

Intern rapport nr. 1892

Jordnagling - Foredrag på
kursdagene NTNU 1996



August 1996

Veglaboratoriet

Jordnagling - Foredrag på kursdagene NTNU 1996

Sammendrag

Jordnagling er en metode som forsterker eksisterende grunn ved bruk av jordnagler (kamstål el.l.) 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.

Rapporten omhandler dimensjonering og utførelse. Det er vist 3 prosjektseksempler:

- 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 hvor forholdene ligger til rette for bruk av metoden.

Rapporten ble utarbeidet til kurset "Grunnforsterkning-økonomi og metoder" ved kursdagene på NTNU i 1996.

Emneord: *Jordnagling, instrumentering, utførelse, dimensjonering*

Seksjon: *Geologi- og geoteknikkontoret*

Saksbehandler: *J. Vaslestad*

/BN

Dato: *August 1996*

Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Veglaboratoriet

Postboks 8142 Dep, 0033 Oslo
Telefon: 22 07 39 00 Telefax: 22 07 34 44

JORDNAGLING

| | | |
|--|-------------|-----------|
| 1. INNLEDNING | Side | 2 |
| 1.1 Beskrivelse | | 2 |
| 1.2 Historie og utvikling | | 4 |
| 1.3 Fordeler, ulemper og begrensninger med metoden | | 7 |
| 2. DIMENSJONERING | | 11 |
| 2.1 Friksjon | | 11 |
| 2.2 Strekkraft i jordnagler | | 13 |
| 2.3 Jordtrykk | | 15 |
| 2.4 Deformasjon | | 16 |
| 2.5 Dimensjoneringsmetoder | | 18 |
| 2.6 Forenklet dimensjonering, erfaringstall | | 20 |
| 3. UTFØRELSE | | 25 |
| 3.1 Utgraving | | 25 |
| 3.2 Jordnagler | | 26 |
| 3.3 Kostnader | | 28 |
| 3.4 Bestandighet og levetid | | 29 |
| 4. PROSJEKTEKSEMPLER | | 30 |
| 4.1 Permanent jordnaglingsmur på Vingrom | | 30 |
| 4.2 Midlertidig sikring av tørmur og skråning ved Kleivatunnelen | | 44 |
| 4.3 Midlertidig sikring av skråning ved Nordfjord folkemuseum | | 53 |
| 5. REFERANSER | | 55 |

Jan Vaslestad,
Vegdirektoratet,
Veglaboratoriet

1. INNLEDNING

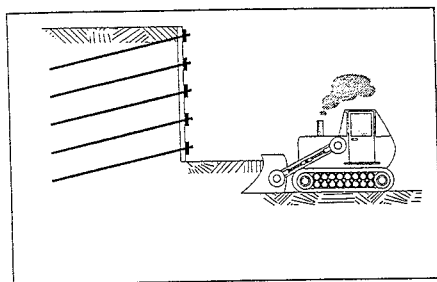
1.1 Beskrivelse av metoden

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

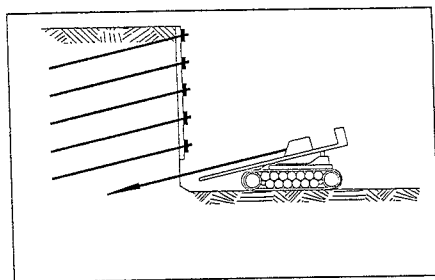
Jordnaglene virker som passive stag, det vil si at de er ikke forspent. Naglene påføres strekk etter hvert som det graves ut.

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

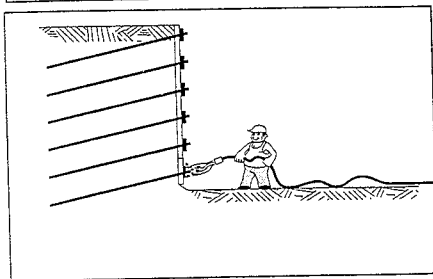
Fremgangsmåten er vist i figur 1.



Trinn 1: Utgraving



Trinn 2: Installasjon av jordnagler



Trinn 3: Sprøytebetong

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 vanligvis mellom 90 og 120 mm. Vanligvis brukes ikke foringsrør.

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 midt i borhullet monteres med senteravstand 1,5 til 2 m.

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

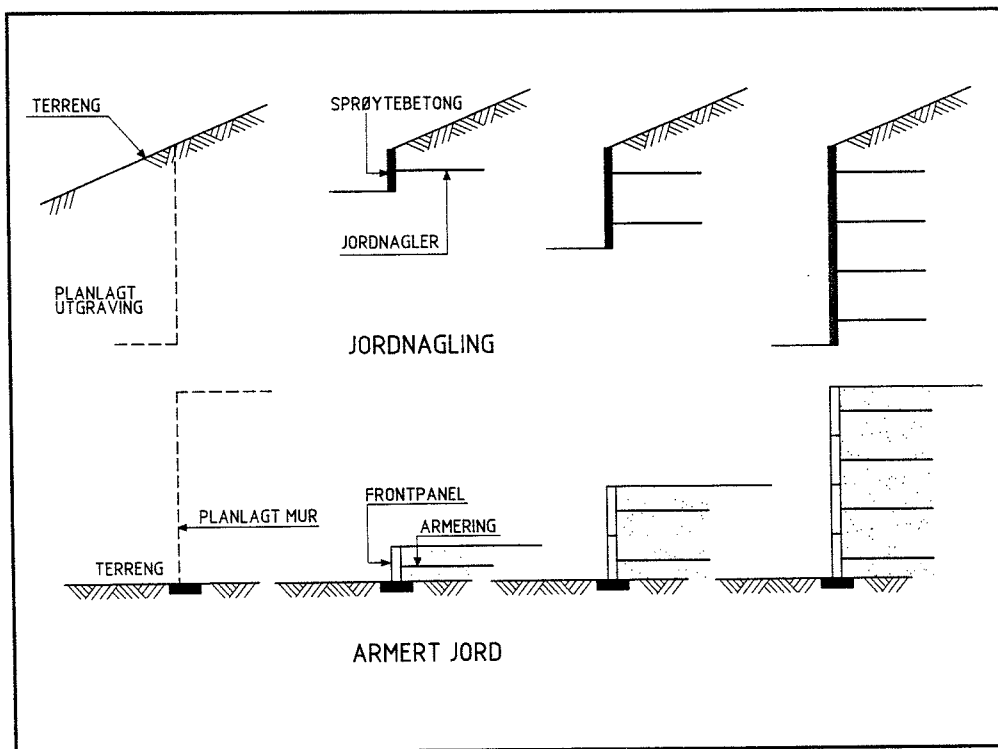
Naglene kan også rammes inn, men dette er mere sjelden brukt.

Vanlig senteravstand mellom naglene er 1 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 ovenifra samtidig med utgraving.

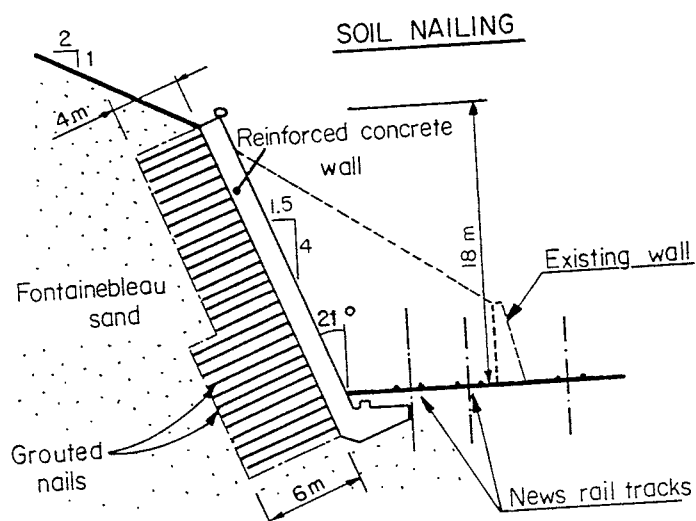
Ved bruk av armert jord starter bygging nedenifra og det bygges opp lagvis med tilførte masser.



Figur 2. Jordnagling kontra armert jord

1.2 Historie og utvikling

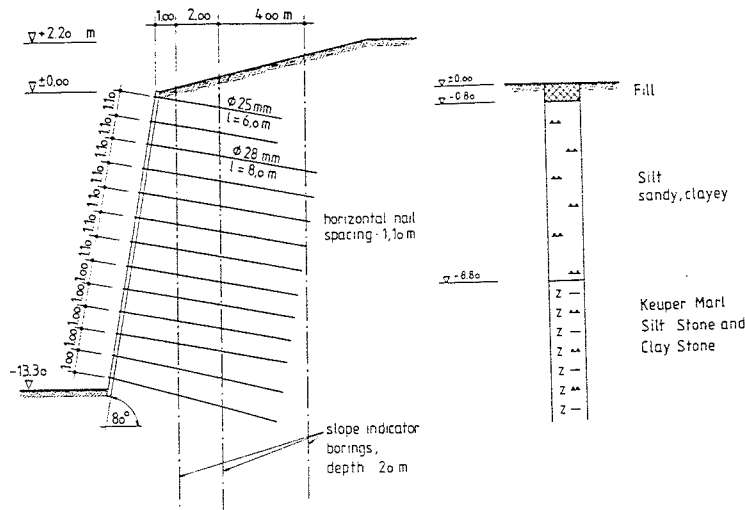
Jordnagling i støttekonstruksjoner ble for første gang brukt i Frankrike i 1972 i forbindelse med en 18 m høy skjæring for jernbanen.



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

Utvikling 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.



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

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 vegg.
- 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

Utvikling 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

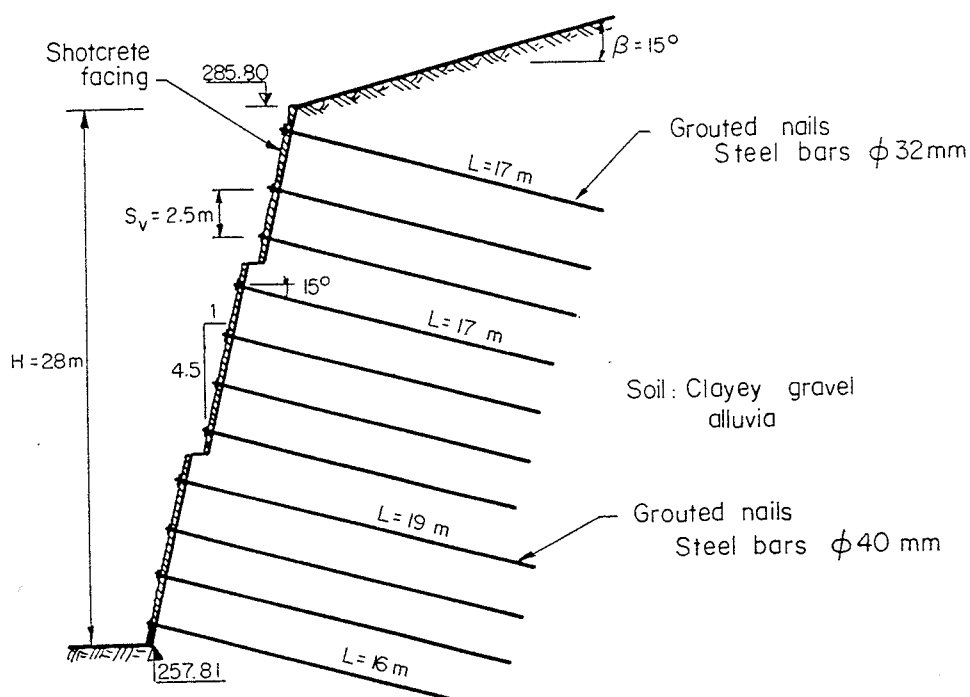
brudd og 6 instrumenterte fullskalaforsøk (konstruksjoner i bruk).

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 100 000 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 høyhastighetstoget TGV.



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

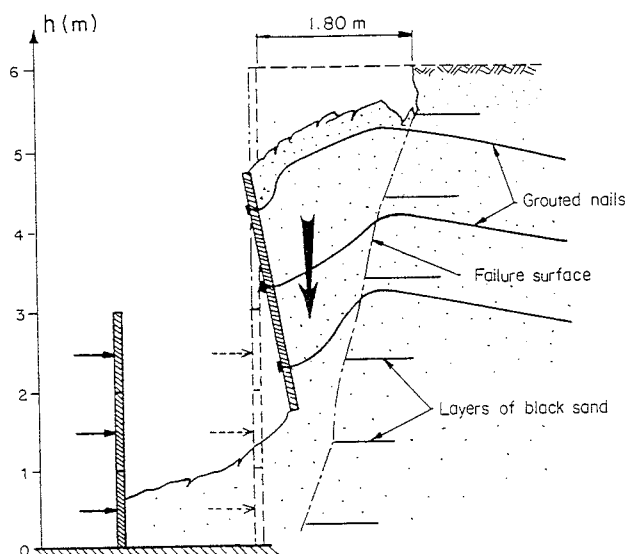
1.3 Fordeler, ulemper og begrensninger ved metoden.

Bruk av jordnagling har følgende fordeler:

- **ØKONOMISK METODE:** Metoden er konkurransedyktig sammenlignet med spunt, berlinervegg etc.
- **RASK BYGGETID:** Sikring utføres samtidig med utgraving.
- **FLEKSIBEL METODE:** Jordnagling krever bare en lett borrhøg 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 utgravingsdybde opptil 2 m. Bruk av større utgravingsdybde på 3 m medførte kollaps av det andre fullskalaforsøket i Clouterreprosjektet.



