

# 各種の高張力異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート 大型ばりの曲げ性状に関する研究

## FLEXURAL BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH HIGH STRENGTH DEFORMED BARS

松本 嘉 司\*・中村 正 平\*\*・河野 清\*\*\*・  
By Yoshiji Matsumoto, Shohei Nakamura, Kiyoshi Kohno,  
中山 紀 男\*\*\*\*・岡村 甫\*\*\*\*\*  
Norio Nakayama and Hajime Okamura

### 1. 緒 論

最近各種の高張力異形鉄筋が市販されてきたが、これは鉄筋の品質の向上にともなって、鉄筋コンクリートの経済性を高めることを目的として開発されてきたものである。一般に鉄筋コンクリート工事費の30~40%は鉄筋の工費であり、鉄筋量の60~90%が引張主鉄筋になっているので、主鉄筋の工費は鉄筋コンクリート工事費の20~30%を占めている。したがって主鉄筋に高張力異形鉄筋を使用して鉄筋量を節約すれば、鉄筋コンクリート構造物の工費を下げることができる。また高張力異形鉄筋と品質のよいコンクリートを使用すれば、コンクリート量も少なくなるので自重も減り、したがって鉄筋コンクリートばりの経済スパンは増大する。最近の高張力異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート桁橋の経済スパンは30~40m程度に大きくなっている。

鉄筋コンクリートばりに高張力異形鉄筋を経済的に使用するためには、その許容応力度を高くとって設計することが要求される。このように鉄筋の許容応力度を高くとって設計すると、曲げひびわれが大きくなり、構造物に与える影響が問題になるが、このように実際に近い鉄筋コンクリートばりの曲げひびわれを調べて破壊に至る過程を研究するためには、実物大の試験ばりを使用して試験することが必要になってくる。本研究は八幡製鉄、富士製鉄、日本鋼管、川崎製鉄、神戸製鋼、住友金属の6社で製造、市販されている丸鋼、各種の異形鉄筋および数種の試作品と圧縮強度300~400kg/cm<sup>2</sup>のコンクリートを用いてはり高さ80cm、全長6mのT形断面の大型試験ばりを製作し、これについて静荷重載荷による曲げ試験を行ない、この曲げ試験結果について考察を加えたものである。

\* 正会員 工博 国鉄構造物設計事務所  
\*\* 正会員 官都高速道路公団第一設計課  
\*\*\* 正会員 小野田セメントKK中央研究所  
\*\*\*\* 正会員 日本セメントKK研究所  
\*\*\*\*\* 正会員 工修 東京大学工学部土木工学科

本研究は昭和37年度および昭和38年度の土木学会吉田研究奨励金および土木学会異形鉄筋実験研究小委員会の実験研究費によって行なわれたもので、試験の計画、実施にあたっては東京大学 園分正胤教授のご指導をいただいた。また建設省土木研究所橋梁研究室 多田室長、国鉄構造物設計事務所 河野所長、日本セメント研究所 山田次長、小野田セメント中央研究所 杉木次長および上記諸機関の関係者の方々のご援助とご協力をいただいた。本研究の報告にあたって、これらの方々へ厚く感謝の意を表する次第である。

### 2. 試 験 方 法

#### (1) 実験計画

要因が多い実験では実験計画法<sup>1)</sup>を用いるのが有効である。本研究における実験の要因としては破壊荷重、ひびわれ、たわみなどに関係する要因のうち、鉄筋の種類、鉄筋直径、コンクリート強度、鉄筋比とその他の要因を総括した誤差との計5個を取り上げ、表-1に示す直交表を用いてNo.1からNo.10までの試験ばりに

表-1 わりつけ表

No.	A	B	C	D	E	試験ばり No.
1	1	1	1	1	1	No. 1
2	1	2	2	2	2	No. 5
3	2	1	1	2	2	No. 2
4	2	2	2	1	1	No. 7
5	3	1	2	1	2	No. 8
6	3	2	1	2	1	No. 4
7	4	1	2	2	1	No. 3
8	4	2	1	1	2	No. 6
9	5	1	1	1	1	No. 9
10	5	2	2	2	2	No. 10
11	6	2	1	2	1	No. 11
12	7	2	1	2	1	No. 12
13	8	2	1	2	1	No. 13
14	9	2	1	2	1	No. 14
15	10	2	1	2	1	No. 15
16	11	2	1	2	1	No. 16

○要因および水準 A (鉄筋の種類) 1~11: A~K B (鉄筋直径) 1: 32mm 2: 25mm C (コンクリート強度) 1: 300kg/cm<sup>2</sup> 2: 400kg/cm<sup>2</sup> D (鉄筋比) 1: 0.7% 2: 0.35% E (誤差) 1, 2

表-2 早強セメントの試験成績

	比重	ブレン比表面積 (cm <sup>2</sup> /g)	凝 結			フロ一値	曲げ強さ (kg/cm <sup>2</sup> )			圧縮強さ (kg/cm <sup>2</sup> )			安定性 (バット)
			水 量 (%)	始 発 (h-m)	終 結 (h-m)		3日	7日	28日	3日	7日	28日	
A	3.15	4200	27.0	1-58	3-01	240	48.9	64.5	79.4	234	338	473	良
B	3.13	4400	29.2	2-02	2-57	241	47.1	62.6	82.4	215	332	472	良

注：A種はNo. 1~No. 10の試験ばり，B種はNo. 11~No. 16の試験ばりに使用

表-3 使用骨材の試験成績

骨材別	産 地	ふるい通過量 (%)										粗粒率 FM	比 重	吸水率 (%)	単 位 容 積 重 量 (kg/m <sup>3</sup> )	有 機 不 純 物 試
		mm 30	mm 25	mm 20	mm 10	mm 5	mm 2.5	mm 1.2	mm 0.6	mm 0.3	mm 0.15					
粗骨材	*那珂川	100	99	83	36	4	0	0	0	0	0	6.77	2.62	1.3	1690	—
	**荒川	100	100	96	25	1	1	0	0	0	0	6.77	2.68	0.8	1630	—
細骨材	*久慈川 鬼怒川	—	—	—	100	100	84	68	48	20	3	2.77	2.59	2.1	1630	合 格
	**荒川	—	—	—	100	99	78	55	27	10	1	3.30	2.63	1.0	1680	合 格

注：\*No. 1~No. 10の試験ばり，\*\*No. 11~No. 16の試験ばりに使用

の場合くり返し数が1で自由度が不足した誤差も大きいので、有意差検定を行なうことができない。したがってここでは主として各要因ごとの平均値から、曲げ性状におよぼす各種要因の影響について考察を加えることにする。

表-5 コンクリートの示方配合

配合 No.	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの筒 間 (cm)	空気中の 含 率 (%)	単位水量 W (kg)	単 位 容 積 重 量 C (kg)	水セメント比 w/c (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 容 積 重 量 S (kg)	単 位 容 積 重 量 G (kg)	AE 剤量 Vinsol Resin (g)
I	25	6~8	3~4	158	300	52.7	36.7	681	1189	29.1
II	25	6~8	3~4	166	400	41.5	34.8	616	1161	39.6
*III	25	5~6	3~4	156.4	340	46	44.5	856	1069	29.1

\*配合 III は No. 11~No. 16の試験ばりに使用

性状を研究するため、試験ばりは全長 6 m，はり高 0.8

写真-1 使用した鉄筋の形状

(2) 使用材料

a) セメント セメントは早強ポルトランドセメントを使用した。表-2 はその試験成績を示すものである。

b) 骨 材 粗骨材是那珂川産および荒川産のもの、細骨材は久慈川と鬼怒川との混合砂および荒川砂を使用した。表-3 は骨材の試験成績を示すものである。

c) 鉄 筋 試験ばりの引張鉄筋には、表-4 に示した試験成績を持つ丸鋼2種(A, F), 旧 JIS 型異形鉄筋 SD 30 1種(B), 各社の高張力異形鉄筋8種(C, D, E, G, H, I, J, K)の計11種のものを用いた。この高張力異形鉄筋には主として各社の市販品を用いたが、試作品もふくまれている。これらの鉄筋の形状は写真-1に示すとおりである。なおスターラップおよびフランジの鉄筋にはそれぞれ径 13 mm, および径 9 mm の普通丸鋼 SR 24 を用いた。

使用した鉄筋のヤング係数は丸鋼は  $2.1 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>, 異形鉄筋は  $2.05 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup> である。

d) コンクリートの配合 使用したコンクリートはビィンゾルレジンをういた AE コンクリートで、表-5 に示した3種の配合を用いた。なお  $\phi 15 \times 30$  cm の標準供試体から求めたコンクリートの強度およびヤング係数は表-6 に示すとおりである。

(3) 試験ばり

比較的太い直径の鉄筋を用いたはりの実際に近い曲げ

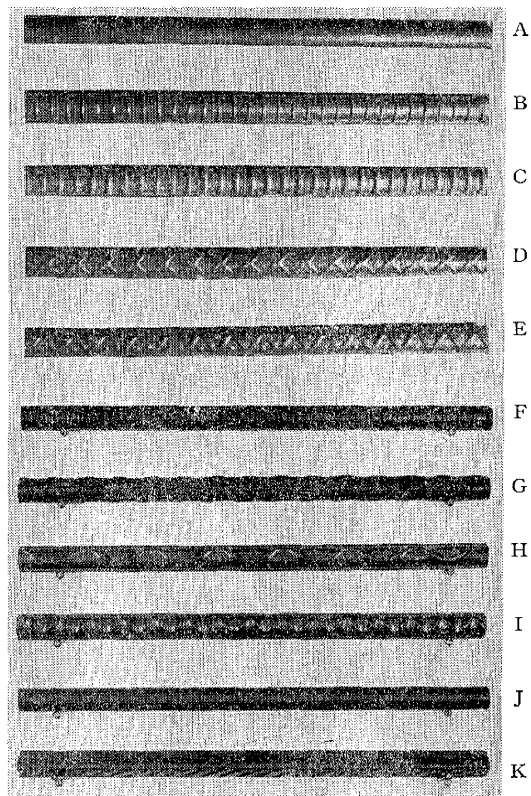


表-4 鉄筋の種類

鉄筋の種類	鉄筋直径 (mm)	降伏点 $\sigma_{sy}$ (kg/mm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_u$ (kg/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	化学成分 (×100)						単位重量 (kg/m)	異形鉄筋の形状			備考 (形状)
					C	Si	Mn	P	S	Cu		フシの間隔 (mm)	フシの高さ (mm)	リアの幅 (mm)	
A	32	35	57	31	23	22	68	3.7	2.8	—	6.31	—	—	—	高張力丸鋼
	25	33	56	30	23	22	68	3.7	2.8	—	3.85	—	—	—	"
B	32	34	52	31	30	10	50	1.9	2.3	—	6.22	21.6	1.7	6.0	JIS型異形
	25	33	55	25	37	12	52	2.5	2.7	—	3.98	16.7	1.4	4.8	"
C	32	45	66	28	24	56	162	2.8	3.0	—	6.22	28.0	1.9	4.5	高張力異形
	25	43	67	30	23	50	163	2.2	2.5	—	3.98	23.0	1.5	3.2	"
D	32	54	73	22	27	39	132	2.3	2.5	—	6.04	40.0	2.4	4.7	"
	25	52	70	20	27	39	132	2.3	2.5	—	3.84	34.2	2.0	3.7	"
E	32	63	84	13	32	52	153	1.7	1.9	—	6.17	21.0	2.0	6.7	"
	25	61	83	10	32	52	153	1.7	1.9	—	3.95	17.1	1.8	5.0	"
F	25	42	62.5	24.5	25	27	153	2.7	2.3	—	3.85	—	—	—	高張力丸鋼
G	25	44	65	21	25	44	160	4.0	1.8	9	3.99	—	—	—	高張力異形
H	25	48.1	63.5	29	21	43	150	1.4	1.4	—	3.98	—	—	—	"
I	25	49.5	65.6	22.3	18	33	125	4.2	2.6	—	3.98	—	—	—	"
J	25	48.6	65.5	23	18	33	125	4.2	2.6	—	—	—	—	—	"
K	25	41.5	62.5	22	26	32	148	1.9	1.9	—	3.98	—	—	—	高強度異形三角
SR24	13	33	43	35	17	6	48	2.1	1.9	—	—	—	—	—	スターアップ用
	9	35	47	38	16	6	48	1.6	1.6	—	—	—	—	—	腹鉄筋用

m, 腹部の厚さ 0.25 m, フランジ幅 1 m, フランジ厚さ 0.15 m の大型の T 形ばりとした。

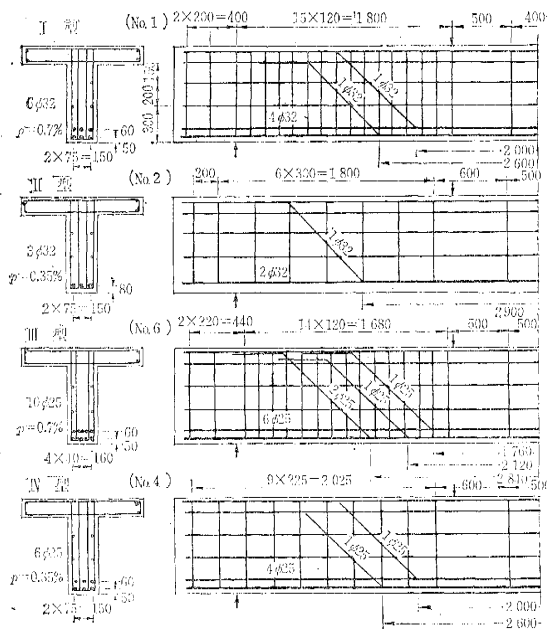
表-6 使用コンクリートの性質

コンクリートの配合 No.	コンクリートの強度 (kg/cm <sup>2</sup> )		*ヤング係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	
	現場養生はりの取荷試験時	標準養生材令28日	ひずみの範囲	
			0~200×10 <sup>-6</sup>	200×10 <sup>-6</sup> 以上
I	310~330	340~360	2.9×10 <sup>5</sup>	2.8×10 <sup>5</sup>
II	400~420	420~440	3.0×10 <sup>5</sup>	2.9×10 <sup>5</sup>
III	300~390	300~320	2.9×10 <sup>5</sup>	2.8×10 <sup>5</sup>

\* 試験時に測定 材令 I, II: 14 日, III: 56 日

No. 1 から No. 10 までの 10 本の試験ばりは引張鉄筋の直径を 32 mm および 25 mm の 2 種, 鉄筋比は 0.33~0.42% および 0.66~0.71% の 2 種, コンクリートは設計強度は 300 kg/cm<sup>2</sup> および 400 kg/cm<sup>2</sup> の 2 種のものそれぞれ使用し, すでに述べた実験計画法による要因のわりつけによって試験ばりの設計を行なった。したがって試験ばりの形式および配筋図は引張鉄筋の直径, 本数および鉄筋比の関係から, 図-1 にその代表的な例を示すように, I, II, III, および IV 型の 4 種になる。No. 11 から No. 16 の 6 本の試験ばりは, 引張鉄筋の種類のみを変え, はりの形式および配筋は一定 (IV 型) に定めた。

図-1 試験ばりの形式と配筋図



この試験では, はりの曲げ性状についての研究を主目的にしているため, せん断破壊が曲げ破壊よりも前におこらないようにその大部分の試験ばりのせん断補強を行なったが, スターラップ量の影響を検討するためスターラップの間隔をつぎのように変えて設計を行なった。すなわち No. 1 から No. 6 までの試験ばりはその鉄筋比 0.33~0.42% のものは 22.5 cm または 30 cm 間隔

に, 鉄筋比 0.66~0.71% のものは 12 cm 間隔に 4φ13 mm (ダブル配筋) のスターラップを配置した。No. 7 から No. 10 の試験ばりは上記のスターラップ量を 50~70% に減じて 2φ13 mm (シングル配筋) とし, No. 11 から No. 16 の 6 本の試験ばりの片側は 4φ13 を 22.5 cm 間隔に, 他の側はその量を 50~70% の範囲に変えて配置した。

引張鉄筋の折曲げはつぎのとおりである。すなわち, No. 1 から No. 10 の 10 本の試験ばりの片側は, いずれも曲げモーメントに対して不要となった点から引張鉄筋のうちの 1/3~2/5 の鉄筋をただちに曲げ上げ, もう一方の側は以下の 4 方法で曲げ上げを行なった。

- ① 曲げモーメントに対して不要となった点でただちに曲げ上げ, 圧縮側に定着する (No. 1, 2, 9)。
- ② 全鉄筋をはりの端部まで伸して定着する (No. 3, 8, 11, No. 11~16 の片側)。
- ③ 曲げモーメントに対して不要となった点から, 定着長をはりの有効高さに等しくとって引張側に定着する (No. 6, 7)。
- ④ 曲げモーメントに対して不要となった点から 20 cm 伸し, φ13 mm または φ16 mm の鉄筋を合わせて定着する (No. 4, 5 の片側)。

また, No. 11 から No. 16 までの試験ばりは両側の鉄筋をすべて端部まで伸して定着した。

本実験に用いた No. 1 から No. 16 までの試験ばりの種類は表-7 に示すとおりである。

#### (4) 試験方法

**a) はりの製作** No. 1 から No. 10 までの試験ばりの製作は, 建設省土木研究所千葉支所の構内で行ない, No. 11 から No. 16 までの試験ばりの製作はオリエンタルコンクリート KK 多摩工場で行なって, 土木研究所千葉支所まで運搬した。

型わくには主としてメタルホームを使用した。引張鉄筋およびスターラップのひずみを測定するために, 鉄筋の表面にワイヤ ストレイン ゲージをはりつけてコーチングをしてからコンクリートを施工した。No. 1~10 の試験ばりには小野田レミン KK 千葉工場で製造した生コンクリートを使用した。おのおの試験ばりのコンクリートの打込みには, 十分に振動締め固めを行なった。

No. 1~10 の試験ばりは原則として材令約 2 週, No. 11~16 の試験ばりは材令 8~9 週で載荷試験を行なった。

試験ばりには, はりに発生するひびわれ幅を測定するため, 引張鉄筋の重心位置および底面より 1 cm の位置に 10 cm 間隔に, またせん断スパンの腹部中央位置にも同様な間隔に, コンタクトゲージ用のボールを打込んだ鉄片をはりつけた。コンタクトゲージは標点間の距離を機械的に測定するもので, これによってその間に成

