

**Intern rapport  
nr. 1360**

**Fullskalamålinger på store fleksible  
stålrør brukt som løsmassetunneler  
Foredrag Geoteknikk dagen 1987**

**Desember 1987**

**Veglaboratoriet**

Intern rapport

nr. 1360

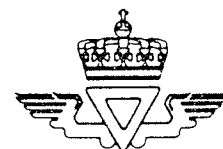
Gruppe: C

FULLSKALAMÅLINGER PÅ STORE FLEKSIBLE  
STÅLRØR BRUKT SOM LØSMASSETUNNELER

Foredrag Geoteknikkdagen 1987

Vegdirektoratet  
**Veglaboratoriet**

Gaustadalleen 25, Postboks 6390 Etterstad, Oslo 6 Tlf. (02) 63 99 00



Veglaboratoriets Interne rapporter omfatter utredninger, forskningsresultater, studiebesøk, forslag til retningslinjer, foredrag og kurskompendier.

Rapportene er delt i to grupper:

- B: For bruk innen Statens vegvesen
- C: For fri distribusjon

Innholdet eller deler av det må ikke publiseres videre uten tillatelse fra Veglaboratoriet.

prosjekt/oppdrag: P-338

seksjon: 47 - Geoteknisk

saksbehandler: Jan Vaslestad

/ JFB

dato: Desember 1987

111	A	Rapportstatus*) N	Seksjon/fyller 47	Prosjekt P-338	Gruppe: C	nr. 1360
-----	---	----------------------	----------------------	-------------------	--------------	----------

1	2	3	4	5	21	31	41	51	61	71
---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----

TITTEL	212	A	Fullskalamålinger på store fleksible stålrør brukt som løsmassetunneler Foredrag Geoteknikkdagen 1987							
--------	-----	---	--	--	--	--	--	--	--	--

SAKS- BEHANDLER	221	A	Navn Jan Vaslestad				Institusjon Veglaboratoriet			
	B									
	C									

RAPPORT DATA	421	A	Rapporttype**) K		Dato Desember 1987		Erstatter rapport nr:			
	B	Totalt sidetall 32				Språk Norsk				
	C	Antall fotos		Ant. figurer		Ant. tabeller		Ant. litt.henv.		
	D	Sammendrag i andre språk Engelsk								

SAMMENDRAG	511	A	<p>Store fleksible stålrør har etter hvert fått økende anvendelse i vegbygging. Stålrørene har vært brukt som alternativ til bruer, kulverter og rasoverbygg og har vist seg å være teknisk og økonomisk gunstige løsninger med kort byggetid.</p> <p>Konstruksjonene er fleksible, utnytter styrken i omfyllingsmassene, og har meget stor <b>lastkapasitet</b> pga. samvirke mellom jord og konstruksjon. En av årsakene til rørenes store lastkapasitet, er den såkalte arching-effekten (hvelvirkningen) som innebærer en omfordeling av jordtrykk.</p> <p>Artikkelen omhandler instrumentering av Nordens største stålrør som ble bygd på Dovre i 1985. Instrumenteringen omfattet jordtrykksmålinger, spenningsmålinger og deformasjonsmålinger.</p> <p>Målingene viser at det er akseptable spenningsnivå i stålet og en gunstig jordtrykksfordeling. Jordtrykket og spenningene i stålet forandrer seg over tid. Det er registrert en betydelig arching, og målingene viser at den holder seg over tid.</p> <p>Resultatene er sammenlignet med de mest brukte empiriske beregningsmodeller, og på grunnlag av dette er det foreslått å bruke Duncans metode for dimensjonering av store fleksible rør.</p>							
------------	-----	---	--	--	--	--	--	--	--	--

FAG- OMR.	611	A	Geoteknikk						IRRD kode 42	
	B	Fundamentering						53.1		
	C									
NØKKELORD	621	A	Kulvert						3360	
	B	Stål						4542		
	C	Deformasjon						5592		
	D	Jordtrykk						5726		
	E	Spenning (Mekanisk)						5575		
	F	Komprimering						3886		
	G	Økonomi						0165		
	H									

\*\*) 421A: FoU = forskning og utvikling K = konferansebidrag O = oppdrags O = oppdatert  
 F = forskrifter/normaler A = artikkel

11-86

**FULLSKALAMÅLINGER PÅ STORE FLEKSIBLE STÅLRØR BRUKT SOM LØSMASSETUNNELER.**

Measured performance of long-span flexible steel culverts.

Sivilingeniør Jan Vaslestad, Geoteknisk seksjon, Veglaboratoriet.

**SAMMENDRAG**

Store fleksible stålrør har etter hvert fått økende anvendelse i vegbygging. Stålrørene har vært brukt som alternativ til bruer, kulverter og rasoverbygg og har vist seg å være teknisk og økonomisk gunstige løsninger med kort byggetid. Konstruksjonene er fleksible, utnytter styrken i omfyllingsmassene, og har meget stor lastkapasitet pga. samvirke mellom jord og konstruksjon. En av årsakene til rørenes store lastkapasitet, er den såkalte arching-effekten (hvelvvirkningen) som innebærer en omfordeling av jordtrykk. Artikkelen omhandler instrumentering av Nordens største stålrør som ble bygd på Dovre i 1985. Instrumenteringen omfattet jordtrykksmålinger, spenningsmålinger og deformasjonsmålinger. Målingene viser at det er akseptable spenningsnivå i stålet og en gunstig jordtrykksfordeling. Jordtrykket og spenningene i stålet forandrer seg over tid. Det er registrert en betydelig arching, og målingene viser at den holder seg over tid. Resultatene er sammenlignet med de mest brukte empiriske beregningsmodeller, og på grunnlag av dette er det foreslått å bruke Duncans metode for dimensjonering av store fleksible rør.

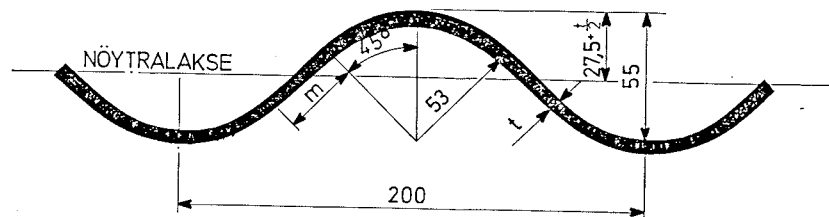
**SUMMARY**

Long-span flexible steel culverts are increasingly being used in highway projects. The structures have been used as alternative solutions for bridges, culverts and snow avalanche protection. Construction can be very fast and the structures have technical and economical advantages. The structures are flexible, using the strength in the backfilling material, and have great load-carrying capacity due to soil-structure interaction. One of the main reasons for the great load-carrying capacity is the arching-effect, involving redistribution of the soil pressure. This paper will present the results of an instrumented field study at Dovre in 1985. It is the biggest long-span flexible steel culvert so far in Scandinavia. The measurements consisted of soil-stresses, strain in the steel-structure and deflections. The results show that there are acceptable stresses in the steel structure, and that there is a favourable distribution of soil stresses round the structure. As time progresses after the installation the soil- and steel stress changes considerably. The measurements show that there is a great arching over the structure, and the arching-effect is nearly constant for a period of two years. The results of the instrumentation is compared with several empirical design methods. On the basis of this, Duncan's "Soil-culvert interaction" method is proposed for the design of long-span flexible metal culverts.

## 1. INNLEDNING.

Store fleksible stålrør har etter hvert fått økende anvendelse i vei-bygging. Konstruksjonene blir bygd ved å bolte sammen korrugerte stålplater med platetykkelse 4 - 8 mm. De mest vanlige korrugeringene er 150 X 50 mm og 200 X 55 mm. Korrugering 200 X 55 er vist i fig.1.

KORRUGERING 200 x 55



TVERRSNITTDATA

Platetykkelse (mm)	Tverrsnitt A (mm <sup>2</sup> /m)	Tregghetsmoment I (mm <sup>4</sup> /mm)	Motstandsmoment W (mm <sup>3</sup> /mm)	Tregghetsradius i (mm)
4.00	4730	1811	61.4	19.6
4.75	5620	2157	72.2	19.6
5.50	6510	2506	82.8	19.6
6.25	7400	2856	93.3	19.7
7.00	8293	3208	103.5	19.7
8.00	9472	3687	117.1	19.7

Fig.1 Korrugert profil med tverrsnittsdata.

Som det fremgår av figuren har profilene relativt liten bøyingsstivhet. Konstruksjonene er derfor helt avhengig av sidestøtte fra jordmassene rundt.

Samvirket mellom jord og konstruksjon er årsaken til at nedgravde fleksible rør har en mye større lastkapasitet enn når røret ikke er nedgravd.

Ved å utnytte styrken i omfyllingsmassene rundt fleksible rør har det vært mulig å stadig øke størrelsen på konstruksjonene.

I slutten av 1960-årene bygde ARMCO i Canada den første såkalte "Super-Span". Dette er en løsning med langsgående trykkbjelker av betong. Dette konseptet er også brukt på de største stålrørene i Norge, og betegnelsen Super-Spenn er blitt innført.

Konstruksjonene har etter hvert økt i størrelse, og i USA er det bygd stålbuer med største spenn (bredde) opptil 18 m.

I Nederland ble det i 1985 bygd en gjennomføring for en 4-felts motorvei og en sidevei. Dette var to stålbuer med 16.1 m spenn og en med 12 m spenn.

Stålbuene under bygging er vist i fig.2

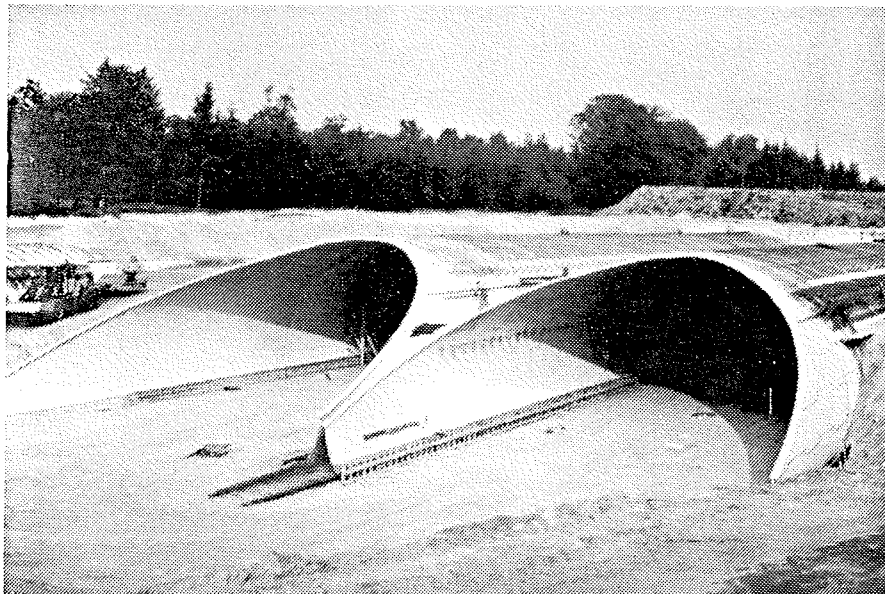


Fig.2 Europas største super-spenn konstruksjon under bygging i Nederland.

