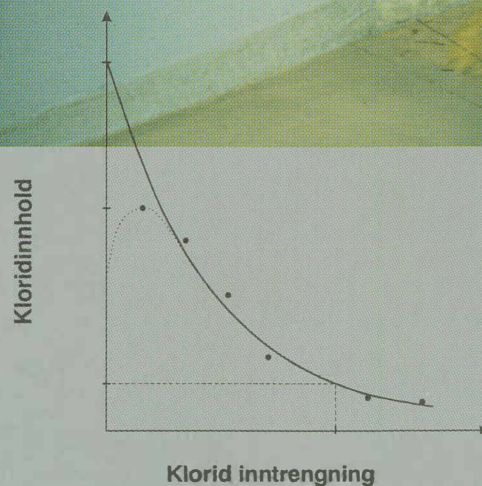
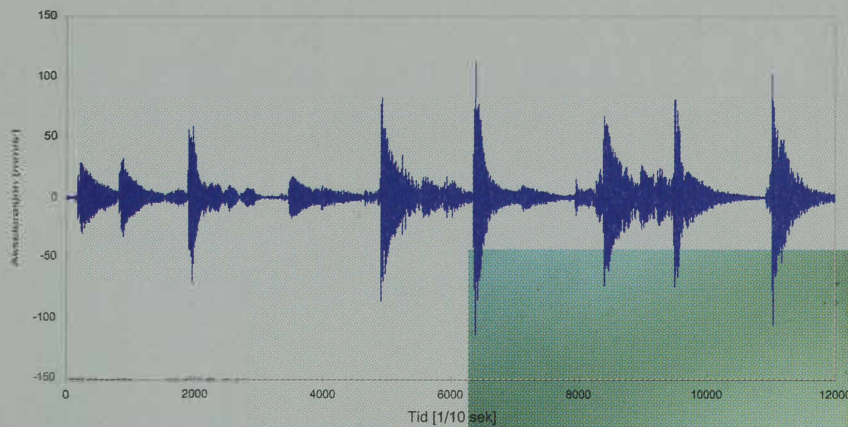




Veiledning

# Metodikk for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon av konstruksjoner



1875



**Statens vegvesen**

# **Metodikk for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon av konstruksjoner**

Veiledning

September 1999

## **Håndbøker i Statens vegvesen**

Dette er en håndbok i Vegvesenets håndbokserie, en samling fortløpende nummererte publikasjoner som først og fremst er beregnet for bruk innen etaten.

Håndbøkene kan kjøpes av interesserte utenfor Statens vegvesen til de priser som er oppgitt i håndbokoversikten - håndbok 022.

Det er Vegdirektoratet som har hovedansvaret for utarbeidelse og ajourføring av håndbøkene.

Ansvar for grafisk tilrettelegging og produksjon har Grafisk senter i Vegdirektoratet

Vegvesenets håndbøker utgis på 2 nivåer:

- Nivå 1 - Rød farge på omslaget - omfatter forskrifter, normaler og retningslinjer godkjent av overordnet myndighet eller av Vegdirektoratet etter fullmakt.
- Nivå 2 - Blå farge på omslaget - omfatter veiledninger, lærebøker og vegdata godkjent av den avdeling som har fått fullmakt til dette i Vegdirektoratet.

### **Metodikk for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon av konstruksjoner**

Nr. 212 i Vegvesenets håndbokserie

Opplag: 500

Layout: Grafisk senter, Vegdirektoratet

Trykk:

ISBN 82-7207-476-1



	Side
<b>OVERSIKT</b>	
FORORD	5
SAMMENDRAG / ABSTRACT	6
INNHOLDSFORTEGNELSE	7
1. INNLEDNING	9
2. BEGREPER	13
3. AKTØRER OG ANSVARFORHOLD	17
4. PLANLEGGING	23
5. GJENNOMFØRING	35
REFERANSER	39

**VEDLEGG :**

- Eksempel A Instrumentering av Skarnsundbrua
- Eksempel B Måling av armeringsoverdekning
- Eksempel C Støttekonstruksjon av armert jord
- Eksempel D Vegtunnel med korrugerte stålrør



## FORORD

Vegdirektoratet har tatt initiativet til å utarbeide denne veiledningen for instrumentering av konstruksjoner.

Veiledningen gir en innføring i prinsippene for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon (IDV) av konstruksjoner i Statens vegvesen og gir retningslinjer for den praktiske gjennomføringen.

Hensikten med IDV er å innhente pålitelig kunnskap om konstruksjoners faktiske oppførsel og tilstand over lengre tid gjennom målinger i full skala på virkelige konstruksjoner.

Resultater og erfaringer fra gjennomførte IDV-aktiviteter skal innarbeides i regelverket for prosjektering, bygging, drift og vedlikehold av våre anlegg.

Veiledningen er utarbeidet av følgende arbeidsgruppe:

Ian Markey	Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling
Jan Vaslestad	Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling
Tor H. Johansen	Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling
Finn Fluge	Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling
John H. Gustavsén	Vegdirektoratet, Bruavdelingen
Per Arnesen	Aadnesen a.s.

Vegdirektoratet, september 1999

Ansvarlig avdeling:

Vegteknisk avdeling

## **SAMMENDRAG**

Veiledningen gir en innføring i prinsippene for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon (IDV) for konstruksjoner i Statens vegvesen og gir veiledning for den praktiske gjennomføringen.

Eksemplene i vedlegget bak i håndboken gir en innføring i hvordan man konkret kan bruke IDV-metodikken. Eksemplene er hentet fra gjennomførte prosjekter.

## **ABSTRACT**

This report gives an introduction to the principles and method for Instrumentation, Documentation and Verification (IDV) of structures related to the activities of the Norwegian Public Roads Administration.

Four case studies highlighting the different activities involved in using the IDV-method are given as annexes. The case studies are from different constructions and had the following objectives:

- behaviour of a cable-stayed bridge
- distribution of concrete cover
- behaviour of a reinforced soil construction
- behaviour of corrugated steel tunnel

## INNHALDSFORTEGNELSE

<b>1</b>	<b>INNLEDNING</b>	<b>9</b>
1.1	Formål	9
1.2	Målgruppe	10
1.3	Bruksområder	10
1.3.1	Grunnlag for prosjektering	10
1.3.2	Verifikasjon av konstruksjoners virkemåte	10
1.3.3	Tilstand	11
1.3.4	Aktuelle konstruksjoner	11
<b>2</b>	<b>BEGREPER</b>	<b>13</b>
2.1	IDV- metodikk	13
2.2	IDV-aktiviteter	13
2.3	Instrumentering	13
2.4	Dokumentasjon	14
2.5	Verifikasjon	14
2.6	Instrumenteringsanlegg	14
2.7	Rådata	14
2.8	Dataprosessering	15
2.9	Sensor	15
<b>3</b>	<b>AKTØRER OG ANSVARFORHOLD</b>	<b>17</b>
3.1	Aktører	17
3.2	Ansvarsforhold og arbeidsoppgaver	17
3.2.1	Statens vegvesen	17
3.2.2	Byggeteknisk rådgiver	18
3.2.3	Utførende entreprenør for bygge-/anleggsarbeidene	19
3.2.4	Instrumenteringsfirma	19
3.3	Organisering	21
<b>4</b>	<b>PLANLEGGING</b>	<b>23</b>
4.1	Generelt	23
4.2	Krav til forkunnskaper	23
4.2.1	Egenkompetanse og egeninnsats	23
4.3	Målsetning	24
4.3.1	Konstruksjonsmessige forhold	24
4.3.2	Forhold knyttet til bestandighet/tilstand	24
4.4	Omfang	25
4.5	Finansiering	25
4.6	Merverdiavgift	25
4.7	IDV-aktiviteter	25
4.8	Prosjekteringsgrunnlag	26
4.9	Innsamling av erfaringsdata og grunnlagsmateriale	27
4.10	Instrumentering	27
4.10.1	Generelle krav	28

4.10.2	Valg av målemetoder og utstyr	28
4.10.3	Plassering og omfang	29
4.10.4	Uavhengige instrumenteringssystemer	30
4.10.5	Krav til sensorer	30
4.10.6	Krav til strømforsyning	30
4.10.7	Datainnsamling og lagring	30
4.10.8	Dataprosessering	30
4.10.9	Vurdering av feilkilder og beskyttelse av instrumenteringsanlegget	31
4.10.10	Vurdering av måleresultater	31
4.10.11	Drift og vedlikehold	32
4.11	Dokumentasjon	32
4.12	Verifikasjon	33
<b>5</b>	<b>GJENNOMFØRING</b>	<b>35</b>
5.1	Instrumentering	35
5.1.1	Krav til installering og plassering	35
5.1.2	Krav til overvåking av målingene	35
5.2	Dokumentasjon	35
5.3	Verifikasjon	36
5.4	Rapportering	36
5.5	Oppdatering	37
5.6	Anvendelse av resultatene	37
5.6.1	Endring av gjeldende prosjekteringsregler	37
5.6.2	Erfaringstilbakeføring og oppbygging av erfaringsdatabaser	37
	<b>REFERANSER</b>	<b>39</b>

## VEDLEGG

Eksempel A:	Instrumentering av Skarnsundbrua
Eksempel B:	Måling av armeringsoverdekning
Eksempel C:	Støttekonstruksjon av armert jord
Eksempel D:	Vegtunnel med korrugerte stålrør



# 1 INNLEDNING

## 1.1 Formål

Metodikken som presenteres i denne veiledningen for instrumentering av konstruksjoner bygger på erfaringer fra bruk av Instrumentering, Dokumentasjon og Verifikasjon (IDV) i Statens vegvesen og andre fagmiljøer.

Formålet med å benytte IDV-metodikken vil som regel være å undersøke om det er samsvar mellom forventet og faktisk oppførsel eller tilstand for en konstruksjon.

I korthet kan metodikken beskrives ved at man foretar feltmålinger for å kartlegge belastninger, respons eller tilstand. Deretter sammenlignes feltmålingene med forventede verdier eller spesifiserte krav til utførelse.

I samsvar med denne metodikken er begrepene i veiledningen gitt følgende betydning:

**Instrumentering:** Kartlegging av belastninger, respons eller tilstand gjennom feltmålinger.

**Dokumentasjon:** Systematisering av resultater med beskrivelse av alle instrumenterings- og verifikasjonsaktiviteter som er nødvendig for å kunne vurdere om resultatene er pålitelige.

**Verifikasjon:** Sammenligning av feltmålinger mot forventede verdier i den hensikt å fastslå faktisk oppførsel eller tilstand for en konstruksjon.

Begrepene er nærmere omtalt i kapittel 2.

Eksemplene i vedlegget til veiledningen gir en innføring i hvordan man kan praktisere IDV-metodikken i konkrete tilfeller. Eksemplene er hentet fra prosjekter som allerede er gjennomført.

Bruk av metodikken har som formål å bidra til:

- bedre konstruksjonssikkerhet
- bedre konstruksjonsutforming og beregningsmetoder
- sikrere fastleggelse av beregningsparametre
- bedre utnyttelse av konstruksjonsmaterialer
- økonomisk optimalisering
- forbedret materialbestandighet
- økt levetid
- reduserte vedlikeholdskostnader

I mange tilfeller vil IDV-metodikken være den eneste fremgangsmåten hvor man kan forvente å oppnå resultater innenfor de felter som er nevnt foran.

Veiledningen kan benyttes når man skal planlegge og gjennomføre instrumentering av konstruksjoner. Det er imidlertid viktig å fremheve at selv om man følger retningslinjene i veiledningen må alle aktiviteter vurderes kritisk for å sikre pålitelige resultater.

Det er likeledes viktig å påpeke at metodikken kan anvendes også i mindre prosjekter og ved målinger i mindre omfang.

Retningslinjene i denne veiledningen vil også kunne brukes ved planlegging av instrumentering og dokumentasjon for å oppfylle krav i Statens vegvesens veiledning nr. 185, "Prosjekteringsregler for bruer" [1].

## **1.2 Målgruppe**

Veiledningen henvender seg i første rekke til medarbeidere i Statens vegvesen, samt til entreprenører, instrumenteringsfirmaer, rådgivende ingeniørfirmaer og andre som utfører oppdrag for Statens vegvesen.

## **1.3 Bruksområder**

Veiledningen kan brukes når instrumentering er aktuelt ved planlegging, bygging, drift, vedlikehold, forskning og utvikling for anlegg og konstruksjoner i tilknytning til virksomheten i Statens vegvesen.

Retningslinjer for de fleste laboratorie- og feltundersøkelser som utføres av Statens vegvesen er beskrevet i [5] og [6]. Metodikken som er omtalt i denne veiledningen kan benyttes for å oppnå økt pålitelighet ved gjennomføring av slike undersøkelser.

Noen eksempler på anvendelse av IDV-metodikken er beskrevet nedenfor.

### **1.3.1 Grunnlag for prosjektering**

Veiledningen kan benyttes når man ønsker å samle inn data om laster (f. eks. naturlaster) og andre forhold (f. eks. geologi og geoteknikk) for å fastlegge grunnlaget for prosjektering av bruer og andre konstruksjoner.

### **1.3.2 Verifikasjon av konstruksjoners virkemåte**

Veiledningen kan benyttes når man ønsker å overvåke en konstruksjon for å kunne sammenligne forventet oppførsel med faktisk oppførsel eller virkemåte.

