

# 多点負荷による鉄筋コンクリートばりの力学的考察\*

加賀美一二三\*\*・二木 和夫\*\*\*・長谷川 博\*\*

## Study of the Dynamical Properties of Simply Supported Reinforced Concrete Beams subjected to Multiple Loading

—Case of Three Concentrated Loads—

Hifumi KAGAMI, Kazuo FUTATSUKI and Hiroshi HASEGAWA

### Abstract

This investigation, involving the testing 12 specimens—each 3 specimens for the steel, deformed steel bar under and over reinforced concrete beams—subjected to 3 concentrated varying loads are the minimum case on multiple loading, contributes useful data on dynamical property.

The authors experimented with the loading method by oil pressure multipliable apparatus. Then, they described that loading observations and conclusions are based on the failed states of reinforced concrete beams may be represented with bending on under reinforced concrete beams, many effects of shear on over them, the capabilities of judicatory standards by  $a/d$  of the failed boundary may be applied approximately, concerning with steel bar and deformed steel bar reinforced concrete beams, the latters may be small deflections, crack states small and uniformity, and safety on dynamic within also the limits of these researches.

### 1. 緒 言

鉄筋コンクリートばりにおける多点負荷によるせん断に対する力学的考察は、本邦においてはほとんど実施されていない。すなわち、従来せん断に対する研究の場合の荷重法は1点または2点載荷によるいわゆる第1グループの場合であり、著者の一人はその成果<sup>4)</sup>を報告しており、第2グループの場合である3点負荷の場合についてもその成果の一部<sup>5)</sup>の報告がある。しかしながら後者の場合載荷法をスプリング装置を使用したので十分の実験と考えられない点もあったので、本研究においては油圧多点等載荷装置により3点負荷したのであるが、実験考究の結果はほぼ満足される成果が得られたものと考えられる。すなわち、供試体のはりは丸鋼、異形丸鋼ばりにて、低鉄筋、過鉄筋コンクリートばりについて破壊実験を実施し、鉄筋コンクリートばりの破壊機構を考察したもので、この場合破

壊様相は低鉄筋ばりは曲げ、過鉄筋ばりはせん断の影響大となること、多点負荷によるはり破壊様相の限界も著者の既報<sup>3)</sup>の  $a/d$  による破壊領域判定の基準がほぼ適用されることを述べ、丸鋼、異形丸鋼の差違は後者がたわみ小、ひびわれ様相の小と均等性などより、本実験の範囲においても力学的に安定なることを述べたものである。

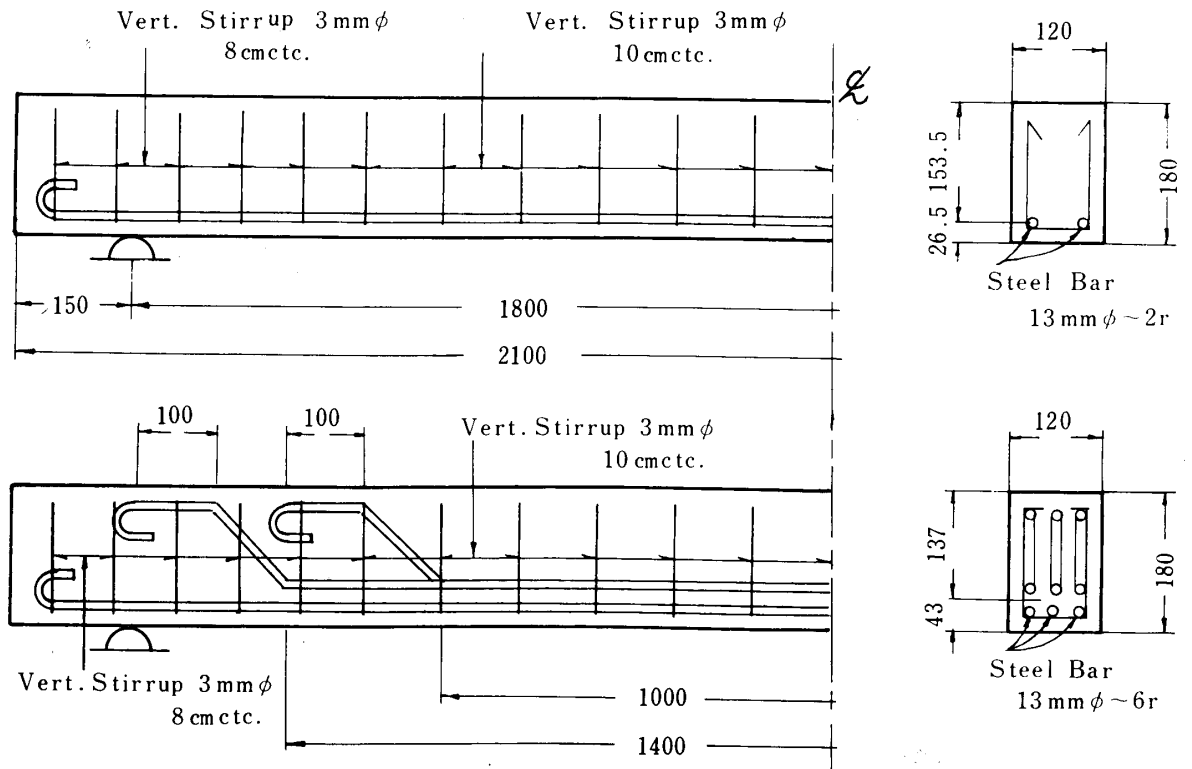
### 2. 実験材料および実験装置

細骨材の粗粒率2.69, 細, 砕石粗骨材の比重は2.54, 2.69, 粗骨材の最大寸法20mmのものをを用い、セメントは普通ポルトランドセメントにて、供試体コンクリートの単位水量, セメント量, 細, 粗骨材量は185, 283, 717, 1,150kg/m<sup>3</sup>にて, スランプは6.0±1cmである。鉄筋の公称径は13mm, その実断面積による平均降伏点応力は丸鋼は2,900kg/cm<sup>2</sup>, 異形丸鋼は