表-7 試験ばりの種類

試験ばりの番号	鉄筋の種類	本数×直径 φ (mm)	断面積 As (cm <sup>2</sup> )	コンクリート強度 σc (kg/cm <sup>2</sup> )	鉄筋比 P	*有効鉄筋比 Pe (%)	有効高さ d (cm)	はりの型式	スタレープの間隔 s (cm)		引張鉄筋の着法		試験までの日数 (日)
									左側	右側	左側	右側	
No. 1	D	6 φ22	47.5	330	0.660	11.9	72	I	4φ13 (ダブル)		曲げ上げ	曲げ上げ	15
No. 2	A	3 φ22	24.1	320	0.335	6.0	72	II	30		"	"	14
No. 3	C	3 φ22	23.8	400	0.330	6.0	72	II	30		"	伸し	14
No. 4	B	6 φ25	30.4	310	0.423	7.6	72	IV	22.5		+20cm, φ13 切り	曲げ上げ	14
No. 5	D	6 φ25	30.4	330	0.423	7.6	72	IV	22.5		曲げ上げ	+20cm, φ16 切り	14
No. 6	C	10 φ25	50.7	320	0.704	12.7	72	III	12		"	+80 切り	14
No. 7	A	10 φ25	49.1	420	0.682	12.3	72	III	2φ13 (シングル)		"	+80 切り	**** 14+20
No. 8	B	6 φ22	47.5	410	0.660	11.9	72	I	10		"	伸し	15
No. 9	E	6 φ22	47.5	340	0.660	11.9	72	I	10		"	曲げ上げ	16
No. 10	E	6 φ25	30.4	420	0.423	7.6	72	IV	22.5		"	伸し	14
No. 11	G	6 φ25	30.4	350	0.423	7.6	72	IV	4φ13 30	4φ13 22.5	伸し	"	44
No. 12	II	6 φ25	30.4	300	0.423	7.6	72	IV	4φ13 45	4φ13 22.5	"	"	52
No. 13	J	6 φ25	30.4	360	0.423	7.6	72	IV	2φ13 22.5	4φ13 22.5	"	"	56
No. 14	I	6 φ25	30.4	390	0.423	7.6	72	IV	4φ13 22.5	4φ13 22.5	"	"	61
No. 15	F	6 φ25	30.4	390	0.423	7.6	72	IV	2φ13 15	4φ13 22.5	"	"	60
No. 16	K	6 φ25	30.4	310	0.423	7.6	72	IV	2φ13 15	4φ13 22.5	"	"	70

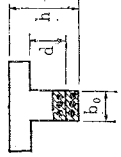
注) \* 有効鉄筋比(Pe):  $P_e = A_s/A_c \times 100$ , ( $A_c =$  引張鉄筋断面積 (cm<sup>2</sup>))

$$A_c = 2(h-d)b_o$$

\*\* 曲げモーメントに対し不要になった点から 20 cm 延長して切り, 代りに φ16 mm の丸鋼をそえたもの

\*\*\*\* 同じく 80 cm 延長して切ったもの

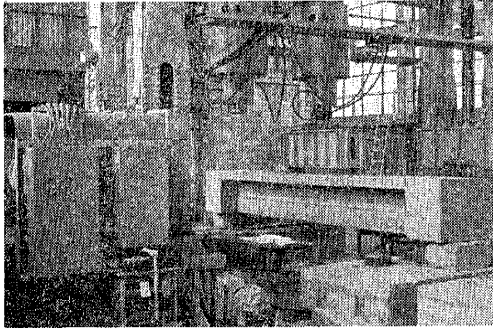
\*\*\*\*\* 試験機故障のため中断し, 10 日後再試験



長するひびわれ幅を測定することができるものである。また圧縮側のコンクリートのひずみを測定するため、コンクリート表面にもワイヤ ストレイン ゲージをはりつけた。

**b) 載荷試験** 載荷試験は建設省土木研究所千葉支所内の大型構造物試験機(250t×2)を用いて、はりのスパンを5mにとり、2点静荷重載荷による曲げ試験を行なった(写真-2参照)。荷重は鋼製の載荷ばり

写真-2 載荷試験装置



(長さ170cm、高さ60cm、幅50cm)を通して加え、載荷点および支承には直径10cm、長さ30cmの鋼製のコロシューを用い、一端は固定、他端を可動とした。なおNo.11~16の試験ばりには可動すべりシューを用いた。No.1からNo.10までの試験ばりの載荷荷重ははりの形式(I, II, III, IV)によって、

I, IIIの場合: 0→10→20→0→20→30→0→30→40→0→40→50→……

II, IVの場合: 0→5→10→0→10→15→0→15→20→0→20→25→……

とくり返して載荷し、No.11からNo.16の試験ばりの場合には: 0→5→10→15→20→……

と5tきざみの段階で破壊まで荷重を加えた。この各荷重段階ごとに下記の項目について測定および観測を行なった。

- ① ワイヤ ストレイン ゲージによる引張鉄筋、スターラップおよびコンクリートのひずみ測定
- ② コンタクト ゲージによるコンクリートに発生するひびわれ幅の測定
- ③ ダイヤル ゲージによるはりのたわみ測定(スパン中央, 1/4点, および支点)
- ④ ひびわれ発生状況および試験ばりの破壊状態の観測

### 3. 試験結果とその考察

#### (1) 概要

試験の経過の概要はつぎのとおりである。

No.1からNo.10までははりの試験は、1962年10月から1963年4月まで、No.11からNo.16までの

はりの試験は1964年4月から8月までの期間にわたって行なった。

No.1からNo.8, No.11, No.12およびNo.14~16の13本の試験ばりの破壊状態は引張鉄筋の降伏による曲げ引張破壊である。降伏点が $63 \text{ kg/mm}^2$ のきわめを高張力の鉄筋Eを用いたNo.9試験ばりは、引張鉄筋が降伏する前にコンクリートが圧縮破壊する、いわゆる曲げ圧縮破壊を起こし、また同じ鉄筋Eを用いてスターラップ量をNo.4,5の試験ばりの50%にしたNo.10の試験ばりは、斜め引張応力によってスターラップが降伏してせん断破壊を起こした。降伏点が $49 \text{ kg/mm}^2$ の高張力の異形鉄筋Jを用いたNo.13の試験ばりは曲げ引張破壊と斜め引張破壊とがほとんど同時に起こった。

No.11の試験ばりは、載荷の途中試験機が故障し、目盛の指針が振れぬまま荷重が加わったので、鉄筋およびコンクリートのひずみ、ひびわれなどの考察には測定データから除いた。以後のNo.12からNo.16までの試験ばりの載荷の際にはブルー ビング リングを取り付けて、荷重を測定しながら載荷試験を行なった。

鉄筋およびコンクリートのひずみの測定値は荷重の増加とともに直線的に増大し、引張鉄筋の応力度が $3000 \text{ kg/cm}^2$ 程度に達するまでは良好な測定結果が得られた。引張鉄筋の応力度が約 $100\sim 300 \text{ kg/cm}^2$ に達すると、スパン中央のコンタクト ゲージの測定値が数箇所急激に大きくなり、肉眼の場合よりかなり早くひびわれの発生を発見することができた。ひびわれの間隔は $10\sim 15 \text{ cm}$ で、荷重の増加とともにひびわれ幅は成長するが、異形鉄筋を用いた試験ばりの場合には、荷重の増加とともにすでに発生したひびわれの間に新しいひびわれが2,3本発生し、丸鋼を用いた試験ばりの場合には、荷重の増加によって新たなひびわれを生ずることはなく、ひびわれ幅のみが増大した。

荷重とともにせん断スパンにもひびわれが発生し、支承部に行くにしたがってその傾斜が大となり、ほぼ $45$ 度に近くなった。またスターラップのひずみの測定値は荷重の小さい範囲ではほとんど零に近いが、せん断ひびわれがでると急激に大きくなる傾向が認められた。

はりのたわみは中央, 1/4点, 支承部の計5点について測定したが、荷重が大となると荷重を零にしてもたわみの残留が認められた。

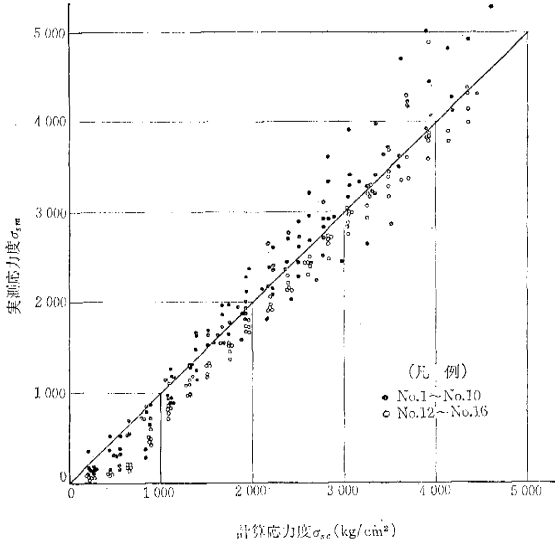
以下、鉄筋および圧縮側のコンクリートの応力度、破壊荷重、ひびわれ、たわみ、せん断応力および強度に分けて試験結果を述べ、考察を加えることにする。

#### (2) 鉄筋およびコンクリートの応力

試験ばりにおいてワイヤ ストレイン ゲージによって測定した鉄筋および圧縮側コンクリートのひずみの測定値より求めた実測応力について考察した結果を示す。

a) 中央スパンにおける引張鉄筋の応力 No. 1~16 の試験ばりについて、荷重の増加にともなう実測応力度の推移を一括して示すと図-2 のようになる。図中

図 2 中央スパンにおける引張鉄筋の応力度



の黒丸は実験計画法にしたがいわりつけを行なった No. 1~10 の試験ばりの結果を、白丸は鉄筋の種類だけを変えた No. 12~16 の試験ばりの結果を示したものである。

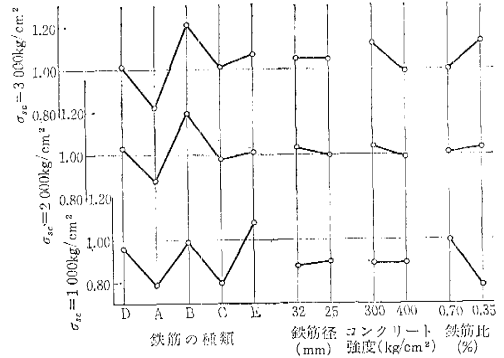
実測応力度は 3~7 個の点で測定したひずみを平均し、ヤング係数を丸鋼で  $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 、異形鉄筋で  $2.05 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  として求めたもので、計算応力度は常用設計方法（コンクリートの引張縁を無視し鉄筋とコンクリートとのヤング係数比  $n$  を 15 にとって算定したもの）によるものである。これより、鉄筋の実測応力度が約  $1000 \text{ kg/cm}^2$ （ひずみで約  $500 \times 10^{-6}$ ）以上になると

引張側のコンクリートの影響はほとんどなくなり、それ以後は荷重の増加とともにほぼ直線的に応力は増加していることがわかる。ただしはりの実際の応力状態が理論の仮定と異なるため、その増加割合は計算値より若干大きい。しかし全体についてみれば計算値と実測値とはかなりよく一致しているといえる。

実測応力度 ( $\sigma_{sm}$ ) と計算応力度 ( $\sigma_{sc}$ ) の関係を定量的に調べるため、 $\sigma_{sc} = 1000, 2000$  および  $3000 \text{ kg/cm}^2$  に相当する荷重で  $\sigma_{sm}/\sigma_{sc}$  の比率をとると表-8 のようになる。また図-3 は要因としてとりあげた鉄筋の

図-3  $\sigma_{sm}/\sigma_{sc}$  要因別平均値

$\sigma_{sm}$  : 鉄筋の実測応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{sc}$  : 鉄筋の計算応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)



種類、鉄筋直径、コンクリート強度および鉄筋比の影響について検討するため、No. 1~10 の試験ばりの結果について要因別の平均値を示したものである。誤差が大きいので検定はできないが、この結果より鉄筋の種類と鉄筋比は  $\sigma_{sm}/\sigma_{sc}$ （実測応力度と計算応力度との比）に若干影響を与えること、および鉄筋直径とコンクリート強度はほとんど影響しないことがわかる。鉄筋の種類の影響としては、丸鋼 (A) の  $\sigma_{sm}/\sigma_{sc}$  が  $0.79 \sim 0.88$  で、異

表-8 引張鉄筋の実測応力度 ( $\sigma_{sm}$ ) と計算応力度 ( $\sigma_{sc}$ ) との比率

試験ばりの番号	鉄筋の種類	鉄筋直径 (mm)	コンクリート強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	鉄筋比 (%)	$\sigma_{sc} = 1000 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_{sc} = 2000 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_{sc} = 3000 \text{ kg/cm}^2$	
					$\sigma_{sm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sc}/\sigma_{sm}$	$\sigma_{sm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sc}/\sigma_{sm}$	$\sigma_{sm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sc}/\sigma_{sm}$
No. 1	D	32	330	0.660	1050	1.05	2190	1.10	2970	0.99
No. 2	A	32	320	0.335	700	0.70	1850	0.93	—	—
No. 3	C	32	400	0.330	640	0.64	1930	0.97	3000	1.00
No. 4	B	25	310	0.423	840	0.84	2420	1.21	3860	1.29
No. 5	D	25	330	0.423	860	0.86	1940	0.97	3140	1.05
No. 6	C	25	320	0.704	960	0.96	1970	0.99	3100	1.03
No. 7	A	25	420	0.682	870	0.87	1660	0.83	2470	0.82
No. 8	B	32	410	0.660	1120	1.12	2340	1.17	3360	1.12
No. 9	E	32	340	0.660	1050	1.05	1970	0.98	3220	1.07
No. 10	E	25	420	0.423	1010	1.01	2080	1.04	—	—
No. 12	H	25	300	0.423	720	0.72	1770	0.89	2920	0.97
No. 13	J	25	360	0.423	660	0.66	1720	0.86	2800	0.93
No. 14	I	25	390	0.423	700	0.70	1850	0.93	2920	0.97
No. 15	F	25	390	0.409	560	0.60	1710	0.86	2880	0.96
No. 16	K	25	310	0.423	760	0.70	1780	0.89	2700	0.90
No. 1~10 の平均値						0.91		1.02		1.05
No. 12~16 の平均値						0.68		0.89		0.95

形鉄筋にくらべ 10~20% 低く、また旧 JIS 型の異形鉄筋 (B) の比率は 0.99 ~ 1.21 と他のものより 0~20% 高くなっている。このことから、鉄筋の種類が多少  $\sigma_{sm}/\sigma_{sc}$  に関係するものと考えられる。また鉄筋比の影響は荷重の大きさによってその傾向が異なり、鉄筋応力度が  $1000 \text{ kg/cm}^2$  のときは鉄筋比の少ない方が約 20% 低く、 $3000 \text{ kg/cm}^2$  になると逆に 10% 程度高くなっている。これは引張鉄筋に同じ応力を生じさせる荷重が約 2 倍違うことによ

るものと思われる。しかし誤差の分散が各要因の分散と同じくらいあったことなどを考えると、各要因の影響はあまり問題にならないものと考えてよい。

つぎに鉄筋の種類以外の条件を一定とした No. 12~16 の試験ばりについてみると、 $\sigma_{sm}/\sigma_{sc}$  は No. 10 までの試験ばりにくらべ約 10% 低くなっている。たとえば、 $\sigma_{sc}=2000 \text{ kg/cm}^2$  のときについて比較してみると、No. 1~10 の試験ばりの  $\sigma_{sm}/\sigma_{sc}$  は 0.83~1.21, 平均 1.02 に対し No. 12~16 の試験ばりの  $\sigma_{sm}/\sigma_{sc}$  は 0.86~0.93, 平均 0.89 となっている。このような差は、他のコンクリートの応力、破壊強度、ひびわれなどのところにもみられ、その原因としてはつぎのようなことが考えられる。

	No. 1~No. 10	No. 11~No. 16
①試験時材令	2週	8~9週
②載荷方法	荷重を毎回0に戻しながら上昇	荷重を戻さずに上昇
③支承	直径約10cmの可動すべりシュー、コロニー	
④配筋	主鉄筋を途中で曲げ上げたり切った	すべて端部まで延長りしている。

このうち、どれが主な原因であるかは明らかでない。

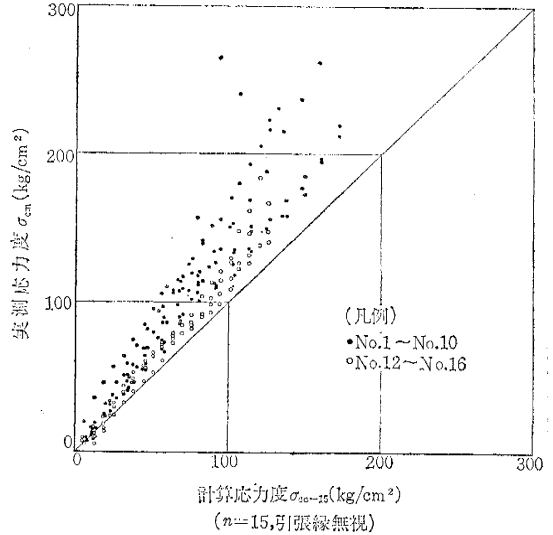
しかし試験ばり全体についてみると、スパン中央部の主鉄筋に生じる応力は常用設計方法によって計算した値にかなり近いといえる。たとえば  $\sigma_{sc}=2000 \text{ kg/cm}^2$  のとき  $\sigma_{sm}/\sigma_{sc}$  の値は 83~121% で、その平均値は 97% になっている。主鉄筋の応力を実測したこれまでの報告によると、曲げモーメントだけをうける区間では理論値と比較的よく一致したという Mains 氏<sup>2)</sup>、理論値より常に低くなるという McHenry 氏<sup>3)</sup>、理論値より高くなるという Saliger 氏<sup>4)</sup> の場合などかなりまちまちである。本実験のように、比較的腹部が薄く背の高い T 形ばりの場

合には、ひびわれ発生後に引張側のコンクリートが受持つ引張力はほとんど無視できるため比較的よく一致したものと思われる。したがってこのような場合には現行の常用設計方法は十分実用的なものであると考えられる。

**b) 中央スパンにおけるコンクリートの応力** 図一

4 は圧縮側におけるコンクリートの応力度の実測結果を

図一 圧縮線のコンクリートの応力度



一括して示したものである。ひずみを応力に換算する際のヤング係数は  $\phi 15 \times 30 \text{ cm}$  円柱供試体で得られた応力-ひずみ曲線から、ひずみの大きさにしたがって表一 6 に示す値を用いた。この計算応力度は常用設計方法によって求めたものである。これより圧縮線のコンクリートに生じる実際の応力は、計算値すなわち曲げモーメントの大きさとほぼ直線的な関係にあること、および常用