I Norge har det siden 1981 blitt bygd flere store stålrør til ulike formål. Samtlige av de større stålrørskulvertene som er bygd i Norge har vist seg å være teknisk og økonomisk gunstige løsninger med kort byggetid.

Ved bruk som snørasoverbygg er det anslått besparelse til 30-50% av konvensjonelle rasoverbygg i armert betong. Som alternativ til mindre bruer og vanlige betongkulverter er det også store besparelser.

## 2. GRUNNLEGGENDE PRINSIPPER FOR RØR I JORD.

Belastningen på et nedgravd rør er helt avhengig av stivheten på røret i forhold til omfyllingsmassene. Det er vanlig å dele inn rør og kulverter i 2 grupper:

### STIVE KONSTRUKSJONER:

Betongrør.  
 Prefabrikerte elementkulverter.  
 Plasstøpte betongkulverter.

### FLEKSIBLE KONSTRUKSJONER:

Plastrør.  
 Korrugerte aluminiumsrør.  
 Korrugerte stålrør.  
 Super-spenn konstruksjoner.

Et fleksibelt rør har mindre stivhet enn omfyllingsmassene, mens et stivt rør har større stivhet enn omfyllingsmassene. Dette medfører en omlagring av vertikaltrykket som vist på figur 3.

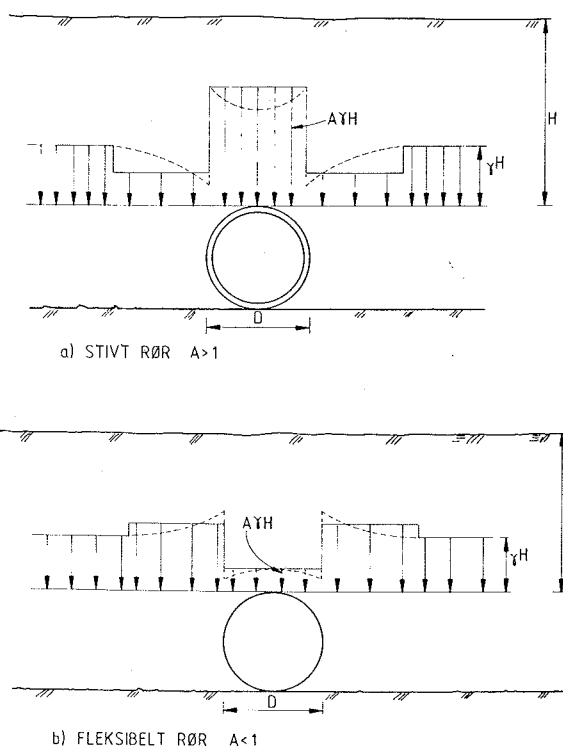


Fig.3 OMLAGRING AV VERTIKALT JORDTRYKK.

Vertikaltrykket over røret kan uttrykkes som en faktor  $A$  multiplisert med overlagingstrykket:

$$\sigma_v = A\gamma H$$

Over et stivt rør vil det bli en spenningskonsentrasjon slik at  $A > 1$  som vist i figur 3a.

Over et fleksibelt rør vil det bli en spenningsreduksjon slik at  $A < 1$  som vist i figur 3b.

Denne omlagringen av jordtrykket over røret er definert av Terzaghi (1) som archingeffekten. Archingeffekten på nedgravde rør kan forklares på følgende måte:

I figur 4 er vist et fleksibelt rør med deformasjon  $\delta_v$ , og en overliggende jordsøyle med bredde lik diameteren på røret.

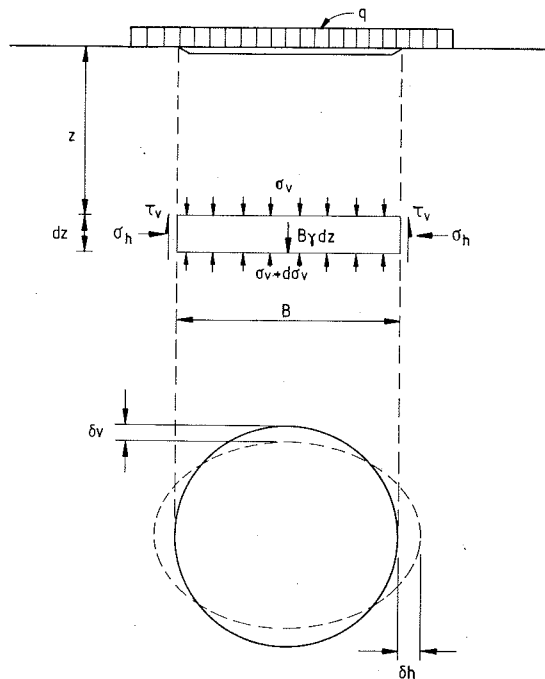


Fig.4 FLEKSIBELT RØR. DEFORMASJON OG MOBILISERING AV SKJÆRSPENNINGER. LIKEVEKT AV ELEMENT.

Deformasjonen medfører at det mobiliseres oppadrettede skjærspenninger  $\tau_v$  i kontaktflaten mellom jordsøylen og de omliggende jordmasser. Disse skjærsspenningsene medfører at en del av tyngden av jordsøylen over røret blir overført til jorda rundt, slik at vertikaltrykket på røret blir redusert, slik som vist i figur 3b.



Resultater fra Terzaghi's klassiske forsøk fra 1936 (2), hvor jordtrykket ble målt over en ettergivende konstruksjon, er vist i figur 5.

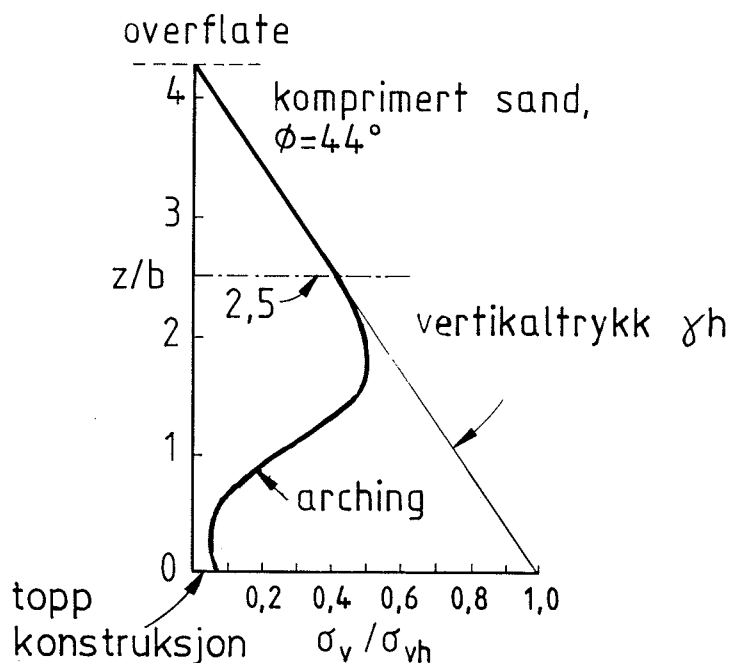


Fig.5 TERZAGHI'S ARCHING-FORSØK

Bredden på den ettergivende konstruksjonen er  $b$ , og  $z$  er målt nedefra.  $\sigma_{vh}$  er overlagingstrykket.

Rett over den ettergivende konstruksjonen er vertikaltrykket mindre enn 10% av overlagingstrykket.

Dette forsøket er et modellforsøk under kontrollerte forhold, og Terzaghi avslutter beskrivelsen av forsøket med følgende: "Information on the importance of this percentage reduction can only be obtained by direct measurements under field conditions"

I (1) beskrives arching-effekten på følgende måte:

"Arching is one of the most universal phenomena encountered in soils both in the field and in the laboratory. Since arching is maintained solely by shearing stresses in the soil, it is no less permanent than any other state of stress in the soil which depends on the existence of shearing stresses, such as the state of stress beneath the footing of a column. For instance, if no permanent shearing stresses were possible in a sand, footings on sand would settle indefinitely."

Ved instrumentering av konstruksjonen på Dovre er archingeffekten forsøkt målt. Målingene er foretatt over lang tid for evt. å se om archingeffekten avtar med tiden.

I praktisk dimensjonering av stålrør er det tatt hensyn til archingeffekten. I de mest brukte dimensjoneringsprinsippene fra American Iron and Steel Institute (3) er arching faktoren A gjort avhengig av komprimerings-graden som vist i følgende tabell:

Standard Proctor	Arching-faktor A
85%	0.86
90%	0.75
95%	0.65

Vertikaltrykket over røret regnes som  $\sigma_v = A\gamma H$

Tabellen gjelder kun for fyllingshøyder større enn diameteren D på røret, dvs. for  $H > D$ .

I de kanadiske bruforskriftene, Ontario Highway Bridge Design Code (4), blir arching-faktoren fremstilt i følgende diagram:

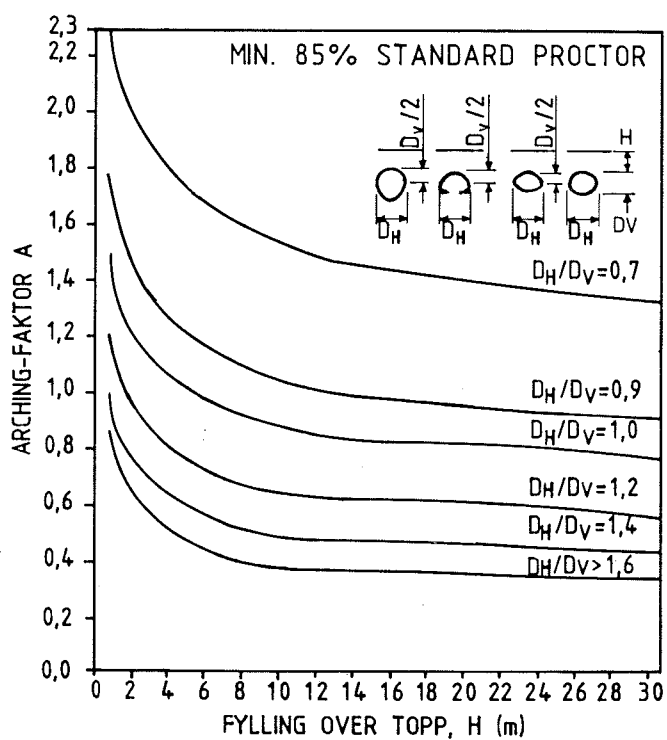


Fig. 6 ARCHING-FAKTOR ETTER "ONTARIO HIGHWAY BRIDGE DESIGN CODE."

Som det fremgår av diagrammet er arching-effekten størst for lavbygde konstruksjoner (liggende ellipse).

Tverrsnittet som er instrumentert og omtales i det følgende er en liggende ellipse.

Som vist i figur 3a vil det vertikale jordtrykket over et stivt rør bli større enn overlagingstrykket, dvs.  $A > 1$ .

I følge Standard Specifications for Highway Bridges fra AASHTO (5) kan Marston/Spangler's teori for beregning av belastning på betongrør og -kulverter under fyllinger, tilnærmes i den enkle formelen

$$\sigma_v = A\gamma H$$

$$\text{der } A = 1 + 0.2 H/B$$

H er fyllingshøyden over røret

B er bredden på røret.

Faktoren A settes til maks. 1.2 ved komprimering på sidene av kulverten, og maks. 1.5 uten komprimering på sidene.

