

Jordnagling



Publikasjon nr. 99

Jan Vaslestad

Jordnagling

Omslagsdesign: *Svein Aarset, Oslo*
Forsidebilder: *Jan Vaslestad, Vegteknisk avdeling*
Illustrasjoner: *Gudbrand Framgården, Gro Linde, Petter Looy Nilsen, Arve Øian*
(alle ved Vegteknisk avdeling)
Redaksjon/
produksjonskoordinator: *Helge Holte, Vegteknisk avdeling*
Trykk: *Lobo Media AS, Oslo*
Opplag: 1000

Forord

Jordnagling er en metode som forsterker eksisterende grunn ved bruk av jordnagler (kamstål eller lignende) som installeres i grunnen.

Det som skiller jordnagling fra armert jord er at metoden innebærer en grunnforsterkning av eksisterende grunn og at bygging skjer ovenifra samtidig med utgraving.

Publikasjonen omhandler dimensjonering og utførelse. Det er vist 3 prosjekteksempler:

- permanent jordnaglingsmur på Vingrom (instrumentert)
- midlertidig sikring av tørrmur og skråning ved Kleivatunnelen
- midlertidig sikring av skråning ved Nordfjord folkemuseum.

Jordnagling er kostnadmessig en gunstig løsning når forholdene ligger til rette for bruk av metoden.

*Vegteknisk avdeling
Oslo, oktober 2002*

Innhold

1	Innledning	5
1.1	Beskrivelse av metoden.....	5
1.2	Historie og utvikling	7
1.3	Fordeler, ulemper og begrensninger ved jordnagling	9
2	Dimensjonering	13
2.1	Friksjon	13
2.2	Strekraft i jordnagler	15
2.3	Jordtrykk	16
2.4	Deformasjon.....	17
2.5	Dimensjoneringsmetoder	19
2.6	Forenklet dimensjonering, erfaringstall	21
3	Utførelse	25
3.1	Utgraving	25
3.2	Jordnagler.....	25
3.3	Kostnader	28
3.4	Bestandighet og levetid.....	28
4	Prosjekteksempler	29
4.1	Permanent jordnaglingsmur på Vingrom.....	29
4.2	Midlertidig sikring av skråning og tørrmur etter utrasing på Rv5 Fjærlandsveien ved Kleivatunnelen	41
4.3	Midlertidig sikring av skråning ved Nordfjord folkemuseum	47
5	Referanser	48

1 Innledning

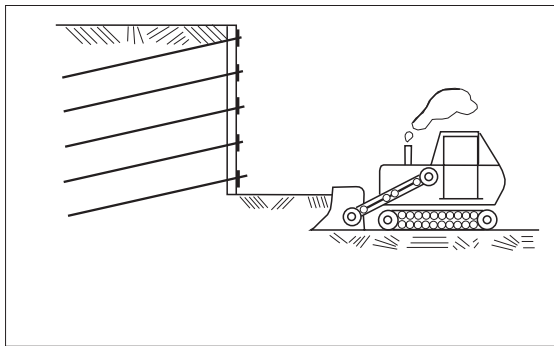
1.1 Beskrivelse av metoden

Jordnagling er en metode som forsterker eksisterende grunn ved bruk av nagler (kamstål e.l.) som installeres i grunnen.

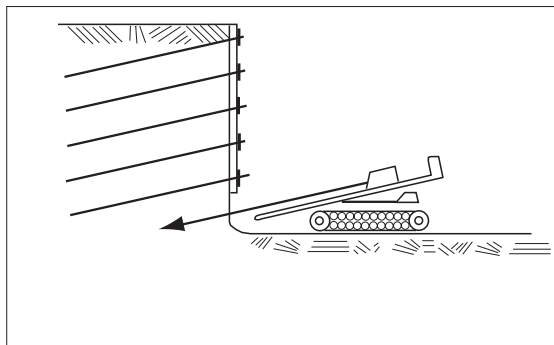
Jordnaglene virker som passive stag, det vil si at de er ikke forspent. Naglene påføres strekk etter hvert som det graves ut.

Metoden kjennetegnes ved at bygging starter ovenifra og utgraving og sikring foretas trinnvis.

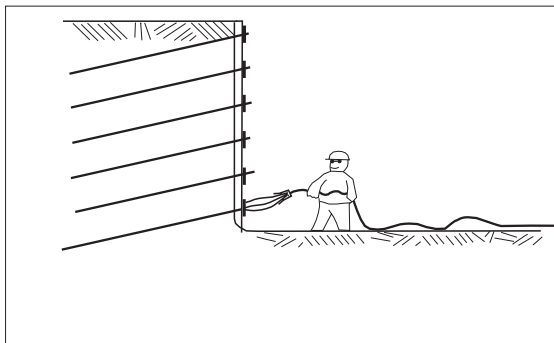
Fremgangsmåten er vist i figur 1.



Trinn 1: Utgraving



Trinn 2: Installasjon av jordnagler



Trinn 3: Sprøytebetong påføres

Figur 1: Fremgangsmåte ved jordnagling.

Trinn 1: Utgraving

Utgraving foretas i bunn på 1 til 2 m, vertikalt eller med bratt helning. Massene må stå stabilt i noen timer og dette forutsetter en viss kohesjon i massene, minimum 3 til 5 kPa er angitt som nedre grense. I permanente konstruksjoner i Norge i telefarlige masser må det brukes isolasjon. Drenering er også nødvendig.

Trinn 2: Installasjon av nagler

Installasjon av naglene skjer vanligvis ved forboring av hull med diameter mellom 90 og 120 mm. Som regel brukes ikke føringsrør.

Naglene består vanligvis av kamstål med diameter fra 20 til 32 mm og flytegrense fra 400 til 500 MPa. Avstandsholdere av plast for å sentrere jordnaglen i borrhullet monteres med senteravstand 1,5 til 2 m.

Naglene gis helning 10° - 20° nedover og injiseres med mørtel uten bruk av overtrykk.

Naglene kan også rammes inn, men det er mer sjelden brukt.

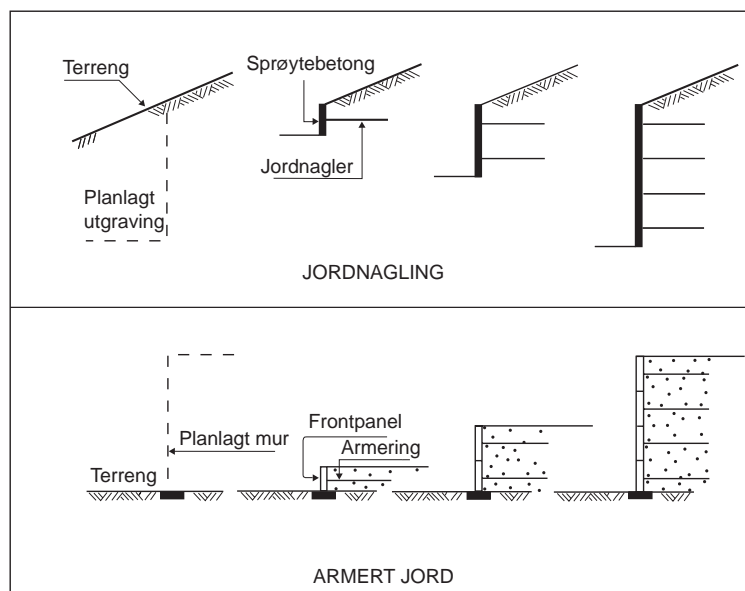
Vanlig senteravstand mellom naglene er 1,0 til 1,5 m.

Trinn 3: Sprøytebetong

Sprøytebetong utføres med bruk av armeringsnett eller fiberarmert sprøytebetong. For midlertidige konstruksjoner er tykkelsen på sprøytebetongen 8-10 cm. For permanente konstruksjoner 15-25 cm. For midlertidige konstruksjoner er geonett og erosjonsduk brukt i fronten istedenfor sprøytebetong.

Det som skiller jordnagling fra armert jord er at metoden innebærer en grunnforsterkning av eksisterende grunn og at bygging skjer ovenfra samtidig med utgraving.

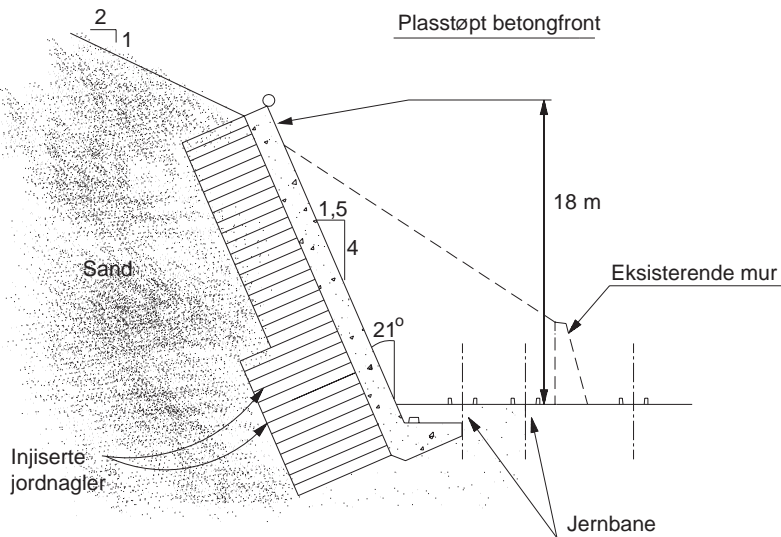
Ved bruk av armert jord starter bygging nedenfra; det bygges lagvis med tilførte masser.



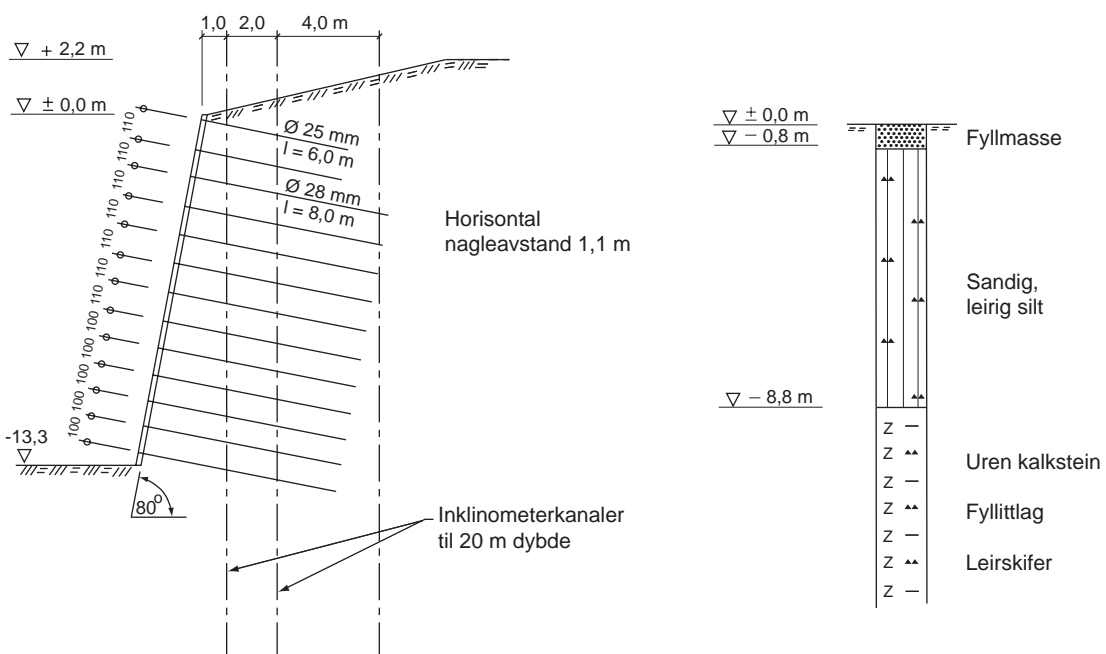
Figur 2: Jordnagling kontra armert jord.

1.2 Historie og utvikling

Jordnagling i støttekonstruksjoner ble for første gang brukt i Frankrike i 1972 i forbindelse med en 18 m høy skjæring for jernbanen.



Figur 3: Første jordnaglingsmur ble bygd i 1972 i Versailles i Frankrike, etter Clouterre (1991).



Figur 4: Instrumentert jordnaglingsmur i Stuttgart, Stocker (1990).

Utviklingen i Tyskland

I Tyskland ble det i perioden 1975 til 1981 utført et større forskningsprosjekt (Bodenvernagelung) som omfattet en rekke fullskalaforsøk, Gässler (1987) og Stocker (1990). Et av fullskalaforsøkene var en 13,3 m høy instrumentert mur hvor det er utført målinger over en periode på 10 år. Muren ble bygd i 1979, og er den første dokumenterte bruk av jordnagling i en permanent konstruksjon i Tyskland. Se figur 4.

I Tyskland har jordnagling også blitt brukt ved utbedring og stabilisering av eldre steinmurer, Schwing (1991).

Totalt blir det årlig bygd 25000-50000 m² i Tyskland. Permanente konstruksjoner varierer mellom 10 og 50 % av totalen.

Hovedkonklusjonen i dette prosjektet var følgende:

- jordnaglingskonstruksjoner oppfører seg som en gravitasjonsmur.
- nødvendig lengde av jordnagler for en vertikal vegg med horisontalt terreng er i størrelsesorden 0,5 til 0,8 ganger høyden av veggen.
- avstanden mellom naglene bør være maksimalt 1,5 m.
- jordtrykket mot fronten er jevnt fordelt og er i størrelsesorden 40 til 70 % av aktivt jordtrykk.

Utviklingen i Frankrike

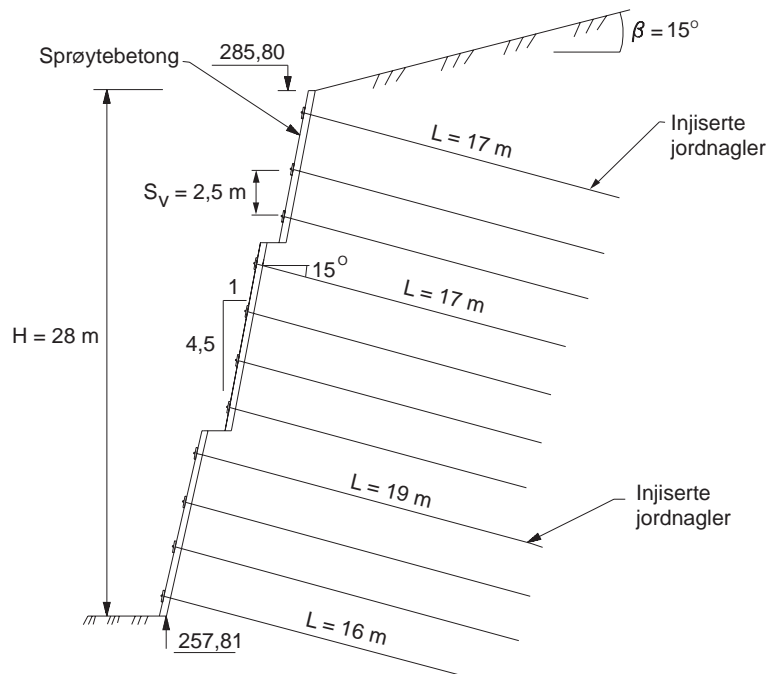
I Frankrike ble forskningsprogrammet Clouterre igangsatt i 1986. Det ble avsluttet i 1990 og omfattet blant annet 3 fullskalaforsøk som ble kjørt til brudd og 6 instrumenterte fullskalaforsøk (konstruksjoner i bruk).

Resultatet av Clouterre-prosjektet er sammenfattet i retningslinjene i Clouterre 1991. Disse retningslinjene ble oversatt til engelsk i 1993, FHWA (1993).

Siden 1972 har jordnagling blitt brukt mye både i Tyskland og Frankrike. De fleste konstruksjonene er midlertidige, men det blir stadig flere permanente konstruksjoner. Hovedårsaken til at jordnagling blir brukt fremfor andre konstruksjonstyper er først og fremst økonomi kombinert med kort byggetid, enkelt utstyr og fleksibilitet i utførelsen.

I Frankrike blir det nå bygd over 100000 m² årlig i offentlige byggeprosjekter. I tillegg kommer en rekke udokumenterte prosjekter for private byggherrer. Permanente murer varierer mellom 10 og 20 % av totalen.