表一 9 圧縮線コンクリートの実測応力度 ( $\sigma_{sm}$ ) と計算応力度 ( $\sigma_{cc}$ ) との比率

試験ばり番号	鉄筋の種類	鉄筋径 (mm)	コンクリート強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )	鉄筋比 (%)	$\sigma_{sc}=1000 \text{ kg/cm}^2$				$\sigma_{sc}=2000 \text{ kg/cm}^2$				$\sigma_{sc}=3000 \text{ kg/cm}^2$			
					$\sigma_{sm}/\sigma_{cc-7}$	$\sigma_{sm}/\sigma_{cc-7}^{(1)}$	$\sigma_{sm}/\sigma_{cc-7}^{(2)}$	$\sigma_{sm}/\sigma_{cc-15}^{(3)}$	$\sigma_{sm}/\sigma_{cc-7}$	$\sigma_{sm}/\sigma_{cc-7}^{(1)}$	$\sigma_{sm}/\sigma_{cc-7}^{(2)}$	$\sigma_{sm}/\sigma_{cc-15}^{(3)}$	$\sigma_{sm}/\sigma_{cc-7}$	$\sigma_{sm}/\sigma_{cc-7}^{(1)}$	$\sigma_{sm}/\sigma_{cc-7}^{(2)}$	$\sigma_{sm}/\sigma_{cc-15}^{(3)}$
					(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
No. 1	D	32	330	0.660	51	1.02	1.24	1.21	103	1.04	1.25	1.24	146	0.98	1.18	1.17
No. 2	A	32	320	0.335	41	1.28	1.92	1.71	84	1.29	1.96	1.71	123	1.26	1.92	1.69
No. 3	C	32	400	0.330	32	1.00	1.50	1.33	69	1.06	1.61	1.41	105	1.07	1.63	1.44
No. 4	B	25	310	0.423	45	1.18	1.65	1.55	99	1.32	1.81	1.71	148	1.32	1.81	1.68
No. 5	D	25	330	0.423	61	1.60	2.23	2.10	106	1.41	1.94	1.83	150	1.34	1.83	1.70
No. 6	C	25	320	0.704	64	1.25	1.46	1.49	128	1.24	1.46	1.47	198	1.29	1.48	1.52
No. 7	A	25	420	0.682	54	1.06	1.27	1.26	110	1.07	1.29	1.26	153	0.99	1.20	1.18
No. 8	B	32	410	0.660	59	1.18	1.43	1.40	115	1.16	1.39	1.39	148	0.99	1.19	1.18
No. 9	E	32	340	0.660	50	1.00	1.21	1.19	109	1.10	1.32	1.31	156	1.05	1.26	1.25
No. 10	E	25	420	0.423	35	0.92	1.28	1.21	70	0.93	1.28	1.21	—	—	—	—
No. 12	H	25	300	0.423	35	0.89	1.28	1.15	74	0.94	1.36	1.21	112	0.95	1.37	1.22
No. 14	I	25	390	0.423	38	0.96	1.39	1.25	73	0.93	1.34	1.20	93	0.79	1.13	1.03
No. 15	F	25	390	0.409	39	0.99	1.43	1.28	71	0.90	1.30	1.16	97	0.82	1.16	1.06
No. 16	K	25	310	0.423	30	0.76	1.10	0.98	63	0.80	1.15	1.03	101	0.86	1.23	1.10
No. 1~No. 10 の平均						1.15	1.52	1.45		1.16	1.53	1.45		1.14	1.35	1.42
No. 12, 14, 15, 16 の平均						0.90	1.30	1.17		0.89	1.29	1.15		0.86	1.23	1.10

(1) コンクリートの引張線を無視して  $n=7$  とした場合 (2) 全断面有効で  $n=7$  とした場合  
 (3) " " " "  $n=15$  " "



設計方法より求めた計算値よりかなり大きくなること  
 がある。一部の点が非常にかけはなれているのは鉄筋の  
 降伏ともなつて圧縮縁のコンクリートの応力が急増し  
 たことを示している。

前節の引張鉄筋の場合と同様に、中央スパンの鉄筋の  
 計算応力度  $\sigma_{sc}$  が 1000, 2000 および 3000 kg/cm<sup>2</sup> と  
 なる荷重において実測応力度  $\sigma_{cm}$  と常用設計方法によ  
 る計算応力度  $\sigma_{cc-15}$ , 鉄筋とコンクリートとのヤング係

図-5 (a) 鉄筋およびコンクリートの応力分布

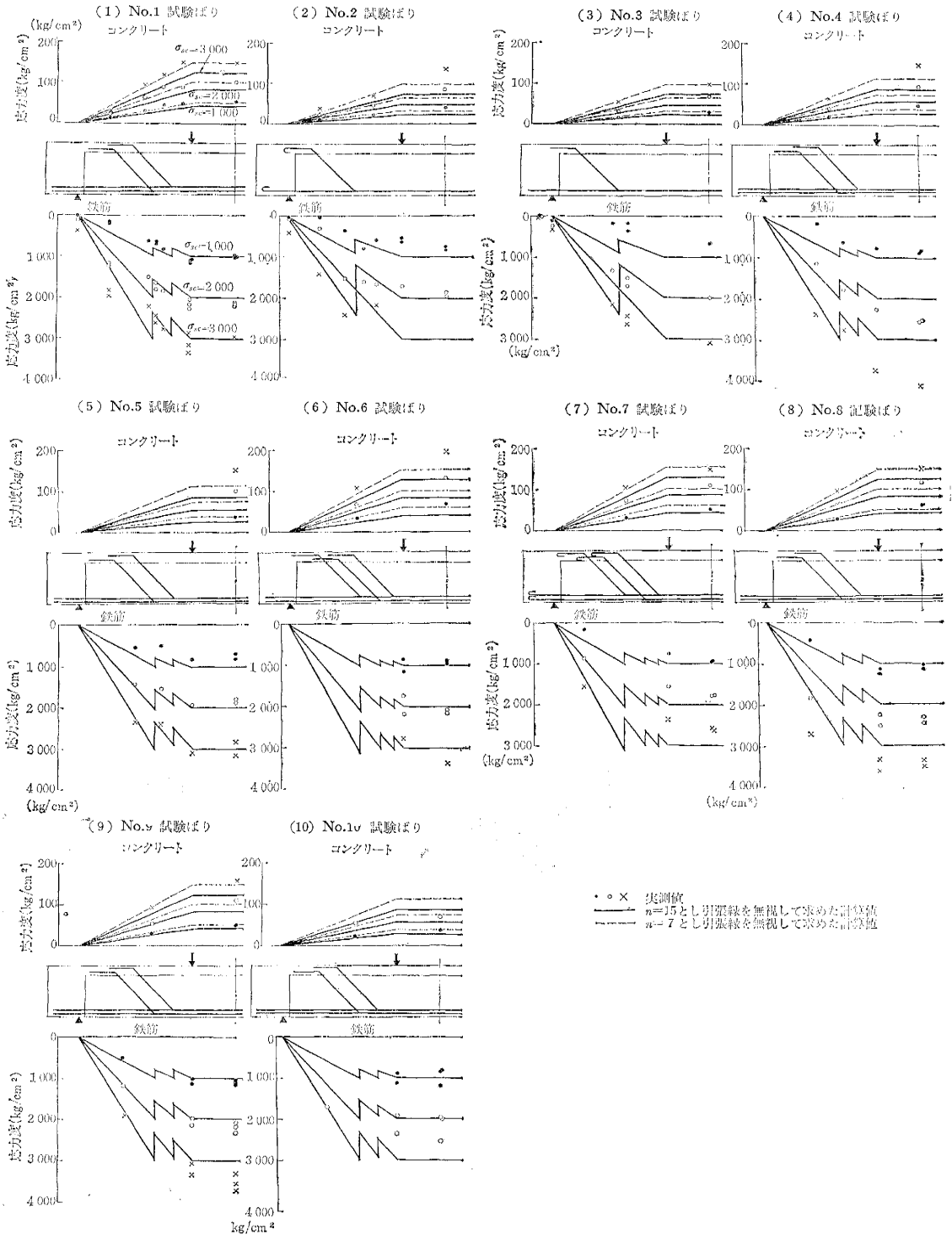
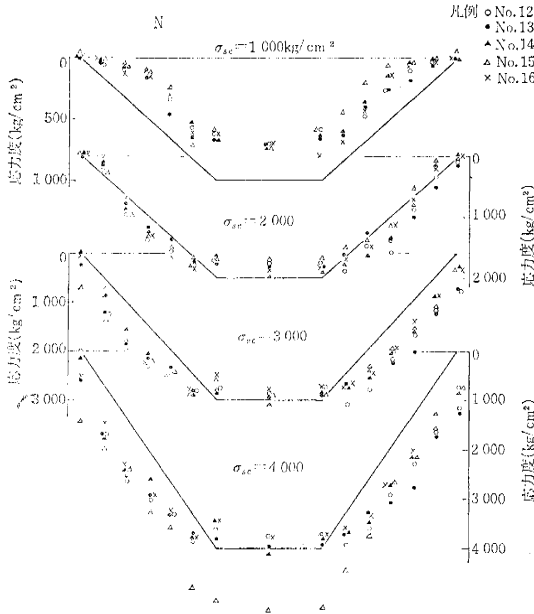
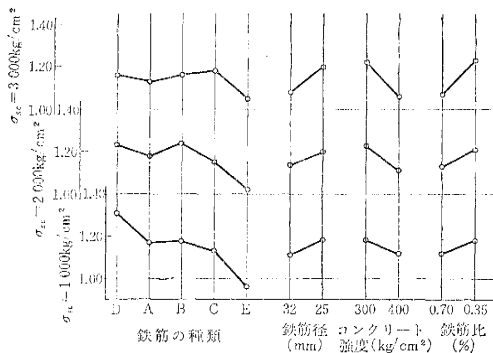


図-5 (b) 鉄筋の応力分布



数比  $n$  を 7 としコンクリートの中立軸以下の引張縁を無視して求めた計算応力度  $\sigma_{cc-7}$ 、および  $n=7$  として全断面有効として求めた計算応力度  $\sigma'_{cc-7}$  との比をとると表-9 のようになる。この表においても No. 1~10 の試験ばりとし、No. 12~16 の試験ばりとの間にかんりの差が認められる。すなわち、前者では  $n=15$  とした常用設計方法とすると約 45%、 $n=7$  として全断面有効とすると約 52%、引張縁を無視すると約 15%、いずれも実測応力度が計算値より大きくなっているのに対し、後者の場合は、実測値は計算値にくらべ、 $n=15$  とした常用設計方法とすると約 15%、 $n=7$  として全断面有効とすると約 30% 上まわり、引張縁を無視すると逆に約 10% 下まわっている。これは前節後半でふれたように、No. 1~10 の試験ばりと No. 11~16 の試験ばりとの試験の条件が若干変わったためと思われる。しかし、いずれにしろ  $n=15$  とした常用設計方法はかなり危険側の結果を与えており、 $n=7$  とし引張縁を無視して求め

図-6  $\sigma_{cm}/\sigma_{cc-7}$  の要因別平均値



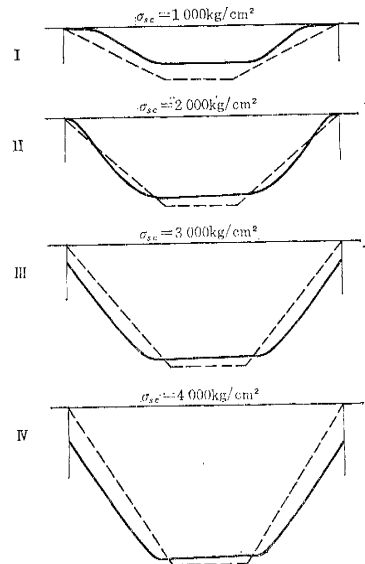
た値が比較的安全側の値を与えるものと思われる。

No. 1~10 の試験ばりについて、実測応力度と  $n=7$  とし引張縁を無視して求めた計算応力度との比  $\sigma_{cm}/\sigma_{cc-7}$  の値について、要因別の平均値を示すと図-6 のようになる。鉄筋の種類についてみると、鉄筋 A~D の間ではほとんど差がなく、鉄筋 E だけ約 15% 低くなっている。また鉄筋直径、コンクリート強度、鉄筋比の影響としては、直径 25 mm のよりは 32 mm のよりはより 6~12%、コンクリートの強度 300 kg/cm<sup>2</sup> のよりは 400 kg/cm<sup>2</sup> のよりはより 6~16%、鉄筋比が 0.35% のよりは 0.70% のよりはより 8~16%、それぞれ大きい。しかしこの場合も誤差の分散が各要因の分散と同じくらいあったことなどを考えれば、圧縮側のコンクリートの応力におよぼす各要因の影響はあまり問題にしないでよいものと考えられる。

e) はりのスパン方向の応力分布 はりのせん断スパンや支点付近における引張鉄筋およびコンクリートの応力分布について、この実験で認められた事項を述べる。

① 引張鉄筋の応力分布の測定結果を示すと図-5(a) (b) のようになる。図-7 はこれを模函化したものである。

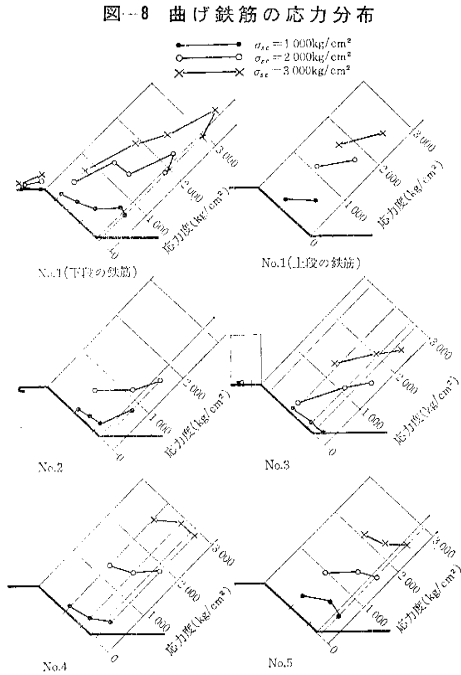
図-7 引張鉄筋の応力分布



計算値より若干大きくなる。しかし端部に近いところはほとんど 0 である。さらに荷重が上がり、斜めせん断ひびわれがいちじるしく発達してくる第 III, IV 段階になると、せん断スパンの引張鉄筋の実測応力度はその計算値をかなり上まわっている。端部から約 1 m の点で 50% 以上も大きくなった場合もある。これは大きな斜めせん断ひびわれが発生すると、はりのコンクリートがアーチ作用をし、引張鉄筋がタイドアーチの引張材のような働きをするためと思われる。なおこれらの傾向は Mains

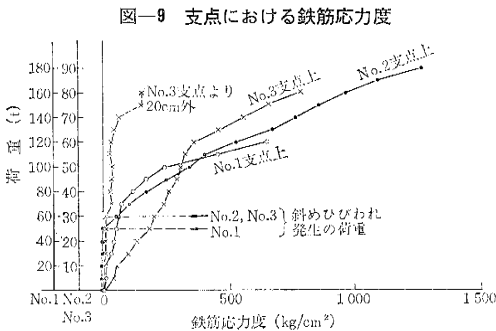
氏<sup>2)</sup>や、その他<sup>3)~5)</sup>の実験結果と一致している。

② No. 1~5 の試験ばりで曲げ上げた鉄筋の応力分布を測定した。この結果は図-8にみるように曲げ上げ



たところの応力はかなり大きくなるが、その測定値は上方へ行くにしたがって直線的に減少している。曲げ上げた鉄筋の折曲げ部分は、単に斜め引張応力を受け持つだけでなく曲げモーメントの一部をも分担するものと考えられる。

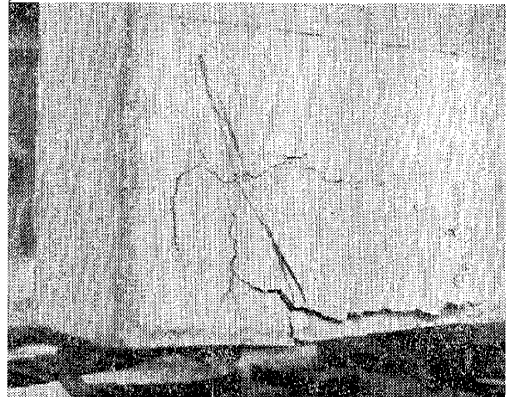
③ 図-9は No. 1~3 の試験ばりについて支点の鉄筋応力を示したものである。これより斜めひびわれが発生すると支点上にも応力を生じ、破壊時には  $700 \sim 1,300 \text{ kg/cm}^2$  に達することがわかる。ただし No. 3 の試験ば



りは最初から支点上に応力が生じているが、これは一段配筋のためと思われる。また異形鉄筋を用いた No. 3 の試験ばりの場合には、破壊時に支点上に約  $800 \text{ kg/cm}^2$  の応力が生じたときでも支点から  $20 \text{ cm}$  外の点の応力は  $150 \text{ kg/cm}^2$  になっているに過ぎない。これから均一に応力分布するものと仮定して鉄筋の付着応力度を求め

ると約  $26 \text{ kg/cm}^2$  になる。したがって定着部にはかなりの付着応力が作用することがわかる。普通丸鋼を用いた No. 15 の試験ばりでは、鉄筋の降伏とほぼ同時にフックの外側のコンクリートがはく離したことから考え、丸鋼の場合にははりの端部の鉄筋の付着応力が許容値以上になってすべり、フックの部分に直接に力が伝わったものと推察される(写真-3 参照)。

写真-3 丸鋼を用いた試験ばりの定着部の破壊状況



④ 引張鉄筋をせん断スパンの途中で切った場合について、その断端から  $20 \text{ cm}$  のところのひずみを測定したが、ゲージの損傷が多くはつきりしたことはわからなかった。ただ傾向としては鉄筋の応力が  $1,000 \text{ kg/cm}^2$  程度になるまでは他の延長した鉄筋とほぼ等しい応力を受持つが、それ以上になるとコンクリートのひびわれが増大し、切った鉄筋が分担する応力の割合は減少するようであった。

⑤ 圧縮側におけるコンクリートのスパン方向の実測応力度の分布は曲げモーメント図とほぼ一致している(図-5(a)(1)~(10)参照)。

### (3) 破壊強度

破壊試験結果を総括して示すと表-10のとおりである。破壊状態は No. 9, 10, 13 の試験ばりの他はすべて鉄筋の降伏ともなる曲げ引張破壊であった。No. 9 の試験ばりは  $63 \text{ kg/mm}^2$  の高い降伏点をもつ鉄筋 E を用いたため、曲げ圧縮破壊を起こした。No. 10 の試験ばりは No. 9 の試験ばりと同じく鉄筋 E を用いているが、せん断力に対する補強を二次的に調べる目的でスターラップ量を No. 4, 5 の試験ばりの  $50\%$  にしたもので(6. 参照)、このため斜めせん断破壊を起こした。また No. 13 の試験ばりでは曲げ引張破壊と斜めせん断破壊がほぼ同時に起こった。高張力丸鋼 F を用いた No. 15 の試験ばりでは鉄筋が降伏した直後、フックの部分のコンクリートに大きなひびわれが入り定着部が破壊した(写真-3 参照)。荷重を除いたあと、表面のコンクリートをはがして中を見ると写真-4のようにフックの背面に  $2 \text{ mm}$  程度のすきまができていた。はりの破壊

表-10 破壊試験結果

試験 番号	鉄筋 種類	鉄筋 直径 (mm)	引張鉄筋 総断面積 $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	コンク リート 強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	鉄筋比 (%)	鉄筋の 降伏点 $\sigma_{sy}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	はりの 有効高 さ $d$ (cm)	$M_u^{(1)}$ t-m	$M_{cal}^{(2)}$ t-m	$M_u/M_{cal}$	$M'_{cal}^{(3)}$ t-m	$M_u/M'_{cal}$	備 考
No. 1	D	32	47.5	330	0.660	5 400	72	171.0	173.0	0.99	175.0	0.98	曲げ引張破壊
No. 2	A	32	24.1	320	0.335	3 500	72	56.7	59.3	0.96	57.2	0.99	"
No. 3	C	32	23.8	400	0.330	4 500	72	72.0	75.7	0.95	72.6	0.99	"
No. 4	B	25	30.4	310	0.423	3 300	72	67.5	70.4	0.96	68.2	1.08	"
No. 5	D	25	30.4	330	0.423	5 200	72	99.0	109.0	0.90	107.5	0.92	"
No. 6	C	25	50.7	320	0.704	4 280	72	153.0	148.0	1.03	148.1	1.03	"
No. 7	A	25	49.1	420	0.682	3 300	72	122.3	113.0	1.08	110.5	1.11	"
No. 8	B	32	47.5	410	0.660	3 400	72	126.0	112.7	1.12	110.1	1.14	"
No. 9	E	32	47.5	340	0.660	6 300	72	158.4	200.0	(0.79)	204.1	—	曲げ引張破壊
No. 10	F	25	30.4	420	0.423	6 100	72	91.8	129.0	—	126.2	—	斜めせん断破壊
No. 11	G	25	30.4	350	0.423	4 400	72	99.0	93.3	1.06	89.9	1.10	曲げ引張破壊
No. 12	H	25	30.4	300	0.423	4 610	72	119.7	101.0	1.19	98.2	1.22	"
No. 13	J	25	30.4	360	0.423	4 950	72	112.5	103.0	1.09	101.1	1.11	曲げ引張破壊と斜めせん断破壊が同時曲げ引張破壊
No. 14	I	25	30.4	390	0.423	4 860	72	110.7	103.0	1.07	99.2	1.11	"
No. 15	F	25	29.5	390	0.409	4 200	72	103.5	86.9	1.19	83.2	1.24	"
No. 16	K	25	30.4	310	0.423	4 150	72	99.0	87.8	1.13	84.7	1.17	"