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

Gässler (1990) sammenfattat utgravingsdybden for forskjellige grunnforhold i følgende tabell:

Tabell 1 Vertikale utgravingsdybder ved forskjellige grunnforhold

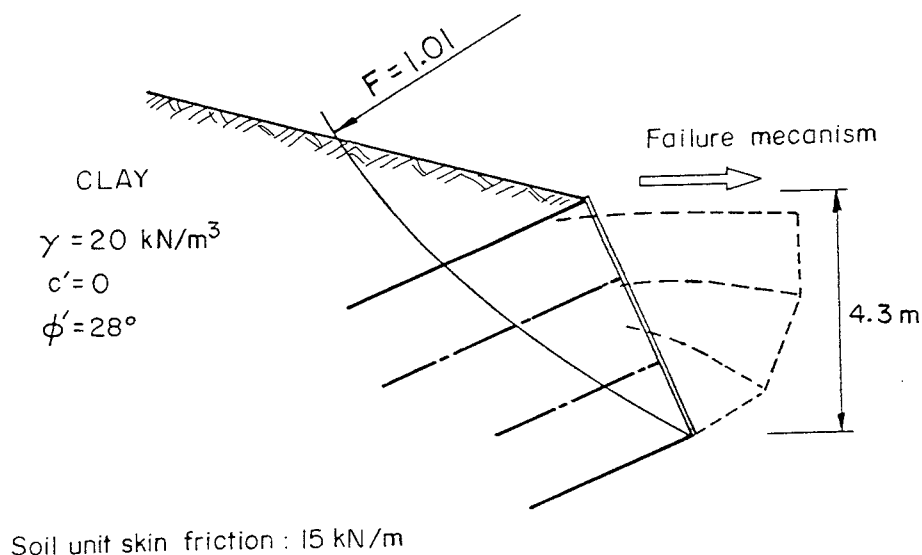
| Jordart | Vertikal utgravingsdybde |
|-------------|--------------------------|
| Sandig grus | 0,5 - 1,5 m |
| Sand | 1,2 - 1,5 m |
| Silt | 1,2 - 2,0 m |
| Fast leire | 1,5 - 2,5 m |

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 på fig. 7. Bruddet skjedde etter kraftig nedbør.

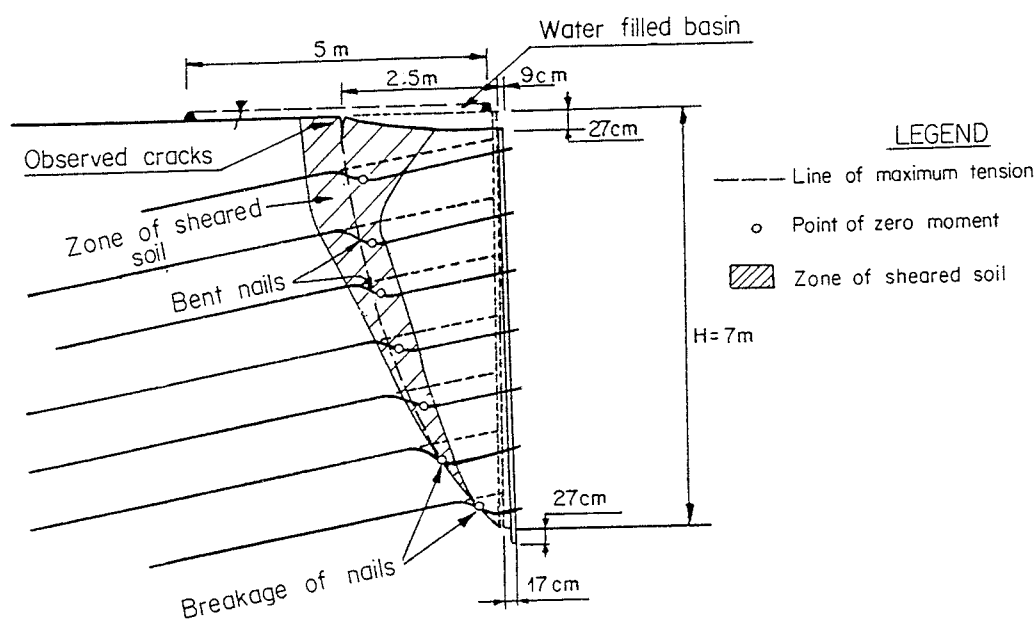


Figur 7. Brudd i jordnaglingsmur ved bruk av nagler i bløt leire, etter Clouterre (1991)

- **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 grunnvannsenkning.

Overflatevann og evt. annet vann i grunnen må ledes vekk.

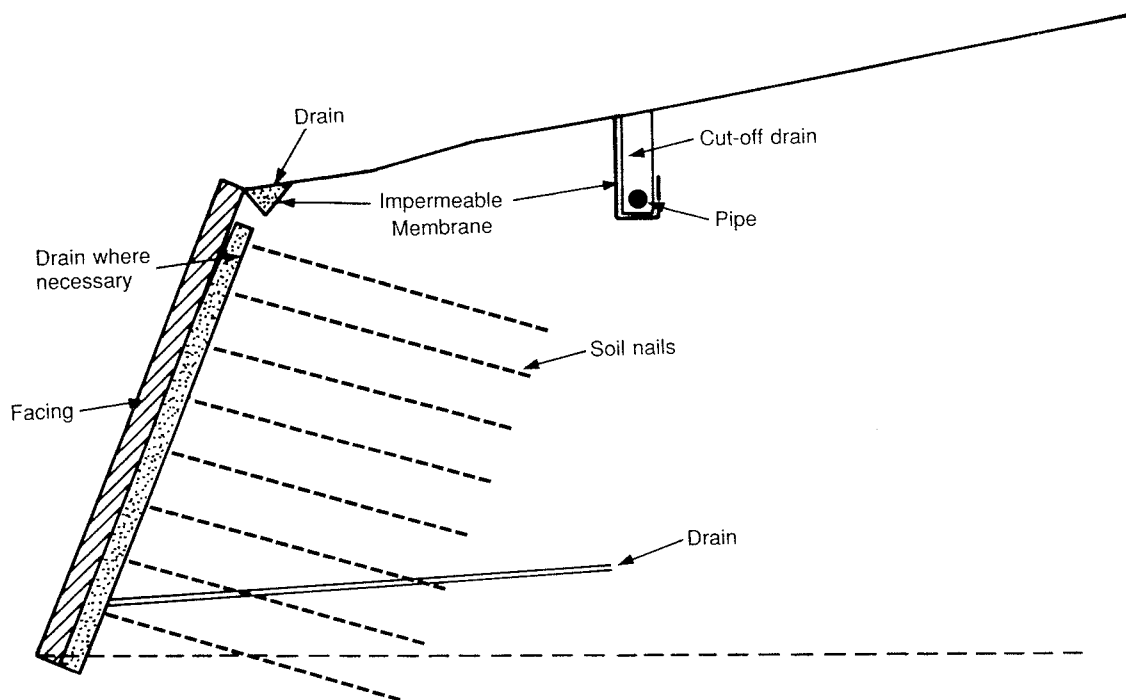
I det første fullskalaforsøket i Clouterre - prosjektet ble konstruksjonen ført til brudd ved å infiltrere vann i grunnen fra toppen av muren. Konstruksjonen var dimensjonert med sikkerhet 1,1 og bruddet skjedde som vist på figur.



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 dreneringsstriper 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 dreningssystem.

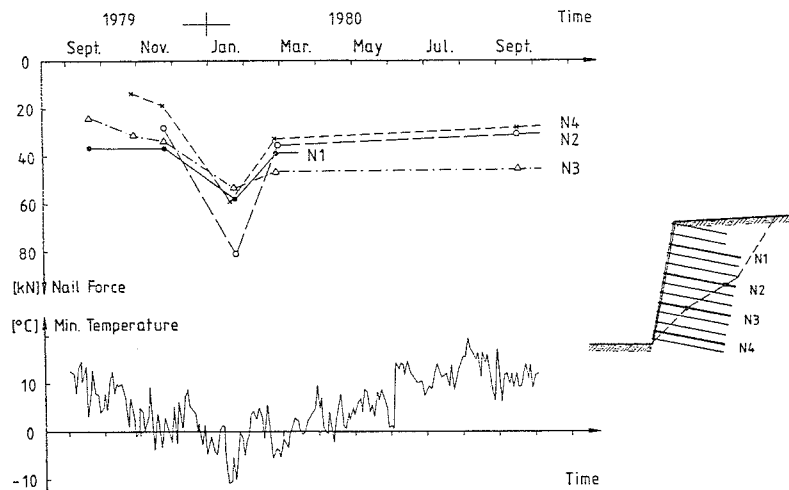
Drenering som installeres i forborede hull kan også være aktuelt i spesielle tilfelle.



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:

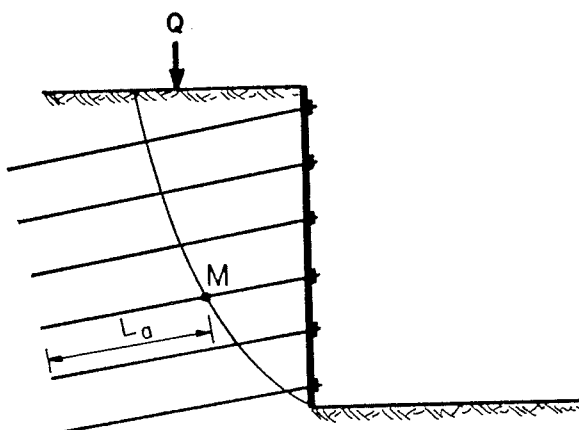
- Friksjon (skjærspenning som mobiliseres mellom jordnaglen og jorda slik at det oppstår strekk i jordnaglen).
- Passivt jordtrykk langs jorda rundt jordnaglen. Det passive jordtrykket som virker medfører mobilisering av bøyingsmoment og skjærkrefter i jordnaglen.

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 fig.11)



Figur 11 Effektiv lengde av jordnagle

Friksjonen bestemmes av uttrykket

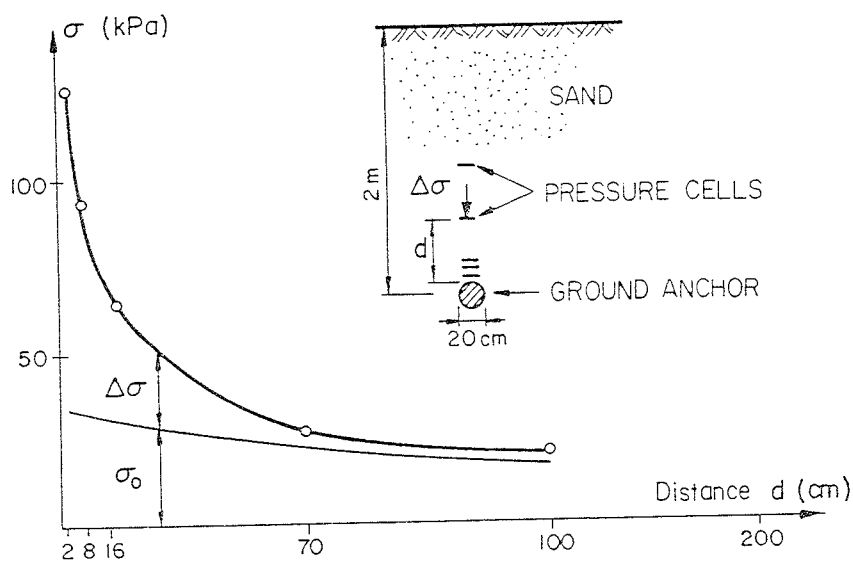
$$\tau = \mu \sigma_0 \text{ [kPa]}$$

der μ = friksjonskoeffisient

$$\sigma_0 = \text{initiell normalspenning [kPa]}$$

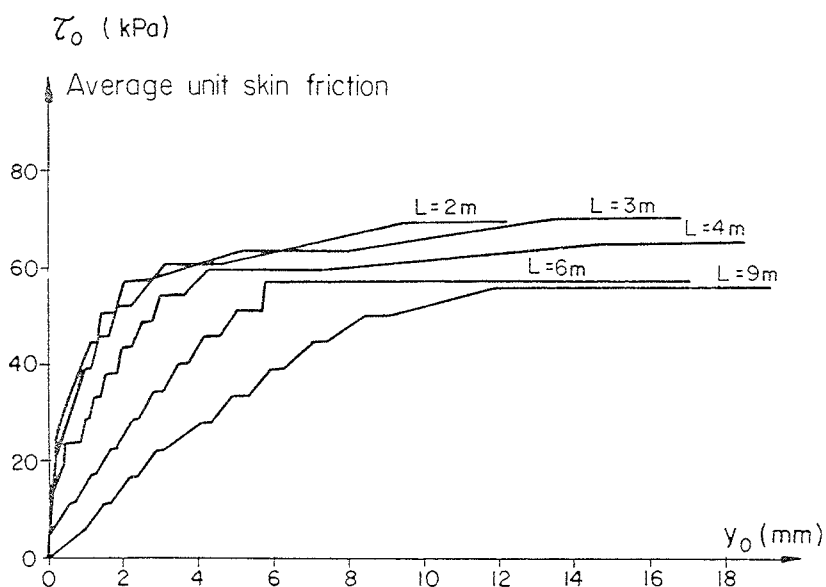
Ved uttrekk av jordnagler vil jorda rundt ekspandere og dette medfører en tilleggsspenning $\Delta\sigma$ på grunn av dilatans.

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.

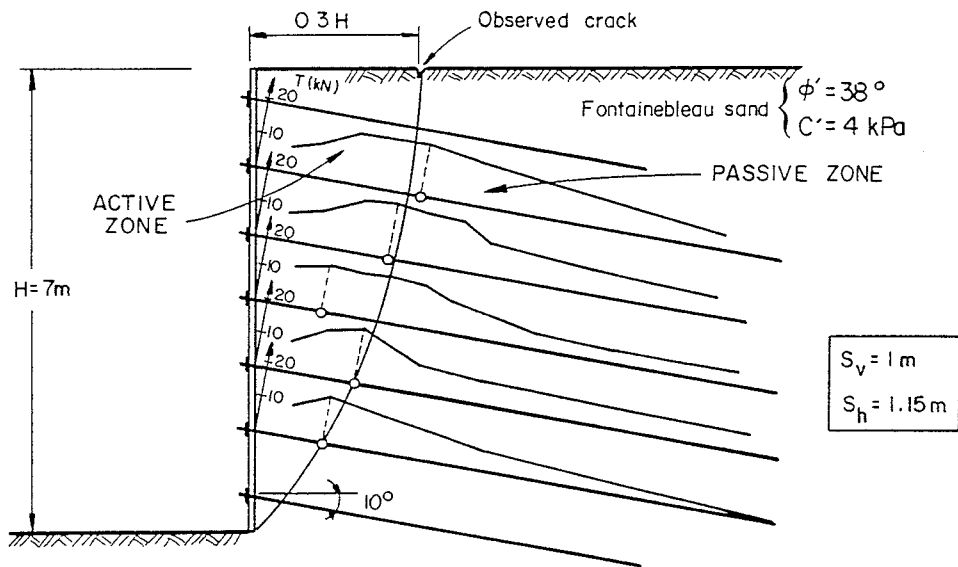


Figur 13 Uttrekksforsøk på jordnagler med forskjellig lengde. Friksjon mot deformasjon, etter Clousterre (1991)

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, Denne 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_{\max} .