Den høyeste vertikale jordnaglingsmuren i Frankrike er 21 m høy og er en kombinert konstruksjon med et forspent anker i toppen. Den høyeste jordnaglingsmuren med helning er 28 m høy og ble bygd i 1990 i en forskjæring til en tunnel for høyhastighets-toget TGV, se figur 5.



Figur 5: Jordnaglingsmur med 28 m høyde i forskjæring til en tunnel, etter Clouterre (1991).

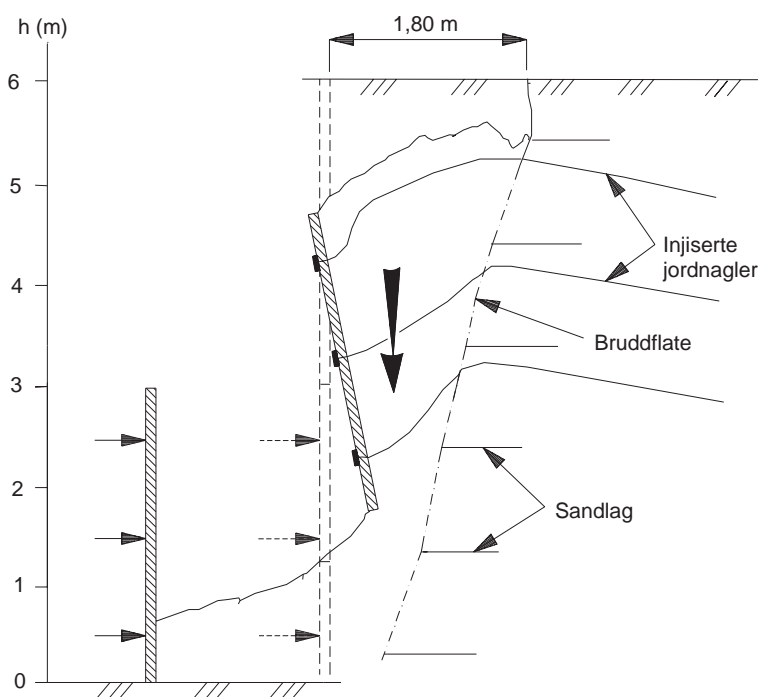
1.3 Fordeler, ulemper og begrensninger ved jordnagling

Bruk av jordnagling har følgende fordeler:

- **Økonomisk metode:** Metoden er konkurransedyktig sammenlignet med spunt, berlinervegg osv.
- **Rask byggetid:** Sikring utføres samtidig med utgraving.
- **Fleksibel metode:** Jordnagling krever bare en lett borrhogg og pumpeutstyr for sprøytebetong. Utførelse kan gjøres på trange og vanskelig tilgjengelige steder.
- **Miljøvennlig:** Sammenlignet med spunt er det små vibrasjoner og lite støy under utførelsen.
- **Aktiv design:** Kombinert med målinger er det lett å forandre f.eks. naglelengde eller avstand mellom nagler underveis ved f.eks. uforutsette grunnforhold. Prøvebelastning underveis kan også medføre større nagleavstand eller kortere nagler.
- **Små deformasjoner:** Målinger viser at horisontalforskyvninger ligger i området 0,1 til 0,4 % av høyden (fra 1 til 4 cm for en 10 m høy mur). Vertikal deformasjon ligger i samme størrelsesorden.

Jordnagling har følgende ulemper og begrensninger:

- **Grunnforhold:** Metoden har vært mest brukt i sand, grus og morene. Massene bør ha noe kohesjon (minimum 3-5 kPa), fordi metoden krever at massene skal stå i noen timer med en utgravingdybde opptil 2 m. Bruk av større utgravingsdybde på 3 m medførte kollaps av det andre fullskalaforsøket i Clouterre-prosjektet.



Figur 6: Kollaps av jordnaglingsmur ved utgravingsdybde 3 m, etter Clouterre (1991).

Gässler (1990) sammenfattat utgravingsdybden for forskjellige grunnforhold i tabell 1.

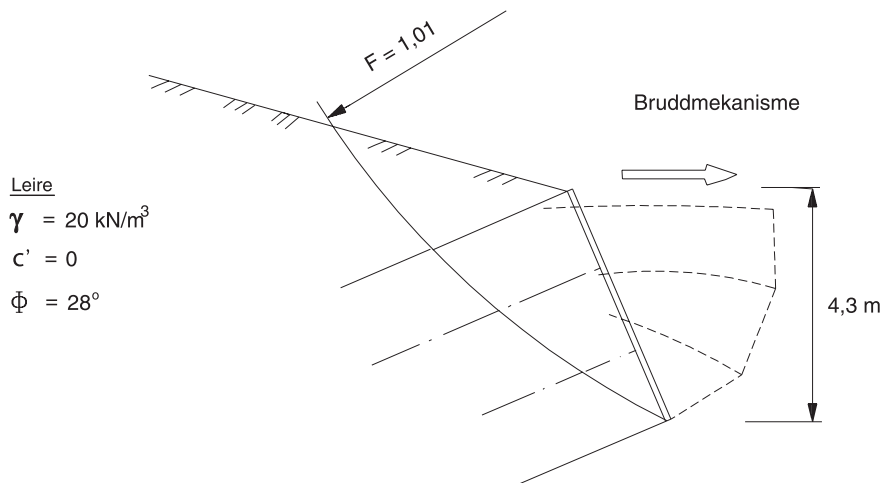
Tabell 1: Vertikale utgravingsdybder ved forskjellige grunnforhold.

Jordart	Vertikal utgravingsdybde
Sandig grus	0,5 - 1,5 m
Sand	1,2 - 1,5 m
Silt	1,2 - 2,0 m
Fast leire	1,5 - 2,5 m

Metoden har vært brukt i fast og overkonsolidert leire, hovedsakelig med udrenert skjærstyrke større enn 50 kPa. Leira må ikke ha en plastisitet høyere enn $I_p = 20$.

Metoden har også vært brukt i silt og siltige masser.

Metoden bør ikke brukes i bløt leire. Kryp og liten friksjon mellom nagle og leire er et problem. Dokumentert kollaps av en jordnaglingsmur i Frankrike skyldtes dårlig friksjon mellom nagle og leire, Clouterre (1991). Bruddmekanismen er vist i figur 7. Bruddet skjedde etter kraftig nedbør.

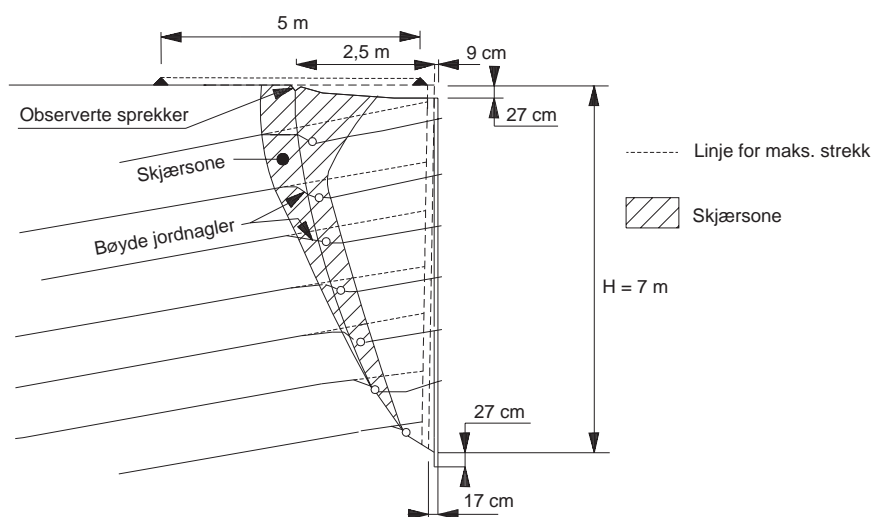


Figur 7: Brudd i jordnaglingsmur ved bruk av nagler i bløt leire, etter Clouterre (1991).

- **Grunnvannstand:** Metoden kan ikke brukes der hvor grunnvannstand står over bunn av ferdig konstruksjon. Hvis grunnvannstanden står for høyt, kan den senkes ved bruk av dreneringstiltak.

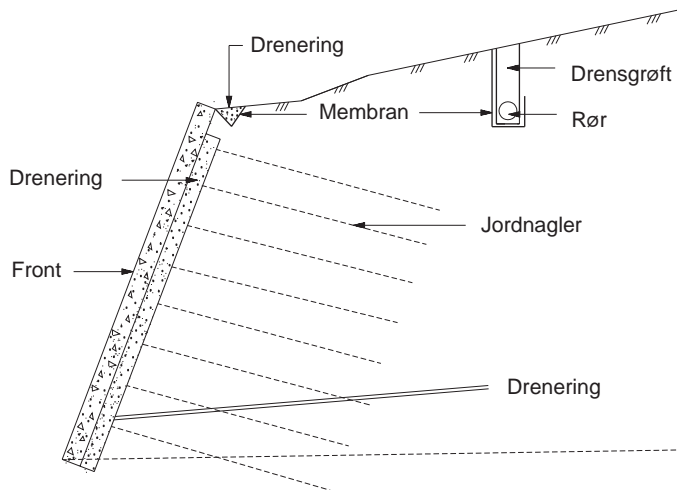
Overflatevann og eventuelt annet vann i grunnen må ledes vekk.

I det første fullskalaforsøket i Clouterre-prosjektet ble konstruksjonen ført til brudd ved å infiltrere vann i grunnen fra toppen av muren. Konstruksjonen var dimensjonert med sikkerhet 1,1. Bruddet skjedde som vist i figur. 8.



Figur 8: Fullskalaforsøk ført til brudd ved infiltrasjon av vann fra toppen, etter Clouterre (1991).

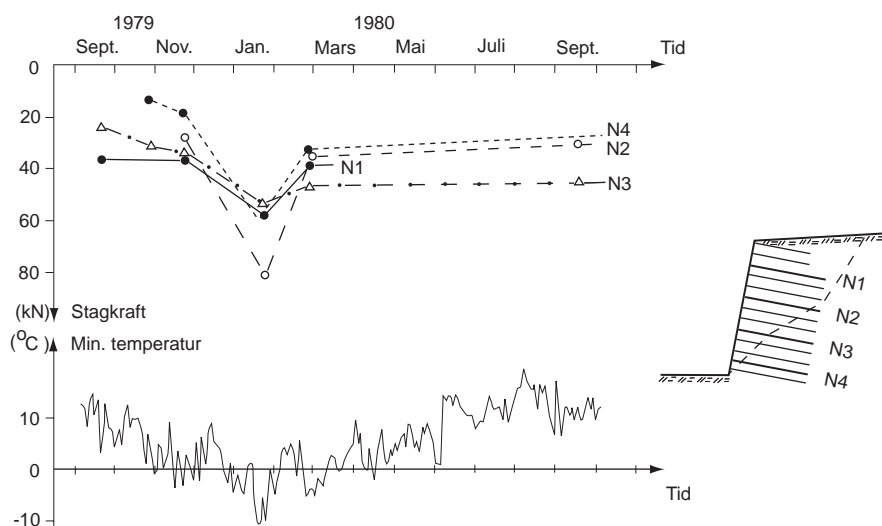
- **Drenering:** Drenering i fronten må utføres på alle permanente konstruksjoner. Drenering plasseres bak sprøytebetongen. Dreneringen kan være kontinuerlig i form av dreneringsmatter eller vertikale drenerings-striper med bredde 0,3 til 0,5 m som plasseres med avstand 1,5 til 2 m (mest brukt). Dette kombineres med hull nederst i sprøytebetongen slik at vannet kan føres til et drensssystem. Drenering som installeres i forborede hull, kan også være aktuelt i spesielle tilfeller.



Figur 9: Dreneringssystem, etter Murray (1993).

- **Frost:** For permanente konstruksjoner i telefarlige masser må det brukes isolasjon. I midlertidige konstruksjoner som skal stå over vinteren, må også isolasjon brukes.

I fullskalaforsøk i Tyskland har det blitt målt stor økning i naglekraft om vinteren.



Figur 10: Økning i kraft pga. frost, etter Stocker (1990).

Isolasjonsplater installeres enklest før sprøytebetong påføres. Kombinerte isolasjon- og dreneringsplater kan også brukes.

2 Dimensjonering

2.1 Friksjon

Det er to fundamentale mekanismer i samvirket med jorda ved bruk av jordnagling:

- Friksjon. Skjærspenning som mobiliseres mellom jordnaglen og jorda slik at det oppstår strekk i jordnaglen.
- Passivt jordtrykk langs jorda rundt jordnaglen. Det passive jordtrykket medfører mobilisering av bøyningmoment og skjærkrefter i jordnaglen.

Fullskalaforsøk har vist at effekten av bøyning og skjær er meget liten i forhold til strekk, Jewell (1990) og Gässler (1987). Ved å se bort fra bøyning og skjær forenkles dimensjoneringsmetodene betraktelig. Det er kun den franske dimensjoneringsmetoden som tar hensyn til bøyning og skjær.

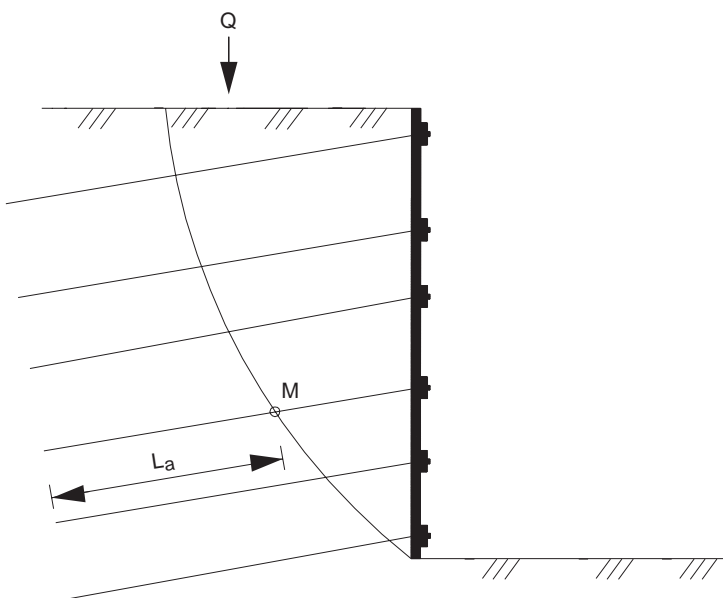
Uttrekkskraften (maksimal strekkraft) avhenger av friksjonen og kan bestemmes av uttrykket:

$$T = \tau \pi D L_a \text{ [kN]}$$

der τ = friksjon [kPa]

D = diameter (ved injiserte nagler brukes borhulldiameter og ved rammede nagler brukes naglediameteren)

L_a = effektiv lengde bak skjærflate (se figur 11).



Figur 11: Effektiv lengde av jordnagle.

Friksjonen bestemmes av uttrykket:

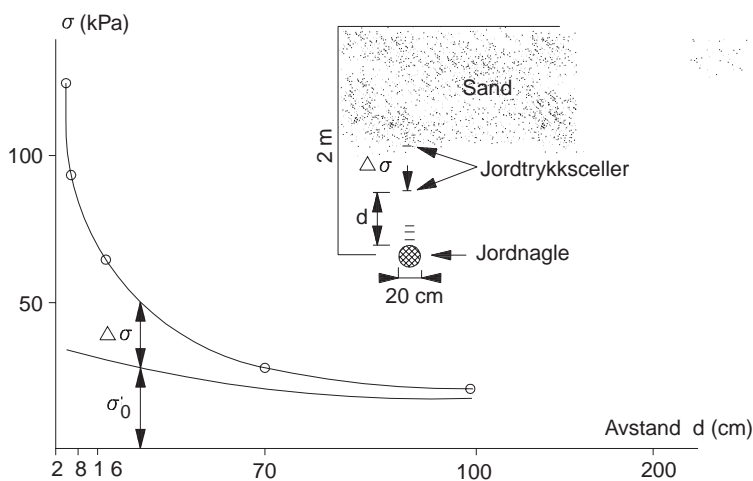
$$\tau = \mu \sigma_0 \text{ [kPa]}$$

der μ = friksjonskoeffisient

σ_0 = initiell normalspenning [kPa].