Det vil være særlig aktuelt å bruke retningslinjene i denne veiledningen for konstruksjoner når det teoretiske beregningsgrunnlaget har usikkerheter, og når man ut fra spesielle vurderinger finner det nødvendig å verifisere dette grunnlaget ved feltmålinger.

Ved prosjektering er det imidlertid viktig å være klar over at normale usikkerheter knyttet til materialparametre og beregningsmetoder som regel vil være ivaretatt gjennom last- og materialfaktorer i forskrifter, standarder og regelverk.

Eksempel A i vedlegget viser hvordan IDV-metodikken ble brukt for å verifisere lastrespons fra vind for ei bru under bygging og drift.

### 1.3.3 Tilstand

Veiledningen vil også være aktuell i forbindelse med materialtekniske undersøkelser av nedbrytningsmekanismer, og da som et hjelpemiddel i arbeidet med å kartlegge hvilke prosesser som påvirker bestandighet og levetid for våre konstruksjoner. Det er utarbeidet en egen rapport for instrumentering i forbindelse med tilstandsovervåking av bruer, se [2].

Eksempel B i vedlegget beskriver hvordan IDV-metodikken ble brukt for å verifisere armeringsoverdekningen i ei bru.

### 1.3.4 Aktuelle konstruksjoner

Aktuelle konstruksjoner vil være:

- bruer
- rasoverbygg
- ferjekaier
- tunnelportaler
- tunneler

Veiledningen vil også være relevant ved instrumentering av konstruksjoner med tilknytning til geotekniske eller geologiske problemstillinger som:

- brulandkar
- støttemurer
- kulverter
- peler/pilarer
- tunneler
- fyllinger
- vegoverbygning
- vegfundamenter
- andre fundamenteringsarbeider



## EKSEMPEL B

### MÅLING AV ARMERINGSOVERDEKNING

#### SAMMENDRAG

For å verifisere armeringsoverdekningen på Gimsøystraumen bru ble IDV-metodikken valgt. Eksemplet viser hvordan denne metodikken er benyttet for å sikre pålitelige resultater.

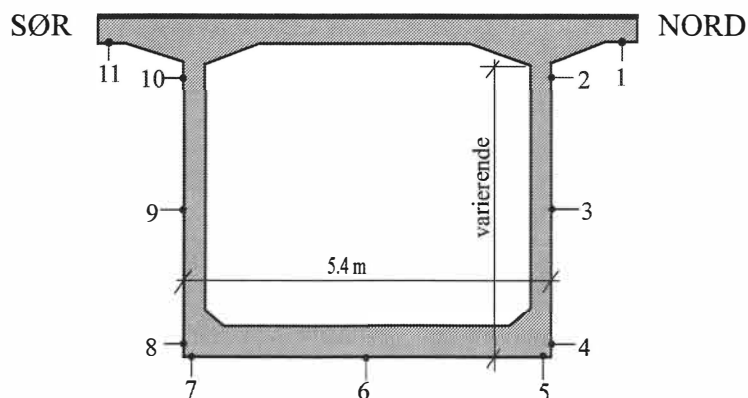
I eksemplet gjennomgås måling av armeringsoverdekning utført i forbindelse med spesialinspeksjon av Gimsøystraumen bru. Eksemplet beskriver hvordan målingene, i dette konkrete tilfellet, ble utført, registrert, dokumentert og verifisert. Det pekes på svakheter ved det måleopplegget som var valgt og muligheter til å forbedre opplegget.

#### 1. INNLEDNING

Armeringskorrosjon er den vanligste skadetyper for betongkonstruksjoner. Armeringsoverdekningen, eller tykkelsen på betonglaget som beskytter armeringen, er derfor en viktig bestandighetsfaktor. Ved å øke armeringsoverdekningen fra 30 til 40 mm vil for eksempel levetiden fordobles.

Måling av armeringsoverdekning inngår derfor som integrert del av inspeksjonsprogrammer og er et vesentlig hjelpemiddel ved vurdering av skadegrad og vedlikeholdstiltak. Armeringsoverdekningens tykkelse kan sammen med andre typer målinger si mye om den tilstanden betongkonstruksjonen befinner seg i og er et viktig supplement ved vurderingen av for eksempel elektrokjemiske målinger og klorid-inntrengning i betong.

Eksemplet er hentet fra prosjekt OFU Gimsøystraumen bru i Lofoten hvor det, før igangsettelsen av et brureparasjonsprosjekt, ble utført en omfattende tilstandsvurdering. Gimsøystraumen bru er en 840 m lang fritt frambyggbru som forbinder Gimsøya med Austvågøy. Tilstandskontrollen ble utført på den østre del av brua over 4 felt fra akse 1 til akse 5. Totalt ble 454,5 m av brua undersøkt.



Figur 1. Kassetverrsnitt Gimsøystraumen bru. Plassering av målepunkt.

I bruas lengderetning ble det for hver 6 m av overbygningen utført målinger i 11 punkt fordelt over brutverrsnitt som vist på figur 1. Målingene omfattet kloridanalyser, elektrokjemisk potensial samt fastlegging av armeringsoverdekningens tykkelse. Omfanget av de utførte overdekningsmålingene var i dette prosjektet langt større enn hva som vil være normalt. Eksemplet viser gjennomføring og tolkning av denne typen målinger, samt hvordan man sikrer at målingene er pålitelige.

## 2. PLANLEGGING

Måling av armeringsoverdekning er enkel å utføre, men resultatet er avhengig av at målingene utføres systematisk og med nøyaktighet.

Det er viktig på forhånd å gjennomgå måleoppgaven og legge opp et måleprogram som sikrer at:

- måleinstrumentet er kalibrert på en forskriftsmessig måte,
- mulige feilkilder er identifisert,
- målte verdier kan kontrolleres jevnlig under arbeidets gang,
- grunnlagsmateriale, i form av tegninger m.m., er gjennomgått og tatt hensyn til,
- måledata også i ettertid er sporbare.

### 2.1 Måleinstrument

Det finnes flere typer overdekningsmålere i handelen. Et viktig prinsipp er at den som skal utføre målingene har erfaring med bruken av instrumentet. Minstekravet er at man har lest bruksanvisningen og at det er utført målinger på prøvestykker/-konstruksjonselement hvor avstanden til armeringen er kjent.

Måling av armeringsoverdekning er en ikke destruktiv målemetode, og utføres ved å føre en sonde, et såkalt søkerhode, over betongflaten. Søkerhodet genererer et magnetfelt som påvirkes av armeringen i betongen. Armeringen forårsaker endringer i magnetfeltet, endringer som kan måles og transformeres til verdier som angir avstanden mellom armeringsstangen og søkerhodet. Moderne overdekningsmålere har digital avlesning og angir tykkelsen på armeringsoverdekningen i mm.

### 2.2 Feilkilder

Den målenøyaktighet som vanligvis oppgis av leverandøren, størrelsesordenen  $\pm 2$  mm, er basert på måling av avstanden til en enkelt armeringsstang med kjent diameter. De fleste overdekningsmålere kan kompensere for varierende armeringsdiameter. For tett armerte konstruksjoner, f.eks. i områder med skjøtarmering og hvor det benyttes buntet armering, øker imidlertid måleusikkerheten. Dette vil særlig være tilfelle når også avstanden til armeringen øker.



Normalt vil overdekningsmålerne registrere relativt nøyaktig avstand til armeringen innenfor de første 75% av instrumentets angitte måleområde. Spiker, bindtråd, etc. som er innstøpt i betongen er en vanlig feilkilde, og påvirker alltid måleresultatet i retning av for lave verdier. Overdekningsmåleren måler avstanden til nærmeste armeringsstang og skiller ikke mellom monteringsstenger og hovedarmering.

Det er videre registrert at temperaturforskjell mellom søkerhodet og betongoverflaten reduserer målenøyaktigheten [1].

### 2.3 Grunnlagsmateriale

Før måleprogrammet igangsettes skal tegninger, tidligere inspeksjonsrapporter og annet relevant grunnlagsmateriale gjennomgås med sikte på å klarlegge:

- armeringsmengde, armeringsstengenes diameter og avstand mellom armeringsstengene, bunter, etc.
- plassering av skjøtområder, retning for konstruktiv armering i ytterste og innerste lag samt for eventuelle monteringsstenger
- prosjektert overdekning

På grunnlag av dette materialet planlegges måleomfang, i hvilke områder/punkt armeringsoverdekningen skal måles samt hvor mange enkelt registreringer som skal utføres i hvert punkt/område. I prosjektet Gimsøystraumen bru ble det for hvert målepunkt foretatt 16-20 registreringer av enkeltverdier, alle innenfor ca. 1 m<sup>2</sup>. En svakhet ved denne fremgangsmåten er at det lett kan oppstå tvil om hvilken armering man måler avstanden til. Ved måling av armeringsoverdekning skal man alltid vite hvilke armeringsstenger man måler avstanden til, om det er avstanden til monteringsstenger eller konstruktiv armering i ytterste eller innerste lag.

### 2.4 Datainnsamling

Målte enkeltverdier skal registreres på en måte som sikrer sporbarhet. Enten måleverdiene noteres manuelt eller logges maskinelt må datainnsamlingen utføres slik at det i ettertid ikke oppstår tvil om hvilke verdier som er målt og hvor de er målt.

På grunnlag av tegninger utarbeides et fast lokaliseringssystem for betongflaten. Alle målinger registreres i samsvar med dette systemet. Ved seinere målinger på samme sted skal man enkelt kunne måle seg ut til nøyaktig samme sted på konstruksjonen.

På Gimsøystraumen bru ble armeringsnettet, ved bruk av overdekningsmåleren, markert med kritt på overflaten. Under målearbeidet ble de avleste enkeltverdiene både notert og skrevet med kritt på betongoverflaten. For å sikre sporbarhet ble deretter betongflaten med påtegnet armeringsnett og avleste enkeltverdier, eventuelt målt overdekning etter opphugging og lokaliseringsdata, fotografert. Fotografering forutsetter at avleste måleverdier påføres betong-

overflaten etter et fast system i forhold til armeringsnettet, f.eks alltid til høyre for vertikal- armering og direkte ut fra horisontalarmering. Det systemet som velges skal være entydig angitt på registreringskjemaene. I de fleste tilfeller er man bare interessert i avstanden til ytterste lag konstruktiv armering. Systemet kan da gjøres enklere. Husk at alle opphugginger skal repareres og at det som er tegnet og skrevet på betongflaten skal vaskes bort.

### **3. GJENNOMFØRING**

#### **3.1 Instrumentering**

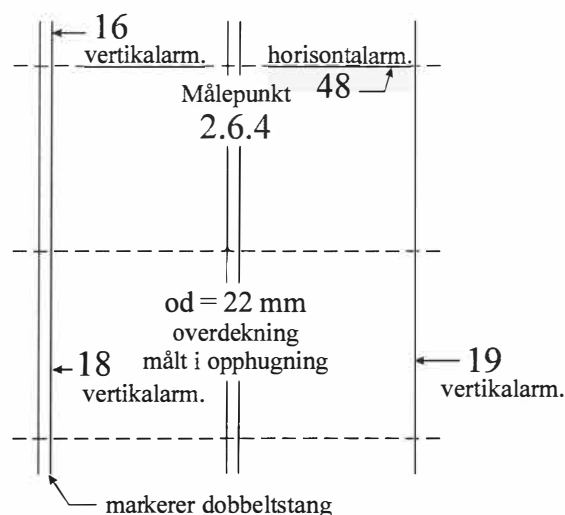
På Gimsøystraumen bru ble overdekningsmålingene utført med overdekningsmålere av typen Micro Covermeter, fra Kolectric Limited, England.

Måleinstrumentets nøyaktighet oppgis av leverandøren til  $\pm 2$  mm eller  $\pm 5\%$  inntil 80 mm armeringsoverdekning. Måling av overdekning ut over 80 mm er beheftet med større usikkerhet. Angitte måleområder er 0-100 mm og 0-120 mm for armering med diameter på henholdsvis 6 og 40 mm.

Nøyaktigheten påvirkes sterkt av mengden armering som søkerhodet registrerer. Måling på dobbeltstenger viste i en del tilfeller opptil 10 mm lavere avlest overdekning enn det som ble målt etter opphugging /2/. Feilen gjorde seg spesielt gjeldende øverst og nederst på kasseveggene hvor det var mye skjøtarmering.

Ved gjennomgang av tegninger ble avstanden mellom armeringen fastlagt til ca. 150 mm. Før måling ble, ved hjelp av overdekningsmåleren, armeringsnettets plassering fastlagt og avmerket på betongoverflaten som vist på figur 2. Dobbeltstenger ble spesielt avmerket.

Målingene ble utført på de armeringsstengene som lå nærmest overflaten og såvidt mulig midt mellom armeringskryssene. Hvor det var klart hvilke armeringsstenger som lå ytterst ble bare disse avmerket. Det ble ikke skilt mellom monteringsstenger og konstruktiv armering hvilket kan bety at registrert avstand til den konstruktive armeringen kan være for lav. Dette understreker behovet for at man under oppmerkingen av armeringsnettet skiller klarere mellom monteringsstenger og ytterste/innerste lag konstruktiv armering. I tillegg bør man når armeringsoverdekningen fastlegges ved opphugging først ha målt avstanden med overdekningsmåleren.



