

rapport nr. 56

Jordnaglingsmur ved Vingrom kirke  
Erfaringsrapport



## Jordnaglingsmur ved Vingrom kirke Erfaringsrapport

### Sammendrag

Rapporten omhandler bruk av jordnagling for etablering av støttemur ved Vingrom kirke. Fronten er dekket av en maskinmurt tørrmur.

Dette er den første permanente jordnaglingskonstruksjonen i Norge, og det ble foretatt instrumentering for oppfølging av krefter og forskyvninger i konstruksjonen.

I rapporten er det beskrevet dimensjonering, kvalitetskontroll, prøvebelastning og resultater fra instrumentering, Utførelse og økonomi er beskrevet. Det er også foretatt en korrosjonsvurdering.

Erfaringene fra prosjektet er gode, og metoden er et aktuelt alternativ til andre støttekonstruksjoner hvor forholdene ligger til rette for det.

Prosjektet og rapporten er realisert som et samarbeid mellom Veglaboratoriet og Statens vegvesen Oppland.

**Emneord:** *Jordnagling, instrumentering, kvalitetskontroll, utførelse*

**Seksjon:** Geoteknisk  
**Saksbehandler:** Bjørn Dolva, Jan Vaslestad /RDA  
og Tor Helge Johansen Veglaboratoriet  
Roger Jenshus, Petter Tennstrand, Erik Sloreby  
og Johannes Gråberg Statens vegvesen Oppland  
**Dato:** Februar 1994

---

**Statens vegvesen**

**Veglaboratoriet og Statens vegvesen Oppland**

*Rapporten kan fås ved henvendelse til Veglaboratoriet, Arkivet:  
Postboks 8142 Dep, 0033 OSLO. Tlf: 22073900 Fax: 22073444*

# Innhold

	Side
<b>1</b>	<b>Bakgrunn for jordnaglingsprosjektet..... 1</b>
1.1	Valg av metode
1.2	Generell beskrivelse av jordnagling
<b>2</b>	<b>Beskrivelse av jordnaglingsmur på Vingrom..... 4</b>
2.1	Grunnforhold
2.2	Planlagt utførelse
<b>3</b>	<b>Dimensjonering..... 6</b>
3.1	Gässlers metode
3.2	FHWA's metode
<b>4</b>	<b>Opplegg for kvalitetskontroll..... 12</b>
4.1	Sjekklister
4.1.1.	Dokumentasjon av jordnaglingskonstruksjon
4.1.2.	Jordnaglingskonstruksjon-Kvalitetskontroll
4.1.3.	Kontroll under etablering av jordnaglingskonstruksjon
4.1.4.	Kontroll av prøvebelastning på jordnaglingskonstruksjon
4.2	Kontrollskjema
4.2.1.	Installasjon av jordnagler
4.2.2.	Produksjonsforsøk - Prøvebelastning på jordnagle
4.3	Vurdering av kvalitetskontroll
<b>5</b>	<b>Utførelse..... 17</b>
<b>6</b>	<b>Kostnader..... 28</b>
<b>7</b>	<b>Prøvebelastning..... 29</b>
7.1	Resultater
7.2	Krav til stag/deformasjon
7.2.1.	Elastisk (minimums-) deformasjon
7.2.2.	Maksimum deformasjon
7.2.3.	Kryp deformasjon
7.3	Vurdering av prøvebelastningene
<b>8</b>	<b>Instrumentering..... 36</b>
8.1	Orientering
8.2	Installasjon av instrumentering
8.3	Resultater
<b>9</b>	<b>Vurdering og levetidsbetrakning..... 43</b>
9.1.	Sammenligning med tidligere prosjekter
9.2.	Bestandighet og levetid
9.3.	Oppsummering

# **Innhold - appendix**

## **Referanser**

**Vedlegg 1- Brev fra Veglaboratoriet til Statens vegvesen Oppland  
av 1992-12-21. STØTTEMUR VED VINGROM KIRKE -  
GRUNNUNDERSØKELSER(uten vedlegg)**

**Vedlegg 2- Brev fra Veglaboratoriet til Statens vegvesen Oppland  
av 1993-04-02. STØTTEMUR VED VINGROM KIRKE -  
JORDNAGLER**

**Vedlegg 3- Eksempel på borings-sammendrag/borkort fra  
ENTREPENØRSERVICE A.S.**

# 1 Bakgrunn for jordnaglingsprosjektet

## 1.1 Valg av metode

Etter henvendelse fra Oppland vegkontor, har Veglaboratoriet vurdert ulike alternative støttekonstruksjoner for en skråning i løsmasser ved Vingrom kirke.

Følgende alternativer ble vurdert:

- \* Gravitasjonsmur i form av tørrmur
- \* Jordnagling i kombinasjon med tørrmur i fronten
- \* Permanent spunt med løsmassestag.

Gravitasjonsmur var ikke aktuelt pga. plassforhold ved kirkegården (bratt skråning) og liten kort- og langtidsstabilitet. Permanent spunt med løsmassestag var ikke aktuelt på grunn av høye kostnader.

Jordnagling ble dermed valgt, basert på relativt lav kostnad og egnethet i grunnforholdene på stedet. Tørrmur i fronten gir også en estetisk fin løsning. Forøvrig forlangte kommunen en slik løsning av hensyn til miljøet i området.

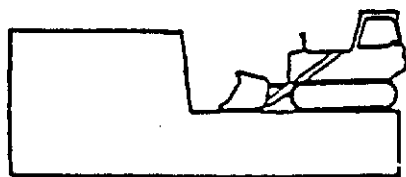
Jordnagling er ikke tidligere utprøvd i Norge, og på grunn av at dette er den første konstruksjonen, var det aktuelt med instrumentering og grundig oppfølging i anleggsfasen. Senere i '93 er det utført 2 midlertidige konstruksjoner (Oslo, Sogn og Fjordane) i regi av andre byggherrer.

## 1.2 Generell beskrivelse av jordnagling

Jordnagling ble for første gang brukt i Frankrike i 1972. I perioden fra 1986 til 1990 ble det gjennomført et stort prosjekt i Frankrike, Clouterre, for å samle kunnskap og utarbeide retningslinjer for jordnagling, Plumelle og Schlosser (1990).

I Tyskland har metoden vært brukt i stor utstrekning, og det er utført en rekke instrumenterte fullskalaforsøk, Gässler (1990).

De ulike trinn i metoden er vist i figur 1.1.



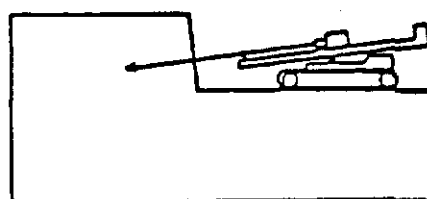
1. UTGRAVING I 1,5 M DYBDE



2. ARMERINGSNETT OG SPRØYTEBETONG PAFØR



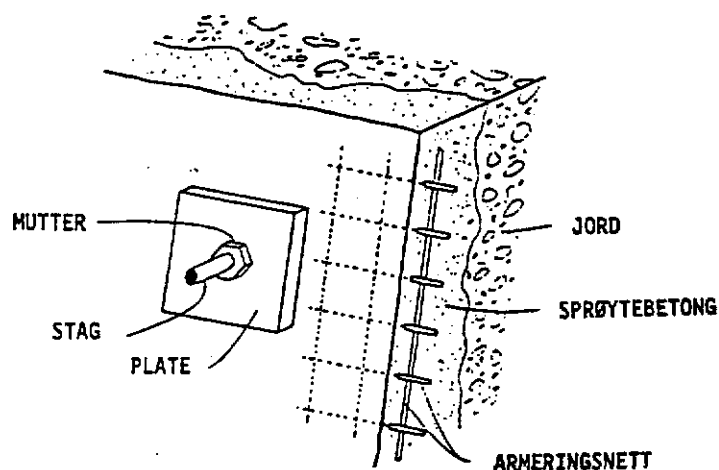
4. VIDERE UTGRAVING

3. FORBORING, INSTALLASJON OG  
INJISERING AV NAGLER

Figur 1.1. Utførelse av jordnagling

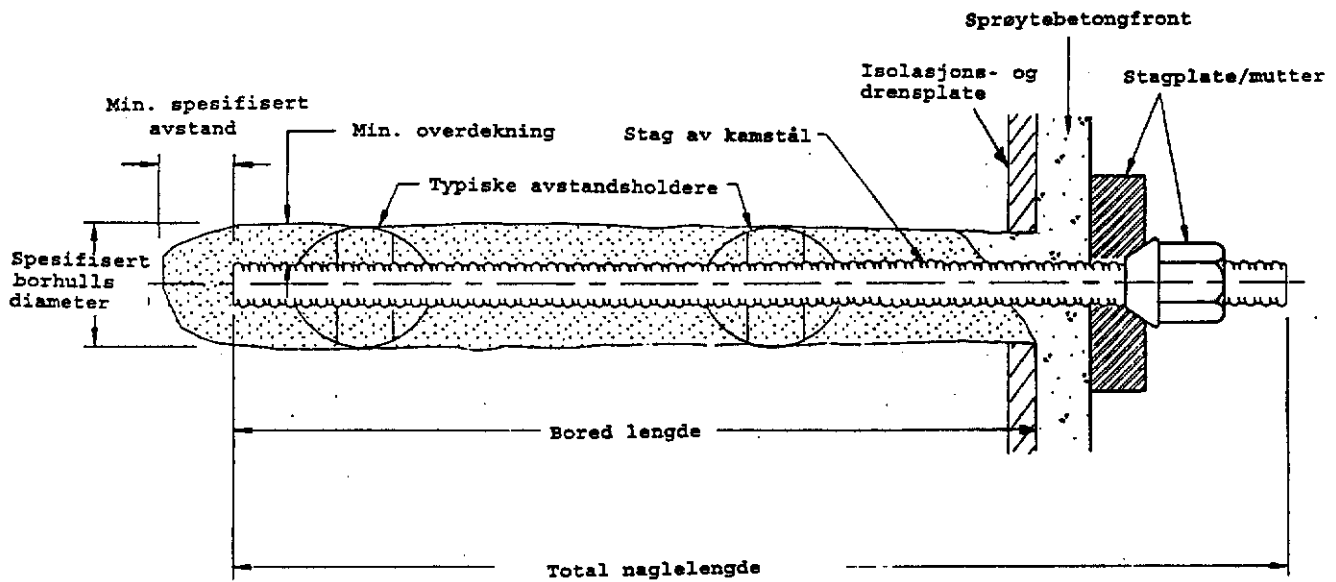
Tykkelsen på sprøytebetongen er vanligvis mellom 8 og 20 cm, avhengig av grunnforhold, høyde på muren, midlertidig eller permanent skråning etc.

I de fleste tilfelle består jordnaglene av kamstål med diameter mellom 20 og 28 mm, men kamstål med diameter opptil 50 mm har vært brukt, Gässler (1990). Tettheten av jordnagler er vanligvis mellom 0,5 til 1 pr. m<sup>2</sup>. Detalj av front er vist på figur 1. 2.



Figur 1.2. Sprøytebetongfront

På figur 1.3 er vist et snitt av en typisk jordnagle.



Figur 1.3. Snitt av typisk boret jordnagle.

## 2 Beskrivelse av jordnaglingsmur på Vingrom

### 2.1 Grunnforhold

Grunnforholdene består i hovedsak av materiale vekslende fra siltig sand til sandig grus. Det er også påvist et leirelag med tykkelse ca. 1 m i 2 m dybde. Avsetningen er svært sammensatt, og grunnvannstand er målt til å ligge under muren. I tillegg til vanlige rutineundersøkelser i laboratoriet er det kjørt treaksialforsøk.

En beskrivelse av grunnforholdene er gitt i vedlegg 1.

### 2.2 Planlagt utførelse

Prosjektet er nærmere beskrevet i brev av 1992-12-02 fra Veglaboratoriet til Statens vegvesen Oppland. Hovedtrekkene i dette brevet er oppsummert i det nedenforstående.

Skjæringen tas ut i terrasser av 1,5 meters høyde med helning på jordfronten 3:1 på den aktuelle strekningen.

Armeringsnett av stål(Dim.: 091/5 mm) legges med avstandsklosser mot jordfronten for å tilfredsstille kravene til overdekning. Betongen (C 35) sprøytes på i 3 - 5 cm tykke lag nedenfra og oppover. Anslått minimum totaltykkelse ca. 15 cm. Alternativt kan fiberbetong brukes alene. Anslått forbruk av 25 mm stålfiber er min. 50 kg/m<sup>3</sup>. Betongen gis en herdetid på 2 døgn, før en går videre med neste terrasse.

Hull til løsmassestag bores (Diameter: 10,0 cm/Lengde: 4 m) med helning 1:10 med horisontalen. Det antas at hullene må sikres ved hjelp av foringsrør (Diameter: 10,0 cm). Dersom borhullene er stabile og står åpne uten foringsrør til stagsetting og gysing er gjennomført, kan foringsrør sløyfes. Hullmønsteret vil være et rutenett på 1,2 x 1,2 meter. Øvre stagraad settes ca. 60 cm fra topp skjæring. Rutemønsteret vil om nødvendig justeres etter prøvetrekking av stag.

Stag (Kvalitet: K500S/Dim.: Ø25mm(1"UNC) x 4000 mm) av kamstål med dobbel korrosjons-beskyttelse (galvanisering og epoksybelegg) med gjenget staghode settes sentrert i forborede hull med eventuelle foringsrør. Sentrert plassering sikres ved hjelp av avstandsholdere som ikke øker korrosjonsfaren eller forhindrer en kontinuerlig mørtelkappe rundt staget.

Stagene gyses med kromattilsatt sementmørtel, samtidig med at eventuelle foringsrør trekkes, og staghodene påsettes korrosjonsbeskyttet stålplate (Dim.: B/H/T 200 x 200 x 10 mm) som festes med mutter.

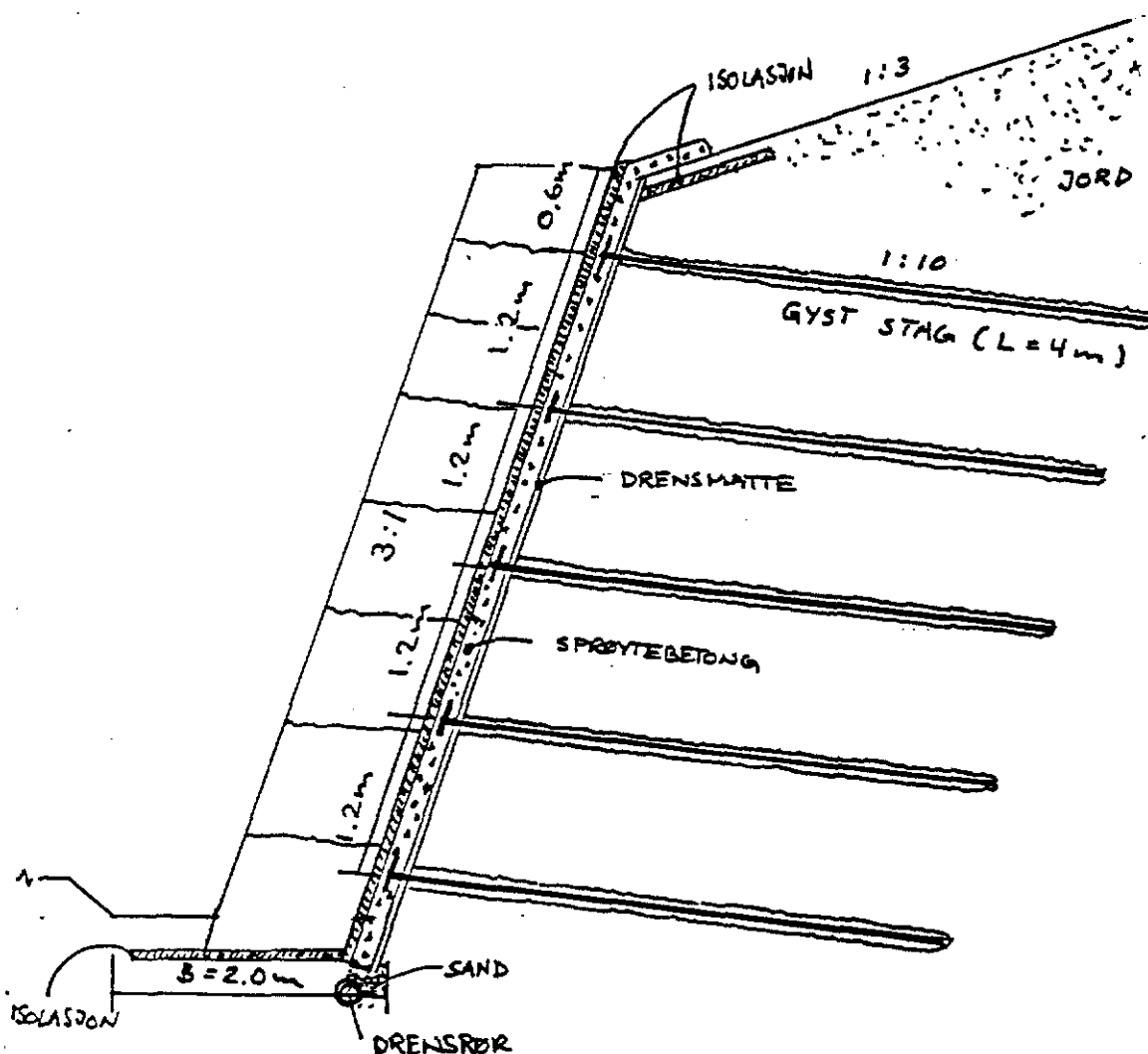
Denne prosedyren gjentas til ønsket høyde på støttekonstruksjonen er nådd. I tillegg påsprøytes terrassen over, slik at naglehodene med plater har tilstrekkelig overdekning (3 - 5 cm) mht. korrosjon.



Horisontal utstrekning av denne konstruksjonen avgrenses ved bruk av tørrmur opp til en høyde av 1,5 meter. Gravitasjonsmuren lages av steinblokker, og muren må ha en geometri (Bredde bunn: 2,0 m/Bredde topp: 1,2 m) for å oppnå tilstrekkelig stabilitet og bæreevne. Stein størrelsen bør da være slik at bunnbredden utgjøres av en blokk.

Sprøytebetongen frostisolereres med f.eks. 8 cm XPS eller tilsvarende på utsiden, og konstruksjonen kles med en stabil tørrmur. Massene bak sprøytebetongen dreneres, slik at vanntrykk ikke kan bygges opp bak betongfronten, f.eks. med en kontinuerlig drengmatte som sikrer tilstrekkelig permeabilitet under de rådene betingelser. Muren fundamenteres og dreneres slik at frostskafer ikke inntrer.

Prinsippskisse for den planlagte utførelsen er vist i figur 2.1.



Figur 2.1. Prinsippskisse for planlagt utførelse av jordnaglingsmur på Vingrom

### 3 Dimensjonering

Det finnes en rekke forskjellige metoder for dimensjonering av jordnaglingsmurer. I Frankrike brukes en dimensjoneringsmetode som i tillegg til strekk i jordnaglene også tar hensyn skjærkrefter og bøyningmoment, Schlosser og Unterreiner (1991). Dette medfører en komplisert beregningsmetode, som er relativt uoversiktlig.