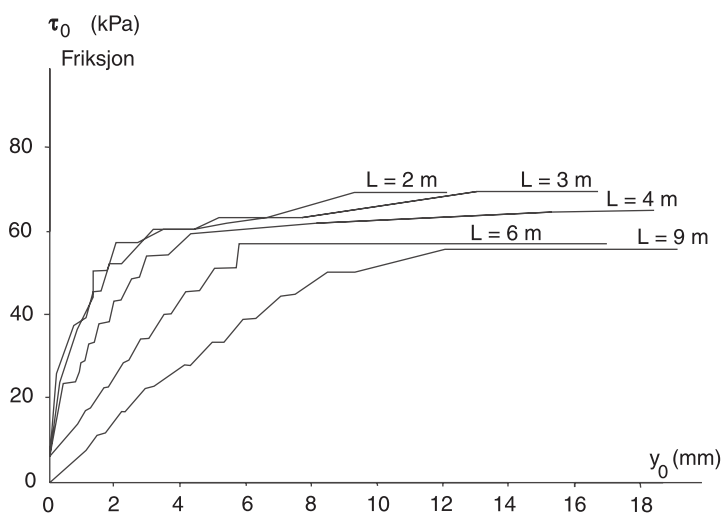
Ved uttrekk av jordnagler vil jorda rundt ekspandere, og det medfører en tilleggsspenning $\Delta\sigma$ på grunn av dilatans.

Jordtrykkmålinger rundt en jordnagle har vist at tilleggsspenningen $\Delta\sigma$ kan øke opptil 4 ganger initialspenningen.



Figur 12: Økning i normalspenning på grunn av dilatans rundt en jordnagle i strekk, etter Clouterre (1991).

Den samme effekten er også målt ved bruk av armert jord. Mobilisering av friksjonen krever små deformasjoner i størrelsesorden noen millimeter, se figur 13.

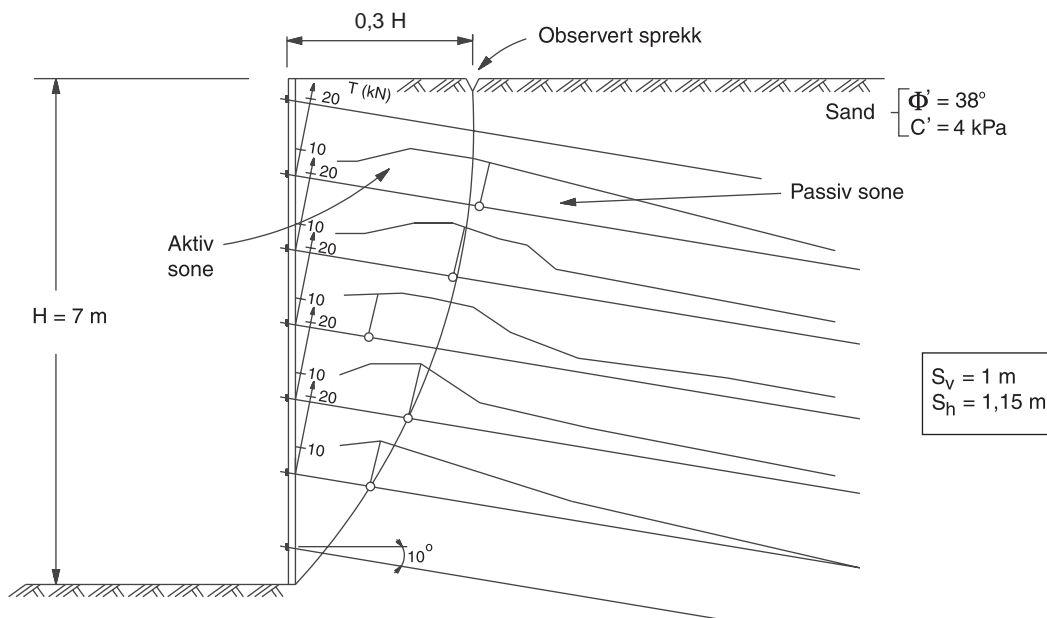


Figur 13: Uttreksforsøk på jordnagler med forskjellig lengde. Friksjon mot deformasjon, etter Clouterre (1991).

2.2 Strekk i jordnagler

Fullskalaforsøk har vist at fordelingen av strekk langs jordnaglene ligner på det som er observert i armert jord konstruksjoner.

Linjen som trekkes gjennom punktene for maksimal strekk i naglene, kan betraktes som en mulig bruddlinje. Linjen deler jorda i en aktiv og passiv sone, se figur 14.



Figur 14: Linje for maksimal strekk i jordnagler, aktiv og passiv sone, etter Clouterre (1991).

Forholdet mellom strekkraft i fronten på konstruksjonen og maksimal strekkkraft i jordnagle betegnes T_o/T_{maks} .

Basert på fullskalaforsøk er følgende empiriske sammenheng gitt i Clouterre (1991):

$$T_o/T_{maks} = 0,5 + \frac{S - 0,5}{5} \quad \text{når } 1 \leq S \leq 3\text{ m}$$

$$T_o/T_{maks} = 0,6 \quad \text{når } S \leq 1\text{ m}$$

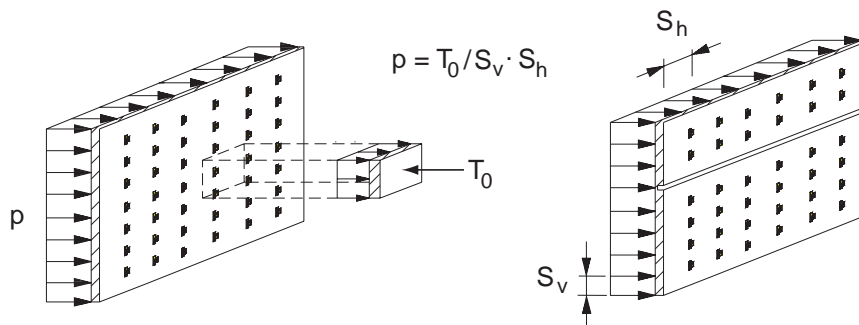
$$T_o/T_{maks} = 1,0 \quad \text{når } S \geq 3\text{ m}$$

hvor S er største verdi av S_H eller S_v

der S_H = horisontal avstand mellom naglene

S_v = vertikal avstand mellom naglene.

Formelen forutsetter at $S_v \leq S_H$.



Figur 15: Strekkraft i fronten av jordnaglingskonstruksjonen, etter Clouterre (1991).

2.3 Jordtrykk

Ut fra maksimal målt strekkraft T_{maks} i jordnaglingskonstruksjoner er det mulig å finne jordtrykksforholdet K ved hjelp av følgende uttrykk:

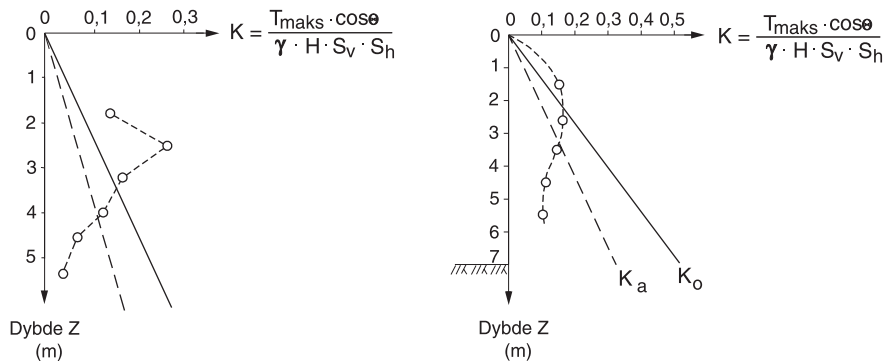
$$K = \frac{T_{\text{maks}} \cos \Theta}{\gamma z S_v S_h}$$

der γ = tyngdetetthet [kN/m^3]

z = dybde [m]

Θ = helning på jordnagler med horisontalplanet.

Fullskalaforsøk har vist at dette forholdet er større enn jordtrykket tilsvarende hvile-trykk (K_0) i toppen av konstruksjonen og lavere enn aktivt jordtrykk (K_A) i nedre del av konstruksjonen, se figur 16.



Figur 16: Jordtrykksfordeling i jordnaglingsmurer, etter Clouterre (1991).

Dette kan forklares ved at jordnaglene reduserer deformasjonene i fronten, og at det oppstår en hvelvvirkning mellom toppen av veggen og bunnen som blir holdt igjen.

Reduksjonen i jordtrykket med dybden er mer markert i jordnagling enn for armert jord.

2.4 Deformasjon

For å mobilisere friksjon langs jordnaglene kreves det noe deformasjon. I forbindelse med Clouterre-prosjektet ble det målt deformasjoner på en rekke prosjekter. Deformasjonene er relativt små, 0,1-0,4 % av høyden.

Deformasjonene avhenger av en rekke faktorer:

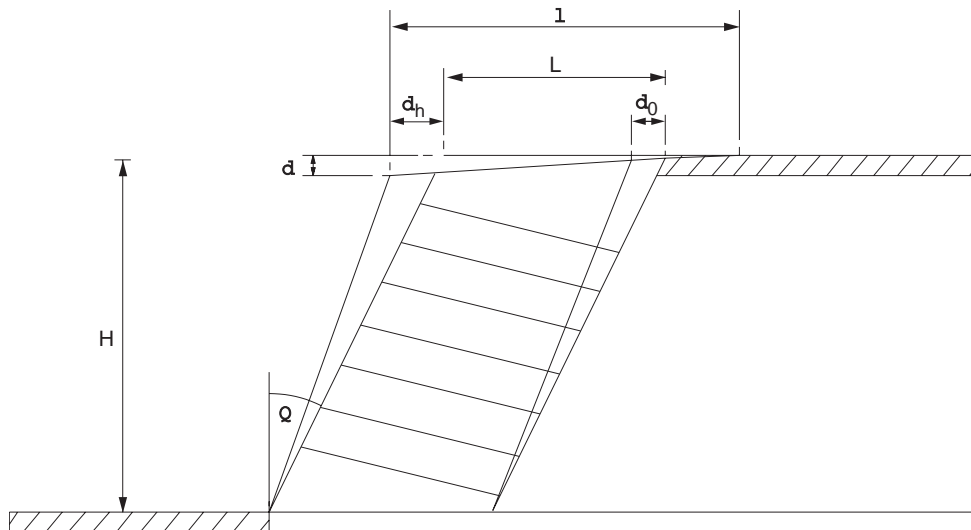
- høyde på utgravingstrinn
- L/H-forholdet; L = lengde jordnagler, H = høyde utgraving
- helning på jordnaglene
- sikkerhetsnivå
- stivhet av nagler
- bæreevne av stedlige masser.

På bakgrunn av erfaringene i Clouterre er typiske deformasjoner angitt i tabell 2.

Se figur 17 for definisjoner.

Tabell 2: Typiske deformasjoner i jordnaglingskonstruksjoner.

	Morene/grus	Sand	Leire
$\delta_v = \delta_h$	$H/1000$	$2H/1000$	$4H/1000$
k	0,8	1,25	1,5



Figur 17: Forenklede deformasjoner.

Følgende uttrykk kan brukes for å anslå over hvilken avstand λ deformasjonene opptrer:

$$\lambda = k \cdot H (1 - \tan \eta)$$

der k = konstant, angitt i tabell 2

η = helning på fronten.

Deformasjonen i bakre del av jordnaglingskonstruksjon (se figur 17) er angitt til:

$$\delta_o = 4H/10000 - 5H/10000$$

Denne metoden for å anslå deformasjoner er også brukt i engelske anbefalinger, Murray (1993).

Deformasjonene gitt i tabell 2 gjelder for horisontalt terreng bak fronten.

For skrånende terreng med helning β bak fronten foreslås følgende uttrykk for horisontal deformasjon:

$$\delta_{H_{\text{skrå}}} = \delta_H (1 + \sin\beta)$$

der δ_H = verdi fra tabell 2.

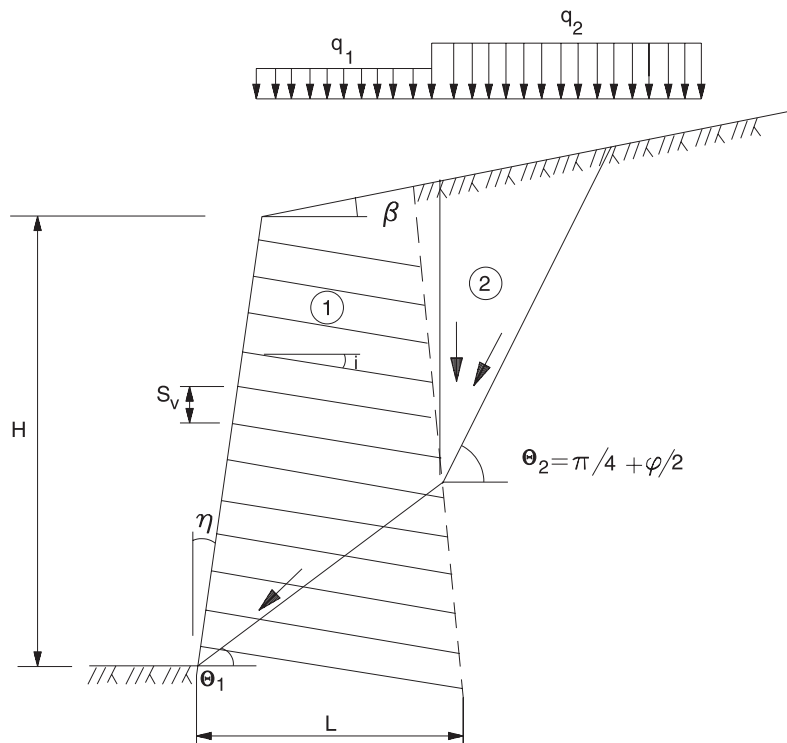
2.5 Dimensjoneringsmetoder

Det finnes en rekke forskjellige dimensjoneringsmetoder for jordnagling.

Noen av metodene omtales kort. For en fullstendig dimensjonering vises det til litteraturen.

Den tyske metoden

Denne metoden er oppsummert av Gässler (1987). Metoden er basert på en bilineær bruddflate, som vist i figur 18.

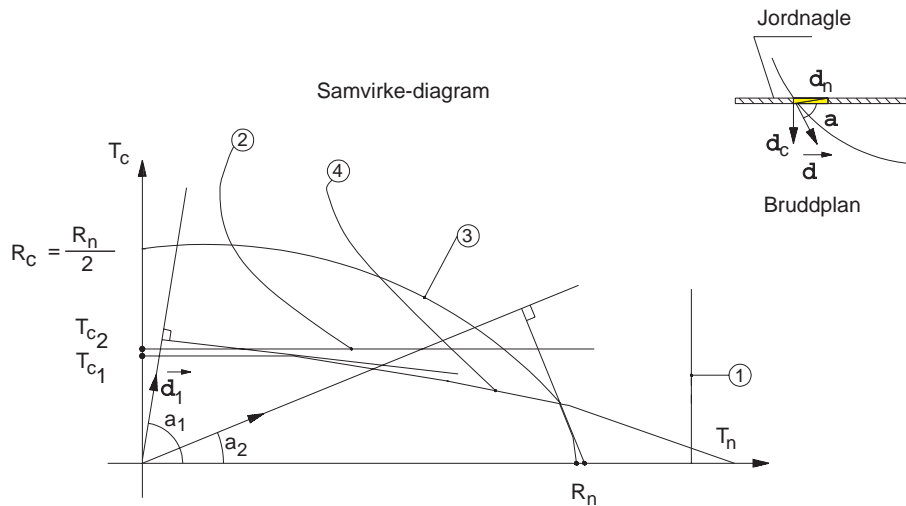


Figur 18: Bilineær bruddflate i den tyske metoden, etter Gässler (1987).

Metoden tar kun hensyn til strekk i jordnaglene. Bøyning og skjær blir ikke tatt hensyn til. Det gjør at metoden er relativt enkel å bruke.

