



**AALBORG UNIVERSITY**  
DENMARK

**Aalborg Universitet**

## **Udmattelsesforsøg med jenbetonbjælker**

Laigaard Jensen, Jakob; Hansen, Lars Pilegaard

*Publication date:*  
1987

*Document Version*  
Tidlig version også kaldet pre-print

[Link to publication from Aalborg University](#)

*Citation for published version (APA):*

Laigaard Jensen, J., & Hansen, L. P. (1987). *Udmattelsesforsøg med jenbetonbjælker*. Institut for Bygningsteknik, Aalborg Universitetscenter. Aalborg Universitetscenter. Institut for Bygningsteknik. Report Bind R8704

### **General rights**

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal -

### **Take down policy**

If you believe that this document breaches copyright please contact us at [vbn@aub.aau.dk](mailto:vbn@aub.aau.dk) providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

---

**INSTITUTTET FOR BYGNINGSTEKNIK**  
INSTITUTE OF BUILDING TECHNOLOGY AND STRUCTURAL ENGINEERING  
AALBORG UNIVERSITETSCENTER · AUC · AALBORG · DANMARK

---

---

**JAKOB LAIGAARD JENSEN & LARS PILEGAARD HANSEN**  
**UDMATELSESFORSØG MED JERNBETONBJÆLKER**  
**APRIL 1987**

---

ISSN 0105-7421 R8704

---

## 1. INDLEDNING

Undersøgelser vedrørende udmattelse af betonkonstruktioner har været foretaget siden sidste del af forrige århundrede. Det er dog først i de senere år, der for alvor er vist interesse for emnet, hvilket bl.a. skyldes følgende forhold:

1. Anvendelse af materialer med større styrker end tidligere, sammenholdt med mere forfinede beregningsmetoder, har gjort det muligt at udføre slankere konstruktioner, hvor egenvægtsbelastningen udgør en mindre del af totalbelastningen end tidligere.
2. Anvendelse af beton til nye konstruktionstyper som offshorekonstruktioner udsat for vind- og bølgebelastning.

Langt den største del af udmattelsesprøvningen er foretaget med en sinusformet påvirkning. Undersøgelserne omfatter uarmerede betonprøver, armeringsstænger, armering til forspændte konstruktioner, jernbetonkonstruktioner og forspændte konstruktioner. Der foreligger kun få forsøgsresultater, hvor stokastisk påvirkning har været anvendt.

Denne rapport beskriver nogle forsøg udført i forbindelse med et afgangprojekt ved Institutet for Bygningsteknik foråret 1986, se [1]. Disse forsøg er de første egentlige udmattelsesforsøg udført af instituttet.

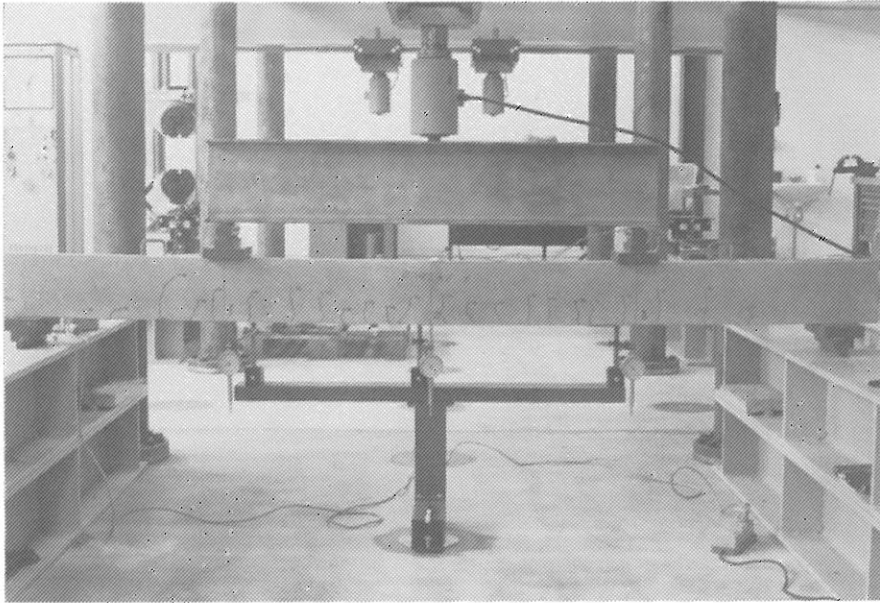
## 2. PRØVELEGEMER OG FORSØGSOPSTILLING

Der blev fremstillet 12 jernbetonbjælker med målene  $2200 \cdot 100 \cdot 150$  mm. Hovedarmeringen i undersiden var 2 K14, og den karakteristiske betonstyrke var ønsket til  $35 \text{ N/mm}^2$ . Bjælkerne er vist på bilag 1. På hovedarmeringens underside var ved bjælkemidtpunktet monteret straingages. Nogle af bjælkerne blev endvidere forsynet med straingages på betonoverfladen til måling af betontøjninger. Støbningen af bjælkerne blev udført af Nordjydsk Spændbeton A/S, Letvadvej, 9200 Aalborg SV. Bjælkerne blev støbt to ad gangen, og for hvert bjælkepar blev der tillige støbt 3 stk.  $100 \cdot 200$  mm betoncylindre til senere bestemmelse af elasticitetsmodul og brudstyrke.

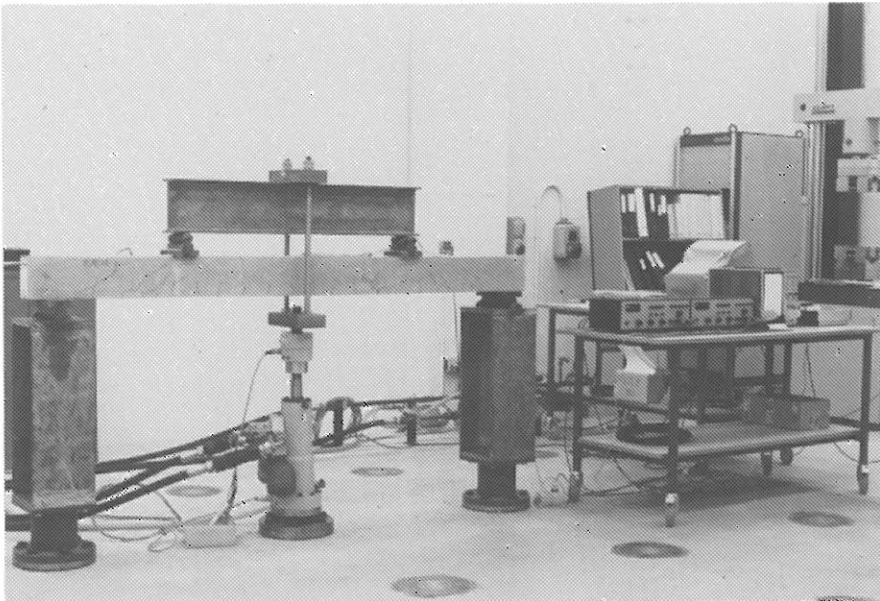
Efter afbinding blev bjælker og betoncylindre lagret i plastfolie.