Fullskalaforsøk har imidlertid vist at skjær- og bøyningsspåkjenning er neglisjerbare opp mot en bruddtilstand, Jewell (1990) og Gässler (1987).

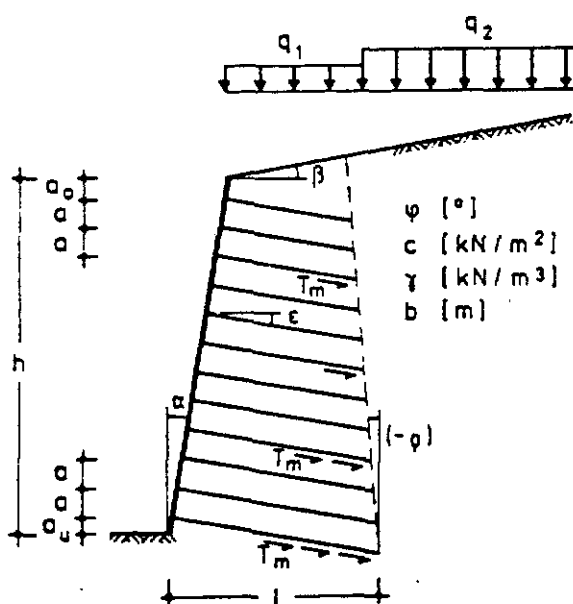
Anerkjente dimensjoneringsmetoder som kun tar hensyn til strekk i jordnaglene, anbefales derfor, Gässler (1987) og Federal Highway Administration (1990).

Gässlers metode er brukt til dimensjonering av denne muren. I tillegg er metoden fra Federal Highway Administration brukt til kontroll.

#### 3.1 Gässlers metode

Gässlers metode er basert på undersøkelse av minste sikkerhetsfaktor for forskjellige skjærflater. I tillegg til Gässler (1987) er metoden beskrevet kortfattet med eksempler av Gässler (1988).

Nødvendige parametre for bruk av metoden er vist i figur 3.1.



Figur 3.1. Gässlers metode. Tverrsnitt med nødvendige dimensjoneringsparametre, etter Gässler (1988).

Følgende parametre er nødvendig for dimensjonering:

- \*  $h$  = høyde av mur
- \*  $l$  = nødvendig lengde av jordnaglene i bunn av mur,  $0,5 \leq l/h \leq 0,7$
- \*  $\alpha$  = helning på mur,  $0 \leq \alpha \leq 20^\circ$
- \*  $\beta$  = helning på terreng bak mur,  $0 \leq \beta \leq 20^\circ$
- \*  $a$  = vertikal avstand mellom jordnaglene
- \*  $b$  = horisontal avstand mellom jordnaglene
- \*  $\varphi$  = friksjonsvinkel
- \*  $c$  = kohesjon
- \*  $\gamma$  = tyngdetetthet

Som resultat av dimensjonering fåes dimensjonerende strekk i jordnagle,  $T_m$ , for den mest ugunstige skjærflaten:

$$T_m = \mu \gamma a b \text{ [kN/m]}$$

For valgte verdier av  $a$  og  $b$  kan faktoren  $\mu$  finnes av ulike diagram, avhengig av om det er friksjonsjord eller en kohesiv jordart.

Dimensjonerende strekkraft  $T_m$  regnes i Gässlers metode som konstant over høyden av muren.

### Eksempel med data fra Vingrom

#### \* Styrkeparametre og geotekniske data

Friksjonsvinkel  $\varphi = 33^\circ$  (basert på treaksialforsøk)

Materialkoeffisient  $\gamma_m = 1,4$  (Bruddmekanisme nøytral og alvorlig skadekonsekvens)

Mobilisert friksjonsvinkel:

$$\tan \rho = \frac{\tan \varphi}{\gamma_m} = \frac{\tan 33^\circ}{1,4} = 0,46 \Rightarrow \rho = 25^\circ$$

Regner med attraksjon  $a = 0$ .  
(konservativt)  $\Rightarrow$  Kohesjon  $c = 0$ .

Tyngdetetthet  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$

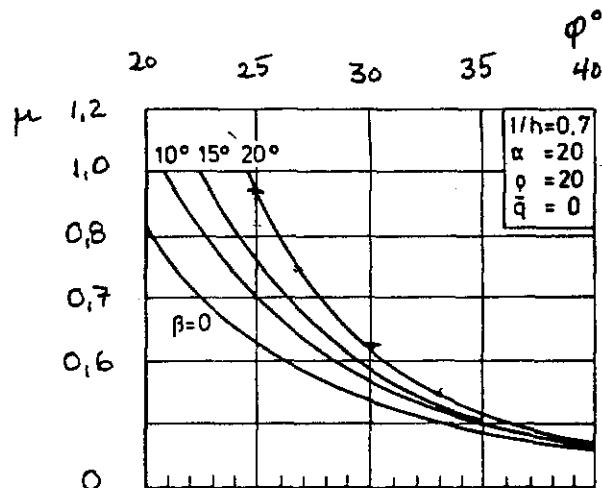
Nagleavstand  $a = b = 1,2 \text{ m}$

Fronthelning  $1 : 3 \Rightarrow \alpha = 18,4^\circ$

\* Dimensjonering

Bruker diagram for  $\alpha = 20^\circ$

Dvs. diagram A5 i Gässler (1987). Diagrammet gjelder for  $l/h = 0,7$  og  $\beta = 20^\circ$



Figur 3.2. Dimensjoneringsdiagram for strekkraft i jordnagler, etter Gässler (1987).

For mobilisert friksjonsvinkel  $\rho = 25^\circ \Rightarrow \mu = 0,95$

Dimensjonerende strekkraft ( $T_m$ )

$$T_m = \mu \cdot a \cdot b \cdot \gamma$$

$$T_m = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 20$$

$$T_m = \underline{27,4 \text{ kN/m}}$$

Bruk av friksjonsvinkel  $\phi = 33^\circ \Rightarrow \mu = 0,55$

Oppredende strekkraft  $T_{m \text{ opptr}} = \underline{15,8 \text{ kN/m}}$

Dimensjonerende strekkraft med staglengde  $l = 4,0 \text{ m}$

$$T_{\text{total}} = T_m \cdot l = 27,4 \cdot 4,0 = \underline{109,6 \text{ kN}}$$

Oppredende strekkraft med staglengde  $l = 4,0 \text{ m}$

$$T_{\text{opptr. total}} = T_{m \text{ opptr}} \cdot l = 15,8 \cdot 4,0 = \underline{63,2 \text{ kN}}$$

I følgende tabell er det vist hvordan dimensjonerende strekkraft varierer med avstanden mellom naglene.

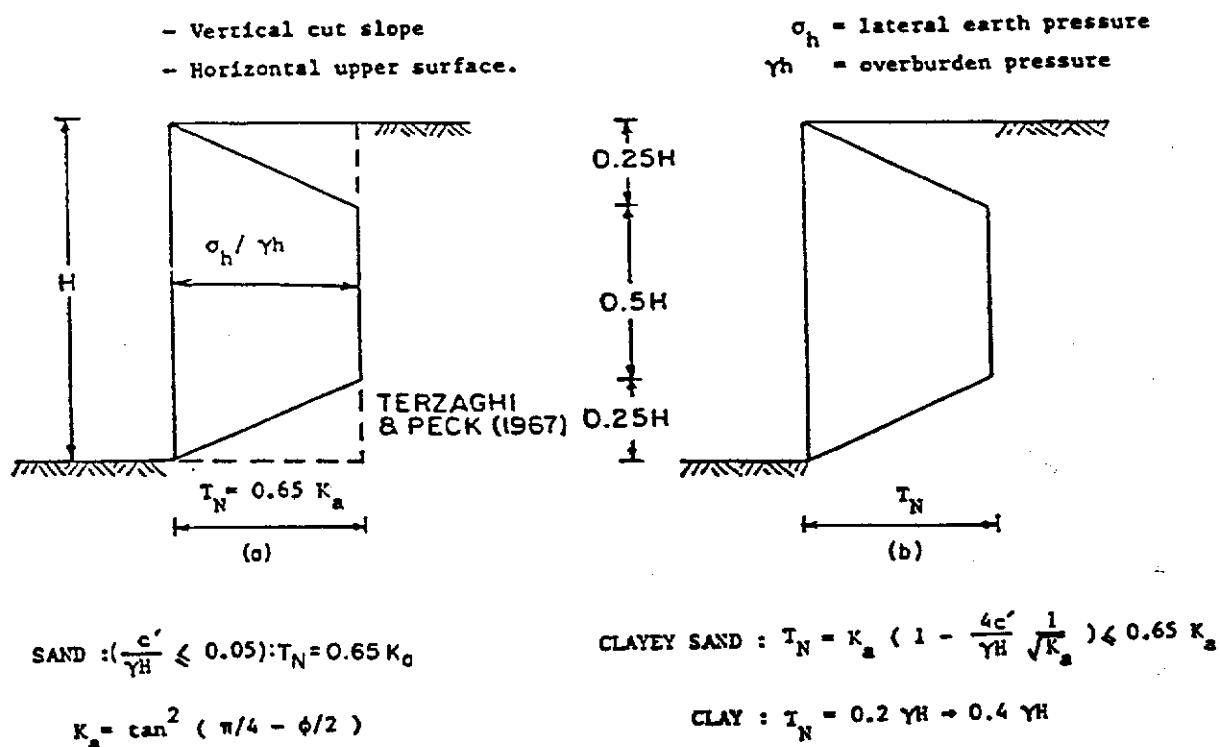
Tabell 3.1. Variasjon i dimensjonerende strekkraft i naglene avhengig av innbyrdes nagleavstand.

a = b (m)	Tm (kN/m)
0,8	12,1
0,9	15,4
1,0	19,0
1,1	23,0
1,2	27,4

### 3.2. Dimensjonering etter Federal Highway Administration(FHWA)

For å få en kontroll på størrelsen av de beregnede stagkrefter, kan det gjøres overslag etter en metode utviklet av FHWA (1990).

Et overslag over stagkrefter kan fåes ved bruk av empiriske jordtrykksdiagram etter Terzaghi og Peck, se figur 3.2.



Figur 3.2. Empirisk jordtrykksdiagram, etter FHWA (1990)

Diagrammet gjelder for vertikal front og ingen helning bak muren, men kan brukes som en grov kontroll.

Stagkraft(  $T_{\max}$ ):

$$T_{\max} = T_N \cdot \gamma \cdot H \cdot a \cdot b \quad , \text{ der } T_N = 0,65 K_A$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \text{ og } a = b = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Bruker } H_{\max} = 4,0 \text{ m}$$

Regner aktiv jordtrykkskoeffisient  $K_A$  for ruhet  $r = 0$

$$K_A = 0,42 \text{ for } \rho = 25^\circ (\gamma_m = 1,4)$$

$$K_A = 0,27 \text{ for } \phi = 33^\circ (\gamma_m = 1,0)$$

Dimensjonerende strekkraft(  $T_{\max}$  ):

$$T_{\max} = 0,65 \cdot 0,42 \cdot 20,00 \cdot 4,00 \cdot 1,20 \cdot 1,20 = \underline{31,5 \text{ kN/m}}$$

Opptredende strekkraft(  $T_{\max. \text{ opptr.}}$ ):

$$T_{\max. \text{ opptr.}} = 0,65 \cdot 0,27 \cdot 20,00 \cdot 4,00 \cdot 1,20 \cdot 1,20 = \underline{20,2 \text{ kN/m}}$$

**Oppsummering:**

*Tabell 3.2. Dimensjonerende og opptredende strekkrefter etter de to metodene*

Metode	Dimensjonerende strekkraft (kN)	Opptredende strekkraft (kN)
Gässler	109,6	63,2
FHWA	126,0	80,8

FWHA's metode gir beregningsmessig noe høyere krefter enn Gässler's metode.

Etter en vurdering av resultatene ble følgende dimensjonerte laster valgt for de ulike utgravingsnivå, gjengitt i tabell 3.3.

Tabell 3.3. Dimensjonerende laster for de ulike stagnivåer ved Vingrom kirke.

Stagnivå	Dimensjonerende last DL ( kN)
1	24
2	48
3	72
4	90
5	114

Dimensjonerende last ble valgt økende med utgravingsdybden etter FHWA's metode. Det ble valgt stag med diameter 25 mm av stålqualität KT 500 TE med følgende kapasitet:

Flytelast: 220 kN  
Bruddlast: 250 kN

## 4 Opplegg for kvalitetskontroll

I Norge er det ikke pr. i dag utarbeidet noen formaliserte retningslinjer vedrørende kvalitetskontroll for bruk av jordnagler i permanente konstruksjoner. Vi har tidligere Oset & Aabøe(1989), og i forbindelse med dette konkrete prosjektet, innhentet opplysninger fra utlandet for å lage et opplegg i regi av Statens vegvesen.

Grunnlaget for vår beskrivelse og vårt kontrollopplegg er i stor grad hentet fra USA, basert på et utkast til amerikansk standard, Soil nailing field inspectors manual, FHWA (1992).

Vårt opplegg er modifisert med basis i dette forslaget, generelt tilpasset norske forhold og dette konkrete prosjektet spesielt. Utformingen av kontrollopplegget har skjedd både internt på Veglaboratoriet og i samarbeid med de involverte medarbeiderne på vegkontoret.

Et av våre mål har vært å dokumentere konstruksjonen og de ulike fasene svært grundig, med tanke på at det var en ny type løsning i norsk sammenheng. Dette for at det i størst mulig grad skulle være mulig å trekke erfaring ut av prosjektet.

På denne bakgrunn utarbeidet vi sjekklister og skjemaer for de ulike faser i arbeidet. For øvrig vises til vårt brev av 1993-04-02 til vegkontoret, hvor vi i detalj trekker opp krav til kontroll og dokumentasjon av konstruksjonen (vedlegg 2).

### 4.1 Sjekklister

Det ble ialt utarbeidet 4 sjekklister for ulike deler av arbeidet. Herunder generelle krav til dokumentasjon/kontroll av hele konstruksjonen, krav til anvendte materialer i konstruksjonen, krav til dokumentasjon/kontroll av arbeidene under etablering av konstruksjonen og dokumentasjon av prøvebelastning av stag. I tillegg er det gitt generelle krav i brevs form og i byggemøter.

#### 4.1.1 Dokumentasjon av jordnaglingskonstruksjon

Entreprenøren er tillagt ansvar for å registrere alle konstruksjonsaktiviteter i dagbok/dagrapporter.

Alle installasjoner av jordnagler skal registreres/loggføres. Herunder boring, grunnforhold, grunnvannsstand og selve installasjonen av de enkelte jordnaglene. Protokoll skal leveres byggherre senest dagen etter installasjon.

Likeledes skal testresultatene fra prøvebelastningene registreres og dokumenteres. *Dette ble ivarettatt av Veglaboratoriet, da vi i en tidlig fase av prosjektet påtok oss ansvar for deler av kontroll og oppfølging for å tilegne oss den nødvendig erfaring på området.*



Sjekklisten og skjemaet er gjengitt i vedlegg 2.

*Erfaringene viste at entreprenøren valgte å bruke sitt eget rapportskjema for dokumentasjon av disse arbeidene (vedlegg 3), og at det i denne sammenheng fungerte bra. Grunn til at denne enklere utgaven fungerte bra, skyldes at grunnforholdene var rimelig homogene og at prosjektet ble gjennomført med standardiserte løsninger.*

#### **4.1.2 Jordnaglingskonstruksjon - Kvalitetskontroll av materialer i felt**

Sjekklisten er definert som et byggherreansvar, og ble ivaretatt av medarbeidere fra Vegkontoret.

I hovedsak er listen utformet med tanke på kontroll av at leverte materialer til konstruksjonen skal være i henhold til spesifikasjonene og avtalte krav, og avdekke eventuelle avvik fra disse.

Listen omfatter kontroll av komplette stag, mørtel, drenerings- og isolasjonsplater og sprøytebetong.

Sjekklisten er gjengitt i vedlegg 2.

*Entreprenøren byttet for øvrig leverandør av sprøytebetong underveis som konsekvens av egenkontroll.*

#### **4.1.3 Kontroll under etablering av jordnaglingskonstruksjon**

Kontrollen er definert som et byggherreansvar, og ble ivaretatt av medarbeidere fra vegkontoret.

Sjekklisten beskriver kontrollomfanget i de enkelte faser av arbeidet.

Det ble lagt opp til stikkprøvekontroll og dels kontinuerlig kontroll på de mest sentrale områdene.

##### **Forboring, installasjon og gysing av stag**

Oppfølging i form av stikkprøvekontroll for å sikre at arbeidet blir utført i tråd med spesifikasjonene, og at kravene også til dokumentasjon følges opp.

Forboring - Omfatter bl.a. retning, dybde og diameter borhull, innfall i borhull, kartlegging av grunnforhold.

Installasjon - Dekker plassering av stag i hull, lengde, bruk av avstandsklosser osv.

Gysing av stag - Kontroll av kontinuerlig gysing, volum, kvalitet og prøvetaking. Spesiell kontroll mht. fri lengde (ugyst) for stag som skal prøvebelastes.

**Utgraving**

Følges opp kontinuerlig mht. stabilitetsforhold, grunnforhold, omfang og form og tidsrammer.

**Front**

Kontrollen er i hovedsak basert på stikkprøver, og omfatter plassering av drenerings- og isolasjonssystem, form og overflate, tidsfrister mellom frigraving og påsprøyting og avviksbehandling.

Sjekklisten er gjengitt i vedlegg 2.

*Kommunikasjonen mellom byggherre og entreprenør fungerte meget bra og, så langt vi kjenner til, nesten helt uproblematisk. Unntaket er ved de forberedende arbeidene til prøvebelastning. Kontroll av ugyst (fri) lengde var ikke god nok, slik at 6 av 9 stag fikk for kort fri lengde.*

**4.1.4 Kontroll av prøvebelastning på jordnaglingskonstruksjon**

Sjekklisten beskriver krav til dokumentasjon av utstyr, og kontrollomfanget under selve prøvebelastningen. Kontrollen er tillagt byggherren og skal foregå kontinuerlig.

Herunder materialbeskrivelse av stag (E-modul (alt. bruddlast/flytegrense) og diameter), dokumentasjon av utstyr (def.måler, jekk og trykkmåler), utførelsen av forsøket, registreringer, feilkilder osv.

Sjekklisten er gjengitt i vedlegg 2.

*Veglaboratoriet sto for kontroll og gjennomføring av alle prøvebelastningene med eget utstyr for deformasjonsmåling. Entreprenøren holdt jekk og kraftmåler, og påførte belastninger iht. beskrivelse. Dersom jordnagling blir en vanlig konstruksjonstype, vil det være naturlig at Veglaboratoriet investerer i eget prøvebelastningsutstyr. Testing av stagene vil da kunne gjennomføres uten heft, og uten å pådra oss ventekostnader.*

**4.2 Kontrollskjema**

To sentrale områder i prosjektet pekte seg ut vedr. særskilt dokumentasjon. Selve installasjonen av jordnaglens og tilhørende informasjon, og belastningsforsøkene på de utvalgte jordnaglens.

