



Title	鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究
Author(s)	荒川, 卓; Arakawa, Takashi
Citation	北海道大學工學部研究報告, 25, 1-84
Issue Date	1961-03-20
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/40680
Type	departmental bulletin paper
File Information	25_1-84.pdf



鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究

荒川卓

Experimental Studies on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams

Takashi ARAKAWA

Abstract

The paper presents the results of experimental investigations of shear cracks and shear strength of reinforced concrete beams using a special type of loading.

The beams were supported at two points, and loaded with the one concentrated load in the span and the other at an overhang. The positions of loading points were symmetrical with respect to the center of the beam, so that failure of the beam occurred in the center span.

The tests were carried out on 156 specimens in five series, in which the following factors were investigated :

(1) concrete strength, (2) length of shear span, (3) percentage of web reinforcement, (4) size of specimens and amount of longitudinal reinforcements, (5) special beams with short columns at the loading points.

The results are summarized as follows :

1. The type of shear failure can be classified in four groups, according to the positions of the initial shear cracks and the ultimate shear cracks.

2. The unit shear at the initial shear cracking can be experimentally expressed by the formula :

$$\tau_c = Q_c/bj = k_c (F_c + 500) \frac{0.17}{a/d + 3.4} \dots\dots\dots (\text{kg/cm}^2)$$

where, Q_c = external vertical shear
 b = width of beam
 j = moment arm of the internal force couple
 k_c = modifying coefficient for size of test specimen
 F_c = compressive strength of concrete
 a = shear span
 d = effective depth of beam.

3. The maximum unit shear at the shear failure can be expressed by the following empirical formula :

$$\tau_u = Q_u/bj = k_u \cdot k_p (F_c + 180) \frac{0.23}{a/d + 0.23} + 2.7\sqrt{\tau_s \sigma_y} \dots\dots\dots (\text{kg/cm}^2)$$

where, k_u = modifying coefficient for size of test specimen

$$k_p = 0.82 p_l^{0.23} \quad (p_l = \text{percentage of longitudinal reinforcement})$$

$$\gamma = \text{percentage of web reinforcement}$$

$$s\sigma_y = \text{yield-point stress of reinforcement.}$$

4. The computed values by these empirical formulas substituting each conditions of the tests show a considerably good agreement with the data reported respectively by Mr. Moody et al. and Mr. Kesler et al.

5. Some discussions on the specifications for the allowable unit shear are described and a proposal for the revision of concerning terms in the J.I.A. specification is presented.

目 次

I. 緒 論	2
II. 新載荷法による鉄筋コンクリートはりのせん断試験の一般的状況	6
III. せん断強度に及ぼすコンクリート強度の影響	9
IV. せん断強度に及ぼすせん断スパンの影響	15
第1節 せん断スパンの比較的小さい場合	15
第2節 $a/d=3\sim 8$ の場合	23
V. せん断補強筋の効果	30
第1節 あばら筋の効果 その1	30
第2節 あばら筋の効果 その2	35
第3節 折曲げ筋の効果	39
VI. 試験体寸度及び軸鉄筋比の影響	43
第1節 試験体寸度の影響 その1	43
第2節 試験体寸度の影響 その2	49
第3節 軸鉄筋比の影響	56
VII. 試験せん断スパン内のはりの変形	60
VIII. 加力点に柱形のある場合のせん断性状	64
IX. 実験式の適合性と許容応力度の検討	70
第1節 実験式の適合性	70
第2節 許容応力度の検討	76
参 考 文 献	80

I. 緒 論

1. 概 説

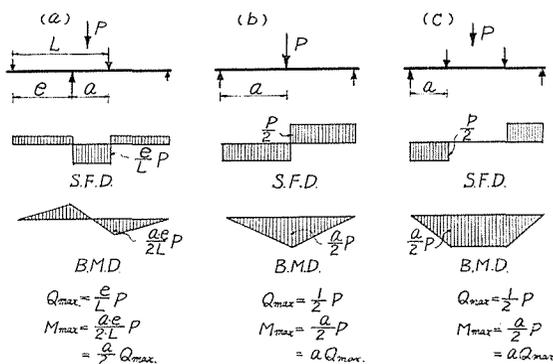
本論文は鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗について行なつて来た一連の実験的研究を取りまとめたものである。実際の構造物が大地震のような大きい荷重を受た場合、部分的な曲げ破壊を生じて、いわゆる降伏ヒンヂを作るのみで構造物全体の耐力上からは大きな支障とならないのに対して、せん断破壊は斜引張応力によつて生ずる斜きれつがその原因となるため、コンクリートの損傷を受ける部分が拡大し、構造物の決定的な破壊をもたらす危険をとまなうことになる。せん断破壊の最も恐れられている所以はここにある。現に1955年米国内においては、平家建鉄筋コンクリートラーメン構造物がはりのせん断破壊によつて倒壊する大被害が起

つている。

近時鉄筋コンクリートラーメンの設計が終局強度を対象とする傾向が強くなつて、我国においても日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準ではコンクリート及び鉄筋の許容応力度が著しく引上げられてきたが、せん断に関する設計式の基盤をなすものは主としてドイツの古い実験であつて、材料の許容応力度が引上げられた現在では、はりのせん断耐力の安全率に多大の不安を包蔵するものと云わなければならない。

なお鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究については、諸外国においてすでに古くから多数の実験が行なわれ、我国においても二、三の研究者によつて実験的研究が行なわれているが、これら内外諸家の実験値にはかなり大きな偏差があつて、未だその性状が完全に解明されたとは云い難い。

従来はりのせん断試験には第1図(b)、(c)に示したような単純はり形式の荷重が慣用されている。しかしこの方法による場合はせん断力の増加に比例して曲げモーメントも増大するため、はりせいの充分大きいものか、引張鉄筋比の大きいものでなければ、曲げ破壊がせん断破壊より先に起つて所期の実験を行ない難いことが多い。従つて従来の実験値はいずれもせん断スパンの比較的小さい場合に限られている。例えばせん断スパン a とはりの有効



第 1.1 図

効せい d の比 a/d は実際のラーメン構造物では8~10に達することがあるにも拘わらず従来この諸研究者の実験値は概ね5までの範囲しか求められていない。又応力の状態からみても(b)(c)図のような荷重形式による場合には、自由端に集中荷重を受ける片持ばりに相当している。

しかし大野博士の提案(1954年)による荷重形式によれば、従来の荷重法の場合とせん断力及びせん断スパンを等しくした場合、はりの曲げモーメントを1/2に減少することが出来るので、はりのせん断耐力に関する曲げモーメントの影響はかなり除かれることになり、単純はり形式の実験では求められなかつた長スパンのせん断試験を行なうことが可能となる。著者の研究においては、第1図(a)における a/d が8に及ぶ範囲までの実験を行なつた。又この曲げモーメントとせん断力の割合は、地震時のような横力を受けるラーメンの内ばりの状態と同一になる等の利点を持つている。尚単純はり形載荷時の a/d とここに採用した連続はり形載荷時の a/d は必ずしも同じ意味を持つものではない。これについては次章IIで検討する。

1) A.C.I. January 1957, P. 625-675.