Med 2 af jernbetonbjælkerne blev udført statiske forsøg. Forsøgsopstillingen er vist i figur 2.1. Jernbetonbjælkerne blev oplagt vandret på simple understøtninger ved bjælkeenderne og påvirket af 2 lodrette enkeltkræfter ved bjælkeoversiden i 1/4-dels punkterne. Belastningen blev påført ved hjælp af en 200 kN Lukas presse og via en lastfordelingsbjælke ført til 1/4-dels punkterne. Kraften blev målt med en 200 kN HBM lastcelle, type C3H. Den lodrette nedbøjning ved bjælkemidten og i 1/4-dels punkterne blev målt med mekaniske måleure, Hitutoyo, type 2046EB-08.

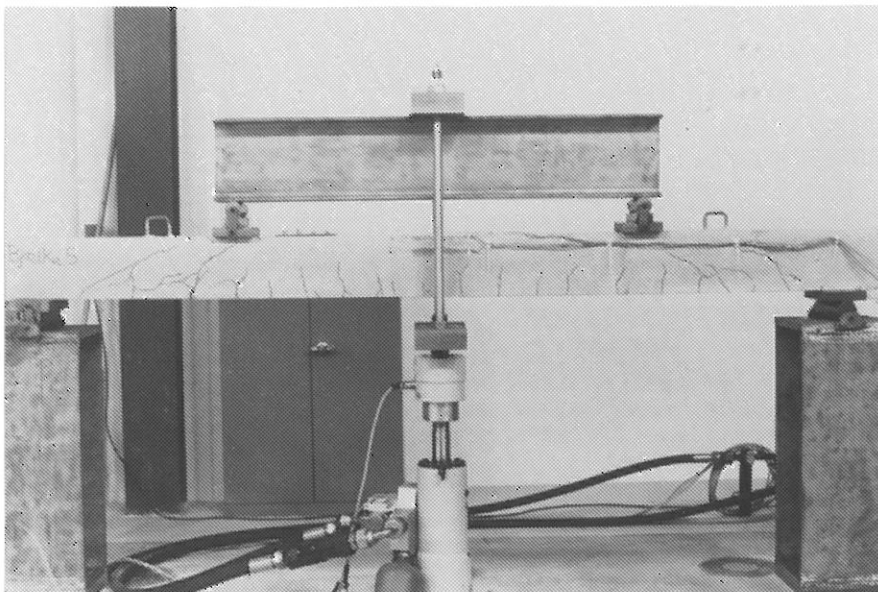
Med de resterende jernbetonbjælker blev udført udmattelsesforsøg. Forsøgsopstillingen er vist i figur 2.2 og figur 2.3.



Figur 2.1 Forsøgsopstilling til statiske forsøg.



Figur 2.2 Forsøgsopstilling til udmattelsesforsøg. HYDROPULS-anlæg med 63 kN cylinder.



Figur 2.3 Forsøgsopstilling til udmattelsesforsøg visende lastfordelingsbjælke med trækstænger ned til lastcelle fastgjort til 63 kN cylinder.

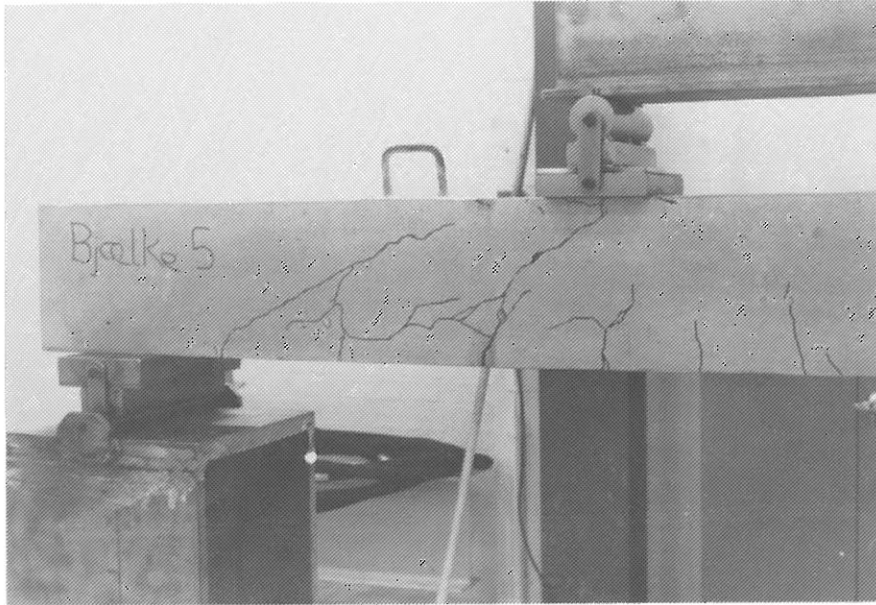
Som vist i figur 2.2 og 2.3 blev bjælkerne påvirket i 1/4-dels punkterne. Til frembringelse af belastningen blev benyttet en hydraulisk cylinder, Schenck, type PL 63H med en statisk maksimumkraft på 63 kN og en dynamisk maksimumkraft på ca. 50 kN ( $0,8 P_{\text{statisk}}$ ). Den hydrauliske cylinder tilsluttes laboratoriets HYDROPULS-anlæg.

Under forsøgene var bjælkerne altid påvirket af en vis minimumstrækkraft fra cylinderen for at sikre, at såvel lastfordelingsbjælke som selve jernbetonbjælken blev liggende stabilt på lejerne.