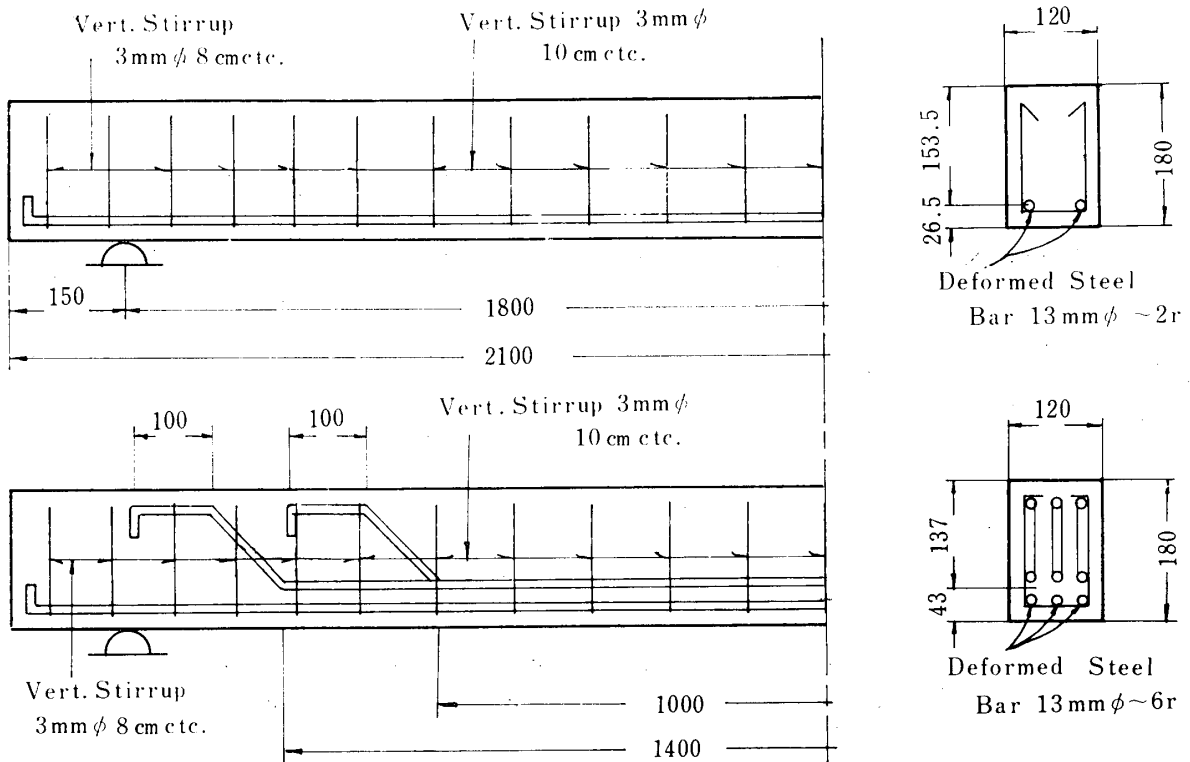
\* 土木学会中四国支部講演会, 11月24日, 1966, に発表のもの

\*\* 土木工学教室

\*\*\* 宇部興産株式会社



a Beams of steel bar



b Beams of deformed steel bar

Fig. 1 Details of reinforced concrete beam specimen

3,620kg/cm<sup>2</sup>である。

はり供試体ははり巾12cm, はり高さ18cm, はりの全長2.1mとし, 低鉄筋ばり~丸鋼ばり3本, 異丸鋼ばり3本, 過鉄筋ばり~前者と同様各3本づつ造形した。この構造図は Fig. 1のごとくである。

負荷にあつては Fig. 2のごとく供試体 A, B, Cとし, 3点荷重中の中荷重の負荷位置を変化したものである。

これが実験破壊後の状態は Photo. 1, 2, 3に示すごとくである。

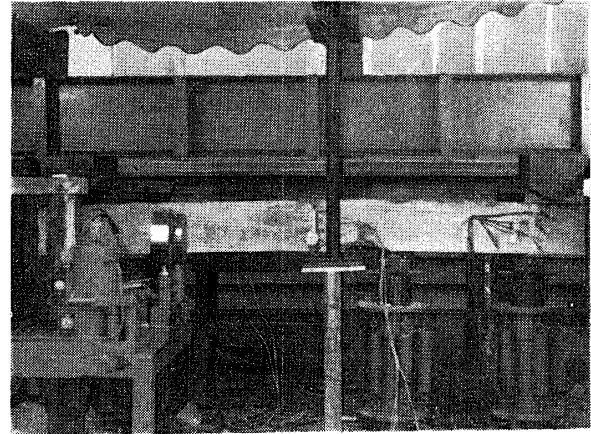
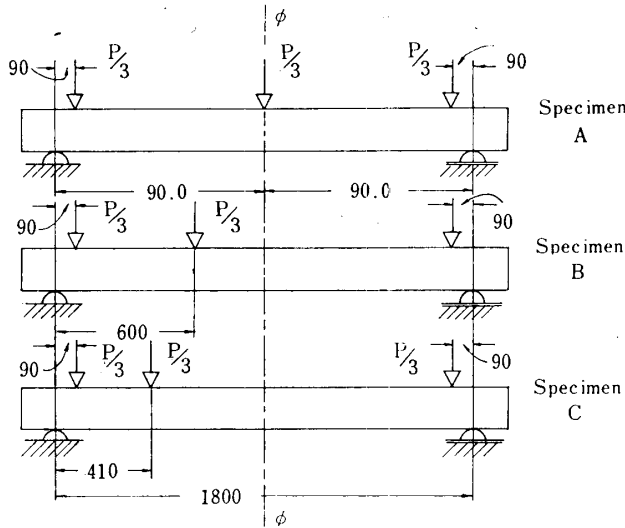