2. せん断抵抗に関する従来の研究

上記のせん断抵抗に関する研究には古くはドイツにおける E. Mörsch (1902), C. Bach, O. Graf (1906), F. E. Richart (1927) 氏らの実験があつてこれらはいずれもせん断補強を主にした実験であり, その結果は当時のせん断補強に対する規準の基をなしている。又比較的新しいものにはアメリカの O. Moretto¹⁰⁾, A. P. Clark¹³⁾, G. L. Rogers⁴⁷⁾, C. S. Whitney¹⁶⁾, J. Morrow, I. M. Viest⁴⁶⁾, イリノイ大学の Laupa, Newmark, Siess 氏らの実験があつて, 諸氏は単純ばり形式による諸実験の結果から, せん断耐力を表わす実験式を誘導している (第1表参照)。

第1.1表 諸家による実験式

発表者	発表年度	荷重形式	a/d	実験式
O. Moretto	1945	単純ばり		$\tau_u = 0.10 F_c + 351 p_t + r_s \sigma_y$ (kg/cm ²)
A. P. Clark	1951	〃	1.17~2.43	$\tau_u = 492 p_t + 0.12 F_c \cdot d/a + 176 r_s \sigma_y$ (kg/cm ²)
G. L. Rogers	1952	〃		$a \leq 1.5 D, \tau_u = \left(\frac{D}{a}\right)(0.1 F_c + 525 p_t) + \left(\frac{2a}{3D}\right) r_s \sigma_y$ $a \geq 1.5 D, \tau_u = \left(\frac{D}{a}\right)(0.1 F_c + 525 p_t) + r_s \sigma_y$ (kg/cm ²)
若林 実	1955	〃	0.61~2.44	$\tau_u = (24 + 0.15 F_c) D/a + 3\sqrt{r_s \sigma_y}$ (中型) (kg/cm ²)
C. S. Whitney	1957	〃	0.75~2.22	$\tau_u = 50 + 0.26 M_u/d^2\sqrt{d/a}$ (Psi)
J. Morrow I. M. Viest	1957	Stubbeam	0.95~7.88	$\tau_c = \left[1.425 + \frac{38}{\frac{(M/Q)_c}{n \cdot p_t \cdot d} + 10} \right] \sqrt{F_c}$ (Psi) $d \geq a$ のとき $(M/Q)_c = 0$ $a \geq d \geq a/2$ のとき $(M/Q)_c = a - d$ $a/2 \geq d$ のとき $(M/Q)_c = a/2$
K. G. Moody	1955	連続ばり	1.54~4.1	$r=0$ のとき $\frac{M_u}{F_c b d^2} = \frac{N p_t \sigma_s}{F_c} \left(Z - \frac{k_2}{k_1 \cdot k_3} \cdot \frac{N p_t \sigma_s}{F_c} \right)$ ここに $Z = 1 - \frac{N-1}{N} \cdot t, N = 1 + \frac{M_1}{M_2} \cdot \frac{d}{d'}$ $\sigma_s = \frac{3 \frac{M}{Qd} - 0.45}{3 \frac{M}{Qd} + 0.55} \left[6.9 \times 10^4 E \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{1.450}{N p_t \sigma_s E / k_1 k_3 F_c}} \right) \right]$ $k_2 = 0.42, k_1 k_3 = 1.121 - 0.0693 F_c \times 10^{-3}$ $r > 0$ のとき $\frac{M_u}{F_c b d^2} = A_1 \cdot \frac{M_u'}{F_c b d^2} + A_2 A_3 \frac{K r_s \sigma_y}{F_c} \left(\frac{a'}{d} \right)^2$ ここに M_u' は $r=0$ のときのモーメント $K = \sin \theta \left(\sin \theta + \frac{d}{a'} \cos \theta \right)$ $A_1 = 1 + (0.66 - 0.8 N) \frac{r_s \sigma_y}{N p_t \sigma_s} \frac{a'}{d} \cos \theta, A_2 A_3 = 0.5$

又 1955 年には K. G. Moody^{73),74)} 氏らによつて連続はり形式による実験が行なわれ、終局強度に対して上記の Clark や Moretto 氏らのように単純な実験式とは別に、最大曲げモーメントの断面で圧縮側が破壊するとの仮定を解法の根本として、曲げモーメントと軸方向力の釣合式とから第 1 表に掲げる半理論式を誘導している。

これらアメリカにおける諸実験の結果を総合すると、せん断破壊の機構は斜め引張きれつによつて生ずる場合と、せん断圧縮破壊による場合の両者に分けられ、又せん断性状に及ぼす諸因としては、コンクリート強度、せん断スパン、補強筋、軸鉄筋、曲げモーメントとせん断力の比等があげられるが、各実験者によつて実験値にかなりの偏差があり一貫した成果は得られていない。尚上記各研究は Moody 氏の実験を除いては殆んど単純はり形式によるものであり、連続はり形式の載荷法を採用した Moody 氏の実験においても比較的スパンの短いものに限られている。

3. 本研究の範囲

ここに述べるものは連続はり形式で載荷した鉄筋コンクリートはりのせん断性状についてはりのせん断強度を支配する諸因子を独立に変化させて行なつた実験並びにその解析の結果の報告であつて、内容は概ね次の如くである。

(1) 3 種のコンクリート強度について実験を行ない、せん断きれつ発生時並びに破壊時におけるせん断強度に及ぼす影響を検討した。

(2) せん断スパンを変化させた場合のせん断性状に及ぼす影響を検討し、これらと(1)との関係からきれつ時及び破壊時のせん断強度を示す関係式を誘導した。

(3) せん断補強筋の見掛けのせん断耐力に及ぼす効果を調べ、せん断補強量の増加により耐力も増大するが、直線的な関係がないことから補強筋のみによる耐力の増加分の関係式を誘導した。

(4) 試験体寸度を数種に変化させてこれのせん断強度に及ぼす影響を検討し、強度が寸度の増大によつて減少することから、上記の(1)、(2)で誘導した実験式に対する強度の減少率を求めた。

(5) 加力点に柱型のある場合のせん断性状を検討し、載荷点に柱型があつても概ね上記諸項目で検討したと同様の性状があることを確かめた。

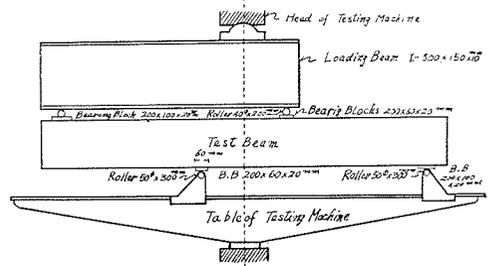
(6) 上記のせん断諸性状から、せん断きれつ応力度とせん断強度に関する実験式を総合しこれらの実験式の適合性並びに現行計算規準関係条項に対する検討を加え、許容せん断応力度及びせん断補強についての私案を提起した。