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

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

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

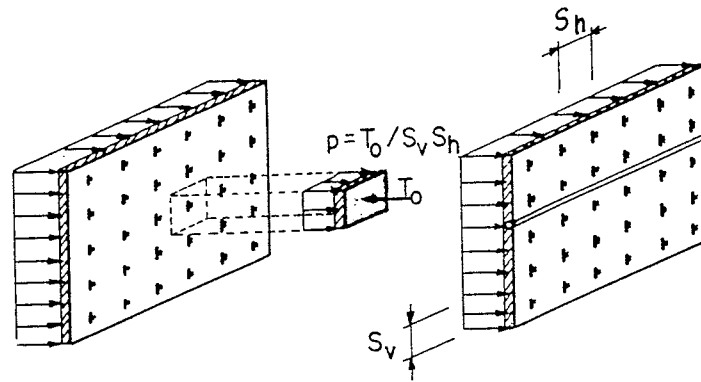
$$T_o/T_{\max} = 1 \text{ når } S \geq 3 \text{ m}$$

hvor S = 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

Utifra maksimal målt strekkraft T_{\max} i jordnaglingskonstruksjoner er det mulig å finne jordtrykksforholdet K ved hjelp av følgende uttrykk:

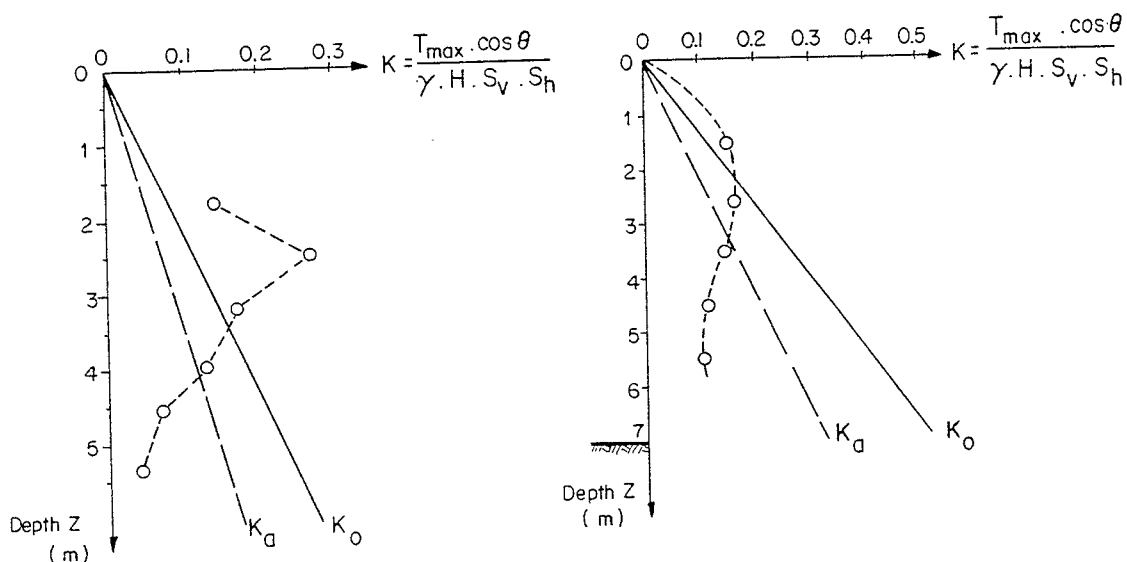
$$K = \frac{T_{\max} \cos \Theta}{\gamma z S_v S_H}$$

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 hviletrykk (K_0) i toppen av konstruksjonen og lavere enn aktivt jordtrykk (K_A) i nedre del av konstruksjonen, se fig. 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 mere 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, mellom 0,1 og 0,4 % av høyden.

Deformasjonene avhenger av en rekke faktorer:

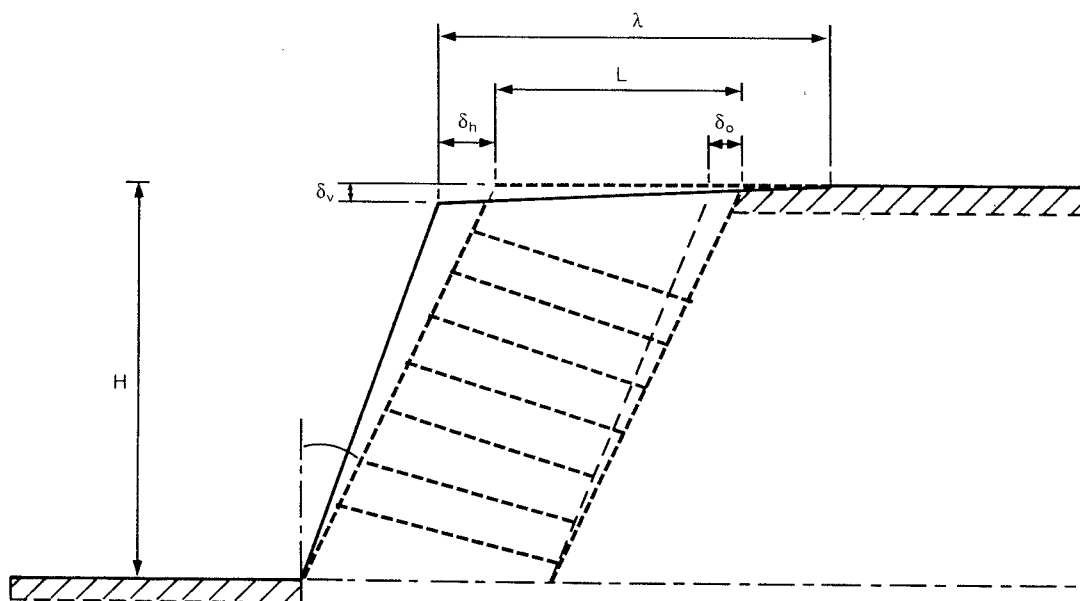
- Høyde på utgravingstrinn
- L/H - forholdet
- Helning på jordnaglene
- Sikkerhetsnivå
- Stivhet av nagler
- Bæreevne av stedlige masser

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

Se fig. 17 for definisjoner.

Tabell 2 Typiske deformasjoner i jordnaglingskonstruksjoner

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



Figur 17 Forenklete deformasjoner

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

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

der k = konstant gitt i tabell 2
 η = helning på fronten

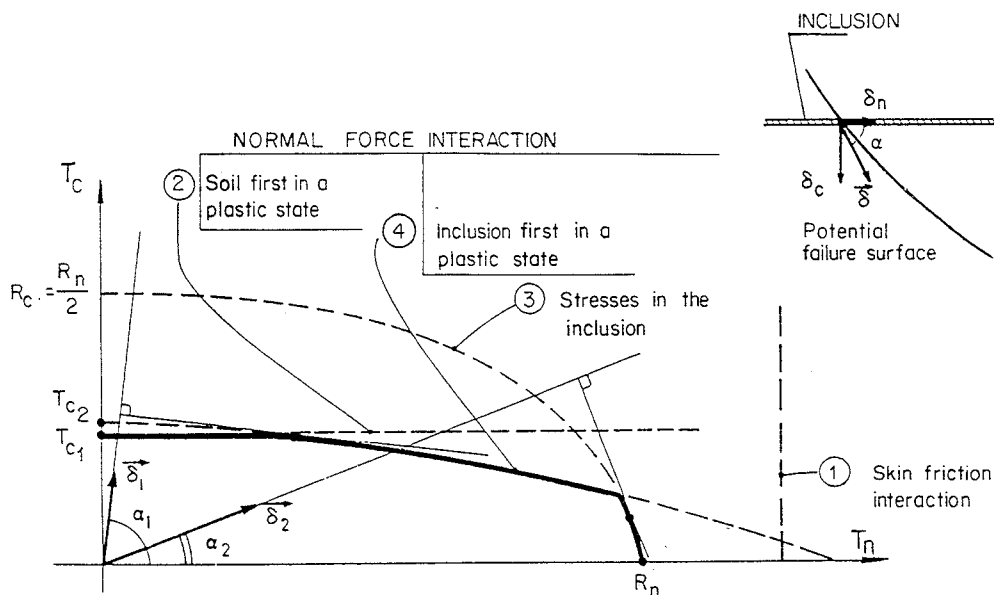
Deformasjonen i bakre del av jordnaglingskonstruksjon (se. fig. 17) er angitt til:

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

Denne metoden tar kun hensyn til strekk i jordnaglene. Bøyning og skjær blir ikke tatt hensyn til. Dette gjør metoden relativt enkel i bruk.

Den franske metoden

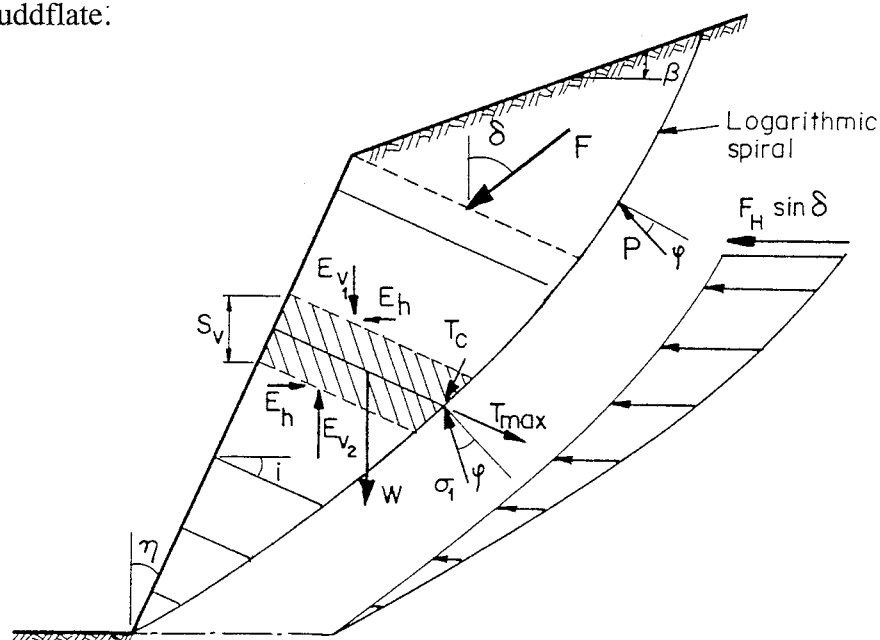
Denne metoden er oppsummert i Clouterre (1991). Metoden tar hensyn til både strekk, bøyning og skjær ("multicriteria - method), se fig. 19.



Figur 19 Kombinasjon av bruddmekanismer 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 jordnalgingsprosjekter, er det utviklet et system med fire dimensjonsløse parametre, Bruce og Jewell (1987):

$$1. \quad \text{Lengdeforhold} = \frac{\text{Naglelengde}}{\text{Utgravingshøyde}} = \frac{L}{H}$$

$$2. \quad \text{Friksjonsforhold} = \frac{\text{Hulldiameter} \times \text{Naglelengde}}{\text{Nagleavstand}} = \frac{D \cdot L}{S_v \cdot S_H}$$

$$3. \quad \text{Styrkeforhold} = \frac{(\text{Naglediameter})^2}{\text{Nagleavstand}} = \frac{D^2}{S_v S_H}$$

$$4. \quad \text{Deformasjonsforhold} = \frac{\text{Horisontaldeformasjon}}{\text{Utgravingshøyde}} = \frac{\delta_H}{H}$$

Følgende erfaringstall er gitt:

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 |

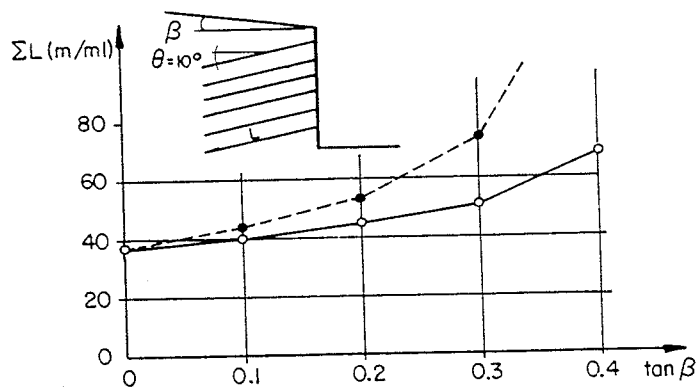
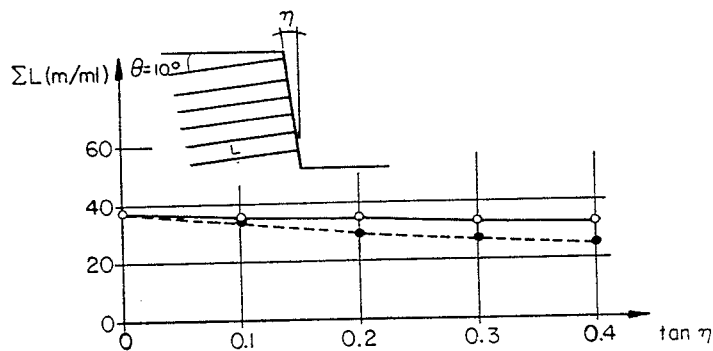
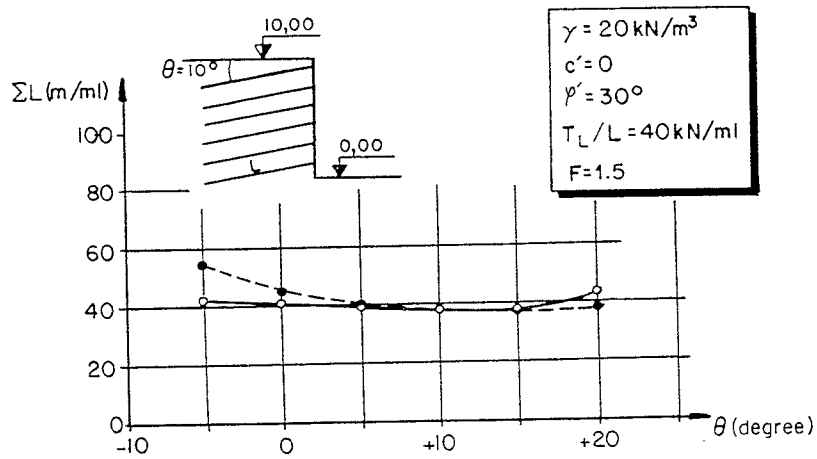
Ved bruk av forborede og injiserte nagler er det vanlig med en naglelengde mellom 0,5 H og 0,8 H og mellom 0,5 H og 0,6 H for rammede nagler. Dette gjelder for horisontalt terreng bak toppen av fronten.