Photo. 2 Case of specimen B

Fig. 2 Loaded positions of specimens A, B, C

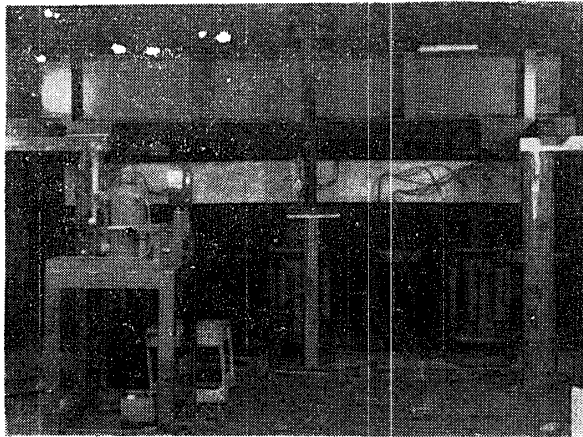


Photo. 1 Case of specimen A

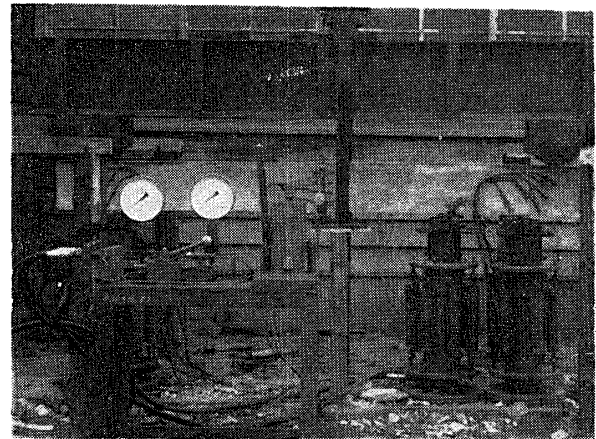


Photo. 3 Case of specimen C

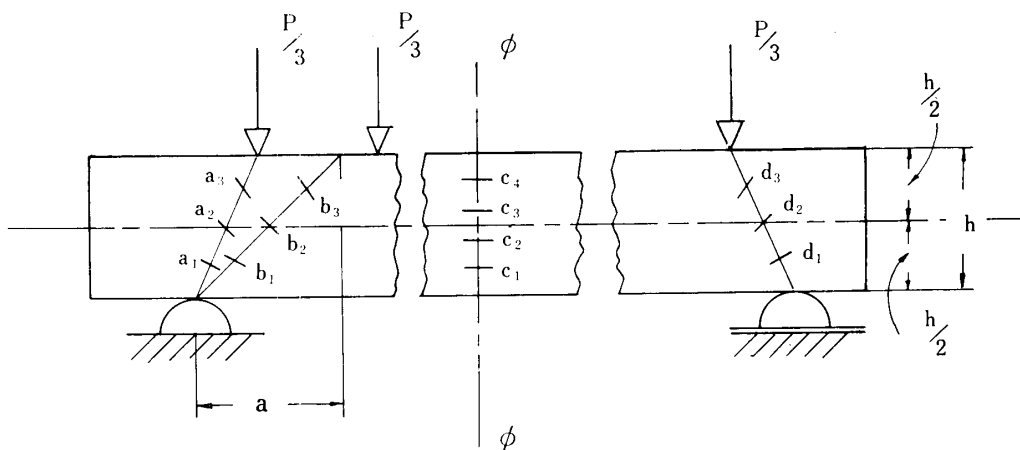


Fig. 3 Positions of pasted paper gauges for measured strain of reinforced concrete beam

負荷時における鉄筋コンクリートばりのひずみ関係を求めるために、Fig. 3 のごとく片側4ヶ所、両側対称位置にペーパーゲージを貼り、その平均値をその位置のひずみとした。

3. 実験結果

Table 1  $\sigma_{cy}$  and  $\epsilon_u$  for concrete specimen

Kinds of specimen	URC(steel bar) A, B	ORC(steel bar) A, B	URC,ORC (steel bar) C	URC(Deform. steel bar) A, B	ORC(Deform. steel bar) A, B	URC, ORC (Deform. steel bar) C
$\sigma_{cy}, \text{kg/cm}^2$	264	241	258	234	227	234
$\epsilon_u, 10^{-4}$	20.0	19.8	18.7	20.4	20.9	21.4

3.2 各はり供試体の $a_2, b_2, d_2$ 位置の斜ひずみの様相

ペーパーゲージ位置a, b, dにおける $a_1, a_3, b_1, b_3, d_1, d_3$ は理論的には、せん断応力と曲げ応力と

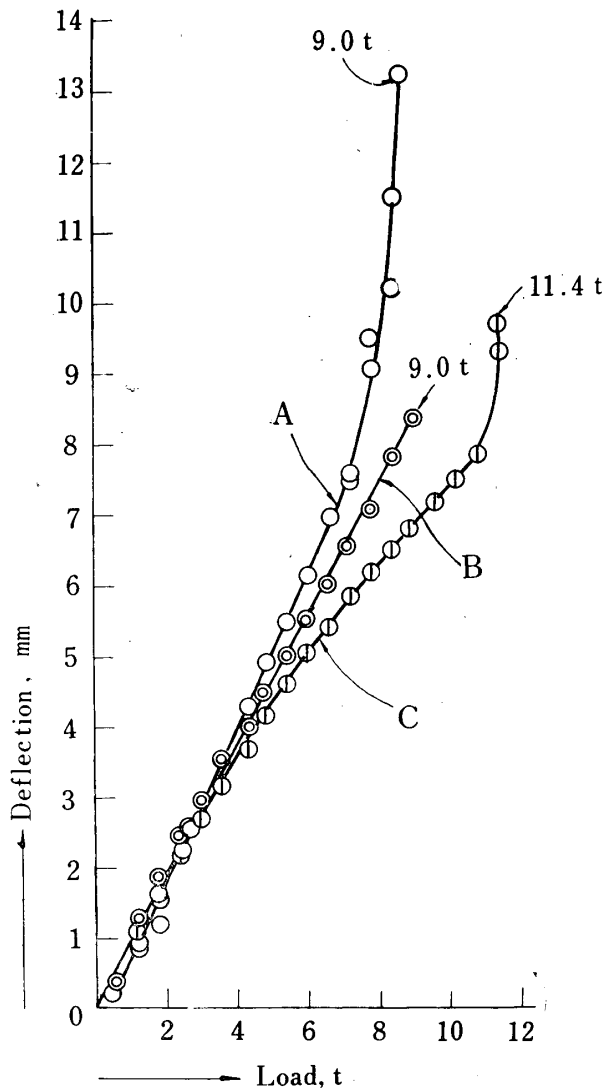


Fig.16 a Load-deflection of URC steel bar beam

Vol.18, No.1 (1967)

3.1 供試体用コンクリートの圧縮破壊強度  $\sigma_{cy}$  とそのひずみ  $\epsilon_u$

前項に述べた配合による供試体コンクリートを平均水中養生約17.0°Cにした場合の $\sigma_{cy}$ と $\epsilon_u$ はTable 1となった。いま、URCを低鉄筋ばり、ORCを過鉄筋ばりとする。