Vi la da opp til at hver enkelt jordnagleinstallasjon med nødvendige data skulle dokumenteres i eget skjema, og at hvert enkelt belastningsforsøk skulle dokumenteres særskilt.

#### 4.2.1 Installasjon av jordnagler

Ansvar for dokumentasjonen er her tillagt entrepenør, og byggherren har godkjenningsansvar for hver enkelt nagle.

Skjemaet inneholder generelle opplysninger om prosjektet, og spesifikke opplysninger om den enkelte nagle og gysing av denne. Skjemaet godkjenner/underkjenner den enkelte nagle.

Av sentrale opplysninger det skal inneholde er: tidspunkt for installasjon, nagleidentitet, hulldiameter og helning, eventuelt bruk av foringsrør, nagledimensjoner, gyst lengde, dimensjonerende last, medgått volum mørtel. I tillegg en del opplysninger vedr. gysem metode.

Skjemaet er gjengitt i vedlegg 2.

*I relasjon til dette prosjektet ble skjemaet for omfattende. Bakgrunnen for dette er at det i stor grad er valgt standardiserte løsninger. Herunder borutstyr og -metoder, orientering og lengde av borhull og nagledimensjoner.*

*Entreprenøren brukte da i stedet sine dagsrapporter med kommentarer for avviksbehandling.*

*Erfaringene tilsier derfor at en med godt resultat kan forenkle disse rapporteringsrutinene i forbindelse med prosjekter med standardiserte løsninger ved i større grad å legge vekt på avviksbehandling/rapportering.*

#### 4.2.2 Produksjonsforsøk - Prøvebelastning på jordnagle

Skjemaet er utformet for bruk av utførende entrepenør, og forutsetter tilstedeværelse av kontrollør fra byggherren.

Som indikert i overskriften er dette utformet med tanke på prøvebelastning av jordnagler som skal inngå i den fremtidige konstruksjonen. Aktuelle opplysninger vedr. den berørte nagle, dvs. identifikasjon, type, dimensjoner, orientering, boremetode, gyst og fri lengde osv. skal fremgå av skjemaet.

Av hensyn til at den aktuelle nagle skal inngå i den permanente konstruksjonen er det beskrevet pålastningsforløp frem t. o. m. 1,33 x DL (Dimensjonerende Last), og en avslutning i form av et 1 times krypforsøk ved 1,33 x DL.

Originalt skjema er gjengitt i vedlegg 2.

*Hovedvekten av prøvebelastningene ble besluttet gjennomført også som bruddgrenseforsøk, noe som igjen førte til et behov for revisjon av skjemaet underveis. I det reviderte skjemaet fremgår det et utvidet lastpåføringsprogram, både mht. lastnivå og tidsforbruk på de enkelte nivå. I tillegg avsluttes det med krypforsøk som skissert i det opprinnelige*

*skjemaet. For øvrig henvises det til kap. 7. i rapporten.*

### **4.3 Vurdering av kvalitetskontroll**

Opplegget for kvalitetskontroll fungerte rimelig bra. Konstruksjonen ble utført iht. krav, og arbeidene ble godt dokumentert. Unntaket er kontroll av fri (ugyst) lengde på stag for prøvebelastning.

Som tidligere nevnt, kunne kontrollskjemaene med hell vært forenklet i lys av forholdsvis homogene grunnforhold og valg av standardiserte løsninger.

## 5 Utførelse

Planlagt løsning inneholdt muligheter for enkelte valg vdr. materialer og metoder. Det bør innledningsvis nevnes at følgende ble benyttet:

- Kombinert drens- og isolasjonsplate fremfor separat fiberduk og isolasjonsmatte/plate.
- Fiberarmert sprøytebetong fremfor bruk av sprøytebetong og armeringsnett.
- Kamstålbolter fremfor Ischebeckstag.
- Foringsrør fremfor åpne hull

Selve arbeidsgangen med jordnaglingsmuren kan enkelt oppsummeres slik:

Det ble utgravd til riktig nivå vha. av gravemaskin, og skjæringsveggen ble grovpusset med profilsuffle. Til finpusset ble det brukt krafse. De kombinerte drens- og isolasjonsplatene ble så satt opp inntil veggen. I prosjekteringsfasen ble separate drensmatter og isolasjonsplater vurdert, men etter nærmere vurderinger ble en kombinert løsning valgt. Dette er en isolasjonsplate med innfreste drensspor og fiberduk på baksiden. Produktnavnet er PERIMATE DI fra DOW.

For å få rett tykkelse på sprøytebetongen ble det satt inn rørstubber gjennom kombi-platene. Disse rørstubbene stakk ut med 15 cm, slik at man oppnådde rett tykkelse og enkel kontroll av sprøytebetongen. Sprøyting av fiberbetong foregikk som oftest i 3 lag på hhv. 3, 6 og 6 cm. Siste lag ble sprøytet etter at stagene var satt. Etter at betongen var herdnet, ble staghullene boret gjennom disse rørstubbene. En unngikk da å bore gjennom fiberbetongen.

Prosedyren for stagsetting var: boring av hull, innsetting av foringsrør, hullet fylles med mørtel, staget settes inn, etterfylling av gysemasse. Til slutt ble foringsrøret trukket ut igjen. På hvert stag ble det brukt 3-4 avstandsklosser for å sikre at det ble gysemasse rundt hele staget.

*Ellers er det en oppfatning at arbeidet med jordnaglingsmuren tok lengre tid enn nødvendig. Det virket som om det gikk veldig tregt i starten på dagen, mens det løsnet litt utover ettermiddagen. Dette kombinert med forholdsvis korte skift bremset fremdriften.*

Det gikk med mer gysemasse i hullene enn forutsatt, særlig i nivå 2. Det gikk med helt opp til 275 kg/hull mot planlagt 75 kg/hull. Entreprenøren brukte vannspyling under boringen av staghullene. Det ble påpekt under vegs at luftspyling ville kunne redusere mengden av gysemasse. Se forøvrig vedlegg 4 og 5. vdr. kommentarer fra underentreprenør.

## Kontrollopplegg

Før arbeidene startet, ble det enighet om at Vegvesenet skulle varsles i god tid før følgende arbeider skulle starte:

- Utgraving av hvert nivå
- Sprøyting (betong) av hvert nivå
- Boring hull i hvert nivå
- Stagsetting i hvert nivå
- Gysing av stag i hvert nivå
- Prøvebelastninger i hvert nivå

*Denne rutinen fungerte så noenlunde, slik at vi fikk tatt nesten alle prøvene vi skulle.*

**Sprøytebetong:** Det ble brukt C35 med fibertilsetning, resept i vedlegg. Trykkstyrke og masseforhold kontrollert i 2 nivåer i nærheten av instrumentert snitt.  
Krav til trykkstyrke er 35 MPa etter 28 døgn., og krav til masseforhold er  $\leq 0,50$ .

**Gysemasse:** Det ble tatt ut prøver av gysemasse til instrumenterte stag. Kontroll trykkstyrke og utflyting. Mørtelen som ble benyttet var Rescon ombolt T50.

**Massekontroll:** Prøver av frontveggen ble tatt ut ettersom massetypen endret seg.

## Resultater fra kontrollen

### Sprøytebetong

**Trykkstyrke:** Tatt ut 3 prøver (1 prøve vraket pga feil uttak).

**Masseforhold:** Utført 3 prøver.

*Tabell 5.1. Resultater fra kontroll av sprøytebetong*

NIVÅ	Masseforhold	Romvekt kg/dm <sup>3</sup>	Fasthet MPa
2	0,47	2,29	54,2
4	0,46	2,28	52,9

**NB!** *Entreprenøren skiftet betongleverandør midt under oppdraget pga problemer med massen.*

Gysemasse

Trykkstyrke: Utført 5 prøver.

Utflyting: 4 flytkontroller er utført.

Tabell 5.2. Resultater fra kontroll av gysemasse

NIVÅ/HULL	Romvekt kg/dm <sup>3</sup>	Flyt cm	Fasthet MPa
2/	1,88	11	41,5
1/	1,87	-	44,8
3/26	1,90	12	37,3
4/24	1,93	11	42,1
5/20	1,93	11	41,0

Massekontroll

Det er totalt tatt ut 6 prøver for korngradering.

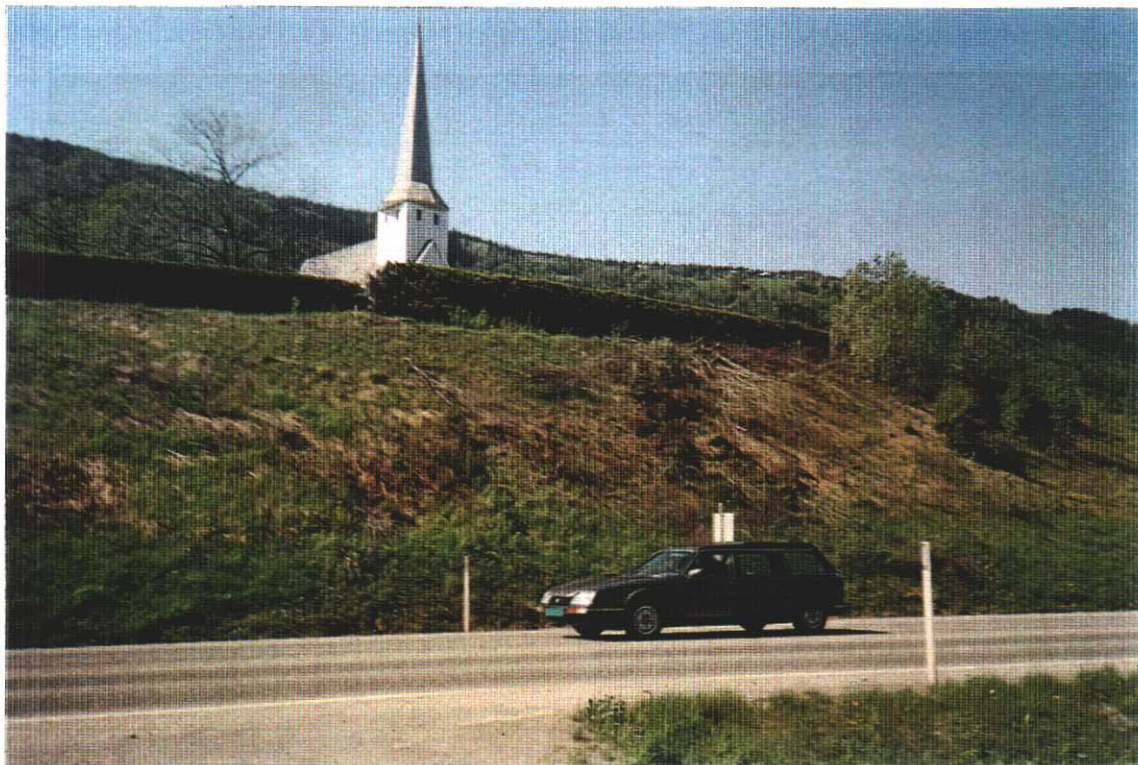
Tabell 5.3. Resultater fra massekontroll

PROFIL	NIVÅ m	Massetype	Finstoffinnhold*
2460	0-1,7	Siltig sand	7,3
2440	4,0	Leire	96,0
2440	-	Sandig siltig matr.	12,5
2460	3,6-4,8	Sandig grusig matr.	1,5
2460	4,8-5,2	Sandig grus	1,1
2460	5,2-6,0	Grusig sand	1,8

\* %-andel < 20 µm av materiale < 19 mm

Selve utførelsen er forsøkt illustrert vha. bilder tatt i de forskjellige faser av prosjektet. Bildene er tatt av de involverte medarbeiderene, både på vegkontor og på Veglaboratoriet. Fremdriften av prosjektet er også dokumentert på video tatt av medarbeiderene på vegkontoret.





*Bilde 5.1. Skråningen ved Vigrom kirke, sett fra rasteplassen, før prosjektet startet (mai 1993).*



*Bilde 5.2. Utgraving for første stagrad foretatt. Blottleggingen ga veldig god oversikt over grunnforholdene.*





Bilde 5.3. 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 5.4. Kamstålboltene installeres med avstandsholdere i foringsrør.





Bilde 5.5. Detalj av kombinert drens- og isolasjonsplate. Merk not/fjær-systemet som forenklet og sikret plassering av platene før og under påsprøyting av betong.



Bilde 5.6. Forberedelser til prøvebelastning i stagrað 2( 3. juni 1993).





Bilde 5.7. Detalj av oppsett under prøvebelastning i 2. stegrad( 3. juni 1993).



Bilde 5.8. Detaljer av måleoppsett under prøvebelastning i 2. stegrad( 3. juni 1993).





Bilde 5.9. Boring av hull for første stagrad( 3. juni 1993).

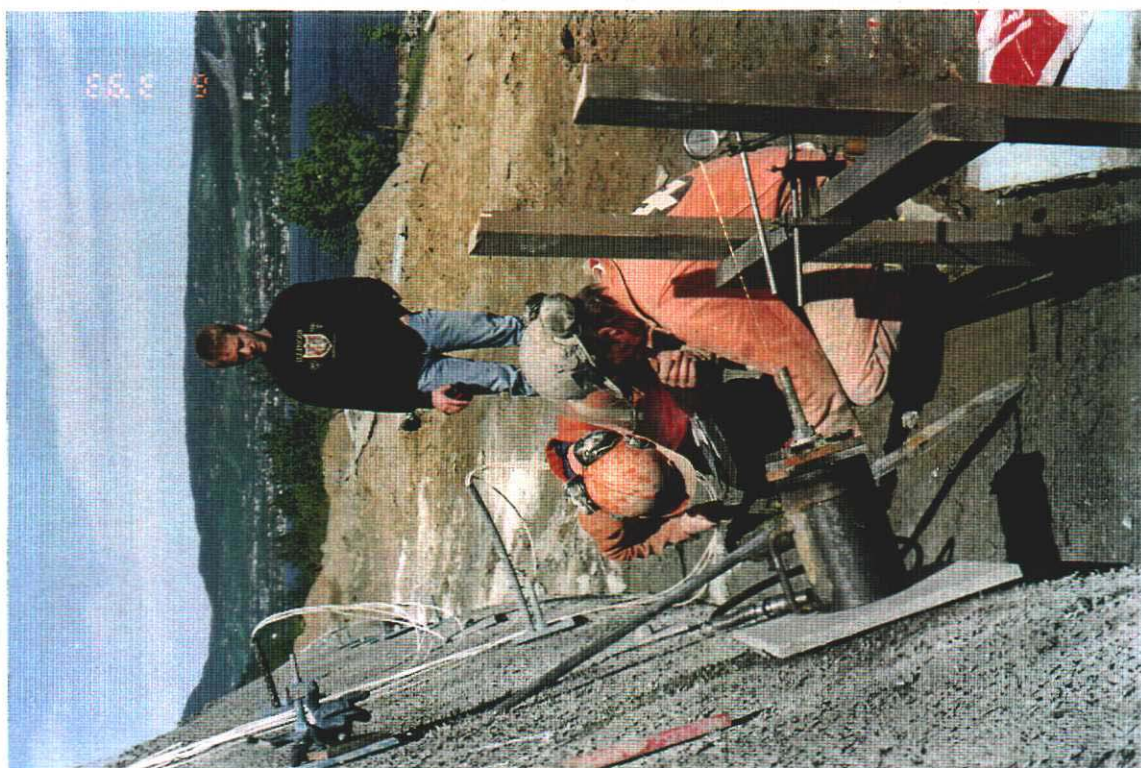


Bilde 5.10. Første og andre stagrad ferdig påsprøytet, mens tredje nivå er klargjort for avsluttende sprøyting( 16. juni 1993).



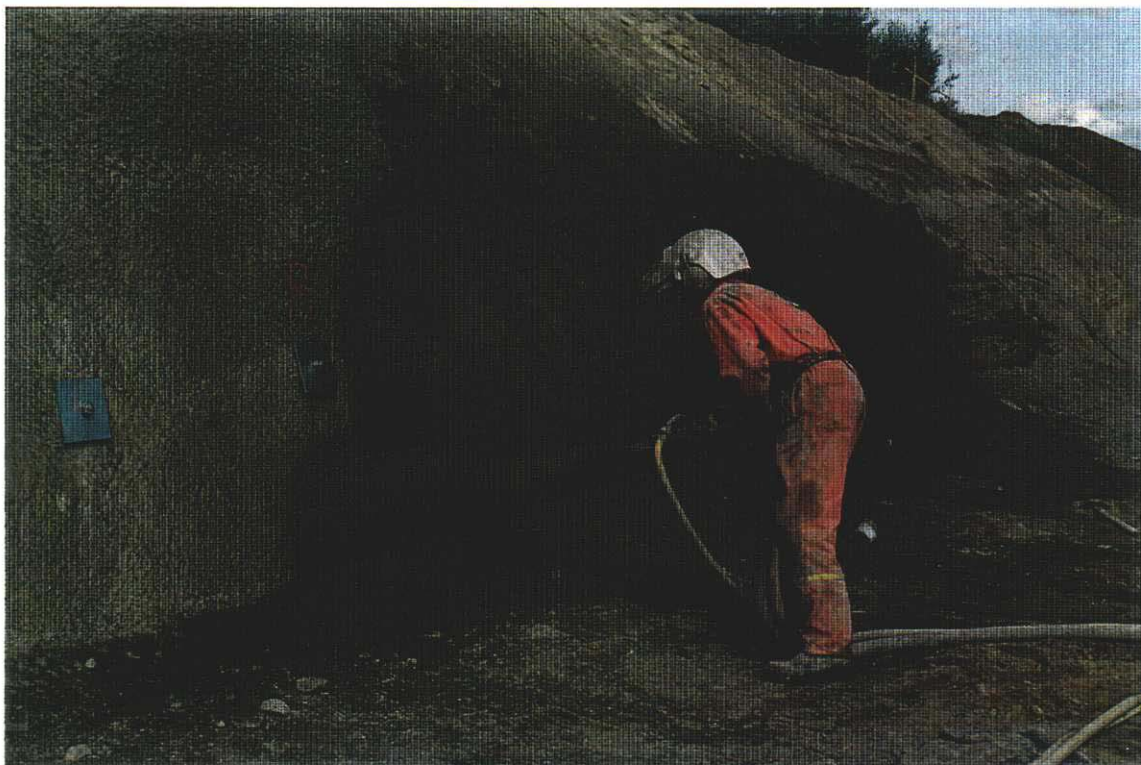


Bilde 5.11. *Klargjøring for prøvebelastning av stag 5/20. De fire øvre stageradene er ferdig påsprøytet( 12. juli 1993).*



Bilde 5.12. *Prøvebelastning i andre stagerad observeres av representant fra University of Illinois( 6. juni 1993).*

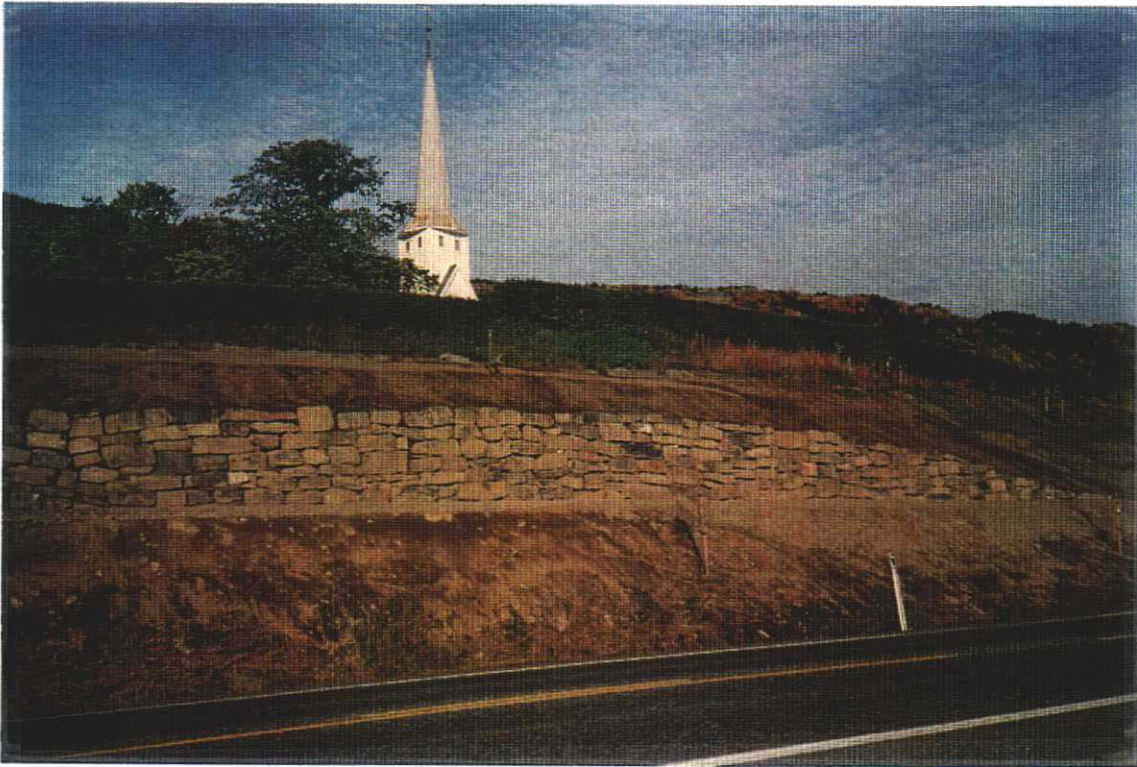




Bilde 5.13. Detalj av påføring av konserverende lag av sprøytebetong over staghodene i tredje rad.