No. 1~No. 8 の平均値  $M_u/M_{cal}=1.00$   $M_u/M'_{cal}=1.03$   
 No. 11~No. 16 "  $M_u/M_{cal}=1.12$   $M_u/M'_{cal}=1.16$

- (1) 実測破壊モーメント, (2) Whitney の式による計算式  $M_{cal}=A_s \sigma_{sy} d \left(1 - \frac{p}{2} \cdot \frac{\sigma_{sy}}{0.85 \sigma_c}\right)$  より求めた値  
 (3) 常用設計式による計算式  $M'_{cal}=\sigma_s A_s j d$  より求めた値

写真-4 丸鋼を用いた試験ばりの定着部の破壊状況 (内部)

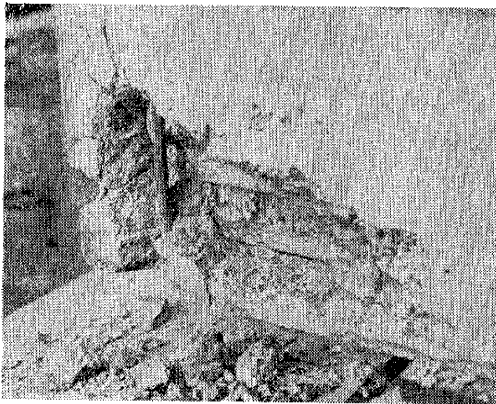


写真-5 曲げ引張り破壊 (No. 8)

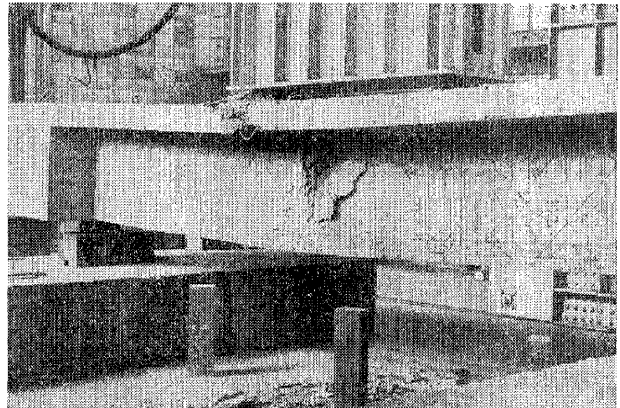
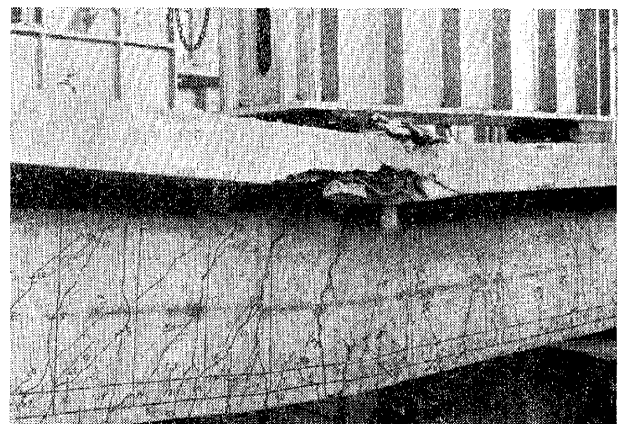


写真-6 曲げ圧縮破壊 (No. 9)



状況の一部を写真で示すと 写真-5~7 のようである。

つぎにこの破壊強度について極限強度の計算式によって検討して見る。極限強度の計算式としては、従来多くの提案<sup>9)~11)</sup>があるが、ここでは、ACI Building Code の Ultimate Strength Design の計算式のもとになっている Whitney の極限強度式<sup>9)</sup> および常用設計方法の鉄筋応力度の算定式に鉄筋の降伏点を代入して破壊モーメントを求める方法とを用いた。この試験ばりの中立軸が圧縮フランジの中に入る場合には Whitney の式はつぎのような矩形状ばりの式になる (図-10 参照)。

$$M = A_s \sigma_{sy} d \left(1 - \frac{p}{2} \cdot \frac{\sigma_{sy}}{0.85 \sigma_c}\right) \dots\dots (1)$$

$A_s$  : 引張鉄筋の断面積  
 $d$  : はりの有効高さ

$p = \frac{A_s}{bd}$  : 引張鉄比

$\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏点応力度

写真-7 斜めせん断破壊 (No. 10)

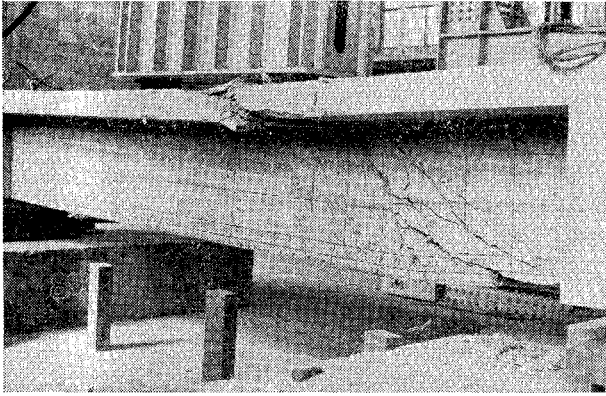
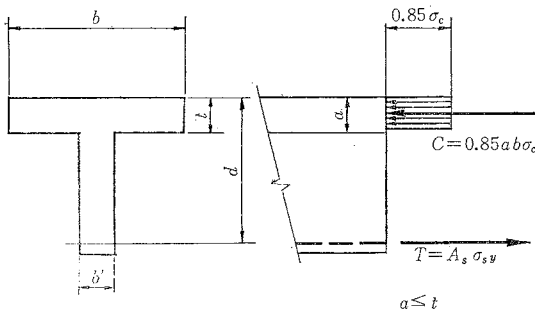


図-10 Whitney 式による応力分布の仮定



$\sigma_c$ : コンクリート強度

また常用設計方法による破壊モーメントの計算式は

$$M'_{cal} = A_s \sigma_{sy} j d \dots\dots\dots (2)$$

$$j = \frac{6 - 6\left(\frac{t}{d}\right) + 2\left(\frac{t}{d}\right)^2 + \left(\frac{t}{d}\right)^3}{2np} \div \frac{6 - 3\left(\frac{t}{d}\right)}{2np} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

$n$ : 鉄筋とコンクリートとのヤング係数比( $n=15$ )

$t$ : 圧縮フランジの厚さ

表-10中の  $M_u$  は実測破壊モーメントであり、 $M_{cal}$  および  $M'_{cal}$  はそれぞれ Whitney 式および常用設計方法にもとづく式(2)による計算破壊モーメントである。まず曲げ引張破壊を起こした No. 1~8, および No. 11~16 の試験ばりについて  $M_u/M_{cal}$ ,  $M_u/M'_{cal}$  を調べてみる。No. 1~8 の試験ばりでは破壊モーメントと Whitney 式による計算値との比  $M_u/M_{cal}$  は 0.90~1.12, 平均値は 1.00 となり、破壊モーメントと常用設計式にもとづく式(3)による計算値との比  $M_u/M'_{cal}$  は 0.92~1.14, 平均 1.03 となって、実測値はいずれの計算値ともよく一致している。一方 No. 11~16 の試験ばりの場合は  $M_u/M_{cal}$  は 1.06~1.19 平均値 1.12,  $M_u/M'_{cal}$  は 1.10~1.24 平均値 1.16 という結果であって、実測値は 10~20% 計算値より大きくなっている。これは前節において、No. 1~10 の試験ばりの鉄筋

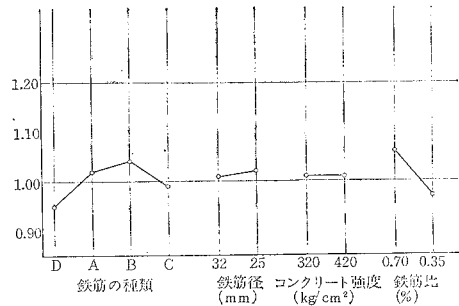
応力の実測値が計算値と一致し、No. 12~16 の試験ばりにおいては実測値が計算値にくらべ約 10% 低かったことと傾向が一致している。しかし曲げ引張破壊を生じたはり全体についてみるならば Whitney 式および常用設計方法にもとづく式(3)はいずれも実際の破壊モーメントに近い値を示しており、その誤差は安全側にてである(最大 10% 程度)。いずれの式を用いても差が少ないのは、この場合の抵抗モーメントのアーム長がいずれの式においてもほぼ同じになることによるものと思われる。

つぎに曲げ圧縮破壊を起こした No. 9 の試験ばりについてみると、実際の破壊モーメント 158.4 t-m は鉄筋の降伏点を  $63 \text{ kg/mm}^2$  として Whitney の式から求めた計算値の 79% になっている。このように降伏点の高い鉄筋を用いた場合には、ACI の Building Code に示すように計算上とりうる鉄筋比に上限を設けるのがよいものと思われる。

なおせん断破壊を起こした No. 10 および No. 13 の試験ばりについては 6. で考察するが、ほぼ同程度のせん断補強を行なっている No. 7, No. 12 の試験ばりが曲げ引張破壊を示していることから考えると、せん断破壊は曲げ引張り破壊より起こりにくいと考えられる。

実験計画法にしたがったわりつけをしている No. 1~10 の試験ばりのうち、曲げ引張破壊を起こした No. 8 の試験ばりまでについて、 $M_u/M_{cal}$  (実測値と Whitney の式による計算値の比) の各要因ごとの平均値を求めると 図-11 のようになる。この結果によると、鉄筋比が 0.35% から 0.70% と 2 倍になるとこの極限強度の割合は約 10% 大きくなっているが、鉄筋の種類、鉄筋直径、コンクリート強度の  $M_u/M_{cal}$  への影響はほとんど認められない。

図-11  $M_u/M_{cal}$  の要因別の平均値



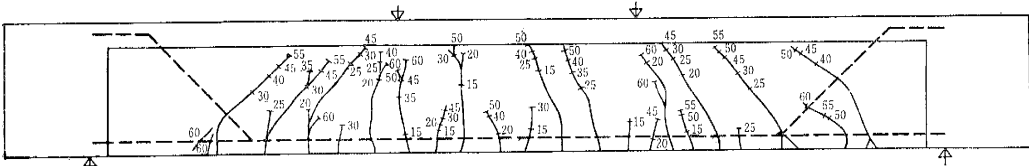
(4) ひびわれ

試験ばりに加える荷重が増加して鉄筋の引張応力度が 100~300 kg/cm<sup>2</sup> に達すると、スパン中央部にはほぼ同時に 10 数本の曲げひびわれが 15~20 cm 間隔に発生した。鋼を用いたはりでは、さらに荷重を増しても破壊

図-12 ひびわれ図

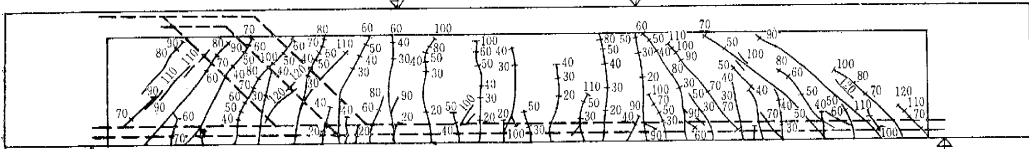
No. 2

Ⓐ,  $\phi 32, p=0.335\%, \sigma_c=320\text{kg/cm}^2$



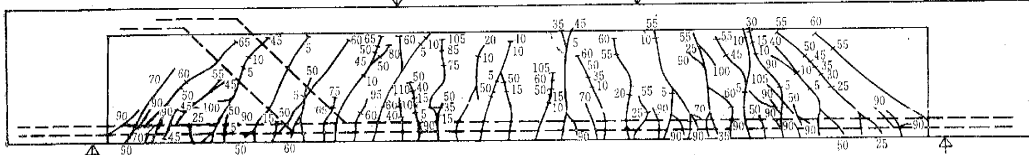
No. 7

Ⓐ,  $\phi 25, p=0.682\%, \sigma_c=420\text{kg/cm}^2$



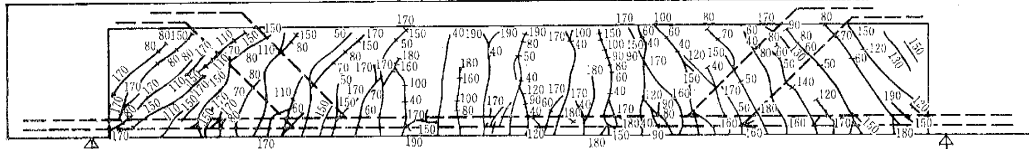
No. 5

Ⓓ,  $\phi 25, p=0.423\%, \sigma_c=330\text{kg/cm}^2$



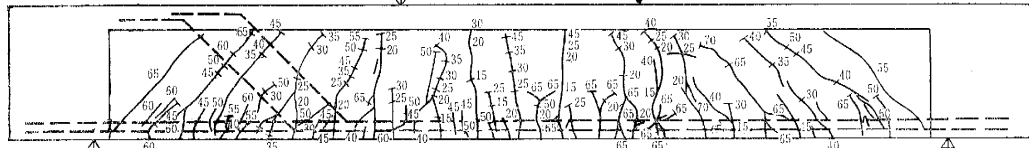
No. 1

Ⓓ,  $\phi 32, p=0.660\%, \sigma_c=330\text{kg/cm}^2$



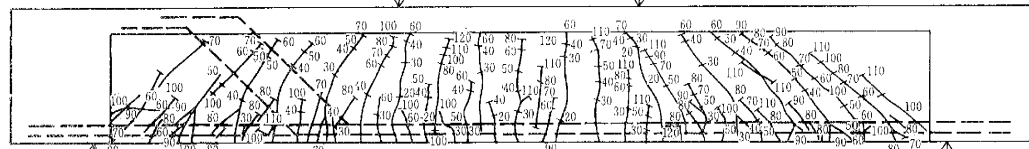
No. 4

Ⓑ,  $\phi 25, p=0.423\%, \sigma_c=310\text{kg/cm}^2$



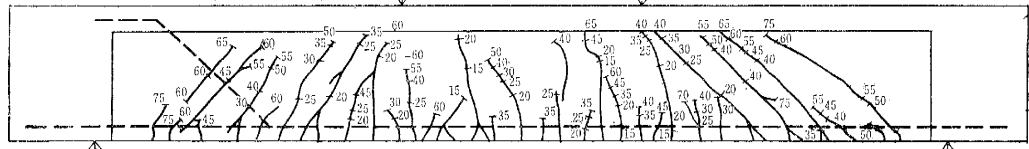
No. 8

Ⓑ,  $\phi 32, p=0.660\%, \sigma_c=410\text{kg/cm}^2$



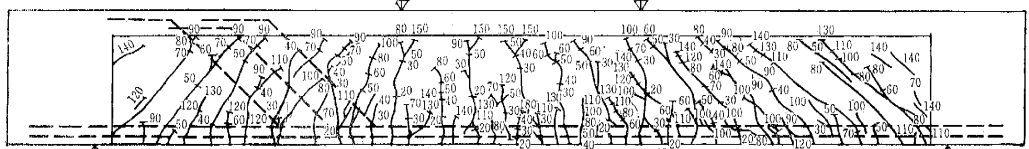
No. 3

Ⓒ,  $\phi 32, p=0.310\%, \sigma_c=400\text{kg/cm}^2$



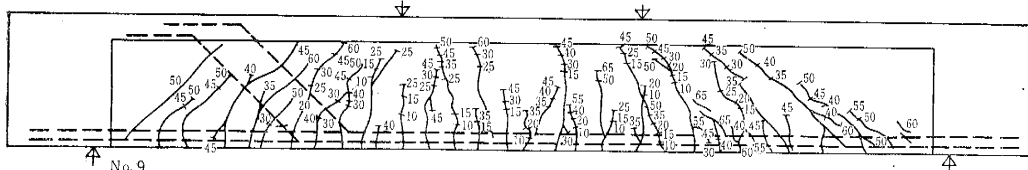
No. 6

Ⓒ,  $\phi 25, p=0.704\%, \sigma_c=320\text{kg/cm}^2$



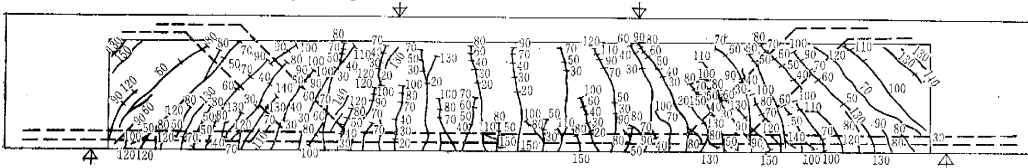
No.10

Ⓔ,  $\phi 25, p=0.423\%, \sigma_c=420\text{kg/cm}^2$



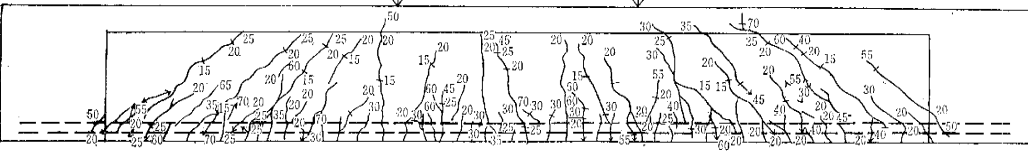
No. 9

Ⓕ,  $\phi 32, p=0.660\%, \sigma_c=340\text{kg/cm}^2$



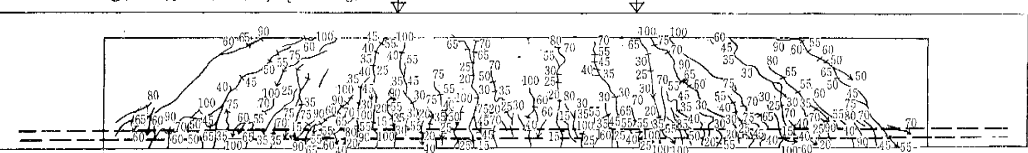
No. 11

Ⓖ,  $\phi 25, p=0.423\%, \sigma_c=350\text{kg/cm}^2$



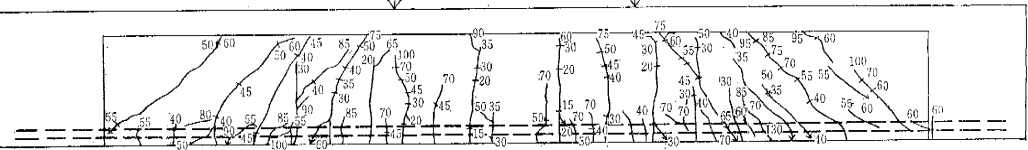
No.12

Ⓗ,  $\phi 25, p=0.423\%, \sigma_c=300\text{kg/cm}^2$



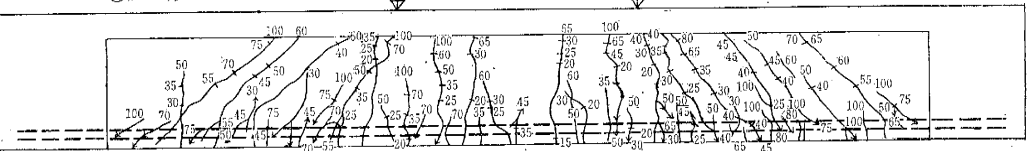
No.13

Ⓙ,  $\phi 25, p=0.423\%, \sigma_c=360\text{kg/cm}^2$



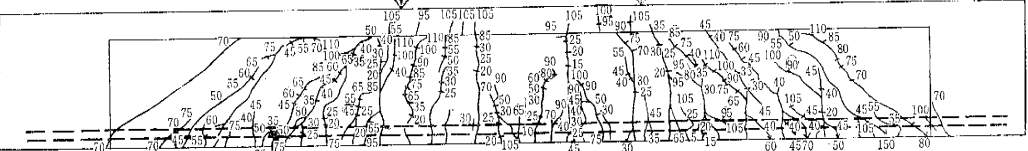
No.14

Ⓚ,  $\phi 25, p=0.423\%, \sigma_c=390\text{kg/cm}^2$



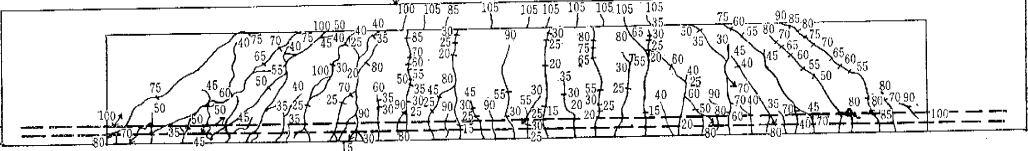
No.15

Ⓛ,  $\phi 25, p=0.423\%, \sigma_c=390\text{kg/cm}^2$



No.16

Ⓜ,  $\phi 25, p=0.423\%, \sigma_c=310\text{kg/cm}^2$



に至るまでその区間には新たな曲げひびわれは発生しなかったが、異形鉄筋を用いたはりでは、鉄筋応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  程度になるまでの間にその区間に数本の新しい曲げひびわれが発生して、ひびわれの平均間隔は  $10\sim 15 \text{ cm}$  程度となった。これらのひびわれの幅は荷