が合成されるので、この考察は後日にゆずり、 $a_2, b_2, d_2$ の主としてせん断応力によるひずみ値と、はりスパン中央における曲げひずみの測定値のみを示すと、低鉄筋丸鋼ばり Fig. 4, 5, 6のa, b図、過鉄筋丸鋼ばりは Fig. 7, 8, 9のa, b図、低鉄筋異形丸鋼ばりは Fig.10, 11, 12のa, b図、過鉄筋異形丸鋼ばりは Fig.13, 14, 15のa, b図になる。

3.3 各はり供試体の荷重実験時のたわみ様相

低鉄筋丸鋼ばりについては Fig.16, a, 過鉄筋丸鋼ばりは Fig. 16, b, 低鉄筋、過鉄筋異形丸鋼ばりは

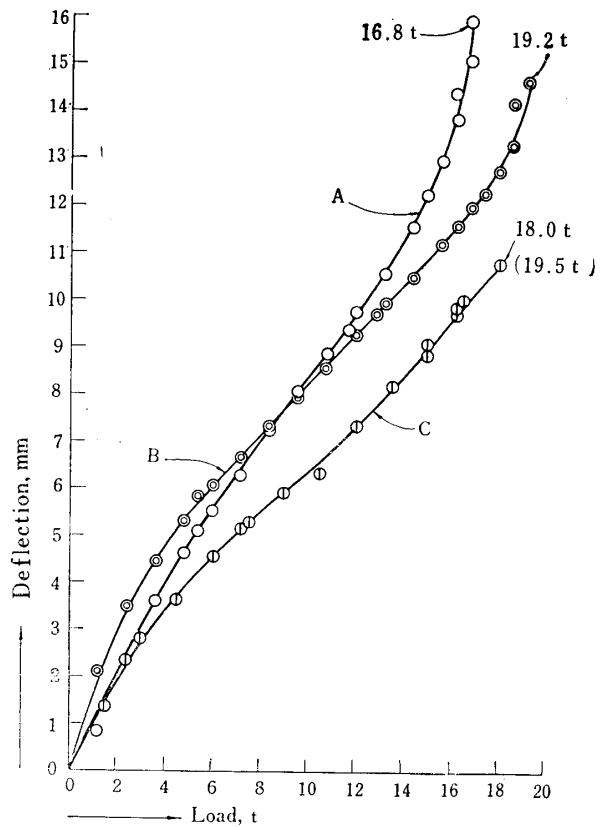


Fig.16 b Load-deflection of ORC steel bar beam

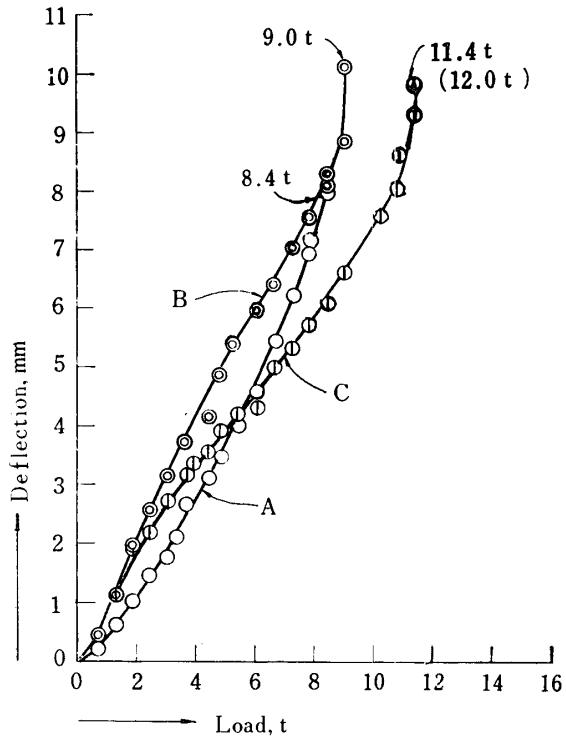


Fig. 17 a Load-deflection of URC deformed steel bar beam

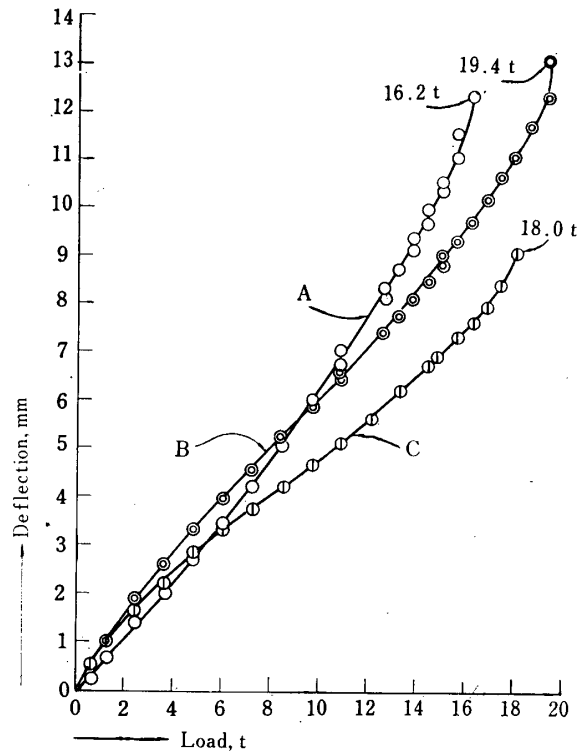


Fig. 17 b Load-deflection of ORC deformed steel bar beam

Fig. 17, a, bに荷重一たわみの関係測定値を示した。

3.4 破壊供試体のひびわれ様相の写真

はり供試体のひびわれ様相は、低鉄筋、過鉄筋丸鋼

ばりは Photo 4, a, b, Photo. 5, a, b, 低鉄筋、過鉄筋異形丸鋼ばりは Photo. 6, a, b, Photo. 7, a, b に示すごとくである。