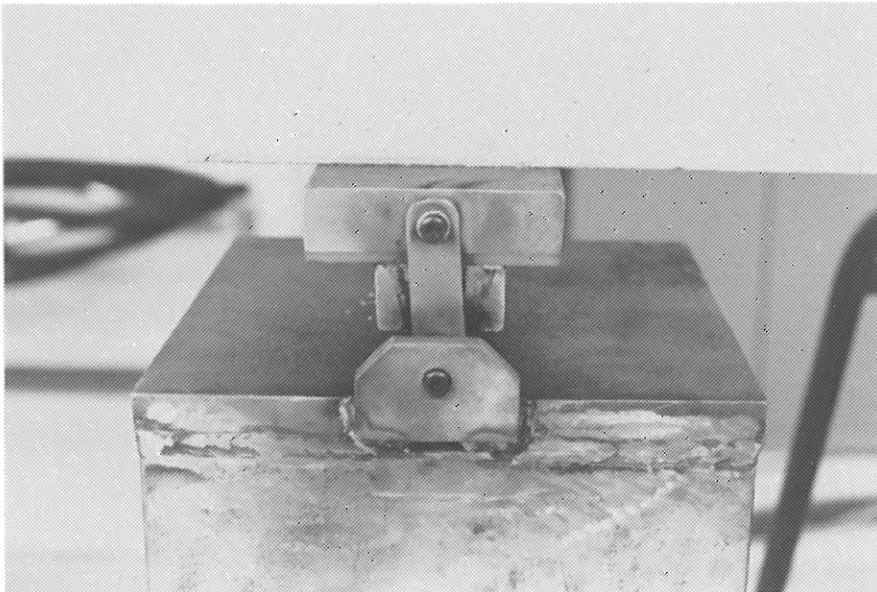
Lejerne er vist i figur 2.4 og 2.5, og til trods for, at lejerne ikke var konstrueret specielt til denne forsøgsserie, fungerede de rimeligt. Ved hvert forsøgs start må justering dog foretages bl.a. for at kompensere for uundgåelige små unøjagtigheder i bjælkegeometrien.

Styringen af belastningscylinderen blev foretaget ved anvendelse af HYDROPULS-anlæggets standard styresystem. Der blev ved disse forsøg benyttet flytningsstyring ved anvendelse af den i cylinderen indbyggede flytningstransducer. Flytningens tidsvariation var sinusformet, og flytningsamplituden blev holdt konstant under forsøgenes udførelse, mens den målte kraftamplitude blev mindre og mindre, efterhånden som udmattelsen skred frem på grund af formindsket stivhed for jernbetonbjælkerne.

Tøjningsbestemmelsen ved hjælp af straingager blev foretaget ved anvendelse af 2 Brüel og Kjær strain-indikatorer, type 1526. Kraft- flytnings- og tøjningssignaler blev dels optegnet på en skriver, Hewlett-Packard, type HP 7402A og dels optegnet på en skriver Linseis, type LM 23.



Figur 2.4 Leje mellem lastfordelingsbjælke og jernbetonbjælke samt leje mellem jernbetonbjælke og understøtning. Lejefladerne er belagt med teflon og smøres under forsøgsafvikling.



Figur 2.5 Leje mellem jernbetonbjælke og understøtning.

### 3. FORSØGSRESULTATER

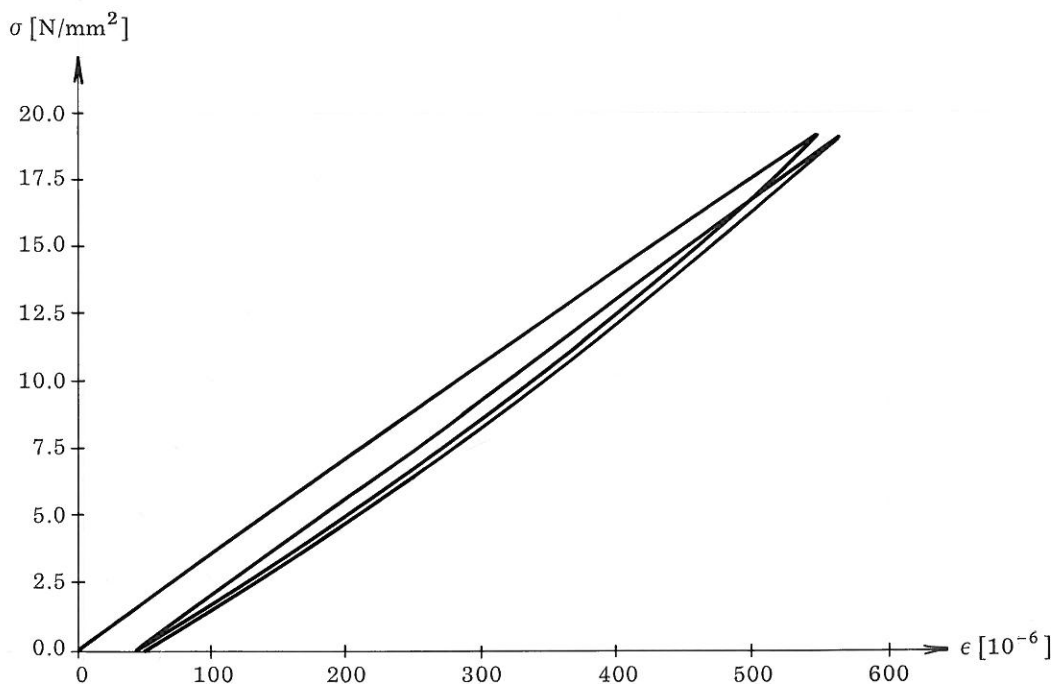
Dette kapitel indeholder resultater i forbindelse med fastsættelse af styrkeparametrene for beton og armering, samt resultaterne fra forsøgene med hhv. den statiske belastning og udmattelsesbelastningen.

#### 3.1 Betonens og armeringens styrkeparametre

Elasticitetsmodul og trykstyrke for betonen blev bestemt ved trykforsøg med 3 prøvecylindre pr. bjælkepar. Dette skete så vidt muligt til samme tidspunkt, hvor de tilsvarende bjælkeforsøg blev udført. Herved blev betonstyrken for de enkelte bjælker bestemt under hensyntagen til styrkeudviklingen.

Ved fastlæggelse af betonens begyndelseselasticitetsmodul,  $E_0$ , blev anvendt to forskellige fremgangsmåder. Tre betoncylindre blev undersøgt med to symmetrisk placerede straingages. De resterende cylindre blev undersøgt v.h.a. en påsat deformationsmåler. Resultaterne fra de to metoder var samstemmende, når der tages hensyn til styrkeudviklingen. Efter 18 døgn var  $E_0 = 3,48 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$  og efter 31 døgn  $E_0 = 3,89 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$ . I figur 3.1 er arbejdslinien (bestemt v.h.a. straingages) vist for to belastningscykler for en af betoncylindrene.