Den franske metoden

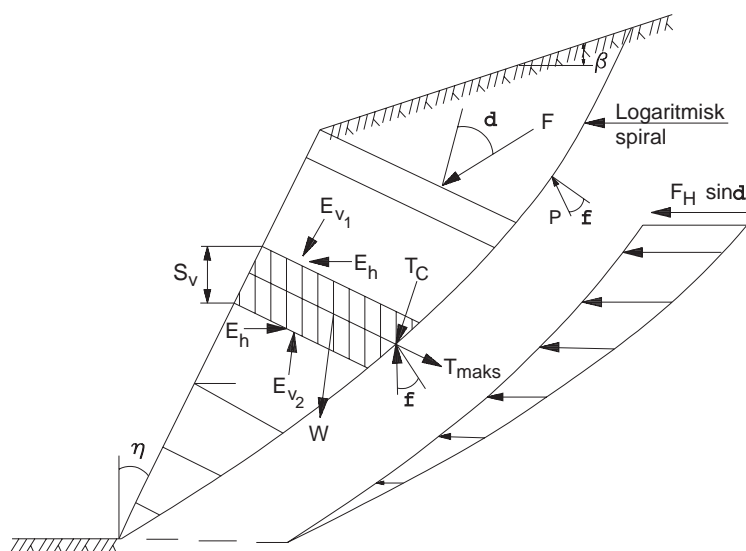
Denne metoden er oppsummert i Clouterre (1991). Metoden tar hensyn til både strekk, bøyning og skjær (multicriteria method), se figur 19.



Figur 19: Kombinasjon av brudmekanismer i den franske metoden, Clouterre (1991).

Juran-metoden

Denne metoden brukes i USA og er oppsummert i FHWA (1991). Metoden er utviklet av Juran (1990). Metoden bygger på logaritmisk spiral som potensiell bruddflate.



Figur 20: Juran-metoden med logaritmisk bruddflate, etter FHWA (1991).

2.6 Forenklet dimensjonering, erfaringstall

En foreløpig forenklet dimensjonering er nyttig på planleggingsstadiet både for å sammenligne med andre konstruksjonstyper og foreta et kostnadsoverslag.

Basert på innsamling av data fra en rekke jordnaglingsprosjekter, er det utviklet et system med fire dimensjonsløse parametre, Bruce og Jewell (1987):

$$1) \text{ lengdeforhold} = \frac{\text{naglelengde}}{\text{utgravingshøyde}} = \frac{L}{H}$$

$$2) \text{ friksjonsforhold} = \frac{\text{hulldiameter} \cdot \text{naglelengde}}{\text{nagleavstand}} = \frac{D \cdot L}{S_v \cdot S_H}$$

$$3) \text{ styrkeforhold} = \frac{(\text{naglediameter})^2}{\text{nagleavstand}} = \frac{D^2}{S_v \cdot S_H}$$

$$4) \text{ deformasjonsforhold} = \frac{\text{horisontaldeformasjon}}{\text{utgravingshøyde}} = \frac{\delta_H}{H}$$

Tabell 3 viser erfaringstall.

Tabell 3: Erfaringstall for jordnagler etter Bruce og Jewell (1987).

Parameter	Forboret og injisert (grus og sand)	Forboret og injisert (morene og fast leire)	Rammet
Lengdeforhold	0,5 - 0,8	0,5 - 1,0	0,5 - 0,6
Friksjonsforhold	0,3 - 0,6	0,15 - 0,20	0,6 - 1,1
Styrkeforhold	$0,4 \cdot 10^{-3} - 0,8 \cdot 10^{-3}$	$0,1 \cdot 10^{-3} - 0,25 \cdot 10^{-3}$	$1,3 \cdot 10^{-3} - 1,9 \cdot 10^{-3}$
Deformasjonsforhold	0,001 - 0,003	0,001 - 0,003	Ingen data

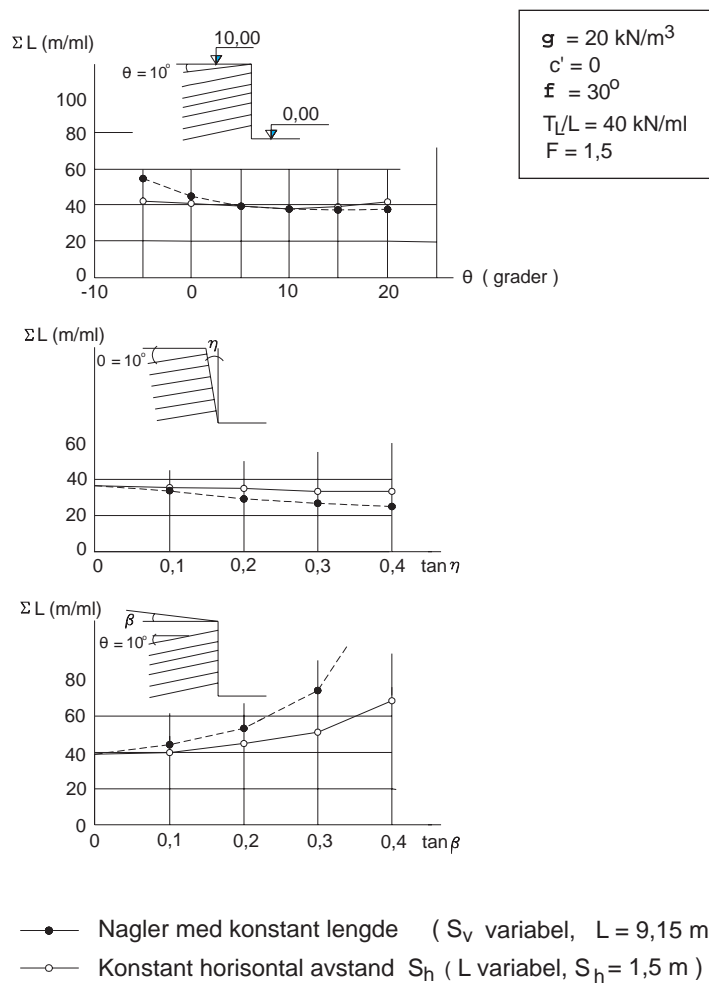
Ved bruk av forborede og injiserte nagler er det vanlig med en naglelengde mellom 0,5 H og 0,8 H og mellom 0,5 H og 0,6 H for rammede nagler. Det gjelder for horisontalt terreng bak toppen av fronten.

Ved skrånende terreng bak toppen av konstruksjonen må lengden av naglene økes, opptil 1,2 H, se også figur 21.

De viktigste geometriske parametrene for stabilitet av jordnaglingskonstruksjoner er følgende:

- naglelengde L
- naglenes installasjonsvinkel θ
- helning på fronten η
- helning på terrenget bak fronten β .

I figur 21 er vist resultatet av en variasjon av disse parametrenes innflytelse på naglelengden (ΣL) per meter lengde av vegg.



Figur 21: Innflytelse av parametrene θ , η og β på naglelengden, fra Clouterre.

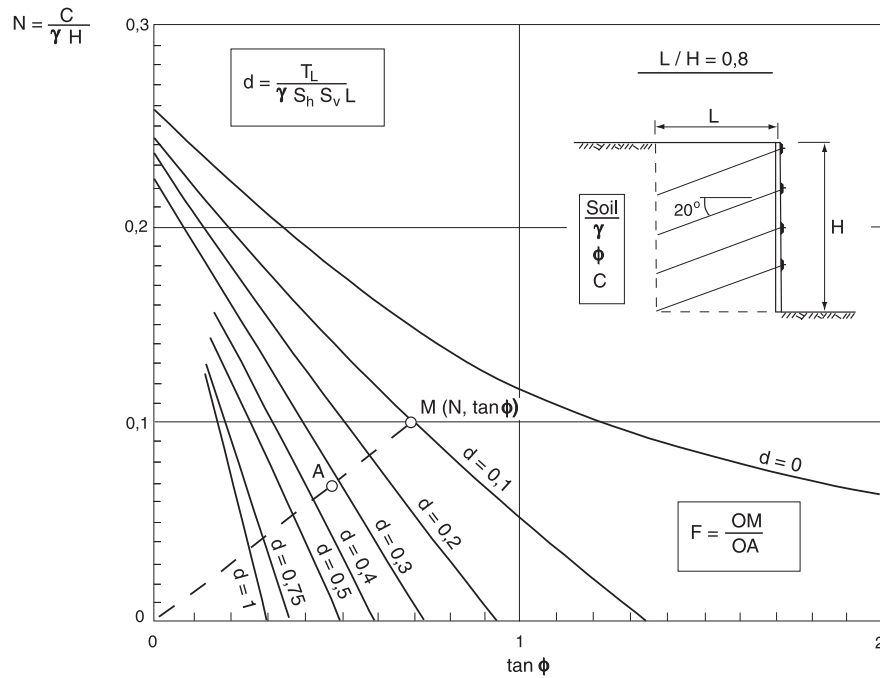
Resultatet er som følger:

- Naglenes installasjonsvinkel θ har liten påvirkning. Vanlig installasjonsvinkel er mellom 5° og 20° .
- Helning η på veggen virker inn på naglelengden. Slakere helning gir kortere nagler.
- Helningsvinkel β på terrenget bak fronten har størst innvirkning. En helningsvinkel $\beta = 22^\circ$ gir en økning i naglelengde på over 50 %.

En forenklet overslagsmetode for foreløpig dimensjonering er gitt i Clouterre (1991).

Metoden er basert på en lamellemetode med sirkulære glideflater. Bøyning av jordnaglene er ikke tatt med.

Nødvendig strekkraft i jordnaglene er basert på at strekkraften i naglene alltid er større enn uttrekkskapasiteten for jordnaglene. Metoden er basert på homogene grunnforhold, og lik avstand mellom naglene, se figur 22.



Figur 22: Dimensjoneringsdiagram, etter Clouterre (1991).

Resultatene er gitt i diagrammet. Inngangsparametere er følgende:

$$N = \frac{c}{\gamma H} \quad \text{og} \quad \tan \phi$$

der c = kohesjon [kPa]

γ = tyngdetetthet [kN/m^3]

H = høyde på muren [m]

ϕ = friksjonsvinkel i stedlige masser.

Dimensjonerende uttrekkskraft T_L for jordnaglene kan finnes fra den dimensjonsløse parameteren d som tas ut fra figur 22 for et bestemt L/H -forhold:

$$d = \frac{T_L}{\gamma \cdot S_H \cdot S_V \cdot L}$$

Eksempel

Det skal utføres en foreløpig dimensjonering for en jordnaglingsmur med høyde $H = 10$ m og $L/H = 0,8$; dvs. naglelengden $L = 8$ m.

Jordartsparmetre:

$$\gamma = 20 \text{ kN}/\text{m}^3$$

$$\phi = 35^\circ \quad (\tan \phi = 0,70)$$

$$c = 20 \text{ kPa} \quad (a = c/\tan \phi = 20/0,70 = 29 \text{ kPa}).$$

Innsatt fås:

$$N = \frac{c}{\gamma H} = \frac{20}{20 \cdot 10} = 0,10$$

Med $\tan \varphi = 0,70$ fås følgende avlesning fra figur 22:

$$d = 0,1 \quad (\text{punkt M})$$

Med en sikkerhetsfaktor $F = 1,5$ fås:

$$d = 0,33 \quad (\text{punkt A})$$

$$(\text{sikkerhetsfaktor } F = \frac{OM}{OA}, \quad \text{avstanden } OA = \frac{OM}{F} = \frac{OM}{1,5})$$

Med en avstand mellom jordnaglene på $S_H = S_V = 1,2$ m fås følgende dimensjonerende uttrekkskraft for jordnaglene:

$$T_L = d \cdot \gamma \cdot S_V \cdot S_H \cdot L$$

Innsatt fås:

$$T_L = 0,33 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,2 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ m} \cdot 8 \text{ m}$$

$$\underline{T_L = 76 \text{ kN}}$$

Et overslag over naglekraften T_o i fronten av konstruksjonen fåes fra følgende uttrykk.

$$\frac{T_o}{T_L} = 0,5 + \frac{S - 0,5}{5} \quad (\text{gjelder når } 1 \leq S \leq 3 \text{ m})$$

$$\text{der } S = S_V = S_H = 1,2 \text{ m} \quad \underline{T_o = 0,64 T_L = 48,6 \text{ kN}}$$

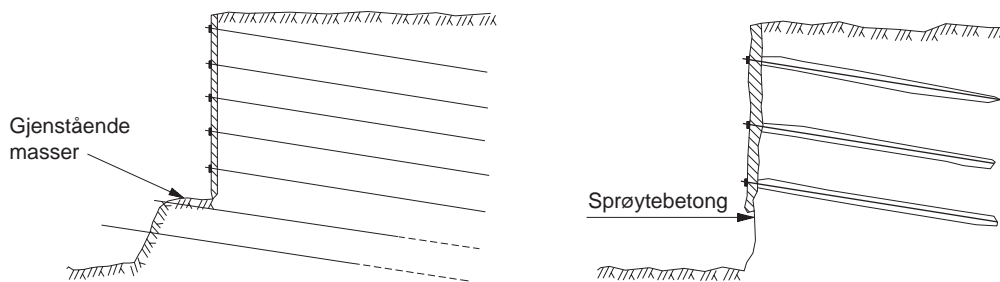
Dimensjonerende jordtrykk p mot fronten blir:

$$p = \frac{T_o}{S_H \cdot S_V} = \frac{48,6 \text{ kN}}{1,2 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ m}} = \underline{33,8 \text{ kPa}}$$

3 Utførelse

3.1 Utgraving

Vanlig utgravingsdybde er 1-2 m. Hvis det er problemer med lokal stabilitet på grunn av liten kohesjon, kan følgende tiltak gjøres (se figur 23).



Figur 23: Tiltak for å unngå utglidninger under utgraving. La det stå igjen en stabiliserende del av utgravingen før boring for nagler. Sprøyt et tynt lag sprøytebetong umiddelbart etter utgraving for å stabilisere.

3.2 Jordnagler

Installasjon av jordnaglene og typer avhenger av om det er en midlertidig eller permanent konstruksjon.

Rammede jordnagler brukes kun i midlertidige konstruksjoner og er mest brukt i Frankrike. Det vanligste er vinkeljern ($60 \cdot 60 \cdot 6$ mm) som rammes inn uten forboring eller injisering. Rammede jordnagler settes med liten senteravstand (0,7 m til 0,8 m) og er vanligvis relativt korte (0,5 H til 0,7 H).

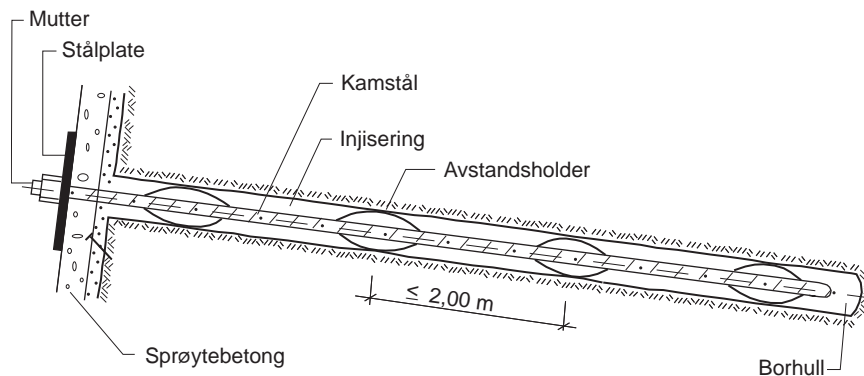
Forborede og injiserte jordnagler er mest vanlig, både i midlertidige og permanente konstruksjoner. Borhull uten føringsrør er mest brukt (90 % av tilfellene). Borhull med føringsrør blir lite brukt, og blir såpass kostbart at det brukes kun i spesielle tilfelle.

Den vanligste nagletypen er kamstål med diameter fra 20 til 32 mm og flytegrense mellom 420 og 500 MPa.

Injisering kan utføres før eller etter at jordnaglen er plassert i borhullet. Ved ustabile grunnforhold brukes injisering først. Injisering etter at jordnaglen er plassert bør brukes hvis mulig.