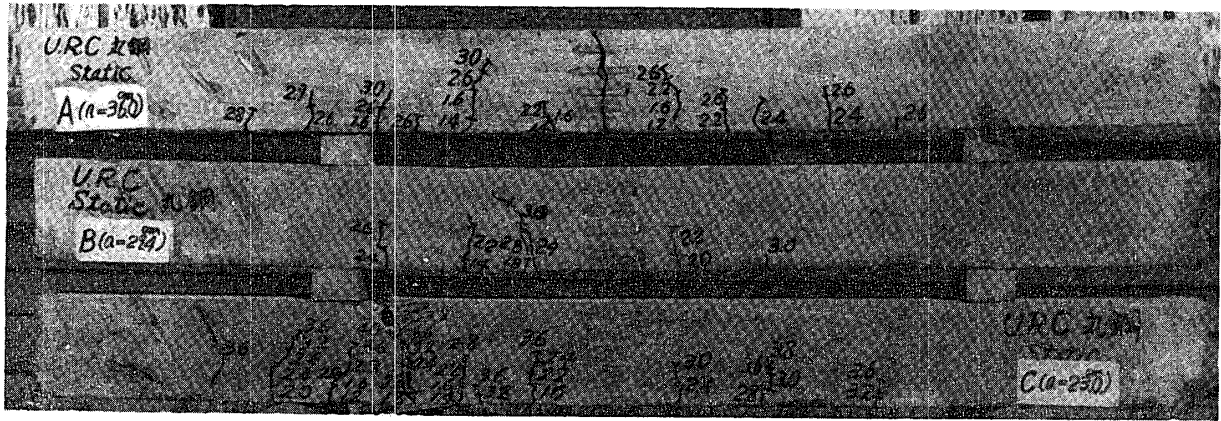


Photo. 4 a Left side crack of URC steel bar beam

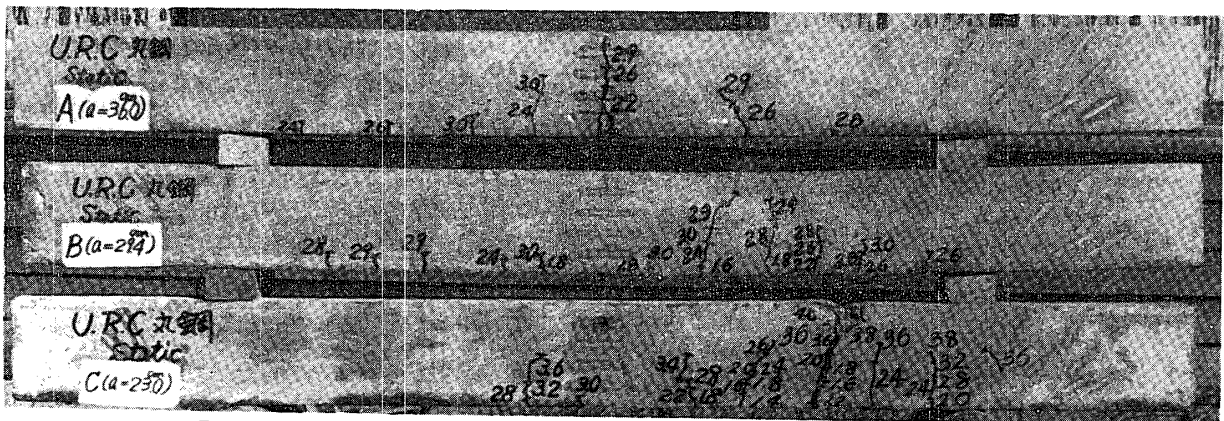


Photo. 4 b Right side crack of URC steel bar beam





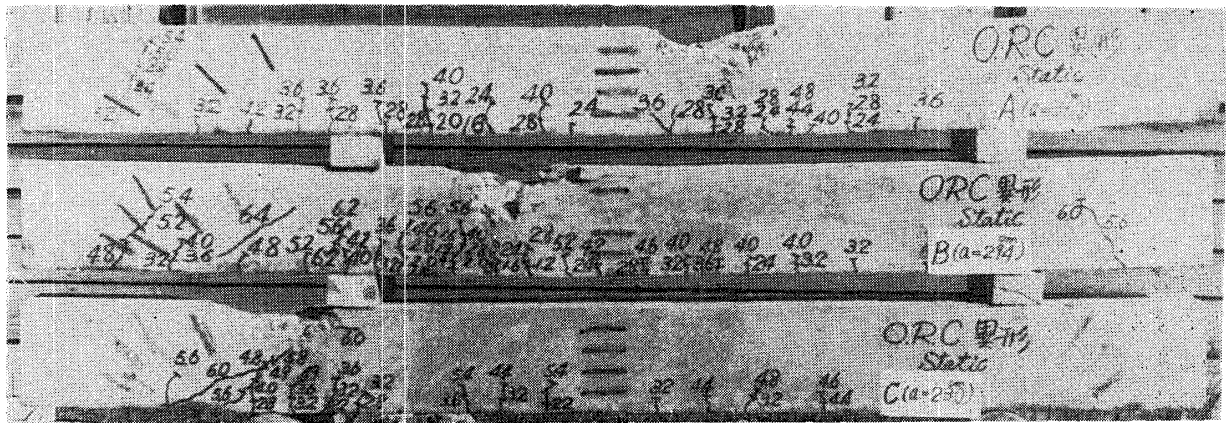


Photo. 7 a Left side crack of ORC deformed steel bar beam

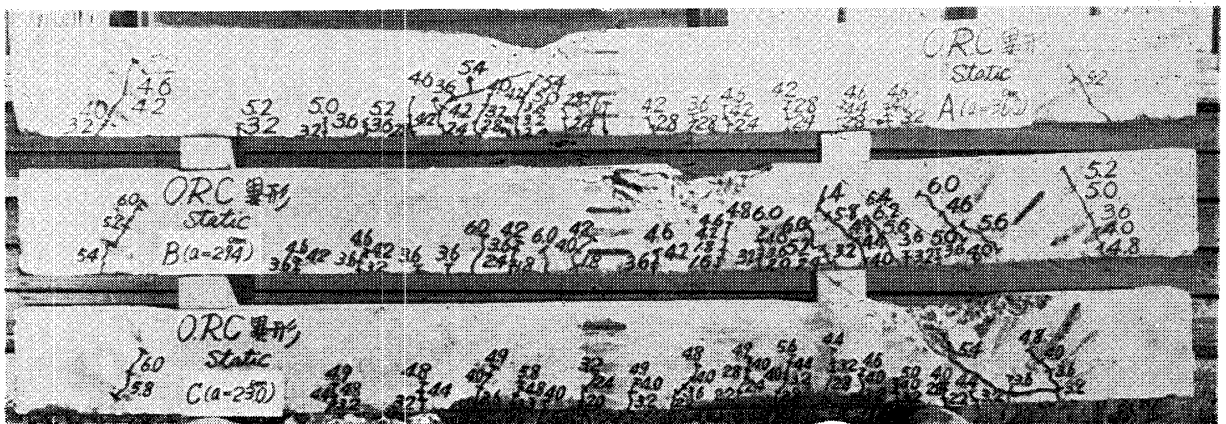


Photo. 7 b Right side crack of ORC deformed steel bar beam

#### 4. 実験結果の考察

##### 4.1 低鉄筋ばりと過鉄筋ばりとの比較

###### (1) たわみについて

(a) 丸鋼ばりの場合、供試体A, B, Cに関し、低、過鉄筋ばりともに順次たわみが小となり、その理論的荷重条件を満足する。低鉄筋ばりは負荷のある限界までは直線の変化を示し、その後急増して破壊にいたるが、過鉄筋ばりは荷重の上昇にともないたわみの漸減増をするが、ある限界に達すると低鉄筋の場合と同様に急増して破壊にいたる。

(b) 異形丸鋼ばりの場合、この場合は低、過鉄筋ばりともにある限界までは、供試体B, A, Cの順にたわみの増加する傾向であるが、その限界後は丸鋼ばりの場合と同様である。

(c) 丸鋼、異形丸鋼ばりの比較、低鉄筋ばりの場合は、丸鋼、異形丸鋼ばりともにたわみの増加は同傾向であるが、過鉄筋ばりは付着の効果が考えられて後者がたわみは全般的に小さい。

(2)  $a_2$ ,  $b_2$ ,  $d_2$  の斜ひずみとCの曲げひずみの様相

(a) 丸鋼ばりの場合、低鉄筋ばりは供試体Aにおいては、 $a_2$ ,  $d_2$ および $b_2$ も大きい変化はないが、Cの曲げひずみは大きい。供試体Bにおいては $a_2$ ,  $d_2$ および $b_2$ はAの場合と同様であるが、Cの曲げひずみも決定的なものではなく荷重点の曲げ破壊である。供試体Cにおいては $a_2$ ,  $d_2$ は相当大きいひずみ値に達し、 $b_2$ も大きい値になるが荷重点の曲げ破壊であり、スパン中央の曲げひずみは小さい。過鉄筋ばりは供試体Aにおいて $a_2$ ,  $d_2$ および $b_2$ も相当大きいひずみになるが、Cの曲げひずみ大となり曲げ破壊となる。供試体Bは $a_2$ ,  $d_2$ ,  $b_2$ ともに約 $1.0 \cdot 10^{-4}$ のひずみより急に大となり、Cの曲げ圧縮ひずみも約 $20 \cdot 10^{-4}$ の値に達するが荷重点付近の曲げ破壊である。供試体CもBの場合と同様、 $a_2$ ,  $d_2$ ,  $b_2$ ともに約 $1.0 \cdot 10^{-4}$ のひずみより急にひずみの増加をなし、 $a_2$ 位置付近の重複せん断破壊を示し、荷重位置より離れたCの曲げひずみは大きくならない。