Bilde 5.14. Jordnaglingsprosjektet skjult bak endelig tørrmur, sett langs lokalvegen ( september 1993).



*Bilde 5.15. Muren ved Vigrom kirke slik den idag tar seg ut sett fra rasteplassen ( september 1993).*



## 6. KOSTNADER

Pga. tidsnød ble det kun innhentet tilbud fra Tore Løkke AS, som hadde hovedentreprisen på anlegget Vingrom - Øyre.

Tilbudet ble redusert fra 916.500,- til 844.500,- etter forhandlinger med entreprenøren. Det ble pr. telefon tatt kontakt med andre leverandører av sprøytebetong, samt leverandør av jordstag. Ut fra disse undersøkelsene fant vi tilbudet fra Tore Løkke AS for akseptabelt.

Det ble også gitt inn alternativ pris på utførelse med Ichebeck titan stagforankringer til 2.100,- pr. stk., alt inkludert, isteden for jordstagene som ble benyttet til 1.450,- pr. stk., alt inkludert.

Kostnaden for jordnaglingsmur kan fullt ut konkurrere med plasstøpt betongmur.

### Jordnaglingsmuren

Riggkostnader			70.000,-
Seksjonsvis utgraving	2830m <sup>3</sup>	30 kr/m <sup>3</sup>	84.900,-
Sprøytebetong (fiber)	340 m <sup>2</sup>	610 kr/m <sup>2</sup>	207.400,-
Boring/etablering stag	170 stk	1450 kr/stk	246.500,-
Drensplater 80 mm	340 m <sup>2</sup>	175 kr/m <sup>2</sup>	59.500,-
Drenering			7.500,-
Kontrollkostnader			30.000,-
Moms + diverse			41.000,-

---

Sum jordnaglingsmur 746.800,-

---

### Forblendingsmur av naturstein

Tillegg for forblending med naturstein	160.000,-
Isolasjon under muren	3.500,-

---

Sum forblendingsmur 163.500,-

---

Dette gir en totalpris på ca. 2.800,- kr/m<sup>2</sup>.



## 7 Prøvebelastning

Praksis i utlandet tilsier en del varianter vedr. metoder for prøvebelastninger og varierende omfang av antall stag som prøvebelastes.

Som et utgangspunkt er det naturlig å skille mellom to typer forsøk. Verifikasjonsforsøk som søker å etablere dokumentasjon for dimensjoneringen på en minimums uttrekkskapasitet både mht. krefter og deformasjon, og bruddforsøk som avdekker maksimalt oppnådd kapasitet mht. stagenes kapasitet og tilhørende deformasjon for (re-)dimensjonering/optimalisering av konstruksjonen.

Verifikasjonsforsøk utføres slik at belastninger og deformasjoner under prøving ikke er større enn at et godkjent stag kan inngå i den permanente konstruksjonen. Stag utsatt for bruddforsøk tillates normalt ikke brukt i permanente konstruksjoner, uten at den spesielt er dimensjonert for dette.

Utenlandsk praksis vedrørende antall stag pr. konstruksjon som prøvebelastes, varierer noe. Dette avhenger av bl.a. grunnforhold, vanskelighetsgrad og eventuelle konsekvenser ved brudd/store deformasjoner. Det er ikke uvanlig at ca. 5% av stagenes prøvebelastes.

### 7.1 Resultater

I dette prosjektet var det opprinnelig beskrevet 4 produksjonsforsøk for å verifisere en minimumskapasitet for stagenes i forbindelse med dimensjoneringen. Under realiseringen av prosjektet ble antallet forsøk utvidet til 9. Dette utgjør i overkant av 5 % av totalt antall stag i konstruksjonen (170 stk.).

Svært beskjeden deformasjon ved planlagt maksimallast (1,33 x DL) for det første forsøket (2/14) ga klare indikasjoner på at konstruksjonen hadde mye å gå på, dvs. at stagenes hadde adskillig større kapasitet enn det som var lagt til grunn ved dimensjoneringen. Dette medførte at vi vurderte konstruksjonens sikkerhet mot brudd som tilstrekkelig selv om en kjørte enkelte stag til brudd. Vi følte også at usikkerheten mht. stagenes maksimale kapasitet var så stor at det ble valgt å utføre bruddforsøk på en del av stagenes (4 av 9 stag ble belastet til brudd) for å tilegne oss ytterligere og nødvendig erfaring.

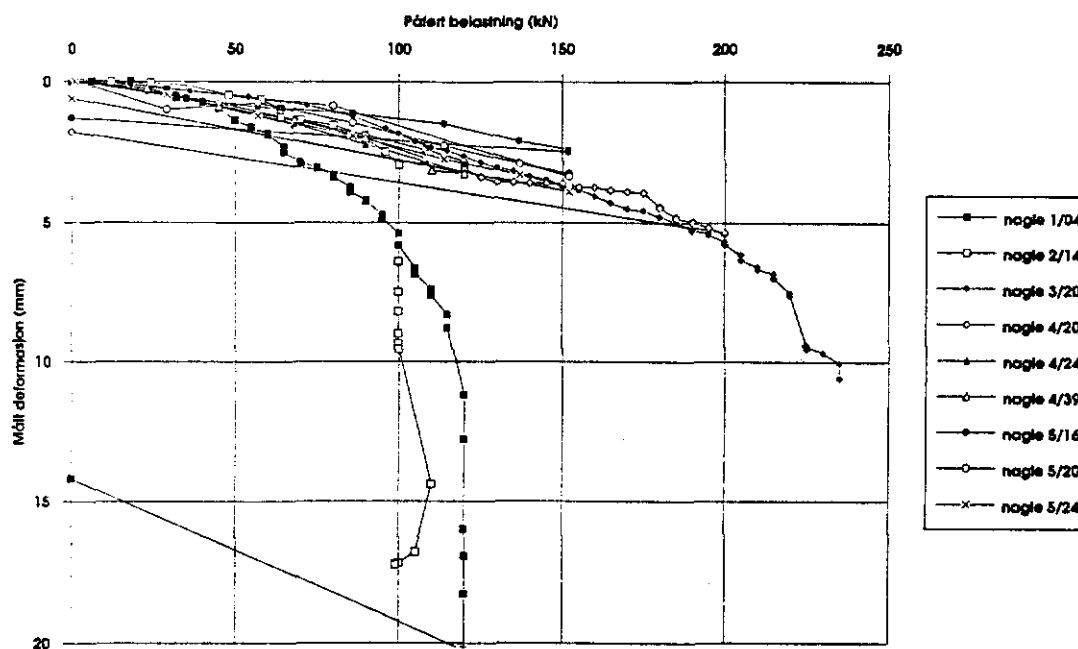
Tabell 7.1. oppsummerer resultatene fra de enkelte prøvebelastningene. Nagleidentiteten refererer seg til stegrad/nr i raden. Se for øvrig oversiktstegning for lokalisering av de enkelte stagenes. Deretter dato for prøvebelastningen, dimensjonerende last i kN, påført maksimalbelastning, deformasjon ved 1,33 x DL og maksimal registrert deformasjon.

Som det fremgår av tabell 7.1., er 5 forsøk belastet kun til 1,33 x DL, mens de resterende er kjørt til grader av brudd. Begrensende faktor har da vært å holde deformasjonen på et rimelig nivå, da vi ikke hadde til hensikt å fjerne stagenes fra konstruksjonen. Av spesielle merknader fremgår det at selve stålstaget fikk flytning ved maksimum last for stag 3/20.

Tabell 7.1. Prøvebelastning på jordnagler ved Vingrom.

Nagle	Dato År mnd dag	Dim.Last kN	Maks. last kN	Def. v/DL mm	Maks.Def. mm
1/04	930616	24	120	0,58	20,25
2/14	930603	48	100	1,25	17,25
3/20	930616	72	235	1,65	10,60
4/20	930629	90	200	3,10	5,36
4/24	930629	90	120	3,22	3,22
4/39	930629	90	120	3,25	3,25
5/16	930712	114	152	1,48	2,49
5/20	930712	114	152	2,26	3,36
5/24	930712	114	152	2,74	3,90

I figur 7.1. er det vist uttrekkskraft- og deformasjonskarakteristikk for de enkelte forsøkene. Figuren viser hele forløpet av de enkelte prøvebelastningene (også krepforsøk og avlastning), og det er gjennomgående svært lave deformasjoner ved de enkelte stags dimensjonerende last.



Figur 7.1. Uttrekkskraft-deformasjons-karakteristikk for prøvebelastningene ved Vingrom kirke i Oppland.

## 7.2 Krav til stag/deformasjon

Prøvebelastningene representerer en stikkprøvekontroll mht. uttrekkskapasitet og ulike deformasjoner. En uheldig side ved denne typen stikkprøver, er at prøvebelastningen forutsetter en viss fri lengde (Lu - ugyst lengde) for plassering av jekken og for kontroll vedr. elastisk deformasjon i staget. Pga. disse forberedende arbeidene må en på forhånd gjøre entrepenøren klar over hvilke stag som skal prøvetrekkes. Dette kan en uredelig entrepenør spekulere i, og det vil forutsette en tett oppfølging under installasjon for at prøvestagene skal være representative. I dette prosjektet er vi overbevist om at stagene er representative, begrunnet dels ved entrepenørens gjennomgående kvalitet på arbeidet, dels ved oppfølging under installasjon. Fra amerikansk praksis har vi tilpasset krav til minimums- og maksimumsdeformasjoner i tillegg til krav vedr. krypdeformasjoner.

### 7.2.1 Elastisk (minimums-)deformasjon

For å sikre/sannsynliggjøre at lastoverføringen i staget skjer i gyst lengde (Lb), er det krav om at registrert deformasjon minimum skal overstige 80 % av teoretisk elastisk deformasjon for en gitt last. Dette sikrer at tilleggskrefter ikke opptrer i ugyst lengde (Lu), i alle fall i svært begrenset omfang.

Kravet er definert som minimum 80 % av elastisk deformasjon av ugyst lengde og beregnes etter formel 7.1.

$$\text{Målt deformasjon (mm)} > 0,8 * ((P * L) / (A * E)). \quad (7.1.)$$

P - Målt belastning i Newton (N)

L - Fri/ugyst lengde (mm)

A - Tverrsnittsareal av staget (491 mm<sup>2</sup>)

E - Stagets elastitetsmodul (206 000 N/mm<sup>2</sup>)

Tabell 7.2. oppsummerer målinger og krav til minimum elastisk deformasjon basert på stagene med diameter 25 mm av stålqualität KT500TE. Oppgitt flytegrense for stagene er 220 kN og bruddlast 250 kN. Kravet til fri lengde (Lu) var oppgitt til minimum 900 mm, og ble dessverre ikke overholdt for alle stagene som ble prøvebelastet. Det kan ha sammenheng med at det bare fremgikk av de skisserte vedleggene, og ikke var formulert klart nok i kravspesifikasjon. Fri lengde (Lu) burde derfor vært fulgt opp bedre under installasjon.

Som det fremgår av av tabell 7.2. overholder ikke nagle 1/04 og 2/14 kravet til elastisk deformasjon av fri lengde ved dimensjonerende last. Avviket er dog helt marginalt. Forklaringen vil her kunne ligge i målefeil vedr. fri lengde/belastning/deformasjon, samvirke/friksjon mellom stag/frontpanel eller jekk/stag, sammenrasing rundt staget eller kombinasjoner av dette. Noen entydig forklaring er ikke påvist.

Tabell 7.2. *Krav og målte resultater vedr. elastisk deformasjon i fri staglengde ved Vingrom kirke i Oppland.*

Nagle-ident.	Fri lengde Lu (mm)	Dim. Last (Påført) (kN)	Deformasjon. ved DL (mm)	Krav til min. deformasjon ved DL (mm)
1/04	700	24	0,13	0,13
2/14	1330	48	0,47	0,50
3/20	180	72	0,84	0,10
4/20	550	90	1,90	0,39
4/24	520	90	2,22	0,37
4/39	1040	90	2,00	0,74
5/16	900	114	1,48	1,01
5/20	860	114	2,26	0,97
5/24	680	114	2,74	0,77

### 7.2.2 Maksimum deformasjon

For at stag som er prøvebelastet skal kunne inngå i konstruksjonen, må den påførte deformasjonen begrenses. Dvs. at stag belastet til brudd vanligvis ikke inngår i konstruksjonen.

Kravet er beskrevet som at deformasjonen ved dimensjonerende last ikke skal overstige en halv tomme pluss elastiske deformasjon for fri lengde pluss halve elastiske deformasjonen i gyst lengde. Begrensningen av elastisk deformasjon i gyst lengde er for å unngå at kamstålet slipper fra mørtelen.

Kravet blir da definert på norsk (dvs. SI-enheter) etter formel 7.2.

$$\text{Målt deformasjon (mm)} < 13 \text{ (mm)} + (P (Lu + 0,5 Lb))/(A E)).$$

(7.2.)

P - Målt belastning i Newton (N)

Lu - Fri/ugyst lengde (mm)

Lb - Gyst lengde (mm)

A - Tverrsnittsareal av staget (491 mm<sup>2</sup>)

E - Stagets elastisitetsmodul (206 000 N/mm<sup>2</sup>)

Tabell 7.3. oppsummerer målinger og krav til maksimum deformasjon basert på formel 7.2. En bør merke seg at målt maksimal deformasjon relaterer seg til maksimal påført belastning. Denne påførte belastningen overstiger dimensjonerende last i alle tilfeller. Våre deformasjonsmålinger ved dimensjonerende last tilfredstiller kravene med svært god margin (kf. tabell 7.2.).

Tabell 7.3 *Krav og målte resultater vedr. maksimal deformasjon under prøvebelastning ved Vingrom kirke i Oppland.*

Nagle-ident.	Gyst lengde L <sub>b</sub> (mm)	Maks. last (kN)	Målt def. v/ maks. last (mm)	Krav til maks. deformasjon v/ D.L. (mm)
1/04	3700	120	20,25	13,61
2/14	3270	105	16,80	14,41
3/20	4220	235	10,60	14,63
4/20	3850	200	5,36	15,20
4/24	3880	120	3,22	15,19
4/39	3660	120	3,25	15,55
5/16	3700	152	2,49	16,10
5/20	3800	152	3,36	16,11
5/24	3970	152	3,90	16,00

Kravet er relatert til maksimal deformasjon ved dimensjonerende last (DL), og som det fremgår av tabell 7.3., overskrider våre målte deformasjoner dette i to tilfeller (nagle 1/04 og 2/14). Årsaken ligger i at vi valgte å belaste disse stagen langt utover dimensjonert påkjenning. Valget ble foretatt for å bestemme stagenes maksimale kapasitet. De påviste kapasitetene under prøvebelastning var så store for stagen, at det ble vurdert som unødvendig å erstatte dem. Redimensjonering/optimalisering av konstruksjonen ble ikke foretatt da den praktiske og økonomiske gevinst ville være svært liten. Vi vurderte det som fornuftig å beholde denne overkapasiteten i lys av at det er den første konstruksjonen i sitt slag her i landet, og at den følges opp over tid for å vinne erfaring.

### 7.2.3 Kryp deformasjon

Det tredje kravet relaterer seg til krypbevegelser ved dimensjonerende last. Amerikanerne opererer med et krav om at krypdeformasjonen ikke skal overstige 0,08 tommer (2,0 mm) i løpet av den siste lastsykelen (Log minutter) uavhengig av belastning og staglengde (Krav 1).

Alternativt kan krypforsøket avsluttes, dersom krypdeformasjonen ikke overstiger 0,04 tommer (1,0 mm) i løpet av perioden mellom 1 og 10 minutter. Dette kravet oppfattes som strengere (Krav 2).

$$\text{Kryp pr. sykel (mm)} = (\text{Def1} - \text{Def2}) / (\log(T2/T1)) \quad (7.3.)$$

Def1 - Målt krypdeformasjon ved tid 1 (T1) i mm

Def2 - Målt krypdeformasjon ved tid 2 (T2) i mm

T1 - Medgått tid ved måling av Def1 i minutter

T2 - Medgått tid ved måling av Def2 i minutter

Tabell 7.4. oppsummerer krypdeformasjonene vi registrerte under våre prøvebelastninger ved 1,33 x dimensjonerende last. Vi foretok avlesninger for perioden 1 - 10 minutter som representerer det strengeste kravet. Krypforsøkene ble deretter fulgt opp til 45 minutter med et unntak (Nagle 4/39\*\* og 5/20\*\*\*). Pga. delvis gjennomlukking av plate etter 10 min. ble forsøket \*\*\* avsluttet..

