bruhåndboka (Foreløpig utgave 1990).
- Overbygning - regler for teknisk utforming.
- Statens Vegvesen: Vegbygging,håndbok 018 (1980).
- Statens Vegvesen: Geometrisk utforming,håndbok 017.
- NS 2940 Grunnavløpsrør og -rørdeler av polyvinylklorid uten mykner (PVC) (1979).
- NS 2941 Grunnavløpsrør og -rørdeler av polyetylen med høy densitet (PEH) (1972).
- NS 3027 Rør og rørdeler av uarmert betong (1975).
- NS 3028 Betongrør. Armerte falsrør uten fot (1970).
- NS 3065 Plastrør. Drensrør og drensrørdeler (1987).
- NS 3125 Betongkummer. Krav til egenskaper (1977).
- NS 3126 Betongkummer. Elementer med not og fjær (1977).
- NS 3420 Beskrivelsestekster for bygg og anlegg (1986).
- NS 3479 Prosjektering av bygningskonstruksjoner. Dimensjonerende laster.
- NS 3480 Geoteknisk prosjektering.

3 DEFINISJONER

Underbygningen til jernbanen omfatter alle de byggverk som er nødvendig for å bære oppe og sikre overbygningen et jevnt og stabilt leie. Dette er skjæringer, fyllinger, tunneler, bruer, stikkrenner, grøfter, rasforbygninger m.m. Ballasten regnes som en del av overbygningen.



Figur 1.1 Tverrprofiler. Prinsippkisse.

Fig. 1.1 viser konstruksjonsprinsippet ved oppbygging av jernbanefylling og skjæring ved NSB.

Traumaterialene skal danne et trykkfordelende forsterkningslag mellom ballast og underliggende mindre bæredyktige masser.

Filterlaget skal hindre finstoff fra undergrunnen å komme opp i og forurense traumaterialer og ballast. Filterlaget skal være sammensatt av spesielt graderte sand- og grusmaterialer evt. i kombinasjon med fiberduk.

Formasjonsplanet (FP) er toppen av planeringen = underkant av ballastprofil.

Ved norske jernbaner vil ofte forsterkningslag og filterlag til sammen være identisk med frostfundamentet, jf. del 5, Frost.

4 BERG OG JORDARTER

Forutsetningen for å kunne anvende berg (stein) og jord som byggemateriale, er kjennskapen til hvorledes de oppfører seg fysisk under skiftende klimatiske forhold.

4.1 BERGARTER

Kravene til bergartenes brukbarhet i jernbanebygging er avhengig av hvor i konstruksjonen de skal brukes. Størst krav stilles til materialer som skal anvendes til ballast (jf. Overbygning - regler for teknisk utforming). Til underbygningen kan de fleste norske bergarter anvendes. Fyllitt, leirskifer og alunskifer er imidlertid eksempler på bergarter som ikke bør benyttes. Kalkstein, glimmer og grønnskifer må vurderes spesielt.

4.2 JORDARTER

Det vises til bilag 1 for klassifisering av jordartene.

4.2.1 Byggetekniske egenskaper.

Grus har gode byggetekniske egenskaper og stor vanngjennomtrenglighet.

Sand har gode byggetekniske egenskaper, men er sterkt avhengig av korngraderingen. En ensgradert sand er mindre stabil enn en velgradert som inneholder flere fraksjoner. Kvikksand er ingen jordart. Det er en tilstand som oppstår når sanden utsettes for en hydraulisk gradient, f.eks. ved utgraving i sand under grunnvannstanden.

Silt er særlig ømfintlig for virkningen av vanntrykk og rennende vann. Silt kan brukes i fyllinger dersom massene kan komprimeres tilfredstillende mens utlegging pågår. Ellers er silt mest egnet til motfyllinger og liknende.

Leire varierer meget i fasthet. Vanligvis har det øvre laget i en leiravsetning, tørrskorpen, større fasthet enn dypere lag. Tykkelsen av tørrskorpen kan være 2-8 meter. Tørrskorpeleire kan brukes til oppbygging av jernbanefyllinger. Kvikkleire blir flytende ved omrøring og kan ikke anvendes til jernbanefyllinger.

Torv får store setninger ved belastning og egner seg derfor lite som byggemateriale.

1	BELASTNINGER	2
1.1	DIMENSJONERENDE TRAFIKKLASTER	2
2	GEOMETRI	3
2.1	HØYDEREFERANSE	3
2.2	FYLLING OG JORDSKJÆRING	3
2.3	TUNNEL	5
2.4	FJELLSKJÆRING	6
2.5	STANDARDKRAV	8
3	GEOTEKNISKE FORUTSETNINGER	9
3.1	GENERELT	9
3.2	GEOTEKNISKE UNDERSØKELSER	9
4	KLIMA	10
4.1	FROSTMENGDE/TELEDYBDE	10
4.2	FROSTFARLIGHET	10
4.3	SNØ	11
4.4	REGN	11

1 BELASTNINGER

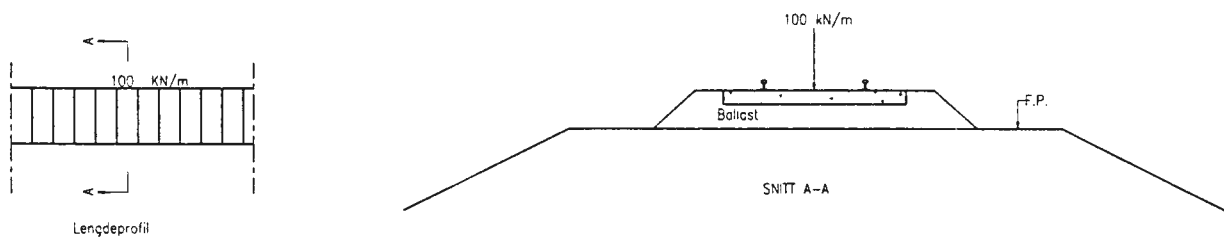
NS 3479 forutsettes å gjelde sammen med Trykk 340.

1.1 DIMENSJONERENDE TRAFIKKLASTER

Ved geotekniske beregninger av

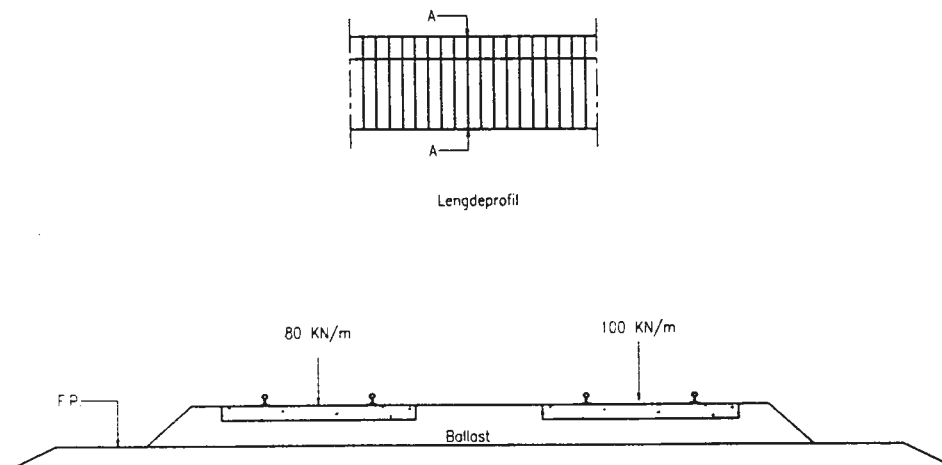
- jernbanefyllingen sin stabilitet og bæreevne
- midlertidige/provisoriske forstøtninger mot sporet

regnes en linjelast lik 100 kN/m spor (Se figur 2.1).



Figur 2.1 Dimensjonerende linjelast.

For dobbeltspor regnes begge spor belastet samtidig. Det ene sporet har belastningen 100 kN/m og det andre sporet har belastningen 80 kN/m (Se fig. 2.2).

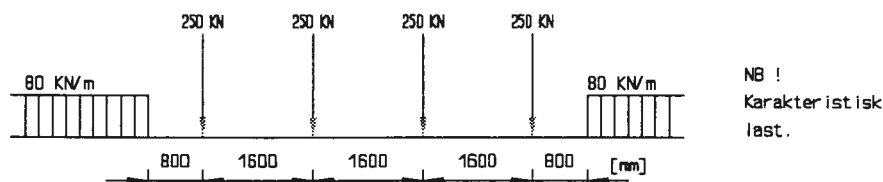


Figur 2.2 Dimensjonerende laster ved dobbeltspor.

Ved beregning og dimensjonering av

- brukar
- støttemurer, permanente forstøtninger mot sporet
- kulverter og større rørkryssinger

brukes belastningstoget NSB 1977 (Se fig. 2.3), jf. Bruhåndboka Trykk 340.



Figur 2.3 Belastningstoget NSB 1977.

2 GEOMETRI

2.1 HØYDEREFERANSE

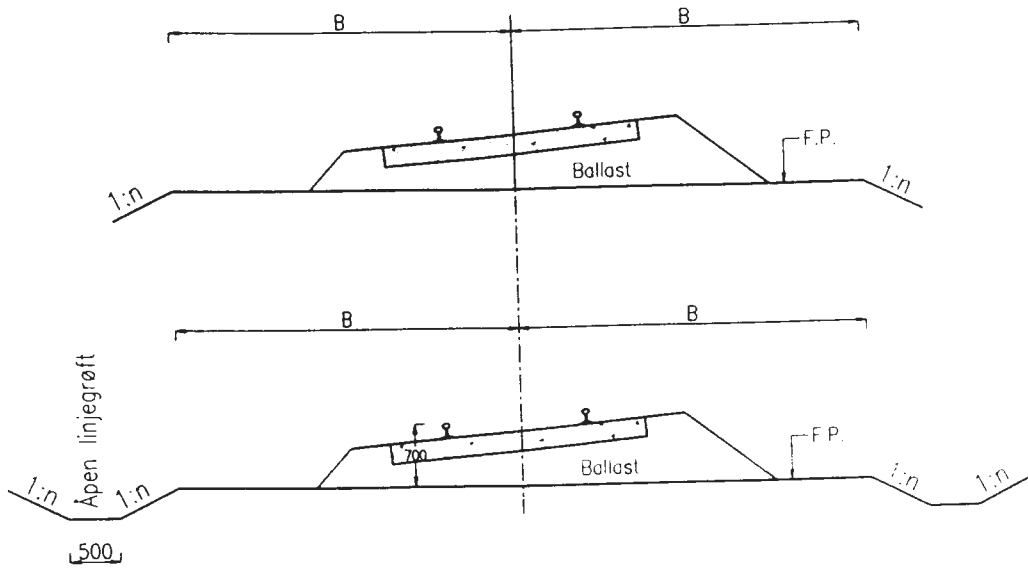
Høydereferansen for prosjektering og bygging av underbygningen, om det gjelder fyllinger, skjæringer, bruer eller tunneler, skal alltid være overkant av laveste skinne (O.Sk.). Formasjonsplanet (FP) skal ligge 700 mm under O.Sk.

2.2 FYLLING OG JORDSKJÆRING

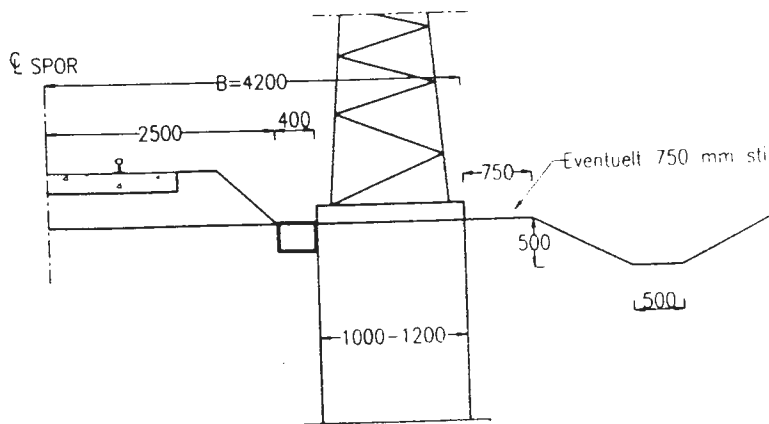
Profilen i fig. 2.4 forutsetter bane bygget for 160 km/h. Formasjonsplanet sin "halve bredde" B, målt fra spormidtd til kanten av FP, skal være

- minst 3.50 m
- på den siden hvor det trengs en sti ved siden av kabel kanalen: 4.25 m
- 3.00 m for sidespor osv., jf. del 2, Forutsetninger

Hvor det er kontaktledningsmast forutsettes en ytterligere utvidelse. Profilten skal gi plass til kabelkanalen og kontaktledningsmast. I skjæringer må derfor bredde B på formasjonsplanet være minst 4.20 m. (Se fig. 2.5).

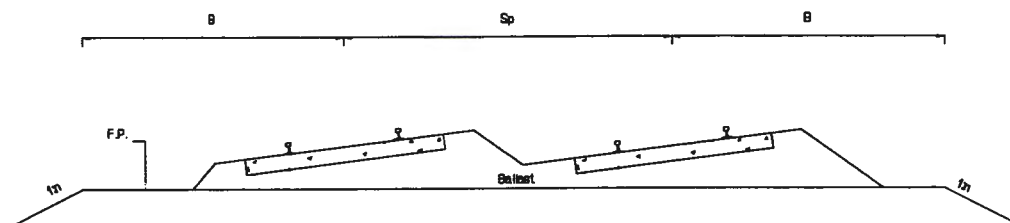


Figur 2.4 Planeringsprofil på enkeltsporet bane.



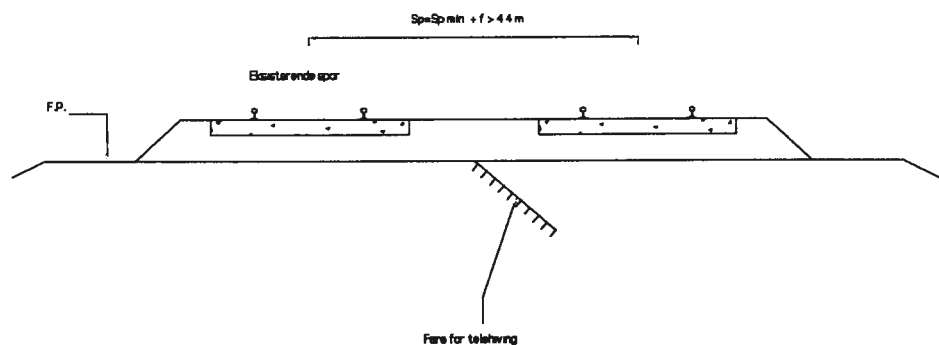
Figur 2.5 Utvidelse for kabelkanal og kontaktlednings mast.

På dobbeltsporstrekning skal avstanden Sp mellom senter spor være minimum 4.4 m på linjen, se fig. 2.6. Se forøvrig "Sporets trasé - regler for nye baner". Total- (bredden ($2B+Sp$)) skal ikke være mindre enn 11.40 m.



Figur 2.6 Planeringsprofil på dobbeltsporet bane.

Ved bygging av annet spor mot eksisterende enkeltspor, kan det være ønskelig å velge avstanden Sp mye større for å unngå masseskiftning av den gamle skråningen (fig. 2.7).



Figur 2.7 Planeringsprofil ved bygging av annet spor med eks. enkeltspor.

2.3 TUNNEL

Bruttoprofil av tunnel er det profil som angir begrensningene for utførelsen av anlegget, dvs. for sprengning, utstøping eller andre bygningskonstruksjoner.

Nettoprofil av tunnel er det profil som skal holdes fritt for faste gjenstander unntatt spor, signal- og kontaktledningsanlegg.

Mellom omgrensningen for brutto- og nettoprofil skal det være en klaring på minst 100 mm. Det blir således mulig å anordne sikrings- og dreneringssystemer som er lite plasskrevende, uten å innskrenke nettoprofilet. For tunnelbunnen skilles det ikke mellom brutto- og nettoprofil.

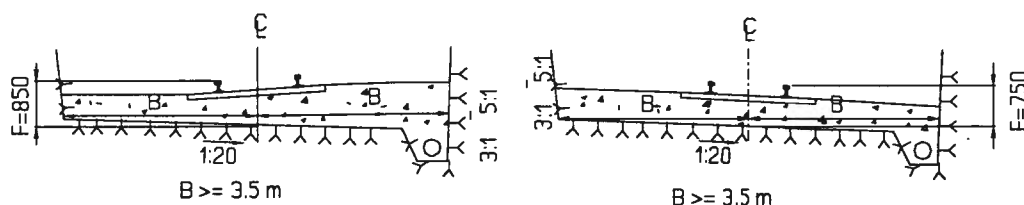
For dimensjoner på tunnelverrsnittet se "Sporets trasé - regler for nye baner".
 Profilet for bunnen av fjelltunnelen er som for fjellskjæring med lukket linjegrøft.

2.4 FJELLSKJÆRING

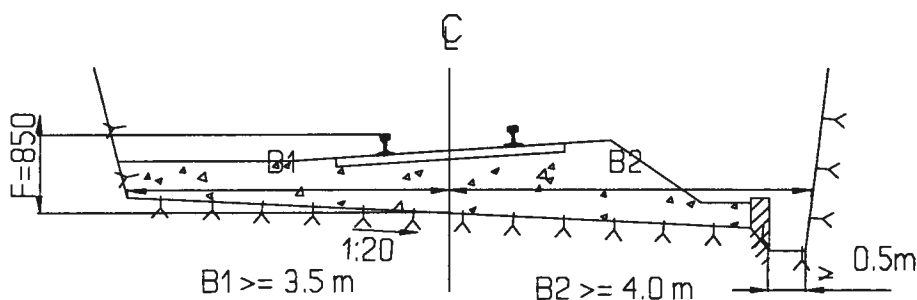
Planeringsprofilet i fjellskjæringer er avhengig av dybden på skjæringen, bergartens beskaffenhet og nødvendig drenering. Fig. 2.8 viser minimum planeringsprofil i fjellskjæring for enkeltsporet bane. Høyde F blir målt i senterlinje spor og er høyda fra overkant laveste skinne til bunnen av helningen. $F = 850$ mm når bunnen heller mot ytterkurve og $F = 750$ mm når bunnen heller mot innerkurve. På rettlinje er $F = 800$ mm.

Der det trengs åpen vanngrøft, gjelder profilet som vist i fig. 2.9.

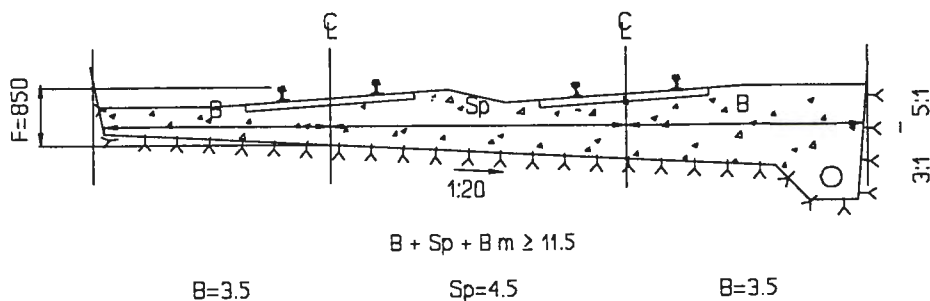
For dobbeltsporet bane blir høyden F målt på det sporet som er lengst unna grøfta, se fig. 2.10. F er lik 750 mm eller 850 mm avhengig av hvilken vei sporet heller i forhold til helningen mot grøfta (Se fig. 2.8).



Figur 2.8 Planeringsprofil i fjellskjæring med åpen grøft.



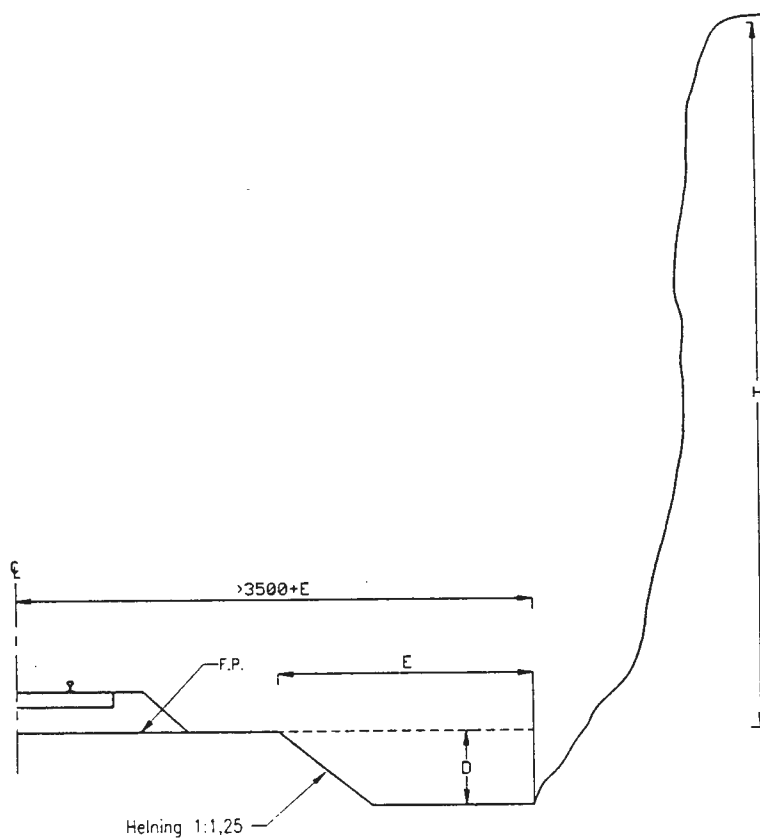
Figur 2.9 Planeringsprofil i fjellskjæring med åpen grøft.



Figur 2.10 Dobbeltspor i fjellskjæring.

Der det foreligger risiko for steinsprang, skal skjæringen utformes med fanggrøft. Se fig. 2.11, jf. del 3, Planering.

Bredde E og dybde D fremgår av tabell 3, del 3, Planering.



Figur 2.11 Planeringsprofil i fjellskjæring med fare for steinsprang.

2.5 STANDARDKRAV

Grunnleggende for dimensjonering av underbygningen vil være de krav som settes til skinnegangens jevnhet og stabilitet, relatert til trafikksikkerhet, komfort og vedlikehold. Det vil bl.a. være et spørsmål om i hvilken grad sporet kan tolerere setninger (kort- og/eller langtidsdeformasjoner) og mer sesongbetonte ujevnheter (telehiving, "ufarlig" erosjon) m.m. Ved dimensjonering inndeles i ulike standardklasser:

kl. 1	Hovedspor, baner med persontrafikk og spor som tilhører delvis automatiserte skifteanlegg100 %
kl. 2	Sidespor, industrispor, godsspor, skiftespor80 %
kl. 3	Hensettingsspor o.l.50 %

Dette praktiseres slik at når f.eks. traufundamentet for et hovedspor dimensjoneres til 1.0 m, vil tilsvarende dimensjoner for kl. 2 og kl. 3 bli h.h.v. 0.8 m og 0.5 m.

3 GEOTEKNISKE FORUTSETNINGER

3.1 GENERELT

NS 3480, Geoteknisk prosjektering forutsettes å gjelde. NS 3480 forutsetter geoteknisk prosjektering i samsvar med vanskelighetsgrad og skadekonsekvensklasse som definert i standarden.

3.2 GEOTEKNISKE UNDERSØKELSER

Planleggingen må på et tidlig tidspunkt omfatte geologiske og geotekniske undersøkelser. Type og omfang av undersøkelse avhenger bl.a. av

- stadium i byggeprosessen (planutredning - hovedplan - detaljplan)
- problemtype (stabilitet - setning - forstøtninger - strømning)
- grunnforhold/type jordart (leire - silt - sand - torv - morene)
- naboforhold (avstand)

Undersøkelsene har til formål å frembringe de nødvendige tekniske parametre for beregning av stabilitet, jordtrykk, bæreevne og deformasjoner (setninger). Undersøkelsene vil vanligvis bestå av bestemmelse av dybder til fast grunn, opptak av uforstyrrede prøver for laboratoriebehandling, in situ fastleggelse av relativ (dreiesondering) og virkelig (vingeboring) fasthet, og poretrykks- og grunnvannsmålinger.

Gangen i undersøkelsen:

- | | |
|------------------------------------|---|
| 1. Definisjon av oppdrag | - Belastninger, planer for anleggsarbeidet. |
| 2. Innhenting av eks. opplysninger | - Kart, flyfoto, evt. tidligere undersøkelser. |
| 3. Befaring | - Topografi, geologi, naboterreng. |
| 4. Problemformulering og plan | - Forundersøkelser i felt og lab. |
| 5. Feltarbeid/boringer | - Sonderende/orienterende, prøvehentende, spesielle. |
| 6. Laboratorieundersøkelser | - på opptatte prøver. |
| 7. Rapportering | - Bearbeidelse/presentasjon av data, beregninger/vurderinger, uttalelser. |
| 8. Evt. videre bistand | - Flere undersøkelser, rev. planer, kontroll. |

4 KLIMA

4.1 FROSTMENGDE/TELEDYBDE

Frostnedtrengningen i grunnen er avhengig av frostmengdene uttrykt i h°C (timegrader) og grunnen sin beskaffenhet. I bilag 2 er kart over maksimale frostmengder vist for hele Norge. I samme bilag er prognose over teledybde vist som funksjon av frostmengder og løsmasstype. I bilag 3 og 4 er dimensjoneringskurver for frostfundament vist.

4.2 FROSTFARLIGHET

Jordartene kan inndeles i 4 klasser etter bæreevneegenskapene i teleløsningsperioden:

1. Ikke telefarlig, T1
2. Litt telefarlig, T2
3. Middels telefarlig, T3
4. Meget telefarlig, T4

Når en jordart betegnes som ikke telefarlig, betyr det at en underbygning som består av denne jordarten, ikke vil utsettes for hevning og synkning når jorden fryser og tiner.

I en jordart som er telefarlig, vil det når jorden fryser, kunne oppstå islinser som følge av kapillær vannoppsuging fra underliggende lag. Dette medfører at planum løftes under nedfrysningen, og synker i tineperioden. På grunn av overskudd på porevann, vil underbygningen kunne få redusert bæreevne under tiningen.

Frostkriteriet kan også uttrykkes slik : " For at et materiale ikke skal være telefarlig, må prosenten av materialet < 0.02 mm ikke være større enn 3 % beregnet av materiale som passerer 19 mm sikt ".

Jordarten som anvendes i frostsonen, skal være " Ikke telefarlig ". Telefarligheten bedømmes ut fra den korngraderingen jordarten har (Se tabell 1).

Benevnelse	Telegr.	Masseprosent (av matr. 19.0 mm)		Eks. på jordarter
		< 0.02 mm	< 0.2 mm	
Ikke tele- farlig	T 1	< 3 %		Sand Grus Torv Myrjord
Litt tele- farlig	T 2	3 - 12 %		Sand Grus Morene (sandig,grusig)
Middels telearlig	T 3	> 12 %	< 50 %	Sand Morene (leirig) Leire med mer enn 40 % < 0.002 mm
Meget telearlig	T 4	> 12 %	> 50 %	Leire med mindre enn 40 % < 0.002 mm Silt Morene (siltig)

Tabell 1. Telefarlighetsklassifisering.

4.3 SNØ

Snølasten finnes i NS 3479, pkt. 4.1 og tillegg C.

4.4 REGN

Vannmengden er avrenningen fra høyere liggende arealer og nedbøren som faller på selve banelegemet. Avrenningen beregnes etter formelen:

$$Q = C * i * A$$

Q = dimensjonerende vannføring [l/s]

C = avrenningsfaktor

i = midlere nedbørsintensitet [l/(s*ha)]

A = nedslagsfeltets areal [ha], (1 ha = 10000 m²)

Avrenningsfaktor C angir hvor stor del av den totale nedbør som renner bort fra overflaten. C er avhengig av flere forhold ved nedslagsfeltet

- vegetasjon
- fall
- oppsuging i grunnen
- kultivering
- utbygging

C velges som en middelvei av disse forholdene. Det tas hensyn til en mulig endring av disse forholdene i nærmere fremtid, f.eks. prosjekterte planer for veianlegg, bebyggelse o.l.

Intensiteten i , er det antall liter vann som faller på 1 ha i løpet av et sekund. I formelen brukes verdier for intensiteten i , som er tatt ut fra Meteorologisk statistikk. Største intensiteten i løpet av 50 år brukes. Statistikkene kan finnes hos meteorologisk institutt og i Statens vegvesens normaler, håndbok 018, hvor også veiledende verdier for avrenningsfaktor C er angitt.

Nedslagsfeltet areal A, registreres ved innmåling på kotekart.

Formelen bør ikke benyttes for areal større enn 500 ha. Ved større nedslagsfelt bestemmes maksimal vannføring med utgangspunkt i Vassdragsvesenets flomvanns-observasjoner.

Overflatevann skal ledes bort i åpne grøfter langs linjen, i stikkrenner, kulverter eller under åpne bruer.

1	GENERELT	2
2	TRAUBUNN	2
2.1	TRAUMATERIALER	2
2.2	FORMASJONSPLAN	3
3	FYLLING	4
3.1	FORARBEID	4
3.2	FYLLINGSPROFIL	4
3.3	MATERIALTYPER	4
3.4	UTFØRELSE	5
3.5	KONTROLL AV FYLLMASSER	6
4	SKJÆRING	8
4.1	JORDSKJÆRING	8
4.1.1	Skråningshelning	8
4.2	FJELLSKJÆRING	9
4.2.1	Fangkonstruksjon.	9
4.2.2	Fjellskjæring med åpen vanngrøft	11
4.2.3	Dypsprengning	11
5	ETABLERING AV VEGETASJONSDEKKE	11
6	FIBERDUK SOM FILTERMATERIALE	12

1 GENERELT

Planeringen til jernbanen vil normalt bestå av følgende basiselementer for underbygningen: Trau (underlag for ballasten), fylling og skjæring.

Trau. Underlag for ballast

Trauet er det øvre lag av underbygningen, som ferdig planert, danner formasjonsplanet for overbygningen. Trauet skal fungere som

- forsterkningslag, dvs. sikre overbygningen tilstrekkelig bæreevne over svakere undergrunn eller fylling
- frostfundament, dvs. sikre overbygningen mot uønsket telehiving

Vanligvis vil trauet gi tilstrekkelig bæreevne når det er dimensjonert i henhold til kravene for frostsikring. Unntaket er ved spesiell bløt/svak grunn (torv, bløt leire). Da vil kravet til forsterkning være dimensjonerende.

2 TRAUBUNN

Traubunnen skal avrettes og justeres etter følgende krav

- maksimalt vertikalt avvik fra prosjektert høyde ± 50 mm
- maksimalt horisontalt avvik fra prosjektert bredde ± 100 mm
- tverrfall min. 3%

2.1 TRAUMATERIALER

Trauet skal bygges opp av gode friksjonsmaterialer, dvs. godt drenerende og frostsikre masser (T1-materialer, jf. tabell 1, del 2, Forutsetninger). Godkjente massetyper er

- velgraderte grusmasser (godkjent ballastgrus)
- knuste steinmaterialer (pukk, maskinkult)
- sprengstein (Maks steinstørrelse = 500 mm, og ikke større enn 2/3 av lagtykkelsen)

Ved bruk av sprengstein og grov maskinkult, skal det være et gradert tetningslag i toppen før ballasten legges på.

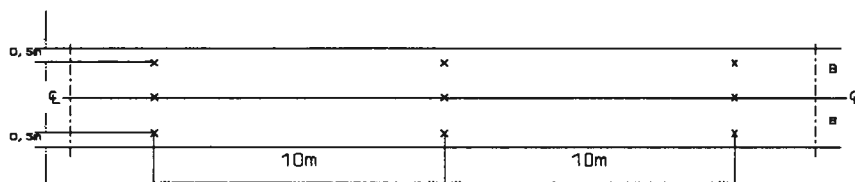
Krav til oppbygging er tilfredsstillt med utførelse i henhold til NS 3420, K32: "Forsterkningslag". Et normaldimensjonert trau, vil vanligvis kunne legges ut i to lag.

2.2 FORMASJONSPLAN

Formasjonsplanet er toppen av planeringen.

Formasjonsplanet skal ikke på noen plasser ha større avvik enn 30 mm fra prosjektert høyde.

For å kontrollere at det ikke blir større avvik enn 30 mm fra prosjektert høyde, skal det utføres kontroll for hver 10. meter i senterlinje spor og 0.5 m fra kanten av formasjonsplanet. Punktene som skal kontrolleres er merket med x på fig. 3.1.



Figur 3.1 Kontroll av formasjonsplanet.

Formasjonsplanet skal ikke ha større avvik enn +100 mm fra prosjektert bredde.

3 FYLLING

Jernbanefyllingen har som hovedfunksjon å løfte banelegemet opp til korrekt (ønsket) sporgeometrisk nivå over terreng.

Øvre del av fyllingen vil normalt bestå av en trauforsterkning, jf. kap. 1. Nedre del av fyllingen utgjør den del av underbygningen som har direkte kontakt med og samvirker med undergrunnen.

3.1 FORARBEID

Det kreves i alminnelighet en viss forbehandling og preparering av terreng-overflaten før fyllingen legges ut, inkludert fjerning av matjord og eventuelt masse-skifting av organiske jordarter som torv og gytje. Masseskifting kan være aktuelt også ved meget humusholdige mineralske jordarter og ved bløt leire/silt hvor bæreevnen er dårlig. Dette blir en form for grunnforsterkning som normalt skal utføres i henhold til spesiell beskrivelse. Dette gjelder også andre former for stabilisering og forsterkning, jf. del 4, Stabilitet og setninger.

3.2 FYLLINGSPROFIL

Fyllingen skal generelt utformes i henhold til den profilgeometri som er angitt i planene, vanligvis bestemt av

- normalprofilen for overbygningen
- krav til skråningshelning (normalt ikke brattere enn 1:1.5)
- topografi, terrenghelning og grunnforhold

3.3 MATERIALTYPER

Til fylling innenfor frostsone eller traudybden, skal det anvendes masser som oppfyller kravene til traumaterialer, dvs. frostsikre og drenerende friksjonsmasser. Friksjonsmasser skal fortrinnsvis benyttes også i fyllingen forøvrig, men utover dette kan det anvendes

- alle jordarter som ikke klassifiseres som leire, siltig leire, leirig silt og organisk jord
- tørrskorpeleire, unntaksvis og alltid sammen med drenslag

Fyllingsskråningen under traubunnen skal dekkes med subus eller jord som beskrevet i kap. 5.