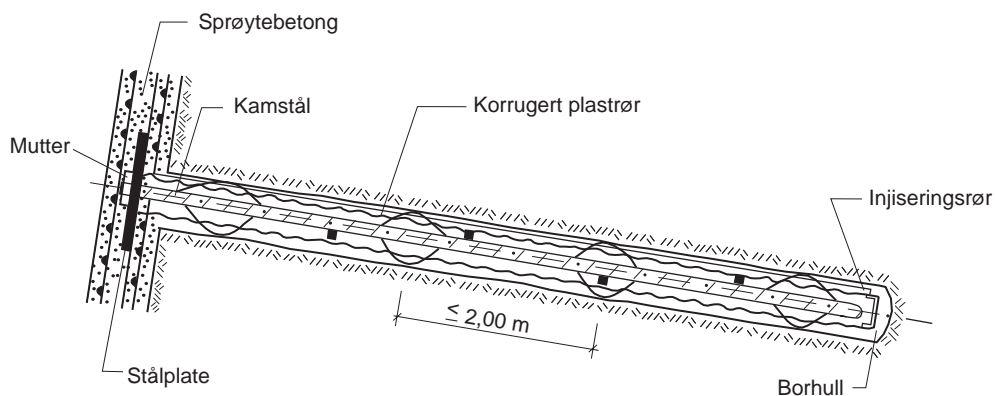
Injiseringsmassen er vanligvis sementbasert og skal ha et maksimalt vann/semmentforhold på 0,4.

For midlertidige stag skal det være minimum 15 mm tykkelse på injiseringslaget. For sentrering av jordnaglen i borhullet brukes avstandsholdere av plast med avstand 1,5 til 2 m. For feste til fronten brukes platestørrelse 150 · 150 · 10 mm eller 200 · 200 · 15 mm. Platene festes med mutter. Figur 24 viser vanlig utførelse av et midlertidig injisert stag.



Figur 24: Utførelse av midlertidig jordnagle.

For permanente jordnagler er det nå vanlig å bruke et korrugert plastrør med tykkelse minimum 1 mm og minimum 5 mm injisering mellom jordnaglen og plastrøret. Denne metoden kalles «dobbel korrosjonsbeskyttelse» og ble først brukt av Bauer i Tyskland. En vanlig utførelse av en permanent jordnagle er vist i figur 25.

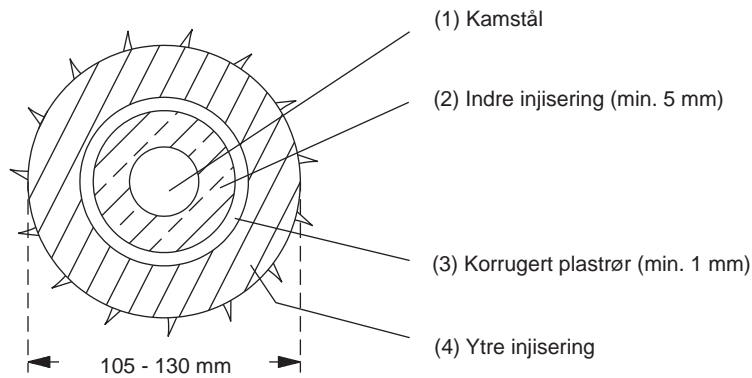


Figur 25: Utførelse av permanent jordnagle.

I Tyskland er det vanlig å utføre den indre injiseringen mellom jordnagle og plastrør innendørs og så frakte det injiserte plastrøret med jordnagler til anleggsstedet. Det blir gjort for å sikre kvaliteten på injiseringen som utgjør korrosjonsbeskyttelsen.

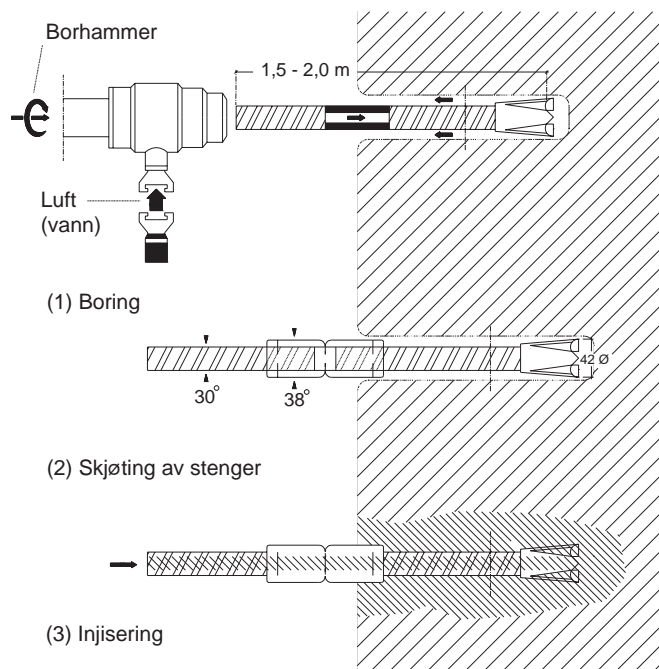
For ikke å få bøyning og oppsprekking av injiseringen blir jordnaglene transportert i spuntnåler til anleggsplassen.

Figur 26 viser et tverrsnitt av en permanent jordnagle.



Figur 26: Tverrsnitt av permanent jordnagle.

I Tyskland er det utviklet en type jordnagle med påmontert borkrone, såkalt selvborende stag, type Ischebeck. Stagene består av et hult stålprofil med ytre diameter 11 eller 16 mm. Det kan injiseres gjennom hulrommet etter hvert som staget bores inn men normalt gjøres det når staget er ferdig installert. Prinsippet for «selvboende» jordnagler er vist på figur 27.



Figur 27: «Selvboende» jordnagler, prinsipp.

Engangsborkronen har diametere fra 42 mm opp til 75 mm. Bruddlasten for 30/11-staget er 317 kN og flytelasten 256 kN.

Systemet har vært brukt på en rekke midlertidige prosjekter i Norge. Med den minste borkronen (42 mm) kan også håndholdt borhammer brukes.

For midlertidige skråninger har disse jordnaglene blitt brukt sammen med erosjonsnett og geonett som frontløsning.

Som korrosjonsbeskyttelse kan brukes sink, eventuelt kombinert med epoxy belegg. Glassfibernagler har også vært brukt, men hittil i liten grad.

3.3 Kostnader

Jordnagling har vist seg å være kostnadmessig gunstig der grunnforholdene ligger til rette for det, se tabell

Tabell 4: Kostnader for jordnagling.

	Midlertidig konstruksjon	Permanent konstruksjon
Norge	1200-1600 kr/m ²	2600-2800 kr/m ²
Tyskland	700-1600 kr/m ²	2000-2600 kr/m ²
Frankrike	1000-1800 kr/m ²	2200-2800 kr/m ²

3.4 Bestandighet og levetid

Når jordnaglingsprosjekter planlegges, er det viktig å skille mellom midlertidige og permanente konstruksjoner pga. korrosjonsbeskyttelse.

I forslaget til CEN-standard for «Ground anchors» (1994) er det brukt følgende klassifisering for korrosjonsbeskyttelse:

- Midlertidige konstruksjoner er definert som konstruksjoner med brukstid på maksimalt 2 år.
- Permanente konstruksjoner er definert som konstruksjoner med brukstid mer enn 2 år.

Følgende typer korrosjonsbeskyttelse er aktuelt for jordnagler:

- Korrugert plastrør med indre og ytre injisering (se figur 25). Dette systemet er blitt vanlig i Tyskland og England for konstruksjoner med brukstid på mer enn 2 år.
- Galvanisering. Sinkbelegg er lite brukt i forbindelse med jordnagling.
- Epoxybelegg. Er en del brukt, spesielt i kombinasjon med sinkbelegg (såkalt combicoat).
- Dimensjonering med korrosjonsmonn (økt ståltykkelse). Det er den mest brukte metoden i Frankrike.

Det finnes metoder for vurdering av levetid og korrosjonsmonn i Clouterre (1991) og Murray (1993).

4 Prosjekteksempler

4.1 Permanent jordnaglingsmur på Vingrom

Beskrivelse

I 1993 ble den første permanente jordnaglingsmuren i Norge bygd ved Vingrom kirke. Jordnagling ble valgt fordi utgraving for en plasstøpt betongmur eller armert jordmur ville berøre kirkegården. Som frontløsning ble det valgt tørrmur.

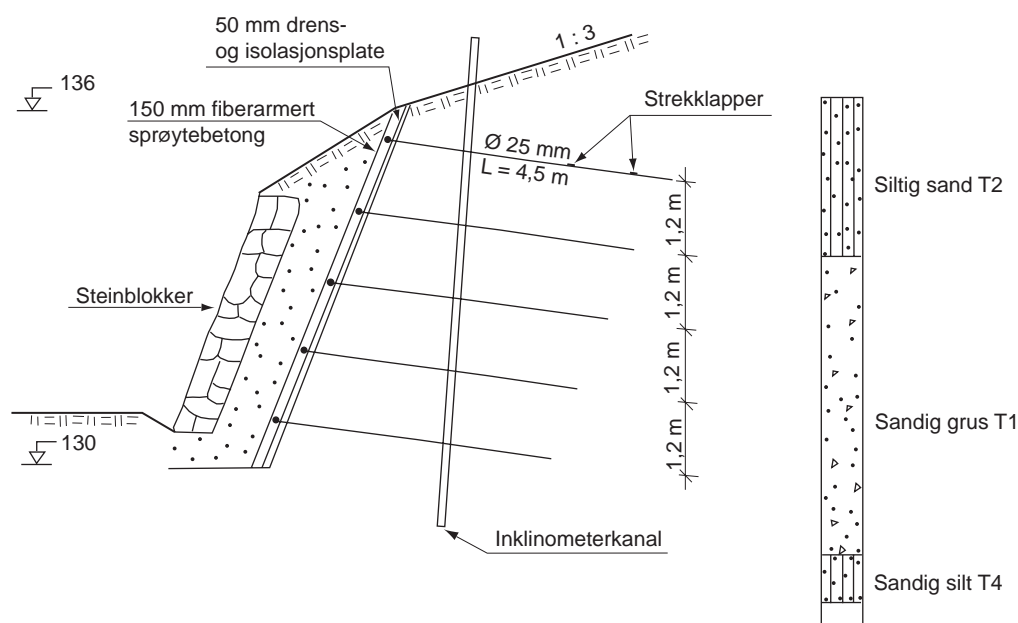
Løsmassene på stedet består av materiale varierende fra relativt fast lagret siltig sand til sandig grus. Det er også et lag med leire i opptil 1 m tykkelse på et parti. Grunnvannsstanden ble registrert under bunn av mur.

Muren er totalt 6 m høy med helning 3:1.

Jordnaglene er 4,5 m lange med avstand 1,2 m vertikalt og horisontalt.

Arbeidene ble utført av Entreprenørservice A/S. Total kostnad for muren inklusiv tørrmur i fronten var 2800 kr/m². Kostnad for tørrmuren var 500 kr/m².

Muren ble instrumentert med inklinometer og strekkklapper. Et typisk tverrsnitt av muren med instrumentering er vist på figur 28.



Figur 28: Jordnaglingsmur på Vingrom med instrumentering.

Det ble brukt 25 mm galvanisert og epoxybelagt kamstål (Combicoat) fra Ørsta stålindustri.

Det ble brukt 100 mm borhull. Etter ferdig boring ble det satt inn fôringsrør.

Hullet ble fylt med gysemasse av type Rescon ombolt T50 med krom. Jordnaglen ble satt inn og sentrert ved hjelp av plast avstandsholdere med avstand 1,5 m. Før installasjon av jordnagler ble det montert 80 mm kombinerte drens- og isolasjonsplater, type Perimate DI fra DOW.

Det ble brukt stålfiberarmert sprøytebetong med total tykkelse 15 cm. Sprøytebetongen ble påført i tre lag. Det ble brukt 50 kg stålfiber EE 25 pr. m³.

Krav til trykkstyrke på sprøytebetongen var 35 MPa. Kontroll viste oppnådd trykkstyrke på 53-54 MPa. Kontroll av gysemassen viste trykkstyrke fra 37-44 MPa.

Instrumentering

Siden dette var den første jordnaglingsmuren i Norge, anså vi det som viktig med instrumentering for å måle strekk i stagene og deformasjoner. Dette for å oppnå mer generell kunnskap om metoden, og for bedre å tilpasse metoden til norske forhold.

Både oppførsel i byggefasen og over tid etter bygging er viktig erfaringsgrunnlag for dimensjonering av fremtidige konstruksjoner.

Instrumenteringen består av følgende:

- strekkklapper på i alt 4 stag for å måle strekkraft. Totalt 40 strekkklapper
- inklinometerkanal for å måle horisontal deformasjon
- termoelementer for å måle temperaturfordeling i konstruksjonen.

Det ble brukt japanske strekkklapper av typen FCA-3-11-1L.

Strekkklapper

Strekkklappene ble montert av Tor Helge Johansen, Vegteknisk avdeling.

Strekkklapptype og plassering ble planlagt i samarbeid med instrumenttjenesten ved SINTEF i Oslo.

Strekkklappene ble montert som en helbro (Wheatstones bro). Ved å montere strekkklapper på hver side av stagene elimineres bøyningsspenninger. Temperaturkompensasjon oppnås også ved å bruke denne metoden.

Inklinometerkanal

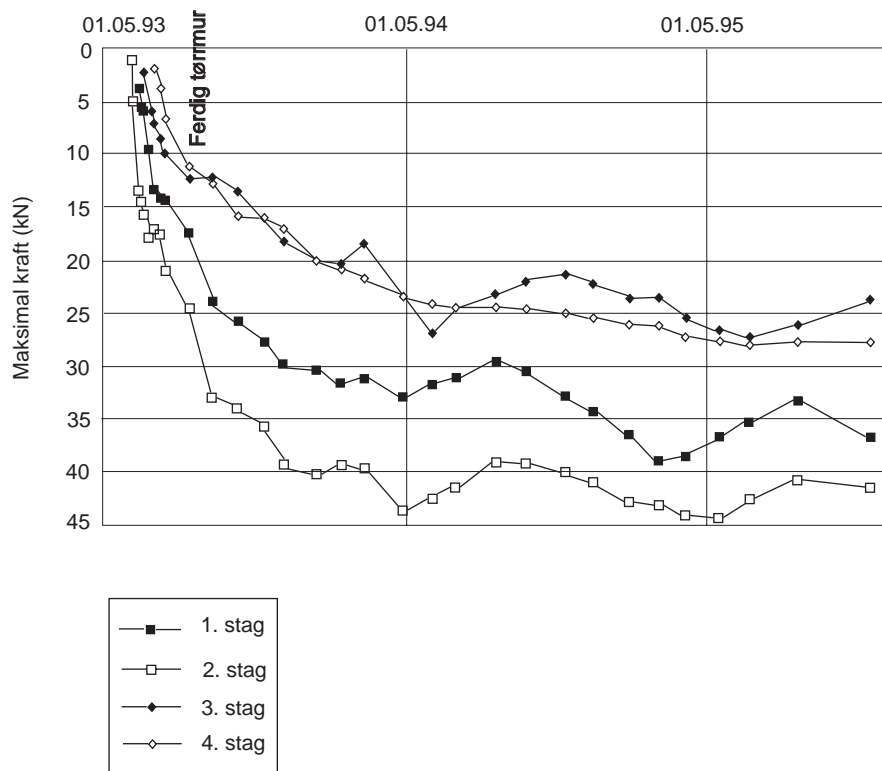
Før utgraving ble inklinometerkanalen installert ca. 1 m bak fremtidig skråningstopp. Kanalen består av et firkantrør av aluminium med dimensjon 50 · 50 · 3 mm. Lengden på hvert rør er 1 m. De ble skjøtet sammen med spesielle skjøtestykker. En spiss ble festet til første røret. Oppland vegkontor stilte med mannskap og bortraktor til denne jobben.

Termoelementer

Termoelementer leveres metervis og er relativt billig i innkjøp. Vi benyttet termoelement med tråder av kopper. Disse trådene ble avisolert i enden og loddet sammen for å danne en temperaturføler. De ble festet til et stag fra 0,5 til 3 m bak fronten med 0,5 m mellomrom. Trådene avisoleres i den frie enden og koples til et avlesningsinstrument for registrering av temperatur.