Prinsippene for vertikalbelastning på rør kan sammenfattes i fig. 7.

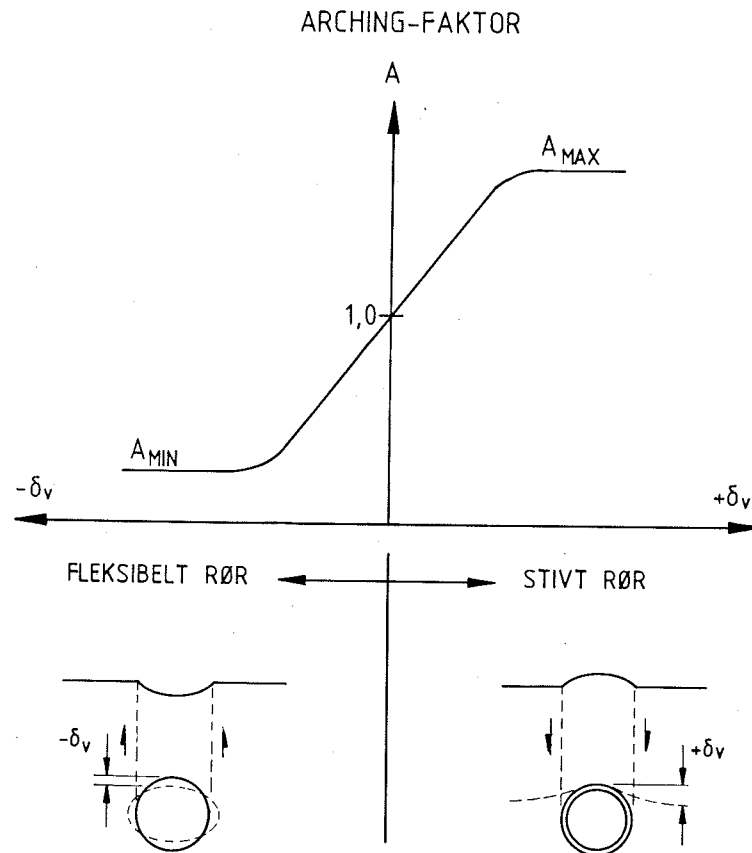


Fig. 7 ARCHING-FAKTOREN FOR FLEKSIBLE OG STIVE RØR.

Prinsippet for horisontalt jordtrykk mot stive og fleksible rør er vist i fig. 8.

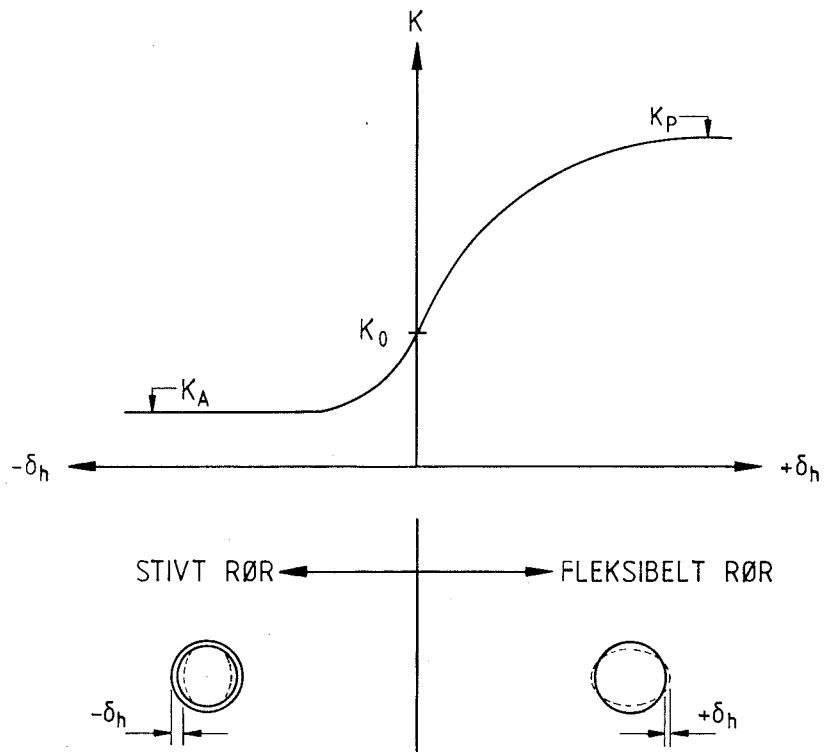


Fig. 8 HORIZONTAL JORDTRYKSKOEFFISIENT. FLEKSIBLE OG STIVE RØR.

Ved fleksible rør får en utnyttet styrken i omfyllingsmassene, og det horisontale jordtrykket øker over hviletrykk mot passivt trykk.

Ved stive rør er det vanlig å regne med hviletrykk eller aktivt trykk.

### 3. ANVENDELSE AV STORE FLEKSIBLE STÅLRØR I NORGE.

Den første super-spenn som ble bygget i Norge, var en 106 m lang jernbanegjennomføring utenfor Hønefoss. Dette var et flatbunnet rør med spenn 7.8 m og høyde 6.9 m. Denne ble bygd i 1981. Konstruksjonen er vist i fig. 9.

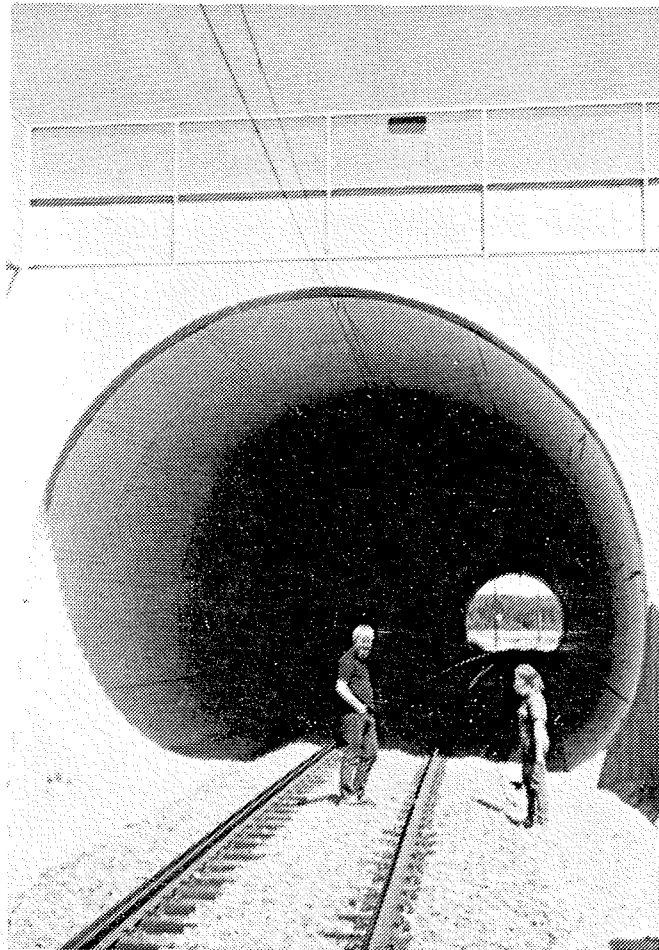


Fig. 9. Super-spenn som jernbanegjennomføring bygd i 1981.

Denne konstruksjonen ble instrumentert med jordtrykksceller og termistorer, og det ble utført deformasjonsmålinger.

Kostnadsbesparelsen ble ca. 25% i forhold til konvensjonell bru eller betongkulvert. Her er det ikke tatt med besparelser pga. kortere byggetid.

I 1983 ble det bygd et 170 m langt sirkulært stålrør ved Veitastrond. Dette røret hadde diameter 6 m og ble montert på 5 uker.



Fig. 10. 170 m langt stålrør som rasoverbygg ved Veitastrond

Snørasoverbygg ser ut til å bli et stort anvendelsesområde for fleksible stålrør fremover. Flere snørasoverbygg er under bygging og planlegging. Konvensjonelle snørasoverbygg av armert betong er meget kostnadskrevenende, og i mange tilfelle er det mye å spare ved å bruke fleksible overbygg (6).

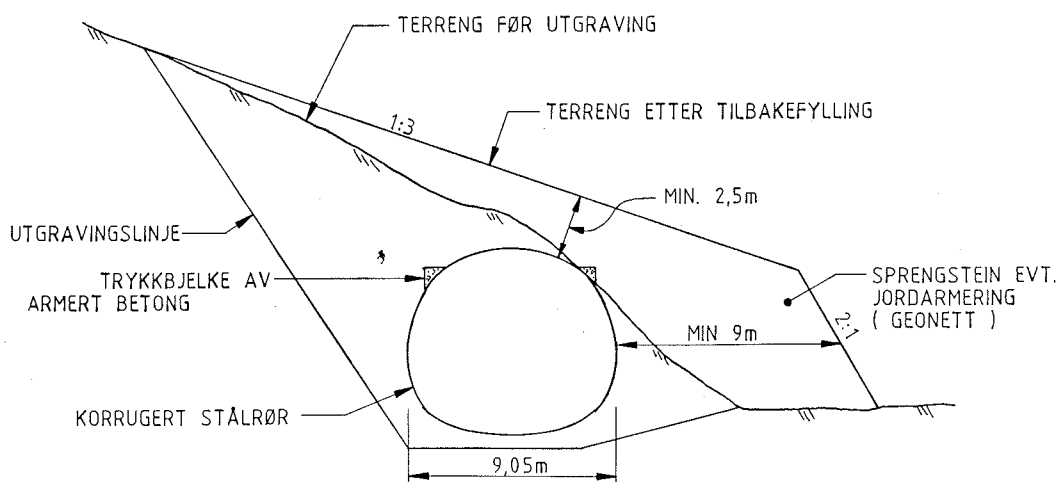


Fig. 11. Forprosjekt for snørasoverbygg i Sogn og Fjordane.

#### 4. INSTRUMENTERING AV SUPER-SPENN KONSTRUKSJON PÅ E6 VED DOVRE

##### BESKRIVELSE AV KONSTRUKSJON OG UTFØRELSE.

Lengdeprofil og tverrsnitt av konstruksjonen er vist i fig. 13.