(b) 異形丸鋼ばりの場合、異形丸鋼低鉄筋ばりは供試体Aにおいては $a_2$ ,  $d_2$ および $b_2$ も大きい変化なく、またCの圧縮曲げひずみも割合に小さいが、スパン中央数ヶ所の集団的垂直に近いひびわれの曲げ破壊を示

す。供試体Bは $a_2$ ,  $d_2$ がある荷重段階にて変化して相当大きいひずみに達し,  $b_2$ はその変化点より小さい値をとるにいたり, またCの曲げ圧縮ひずみは余り大きくならない。すなわち, 低鉄筋ばりであるが中立軸はほとんど同一位置を保ち, スパン内の中の荷重点付近の数ヶ所の垂直に近い集団ひびわれを生じ曲げ破壊にいたる。供試体Cは $a_2$ ,  $d_2$ は相当に大きいひずみに達するが,  $b_2$ はある限界点を過ぎると急増して大きいひずみとなる。ただし, この場合もCの圧縮縁ひずみはそれほど大きいひずみではなく, 荷重点位置付近の垂直に近い集団ひずみにより曲げ破壊した。異形丸鋼過鉄筋ばりは供試体Aにおいては $a_2$ ,  $d_2$ は相当の大きなひずみ値になるが,  $b_2$ は余り大きくならない。しかるにCの圧縮縁曲げひずみはコンクリートの破壊ひずみに達し曲げ破壊である。供試体Bは $a_2$ ,  $d_2$ ともに大きくなり破壊ひずみに早く達し,  $b_2$ も相当大きい値となる。またCの圧縮縁ひずみも $25 \cdot 10^{-4}$ のひずみ値に達し,  $a_2$ ,  $d_2$ におくれて圧縮帯破壊をともない, 曲げ—せん断破壊である。供試体Cは $a_2$ ,  $d_2$ がかなり大きなひずみとなり,  $b_2$ はより以上大きなひずみにて $b_2$ ゲージのわずか下部に斜ひびわれを生じ, せん断破壊である。したがってスパン中央の曲げひずみはわずかに $10.5 \cdot 10^{-4}$ 程度に達するのみにて, 曲げ破壊の傾向はまったくあらわれない。

(c) 丸鋼, 異形丸鋼ばりの比較, 低鉄筋ばりの場合; ~供試体A異形丸鋼ばりは圧縮縁ひずみは小にて, 全スパンにわたり内応力の分配が均等になされたことを示し, 引張縁ひずみは丸鋼ばりが大きな急増ひずみに対し, 異形丸鋼ばりは漸増傾向を示して付着力の影響の大きいことを示す。供試体Bの異形丸鋼ばりは付着力の大なることより丸鋼ばりに比べて圧縮縁ひずみは小さいこと,  $a_2$ ,  $d_2$ のひずみは丸鋼ばりより大きく起こるのであるが, 等しく荷重点付近の曲げ破壊である。供試体Cは丸鋼, 異形丸鋼ばりとも $a_2$ ,  $d_2$ は大きくなるが, 結局は荷重点付近の曲げ破壊と考えられるが, 異形丸鋼ばりの $b_2$ はあるひずみ値より急にひずみの増すことを示している。これははり全領域に力学的再調整がなされていることを示すものといえる。