Stagkrefter

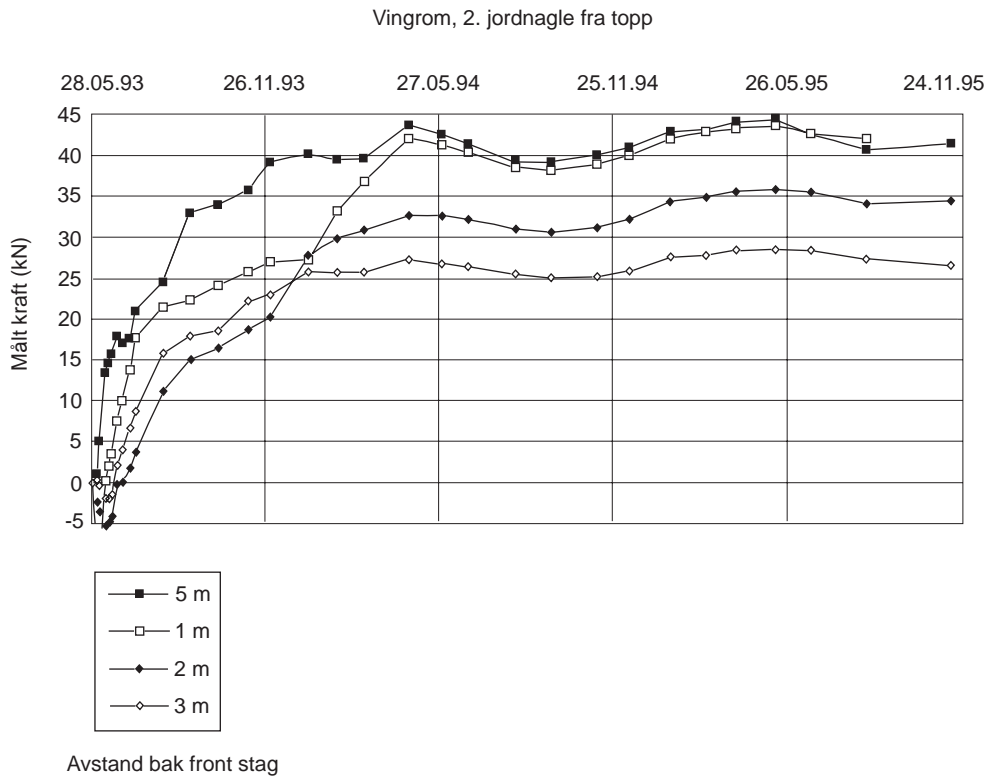
Det er totalt 4 instrumenterte stag, i nivå 1 til 4 (nivå 1 er øverste stegrad). Det er en klar økning av stagkreftene over tid. Figur 29 viser hvordan maksimal strekkraft i hvert stag varierer over tid.



Figur 29: Maksimal strekkraft i jordnagler over tid.

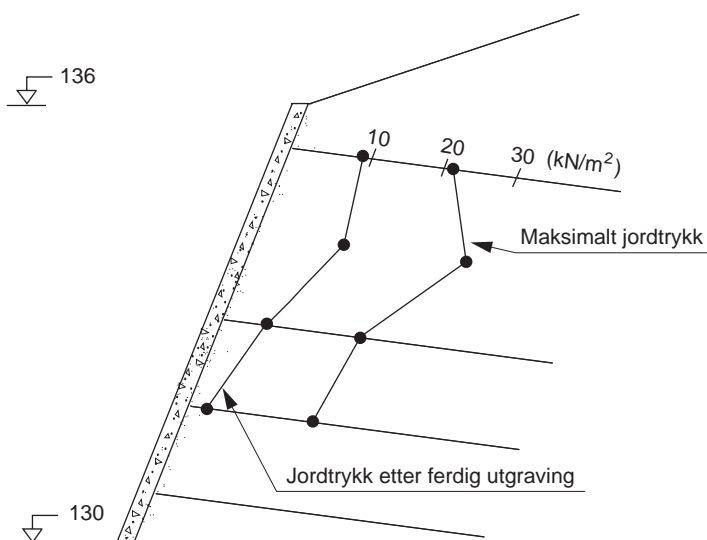
Stagkreftene er størst i de to øverste nivåene.

Maksimal strekkraft opptrer i 2. stegrad og er størst om våren. Maksimal målt kraft er 44 kN. Målt kraft i 2. stegrad er vist i figur 30.



Figur 30: Målt kraft i 2. stegrad.

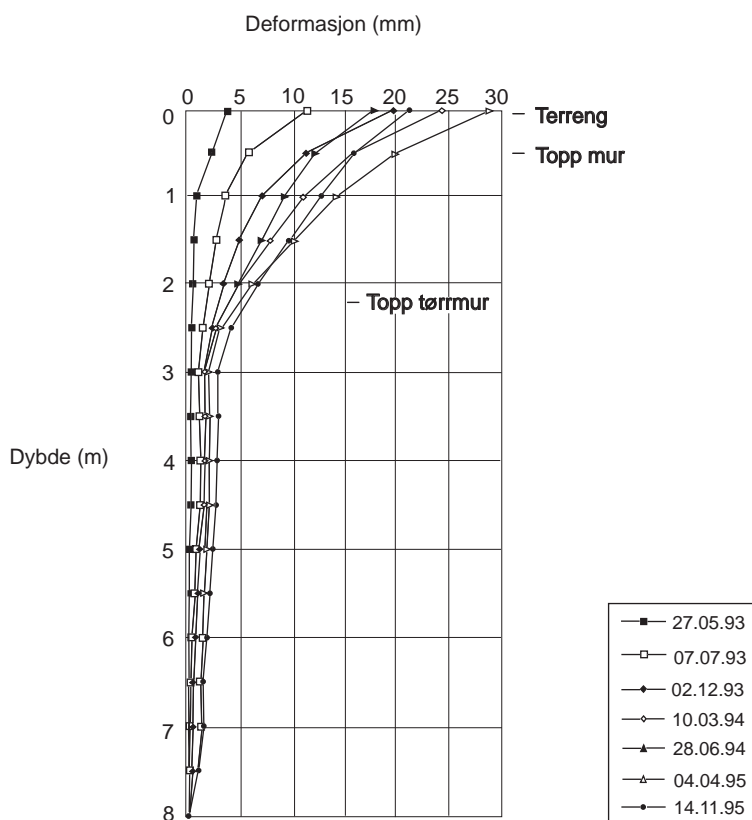
Figur 31 viser jordtrykkfordelingen 1 m bak fronten etter utgraving og maksimalt jordtrykk. Jordtrykket er beregnet ut fra målt kraft i jordnagler.



Figur 31: Jordtrykksfordeling 1 m bak fronten.

Horisontale deformasjoner

Horisontale deformasjoner er vist på figur 32.



Figur 32: Målt horisontal deformasjon, Vingrom.

Maksimal deformasjon ble målt til 20 mm i toppen av jordnaglingsmuren den 4.4. 1995. Det tilsvarer 3,3 ‰ av murhøyden.

Prøvebelastning, beregnede og målte krefter i jordnaglene

Det ble utført i alt 9 prøvebelastninger av jordnagler. Det er vanligvis et krav om at 5 % av jordnaglene i en konstruksjon skal prøvetrekkes. I dette tilfellet var det totalt 170 jordnagler, og 9 jordnagler utgjør 5,3 %.

Prøvebelastningen viste en lastkapasitet mellom 103 og 235 kN på de 9 jordnaglene. Tabell 5 viser målte og beregnede krefter i jordnaglene.

Tabell 5: Målt og beregnet kraft i jordnaglene, Vingrom.

Metode	Kraft (kN)
Prøvebelastning	103 - 235
Streklapper (maksimalt målt kraft)	44
Beregnet dimensjonerende kraft (Gässler, 1987)	110
Beregnet dimensjonerende kraft (FHWA, 1990)	126

Etterfølgende bilder 1-15 viser ulike faser av anleggsarbeidene: utgraving, sprøytebetong, setting av stag, prøvebelastning og forblending av ferdig mur.



Bilde 1: Skråningen ved Vingrom kirke, sett fra rasteplassen, før prosjektet startet (mai 1993).



Bilde 2: Utgraving for første stagrad foretatt. Blottleggingen ga god oversikt over grunnforholdene.



Bilde 3: Første nivå med kombinerte drens- og isolasjonsplater påføres 1. lag av sprøytebetong. Merk rørstussene for lettere gjennom boring ved stagsetting og enklere kontroll av tykkelse på betongen.



Bilde 4: Boring av hull for første stagrad (3. juni 1993).



Bilde 5: Kamstålboltene installeres med avstandsholdere i føringsrør.



Bilde 6: Detalj av kombinert drens- og isolasjonsplate. Merk not/fjær-systemet som forenklet og sikret plassering av platene før og under påsprøyting av betong.



Bilde 7. Forberedelser til prøvebelastning i stagrad 2 (3. juni 1993).



Bilde 8: Detalj av oppsett under prøvebelastning i 2. stagrad (3. juni 1993).



Bilde 9: Detalj av påføring av konserverende lag av sprøytebetong over staghodene i tredje rad.



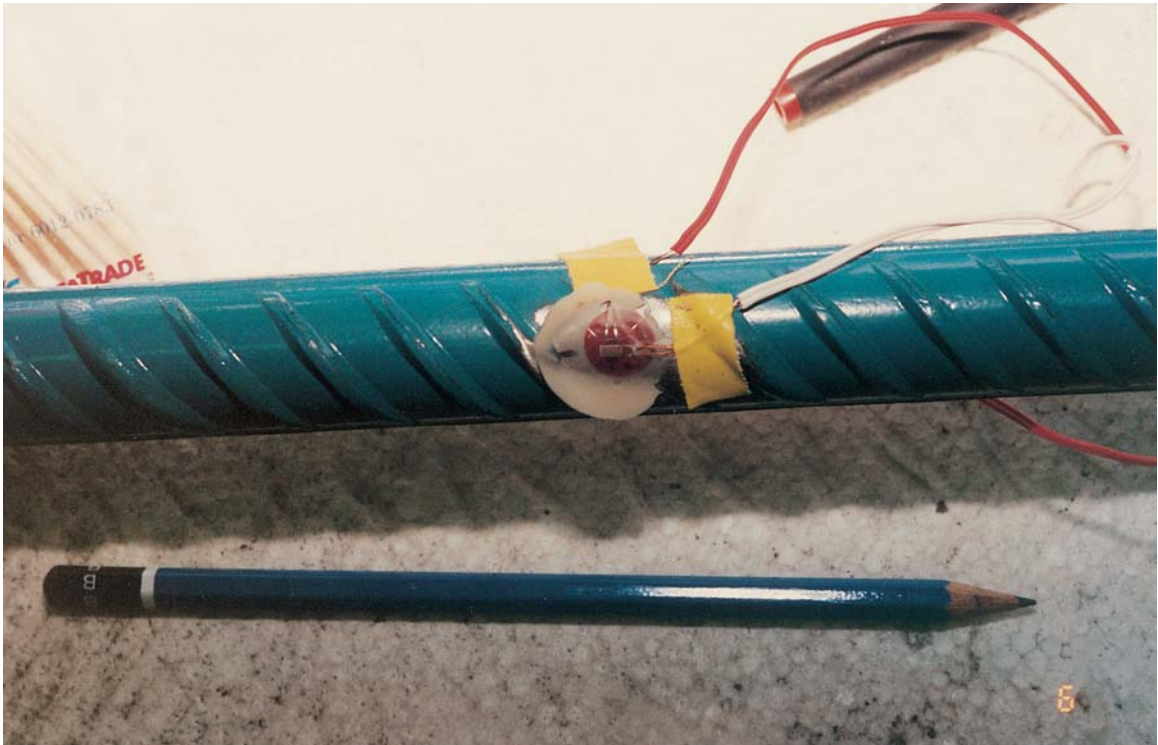
Bilde 10: Første og andre stagrad ferdig påsprøytet, mens tredje nivå er klargjort for avsluttende sprøyting (16. juni 1993).



Bilde 11: Klargjøring for prøvebelastning av stag 5/20. De fire øvre stageradene er ferdig påsprøytet (12. juli 1993).



Bilde 12: 4 instrumenterte jordnagler med totalt 40 strekkklapper.



Bilde 13: Detalj av jordnagle med streklapp.



Bilde 14: Jordnaglingsprosjektet skjult bak endelig tørrmur, sett langs lokalvegen (september 1993).



Bilde 15: Muren ved Vingrom kirke slik den idag tar seg ut sett fra rasteplassen (september 1993).

4.2 Midlertidig sikring av skråning og tørrmur etter utrasing på Rv 5 Fjærlandsveien ved Kleivatunnelen

Torsdag 24.11.94 kl. 0900 ble all trafikk stengt på Rv5 ved Kleivatunnelen i Sogn og Fjordane etter at det ble oppdaget en utglidning på nedsiden av rasoverbygget. Utglidningen skjedde trolig kvelden før. Det var betydelig nedbør i dagene før utglidningen.

Det ble foretatt befarings på rasstedet fra båt på kvelden 24. november. På grunn av mørke og snødrev var det vanskelig å få noe fullstendig inntrykk av raset, men følgende kunne konstateres:

Omfyllingsmassene og en tørrmur på nedsiden av rasoverbygget hadde glidd ut i en lengde på ca. 40 m. Omfyllingen rundt tunnelen var nesten ferdig da utglidningen skjedde. Utrasingen medførte at det var en steil skråning på nedsiden av fundamentet, og deler av fundamentet hang i løse lufta. Massene på oversiden av rasoverbygget medførte en betydelig skjevbelastning på overbygget. Rasoverbygget består av betongelementer (to vegglementer og et takelement). Konstruksjonen tåler svært liten sideveis forskyvning før den vil klappe sammen, og det var svært viktig å få sikret elementene mot forskyvning.

Det ble avholdt møte på Skei hotell på kvelden 24. november for å vurdere mulige tiltak for å få åpnet vegen. Bailey-bru ble vurdert som et mulig midlertidig tiltak for å få satt på trafikken. Utgraving av masser bak rasoverbygget var igangsatt for å avlaste overbygget, og det ble besluttet å heise vekk noen topplementer i rasområdet for å avlaste vegglementet mot rasset.

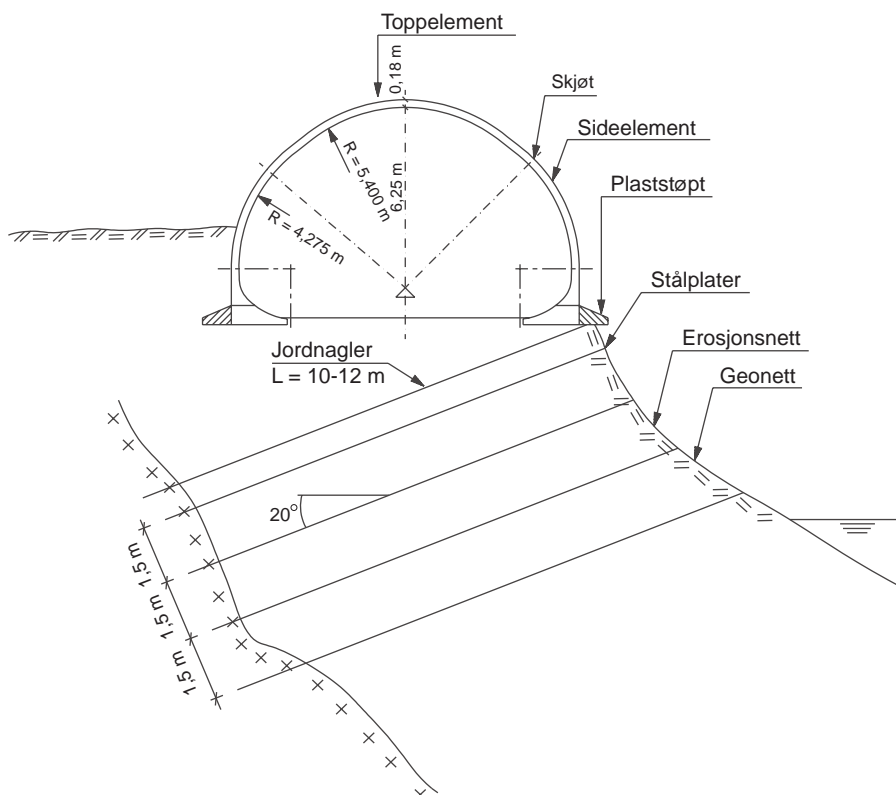
Grunnboringer ble igangsatt både inne i tunnelen og på flåte i sjøen utenfor rasstedet. Bormannskaper fra vegkontoret i Møre og Romsdal ble innleid i tillegg til bormannskaper fra vegkontoret i Sogn og Fjordane, slik at grunnforholdene raskt kunne kartlegges i best mulig grad. Det var helt nødvendig for å vurdere tiltak for å sikre rasstedet slik at vegen kunne åpnes for trafikk og for permanent sikring.