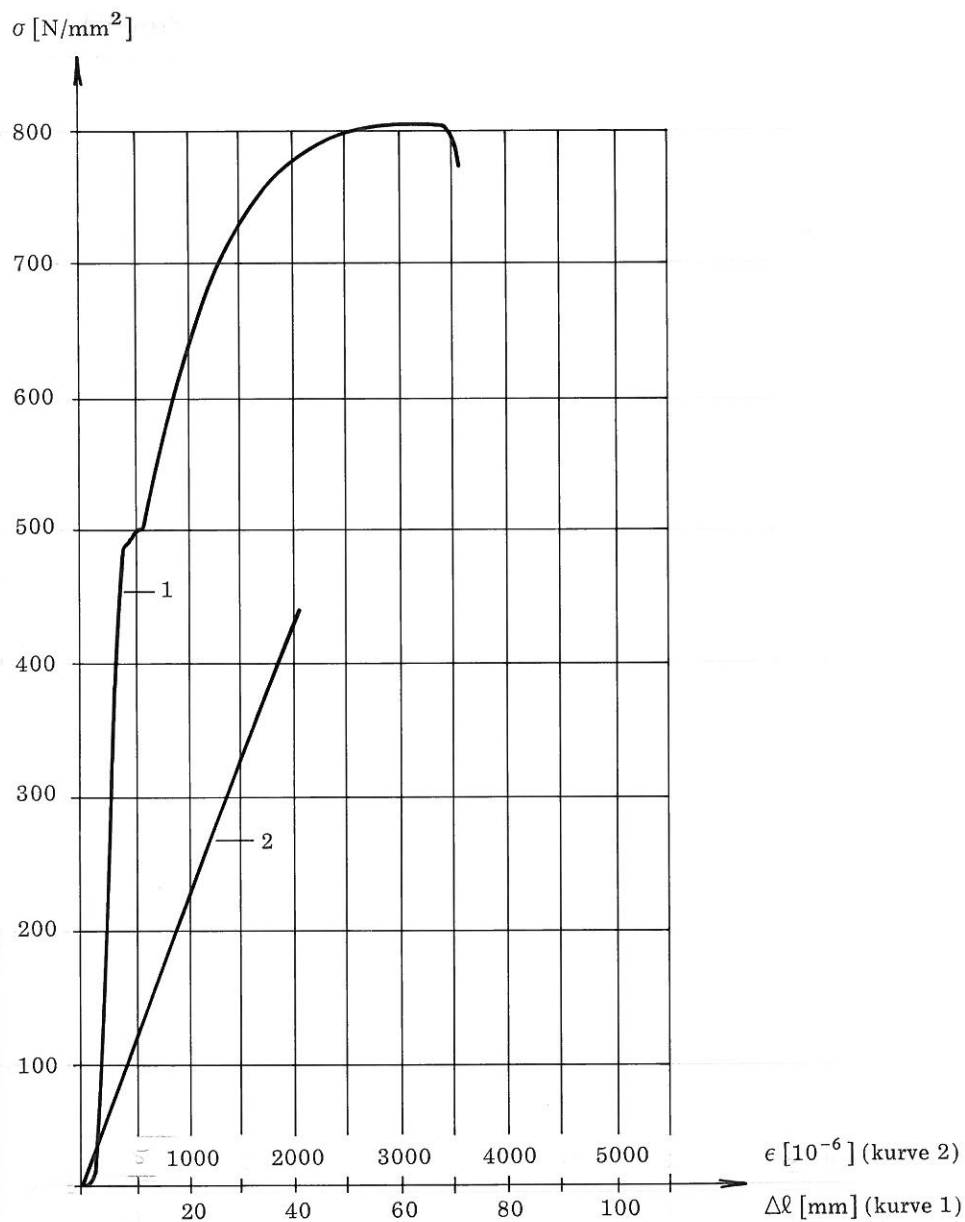
Efter at arbejdslinien for betonen var optegnet og  $E_0$  dermed bestemt, blev trykstyrken fastlagt. Udover resultaterne fra disse trykforsøg indgik også forsøgsmateriale fra Nordjydsk Spændbetons betonkvalitetskontrol. Den karakteristiske trykstyrke efter 28 døgn blev bestemt til  $f_c = 47,8 \pm 1,6 \text{ N/mm}^2$ .



Figur 3.1 Arbejdslinie for betoncylinder bestemt v.h.a. straingages.

Styrkeparametrene for hovedtrækarmeringen, kamstål 14, blev undersøgt ved tre prøvestænger. Armeringens elasticitetsmodul blev bestemt udfra en tøjningsmåling, se kurve 2, figur 3.2. Herefter blev armeringsprøven trukket til brud, se kurve 1, figur 3.2.

Elasticitetsmodulet blev bestemt til  $2,026 \cdot 10^5 \pm 0,014 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$  og flydespændingen til  $468,1 \pm 9,6 \text{ N/mm}^2$ . Til sammenligning kan nævnes, at den garanterede flydespænding var opgivet til  $420 \text{ N/mm}^2$ . Brudstyrken blev bestemt til  $774,3 \pm 4,5 \text{ N/mm}^2$ . Arbejdslinien viste sig i øvrigt at være atypisk for kamstål, se figur 3.2. Der forekom næsten ingen flydning men derimod en kraftig tøjningshærdning.



Figur 3.2 Arbejdslinier for kamstål 14. E-modul bestemt v.h.a. kurve 2, som svarer til kraft- tøjningsmåling. Kurve 1 svarer til kraft- kæbevandring og blev benyttet til bestemmelse af flyde- og brudspænding.



### 3.2 Statisk bjælkeforsøg

To statiske bjælkeforsøg blev udført. Flytningen i fjerdedelspunkterne samt i midtpunktet blev registreret. Endvidere var der på undersiden af trækarmeringen ved bjælkemidtpunktet påsat straingages.

Bjælke nr. 1 blev påført en monoton voksende last til brud. Bjælke nr. 2 blev først belastet til en belastning på 36 kN (69% af brudlasten), hvorefter der blev foretaget en aflastning til nul. Herefter blev bjælken belastet til brud.

#### 3.2.1 Elementmetodeberegning

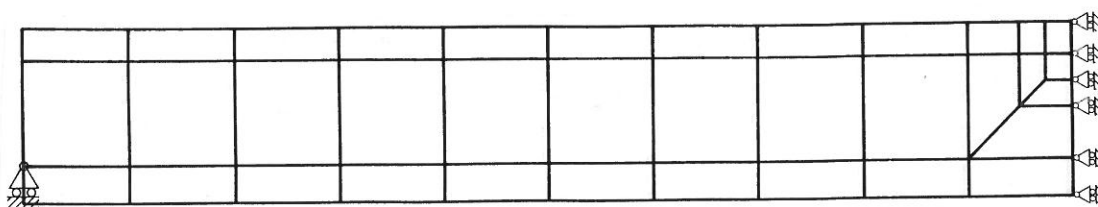
Udover forsøget blev der udført en elementmetodeberegning med programmet ADINA, se [2]. Elementmodellen var som vist i figur 3.3. Betonen blev modelleret ved plane isoparametriske 8-knude elementer. Længdearmeringen blev modelleret ved 3-knude stangelementer. Bøjlearmeringen indgik ikke i modellen. Adhæsionsforholdene mellem armering og beton blev modelleret ud fra antagelsen om fuld sammenhæng.