3.4 UTFØRELSE

Fyllingen skal, når det ikke er beskrevet noe annet, bygges opp ved lagvis oppbygging og komprimering.

Krav til fyllingsoppbygging vil vanligvis være tilfredsstillt med utførelse etter NS 3420, kap F5 og tabell F:b "Normal komprimering" (Se tabell nedenfor).

Tabell F:b Normal komprimering.

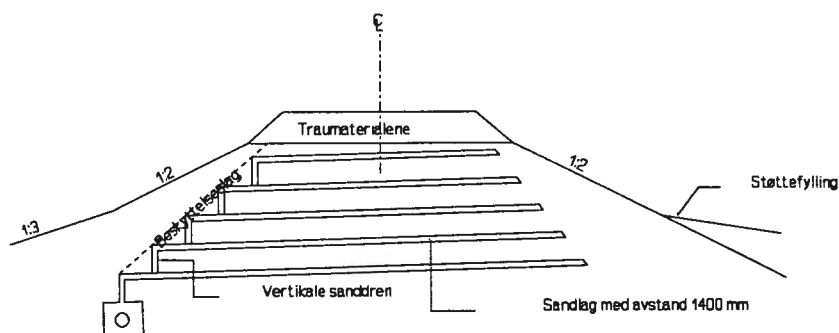
Komprimeringsutstyr		Maksimal lagtykkelse (T) i m (før komprimering)/antall passeringer (P)											
Type	Effektiv masse i tonn	Blokk eller stein ¹⁾		Ensgraderte masser ²⁾		Selvdrenende grus eller sand		Tørr finsand eller tørr silt ^{3,4)}		Bløt leire ⁵⁾		Tørr leire ⁶⁾	
		T	P	T	P	T	P	T	P	T	P	T	P
Håndstamper	min. 0,015	-	-	-	-	Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾	
Vibro-stamper	0,08-0,12	-	-	0,50	1	0,30	3	0,3	3-5	-	-	0,20	3-5
Fallodd	maks. 30	Angis ⁶⁾		-	-	Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾	
Vibro-plate	0,05-0,1	-	-	0,50	1	0,15	4-6	0,15	5-7	-	-	-	-
	0,1-0,2	-	-	0,50	1	0,20	4-6	0,20	5-7	-	-	-	-
	0,2-0,4	0,3-0,5	4-6	0,50	1	0,30	4-6	0,30	5-7	-	-	-	-
Stålvalse m/vibro	0,5-1,0	-	-	0,50	1	0,20	4-6	0,10	3-5	-	-	0,10	3-5
	1-2	-	-	0,50	1	0,30	4-6	0,20	3-5	-	-	0,15	3-5
	2-4	0,3-0,5	4-8	0,50	1	0,40	4-6	0,30	3-5	-	-	0,20	3-5
	4-8	0,5-1,0	4-8	0,50	1	0,50	4-6	0,40	3-5	-	-	0,20	3-5
	8-15	1,0-2,0	4-8	0,50	1	0,60	4-6	0,50	3-5	-	-	0,20	5-8
Stålvalse u/vibro	5-10	0,3-0,5	4-8	0,50	2	0,30	4-6	0,30	3-5	-	-	0,20	5-8
Gummi-valse u/vibro	15-20	-	-	-	-	Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾		-	-	0,20	5-8
Hjul-maskin	1-100	Angis ⁶⁾		-	-	Angis ⁶⁾		-	-	-	-	0,30	3-5
Belte-maskin	5-50	Angis ⁶⁾		-	-	Angis ⁶⁾		-	-	0,2	2-4	Angis ⁶⁾	

- 1) Maksimal størrelse 2/3 av lagtykkelsen.
- 2) Gjennomsnittlig korndiameter skal være større enn eller lik 4 mm og mindre eller lik 60 mm.
- 3) Med "tørr" menes vanninnhold som er vesentlig lavere enn optimalt vanninnhold.
- 4) Bløt finsand eller bløt slit kan bare komprimeres med beltemaskin. Lagtykkelse og antall passeringer angis av den prosjekterende.
- 5) Med "bløt leire" menes skjærfasthet mindre eller lik 20 kPa.
- 6) Angis av den prosjekterende.

Brukes forskjellige materialtyper i fyllingen, skal disse skjøtes sammen ved utkiling i banens lengderetning, slik at uakseptable ujevnheter unngås.

Ved bruk av steinmasser over finkornet undergrunn (fin sand, silt eller leire), må det først legges ut et filterlag av grus eller sand. Sprengsteinsmasser fra tunneler og skjæringer har vanligvis tilstrekkelig innhold av finmaterialer slik at særskilt filterlag kan unnværes. Separasjonssjikt/filterlag sikres i dette tilfelle ved utlegging av fiberduk, kl. IV. Største steinstørrelse er maks 500 mm og ikke større enn 2/3 av lagtykkelsen (NS 3420).

Tørreskorpeleire og annen fast leire/silt kan unntaksvis brukes når arbeidet utføres under gunstige værforhold. Leiren skal utlegges i 0.2 m tykke lag og komprimeres til en homogen masse med minst mulig luftinnhold. For hver 1.4 m leirlag, legges drenerende sandlag som er 0.2 m tykke. Sandlagene skal munne ut i fyllings-skråningen eller i beskyttelseslag av skråningen. Fyllingskråningen må ikke være brattere enn 1:2, se fig. 3.2.



Figur 3.2 Oppbygging av leirfylling.

Ved bruk av frostaktive blandingsjordarter (f.eks. morene, siltig sand/grus) i fyllingen, forutsettes skråningene beskyttet med velgraderte friksjonsmasser, normaltykkelse 0.5 m.

3.5 KONTROLL AV FYLLMASSER

Ved inspeksjon, målinger og analyse av opptatte prøver, kontrolleres at foreskrevne minimumskrav til kvalitet er oppfylt. I tabell 1 er det vist minimumskrav til kontroll av arbeider som er kommet godt i gang. I oppstartingsfasen forutsettes nøyere kontroll.

Massetak undersøkes særskilt og godkjennes før drift settes igang. Kontroll av steinmasser tatt ut fra tunneler og fjellskjæringer, foretas regelmessig når krav til filteregenskapene er påkrevet.

Fyllmasse	Tilsyn	Klassifisering av fyllmasse. Prøve for hver	Kompr.kontr. Prøve for hver
Stein Sand og grus Silt Leire og leirig morene	Inspeksjon Inspeksjon Kont. oppsyn Kont. oppsyn	Utføres ikke Utføres ikke 1000 m ³ løsmasse 1000 m ³ løsmasse	Utføres ikke 2000 m ³ fastmasse 1000 m ³ fastmasse 700 m ³ fastmasse

Tabell 1. Kontroll av fyllmasser.

4 SKJÆRING

Jernbaneskjæringen har som hovedfunksjon å etablere tilstrekkelig rom gjennom terrenget for togfremføringen.

Utforming og størrelse vil primært være bestemt av krav til minste tverrsnitt, samt av de stedlige faktorer knyttet til grunnforhold, snømengder, rasfare, drenering og vannavløp.

4.1 JORDSKJÆRING

Utførelse: Skjæringen skal generelt utføres i henhold til profiler jf. del 2, Forutsetninger. vanligvis vil dette være bestemt av det aktuelle normalprofil for overbygningen.

Som regel foreskrives avtaking av matjord, før selve skjæringsarbeidet utføres. Gravingen utføres til underkant underbygning (traubunnen). Hele profilet, inklusive grøfter og traue, tas ut om mulig i en sammenheng. Traubunnen gjøres jevn og anlegges med 3 % tverrfall slik at vannansamlinger unngås.

4.1.1 Skråningshelning

Skjæringsskråningen utføres generelt med helning tilpasset aktuell jordartstype, skjærstyrke og grunnvannsforhold. Nødvendig hensyn må tas til naboforhold, f.eks. større belastninger som forekommer inntil skjæringen.

Tabell 2 angir normal skråningshelning ved ulike jordartstyper.

Grunnforhold Jordart	Stein	Grus, grov sand	Fin sand/silt		Leire
			Tørr	Lagdelt, vannmettet	
Største skråning	1:1.25	1:1.5	1:2	1:2 - 1:3	1:2

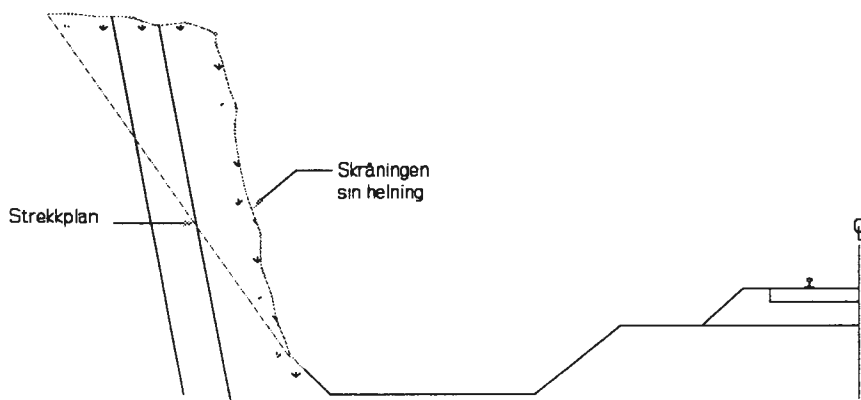
Tabell 2. Normal helning.

Ved dype skjæringer i finkornet jord, silt-leire, må skjæringsstabiliteten vurderes spesielt, vanligvis på grunnlag av utførte grunnundersøkelser. Forhold vedrørende skjæringen sin stabilitet og sikring, er behandlet i del 4, Stabilitet og Setninger.

4.2 FJELLSKJÆRING

Det forutsettes en ingeniørgeologisk vurdering av fjellet og anvisning på sikkerhets-tiltak ved nyanlegg. For å få minst mulig masseuttak, brukes tilnærmet vertikal skjæringsvegg. Men lagdeling og brudd i berggrunnen er ofte bestemmende for skjæringen sin helningsvinkel. Utsprengningen må legges til rette slik at bruddflater følges. Se fig. 3.3.

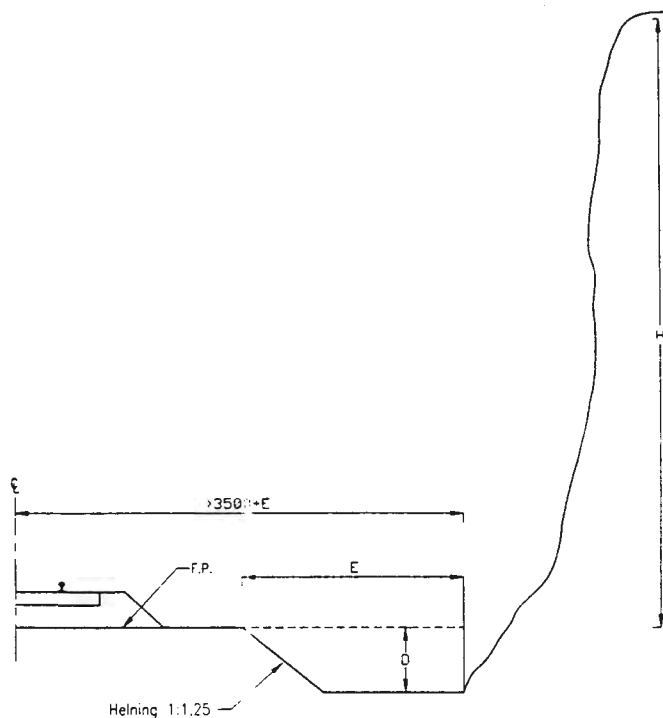
På linjeavsnitt hvor drivsnø kan være problematisk, må skråningsvinkel vurderes også utfra disse forhold.



Figur 3.3 Tilpassning av skråningsheln. til bruddflatene.

4.2.1 Fangkonstruksjon.

For å sikre linjen mot fallende stein fra skjæringsveggen, utformes skjæringen med fanggrøft mellom skjæringsveggen og linjen (Se fig. 3.4). Hvor topografien gjør det naturlig, kan fanggrøften også legges oppe i skråningen i større avstand fra linjen. Slik fanggrøft kan kombineres med en barrikade av jord eller stein. (H, E og D finnes i tabell 3.)



Figur 3.4 Fjellskjæring med fanggrøft.

Skråningshelning (α)	Skråningshøyde (H m)	Grøftens bredde (E m)	Grøftens dybde (D m)
Vert. ca. 85° - 90°	5 - 10	3.0	1.0
	10 - 20	5.0	1.5
	> 20	6.5	1.5
4 : 1 til 3 : 1 (ca. 75°)	5 - 10	3.0	1.0
	10 - 20	5.0	1.5
	20 - 35	6.5	2.0
	> 35	8.0	2.0
2 : 1 (ca. 65°)	0 - 10	3.0	1.0
	10 - 20	5.0	2.0
	20 - 35	6.5	2.0 + gjerde
	> 35	8.0	3.0 + gjerde
4 : 3 (ca. 55°)	0 - 10	3.0	1.0
	10 - 20	5.0	1.5
	> 20	5.0	2.0 + gjerde
1 : 1 (ca. 45°)	0 - 10	3.0	1.0
	10 - 20	3.0	1.5 + gjerde
	> 20	5.0	2.0 + gjerde

Tabell 3. Utforming av høye fjellskråninger med fanggrøfter.

Tabellen er veiledende. Behovet for utvidet skjæring med fanggrøft, må vurderes på bakgrunn av fjellkvalitet, topografi, samt opp mot andre sikringsmetoder.

4.2.2 Fjellskjæring med åpen vanngrøft

Jf. del 7, Drenering.

4.2.3 Dypsprengning

I fjellskjæringer foretas kontinuerlig dypsprengning (undersprengning) til frostsikker dybde under sporet. Dypsprengningen utføres slik at den blir dypest ut mot grøftesiden, tverrfall ca. 1:20. Den bør gjennomføres samtidig med øvrige sprengningsarbeider i skjæringen.

Dypsprengningen skal kontrolleres ved oppgraving. Fast fjell i knøler høyere enn 0,20 m over prosjektert bunn-nivå bør ikke tolereres.

5 ETABLERING AV VEGETASJONSDEKKE

På alle skråninger, bortsett fra skråningsflaten fra formasjonsplanet og ned til traubunnen, skal det normalt etableres grasdekke. Gjødsling og såing av grasfrø kan foregå manuelt eller maskinelt.

Miljømessige hensyn krever at det etableres vegetasjonsdekke også på steinfylling er. Disse må da dekkes av subus eller jord og deretter tilsås.

På lite stabile skråninger, er beplantning med lavtvoksende trær og busker ønskelig. Spesielt gjelder dette lagdelte skråninger og skråninger med vannmettet fin sand og silt.

Nødvendig hensyn må tas til fri sikt og sikkerhet for kontaktledningen.

I strøk hvor klimaforholdene gjør det vanskelig å etablere grasdekke, bør annen skråningsbeskyttelse velges (masseskifting, erosjonsbeskyttelse, jf. del 4, Stabilitet og setninger).

6 FIBERDUK SOM FILTERMATERIALE

Ved nye jernbaneanlegg vil det være aktuelt å benytte fiberduk som filter/seperasjon i følgende grensesoner

- traue/undergrunn
- traue/fylling
- fylling/undergrunn

Under spesielt bløte grunnforhold (bløt, vannrik silt og leire), vil fiberduk alene ikke være tilfredsstillende som filtermateriale til dette formål pga. langtidspåvirkning fra dynamisk jernbanetraffikk. Fiberduk kan i slike tilfeller brukes som et supplement til mineralske filtermaterialer:

- Sammen med min. 200 mm filterlag av grus.
- Under steinfyllinger bestående av subusholdig sprengstein.

Fiberduk skal ikke brukes alene som separasjons- eller filtersjikt under ballasten, jf. kap. 2.4.1.2 i UIC Code 719R.

På ikke trafikkbelastede områder, f.eks. i drengrofter, ved erosjonssikring av skråninger og under trafikkbelastninger ved relative tørre forhold, kan fiberduk helt erstatte grusfilteret.

Etter NS 3420-H55.2 gjelder inndeling i bruksklasser etter tabell 7:

Bruksklasse	Anvendelse mot	Arealvekt duk (g/m ²)
I	Drensmasser i grøfter	90 - 110
II	Sand og grus	120 - 180
III	Pukk og kult	190 - 300
IV	Usortert sprengstein	> 300

Tabell 4. Fiberduk.

Fiberduker som anvendes i sporet, skal være av bruksklasse IV og de skal godkjennes av NSB. Til de fleste formål brukes fiberduk av typen "nålefilt" eller typen "filtet og termisk behandlet". Disse duktypene er fremstilt av polyester (PES), polypropylen (PP) eller polyetylen (PE). De angitte dukvektene gjelder for disse type duker. Vevde duktyper skal ikke anvendes til filterformål, men spesielt sterke utgaver kan med fordel anvendes som jordarmering.

1	GENERELT	2
2	FYLLING	2
2.1	STABILITET	2
2.2	SETNING	4
2.3	STABILISERENDE TILTAK	4
2.3.1	Motfyllinger	5
2.3.2	Superlette masser	7
3	JORDSKJÆRING	9
3.1	STABILITET	9
3.2	STABILISERENDE TILTAK	9
4	FJELLSKJÆRING	12
4.1	STABILISERENDE TILTAK	12
4.1.1	Rensk	12
4.1.2	Bolting	12
4.1.3	Sikringsnett	13
4.1.4	Fiberarmert sprøytebetong	13
4.1.5	Understøttelser av fjellblokker	13
5	STØTTEMUR	14
5.1	BEREGNING	14
5.2	ULIKE TYPER AV STØTTEMURER	14
6	ELVEFORBYGNINGER	15
7	STABILITET AV NABOTERRENG	17
7.1	GENERELT	17
7.2	JORDTERRENG	17
7.3	FJELLTERRENG	18
7.4	KOMBINASJON AV JORD/FJELL- TERRENG	19
8	ARMERT JORD	20
8.1	PRINSIPP/PRODUKTER/ANVENDELSE	20
8.2	STØTTEKONSTRUKSJON	21
8.3	FYLLING/SKRÅNING	22
8.4	FLATESTABILISERING	22

1 GENERELT

Underbygningen skal utføres på en slik måte at overbygningen gis den stabilitet som regelverket krever for å oppnå ønsket sikkerhet og regularitet i trafikkavviklingen. Planeringen skal ikke utsettes for uakseptable setninger/deformasjoner og skal ha foreskrevet sikkerhet mot grunnbrudd/utglidninger.

Dette er forhold som delvis bestemmes av de krav som settes på planeringen selv, dens sammensetning og oppbygging, men også i sterk grad av samvirket med og tilpasningen til undergrunn og terreng. Gode kunnskaper om grunnforholdene langs linjetraséen er derfor en nødvendighet, og geotekniske undersøkelser og beregninger må inngå som en naturlig del av prosjektarbeidet.

2 FYLLING

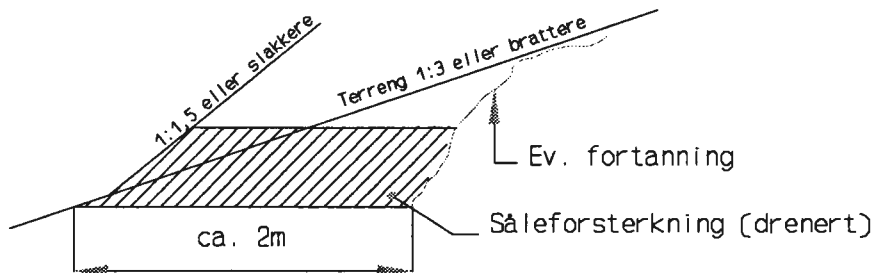
2.1 Stabilitet

Egenstabilitet av fyllingen vil normalt være i orden ved utførelse etter de retningslinjer som er gitt under del 3, Planering. Stabil skråningshelning er imidlertid en funksjon av materialtype og fyllingshøyde. Veiledende verdier er gitt i tabell 1.

Fylling Helning	Sprengstein H (m)	Grus, sand H (m)	Leire/silt H (m)
1 : 1.25	0 - 5	--	--
1 : 1.5	5 - 15	0 - 10	--
1 : 1.75	> 15	10 - 15	--
1 : 2	--	> 15	0 - 8
1 : 2.5	--	--	8 - 12
1 : 3	--	--	> 12

Tabell 1. Fyllingsstabilitet.

I tabell 1 er det forutsatt at undergrunnen har tilfredsstillende bæreevne for fyllingen og ikke representerer noe stabilitetsproblem. Den lokale stabiliteten ved fyllingsfot, når fyllingen legges ut i bratt tverrskrånende terreng, må påaktes spesielt. Det må sørges for god kontakt mellom fylling og underliggende terreng. Når terrenget skråner brattere enn 1:3, etableres såleforsterkning etter prinsipp som vist på figur 4.1.

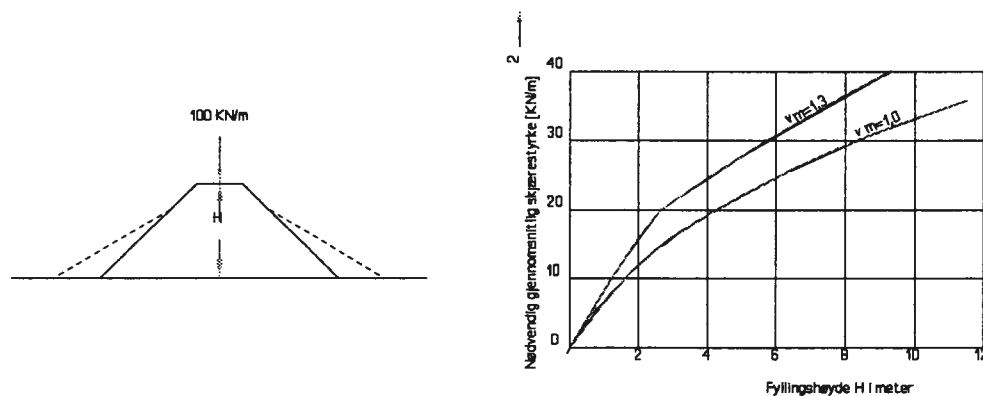


Figur 4.1 Såleforsterkning

Totalstabilitet av fyllingen vil som regel være bestemt av grunnforholdene, og spesielt av grunnens styrkeparametre. Dette kan innebære betydelige begrensninger på mulige fyllingsvekter og føre til endrede betingelser for utformingen. Spesielle tiltak for å sikre tilfredsstillende stabilitet, vil ofte være aktuelt.

Dimensjonerende jernbanebelastninger som skal benyttes ved stabilitetsberegninger av fyllinger, er gitt under del 2, Forutsetninger. Minimumskravet til materialkoeffisient (sikkerhetsfaktor) vil vanligvis ligge i området 1.3 - 1.5. Stabiliteten (målt ved sikkerhet mot grunnbrudd) for fyllinger på leire, vil normalt øke noe med tiden, som følge av konsolidering.

For enkle overslagsberegninger, f.eks. i en tidlig planfase, kan dimensjoneringsdiagram for jernbanefylling på leire, fig. 4.2, brukes.



Figur 4.2 Jernbanefylling på leire.

2.2 SETNING

Detaljprosjekteringen skal inkludere beregninger av forventet setningsutvikling på de nye sporfyllingene. Som setningsgivende last, regnes tyngden av banelegemet og fyllingen. De dynamiske toglastene regnes vanligvis ikke med.

For fyllinger på sterkt setningsgivende (kompressibel) grunn (bløt leire, organisk silt/leire, torv/gytje), vil kravet til setninger ofte bli dimensjonerende (bestemmende) for hvordan fyllingen skal utformes og bygges opp. Det finnes imidlertid ingen eksakte krav til størrelsen på setningen. Det må som regel foretas en vurdering av hva som er akseptable setninger i hvert enkelt tilfelle.

Hvis en gitt forventet setningsutvikling ikke vurderes å være en sikkerhetsrisiko for trafikken, vil det ofte være anlegget sin totaløkonomi som bestemmer. Her må kostnader til setningsreducerende tiltak stilles opp mot kostnader til vedlikehold og justering av sporet som følge av setninger. Ut fra slike betraktninger vil setninger av størrelse 200-300 mm med normalt forløp over tid, være godt akseptable for langstrakte fyllinger på fri linje og rette strekninger, mens kravet til setninger på fyllinger inn mot "faste" punkter, som f.eks. brukar, vil være betydelig strengere.

Ved setningsvurderingen skal man også være spesielt oppmerksom på muligheten eller faren for skjevsetninger i sporet, f.eks. ved fyllinger i kurvet sportrasé i skråterreng, hvor farlige vindskjevheter større enn de tillatte fort kan oppstå. Dette kan være et resultat av vanlig konsolidering i undergrunnen. Men lokale og mer punktvis setninger vil vel så ofte være en følge av mangler og svakheter ved selve fyllingsplaneringen og dreosanlegget.

2.3 STABILISERENDE TILTAK

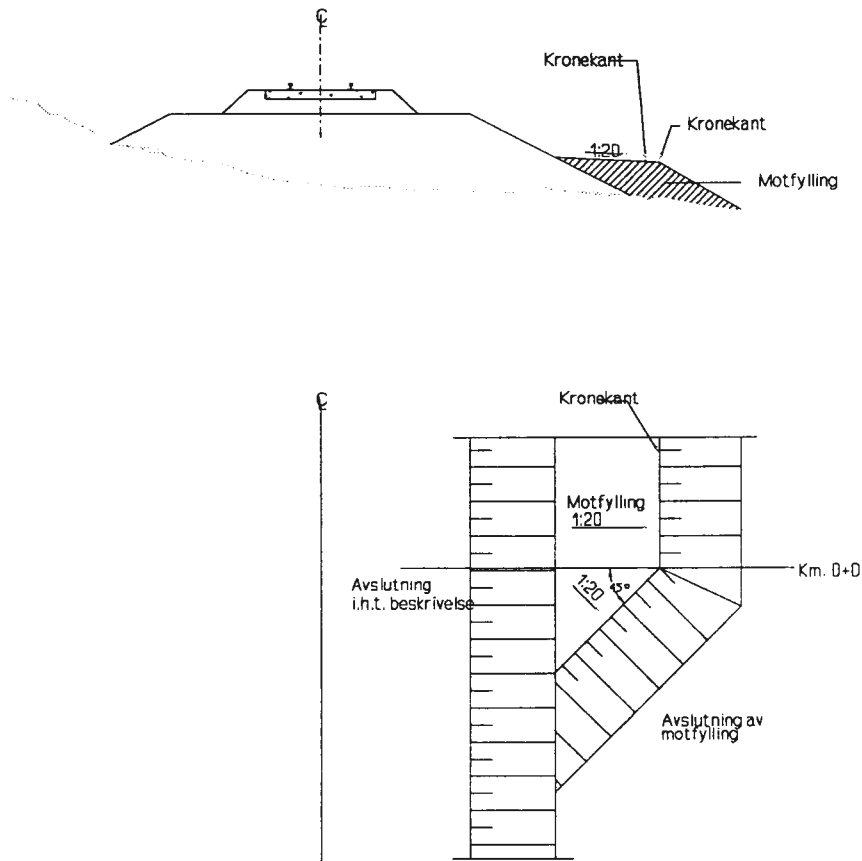
Prinsipielt kan de stabiliserende tiltak sorteres i to hovedgrupper:

1. Tiltak for å redusere spenningene (skjærspenningene) i grunnen. Dette kan oppnås ved utlegging av motfyllinger (kontrafyllinger) eller ved å gjøre fyllingene lettere ved innlegging av *lette fyllmasser* eller *superlette masser*.
2. Tiltak for å øke styrkeegenskapene i grunnen eller ved såkalt *grunnforsterkning*. Dette kan oppnås ved kalkstabilisering (f.eks. "kalkpæler"), elektroosmose, saltdiffusjon, dypdrenering, forbelastning m.m. Etablering av bærende konstruksjoner (f.eks. pæler med pælhatte/-dekke) og forstøtninger (f.eks. stagforankret spunt) kan også være aktuelt.

Vanligvis utarbeides særskilt arbeidsbeskrivelse for de aktuelle stabiliserende tiltakene. I disse retningslinjene tas kun med de grunnleggende bestemmelser for tiltak innen hovedgruppe 1.

2.3.1 Motfyllinger

Motfyllinger legges med tverrfall 1:20 ut fra sporet, om ikke annet er foreskrevet. Se figur 4.3.



Figur 4.3 Prinsipp for utlegging av motfylling.

Hele motfyllingen skal være utlagt før selve jernbanefyllingen føres opp over motfyllingsnivået. Masser som benyttes i motfyllingen, skal bestå av vanlige "tunge" jordmasser. Sprengsteinsmasser med stor stein, bør unngås i det underste laget. Organisk jord eller lett bygningsavfall o.l. må ikke benyttes.

Lette fyllmasser

De lette materialene som her kan komme til anvendelse, må ha de nødvendige styrkeegenskaper, også over lang tid, for å bære overbygningen og trafikkbelastningene. Samtidig skal de være lette nok til å sikre stabiliteten og holde setningene på et akseptabelt nivå.

Materialtyper	Gradering	Densitet tørr	Dim. tyngdetetthet	
			o.vann	u.vann
Leca Lettklinker (Løs Leca)	0 - 32	500	7	10
Lettbetongavfall	Se*	400 - 800	10	

Benevning

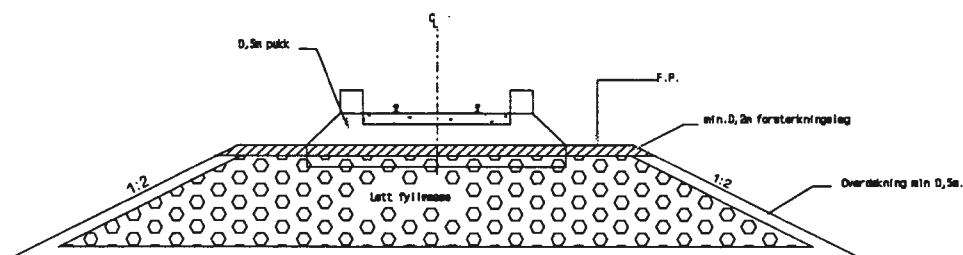
[mm]

[kg/m³][kN/m³]

* *Gradering*: Bruddstykkene skal ikke være større enn at de kan legges ut i 1.0 m tykke lag og komprimeres lett med beltegående doser.

Tabell 2. Materialtyper.

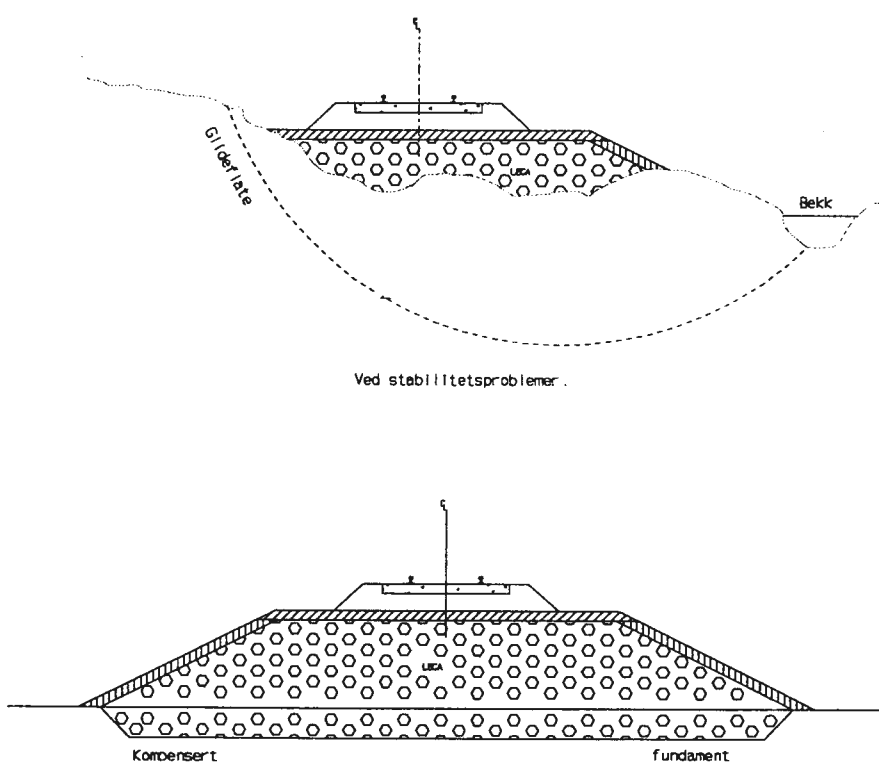
Prinsipielt skal utførelsen være som vist på figur 4.4.



Figur 4.4 Prinsipp. Lett fylling.

Topp av lett fylling føres maksimalt opp til 0.50 m under FP. Her legges et forsterkningslag av knuste steinmaterialer med fornuftig gradering i forhold til materialene i fyllingen under og ballastpukken over. Ved bruk av fingraderte og ustabile lette massetyper, skal det "lette" fyllingsprofilet i sin helhet kles inn med fiberduk, min. kl.III (Jf. tabell 4, del 3, Planering). På sideskråningene skal det legges et dekningslag. Dekningslaget skal ha min. tykkelse 0.5 m, og helst være av grusmasser. Ved høye fyllinger (større enn 4.0 m) må dekningslaget sin tykkelse økes og fyllingen sin indre stabilitet, og eventuelle forsterkningsiltak, vurderes spesielt.

Eksempler på bruk av løs Leca i fyllingen, se fig. 4.5.



Figur 4.5 Eksempler på bruk av løs Leca.