II. 新載荷法による鉄筋コンクリートはりのせん断試験の一般的状況

1. 概 説

本研究に採用した載荷形式は連続はりの条件で行なわれているため、せん断き裂の発生状況や破壊の状況が従来慣用されてきた単純はり形式の載荷試験の場合とは若干異なつた傾向を示している。後章で述べる実験の結果に基づいて先ずこのせん断試験の一般的状況を紹介します。

本研究に用いた鉄筋コンクリートはりは主として長方形断面を持つ複筋はりであつて軸鉄筋、せん断補強筋にはいずれも丸鋼を使用している。又、コンクリートは6~8週圧縮強度、 $150\sim 350\text{ kg/cm}^2$ の範囲とした。これは現在我国において極めて普通に使用されている鉄筋コンクリートはりの実際に近くすることを旨としたからである。

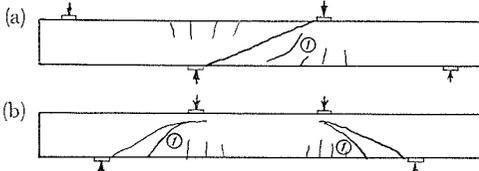


第2.1図 試験装置

載荷に当たつては第1図に示すような逆対称荷重を加えた。

2. き裂の状況

本試験法による場合は単純はり形式の場合と比べて同一せん断力に対応する曲げモーメントが1/2に過ぎないので、曲げき裂の発達

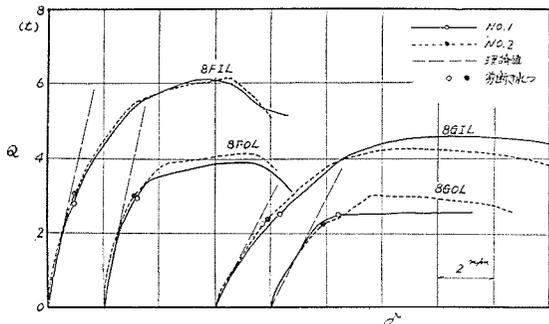


第2.2図 き裂状況

比較の少なく、且つせん断初き裂は第2図(a)の①のように内側載荷板の斜め内側の材軸付近に単独に発生する。この初き裂の方向は材軸に約45°の傾きをなして、特にあばら筋のないはりでは、この初き裂発生と同時に試験機の指示針が急激に戻つてはりのたわみの急増をはつきり示す。この現象はあばら筋を持つ

はりの場合にはそれ程明瞭ではないが、やはりはりのたわみのかなりの急増を伴なつて

なつてゐる。荷重の増大に従つて、この初き裂が次第に斜め上方及び斜め下方に伸びて軸鉄筋に達すると共にき裂幅を増大し他の部分にもき裂を発生しつつ遂に最大荷重を示し以後は耐力を減少しながらはりのたわみが増加してゆく。



第2.3図 剪断力Qと撓みδの関係

第3図ははりのたわみ計測値の一例を示すものである。

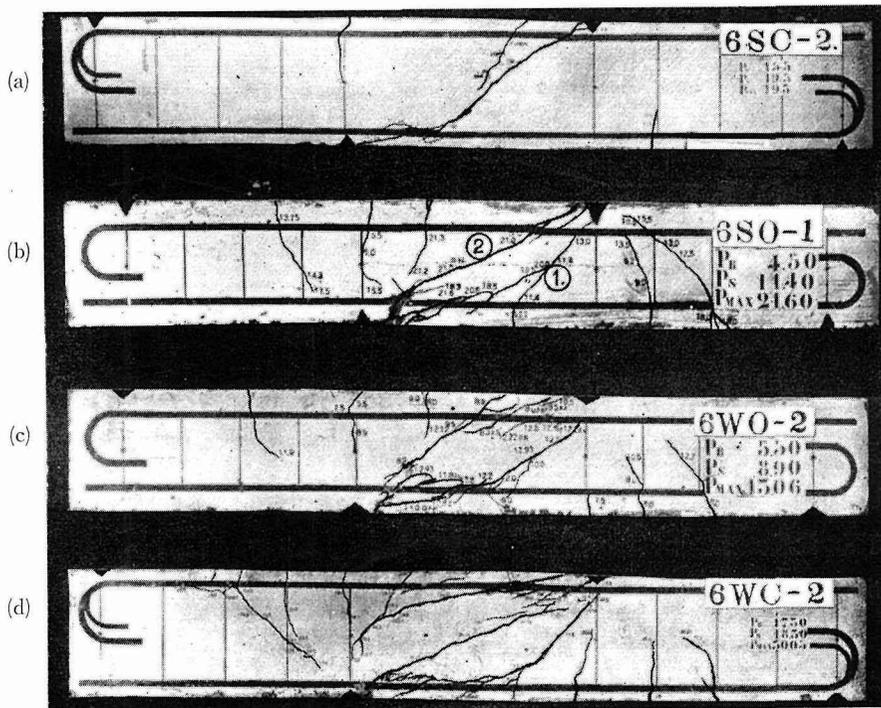
上記のようにせん断きれつが曲げきれつとは別個に発生するのは本載荷法によるせん断試験の一つの特徴であつて、単純ばり形載荷法による場合、第2図(b)の如く曲げきれつが次第に斜め方向に屈曲進展してせん断きれつとなるのは著しく趣を異にしている。この場合にはせん断きれつが載荷板端部へ伸びることなく、載荷板の下方へ伸びてゆくのが普通である。

3. せん断きれつの類型

本研究で取扱つた各種のはりとせん断きれつの様相は第4図に代表されるように4つの型に分類することが出来る。

(a) 型 せん断初きれつが加圧板より稍離れた位置に発生し、このきれつの延長が加力点乃至支持点の加圧板の内端付近に向かつている場合に多くみられるものであるが、きれつがこの線上に進展拡大して上下の軸鉄筋に達し、一端は加圧板内端付近へ他端は軸鉄筋に沿つて水平に伸び比較的軽荷重で破壊に至る。この場合には他に斜めきれつを生ずることは少ない。

(b) 型 せん断初きれつの位置が上記より加圧板側に偏つている場合にはきれつの進展が比較的遅く、きれつは引張鉄筋に近い位置で稍屈曲して傾斜が緩やかになり、更に荷重を増大すると軸鉄筋に沿つてきれつが進展しつつ別に同図中に示す如き加力点と支持点(多くはこの部分の加圧板内端)を結ぶような②きれつを生じ、これによつて最大荷重を示す場合。