図-13 (a) 最大ひびわれ幅 ( $\phi=25 \text{ mm}$ )

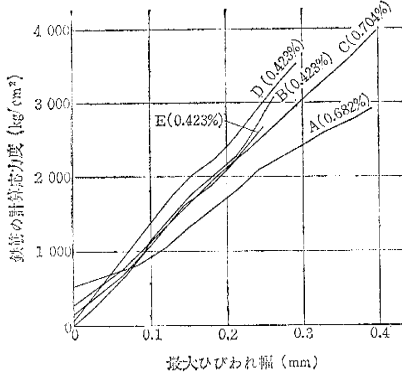
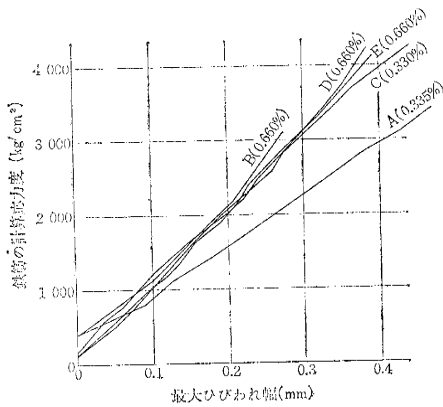


図-13 (b) 最大ひびわれ幅 ( $\phi=32 \text{ mm}$ )



重の増加にともなうて、鉄筋の応力度に比例してほぼ直線的に増大した(図-13 (a), (b) 参照)。

スパン中央部に曲げひびわれが発生した後さらに荷重が増加すると、せん断スパンにも、曲げひびわれおよび斜め引張りひびわれが発生し、荷重の増加にともなうてこれらのひびわれの数および

幅が増大していった。また鉄筋比の大きいはりでは、破壊荷重近くになると引張鉄筋にそって水平なひびわれが発生し、この種のひびわれは破壊荷重の大きいはりにおいて特にいちじるしかった。また曲げひびわれははりの腹部中央でその幅が若干大きくなる傾向が認められた。

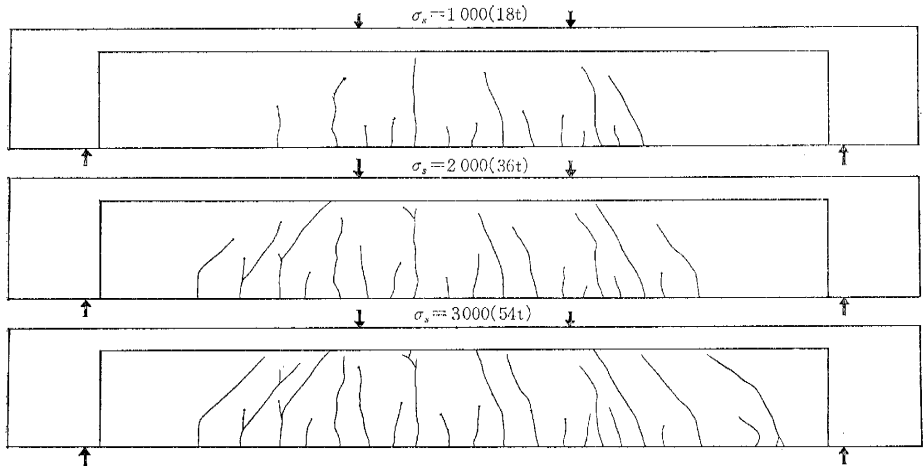
おのおのはりのひびわれの様子は 図-12 に示すようである。なお代表的なはりについて引張鉄筋の応力度が  $1000, 2000$  および  $3000 \text{ kg/cm}^2$  の場合におけるひびわれの様子を示すと 図-14 (1)~(4) のようである。

供試体側面で、鉄筋の重心位置(下面より  $8 \text{ cm}$ )および下面より  $1 \text{ cm}$  の位置におけるひびわれ幅をゲージ間隔  $10 \text{ cm}$  のコンタクトゲージで測定した<sup>10)</sup>。本文ではスパン中央部曲げモーメント一定の区間 ( $140 \text{ cm}$ ) におけるひびわれのなかで大なるもの2個の平均値を最大ひびわれ幅、ひびわれの間隔の平均値を平均ひびわれ間隔と呼ぶことにした。この最大ひびわれ幅および平均ひびわれ間隔の試験結果を示すと 表-11 および 表-12 のようになる。一例としてスパン中央部の鉄筋応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  の時の値を示すとつぎのようである。

スパン中央部鉄筋位置における最大ひびわれ幅は異形鉄筋を用いたはりでは  $0.15\sim 0.20 \text{ mm}$  の範囲で、丸鋼を用いたはりでは  $0.18\sim 0.26 \text{ mm}$  の範囲である。供試体下面における最大ひびわれ幅は鉄筋位置よりもいくぶん大きく  $0.22\sim 0.28 \text{ mm}$  の範囲である。せん断スパン部の鉄筋位置における最大のひびわれ幅は、スパン中央部よりも小さく  $0.13\sim 0.18 \text{ mm}$  の範囲である。これは鉄筋応力度が小さいためと思われる。スパン中央部の平均ひびわれ間隔は、異形鉄筋を用いたはりでは  $10\sim 15 \text{ cm}$  の範囲で、丸鋼を用いたはりでは  $15\sim 18 \text{ cm}$  の範囲である。せん断スパン部における平均のひびわれ間

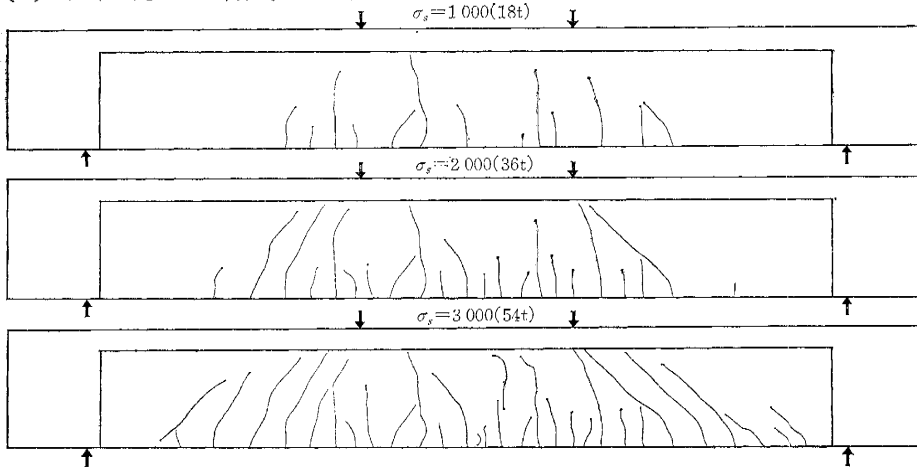
図-14 ひびわれ図

(1) A,  $3\phi 32, p=0.3335\%, \sigma_s=320 \text{ kg/cm}^2$

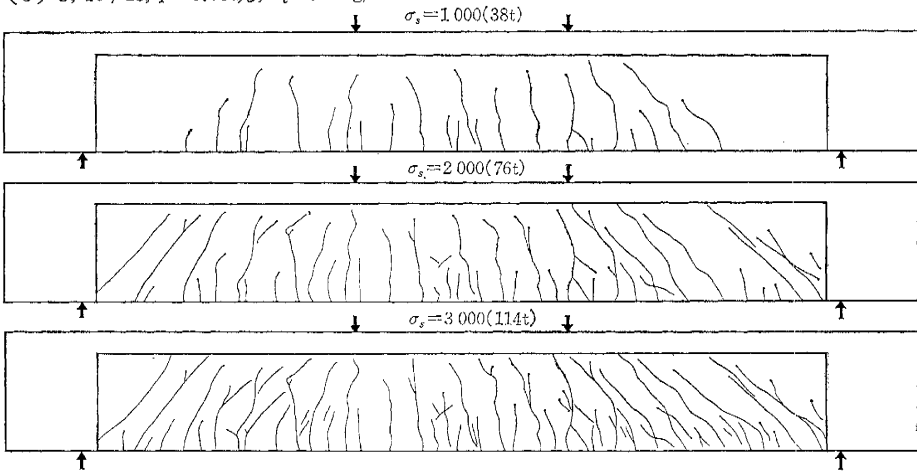




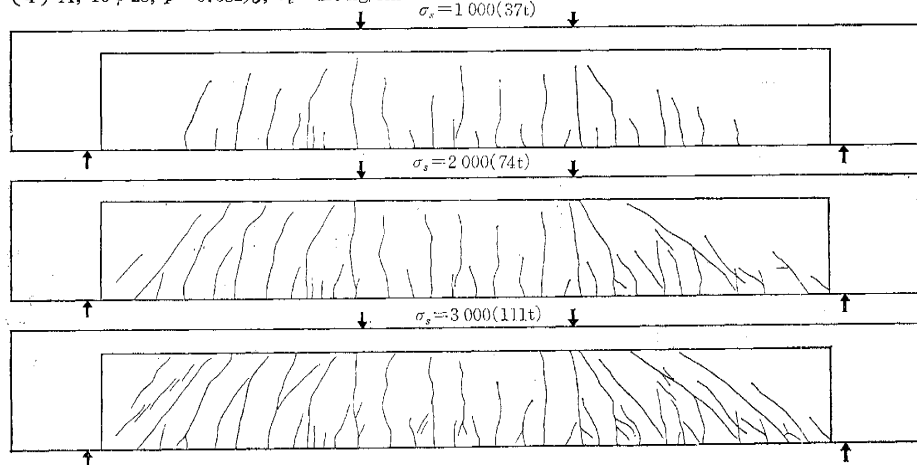
(2) C,  $3\phi 32$ ,  $p=0.333\%$ ,  $\sigma_c=400\text{ kg/cm}^2$



(3) C,  $10\phi 25$ ,  $p=0.704\%$ ,  $\sigma_c=320\text{ kg/cm}^2$



(4) A,  $10\phi 25$ ,  $p=0.682\%$ ,  $\sigma_c=420\text{ kg/cm}^2$



隔はかなりばらつきが大きいですが、スパン中央部よりいくぶん大きく大体15~20 cmの範囲である。

No. 1~10の試験ばりの最大ひびわれ幅および平均ひびわれ間隔について要因分析を行ない、各要因別の平均値を示したものが図-15および図-16である。これらの図から、最大ひびわれ幅および平均ひびわれ間隔におよぼす影響の大きいのは鉄筋の種類で、他の要因の影響は比較的小さいことが認められる。しかしこれらの要因のおよぼす影響は大きいとしている報告も多いので各要因ごとに検討した結果を述べる。

a) 鉄筋の種類

異形鉄筋 B, C, D, E を用いた試験ばりの最大ひびわれ幅および平均ひびわれ間隔についてはほとんど差が認められない。丸鋼Aを用いた試験ばりの最大ひびわれ幅、平均ひびわれ間隔は異形鉄筋の場合よりも大きく、その割合は1.3~1.4である。このことは同一のひびわれの状態に対して異形

表-11 最大ひびわれ幅の試験結果

試験の 番号 No.	鉄筋		鉄筋比 $\rho$ (%)	最大ひびわれ幅 (mm)												右側引 張鉄筋 の 処置
	種類	直径 $\phi$ mm		スパン中央部鉄筋位置			スパン中央部 下面			せん断スパン部 左側			せん断スパン部 右側			
				$\sigma_s = 1000$	2000	(kg/cm <sup>2</sup> ) 3000	$\sigma_s = 1000$	2000	(kg/cm <sup>2</sup> ) 3000	$\sigma_s = 1000$	2000	(kg/cm <sup>2</sup> ) 3000	$\sigma_s = 1000$	2000	(kg/cm <sup>2</sup> ) 3000	
2	A	32	0.335	0.12	0.26	0.42	0.12	0.26	0.45	0.05	0.23	0.39	---	---	---	曲げ上げ 切 断
7		25	0.682	0.11	0.21	0.38	0.12	0.24	0.40	0.07	0.17	0.28	0.05	0.16	0.25	
1	D	32	0.660	0.10	0.19	0.29	0.11	0.22	0.34	0.07	0.16	0.22	---	---	---	切 断( $\phi 16$ )
5		25	0.423	0.07	0.15	0.25	0.08	0.17	0.26	0.05	0.13	0.20	0.05	0.14	0.23	
8	B	32	0.660	0.08	0.19	0.26	0.13	0.25	0.37	0.05	0.18	0.24	0.04	0.18	0.21	伸 ば す
4		25	0.423	0.09	0.17	0.26	0.11	0.28	0.40	0.06	0.13	0.20	0.05	0.18	0.36	
3	C	32	0.330	0.08	0.20	0.30	0.10	0.22	0.32	0.04	0.16	0.23	0.03	0.13	0.22	伸 ば す
6		25	0.704	0.09	0.18	0.30	0.11	0.22	0.31	0.08	0.15	0.26	0.07	0.19	0.33	
9	E	32	0.660	0.10	0.19	0.30	0.15	0.27	0.39	0.08	0.14	0.22	---	---	---	曲げ上げ 伸 ば す
10		25	0.423	0.09	0.19	0.30	0.13	0.26	0.39	0.05	0.13	0.20	0.10	0.17	0.26	
15	F			0.09	0.18	0.28										
13	J			0.10	0.19	0.27										
12	H	25	0.423	0.07	0.15	0.24										
14	I			0.08	0.16	0.25										
16	K			0.07	0.15	0.21										

表-12 平均ひびわれ間隔の試験結果

試験の 番号 No.	鉄筋		鉄筋比 $\rho$ (%)	平均ひびわれ間隔 (cm)									右側引張鉄 筋の 処置
	種類	直径 $\phi$ mm		スパン中央部			せん断スパン部 左側			せん断スパン部 右側			
				$\sigma_s = 1000$	2000	(kg/cm <sup>2</sup> ) 3000	$\sigma_s = 1000$	2000	(kg/cm <sup>2</sup> ) 3000	$\sigma_s = 1000$	2000	(kg/cm <sup>2</sup> ) 3000	
2	A	32	0.335	18.5	18.5	18.5	28	22	22	14	15	18	曲げ上げ 切 断
7		25	0.682	15	15	15	13	14	14	13	16	12	
1	D	32	0.660	17.5	15.5	14	---	17	16	26	19	17	曲げ上げ 切 断( $\phi 16$ )
5		25	0.423	14.5	14	12.5	15	16	12	19	15	12	
8	B	32	0.660	14.5	12	10.5	12	14	11	22	16	11	伸 ば す
4		25	0.423	12.5	10	10	15	13	13	20	25	19	
3	C	32	0.330	17	13	13	17	20	19	25	17	15	伸 ば す
6		25	0.704	16	11	11	19	15	13	20	14	13	
9	E	32	0.660	16	12	11	14	11	9	24	14	11	曲げ上げ 伸 ば す
10		25	0.423	14	12.5	12.5	20	13	13	20	12	13	
15	F			13.5	13.5	12	22	20	12	21	12	10	
13	J			40	12.5	12.5	---	22	19	---	15	12	
12	H	25	0.423	15.5	10.5	9.5	13	15	12	23	14	15	
14	I			19.5	12	11	12	15	10	19	11	11	
16	K			15.5	13	12	30	12	12	20	14	12	

鉄筋は丸鋼の 1.3 ~ 1.4 倍の効果があることを意味しており、この割合は既往の実験結果<sup>11)12)13)</sup>よりもいくぶん小さい。これは本実験に用いた丸鋼はいくぶんさびており、圧延直後に比較してコンクリートとの付着が良いことも原因しているものと思われる。  
他の条件を同じにして鉄筋の種類を変えた No. 12

図-15 最大ひびわれ幅の要因別の平均値

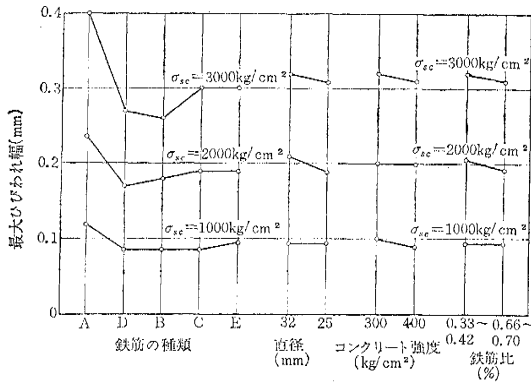


図-16 平均ひびわれ間隔の要因別の平均値

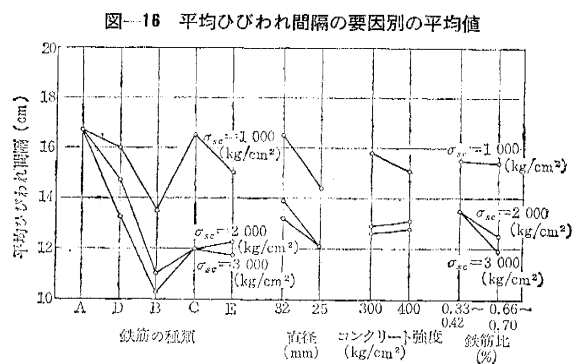
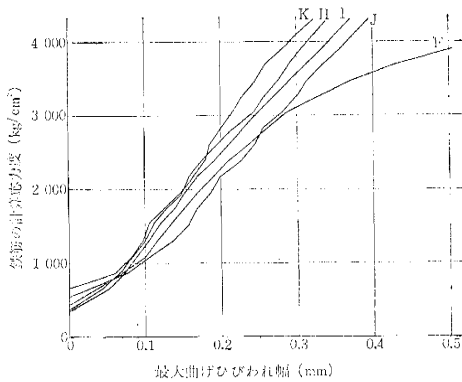