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

De viktigste geometriske parametrene når det gjelder 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 ($\sum L$) per meter lengde av veggen.



- Calculations for nails of constant length (S_v variable, $L=9.15\text{m}$)
- Calculations with constant horizontal nail spacing S_h (L variable, $S_h=1.5\text{m}$)

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.

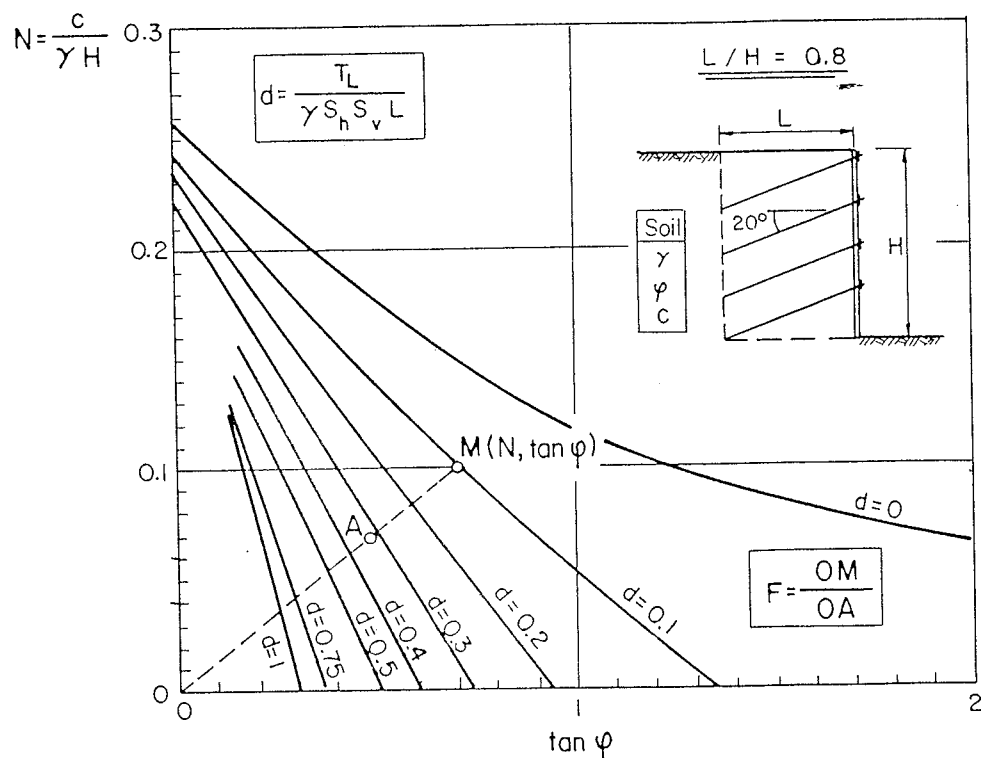
- Helningsvinkel β på terrenget bak fronten har størst innvirkning. En helningsvinkel $\beta = 22^\circ$ gir en økning i naglelengde på over 50 %.

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 fig. 22.



Figur 22 Dimensjoneringsdiagram, etter Clouterre (1991)

Resultatene er gitt i diagram og inngangsparametre 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

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

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

Eksempel

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

Jordartsparemetre:

$$\begin{aligned} \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 35^\circ \text{ (tan}\phi = 0,70\text{)} \\ c &= 20 \text{ kPa (a = c/tan}\phi = 20/0,70 = 29 \text{ kPa)} \end{aligned}$$

Innsatt fåes

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

Med $\tan\phi = 0,70$ fåes følgende avlesning fra fig. 22

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

Med en sikkerhetsfaktor $F = 1,5$ fåes

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

$$(\text{Sikkerhetsfaktor } F = \frac{OM}{OA} \Rightarrow \text{Avstanden } OA = \frac{OM}{F} = \frac{OM}{1,5})$$

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

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

Innsatt fåes

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

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

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

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

der $S = S_V = S_H = 1,2 \text{ m}$

$$\Rightarrow T_o = 0,64 T_L = \underline{48,6 \text{ kN}}$$

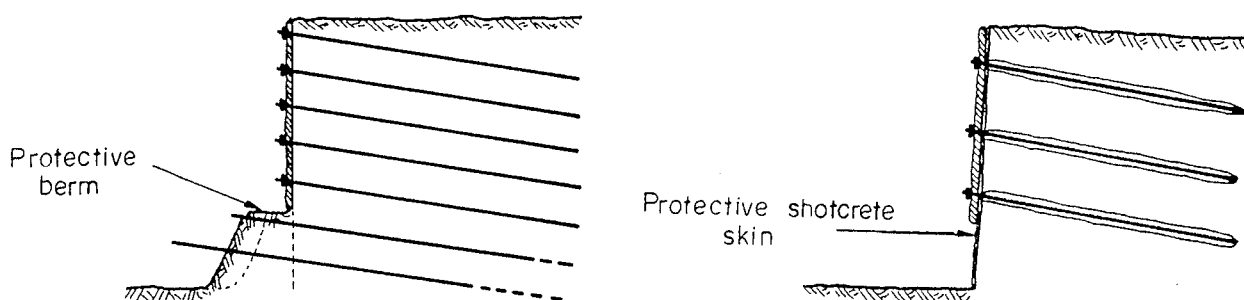
Dimensjonerende jordtrykk mot fronten blir:

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

3. UTFØRELSE

3.1 Utgraving

Vanlig utgravingsdybde er 1 - 2 m. Hvis det er problemer med lokal-stabiliteten 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.
- Sprøyting av 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 x 60 x 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).

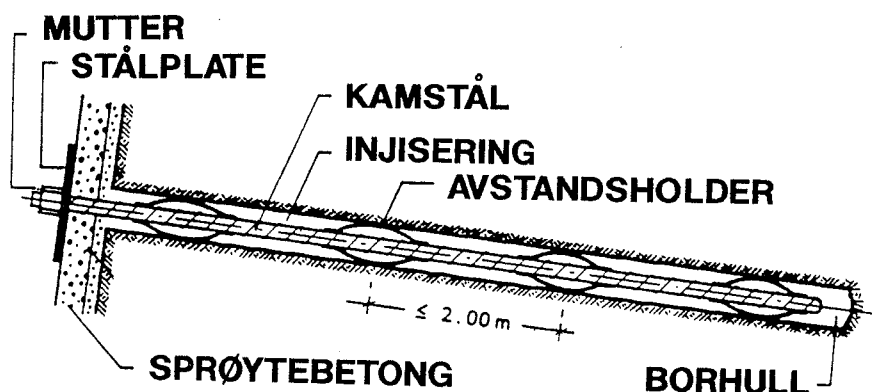
Forborede og injiserte jordnagler er mest vanlig, både i midlertidige og permanente konstruksjoner. Borhull uten foringsrør er mest brukt (90 % av tilfellene). Borhull med foringsrør blir lite brukt, og blir såpass kostbart at det brukes kun i spesielle tilfelle.

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-/sement - forhold på 0,4.

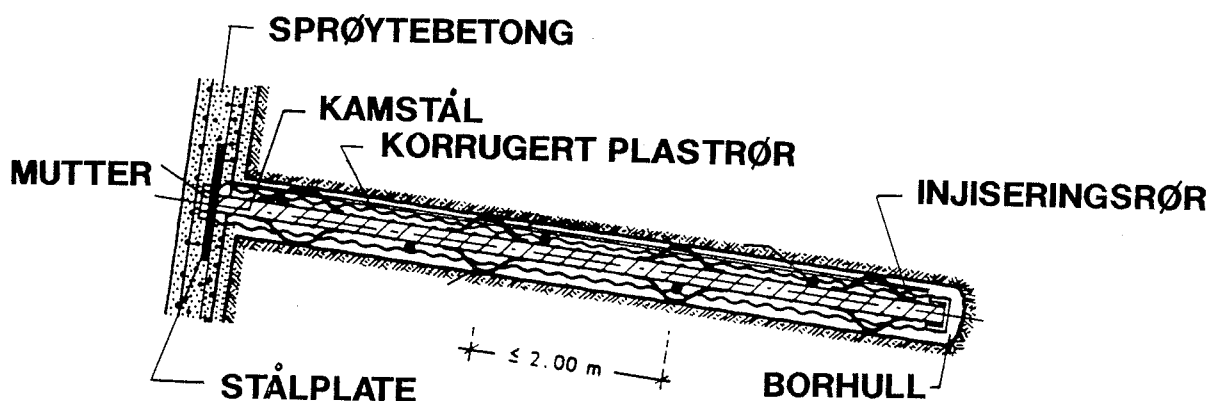
For midlertidige stag skal det være minimum 15 mm tykkelse på injiseringslaget. Sentrering av jordnaglen i borhullet brukes avstandsholdere av plast med avstand 1,5 til 2 m. For feste til fronten brukes plater med størrelse 150 x 150 x 10 mm eller 200 x 200 x 15 mm. Platene festes med mutter. En vanlig utførelse av et midlertidig injisert stag er vist i fig. 24.



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.

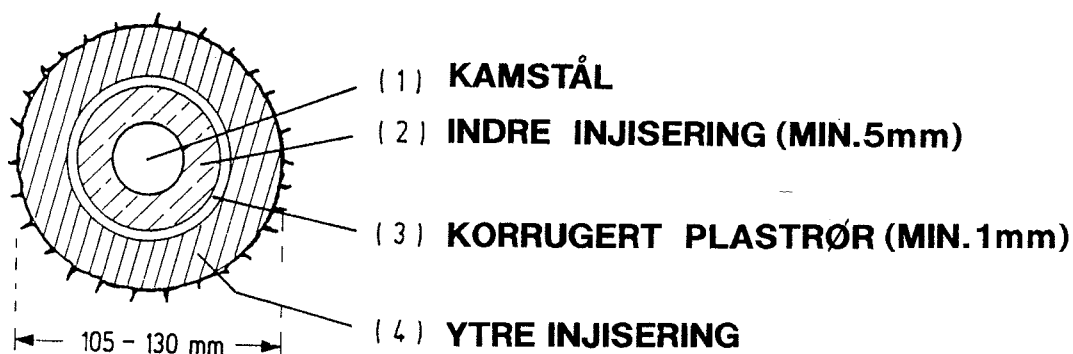


Figur 25 Utførelse av permanent jordnagle

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. Dette blir gjort for å sikre kvaliteten på injiseringen som utgjør korrosjonsbeskyttelsen.

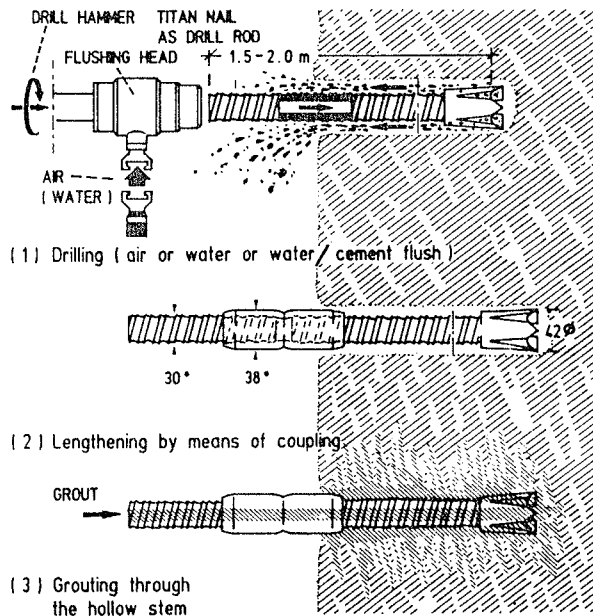
For ikke å få bøyning og oppsprekking av injiseringen blir jordnaglene transportert i spuntnåler til anleggsplassen.

Et tverrsnitt gjennom en permanent jordnagle er vist på fig. 26.



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 injiseres gjennom hulrommet etter hvert som staget bores inn. Prinsippet for "selvborende" jordnagler er vist på fig. 27.



Figur 27 "Selvborende" jordnagler, prinsipp

Engangsborkronen har diameter 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, evt. kombinert med epoxy belegg.

Glassfibernagler har også vært brukt, men hittil i liten grad.

3.3 Kostnader

Der hvor grunnforholdene ligger til rette for det, har jordnagling vist seg å være kostnadmessig gunstig, se tabell 3.

Tabell 3 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

Ved planlegging av jordnaglingsprosjekter er det viktig å skille mellom midlertidige og permanente konstruksjoner når det gjelder korrosjonsbeskyttelse.

I henhold til 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 mere enn 2 år.