第2.4図 きれつ類型

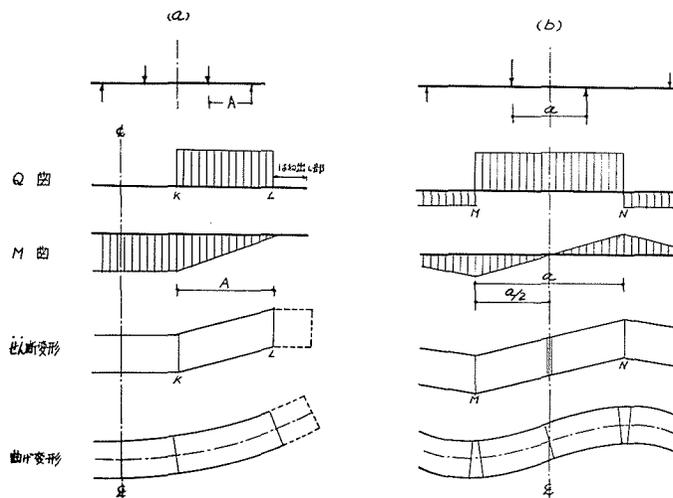
(c) 型 同図中(c)のように軸鉄筋の位置に多数の短い斜めきれつを生じ、遂に鉄筋とコンクリートの付着力の破壊によって最大荷重を示す場合。

(d) 型 上記の(c)と同様な経過を経ながら(b)図の②きれつのような斜めきれつを生じて最大荷重を示す場合。

一般的に(a)型に比較して(b)(c)(d)型の方が大きい耐力を示し、(c)型には最大耐力のままなく後に(d)型で述べたような斜めきれつを生ずる例も少なくなかった。尚せん断破壊前に曲げきれつの発達が比較的顕著な場合には、一般に斜めきれつの進展も幾分遅く破壊時の耐力は大きくあらわれる傾向があつた。

4. はりの変形と載荷方式の関係

単純はり形載荷方式と本研究の連続はり形載荷方式を比較すると、せん断きれつの発生状況や破壊状況には前項で述べたような差があるが、これに関連して両載荷法におけるはりの変形を検討してみると、例えば第5図のような相違があることがわかる。



第2.5図 載荷法の比較

両図を比較すると、もし(a)図においてはりのはね出し部が全然ないものとすれば、せん断変形及び曲げ変形の状況は(b)図の $a/2$ の部分とほぼ同形となり、(b)図のせん断スパン a を $2A$ にした場合には載荷点における局部的応力分布を無視すれば、(a)図の A の範囲と(b)図の $a/2$ の範囲の変形状況は全く同じになる。従つて連続はり形載荷の場合 a をかなり大きくとることが出来たとしても単純はり形載荷で $a/2$ のせん断試験を行なつた場合と大差がないことになる。

しかし実際の試験では(a)図ではね出し部を全然なくすることは不可能であるし、又はね出し部のない場合にははりのせん断耐力は、はりの末端の鉄筋とコンクリートのボンドによって支配されるであろう。このはね出し部が存在する場合を考えると、(a)図の点線で示したよ

うに、はね出し部分には一次的にはせん断応力がないために、試験せん断スパン内のはり部分の変形を拘束することになって、L 点の断面の変形状況は (b) 図の N 点の変形状況に似た傾向をもつであろう。このことははね出し部のせん断剛性が大きい程著しい筈であつて、このような場合には (a) 図の A の範囲のせん断変形状況は (b) 図の a の範囲のせん断変形状況に近似して来ると考えられる。

単純はり形の試験においては上記のはね出し部のせん断剛性の影響を同一におさえることは極めて困難であり、各研究者の実験についても、これは決して同一ではない。従つて特にはりのせん断状況とせん断スパンの影響を把握するには、本形式の連続はり形の載荷法が従来の単純はり形載荷よりも真に近い結果を与えることにならう。

III. せん断強度に及ぼすコンクリート強度の影響

1. 実験計画

(1) 使用材料 セメントはアサノ普通ポルトランドセメント (北海道上磯工場製)、骨材は砂が北海道錦丘岡産の海砂、砂利は広島産及び豊平産の川砂利でいずれも 20~5 mm のもの鉄筋は普通丸鋼 (市販品) でこれらの材料試験成績を第 1 表に示す。

第 3.1 表 使用材料の性質

セメント種別	比重	フロー (mm)	曲げ強さ (kg/cm ²)			圧縮強度 (kg/cm ²)		
			3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
アサノ普通	3.13	170	24.2	41.6	65.4	94	186	318

骨材種別 (北海道産)	比重	単位容積重量 (kg/l)	粒度分析 (0/wt)									
			0.15	0.3	0.6	1.2	2.5	5	10	15	20	
砂 (錦丘)	2.77	1.870	2	18	49	81	99	100				
砂利 (広島)	2.64	1.630						1	29	74	100	
砂利 (豊平)	2.63	1.610						1	42	82	100	

鉄筋種別	降伏点応力度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)
9 mm φ	3125	4030
19 mm φ	3240	4570

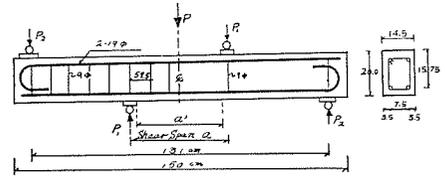
第 3.2 表 調 合

記号	使用骨材		w/c (%)	スランプ (cm)	調 合 比 (重量)		
	砂	砂 利			セメント	砂	砂 利
S	錦 岡	広 島	55	19	1	: 2.41	: 2.39
M	錦 岡	広 島	65	19	1	: 2.72	: 3.12
W	錦 岡	豊 平	75	19	1	: 2.86	: 3.88

コンクリートは水セメント比を 55%, 65% 及び 75% の 3 種とし, 調合はスランブ 19 cm となるよう重量比で第 2 表の如く定めた。

(2) 試験体 試験体は 14.5 cm × 20 cm の長方形断面で全長を 150 cm とし, 軸鉄筋には 19 mm φ (2-19 φ, $\phi = 11.94$ cm, $p_t = p_c = 2.45\%$), あ

ばら筋には 9 mm φ (間隔 $x = 5.75$ cm) をもつて第 1 図のように配筋した。又, 試験体のせん断スパンは 23 cm, 及び 34.5 cm の 2 種で, コンクリート強度を 3 種として第 3 表のように 12 種類につき夫々 2 本宛, 計 24 本のはりを製作した。



第 3.1 図 試験体の詳細

第 3.3 表 試験体の種類及び数

記号	F_c (kg/cm ²)	$b \cdot D$	せん断 スパン (acm)	a/d	○ はり	II はり
5 SB	335	14.5 × 20	23	1.46	あばら筋なし 2本	9φ あばら筋 $x = 5.75$ cm 2本
5 SD	〃	〃	34.5	2.20	〃 2本	〃 2本
5 MB	258	〃	23	1.46	〃 2本	〃 2本
5 MD	〃	〃	34.5	2.20	〃 2本	〃 2本
5 WB	171	〃	23	1.46	〃 2本	〃 2本
5 WD	〃	〃	34.5	2.20	〃 2本	〃 2本

(3) 製作及び養生 各はりはコンクリート強度試験用標準シリンダー 2 個と共に実験用 2 切ミキサーによつて一練 1 本とし, 砂にセメントを加えて空練り 2 分, 水を加えて 1 分半, 砂利を加えて 2 分間練つて木製型枠に 3 層に分けて充填製作した。尚試験体は 1955 年 (昭和 30 年) 9 月 12 日から 10 月 21 日までの期間に製作したもので, 製作後 2 日目で脱型し, S のはりは屋外湿砂 6 週, 室内空中 2 週, 計 8 週で, 他の M 及び W はりは屋内湿砂 5 週, 室内空中 2 週, 計 7 週で夫々試験した。