Figur 2. Oppmerking av armeringsnett.

### 3.2 Dokumentasjon

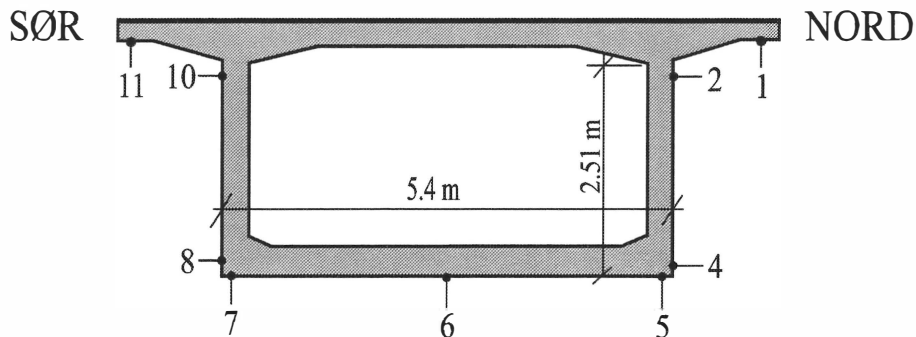
I Gimsøystraumen bru prosjektet ble armeringsoverdekningen målt i 752 målepunkt på overbygningen og 168 målepunkt på søylene, tilsammen 920 målepunkt. I hvert målepunkt ble alle 16-20 enkeltavlesningene registrert og danner grunnlag for beregning av minimal- og maksimalverdi samt middelvei. I de tilfeller hvor avstanden til konstruktiv armering i lag nr. 2 ble målt, se figur 2 som viser målepunkt 2.6.4, ble ikke disse måleverdiene tatt med i beregningene. Da avstanden til det ytterste laget var av størst interesse ble avstanden til det innerste armeringslaget bare unntaksvis registrert og ble ikke skrevet på betongflaten.

Overdekning nr.	Lengde (m)	Maksimum (mm)	Minimum (mm)	Gjennomsnitt (mm)
O.d.2.6.1	30	30	21	24
O.d.2.6.2	30	22	14	18
O.d.2.6.3	30	0	0	0 <sup>1)</sup>
O.d.2.6.4	30	27	16	21
O.d.2.6.5	30	33	19	25
O.d.2.6.6	30	30	21	26
O.d.2.6.7	30	30	20	25
O.d.2.6.8	30	28	20	24
O.d.2.6.9	30	0	0	0 <sup>1)</sup>
O.d.2.6.10	30	28	19	23
O.d.2.6.11	30	32	18	26

1) Ikke målt

Tabell 1. Tabell for overdekningsmålinger felt 2 rekke 6.

Tabell 1 viser beregnede verdier for armeringsoverdekningen i tverrsnitt 2.6, som er entydig lokalisert og ligger 30 m vest for akse 2. I dette tilfellet ble, p.g.a lav kassehøyde armeringsoverdekningen bare målt i 9 punkt, som vist på figur 3.



Figur 3. Tverrsnitt 2.6, 30 m vest for akse 2.

Når armeringsoverdekningen for de utelatte målepunktene 2.6.3 og 2.6.9 i tabellen er satt lik 0 så er dette en uheldig praksis da 0 også kan bety ingen armeringsoverdekning. Det er mer entydig å markere ingen måling med \* evt. skrive ikke målt.

Ved å beholde det samme nummereringssystemet fra 1 til 11, også når punktene 3 og 9 ble utelatt, oppnådde man å forenkle sammenligningen med andre tverrsnitt på brua. Det er en viktig del i planleggingen av et måleprogram å ha verifikasjon og analyse for øye.



Figur 4.      *Fotografi av målepunkt 2.6.4.*

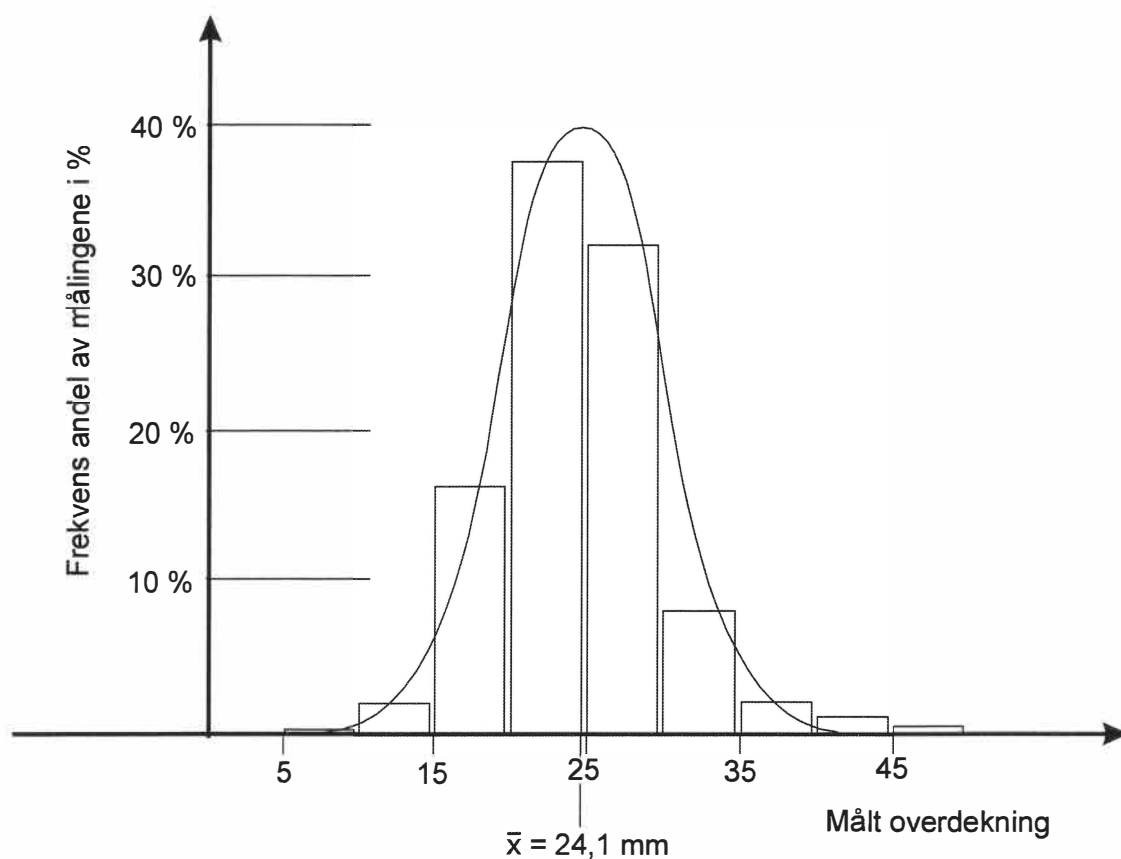
Figur 4 viser et fotografi av målepunkt 2.6.4, hvor det klart fremgår at det er til dette målepunktet det refereres til. Man ser oppmerkingen av vertikalarmeringen samt at målt armeringsoverdekning er angitt i mm ved tall til høyre for armeringen. Man ser videre dobbeltstenger i opphugget område hvilket viser at målingene er foretatt i et område med skjøtarmoring. Legg også merke til at armeringen til venstre for det opphuggete området er markert ved en dobbelt strek hvilket indikerer at det her ligger 2 armeringsstenger.

Av fotoet fremgår også at armeringsoverdekningen i det opphuggete området **o-d** er målt til 22 mm. Av tabell 1 fremgår at målt armeringsoverdekning i punkt 2.6.4 ligger mellom 16 og 27 mm med 21 mm som middelværdi. Avstand til horisontal armeringen i det innerste armeringslaget er ikke tatt med da disse målingene i det aktuelle tilfellet var uten interesse.

### 3.3 Verifikasjon

Kravet til minste armeringsoverdekning var for Gimsøystraumen bru satt til 20 mm og 30 mm for henholdsvis monteringsstenger og konstruktiv armering.

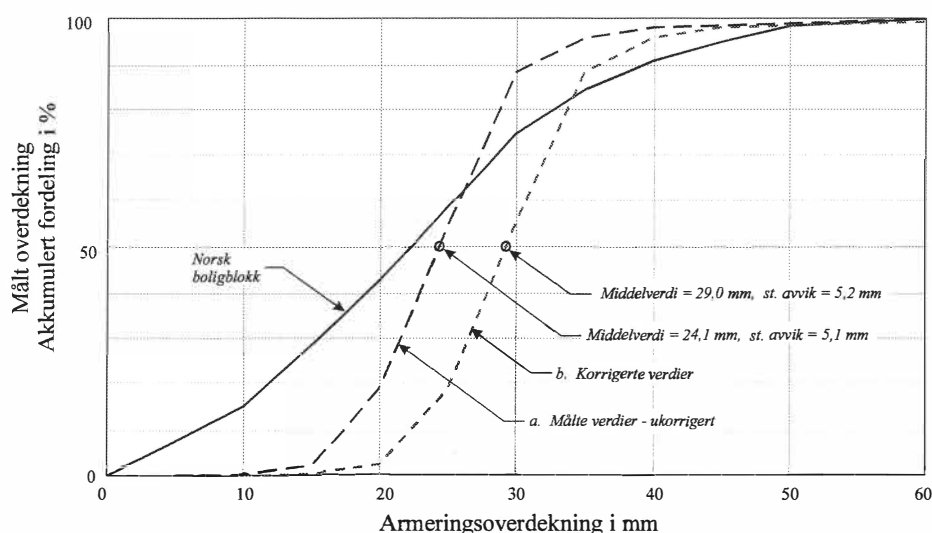
I felt 2, mellom akse 2 og 3, fordeler armeringsoverdekningen, målt ved overdeknings-måler, seg som vist i figur 5.



Figur 5. Statistisk fordeling av målt armeringsoverdekning i felt 2,- basert på 3612 enkeltverdier.

Histogrammet er basert på 3612 enkelt målinger, fremstilt uten korreksjon for usikkerhet og feil. Midlere armeringsoverdekning er fastlagt til 24,1 mm med et standard avvik på 5,1 mm.





Figur 6. Gimsøystraumen bru. Akkumulert statistisk fordeling av målt armeringsoverdekning i felt 2,- basert på 3612 enkeltverdier.

Figur 6 viser den akkumulerte fordelingen i felt 2 samt, og som sammenligningsgrunnlag, armeringsoverdekningens fordeling i en norsk boligblokk.

I felt 2 er armeringsoverdekningen også fastlagt ved opphugging i 24 punkt. Middelverdien for disse målingene er 29,0 mm med et standard avvik på 5,2 mm. Avviket mellom midlere armeringsoverdekning, bestemt ved overdekningsmåler og målt etter opphugging er 5 mm.

### 3.3.1 Feilkilder og målenøyaktighet

En gjennomgang av de registrerte måleverdiene med sikte på vurdering av feilkilder og målenøyaktighet er en viktig del av verifikasjonsarbeidet.

Datagrunnlaget vil i de fleste tilfeller være for lite til å kunne foreta en statistisk behandling. Overdekningsmålerens pålitelighet må derfor, som en regel, fastlegges ved å sammenligne avleste verdier med verdier målt etter opphugging i samme punkt.

I tilfellet Gimsøystraumen bru er det på grunnlag av det store datamaterialet mulig å gjennomføre en verifikasjon av måleresultatene basert på middelverdier og standard avvik.

Avviket på 5 mm, nevnt foran, er større enn den måleusikkerhet som instrument leverandøren angir. Følgende punkt representerer kjente feilkilder ved overdekningsmålinger:

- overdekningsmåleren vil leilighetsvis registrere avstanden til en monteringsstang, men monteringsstenger vil i tillegg, dersom de ligger nær annen armering, også kunne påvirke måleresultatet.
- overdekningsmålingene ble delvis utført i områder med tett armering uten at det ble korrigert for dette.

Disse effektene vil begge føre til at overdekningsmåleren måler for liten avstand til armeringen.

Armeringsoverdekning målt ved opphugging er derimot alltid avstanden til den ytterste konstruktive armeringen.

Hvis det i datamaterialet fra Gimsøystraumen bru hadde vært stor effekt fra monteringsstenger skulle man ha forventet en større spredning i resultatene fra overdekningsmåleren enn i måleverdiene bestemt ved opphugging. Når de to datautvalgene gir samme standard avvik betyr dette at innflytelsen fra monteringsstengene er liten og at man ved gjennomføringen av målearbeidet har fastlagt avstanden til den ytterste konstruktive armeringen.

Det registrerte avviket på 5 mm må tilskrives tett armering. Vi har få resultater som direkte kan verifisere dette. Det er ikke utført systematiske kalibreringsmålinger for å bestemme overdekningsmålerens utslag på den aktuelle armeringskonfigurasjonen. Noen tilfeldige målinger har imidlertid vist avleste måleverdier som har vært opptil 10 mm lavere enn armeringsoverdekningen målt ved opphugging, kfr. pkt 3.1. Et avvik på 5 mm for hele datamaterialet er derfor en sannsynlig verdi.