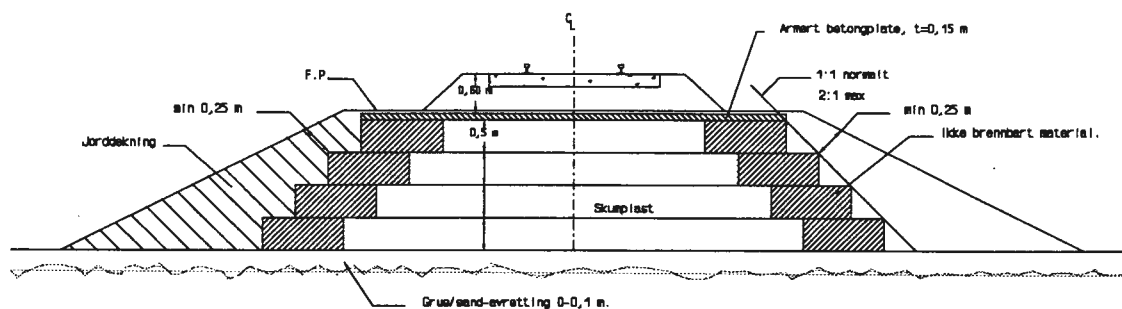
2.3.2 Superlette masser

Superlette masser av skumplastblokker (EPS) er benyttet bare i et fåtall tilfeller i jernbanefyllinger. Erfaringene hittil er imidlertid så pass gode at visse retningslinjer for anbefalt utførelse kan gis.

I prinsippet benyttes utførelse etter retningslinjer utarbeidet av Veglaboratoriet (1980) for bruk i vegfyllinger. Utover de generelle anvisninger for planering, utlegging og oppbygging av fyllingen (som vil være felles for veg og jernbane), gjelder følgende spesielt for jernbanen:

- *Materiale:* blokker av ekspandert polystyren av beste kvalitet. Trykkstyrke min. 200 kN/m^2 (ved 5 % deformasjon), densitet 30 kg/m^3 . Det ytterste blokklaget skal bestå av lite brennbart, selvslukkende materiale.
- *På toppen av blokkfyllingen*, som bygges opp i forbandt, skal det støpes en armert betongplate i samme bredde som FP, og med overkant 0.10 m under FP.
- Foreløpig anbefales ikke større tykkelse på fyllingen enn 2.5 m. Spesielle vurderinger av fyllingen sin egen stabilitet må gjøres hvis fyllingen er usymmetrisk. Spesielt påkates faren for vanntrykk i bakkant av fyllingen.

Prinsippet for oppbygging av superlett jernbanefylling er vist på figur 4.6.



Figur 4.6 Prinsipp for bruk av ekspandert polystyren-blokker i jernbanefylling.

3 JORDSKJÆRING

3.1 STABILITET

Stabiliteten til skjæringen vil normalt være i orden hvis utforming og utførelse skjer etter de regler som er gitt under del 3, Planering.

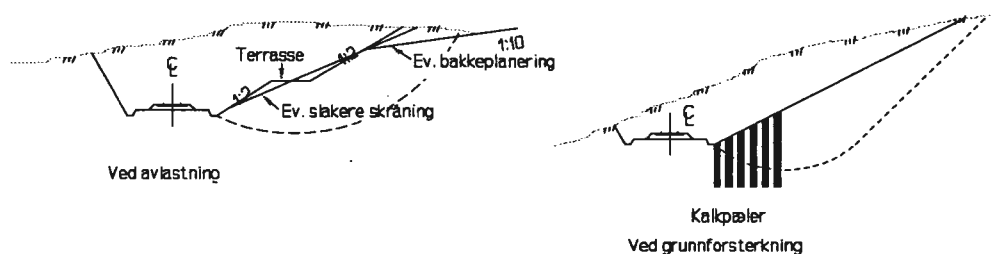
Det er imidlertid viktig å merke seg at skråningshelningen i jord må tilpasses stabilitetsegenskapene til jordarten, samt erosjonsforholdene. Ved svake grunnforhold (bløt leire og silt) og ugunstige terrengforhold, kan stabilitetsforholdene fort bli kritiske selv ved små skjæringsdybder. Skjæringsmasser i jord bør derfor kartlegges tidlig i planleggingen. Er det tvil om stabiliteten, må spesielle geotekniske undersøkelser og beregninger utføres. Ettersom skjæringsstabiliteten vanligvis avtar med tiden, er analyser av langtidsstabilitet av spesiell interesse her.

3.2 STABILISERENDE TILTAK

Det er naturlig å sortere aktuelle sikringstiltak i 2 hovedgrupper:

1. Sikring mot dyperegående stabilitetsproblemer.

Tiltak krever som regel omfattende geotekniske undersøkelser, og er som nevnt under pkt. 2, i prinsippet enten basert på spenningsreduksjon eller styrkeøkning i grunnen. I fig. 4.7 er det vist et par eksempler på stabilitetssikring etter disse prinsipper. Forøvrig vil stabiliseringstiltak av denne type ikke bli omtalt nærmere i disse reglene.



Figur 4.7 Stabilitetssikring.

2. Sikring mot overflateglidninger eller signinger/deformasjoner i de øvre sjikt i grunnen.

Vanligvis utarbeides særskilt arbeidsbeskrivelse for de aktuelle stabiliserende tiltak. I det følgende behandles en del grunnleggende bestemmelser for sikring av overflatestabiliteten i skråninger.

- Masseutskifting i skjæringsskråninger.

I skråninger der det er vanskelig å få massene til å ligge i ro, vil det være nødvendig å foreta masseutskifting. Alternative utførelser er vist i figur 4.8. Hvor klimaforholdet gjør det vanskelig å etablere grasdekke, bør alternativ b) og c) velges. Tiltak i form av masseskifting med tunge friksjonsmaterialer kan også være aktuelt å utføre for å hindre senere teleglidninger, på steder hvor jordarten vurderes spesiell frostaktiv (telearlig).

- Drenering av skjæringsskråninger.

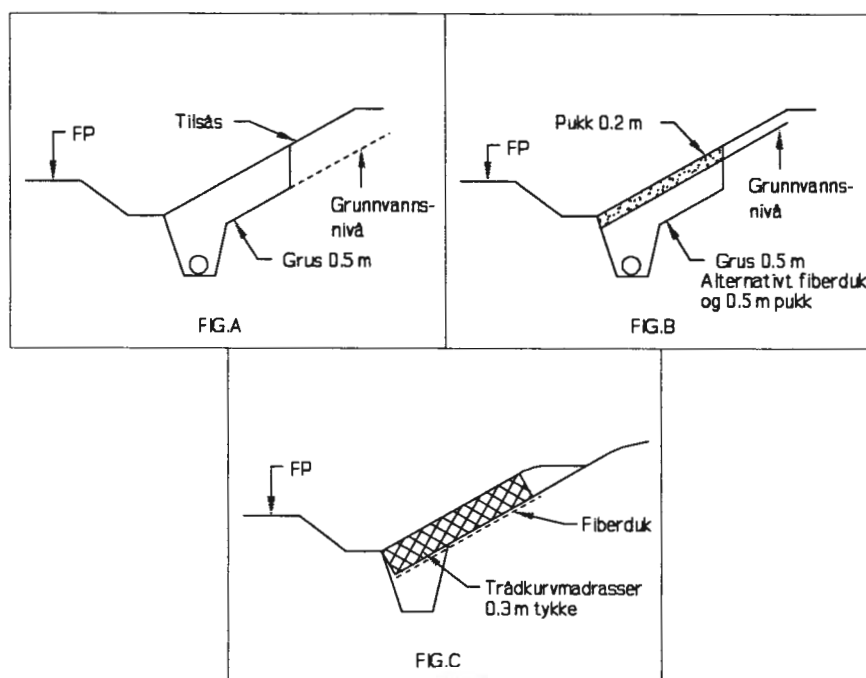
Her vises til del 7, Drenering.

- Anleggssikring av graveskråninger.

Det kan være behov for å sikre skråninger midlertidig under gravingen. Slike midlertidige sikringer kan inngå i en permanent sikring. I de fleste tilfeller vil slike midlertidige sikringstiltak måtte fjernes før ferdigtillatelse av anlegget. Tabell 3 angir forslag til midlertidige sikringstiltak.

Sikringstiltak	Jordart				
	Stein Grus	Sand - Silt		Siltig leire Leirig silt	Leire
		Lav gr.vst	Høy gr.vst		
Ingen	X				
Bortledning av overflatevann		X	X	X	
Plastfolie på overflaten for å hindre uttørring				X	X
Senkning av gr.v.st. ved grøfting			X	X	
Pumpebrønner (well-points)			X		
Isolering, f.eks. med vintermatter for å hindre frysing av kap. vannsuging.		X		X	

Tabell 3. Midlertidige sikringstiltak.



Figur 4.8 Masseutskifting.

4 FJELLSKJÆRING

Stabilitet

Skjæringens stabilitet, se del 3, Planering.

4.1 STABILISERENDE TILTAK

Det er flere måter å stabilisere fjellskjæringer på. De mest aktuelle metodene er

- rensk
- bolting
- sikringsnett
- fiberarmert sprøytebetong
- understøttelse av fjellblokker

4.1.1 Rensk

Etter spregning i fjell oppstår det sprekker og riss, selv der fjellet på forhånd var fast og godt. Det må alltid foretas omhyggelig rensk etter et spregningsarbeid. I prinsippet vil dette si at all løs stein som kan være en fare for sikkerheten ved linjen, fjernes så sant dette er mulig. Arbeidet utføres fortrinnsvis med renskespett ved at steinene kiles ut.

Vann i sprekker og slepper fører til at forbindelsen mellom blokkene blir dårligere. I vinterhalvåret kan vekselvis tining og frysing av vann i sprekker føre til at blokkene sprenges løs. Man må derfor være særlig oppmerksom på de partiene i skjæringene hvor det renner vann eller generelt er stor fuktighet.

4.1.2 Bolting

Istedet for å renske ned fjellblokker, kan det foretas bolting. Ved større rasfarlige partier, kan systematisk bolting være nødvendig. Boltene skal plasseres på en slik måte at kreftene fortrinnsvis opptas på strekk og ikke på avskjæring. Forskjellige boltetyper er

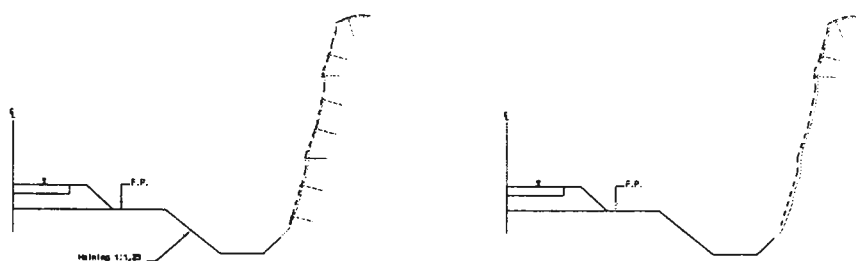
- ekspansjonsbolter
- polyesterforankrede bolter
- innstøpte bolter
- perfobolter

4.1.3 Sikringsnett

I rasfarlige partier kan det være uoverkommelig å feste hver enkelt blokk med bolter. I slike tilfeller kan man legge nett over fjellet.

Feste av nett kan skje på to forskjellige måter. Enten kan nettet boltes fast i hele fjelloverflaten, eller det kan boltes fast i toppen og henge løst ut over det rasfalice fjellpartiet. I det første tilfelle må eventuelle løse stein som ligger i nettet, periodevis fjernes. Dette gjøres ved å sprette opp nettet og sy det igjen. I det andre tilfelle må det være avsatt plass til oppsamling av stein i foten (Se fig. 4.9).

Det skal benyttes nett som er spesielt fremstilt for rassikring (f.eks. gabionnett). Nettet skal være galvanisert og helst også korrosjonsbeskyttet med PVC (av miljømessige og estetiske hensyn).



Figur 4.9 Prinsipp for sikring av fjellskråning med nett.

4.1.4 Fiberarmert sprøytebetong

Fiberarmert sprøytebetong kan brukes som permanent sikring, under forutsetning av at den ikke utsettes for vanntilsig og frost. I praksis vil det derfor være i tunneler at denne metoden er mest aktuell. Arbeidet forutsettes utført av kompetent entrepenør eller eget personal som har utviklet allsidig erfaring med metoden.

4.1.5 Understøttelser av fjellblokker

Fjellblokker med overheng kan oppstøttes. Tømmerstempling har vært mye anvendt, men må betraktes som midlertidig løsning. Permanent understøttelse skal utstøpes med betong.

5 STØTTEMUR

5.1 BEREGNING

Dimensjonerende trafikklaster står i del 2, Forutsetninger. For videre beregninger, se bruhåndboka Trykk 340.

5.2 ULIKE TYPER AV STØTTEMURER

En større helning enn angitt i del 3, Planering, tabell 2 og 3, må ikke brukes uten å sette opp en støttemur i foten. Aktuelle støttemurer er

- betongmur
- tørrmur
- trådkurver (gabioner)

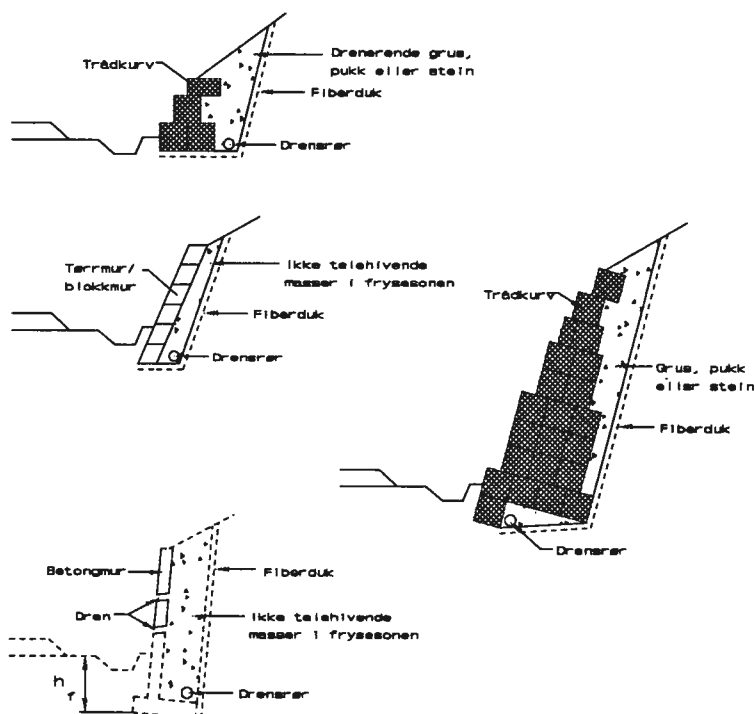
Det er mange muligheter for utførelse av støttemurer. Fig. 4.10 viser noen eksempler med hovedprinsipper for utførelse. Forskjellige kombinasjonsløsninger med armert jord (jf. kap. 8) kan også være aktuelt.

Stive konstruksjoner som brukes ved skjæringer, skal fundamenteres i frostfri dybde under F.P. (Linjegrøfter forutsettes å være fylt av snø eller opptint med rennende vann). Ved tørrmur og trådkurver kan det lempes noe på kravet til frostfri fundamentering.

Det må sørges for en god fot for støttemurer. Hvis det finnes underliggende fjell i rimelig dybde, bør støttemuren føres ned til fjell. Ved bratt fjelloverflate må det sprenges en fot for muren.

Drenerende masser av grus, pukk eller stein skal brukes til fyll bak støttemurer. Utgravet skråningsoverflate dekkes på forhånd med fiberduk. Fiberduken kan sløyfes hvis fyllet består av filtermateriale. Ved større og middels store konstruksjoner, skal fyllet bestå av ikke telefarlig materiale i frysesonen, jf. del 5 - Frost, fig. 5.5. Fyllet skal normalt være drenert.

Ved tette betongkonstruksjoner skal drensåpninger legges gjennom murveggen for å sikre muren mot vanntrykk.

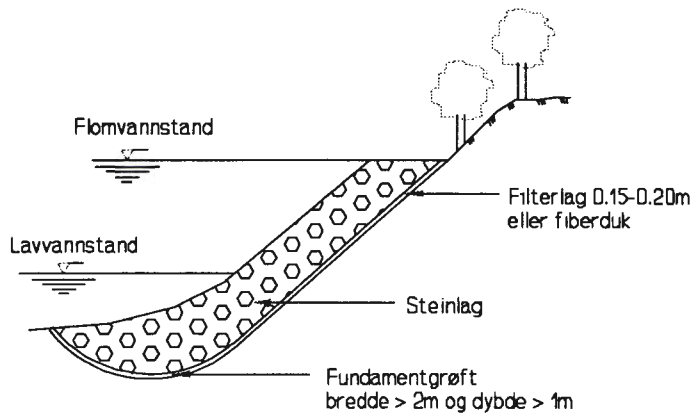


Figur 4.10 Eksempel på utførelse av støttemur.

6 ELVEFORBYGNINGER

Ved inngrep i vassdrag, støtter man på en rekke bestemmelser i lovverket. Endring av strømforhold og forbygning mot elver og vassdrag, må ikke utføres uten å kontakte Norges Vassdrags- og energiverk.

Mange av jernbanen sine forbygninger er lite stabile. Grunnen til det er ofte manglende filter mellom naturlig grunn og forbygningsmateriale. Prinsipielt skal en forbygning mot elv eller sjø med bølgeslag, utføres som vist på fig. 4.11. Filterlaget eller filterduken skal legges ut når materialet i skråningen er sand, silt eller leire. Filterlaget kan bestå av naturgrus eller knust materiale med god kornfordeling. Hvis fiberduk benyttes, skal den være av bruksklasse IV (jf. tabell 4 del 3, Planering). Filterlaget kan sløyfes når steinkledningen er minst 1.5 m tykk og består av samfengt stein (subusholdig masse). Ved nyanlegg forutsettes steinstørrelse dimensjonert etter strømhastigheten. Det henvises forøvrig til vassdragsverkets bestemmelser.



Figur 4.11 Prinsipiell utførelse av forbygning mot elv eller sjø.

Sikring mot bølgeerosjon utføres etter samme prinsipper som for elveforbygninger. Avhengig av bølgehøyden vil nødvendigvis midlere steinstørrelse normalt være 0.5-1.0 m. For store bølger anbefales det å bruke ensgradert stein (stein av lik størrelse) over et filterlag. Steinplastringen må føres godt over dimensjonerende bølgetopp. Dimensjonering av steinstørrelser bør utføres av fagspesialister.

7 STABILITET AV NABOTERRENG

7.1 GENERELT

Jernbanelinjens stabilitet er avhengig av at det ikke oppstår situasjoner på oppstrøms eller nedstrøms side av linjen som kan føre til skred. Det er derfor viktig at man allerede i planleggingen av nye jernbaneanlegg tar nødvendige hensyn til disse forhold. Et skredfarlig terreng fra naturens side, vil sikkerhetsmessig og økonomisk i sterk grad kunne påvirke trasévalget. Aktuelle tiltak for å sikre linjen gjennom aktive skredområder, f.eks. mot snøskred, steinsprang m.m., vil ofte være meget kostnadskrevenne anlegg. I visse tilfeller kan det være nødvendig for jernbanen å legge strenge restriksjoner på bruken av naboterrenget eller også å sikre seg eierrett/inngrepsrett til naboterrenget i stor avstand fra sporet for å holde kontroll med terrengstabiliteten.

Et nytt jernbaneanlegg kan i seg selv medføre betydelige inngrep i terrenget. Under planlegging og prosjektering er det derfor påkrevet med en ansvarlig vurdering av de konsekvenser anlegget kan få for omgivelser og naboer. Foruten den direkte risiko skjæringer og fyllinger kan ha i forhold til naboen sin grunn og eiendom, må man f.eks. også vurdere mulige setningsskader som følge av grunnvannssenkning (poretryksreduksjon), eventuell tørrlegging av brønner m.m.

7.2 JORDTERRENG

Stabilitetssikringen av planeringen til jernbanen skal være dimensjonert og utført på en slik måte at jernbaneanlegget ikke får konsekvenser for tilgrensende jordterreng i form av ras og utglidninger. Denne problemstillingen er behandlet under kap. 2. og kap. 3.

Når det gjelder planlegging/prosjektering av eventuelle tiltak for å sikre jordterrenget sin egenstabilitet, slik at det nye jernbaneanlegget ikke utsettes for skred og utglidninger, krever gode kunnskaper både om de geotekniske/hydrologiske forhold og ikke minst pålitelige data vedrørende rasaktiviteten på stedet (rasstatistikk, lokalkunnskap, m.m.). De aktuelle skredtypene her vil være svært mangfoldige og de stabiliseringstiltak som må utføres, vil være tilsvarende sammensatt og helt bestemt av de lokale forhold. I prinsippet kan sikringsmetodene deles inn etter virkemåten

1. Forebyggende tiltak, dvs. tiltak som skal forhindre at ras utløses

- støttekonstruksjoner
- grunnforsterkning
- drenering, kanalisering

2. Forbygning, dvs. tiltak som skal stanse eller forhindre skredmassene i å nå jernbanelinjen
 - jordvoller
 - fanggjerder
 - fangmurer (betong eller stein)
 - rasoverbygg
3. Rasvarsling, dvs. tiltak som skal forhindre tog i å kjøre inn i rasmasser
 - rasvarslingsgjerde (Se kap. fjellterreng)

7.3 FJELLTERRENG

Stabilitetssikringen av planeringen til jernbanen mot ras og utglidninger fra tilgrensende fjellterreng, er behandlet i kap. 4.

Tiltak som kan brukes for å sikre at jernbaneanlegget ikke utsettes for skred og utglidninger er:

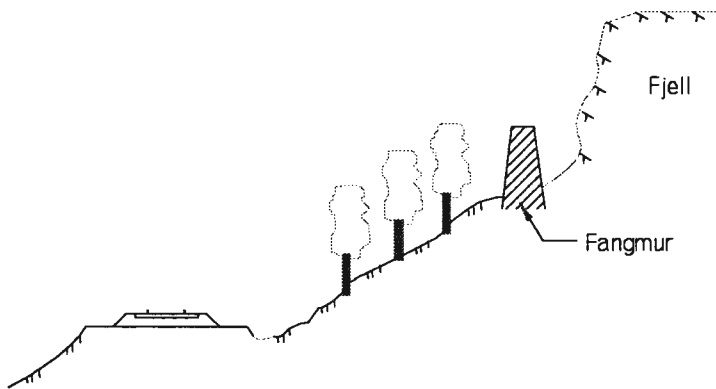
1. Forebyggende tiltak, dvs. tiltak som skal forhindre at ras utløses:
 - Jf. kap. 4.
2. Forbygning, dvs. tiltak som skal stanse, avlede eller forhindre skredmassene i å nå jernbanelinjen:
 - Jf. kap. 4.
3. Rasvarsling, dvs. tiltak som skal forhindre tog i å kjøre inn i rasmasser:
 - *Rasvarslingsgjerde.* Der hvor det er umulig eller medfører urimelige kostnader å hindre steinsprang, ras eller skred, kan en stor grad av sikkerhet oppfylles med et rasvarslingsgjerde.

Et rasvarslingsgjerde er ikke konstruert for å yte noen fysisk motstand mot steinskred. Det gir derfor ingen sikkerhet når toget er kjørt inn i det rasfarlige område, forbi signalet. Gjerdene bør derfor bare settes opp hvor trafikken er liten og hvor andre sikkerhetstiltak vil bli for omfattende og kostbare.

Et oppsatt rasvarslingsgjerde fritar ikke det ansvarlige linjepersonalet for ansvaret med en rutinemessig kontroll og vedlikehold av fjellskråningene.

7.4 KOMBINASJON AV JORD/FJELL-TERRENG

Ofte vil det være fare for utglidning og skred av både jord- og fjellterreng. En typisk situasjon kan være som i fig. 4.12, hvor en fangmur vil kunne forhindre at stein-sprang fra fjellsiden utløser ras i jordskråningen.



Figur 4.12 Stabiliseringstiltak.

8 ARMERT JORD

8.1 PRINSIPP/PRODUKTER/ANVENDELSE

Armert jord som bygningsteknikk har vært kjent i flere hundre år. Rislegging, kavling og i de senere år fiberduk er anerkjente metoder bl.a. ved bygging av veg og jernbane over myr.

Armeringens oppgave er først og fremst å kompensere for jorda sine mangelfulle strekkøyningssegenskaper. Metoden kan sammenlignes med bruk av armering i betong.

Den første armeringstypen var av tremateriale. I dag er det et stort antall produkter på markedet som er beregnet på armering av jord. Det er naturlig å skille mellom armering med tett duk, armering med nettstruktur og "stålstrips"armering. Innenfor de to første gruppene finnes det produkter basert på forskjellige råmaterialer og produksjonsteknikker. De fleste produktene er basert på polymere materialer, polyester, polyamid, polypropylen, polyetylen mm.

Prinsipp, produkt og utnyttelse må vurderes av geoteknisk sakskyndig i hvert tilfelle.

Riktig utnyttelse av jordarmering kan gi

- mulighet for utnyttelse av stedlige/billige løsmasser i jernbanefyllingen
- mer stabilt underlag for overbygningen ved jernbanen
- reduksjon i deformasjoner p.g.a. belastninger, og dermed redusert vedlikehold og forlenget leve-/brukstid
- bedret framkommelighet på områder med bløt undergrunn
- redusert arealbehov ved f.eks. oppstramming av skråninger
- muliggjøre bygging av jordkonstruksjoner som med konvensjonelle byggeteknikker ikke er gjennomførbare

Jordarmering er godt egnet til bruk sammen med lette fyllmasser (Leca lettklinker).

Det kan være naturlig å dele inn fagområdet armert jord i tre emnegrupper

- støttekonstruksjon
- fylling/skråning
- flatestabilisering

8.2 STØTTEKONSTRUKSJON

Med støttekonstruksjon menes vinkelstøttemur, blokksteinmurer og landkar.

En støttekonstruksjon med armert tilbakefylling består i utgangspunktet av en frontkledning og en tilbakefylling med lagvis armering. Det er mest vanlig å bruke sand og grus som tilbakefyllingsmaterialet, men dette er ikke noe krav. Armeringen skal redusere jordtrykket mot støttekonstruksjonen. Den armerte tilbakefyllingen kan dimensjoneres slik at den er stabil i seg selv. Frontkledningen sin oppgave er da å tildekke og beskytte konstruksjonen mot ytre påvirkninger, samt å hindre utrasing mellom armeringslagene og gi et ønsket utseende.

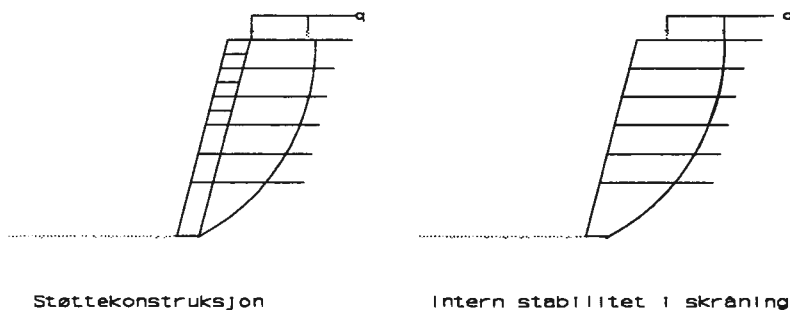
Det skal normalt sørges for drenering bak konstruksjonen og ikke bruke telefarlig materiale i fryseseonen, jf. kap. 5.

I en del tilfeller kan det også bygges konstruksjoner uten frontkledning, såkalt "lefskonstruksjon". Denne konstruksjonen kan både betraktes som en støttekonstruksjon og en skråning.

Støttekonstruksjonen som helhet må dimensjoneres med tanke på

- bæreevne
- områdestabilitet
- setninger
- internstabilitet
- strekkbrudd i armeringen
- forankringsbrudd i fyllmassene

Likt prinsipielt dimensjoneringsproblem.



Støttekonstruksjon

Intern stabilitet i skråning

Figur 4.13 Støttekonstruksjon/fyllingsskråning

8.3 FYLLING/SKRÅNING

Hensikten med bruk av armering i en fylling kan inndeles i

- bedre intern stabilitet og/eller oppstramming av fyllingsskråningen
- bedre ekstern stabilitet, forbedring av bæreevne for undergrunnen



Figur 4.14 Prinsippklasse. Brudd i fylling.

Ved fylling på undergrunn med god bæreevne kan det av plasshensyn være ønskelig med oppstramming av fyllingsskråningen.

Ved fylling på grunn med dårlig bæreevne, kan det benyttes jordarmering for å redusere overføring av skjærspenninger fra fyllingen til undergrunnen og dermed oppnå økt bæreevne.

Dimensjoneringen er som antydnet under kap. 8.2, støttekonstruksjon.

8.4 FLATESTABILISERING

Med flatestabilisering menes armering brukt for å redusere deformasjoner p.g.a. ytre last (tog, bil, etc.) på en overbygning (overbygning både i vei, jernbane og på plasser). Armeringseffekten kan både være reduksjon av deformasjon/nedbrytning av overbygningen og/eller undergrunnen.

Flatestabilisering er mer aktuelt i utforming av veier og plasser enn for jernbanen sin overbygning.

NSB Bane

Divisjonsstaben



Gjp.: Bt, Btb, Lil, B's forv., saken

NSB Bane Region Øst
NSB Bane Region Vest
NSB Bane Region Sør
NSB Bane Region Nord
NSB Bane Ingeniørtjenesten
Dobbeltsporet Ski - Moss
NSB Gardermobanen A/S

MORDED OG TIDPUNKT	
18 NOV. 1994	
Salong:	91/11666
Antakst:	B 701.8

(K)

Dokument etc x,
Henvendelse til
Bente Lillestøl
66757

Deres referanse

Saksreferanse
91/1666
B 701.8

Dato

17. NOV. 1994

Flytt Tatt 7 sett kopier
til BØL. 6/1-95 ELM

SETNINGSKRAV

Oversender vedlagt 2 eksemplarer av "Setningskrav".

Reglene vil implementeres i regelverk 1B-Te 21 "Underbygning - regler for nye baner" når dette er ferdig revidert. Inntil da gjelder vedlagte utgave som regelverk for setninger.

Regelverket gjelder fra 15.11.94.

Med hilsen

Magne Paulsen
Magne Paulsen
Banedirektør

2 vedlegg

NSB Banedivisjonen
Divisjonsstaben
0048 OSLO

Sentralbord: 22 36 80 00
Telefax: 22 36 67 34 (Bane)
Telefax: 22 36 72 99 (Bane)
Kontor: Prinsensgt. 7-9, Oslo
Telegram: Jernbanestyret

Postgiro: 0823.07.61486
Bankgiro: 8200.01.03094

BØKV

SETNINGSKRAV

INNHold

1	BAKGRUNN	2
2	FORMÅL	2
3	ANVENDELSE AV KRAVENE	2
4	AKSEPTERTE SETNINGER AV BANELEGEMET I DRIFTSFASEN	3
4.1	Prinsipper	3
4.2	Akseptable differansesetninger på langs av banelegemet	4
4.2.1	Kravspesifikasjon	4
4.2.2	Inngangsverdier og bruk av kravene	5
4.3	Akseptabel variasjon av sideskjevheter (skjevsetninger) langs banelegemet	5
4.3.1	Kravspesifikasjon	5
4.3.2	Inngangsverdier og bruk av kravene	6
4.4	Akseptable setninger i enkeltprofiler	7
4.4.1	Kravspesifikasjon	7
4.4.2	Inngangsverdier og bruk av kravene	7
4.5	Akseptable avvik mellom opptredende setninger og krav	8
4.6	Illustrasjon av tillatt setningsutvikling i driftsperioden	8
4.6.1	Tillatte setninger i lengdeprofilet	8
4.6.2	Tillatte skjevsetninger	9
5	FORUTSETNINGER SPESIELT FOR MASTEFUNDAMENTENE	10
6	KRAV TIL DEN GEOTEKNISKE PROSJEKTERINGEN	11
6.1	Trinnvise undersøkelser og analyser	11
6.2	Setningskravene varierer med ambisjonsnivået	11
6.3	Setningsutjevning av kritiske partier	12
7	SYSTEM FOR SETNINGSOPPFØLGING	13

1 BAKGRUNN

Et hovedproblem med nye jernbaneanlegg på bløt leire er utvikling av terrengsetninger lenge ut over byggeperioden. Setninger som utvikles i driftsfasen vil bidra til raskere forringelse av sporets og kontaktledningens geometriske tilstand, og gi økt behov for overvåking og vedlikehold av anlegget.

Vanskelige grunnforhold med bløt og kompressibel leire kan ofte medføre behov for spesielle hensyn og tiltak ved fundamenteringen. Teknisk sett er det mulig å bygge jernbaneanlegg med minimale setninger i driftsfasen selv på meget bløt grunn. Dette krever imidlertid omfattende bruk av setningsreduserende tiltak og dermed betydelig økte utbyggingskostnader.

For å sikre at nye jernbaneanlegg på bløt grunn får akseptable byggekostnader og vedlikeholdskostnader er det funnet formålstjenlig å innføre setningskrav.

2 FORMÅL

Målet med å stille setningskrav ved utbygging er at jernbaneanleggene skal få en akseptabel og tilstrekkelig kontrollert setningsutvikling i driftsfasen. Dette er nødvendig for å unngå uforutsett og uakseptabelt stort vedlikehold for sporet og kontaktledningen. Samtidig er setningskravene et virkemiddel for å hindre unødig store byggekostnader.

Kravene tar spesielt sikte på å sikre en akseptabel setningsutvikling av nye jernbaneanlegg anlagt på bløt grunn. Hovedvekten er lagt på å oppnå tilfredsstillende kontroll med utviklingen av differansesetningene på langs og på tvers av sporet de første årene av driftsfasen.

3 ANVENDELSE AV KRAVENE

Setningskravene gitt i dette regelverket er setningskrav for utbygging av nye K0-baner (dvs. baner med strekningshastighet ≥ 145 km/h). Setningskravene skal anvendes både ved prosjektering av nyanlegg og ved ombygginger av eksisterende banestrekninger til K0-standard. Setningskravene skal søkes innfridd med lavest mulige byggekostnader.

Disse kravene er forventet å gi en økonomisk gunstig utbygging av banestrekninger hvor bløt leire i grunnen representerer et betydelig problem. Det kan imidlertid være aktuelt å gjennomføre en egen økonomisk analyse av større utbyggingsprosjekters totaløkonomi for å undersøke om kravene resulterer i lavest mulig samlede kostnader til utbygging og drift. Med grunnlag i en slik analyse kan baneutbygger finne det aktuelt å innføre strengere setningskrav. Det vil ikke være aktuelt å fastlegge egne krav til setninger for en enkelt anleggsparsell.