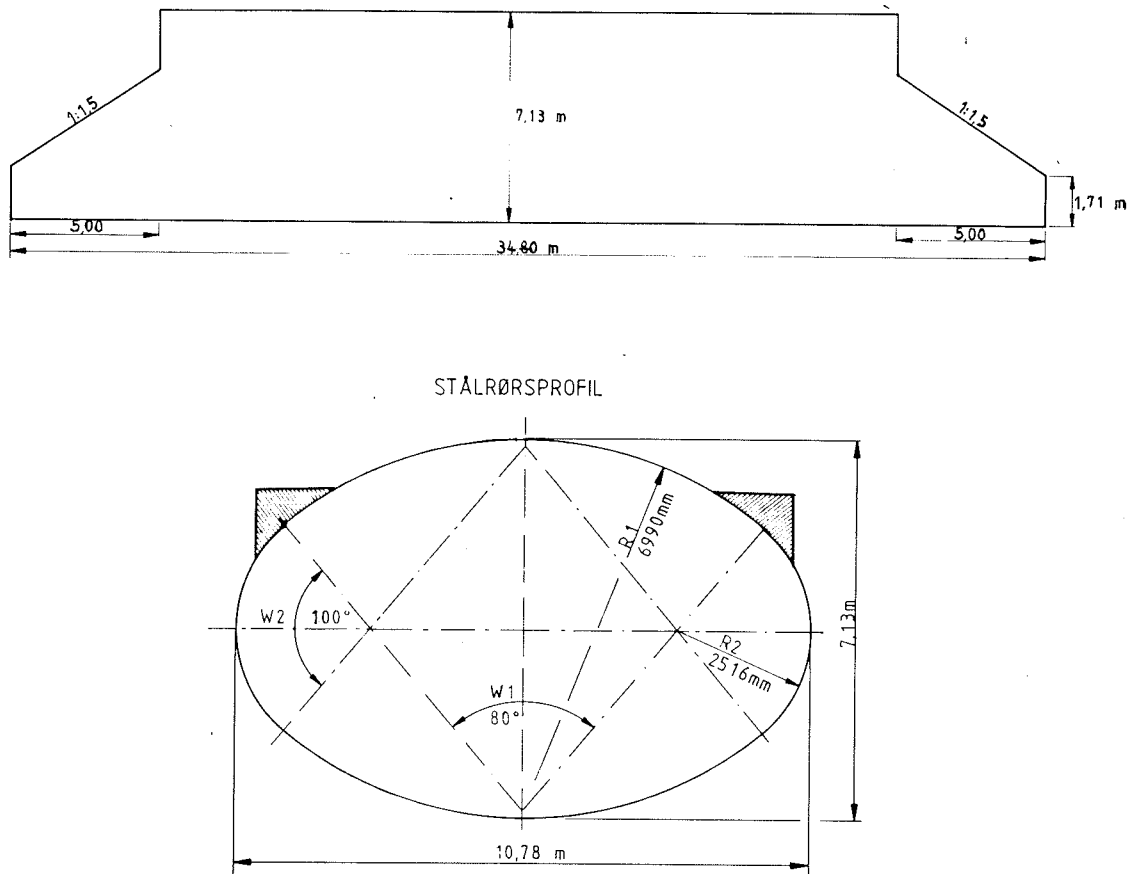


Fig. 13 Lengdeprofil og tverrsnitt av konstruksjon.

Det er en liggende ellipse med spenn 10.78 m og høyde 7.13 m. Hittil er dette det største stålrør i Norden. Endene er skråskjært 1 : 1.5 og maksimal fylling over røret er 4.2 m. Konstruksjonen er bygd opp av stålplater med korrugering 200 X 55 mm og tykkelse 7 mm. Platene er korrosjonsbeskyttet med 80  $\mu$ m sink på hver side.

Stålplatene er boltet sammen med 15 bolter pr.m. Boltene har diameter 20 mm og ble montert i hull med 25 mm diameter. Konstruksjonen ble bygd i skjæring gjennom Klokkerhaugen utenfor Dovre sentrum, og er gjennomføring for ny E6.



Løsmassene i området består stort sett av relativt fast lagret finsand og silt over fast morene. Klokkehaugen består av fast lagret silt.

Tilbakefyllingsmassene rundt røret består av 0-100 mm velgradert elvegrus.

Nærmest røret (ca. 50 cm) ble det brukt 0-16 mm grus.

1 m under bunn rør ble det lagt 80 mm styrofoam og tilbakefylt med 0-16 mm grus, og ukomprimert sand i de øvre 200 mm. Fundamentet ble så preformet med en mal med samme diameter som bunnplatene.

En fullstendig beskrivelse av prosedyren for montering og tilbakefylling er gitt i (7).

Tilbakefyllingsmassene ble lagt ut i lag med tykkelse 300 mm og komprimeringskravet var min. 97% Standard Proctor. Lagtykkelsen ble kontrollert med roterende laser, og komprimeringsgraden med isotopmåler.

De forskjellige sonene med omfyllingsmasser er vist i fig. 14.

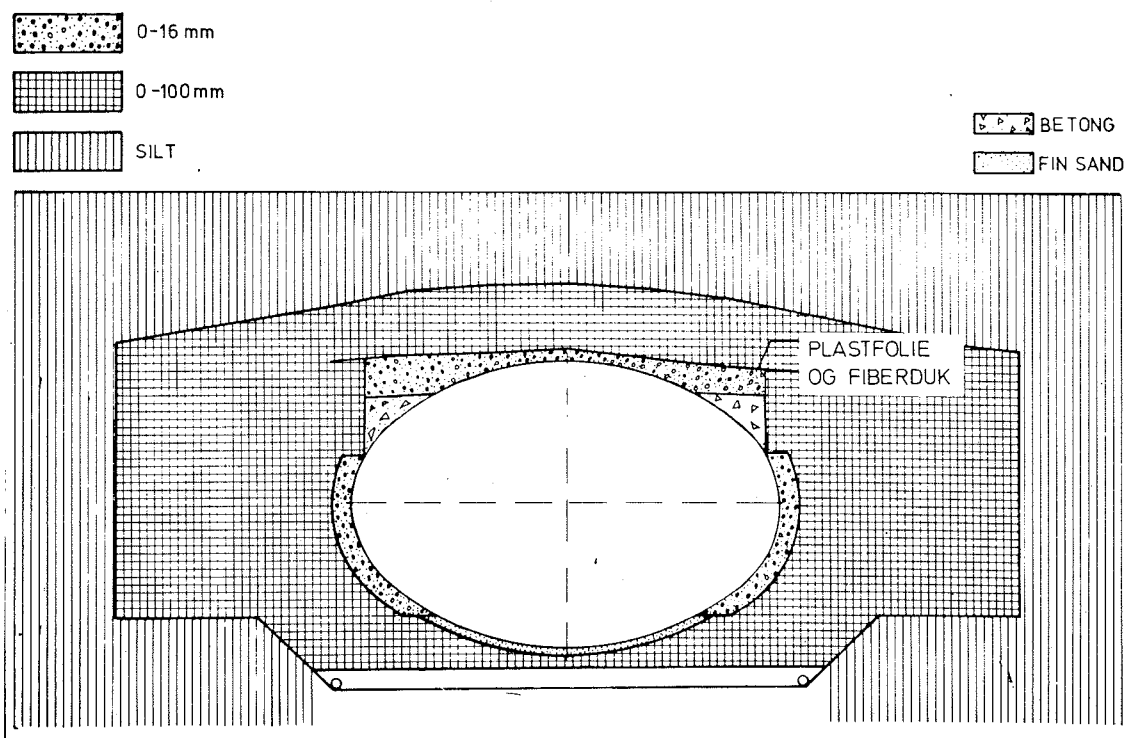


Fig.14 OMFYLLINGSMASSER

Resultatet av komprimeringskontrollen viste at gjennomsnittet av 19 målinger på 0-100 mm elvegrus var 99% Standard Proctor med et standardavvik 2.2. Isotopmåler gir noe usikker komprimeringsgrad på så grove masser, men den visuelle kontrollen var meget grundig og tilsier en komprimeringsgrad i denne størrelsesorden. De nærmeste 50 cm mot røret med 0-16 mm grus hadde en gjennomsnittlig komprimeringsgrad på 94% Standard Proctor med standardavvik 2.9. Her ble det tatt 13 målinger. Den relativt lave komprimeringsgraden helt inntil røret skyldes antagelig at det fleksible røret gir noe etter ved komprimering mot sidene, og at det ble brukt lettere komprimeringsutstyr nærmest røret.

Som komprimeringsutstyr ble det benyttet 2 selvgående vibrovalser med vekt 1800-2000 kg, og 3 vibroplater med vekt opptil 200 kg. Bare vibroplatene ble benyttet nærmest røret.

Kontroll av korngraderingen på 0-100 mm grus viste 1.4% materiale < 20 $\mu$  som et gjennomsnitt av 5 prøver. Standardavviket var 0.25. Gjennomsnittlig Cu var 5.4, med standardavvik 14.5.

Korngraderingen på 0-16 mm grus viste 1.8% materiale < 20 $\mu$  i gjennomsnitt av 5 prøver med standardavvik 0.18. Gjennomsnittlig Cu var 31 med standardavvik 2.5.

På øvre del av røret ble det montert trykkbjelker av betong som vist på tverrsnittet i fig. 13. Trykkbjelkene har en høyde på 1.3 m, og blir forskalet og støpt når tilbakefyllingen har nådd underkant av trykkbjelken.

Kontroll av betongen viste en gjennomsnittlig trykkfasthet av 4 prøver på 41.1 MPa med et standardavvik 1.5. Kravet til trykkfasthet var 35 MPa.

Trykkbjelkene gir en vertikal vegg som gjør det lett å oppnå en effektiv komprimering, og dermed lett å mobilisere en horisontal jordreaksjon i dette kritiske nivået.

Trykkbjelkene gir dessuten stor knekningsstivhet, og gir også en langsgående avstivning av røret som gjør at det oppnås homogen komprimering langs røret.

Over røret ble det først lagt ut ca. 50 cm 0-16 mm grus som ble lett komprimert uten vibrering. Over dette laget ble det lagt armert plastfolie mellom to lag fiberduk. Dette ble gjort for å hindre overflatevann å nå ned til rørtaket.

Videre over det øverste laget med fiberduk ble det lagt ut velgradert grus i lag på 300 mm, opp til 2 m over topp rør.

Sonen med velgradert grus ble ført ut til ca. 6 m på hver side av røret.

Utenfor sonen med velgradert grus på sidene av røret og over røret, ble det tilbakefylt med silt som var tatt ut i skjæringa. Silten ble også lagt ut lagvis i 300 mm lag og komprimert.

#### INSTRUMENTERINGSPROGRAM

Instrumenteringsprogrammet bestod i måling av deformasjoner og spenninger i stålstrukturen. Spenningene i stålet ble målt ved hjelp av pålimte strekkklapper.

Videre ble det rundt røret montert jordtrykksceller for å måle jordtrykket mot røret. Det ble også montert to jordtrykksceller over røret for å registrere en eventuell arching-effekt.

Termistorer ble montert ved jordtrykkscellene for å registrere temperatur.

En beskrivelse av den praktiske utførelsen av instrumenteringen er gitt i (8).

#### DEFORMASJONER

##### Måleopplegg

Etter at røret var ferdig montert, og før tilbakefyllingen startet opp, ble det klargjort for måling av deformasjoner i 5 snitt, som vist på fig. 15.

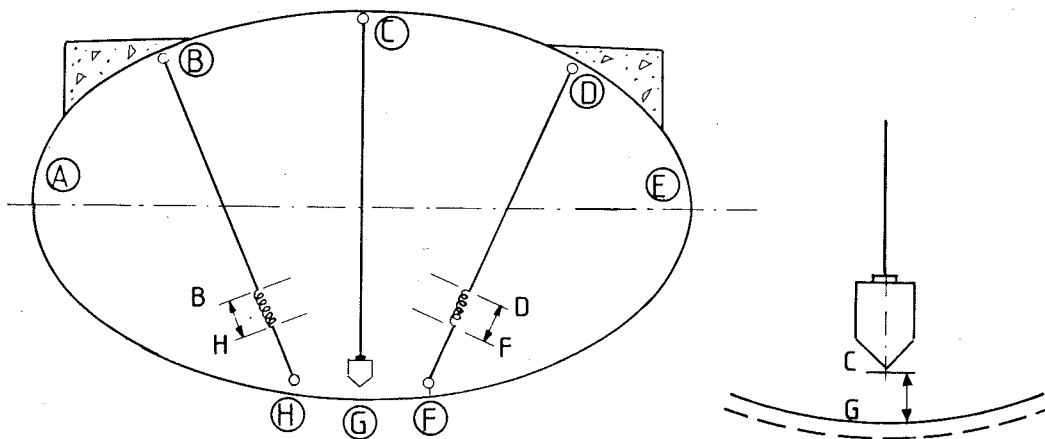


Fig.15 OPPLEGG FOR MÅLING AV DEFORMASJONER  
UNDER TILBAKEFYLLING

I hvert snitt ble det fra senterbolter i topp av hvelvet hengt en pianotråd med et lodd i enden, slik at loddet ble hengende noen få cm over topp av senterbolt i bunnen av røret. Ved hjelp av dette arrangementet kunne det enkelt registreres heving av rørtaket under tilbakefylling og komprimering opp til topp av rør, og nedpressing av rørtaket ved tilbakefylling av røret.