I et møte på Veglaboratoriet fredag 25. november ble en løsning med sikring av ras-skråningen og overbygget med injiserte stag gjennom løsmasser og inn i fjell diskutert. I et nytt møte på anlegget 26. november ble det besluttet å velge løsningen med injiserte stag for å sikre rasoverbygget og skråningen midlertidig slik at det blir mulig å sette på trafikk. Stag av typen Ischebeck ble så bestilt (totalt 1500 m stag).

Etter iherdig innsats av leverandøren De Neef ble det skaffet Ischebeck-stag fra forskjellige steder i Europa og jordnaglingen ble igangsatt mandag 28. november. Sikring av rasoverbygget ble utført ved at det ble satt stag gjennom den plaststøpte delen av rasoverbygget og i skråningen nedenfor. Det ble brukt Ischebeck-stag av type 30/11 med bruddlast 317 kN.

Stagene ble satt med helning 20° med horisontalplanet og senteravstand 1,5 m både i fundamentet og i skråningen nedenfor. Lengden på stagene varierte fra 6 m til 15 m pga. beliggenheten av fjellet. De fleste stagene hadde lengde 10-12 m og ble boret 1,5 m til 2 m inn i fjell.

Et tverrsnitt av rasoverbygget med stag er vist på figur 33.



Figur 33: Jordnagling for midlertidig sikring av rasoverbygg.

I fronten på skråningen ble det brukt erosjonsnett (Eronett) og geonett (Telegrid 55/30) som ble festet med mutter og stålplate på staghodene.

Den gjenstående delen av tørrmuren med ca. 30 m lengde ble sikret med Ischebeck stag av type 40/16. Stagene ble satt med helning 20° og senteravstand 2 m. Disse jordnaglene hadde lengde 9 m i løsmasser.

For å kunne gjennomføre sikringsarbeidene ble boreriggen (Atlas Copco 512/Nemec 503) plassert på en flåte som ble forankret på nedsiden av rasstedet. På flåten lå også alt stagmaterialet.

Injeksjonsutstyret (Tumack skruepumpe) ble plassert inne i rasoverbygget og styrt ved hjelp av fjernstyring.

Løsmassene består av stein og blokk med faste masser innimellom (urmasser). Det medførte følgende problemer under boring:

- ødelagte borkroner (avslått skjær)
- staget ute av kurs pga. treffpunkt på steinblokker
- steinblokker kniper staget og umuliggjør videre boring.

Dette resulterte i noe dårlig fremdrift i enkelte perioder.

Det var på forhånd forventet en gjennomsnittlig inndrift på 10-12 m ferdig boret og injisert stag pr. time. Faktisk inndrift varierte fra ca. 5,5 m pr. time og opp til 30 m pr. time med et gjennomsnitt på 8-9 m pr. time.

Sementforbruket lå på ca. 15-20 kg pr. m stag. Injeksjonstrykket lå på 5-10 bar.

Totalt medgikk det 1350 m med 30/11-stag og 360 m med 40/16-stag.

Sikring ved hjelp av jordnagler var vellykket og etter at veggen ble åpnet for trafikk 1. desember 1994 pågikk det sikringsarbeider i skråningen nedenfor rasoverbygget og i tørrmuren.

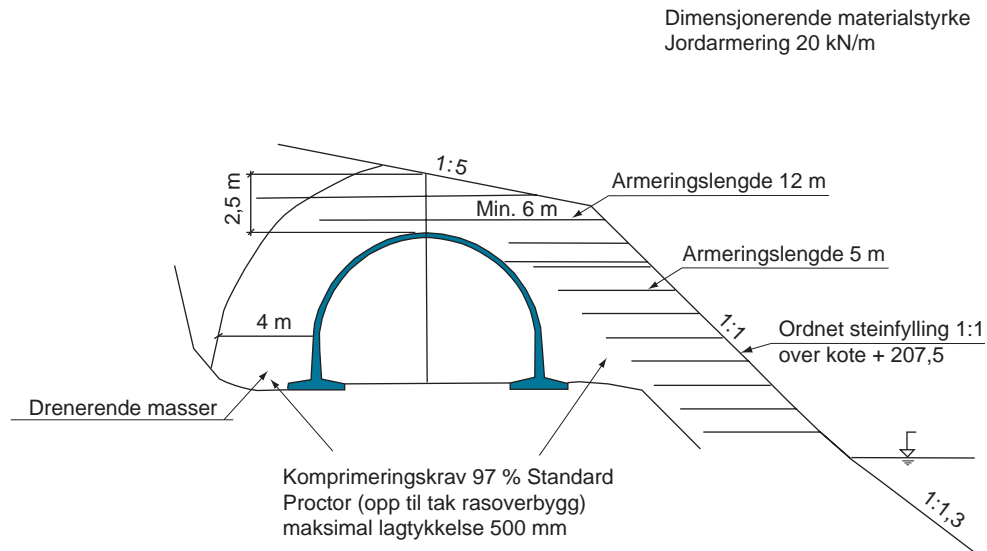
For permanent sikring ble det fylt ut en sprengsteinsfylling i vannet. Som sidestøtte for rasoverbygget ble det bygd en jordarmert fylling med helning 1:1 og front av ordnet sprengstein.

De to øverste armeringslagene ble ført over taket på rasoverbygget. Den jordarmerte omfyllingen er vist på figur 34.

Omfyllingsmassene utenfor rasområdet ble også gravd vekk og erstattet med en godt komprimert jordarmert fylling.

Opprinnelig var det brukt finstoffholdige, mangelfullt komprimerte masser, som ga svært dårlig sidestøtte for rasoverbygget.

Betongelementene i rasoverbygget er bare 180 mm tykke og bruk av elementene forutsetter samvirke med godt komprimerte, selvdrenerende omfyllingsmasser.



Figur 34: Jordarmert omfylling for rasoverbygg ved Kleivatunnelen.

Etterfølgende bilder 16-20 viser situasjonen etter utrasing av tørrmur, ulike faser ved setting av jordnagler og ferdig sikret mur.



Bilde 16: Rasområdet (ca. 40 m lengde) og ustabil tørrmur ved rasoverbygget.



Bilde 17: Jordnagling pågår med sikring av skråningen nedenfor rasoverbygget.



Bilde 18: Plasstøpt del av fundamentet for rasoverbygget er sikret. Boring pågår for første stegrad i skråningen.



Bilde 19: Fundament og skråning ferdig sikret.



Bilde 20: Sikring av tørrmuren med jordnagler.

4.3 Midlertidig sikring av skråning ved Nordfjord folkemuseum

I forbindelse med bygging av Nordfjord folkemuseum i 1993 var det opprinnelig planlagt brukt spunt for sikring av en 45 m lang skjæring i morene med høyde inntil 9 m.

Et forslag fra geoteknisk konsulent medførte at jordnagling ble vurdert som alternativ og valgt istedenfor spunt pga. lavere kostnader. Arbeidene ble utført av Veidekke A/S.

Figur 35 viser et typisk snitt av bygget med planlagt spunt og jordnagling som ble utført.

Utgravingen ble foretatt med skråningshelning 65° .

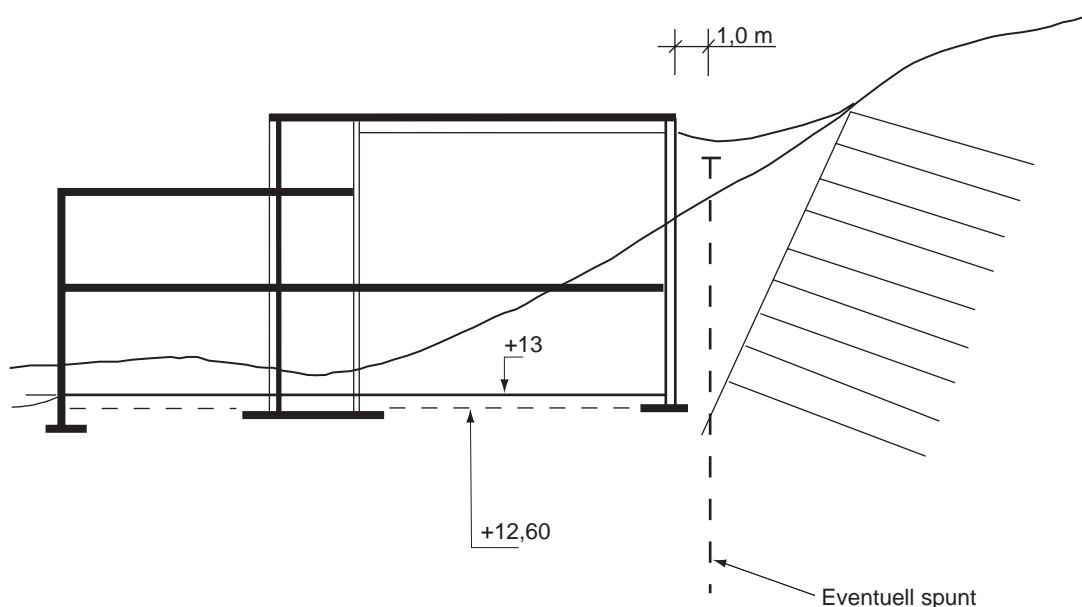
Det ble brukt jordnagler av type Ischebeck 30/16 og 30/11 med typisk lengde 6 m. Det ble brukt avstand 1,5 m vertikalt og 1,6 m horisontalt mellom jordnaglene.

Til boring av stagene ble det brukt en luftdrevet Atlas Copco 601 borrhjull. Til injeksjon ble det brukt en luftdrevet Craelius injeksjonspumpe.

Til sikring av fronten ble det brukt Eronett erosjonsnett og geonett av type Telegrid 55/30 med bruddstyrke 55 kN/m.

Etter en del problemer med installasjon av jordnagler i starten ble det til slutt oppnådd en inndrift på 20 m jordnagler pr. time.

Det ble totalt sikret 450 m^2 og kostnaden ble oppgitt til kr 1400/ m^2 .



Figur 35: Nordfjord folkemuseum; tverrsnitt med jordnagling og alternativ med spunt.

Referanser

Bruce, D.A. og Jewell, R.A.: *Soil nailing - application and practice; - Part 2*. In: Ground Engineering, January 1987, Pp. 21 - 33.

Dolva, B. et al.: *Jordnaglingsmur ved Vingrom kirke; erfaringsrapport*. Laboratorierien, Rapport nr. 56. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet. Oslo 1994.

Federal Highway Administration: *Reinforced Soil Structures*. Volume 1: Design and Construction Guidelines; Chapter 6: Design of nailed soil retaining structures. In: Report No. FHWA-RD-89-043, Pp. 187-295. NTIS. Springfield, VA 1991.

Elias, V. og Juran, I.: *Soil nailing for stabilization of highway slopes and excavations*. Report No. FHWA-RD-89-198. NTIS. Springfield, VA 1991.

Federal Highway Administration: *FHWA International Scanning Tour for Geotechnology - Soil Nailing Summary Report*. Report No. FHWA-PL-93-020. Washington, D.C. 1993.

Federal Highway Administration: *Recommendations Clouterre 1991 = Soil Nailing Recommendations* (English translation). Report No. FHWA-SA-93-026. NTIS. Springfield, VA 1993.

Porterfield, J. A. et al.: *Soil nailing - Field inspectors manual: soil nail walls*. Report No. FHWA-5A-93-068. NTIS. Springfield, VA 1994.

Franzén, G.: *Soil nailing - Jordspikning; en litteraturstudie*. Rapport B93:11. Institutionen för geoteknik med grundläggning, Chalmers Tekniska Høgskole. Gøteborg 1993.

Gässler, G.: *Vernagelte Geländersprünge; Tragverhalten und Standsicherheit*. (Dissertation). Heft 108. Universität Fridericiana. Karlsruhe 1987.

Gässler, G.: *Soil-nailing; theoretical basis and practical design*. In: Proceedings of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan 5.-7. October 1988. Pp. 283-288. Balkema. Rotterdam 1988.

Gässler, G.: *In situ techniques of reinforced soil*. In: Performance of reinforced soil structures, International Reinforced Soil Conference, Glasgow 10.-12. September 1990. Pp. 185-196. Telford. London 1991.

Huth, T. H.: *Rapport jordnagling Nordfjord folkemuseum*. De Neef Norge A/S. Sarpsborg 1994.

Jewell, R. A. (1990): *Review of theoretical models for soil nailing*. In: Performance of reinforced soil structures, International Reinforced Soil Conference, Glasgow 10.-12. September 1990. Pp. 265-275. Telford. London 1991.

Murray, R. T.: *The development of specifications for soil nailing*. TRRL Research report 380. Transport Research Laboratory. Crowthorne 1993.

Norsk Betongforening: *Sprøytebetong til fjellsikring*. Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 7. Oslo 1993.

Oset, F. og Aabøe, R.: *NVF-stipend: Jordnagling*. Intern rapport 1425. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet. Oslo 1989.

Plumelle, C. og Schlosser, F.: *A French national research project on soil nailing: Clouterre*. In: Performance of reinforced soil structures, International Reinforced Soil Conference, Glasgow 10.-12. September 1990. Pp. 219-224. Telford. London 1991.

Schlosser, F. og Unterreiner, P.: *Soil nailing in France: research and practice*. In: Transportation Research Record No. 1330. Pp. 72-79. Transportation Research Board. Washington, D.C. 1991.

Schwing, E.: *Standsicherheit historischer Stützwände*. (Dissertation). Heft 121. Universität Fridericiana. Karlsruhe 1991.

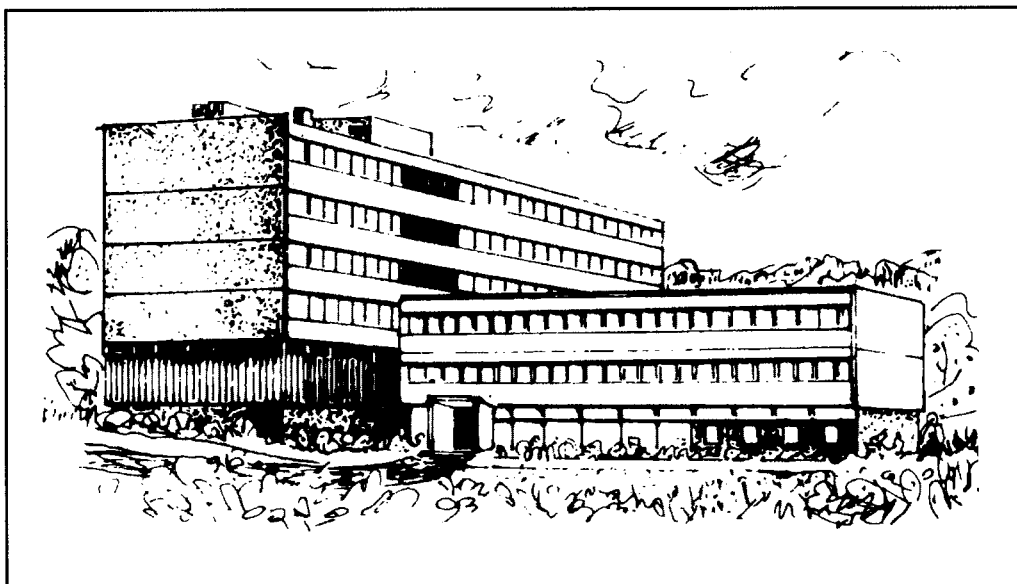
The Department of Transport: *Design methods for the reinforcement of highway slopes by reinforced soil and soil nailing techniques*. HA 68/94. In: Design Manual for Roads and Bridges, vol. 4. HMSO. London 1994.

Wien, D.: *Rapport jordnagling Kleivatunnelen, Fjærlandsvegen*. De Neef Norge A/S. Sarpsborg 1995.