(4) 試験方法 前章 II の第 1 図に示す荷重方式により 100 ton 耐圧試験機で毎分 500 kg ずつの割合で荷重を増加させ, 各荷重時におけるき裂発生状況を観察した他, 1/100 ダイヤルゲージによつてはり下端の変位を記録し, はりのたわみを計算した。尚標準シリンダーによる圧縮強度試験に際しては湯浅式鏡回転エキステンソメーターによつてひずみ度を計測し, コンクリートのヤング係数を求めた。

(5) コンクリート強度及びヤング係数 試験体と同時に夫々 2 本ずつ製作し, 同一養生を行なつたコンクリートシリンダーの圧縮強度 F_c , 並びにこの時の $F_c/3$ における圧縮ヤング係数 ϵE は夫々次の如くなつた

$$\begin{aligned} \text{S はり} & F_c = 320 \sim 352 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{平均 } 335 \text{ kg/cm}^2, \quad \epsilon E = 2.85 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{M はり} & F_c = 230 \sim 276 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{平均 } 258 \text{ kg/cm}^2, \quad \epsilon E = 2.69 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

W ばり $F_c = 158 \sim 186 \text{ kg/cm}^2$, 平均 171 kg/cm^2 , $E = 2.36 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

2. 実験の結果及び考察

(1) 実験の経過及び破壊状況 $\dot{\tau}$ の状況は II で述べたところと大差ない。第 2 図には試験後の $\dot{\tau}$ の状況を示した。

(2) 試験成績 本実験で得た成績を一括して第 4 表に掲げた。同表中 F_c はコンクリートの圧縮強度 (シリンダー 2 個の平均値), Q_c はせん断初 $\dot{\tau}$ 発生時のせん断スパン内の計算せん断力, Q_u は破壊時の計算せん断力で, τ_c , τ_u は式 $\tau = Q/b \cdot j$, ($j = 7d/8$), τ_b は $\tau_b = Q/\psi j$ から夫々求めた値である。尚 5 SB II ばりは試験時不備のため正確な τ_u 値は求められなかつたので, 他の実験値から推定したものである。

(3) 変形計測値 これについては VII 章に取纏めて述べることにする。

(4) F_c と τ_c の関係 第 3 図は上記の試験成績から F_c と τ の関係を図示したものである。この図によれば, τ_c の値はコンクリート強度が増大すると幾分共増大する傾向が見られる。あばら筋をもつはりが多少大きいようであるが余り顕著ではなく, これよりもせん断スパンの影響の方が稍大きく表われている。元来コンクリートの圧縮強度と引張強度の関係は抛物線的な傾向をもつと考えられているので, 上記 τ_c と F_c の間にも類似の関係が成立つと考えて良いのであるが, この図から見ると本実験の範囲では各試験せん断スパン毎に両者の間には次式のような直線的な関係があると仮定しても大差はない。

$$\tau_c = \mu_c \cdot (F_c + K)$$

但し μ_c は試験せん断スパンによつて変化するものとする

簡単のために上式の K をせん断スパンに関係のない常数として図上でその値を求めると $K \approx 500$ となる。即ち

$$\tau_c = \mu_c (F_c + 500)$$

この μ_c の値については IV において検討しよう。

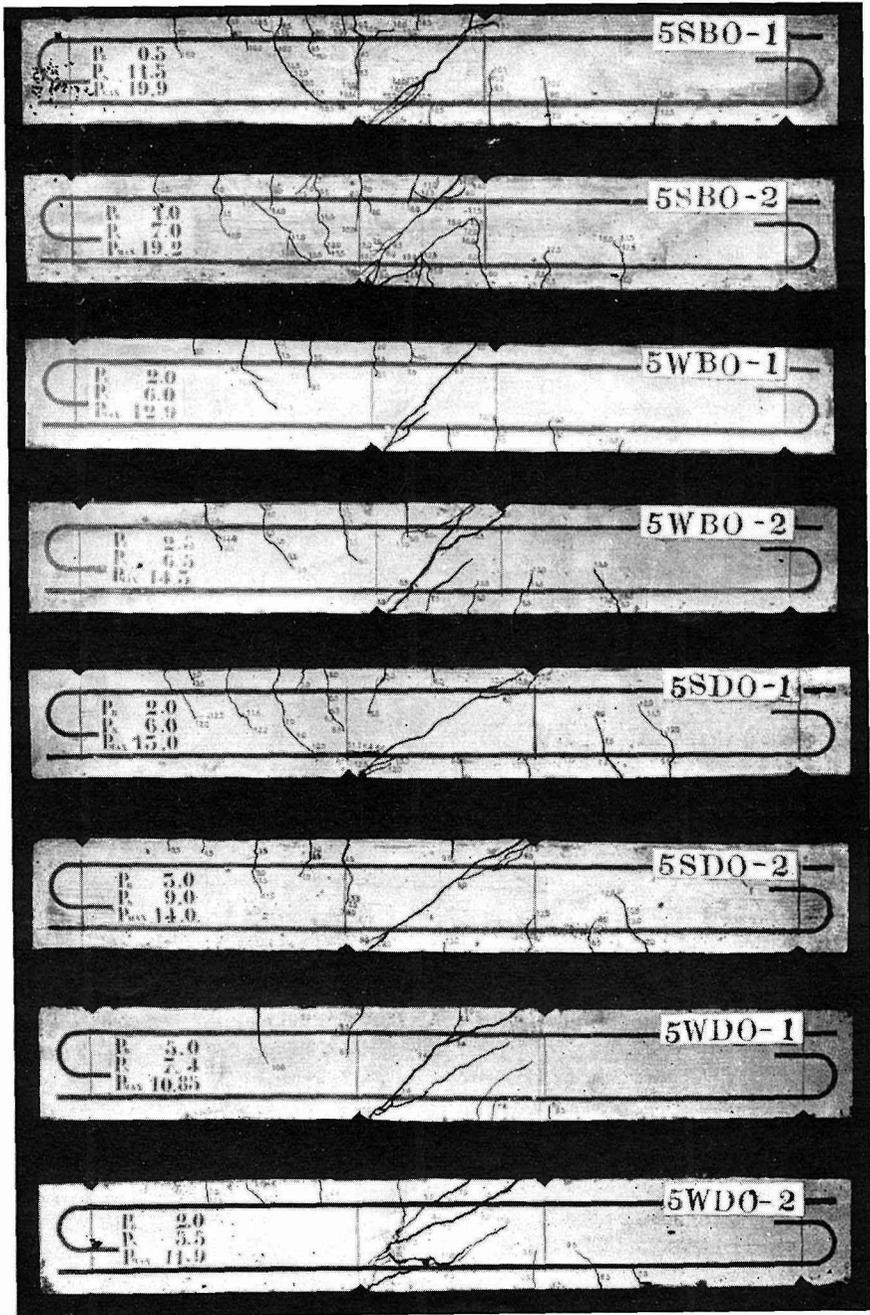
次に本実験値 D ばりの諸元を Kesler 氏並びに Moody 氏等の実験式*に代入した値について比較して見ると第 3 図の如くなつて, Kesler 氏の実験式から誘導した数値は本実験値に近似しているが Moody 氏等の場合には本実験値より低くなつている。これは载荷方式及び試験体の寸度の相違に基づくものであつて, これの影響を補正すれば上記各実験式は本実験値に接近してくる。このことについては VI 章において述べることにする。

* K. G. Moody, I. M. Viest (A.C.I. March 1957).