Følgende typer korrosjonsbeskyttelse er aktuelt for jordnagler:

- Bruk av korrugert plastrør med indre og ytre injisering (se fig. 25). Dette systemet er nå blitt vanlig for konstruksjoner med brukstid mere enn 2 år i Tyskland og England.
- Galvanisering. Sinkbelegg er lite brukt i forbindelse med jordnagling.
- Epoxybelegg. Dette er en del brukt, spesielt i kombinasjon med sinkbelegg (såkalt combicoat).
- Dimensjonering med korrosjonsmonn (økt ståltykkelse). Dette er den mest vanlige 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

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

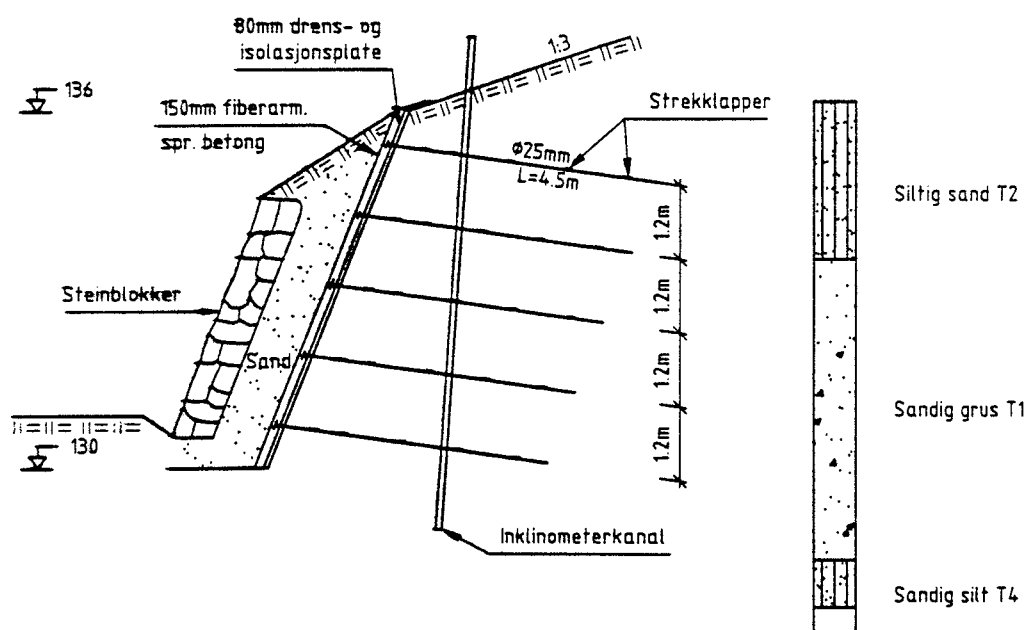
Løsmassene på stedet består av materiale varierende fra relativt fast lagret siltig sand til sandig grus. Det er også et lag med leire i opptil 1 m tykkelse på et parti. Grunnvannstanden ble registrert under bunn av mur.

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 fig. 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 foringsrør.

Hullet ble så fylt med gysemasse av type Rescon ombolt T50 med krom. Jordnaglen ble så satt inn og sentrert ved hjelp av plast avstandsholdere med avstand 1,5 m. Før installasjon av jordnagler ble det montert 80 mm kombinerte drems- 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 opptredende strekk i stagene og deformasjoner. Dette for å tilegne oss 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 strekkklapper av typen FCA-3-11-1L, som produseres i Japan.

Strekkklapper

Strekkklappene ble montert av Tor Helge Johansen, Veglaboratoriet.

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

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

Inklinometerkanal

Inklinometerkanalen ble installert før utgraving ca. 1 m bak fremtidig skråningstopp.

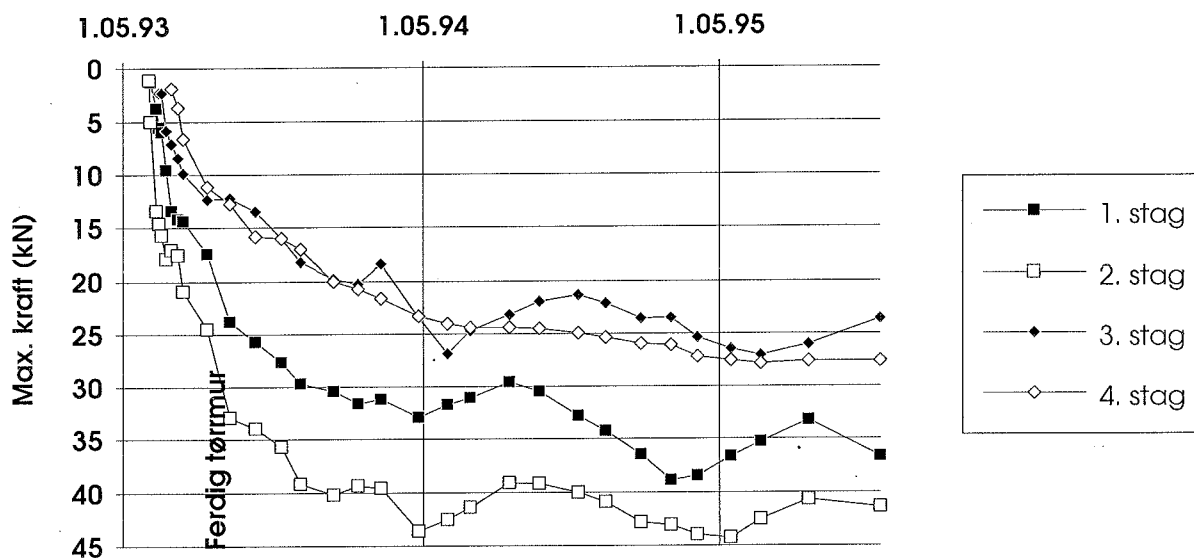
Kanalen består av et firkantør av aluminium og har dimensjonen 50 x 50 x 3 mm. Lengden på hvert rør er 1 m, og de ble skjøttet sammen med spesielle skjøtestykker. En spiss ble festet til første røret. Oppland vegkontor stilte med mannskap og bortraktor til denne jobben.

Termoelementer

Termoelementer leveres metervis og er relativt billig i innkjøp. Vi benyttet termoelement med tråder av kobber. 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

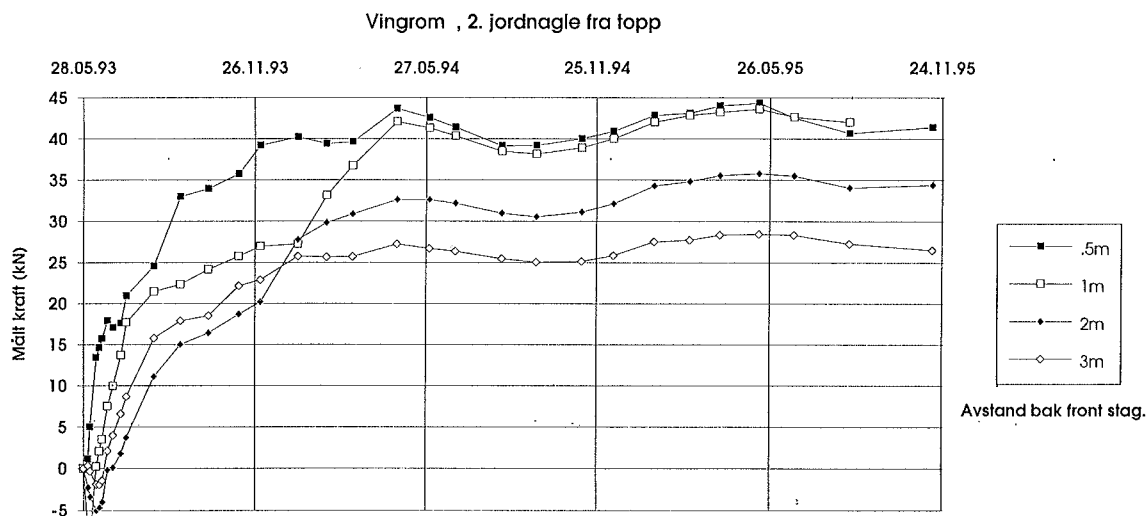
Det er totalt 4 instrumenterte stag, i nivå 1 til 4 (nivå 1 er øverste stegrad). Det er en klar økning av stagkreftene over tid. I figur 29 er vist hvordan maksimal strekkraft i hvert stag varierer over tid.



Figur 29 Maksimal strekkraft i jordnagler over tid.

Stagkreftene er størst i de to øverste nivåene.

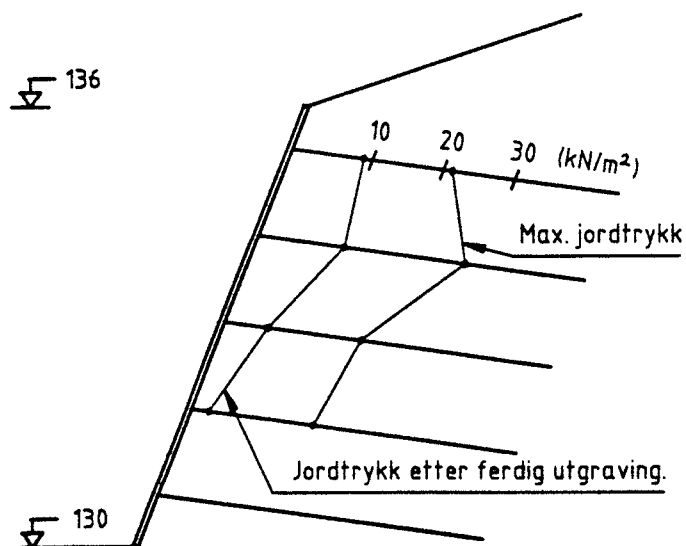
Maksimal strekkraft opptrer i 2. stegrad og er størst om våren. Maksimal målt kraft er 44 kN. Målt kraft i 2. stegrad er vist i figur 30.



Figur 30 Målt kraft i 2. stegrad

I figur 31 er vist hvordan jordtrykket 1 m bak fronten er fordelt etter utgraving, og maksimalt jordtrykk.

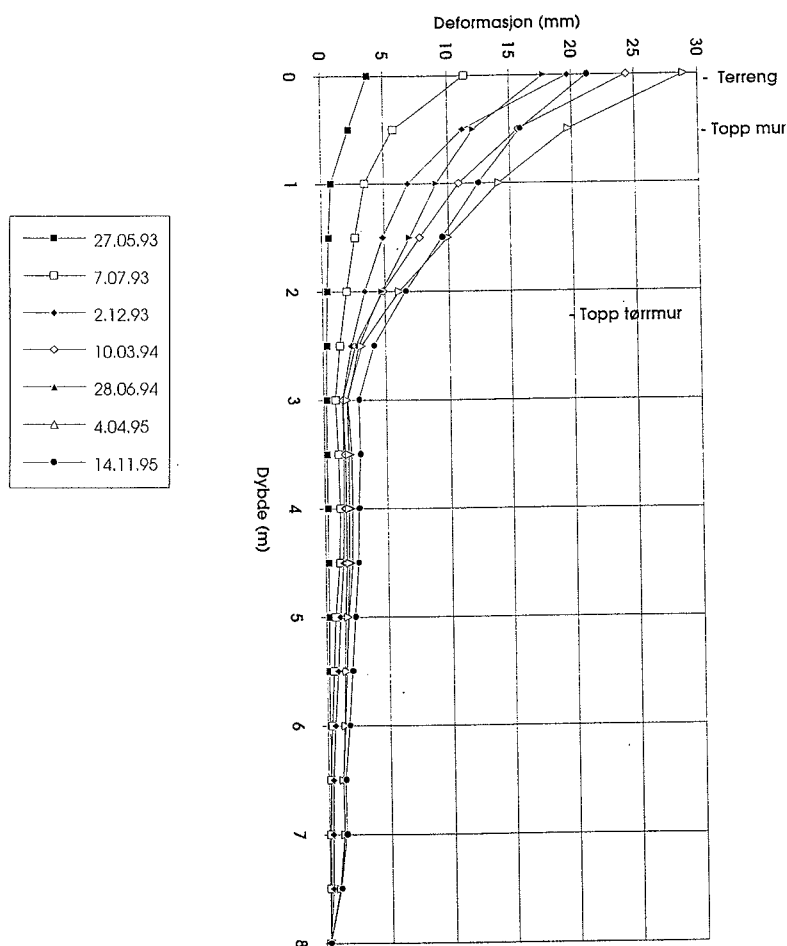
Jordtrykket er beregnet ut fra målt kraft i jordnagler.



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 4.4.95.

Dette tilsvarer $3,3\text{‰}$ 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.

I tabell 4 er sammenstilt målte og beregnede krefter i jordnaglene.

Tabell 4 Målt og beregnet kraft i jordnaglene, Vingrom

| Metode | Kraft [kN] |
|---|------------|
| Prøvebelastning | 103 - 235 |
| Strekklapper (maks målt kraft) | 44 |
| Beregnet dimensjonerende kraft (Gässler, 1987) | 110 |
| Beregnet dimensjonerende kraft (FHWA, 1990) | 126 |



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



Bilde 2 Utgraving for første stegrad foretatt. Blottleggingen ga veldig god oversikt over grunnforholdene.