### 3.3.2 Tolking

Basert på de vurderinger av målenøyaktighet og feilkilder som er foretatt kan man korrigere den akkumulerte fordelingskurven, kurve a, til en ny kurve, kurve b, som antas å være mer i samsvar med virkelig avstand til ytterste konstruktive armeringslag, se figur 6.

Legges kurve b til grunn for tolkingen kan man påvise følgende sammenhenger:

Armeringsarbeidet er nøyaktig utført. Målingene utført på Gimsøystraumen bru viste et standardavvik på 5 mm mot 12 mm for et normalt godt utført armeringsarbeid innen byggeindustrien, kfr. kurven for norsk boligblokk i figur 6, /4/. I samme publikasjon vises det til tyske erfaringer hvor standard avvik for armeringsoverdekning målt på utførte konstruksjoner ligger i området 7-10 mm, og hvor det hevdes at dette kan reduseres til 6 mm ved god kvalitetssikring [4].

Mer enn 50% av den konstruktive armeringen har en overdekning mindre enn det som var spesifisert. Dette kan tilbakeføres til systematiske feil som oppstår under legging av armering og ved utstøpning.

Hvis man aksepterer at inntil 10% av armeringen kan ha mindre armeringsoverdekning enn den spesifiserte minimumsoverdekningen betyr dette at konstruktiv armeringen i Gimsøystraumen bru er lagt med et avvik på  $\pm 6,5$  mm mot  $\pm 15$  mm som er tillatt avvik etter dagens regelverk.

For Gimsøystraumen bru betyr dette at den prosjekterte overdekningen burde ha vært minimum 36,5 mm dersom man ønsket å oppnå at maksimalt 10% av armeringen ble plassert med mindre overdekning enn 20mm.

Av den korrigerte kurven, kurve b, fremgår at ca. 10% av den statisk virksomme armeringen har mindre armeringsoverdekning enn 22,5 mm, og at svært få armeringsstenger har mindre enn 20 mm.

Dette er viktige data når man skal vurdere sannsynligheten for armeringskorrosjon og faren for at hovedarmeringen utsettes for korrosjon.

#### 4. REFERANSER

1. Taule, T. og Pusparajah, N.: "Kalibrering av overdekningsmåler, og måling på virkelige konstruksjoner", utgitt som Intern rapport 1784, Veglaboratoriet, Juni 1995
2. OFU - Gimsøystraumen bru "Sluttrapport. Klimapåkjenning og tilstands-vurdering". Publ. nr. 85. Statens vegvesen, Vegdir., Veglab. 1988.  
Rapport nr. S 96-040, Nordland vegkontor, 1996-12-13.
3. "Gimsøystraumen bru Prøvetaking 1992",  
Rapport nr 9301, Ringtek A.S, 1993-01-21.
4. Kompen, Reidar.: "Nye regler for sikring av overdekning", Publikasjon nr. 78, Statens vegvesen, Veglaboratoriet, Oslo mai 1995.

## **EKSEMPEL C**

### **STØTTEKONSTRUKSJON AV ARMERT JORD**

#### **1. INNLEDNING**

På Rv. 4 ved Gjøvik ble det i 1990 bygd en 12 m høy støttemur av armert jord, se fig. 13. Muren ble bygd med jordarmering av galvaniserte stålstrips og frontpaneler av betong.

I 1990 var dette Skandinavias største støttekonstruksjon av armert jord med vertikal front. (I 1998 er det fortsatt den største).

Fordi armert jord var en relativt ny byggemetode i Norge på dette tidspunktet, var det ønskelig å instrumentere konstruksjonen for å måle jordtrykk, deformasjon og strekkspenninger.

Fordi dette var en såpass høy konstruksjon, var det også aktuelt med en funksjonskontroll for å observere deformasjoner og påkjenninger i konstruksjonen med jevne mellomrom.

Resultatene fra instrumenteringen ble også brukt til å sammenligne med resultatene fra dimensjoneringen for å få økt kunnskap om beregningsmetodene.

#### **2. PLANLEGGING**

Ut fra tegninger, møter og befaring på stedet, ble det bestemt hvor instrumenteringen skulle plasseres i konstruksjonen, nødvendige kabel- og slangelengder osv.

Strekkklappene ble valgt ut i samarbeid med instrumenttjenesten ved Senter for Industrieforskning ( nå SINTEF Oslo ).

I samarbeide med anlegget fikk vi benytte en nærliggende plasthall for liming av strekkklapper, montering av slanger og rør til Gløtzlceller og annet forberedende arbeide.

#### **3. GJENNOMFØRING**

##### **3.1 Instrumentering**

Et tverrsnitt av muren med instrumentering er vist i figur 6. Følgende instrumentering ble montert for å kunne observere konstruksjonens oppførsel i anleggs- og bruksfasen.

### 3.1.1 Inklinometer

For måling av horisontalforskyvning i konstruksjonen ble det montert en inklinometerkanal.

Denne ble montert 20 cm bak betongpanelene og er vist i figur 6.

### 3.1.2 Strekkklapper

For måling av spenning i stålstripsene ble det montert strekkklapper på 3 stålstrips i et snitt i konstruksjonen, i alt 20 målepunkt. I tillegg ble det lagt inn et ca. 10 cm langt strips med et målepunkt. Dette ble gjort for å kontrollere avlesningsavvik på en ubelastet strekkklapp (dummy). Plasseringen er vist i figur 6.

Strekkklappene ble koplet som en Wheatstone bro, og ved å montere strekkklapper på hver side av stålstripsene kunne bøyningsspenninger elimineres. Ved å bruke denne metoden oppnåes også temperaturkompensasjon.

### 3.1.3 Jordtrykkceller

For måling av vertikalt og horisontalt jordtrykk ble det montert 12 jordtrykkceller.

Halvparten ble montert 0,4 m bak betongpanelene og resten 2 m bak, se figur 6 og 11.

### 3.1.4 Termistorer

For måling av temperaturen i massene ved jordtrykkcellene ble det lagt inn 4 termistorer, se figur 6.

Tabell 1 viser hvilken type instrumenter og avlesningsutstyr som har blitt benyttet.



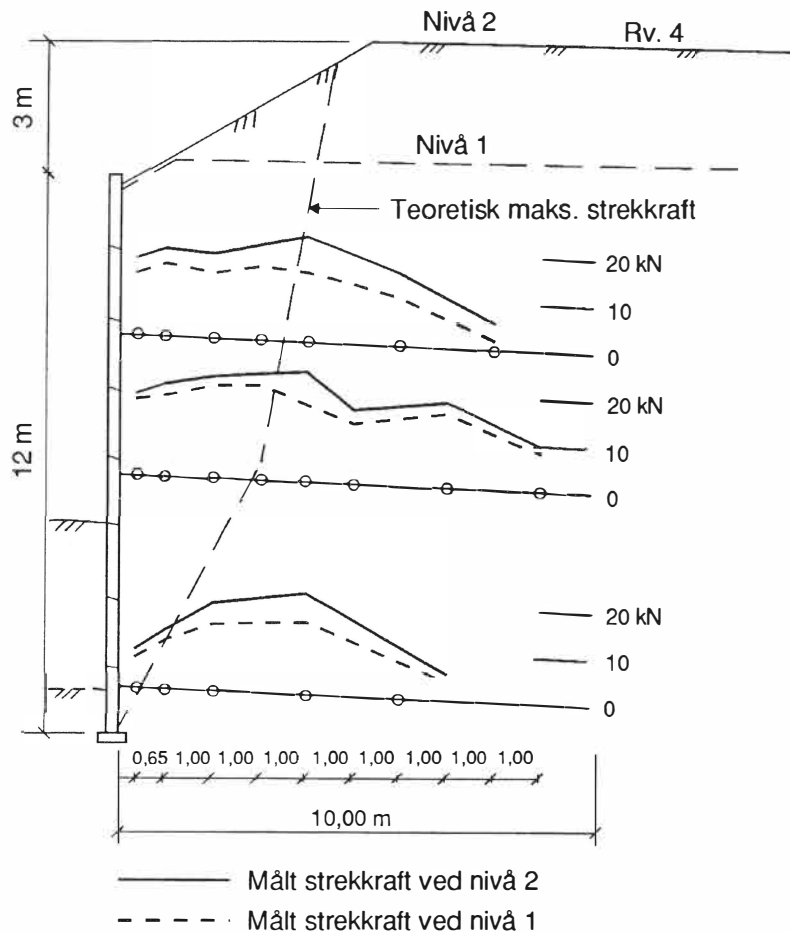
Type måling	Ant.	Type instrument	Modell	Leverandør
Inklinometer Avlesningsenhet	1	Aluminiumskanal Slobe Indicator Company	50 x 50 x 3 mm a 0, 5m Sinco Digitilt 25	CCB - gruppen DIA - TEAM A.S
Strekkapper Avlesningsenhet	40	Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd. HBM Digital strekkmåler	FCA - 3-IL - 11 DMD 20 A	Meisterlein a.s IAF Måleteknikk a.s
Jortrykkceller Avlesningsenhet	12	Gløtzi Gløtzi	E 20/30 KF 50 A M 1 H 16	Geonor a.s Geonor a.s
Temperaturmåling Avlesningsenhet	4	Termistorer	K 22 - 11 OK T 1 A -10 -90 gr. C.	Horten Elektronikk a.s Horten Elektronikk a.s

Tabell 1. Oversikt over instrumenter og avlesningsutstyr.

## 3.2 Dokumentasjon.

### 3.2.1 Strekkraft i armeringen

På grunnlag av strekkklappmålinger er opptredende kraft i armeringen tegnet opp for to fyllingsnivåer. Topp mur og ferdig fylling for Rv. 4, se figur 1.



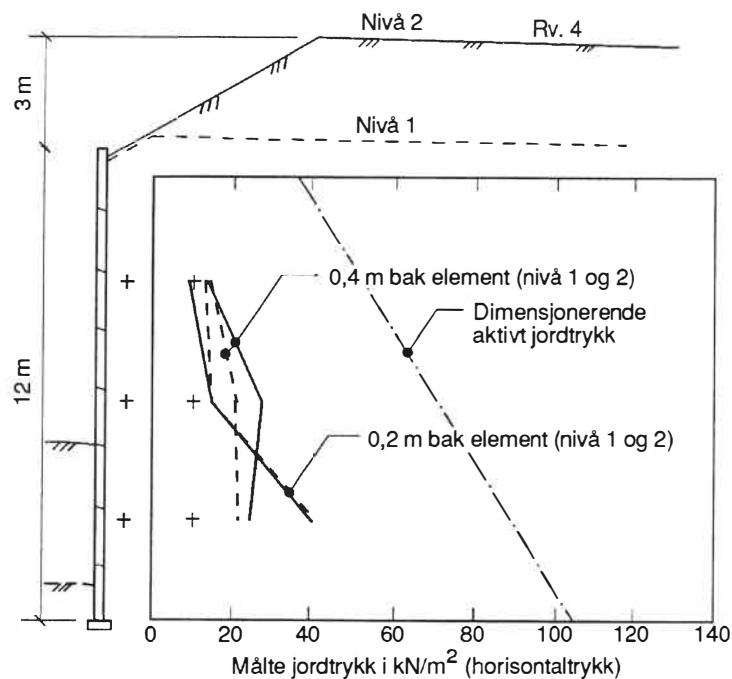
Figur 1. Målt strekkraft i armeringen.

Stålstripsene har en tykkelse på  $e_0 = 5$  mm og en bredde  $b = 40$  mm.

Den målte strekkraften viser noe lavere verdier mot frontpanelene. Det er i henhold til teorien. Linje for teoretisk maksimal strekkraft er stiplet inn på figuren. De målte maksimalverdier ligger noe lenger bak denne linjen. Ved det nederste armeringslaget er kraften ved betongpanelet mye lavere enn lenger bak. Det skyldes den midlertidige oppfylling foran muren.

### 3.2.2 Jordtrykk

Resultater fra måling av det horisontale jordtrykket er vist i figur 2.

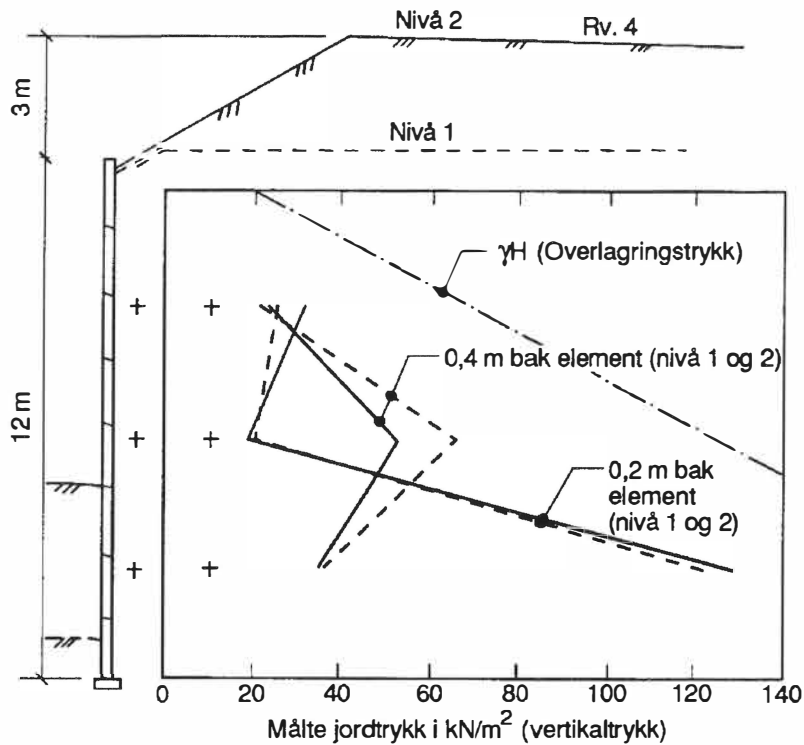


Figur 2. Horisontalt jordtrykk.