Materialeparametrene for betonen i elementmodellen svarede til 31 døgnsstyrken, hvorimod de anvendte forsøgsbjælker var 18 dogn gamle. Dette betyder en styrkeforskel m.h.t. betonstyrken på cirka 10%.

Arbejdskurven for armeringen blev antaget stykkevis lineær. Arbejdskurven for betonen var i området med konstant moment (enakset spændingstilstand) et polynomieudtryk i trykområdet og et lineært udtryk i trækområdet.

Von Mises brudbetingelse blev anvendt for armeringen. Hovedspændingshypotesen blev anvendt for betonen i trækområdet. I trykområdet blev benyttet en brudbetingelse beslægtet med Trescas og Coulombs brudbetingelser, defineret ved 24 spændingspunkter.

Brud i betonen svarende til revnedannelse blev i modellen fremstillet ved en løbende revision af de konstitutive betingelser for de revnede elementer under belastningsforløbet. Der blev altså ikke anvendt en diskret revnemodel.



Figur 3.3 Elementmodel til brug ved edb-beregning med ADINA, se [2].

### 3.2.2 Resultater fra det statiske forsøg

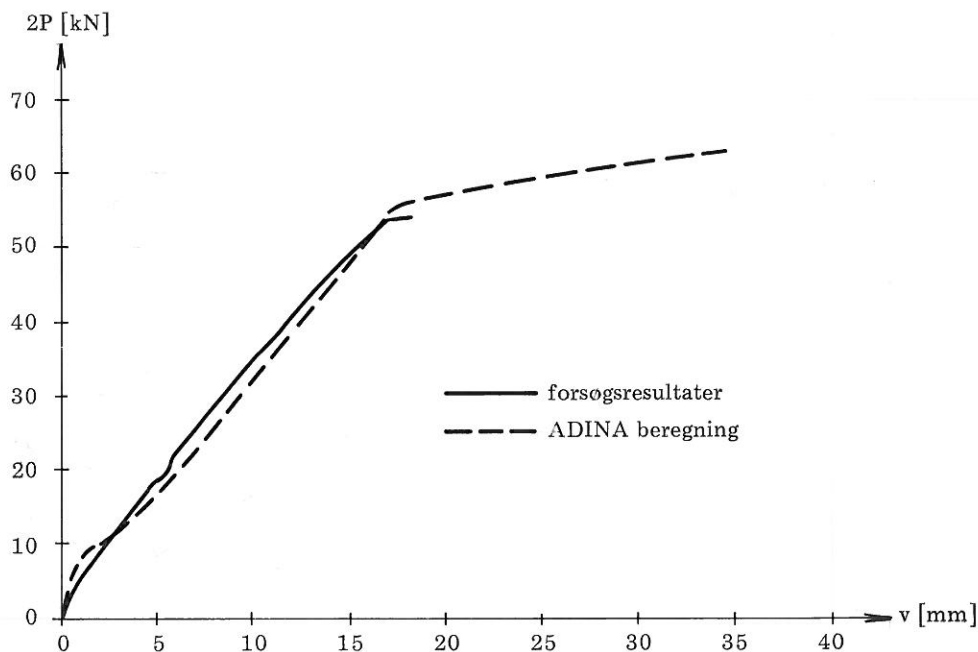
Bruddet i de to bjælker skete ved, at efter der var indtrådt flydning i træarmeringen, forekom knusning i betonen. Bruddet blev registreret ved, at den ydre belastning ikke kunne bringes til at vokse yderligere.

Den ved forsøget bestemte arbejdskurve for bjælke 1 er vist i figur 3.4 sammen med arbejdskurven bestemt ved elementmetodeberegningerne. Der ses at være en pæn overensstemmelse både med hensyn til stivhed og brudstyrke.  $P$  angiver størrelsen af hver af enkeltkræfterne, og  $v$  er flytningen ved bjælkemidten.

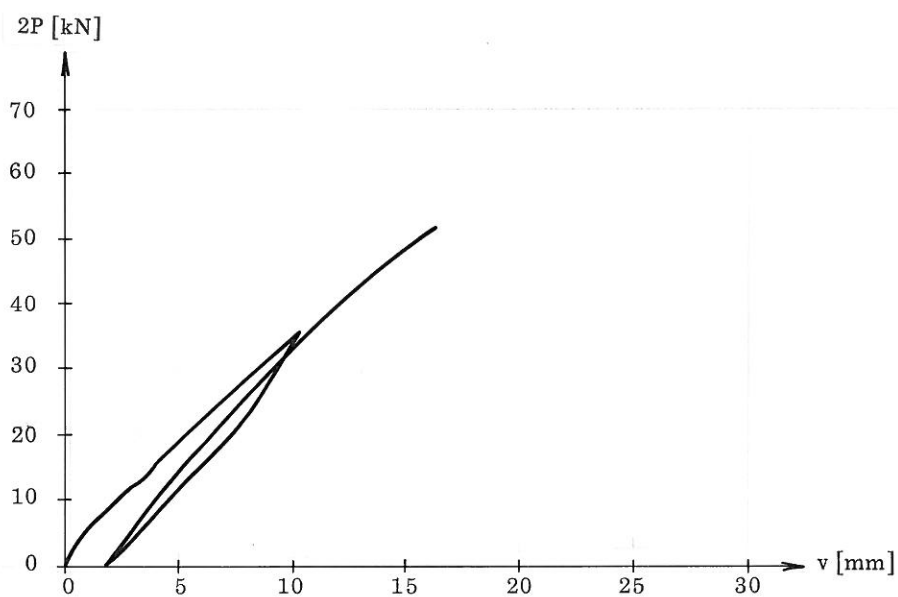
Arbejdskurven for bjælke 2 er vist i figur 3.5. Ved aflastning fra belastningen 36 kN (69% af brudstyrken) ses der at forekomme en blivende deformation på cirka 2 mm. Belastningskurven for de to forsøg er tæt sammenfaldende.

Brudlasten ( $2P$ ) for henholdsvis bjælke 1 og 2 var 54 og 52 kN, hvilket er en tilfredsstillende overensstemmelse.