Mindre strenge setningskrav enn kravene skal ikke legges til grunn på banestrekninger som skal bygges ut til K0-standard.

4 AKSEPTERTE SETNINGER AV BANELEGEMET I DRIFTSFASEN

4.1 Prinsipper

Utvikling av ujevne setninger i grunnen vil ha stor betydning for banedriften. Banestrekninger hvor det oppstår ujevne setninger i driftsfasen vil få økt behov for kontroll og justering av spor og kontaktledning. Da setningsutviklingen i grunnen avtar sterkt med tiden, er det vanskeligst å oppnå akseptable setninger de første årene etter at anlegget tas i bruk.

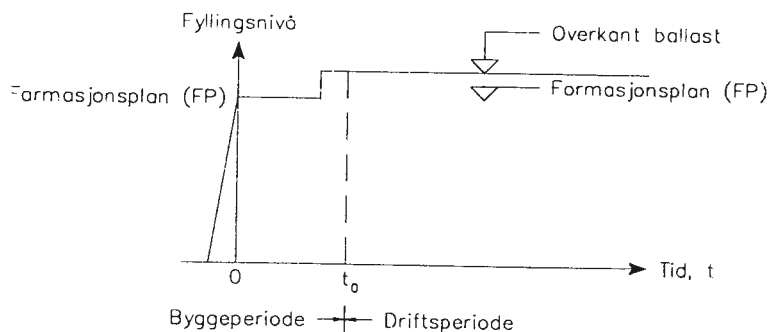
Aksepterte setninger for banelegemet i driftsfasen er gitt i tabell 1.1, 1.2 og 1.3. Setningskravene i tabell 1.1 og 1.2 er knyttet til variasjoner i setningsutviklingen på langs og på tvers av banelegemet. I tabell 1.3 er det gitt krav til maksimale setninger i enkeltprofiler. Følgende prinsipper er lagt til grunn ved utformingen av kravspesifikasjonene:

- det aksepteres visse variasjoner av midlere setning og visse variasjoner av skjevsetningene fra tverrprofil til tverrprofil langs banelegemet (tabell 1.1 og 1.2)
- det er i tillegg satt begrensning på hvor store gjennomsnittlige setninger og skjevsetninger som aksepteres i et enkelt tverrprofil (tabell 1.3)
- aksepterte verdier beskriver hvor raskt differansesetningene, sideskjevhetene og midlere setning tillates å utvikle seg med tiden
- kravene er innrettet mot driftsperioden (det er derfor ikke stilt setningskrav det første året setningsutviklingen pågår)

Ved vurdering av setningene på et gitt sted må følgende tidspunkter klarlegges:

- tidspunktet når setningsutviklingen starter ($t = 0$)
- tidspunktet når sporet ferdigjusteres før banedrift ($t = t_0$)

Ved oppfylling på bløt grunn defineres normalt disse tidspunktene med utgangspunkt i figur 1.1.



Figur 1.1 *Definisjon av setningsgivende tid (t) og setningsgivende periode før banedrift (t_0)*

Lengden av den setningsgivende perioden før banedriften starter (t_0) influerer sterkt på setningshastigheten de første årene av driftsperioden. Innvirkning av byggeperiodens lengde på setningene i driftsperioden skal alltid tas i betraktning ved prosjektering.

Det er stilt setningskrav i tidsperiodene fra 1 - 4 år og fra 4 - 10 år regnet fra starten av setningsutviklingen ($t = 0$). Normal innvirkning av setningsutviklingen i byggeperioden er bygd inn ved at de tillatte verdier for differansesetninger, skjevsetninger og midlere setninger for disse tidsperiodene er gjort avhengig av t_0 . Dersom spesifikke vurderinger av setningsutviklingen helt fra oppfyllingstidspunktet ($t = 0$) likevel blir utført, kan verdiene angitt for $t_0 = 1$ år legges til grunn som tillatte setninger i driftsperioden.

Det er gitt alternative krav til differansesetninger og skjevsetninger avhengig av om lengden av det partiet som vurderes er 100 m, 50 m eller 25 m. Kravene er strengere dess lengre parti som vurderes med henblikk på utvikling av setningsdifferanser. Endelig vurdering av kritiske partier skal normalt baseres på kravene gitt for lengdeintervall 25 m.

Partier med fare for kritiske variasjoner av setningene i driftsfasen vil ofte være lokalisert til fyllinger på varierende grunnforhold. Spesielt overganger fra fast grunn til bløt leirgrunn, tilløpsfyllinger inn mot bruer og kulverter, og andre overganger mot faste konstruksjoner, er kritiske. Partier med variasjoner i setningspotensialet må derfor vektlegges spesielt under prosjekteringen. Setningsvariasjoner bør vektlegges ved prosjektering av sporvekselsløyper, da man her må ha tilgang til begge sporene ved justeringsarbeider.

4.2 Akseptable differansesetninger på langs av banelegemet

4.2.1 Kravspesifikasjon

Med henblikk på varierende setninger i banens lengderetning gjelder tabell 1.1 som setningskrav.

Tabell 1.1 Akseptert utvikling av differansesetninger på langs av nyanlagte banelegemer

Tidsperioder hvor det stilles setningskrav ¹⁾	Setningsgivende periode før banedrift, t_0 ²⁾	Tillatt differansesetning over lengdeintervall ΔL ³⁾ i aktuelle tidsperioder ⁴⁾		
		$\Delta L = 100$ m	$\Delta L = 50$ m	$\Delta L = 25$ m
fra $t = 1$ år til $t = 4$ år	0,5 år 1 år 2 år	10 cm 14 cm 21 cm	8 cm 11 cm 16 cm	5 cm 7 cm 11 cm
fra $t = 4$ år til $t = 10$ år	0,5 år 1 år 2 år	6 cm 9 cm 15 cm	4 cm 7 cm 11 cm	3 cm 5 cm 7 cm

- 1) Tiden (t) regnes normalt fra oppfylling er utført opp til formasjonsplanet (FP).
- 2) t_0 regnes normalt som tiden mellom oppfylling opp til FP og ferdigjustering av sporet før banedriften starter.
- 3) Dersom setningskravet blir funnet å være tilfredsstillt for ett av de tre angitte lengdeintervallene (f.eks $\Delta L = 100$ m), kan kravet for de øvrige lengdeintervallene (f.eks $\Delta L = 50$ m og $\Delta L = 25$ m) normalt anses oppfylt.
- 4) Dersom det verifiseres at differansesetningene er mindre enn 70 % av tillatt i tidsperioden fra $t = 1$ år til $t = 4$ år, kan kravet for tidsperioden fra $t = 4$ år til $t = 10$ år også anses oppfylt.

4.2.2 Inngangsverdier og bruk av kravene

Tillatt differansesetning på langs av banelegemet varierer med

- tidsperiode som betraktes
- setningsgivende tidsperiode før banedriften starter (t_0)
- banelengde som betraktes (ΔL)

Tillatte differansesetninger er angitt for tidsperiodene fra 1 - 4 år og 4 - 10 år etter start av setningsutviklingen. For det første året med setningsutvikling er det ikke stilt setningskrav. For partier som blir funnet å få klart mindre differansesetninger enn tillatt (< 70 % av tillatt) i perioden fra 1 - 4 år etter at setningene starter, er det ikke nødvendig å verifisere at setningene er akseptable på senere stadium i setningsutviklingen. For partier hvor det må treffes spesielle tiltak for å tilfredsstille setningskravet, må begge de angitte tidsperiodene alltid undersøkes.

Setningene utvikles fra det tidspunkt oppfyllingen skjer. I finkornig grunn er setningsutviklingen langvarig, men er desidert størst like etter oppfylling. Setningsgivende tidsperiode før banedriften starter (t_0) påvirker derfor setningshastigheten i driftsperioden betydelig. I setningskravene er effekten av dette bygd inn. Det er bare kravene for $t_0 = 1$ år som samsvarer med tillatt utvikling av differansesetninger fra starten av driftsperioden (henholdsvis de 3 første og 6 påfølgende årene av driftsperioden).

Det er gitt mulighet for å verifisere at differansesetningene blir akseptable for alternative lengdeintervaller, ΔL , henholdsvis 100 m, 50 m og 25 m. Kravene anses altså normalt oppfylt når de er funnet tilfredsstillende for ett av lengdeintervallene. Kravene er imidlertid satt strengere jo større lengdeintervall som betraktes. På partier hvor det må treffes spesielle tiltak for å oppfylle setningskravet, forutsettes det at lengdeintervall $\Delta L = 25$ m betraktes.

4.3 Akseptabel variasjon av sideskjevheter (skjevsetninger) langs banelegemet

4.3.1 Kravspesifikasjon

Med henblikk på varierende sideskjevheter langs banelegemet gjelder tabell 1.2 som setningskrav.

Tabell 1.2 *Akseptert utvikling av varierende sideskjevheter (skjevsetninger) langs nyanlagte banelegemer*

Tidsperioder hvor det stilles setningskrav ¹⁾	Setningsgivende periode før banedrift, t_0 ²⁾	Tillatt forskjell i skjevsetning mellom naboprofiler i avstand ΔL ³⁾ i aktuelle tidsperioder ⁴⁾		
		$\Delta L = 100$ m	$\Delta L = 50$ m	$\Delta L = 25$ m
fra $t = 1$ år til $t = 4$ år	0,5 år 1 år 2 år	14 ‰ 20 ‰ 30 ‰	11 ‰ 15 ‰ 23 ‰	7 ‰ 10 ‰ 15 ‰
fra $t = 4$ år til $t = 10$ år	0,5 år 1 år 2 år	9 ‰ 13 ‰ 20 ‰	6 ‰ 10 ‰ 15 ‰	4 ‰ 7 ‰ 10 ‰

- 1) Tiden (t) regnes normalt fra oppfylling er utført opp til formasjonsplanet (FP).
- 2) t_0 regnes normalt som tiden mellom oppfylling opp til FP og ferdigjustering av sporet før banedriften starter.
- 3) Dersom setningskravet blir funnet å være tilfredsstillt for en av de tre angitte avstandene mellom naboprofiler (f.eks $\Delta L = 100$ m), kan kravene for de to øvrige profilavstandene (f.eks $\Delta L = 50$ m og $\Delta L = 25$ m) normalt anses oppfylt.
- 4) Dersom det verifiseres at skjevsetningene er mindre enn 70 % av tillatt i tidsperioden fra $t = 1$ år til $t = 4$ år, kan kravet for tidsperioden fra $t = 4$ år til $t = 10$ år også anses oppfylt.

4.3.2 Inngangsverdier og bruk av kravene

Tillatt forskjell i skjevsetning mellom naboprofiler varierer med

- tidsperiode som betraktes
- setningsgivende tidsperiode før banedriften starter (t_0)
- banelengde som betraktes (ΔL)

Tillatt forskjell i skjevsetninger er angitt for tidsperiodene fra 1 - 4 år og fra 4 - 10 år etter start av setningsutviklingen. For det første året med setningsutvikling er det ikke stilt setningskrav. For partier som blir funnet å få klart mindre skjevsetninger enn tillatt (< 70 % av tillatt) i perioden fra 1 - 4 år etter at setningene starter, er det ikke nødvendig å verifisere at skjevsetningene er akseptable på senere stadium i setningsutviklingen. For partier hvor det må treffes spesielle tiltak for å oppfylle setningskravet, må begge de angitte tidsperiodene alltid undersøkes.

Skjevsetningene utvikles fra det tidspunkt oppfyllingen skjer. I finkornig grunn er setningsutviklingen langvarig, men er desidert størst like etter oppfylling. Setningsgivende tidsperiode før banedriften starter (t_0) påvirker derfor setningshastigheten i driftsperioden betydelig. I setningskravene er effekten av dette bygd inn. Det er bare kravene for $t_0 = 1$ år som samsvarer med tillatt utvikling av skjevsetninger fra starten av driftsperioden (hvh. de 3 første og 6 påfølgende årene av driftsperioden).

Det er gitt mulighet for å verifisere at forskjellene i skjevsetning blir akseptable for alternative lengdeintervaller, ΔL , henholdsvis 100 m, 50 m og 25 m. Kravene anses altså normalt oppfylt når de er funnet tilfredsstillt for ett av lengdeintervallene. Kravene er imidlertid satt strengere jo større lengdeintervall som betraktes. På partier hvor det må treffes spesielle tiltak for å unngå for store variasjoner i skjevsetningene, forutsettes det at lengdeintervall $\Delta L = 25$ m betraktes.

4.4 Akseptable setninger i enkeltprofiler

4.4.1 Kravspesifikasjon

Med henblikk på setninger i enkeltprofil gjelder tabell 1.3 som setningskrav.

Tabell 1.3 Akseptert utvikling av maksimale setninger i enkeltprofil (tverrprofil) på nyanlagte banelegemer

Tidsperioder hvor det stilles setningskrav ¹⁾	Setningsgivende periode før banedrift, t_0 ²⁾	Tillatt midlere setning i enkeltprofil ³⁾	Tillatt skjevsetning (sideskjevhet) i enkeltprofil ³⁾
fra $t = 1$ år til $t = 4$ år	0,5 år 1 år 2 år	17 cm 24 cm 35 cm	12 ‰ 17 ‰ 25 ‰
fra $t = 4$ år til $t = 10$ år	0,5 år 1 år 2 år	10 cm 16 cm 25 cm	7 ‰ 11 ‰ 18 ‰

- 1) Tiden (t) regnes normalt fra oppfylling er utført opp til formasjonsplanet (FP).
- 2) t_0 regnes normalt som tiden mellom oppfylling opp til FP og ferdigjustering av sporet før banedriften starter.
- 3) Dersom det verifiseres at differansesetningene er mindre enn 70 % av tillatt i tidsperioden fra $t = 1$ år til $t = 4$ år, kan kravet for tidsperioden fra $t = 4$ år til $t = 10$ år også anses oppfylt.

4.4.2 Inngangsverdier og bruk av kravene

Tillatt midlere setning og skjevsetning i enkeltprofiler lokalisert langs banelegemet varierer med

- tidsperiode som betraktes
- setningsgivende tidsperiode før banedriften starter (t_0)

Tillatte midlere setninger og skjevsetninger i tverrprofiler er angitt for tidsperiodene fra 1 - 4 år og 4 - 10 år etter start av setningsutviklingen. For det første året med setningsutvikling er det ikke stilt setningskrav. For partier som blir funnet å få klart mindre differansesetninger enn tillatt (< 70 % av tillatt) i perioden fra 1 - 4 år etter at setningene starter, er det ikke nødvendig å verifisere at setningene er akseptable på senere stadium i setningsutviklingen. For partier hvor det må treffes spesielle tiltak for å tilfredsstille setningskravet, må begge de angitte tidsperiodene alltid undersøkes.

Setningene utvikles fra det tidspunkt oppfyllingen skjer. I finkornig grunn er setningsutviklingen langvarig, men er desidert størst like etter oppfylling. Setningsgivende tidsperiode før banedriften starter (t_0) påvirker derfor setningshastigheten i driftsperioden betydelig. I setningskravene er effekten av dette bygd inn. Det er bare kravene for $t_0 = 1$ år som samsvarer med tillatt utvikling av setning og skjevsetning fra starten av driftsperioden (henholdsvis de 3 første og 6 påfølgende årene av driftsperioden).

4.5 Akseptable avvik mellom opptrdende setninger og krav

Ved prosjektering av jernbaneanlegg skal setningskravene gitt i tabellene 1.1, 1.2 og 1.3 oppfattes som en målsetting på kritiske partier. Det innebærer at følgende tilstrebes:

1. at ingen partier får vesentlig større setninger enn tillatt
2. at kritiske partier får setninger omtrent som tillatt

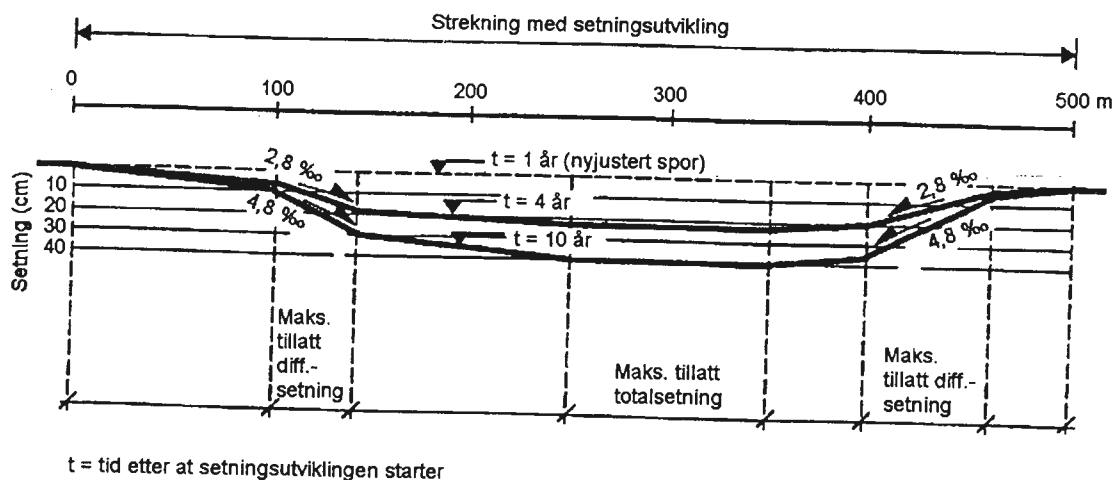
På kritiske partier aksepteres et avvik på inntil $\pm 25\%$ mellom prognoserte og opptrdende setninger. Byggherren kan imidlertid bestemme strengere krav for enkeltpartier.

Den geoteknisk prosjekterende skal varsle byggherren dersom usikkerheten av setningsprognosene på kritiske partier vurderes å være større enn akseptgrensene.

4.6 Illustrasjon av tillatt setningsutvikling i driftsperioden

4.6.1 Tillatte setninger i lengdeprofil

Akseptert utvikling av differansesetninger og maksimale setninger på langs av nyanlagte banelegemer i henhold til tabellene 1.1 og 1.3 er illustrert i figur 1.2. Setningene som er angitt i figuren ventes å gi behov for 2 - 3 justeringer av sporet og kontaktledningen i løpet av de 10 første driftsårene. De viste setningene gjelder altså for et spor som ikke blir justert.

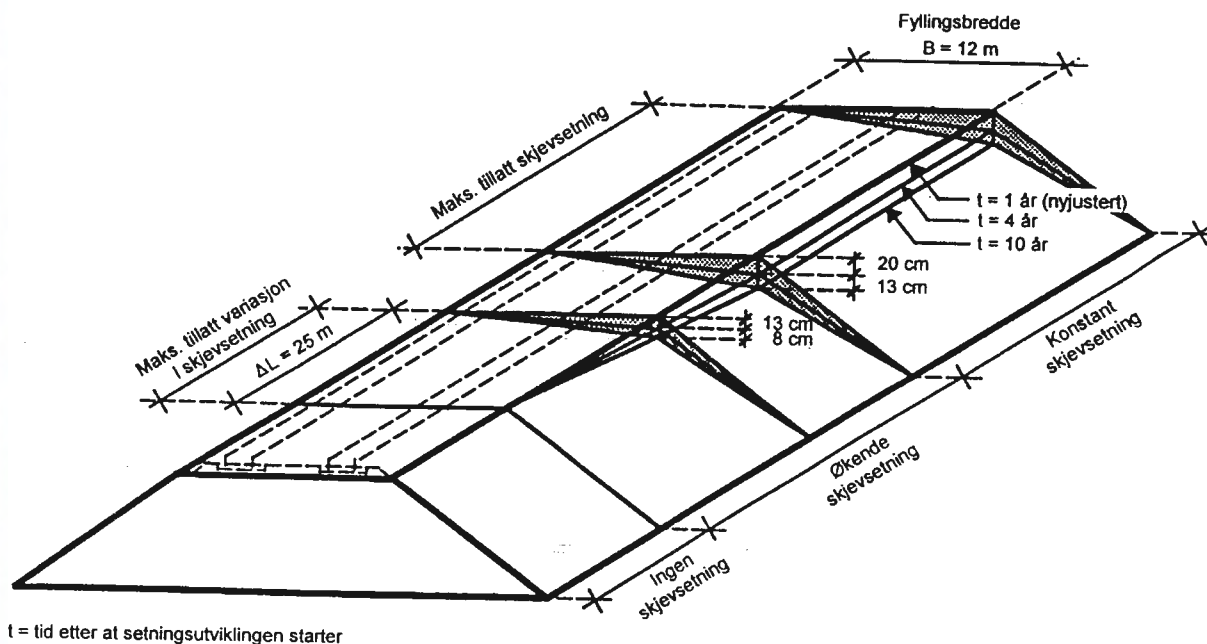


Figur 1.2

Lengdeprofil av parti med utvikling av maksimalt tillatte setninger og differansesetninger i driftsperioden (setningsgivende periode før banedrift, t_0 , forutsatt lik 1 år)

4.6.2 Tillatte skjevsetninger

Akseptert utvikling av sideskjevheter (skjevsetninger) på tvers av nyanlagte banelegemer i henhold til tabellene 1.2 og 1.3 er illustrert i figur 1.3. Sideskjevhetene som er angitt i figuren ventes å gi behov for 2 - 3 justeringer av sporet og kontaktledningen i løpet av de 10 første driftsårene. De viste setningene gjelder altså for et spor som ikke blir justert.



Figur 1.3

Eksempel på parti med utvikling av maksimalt tillatte skjevsetninger i driftsperioden (setningsgivende periode før banedrift, t_0 , forutsatt lik 1 år)

5 FORUTSETNINGER SPESIELT FOR MASTEFUNDAMENTENE

Setningskravene i dette regelverket er knyttet til differansesetninger, skjevsetninger og maksimalsetninger av banelegemet i driftsperioden. Ved prosjektering og utbygging av jernbaneanlegg etter disse setningskravene skal det legges til grunn en del forutsetninger spesielt for mastefundamentene.

Ved fundamentering av mastene på setningsgivende partier skal en av følgende tre målsettinger legges til grunn avhengig av de stedlige forholdene:

- alternativ 1: mest mulig lik setningsutvikling av mastefundament og banelegeme i driftsperioden (harmonisert fundamentering)
- alternativ 2: mindre setning av mastefundamentene enn av banelegemet
- alternativ 3: minst mulig setning av mastefundamentene i driftsperioden

Valg av alternativ forutsetning for mastefundamenteringen skal baseres på tabell 1.4.

Tabell 1.4 Målsetting som tilstrebes for mastefundamenteringen avhengig av stedlige forhold

Lengde av setningsgivende parti	Setninger av banelegemet	Målsetting for mastefundamenteringen		
		Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3
Kortere enn ca. 150 m	Klart mindre enn tillatt ¹⁾		(x)	x
	Omtrent som tillatt ²⁾		x	(x)
Lenger enn ca. 150 m	Klart mindre enn tillatt ¹⁾	(x)	x	
	Omtrent som tillatt ²⁾	x	(x)	

- 1) Setninger av banelegemet er akseptable uten bruk av spesielle setningsreducerende tiltak
- 2) Parti som er kritisk med hensyn på setninger av banelegemet

For korte setningsgivende partier (kortere enn ca. 150 m) er det en fordel om mastefundamentene setter seg mindre enn sporet i driftsperioden. Der fundamenteringsforholdene ligger til rette for det, bør det på slike korte partier velges en fundamenteringsmåte som gir minst mulig setning av mastefundamentene i driftsperioden.

På lengre setningsgivende partier (lenger enn ca. 150 m) skal det, avhengig av fundamenteringsforholdene, velges en fundamenteringsmåte som enten gir lik eller noe mindre setning av mastefundamentene sammenlignet med banelegemet. Større setninger av mastefundamentene enn av sporet må alltid søkes unngått. Utgangspunktet for mastefundamenteringen på lengre setningsgivende partier er imidlertid harmonisk setningsutvikling med banelegemet i driftsperioden. Omfattende tiltak for å redusere setningene spesielt for mastefundamentene er derfor sjelden aktuelt over lengre strekninger.

6 KRAV TIL DEN GEOTEKNISKE PROSJEKTERINGEN

Setningskravene er innført for å sikre tilfredsstillende teknisk standard på nye K0-baner. Hovedvekten er lagt på at banelegemet ikke skal få større differansesetninger eller skjevsetninger enn akseptabelt de første årene anlegget er i drift. De angitte kravene til kontrollert deformasjonsutvikling innebærer behov for systematisk og målrettet behandling av setningsspørsmålene på prosjekteringsstadiet. Nedenfor gis noen viktige forutsetninger som normalt skal legges til grunn for den geotekniske prosjekteringen.

6.1 Trinnvise undersøkelser og analyser

Så langt det er hensiktsmessig skal grunnundersøkelsene og den geotekniske prosjekteringen baseres på en trinnvis arbeidsgang. Arbeidsgangen bør normalt tilpasses de tre forskjellige ambisjonsnivåene som må nås for å avklare setningsutviklingen, nemlig:

- identifisering av mulige problempunkter (med fare for større setninger enn tillatt)
- fastlegging av punkter som trenger spesielle tiltak
- valg av fundamenteringsløsning på kritiske punkter/partier

6.2 Setningskravene varierer med ambisjonsnivået

Bruken av kravene til differansesetninger og sideskjevheter på ulike stadier i prosjekteringen skal tilpasses ambisjonsnivået på det aktuelle prosjekteringsstadiet. Normal tilpassing mellom ambisjonsnivå og setningskrav er som vist i tabell 1.5.

Tabell 1.5 *Anbefalt bruk av setningskravene på ulike stadier under prosjekteringen*

Ambisjonsnivå for geotekniske undersøkelser og analyser	Setningskrav som legges til grunn ¹⁾		
	Krav gitt for $\Delta L = 100$ m	Krav gitt for $\Delta L = 50$ m	Krav gitt for $\Delta L = 25$ m
a) Mulige problempunkter identifiseres	x	(x)	
b) Fastlegging av kritiske partier (som trolig trenger spesielle tiltak)		x	(x)
c) Valg av fundamenteringstiltak på kritiske partier			x

1) Jf. kravspesifikasjonene i tabell 1.1 og 1.2

6.3 Setningsutjevning av kritiske partier

Det skal normalt bare benyttes setningsreducerende tiltak på partier som forventes å få større differansesetninger, skjevsetninger eller maksimalsetninger enn angitt i tabellene 1.1, 1.2 og 1.3. For å unngå unødig store kostnader til fundamenteringstiltak på kritiske partier må følgende prinsipper følges:

- der maksimalsetningene ikke er kritiske, skal nødvendig setningsutjevning vektlegges framfor generell setningsreduksjon
- økonomisk gunstige tiltak velges for å oppnå nødvendig setningsreduksjon og setningsutjevning
- byggeperioden utnyttes til setningsutjevning der dette er mulig

7 SYSTEM FOR SETNINGSOPPFØLGING

Det er viktig å skaffe erfaringsgrunnlag om setninger av nye banestrekninger.

En setningsoppfølging vil gi grunnlag for å

- følge opp setningene i anleggsfasen, spesielt ved trinnvis oppbygging av fyllinger
- sammenligne opptredende og prosjekterte setninger
- undersøke effekten av ulike setningsreduserende tiltak
- følge setningsutviklingen mellom banelegeme og master
- følge setningsutviklingen over tid
- følge sammenhengen mellom sporfeil og setninger
- identifisere problemområder for drift og vedlikehold pga. setninger
- evaluere setningskravene

Et system for oppfølging av setninger i anleggs- og driftsfasen skal vurderes for nye banestrekninger på bløt grunn. Systemet bør beskrives i anbudsdocumentene.

Da setningskravene konsentrerer seg om avstander på hhv. 25, 50 og 100 m som intervaller for setningsberegninger, bør setningsmålingene utføres med de samme intervaller for å få et grunnlag som kan sammenlignes med de utførte beregninger.

Alternative metoder for setningsmåling kan være slanger lagt under hele fyllingsbredden (slik at setningene kan måles i hele profilet), setningsmåling i enkeltpunkter, samt nivellement og målinger tilknyttet banens geodetiske fastmerkepunkter.

1	KLASSEINDELING	2
2	FROSTSIKRING	2
2.1	SAND OG GRUS	2
2.2	STEIN	2
2.3	FJELLSKJÆRING	3
2.4	FROSTSIKRING AV STIKKRENNER, KULVERTER, UNDERGANGER OG STØTTE- MURER	4



Alle baneregioner
 Alle regioners tekniske kontor
 Alle regioners plankontor
 NSB Utbygging
 NSB Bane Ingeniørtjenesten

NORGES STATSBANER	
20 MARS 1996	
Saksnr.	91/1666
Arkivbet.	B 701.8

(K)

+EN 20.3.96 (kan)

ELM

Henvendelse til
 Bente Lillestøl
 22 36 67 57

Deres referanse

Saksreferanse
 91/1666
 B 701.8

Dato

19. MAR 1996

Overendes BØKV for
 kopiering og fordeling

21-96 ELM

DIMENSJONERING AV FROSTFUNDAMENT

BØKV

Det vises til regelverk 1B-Te 21 "Underbygning - regler for nye baner", kapittel 5 Frost, avsnitt 2 Frostsikring og bilag 3 Tykkelse av frostfundament.

Følgende endring er vedtatt:

Alle hovedspor skal dimensjoneres etter frostmengde F_{100} . Dvs. dimensjonerende frostmengde er ikke avhengig av om streknings hastigheten er over eller under 160 km/h.

Endringen gjelder fra 15.03.96.

Øvrige bestemmelser i regelverket vil bli vurdert når de samlede erfaringer fra vinteren 1995/96 er gjennomgått.

Med hilsen

Åge Lien
 Banedirektør

1 KLASSEINDELING

Jf. del 2 - Forutsetninger, kap. 4.2.

2 FROSTSIKRING

Frostfundamenter dimensjoneres etter frostmengden på stedet. Frostmengden må ikke antas å bli overskridet på 100 år. Denne frostmengden betegnes F_{100} . For baner av lavere standard, kan frostfundamentet dimensjoneres for en frostmengde som kan oppstå gjennomsnittlig en gang hvert 20.år (F_{20}).

$$F_{20} = 0.85 \cdot F_{100}. F_{100} \text{ kan tas ut i bilag 2.}$$

Som frostfundament, brukes fortrinnsvis mineralske materialer som sand, grus eller stein som tilfredstiller frostkriteriet.

2.1 SAND OG GRUS

Frostfundament av sand eller grus under 0.5 m pukk, dimensjoneres etter diagram i bilag 3. Dimensjoneringskurvene er utarbeidet for norske forhold etter UIC Blad Nr.719. Forholdene er gunstigere i Øst-Norge enn i resten av landet p.g.a. større akkumulert sommervarme i Øst-Norge.

Frostfundamentets bredde skal være minimum 5.0 m.

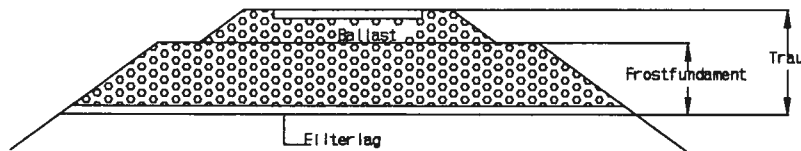
2.2 STEIN

Stein kan anvendes som frostfundament. Stein er særlig aktuelt ved lave fyllinger hvor tykkelsen av steinlaget og underliggende filterlag tilsammen er tilstrekkelig til å hindre gjennomfrysing. Stein har imidlertid mindre frostmotstand enn grus. Frostmotstanden er også avhengig av subusinnholdet. Et høyt subusinnhold gir større frostmotstand. På den annen side kan et høyt subusinnhold medføre at materialet i seg selv kan bli telehivende.

For steinfyllinger settes følgende krav til korngraderingen i frostsonen:

1. Maksimal steinstørrelse $\phi = 500$ mm
2. Er hulrommene i steinlaget minimalt fylt med subus, stilles ingen krav til finstoffinnholdet.
3. Når hulrommene i steinlaget er helt eller delvis mettet med subus, skal fraksjonen under 20 mm ikke inneholde mer enn 5% materiale med kornstørrelse mindre enn 0.02 mm.

4. Når steinlaget er overmettet med subus, slik at steinene "flyter" i finstoffholdige materialer, gjelder samme kriterium for finstoffinnholdet som for naturlig avsatte materialer (tabell 1, del 2, Forutsetninger).



Figur 5.2 Frostfundament av stein på fylling

På steinfyllinger skal steinlaget ned til frostdybden være fritt drenert ut til siden. Når det gjelder filtermaterialet under steinfyllingen, vises til del 3, Planering.

Frostmotstanden til steinlaget vil være sterkt avhengig av steinmaterialet sin gradering og materialsammensetning. For overslagsberegning i forprosjektet, kan det regnes med 30% større frostdybde for stein med filterlag av grus enn for frostfundament av bare grus. Den endelige dimensjoneringen forutsettes utført av geotekniker når materialsammensetningen er kjent.

Frostfundament av ekstrudert polystyren eller tresviller brukes normalt ikke på grunn av begrenset levetid. Unntak kan gjøres ved jernbaneanlegg i ekstremt kalde strøk hvis grus eller steinmateriale er vanskelig tilgjengelig.

2.3 FJELLSKJÆRING

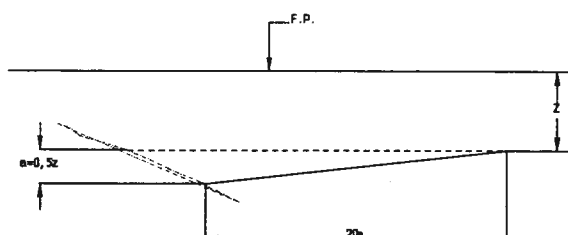
I fjellskjæringer skal fjelloverflaten blottlegges og renses for subus og alt telefarlig materiale før tilbakefylling skjer.

Frosten forplanter seg raskere gjennom fjell enn gjennom jord. For å unngå telehiving ved overgangen, skal det utføres en utkiling med ikke telefarlige materialer som vist på fig. 5.3.

Dybden $a = 0.5 * Z$

Z tas ut fra diagram i bilag 3.