Tabell 7.4. Målte resultater vedr. krypdeformasjon under prøvebelastning ved Vingrom kirke i Oppland.

Nagle-ident.	1,33 DL (kN)	Målt Def. 1 - 10 min. (mm)	Målt Def. 1 - 45 min. (mm)
1/04	32	0,0	0,09
2/14	64	0,13	0,28
3/20	96	0,0*	0,0*
4/20	120	0,25	0,30
4/24	120	0,0*	0,0*
4/39	120	**	0,0
5/16	152	0,03	0,08
5/20	152	***	-
5/24	152	0,07	0,10

Som det fremgår av tabell 7.4., tilfredsstiller alle stagene kravene til maksimale krypdeformasjoner med svært god margin. Stag 4/20 gir ca. 25 % av tillatt krypdeformasjon ved det strengeste kravet. Alle andre stag ligger enda bedre an. Faktisk registrerer vi deformasjoner i nærheten av apparaturens målenøyaktighet i svært mange tilfeller (Gjengitt som 0,0 mm i tabell 7.4.). Noen av disse\* ble også registrert med negativ deformasjon, men det forklares ved fall i påført belastning underveis (Mindre lekkasje i pumpeutstyret).

### 7.3 Vurdering av prøvebelastningene

En forklaring på den tilsynelatende overkapasitet som er registrert, kan ligge i det merforbruk en har hatt av gysemasse. En vil anta at det har skapt til dels større injiserte volumer rundt det enkelte stag. Dog har nok noe av merforbruket trengt inn i jordvolumet omkring uten å danne et kontinuerlig legeme. Det siste er observert i forbindelse med injeksjonen ved at gysemasse kom ut i fronten et stykke unna injeksjonsstedet.

Alternativt kan det også forklares med til dels konservative overslag vedr. parametere og beregninger.

I et større prosjekt ville en ha utført bruddforsøk i en tidlig fase i forbindelse med dimensjonering av konstruksjonen, eventuelt gått inn med en optimalisering av dimensjoneringen underveis. I denne sammenheng mener vi at et konservativt utgangspunkt er det riktige for dimensjoneringen i lys av manglende erfaring på området. Dessuten var det lite å spare mht. å optimalisere antall stag, da antallet var spesifisert til fast pris i tilbudet fra entreprenøren som ble akseptert.

Dersom det blir flere slike konstruksjoner som skal følges opp, vil det være naturlig at Veglaboratoriet har eget prøvebelastningsutstyr. Testing av stagene vil da kunne gjennomføres uten å hefte entreprenøren, og uten å pådra oss ventekostnader. Dette vil være anvendelig for både Geologisk (i forbindelse med tunnelsikring) og Geoteknisk seksjon. Ørsta Stålindustri leverer komplette opplegg for i underkant av 20.000,-.

## 8 Instrumentering

### 8.1 Orientering

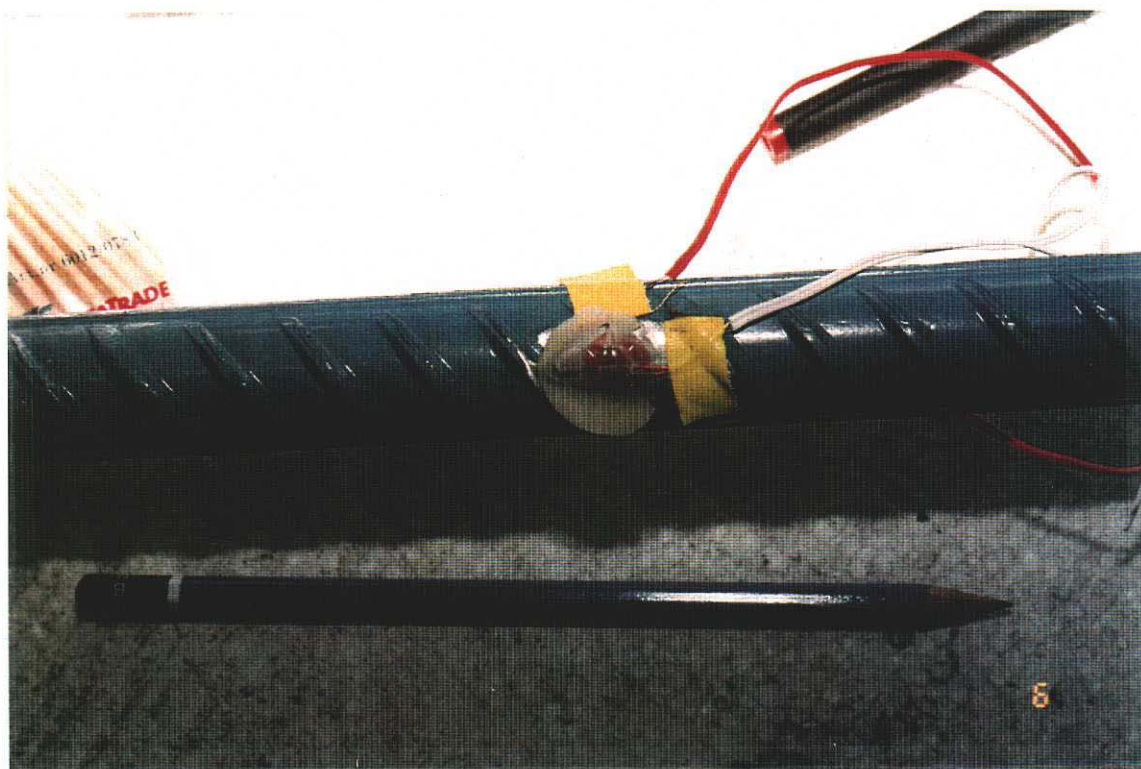
Siden dette var den første jordnaglingsmuren i Norge, anså vi det som viktig med instrumentering for å måle opptredende strekk i stagene og deformasjoner. Dette for å tilegne oss mer generell kunnskap om metoden, og for bedre å tilpasse metoden til norske forhold.

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

Instrumenteringen består av følgende:

- Strekkklapper på ialt 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. Detaljer av montering av strekkklappene er vist på figur 8.1.



Figur 8.1 Montering av strekkklapper



Strekklapper ferdig montert på stagene er vist på figur 8.2.



Figur 8.2 Ferdig monterte strekklapper på 4 stag

## 8.2 Installasjon av instrumentering

### Strekklapper

Strekklappene ble montert av Tor Helge Johansen. Sammenkobling av lappene og påføring av målekabel ble utført av Erik Arnesen. Dette er et omfattende arbeid som krever stor nøyaktighet og tålmodighet. Det tar ca. 3 timer for montering av 1 strekklapp. Med totalt 40 strekklapper er det 120 timer til montering. Arbeidet utføres vanligvis av spesialister med en timepris på ca. 600 kr/time, i dette tilfellet en kostnad på kr. 72.000.

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

Strekklappene ble montert som en helbro (Wheatstones bro) og ved å montere strekklapper 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 i profil 2459.

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

Det ble først skavlet et hull (vannspyling) til ca. 8,5 m under terreng. Deretter ble kanalen satt ned i hullet og trykt nedover. Bortraktorens slagenhet ble også benyttet. Det viste seg umulig å komme så langt ned med kanalen som vi hadde skavlet, noe som skyldtes at massene (grus og sand) raste ned i det skavlede hullet. Vi avsluttet ca. 0,5 m over det skavlede nivået, da vi var redd for at kanalen ville knekke pga. overbelastning.

Deretter fylte vi tomrommet mellom kanalen og det skavlede hullet i toppen (øverste 4 m) med sand og komprimerte dette som best vi kunne.

Utgangsmålingen ble så utført og en topphette ble satt på øverste ende for å hindre fremmedlegemer å komme ned i kanalen.

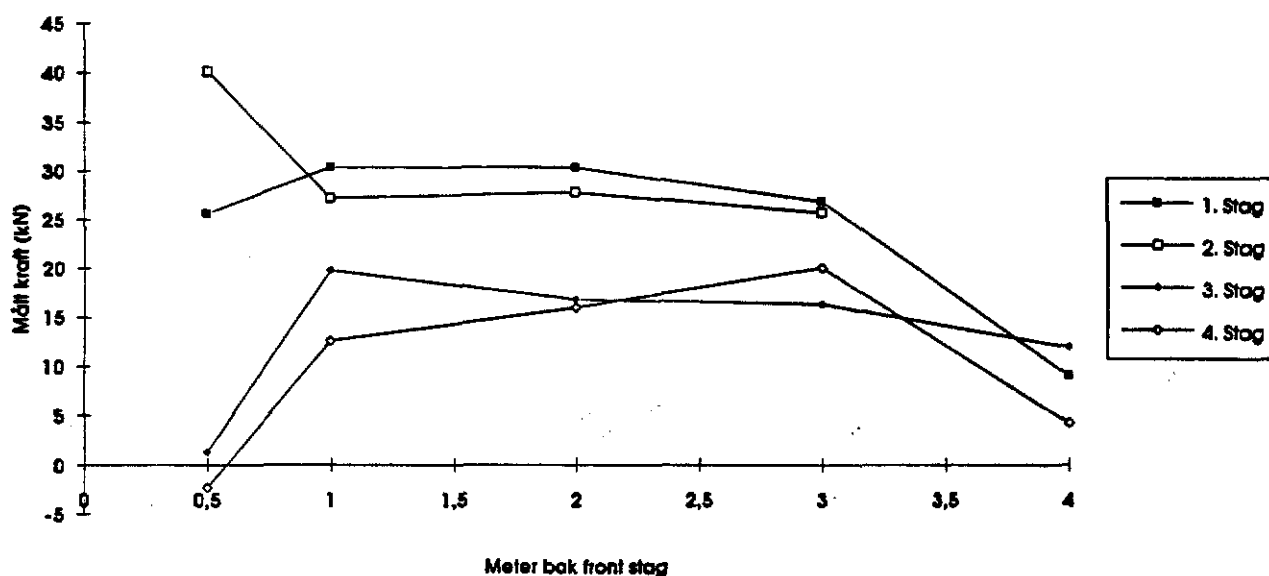
### Termoelementer

Termoelementer leveres metersvis og 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 meters mellomrom. Trådene avisoleres i den frie enden og koples til et avlesningsinstrument for registrering av temperatur.

## **8.3 Resultater**

### Stagkrefter

Det er totalt 4 instrumenterte stag, i nivå 1 til 4. Målte stagkrefter for de ulike nivåene er vist i figur 8.3. Stagkrefteene er sist målt pr. 11.1.94.

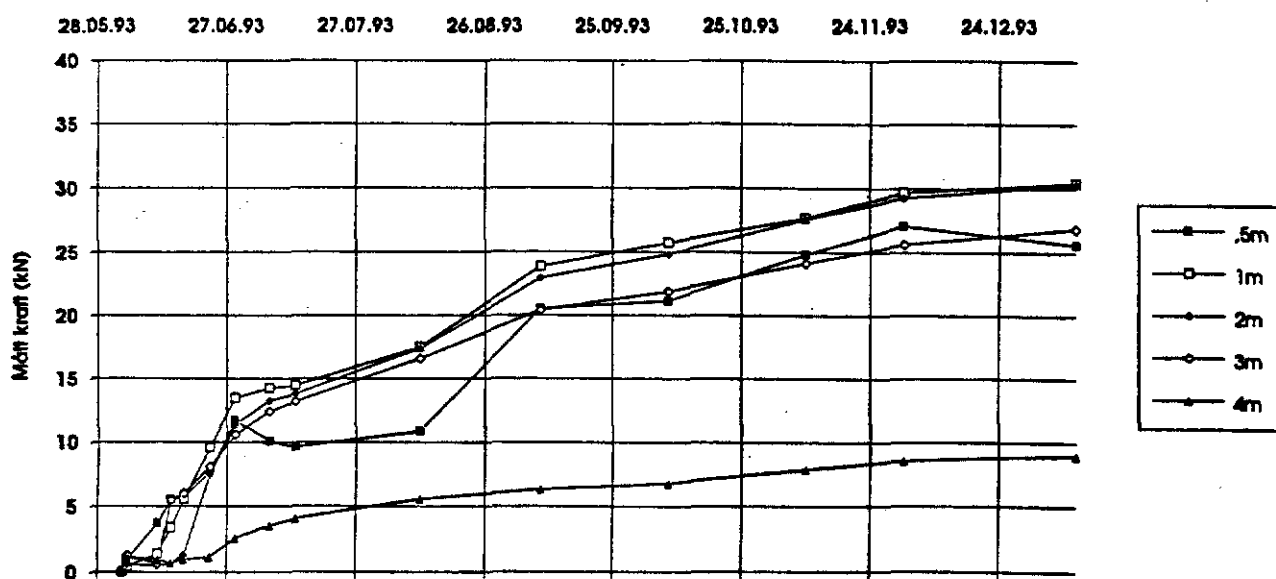


Figur 8.3 Målte stagkrefter pr. 11.1.94.

Som det fremgår av figuren, er stagkrefteene størst i de 2 øverste nivåene. I nivå 1 er maksimal stagkraft 30 kN 1 m bak front mur. I nivå 2 er maksimal kraft målt til å være 40 kN 0,5 m bak front mur. I nivåene 3 og 4 er de målte kreftene relativt like med en maksimal kraft på 20 kN 1 m bak front mur i nivå 3.

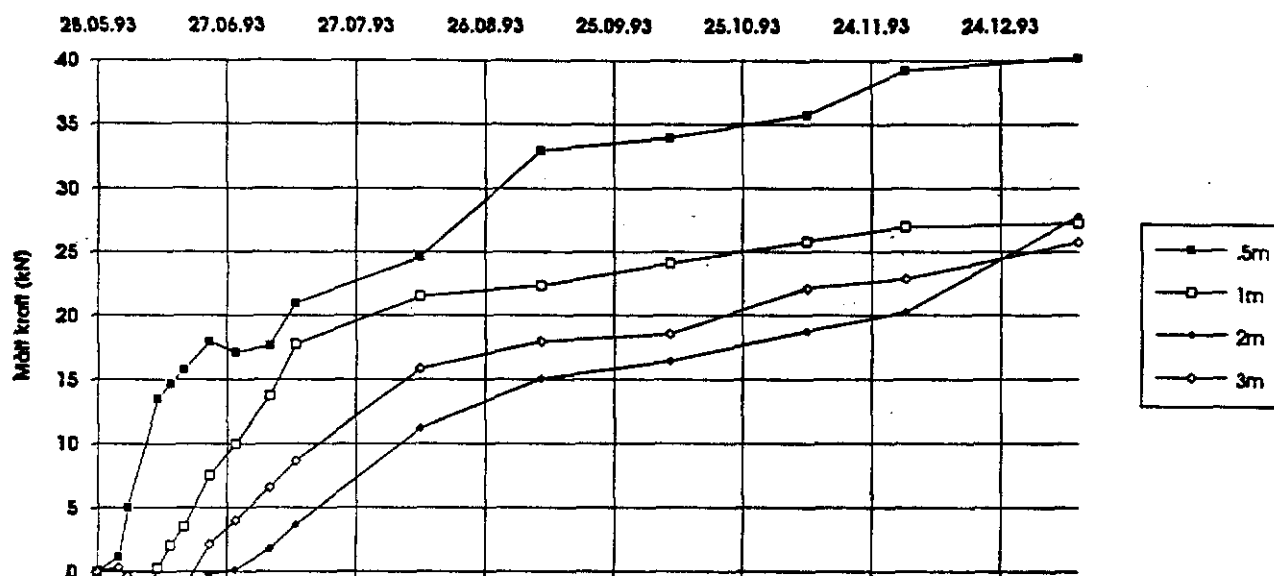
Av totalt 40 strekkklapper virker 38. De to bakerste strekkklappene i nivå 2 har falt ut.

Det er en økning av de målte stagkrefter over tid. På figur 8.4 er det vist hvordan stagkrefteene øker. Tørrmuren er ferdig etablert ved målingen som er foretatt 8.9.93.

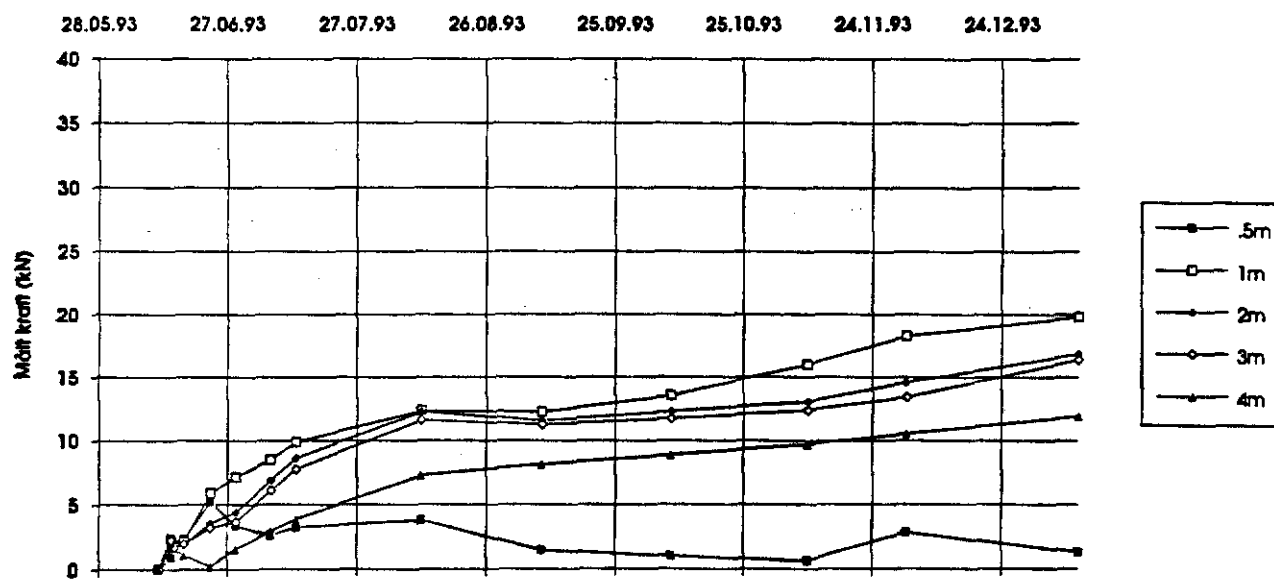


Figur 8.4 Målt stagkraft i nivå 1 over tid for de forskjellige strekkklapper

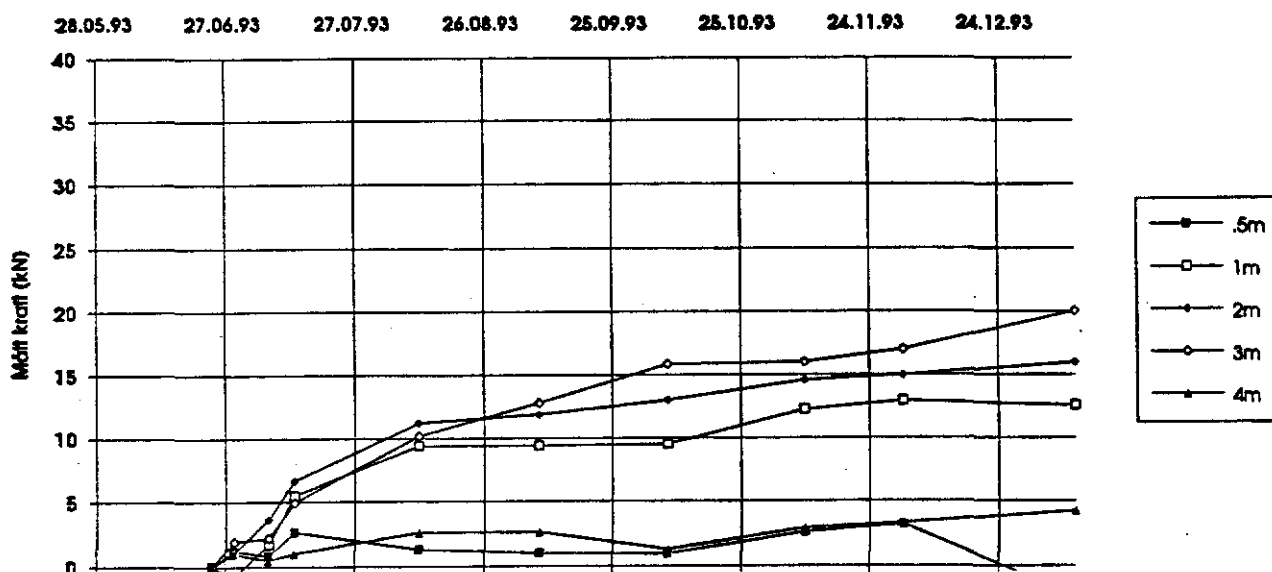
Tilsvarende økning i stagkroftene er også registrert for de andre nivåene, figur 8.5, 8.6 og 8.7.