Det målte jordtrykket ligger betydelig lavere enn dimensjonerende aktivt jordtrykk. Dette jordtrykket er stiplet inn på figur 2.

En av hovedårsakene til dette er at massene "henger" seg opp på frontpanelene. Det oppstår dermed friksjon mellom frontpanelene og bakfyllmassene som reduserer jordtrykket. En tilsvarende reduksjon i jordtrykk er også målt på en 8 m høy armert jordmur i England [1].

Resultater fra måling av det vertikale jordtrykket er vist i figur 3.



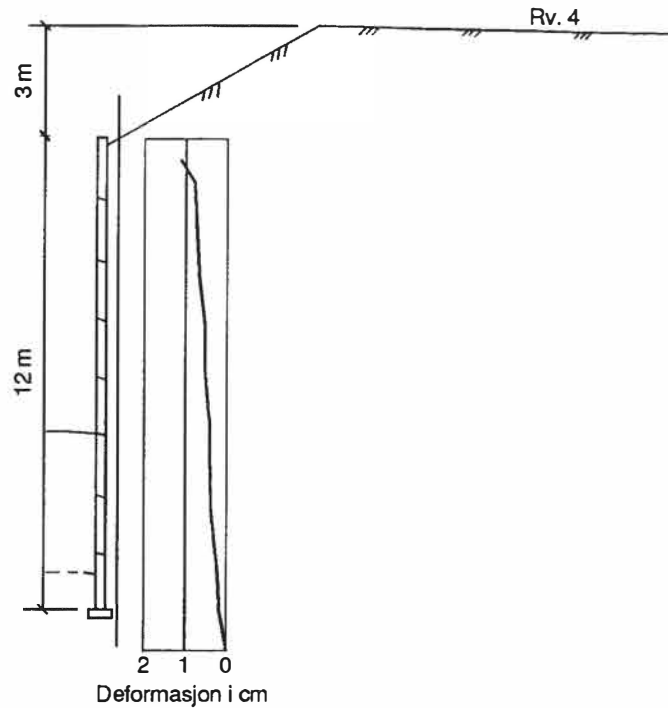
Figur 3. Vertikalt jordtrykk

Det målte jordtrykket er uregelmessig, men dette kan skyldes forskjellig komprimering under bygging.

Det vertikale jordtrykket er lavere enn overlagringstrykket. Dette skyldes trolig effekten av friksjon mellom frontpanelene og bakfyllmassene. Det vertikale overlagringstrykket  $\gamma H$  er stiplet inn på figur 3.

### 3.2.3 Horisontale deformasjoner.

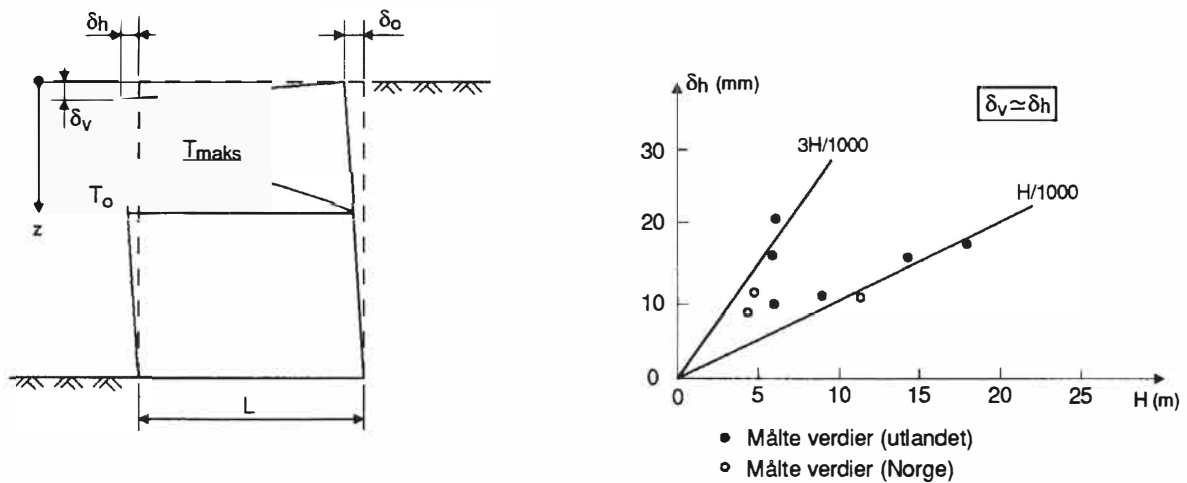
Resultater fra måling med inklinometer er vist i figur 4.



Figur 4. Horisontale deformasjoner (målt i febr. 1992)

Horisontal deformasjon i toppen er 11 mm, dvs. under 1 promille av høyden.

Sammenlignet med observerte deformasjoner fra tidligere armert jord murer er dette i god overensstemmelse, se figur 5.



Figur 5. Deformasjoner i armert jord konstruksjoner etter Schlosser og Buhan [2].

### 3.2.4 Målinger over tid

Figur 7 - 9 viser eksempler på langtidsmålinger for henholdsvis strekkklapper, jordtrykkceller og inklinometer.

## 3.3 Verifikasjon.

I det følgende er det foretatt en sammenligning mellom målt og beregnet strekkraft i armeringen.

Bruddkraften  $R = 69,3$  kN.

Kapasiteten av stålstrips er beregnet i henhold til [3].

Med en beregnet levetid på 100 år er beregningsmessig tykkelse:

$$e_c = e_o - e_s = 5 \text{ mm} - 1,5 \text{ mm} = 3,5 \text{ mm}$$

Materialkoeffisient  $\gamma_m = 1,65$  for konstruksjoner med høy sikkerhet.

Kapasiteten av stålstripsene er den minste verdien av følgende:

$$T_1 = \frac{R}{\gamma_m} \cdot \frac{e_c}{e_o}$$

$$T_2 = \frac{1}{0,75} \cdot \frac{R}{\gamma_m} \cdot \frac{b'}{b} \cdot \frac{e_c}{e_o}$$

$T_2$  er kapasiteten der stålstripset er festet til betongpanelet, og  $b'$  er bredden  $b$  minus diameter av boltehull som er 13 mm. Faktoren 0,75 angir at kraften er 75 % ved festet til panelene.

Innsatt fås følgende verdier:

$$T_1 = 29,4 \text{ kN}$$

$$T_2 = 26,5 \text{ kN}$$

En sammenligning mellom målt og beregnet strekkraft i armeringen er vist i tabell. Verdiene gjelder det mest påkjente armeringsstripset, som er det midterste.

### 3.3.1 Sammenligning mellom målt og beregnet strekkraft i armeringen

Avstand fra frontpanel i m	Bruddkraft R i kN	Beregnet dimensjonerende strekkraft $T_2$ i kN	Målt strekkraft i kN
0,33	69,3	26,5	16,5
1,0	69,3	26,5	19,9
2,0	69,3	26,5	19,9
3,0	69,3	26,5	23,6
4,0	69,3	26,5	24,1
5,0	69,3	26,5	15,5

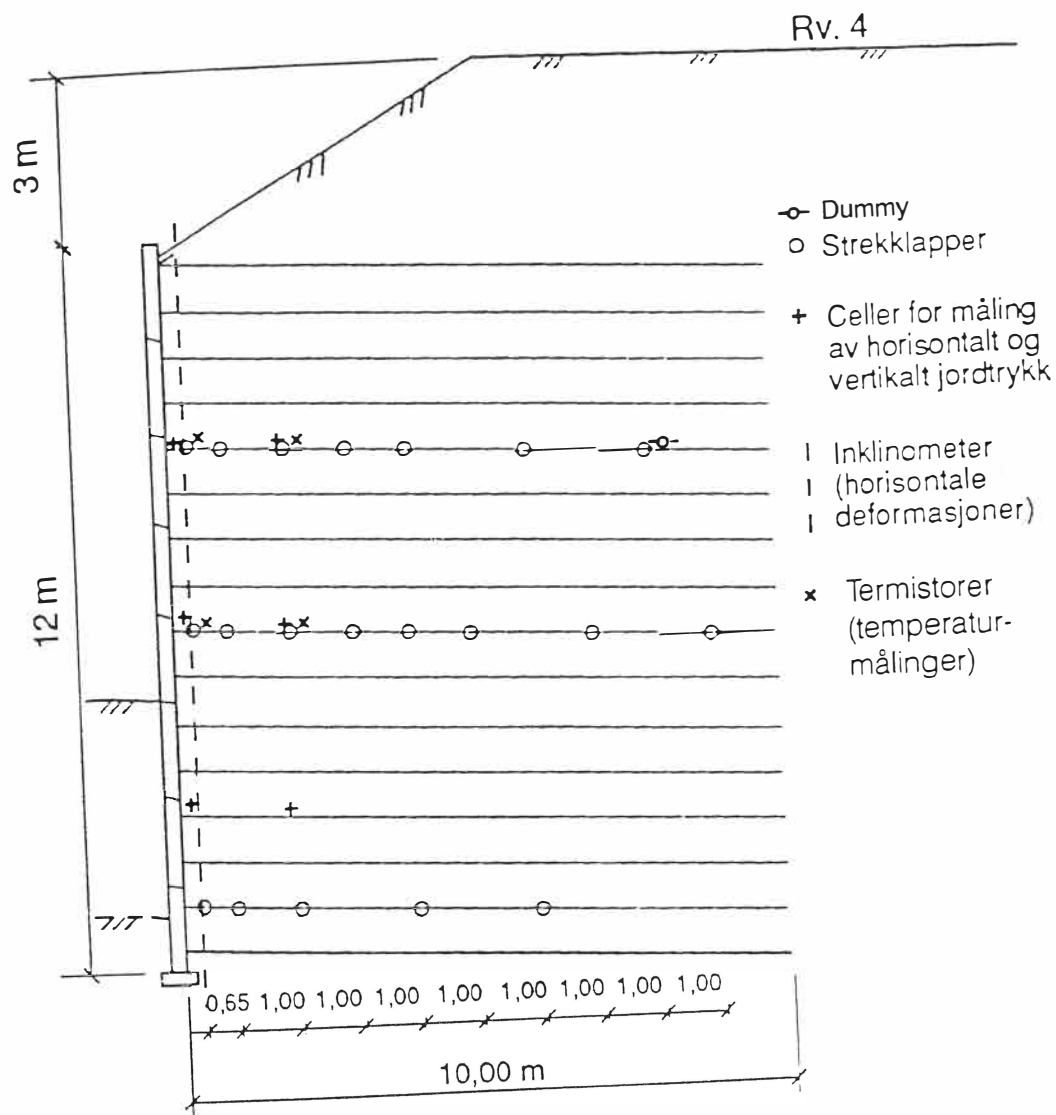
Den målte maksimale strekkraften er noe lavere enn den beregnede. Strekkraften ved panelet er 68 % av den maksimale som opptrer 4 m bak panelet.

### 3.4 Erfaringer (Gjøvik)

Instrumenteringen ga økt kunnskap om dimensjonering og langtidsoppførsel for støttekonstruksjoner av armert jord.

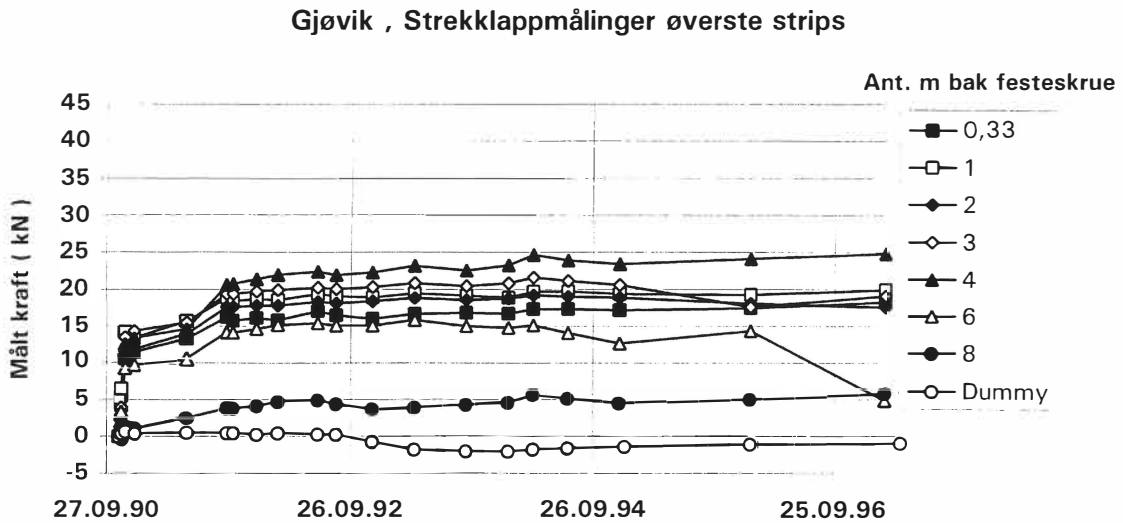
Maksimal målt horisontal deformasjon i toppen av konstruksjonen er 16 mm.