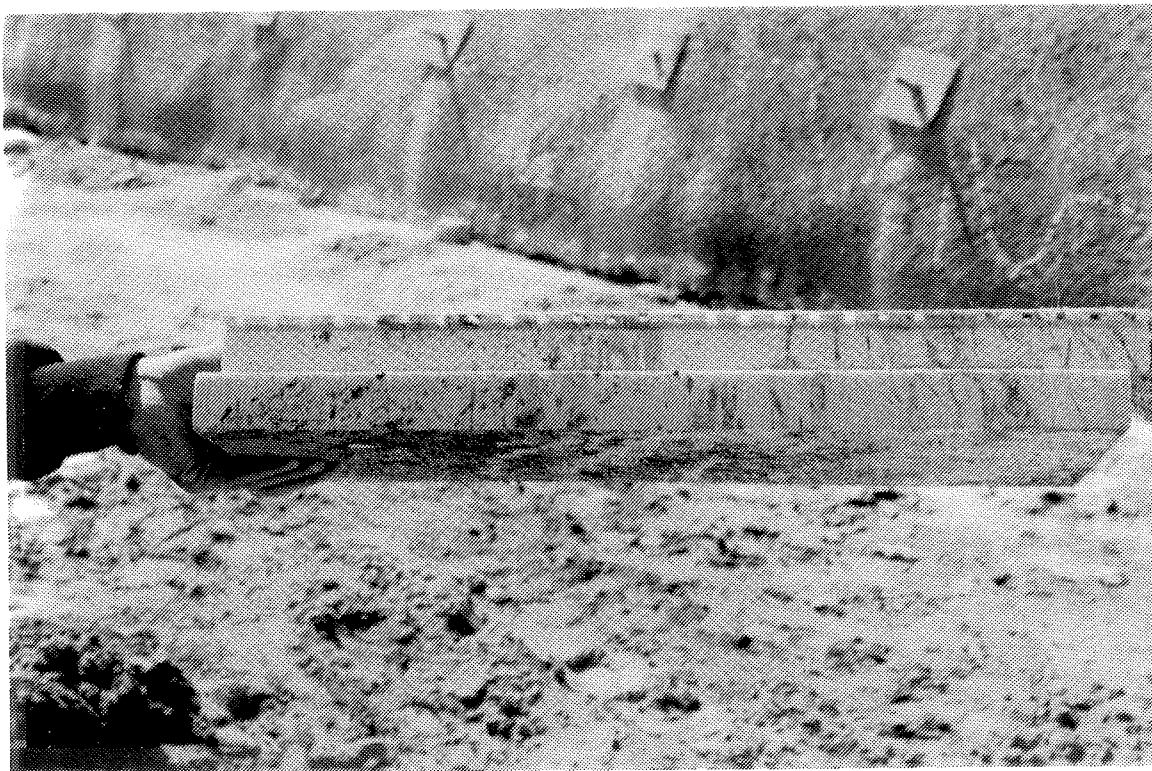
Bilde 3 Første nivå med kombinerte drens- og isolasjonsplater påføres 1.lag av sprøytebetong. Merk rørstussene for lettere gjennom-boring ved stagsetting og enklere kontroll av tykkelse på betongen.



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



Bilde 5 Kamstålboltene installeres med avstandsholdere i foringsrør.



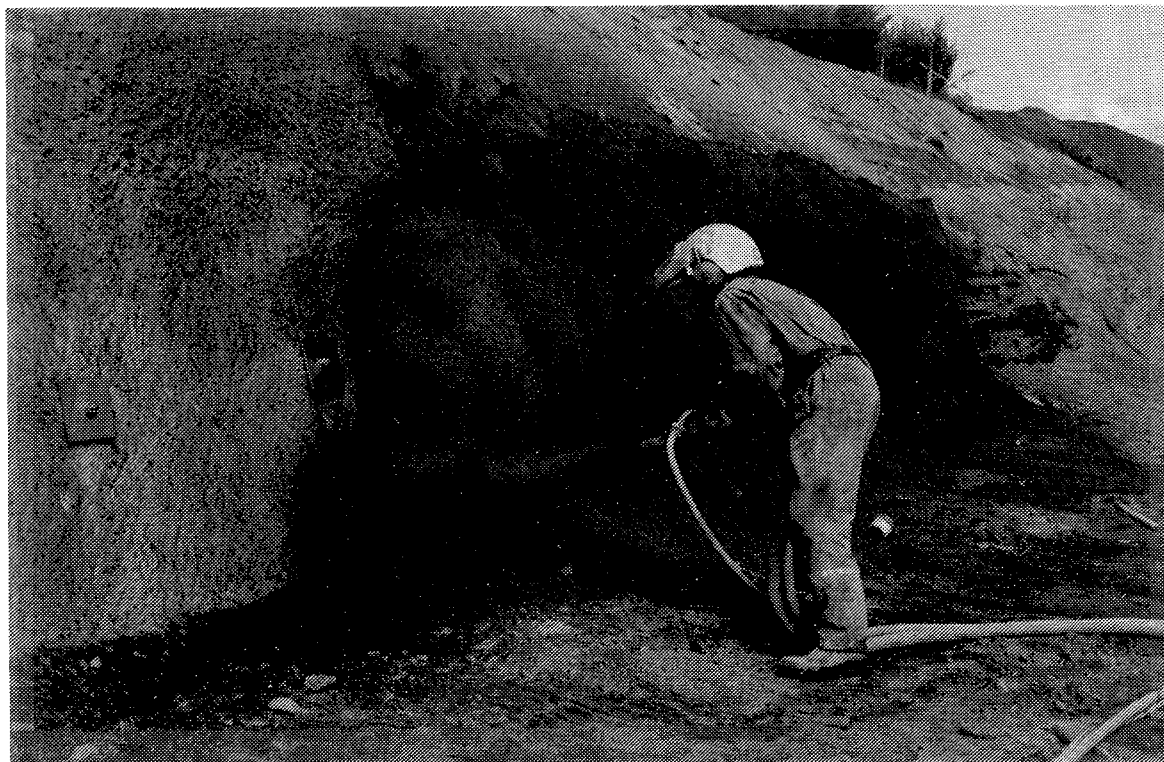
Bilde 6 Detalj av kombinert drens- og isolasjonsplate. Merk not/fjær-systemet som forenklet og sikret plassering av platene før og under påsprøyting av betong.



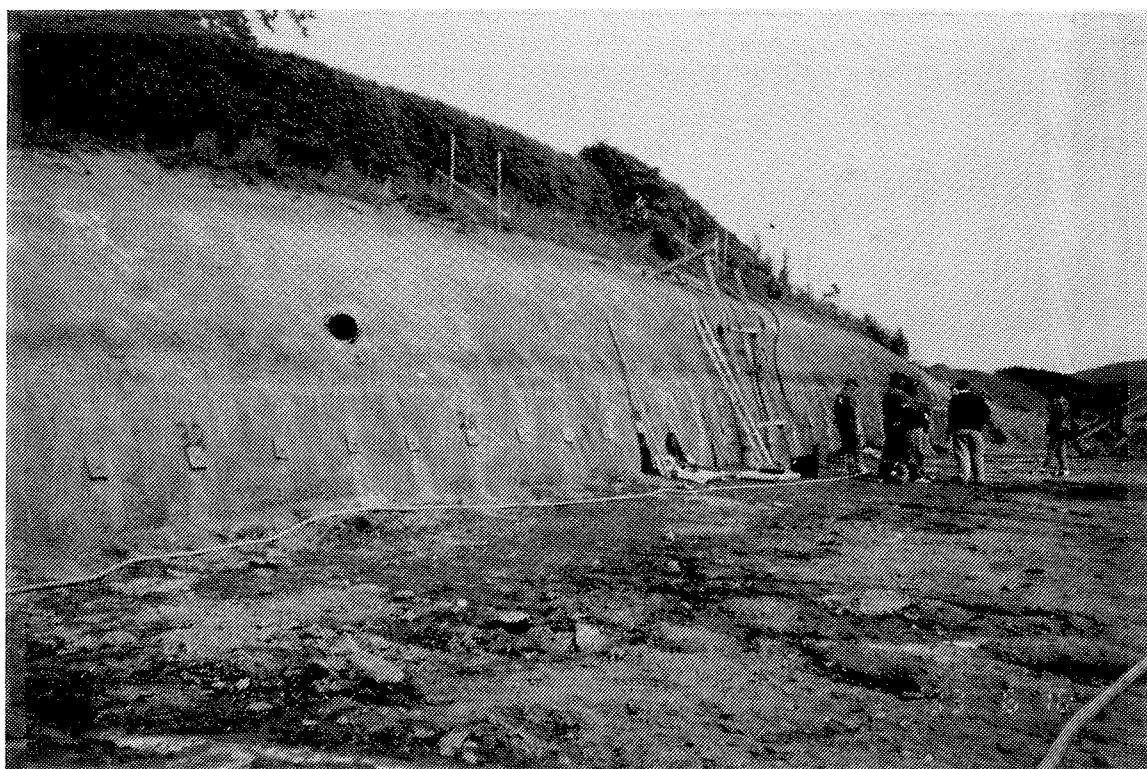
Bilde 7 Forberedelser til prøvebelastning i stegrad 2 (3. juni 1993).



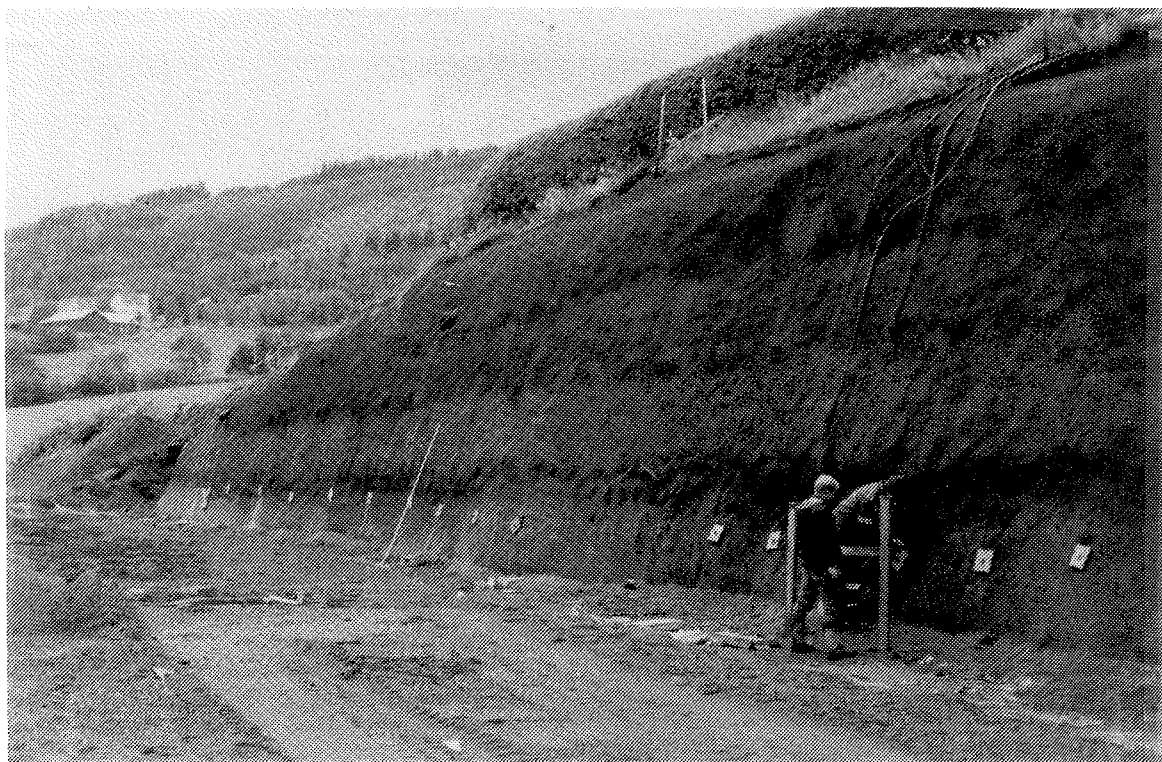
Bilde 8 Detalj av oppsett under prøvebelastning i 2. stegrad (3. juni 1993).



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



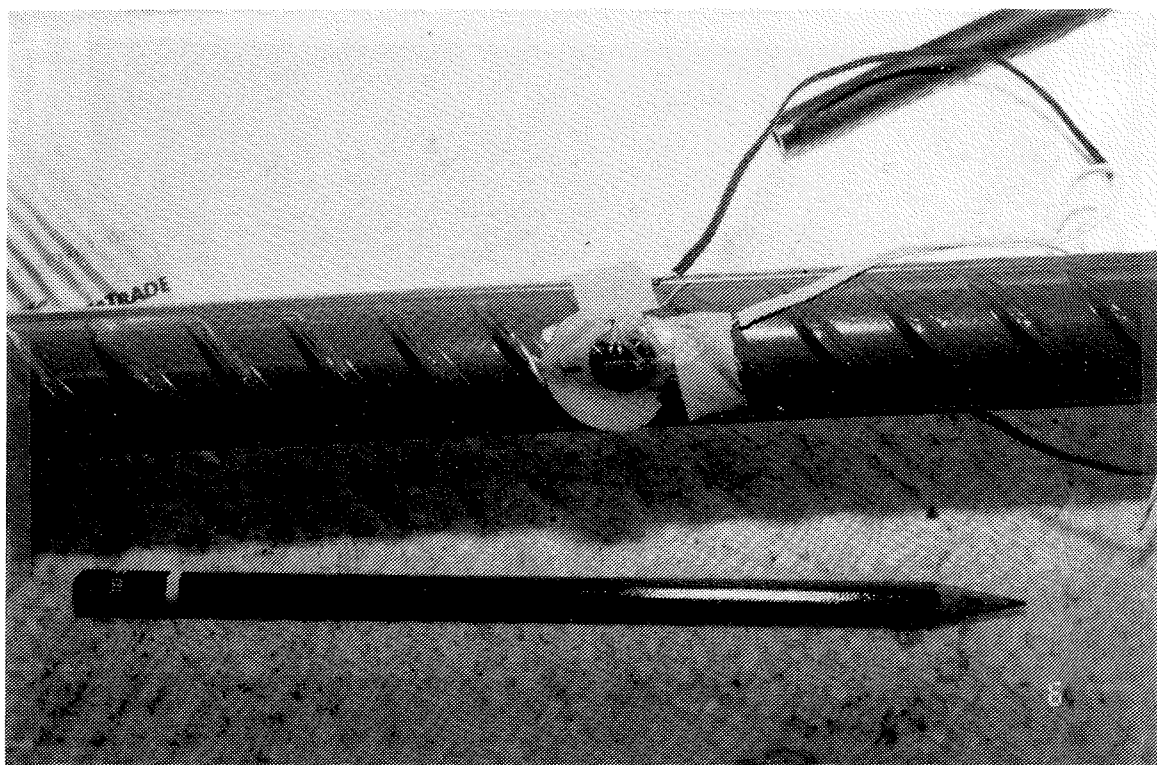
Bilde 10 Første og andre stagrad ferdig påsprøytet, mens tredje nivå er klargjort for avsluttende sprøyting (16. juni 1993).