Figur 8.5 Målt stagkraft i nivå 2 over tid



Figur 8.6 Målt stagkraft i nivå 3 over tid



Figur 8.7 Målt stagkraft i nivå 4 over tid

De målte stagkrefter ligger langt under kapasiteten til stagene som ble målt ved prøvebelastning. Stagkreftene vil bli avlest hver måned fremover for å se om det fortsatt er en økning.

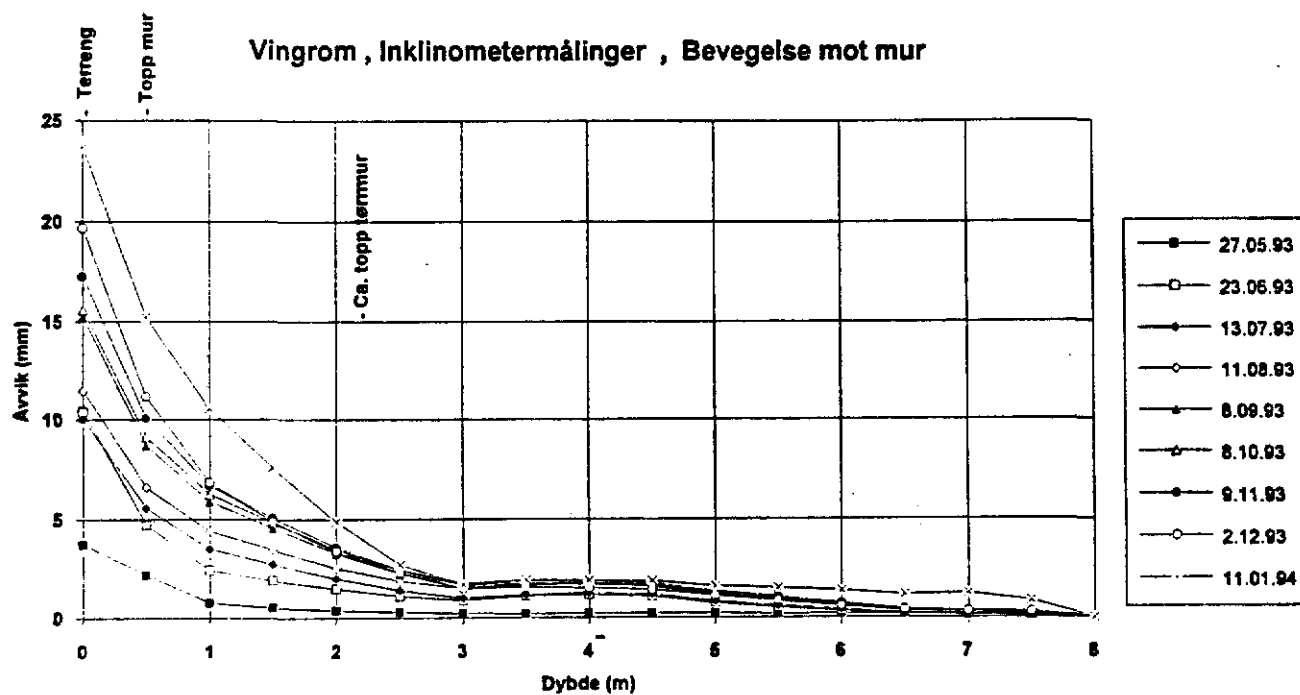
Maksimal kraft er målt til 40 kN i nivå 2. Til sammenligning er opptredende kraft beregnet til 63,2 kN i ht. Gässler's metode og 80,8 kN iht. FHWA's metode (Kap.3.). Prøvebelastninger viste maksimal lastkapasitet fra 105 kN til 235 kN (Kap.7.).

### Horisontale deformasjoner

Horisontale deformasjoner ble målt ved hjelp av inklinometer. På figur 8.8 er vist utviklingen av deformasjoner frem til 11.1.94.

I terrengnivå 1 m bak fronten av sprøytebetongen er deformasjonen 24 mm pr. 11.1.94.

Størstedelen av deformasjonene er registrert i den øvre delen, slik at 1 m under terreng er deformasjonen 11 mm. Dette er i samsvar med det som er målt på tidligere jordnaglingsmurer, Schlosser og Unterreiner (1991).



*Figur 8.8 Målte deformasjoner*

Erfaringsmessig er horisontale deformasjoner i topp av jordnaglingsmurer fra 1 til 3 ‰ av murhøyden. En målt deformasjon på 16 mm i topp av mur tilsvarer 3,2 ‰ av murhøyden.

## 9 Vurdering og levetidsbetraktning

### 9.1. Sammenligning med tidligere prosjekter

For å kunne foreta en sammenligning med tidligere prosjekter er det utviklet et system basert på fire dimensjonsløse parametere, Bruce og Jewell (1987):

$$1. \text{ Lengdeforhold} = \frac{\text{Maks. naglelengde}}{\text{Utgravingsdybde}}$$

$$\text{Dvs.} = 4 \text{ m} / 5 \text{ m} = 0,8$$

Relasjonen beskriver geometrien i konstruksjonen.

$$2. \text{ Friksjonsforhold} = \frac{\text{Hulldiameter} \times \text{Naglelengde}}{\text{Nagleavstand}}$$

$$\text{Dvs.} = \frac{0,1 \text{ m} \times 4,0 \text{ m}}{1,2 \text{ m} \times 1,2 \text{ m}} = 0,27$$

Forholdet beskriver friksjonsoverflaten mot jorden.

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

$$\text{Dvs.} = \frac{(0,025 \text{ m})^2}{1,2 \text{ m} \times 1,2 \text{ m}} = 0,4 \times 10^{-3}$$

Beskriver styrkeforholdet ved å ta forholdet mellom stål- og jordareal.

$$4. \text{ Deformasjonsforhold} = \frac{\text{Horisontal deformasjon}}{\text{Utgravingsdybde}}$$

$$\text{Dvs.} = 0,016 \text{ m} / 5,0 \text{ m} = 0,0032$$

Forholdet beskriver utadrettet deformasjon.

I følgende tabell (9.1.) er erfaringer fra disse parameterene på tidligere prosjekter sammenlignet med dette prosjektet.

Tabell 9.1. Erfaringstall etter Bruce og Jewell (1987) for prosjekter med injiserte nagler

Parameter	Erfaringstall	Vingrom
Lengdeforhold	0,5 - 0,8	0,8
Friksjonsforhold	0,3 - 0,6	0,27
Styrkeforhold(*10-3)	0,4 - 0,8	0,40
Deformasjonsforhold	0,001 - 0,003	0,0032

Ved en vurdering av erfaringstallene syntes lengdeforholdet å være høyt. Friksjons- og styrkeforholdet ligger begge på nedre del av skalaen. Dette skyldes relativt stor nagleavstand. Deformasjonsforholdet ligger i øvre del.

Basert på disse erfaringene burde nagleavstanden vært redusert ned til ca. 1 m.

### 9.1. Bestandighet og levetid

Basert på Clouterre-prosjektet i Frankrike er det utviklet følgende system for å dimensjonere jordnagler mot korrosjon, Clouterre (1991).

Tabell 9.2. angir korrosjonsmonn på naglene avhengig av miljøklasse og dimensjonerende levetid. Miljøklasse 1 er det mest aggressive, med et poengsystem for å angi klasse.

Tabell 9.2. Korrosjonsmonn for jordnagler, etter Clouterre (1991).

Klass	Σ Poäng	Förväntad livslängd		
		≤18 månader	1.5 - 30 år	30 - 100 år
IV	< 4	0 mm	2 mm	4 mm
III	5 - 8	0 mm	4 mm	8 mm
II	9 - 12	2 mm	8 mm	plast barriär
I	> 13	obligatoriskt med plast barriär		



Miljøet deles inn i fire klasser avhengig av et poengsystem mht. korrosivitet. Poengsystemet for å bestemme miljøklasse er gjengitt i tabell 9.3.

Tabell 9.3. Poengsystem for bestemmelse av miljøklasse, etter Clouterre (1991).

Kriterie		Poäng
Typ av jord	• Strukturen hos jorden:	
	- Lera (tät, impermeabel, plastisk)	2
	- Lera-sand	1
	- Sand (porös, permeabel)	0
	• Torv eller mossa	8
	• Industriavfall typ; stenkolslagg, aska, kol	8
	• Byggavfall typ; gips, tegel	4
	• Spillvatten från industrier	6
• Vatten innehållande salt från vägar	8	
Resivitet	$p < 1000 \Omega \text{ cm}$	5
	$1000 < p < 2000 \Omega \text{ cm}$	3
	$2000 < p < 5000 \Omega \text{ cm}$	2
	$5000 < p$	0
Fuktighet Salthalt	• Jordprov med saltinnehåll under grundvattenytan (permanent eller periodvis)	8
	• Jordprov utan saltinnehåll under grundvattenytan (permanent eller periodvis)	4
	• Fuktigt jordprov ovanför grundvattenytan ( $w > 20 \%$ )	2
	• Torrt jordprov ovanför grundvattenytan ( $w < 20 \%$ )	0
pH	$< 4$	4
	4 - 5	3
	5 - 6	2
	$> 6$	0
		$\Sigma$ poäng

For prosjektet på Vingrom er det gitt følgende poeng iht. tabell 9.3.

Jordart: Leire, sand 1 poeng

Resistivitet: Antar  $> 5000 \text{ ohm/cm}$  0 poeng  
(basert på erfaringstall fra tilsvarende jordart, AISI (1984))

Fuktighet/ saltinnhold: Over grunnvannsatand, noe fuktighet i jorda 1 poeng

pH: Antar  $> 6$  0 poeng

**Sum: 2 poeng**

I henhold til tabell 9.2. er denne konstruksjonen i klasse 4 med et korrosjonsmonn på 4 mm med en levetid på 30 - 100 år.

En vurdering av korrosjon, etter metoden som benyttes av Departement of Transport i Storbritannia, gir et korrosjonsmonn på 2,1 mm og en levetid på 100 år, Murray (1993).

Med disse to metodene fås følgende beregningsmessige reduksjon i bruddlast for stagene:

**Opprinnelig bruddlast (F) :**        250 kN

**Reduksjon i diameter:**

- Fransk metode:     $D_{red} = 25,0 \text{ mm} - 4,0 \text{ mm} = 21,0 \text{ mm}$

- Britisk metode:     $D_{red} = 25,0 \text{ mm} - 2,1 \text{ mm} = 22,9 \text{ mm}$

**Reduksjon i areal:**

- Fransk metode:     $A_{red} = \frac{1}{4} \cdot \pi (D_{red})^2 = 346 \text{ mm}^2$

- Britisk metode:     $A_{red} = \frac{1}{4} \cdot \pi (D_{red})^2 = 412 \text{ mm}^2$

**Reduksjon i bruddlast:**

- Fransk metode:     $F_{red} = F (A_{red} / A) = 176 \text{ kN}$

- Britisk metode:     $F_{red} = F (A_{red} / A) = 210 \text{ kN}$

Etter 100 år er bruddlasten redusert til 176 kN (tilsvarer ca. 30 % reduksjon) etter den franske metoden. Britisk metode reduserer bruddlasten til ca. 210 kN (reduksjon på ca. 16 %) i løpet av samme periode.

I disse vurderingene er det ikke tatt hensyn til at stagene vi benyttet er galvaniserte og belagt med epoxy. I tillegg er det injisert rundt stagene. Dette vil derfor gi en vesentlig økning i levetid.

Med de målte belastninger på stagene, vurdert i forhold til redusert bruddlast etter 100 år, gir dette en betryggende bestandighetsvurdering av konstruksjonen.

### 9.3. Oppsummering

Dette prosjektet har gitt en verdifull erfaring med jordnaglingsmetoden.

Metoden er et kostnadmessig gunstig alternativ, spesielt ved uttak av skjæringer er metoden konkurransedyktig.

Spesielt hvor det er lite ønskelig med store masseflyttinger pga. stedlige forhold, vil metoden ha fordeler fremfor andre løsninger.

Instrumentering og prøvebelastning har gitt en mulighet for å vurdere og måle påkjenningene i konstruksjonen i forhold til det som ble lagt til grunn ved dimensjoneringen.

En grundig kvalitetskontroll ble utført på dette prosjektet, og dette har igjen gitt et godt grunnlag for vurdering av metoden.

Langtidsoppfølging av konstruksjonen vil bli foretatt ved en jevnlig avlesninger av strekkklapper, termistorer og inklinometer.

## Referanser

American Iron and Steel Institute(AISI) (1984)

Handbook of steel drainage and highway construction products.  
Canadian Edition 1984.

Bruce, D.A. og Jewell, R.A (1987)

Soil nailing: Application and practise - Part 2..  
Ground Engineering, January 1987, pp. 21 - 33

Clouterre (1991)

Recommandations Clouterre,  
Presses Ponts et chaussees  
France 1991

Federal Highway Administration (1990)

Reinforced Soil Structures Volume 1. Design and Construction Guidelines, Chapter 6  
Design of nailed soil retaining structures, pp. 187-205  
USA 1990

Federal Highway Administration (1992)

Soil nailing - Field inspectors manual - Draft  
Federal Highway Administration  
USA 10. December 1992.

Franzén, G. (1993)

Soil nailing - Jordspikning. En litteraturstudie. Rapport B93:11,  
Institutionen for geoteknik med grundlaggning, Chalmers Tekniska Høgskole,  
Gøteborg 1993.

Gässler, G. (1987)

Vernagelte Geländersprunge - Tragverhalten und Standsicherheit (Doctor 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)

In-situ techniques of reinforced soil.  
Performance of reinforced soil structures, International reinforced soil conference,  
Glasgow 10 - 12 September 1990, pp. 185-196

**Jewell, R.A.**

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

Great Britain 1993.

**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.

Vår dato  
1992-12-21Vår referanse  
92/-  
Lab/GeotekVår saksbehandler - innvalgsnr.  
Avd.ing. Bjørn K. Dolva - 639977Vårt ark.nr.  
E-214A V

Deres referanse

Statens vegvesen  
Oppland  
Vegkontoret  
Postboks 1010  
2601 Lillehammer

EKSPEDERT

23 DES. 1992  
7661 '530 26**STØTTEMUR VED VINGROM KIRKE - GRUNNUNDERSØKELSER**

Nedenfor er det gitt en beskrivelse av grunnforholdene. Dette skal inngå som en del av anbudsdokumentasjonen for etablering og stabilisering av en skjæring i løsmasser ved Vingerom kirke, ifm. bygging av lokalveg mellom Vingerom og Øyste.

Fremstillingen er basert på tegningsmateriale mottatt fra Oppland vegkontor.

**MARK- OG LABORATORIEARBEID**

Markarbeidet er utført i august og oktober 1992 av bormannskaper fra Oppland vegkontor. Dette omfatter dreiesonderinger m/geohammer, hejarboring(ramsondering), opptak av representative prøver(graveprøver i skråning/skovelboring) og 54 mm prøver. To grunnvannsbrønner er installert og har vært under observasjon. Feltarbeidene er lokalisert på oversiktskart, vedlegg 1, og resultatene i vedlegg 2(fra vegkontoret). Laboratoriearbeidet er dels utført på vegkontoret, dels på Veglaboratoriet(vedlegg 3). Uforstyrrede prøver er undersøkt vha. treaksialforsøk (vedlegg 4) i tillegg til vanlige rutineundersøkelser.

**GRUNNFORHOLD PROFIL 2425 - 2485.**

Avsetningen består av materiale vekslende fra siltig sand til sandig grus. I profil 2240-5mV er det påvist et leirelag fra 2 m's dybde med tykkelse ca. 1 m. I skråningen hvor massen skal tas ut er det påvist løsmasser i størrelsesorden 11 - 17 m. Fjell er ikke påvist, med undersøkelser indikerer blokker på flere steder og at avsetningen er svært sammensatt. Grunnvannstand er målt til å ligge mellom kt. + 128,8 - 129,5 m ved profil 2480 - 1mV. I profil 2440 - 4mV er GVS målt i området kt. + 130,2 - 130,0 m. Målingene er foretatt i sept.- des. 1992.

Veglaboratoriet  
Geoteknisk seksjon  
Med hilsenFrode Oset  
kontorleder

Bjørn K. Dolva

4 vedlegg

Postadresse  
postboks 6390 Etterstad  
OSLO 6Kontoradresse  
Grønsveien 92  
Telefax  
(02) 63 97 68Øvrige telefaxnr.  
(02) 65 55 18 Disp  
(02) 63 96 79 Drift  
(02) 65 55 51 Drift  
(02) 63 98 23 A-dataTelefon  
(02) 63 95 00Telex  
21 542Egne kontoradresser  
Bruvdelingen  
Grønsveien 97  
Telefax (02) 63 96 66Veglaboratoriet  
Gautstadalleen 25  
Telefon (02) 63 99 00  
Telefax (02) 46 74 21



Vår dato  
1993-04-02

Vår referanse  
93/-  
Lab/Geotek

Vår saksbehandler - innvalgsnr.

Avd.ing. Bjørn K. Dolva - 22639977

Vårt ark.nr.  
470:E-214A ✓

Deres referanse  
anl.leder Tennstrand

Statens vegvesen  
Oppland  
Vegkontoret  
Postboks 1010  
2601 Lillehammer

EKSPEDERT  
- 5 APR. 1993

### STØTTEMUR VED VINGROM KIRKE - JORDNAGLER

Vi viser til vårt brev av 1993-03-10, hvor vi lover å komme tilbake med en beskrivelse av prøvebelastning av stag og krav til dokumentasjon av konstruksjonen.