Strekkklappmålingene viser at målt strekkraft i armeringsstripsene er lavere enn den dimensjonerende strekkraften.

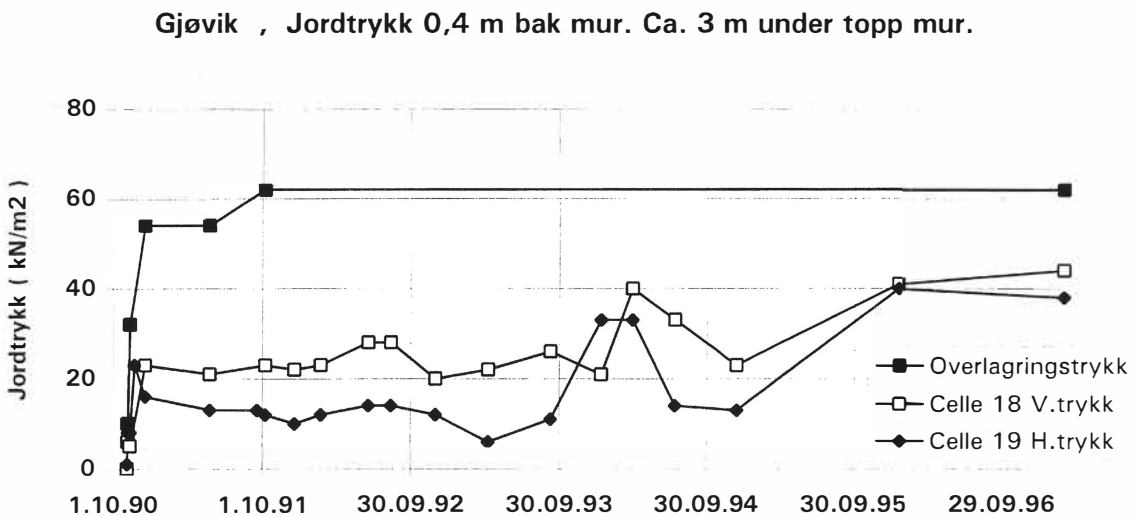


Figur 6. Plassering av strekklapper, jordtrykkceller, inklinometerkanal og temperaturfølere



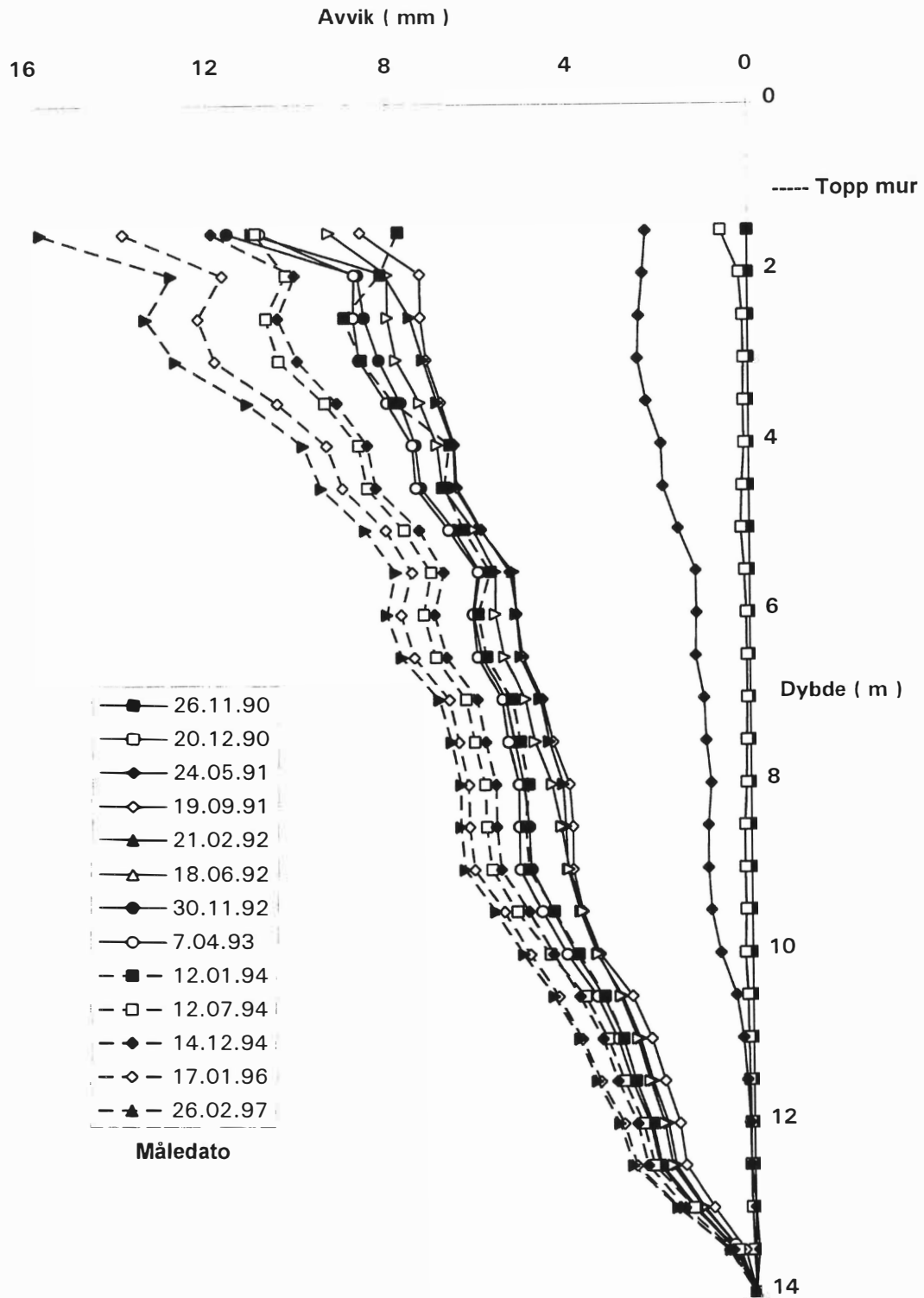


Figur 7. Målte strekkrefter i øverste strips og dummy.

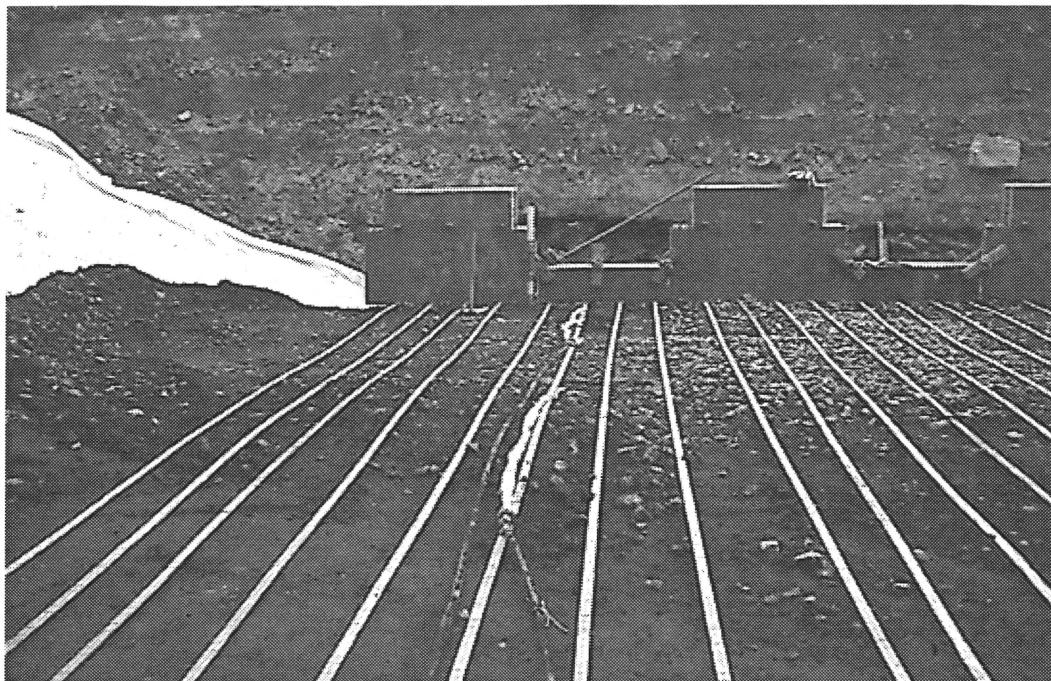


Figur 8. Målte jordtrykk på jordtrykkcelle 18 og 19.

EKSEMPEL C



Figur 9. Bevegelse mot Hunnselva i mm.



Figur 10. Bilde av nederste strips med strekkklapper umiddelbart etter montering.



Figur 11. Bilde av jordtrykkceller nærmest frontpanel.



*Figur 12. Bilde av montering av betongelementer og utlegging av tilbakefylling.*



*Figur 13. Bilde av ferdig konstruksjon.*

## **EKSEMPEL D**

### **VEGTUNNEL MED KORRUGERTE STÅLRØR**

#### **1. INNLEDNING**

På E6 ved Dovre ble det i 1985 bygd et stålrør med bredde 10,78 m som en miljøtunnel og gjennomføring for E6, se fig. 12.

I 1985 var dette det største stålrøret i Skandinavia. ( Pr. 1998 er det fortsatt det stålrøret med størst bredde i Skandinavia ).

I 1985 var det usikkerhet om hvilken dimensjoneringsmetode som var best, og det var ønskelig å instrumentere for å måle opptrødende påkjenninger i konstruksjonen.

Resultatene fra instrumenteringen ble brukt til å evaluere de forskjellige beregningsmetodene. Målingene viste at ingen av dimensjoneringsmetodene var tilfredsstillende, og en egen metode ble utviklet som del av et Doktorgradstudium.

Siden dette var et grensesprengende fullskalaforsøk, medførte instrumenteringen en ekstra sikkerhet siden måleresultatene fortløpende ble sammenlignet med grenseverdier for dimensjonering.

#### **2. PLANLEGGING**

Ut fra tegninger og i møter ble det bestemt hvor instrumenteringen skulle plasseres i konstruksjonen, nødvendige kabel- og slangelengder osv. Til de 4 jordtrykkcellene som skulle plasseres på røret ble det bestilt spesialbraketter med samme krumming og fasong som røret, se fig. 9.

Strekklappene ble valgt ut i samarbeid med instrumenttjenesten ved Senter for Industrieforskning ( nåværende SINTEF Oslo ). De skulle også utføre monteringen av disse.

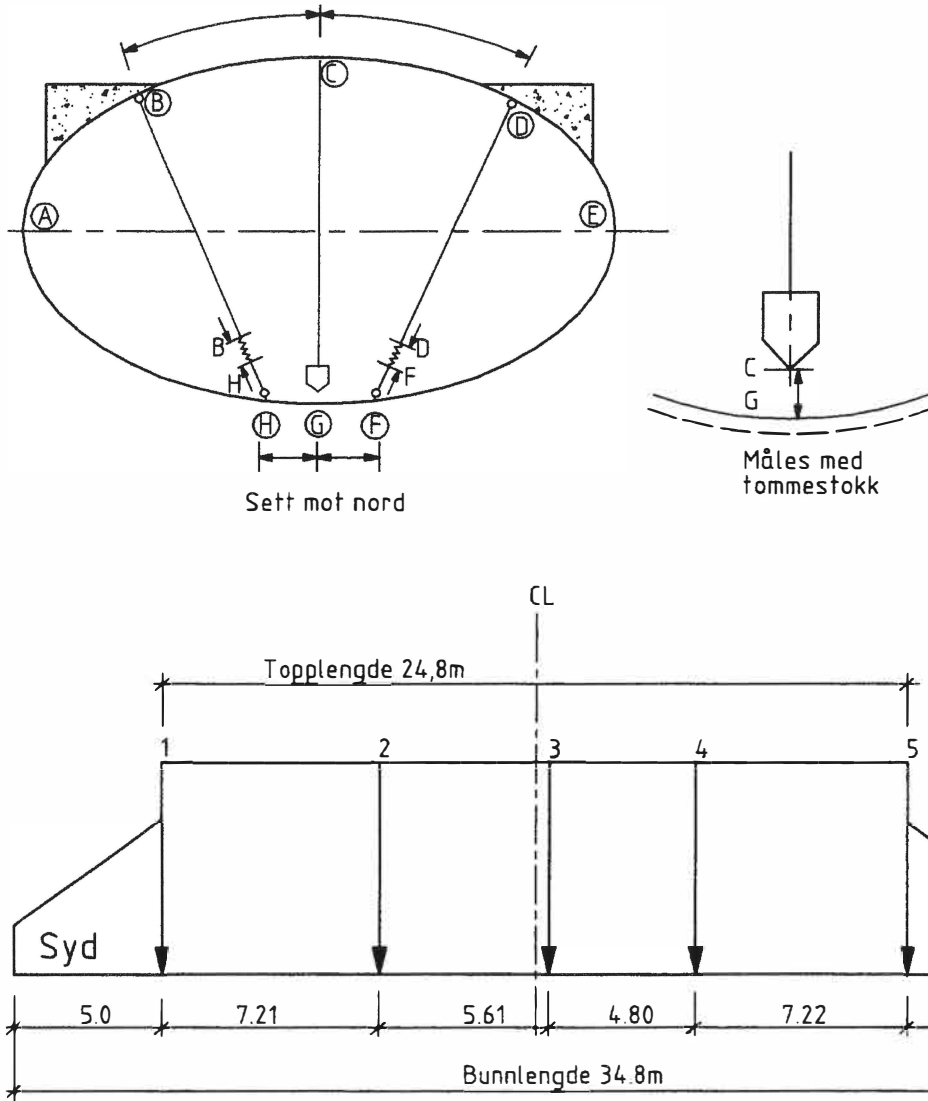
#### **3. GJENNOMFØRING**

##### **3.1 Instrumentering**

Følgende instrumentering ble utført for å kunne observere konstruksjonens oppførsel i anleggs- og bruksfasen.