図-17 最大ひびわれ幅 ( $\phi=25\text{ mm}$ ,  $P=0.423\%$ )



異形鉄筋 H, I, K を用いた試験ばりの最大ひびわれ幅は高張力丸鋼 F を用いた試験ばりよりも 20% 程度小さく、鉄筋 J を用いた試験ばりの最大ひびわれ幅は鉄筋 F のものと同程度である。鉄筋 J は現行 JIS のデフォーメーションの規格に合格しないきわめて小さいデフォーメーションをもつ鉄筋である。このことは異形鉄筋としては JIS 規格程度のデフォーメーションをもつ必要があることを示すものと思われる。また、No. 12~14, 16 の試験ばりの最大ひびわれ幅は同じ引張鉄筋量の試験ばり No. 4, 5, 10 の最大ひびわれ幅よりもいくぶん小さい。これはひずみの測定結果と同様に試験条件の差によるものと思われる。なお高張力丸鋼 F を用いた試験ばりにおいては、鉄筋の応力度が 3000 kg/cm<sup>2</sup> を越えると鉄筋が降伏しないにもかかわらず急激に最大ひびわれ幅

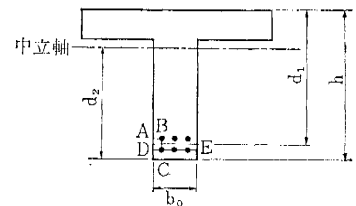
が増大したが、異形鉄筋を用いた試験ばりにおいては鉄筋 J をふくめてすべてそのような現象は認められなかった。

b) 鉄筋直径 直径 25 mm の鉄筋を用いた場合と直径 32 mm を用いた場合とを比較すると、最大ひびわれ幅および平均ひびわれ間隔はともに 10% 程度直径 32 mm を用いた場合の方が大きい、その差は Saliger 教授<sup>14)</sup>、Brice 氏<sup>15)</sup>、Wstlund 教授<sup>12)</sup> などの示す値より小さい。すなわちこれらの研究によれば表-13 に示すように、ひびわれ幅は鉄筋直径に比例するとしており、直径 25 mm の場合と直径 32 mm の場合との割合は 20% 程度になる。なお Hognstad 氏<sup>13)</sup> はアメリカの最近

表-13 ひびわれ幅の比較

試験番号 No.	鉄筋		鉄筋比 $\rho$ (%)	実測値 $W_t^{(2)}$ (mm)	最大ひびわれ幅				実測値と計算値との比			
	種類	直径 $\phi$ mm			計算値(mm)				$W_t/W_1$	$W_t/W_2$	$W_t/W_3$	$W_t/W_4$
					$W_1^{(3)}$	$W_2^{(4)}$	$W_3^{(5)}$	$W_4^{(6)}$				
1	D	32	0.660	0.19	0.14	0.14	0.15	0.20	1.4	1.3	1.3	0.9
2	A	32	0.335	0.27	0.44	0.30	0.34	0.29	0.6	0.9	0.8	0.9
3	C	32	0.330	0.19	0.28	0.21	0.21	0.20	0.7	0.9	0.9	0.9
4	B	25	0.423	0.17	0.13	0.14	0.14	0.16	1.3	1.2	1.2	1.0
5	D	25	0.423	0.16	0.13	0.14	0.14	0.16	1.2	1.1	1.1	1.0
6	C	25	0.704	0.19	0.14	0.11	0.11	0.16	1.4	1.8	1.7	1.2
7	A	25	0.682	0.23	0.24	0.15	0.19	0.23	1.0	1.5	1.2	1.0
8	B	32	0.660	0.18	0.14	0.14	0.15	0.20	1.3	1.3	1.2	0.9
9	E	32	0.660	0.20	0.14	0.14	0.15	0.20	1.4	1.4	1.3	1.0
10	E	25	0.423	0.19	0.13	0.14	0.14	0.16	1.5	1.3	1.3	1.2
12	H	25	0.423	0.15	0.13	0.14	0.14	0.16	1.2	1.1	1.1	0.9
13	J <sup>2)</sup>	25	0.423	0.19	0.20	0.20	0.23	0.23	0.9	0.9	0.8	0.8
14	I	25	0.423	0.16	0.13	0.14	0.14	0.16	1.2	1.1	1.1	1.0
15	F <sup>3)</sup>	25	0.423	0.18	0.20	0.20	0.23	0.23	0.9	0.9	0.8	0.8
16	K	25	0.423	0.15	0.13	0.14	0.14	0.16	1.2	1.1	1.1	0.9
平均									1.15	1.14	1.08	0.96

- 1) A J F は丸鋼として計算する
- 2) 実測値  $W_t$  は  $\sigma_s=1000, 2000$  および  $3000\text{ kg/cm}^2$  の時の最大ひびわれ幅の測定値の平均で、 $\sigma_s=2000\text{ kg/cm}^2$  の時の値にはほぼ等しい
- 3)  $W_1 = \frac{1}{700 n_1} \frac{\phi \sigma_s}{P_e} \left(1 + \frac{e_a}{e_b}\right)$  ..... Brice  
 $\sigma_s$ : 引張鉄筋の応力度 kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi$ : 鉄筋の直径 mm  
 $P_e$ : 有効鉄筋比  $= A_s/A_c = A_s/2 b_0(h-d_1)$   
 $A_c$ : 引張鉄筋の重心と同じ点を重心とするコンクリート断面で、この周辺と中立軸に平行な線によって区切られるコンクリート面積  
 $e_a$ : 縦ひびわれの仮想して切った線を横断する鉄筋直径の総和  
 $e_b$ : 縦ひびわれの仮想して切った線を横断するコンクリート断面積  
 $n_1$ : 鉄筋の表面の粗度に関する係数で、丸鋼の場合 1, 異形鉄筋の場合 1.6 とする
- 4)  $W_2 = n_2 \phi \left(\frac{I_c}{d_1 d_2 A_s} \frac{\sigma_s}{E_s}\right)^{2/3}$  ..... Wastlund  
 $n_2$ : 鉄筋の表面の粗度に関する係数で、丸鋼の場合 0.23, 異形鉄筋の場合 0.16 とする  
 $I_c$ : 全断面有効として計算した断面 2 次モーメント  
 $d_1$ : 圧縮縁より引張鉄筋までの距離  
 $d_2$ : 中立軸より引張鉄筋までの距離  
 $E_s$ : 鉄筋のヤング係数
- 5)  $W_3 = \frac{\phi \sigma_s}{n_3 K_1} \left(4.5 + \frac{0.40}{P_e}\right)$  ..... CRB  
 $n_3$ :  $n_1$  と同じ  
 $K_1$ : 定数で、2 100 000 kg/cm<sup>2</sup> に等しい
- 6)  $W_4 = \frac{\sigma_s}{n_4 K_2 (60-\phi)}$  ..... 岡村  
 $n_4$ : 鉄筋の表面の粗度に関する係数で、丸鋼の場合 1, 異形鉄筋の場合 1.4 とする  
 $K_2$ : 定数で、25 000 kg/cm<sup>2</sup> に等しい



の異形鉄筋を用いたはりについてはひびわれ幅におよぼす鉄筋直径の影響はほとんど認められないと報告しており、この問題に関してはわが国のデフォーメーションの規格をも考えて研究する必要があると思われる。

**c) コンクリート強度** 圧縮強度  $400 \text{ kg/cm}^2$  のコンクリートを用いた場合と  $300 \text{ kg/cm}^2$  の場合とを比較しても、最大ひびわれ幅および平均ひびわれ間隔はともにほとんど差が認められない。前述の諸式においてもコンクリート強度の影響は無視されており、一般に鉄筋コンクリートばりの曲げひびわれはコンクリート強度に影響されないものと思われる。

**d) 鉄筋比** 鉄筋比  $0.33 \sim 0.42\%$  の場合(有効鉄筋比  $P_e \div 6\%$ )と  $0.66 \sim 0.70\%$  ( $P_e \div 12\%$ ) の場合とを比較すると、最大ひびわれ幅および平均ひびわれ間隔はともに約  $5\%$  程度、鉄筋比の小さい場合の方が大きい、その差は前述の諸式による計算値の差より相当小さい。本実験に用いたように有効鉄筋比  $P_e$  が  $6\%$  以上になれば、それ以上鉄筋比を増してもひびわれ幅を小さくする効果は少ないものと思われる。

**e) 計算値との比較** 引張鉄筋の応力度が  $1000, 2000$  および  $3000 \text{ kg/cm}^2$  の時の鉄筋位置の最大ひびわれ幅の実測値を平均して求めた値と、前述の諸式、ヨーロッパコンクリート委員会(CEB)の提案式および岡村<sup>13)</sup>の提案式などの計算値と比較して示すと表-13 のようになるが、本実験に用いたはりの範囲内では比較的簡易な岡村の提案式が実用的であると思われる。

**f) 総合的考察** JIS の規格に合格する程度のデフォーメーションをもつ代表的な市販品の異形鉄筋においては、それらを用いたはりの最大ひびわれ幅およびひびわれ間隔はそのデフォーメーションが多小異なっている場合でもほぼ同様であって、直径が  $32 \text{ mm}$  程度以下の場合には一般に引張鉄筋の応力度が  $1000, 2000, 3000 \text{ kg/cm}^2$  の時のより側面鉄筋位置の最大ひびわれ幅はそれぞれ  $0.1, 0.2, 0.3 \text{ mm}$  程度以下である。またこの場合のはりの最大ひびわれ幅およびひびわれ間隔は丸鋼を用いた場合の  $70 \sim 80\%$  程度である。ひびわれ幅は部材の耐久性に影響するが、これを考慮して高張力鉄筋の許容引張応力度に制限を設ける場合

には、異形鉄筋は丸鋼よりもコンクリートとの付着強度のばらつきが小さいことをも考慮して、異形鉄筋の許容

図-18 (a) スパン中央の実たわみ

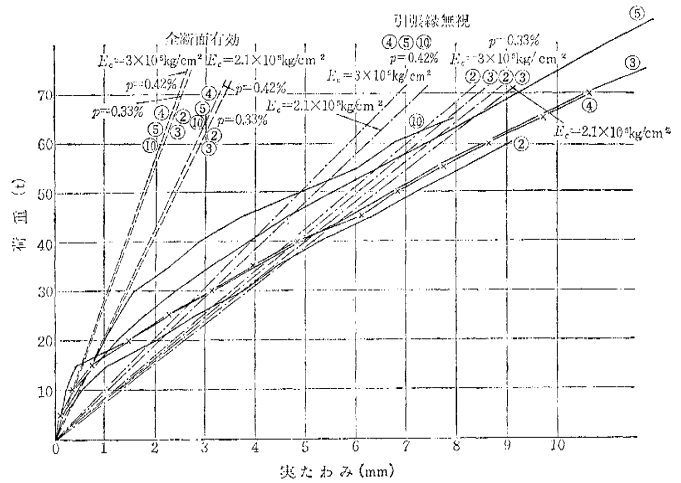


図-18 (b) スパン中央の実たわみ

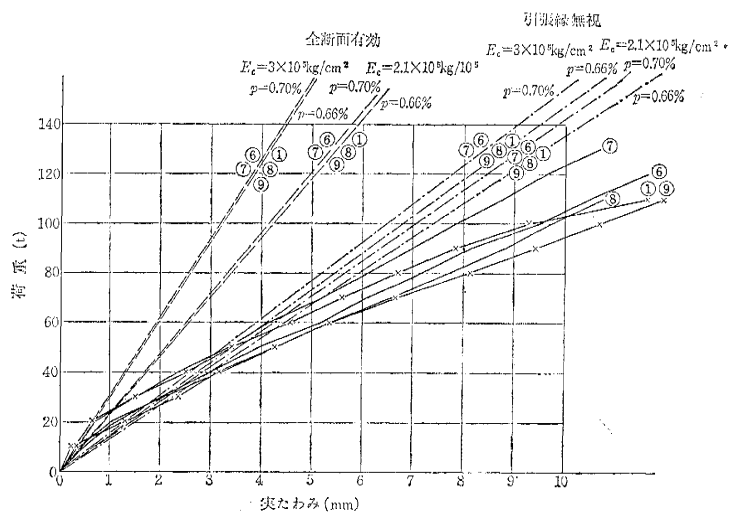
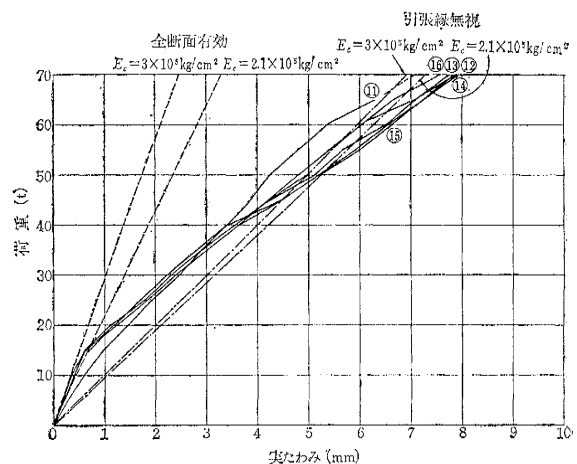


図-18 (c) スパン中央の実たわみ



引張応力度に対する制限値を丸鋼に対する制限値の1.4倍程度まで高めることができるものと思われる。たとえば、現行土木学会制定鉄筋コンクリート標準示方書に準じて、丸鋼の許容引張応力度を  $1600 \text{ kg/cm}^2$  まで認めるものとするれば、降伏点を十分高めた異形鉄筋のひびわれに対する許容引張応力度は  $2200 \text{ kg/cm}^2$  程度まで高めることができるものと思われる。

(5) たわみ

たわみはスパン中央部、1/4 点部、支承部について測定を行なった。図-18 (a)~(c) はスパン中央のたわみの測定値から両端の支承部の沈下量の平均値を減じて修正した実たわみの実測値で、鉄筋比が  $0.33\sim 0.42\%$  ( $P_e=6\%$ ) のものと、 $0.66\sim 0.70\%$  ( $P_e=12\%$ ) のものとをまとめて示したものである。荷重が大きくなると荷重を零にもどしてもたわみの10%程度の塑性変形が残留する。

図-19 (a)~(b) は No. 1~10 までの試験ばりについて、この塑性変形量を減じた弾性たわみについて測定値を整理したものである。たわみ全体について見ると、せん断破壊をした No. 10 の試験ばりを除いたたわみの実測値は比較的良好にそろっている。また前節までに考察した結果と同様に、No. 11~16 までの試験ばりは同一の鉄筋比である No. 4, 5, 10 の試験ばりよりたわみは小さい。

図-20 は No. 1~10 の試験ばりのたわみの実測値について、要因としてとりあげた鉄筋の種類、鉄筋直径、コンクリートの強度および鉄筋比の影響について検討するため、各要因ごとの平均値を示して比較したものである。これより、ここに用いた5種の鉄筋の種類による差、引張鉄筋の直径が  $32 \text{ mm}$  の場合と  $25 \text{ mm}$  の場合との差およびコンクリートの強度が  $300 \text{ kg/cm}^2$  の場合と  $400 \text{ kg/cm}^2$  の場合との差がたわみにおよぼす影響は、引張鉄筋の応力度が  $1000 \text{ kg/cm}^2$  程度の荷重の範囲ではほとんど認められない。荷重が大きくなると、異形鉄筋BおよびEを用いた試験ばりのたわみは全体の平均値より  $10\sim 15\%$  大きくなっている。また鉄筋直径が  $32 \text{ mm}$  のよりは鉄筋直径が  $25 \text{ mm}$  のよりはりたわみは  $0\sim 9\%$  小さい。コンクリートの強度についても  $300 \text{ kg/cm}^2$  のよりは  $400 \text{ kg/cm}^2$  のよりはりたわみは  $0\sim 8\%$  大きい。しかし一般にはその影響は小さいので、実用上は鉄筋の種類、鉄筋直径およびコンクリート

図-19 (a) スパン中央の弾性たわみ

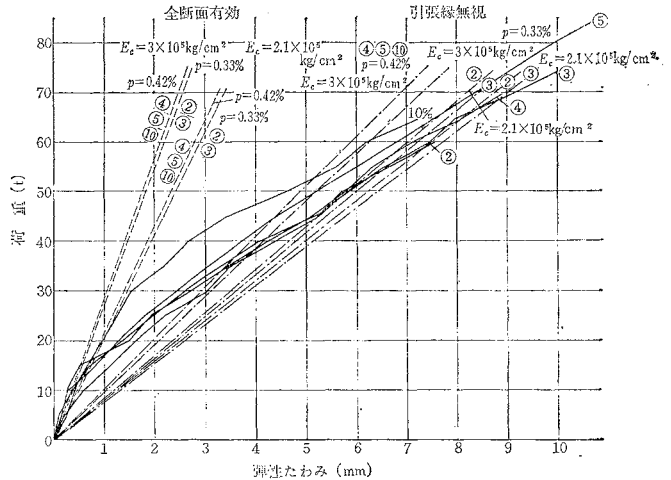


図-19 (b) スパン中央の弾性たわみ

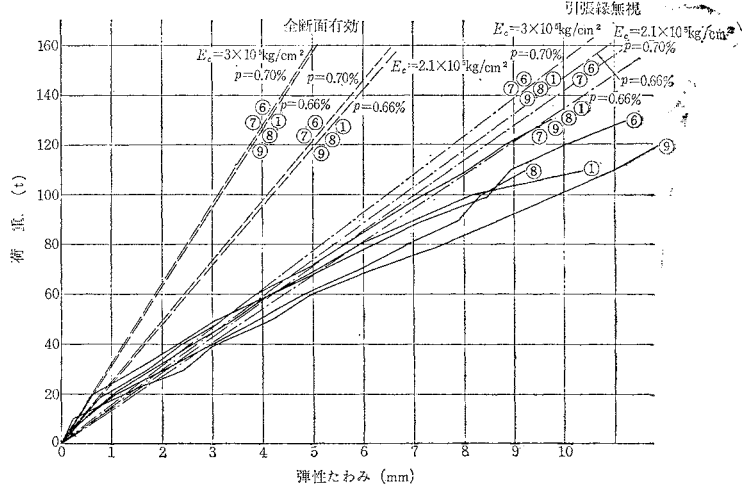
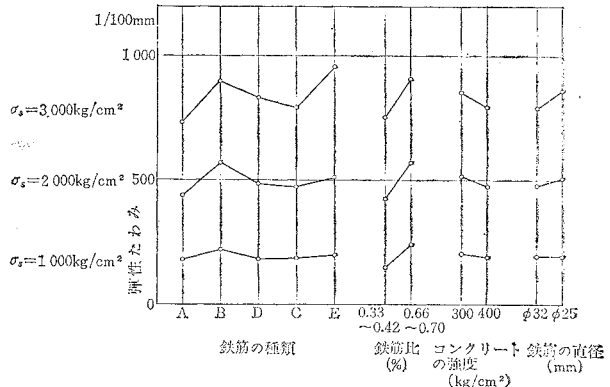