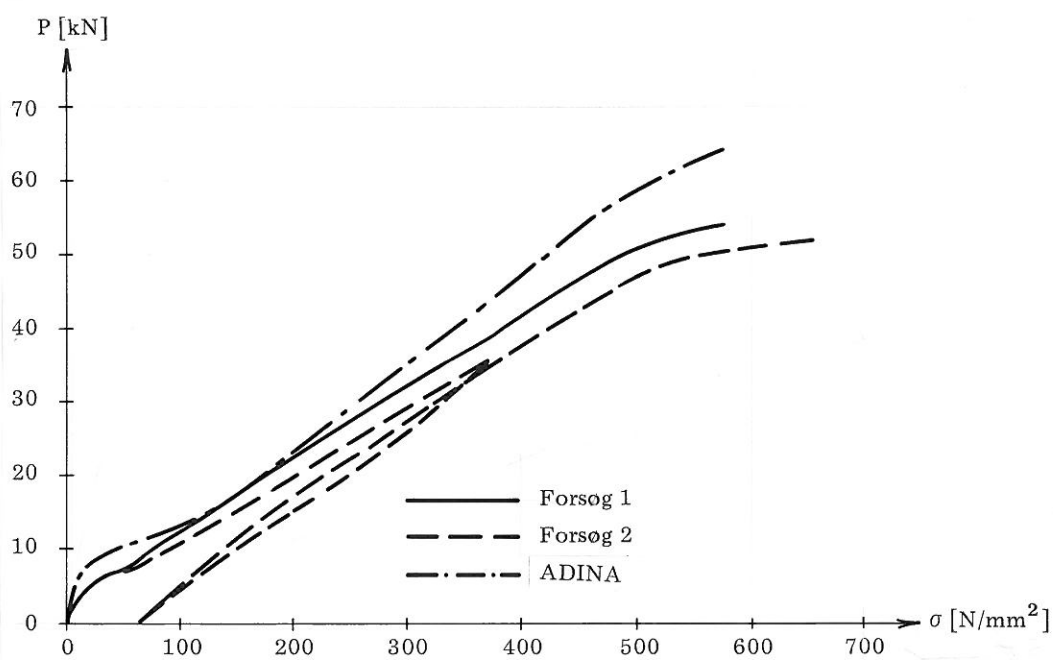
Sammenhængen mellem armeringsspændinger og belastning er vist i figur 3.6 for de to bjælkeforsøg samt elementmetodeberegningen. Det ses, at ved givet  $P$  er armeringsspændingen bestemt ved elementmetodeberegningen mindre end den eksperimentelt bestemte værdi. Ved brud er afvigelsen i den beregnede og målte armeringsspænding af størrelsesorden 25%. En del af forklaringen herpå er betonens større styrke i elementmetodemodellen (ca. 10%). Yderligere kan den anvendte revnemodel samt en utilstrækkelig modellering af adhæsionsforholdene have bidraget til afvigelsen.



Figur 3.4 Arbejdskurve for bjælke 1 bestemt ved forsøg samt elementmetodeberegning (ADINA).



Figur 3.5 Arbejdskurve for bjælke 2 bestemt ved forsøg.



Figur 3.6 Sammenhæng mellem belastning og armeringsspændinger bestemt ved forsøg og elementmetodeberegning.

### 3.3 Udmattelsesforsøg

8 bjælker blev anvendt til udmattelsesforsøget. Det blev af hensyn til en god generering af en sinusformet påvirkning valgt at flytningsstyre påvirkningen.

Bjælkerne blev først belastet statisk op til 75% af brudkraften. Herefter skete en aflastning, og belastningsarrangementet blev justeret.

Udmattelsesbelastningen blev startet ved først at påføre middelbelastningen statisk. Udfra dette niveau blev belastningsamplituden langsomt påført samtidig med, at frekvensen blev forøget. Belastningsfrekvensen var for alle bjælker 10 Hz.

Som bruddefinition blev anvendt en nedre kraftstørrelse, idet bruddet ved en flytningsstyret belastning viser sig ved et markant fald i den registrerede kraft. Denne bruddefinition viste sig at være udmærket. Den nedre kraftstørrelse må imidlertid vælges med omhu, da middelkraften aftager gennem hele forsøget, hvilket utilsigtet kan få den nedre kraftbegrænsning til at træde i kraft.

Bjælke nr.	$P_m/P_v$ (%)	$\Delta P/P_v$ (%)	$\Delta\sigma$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{min}$ N/mm <sup>2</sup>	N
3	34	52	251	81	(594 × 10 <sup>3</sup> )
4	52	61	316	91	884 × 10 <sup>3</sup>
5	49	57	300	48	392 × 10 <sup>3</sup>
6	50	55	265	122	1529 × 10 <sup>3</sup>
7	52	57	272	100	1417 × 10 <sup>3</sup>
8	50	57	262	116	1033 × 10 <sup>3</sup>
11	45	45	222	76	2336 × 10 <sup>3</sup>
12	45	45	233	51	> 2953 × 10 <sup>3</sup>

$P_m$  = middelværdi for kraft

$P_v$  = brudkraft

$\Delta\sigma$  = spændingsvidde for armeringsspænding

$\sigma_{min}$  = minimum armeringsspænding

N = antal cykler til brud

Tabel 3.1 Oversigt over de udførte udmattelsesforsøg.

Forsøgsserien blev dels tilrettelagt ud fra ønsket om at få en god bestemmelse af  $\Delta\sigma$ -N-kurven, dels ud fra tidshensyn, se tabel 3.1. Det blev tilstræbt at afvikle forsøgsserien med parvis ens flytningspåvirkninger. Dette resulterede dog ikke i tilsvarende parvis ens spændingsamplituder i armeringen, da bl.a. bjælkestivheden varierede.

To bjælker brød ikke ved udmattelsesbrud. Bjælke 3 blev ødelagt ved en fejlbetjening. Bjælke 12 blev standset og belastet statisk til brud. Bæreevnen var her cirka 53 kN, hvilket svarer til brudstyrken bestemt ved de statiske forsøg med bjælke 1 og 2.