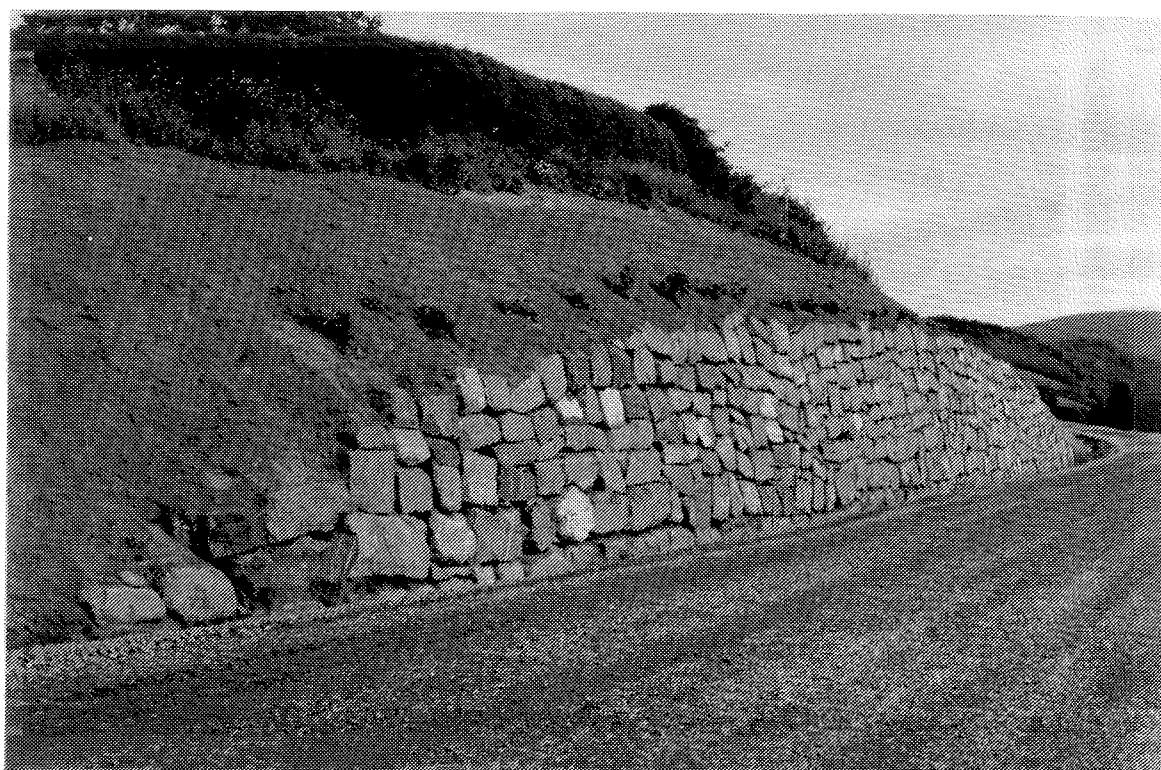
Bilde 11 Klargjøring for prøvebelastning av stag 5/20. De fire øvre stageradene er ferdig påsprøytet (12. juli 1993).



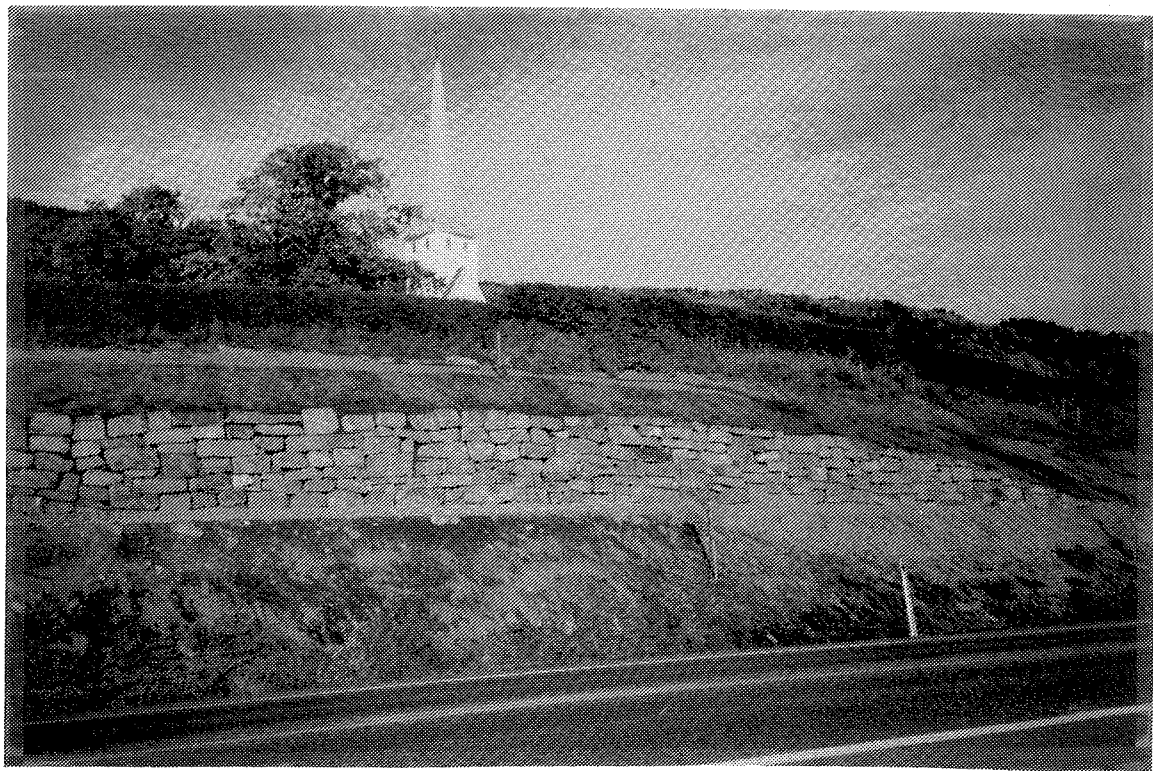
Bilde 12 4 instrumenterte jordnagler med totalt 40 strekkklapper.



Bilde 13 . Detalj av jordnagle med strekklapp.



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 Rv5 Fjærlandsveien ved Kleivatunnelen

Innledning

Følgende er hentet fra en befæringsrapport som ble skrevet etter en befaring på rasstedet av undertegnede:

"Torsdag 24. november 1994 kl. 09.00 ble all trafikk stengt på Rv5 ved Kleivatunnelen etter at det ble oppdaget en utglidning på nedsiden av rasoverbygget. Utglidningen har sannsynligvis skjedd kvelden før. Det var betydelig nedbør i dagene før utglidningen.

Undertegnede ble kontaktet av vegkontoret kl. 10.00 og var på plass på rasstedet kl. 16.30.

Det ble foretatt befaring 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 har glidd ut i en lengde på ca. 40 m. Omfyllingen rundt tunnelen var nesten ferdig da utglidningen skjedde. Utrasingen har medført at det en en steil skråning på nedsiden av fundamentet, og deler av fundamentet står i løse lufta. Massene på oversiden av rasoverbygget medførte en betydelig skjevbelastning på overbygget. Rasoverbygget består av betongelementer (to veggelementer og et takelement). Konstruksjonen tåler svært liten sideveis forskyvning før den vil klappe sammen, og det er 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 er igangsatt for å avlaste overbygget, og det ble besluttet å heise vekk noen topp-elementer i rasområdet for å avlaste veggelementet mot rassiden.

Undertegnede reiste tilbake til Oslo fredag morgen. I et møte på Veglaboratoriet fredag 25. november diskuterte vi en løsning med sikring av rasskråningen og overbygget med injiserte stag gjennom løsmasser og inn i fjell. Denne ideen ble lansert overfor anleggsleder på telefon, og vi ble enig om at jeg skulle komme til rasstedet på lørdag 26. november for å legge fram løsningen i et møte. På dette møtet ble det enighet om 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).

På lørdag 26. november ble det foretatt en befarings fra båt på rasstedet. Det ble da observert at det var betydelige mengder med finstoffholdige, vannømfindtlige og telefarlige masser bak tørrmuren. Det ble også observert humus og trerøtter i massene. De samme massene er også brukt som omfylling rundt rasoverbygget.

Grunnboringer er igangsatt både inne i tunnelen og på flåte i sjøen utenfor rasstedet. Bormannskaper fra vegkontoret Møre og Romsdal er innleid i tillegg til egne bormannskaper fra vegkontoret i Sogn og Fjordane, slik at grunnforhold blir kartlagt i best mulig grad. Dette er helt nødvendig for å vurdere tiltak for å sikre rasstedet for å få åpnet for trafikk og for permanent sikring.

I rasområdet er det foretatt en sammenbolting av vegg- og takelementer med stålplater. I tillegg er det i rasområdet heist vekk 4 takelementer.

Tiltak for midlertidig sikring består av Ischebeck-stag injisert til fjell for å sikre rasoverbygget og rasskråningen nedenfor.

For en permanent sikring planlegges det utført sprengsteinsfylling i sjøen. Grunnundersøkelser ut til 40 m vanddyb er helt nødvendig for å vurdere stabiliteten av utfyllingen.

Sikring av rasoverbygget med stag er et komplisert arbeid som krever nøye oppfølging og kontroll. Rasoverbygget må overvåkes kontinuerlig slik at evt. bevegelser oppdages på et tidlig tidspunkt og nødvendige tiltak settes inn. Det må være en kontrollør på rasstedet som kun har til oppgave å kontrollere arbeidene og dokumentere utførelsen.

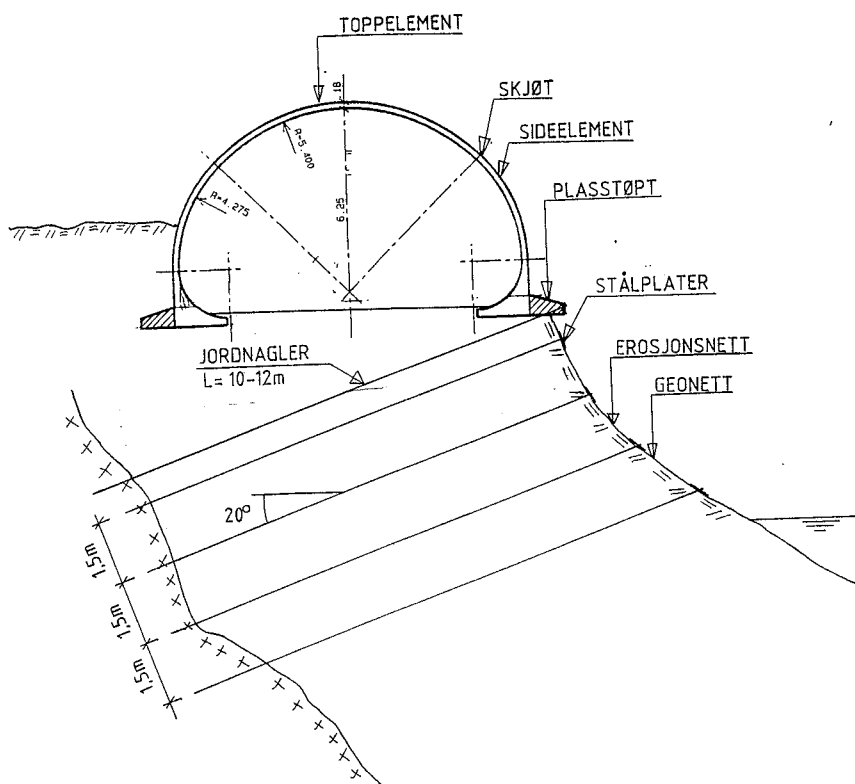
Undertegnede kan ellers kontaktes når som helst på døgnet hvis det oppstår spørsmål eller problemer underveis".

Fjærlandsveien er bompengefinansiert og det var viktig å få åpnet veien raskest mulig. 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 fig. 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. Disse 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 skruerpumpe) ble plassert inne i rasoverbygget og styrt ved hjelp av fjernstyring.

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

- Ødelagte borkroner (avslått skjær)
- Staget ute av kurs p.g.a. treffpunkt på steinblokker
- Steinblokker kniper staget og umuliggjør videre boring.

Dette medførte 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.

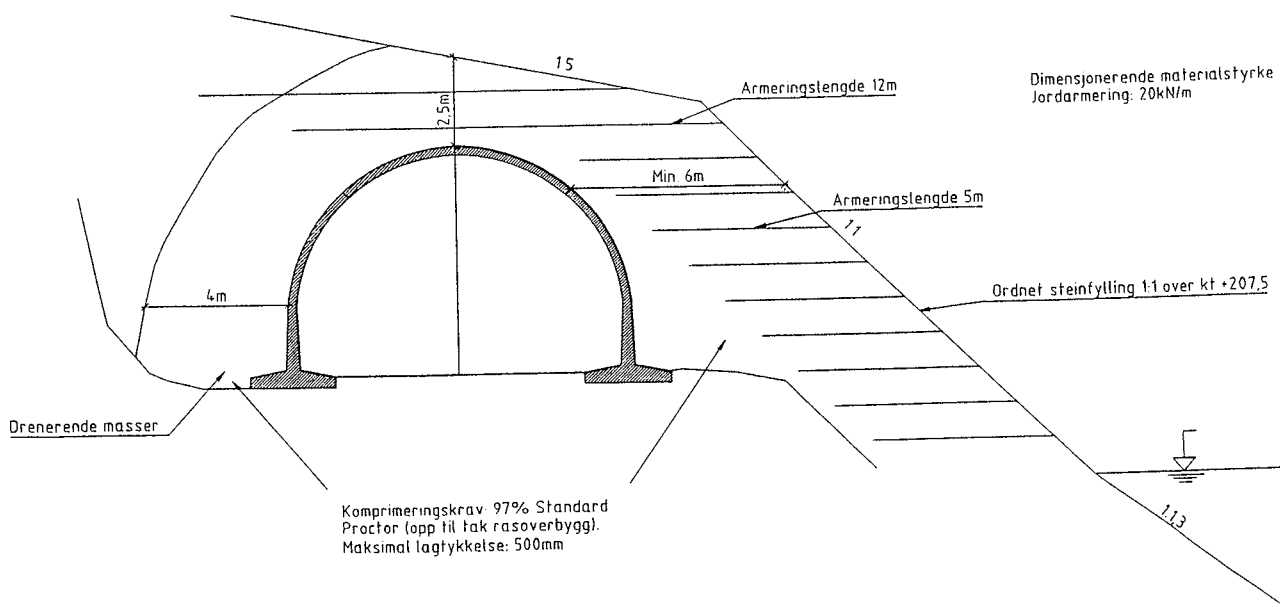
Med hensyn til sementforbruket, lå dette på ca. 15 - 20 kg pr. m stag. Injeksjonstrykket lå på 5 - 10 BAR.