3.1.1 Deformasjoner.

Måling av deformasjoner i 5 snitt i forbindelse med tilbakefylling rundt/over røret, se figur 1.



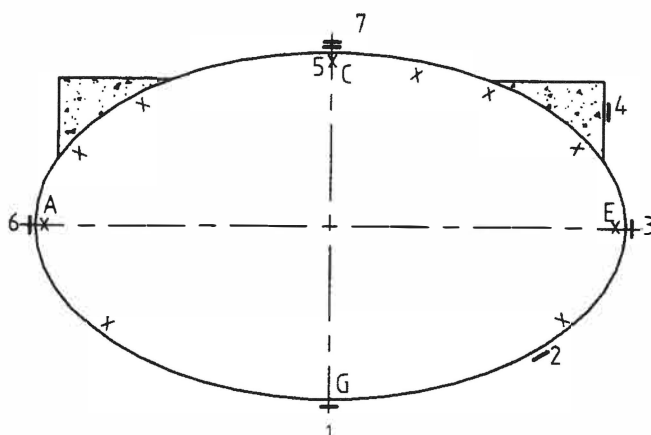
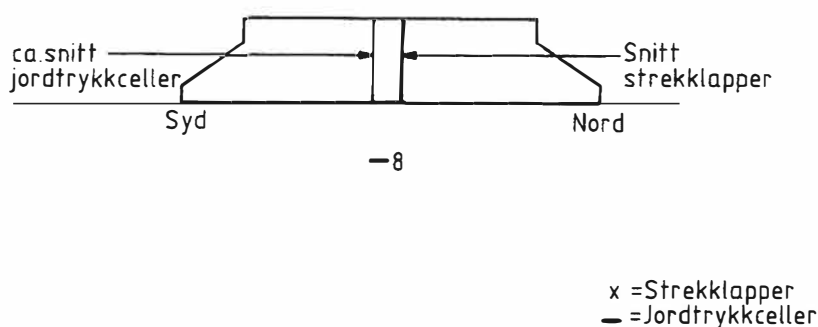
Figur 1. Måling av deformasjoner under tilbakefylling i 5 snitt: nummerert fra 1 til 5 med snitt nr. 1 i sydenden.

### 3.1.2 Strekkklapper

For måling av spenninger i stålet ble det montert strekkklapper på 10 forskjellige steder i et snitt på røret. Det ble montert en strekkklapp i bølgedal og en på bølgetopp i hvert målepunkt og arbeidet ble utført av Senter for Industrieforskning ( nåværende SINTEF Oslo ), se figur 2.

### 3.1.3 Jordtrykkceller

For måling av jordtrykk rundt, på og over røret ble det montert 8 jordtrykkceller, se figur 2.



Figur 2. Plassering av jordtrykkceller og strekkklapper.

### 3.1.4 Termistorer.

For måling av temperaturer ved noen av jordtrykkcellene og noen steder i massene ut for cellene ble det montert 9 termistorer.

Tabell 1 viser hvilken type instrumenter og avlesningsutstyr som har blitt benyttet.

Type måling	Ant.	Type instrument	Modell	Leverandør
Deformasjonsmåler Avlesningsenhet	5	Metallodd, pianotråd Tommestokk, målebånd		Utviklet spesielt for prosjektet
Strekklapper Avlesningsenhet	20	HBM Digital strekkmåler	DMD 20 A	IAF Måleteknikk a.s
Jortrykkceller Avlesningsenhet	8	Glötzl Glötzl	E 40/40 KF 50 A M 1 B 6	Geonor a.s Geonor a.s
Temperaturmåling Avlesningsenhet	9	Termistorer	K 22 - 11 OK T 1 A -40 -60 gr. C.	Horten Elektronikk a.s Horten Elektronikk a.s

Tabell 1. Instrumenter og avlesningsutstyr.

## 3.2 Dokumentasjon

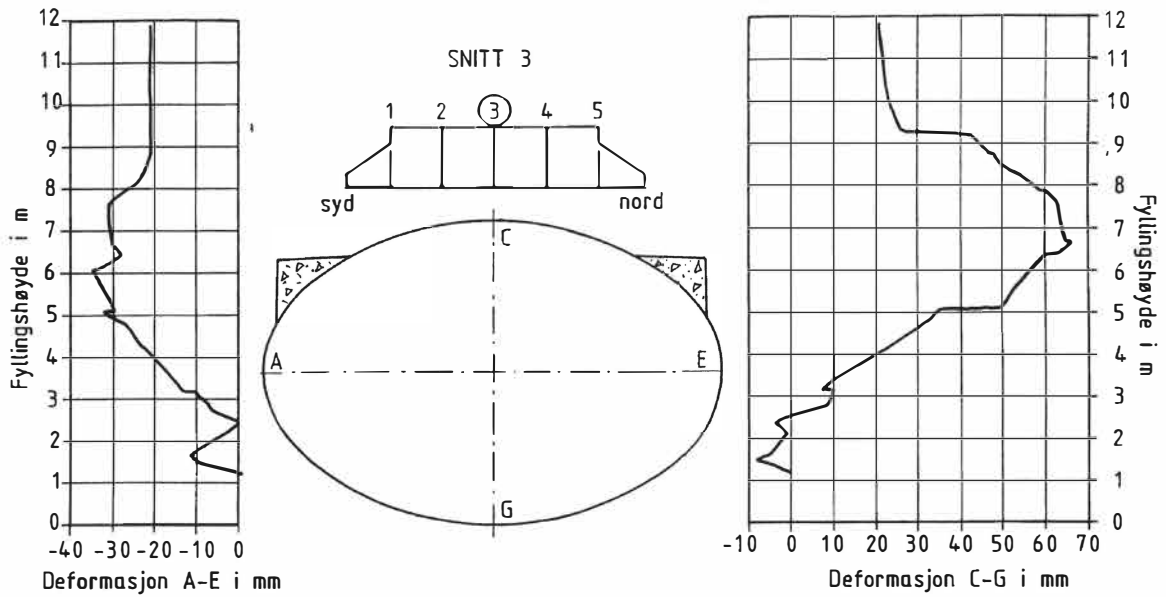
### 3.2.1 Observerte deformasjoner

Figur 3 viser vertikal og horisontal deformasjon under tilbakefyllingen i snitt 3.

Disse når sine høyeste verdier ved en fyllingshøyde på 6 - 7 m, noe som tilsvarer nivå med topp trykkbjelke. Vertikal deformasjon var da 64 mm, mens endring i horisontal avstand var -35 mm.

Ved ytterligere oppfylling til ca. 4,3 m over rørtaket, ferdig konstruksjon, ble det nå en reduksjon i den vertikale lengdeendringen samtidig som horisontalavstanden økte litt.

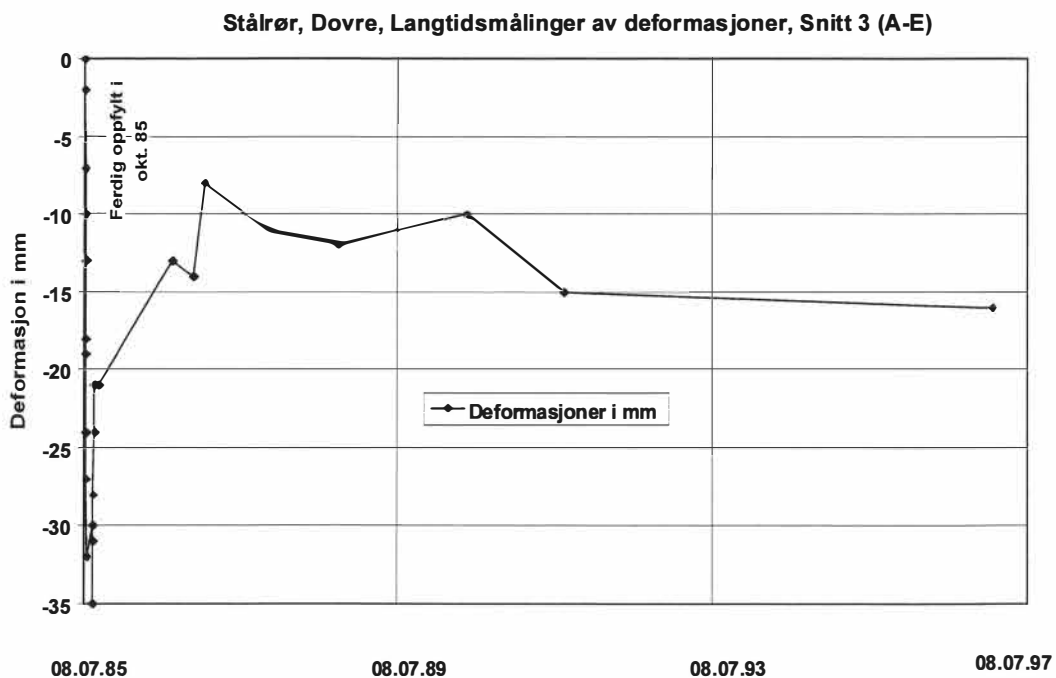




Figur 3. Deformasjoner under tilbakefyllingen. Negative verdier viser forkortelse av avstand. Ved positive verdier er avstanden blitt lengre.

Figur 4 viser langtidsmålinger av horisontal deformasjon ( A - E ), målt inne i røret.

Figur 10 viser utføring av måling av horisontalavstand (A-E).



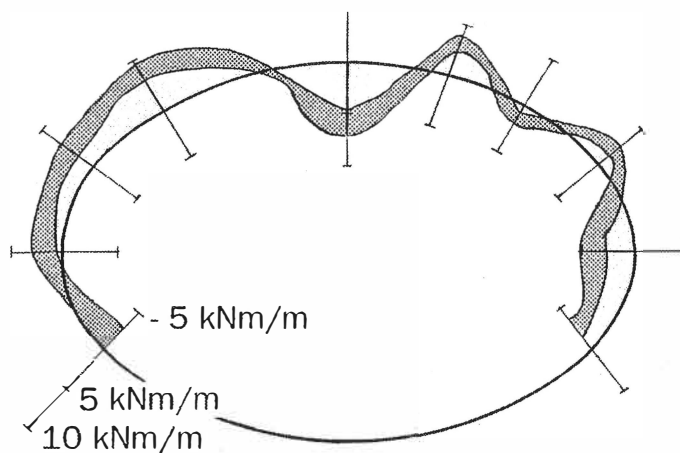
Figur 4. Horisontaldeformasjon målt med målbånd inne i røret.

### 3.2.2 Målte spenninger i stålet.

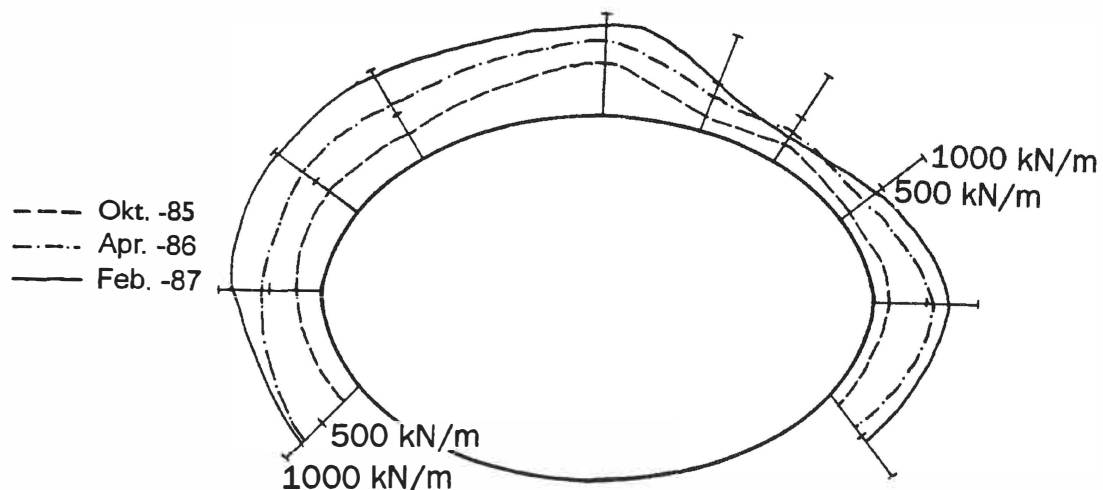
Figur 5a og 5b viser henholdsvis momenter og trykkrefter målt med strekkklapper over en periode på et snaut år.