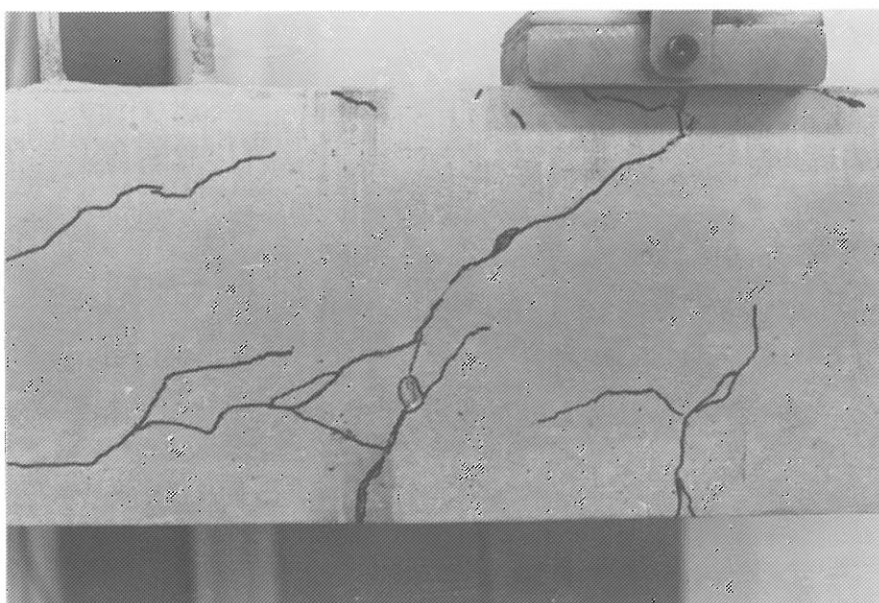
Bjælkernes alder ved afprøvning varierede en smule, men da alle bjælker var mindst 28 dage gamle ved afprøvning, var betydningen af den yderligere styrketilvækst begrænset.

### 3.3.1 Udmattelsesbrud

Alle udmattelsesbruddene forekom i trækarmingen. Før udmattelsesbruddene forekom, var revnerne i bjælken vokset betydeligt sammenlignet med de til brud statisk belastede bjælker.

Ved selve udmattelsesbruddet var der typisk tendens til dannelse af vandrette revner i niveau med armeringen i området, hvor bruddet forekom. Dette kan sandsynligvis tilskrives en ned-sat adhæsion mellem armering og beton.

Udmattelsesbruddet i armeringen forekom i alle tilfælde i forbindelse med en revne. Revnerne var typisk opstået i nærheden af en armeringsbøjle. Udmattelsesbruddet i armeringen skete i ét tilfælde i begge armeringsjern. Ingen af udmattelsesbruddene havde noget entydigt initieringspunkt i armeringstværsnittet. Spændingsgradienten i tværsnittet havde således ikke nogen markant effekt.



Figur 3.7 Revner ved udmattelsesbrud.

### 3.3.2 Udviklingen i kraft- og tøjningsamplituder

Under forsøget blev kraft- og tøjningsamplituder registreret ved udtegnning af signalerne på en skriver. For bjælke 3 til 7 omfattede tøjningsregistreringen foruden trækarmeringen også 5 straingages placeret i betontrykzonen.

På grund af et begrænset antal kanaler var det ikke muligt at fastholde kendskabet til de enkelte signalers nulniveauer. Middelkraftens kvalitative forløb blev dog bestemt på en skriver. Middelkraften, som her er ækvivalent med middelflytningen i et kraftstyret forsøg, havde et karakteristisk forløb under udmattelsesbelastningen. I begyndelses- og slutfasen ændrede kraften sig kraftigt. Den samlede reduktion af middelkraften var typisk af størrelsesordenen 30% af begyndelsesværdien.

Kraftamplituden, som i et flytningsstyret forsøg er et udtryk for bjælkestivheden, viste sig i løbet af udmattelsesforsøget typisk at aftage med 5-10% af begyndelsesværdien.

Tøjningsamplituden i armeringen viste sig i løbet af forsøget at aftage 2-5%, hvorimod tøjningsamplituden i betonen blev forøget tilsvarende. Dette var i modstrid med, hvad der forud for forsøget var forventet. Det var ventet, at krybningen, revneudbredelsen samt nedbrydning af adhæsionen mellem beton og armering ville føre til en større tøjningsamplitude i armeringen.

### 3.3.3 $\Delta\sigma$ -N-kurve

Hovedformålet med forsøgsserien var optegningen af en  $\Delta\sigma$ -N-kurve for trækarmeringen.

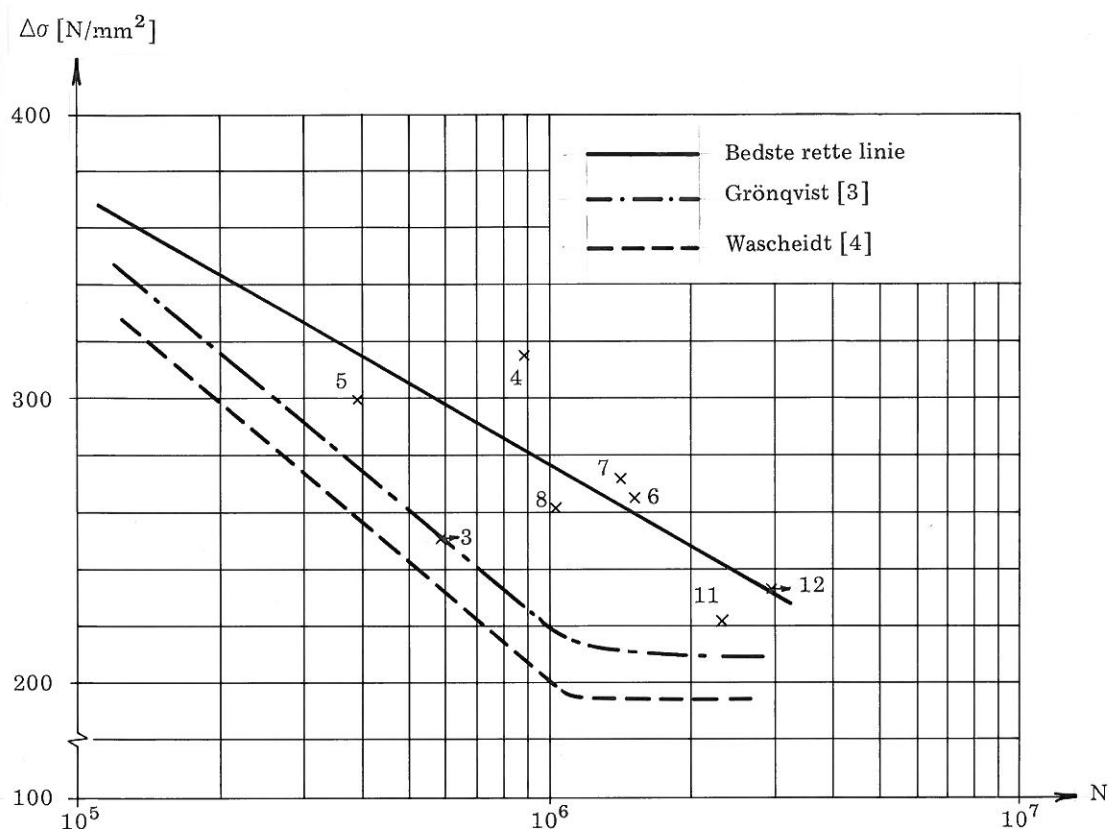
Spændingsamplituden i armeringen blev fastlagt ud fra gennemsnitsamplituden bestemt ved de to armeringsgages. Spændingsamplituden, der blev registreret via straingages, var generelt ikke identisk med spændingen i selve udmattelsesbruddet. Spændingsforholdene varierede i armeringen som følge af revnedannelsen. Endvidere influerede gagens fugtbeskyttelse også på adhæsionen og dermed på den registrerede tøjning.