Vedleggene(16 stk.) inneholder en beskrivelse av prøvebelastning av stag, ulike akseptkrav for prøvebelastede stag, skjemaer for dokumentasjon av stagene, og ulike sjekklister for kontroll og dokumentasjon av konstruksjonen.

Det vil fremgå av vedleggende hvorvidt vi betrakter de enkelte deler som et byggherreansvar eller entrepenøransvar. Entreprenøren bør få vedleggene i sin helhet slik at vedkommende er klar over kontrollomfanget.

Jeg er i permisjon i perioden 13/4 - 2/6 slik at henvendelser kan rettes til o.ing. Frode Oset(22 63 99 52). Regner med å være tilbake i forbindelse med byggestart av dette prosjektet, slik at jeg kan ta del i kontroll og oppfølging.

Veglaboratoriet  
Geoteknisk seksjon  
Med hilsen

Frode Oset  
kontorleder

Bjørn K. Dolva

16 vedlegg

BKD



1993-04-02  
Lab/BKD

## PRØVEBELASTNING - JORDNAGLER - VINGROM KIRKE

### GENERELT

Jordnagler (se fig. 1. og 2.) blir prøvebelastet i felt for å verifisere at de kan oppta og bære de laster de er dimensjonert for, med en tilstrekkelig sikkerhetsfaktor uten større uønskede deformasjoner gjennom konstruksjonens levetid.

I tillegg er det vanlig at jordnagler blir testet før (prøveinstallasjoner) og under selve produksjonen av naglene for å kontrollere at entrepenøren utfører arbeidet iht. beskrevne kvalitetskrav. Prøvebelastning før selve konstruksjonen bygges vil også være et viktig element for å etablere dimensjoneringsparametere, eventuelt for å justere utførelsen mht. nageltetthet.

En må også skille mellom ulike prøvebelastninger, da f.eks. bruddforsøk gjør at den enkelte testnaglen er påført så store belastninger og deformasjoner at den ikke kan inngå i selve konstruksjonen.

Under produksjon/installasjon av jordnagler skal det utføres produksjonsforsøk på en viss prosentandel av det totale nagleantallet. I motsetning til jordankere blir ikke jordnagler forspent under installasjon. Jordnagler fungerer på en passiv måte, og skal ikke forspennes for å fungerer hensiktsmessig. Produksjonsforsøk krever vanligvis belastninger i størrelsesorden 125 - 130 % av dimensjonerende last. Lastpåføring skjer vanligvis trinnvist, både mht. økende og avtagende last. Fronten på konstruksjonen benyttes vanligvis som mothold under lastpåføring.

Dimensjonerende last (DL) for stagene i dette prosjektet vil variere avhengig av hvilket stagnerivå en betrakter. Jekk og måleutstyr forøvrig må ha en kapasitet på minimum 150 kN.

### UTSTYR FOR LASTPÅFØRING OG TESTING

Figur 3. viser en prinsippskisse for et måleoppsett for prøvebelastning av jordnagler. En hydraulisk jekk med senterhull (for staget) og pumpe blir benyttet for å påføre belastning til staget. Aksen på jekk og jordnagle må være sammenfallende for å sikre en jevnt fordelt belastning på staget. Vanligvis benyttes en ramme for jekken eller et mothold mellom konstruksjonen og jekken. Når naglen er sentrert og jekken er tilpasset påføres et kontaktrykk for å sikre riktig plassering. Ikke på noe tidspunkt under forsøket skal jekketrykket gis anledning til å falle under dette kontaktrykket. Det kan i tilfelle føre til forskyvninger av jekk- og måleoppsett, feilkilder og resultere i misvisende avlesninger. Dersom trykket faller under dette nivå, skal forsøket avsluttes, og hele prosedyren gjentas.

Størrelsen på kontaktrykket vil påvirke forsøksresultatene. Kontaktrykket skal ikke overstige 10 % av dimensjonerende last. Dersom utstyret krever større kontaktrykk, skal entre-



penøren benytte andre metoder for unngå forskyvninger av utstyret.

Deformasjon/bevegelse av hode på jordnaglen under forsøket måles vha. et måleaur eller annen deformasjonsmåler med tilfredsstillende nøyaktighet. Måleuret festes uavhengig av måleopplegg og konstruksjonen forøvrig. Måleretningen skal ikke avvike med mer enn 5 grader fra måleoppsettets akse. Def.måler nullstilles etter at kontaktrykk er påført. Deformasjonsmålingen skal skje med en nøyaktighet på 0.03 mm eller bedre.

Enten en hydraulisk jekk med trykkmåler, en kraftmåler med senterhull eller begge deler benyttes til å måle påført belastning på jordnaglen. Den hydrauliske jekken og trykkmåleren må være kalibrert som et sett, og kalibreringsdata for jekken, trykkmåler og eventuelt kraftmåler av nyere dato må fremlegges av entrepenøren før prøvebelastning tar til. Kraftmåler blir i hovedsak benyttet for å måle mindre endringer i belastning når belastningen skal holdes konstant under krypforsøk. I tillegg vil den kunne benyttes som en kontroll på kalibreringsdataene for jekk og trykkmåler. Ved bruk av kraftmåler skal man være spesielt på vakt for følgende feilkilder:

- Friksjon på kontaktflaten på kraftmåleren
- Feil ved tilpasning av kraftmåleren mht. aksens for jekk og stag
- Bøyning av bæreplater
- Ødelagte kraftmålere

#### FORSØKSTYPER

I dette prosjektet er det planlagt utført både produksjonsforsøk og krypforsøk.

Produksjonsforsøk blir utført på et angitt utvalg av det totale antallet jordnagler i konstruksjonen. Dette er en forsøksform hvor belastningen blir påført trinnvis inntil en ønsket maksimalbelastning er oppnådd. Typisk vil maks.last her ligge på 125 - 130 % av dimensjonerende last. Trinnstørrelse og tidsbruk spesifiseres nærmere avhengig av jordart. Krypforsøket utføres bare som en videreføring av forsøket, dvs. at maks.last holdes konstant over en nærmere angitt periode mens deformasjon registreres.

#### GODKJENNINGSKRAV OG BETYDNING

Tre generelle akseptkrav har blitt etablert gjennom forskning og erfaringer med tidligere konstruksjoner. Last-deformasjonskarakteristikken til den testede jordnaglen blir vurdert for å fastslå om naglen er installert i tråd med de aktuelle konstruksjonskrav, og at den vil opprettholde sin dimensjonerende kapasitet i konstruksjonens levetid. Følgende akseptkrav foreligger:



1) Den målte deformasjon av jordnaglehodet skal overstige 80 % av staget teoretiske elastiske forlengelse av den frie lengden (del av staget som ikke er gyst) uansett testtype. Den målte forlengelse skal være større enn 0,8 cm for å være innenfor akseptkravet.

Målt deformasjon > 0,8 cm
---------------------------

Dette kravet er etablert for å sikre at lastoverføring fra jordnaglen til den omkringliggende jord i sin helhet skjer i gyst lengde, og ikke i den frie lengde av staget.

Målt deformasjon mindre enn 80 % av teoretisk elastisk forlengelse av fri lengde indikerer at det opptas krefter også i denne delen av staget. Mulige årsaker til dette er:

- Sammenfall av hullet i den frie lengden av teststaget.
- Feil ved måling av fri lengde.
- Samvirke mellom stag og frontpanel.
- Fri lengde er mindre enn 90 cm og prøvebelastning er påvirket av frontpanel eller måleoppsett.
- Stagset er hengt opp eller i kontakt med jekkeramme eller selve konstruksjonen.
- Bøying eller forskyvningsproblemer.
- Høy fasthet, høytrykksgysing er skjedd i fri lengde.

2) Total forskyvning/deformasjon ved dimensjonerende last skal være mindre enn 1,2 cm pluss den teoretiske elastiske deformasjon av fri lengde pluss halvparten av den gyste lengde. Maksimal akseptabel deformasjon som måles skal være mindre enn 3,6 cm for å tilfredsstillende dette akseptkravet.

Maks. deformasjon < 3,6 cm
----------------------------

Dette kravet er utviklet for å vurdere maksimal deformasjon av stagets gyste lengde ved dimensjonerende last, og for å vurdere om stagets kapasitet er tilfredsstillende og at arbeidet er utført innenfor stilte krav.

3) Krypbevegelse ved en nærmere spesifisert last skal ikke overstige 0,2 cm i løpet av siste tidsperiode (100 eventuelt 1000 minutter) uavhengig av stagets lengde og belastning. Krypforsøket kan avsluttes dersom mindre enn 0,1 cm deformasjon har blitt registrert mellom 1 minutt og 10 minutters avlesning, da dette er et enda strengere krav. Krypbevegelse mellom to lasttrinn kan enkelt beregnes som følger:

Kryp < 0,2 cm
---------------

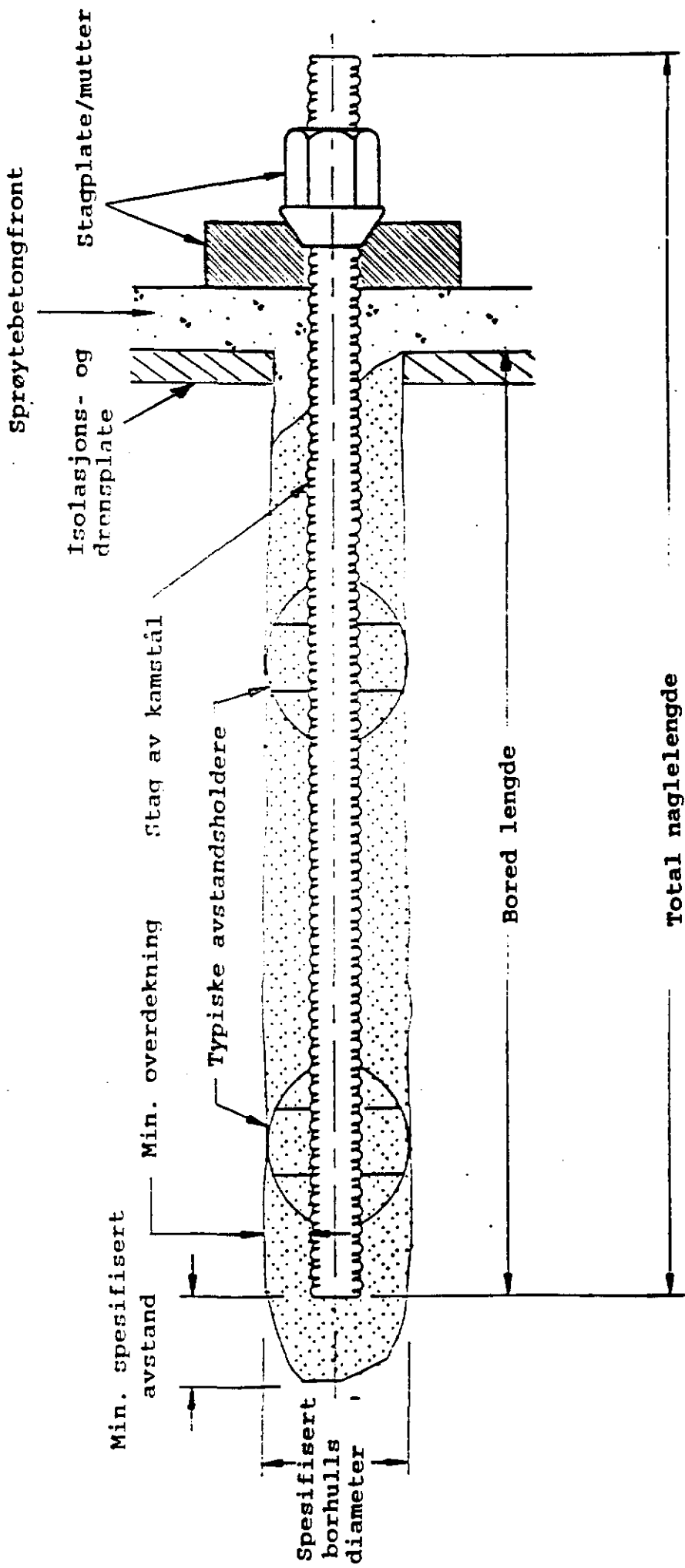
Jordnagler som ikke tilfredsstillter disse kravene skal ikke inngå i konstruksjonen med den dimensjonerende last. Prosjekteringsansvarlig skal bli kontaktet for å vurdere testresultatene, og for å avgjøre om jordnagle skal kunne benyttes ved lavere dimensjonerende last eller utelukkes. I tillegg bør ansvarlig vurdere forsøksresultatene i lys av de nærmeste jordnaglene som eventuelt også vil kunne ha lavere kapasitet enn forutsatt. Mindre variasjoner i forsøksresultater kan tillates avhengig av i hvilken grad grunnforholdene varierer. Uansett skal forsøksprosedyrene følges, og de spesifiserte kravene tilfredsstilles. Gjentatte forsøk på jordnagler skal ikke tillates da tidligere belastninger påvirker resultatene.

#### FORSØKSRESULTATER

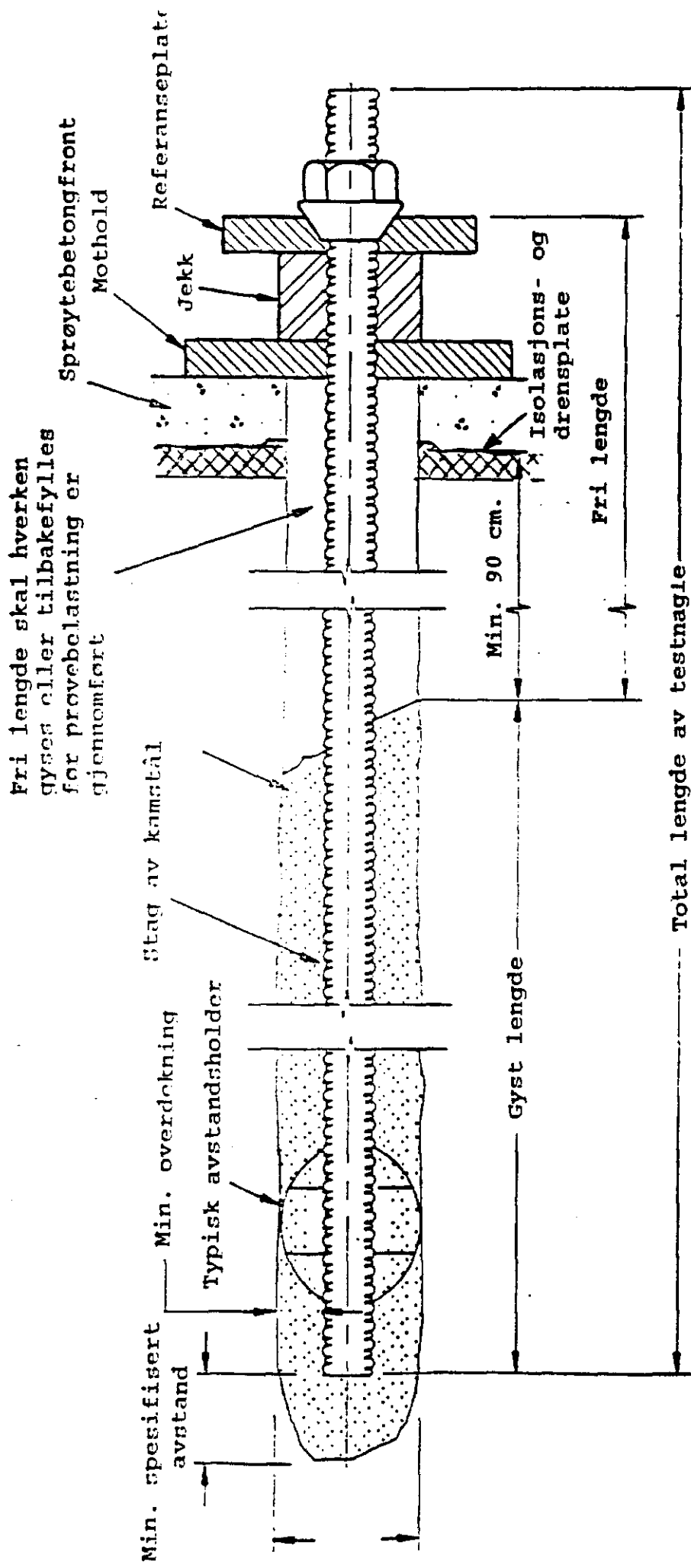
Forsøksresultater som ikke tilfredsstillter dimensjonerende kapasitet skal vurderes av geotekniker. Vedkommende kan avgjøre om den laveste kapasitet registrert i forsøkene er tilstrekkelig for å opprettholde stabilitet med en tilfredsstillende sikkerhetsfaktor. Dette betyr at lavere målinger ikke nødvendigvis indikerer brudd, men en lavere uttrekkskapasitet for staget. Prosjektansvarlig gis informasjon for vurdering av nagler med lavere kapasitet enn dimensjonerende last indikert ved belastningsforsøkene. Denne bør omfatte:

- Maksimal last som skaper flytning, dvs. deformasjonsøkning uten kapasitetsøkning.
- Karakteristiske krypverdier ved denne makslast, eller ved foregående lasttrinn i de tilfeller hvor staget ikke klarer å beholde kapasiteten over tid.
- De nærmeste naglene bør betraktes å ha tilsvarende kapasitet som naglen som ikke tilfredsstillter kravene. Unntak kan gjøres dersom det er grunn til å tro at den testede nagle har lav kapasitet pga. helt lokale variasjoner i grunnforhold e.l.