Det har ikke vært vesentlige forandringer i momentene i denne tidsperioden.

Maksimal trykkraft har derimot hatt en øking på ca. 50 %.



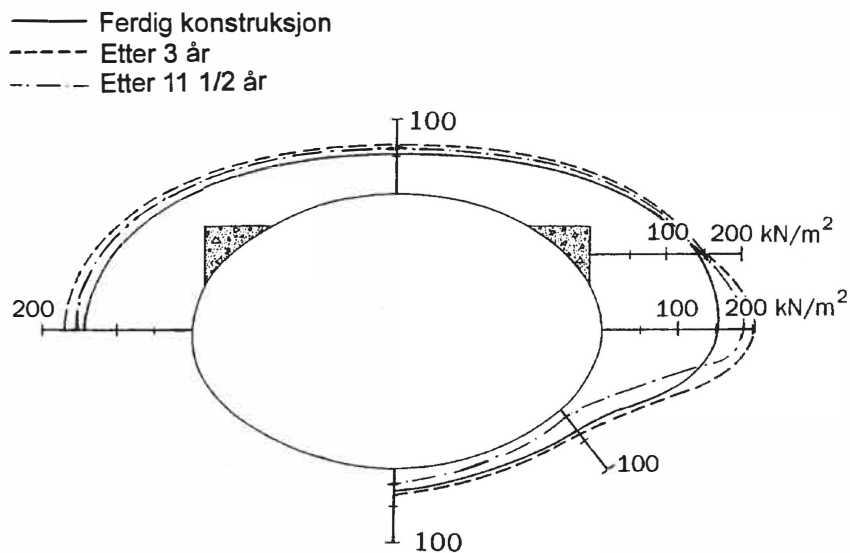
Figur 5a. Momenter målt med strekkklapper



Figur 5b. Trykkrefter målt med strekkklapper

### 3.2.3 Målte jordtrykk

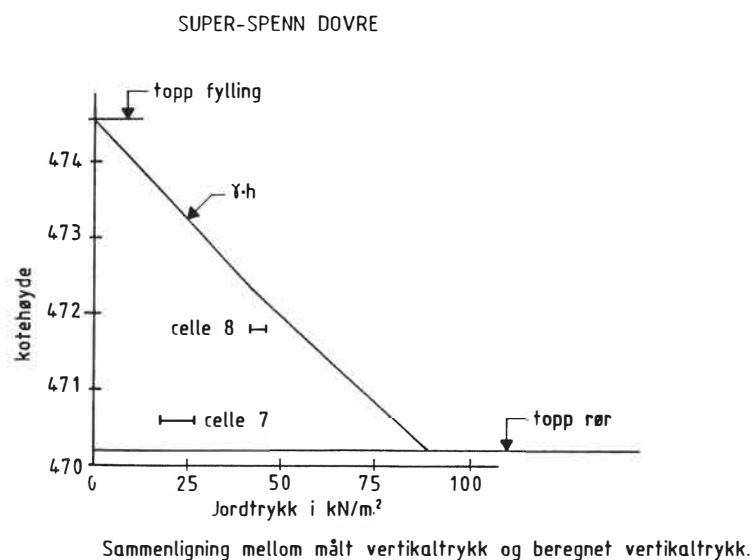
Jordtrykket rundt røret på cellene 1 - 6 er vist i figur 6.



Figur 6. Jordtrykk rundt røret.

Jordtrykksdiagrammet viser relativt små jordtrykk mot den nedre delen av røret, mens det er relativt store jordtrykk mot sidene av røret. På toppen av røret er jordtrykket noe i underkant av overlagingstrykket.

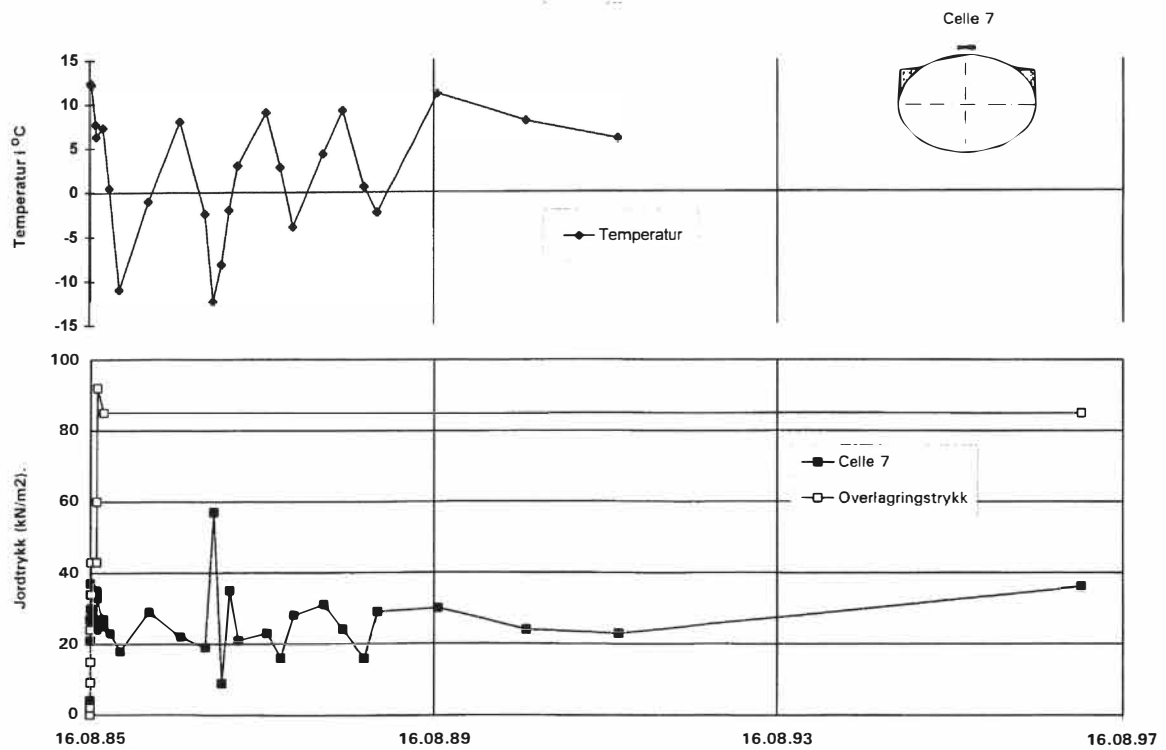
Figur 7 viser jordtrykket målt ved de 2 cellene over rørtaket sammenlignet med teoretisk overlagingstrykk. Begge ligger lavere enn overlagingstrykket.



Figur 7.

Figur 11 viser montering av jordtrykkcelle 7.

Figur 8 viser langtidsmålinger for celle 7 hvor temperaturmålinger også er inntegnet. Målingene viser at det er en betydelig hvelvvirkning over toppen av konstruksjonen, hvilket betyr stor lastreduksjon.



Figur 8. Langtidsmålinger av jordtrykk og temperatur for celle 7.

### 3.3 Verifikasjon.

De målte trykkrefter i stålet er sammenlignet med ulike beregningsmetoder.

I tabell 2 er resultatene fra de forskjellige beregningsmetodene sammenstilt og sammenlignet med målte verdier:

Metode	Referanse	Trykkraft T ( kN )
Ring Compression	( 1 )	497
AISI og AASHTO	( 5 ) og ( 6 )	588
OHBDC	( 7 )	353
SCI	( 2 ), ( 3 ) og ( 4 )	865
Leonards	( 8 )	534
Knutson	( 9 )	660
Vaslestad	( 10 )	605
Målt ( max. )		860

Tabell 2.

Beregningene viser at både Ring-Compression teorien, AISI, AASHTO og Leonards metode gir et rimelig anslag for maksimal trykkraft ved ferdig oppfylling.

Knutsons metode gir en verdi som ligger mellom målt trykkraft ved ferdig oppfylling, og målt i april 1986.

Vaslestads metode er brukt i håndbok 016, geoteknikk i vegbygging, (ref. 13).

Den store økningen av trykkraften med tiden, gjør at SCI-metoden gir det beste anslaget.

OHBDC-metoden gir altfor lav verdi.

Den eneste metoden som gir beregnet moment er SCI-metoden med maksimalt beregnet moment  $M = 19 \text{ kNm/m}$ .

Dette maksimale momentet opptrer ifølge Duncan under tilbakefylling, med tilbakefyllingsmassene i nivå med topp av rør. Dette stemmer bra med de observerte deformasjoner under tilbakefyllingen.

Maksimalt moment ble målt til  $M = 8 \text{ kNm/m}$ , som viser at SCI-metoden er konservativ også for bestemmelse av maksimalt moment.

Dette maksimale momentet opptrådte nettopp da tilbakefyllingsmassene var i nivå med topp rør, som stemmer med Duncan`s teori.

### 3.4 Erfaringer

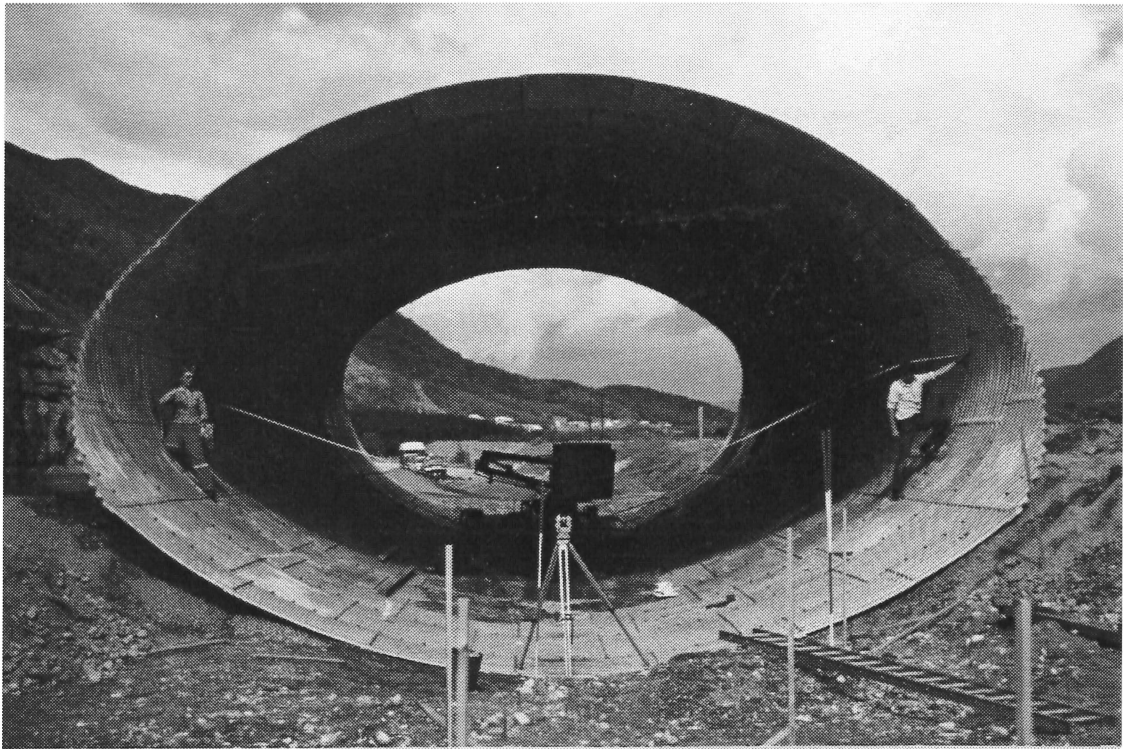
Instrumenteringen ga økt kunnskap om dimensjonering og langtidsoppførsel av store korrugerte stålrør.

Det er en gunstig jordtrykksfordeling over tid og langtidsdeformasjonene er små og ligger langt under kravet til maksimalt tillatte deformasjoner.

Maksimal målt trykkraft i stålet tilsvarer opptredende spenning i stålet på 104 MPa. Dimensjonerende fasthet på stålet er 181 MPa, og dette viser at det er en stor sikkerhetsreserve på disse konstruksjonene.



*Figur 9. Bilde av montering av gløtzcelle med festebrakett i stålrør.*



Figur 10. Bilde av måling av horisontaldeformasjon (A-E)



Figur 11. Bilde av montering av gløtzcelle i løsmasse over tak på stålrør

EKSEMPEL D

Håndbok 212 - Metodikk for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon av konstruksjoner

---



*Figur 12. Bilde av ferdig konstruksjon*







# Statens vegvesen

Statens vegvesen  
Vegdirektoratet  
Postboks 8142 Dep  
0033 Oslo

---

Håndbøkene kan bestilles fra:

Statens vegvesen

Vegdirektoratet

Håndbokeekspedisjonen

Postboks 8142 Dep

0033 Oslo

Tlf.: 22 07 35 00

Faks: 22 07 37 68

E-post: [firmapost@vegvesen.no](mailto:firmapost@vegvesen.no)

ISBN 82-7207-476-1