I hvert snitt ble det også merket av en bolt på hver side av røret, for å måle forandringene i spennet under tilbakefylling. Disse forandringene i spennet ble registrert ved hjelp av målebånd.

### Observerte deformasjoner

-----

Deformasjonene ble målt etter utlegging og komprimering av hvert lag på 30 cm.

På fig. 16 er det vist registrerte deformasjoner i snitt 3. Røret og den vertikale skalaen (fyllingshøyden) er tegnet i samme målestokk, slik at det hele tiden kan sees størrelsen på deformasjonene på de ulike nivåer av røret.

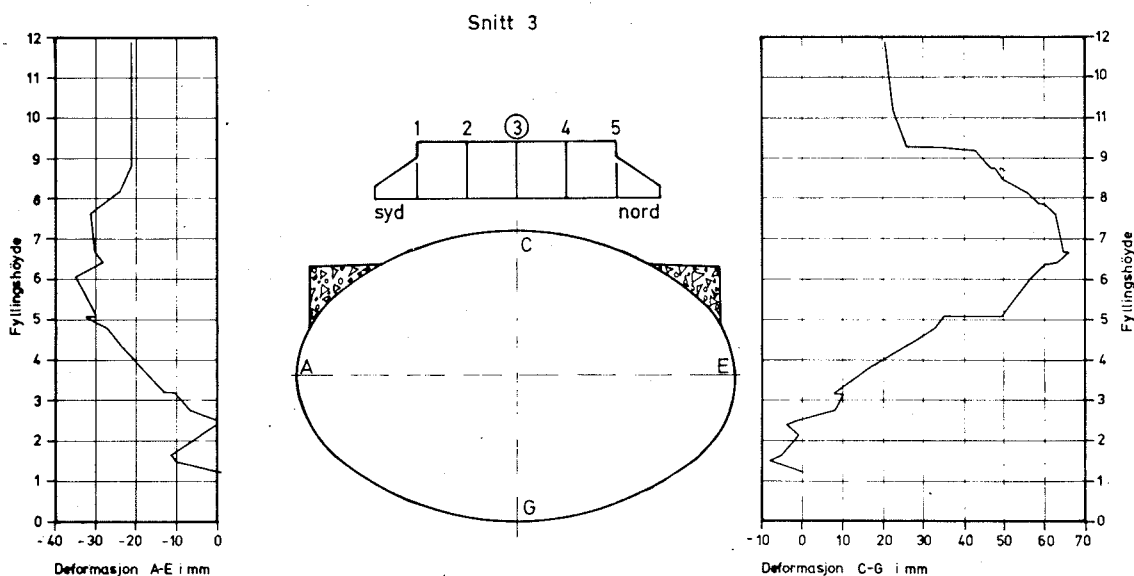


FIG16 DEFORMASJONER UNDER TILBAKEFYLLING

Referansenivået er bunn av rør. På figuren er det registrert lengdeendringer vertikalt og horisontalt.

På grunn av avlastningen terrenget fikk ved uttak av massene i skjæringen, vil grunnen under røret ikke få terrengsetninger ved oppfylling av masser rundt røret. De registrerte vertikale deformasjoner skyldes derfor kun deformasjoner i stålstrukturen.

Det ble ikke registrert merkbare deformasjoner før det var fylt opp ca. 2.1 m fra bunn av røret. Dette tilsvarer 7 lag.

Oppfylling og komprimering opp til overkant av trykkbjelke (ca 6,3 m over bunn av rør) forårsaket en vertikal lengdeøkning på 66 mm.

Den vertikale lengdeendring (heving av rørtaket) har nå nådd sin maksimale verdi, og ytterligere oppfylling over topp av trykkbjelkene forårsaker en nedpressing av rørtaket.

Den horisontale lengdeendring når også sin maksimale verdi ved et tilbakefyllingsnivå ved topp av trykkbjelker, og er nå totalt -35 mm. En ytterligere oppfylling over dette nivået medfører en motsatt bevegelse, det vil si at spennet øker (røret blir presset mot tilbakefyllingsmassene på siden av røret).

Dette medfører at det passive jordtrykket mobiliseres på sidene av røret, og skaper den store lastkapasiteten et slikt rør har ved godt komprimerte masser ved siden av røret.

Videre oppfylling over topp av trykkbjelker forårsaker en reduksjon av den vertikale lengdeendring (nedpressing av rørtaket).

I snitt 3 ble det fylt til 4.3 m over rørtaket. Når fyllingsnivået hadde nådd 2.2 m over rørtaket, var nedpressingen 40 mm. Det er meget interessant å merke seg at en ytterligere oppfylling til 4.3 m over rørtaket bare gir en nedpressing på 5 mm. Den totale vertikale lengdeendring i snitt 3 er nå 21 mm oppressing.

Tilsvarende ble det ved oppfylling over trykkbjelkene registrert en økning av spennet. I gjennomsnitt økte spennet med 13 mm ved oppfylling over rørtaket. I snitt 3 skjer det ingen horisontal deformasjon etter at fyllingsnivået har nådd 1.8 m over rørtaket.

## JORDTRYKK

### Måleopplegg

-----

Jordtrykk ble målt ved hjelp av hydrauliske jordtrykksceller av typen "Gløtzl". Prinsippet for disse jordtrykkscellene er beskrevet i (9). Gløtzl-cellene er av størrelse 30 x 40 x 0.5 cm.

Jordtrykkscellenes plassering er vist på fig. 17. Det ble brukt i alt 8 jordtrykksceller.

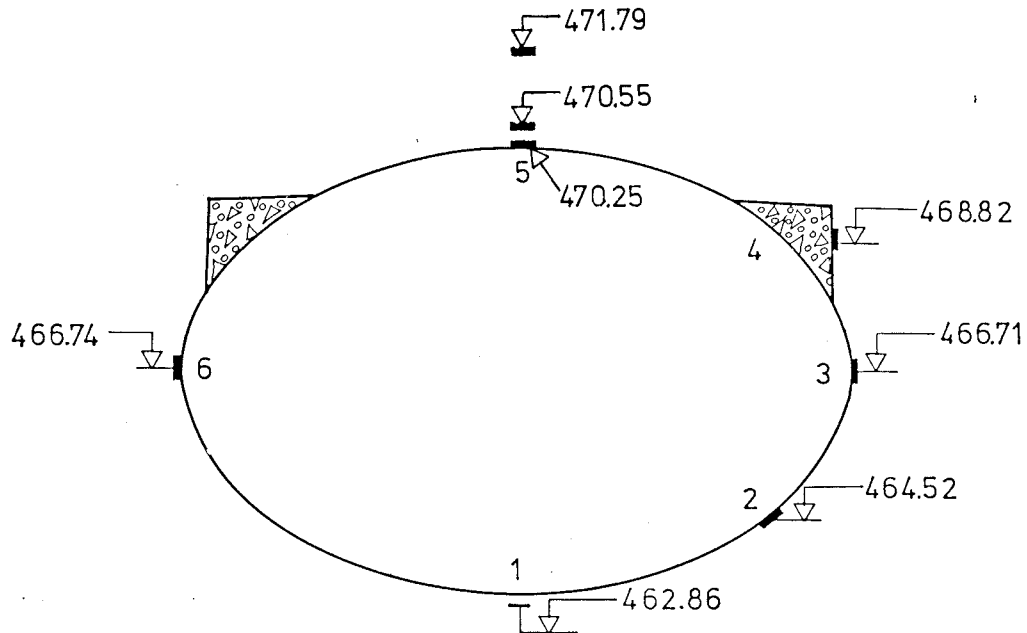


Fig.17 PLASSERING AV JORDTRYKSCELLER 1-8

Celle nr.1 ble lagt løst i sanden under bunnplatene. Celle nr. 2, 3, 5 og 6 ble montert fast på stålørret ved hjelp av braketter med samme krumning og fasong som rørret. Celle nr. 4 ble montert fast på trykkbjelken av betong. Disse 6 cellene ble brukt til å måle jordtrykket rundt stålørret.

Celle nr. 7 og 8 ble plassert henholdsvis 0.30 m og 1.5 m over toppen av rørret for å måle evt. arching-effekt.

Ved de fleste jordtrykkscellene er det også lagt inn termistorer for å gi data om frostforholdene og evt. innvirkning av temperaturen på jordtrykket.

#### Observerte jordtrykk

##### Jordtrykk rundt rørret

På figurene 18-21 er vist det målte jordtrykkets utvikling med tiden for cellene 1, 3, 4 og 6.