過鉄筋ばりの場合; ~供試体Aは丸鋼, 異形丸鋼ばりともに $a_2$ ,  $d_2$ は非常に大きいひずみ値を示し,  $b_2$ は前者が大きいひずみ値を示す。Cの圧縮縁曲げひずみ値は, 前者は局部異状のためか縮みが生じ, 後者は $30 \cdot 10^{-4}$ のひずみに達するが, 前者は荷重点位置近くの斜ひびわれをとまう曲げ破壊, 異形丸鋼ばりも斜ひびわれによる同傾向の破壊であるが,  $a_2$ の付近はほとんど同時にせん断破壊に近くなる。供試体Bは丸鋼,

異形丸鋼ばりともに $a_2$ ,  $d_2$ ,  $b_2$ は大となり, Cの曲げひずみは前者は圧縮帯の破壊位置に近くかなり大きいひずみ値を示し曲げ破壊となるが, 異形丸鋼ばりは破壊時ひずみに達し, また支点近くの斜ひびわれをとまないせん断—曲げ破壊となる。供試体Cは丸鋼ばりの場合 $a_2$ ,  $d_2$ ,  $b_2$ はある限界点より急にひずみが増大し,  $a_2$ 位置のせん断破壊を生ずる。異形丸鋼ばりは $a_2$ ,  $d_2$ ,  $b_2$ が漸変して非常に大きいひずみに達するが, 実際の破壊は中荷重点より支点に向かう斜ひびわれによるせん断破壊である。

(d) 中立軸の位置, 丸鋼, 異形丸鋼の低鉄筋, 過鉄筋ばりの中立軸の位置を, スパン中央の曲げひずみの分布より求めてみると, 本実験においては両者とも低鉄筋ばりは荷重増に従い漸次上昇するが, 過鉄筋ばりはほとんど同一高さを保ち破壊直前に下る結果を示した。

(e)  $a_2$ ,  $d_2$ のひずみによるはり破壊の傾向, 丸鋼, 異形丸鋼ばりのせん断ひずみ $a_2$ ,  $d_2$ について考えると, ともに

低鉄筋ばり~破壊まではほぼ一定の割合にて漸増する  
過鉄筋ばり~ある限界点以後は急激に増加する

せん断ひずみは低鉄筋, 過鉄筋ばりともある限界点付近まではほぼ等しい。これらの実験性状は, 低鉄筋ばりは曲げ破壊が先行し, 過鉄筋ばりは鉄筋量の関係にて曲げ抵抗が大きいため, せん断力の影響がはりの破壊機構に大きく影響するものと考えられる。

#### 4.2 鉄筋コンクリートばりの破壊領域の判定

鉄筋コンクリートばりの $a/d$ とはり破壊領域との関係は, はりの中立軸よりの距離 $v$ ,  $x$ に対するコンクリート応力を $\sigma_{cv}$ ,  $\sigma_{cy}$ とすると

$$v = x \sigma_{cv}^n / \sigma_{cy}^n \quad (a)$$

鉄筋コンクリートの破壊曲げモーメント $M_u$ の式<sup>2)</sup>は

$$M_u = \mu \cdot \sigma_{cy} x b (d - vx) \quad (b)$$

(a)式中の $\sigma_{cy}$ に(b)式を変化して代入すると

$$\begin{aligned} \sigma_{cv} &= Mv \frac{1}{n} / \mu x \frac{n+1}{n} b (d - vx) \\ \frac{d \sigma_{cv}}{dl} &= v \frac{1}{n} S / \mu x \frac{n+1}{n} b (d - vx) \end{aligned} \quad (c)$$

(c) 式中,  $S = dM/dl$ ,  $S$  = せん断力

はりの中立軸に平行なある仮定断面に働くせん断応力を $\tau_{v0}$ とすれば次式が成立する。

$$\tau_{v0} b dl = \left\{ S dl / \mu x \frac{n+1}{n} (d - vx) \right\} \int_{v_0}^x v \frac{1}{n} dv$$

$$\therefore \tau_{v0} = S \left( x \frac{n+1}{n} - v \right) / b x \frac{n+1}{n} (d - vx) \quad (1)$$



(1)式中,  $v_0 = 0$  とすれば 中立軸 およびそれ以下の断面のせん断応力  $\tau$  となり

$$\tau = S/b(d-vx) \quad (2)$$

一般に, 鉄筋コンクリートばりの負荷時には,  $a$  をシアースパンとするとつぎの関係がある.

$$M = Sa \quad (d)$$

(d)式中の  $M, S$  は次式であらわされる.

$$M = \mu \tau_c xb(d-vx)$$

$$S = \tau b(d-vx)$$

(d)式により  $a$  を求めると

$$a = \mu \tau_c x / \tau \quad (e)$$

(e)式中,  $x = kd, \tau_c$  は  $\sigma_{cy}, \tau_c = \tau_{cy}/10$  とすると

$$a/d = 10\mu k \quad (3)$$

式中,  $\mu = n/(n+1)$

$n = 1.3$  次<sup>3)</sup>, 弾塑性領域 (せん断破壊先行の場合)  $\sim \mu = 0.565$

$n = 5$  次<sup>3)</sup>, 塑性限 (曲げ破壊の場合)  $\sim \mu = 0.834$

(3)式について,  $a/d$  の略値と鉄筋コンクリートの破壊機構との関係を示すと,

せん断破壊領域  $\sim a/d$  が約 5.65k 以下

せん断一曲げ破壊領域  $\sim$

(せん断一圧縮, せん断引張破壊)

$a/d$  が約 (5.65k  $\sim$  8.34k)

曲げ破壊領域  $\sim a/d$  が約 3.34k 以上

以上において,  $k$  値 (中立軸位置係数)<sup>4)</sup> は

低鉄筋ばり;  $k = p\gamma_y/\mu, \gamma_y = \tau_{sy}/\tau_{cy}$

過鉄筋ばり;

$$k = \left\{ -5250p + \sqrt{(5250p)^2 + 4\mu\tau_{cy} \times 5250p} \right\} / 2\mu\tau_{cy}$$

以下(3)式の理論にもとづいて, 本実験の場合を立証してみることにする.

(1) 丸鋼ばりの場合について

丸鋼ばりの低鉄筋, 過鉄筋ばりに対し (3)式を適用し, 鉄筋コンクリートばりに多点負荷された場合の破壊様相の判定をしてみると Table 2 となる.