Publikasjoner fra Vegteknisk avdeling

40. R. S. NORDAL. Vormsund Forsøksveg. Del 2: Instrumentering (Vormsund Test Road. Part 2: Instrumentation). 38 p. 1972.
41. K. FLAATE and R. B. PECK. Braced Cuts in Sand and Clay. 29 p. 1972.
42. T. THURMANN-MOE, S. DØRUM. Komprimering av asfaltdekker (Compaction of Asphalt Pavements). Hurtige metoder for komprimeringskontroll av asfaltdekker (Rapid Methods for Compaction Control of Asphalt Pavements). 39 p. 1972.
43. Å. KNUTSON. Dimensjonering av veger med frostakkumulierende underlag (Design of Roads with a Frost accumulating Bark Layer).
K. SOLBRAA. Barkens bestandighet i vegfundamenter (The Durability of Bark in Road Constructions).
G. S. KLEM. Bark i Norge (Bark in Norway). 32 p. 1972.
44. J. HODE KEYSER, T. THURMANN-MOE. Slitesterke bituminøse vegdekker (Characteristics of wear resistant bituminous pavement surfaces).
T. THURMANN-MOE, O. E. RUUD. Rustdannelse på biler (Vehicle corrosion due to the use of chemicals in winter maintenance and the effect of corrosion inhibitors).
T. THURMANN-MOE, O. E. RUUD. Kjemikalier i vintervedlikeholdet (Norwegian saltpeter and urea as alternative chemicals for winter maintenance).
O. E. RUUD, B-E. SÆTHER, F. ANGERMO. Understellsbehandling av biler (Undersealing of vehicles with various sealants). 38 p. 1973.
45. Proceedings of the International Research Symposium on Pavement Wear, Oslo 6th-9th June 1972. 227 p. 1973.
46. Frost i veg 1972. Nordisk Vegteknisk Forbunds konferanse i Oslo 18-19 sept. 1972 (Frost Action on Roads 1972. NVF Conference in Oslo 1972). 136 p. 1973.
47. Å. KNUTSON. Praktisk bruk av bark i vegbygging (Specifications for Use of Bark in Highway Engineering).
E. GJESSING, S. HAUGEN. Barkavfall – vannforurensning (Bark Deposits – Water Pollution). 23 p. 1973.
48. Sikring av vegtunneler (Security Measures for Road Tunnels). 124 p. 1975.
49. H. NOREM. Registrering og bruk av klimadata ved planlegging av høgfjellsveger (Collection and Use of Weather Data in Mountain Road Planning).
H. NOREM. Lokalisering og utforming av veger i drivsnømråder (Location and Design of Roads in Snow-drift Areas).
H. NOREM, J. G. ANDERSEN. Utforming og plassering av snøskjermer (Design and Location of Snow Fences).
K. G. FIXDAL. Snøskredoverbygg (Snowsheds).
H. SOLBERG. Snørydding og snøryddingsutstyr i Troms (Winter Maintenance and Snow Clearing Equipment in Troms County). 59 p. 1975.
50. J. P. G. LOCH. Frost heave mechanism and the role of the thermal regime in heave experiments on Norwegian silty soils.
K. FLAATE, P. SELNES. Side friction of piles in clay.
K. FLAATE, T. PREBER. Stability of road embankments in soft clay.
A. SØRLIE. The effect of fabrics on pavement strength – Plate bearing tests in the laboratory.
S. L. ALFHEIM, A. SØRLIE. Testing and classification of fabrics for application in road constructions. 48 p. 1977.
51. E. HANSEN. Armering av asfaltdekker (Reinforced bituminous pavements).
T. THURMANN-MOE, R. WOLD. Halvsåling av asfaltdekker (Resurfacing of bituminous pavements).
A. GRØNHAUG. Fremtidsperspektiver på fullprofilboring av vegtunneler (Full face boring of road tunnels in crystalline rocks).
E. REINSLETT. Vegers bæreevne vurdert ut fra maksimal nedbøyning og krumming (Allowable axle load (technically) as determined by maximum deflection and curvature). 52 p. 1978.
52. T. THURMANN-MOE, S. DØRUM. Lyse vegdekker (High luminance road surfaces).
A. ARNEVIK, K. LEVIK. Erfaringer med bruk av overflatebehandlinger i Norge (Experiences with surface dressings in Norway).
J. M. JOHANSEN. Vegdekks jevnhet (Road roughness).
G. REFSDAL. Vegers bæreevne bestemt ved oppgraving (indeksmetoden) og nedbøyningsmåling. Er metodene gode nok? (Road bearing capacity as decided by deflection measurements and the index method). 44 p. 1980.
53. E. HANSEN, G. REFSDAL, T. THURMANN-MOE. Surfacing for low volume roads in semi arid areas.
H. MTANGO. Dry compaction of lateritic gravel.
T. THURMANN-MOE. The Otta-surfacing method. Performance and economy.
G. REFSDAL. Thermal design of frost proof pavements.
R. G. DAHLBERG, G. REFSDAL. Polystyrene foam for lightweight road embankments.
A. SØRLIE. Fabrics in Norwegian road building.
O. E. RUUD. Hot applied thermoplastic road marking materials.
R. SÆTERS DAL, G. REFSDAL. Frost protection in building construction. 58 p. 1981.
54. H. ØSTLID. High clay road embankments.
A. GRØNHAUG. Requirements of geological studies for undersea tunnels.
K. FLAATE, N. JANBU. Soil exploration in a 500 m deep fjord, Western Norway. 52 p. 1981.
55. K. FLAATE. Cold regions engineering in Norway.
H. NOREM. Avalanche hazard, evaluation accuracy and use.
H. NOREM. Increasing traffic safety and regularity in snowstorm periods.
G. REFSDAL. Bearing capacity survey on the Norwegian road network method and results.
S. DØRUM, J. M. JOHANSEN. Assessment of asphalt pavement condition for resurfacing decisions.
T. THURMANN-MOE. The Otta-surfacing method for improved gravel road maintenance.
R. SÆTERS DAL. Prediction of frost heave of roads.
A. GRØNHAUG. Low cost road tunnel developments in Norway. 40 p. 1983.
56. R. S. NORDAL. The bearing capacity, a chronic problem in pavement engineering?
E. REINSLETT. Bearing capacity as a function of pavement deflection and curvature.
C. ØVERBY. A comparison between Benkelman beam, DCP and Clegg-hammer measurements for pavement strength evaluation.
R. S. NORDAL. Detection and prediction of seasonal changes of the bearing capacity at the Vormsund test road.
P. KONOW HANSEN. Norwegian practice with the operation of Dynaflect.
G. REFSDAL, C-R WARNINGHOFF. Statistical considerations concerning the spacing between measuring points for bearing capacity measurements.
G. REFSDAL, T. S. THOMASSEN. The use of a data bank for axle load policy planning and strengthening purpose.
T. S. THOMASSEN, R. EIRUM. Norwegian practices for axle load restrictions in spring thaw. 80 p. 1983.
57. R. S. NORDAL, E. HANSEN (red.). Vormsund forsøksveg. Del 3: Observasjoner og resultater (Vormsund Test Road, Part 3: Observations and Results). 168 p. 1984.
58. R. S. NORDAL, E. HANSEN (red.). The Vormsund Test Road. Part 4: Summary Report. 82 p. 1987.
59. E. LYGREN, T. JØRGENSEN, J. M. JOHANSEN. Vannforurensning fra veier. I. Sammendragsrapport. II. Veiledning for å håndtere de problemer som kan oppstå når en veg kommer i nærheten av drikkevannforekomst (Highway pollution). 48 p. 1985.

60. NRRL, ASPHALT SECTION. Surfacing for low volume roads.
T. E. FRYDENLUND. Superlight fill materials.
K. B. PEDERSEN, J. KRØKEBORG. Frost insulation in rock tunnels.
H. ØSTLID. Flexible culverts in snow avalanche protection for roads.
K. FLAATE. Norwegian fjord crossings why and how.
H. S. DEIZ. Investigations for subsea tunnels a case history.
H. BEITNES, O. T. BLINDHEIM. Subsea rock tunnels. Preinvestigation and tunnelling processes. 36 p. 1986.
61. Plastic Foam in Road Embankments:
T. E. FRYDENLUND. Soft ground problems.
Ø. MYHRE. EPS – material specifications.
G. REFSDAL. EPS – design considerations.
R. AABØE. 13 years of experience with EPS as a lightweight fill material in road embankments.
G. REFSDAL. Future trends for EPS use. Appendix: Case histories 1-12. 60 p. 1987.
62. J. M. JOHANSEN, P. K. SENSTAD. Effects of tire pressures on flexible pavement structures – a literature survey. 148 p. 1992.
63. J. A. JUNCA UBIERNA. The amazing Norwegian subsea road tunnels. 24 p. 1992.
64. A. GRØNHAUG. Miljøtiltak ved vegbygging i bratt terreng (Environmental measures for road construction in mountain slopes).
Ø. MYHRE. Skumplast uten skadelige gasser (The phase out of hard CFCs in plastic foam).
T. JØRGENSEN. Vurdering av helsefare ved asfaltstøv (Evaluation of health risks of dust from asphalt wear).
N. RYGG. Miljømessig vegtilpassing (Environmental road adjustment). 52 p. 1992.
65. C. HAUCK. The effect of fines on the stability of base gravel.
A. A. ANDRESEN, N. RYGG. Rotary-pressure sounding 20 years of experience. 24 p. 1992.
66. R. EVENSEN, P. SENSTAD. Distress and damage factors for flexible pavements. 100 p. 1992.
67. STEINMATERIALKOMITEEN. Steinmaterialer (Aggregates). 20 p. 1993.
68. Å. KNUTSON. Frost action in soils. 40 p. 1993.
69. J. VASLESTAD. Stål- og betongelementer i løsmasse-tunneler (Corrugated steel culvert and precast elements used for cut and cover tunnels).
J. VASLESTAD. Støttekonstruksjoner i armert jord (Reinforced soil walls). 56 p. 1993.
70. SINTEF SAMFERDSELSTEKNIKK. Vegbrukers reduserte transportkostnader ved opphevelse av telerestriksjoner (Reduced transportation costs for road user when lifting axle load restrictions during spring thaw period). 144 p. 1993.
71. R. Evensen, E. Wulvik. Beregning av forsterkningsbehov basert på tilstandsvurderinger – analyse av riks- og fylkesvegnettet i Akershus (Estimating the need of strengthening from road performance data). 112 p. 1994.
72. Fjellbolting (Rockbolting). 124 p. 1994.
73. T. BÆKKEN, T. JØRGENSEN. Vannforurensning fra veg – langtidseffekter (Highway pollution – long term effect on water quality). 64 p. 1994.
74. J. VASLESTAD. Load reduction on buried rigid pipes.
J. VASLESTAD, T. H. JOHANSEN, W. HOLM. Load reduction on rigid culverts beneath high fills, long-term behaviour.
J. VASLESTAD. Long-term behaviour of flexible large-span culverts. 68 p. 1994.
75. P. SENSTAD. Sluttrapport for etatsingsområdet «Bedre utnyttelse av vegens bæreevne» («Better utilization of the bearing capacity of roads, final report»). 48 p. 1994.
76. F. FREDRIKSEN, G. HASLE, R. AABØE. Miljøtunnel i Borre kommune (Environmental tunnel in Borre Municipality).
F. FREDRIKSEN, F. OSET. GEOPLOT – dak-basert presentasjon av grunnundersøkelser (GEOPLOT – CAD-based presentation of geotechnical data). 48 p. 1994.
77. R. KOMPEN. Bruk av glideforskaling til brusøyler og -tårn (Use of slipform for bridge columns and towers). 16 p. 1995.
78. R. KOMPEN. Nye regler for sikring av overdekning (New practice for ensuring cover).
R. KOMPEN, G. LIESTØL. Spesifikasjoner for sikring av armeringens overdekning (Specifications for ensuring cover for reinforcement). 40 p. 1995.
79. The 4th international conference on the «Bearing capacity of roads and airfields» – papers from the Norwegian Road Research Laboratory. 96 p. 1995.
80. W. ELKEY, E. J. SELLEVOLD. Electrical resistivity of concrete. 36 p. 1995.
81. Å. KNUTSON. Stability analysis for road construction. 48 p. 1995.
82. A. ARNEVIK, E. WULVIK. Erfaringer med SPS-kontrakter for asfaltering i Akershus (Experiences with wear-guaranteed asphalt contracts on high volume roads in Akershus county). 28 p. 1996.
83. Sluttrapport for etatsingsområdet «Teknisk utvikling innen bru- og tunnelbygging» («Technical development – bridge and tunnel construction, final report»). 20 p. 1996.
84. OFU Gimsøystraumen bru. Sluttrapport «Prøvere-parasjon og produktutvikling» («Trail repairs and product development, final report»). 156 p. 1997.
85. OFU Gimsøystraumen bru. Sluttrapport «Klimapåkjenning og tilstandsvurdering» («Climatic loads and condition assessment, final report»). 248 p. 1998.
86. OFU Gimsøystraumen bru. Sluttrapport «Instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon» («Instrumentation, documentation and verification, final report») 100 p. 1998.
87. OFU Gimsøystraumen bru. Anbefalinger for inspeksjon, reparasjon og overflatebehandling av kystbruer i betong (Recommendations for inspection, repair and surface treatment of coastal concrete bridges). 112 p. 1998.
88. OFU Gimsøystraumen bru. Anbefalinger for instrumentert korrosjonsovervåkning av kystbruer i betong. (Recommendations for instrumental corrosion monitoring of coastal concrete bridges). 60 p. 1998.
89. OFU Gimsøystraumen bru. Hovedresultater og oversikt over sluttdokumentasjon (Main result and overview of project reports). 24 p. 1998.
90. J. KRØKEBORG. Sluttrapport for Veg-grepsprosjektet «Veggrep på vinterveg» («Studded tyres and public health, final report»). 52 p. 1998.
91. A. GRØNHAUG. Tunnelkledinger (Linings for water and frost protection of road tunnels). 68 p. 1998.
92. J. K. LOFTHAUG, J. MYRE, F. H. SKAARDAL, R. TELLE. Asfaltutviklingsprosjektet i Telemark (Cold mix project in Telemark). 68 p. 1998.
93. C. ØVERBY. A guide to the use of Otta Seals. 52 p. 1999.
94. I. STORÅS et al.: Prosjektet HMS – sprøytebetong (Full-scale testing of alkali-free accelerators). 64 p. 1999.
95. E. WULVIK, O. SIMONSEN, J. M. JOHANSEN, R. EVENSEN, B. GREGER. Funksjonskontrakt for lavtrafikkveg: Rv 169, Stensrud-Midtskog, Akershus, 1994-1999 (Performance-contract for the low traffic road Rv 169). 40 p. 2000.
96. Estetisk utforming av vegtunneler (Aesthetic design of road tunnels). 64 p. 2000.
97. K. I. DAVIK, H. BUVIK. Samfunnstjenlige vegtunneler 1998-2001 (Tunnels for the citizen, final report). Sluttrapport. 94 p. 2001.
98. KARL MELBY et al. Subsea road tunnels in Norway. 28 p. 2002.
99. JAN VASLESTAD. Jordnagling (Soil nailing). 52 p. 2002.



Vegteknisk avdeling

Organisasjon

Statens veglaboratorium ble opprettet i 1938 Etter sammenslåing med Driftsteknisk avdeling 1. mars 1998 ble Vegteknisk avdeling etablert. Avdelingen er organisert i seks fagkontorer:

- **Betongkontoret**
- **Geologi- og tunnelkontoret**
- **Geoteknisk kontor**
- **Internasjonalt kontor**
- **Overbygningskontoret**
- **Produksjonsteknisk kontor.**

Oppgaver

Hovedoppgavene er å drive forsknings- og utviklingsarbeid og være rådgiver innenfor avdelingens fagområder. I arbeidet inngår kurs- og opplæringsvirksomhet.

Postadresse: Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling
Postboks 8142 Dep
0033 OSLO

Besøksadresse: Gaustadalleen 25, Oslo

Telefon: 22 07 39 00
Telefax: 22 07 34 44
E-post: Firmapost@vegvesen.no



Statens vegvesen
Vegdirektoratet

Returadresse:
Vegteknisk avdeling
Postboks 8142 Dep
0033 Oslo