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 fig. 34.

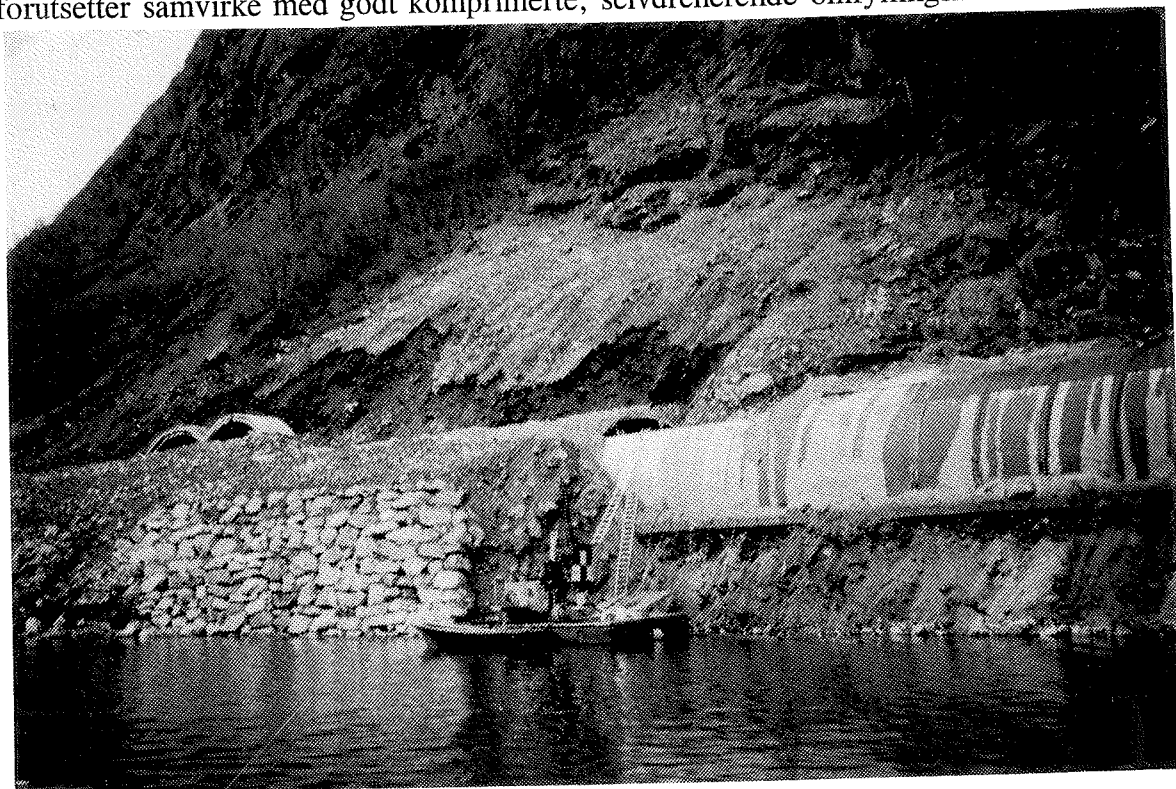


Figur 34 Jordarmert omfylling for rasoverbygg ved Kleivatunnelen

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.



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



Bilde 17 Jordnagling pågår med sikring av skråningen nedenfor rasoverbygget.



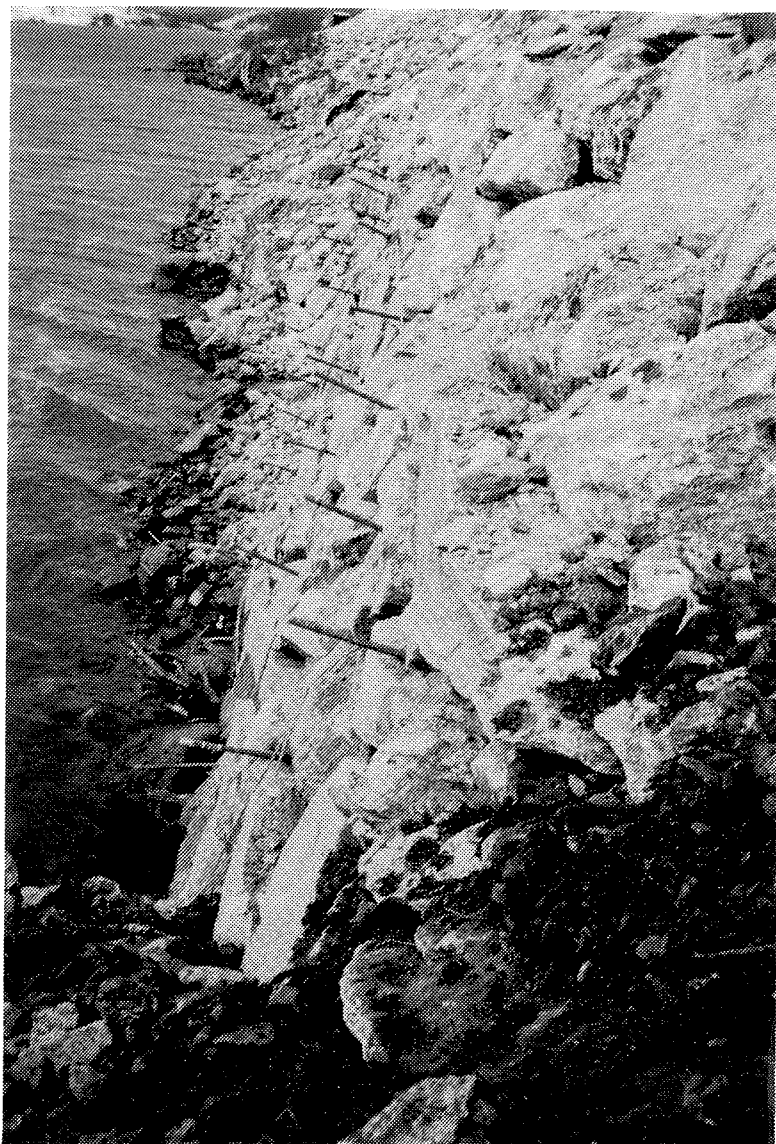
Bilde 18 Plasstøpt del av fundamentet for rasoverbygget er sikret. Boring pågår for første stegrad i skråningen.



Bilde 19 Fjernstyrt injeksjonspumpe inne i rasoverbygget. Merk skjøtene i betongelementene for rasoverbygget.



Bilde 20 Fundament og skråning ferdig sikret.



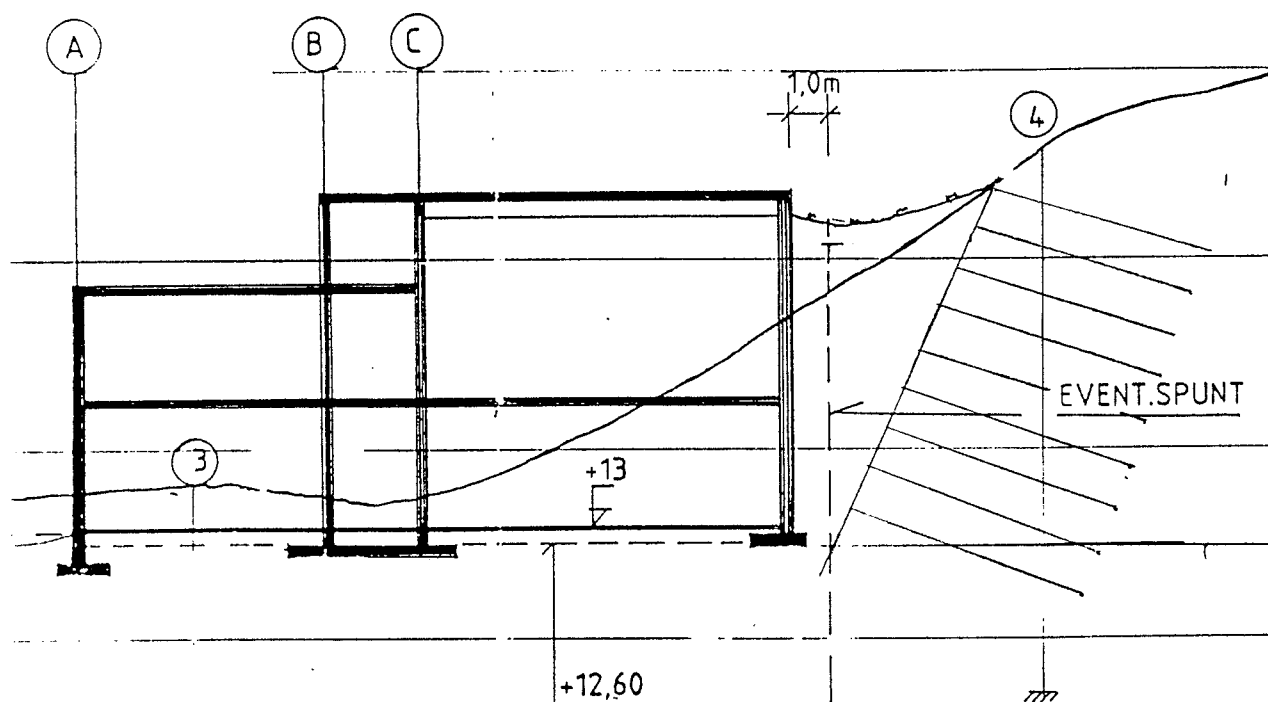
Bilde 21 Sikring av tørrmuren med jordnagler.

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.

På fig. 35 er det vist et typisk snitt av bygget med planlagt spunt og jordnagling som ble utført.



Figur 35 Nordfjord folkemuseum. Tverrsnitt med jordnagling og alternativ med spunt.

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,- pr m^2 .

Referanser

- Bruce, D.A. og Jewell, R.A (1987)
Soil nailing: application and practice - Part 2..
Ground Engineering, January 1987, pp. 21 - 33
- Dolva, B., Vaslestad, J., Johansen, T.H., Jenshus, R., Tennstrand, R., Sloreby, E., og Gråberg, J., (1994)
Jordnaglingsmur ved Vingrom kirke. Erfaringsrapport. Rapport nr. 56, Laboratorieserien. Statens vegvesen Vegdirektoratet.
- Federal Highway Administration (1990)
Reinforced Soil Structures Volume 1. Design and Construction Guidelines, Chapter 6 .
Design of nailed soil retaining structures, pp. 187-295. Publication No. FHWA-RD-89-043
- Federal Highway Administration (1991)
Soil nailing for stabilization of highway slopes and excavations.
Publication No. FHWA-RD-89-193
- Federal Highway Administration (1993)
FHWA Scanning tour for Geotechnology - Soil Nailing summary report.
- Federal Highway Administration (1993)
Recommandtions Clouterre 1991. Soil Nailing Recommendations (English translation).
- Federal Highway Administration (1994)
Soil nailing - Field inspectors manual. Soil nail walls.
Publication No FHWA-5A-93-068.
- Franzén, G. (1993)
Soil nailing - Jordspikning. En litteraturstudie. Rapport B93:11, Institutionen for geoteknik med grundlagning, Chalmers Tekniska Høgskole, Gøteborg.
- Gässler, G. (1987)
Vernagelte Geländersprunge - Tragverhalten und Standsicherheit (Doctors thesis). University of Karlsruhe, Heft 108.
- Gässler, G. (1988)
Soil-nailing. Theoretical basis and practical design. Proceedings of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan 5. - 7. October 1988, pp. 283-288.
- Gässler, G. (1990)
Insitu techniques of reinforced soil.
Performance of reinforced soil structures, International reinforced conference, Glasgow 10 - 12 September 1990, pp. 185-196

- Huth, T. (1994)
Rapport jordnagling Nordfjord folkemuseum, De Neef Norge A/S
- Jewell, R.A. (1990)
Review of theoretical models for soil nailing.
Performance of reinforced soil structures, International reinforced soil conference, Glasgow 10 - 12 September 1990, pp. 265-275
- Murray, R.T. (1993)
The development of specifications for soil nailing. Research report 380.
Transport Research Laboratory
The Department of Transport
- Norsk Betongforening (1993)
Sprøytebetong til fjellsikring, Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 7.
- Oset, F. og Aabøe, R. (1989)
NVF-stipend: Jordnagling. Intern rapport 1425 fra Veglaboratoriet.
Oslo Desember 1989.
- Plumelle, C. og Schlosser, F (1990)
A French national research project on soil nailing: Clouterre.
Performance of reinforced soil structures, International reinforced soil conference, Glasgow 10 - 12 September 1990, pp. 219-224
- Schlosser, F og Unterreiner P. (1991)
Soil nailing in France: Research and practice.
Transportation Research Record no. 1330, pp. 72-79
Transportation Research Board 1991.
- Schwing, E. (1991)
Standsicherheit historischer Stützwände (Doctor Thesis)
University of Karlsruhe, Heft 121.
- The Department of Transport (1994)
Design methods for the reinforcement of highway slopes by reinforced soil and soil nailing techniques. Design manual for roads and bridges, HA 68/94.
- Wien, D. (1995)
Rapport jordnagling Kleivatunnelen, Fjærlandsvegen,
De Neef Norge A/S