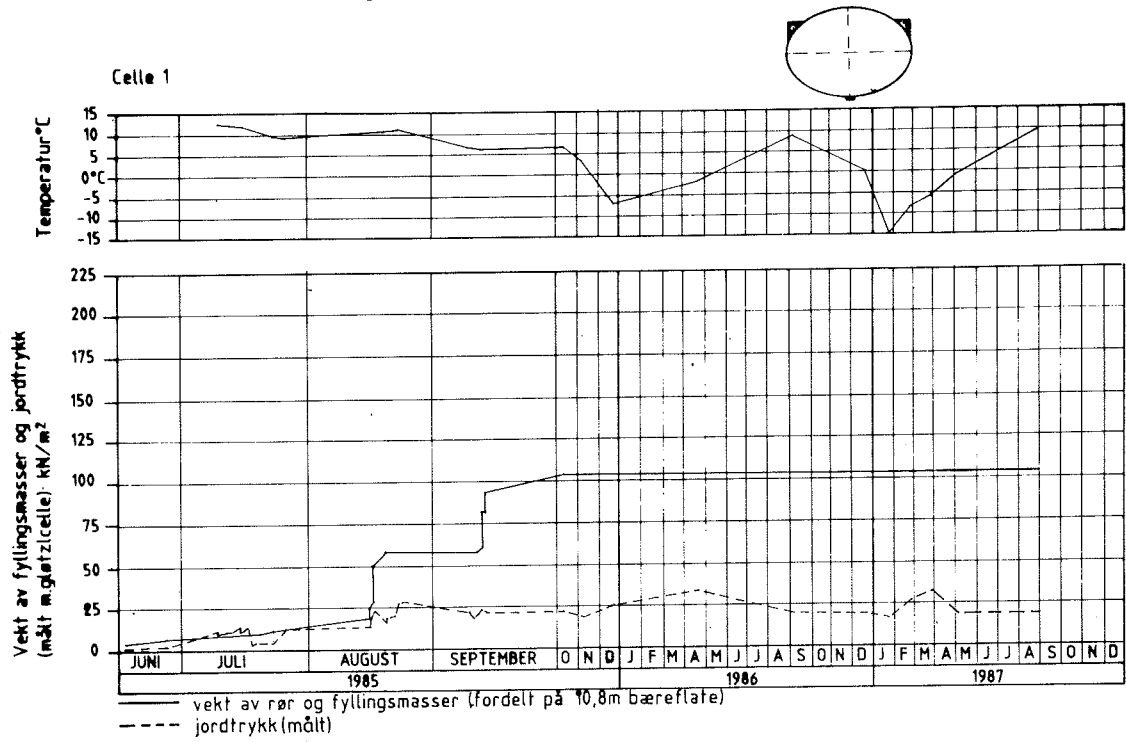


Fig.18 JORDTRYKK CELLE 1

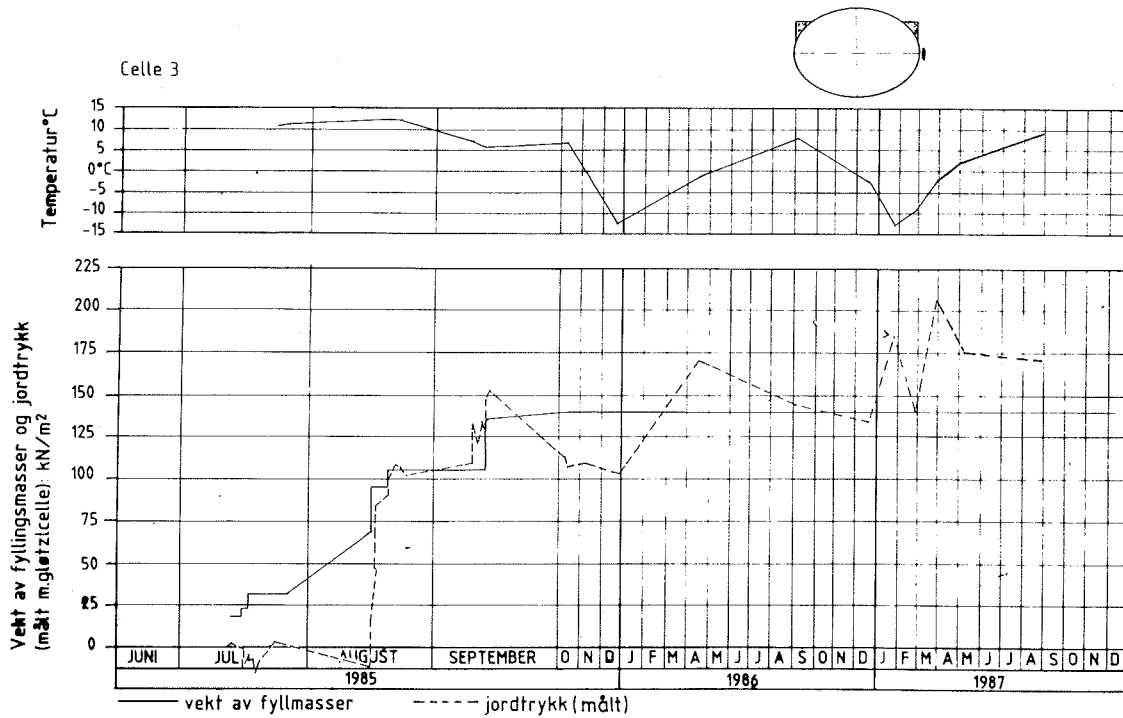


Fig.19 JORDTRYKK CELLE 3

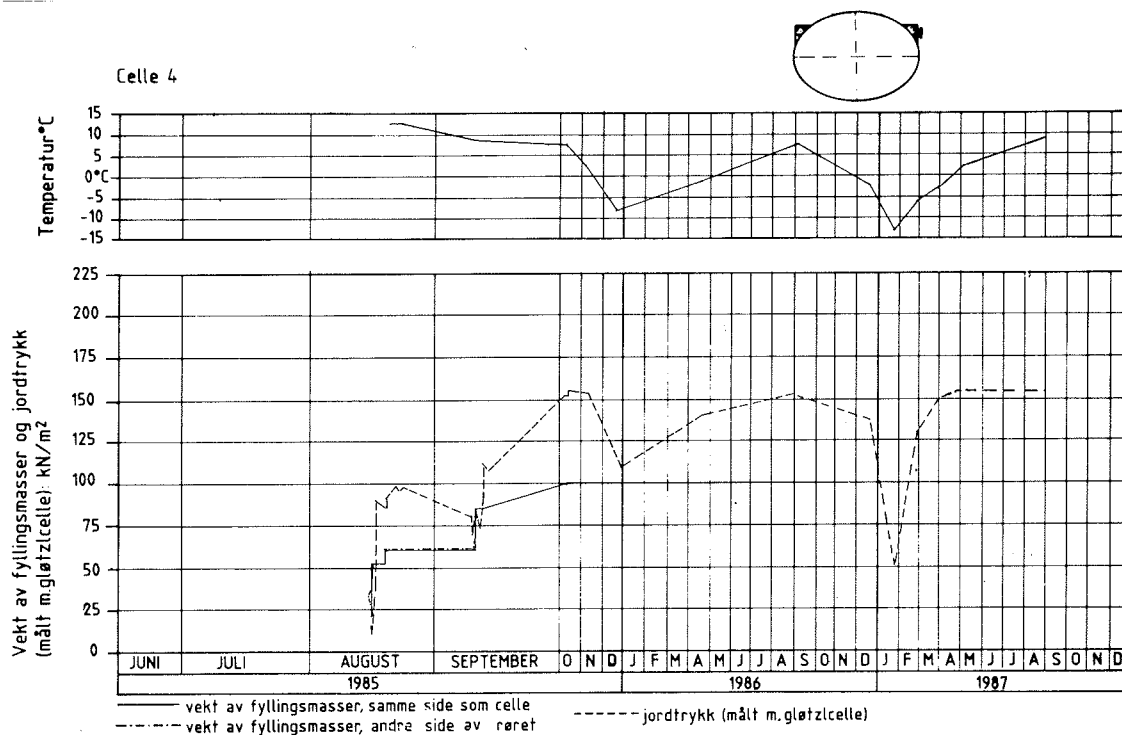


Fig.20 JORDTRYKK CELLE 4

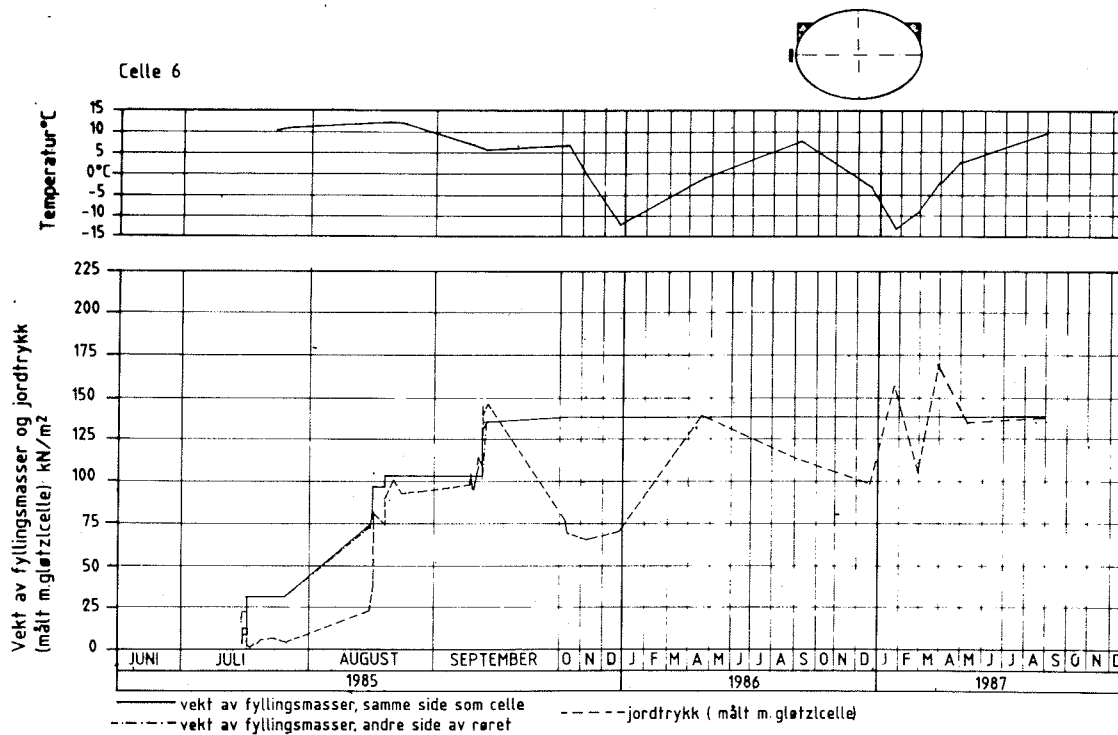


Fig.21 JORDTRYKK CELLE 6



Temperaturvariasjonene er vist øverst på figurene.

For jordtrykkscelle nr. 1 (fig. 18) er det registrert jordtrykk etter ferdig oppfylling på 20-30 kN/m<sup>2</sup>.

Jordtrykket i celle 1 er størst i mars, april.

For jordtrykkscelle nr. 3 (fig. 19) er det registrert relativt store jordtrykk. Denne cella sitter på spissen av ellipsen, og her er det lett å oppnå god komprimering. Jordtrykkscelle nr. 6 (fig. 21) har tilsvarende plassering på andre siden av røret.

Ved ferdig oppfylling i september 1985, har celle nr. 3 og 6 et jordtrykk på ca. 150 kN/m<sup>2</sup>.

Det vertikale overlagingstrykket ved ferdig oppfylling er 140 kN/m<sup>2</sup>, slik at den horisontale jordtrykkskoeffisienten på sidene av røret er 1.07.

Fram mot desember 1985 avtar jordtrykket betraktelig, ned mot 105 kN/m<sup>2</sup> for celle nr.3 og ned mot 70 kN/m<sup>2</sup> for celle nr.6. Mot april 1986 øker jordtrykket betraktelig i celle nr.3 helt opp mot 170 kN/m<sup>2</sup>, som tilsvarer en horisontal jordtrykkskoeffisient lik 1.21.

I celle nr.6 øker jordtrykket opp mot 140 kN/m<sup>2</sup> i april 1986.

Celle nr.4 (fig. 20) er plassert på trykksbjelken av betong, og registrerer horisontalt jordtrykk mot denne. Jordtrykkscella ble lagt i forskalingen før støping, slik at jordtrykkscella er støpt inn i trykksbjelken.

Ved ferdig oppfylling ble det registrert et horisontalt jordtrykk på 155 kN/m<sup>2</sup>. Det vertikale overlagingstrykket var 100 kN/m<sup>2</sup>, slik at den horisontale jordtrykkskoeffisienten var 1.55 ved ferdig oppfylling. Fram mot desember 1985 avtok jordtrykket til 110 kN/m<sup>2</sup>, for så å stige igjen til 140 kN/m<sup>2</sup> i april 1986.