Utkilingens lengde settes normalt lik $20 * a$



Figur 5.3 Utkiling av frostfundament ved overgang til fjell.

2.4 FROSTSIKRING AV STIKKRENNER, KULVERTER, UNDERGANGER OG STØTTEMURER

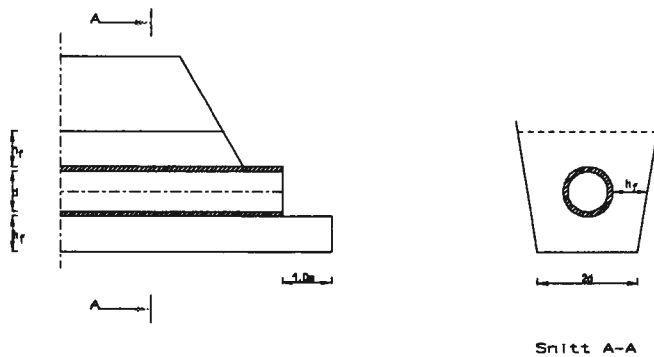
For stikkrenner, kulverter og underganger vil konstruksjonens størrelse virke inn på den nødvendige tykkelsen av frostsikringslaget. Stikkrenner med diameter mindre enn 0.6 m skal normalt ikke brukes.

For større kulverter og underganger vil frosten trenge inn i selve gjennomløpet. Normalt bør man regne med at frosten virker i hele lengden. Tykkelsen av frostsikringslaget h_f kan imidlertid reduseres, avhengig av diameteren til gjennomløpet.

	Største innvendig høyde eller bredde	Tykkelse på frostsikringslaget h_f
Stikkrenne	$0.6 \leq d \leq 1.0$ $d > 1.0$	$h_f = 0.3 \cdot d (z + 0.5)$ $h_f = (0.3 + 0.1) (z + 0.5)$
Utdrag	d	$h_f = (0.3 + 0.1d) (z + 0.5)$

d angis i meter

z tas ut av diagram i bilag 3.



Figur 5.4 Frostsikring ved stikkrenner.

Støttemurer fundamenteres frostfritt etter maksimal frostmengde (F_{100}) uansett banestandard. Til bakfyll brukes ikke telefarlig materiale. Tykkelsen på laget er også her h_f (Se fig. 5.5).

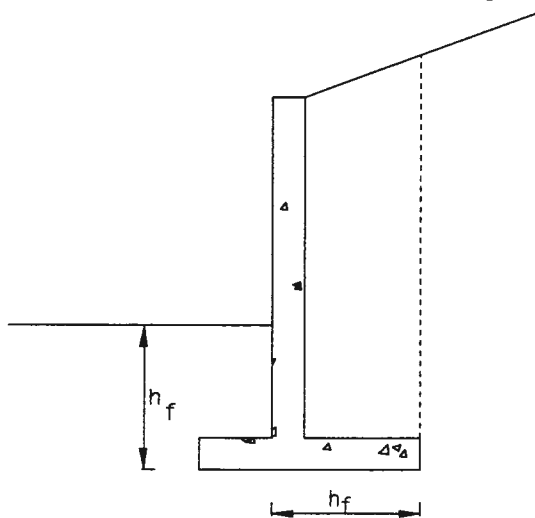
I stedet for grus, kan det brukes stein. Tykkelsen må da økes med 20%. Stein som er større enn 300 mm tillates ikke. Arbeidet skal utføres på en slik måte at steinen ikke skader konstruksjonen ved utfyllingen. Hvis overkanten av støttemuren er trafikkbelastet, skal massen komprimeres med vibrerende plate.

Hvis steinen ikke inneholder nok subus til å hindre inntrengning av finmateriale, må det brukes fiberduk mot jordmassen.

Jf. også del 4, Stabilitet og Setninger, kap. 5.

$$h_f = z + 0.5$$

z tas ut av diagram i bilag 3 hvis det brukes grus.



Figur 5.5 Frostsikring ved støttemur.

1	GENERELT	2
2	SNØSKJERM	2
2.1	FAST SKJERM	2
2.2	LØSSKJERM	3
3	SNØOVERBYGG	3
4	TERRENGBEHANDLING	4
5	SIKRING MOT SNØSKRED	4
5.1	HINDRE SKREDET I Å LØSNE	5
5.2	FORANDRE SKREDRETNING	6
5.3	STOPPE ELLER BREMSE SKREDET	6
5.4	LINJE I SIKKERT OVERBYGG	6

1 GENERELT

Det er i forbindelse med fokksnø, drivsnø og snøskred, at de store vanskelighetene oppstår. Ligger linjen utsatt til for snøfokk og det legger seg opp store snøfonner i sporet, vil det som oftest være nytteløst å holde linjen åpen v.h.a. snøryddingsredskap så lenge snøfokket varer. For å beskytte sporet mot snøfonner kan det settes opp snøskjermer, snøoverbygg eller endre eksisterende terreng.

2 SNØSKJERM

Snøskjermene lages enten av trematerialer, aluminium, galvanisert stål og plastmaterialer eller en kombinasjon av disse. Erfaringer med plastmaterialer er foreløpig ikke tilfredsstillende. Snøskjermene bygges enten som samleskjermer eller som ledeskjermer. Samleskjermen skal stå mest mulig på tvers av vindretningen og skal samle fokksnøen omkring skjermen. Ledeskjermen settes opp i spiss vinkel med vindretningen og skal lede fokksnøen ut mot enden av skjermen. Det er to type snøskjermer. Disse er

- faste skjermer
- løsskjermer

Faste skjermer er permanente, og løsskjermer er flyttbare.

2.1 FAST SKJERM

En fast snøskjerm må være godt forankret og solid avstivet slik at den tåler vindstyrken. Det er viktig at en fast snøskjerm er tilstrekkelig høy, slik at den ikke forsvinner i snømassen rundt skjermen.

Samleskjermer som utføres med tre, kan ha både tett og åpen bordkledning. Den åpne bordkledningen utføres med smale bord (minste størrelse 1"×4") og tilsvarende smale åpninger mellom bordene. Ved tett bordkledning kan man bruke bredere bord. For å holde skjermen fri for snø, skal bordkledningen ikke føres helt ned til bakken. Samleskjermene må settes opp i tilstrekkelig stor avstand fra linjen, slik at lesiden ikke når frem til sporet. For en samleskjerm med tett bordkledning, bør man normalt regne med en avstand fra planeringen på minst 10 ganger skjermhøyden. For en samle-skjerm med åpen bordkledning bør denne avstanden være 15 ganger skjermhøyden.

Der det ofte kommer snøfokk fra forskjellige retninger, settes det opp parallellskjerm. Den settes opp i god avstand parallellt med linja da den skal virke som samleskjerm og ledeskjerm. Parallellskjermer kan bli ganske lange. For å øke stabiliteten, skal de ytterste feltene av skjermen gis en lett avbøyning mot vinden.

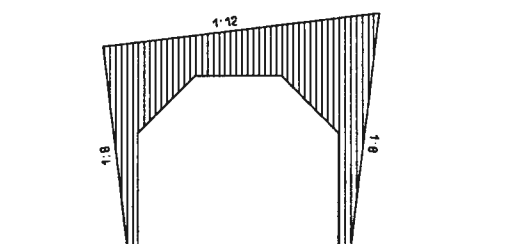
Ledeskjermer brukes til å lede bort snøen fra tunnelinnslagene og munningene for snøoverbygg. De skal stå i en vinkel omkring 1:2 med den fremherskende vindretningen (25 - 30°).

2.2 LØSSKJERM

Løsskjermer av tre utføres med åpen bordkledning, og med åpningen lik bordbredden. Det skal også være åpen bunnspalte. Løsskjernene skal avstives godt.

3 SNØOVERBYGG

Av snøoverbygg finnes det flere forskjellige typer. Den ene typen er "Oftobanebygg". "Oftobanebygg" har en grunnform som er meget enkel. Se fig. 6.1. Formen på bygget gjør at taket som oftest blåser rent for snø og fokksnøen holder seg i alminnelighet godt unna frittstående vegger. Fundamentet blir ført ned til frostfri dybde og utføres som sokler. Soklene er støpt og fundamentert separat eller støpt på toppen av en sammenhengende fundamentmur. Overkant av soklene ligger i høyde med sville-overkant, mens toppen av murfundamentet mellom soklene bør være ca. 20 cm lavere for å lette arbeidet med svillebytting.



Figur 6.1 Snøoverbygg av typen "Oftobanebygg".

En annen type er snøoverbygg med buetak og aluminiumskledning. Denne formen har en tendens til å samle på snøen. På det område er flattaktypen langt bedre.

I snøoverbygg med litt lengde, utstyrer man gjerne byggene med luker langs den ene siden. Disse lukene holdes åpne om sommeren for å skaffe lys og luft inne i byggene. Samtidig får de reisene beholde en del av utsikten.

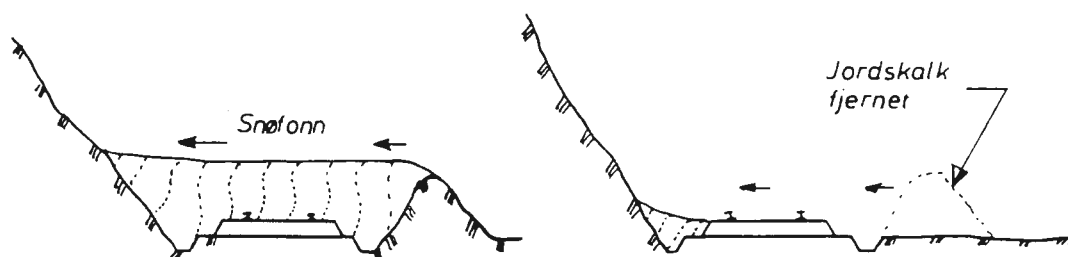
På "tunge" strekninger kan det også være aktuelt med betongoverbygg.

4 TERRENGBEHANDLING

Primært må siktemålet ved nyanlegg være å tilstrebe selvrensende linjestrekk ved hjelp av terrengbehandling og riktig traseprofilering. Man kan ofte ved enkle midler og relativt liten kostnad fjerne årsaken til dannelsen av snøfonner i linjen ved f.eks.

- fjerne gjennstående jordskalk
- utslaking av skråning
- beplantning med trær eller hekker

Fjerning av gjennstående jordskalk er vist i fig. 6.2. Utslaking av skråning er effektivt. Men for å slippe fonndannelser, må helningen ikke være brattere enn 1:4 og helst 1:6. Dette gjør at det ofte blir veldig dyrt å gjennomføre.



Figur 6.2 Unngåelse av fonndannelse.

5 SIKRING MOT SNØSKRED

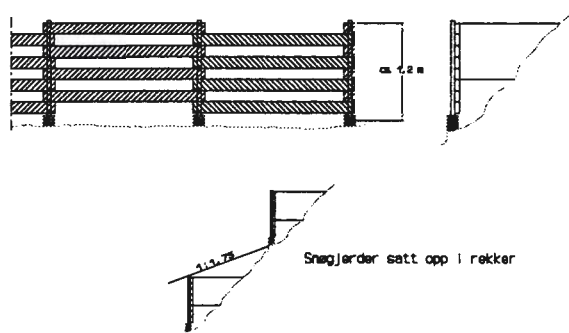
Det finnes to typer snøskred, løs-snøskred og flakskred. Et flakskred fører ofte med seg større snømasser og opptrer i slakere skråninger enn løs-skred. Det er fire muligheter for å beskytte linjen mot store skadevirkninger fra snøskred. Disse er

- hindre skredet i å løsne
- forandre skredretningen
- stoppe eller bremse skredet.
- legge linjen i et sikkert overbygg.

En av disse mulighetene vil alltid stå åpent, men det er sjeldent at man har anledning til å velge mellom alle sammen.

5.1 HINDRE SKREDET I Å LØSNE

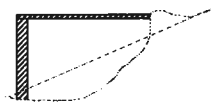
Det er flere måter som kan benyttes. I åpent terreng kan man sette opp tverrgående forbygninger slik som mur eller snøgjerde. Utførelsen av gjerde er vist i fig 6.3. Snøgjerdene settes opp i rekker over hele det kritiske området på langs av skråningen. Avstanden mellom rekkene skal ikke være større enn at man høyst får en helling på 1:1.75 (Se fig. 6.3). Gjerdene må fundamenteres godt.



Figur 6.3 Snøgjerde.

Der hvor snøskred oppstår p.g.a. fokksnø som legger seg opp som snøfonner i bratte skråninger eller som hengeskvler på toppen av skråningen, kan samle-skjermmer settes opp på plataet foran skråningen.

Dannes det hengeskvler langs en egg eller under en skarp topp, kan man bruke skavlbrett. Det er en enkel konstruksjon som settes opp av treverk og boltes godt fast til fjellet. Se fig. 6.4.



Figur 6.4 Skavlbrett.

5.2 FORANDRE SKREDRETNING

For å forandre retningen på skredet slik at det gjør minst mulig skade, kan man sette opp en ledemur eller legge opp en fylling for å tvinge skredet til siden. Disse byggverkene må være tilstrekkelig høye og må være satt opp i spiss vinkel med den opprinnelige skredretningen.

5.3 STOPPE ELLER BREMSE SKREDET

For å stoppe, bremse opp eller redusere skredet, kan det bygges opp murer eller valler på tvers av skredretningen. NGI har utført forsøk på slike konstruksjoner på Strynsfjellet.

5.4 LINJE I SIKKERT OVERBYGG

Man kan også legge linjen i tunnel forbi skredfarlige partier. Der hvor dette ikke er mulig og ingen av de forannevnte metodene kan brukes, kan skredoverbygg brukes.

1	DIMENSJONERENDE VANNFØRING	2
2	ÅPEN LINJEGRØFT	2
3	LUKKET LINJEGRØFT	3
4	TERRENG - OG SKRÅNINGSGRØFTER	3
4.1	FROSTFRITT FUNDAMENTERT RENNE	4
4.2	BETONGRENNE MED VANGER OG TRAPPELØP	5
4.2.1	Renne oppbygd av grastov	5
4.2.2	Renne oppbygd av sprengt stein	5
5	LUKKET DRENSGRØFT	6
5.1	GRØFTEMATERIALER	6
5.1.1	Drensmaterialer	7
5.1.2	Rørmateriell	7
5.1.3	Kummer	8
5.2	DRENERING I FJELLSKJÆRING OG TUNNEL	9
5.3	DRENERING I SKJÆRINGSKRÅNING	9
6	OVERVANNsledninger	10
6.1	GRØFTEMATERIALER	10
6.1.1	Fyllmaterialer	10
6.1.2	Rørmateriell	10
6.1.3	Kummer	11
7	STIKKRENNER	12
7.1	DIMENSJONERING	12
7.2	RØRMATERIELL	12
7.3	TRASÉ OG FALL	13
7.4	INNløP OG UTLøP	14
7.5	FUNDAMENTERING	14
7.6	LEGGING, OMFYLLING OG GJENFYLLING	15

Med drenering av jernbaneanlegget forstås oppsamling og bortledning av overflatevann og/eller vann i grunnen, i den hensikt å holde banelegemet tørrlagt og sikre planeringen mot erosjon, oppbløting og nedsatt bæreevne og stabilitet.

Et drensanlegg vil omfatte alle de komponenter som er nødvendig for å få dette til og vil kunne bestå av: Åpne grøfter, lukkede grøfter med drensledninger og avløp gjennom overvannsledninger, stikkrenner og kulverter.

Ved terrengendringer eller endring i vannføring (f.eks. bekkeomlegging), må drens-systemet planlegges spesielt nøye. Overbelastning kan føre til store skader i form av erosjon og utglidninger.

1 DIMENSJONERENDE VANNFØRING

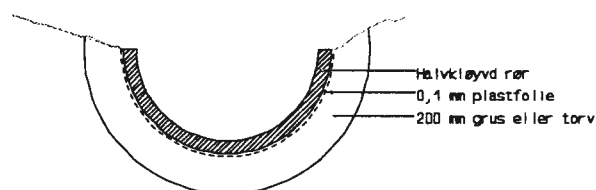
Jf. del 2, Forutsetninger.

2 ÅPEN LINJEGRØFT

Denne form for drenering vil bestå av åpne og vanligvis grunne grøfter som har den primære funksjon å fange opp og lede bort overvann og dermed forhindre vann i å komme inn i ballast og traue.

Linjegrøftene utgjør en del av skjæringsprofilen og utformes som vist i del 2, Forutsetninger, fig. 2.2. Dybden til grøften under FP skal være min. 0.5 m, og standard (praktisk) bunnbredde er for nyanlegg satt til 0.5 m. Grøtefallet skal være min. 5 promille (1 : 200). Der hvor fallet på linjen går i motsatt retning av hensiktsmessig grøtefall, kan overflatevannet i linjegrøften føres ned i kummer og bortledes i lukkede ledninger.

Linjegrøftene skal ha tett bunn som hindrer overflatevann i å renne inn i underbygningen. Hvor underbygningen består av gjennomtrengelige masser av grus eller stein, må tetting foretas enten ved betongutforing, halvkløyvde rør (plast eller betong) eller ved at det foretas en utforing med stampet leire eller torv i bunnen av grøften. Se fig. 7.1.



Figur 7.1 Utforing av grøftebunn.

Der hvor skjæringen med linjegrøften går over i fylling, føres overflatevannet fra grøften ned til laveste punkt langs fyllingen. Overflatevannet får da sitt utløp i terreng eller til stikkrenne. Utløpet langs fyllingsskråningen må i likhet med linjegrøften, være sikret mot at overflatevannet trenger inn i fyllmassene.

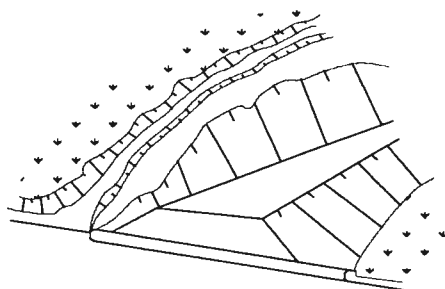
3 LUKKET LINJEGRØFT

Spesielle forhold kan gjøre det påkrevet å lukke linjegrøften. Dette kan være på steder hvor grøftetraséen av ekstraordinære grunner brytes av faste konstruksjoner (f.eks. forskjellige fundamenter for master, kiosker, støttemurer m.m.). Ved nyanlegg vil dette vanligvis være aktuelt kun over korte partier. Det må da legges rør forbi "hinderet" for å sikre kontinuiteten i linjegrøften. Anbefalt rørdimensjon i slike tilfeller er ϕ 400 mm.

Ved eventuell lukking over lengre strekninger (f.eks. i forbindelse med stasjonsanlegg/ holdeplasser, bygging av plattformer i dype skjæringer m.m.), må denne i prinsippet utføres som en lukket grøft med dremsledning eller en kombinert drems-/overvannsgrøft. Dimensjonen på dremsledningen skal være min. 150 mm. Grøfta må fylles med åpne, vanngjennomtrengelige (permeable) masser helt opp slik at overflatevann lett kan slippe ned til ledningen. For å redusere faren for inntrengning av jordmaterialer, legges fiberduken mot bunn og sider av grøfta.

4 TERRENG - OG SKRÅNINGSGRØFTER

Hvis jernbaneplaneringen skjærer over de naturlige dremsdrag i terrenget, må det anlegges overvannsgrøfter for å hindre at vannet renner ukontrollert ut over og ned skjæringsskråningen og forårsaker erosjon. Overvannsgrøften tilpasses de stedlige forhold, både når det gjelder utforming og plassering. En vanlig plassering vil være like innenfor skjæringstoppen. Avstanden til kanten bør dog være minst 1.0 m.



Figur 7.2

Plassering av overvannsgrøft.

Vann fra flere konsentrerte drag kan samles i avskjærende terrenggrøft og gis avløp på egnet sted. Hvis grøft eller naturlig bekkefar munner ut i jernbanen sin skjærings-skråning, må det bygges nedføringsrenne til stikkrenne eller linjegrøft (sidegrøft).

Ved større vannmengder fundamenteres nedføringsrennene frostfritt/eller tilnærmet frostfritt og utføres erosjonssikre ved f.eks. solid steinsetting. Ved stort fall i bratte skråninger må vannhastigheten kunne reduseres langs rennen eller senest ved utløpet. Det kan eventuelt være påkrevet å bryte løpet med mellomliggende kummer. Tverrsnittet dimensjoneres så rikelig at det ikke er fare for flomvanns-erosjon utenfor rennen. Vannet må føres direkte fra nedføringsrennen inn i en stikkrenne eller kum og lukket overvannsledning, se kap. 6. Et par eksempler på slike renner er omtalt nedenfor.

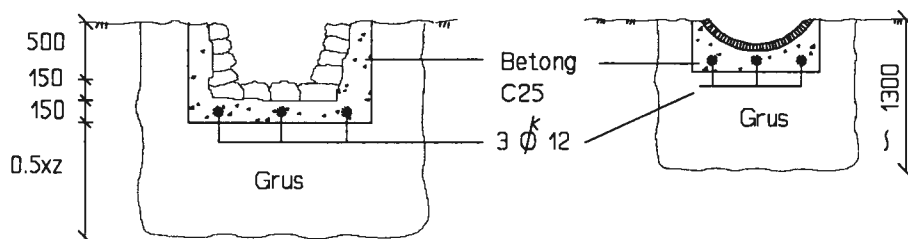
4.1 FROSTFRITT FUNDAMENTERT RENNE

På steder med telefarlig grunn, stor vannføring og/eller sterkt fall, må rennen bygges solid og fundamenteres frostfritt. Da rennen enten er vannførende eller snødekt kan frostfundamentet beregnes til en tykkelse = $0.5 * z$ under rennebunnen. z tas ut fra bilag 3. I rennebunnen brukes

- halvrør lagt i betong
- betong støpt på stedet, evt. med naturstein innstøpt som hastighetsbremseser.

Betongen armeres for å motvirke skadelig oppsprekking, se fig. 7.3.

4.2 BETONGRENNE MED VANGER OG TRAPPELØP



Figur 7.3 Forstfritt fundamentert renne.

Ved sterkt fall og/eller stor vannføring, anbefales det å bygge renne utført som trappeløp. Slike renner fundamenteres frostfritt på samme måte som frostfri renne.

Ved små vannmengder kan det anlegges enkle typer av nedføringsrenner, og vannet kan unntaksvis munne direkte ut i linjegrøften. Her tas med et par eksempler:

4.2.1 Renne oppbygd av grastorv

I fyllings- eller skjæringsskrånninger kan det lages en renne som kles med grastorv. Torven festes med treplugger og/eller grovmasket netting. Rennen tilså umiddelbart etter at den er bygget.

4.2.2 Renne oppbygd av sprengt stein

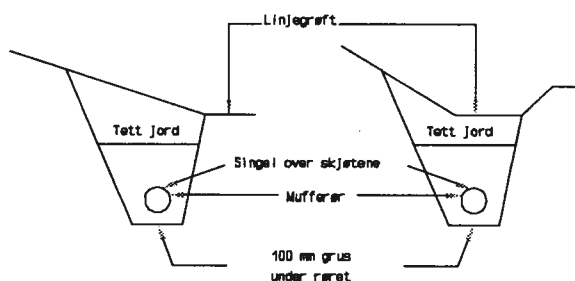
I fyllings- eller skjæringsskrånninger graves en grøft som minst er 0.7 m dyp. I grøften fylles sprengt stein med gradering 0 - 300 mm. Ved behov legges fiberduk under steinmassene. Steinmassene komprimeres med gravemaskinskuffen. Rensmasser fra traub i fjellskjæringer kan med fordel benyttes. Disse massene har god drenering og ønskelig stabilitet.

5 LUKKET DRENSGRØFT

Med lukket drenering menes lukkede grøfter med drenerør og/eller drenerende masser, som skal ha evne til å suge/samle grunnvann og lede det langs grøftebunnen frem til sikkert avløp. Formålet med dette systemet er primært å senke og holde nede grunnvannet på et kontrollert nivå. Behovet for lukket drenering må vurderes ut fra de stedlige geotekniske/hydrologiske forhold.

Langsgående linjedrenering i jordskjæringer legges i kanten av skråningen eller under linjegrøften (Se fig 7.4).

Drensledningen skal hele vegen ha fall i riktig retning, minimum 5 ‰. Tillatt avvik fra teoretisk høyde er normalt ± 50 mm.



Figur 7.4 Lukket drenering langs sporet

5.1 GRØFTEMATERIALER

I drenssoenen må grøften være fylt av permeable masser, som enten i seg selv har filtrerende egenskaper eller som beskyttes med egnet filter. I mer sekundære grøfter over korte strekninger kan det av og til være tilstrekkelig å fylle grøften med grove dremsmasser som er beskyttet med fiberduk. Men som regel legges rørene omhyllt med drems- og filtermaterialer.

Øverst i grøften legges vanligvis tette masser av f.eks. stampet leire og/eller svarttorv, for å hindre overvann i å trenge ned til grunnvannsdreneringen.

5.1.1 Drensmaterialer

Rundt drenerørerne skal det fylles materialer som slipper vannet lett igjennom og som samtidig har de nødvendige filteregenskaper for å beskytte mot inntrengning av finkornet jordmateriale. Filterlaget skal være minimum 100 mm tykt, og skal tilfredsstillende visse krav til korngradering i forhold til rørene sine dreneråpninger (NS 3420-H71). Filtermassene skal ikke være telefarlige og skal ha maksimal kornstørrelse 22 mm for plastrør og 63 mm for betongrør. Gjenfyllingmasser over ledningssonen skal være ikke telefarlige materialer som også skal tilfredsstillende filterkriteriene mot tilstøtende jordmasser. I praksis vil en god "støpesand" være tilfredsstillende for de jordarter som har behov for drenering.

Det kan ofte være vanskelig å skaffe tilveie materialer som både tilfredsstillende krav til filteregenskaper og krav til stor drenerkapasitet. I slike tilfeller kan det alternativt anvendes fiberduk mellom drener- og jordmaterialer. Drenermassene kan da bestå av relativt grove materialer i singel/pukkfraksjonen. Fiberduken må være av en lettere type som egner seg for drenerformål, vanligvis kl.I/kl.II (jf. tabell 4, del 3, Planering).

5.1.2 Rørmateriell

I drenerledninger kan det benyttes rør av betong, plast og spiral-korrugerte stålplater. Drenerørerne skal slippe vann inn gjennom hull/spalter i rørveggen eller gjennom åpne skjøter. De må ha mekanisk styrke til å tåle dimensjonerende laster fra trafikk- og jordmasser samt være motstandsdyktig mot stedlige klima- og miljøpåkjenninger. I de fleste tilfeller vil drenerør med indre diameter på 100-150 mm være tilstrekkelig. Mulige dimensjoner av nevnte rørtypen er vist i tabellen 1.

Rørmateriale	Lengde [mm]	Diameter [mm]	
		Min.	Max.
Betong	1 - 2	100	600
Plast	5 - 250	48	350
Korr. stål	6	150	250

* Kopolymer

Tabell 1. Rørdimensjoner.

Betongrør:

Det skal anvendes betong mufferrør som minst tilfredsstillende kravene i NS 3027. Rørene legges uten gummiringpakninger, i det dreneringen skjer gjennom åpne skjøter. Ved leggingen graves det ut for muffene slik at rørstammen får jevnt anlegg mot fundamentet. Rør med muffe og spissende legges med spissenden i grøften sin fallretning. En 4 mm avstandspinne kan benyttes for å sikre avstanden mellom rørene og muffekant. Under sure vannforhold ($\text{pH} < 5$) må det benyttes rør av sulfatresistent sement.

Plastrør:

I drensledninger av plast skal det benyttes rør som tilfredstiller krav og spesifikasjoner i NS 3065. Materialet kan bestå av PVC, PP Kopolymer eller PE. Rørene kan være konstruerte eller glattekstruderte. Rørtypen kan være rund/sirkulær eller med tunnelform. Rørene må vurderes styrkemessig ut i fra materiale og konstruksjon. Til disse formål bør helst anvendes dobbeltveggede rør med korrugert yttervegg og glatt innervegg.

Rørene legges i rette lengder med kontrollert fall, normallengder 6 m med muffe-skjøt/skjøtemuffer. Til enklere og mer sekundære drensformål i terrenget utenfor planeringen kan eventuelt anvendes mindre dimensjoner av korrugerte rør som kan fås i store lengder på kveil.

Stålrør:

Stålrør brukes relativt sjelden til drensformål. Ved bruk i drensledninger langs eller under linjen, skal rørene være varmeforzinkede av typen spiral-korrugerte rør. Skjøtingen skjer ved koplingsbånd. Rørene brukes der hvor det er behov for spesielt sterke rør, men man skal være oppmerksom på korrosjonsfaren.

5.1.3 Kummer

Inspeksjonskummer:

I lengre drensledninger må det anlegges inspeksjonskummer, vanligvis med sandfang. Avstanden mellom disse kummene kan variere, avhengig av geometri og stedlige forhold, men bør ligge på 50 - 80 m. Det kan anvendes prefabrikerte kumelementer av betong som skal tilfredsstillende kravene i gjeldende norsk standard, NS 3125 og NS 3126 eller plastkummer som tilfredsstillende kravene til diameter og sandfangsvolum (NS 3643). Det kan brukes prefabrikerte bunnseksjoner med tett bunn, eller egne standardiserte sandfangkummer med dykker. Bunnen kan også plasstøpes. Minste diameter på slike kummer er 650 mm, men sandfangseksjonen bør ved nyanlegg ikke være mindre enn 1000 mm.

Samlekummer:

To eller flere drensledninger kan føres frem til et felles avløp fra en samleikum. Disse kummene utføres med min. diameter 1000 mm. Det anvendes vanligvis prefabrikerte kumelementer med tett bunnseksjon (NS 3126, NS 3127), men kummene kan også støpes på stedet. De bør utstyres med stige.

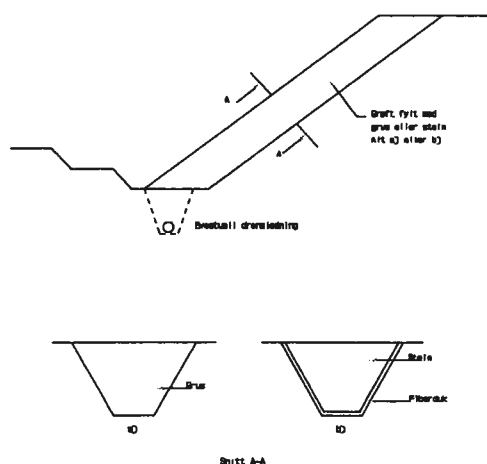
5.2 DRENERING I FJELLSKJÆRING OG TUNNEL

I fjellskjæringer og tunneler legges drengrøften på laveste side, idet planeringen legges i fall 1:20. Grøftebredden skal være min. 0.5 m og dybden avpasses etter linjens fall. Se del 2 - Forutsetninger, fig. 2.10 og 2.11. Grøftens fall i lengderetningen skal minst være 3.0 ‰. Drensrørene legges i et avretningslag og overfylles med ballastpukk. For fjellskjæringer med lengde under 100 m, kan grøften anlegges uten drensrør.

Drensgrøft i fjellskjæring har som sin vesentlige oppgave å hindre at det oppstår telehiving p.g.a. iskjøving. Da grøftene i alminlighet er dekket av snø, og drensvannet inneholder en viss varmemengde, vil frostinntrengningen være beskjedent. Man kan regne med en frostsikker dybde $\frac{1}{3}(z+0.5)$ m. z tas ut av diagram i bilag 3.

5.3 DRENERING I SKJÆRINGSKRÅNING

I de fleste tilfeller er den drenerende virkningen av linjegrøften og evt. langsgående drensledning, tilstrekkelig for å sikre skråningen. For å unngå grunnvannserosjon og overflateglidninger i spesielt vannholdige skjæringsmasser, må skråningen sikres med egne drensgrøfter (se fig. 7.5).



Figur 7.5

Skråningsgrøfter vinkelrett på linjeretningen.

6 OVERVANNsledNINGER

Her innbefattes alle ledninger som skal sørge for avløp og bortledning av overvann og drensvann, primært fra sandfangskummer til utløp i stikkrenner/kulverter, bekker eller elver. Ledningene skal bestå av rør med tette skjøter, og skal være dimensjonert for å ta de vannmengder som kan komme fra aktuelt nedslagsfelt. Det anlegges inspeksjons-/spylekummer med tilsvarende mellomrom som for drensledninger, 50-80 m. Ledningsfallet må være min. 5 ‰.

6.1 GRØFTEMATERIALER

6.1.1 Fyllmaterialer

Masser som kan brukes til ledningsfundament og omfylling i ledningssonen til 0.25 m over topp rør, er

- velgradert grus, sand eller knuste steinmaterialer av tilsvarende gradering, maksimal kornstørrelser som gitt for drenerør, kap. 5
- ensgraderte knuste steinmaterialer i singel/finpukkfraksjonen 8 - 16 mm

Gjenfylling av grøften over ledningssonen kan vanligvis utføres med tilstedeværende masser, som ikke bør inneholde større steiner enn 300 mm. Se forøvrig rørløp leverandøren sine anvisninger.

6.1.2 Rørmateriell

I overvannsledninger kan det brukes rør av betong, plast eller korrugert stål. Materiell til skjøter skal ha mål, toleranser og materialegenskaper som sikrer at tetthetskravene etter gjeldende norsk standard kan oppfylles.

Betongrør:

I rørledning av betong skal det benyttes rør som tilfredsstiller krav og spesifikasjoner i henhold til NS 3027 (uarmerte mufferør, tilgjengelige dimensjoner 100-250 mm) eller NS 3028 (armerte falsrør, tilgjengelige dimensjoner 300-2000 mm). Ved bruk av betongmufferør skal muffene legges i nedstrømsretning. Det anvendes tetningsring av gummi i skjøtene.

Plastrør:

I rørledning av plast kan benyttes rør av materialene PVC etter NS 3624, PP kopolymer NS 3630 og PE etter 3623 eller rør av PEH etter NS 2941. Likeledes kan benyttes plastrør som konstruerte eller glatte rør godkjent etter NPF-norm 8001 kl C.

Tilgjengelige dimensjoner, $\phi 100$ - $\phi 800$. I ledninger nær eller under jernbanen forutsettes brukt rørmaterialet med stor styrke og seighet og med ringstivhet minimum tilsvarende kl C i NPF-norm 8001.