Som nævnt i forrige afsnit ændrede tøjningsamplituden i armeringen sig under udmattelsesforløbet. Ved optegningen af  $\Delta\sigma$ -N-kurven blev det valgt at anvende begyndelsesværdien for amplituden svarende til en måling inden for de første par tusinde svingninger.

Udover ovennævnte usikkerhedsmomenter på bestemmelse af spændingsamplituden var det heller ikke været muligt at påføre armeringen den samme minimumsspænding, se tabel 3.1. Minimumsspændingen har en vis betydning for udmattelsesstyrken af armeringen.

I figur 3.8 er  $\Delta\sigma$ -N-kurven optegnet som den bedste rette linie gennem de otte punkter. Korrelationskoefficienten er bestemt til 0,78, hvilket må siges at være tilfredsstillende, når man tager omfanget af det statistiske materiale i betragtning.

Til sammenligning med forsøgsresultaterne er i figur 3.8 også indtegnet de bedste rette linier for uindstøbt kamstål bestemt af hhv. Grönqvist [3] og Wascheidt [4]. Der er en rimelig overensstemmelse, når man tager usikkerheden på forsøget og det spinkle statistiske grundlag i betragtning. Usikkerheden på Grönqvists og Wascheidts forsøg med uindstøbte armeringsjern er betydelig mindre, da spændingsamplitude og minimumsspænding er veldefineret.



Figur 3.8  $\Delta\sigma$ -N-kurve.

Med hensyn til det spinkle statistiske grundlag, så er det muligt, at et større antal forsøg ville have afsløret, at beliggenheden af punkterne 11 og 12 udgør udmattelsesgrænsen eller overgangen dertil. I så fald burde de ikke have indgået i estimatet af den bedste rette linie for området med endelig udmattelsesstyrke.

#### 4. AFSLUTNING

Hovedresultatet af de foreliggende forsøg er  $\Delta\sigma$ -N-kurven anført i figur 3.8. Det ses, at der er en vis spredning i forsøgsresultaterne, men at tendensen i kurveforløbet er klart. Som nævnt i indledningen var disse forsøg de første udmattelsesforsøg udført ved instituttet, og såfremt en bedre  $\Delta\sigma$ -N-kurve ønskes, må der i den kommende tid udføres betydeligt flere forsøg. Det vurderes, at 3-5 forsøg pr. spændingsvidde vil være passende.

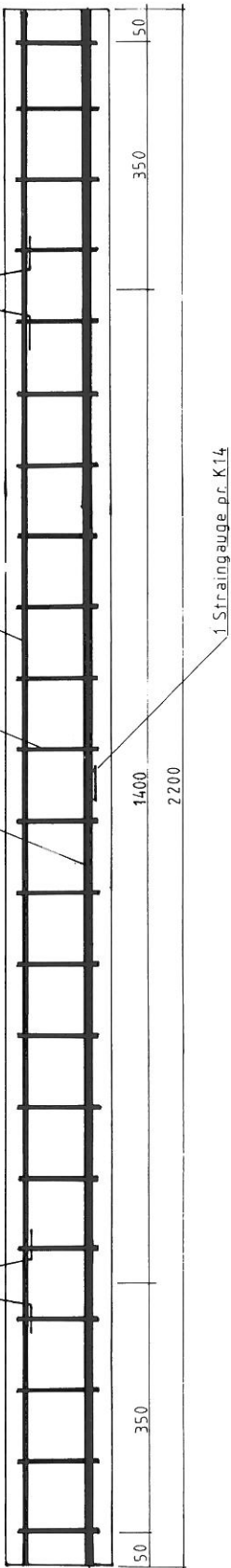
**REFERENCER**

---

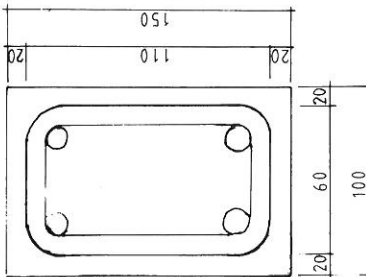
- [1] Nielsen, Hans Jørgen og Jakob Laigaard Jensen: Udmattelse af armerede betonbjælker. Afgangprojekt, juni 1986. Aalborg Universitetscenter. Bind I + II + bilag.
  
- [2] Finite element program: ADINA. AUC 1986. ADINA engineering Inc., 71 Elton Avenue, Watertown, Ma. 02172, USA.
  
- [3] Grönqvist, N.O. »Fatigue of reinforcing bars». ACI-publication SP 26. Concrete bridges design, vol. 12. Detroit 1971.
  
- [4] Wascheidt, H. »Dauerschwingfestigkeit von Betonstählen im Einbetonierten Zustand». Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, heft 200, Berlin 1968.



BILAG 1



1:5



1:2

VIGTIGT: FORSIGTIG UDSTØBNING  
OMKRING STRAINGAUGES.

**BETON**  
 Styrke  $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$   
 Maks. Tilstøds diameter  $d_{maks} = 16 \text{ mm}$   
 Dæklag 20 mm.

**ARMERING**  
 Styrke K14  $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$   
 R8  $f_{yk} = 230 \text{ N/mm}^2$   
 Bukkeradius  $r = 10 \text{ mm}$ .

12 Bjælker udføres.  
 3 Prøvecylindre udstøbes pr blanding.  
 ( $D=100, H=200$ )  
 Bjælker og cylindre mærkes med støbedato  
 Lagring: Bjælker afformes efter 24 timer  
 og indpakkes i tætsluttende  
 plastfolie og opbevares v 20°C.  
 Cylindre lagres på samme  
 vis.

Løfteøjler ikke målsat.

Mål i mm.  
 Tolerance  $\pm 5 \text{ mm}$ .

INSTITUTTET FOR BYGNINGSTEKNIK <b>AALBORG UNIVERSITETSCENTER</b>	<b>K-LINIEN</b>
SIGN JJJ	DATE 7/3-86
PROJEKT UDMATTELSE AF ARMEREDE BETONBJÆLKER	TEGN NR 1
EMNE UDMATTELSESFORSØG	MÅL 1:5 og 1:2