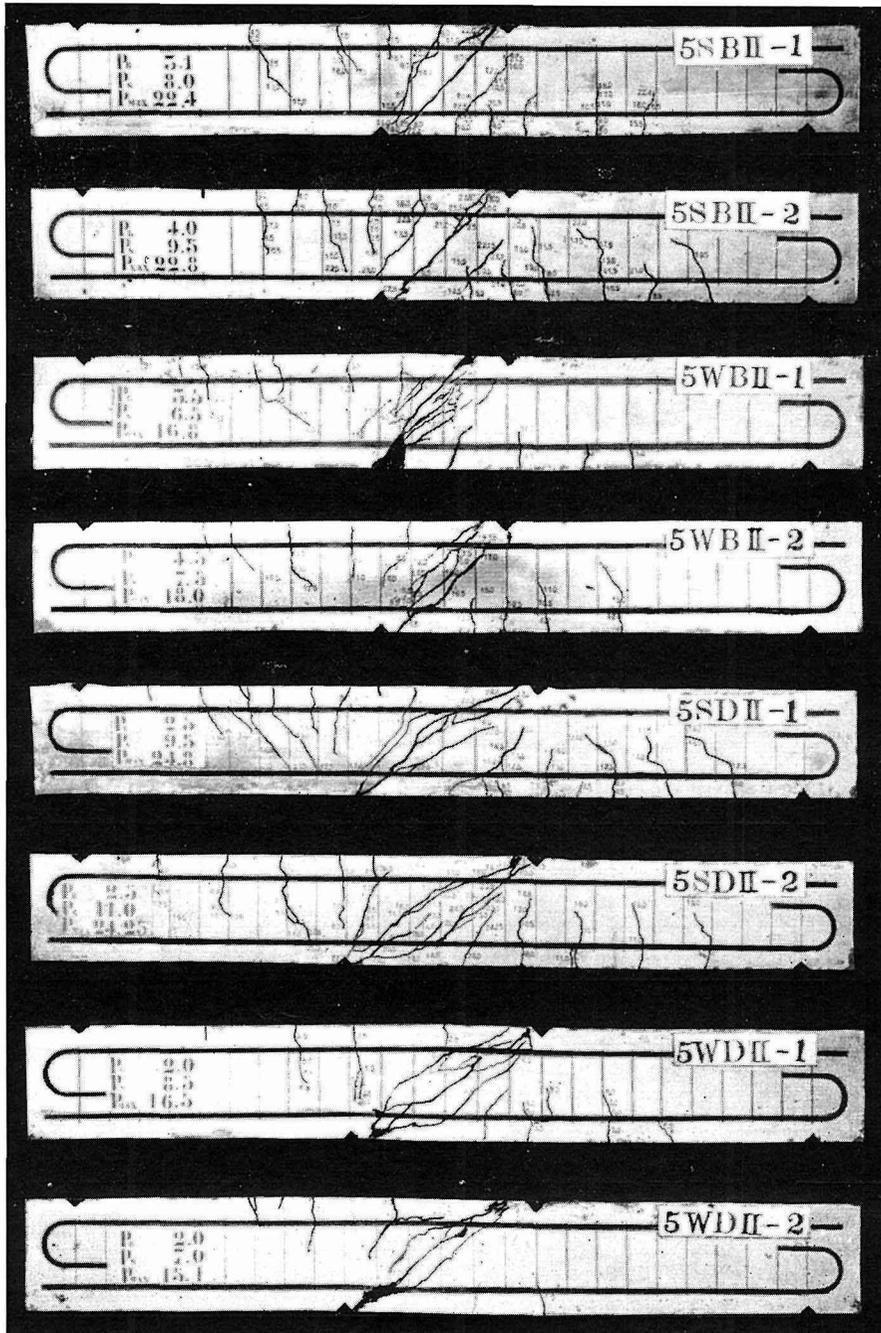
$$\tau_c = 0.12 (1 - 0.1 \cdot M/Q \cdot d) \cdot F_c \cdot (1 - F_c/700) \dots\dots\dots (F_c = 70 \sim 350 \text{ kg/cm}^2)$$

C. E. Kesler, 他)A.C.I. April 1959).

$$\tau_c = \left[1.425 + \frac{6 + 39 \cdot b/d}{n \cdot p_t \cdot d} + 10 \right] \sqrt{F_c} \dots\dots\dots (\text{Psi})$$