Stålrør:

I rørledning av stål kan det anvendes spiralkorrugerte rør i hele lengder. Rørene skal være korrosjonsbeskyttet ved varmforzinking min.60 my. Tilgjengelige dimensjoner fra 150 mm.

6.1.3 Kummer

Det benyttes prefabrikerte kumelementer av betong eller plast, vanligvis med tett bunnseksjon eller renneseksjon etter gjeldende standarder.

7 STIKKRENNER

Stikkrenner er ordnede gjennomløp for vann gjennom linjen. Ved nyanlegg anvendes vanligvis sirkulære rør. For større gjennomløp brukes ofte betegnelsen kulvert.

7.1 DIMENSJONERING

Stikkrennene dimensjoneres som angitt i kap. 1. Minste nominelle diameter er 600 mm ($\phi 600$).

7.2 RØRMATERIELL

Betong:

Normalt anvendes prefabrikerte rør av typen armerte falsrør NS 3028, dimensjon 600 - 2000 mm. Utførelsen kan også være i plasstøpt betong eller prefabrikerte betongelementer.

Plast:

Det kan anvendes rør av materialet PE, PP Kopolymer eller PVC.

Disse skal være glatte innvendige og kan være profilerte utvendige, eller dobbeltveggede med dimensjoner opp til 1200 mm. Rørene skal ha stivhetsklasse minst kl C.

Rørene skal være sertifisert enten etter en Norsk Standard eller etter NPF Produkt-norm 8001.

Stål:

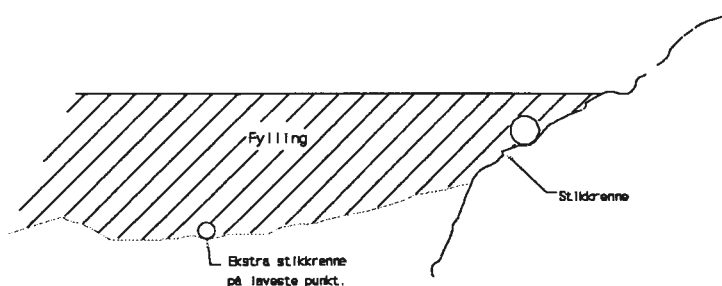
Det kan anvendes korrugerte stålrør (spiralkorrugerte eller sammenskrudde stålplater). Rørene skal være korrosjonsbeskyttet. Minimum korrosjonsbeskyttelse : 60 μ zinkbelegg pr. side (varm-forzinket) samt 200 my epoxybelegg på innersiden. Aktuelle rørdimensjoner:

Innv. diam. [mm]	Platet [mm]	Vekt/m [kg]
500	1.9	30
600	1.9	36
800	2.0	49
1000	2.3	70
1200	2.6	90
1400	3.0	126

Tabell 2. Stålrørdimensjoner.

7.3 TRASÉ OG FALL

Stikkrennen legges normalt i bunnen av dalsenkningen. Forholdene på stedet kan imidlertid tilsi at det er mer hensiktsmessig (eller nødvendig) å legge stikkrennen i den ene siden. I så fall må innløpet til stikkrennen utformes på en slik måte, at man er sikret at vannet fra tilgrensende linje eller overvannsgrøfter og bekeløp, virkelig blir ført inn i stikkrennen. I tillegg må det legges en ekstra stikkrenne av mindre dimensjon i bunnen av dalsenkningen. Denne stikkrennen skal fange opp smeltevann og flomvann som kan føre til erosjon under fyllingen. Dette er spesielt viktig under steinfyllinger på grunn som består av silt eller fin sand. Se fig. 7.6.



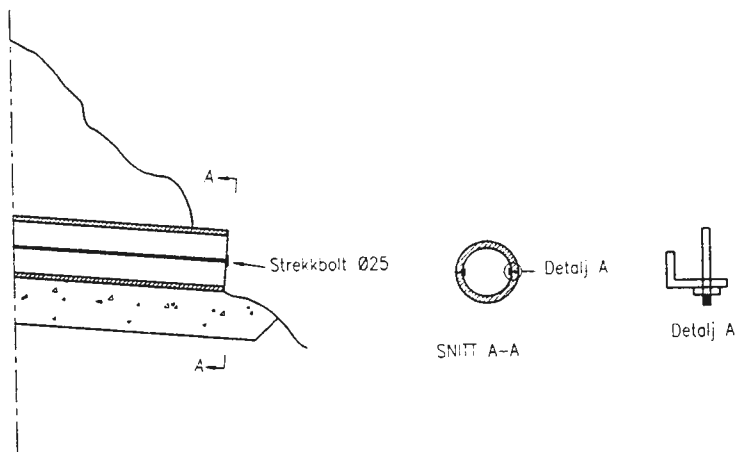
Figur 7.6 Ekstra stikkrenne i laveste punkt.

For at stikkrennerøret skal være selvrensende for sand og grus, bør stikkrennen ha minimum fall på 4 ‰. I tilfeller hvor erosjonsproblemer ventes å kunne oppstå med for stor vannhastighet, bør maksimalt fall ikke overstige 10 ‰.

7.4 INNLØP OG UTLØP

Innløpet må utformes på en slik måte at stikkrennen kan oppfylle sin funksjon: Å føre vannet samlet gjennom fyllingen uten at undervasking finner sted. Det må anlegges fallkum eller fundament- og vingemurer for å hindre at vannet tar veg gjennom fyllingen utenom stikkrennen. Om nødvendig kan det eventuelt også spuntes. Dette er spesielt viktig ved steinfyllinger som ligger på finkornet, lett eroderbar grunn. Dersom vannet ved flom ventes å føre rekved, vindfall, is o.l. som helt eller delvis kan blokkere innløpet, må det anlegges rist/varegrind.

Utløpet må sikres mot erosjon hvis fallet er større enn anbefalt maksimalverdi og grunnen ved utløpet ellers er erosjonsfarlig. I sterkt sidehellende terreng kan det være nødvendig å sikre utløpet ved å bygge en fallkum. Ved stort fall kan det ellers være påkrevet med frontmur for å hindre at det ytre rørelementet glir ut. Dette gjelder i særlig grad stikkrenner av korte betongrør. Frontmuren må fundamenteres frostfritt. Der hvor frontmur eller kum ikke blir lagt, skal de ytre rørelementene være sammenknyttet, f.eks. med forankringsjern som vist på fig. 7.7.



Figur 7.7 Forankring av stikkrenne.

Stikkrennen bør gjøres så lang at endene helt blir liggende utenfor fyllingsskråningen. Hvis ikke må det anlegges frontmur. Ved bruk av skrå endestykker bygges stikkrennen så lang at ca. 150 mm stikker utenfor skråningen. Dette er en kurant utførelse ved anvendelse av korrugerte stålrør.

7.5 FUNDAMENTERING

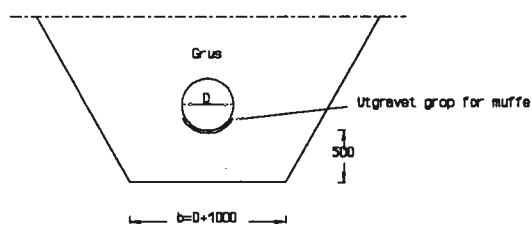
Felles for alle godkjente rørtyper er at det før stikkrennen kan legges, må graves en grøft som er så bred at det blir minst 0.75 m fritt rom mellom stikkrennen og grøfteveggen. For rør med $d < 1.0$ m, reduseres avstanden til 0.5 m.

Selve fundamenteringen er avhengig av grunnens bæreevne. På fast grunn som fjell, grus, sand eller tørrskorpeleire, legges stikkrennen direkte på grøftebunnen med et tynt avrettingslag av grus eller finpukk. Ved bløt grunn er det nødvendig å foreta geotekniske undersøkelser. Tiltak som masseskifting, peling, forbelastning eller bruk av lette fyllmasser, kan bli nødvendig.

Hvis grunnen er telefarlig, og man må regne med at stikkrennen går tørr og fryser om vinteren, må det foretas frostsikring som angitt i del 5, Frost, fig. 5.4.

På middels fast grunn fundamenteres stikkrennen på en 0.3 - 0.5 m tykk pute av grus eller singel. Puten gis en bredde som er minst 1.0 m bredere enn største tverrmål av røret. Se fig. 7.8.

Istedet for grus kan det benyttes en flåte av gamle sviller som overdekkes med et tynt lag grus. Tykkelsen på gruslaget skal være tilstrekkelig til å grave ut spor for muffene. Svillene kan kappes i to og legges tvers på rørretningen.



Figur 7.8 Fundamentering av stikkrenne med $d < 1.0$ m på middels fast grunn.

7.6 LEGGING, OMFYLLING OG GJENFYLLING

Omfylling og overfylling skal utføres i henhold til gjeldende forskrifter og etter rørløseleverandøren sin monterings- og leggeanvisninger. Felles for alle aktuelle rørtypen er at ved lave fyllinger og moderate rørdimensjoner, kan leggingen skje med omfylling av materialer i grus/pukkfraksjonen. Største kornstørrelse inntil plastrør skal ikke overskride 22 mm. Omfyllingen skal foregå samtidig og likt på begge sider av røret. Den utføres lagvis under god, men forsiktig komprimering. Det må spesielt påaktes at fyllmassene rundt nedre halvdel av røret kommer inn under røret og blir godt pakket. Overfyllingen legges ut i jevntykke lag og komprimeres forskriftsmessig. Nærmest over røret skal det kun pakkes med lett utstyr. Tyngre maskinell komprimering tillates først når overdekningen er min. 0.5 m.

1	INNLEDNING	2
2	FJELLTUNNELER	2
2.1	INNLEDNING/FORUTSETNINGER	2
2.2	FORUNDERSØKELSER	2
2.3	DRIVEMETODER	4
2.3.1	Konvensjonell drift	4
2.3.2	Fullprofilboring	5
2.3.3	Fresing	5
2.4	FORSKJÆRING OG PÅHUGG	6
2.5	STABILITETSSIKRING	6
2.5.1	Arbeidssikring	6
2.5.2	Rensk	6
2.5.3	Bolting	7
2.5.4	Sprøytebetong	7
2.6	VANNTETTING/INJEKSJON	9
2.7	FROSTSIKRING	10
2.8	VENTILASJON	10
3	JORDTUNNEL	11
3.1	INNLEDNING/FORUTSETNINGER	11
3.2	FORUNDERSØKELSER	11
3.3	DRIVEMETODER	11
3.3.1	Skjolddrift/fullprofilboring	11
3.3.2	Åpen graving	12
3.3.3	Utgraving innenfor støttekonstruksjoner ("Cut and Cover")	12

1 INNLEDNING

Dette kapittelet vil ikke omfatte alle detaljer vedrørende tunneldrift, men gi en innføring i de viktigste elementene. Ytterligere detaljer kan finnes i annen litteratur, hvor bl.a. håndbok 018 "VEGBYGGING" utgitt av Statens Vegvesen kan benyttes som tilleggsdokument.

På det norske jernbanenettet er det i dag ca 700 tunneler med varierende lengder opp til ca. 10.700 m.

Fremtiden sitt krav til høyere kjørehastighet vil på de fleste banestrekninger bl.a. nødvendiggjøre bedre kurvatur på linjen. For å oppnå dette i vårt svært så kupert land, vil tunneler ofte være eneste mulighet. Tunneler vil dessuten i mange tilfeller gi innkorting av linjen, og dermed kortere reisetid.

Driftsmessige forhold ved togframføringen kan også gi grunnlag for anlegg av tunnel. Eksempelsvis kan dette være rasfarlige områder, partier med store snøproblemer eller partier med store stigningsforhold.

Miljømessige forhold kan også være årsaken til valg av tunnel framfor åpen linje.

2 FJELLTUNNELER

2.1 INNLEDNING/FORUTSETNINGER

Ved nyanlegg skal minimumsprofiler for henholdsvis enkelt- og dobbeltspor, legges til grunn ved !prosjekteringen, jf. "Sporets trasé - regler for nye baner".

Hvis fullprofilboret sirkulært tverrsnitt er aktuelt, må dette ha diameter på ca 8 m og 11 m for henholdsvis enkelt- og dobbeltsporet tunnel.

2.2 FORUNDERSØKELSER

Ved tunnelprosjektering er det nødvendig å utføre geologiske undersøkelser i området. Undersøkelsene skal ta sikte på å kartlegge grunnforholdene for å avgrense områder med ulik kvalitet. Spesiell vekt legges på undersøkelser i områder der byggetekniske vanskeligheter ventes.

I de forskjellige planfaser kreves forskjellig grunnlagsmateriale, undersøkelsesomfang og rapportering. Noe forenklet kan følgende retningslinjer trekkes opp som et verktøy ved planleggingen av nye tunneler:

- Som grunnlagsmateriale må foreligge flyfoto med stereoskopisk dekning, samt topografiske kart. Kartene må dekke et tilstrekkelig stort område til at de geologiske strukturer kan stadfestes i tillegg til at detaljeringsnivået må kunne ivaretas på vanskelige partier. Det bør videre legges vekt på å fremskaffe resultater fra tidligere undersøkelser og fjellanlegg i området.
- Det må foretas en geologisk befarings av området, med spesiell vekt på de områdene som har skilt seg ut under kart- og flyfototolkningen. Hensikten med befaringsen er å registrere og notere forhold som ikke går klart fram av grunnlagsmaterialet. Fjell av forskjellig kvalitet klassifiseres og kartlegges. Retning, strøk og fall på svakhetssone måles inn i flere punkter for å kunne bestemme forløpet i dypet. I mange tilfeller vil også grunnundersøkelser være nødvendig.
- Forhold som berører grunneiere eller andre interesserte i området, må vurderes. Det gjelder særlig forhold som kan gi lekkasjer eller drenasje fra brønner eller vannmagasin.
- Det utarbeides en geologisk rapport på grunnlag av markarbeidet og det øvrige grunnlagsmaterialet. Rapporten skal inneholde oversikt over geologiske forhold som har teknisk og økonomisk betydning for prosjektet.

2.3 DRIVEMETODER

Ved valg av drivemetode er totalkostnadene avgjørende. Følgende metoder anvendes

- konvensjonell drift
- fullprofilboring
- fresing

2.3.1 Konvensjonell drift

Vanligvis vil konvensjonell drift med sprengning være den beste og billigste drivemetode. I tettbebygde strøk med strenge krav til vibrasjoner, støy, støv etc. kan konvensjonell drift ha sine ulemper. I dag har man imidlertid utviklet systemer for sprengning som kan overholde meget strenge rystelseskrav. Drivemetoden er fleksibel og injeksjons- og sikringsarbeider utføres ofte enklere og med mindre driftsforstyrrelse enn andre metoder.

All sprengning skal foregå på en slik måte at man så nær som mulig får de tverrsnitt og profiler som arbeidstegningene viser. Spesielt skal det sprenges nøyaktig i frostsonen i tunnelen for å unngå groper etc. som kan gi telehiv eller uønskede setninger i sålen av tunnelen. Før sprengningsarbeider for de enkelte deler påbegynnes og der hvor det skal sprenges med spesielle restriksjoner, skal entreprenøren fremlegge plan for arbeidene som skal inneholde alle data som er nødvendig for bedømmelse av salvenes virkninger, slik som borskjema, ladning pr. hull, tennrekkefølge m.v. Planen skal godkjennes av NSB.

Dersom det under selve boringen i tunnelen påtreffes vann i noen av hullene eller på en annen måte fattes mistanke om vannlekkasje, skal NSB varsles, slik at utførelsen av eventuelle sonderboring og/eller injeksjon kan bli vurdert i tide.

Det må tas spesielle restriksjoner ved sprengningsarbeider i forskjæringene og på den første delen av tunnelen fra hvert påhugg. For at togtrafikken skal kunne gå mest mulig uhindret, må arbeidsprosedyre for sprengning avtales med NSB. Sprengningsarbeidene i forskjæringer og tunneler utføres som forsiktig sprengning slik at hus, kraftlinjer etc. ikke skades. For hele tunnelen gjelder at ingen hus eller bygninger skal utsettes for rystelser større enn 50 mm/s.

Ved drift gjennom svært vanskelige partier eller ved en eventuell utvidelse i eksisterende tunnel, kan utstrossing være aktuelt. Dette er en sprengningsmetode der en starter med et mindre bergrom for så å utvide dette.

2.3.2 Fullprofilboring

Fullprofilboring har sine fordeler ved et lavt vibrasjons- og støynivå, og egner seg således bl.a. til tunneldrift i tettbebygd strøk. Ved fullprofilboring av jernbanetunneler (relativt stort tverrsnitt) kreves en viss tunnellengde for optimal utnyttelse av fullprofilmaskinen.

Ellers er denne type drivemetode endel brukt i både vannkraft- og avløpstunnelbygging p.g.a at disse tunnelene har bedre hydrauliske egenskaper. Disse egenskapene kan også ha en viss betydning for jernbanetunneler i form av mindre luftmotstand og muligens også noe mindre støy for passasjerene.

2.3.3 Fresing

Fresing er en metode som kun er aktuell i relativt bløte bergarter. I dypforvitrede bergarter som er relativt vanlig i utlandet, er metoden derfor vel anvendelig. I områder hvor forvittringslaget stort sett ble skurt bort under siste istid (store deler av Norden), er metoden mindre brukt. Hvis det i tillegg finnes harde gangbergarter, kan disse være svært ødeleggende på freseverktøyet.

2.4 FORSKJÆRING OG PÅHUGG

Forskjæringen må gå så langt inn at tunnelpåhugget får god fjelloverdekning i hengen og utenfor tunnelveggene. Ved forsiktig sprengning av forskjæringen vil vanligvis sikringsarbeidene ved inngangen til tunnelen kunne reduseres.

Ved påhugget er det ofte fjell av dårligere kvalitet (dagfjell) enn ellers i tunnelen. Svakhetssoner i eller like innefor påhugget, bør derfor vies spesiell oppmerksomhet.

Det er som regel nødvendig med en fjelloverdekning lik tunnelens spennvidde. Men i enkelte tilfeller har det vist seg å være tilstrekkelig med fjelloverdekning som ikke er større enn halve spennvidden av tunnelen.

2.5 STABILITETSSIKRING

I tunneler skilles det generelt mellom arbeidssikring og permanent sikring.

2.5.1 Arbeidssikring

Med arbeidssikring eller midlertidig sikring, forstås de sikringstiltak som må iverksettes for å gjøre arbeidsplassen trygg slik at utrasing og nedfall unngås under drivefasen. De vanligste typer av arbeidssikring er

- rensk
- bolting
- sprøytebetong

Om arbeidssikring kan generelt sies at det bør velges metoder som på kort tid gir en tilfredsstillende sikkerhet, slik at drivingen kan fortsette mest mulig uavbrutt. Likeledes bør en hovedregel være at arbeidssikringen kan inngå som en del av den senere permanente sikringen.

2.5.2 Rensk

Etter spregning i fjell oppstår det sprekker og riss, selv der fjellet på forhånd var fast og godt. Det må alltid foretas omhyggelig rensk etter et spregningsarbeid. I prinsippet vil dette si at all løs stein som kan være en fare for sikkerheten, fjernes så sant dette er mulig. Spesielt viktig er det at stoffen renskes godt da stein og blokker lett løsner og faller ned, særlig under ansett. Arbeidet utføres fortrinnsvis med renskespett ved at steinene kiles ut.

Vann i sprekker og slepper fører til at forbindelsen mellom blokkene blir dårligere. I

vinterhalvåret kan vekselvis tining og frysing av vann i sprekker føre til at blokker sprenges løs. Man må derfor være særlig oppmerksom på de partier hvor det renner vann eller generelt er stor fuktighet.

2.5.3 Bolting

Der arbeidsrensk ikke er tilstrekkelig for ivaretagelse av sikkerheten, må bolting utføres. Er det spesielt dårlige partier eller avskalling som følge av bergtrykk kan systematisk bolting være nødvendig. Boltene skal plasseres på en slik måte at kreftene fortrinnsvis opptas på strekk og ikke på avskjæring.

De vanligste boltetyperne er

- ekspansjonsbolter
- polyesterforankrede bolter
- mørtelinnstøpte bolter
- perfobolter

Ekspansjonsbolter er ofte brukt til arbeidssikring p.g.a. rask montering og mulighet for gjenvinning. Disse boltene kan også støpes inn til bruk ved senere permanent sikring, men til slik bruk er enkle mørtelinnstøpte kamstålbolter som regel både rimeligere og bedre egnet.

Polyesterforankrede bolter som etter hvert blir mer og mer vanlig, monteres ved at en kamstålbolt roteres inn i en eller flere polyesterpølser. Etter at polyestere er herdet monteres underlagsplate og bolten skrues fast og forspennes.

Perfobolter består av to halvklyvde perforerte stålprofiler som fylles med mørtel. Under montering presses så en kamstålbolt inn i mørtelen som fortrenses ut gjennom perforeringen i stålprofilene.

2.5.4 Sprøytebetong

Etterhvert som våtsprøyteteknologien med stålfiberarmert betong er videreutviklet de siste årene, er sprøytebetong blitt mer vanlig også i arbeidssikring. Før betongen påføres skal fjelloverflaten kartlegges, slik at viktig informasjon for senere permanent sikring ikke går tapt. Det benyttes vanligvis stålfiberarmert betong med kvalitet C35. Tilslaget skal tilfredsstillende kravene i NS 3474.

For å oppnå god heft mellom fjell og betong, stilles det krav til omhyggelig rengjøring av fjelloverflaten. Særlig viktig er det å fjerne eventuelt leirbelegg på sprekkeflater. Det skal ikke påføres så tykke lag at man får "sig" i betongen eller nedfall. Er oppholdet mellom påføringen av de enkelte lag mer enn ett døgn, må tidligere påført betong fuktes med vanning før et nytt lag sprøytes på.

Måling av prelletap er en del av oppgjørformen for sprøytebetongarbeider. Prelletap skal derfor måles ved oppstart produksjonssprøyting og ved senere endring av betongresepten. Prelletapet skal normalt ikke overstige 10 %.

Permanent sikring

Kravene til langtidsstabilitet, eller den permanente sikringen, vil variere med typen av anlegg. I en jernbanetunnel hvor mennesker skal fraktes og vedlikehold utføres, må en ha mye større sikkerhet enn f.eks. en tunnel som i hele sin levetid bare skal frakte vann. Det må derfor være så strenge krav til sikring, at nedfall mot tog og vedlikeholdspersonell ikke skal forekomme.

Det er fjellet sine egenskaper, vannlekkasjeforhold og frostmengder i tunnelen som fra den bergtekniske side, bestemmer valget av sikringsmetoder. Informasjonen om de enkelte forhold systematiseres ved at de tegnes inn på et kart over tunnelen, slik at en får oversikt over hvor de enkelte problemer kan forventes å oppstå.

Bolting og sprøytebetong

Stabilitetsmessig har en i dag erfaring for at tunneler, bortsett fra i ekstreme tilfeller, kan sikres med bolter og stålfiberarmert sprøytebetong.

De boltetyperne som er mest aktuelle ved permanent sikring er forøvrig galvaniserte polyesterforankrede og mørtelinnstøpte kamstålbolter. De polyesterforankrede boltene skal forspennes ved at det påføres et strekk mellom forankringen inne i fjellet og underlagsplaten i overflaten. Ved systematisk bolting vil man da få en forspent sone over fjellrommet som vil virke som en bue. Denne kan dermed ta opp en betydelig last ovenfra.

Fiberarmert sprøytebetong kan brukes som permanent sikring, under forutsetning av at den ikke utsettes for vanntilsig og frost. Arbeidet forutsettes utført av kompetent entrepenør eller eget personal som har utviklet allsidig erfaring med metoden. Videre angående sprøytebetong se foregående avsnitt om arbeids-sikring.

Utstøpning

Bare i områder med svært liten fjelloverdekning og svakhetssoner med dårlig stabilitet, kan full utstøpning være påkrevd. I mange tilfeller har et alternativ til utstøpning vært prefabrikerte betonglameller. Disse består av vegg- og hvelviameller som enkeltvis blir boltet sammen i tunnelen sin lengderetning. De mellomliggende fugene må tettes med sementmørtel.

2.6 VANNTETTING/INJEKSJON

Normalt vil berggrunnen inneholde store vannmengder. Overflatevannet siger ned gjennom sprekker før det innstiller seg på et grunnvannsnivå som er avhengig av fjellet sitt tilsigs- og avløpsforhold. Der tunnelen blir liggende under grunnvannsnivået, er lekkasjene normalt konstante året rundt. I tillegg til at lekkasjer skaper problemer i hele anleggsfasen, vil vannet som følge av oppbløting og utvasking, medvirke til svekkelse av stabiliteten.

Der tunneler går under tett bebyggelse som ligger på løsmasser, kan følgene av for stor innlekkasje bli betydelige. En senkning av grunnvannsnivået kan nemlig gi betydelige setninger på den overliggende bebyggelsen. Grunnvannsnivået må i slike tilfeller overvåkes med piezometere. Det bør i tillegg utføres setningsnivelliment på bygninger, ledningsanlegg m.m. For å få kontroll på disse problemene vil injeksjon være påkrevet. Dette består i å stoppe eller redusere lekkasje ved å presse en væske, sementbasert eller kjemisk, inn i sprekke fra separate borhull.

Før injeksjonsarbeidene starter, må det foretas en vurdering av sprekker, vannføring, strømrøtning m.m. i fjellet rundt tunnelen, eventuelt med støtte i sonderboringer og vanntapsmålinger. På dette grunnlaget settes det så opp en plan for injeksjonsarbeidene. Injeksjon vil gjerne bli utført i flere stadier av byggefasen, fra forinjeksjon under den midlertidige sikringen til etterinjeksjon i den permanente sikringen.

Vanskelighetsgraden på dette arbeidet vil være avhengig av fjellet sin struktur og oppsprekking. Der fjellet er relativt homogent og bare få steder avskåret av en enkel sleppe eller smal avgrenset sleppesone, lar lekkasjene seg relativt enkelt stoppe. Er fjellet derimot tett oppsprukket, kan det være vanskelig å få til en fullgod tetting ved injeksjon.

Ved injisering av åpne slepper og større hulrom brukes vanligvis blandinger med standardsement eller rapidsement, eventuelt spesialsementer i kjemisk aggressivt miljø. Sementblandingen kan etter behov tilsettes akselleratorer, kolloider, plastiserende midler eller poredannende midler. Ved injisering av tynne sprekker, der sementblandingen har for liten inntrengningsevne, kan det brukes kjemiske stoffer m.m.

Hvilke materialer som forutsettes anvendt, angis nærmere i spesiell beskrivelse. Injiseringsvariable, som trykk, pumpehastighet, viskositet, bindetid m.v. må avgjøres på grunnlag av geologisk kartlegging, sonderboring og vanntapsmålinger og som angitt i spesiell beskrivelse. Mengden måles som utført kvantum injeksjonsmiddel.

2.7 FROSTSIKRING

De største problemene med vannlekkasje oppstår i forbindelse med frost. Gjennom tidene er det benyttet et utall metoder for å få kontroll på vannet og frysemekanismen. Den mest vanlige måten å frostsikre tunnelene på i dag, er å montere PE-skumplater i heng og vegger. Disse leder lekkasjevann frostfritt ned i drengrøft. Der vann og frost opptrer sammen med ustabil fjell, kan full ustøpning løse begge problemene. En annen metode er å stenge tunnelen med automatisk manøvrerbare porter. Disse plasseres i henhold til de rådende klimatiske forhold i området, slik at frostproblemene elimineres mest mulig inne i tunnelen.

2.8 VENTILASJON

Sammenlignet med en vegtunnel, vil kravene til ventilasjon i en jernbanetunnel under drift være minimale. Dette har naturlig nok sin forklaring i at toget skaper en ensrettet luftstrøm som i de fleste tilfeller er tilstrekkelig til at lufta inne i tunnelen stadig skiftes ut. Den trekken som på denne måten skapes, viser seg å være kraftig nok selv for lange dobbeltsporede tunneler. I tillegg kan naturlig ventilasjon som følge av vind- og temperatureffekter, være medvirkende for retningen av luftstrømmen.

De eneste ventilasjonsproblemene under drift vil normalt oppstå der dieseldrevne skiftelokomotiv til stadighet blir stående stille inne i tunnelen. Eller når man bruker diseldrevne arbeidsmaskiner i forbindelse med vedlikeholdsarbeider (rensverk, SPOT, lastetraktor, etc.)

3 JORDTUNNEL

3.1 INNLEDNING/FORUTSETNINGER

Nettoprofiler som angitt i "Sporets trasé - regler for nye baner" skal legges til grunn også for jordtunneler, jf. pkt. 2, Fjelltunneler. Jordtunneler kan også være kombinasjoner av fjellskjæring og overliggende løsmasser.

Det må stilles krav til vanntetthet av jordtunnelene, både ut fra brukskrav, frostproblematikk og grunnvannsforholdene. Dersom tunnelene ikke kan utføres drenert (f.eks. p.g.a. fare for grunnvannsenkning i bebygde områder), må konstruksjonene sikres mot oppdrift (vekt eller forankring).

3.2 FORUNDERSØKELSER

Forundersøkelsene for en jordtunnel skiller seg lite fra en åpen linje med skjæringer og fyllinger. Geotekniske undersøkelser generelt er behandlet i del 2, Forutsetninger.

I de tilfellene der permanente stålkonstruksjoner vil inngå i tunnelen, må korrosjonforholdene på stedet kartlegges i tillegg til de ordinære undersøkelsene.

Forundersøkelsene må gi underlag til å vurdere både bygge- og ferdigtilstanden.

3.3 DRIVEMETODER

Det er to hovedprinsipper for driving-av jord- og løsmassetunneler. Det ene er skjolddrift eller alternativt fullprofilboring og det andre er åpen graving eller utgraving innenfor støttekonstruksjoner med tilbakefylling ("Cut and Cover").

3.3.1 Skjolddrift/fullprofilboring

Skjolddrift består i å presse/skyve et skjold (formet som tunnelprofilet) av stål eller betong suksessivt inn i løsmassene, for deretter å grave ut løsmassene innvendig. Stabiliteten av stoffen under utgravingen er ofte kritisk og må vurderes spesielt. Fullprofilboring er beskrevet i tidligere kapittel om fjelltunneler.

3.3.2 Åpen graving

Store fleksible stålrør (superspennkonstruksjoner) har etter hvert fått økende anvendelse i vegbygging og er også benyttet ved jernbanebygging i Norge (ved Hønefoss). Stålrørene kan brukes som alternativ til bruer, kulverter, rasoverbygg og jordtunneler der disse kan graves åpent. Konstruksjonene har i mange tilfeller vist seg å være tekniske og økonomiske gunstige løsninger med kort byggetid. Konstruksjonene er fleksible og utnytter styrken i omfyllingsmassene. De har meget stor lastkapasitet p.g.a. samvirke mellom jord og konstruksjon, og p.g.a. den såkalte arching-effekten (hvelvirkningen) som gir en omfordeling av jordtrykket. Det må stilles strenge krav til utlegging og komprimering av omfyllingsmassene.

Betongkonstruksjon

I en åpen utgravd skjæring som det på grunn av miljø- eller andre hensyn, er aktuelt å lukke til tunnel/kulvert, er en plasstøpt betongkonstruksjon det mest vanlige. Men også prefabrikerte kulvertelementer kan være aktuelle. Stabilitet under utgravingen må sikres, se del 4, Stabilitet og setninger.

3.3.3 Utgraving innenfor støttekonstruksjoner ("Cut and Cover")

Dersom åpen utgraving ikke er mulig p.g.a. stabilitet, tilgjengelig plass, ømfintlige nabobygg m.m. eller at løsningene er fremdriftsmessig eller økonomisk ugunstige, må det etableres en støttekonstruksjon som sikrer utgravingen.

Som regel vil økonomi og fremdriftsmessige konsekvenser, være de viktigste kriterier for valg av sikringsmetode. Men også krav til deformasjoner, støy, vibrasjoner, vanntetthet og utseende er viktige faktorer.

Nedenfor er aktuelle sikringsmetoder kort beskrevet:

Spunt

Spunt finnes både som stål, betong og tre, men stort sett er stål enerådende som sikringskonstruksjon.

Spunt rammes med spesialutstyr til nødvendig dybde for å sikre utgravingen, i noen tilfeller til fjell. Spunt kan brukes både som midlertidig og permanent sikring og dimensjoneringen skjer etter geotekniske prinsipper.

Spunten må sikres under utgravingen enten med stag (i løsmasser eller til fjell), innvendige stivere eller permanente dekker (tak- og bunnplate). Ved bruk av takplaten som avstivning, kan man dersom dette er ønskelig, fylle tilbake over taket og ta dette arealet i bruk på et tidlig tidspunkt. Utgravingen kan deretter foregå under takplaten.

Ved bruk av midlertidig spunt, støpes en plasstøpt konstruksjon innenfor spunten. Denne kan enten støpes i kontakt med spunten eller som dobbeltforskalet vegg i en avstand minimum 0.75 m fra spuntkonstruksjonen. Mellom spunt og betongveggen må det tilbakefylles og komprimeres.

Permanent spunt må bare brukes dersom korrosjonsforholdene på stedet er vurdert og funnet akseptable. Det må alltid legges på ekstra godstykkelse i stålpunt, for å ivareta eventuell korrosjon i konstruksjonen sin levetid.

Slissevegg

Slissevegg er en betongvegg utstøpt i en oppgravd grøft (sliss) i bakken. Gravingen foregår med spesialredskap mens grøfta holdes væskefylt (slurry som er tyngre enn vann for å holde grøfta stabil). Støpingen foregår som "undervannstøp" etter at en prefabrikkert armeringskurv er senket ned i grøfta. Slisseveggen vil alltid inngå som en del av den permanente ytterveggen.

Slisseveggen er særdeles stiv og egner seg godt der det stilles strenge krav til deformasjoner på naboterrenget (bygninger).

Metoden er relativt støy- og vibrasjonssvak. Utgravings- og sikringsprinsipper blir som for spunt. Metoden er relativt tidkrevende og kostbar.