(2) 異形丸鋼ばりの場合について

異形丸鋼ばりの低鉄筋, 過鉄筋ばりに対し, (1)の場合と同様に計算すると Table 3 となる.

以上,  $a/d$  による鉄筋コンクリートばりの破壊領域に関する判定法を, 丸鋼, 異形丸鋼ばりの低鉄筋, 過鉄筋ばりについて, 各 3 種の 3 点荷重様相における破壊荷重を用いて計算した実験上の  $a/d$  と (3)式による判定は, Photo. 4, 5 および Photo. 6, 7 に対比するときその結果がきわめてよく一致することがわかる. 丸鋼と異形丸鋼との比較は, 前者がひびわれ間隔が不規則で大きいのに対し, 後者は間隔がほぼ等しく小さい力学的安定の特性をもつが, その破壊領域の限界は両者とも同じ理論にて判定できる.

Table 2 Judgments of modes of failure of steel bar reinforced concrete beams

Specimens	Under reinforced conc. beam			Over reinforced conc. beam		
	A	B	C	A	B	C
Each terms						
As, cm <sup>2</sup>	2.53	2.58	2.58	7.74	7.74	7.74
b, cm	12.0	12.0	12.2	12.0	12.1	12.3
h, cm	18.5	18.6	18.8	18.6	18.6	18.7
d, cm	16.0	15.8	16.1	14.5	14.9	15.2
bd, cm <sup>2</sup>	192	190	195	174	180	187
d', cm	2.5	2.8	2.7	4.1	3.7	3.5
p, %	1.34	1.36	1.31	4.45	4.29	4.14
$\sigma_{sy}$ , kg/cm <sup>2</sup>	2,900	2,900	2,900	2,900	2,900	2,900
$\sigma_{cy}$ , kg/cm <sup>2</sup>	264	264	258	241	241	253
$\gamma_y$	11.0	11.0	11.2			
$p\gamma_y$	0.147	0.150	0.147			
k	0.176	0.180	0.176	0.557	0.532	0.552
a/d(Formula)	1.47~0.995	1.50~1.02	1.47~0.995	4.65~3.15	4.44~3.01	4.61~3.12
a/d(Experiment)	6.76	4.65	3.27	7.44	4.93	3.41
Judgment	B-F	B-F	B-F	B-F	B-F	S-B-F

Table 3 Judgments of modes of failure of deformed steel bar reinforced concrete beams

Specimens Each terms	Under reinforced conc. beam			Over reinforced conc. beam		
	A	B	C	A	B	C
As, cm <sup>2</sup>	2.61	2.61	2.61	7.83	7.83	7.83
b, cm	12.4	12.4	12.5	12.2	12.4	12.5
h, cm	18.7	18.9	18.9	18.9	18.9	18.8
d, cm	16.2	16.1	16.3	14.9	14.8	15.3
bd, cm <sup>2</sup>	201	200	204	182	184	191
d' cm	2.5	2.8	2.6	4.0	4.1	3.5
p, %	1.25	1.31	1.28	4.31	4.27	4.09
$\sigma_{sy}$ , kg/cm <sup>2</sup>	3,620	3,620	3,620	3,620	3,620	3,620
$\sigma_{cy}$ , kg/cm <sup>2</sup>	234	234	234	227	227	234
$r_y$	15.5	15.5	15.5			
$pr_y$	0.194	0.203	0.198			
k	0.233	0.244	0.237	0.633	0.647	0.631
a/d(Formula)	1.32~1.94	1.15~2.03	1.44~1.98	3.58~5.28	3.66~5.40	3.57~5.27
a/d(Experiment)	6.27	4.86	3.23	7.25	4.95	3.44
Judgment	B—F	B—F	B—F	B—F	S—B—F	S—F

## 5. 結 言

(1) たわみについて、丸鋼、異形丸鋼ばりとも低鉄筋ばりは直線の変化をなし、ある限界点以後急増破壊にいたる。過鉄筋ばりは荷重の上昇にともない漸増増し、ある限界点以後急増破壊にいたるが、異形丸鋼ばりは付着効果のため丸鋼ばりに比し全般的に小さいたわみを示す。

(2)  $a_2$ ,  $b_2$ ,  $d_2$  および  $c$  の位置のペーパーゲージによる測定ひずみを、各荷重様相の場合について考察したが、写真による実際の破壊様相の吟味ならびにその他の理論結果と一致する。

(3) せん断ひずみ  $a_2$ ,  $d_2$  の考察の結果、低鉄筋ばりは一般に曲げ破壊が先行し、過鉄筋ばりはせん断力の影響がはり破壊機構に大きく影響する。

(4) 丸鋼、異形丸鋼ばりとも破壊荷重を用いて計算した実験上よりの  $a/d$  と、(3)式の理論計算による  $a/d$  との比較判定の結果は3点負荷の場合もよく一致し、また写真によるはり破壊機構ともよく合致し、はりのせん断破壊機構の第1グループの理論適用が、本研究のごとき第2グループの場合にも適用して差支えないことが立証できた。

(5) 丸鋼、異形丸鋼ばりを本実験の結果より比較す

るとき、異形丸鋼ばりが力学的安定の特性を示す。

終りに、本実験にご協力頂いた岩田真次(宇部興産)、小畑典忠(大林組)、片田宏(神戸市役所)、古賀紀一郎(佐賀県庁)、富田明(京阪電鉄)、村上治(福岡県庁)の皆さんに感謝の意を表する次第である。

## 参 考 文 献

- 1) R. H. Bryant, A. C. Bianchin, J. J. Rodriguez, C. E. Kesler : Shear Strength of Two Span Continuous Reinf. Conc. Beams with Multiple Points Loading, ACI 59, No. 9 (1962)
- 2) 加賀美一二三 : 土木学会論文集, 19 (1954)
- 3) 加賀美一二三 : 材料試験 6, 46 (1957)
- 4) 加賀美一二三 : 土木学会論文集, 92 (1963)
- 5) 加賀美一二三 : セメント技術年報, XVIII (1964)
- 6) G. N. J. Kani : The Riddle of Shear Failure and Its Solution, ACI 61, No. 4 (1964)
- 7) W. J. Krefld, C. W. Thurston : Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams, ACI 63, No. 4 (1966)
- 8) G. N. J. Kani : Basic Facts Concerning Shear Failure (Uniformly Distributed Load), ACI 63, No. 6 (1966)

(昭和42年1月9日受理)