Det har vært mye diskusjon om berettigelsen av trykksbjelkene. Disse målingene viser at trykksbjelkene gir en meget god sidestøtte for røret, i et parti hvor det ville vært meget vanskelig å oppnå god komprimering uten trykksbjelkene.

Jordtrykket rundt røret for cellene 1-6 er vist i fig. 22. Det er tegnet inn jordtrykk fra september 1985, april 1986 og september 1986.

Jordtrykksdiagrammet viser at det er relativt små jordtrykk mot nedre del av røret, mens det er relativt store jordtrykk mot sidene av røret.

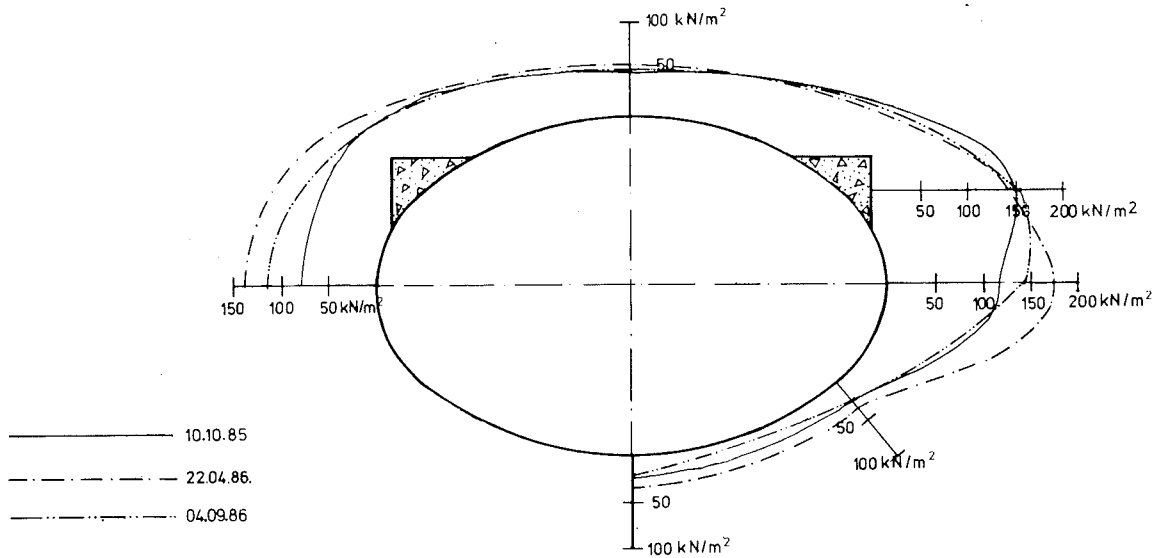


Fig.22 Målt jordtrykk rundt konstruksjonen

## Jordtrykk over røret.

På fig. 23 er det vist det målte vertikale jordtrykket på celle 7. Ved ferdig oppfylling er jordtrykket  $25 \text{ kN/m}^2$ . Overlagringstrykket er  $86 \text{ kN/m}^2$ , slik at det målte jordtrykket er 30% av overlagringstrykket. Dette tilsvarer en arching-faktor  $A = 0.30$ . På samme figuren kan det observeres at arching-effekten ikke har avtatt 2 år etter oppfylling.

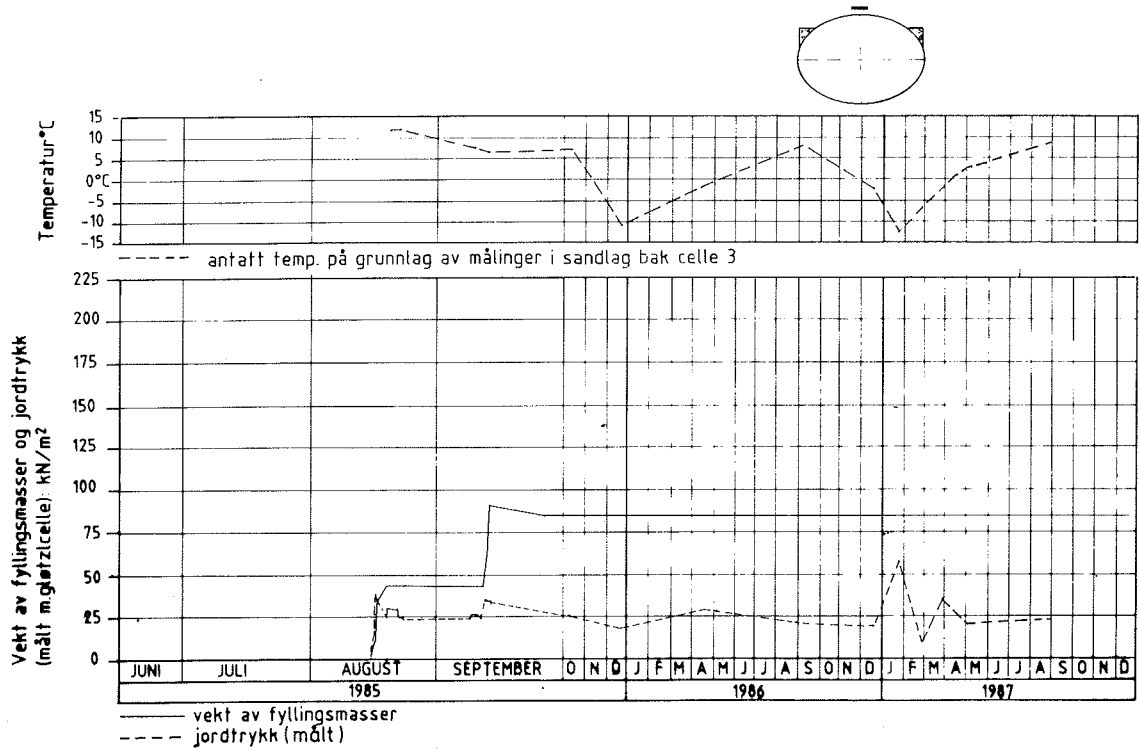


Fig. 23 JORDTRYKK CELLE 7

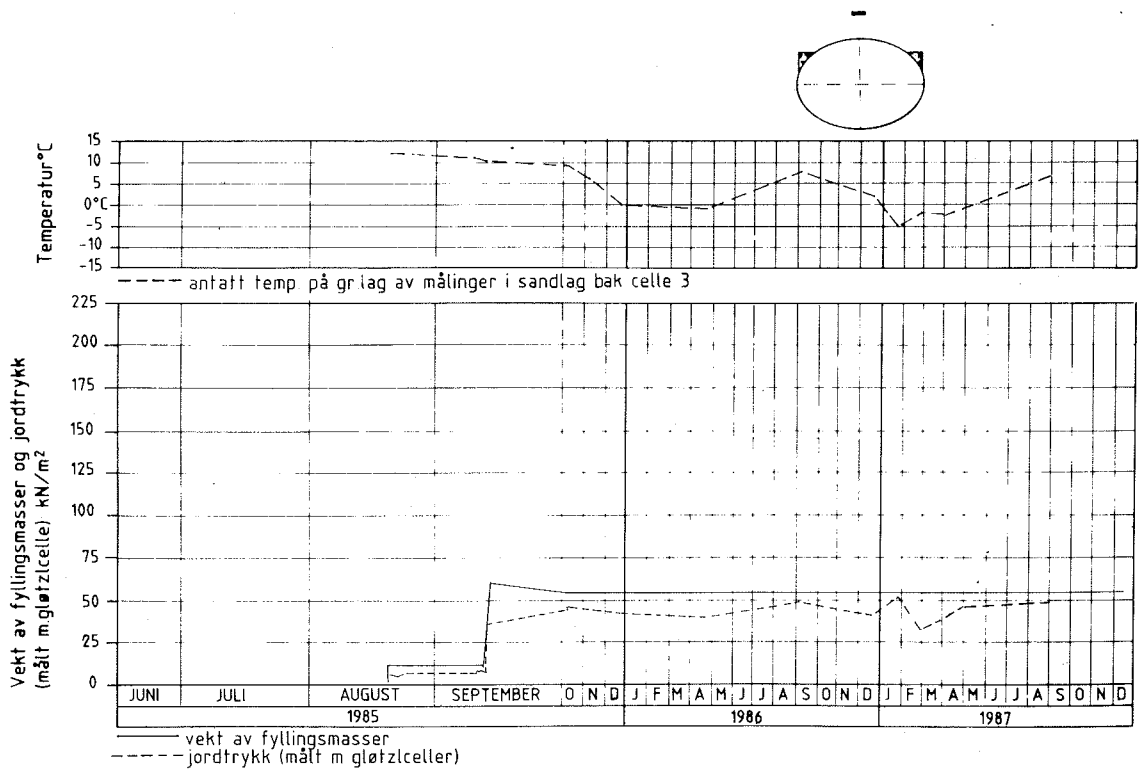


Fig 24 JORDTRYKK CELLE 8

På fig. 24 er det vist det målte vertikale jordtrykket på celle 8, som er  $45 \text{ kN/m}^2$  ved ferdig oppfylling. Overlagringstrykket er her  $54 \text{ kN/m}^2$ .

I fig. 25 er det målte jordtrykket i celle nr.7 og 8 sammenlignet med overlagringstrykket.

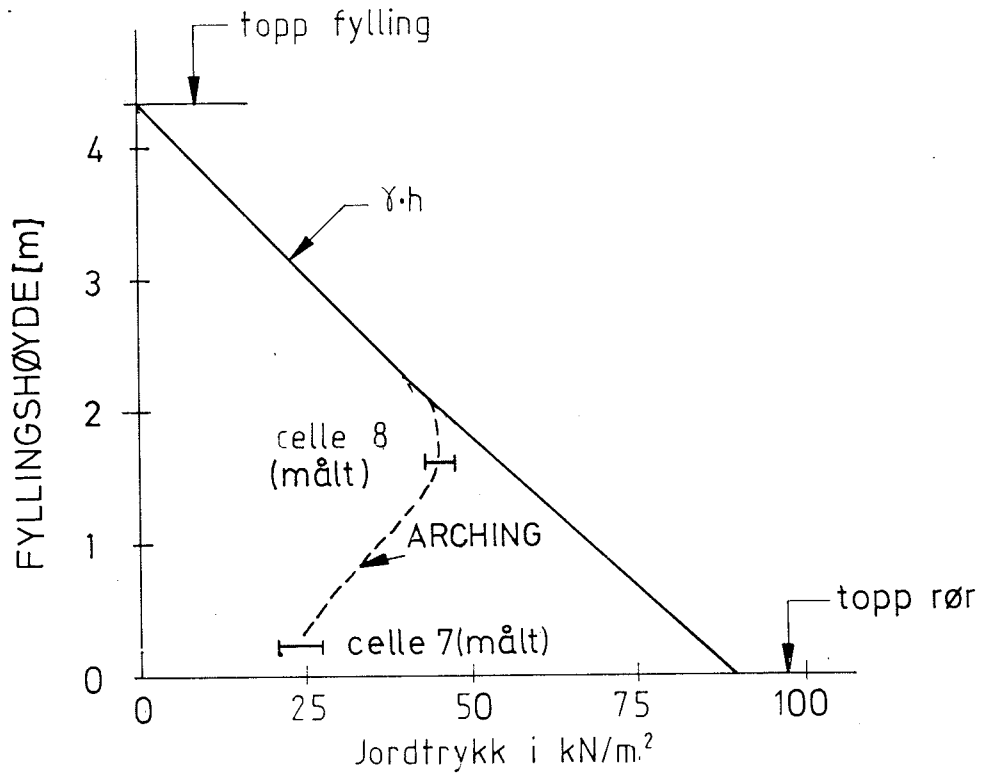


Fig.25 JORDTRYKK OVER RØR

Det er åpenbart at det har skjedd en spenningsomlagring hvor en del av tyngden av massene over røret blir overført til massene ved siden av røret. Det relativt store målte jordtrykket på sidene av røret, gir en god indikasjon på dette.