Frostvegg

Metoden er teknisk gjennomførbar, men kun aktuell i spesielltilfeller. Eksempelvis der spunting ikke er mulig på grunn av konstruksjoner i bakken. Frostveggen lages ved å bore rør med en viss avstand ned i bakken, for deretter å sirkulere en frostvæske (saltopløsning eller nitrogen) i rørene. Frostveggen vil vanligvis være en gravitasjonsvegg uten forankring eller annen forstøtning.

Veggen må isoleres etter utgraving. Det etableres en plasstøpt betongkonstruksjon innefor frostveggen. Deretter tilbakefylles det mellom frost- og betongveggen og frostprosessen avsluttes.

NB! Det må forventes store deformasjoner i tineprosessen.

Pilarvegg

Dette er en lite brukt metode i Norge som består i å lage en støttevegg av grov-hullspilarer som "griper" i hverandre. Bruksområde som for slisevegger.

Jetpæl

Også dette er en lite brukt metode i Norge. Metoden består i å lage pæler eller pilarer ved å benytte en jetstråle (vann og luft) til bortspyling av løsmassene for deretter å pumpe inn en sementvelling i hulrommet. Pælene får noe lavere fasthet enn ordinære betongpæler og har relativt lav frostbestandighet. Det er vanlig å frostisolere disse i frostsonen av tunnelen.

NSB Bane

Divisjonsstaben



Gjp.: Bt, Btb, Lil, B's forv., saken

KHMS

NSB Bane Region Øst

NSB Bane Region Vest

NSB Bane Region Sør

NSB Bane Region Nord

NSB Bane Ingeniørtjenesten

Dobbeltsporet Ski - Moss

NSB Gardermobanen A/S

NORGES STATSBANER	
23 NOV. 1994	
Saksnr.:	91/1666
Arkivbet.:	B 701.8

(K)

Henvendelse til

Bente Lillestøl
66757

Deres referanse

*Gjelder keen nye tunneler
behovet etc. les.*

Saksreferanse

91/1666
B 701.8

Dato

22. NOV. 1994

*PFS
27.11.94 PFS*

*EOK
Tatt 7 sett
kopier til BØL.
6/1-95
ELM*

TUNNELER - KRAV TIL SIKKERHETSTILTAK

Oversender vedlagt 2 eksemplarer av "Tunneler - Krav til sikkerhetstiltak".

Reglene vil implementeres i regelverk 1B-Te 21 "Underbygning - regler for nye baner" når dette er ferdig revidert. Inntil da gjelder vedlagte utgave som regelverk for sikkerhet i tunneler.

Regelverket gjelder fra 18.11.94.

BØKV

Med hilsen

Magne Paulsen
Magne Paulsen
Banedirektør

2 vedlegg

TUNNELER - KRAV TIL SIKKERHETSTILTAK

INNHold

1	INNLEDNING	2
2	TUNNELUTFORMING	2
3	KLASSIFISERING AV TUNNELER	3
4	SIKKERHETSTILTAK	4
4.1	Minimumstiltak. Spesifikke krav til type, mengde og plassering.	5
4.1.1	Avsporingssindikatorer	5
4.1.2	Rømningsveier gjennom tverrslag	5
4.1.3	Adkomstvei til tunnelåpninger	5
4.1.4	Brannsløkkingsapparater i utstysrom	6
4.1.5	Rekkverk	6
4.1.6	Gangbane	6
4.1.7	Nødiys	7
4.1.8	Anvisningsskilt	7
4.1.9	Nødtelefoner	8
4.1.10	Kommunikasjonssystemer	8
4.1.11	Jordingsstenger i åpningene	8
4.1.12	Strømuttak	9
4.1.13	Brannbeskyttelse av brennbare isolasjonsplater	9
4.1.14	Forbud mot lagring av svært brannfarlig materiale	9
4.1.15	Beredskapsplaner	9
4.2	Aktuelle supplerende tiltak. Type, mengde og plassering.	10
4.2.1	Ventilasjonsanlegg	10
4.2.2	Utvivelse av tverrsnitt for å gi plass til motoriserte kjøretøy	10
4.2.3	Landingsplass for helikopter	10
4.2.4	Ledeskinner	10
4.2.5	Skinnegående transportmiddel for evakuering	10
5	DIMENSJONERING	11
6	VEDLIKEHOLD AV UTSTYR	11

1 INNLEDNING

Dette regelverket omfatter tiltak for sikkerhet i jernbanetunneler. Kravene er minimumskrav, og spesielle forhold kan gjøre at supplerende tiltak er nødvendig. Slike forhold kan f.eks. være stasjonsområder inne i tunnelen, lavbrekk eller når store mengder farlig gods vanligvis vil bli fraktet gjennom tunnelen. Kravene gjelder kun for nye tunneler.

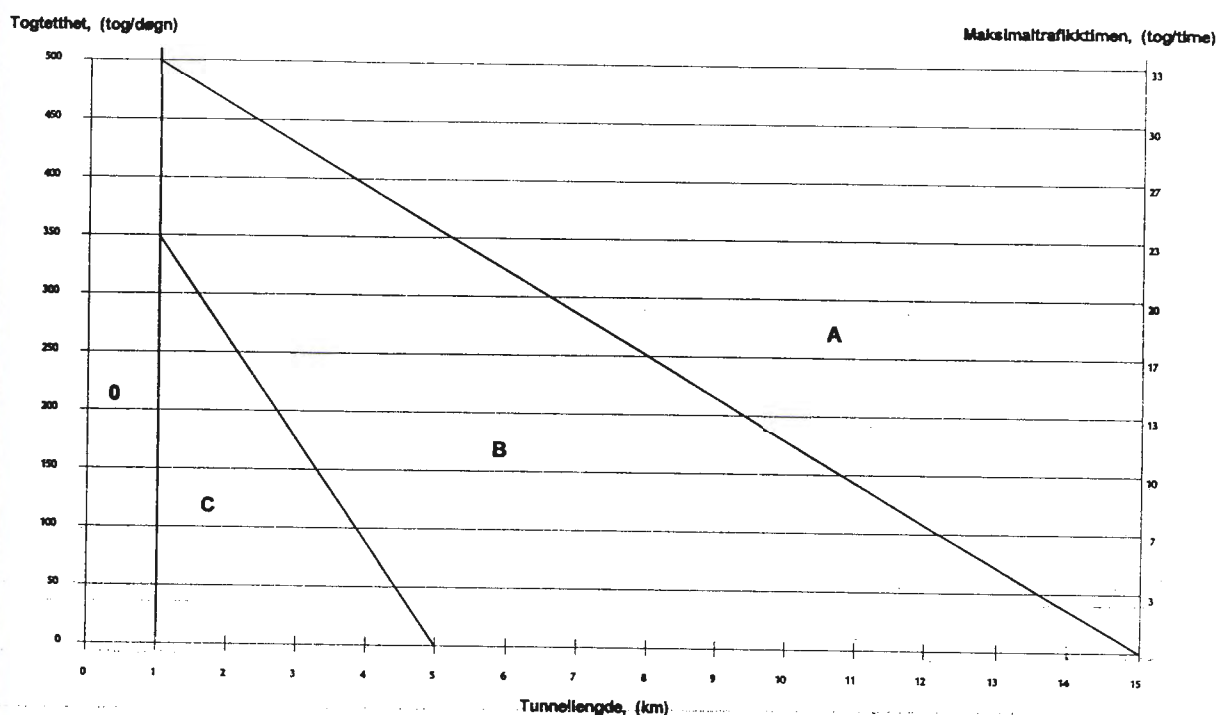
Alle mål som gis er fra skinneoverkant (SOK) dersom annet ikke er angitt.

Vurderingen av tiltak for sikkerhet i jernbanetunneler skal starte i hovedplanfasen.

2 TUNNELUTFORMING

Ved prosjektering av nye tunneler skal tunnelprofiler vist i vedlegg 1 legges til grunn.

3 KLASSIFISERING AV TUNNELER



Figur 1.1 Klassifisering av tunneler

Togtetthet for døgn og maksimaltrafikktid plottes i diagrammet i figur 1.1, og tunnelen klassifiseres etter strengeste klasse.

Tunnellengden defineres som den totale lengde målt mellom tunnelåpningene. Dersom adkomst til tunnelen kan skje via tverrslag, defineres tunnellengden som største lengde mellom tverrslagsåpning og en av tunnelåpningene. For at tunnellengden skal kunne måles fra tverrslagsåpning skal tverrslaget oppfylle følgende krav:

- tverrslaget skal utrustes som rømnings- og adkomstvei
- det skal være adkomstvei til tverrslaget for beredskapspersonell til enhver tid (for tunneler hvor adkomstvei er lite hensiktsmessig på grunn av avstanden til beredskapsressurser, kan adkomstvei erstattes med landingsplass for helikopter)

4 SIKKERHETSTILTAK

Krav til minimumstiltak for de ulike tunnelklassene er gitt i tabell 1.1. Aktuelle supplerende tiltak som bør vurderes er gitt i tabell 1.2. Andre tiltak som kan vurderes er omtalt i rapporten "Sikkerhetsveiledning for jernbanetunneler".

Tabell 1.1 Krav til minimum tiltak i de ulike tunnelklassene

Minimumstiltak	Tunnelklasse		
	A	B	C
Avspøringsindikatorer før innkjøring til dobbeltsporede tunneler og tunneler med kryssingsspor, samt ved vekslers/vekselsøyfer inne i tunnelen, og i forbindelse med øvrige hovedinnkjørsignaler inne i tunnelen	x	x	x
Rømningsveier gjennom tverrslag fra drivingsarbeidet, eller eventuelt spesiallagde sjakter der dette er hensiktsmessig	x	x	
Adkomstvei til tunnelåpninger og tverrslagsåpninger som tilrettelegges for rømning	x	x	
Brannslukkingsapparater i utstysrom	x	x	x
Rekkverk, ensidig	x	x	
Gangbane	x	x	x
Nødlis	x	x	x
Anvisningsskilt for retning og avstand til nærmeste rømningsåpninger	x	x	x
Nødtelefoner	x	x	x
Kommunikasjon mellom tog og togledersentral/beredskapsressurser	x	x	x
Jordingsstenger i åpningene i tunneler på elektrifiserte baner	x	x	x
Strømuttak for lysutstyr og redningsverktøy	x	x	x
Brannbeskyttelse av brennbare isolasjonsplater	x	x	x
Forbud mot lagring av svært brannfarlig materiale	x	x	x
Beredskapsplaner	x	x	

Tabell 1.2 Aktuelle supplerende tiltak

Aktuelle supplerende tiltak	Tunnelklasse		
	A	B	C
Ventilasjonsanlegg	x	x	
Utvidelse av tverrsnitt for å gi plass til motoriserte kjøretøy	x		
Landingsplass for helikopter	x	x	
Ledeskiner	x	x	x
Skinnegående transportmiddel for evakuering	x	x	

4.1 Minimumstiltak. Spesifikke krav til type, mengde og plassering.

4.1.1 Avsporingsindikatorer

Avsporingsindikatorer skal monteres i forbindelse med tunneler i klasse A, B og C ved følgende tilfeller:

- foran alle dobbeltsporede tunneler eller foran dobbeltsporede tunnelrike strekninger
- foran tunneler med kryssingsspor
- ved vekslers/sporsløyfer inne i tunnelen
- i forbindelse med øvrige hovedinnkjørsignal inne i tunnelen

Avsporingsindikator skal monteres på hvert spor i forbindelse med hovedinnkjørsignal.

Utførelsen er beskrevet i regelverk 1B-Te 51 "Signalanlegg - regler for bygging".

4.1.2 Rømningsveier gjennom tverrslag

Tverrslag fra tunneldrivingen skal for tunneler av klasse A og B utrustes som rømningsveier såfremt dette er hensiktsmessig. Ved behov, og hvor dette er hensiktsmessig, bør også spesiellagde sjakter vurderes som rømningsveier.

Utforming av tverrslag som rømningsvei

For spesielt bratte tverrslag bør trapp vurderes inn mot den ene veggen.

Lysåpningen på rømningsveien i tverrslaget skal være minst 2,5 x 2,5 m.

Tverrslag skal ha port i utgangen som gjør det mulig å få beredskapskjøretøy inn og ut. I tillegg skal det i porten være en dør som kan åpnes innenfra uten nøkkel eller med nøkkel utenfra. Døra skal åpne utover og ha en lysåpning på minst 0,90 x 2,0 m.

Belysningen i tverrslaget skal kunne slås på fra togledersentral, ved inngangen til tverrslaget fra tunnelen, og ved utgangen av tverrslaget.

Lyset skal ikke være dårligere enn 0,2 lux 20 cm over gangbanenivå. For nøddlys, se avsnitt 4.1.7.

Rømningsveien gjennom tverrslaget skal forøvrig ha minimum de samme sikkerhetstiltak som tunnelen (kommunikasjon, rekkverk, anvisningsskilt etc.).

4.1.3 Adkomstvei til tunnelåpninger

For tunneler av klasse A og B skal det, hvor det er praktisk/økonomisk mulig, være adkomstvei til tunnelåpninger for beredskapspersonell, og adkomstveiene skal være tilgjengelige gjennom hele året.

Hvis dette ikke er mulig kan andre løsninger vurderes, f.eks. landingsplass for helikopter, se avsnitt 4.2.3.

4.1.4 Brannslukkingsapparater i utstysrom

I tunneler i klasse A, B og C skal brannslukkingsapparater plasseres i utstysrom.

4.1.5 Rekkverk

Alle tunneler i klasse A og B skal utstyres med ensidig rekkverk på samme side som rømningsvei og nødlys.

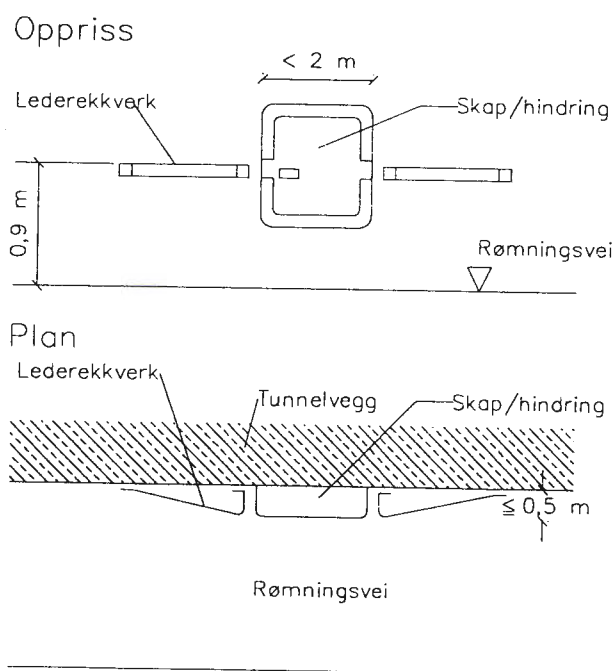
Rekkverk monteres i ca. 90 cm høyde over gangbanenivå (ca. 70 cm over SOK), og 5 - 10 cm ut fra tunnelveggen.

Rekkverket skal bestå av materiale som ikke er elektrisk ledende.

Rekkverket males hvitt.

4.1.6 Gangbane

I alle tunneler skal avstanden fra veggen og til stillestående tog være minst 1,5 m og tilgjengelig høyde 2,20 m. Signaler og utstysinstallasjoner skal ikke stikke ut mer enn 0,5 m fra tunnelveggen, og slike innsnevringar skal ha utstrekning < 2 meter. Ledeanordning (rekkverk) skal monteres på slike steder slik at rømmende ledes ut fra hindringen, se figur 1.2.



Figur 1.2 Eksempel på ledeanordning utenfor hindringer

Gangbane for rømning skal tilrettelegges på samme side av tunnelen som rekkverk.

For å tilrettelegge pukken for bruk som gangbane fylles pukk opp til et horisontalt plan i høyde med svilletopp helt ut til tunnelvegg/topp kabelkanallokk.

Kabelkanal bør legges såpass langt ut fra veggen at den er formålstjenlig som en del av gangbanen. Avstanden fra senter av kabelkanalen til tunnelveggen bør være ca. 70 cm.

4.1.7 Nødlys

Nødlys skal monteres i alle tunneler i klasse A, B og C.

Nødlys i tunneler skal virke som ledelys i beredskapssituasjoner.

Nødlyset skal normalt være slukket. I beredskapssituasjoner skal nødlyset kunne slås på fra togledersentral, ved tunnelåpningene, og ved nødtelefonpunktene. Under vedlikehold og tilsyn av tunnelen bør nødlyset inngå som en del av belysningen.

Lysset skal ikke være dårligere enn 0,2 lux i høyde med SOK i noe punkt på gangbanen.

Nødlys monteres på samme side som rømningsveien og i høyde 2,0 - 2,5 m over SOK.

Nødlys monteres ved skilt som viser vei til nærmeste utgang, og ved nødtelefoner. Lyspunktene kan være integrert med anvisningsskiltene. For anvisningsskilt, se avsnitt 4.1.8.

Nødlys skal være tilkoblet et batterisystem som kobles inn automatisk om strømtilførselen blir brutt. Batterisystemet må kunne sikre lys i minst 2 timer.

Kabler til nødlyset skal være i flammehemmende materiale i områder hvor kablene går utenom kanal.

Det vises forøvrig til regelverk 1B-Te 46 "Regler for tunnelbelysning".

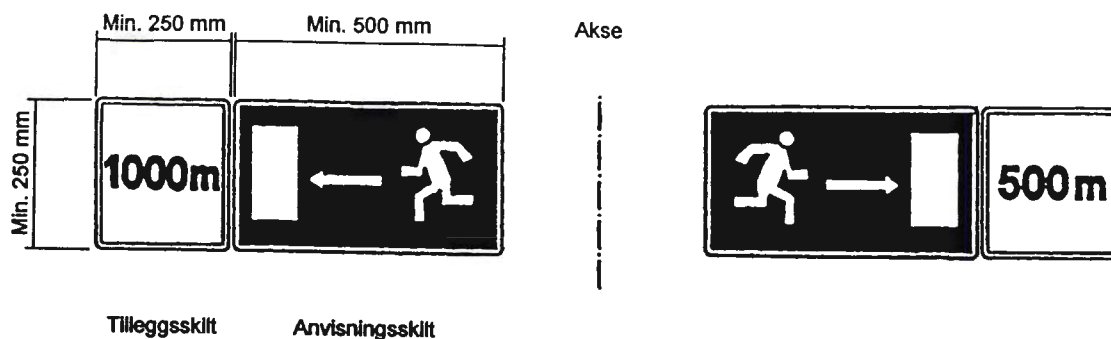
4.1.8 Anvisningsskilt

Skilt som viser retning og avstand til de to nærmeste åpninger skal installeres i alle tunneler i klasse A, B og C.

Anvisningsskilt som viser retning og avstand til åpninger skal monteres ved nødlyspunkt, eller være en enhet sammen med nødlyset.

Skilt skal monteres minst hver 100. m. Skiltene kan være av gjennomlyst type, eller bli direkte belyst av nødlysarmaturene.

Skiltene skal ha en størrelse på minst 250 x 500 mm. Skilt med tekst skal ha en størrelse på minst 250 x 250 mm, og ha en bokstavhøyde på minst 100 mm. Avstanden til åpning avrundes til nærmeste 100 m. Et eksempel på utforming av anvisningsskilt er vist i figur 1.3.



Figur 1.3 Eksempel på utforming av anvisningsskilt

Skiltene skal være i hvitt på blå kontrastbunn, og blir dermed å betrakte som opplysningskilt i forhold til internasjonale standarder. Fargene grønn, rød og orange må ikke brukes på anvisningsskilt på grunn av faren for forveksling med signaler.

4.1.9 Nødtelefoner

Tunneler i klasse A, B og C skal ha nødtelefoner for hver 600. m. I dobbeltsporede tunneler monteres telefonene på begge sider, mens de i enkeltsporede tunneler monteres på samme side som rømningsveien. Skilt som viser retning til nærmeste nødtelefon plasseres i forbindelse med anvisningsskilt for rømningsveier. For plassering av anvisningsskilt, se avsnitt 4.1.8. Telefonene plasseres i skap eller boks. Ved skapet angis i tidels km hvor på linja man befinner seg.

4.1.10 Kommunikasjonssystemer

For tunneler i klasse A, B og C kreves det dekning for togradio, mobiltelefon og eventuelle radiosystemer som brukes av redningsvesen.

Radiosambandet skal være motstandsdyktig mot følgerikninger av ulykker. Kabler utenfor kanal skal være av flammehemmende materiale.

Lokal skade skal ikke medføre dårligere kommunikasjon over en lengre strekning enn 100 m.

4.1.11 Jordingsstenger i åpningene

Tunneler i klasse A, B, og C på elektrifiserte strekninger skal ha jordingsstenger plassert ved hvert spor i begge tunnelåpningene.

4.1.12 Strømuttak

Tunneler i klasse A, B og C skal ha strømuttak for lysutsyr og redningsverktøy plassert ved nødtelefonene.

Uttakene skal ha spenning 220 - 230 V.

4.1.13 Brannbeskyttelse av brennbare isolasjonsplater

Isolasjonsplater av PE-skum eller tilsvarende brennbar isolasjon skal brannbeskyttes når feltlengden er lengre enn 50 m. Ved ubeskyttede feltlengder opp til 50 m skal avstanden til neste felt være minimum 50 m.

Alle isolasjonsplater skal være av flammehemmende materiale.

4.1.14 Forbud mot lagring av svært brannfarlig materiale

Det er forbudt å lagre svært brannfarlig materiale, f.eks. A- og B-væsker, i alle tunneler i klasse A, B, og C.

4.1.15 Beredskapsplaner

En beredskapsplan skal utarbeides for tunneler av klasse A og B og for tunnelrike strekninger. I tillegg skal beredskap for tunneler beskrives spesifikt i beredskapsplaner for alle strekninger med tunneler.

I beredskapsplanen skal minimum følgende elementer inngå:

- beskrivelse av tilgjengelige ressurser og utstyr samt plassering av utstyr
- en oppdeling av beredskapssituasjoner i alvorlighetsgrad
- beskrivelse av ansvarsforhold og organiseringen av ressurser under beredskapssituasjoner av ulik alvorlighetsgrad
- telefonnumre til brannvesen, politi, helsevesen og interne beredskapsressurser

For utforming av beredskapsplaner vises forøvrig til Jernbanens trygghetstjeneste - hjelpetjenesten, (Trykk 427).

Beredskapsplanen skal godkjennes av berørte enheter.

Arbeidet med beredskapsplanen skal starte i prosjekteringsfasen av anlegget, slik at en optimal løsning med hensyn på tunnelutformingen og valg av sikkerhetstiltak i forhold til beredskapen blir valgt.

1B-Te 30.10.10 Kompletterende tiltak. Type, mengde og plassering.

1B-Te 30.10.10.1 Ventilasjonsanlegg

1B-Te 30.10.10.1.1 I vurderes for tunneler i klasse A og B. Behovet for ventilasjonsanlegg vurderes ut fra tunnelens beliggenhet, stigning, lengde og andre sikkerhetstiltak.

1B-Te 30.10.10.1.2 I vurderes for tunneler i klasse A og B. Ventilasjonsanlegg skal det tilstrebes styrt ventilasjonsanlegg som kan styre ventilasjonen i de mest hensiktsmessige retningen.

1B-Te 30.10.10.2 Utvidelse av tverrsnitt for å gi plass til motoriserte kjøretøy

1B-Te 30.10.10.2.1 I vurderes for tunneler i klasse A kan utvidelse av tverrsnittet for å gi plass til motoriserte kjøretøy vurderes ut fra behovet for evakueringsmuligheter. Behovet for tverrsnittsutvidelse vurderes ut fra tunnelens beliggenhet, stigning, lengde og andre sikkerhetstiltak.

1B-Te 30.10.10.3 Adkomstveier for helikopter

1B-Te 30.10.10.3.1 I vurderes for tunneler i klasse A og B hvor adkomstvei til tunnelåpninger anses som lite effektivt, kan adkomstveier for helikopter tilrettelagt ved alle tunnelåpninger være en alternativ løsning hvor det er teknisk mulig.

1B-Te 30.10.10.3.2 Adkomstveier skal være minst 15 m i diameter.

1B-Te 30.10.11

1B-Te 30.10.11.1 I vurderes i tunneler i klasse A, B og C.

1B-Te 30.10.11.2 I vurderes for tunneler i klasse A og B gjennomgående i hele tunnelen, eller eventuelt ved inngangspartiene og ved utgangspartiene inne i tunnelen.

1B-Te 30.10.11.3 I vurderes for tunneler i klasse A og B. Referanser vises til regelverk 1B-Te 30 "Overbygning - regler for teknisk

1B-Te 30.10.12 Tilgjengelige transportmiddel for evakuering

1B-Te 30.10.12.1 I vurderes for tunneler i klasse A og B. Transportmiddel for evakuering bør være tilgjengelig for tunneler i klasse A og B. Type, mengde og plassering, samt tilgjengelig utstyr på transportmiddelet, skal inngå i sikkerhetsplanen for tunnelen.

5 DIMENSJONERING

Alt utstyr som monteres i tunneler skal dimensjoneres for de aerodynamiske laster som kan oppstå ved passering av tog.

Dimensjonerende statisk vindkraft på konstruksjoner i tunnel beregnes som angitt i vedlegg 2.

6 VEDLIKEHOLD AV UTSTYR

Vedlikehold, testing og tilsyn skal sikre at tunnelens standard og sikkerhetsnivå opprettholdes.

En plan for periodevist vedlikehold av alt montert utstyr i tunnelen skal utarbeides. I vedlikeholdsrutinene skal det tas hensyn til hva slags miljø utstyret er utsatt for, og leverandørens anbefalinger. Mangler eller feil som oppdages under det periodesvise vedlikeholdet skal rapporteres, og manglene skal utbedres så fort som mulig.

Ved større feil på sikkerhetsutstyr skal ansvarlig instans varsles umiddelbart, og korrektive tiltak skal gjennomføres. Årsaken til større feil skal undersøkes, og lignende feil i framtiden forsøkes unngått ved enten å forandre på rutinene, eller ved å heve den tekniske standarden på utstyret.



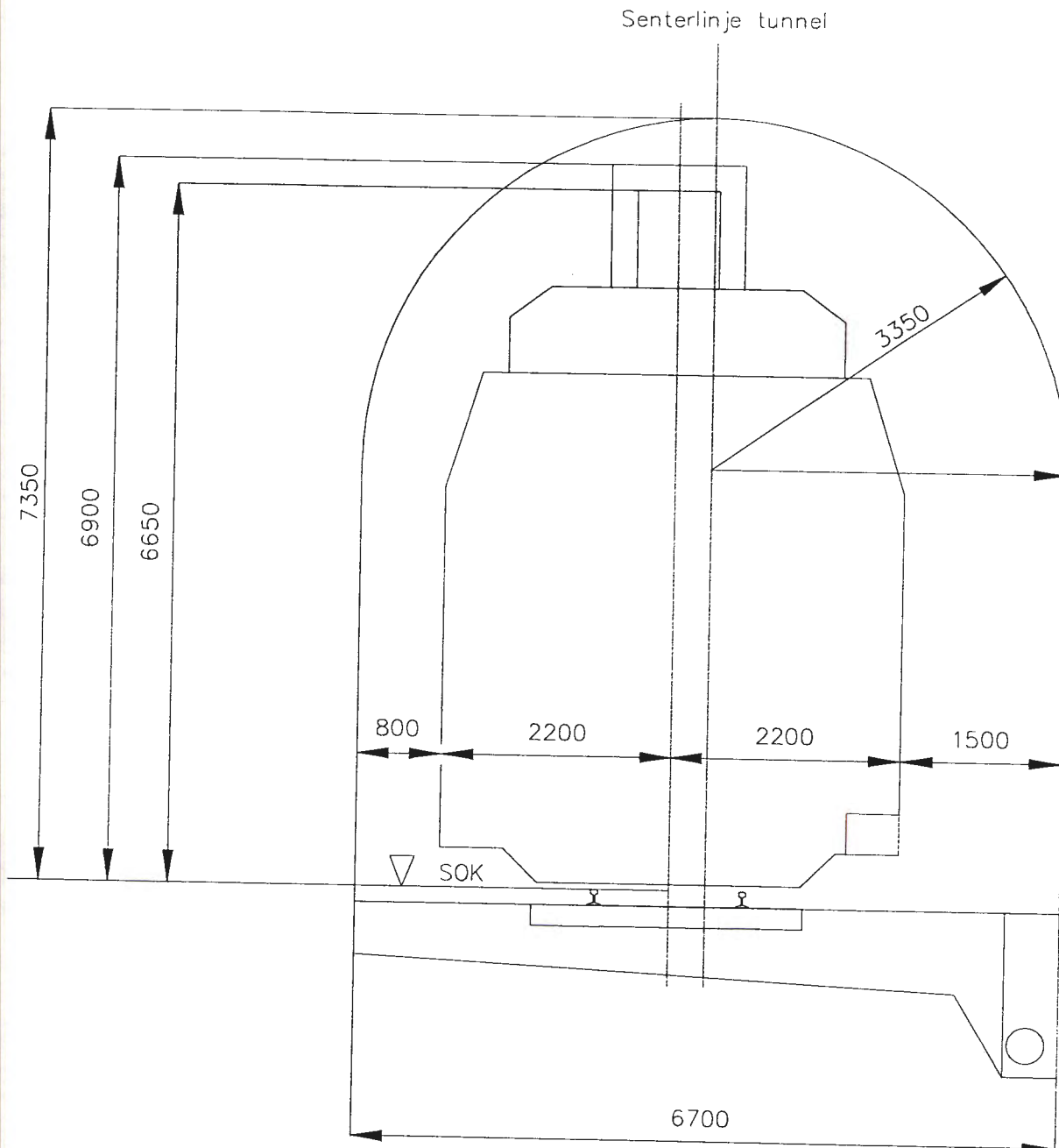
VEDLEGG 1

TUNNELPROFILER

INNHold

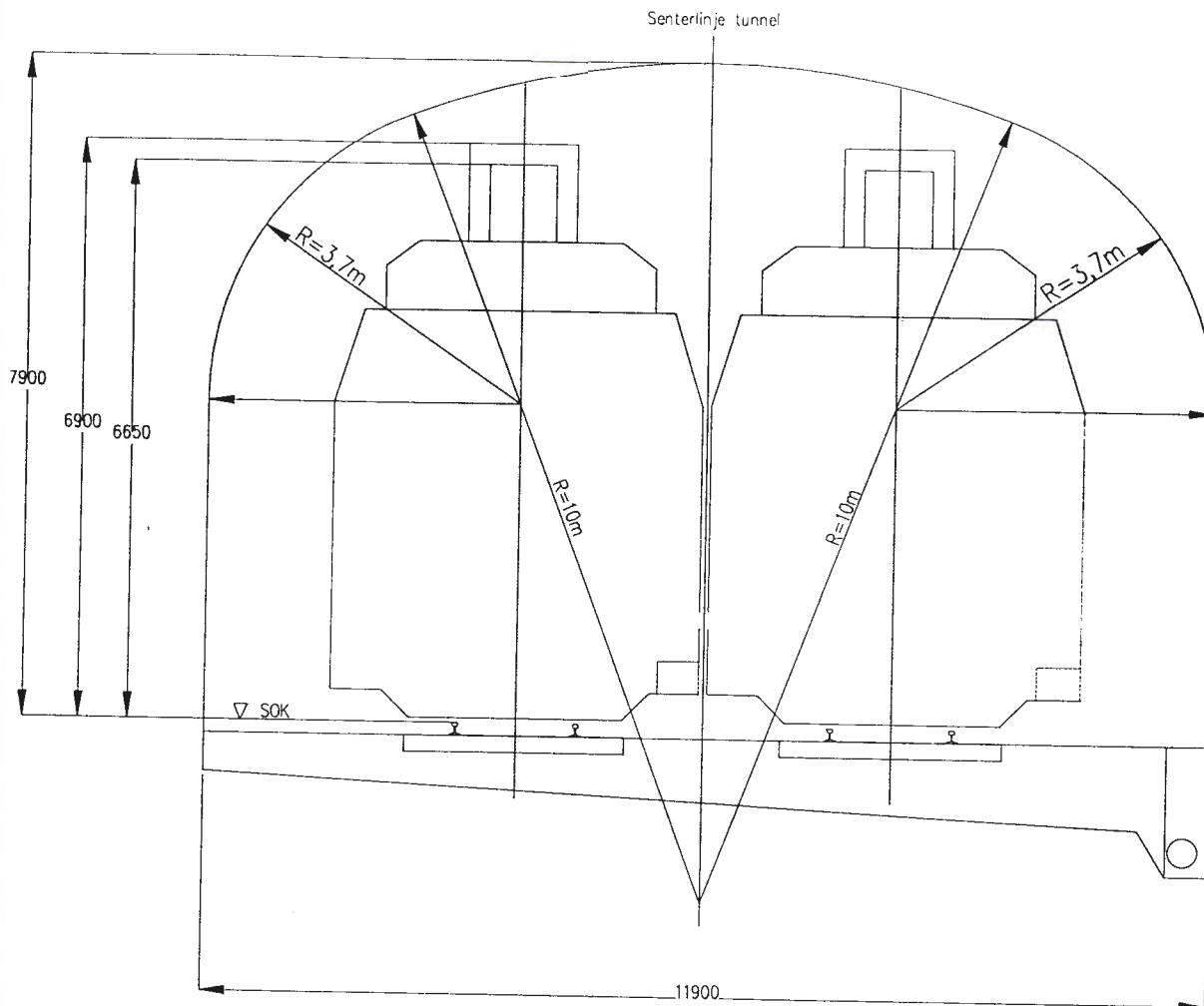
1	PROFIL FOR ENKELTSPORET TUNNEL	2
2	PROFIL FOR DOBBELTSPORET TUNNEL	3

1 PROFIL FOR ENKELTSPORET TUNNEL



Figur V1.1 Profil for enkeltsporet tunnel

2 PROFIL FOR DOBBELTSPORET TUNNEL



Figur V1.2

Profil for dobbeltsporet tunnel



VEDLEGG 2

DIMENSJONERENDE STATISK LUFTHASTIGHET

INNHold

1	DIMENSJONERENDE STATISK LUFTHASTIGHET	2
---	---	---

1 DIMENSJONERENDE STATISK LUFTHASTIGHET

Følgende konstruksjoner i tunneler er utsatt for vindkrefter:

- signallys
- skilt
- lysarmatur
- ledningsoppheng

Maksimalhastigheten som utstyr langs sporet er utsatt for oppstår fra 0,5 til 2 m fra tunnelvegg/tunnelheng.