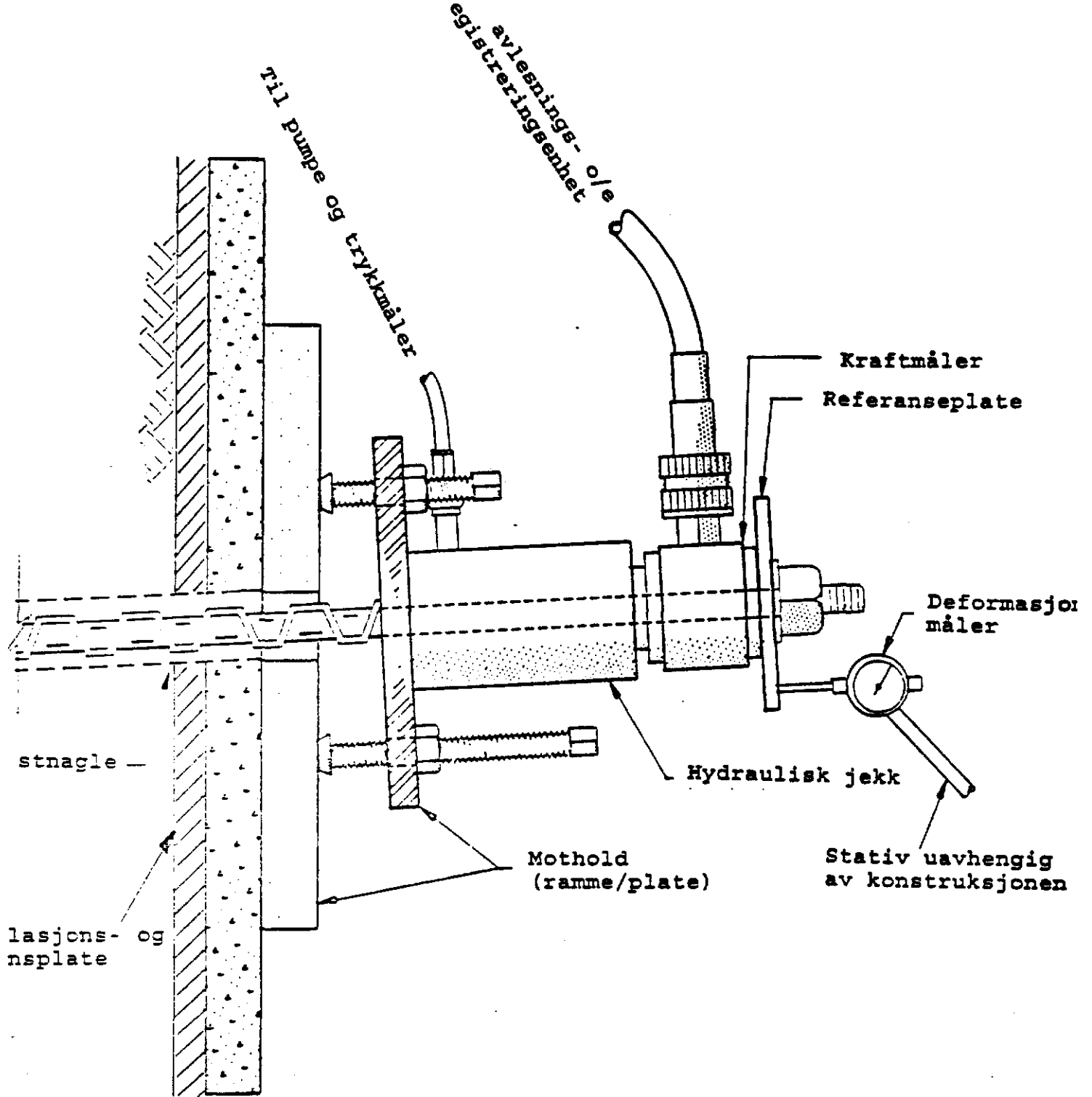
Vurderingen av nagler som ikke tilfredsstillter kravene skal føre frem til: Enten at naglen kan inngå inngå med en lavere dim.last og at nagletetthet justeres eller at det installeres erstatningsnagle(r). Dersom det er behov for tilleggsnagle(r) må entrepenøren underrettes om dette umiddelbart for å unngå større forskyvninger i fremdriftsplan og kostnader.



Figur 1. Prinsippskisse: Installert jordnagle. (ikke i skala)



**Figur 2. Prinsippskisse: Installert jordnagle for prøvebelastning.**  
(ikke i skala)



Figur 3. Prinsippskisse: Måleoppsett for prøvebelastning av jordnagler.  
(ikke i skala)

1993-03-30

Lab/BKD

**SJEKKLISTE - DOKUMENTASJON AV JORDNAGLINGSKONSTRUKSJON**  
**SIDE 1/1      ANSVAR: ENTREPENØR**

- Registrer alle daglige konstruksjonsaktiviteter i en dagbok eller i dagrapporter.
  
- Registrer og loggfør hver enkelt installasjon av jordnagler. Herunder: Boring, registrerte grunnforhold, grunnvannstand, installasjon av stag og gysing. Protokoll for installasjon av jordnagler skal leveres byggherre senest dagen etter installasjonen.
  
- Registrer og tabuler/plott testresultatene for hver enkelt prøvebelastning.



**SJEKKLISTE - JORDNAGLINGSKONSTRUKSJON - KVALITETSKONTROLL**  
**SIDE 1/1 MATERIALER I FELT ANSVAR: BYGGHERRE**

- Kontroller at leveransesertifikat fra stagleverandør er i overensstemmelse med bestilte spesifikasjoner.
- Kontroller visuelt alle jordnagler og all armering med tanke på skader og defekter ved leveranse og igjen før bruk.
- Ved bruk av epoxybelagte eller annen form for innkapslede stag, skal dette korrosjonsvernet undersøkes med tanke på skader.
- Kontroller visuelt at alle korrosjonsbeskyttede stag oppbevares og behandles på byggeplassen i overensstemmelse med entrepenørens prosedyrer.
- Ta stikkprøve av mørtel og/eller sprøytebetong for hvert skift.
- Kontroller at dokumenterte blandeprosedyrer/resepter på levert mørtel/betong er i overensstemmelse med spesifikasjonene. Dette gjelder også bruk av tilsetningsstoffer.
- Kontroller visuelt mørtel under gysing med tanke på dårlig blanding, pumpbarhet o.l.
- Kontroller at drenasjesystem er i overensstemmelse med spesifisert krav.



**SJEKKLISTE - KONTROLL UNDER ETABLERING AV JORDNAGLINGS-  
SIDE 1/4            KONSTRUKSJON            ANSVAR: BYGGHERRE**

**FORBORING - STIKKPRØVEKONTROLL**

- Kontroller og registrer nødvendig informasjon for hver enkelt installasjon av jordnagler.
- Observer boreoperasjonen for å forsikre at massetap /innfall i borhullet ikke forekommer.
- Observer, identifiser og registrer borkaks og indikasjoner på grunnvannsforhold under boringen. Vær spesielt oppmerksom på endrede forhold.
- Når det er mulig, registrer lokaliseringen av ulike materialtyper og/eller grunnvannsnivå i borhullet.
- Kontroller at hullet bli boret i planlagt retning, helning, dybde og med diameter innenfor de gitte toleransekrav.
- Kontroller at borhullene ikke er i kontakt med hverandre.

**INSTALLASJON AV STAG - STIKKPRØVEKONTROLL**

- Inspiser forborede hull(uten foringsrør) vha. speil eller lommelykt med tanke på løst materiale eller innfall i hullet. Hullet skal være åpent og rent.
- Kontroller at staget er tilstrekkelig langt inne iht. krav til minimum gyst lengde.
- Påse at stagene behandles med forsiktighet, og at de ikke er skadet.
- Kontroller at det blir brukt avstandsholdere for å sikre tilstrekkelig overdekning av stagene.
- Kontroller at det blir brukt tilstrekkelig mange avstandsholdere slik at staget ikke kommer i kontakt med hulloverflaten.

**GYSING AV STAG - STIKKPRØVEKONTROLL**

- Påse at mørtelen er injisert fra det laveste punktet i borhullet slik at hullet blir fylt fra bunn av uten luftlommer.
- Påse at gysing foregår kontinuerlig mens gysingsrør, eller foringsrør blir trukket tilbake.
- Når det er mulig skal trykktap i systemet forsøksmessig bestemmes i friluft før injisering tar til.
- Kontroller jevnlig at pumpen gir et positivt trykk i systemet(Dvs. et høyere trykk enn trykktapet).

**SJEKKLISTE - KONTROLL UNDER ETABLERING AV JORDNAGLINGS-  
SIDE 2/4      KONSTRUKSJON      ANSVAR: BYGGHERRE**

- Når det er mulig skal trykkmåleren kontrolleres mht. tilstopping, dvs. funksjonsfeil.
- Mål og registrer medgått volum mørtel i hullet.
- Kontroller at mørtelleveransen(dokumentasjonen) er i henhold til bestilt kvalitet.
- Kontroller hver enkelt leveranse visuelt for åpenbare problemer, slik som gal størrelse på tilslag, for stort slumpmål etc.
- Kontroller at mørtelen er blandet i henhold til bestilte spesifikasjoner.
- Overvåk kontinuerlig mørtelen med tanke på problemer med konsistens, pumpbarhet o.a.
- Kontroller mørteloverflaten i enden av hullet etter at den har satt seg.
- Om nødvendig, kontroller at prøvestykker for bestemmelse av mørtelens trykkstyrke er tatt iht. spesifikasjonene.
- Kontroller ubunden lengde for stagene som skal prøvebelastes, og at de er mørtelfrie.

**UTGRAVING - KONTINUERLIG KONTROLL**

- Kontroller at stabilitetshensyn er ivaretatt, både mht. utgravingen generelt og for endelig utgravd overflate for konstruksjonen.
- Kontroller at utgravingen skjer iht. planlagt form og omfang.
- Observer og registrer jordartsprofil og grunnvannsforhold for hvert utgravingsnivå.
- Kontroller at hvert utgravingsnivå er blir ferdigstilt innenfor de tidsrammer som er gitt. Skaff til veie anbefalinger ved behov for stabiliserende tiltak dersom graveoverflaten må bli stående lengere enn planlagt.

**FRONT - STIKKPRØVEKONTROLL**

- Kontroller at drenasjesystem, armering og eventuell isolasjon er plassert riktig, og på en slik måte at forskyvninger under påsprøyting ikke vil finne sted.

**SJEKKLISTE - KONTROLL UNDER ETABLERING AV JORDNAGLINGS-  
SIDE 3/4      KONSTRUKSJON      ANSVAR: BYGGHERRE**

- Kontroller at krav til form og overflate på konstruksjonen blir tilfredsstilt.
- Påse at entrepenøren er forberedt og i stand til å utføre endelig overflate iht. spesifikasjonene.
- Påse at sprøytebetongen bli påført raskest mulig, og senest 1 døgn etter at fronten er ferdig frigravd.
- Kontroller at overflaten er ren og tilfredsstillende forberedt for påføring av sprøytebetong.
- Kontroller hver enkelt leveranse visuelt for åpenbare problemer, slik som gal størrelse på tilslag, for stort slumpmål etc.
- Kontroller at mørtelen er blandet i henhold til bestilte spesifikasjoner.
- Overvåk kontinuerlig mørtelen med tanke på problemer med konsistens, pumpbarhet o.a.
- Kontroller at betongen blir påført i planlagt tykkelse.
- Påse at mannskapene er tilgjengelige hele tiden, og fjerner prelltap slik at dette ikke inngår i konstruksjonen.
- Kontroller at alle overflater er tilstrekkelig rensed og avrettet.
- Påse at prelltap ikke blir benyttet i noen form i konstruksjonen, f.eks. for å tette hull e.l.
- Påse at dreinasje, armering og eventuell isolasjon ikke blir brakt ut av posisjon under påføring av sprøytebetong.
- Påse at sprøytebetongens overflate tilfredsstiller kravene.
- Påse at alle områder med utfall(eller løse områder) av sprøytebetong blir fjernet og påført ny sprøytebetong.

**SJEKKLISTE - KONTROLL UNDER ETABLERING AV JORDNAGLINGS-  
SIDE 4/4      KONSTRUKSJON      ANSVAR: BYGGHERRE**

- Gi hovedentrepener umiddelbart beskjed dersom påføring av sprøytebetong skal stoppes pga. kraftig regn, mye vind eller for lav temperatur(min. 5 °C).
- Påse at arbeidet med sprøytebetongen til enhver tid er i henhold til spesifikasjoner og gjeldene retningslinjer(Forslag fra NBF, publ.7 Sprøytebetong).
- Rapporter umiddelbart til byggeledelsen alle avvik fra spesifikasjoner og gjeldene retningslinjer.

**SJEKKLISTE - KONTROLL AV PRØVEBELASTNING PÅ JORDNAGLINGS-  
SIDE 1/1      KONSTRUKSJON      ANSVAR: BYGGHERRE**

**KONTINUERLIG KONTROLL**

- Kontroller at entrepenøren har fremlagt nødvendig dokumentasjon av stagenes materialegenskaper for beregning av deformasjon (Stagenes E-modul og tverrsnittsareal).
- Kontroller at deformasjonsmåleren har tilstrekkelig måleområde.
- Kontroller at jekk og trykkmåler er kalibrert som et sett og at denne dokumentasjonen foreligger. Dersom kraftmåler benyttes skal tilsvarende dokumentasjon foreligge også for denne.
- Kontroller at jekken kan bli brukt til trinnvis på- og avlastning.
- Kontroller at jekken ikke faller ned på eller hviler på staget. Dette vil kunne forårsake bøyning av, eller skjev belastning på staget under belastning.
- Kontroller at minimum kontaktrykk er opprettholdt til enhver tid.
- Kontroller jevnlig at en ikke får samvirkeeffekter mellom prøveoppsettet (jekk, kraftmåler) og stag, og derav målefeil.
- Kontroller at påført last fra jekken til jordnaglen blir holdt konstant under krypforsøket. Belastningen skal holdes konstant med et maksimalt avvik på 200 kPa ved måling med manometer, eller maksimalt avvik på 100 kg ved bruk av en kraftmåler.
- Kontroller at all planlagt tilbakefylling er plassert over og bak konstruksjonen ved testing av jordnagler i øverste stegrad.
- Kontroller at jordnaglens ikke blir påkjent ut over ønsket last ved maksimum belastningsforsøk eller ved krypforsøk.
- Registrer alle avlesninger og annen nødvendig informasjon under belastningsforsøket.

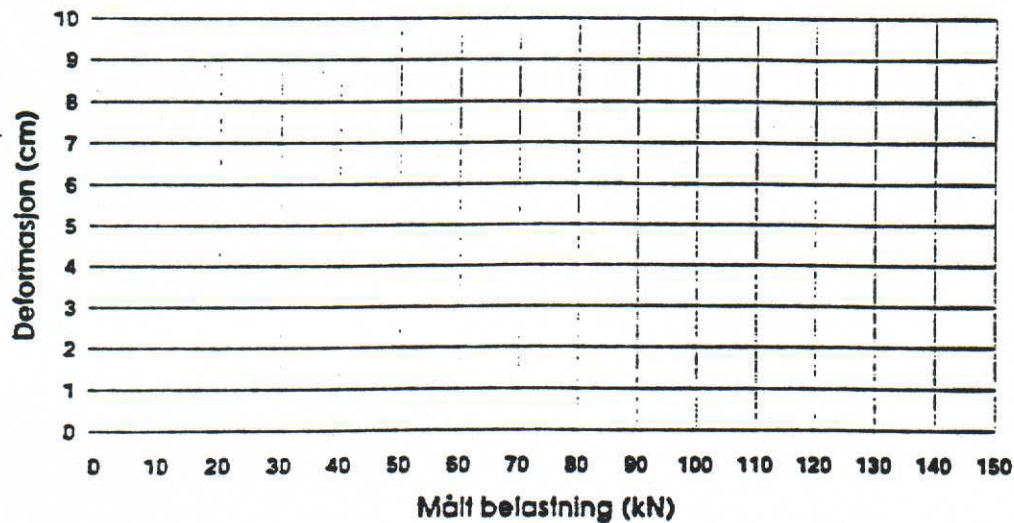
## PRODUKSJONSFORSØK - PRØVEBELASTNING PÅ JORDNAGLE

Oppdragsnr.: E-214A      Sted: VINGROM KIRKE      Naglenr.:  
 Install.dato:                      Kontrollør sign.:  
 Testdato:                      Testoper. sign.:      Dim.last(DL):      kN  
 Nagletype: Permanent      Jordartstype: Sandig mat./ Leirig mat.  
 Stagdim: Lu =      m Lb =      m Stagdiameter:      2,50 cm  
 Borhullsvinkel:                      grader      Borhulldiameter:      10,00 cm

	Belastnings- grunnlag	Belastning (kN)	Jekktrykk (kPa)	Kraftmåler (kN)	Deformasjon (cm)	Kommentarer
I	Kontakttrykk					
	0.25 DL					
N	0.50 DL					
	0.75 DL					
T	1.00 DL					
	1.2 DL					
E	1.33 DL					0 min.
	1.33 DL					1 min.
R	1.33 DL					2 min.
	1.33 DL					3 min.
V	1.33 DL					4 min.
	1.33 DL					5 min.
A	1.33 DL					6 min.
	1.33 DL					10 min.
L	1.33 DL					15 min.
	1.33 DL					20 min.
L	1.33 DL					25 min.
	1.33 DL					30 min.
E	1.33 DL					45 min.
	1.33 DL					60 min.
R						

Vejlaboratoriet: EKD 1993-03-30

### Produksjonstest - jordnagle





Dagrapport TORS dag den 27/5-93 for VINGROM Sak nr. 8385  
arbeidsplass

Hovedentreprenør/byggherre TORRE LØKKE

Værrapport kl. ....  pent  regn  snø  vind temp. ....

Arb.styrke egne ..... 2 mann NOROLJEN - BERGSTRØM  
 " " leide ..... mann .....  
 Fraværende syke ..... mann .....  
 " andr. årsaker ..... mann .....

Utført arb.: BORING AV 4 STK LØSMASSESTAG A. 4,5 M.

Ekstraarbeide utenom kontrakt: PÅ GRUNN AV CRUSHOLDIGE OG LØS GRUNN I  
BOREOMRÅDET GÅR DET MED EKSTRA MYE RESON FJSEMASSE. DET ER  
SOM FØLGENDE. HULL NR 02-225 KG. 04-275 KG. 06-200 KG. 08-175 KG  
REKKE 2 Tot. 875 kg. Trekkide 50 kg pr hull. = 200 kg  
3: 675 kg for mye

Mottatt beskjed/ordre fra: STATENS VEGVESEN  
 Vedr.: DET SKAL MONTERES 3 STK AVSTANDSHOLDERE PR STAG.

Meldt fra til: H.K. (STEMERSEN)  
 Vedr.: BESTILLING AV DIV LENGDER MED BORERØR.

Annet: STATENS VEGVESEN BESTEMMER AT VI SKAL BORE 6 STK HULL FØR VI STAR  
JNKJEKSJON. PRØVER OG TØRKE UT OMRÅDE FOR VANN FØR VI STARTER PUMPINGEN  
AV FJSEMASSE

Som ovenfor:

.....  
 arbeidsleder

*[Signature]*  
 Evt. attestasjon fra oppdr giver her



3 RØNNE

Anlegg VINGRØN				Hull nr.	Sign.
Arbeidsoperasjon	Dato	Boredybder	Anm.	11	JN
Boring i løsmasse	16/6	4,5 m	GRUS - MØRRE		
Innboring i fjell m/rør					
Boring i fjell					
Totalt boret		75 m	RESCOV		
Stag lengde					



3 RØNNE

Anlegg VINGRØN				Hull nr.	Sign.
Arbeidsoperasjon	Dato	Boredybder	Anm.	9	JN
Boring i løsmasse	16/6	4,5 m	GRUS - STEIN		
Innboring i fjell m/rør					
Boring i fjell					
Totalt boret		75 m	RESCOV		
Stag lengde					



3 RØNNE

Anlegg VINGRØN				Hull nr.	Sign.
Arbeidsoperasjon	Dato	Boredybder	Anm.	7	JN
Boring i løsmasse	16/6	4,5 m	GRUS - LEIRE		
Innboring i fjell m/rør					
Boring i fjell					
Totalt boret		75 m	RESCOV		
Stag lengde					