## SPENNINGER I STÅLET

## Måleopplegg

-----

Tøyningene i stålet ble målt ved hjelp av strekkklapper.

Strekkklappene ble plassert på 10 forskjellige steder på innsiden av røret. På hvert sted ble det montert 2 strekkklapper, 1 strekkklapp i bunn av korrugeringen og en strekkklapp på topp av korrugeringen .

Strekkklappene ble levert og montert av instrumentseksjonen ved Senter for Industriforskning (SI).

Før påliming av strekkklappene ble det beskyttende sinkbelegget på stålet slipt vekk. Strekkklappene ble temperaturkompensert og koblet sammen til en halvbro.

## Observerte spenninger

-----

På fig. 26 er vist trykkraften  $N$  (kN/m) etter ferdig oppfylling. Maksimal trykkraft ved ferdig oppfylling er 498 kN/m, som tilsvarer en trykkspenning i stålet på  $60 \text{ N/mm}^2$ .

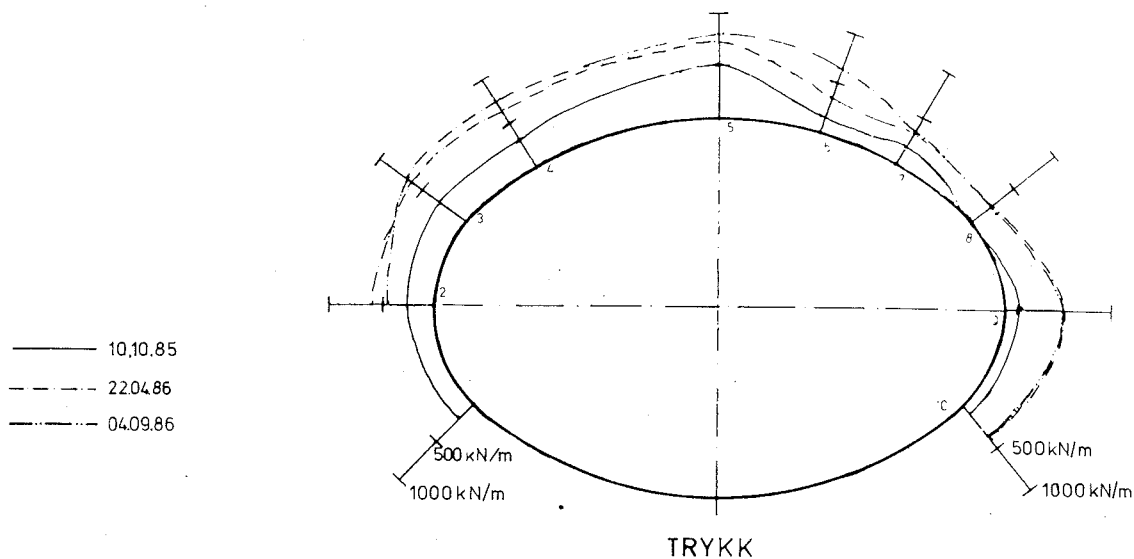


Fig. 26 MÅLT TRYKKRAFT I STÅLET

Målingene viser at trykkraften øker over tid, og i april 1986 har trykkraften økt til 750 kN/m.

På fig. 27 er vist momentet  $M$  (kNm/m) etter ferdig oppfylling. Maks. moment er på 5 kNm/m og opptrer på toppen av røret.

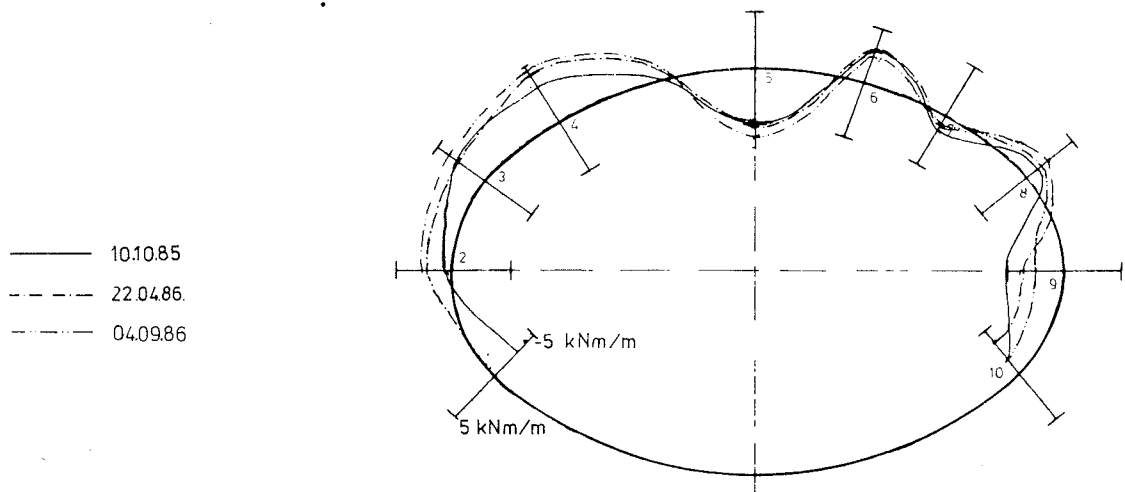


Fig. 27 MÅLT MOMENT I STÅLET.

Under tilbakefylling ble det målt et moment på 8 kNm/m, med et nivå på tilbakefyllingen ved topp av rør. Dette tilsvarer  $77 \text{ N/mm}^2$ .

Momentet forandrer seg noe over tid, men ikke i så stor grad som trykkraften.

Stålkvalitet er St 37-3U med en flytespenning på  $235 \text{ N/mm}^2$ .

En mer detaljert diskusjon av resultatene av instrumenteringen finnes i (12).

## 5. DIMENSJONERING

Nåværende metoder for dimensjonering er for det meste basert på erfaring. Dette skyldes at samvirkeeffektene mellom jord og fleksibelt rør er veldig kompliserte å behandle beregningsmessig.

Vanskelighetene skyldes bl.a.:

- trinnvis oppbygging av omfylling
- kortvarige komprimeringslaster
- friksjon mellom stål og jord
- ikke-lineære materialegenskaper i jord
- variasjon i form på konstruksjonene
- spesialeffekter som trykkbjelker etc.

I de senere år har elementmetoden (FEM) vist seg å være et meget nyttig verktøy for design og analyse av kulverter. Det finnes en rekke FEM-programmer for analyse av kulverter. Blant de mest kjente er CANDE og SSTIPN.

På grunnlag av omfattende parameterstudier med CANDE (Culvert ANALYSES and DESIGN) har Leonards (10) utviklet en enkel metode for bestemmelse av trykkrefter i stålhelvet.

Tilsvarende har Duncan på grunnlag av SSTIPN utviklet en metode med dimensjonsløse koeffisienter basert på over 500 FEM-analyser (11).

I følgende tabell er det foretatt en sammenstilling av beregnet trykkraft i stålhelvet på Dovre i henhold til disse to metodene, og 4 andre metoder:

Metode	Referanse	Beregnet trykkraft (kN/m)
Leonards	(10)	534
Duncan	(11)	865
OHBDC	( 4)	353
AISI og AASHTO	(3) og (5)	588
Knutson	(13)	660
Ring-Compression	(14)	497

Målt trykkraft ved ferdig oppfylling i september 1985 var 498 kN/m.

I april 1986 hadde trykkraften økt til 750 kN/m.

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 i mellom målt trykkraft ved ferdig oppfylling, og målt i april 1986.

Den store økningen av trykkraften med tiden, gjør at Duncans metode gir det beste anslaget.

OHBDC-metoden gir altfor lav verdi.

Den eneste metoden som gir beregnet moment er Duncans metode, 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 tilbakefylling.

Maksimalt målt moment var  $M = 8 \text{ kNm/m}$ , som viser at Duncans metode er konservativ for bestemmelse av maksimalt moment.

Dette maksimale momentet opptrådte nettopp når tilbakefyllingsmassene var i nivå med topp rør, som stemmer med Duncans teori.

På grunnlag av dette er det foreslått å bruke Duncans metode for dimensjonering av store stålrør under normale forhold.

Ved mer kompliserte forhold (høye overfyllinger, skrånende overfyllinger etc.) anbefales det å bruke FEM-programmet CANDE.

Ifølge Leonards (10) er dette det beste programmet på markedet for design og analyse av kulvert- og rørkonstruksjoner i grunnen.

Dette programmet er nå anskaffet ved Veglaboratoriet.

I programmet er det innlagt ikke-lineære jordmodeller. Det utføres automatisk elementgenerering for mange forskjellige tverrsnitt og grensebetingelser.

Programmet kan også brukes til dimensjonering og analyse av betongkulverter, plastrør og aluminiumsrør.



## LITTERATURHENVISNINGER

- (1) Terzaghi, K., 1943, "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Inc.
- (2) Terzaghi, K., 1936, "Stress Distribution in Dry and Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door". Proc. 1st Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass., Vol.I, pp. 307-311.
- (3) American Iron and Steel Institute (AISI), 1984, "Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products".
- (4) Ontario Ministry of Transportation and Communications, 1983, "Ontario Highway Bridge Design Code" (OHBDC)
- (5) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1983, "Standard Specifications for Highway Bridges".
- (6) Østlid, H., 1986, "Flexible culverts in snow avalanche protection for roads", Meddelelse nr.60 fra Veglaboratoriet.
- (7) Vaslestad, J., 1986, "Super-spenn konstruksjoner. Teoretisk grunnlag og praktisk utførelse", Intern rapport nr.1259, Veglaboratoriet.
- (8) Johansen, T.H., 1987, "Super-spenn Dovre. Diverse instrumentering på og ved korrugert stålrør." Intern rapport nr.1318, Veglaboratoriet.
- (9) Hanna, T.H., 1985, "Field instrumentation in Geotechnical engineering", Trans Tech Publications.
- (10) Leonards, G.A., and Wu, T.H., 1985, "Predicting Performance of Buried Metal Conduits", Transportation Research Record 1008, Transportation Research Board.
- (11) Duncan, J.M. and Drawsky, R.H., 1983, "Design Procedures for Flexible Metal Culvert Structures", Report NO. UCB/GT/83-02, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- (12) Vaslestad, J., 1987, "Super-spenn rør Dovre. Observasjoner av jordtrykk, stålspenninger, deformasjoner og temperatur". Intern rapport nr.1334, Veglaboratoriet.
- (13) Knutson, A., 1984, "Superspankulvert ved Tolpinrud E68, Ringerike", Intern rapport nr.1155, Veglaboratoriet.
- (14) White H.L. and Layer, J.P., 1960, "The Corrugated Metal Conduit as a Compression Ring". Proceedings of the Highway Research Board, Vol.39, pp. 389 - 397.