第3.2図(a) 破壊状況

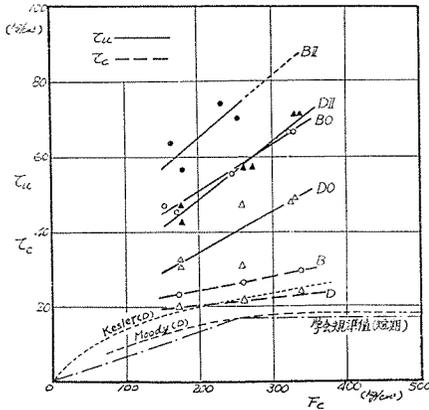


第3.2図(b) 破壊状況

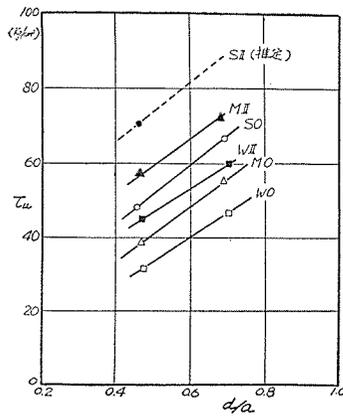
第3.4表 試験成績

記号	引張強度		鉄筋比		寸法			せん断スパン			せん断初きれつ時			破壊時		破壊状況 (型)		
	F_c (kg/cm ²)	p_u (%)	τ (%)	b (cm)	D (cm)	d (cm)	$j = \frac{7}{8}d$ (cm)	a (cm)	a' (cm)	$\frac{a}{d}$	$\frac{a'}{d}$	Q_c (ton)	τ_c (kg/cm ²)	τ_b (kg/cm ²)	τ_c/F_c		Q_u (ton)	τ_u (kg/cm ²)
5 SB O-1 2	320	2.38	0	15.0	20.05	15.80	13.81	23.0	17.0	1.46	1.08	7.70	37.1	47.6	.116	13.95	66.8	.209
	332	2.46	0	14.6	20.00	15.75	13.78	"	"	1.46	.074	4.90	24.4	27.4	.074	13.48	66.7	.200
5 SB II-1 2	345	2.46	1.51	14.6	20.00	15.75	13.78	"	"	1.46	1.08	5.60	27.8	34.0	.081	—	(90.0)	—
	352	2.44	1.48	14.8	19.90	15.65	13.70	"	"	1.47	1.09	6.30	31.0	38.2	.088	—	(90.0)	—
5 SD O-1 2	323	2.45	0	14.7	20.00	15.75	13.76	34.5	28.5	2.19	1.81	3.50	17.3	21.2	.054	9.68	47.8	.148
	330	2.41	0	14.9	20.00	15.75	13.78	"	"	2.19	1.81	4.75	23.1	28.8	.070	9.92	48.4	.146
5 SD II-1 2	338	2.42	1.47	15.0	19.80	15.55	13.62	"	"	2.21	1.83	4.96	24.3	30.1	.072	14.44	70.8	.210
	341	2.45	1.50	14.7	19.90	15.65	13.70	"	"	2.20	1.82	6.45	32.0	39.0	.094	14.12	70.0	.206
5 MBO-1 2	268	2.40	0	14.8	20.10	15.85	13.87	23.0	17.0	1.45	1.07	6.02	29.3	36.2	.109	14.52	—	—
	244	2.42	0	14.6	20.25	16.00	14.00	"	"	1.44	1.06	4.91	24.0	29.3	.098	11.22	55.0	.226
5 MBII-1 2	255	2.45	1.50	14.7	19.90	15.65	13.70	"	"	1.47	1.09	5.69	28.5	34.6	.111	14.05	69.9	.272
	230	2.44	1.49	14.8	19.90	15.65	13.68	"	"	1.47	1.09	5.60	27.8	34.2	.121	15.08	74.8	.325
5 MDO-1 2	260	2.42	0	14.7	20.15	15.90	13.91	34.5	28.5	2.16	1.79	4.55	22.3	27.4	.086	9.72	47.4	.183
	265	2.40	0	14.6	20.40	16.15	14.12	"	"	2.13	1.77	4.26	20.7	25.2	.078	6.42	31.1	.117
5 MDII-1 2	264	2.40	1.49	14.8	20.30	16.05	14.07	"	"	2.15	1.78	5.25	25.3	31.1	.095	11.96	57.6	.218
	276	2.45	1.51	14.6	20.10	15.85	13.86	"	"	2.17	1.80	4.55	22.4	27.4	.081	11.67	57.5	.208
5 WBO-1 2	158	2.42	0	14.5	20.30	16.05	14.05	23.0	17.0	1.44	1.06	4.20	20.7	25.0	.131	9.06	44.7	.282
	170	2.40	0	14.6	20.40	16.15	14.13	"	"	1.42	1.05	4.55	22.0	27.0	.128	10.02	48.5	.284
5 WBII-1 2	163	2.37	1.50	14.7	20.50	16.25	14.12	"	"	1.44	1.05	4.76	22.8	28.0	.139	11.80	56.4	.340
	176	2.45	1.53	14.5	20.20	15.95	13.95	"	"	1.42	1.07	5.26	26.0	31.5	.148	12.62	62.5	.355
5 WDO-1 2	174	2.39	0	14.7	20.40	16.15	14.12	34.5	28.5	2.13	1.77	4.32	20.8	25.6	.120	6.33	30.5	.177
	186	2.37	0	14.6	20.55	16.30	14.27	"	"	2.11	1.75	3.45	16.5	20.2	.089	6.94	33.2	.178
5 WDII-1 2	179	2.40	1.51	14.6	20.30	16.05	14.05	"	"	2.15	1.78	4.85	23.5	28.8	.131	9.63	46.8	.262
	166	2.40	1.50	14.7	20.30	16.05	14.05	"	"	2.15	1.78	3.97	19.3	23.6	.116	8.81	42.7	.257

備考 * SMは中央せん断, SEはスパン外せん断を表わす。 τ_u の()内は推定値。



第3.3図 $\tau = Q/bj$ と F_c の関係



第3.4図 $\tau_u = Q_u/bj$ と d/a の関係

(5) F_c と τ_u の関係 5SBII はりの破壊時の τ_u は試験時の不備によつて著しく弱かつたので、第4図の点線によつて補正すると第3図のように修正出来るが、これによれば、あばら筋の有無及びせん断スパンの異なるはり毎にコンクリート強度の影響を受け、本実験の範囲内では F_c の増大に比例して直線的に増加する傾向がある。これをせん断スパンに対するはり有効せいの比 d/a と τ_u について図示すると第4図の如くなつて F_c 及びあばら筋有無の差により概ね平行にずれている。今 τ_c の場合と同様に τ_u と F_c の間に次の関係式が成立つものと仮定しよう。

$$\tau_u = \mu_u \cdot (F_c + K')$$

第3図のあばら筋のないはりについて見れば、せん断スパンの異なるはり毎に実験値を結んだ直線の延長から $K' \approx 180$ として大きな誤差はない。従つて μ_u がせん断スパンによつて変化するものとして、本実験の範囲内では次式が成立するものと考えて差支えない。

$$\tau_u = \mu_u \cdot (F_c + 180)$$

この μ_u についても次章において検討しよう。

IV. せん断強度に及ぼすせん断スパンの影響

第1節 せん断スパンの比較的小さい場合

1. 実験計画

(1) 材 料 セメントはアサノ普通ポルトランドセメント、骨材は砂、砂利共に相模川産のもの、鉄筋は普通丸鋼(市販品)で、これら使用材料の試験成績は第1表に示す。

第4.1表 使用材料の性質

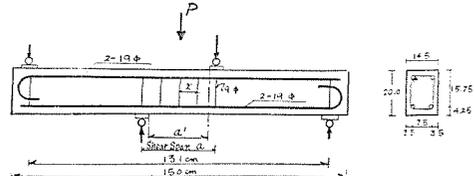
セメントの種類	フロー (mm)	曲げ強さ (kg/cm ²)		圧縮強さ (kg/cm ²)	
		7 日	21 日	7 日	21 日
アサノ普通	178	43.0	56.7	226	358

骨材種別	単位容積重量 (kg/l)	粒 度 分 析 (0/wt)									
		0.15	0.3	0.6	1.2	2.5	5	7	10	15	20
砂 (相模川)	1.670	1	6	32	67	89	100				
砂 利 (相模川)	1.680							2	18	58	100