Vindlaster er en variabel last. Dimensjonerende statisk vindlast på konstruksjoner beregnes etter NS 3479 "Prosjektering av bygningskonstruksjoner. Dimensjonerende laster".

Kraft på elementer beregnes etter følgende formel:

$$F = \mu \cdot q \cdot A(N)$$

μ formfaktor

skilt/signallys	$\mu = 1,15$
skiltstang	$\mu = 1,2$
ledningsoppheng	$\mu = 0,9$

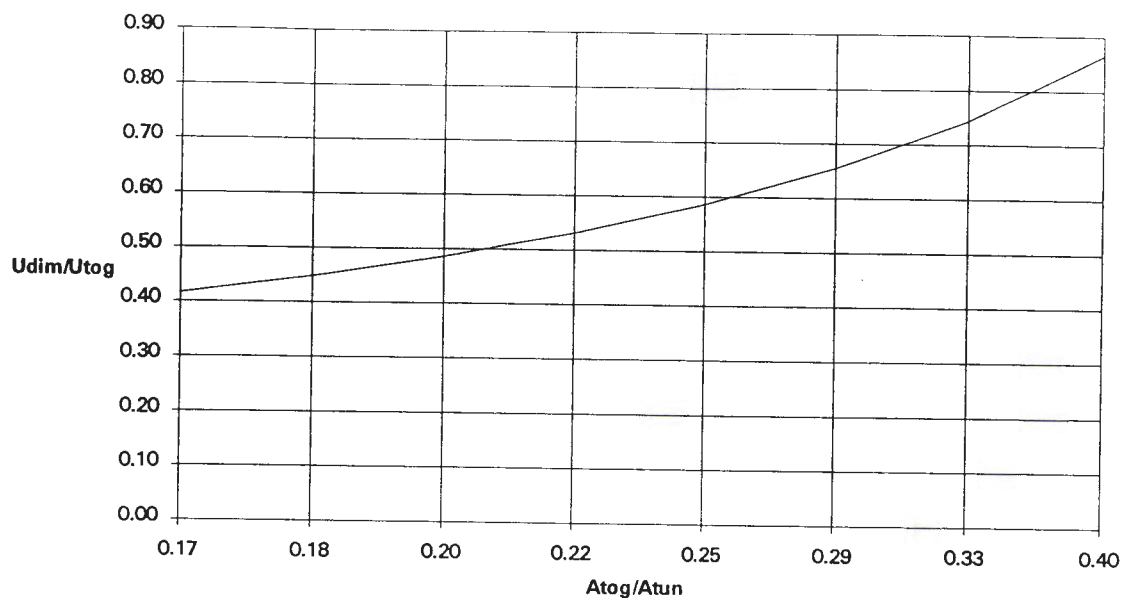
q hastighetstrykket $q = 0,5 \cdot \rho \cdot U_{dim}^2$

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

hastigheten U_{dim} finnes i figur V2.1 (enkeltsporet tunnel) og figur V2.2 (dobbeltsporet tunnel).

A arealet av konstruksjonen

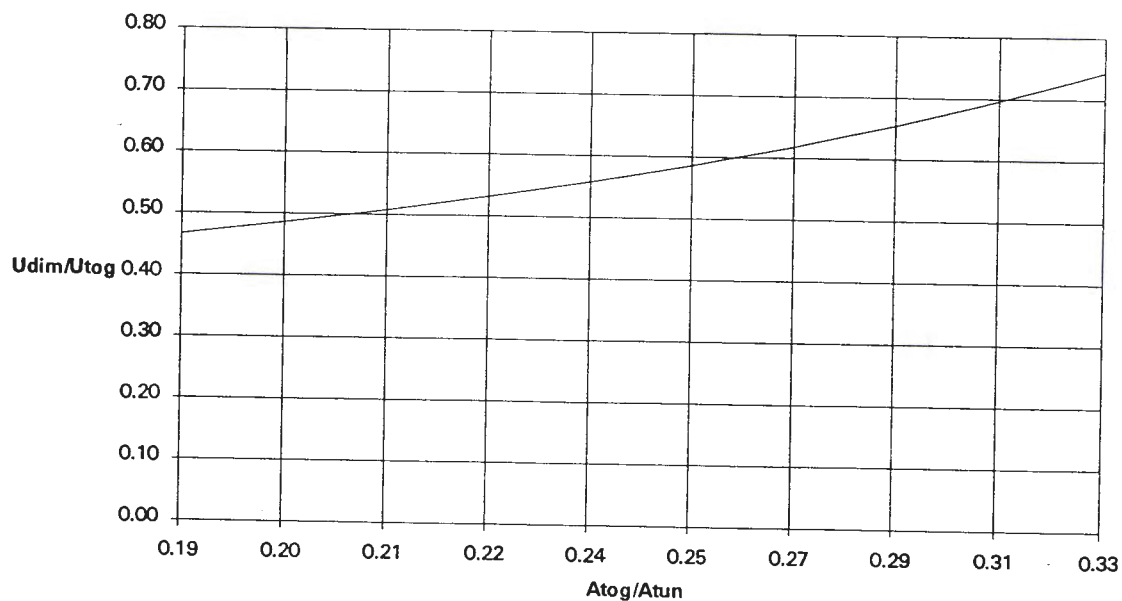
MAKSIMAL LUFTHASTIGHET I ENKELTSPORET TUNNEL



Figur V2.1

Maksimal lufthastighet i enkeltsporet tunnel

MAKSIMAL LUFTHASTIGHET I DOBBELTSPORET TUNNEL



Figur V2.2

Maksimal lufthastighet i dobbeltsporet tunnel

Diagrammene i figur V2.1 og figur V2.2 viser den maksimale lufthastighet rett etter togets front. Maksimal lufthastighet er beregnet etter følgende formel:

$$U_{dim}/U_{tog} = -1 + \sqrt{C_2 [(1/1 - \beta)^2 - 1] + 1} \quad 0,09 < \beta < 0,35$$

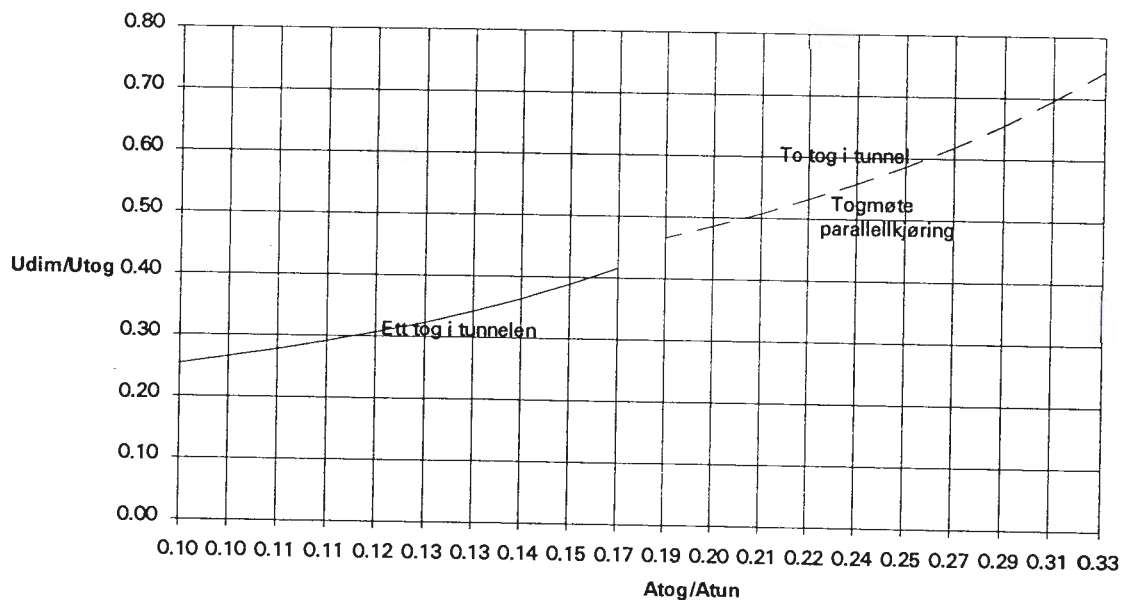
β arealforholdet A_{tog}/A_{tun}
 C_2 korreksjonsfaktor friksjonsfri strømning

Den maksimale lufthastigheten i figur V2.2 er estimert ut fra at to tog kan krysse hverandre eller kjøre parallelt i tunnelen. Dette blir dimensjonerende situasjon og arealforholdet (blokkeringsgraden) blir da:

$$\beta = (A_{tog1} + A_{tog2})/A_{tun}$$

Figur V2.3 viser variasjon i maksimal lufthastighet i dobbeltsporet tunnel ved henholdsvis ett tog og to tog i tunnel samtidig.

MAKSIMAL LUFTHASTIGHET I DOBBELTSPORET TUNNEL



Figur V2.3 *Maksimal lufthastighet ved ett tog og to tog i tunnel samtidig*

I JORDARTSKLASSIFISERING

1. INNLEDNING

J o r d kan bestå av enten mineralsk materiale, organisk materiale eller en blanding av disse. Innhold av finstoff og humus kan gjøre materialet plastisk (formbart). Stort sett faller skillet i plastisitet mellom friksjonsjord og kohesjonsjord. Kornstørrelse, plastisitet og organisk innhold er fundamentale faktorer for karakterisering av en jordart i geoteknisk henseende. Med j o r d a r t menes jord med en gitt mekanisk eller kjemisk sammensetning, fysiske egenskaper eller geologisk opprinnelse.

2. MINERALSKE JORDARTER

2.1. F r a k s j o n s i n n d e l i n g

Mineralske jordarter inndeles i fraksjoner ut fra kornstørrelse på følgende måte:

Fraksjon		Kornstørrelse mm
Grovinndeling	Fininndeling	
Blokk	-	> 600
Stein	-	600 - 60
Grus	Grov	60 - 20
	Middels	20 - 6
	Fin	6 - 2
Sand	Grov	2 - 0,6
	Middels	0,6 - 0,2
	Fin	0,2 - 0,06
Silt	Grov	0,06 - 0,02
	Middels	0,02 - 0,006
	Fin	0,006 - 0,002
Leir	-	< 0,002

2.2 Regler for benevning etter kornstørrelse

2.2.1. Etter leirinnhold

Beskrivelse av jordarter etter innholdet av leir.

- > 30% leirinnhold: Jordarten angis bare som leire
- 15-30% leirinnhold: Jordarten angis som leire med de øvrige fraksjoner i adjektivsform i den utstrekning det er av betydning for klassifisering av jordarten.
- 5-15% leirinnhold: Jordarten angis i adjektivsform som leirig.
- < 5% leirinnhold: Angis ikke, eventuelt beskrives materialet som leirfattig.

2.2.2 Etter innhold av silt

Når innholdet av leir er mindre enn 15% beskrives jordarten etter følgende:

- > 45% siltinnhold: Jordarten angis som silt med de øvrige fraksjoner i adjektivsform i den utstrekning det er av betydning for klassifisering av jordarten.
- 15-45% siltinnhold: Jordarten angis i adjektivsform som siltig.
- < 15% siltinnhold: Angis ikke.

Fraksjonene leir og silt angis i masseprosent av materiale mindre enn 20 mm.

Mengden av frasiattet materiale d.v.s. materiale større enn 20 mm bør angis (i masseprosent av totalt materiale).

2.2.3. Etter innhold av sand, grus og stein

Når innholdet av leir er mindre enn 15% beskrives jordarten etter følgende:

> 60% sand, grus eller Jordarten angis i substantiv-
steininnhold : form med de øvrige fraksjoner
i adjektivsform i den ut-
strekning det er av betydning
for klassifisering av jord-
arten.

20-60% sand, grus eller Jordarten angis i adjektivs-
steininnhold : form som sandig, grusig eller
steinig.

Fraksjonene sand og grus angis i masseprosent av materiale mindre enn 60 mm.

Mengden av frasiaktet materiale d.v.s. materiale større enn 60 mm bør angis (i masseprosent av totalt materiale).

2.2.4. Forøvrig

Når ingen fraksjoner kvalifiserer til substantiv brukes ordet materiale som substantiv med de enkelte fraksjoner benevnt i adjektivsform etter avtakende masseandel.

2.2.5. Morene

Morene er en usortert breavsetning som kan inneholde alle kornstørrelser fra leir til blokk.

Morenematerialene benevnes generelt som morene med de forskjellige fraksjoner i adjektivsform etter avtakende masseandel.

Eks.:

Sandig morene, grusig sandig morene.

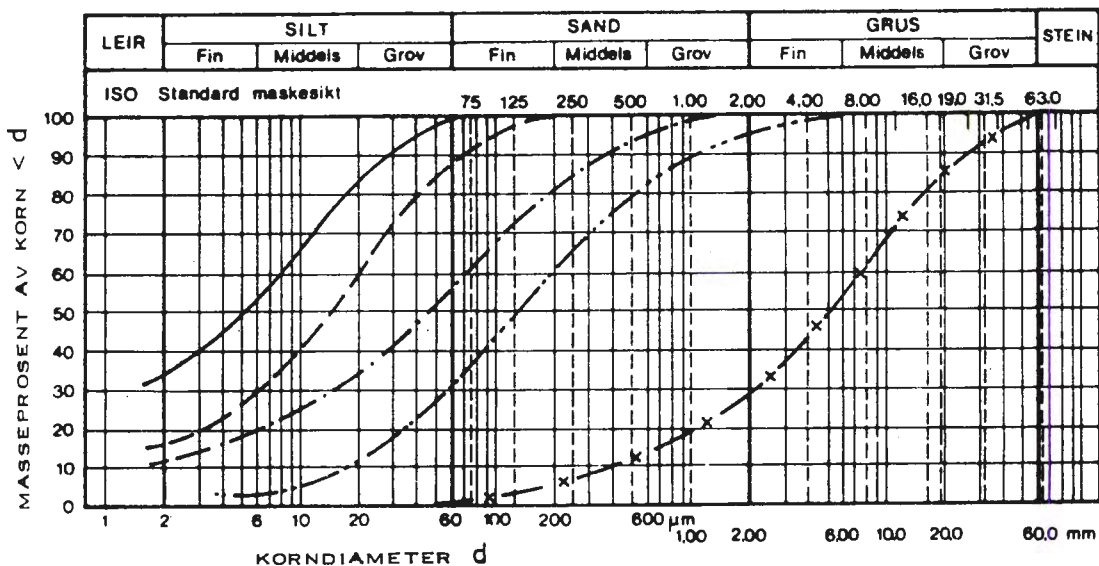
Morene som inneholder mer enn 5 masseprosent leir benevnes spesielt etter følgende:

> 15% leirinnhold: Jordarten beskrives som moreneleire med de øvrige fraksjoner i adjektivsform.

5-15% leirinnhold: Jordarten beskrives i adjektivsform som leirig morene med de øvrige fraksjoner i adjektivsform i den utstrekning disse er av betydning for karakterisering av morenen.

Eks.: Leirig siltig morene, leirig sandig morene.
Sandig moreneleire.

Materialfraksjonene angis i masseprosent av materiale mindre enn 60 mm. Mengden av frasiertet materiale dvs. materiale større enn 60 mm bør angis.



Profil nr.	Dybde	Lab. nr.	Kurve	Jordartsbetegnelse	C_u	Telegr.
			—	LEIRE	-	T4
			- - -	SILTIG LEIRE	9	T4
			- · - · -	LEIRIG SANDIG SILT	7	T4
			- · · · -	SILTIG SAND	9	T4
			- x -	SANDIG GRUS (5% > 60mm)	40	T1

2.3 Gradering

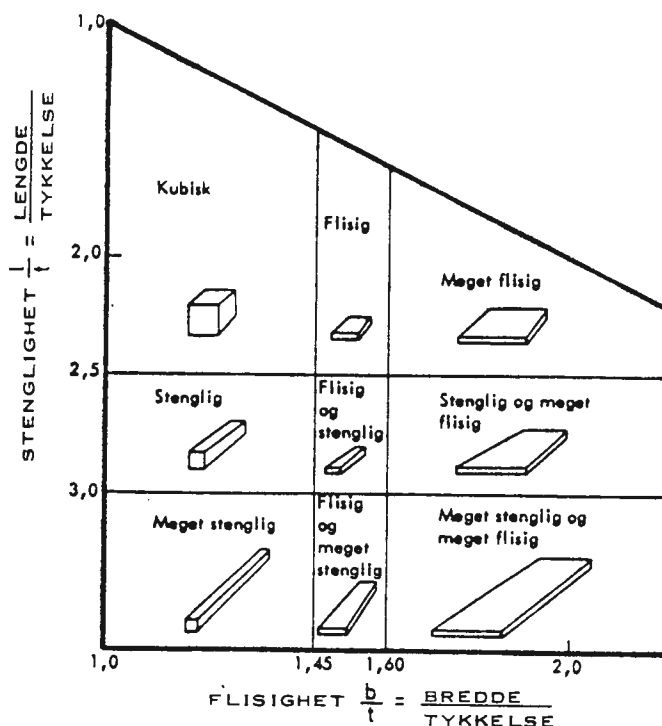
For karakterisering av korngraderingen skal graderingstallet $C_u = d_{60}/d_{10}$ normalt brukes. Hvis dette av praktiske grunner ikke lar seg gjøre kan koeffisienten d_{75}/d_{25} benyttes. Også maksimal kornstørrelse d_{max} og midlere kornstørrelse d_{50} kan angis.

$C_u = d_{60}/d_{10}$	Betegnelse
< 5	Ensgradert
5 - 15	Middels gradert
> 15	Velgradert

2.4 Kornform

Kornformen gis betegnelse etter forholdet mellom flisighet (bredde/tykkelse) og stenglighet (lengde/tykkelse). Tykkelsen settes lik den minste maskevidde i det stavsikt kornet kan passere og bredden lik den minste maskevidde i det maskesikt som kornet kan passere. Kornets lengde måles direkte. Kornformbetegnelsene fremgår av figuren nedenfor.

I tillegg til kornformbetegnelsen angis om kornene er kantet, kantavrundet, rundet eller godt rundet. For materialer som inngår i standard sorteringer angis om materialet er knust (K), naturlig (N) eller delvis knust (NK). Overflaten betegnes som glatt eller ru.



2.5 Lagringstetthet

Jordarters relative lagringstetthet kan uttrykkes som:

$$D_{rn} = \frac{n_{\text{maks}} - n}{n_{\text{maks}} - n_{\text{min}}}$$

$$\text{Porøsiteten } n = \frac{\text{Volum av porer}}{\text{Totalt volum}}$$

Alternativt kan relativ lagringstetthet uttrykkes som:

$$D_{re} = \frac{e_{maks} - e}{e_{maks} - e_{min}} \quad \text{Poretallet } e = \frac{\text{Volum av porer}}{\text{Volum av fast stoff}}$$

Omtrentlige angivelser av lagringstetthet er gitt i tabellen.

Lagringstetthet	Drn og Dre
Løs	< 0,3
Middels	0,3-0,8
Fast	> 0,8

2.6. P l a s t i s i t e t

De plastiske (formbare) jordarter kan også benevnes etter sin plastisitet.

Plastisiteten av leire uttrykkes ved plastisitetstallet I_p som er lik differansen mellom flytegrensen og plastisitetsgrensen (utrullingsgrensen).

Betegnelse av leire	Betegnelse av plastisitet	I_p
Lite plastisk	Lav	< 10
Middels plastisk	Middels høy	10-20
Meget plastisk	Høy	> 20

I internasjonal sammenheng vil inndelingen være en annen da norske leirer er relativt lite plastiske.

2.7. S e n s i t i v i t e t

Sensitivitet er forholdet mellom udrenert skjærstyrke av uforstyrret og omrørt materiale.

Betegnelse av leire	Betegnelse av sensitivitet	Sensitivitet S_t
Lite sensitiv	Lav	< 8
Middels sensitiv	Middels	8 - 30
Meget sensitiv	Høy	> 30

Med kvikkleire forstås en leire som i omrørt tilstand er flytende, d.v.s. omrørt skjærstyrke $< 0,5 \text{ kN/m}^2$.

2.8. H u m u s i n n h o l d

Målt innhold av humus i mineraljordartene bør angis i masseprosent av tørrstoff. Da måleresultatet avhenger sterkt av hvilken analysemetode som benyttes, skal metoden angis (gløding, lutekstraksjon, syretest).

3. ORGANISKE JORDARTER

3.1. H u m u s

Humus er en fellesbetegnelse på organisk materiale i jordarter.

3.2. T o r v

Torv er mer eller mindre omvandlede planterester.

Etter formuldningsgraden klassifiseres torv i henhold til von Post skala H1 - H 10 slik:

Fibertorv = planterester lett synlige, H1-H4

Mellomtorv = planterester svakt synlige, H5-H7

Svarttorv = planterester ikke synlige, H8-H10

3.3. G y t j e o g d y

Gytje og dy består av vannavsatte plante- og dyrerester. De kan virke fete og elastiske.

Gytje viser vanligvis organisk struktur og har en gråbrun eller grågrønn farge som blir lysere ved tørking. Grovgytje viser tydelig struktur, fingytje mindre tydelig.

Dy er en strukturløs masse rik på utfelte humuskolloider av brunsvart farge, som ikke blir lysere ved tørking.

Overgangsformer finnes.

3.4. M o l d, m a t j o r d

Mold er sterkt omdannet organisk materiale med løs struktur.

Matjord er det øvre moldholdige jordlag.

3.5. R e g l e r f o r b e n e v n i n g

Når innholdet av organisk materiale utgjør mer enn 30 prosent av tørrstoffet, benyttes den organiske jordarts navn alene. Når innholdet ligger mellom 30 og 6 prosent, benyttes den organiske jordarts navn i substantivform, mens det mineralske innhold angis i adjektivform. Ligger innholdet mellom 6 og 1 prosent, benyttes den mineralske jordarts navn i substantivform, mens det organiske innhold angis i adjektivform.

Eksempler på benevning: Leirig gytje, sandig torv, gytjeholdig leire, humusholdig sand.

4. GEOLOGISKE TILLEGGSOPPLYSNINGER

Nedenfor er angitt en del eksempler på tilleggsopplysninger som det kan være av interesse å ta med ved beskrivelsen av jordarter.

4.1. O p p r i n n e l s e

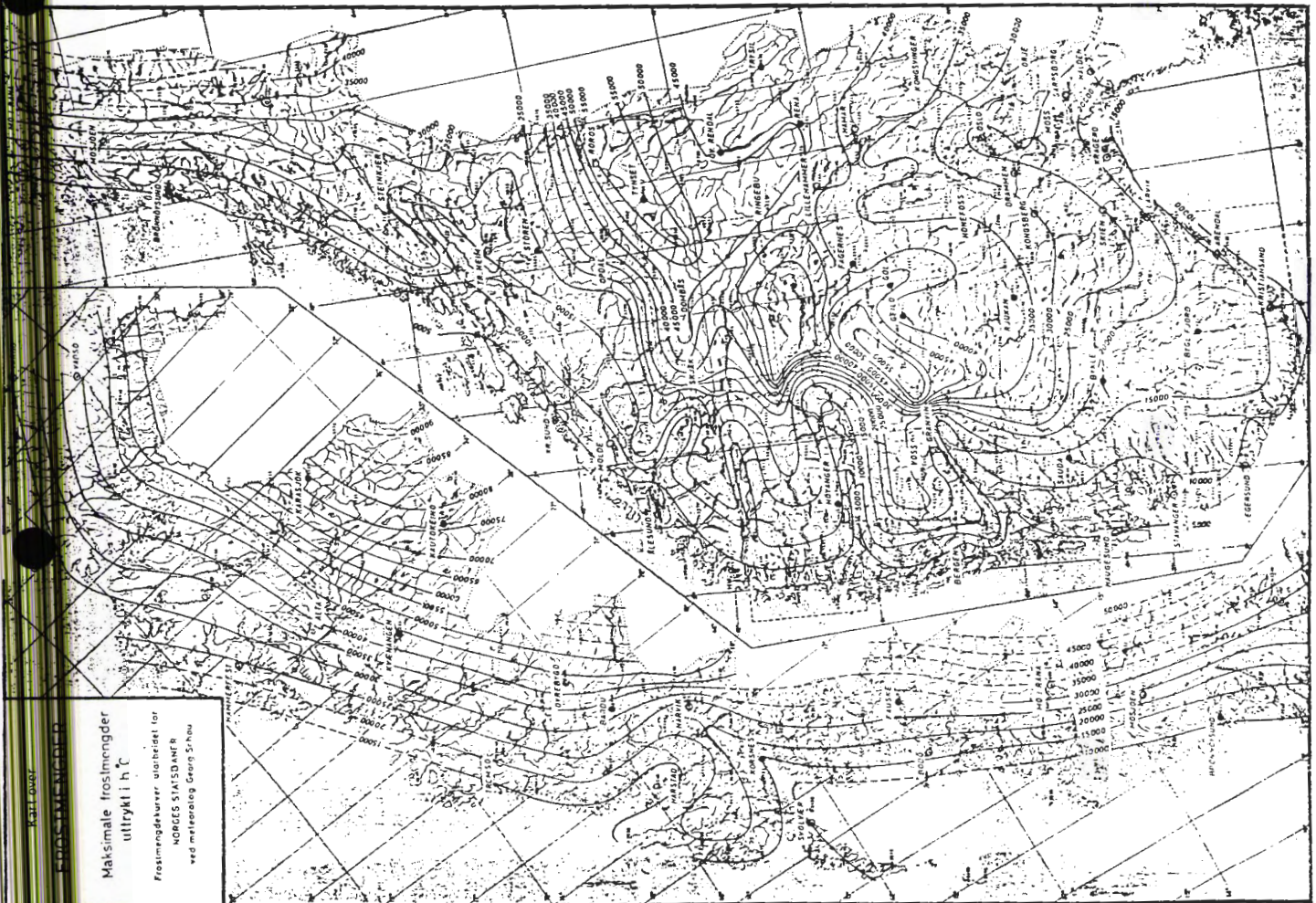
Morene, flyvesand, marin leire, elvesand, forvittringsgrus, skjellsand, fyllmasse.

4.2. I n n h o l d, s a m m e n s e t n i n g, u t s e e n d e

Kvartssand, fyllittgrus, blokk- og steininnhold, trerester, innhold av skjell, jernsulfid, saltinnhold, kalkinnhold, lagdeling og farge.

4.3. E n d r i n g e t t e r a t j o r d a r t e n e r a v s a t t

Overkonsolidert, forvitret, utvasket, oppsprukket, sementert, resedimentert, omdannet til tørrskorpe.

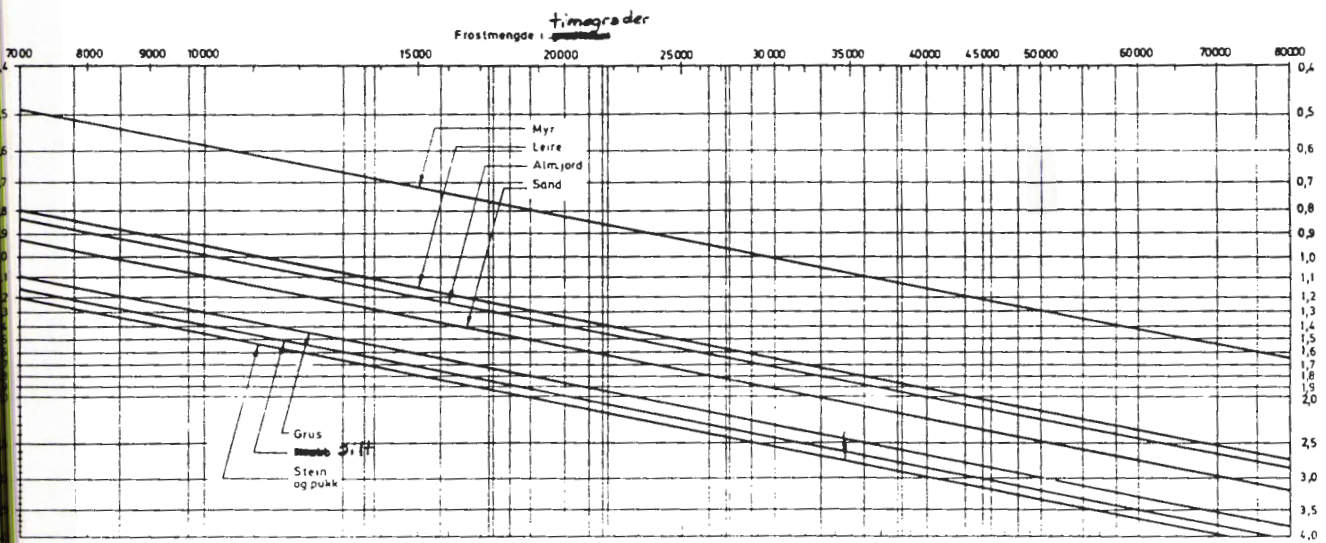


Kart med inntegnede kurver over målte maksimale frostmengder.

Maksimale frostmengder
uttrykt i h C
Frostmengdekurver utarbeidet for
NORGES STATSDANER
ved meteorolog Georg S. Røed

Kart over
NORGE

Teledyp (m)



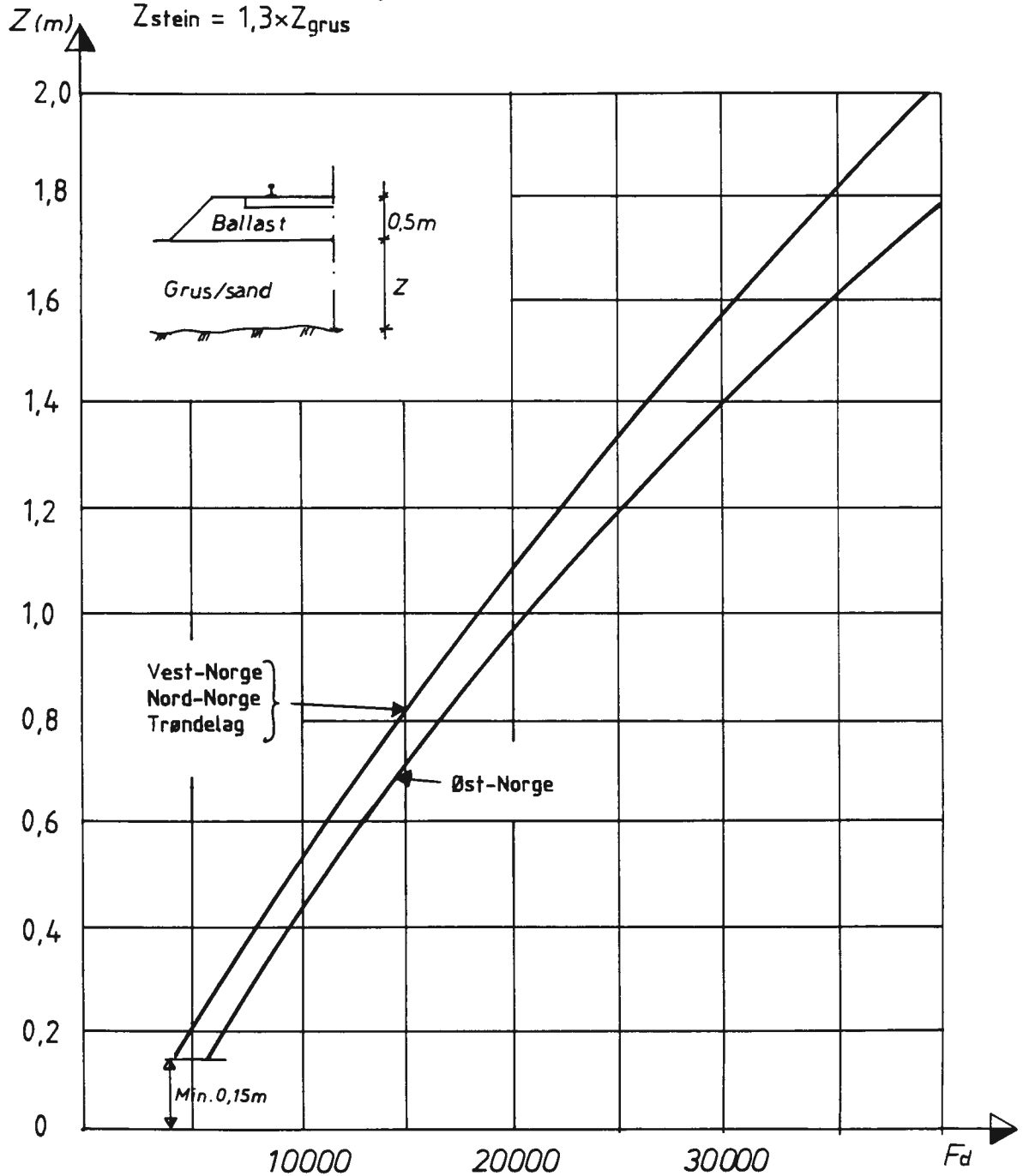
Januar	Februar	Mars	April	Mai	F _{max} = 20 000		
Desember	Januar	Februar	Mars	April	Mai	F _{max} = 30 000	
Nov	Desember	Januar	Februar	Mars	April	Mai	F _{max} = 40 000
November	Desember	Januar	Februar	Mars	April	Mai	F _{max} = 50 000
November	Desember	Januar	Februar	Mars	April	Mai	F _{max} = 60 000
November	Desember	Januar	Februar	Mars	April	Mai	F _{max} = 80 000

Datodiagram for prognose av teledyp.

TYKKELSE AV FROSTFUNDAMENT.

Frostfundament av grus eller stein.
 For stein korreksjonsfaktor 1,3

$$Z_{\text{stein}} = 1,3 \times Z_{\text{grus}}$$



F_d = Dimensjonerende frostmengde [h°C]

$F_d = F_{100}$ for baner med hastighet > 160 km/h

$F_d = F_{20}$, $0,85 \times F_{100}$ for baner med hastighet < 160 km/h

Tykkelse av gruslag under isolasjon.

Isolasjonslag med varmeledningstall 0,037 W/mK
 Tykkelse av grus eller sandlag Z i m.
 Dimensjonerende frostmengde F_d i h°C.