図-20 たわみの要因別の平均値



の強度の影響は無視してたわみを求めてよいものと思われる。また表-14 に示すように、鉄筋の種類のみ変えて製作した試験ばり No. 11~16 による実測値も、鉄筋の種類がはりのたわみにおよぼす影響は比較的小さいこ

表一14 鉄筋の種類を変えた場合の実たわみの実測値 (スパン中央)

試験ばりの 番号	鉄筋の 種類	た わ み (mm)		
		$\sigma_s=1000 \text{ kg/cm}^2$ の場合 (荷重 23 t)	$\sigma_s=2000 \text{ kg/cm}^2$ の場合 (荷重 46 t)	$\sigma_s=3000 \text{ kg/cm}^2$ の場合 (荷重 69 t)
No. 11	G	1.78	3.92	7.05
No. 12	H	1.58	4.33	7.71
No. 13	J	1.58	4.37	7.62
No. 14	I	1.61	4.61	7.77
No. 15	F	1.50	4.60	7.85
No. 16	K	1.52	4.37	7.89

とお示している。つぎに 図一20 に示すように鉄筋比ははりのたわみに比較的大きく影響する。したがってはりのたわみを求める場合には鉄筋比の影響を考慮して求めることが必要である。この実験については、鉄筋比が0.33~0.42%のはりと鉄筋比が0.66~0.70%のはりとたわみの比は約1.2~1.6で、荷重が大きいほどその割合は小さくなる傾向が認められる。

試験ばりのたわみはコンクリートの全断面を有効とする理論的に求めることができる。この場合のコンクリートのヤング係数を  $3.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$  ( $n=7$ ) および  $2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  ( $n=10$ ) として求めた計算値を示すと 図一18~19 の点線のようになる。この結果によれば、全断面有効として求めたたわみの計算値は、変形の初期の段階でひびわれが発達してない状態では、実測値に比較的良好一致している。しかしひびわれが発達してくると、このようにして求めた計算値は実測値と一致しない。

ひびわれが発達した後のたわみの実測値を検討するため、コンクリートの引張側を無視し、鉄筋を  $E_s/E_c$  (鉄筋とコンクリートとのヤング係数比) 倍のコンクリートの断面に換算してはりの曲げ剛性を求め、これによるたわみの計算値を示すと 図一18~19 の鎖線のようになる。このようにひびわれが発達してくると、コンクリートの引張側を無視して求めた計算値に実測値は近づいてくる。

実際のはりは死荷重によって鉄筋には  $1000 \text{ kg/cm}^2$  前後の応力度が生じており、はりのたわみが問題となるのはその後に載荷される活荷重に対してである。この実際

表一15 鉄筋の応力度  $1000 \text{ kg/cm}^2$  差に対する実測値と計算値との比較

試験ばりの 番号 No.	鉄筋比 %	実測値 mm	計 算 値			
			全断面有効		引張縁無視	
			$n=7$	$n=10$	$n=7$	$n=10$
			mm	mm	mm	mm
2, 3	0.33	2.27	0.65	0.88	2.17(2.11)	2.31(2.24)
4, 5, 10	0.42	2.97	0.80	1.07	2.27	2.41
1, 8, 9	0.66	3.45	1.15	1.47	2.45	2.66
7	0.67	2.99	1.17	1.54	(2.40)	(2.61)
6	0.70	3.34	1.20	1.59	2.45	2.68
11~16	0.42	2.77	0.80	1.07	2.27	2.41

計算値の ( ) 内は丸鋼 ( $E_s=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ) の値で他は異形鉄筋 ( $E_s=2.05 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ) の値である

のたわみを問題にする場合を考えて、上記の鉄筋応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  の場合のたわみと  $1000 \text{ kg/cm}^2$  の場合のたわみとの差に対して、実測値と計算値を比較して見ると 表一15 のようになる。これより全断面有効と考えるのははりの曲げ剛性を過大に評価することになっており、たわみの算定に用いると危険側の結果を与えるので、たわみの計算には引張縁を無視するのが実用的であると思われる。

(6) せん断応力およびせん断強度

鉄筋コンクリートばりのせん断に関しては多くの研究が行なわれているが<sup>17)</sup>、はりの破壊前のスターラップに働く引張応力に関する実験結果は比較的少ない。この実験の主目的は各種の異形鉄筋のはりの曲げ性状におよぼす影響について研究することにあるので、この主目的を満足する範囲内でスターラップの量および配置を変えて試験ばりを製作し、試験時にスターラップのひずみを測定し、その引張応力について検討を加えた。

スターラップ量は引張鉄筋の応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  の時の荷重を設計荷重とし、現行土木学会制定鉄筋コンクリート標準示方書に準じ、スターラップの許容応力度を  $1500 \text{ kg/cm}^2$  として設計を行なったが、上述のような目的から、表一16 に示すように上記必要量の 50~150% の範囲に変化させて試験ばりを製作した。スターラップとして用いた鉄筋は直径 13 mm の丸鋼で、その降伏点は  $34 \text{ kg/mm}^2$  である。

表一16 せん断補強鉄筋

試験ばり 番号 No.	設計 荷重 (t)	左 側				右 側			
		スターラップ		曲げ上 げ鉄筋 の断面 積 $A_b$ ( $\text{cm}^2$ )	せん断 補強鉄 筋の 必要量 *	スターラップ		曲げ上 げ鉄筋 の断面 積 $A_b$ ( $\text{cm}^2$ )	せん断 補強鉄 筋の 必要量 *
		一組の 断面積 $A_p$ ( $\text{cm}^2$ )	間隔 s(cm)			一組の 断面積 $A_p$ ( $\text{cm}^2$ )	間隔 s(cm)		
1	72	5.31	12	15.8	1.5	5.31	12	15.8	1.5
2	36	5.31	30	8.0	1.3	5.31	30	8.0	1.3
3	36	5.31	30	7.9	1.3	5.31	30	—	1.0
4	46	5.31	22.5	10.1	1.4	5.31	22.5	—	1.0
5	46	5.31	22.5	10.1	1.4	5.31	22.5	—	1.0
6	76	5.31	12	20.3	1.6	5.31	12	—	1.2
7	74	2.65	12	19.7	1.1	2.65	12	—	0.6
8	72	2.65	10	15.8	1.1	2.65	10	—	0.8
9	72	2.65	10	15.8	1.1	2.65	10	15.8	1.1
10	46	2.65	22.5	10.1	0.9	2.65	22.5	—	0.5
12	46	5.31	45	—	0.5	5.31	22.5	—	1.0
13	46	2.65	22.5	—	0.5	5.31	22.5	—	1.0
14	46	5.31	22.5	—	1.0	5.31	22.5	—	1.0
15	46	2.65	15	—	0.8	5.31	22.5	—	1.0
16	46	2.65	15	—	0.8	5.31	22.5	—	1.0

\* 引張鉄筋の応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  の時の荷重を設計荷重とし、そのせん断力に対し現行土木学会制定鉄筋コンクリート標準示方書に準じてスターラップの許容応力度を  $1500 \text{ kg/cm}^2$  とした場合の必要量

斜め引張ひびわれ発生荷重  $S_e$ 、スターラップの応力度  $\sigma_s$ 、せん断破壊荷重  $S_u$  などについて以下に考察を加えることとする。

a) 斜め引張ひびわれ発生時のコンクリートのせん断

表-17 斜め引張ひびわれ発生時のせん断応力度

試験番号 No.	鉄筋比 ρ <sub>w</sub> %	コンクリートの正 縮強度 σ <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	左 側				右 側				τ <sub>c</sub> ' の計算値		
			C %	τ <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	τ <sub>c</sub> ' kg/cm <sup>2</sup>	τ <sub>1</sub> kg/cm <sup>2</sup>	C %	τ <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	τ <sub>c</sub> ' kg/cm <sup>2</sup>	τ <sub>1</sub> kg/cm <sup>2</sup>	*τ <sub>cc</sub> kg/cm <sup>2</sup>	0.50√σ <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	176 ρ <sub>w</sub> d/a kg/cm <sup>2</sup>
1	2.64	330	2.27	12	11	6	2.27	15	14	--	10.8	9.0	1.9
2	1.34	320	0.96	6	6	4	0.96	7	7	--	9.8	8.9	0.9
3	1.32	400	0.96	6	6	11	0.71	7	7	8	10.9	10.0	0.9
4	1.69	310	1.26	9	8	5	0.94	7	7	4	10.0	8.8	1.2
5	1.69	330	1.26	7	7	9	0.94	--	--	4	10.3	9.1	1.2
6	2.82	320	2.40	9	8	--	1.77	12	11	4	11.0	9.0	2.0
7	2.73	420	1.50	12	11	--	0.88	12	11	--	12.1	10.2	1.9
8	2.64	410	1.56	9	8	--	1.06	9	8	3	12.0	10.1	1.9
9	2.64	340	1.56	12	11	16	1.56	12	11	--	11.1	9.2	1.9
10	1.69	420	0.79	9	8	--	0.47	10	10	5	11.5	10.3	1.2
12	1.69	350	0.47	9	8	7	0.94	10	10	8	10.5	9.3	1.2
13	1.69	300	0.47	12	11	9	0.94	10	10	6	9.8	8.6	1.2
14	1.69	310	0.94	10	10	7	0.94	9	8	7	10.6	9.4	1.2
15	1.69	390	0.71	10	10	6	0.94	12	11	8	11.1	9.9	1.2
16	1.69	310	0.71	9	8	6	0.94	10	10	8	10.0	8.8	1.2

$$* \tau_{cc}' = \frac{S_c}{b_0 d} = 0.50 \sqrt{\sigma_c} + 176 \rho_w \frac{d}{a}$$

$$\rho_w = A_s / b_0 d$$

$$C = K_1 r_1 + K_2 r_2$$

(ここに  $K_1=1, K_2=1.4, r_1 = \frac{A_v}{b_0 s}, r_2 = \frac{A_b}{b_0 a}$ )

$$\tau_c = \frac{S_c}{b_0 d}, \tau_c' = \frac{S_c}{b_0 d}$$

応力 (τ<sub>c</sub>) はりのせん断スパンに斜めひびわれが最初に発生した時の荷重を斜め引張ひびわれ発生荷重 S<sub>c</sub> とし、ひびわれ発生時のせん断応力度を τ<sub>c</sub> =  $\frac{S_c}{b_0 d}$  および τ<sub>c</sub>' =  $\frac{S_c}{b_0 d}$  によって求めると τ<sub>c</sub>, τ<sub>c</sub>' は表-17 に示すように 6~15 kg/cm<sup>2</sup> の範囲で、平均値は約 10 kg/cm<sup>2</sup> である。

ACI-ASCE Committee 326<sup>18)</sup> は斜め引張ひびわれ発生時のせん断応力 τ'<sub>cc</sub> を表す式として次式を提案している。

$$\tau'_{cc} = \frac{S_c}{b_0 d} = 0.50 \sqrt{\sigma_c} + 176 \rho_w \frac{d}{a} \dots \dots \dots (4)$$

σ<sub>c</sub> = コンクリートの圧縮強度 kg/cm<sup>2</sup>

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_0 d}$$

a = せん断スパン長さ

式 (4) によって計算した値は 表-17 に示すように、10~12 kg/cm<sup>2</sup> の範囲で、実測値より若干大きい値である。また試験に用いたはりにおいては式 (4) の第 2 項は第 1 項とくらべると相当小さい (20% 以下)。したがって Boris Bresler<sup>17)</sup> 氏も述べるように本実験に用いたような実際の T 形ばりに近いものでは第 2 項を省略して 0.50√σ<sub>c</sub> とし斜め引張ひびわれ発生時のせん断応力を求めても実用的には十分である。

b) スターラップの応力 (σ<sub>v</sub>) スターラップの実測応力は 図-21(a)~(o) に示すとおりである。個々のスターラップの応力が急げきに増加しはじめる荷重は

斜めひびわれがそれぞれのスターラップを切る荷重である。すなわちはりに最初 1~2 本斜めひびわれが発生すると、それらが切ったスターラップの応力は増大する。荷重の増加するにしたがってそれらのひびわれが発生することおよび新たに つぎつぎと斜めひびわれが発生することによって、スターラップは つぎつぎと斜めひびわ

図-21 (a) スターラップの応力度 (No. 1)

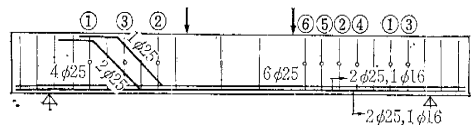
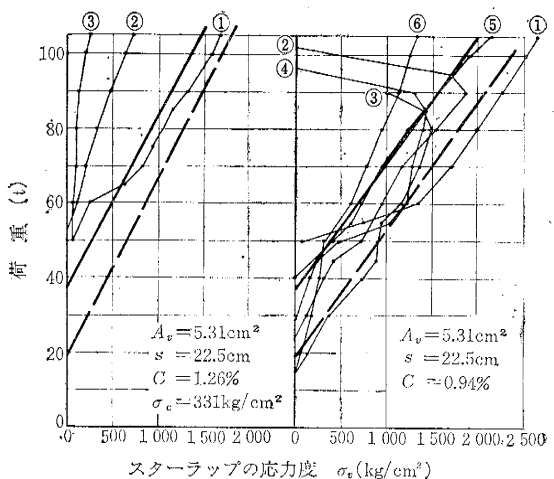


図-21 (b) スターラップの応力度 (No. 2)

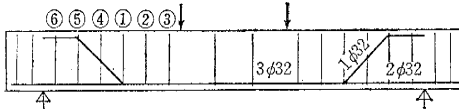
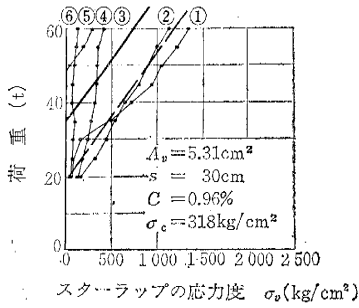


図-21 (c) スターラップの応力度 (No. 3)

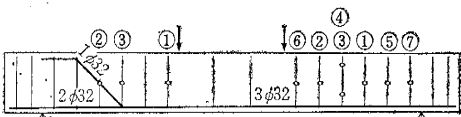
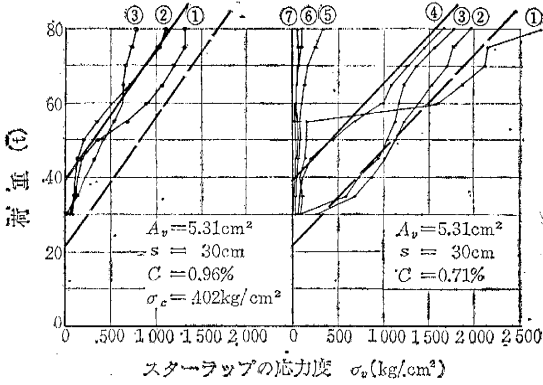


図-21 (d) スターラップの応力度 (No. 4)

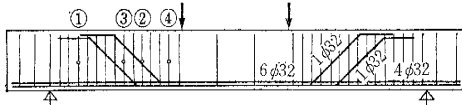
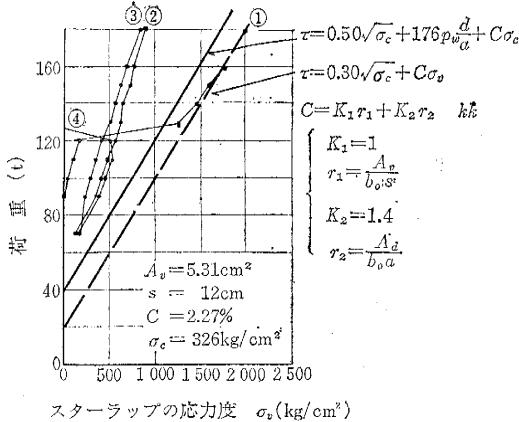


図-21 (e) スターラップの応力度 (No. 5)

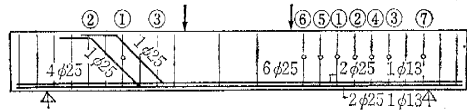
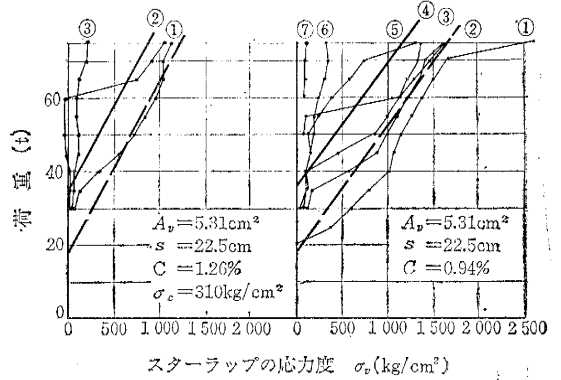


図-21 (f) スターラップの応力度 (No. 6)

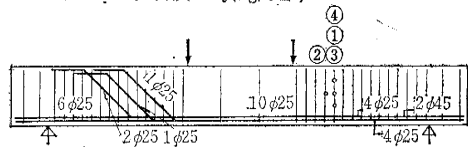
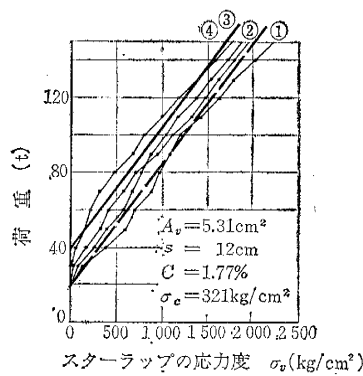


図-21 (g) スターラップの応力度 (No. 7)

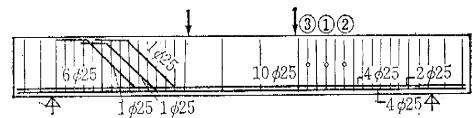
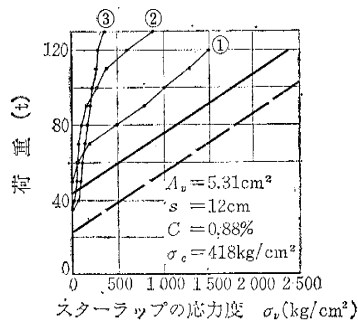




図-21 (h) スターラップの応力度 (No. 8)

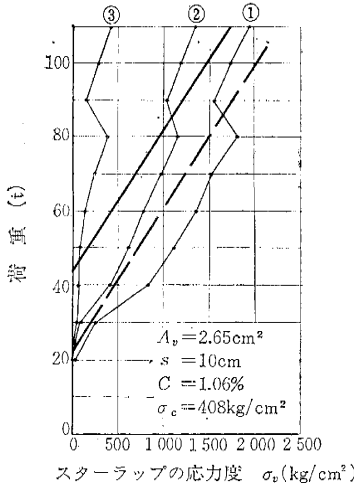


図-21 (j) スターラップの応力度 (No. 10)

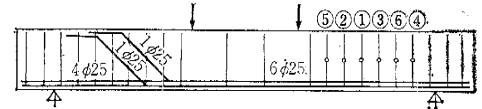
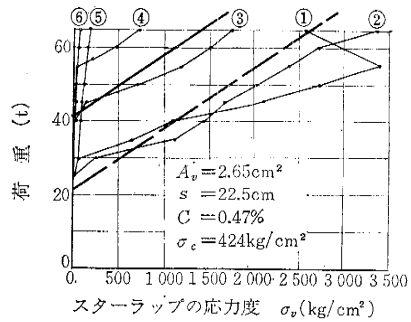


図-21 (k) スターラップの応力度 (No. 11)

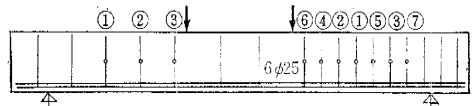
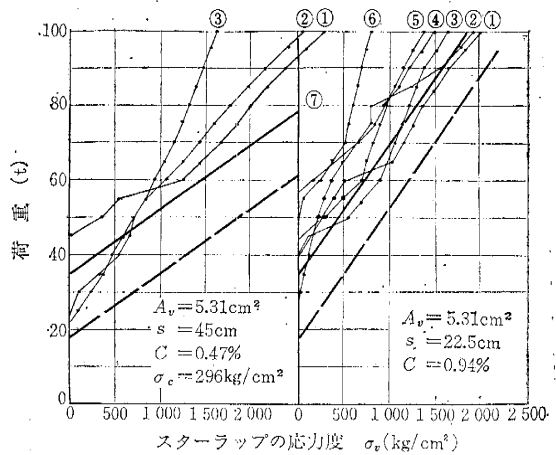
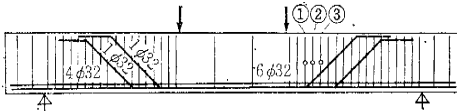
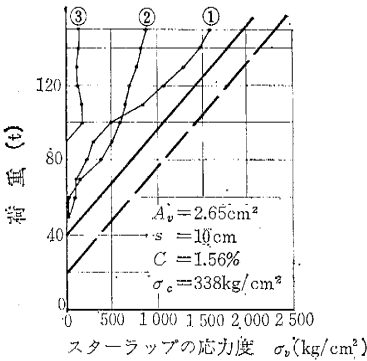


図-21 (i) スターラップの応力度 (No. 9)



れによって横切られ、荷重の増加にしたがって引張応力が大きくなるスターラップの数が増大する。したがって図-21 (a)~(o) からわかるように、同一のはりにおいてもひびわれとスターラップとの相対位置関係で、個々のスターラップの応力が増加しはじめる荷重は相当大きく異なってくる。しかし応力の増加する割合は支点および載荷点に近いものを除いては、ほぼ一定であり、スターラップの応力  $\sigma_v$  とせん断応力  $\tau = S/b_0 d$  との間にはほぼ次式のような関係が認められた。

$$\tau = \tau_1 + C \sigma_v \dots \dots \dots (5)$$

$\tau_1$  : 圧縮側のコンクリート、引張主鉄筋その他せん断補強鉄筋以外のものによってうけもたれ

るせん断応力

$C$  : せん断補強鉄筋の量および配置によって定まる係数で  $C = \Sigma K r = K_1 r_1 + K_2 r_2$  で表わされる。ただし  $K$  はせん断補強鉄筋と引張鉄筋とのなす角によって定まる定数で  $K_1$  は鉛直なスターラップの場合で 1,  $K_2$  は 45° の曲げ上げ鉄筋の場合で  $1/\sin 45^\circ = 1.4$  である。 $r$  はせん断補強鉄筋の量を示す定数でスターラップの場合は  $r_1 = A_v/b_0 s$ , 曲げ上げ鉄筋の場合は  $r_2 = A_b/b_0 a$  で示される (ただし  $A_v$  は 1 組のスターラップの全断面積,  $s$  はスターラップ間隔,  $b_0$  ははり腹部の幅,  $A_b$  は曲げ上げ鉄筋の全断面積,  $a$  はせん断スパン長を示す)。

図-21 (l) スターラップの応力度 (No. 12)

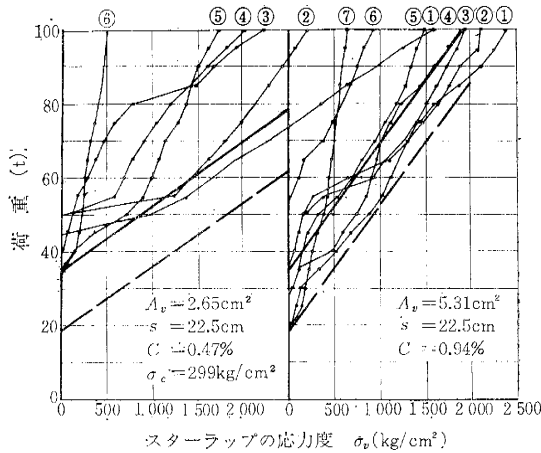


図-21 (n) スターラップの応力度 (No. 14)

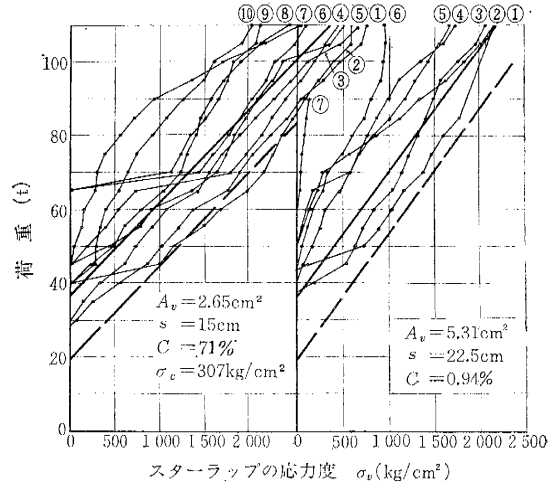


図-21 (m) スターラップの応力度 (No. 13)

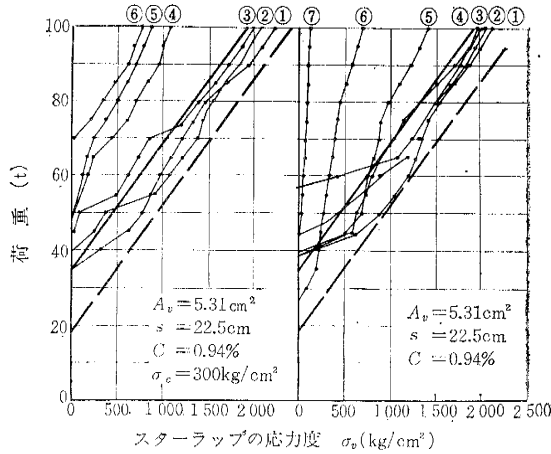
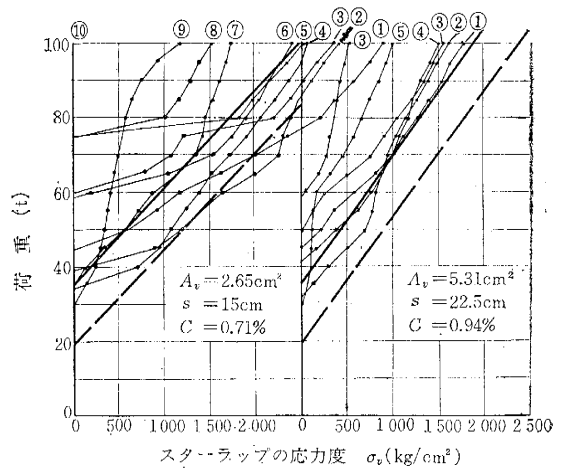


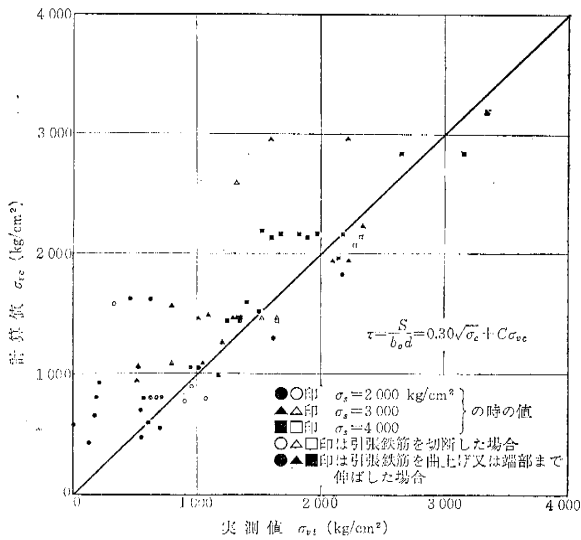
図-21 (o) スターラップの応力度 (No. 15)



$\tau_1$  の実測値は表-17 に示すようであって、斜め引張ひびわれ発生時のせん断応力  $\tau_c, \tau_c'$  よりも小さく、かつせん断補強鉄筋量の影響も認められない。 $\tau_1$  に対する研究は十分になされていない現状であるので、ACI-ASCE Committee 326 の報告に準じ  $\tau_1 = \tau'_{cc}$  と仮定した場合および  $\tau_1 = 0.30\sqrt{\sigma_c}$  と仮定した場合についてスターラップの応力を計算し、実測値と比較した結果を示すと図-21 (a)~(o) のようになる。ここに  $\tau' = \tau'_{cc}$  とした場合を実線で、 $\tau_1 = 0.30\sqrt{\sigma_c}$  とした場合を点線で示してある。これらの図を通覧すると、 $\tau_1 = \tau'_{cc}$  として

求めたスターラップ応力度  $\sigma_v$  の計算値は実測値を上まわるものが相当あるのに対し、 $\tau_1 = 0.30\sqrt{\sigma_c}$  として求めた計算値は実測値を上まわるものは比較的少ない。図-22 は引張鉄筋の応力度  $\sigma_s$  が 2000, 3000 および 4000 kg/cm<sup>2</sup> の時のおのおののスターラップの応力の最大値  $\sigma_{vt}$  を横軸に、 $\tau_1 = 0.30\sqrt{\sigma_c}$  として求めた計算値  $\sigma_{vc}$  を縦軸にとって両者の関係を表わしたものであって、一般に実測値  $\sigma_{vt}$  よりもこの計算値  $\sigma_{vc}$  が大きい。すなわち設計荷重時のスターラップ応力は次式で計算すれば

図-22 スターラップの応力度の実測値 ( $\sigma_{vt}$ ) と計算値 ( $\sigma_{vc}$ ) との比較



いくぶん安全側の値を与える。

$$\tau = \frac{S}{b_0 d} = 0.30 \sqrt{\sigma_c} + C \sigma_v \dots\dots\dots (6)$$

しかし本実験はきわめて限られた範囲のものであり、この  $0.30 \sqrt{\sigma_c}$  の値に関してはなお研究が必要である。また 図-22 に示すように計算値  $\sigma_{vc}$  よりも実測値  $\sigma_{vt}$  が大きいものがあるが、その半数は曲げモーメントに対して不要となった引張鉄筋をはりの引張側に定着させたもので (○, △, □印), はりの引張側で引張鉄筋を定着させた場合にはスターラップの応力が増大するものと思われる。したがってはりの引張側に鉄筋を定着させる場合には適当にスターラップ量を増しておくことが大切である。

c) 破壊荷重  $S_u$  引張鉄筋の応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  の時の荷重を設計荷重とし、この全せん断力に対して、現行土木学会制定鉄筋コンクリート標準示方書に準じてコンクリートを無視してスターラップの許容応力度を  $1500 \text{ kg/cm}^2$  として設計した必要量のスターラップを用いたはり、およびこの必要量の 80% のスターラップを用いたはりはすべて曲げ破壊であり、前記必要量の 50% のスターラップ量を用いたはり (No. 10, 12, 13) のうち No. 12 の試験ばりは曲げ破壊, No. 10 の試験ばりは 102 t でせん断破壊, No. 13 の試験ばりは 125 t で曲げ破壊とせん断破壊とが同時に起こった。ACI-ASCE Committee 326 はせん断破壊荷重  $S_u$  を算定する式として、次式を提案している。

$$\tau_u = \frac{S_u}{b_0 d} = \tau_0' + C \sigma_{vy} \dots\dots\dots (7)$$

ここに  $\sigma_{vy}$  はせん断補強鉄筋の降伏点である。この式 (7) によって計算した No. 10 の試験ばりの破壊荷重

は 99 t, No. 13 の試験ばりの破壊荷重は 96 t で、いずれも実測値は計算値よりもいくぶん大きい。

#### 4. 結 論

実験に用いたはりの数が少ないので、この試験結果のみから一般的な結論を導くことは困難であるが、丸鋼および各種の高張力異形鉄筋を用いて製作した大型の T 形ばりの静荷重による曲げ試験の結果より、鉄筋およびコンクリートの応力、破壊荷重、ひびわれ、たわみ、せん断応力および強度などの曲げ性状に関してつぎのようなことが認められた。

(1) 引張鉄筋の応力度が  $100 \sim 300 \text{ kg/cm}^2$  程度に達すること、はりの腹部にひびわれが発生する。ひびわれ発生後の引張鉄筋の実測応力は、その値が  $1000 \text{ kg/cm}^2$  以上になると、常用設計方法 ( $n = 15$ ) によって計算した値にほぼ一致してくる。たとえば計算応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  の場合における実測値と計算値との比は  $81 \sim 121\%$  で、平均は  $97\%$  である。

圧縮側のコンクリートの実測応力は常用設計方法 ( $n = 15$ ) で計算した値より相当大きく、 $n = 7$  (コンクリートのヤング係数を  $3 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ ) とし引張縁を無視して求めた値にほぼ一致している。

せん断スパンにおける引張鉄筋の実測応力は荷重が小さい範囲では常用設計方法による計算値より小さいが、荷重が増加して斜めひびわれが発達すると計算値を上まわってくる場合もある。斜めひびわれが発生すると支点上の鉄筋にも応力が生じ、破壊時における応力度は  $700 \sim 1300 \text{ kg/cm}^2$  になっている。また曲げ上げた鉄筋に働く応力は、折曲げ部分においてはかなり大きくなるが、上方に行くにしたがってほぼ直線的に減少している。

(2) 破壊強度に関しては、試験を行なった 16 本のはりのうち降伏点が  $63 \text{ kg/mm}^2$  の高張力異形鉄筋を用いたはりおよびスターラップ量を規準量 (引張鉄筋の応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  のときの荷重を設計荷重として求めたもの) の  $1/2$  にしたものを除くとすべて引張鉄筋の降伏によって破壊した。その場合の破壊荷重は、Whitney の極限強度の計算式および従来の常用設計方法の鉄筋応力度の算定式に鉄筋の降伏点を代入して求めた極限強度の計算式による値の  $90 \sim 119\%$  であって、これらの極限強度の算定方法はいずれも実測結果と比較的良好一致している。なおスターラップ量を規準量の約 50% にしたはりについても、1 本を除くとすべて曲げ引張破壊をおこしており、せん断破壊は曲げ引張破壊より起こりにくいと考えられる。

(3) JIS の規格に適合する程度のデフォーメーションを持つ代表的な市販品の異形鉄筋においては、これらを用いたはりに生ずる最大ひびわれ幅および平均ひびわ

れ間隔はほぼ同様である。これらの異形鉄筋を用いた試験ばりの引張鉄筋の応力度が  $2000 \text{ kg/cm}^2$  の時のはり側面鉄筋位置における最大ひびわれ幅は  $0.2 \text{ mm}$  程度以下で、丸鋼を用いた場合の  $70\sim 80\%$  程度である。

したがってひびわれ幅を考慮して高張力鉄筋の許容引張応力度に制限を加える場合には、異形鉄筋の許容引張応力度は丸鋼の許容引張応力度の  $1.4$  倍程度まで大きくできるものと思われる。たとえば現行の土木学会制定鉄筋コンクリート標準示方書に準じて丸鋼の許容引張応力度を  $1600 \text{ kg/cm}^2$  まで認めるものとするれば、降伏点を十分高くした異形鉄筋のひびわれに対する許容引張応力度は  $2200 \text{ kg/cm}^2$  程度まで高めることができるものと思われる。

(4) 普通の荷重状態では、鉄筋の種類、鉄筋直径およびコンクリートの強度がたわみにおよぼす影響は比較的小さいが、鉄筋比ははりのたわみに比較的大きく影響する。したがってはりのたわみを求める場合には鉄筋比の影響を考慮して求めることが必要である。このたわみの実測値は、はりにひびわれが発生する以前の状態では全断面有効として求めた値に近いが、ひびわれ発生後のたわみの実測値はこの計算値より大きく、コンクリートの引張側を無視して求めた値にほぼ一致してくる。

(5) 斜め引張ひびわれ発生時のコンクリートのせん断応力は大体  $6\sim 15 \text{ kg/cm}^2$  の範囲であって、 $0.5\sqrt{\sigma_c}$  にほぼ近い値である。スターラップの応力はせん断ひびわれが発達しない荷重段階ではほとんど零であるがせん断ひびわれがある程度以上になると急激に増大する。この場合のスターラップの応力は、コンクリート断面の全せん断応力より  $0.3\sqrt{\sigma_c}$  を減じたものについて抵抗するとして求めれば、実用上十分であると思われる。

#### 参 考 文 献

- 1) 田口玄一：実験計画法
- 2) Mains, R.M. : "Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stresses along Reinforcing Bars", Journal of ACI, November, 1951.
- 3) McHenry, D. and Walker, W.T. : "Laboratory Measurements on Stress Distribution in Reinforcing Steel", Journal, of ACI, June 1948.
- 4) Saliger, R. : "Der Stahlbetonbau", 1949.
- 5) 柴田拓二："鉄筋コンクリートと梁の引張鉄筋の応力分布について", 日本建築学会論文報告集 69号, 昭和36年10月
- 6) Whitney, C.S., and Cohen, E. : "Guide for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete", Journal of ACI, Nov. 1956
- 7) Hongsted, E. : "Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design", ACI Journal of December. 1955.
- 8) 加賀美一二三・"鉄筋コンクリート梁の破壊強度並びに許容設計に関する研究", 土木学会論文集第19号, 昭和29年4月
- 9) 武藤 清："鉄筋コンクリート構造物の塑性設計", 昭和39年8月刊
- 10) 国分正胤・岡村 甫："異形鉄筋とコンクリートとの付着に関する研究", コンクリート・ライブラリー第2号
- 11) Perchat, J. et Saillard, Y. : "Conditions d'emploi des aciers à haute adhérence des treillis soudés et des toles déployées", Annales I.T.B.T.P. mai, 1960.
- 12) Wästlund, G. : "Use of High-Strength Steel in Reinforced Concrete", Journal of ACI, June, 1957.
- 13) 岡村 甫："鉄筋の許容引張応力度に関する基礎的研究", セメント コンクリート, 1963年10月
- 14) Saliger R. : "Die neue Theorie des Stahlbeton", 1950.
- 15) Hognestad, E. : "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 2. Control of Flexural Cracking", Journal of the PCA Research and Development Laboratories, January, 1962.
- 16) Franco, L. : "Work of the European Concrete Committee", Journal of ACI, March, 1961.
- 17) Bresler, B. and Scordelies, A.C. : "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams", Journal of ACI, January, 1963.
- 18) Report of ACI-ASCE Committee 326 : "Shear and Diagonal Tension", Journal of ACI, February, 1962.
- 19) 横道英雄・藤田嘉夫："各種異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート桁の曲げ試験について", コンクリート・ライブラリー第2号

(1965.4.8・受付)