鉄 筋	降伏点応力度 (kg/cm ²)	引張強さ (kg/cm ²)
19 mm φ	3445	5020

コンクリートは水セメント比 $w/c=65\%$ 、スランプ約 20 cm となるよう調合比を 1 : 2.12 : 2.85 (重量比) とした。

(2) 試験体 試験体は 14.5 cm × 20 cm の長方形断面で全長を 150 cm とし、軸鉄筋には 19 mm φ ($p_t = p_c = 2.5\%$)、あばら筋には 9 mm φ をもつて第 1 図のように配筋した。又せん断スパン a は 15 cm, 22.5 cm, 30 cm, 37.5 cm の 4 種類とし、せん断スパンとはり有効せいの比 a/d はそれぞれ 0.95, 1.43, 1.90, 2.38 となった。試験体の種類は第 2 表に示したように 12 種とし、夫々 2 本宛合計 24 本のほりを製作した。



第 4.1 図 試験体の詳細

第 4.2 表 試験体の種類及び数

記号	載荷形式	a (cm)	a/d	○ はり	I はり	II はり
4 A	連続はり形	15	0.95	あばら筋なし 2本	—	$x=7.5$ cm 2本
4 B	〃	22.5	1.43	〃 2本	$x=11.25$ cm 2本	〃 2本
4 C	〃	30.0	1.90	〃 2本	—	〃 2本
4 D	〃	37.5	2.38	〃 2本	$x=11.5$ cm 2本	〃 2本
4 UB	単純はり形	22.5	1.43	〃 2本	—	—
4 UD	〃	37.5	2.38	〃 2本	—	—

材齢 7 週 $F_c = 284 \text{ kg/cm}^2$

(3) 製作及び養生 製作法は前章 III の実験と同じである。但し本試験体は 1954 年 10 月 5 日から同 18 日までの間に製作したもので、養生については製作 2 日目脱型、4 週まで湿砂養生、以後実験室内空中に曝し材齢 7 週にて試験した。

(4) 計測 前章と全く同様な方法によつたが、今回は荷重速度を破壊時まで毎分 1 ton の割合で増加させて計測を行なつた。

(5) コンクリートの圧縮強度及びヤング係数、コンクリートシリンダーによる材齢 7 週の圧縮強度は 222~344 kg/cm² で平均 284 kg/cm²、このときの圧縮ヤング係数は $F_c/3$ で 2.80×10^5 kg/cm² となつた。

2. 実験結果及び考察

(1) 実験の経過及び破壊の状況 きれつ発生¹⁾の状況並びに破壊の状況については前章 II の場合と略々同様であつて、本実験の範囲内ではせん断スパンの大小によるきれつ²⁾状況の差異は認められなかつた。第 2 図に破壊状況の写真を掲げた。

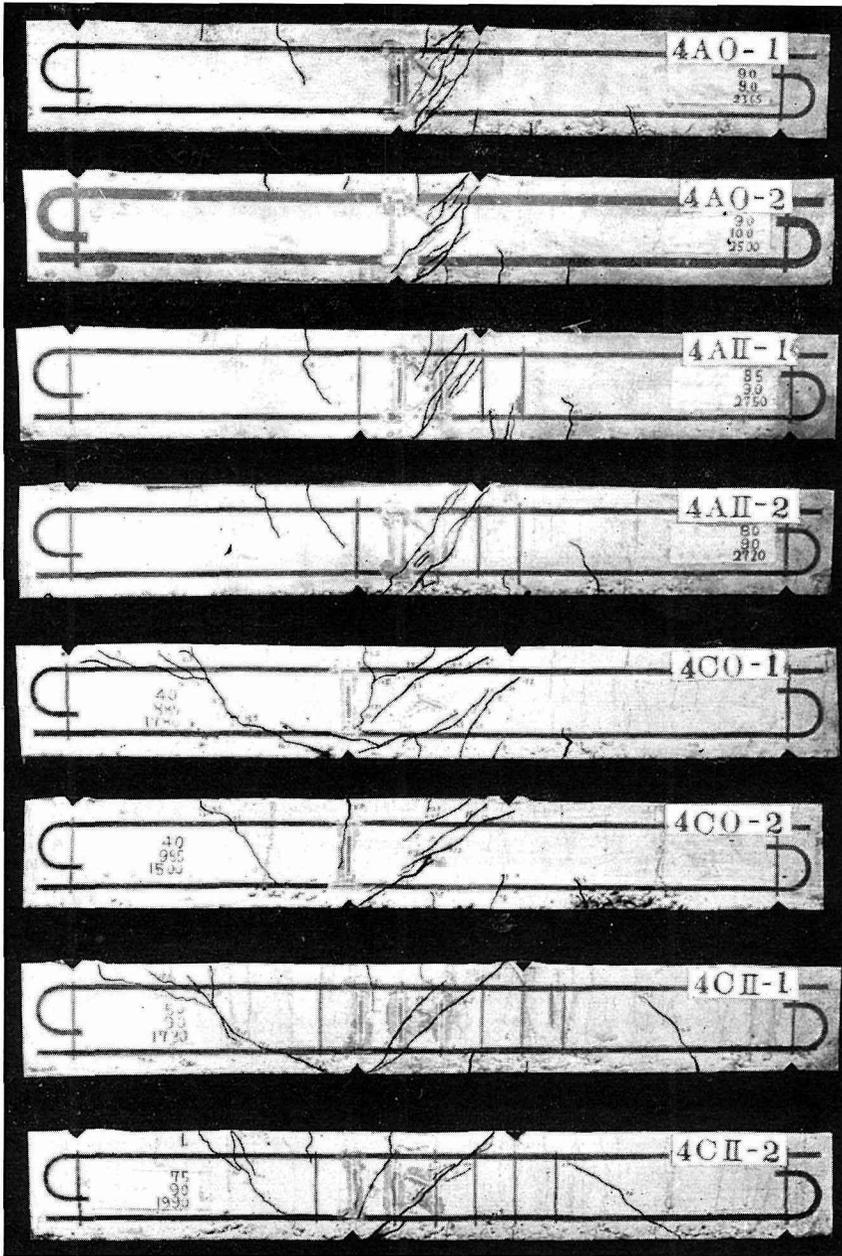
(2) 試験成績 せん断初きれつ時のせん断力 Q_c 、せん断応力度 $\tau_c (=Q_c/bj)$ 並びに破壊時の最大せん断力 Q_u 、これから計算した見掛けせん断強度 $\tau_u (=Q_u/bj)$ は第 3 表に示すような値となつた。尚表中の Q_c は肉眼観測によるもので、はり両面についての平均せん断力を示すが、() 内の数値は発見が不明瞭であつたため、たわみ計測値から推定したものである。

(3) せん断スパンとせん断初きれつ応力度 第 3 図は上記の成績表からせん断応力度 τ_c 及び τ_u とせん断スパン a の関係を図示したものであつて、横軸に a の代わりに a/d (せん断スパン/はりの有効せい) をとつてある。尚同図には前章 III の 5S ばり ($F_c=335$ kg/cm²) 及び 5M ばり ($F_c=258$ kg/cm²) の実験値を細実線で併記した。この図によれば連続ばり形式の加力法を行なつた場合の τ_c は、あばら筋の有無によつて大差がない。 τ_c/F_c の値について比較してみると第 4 表の如くなつて、一般に a/d が大きくなるに伴い τ_c/F_c は減少する傾向をもつて見ることが出来よう。

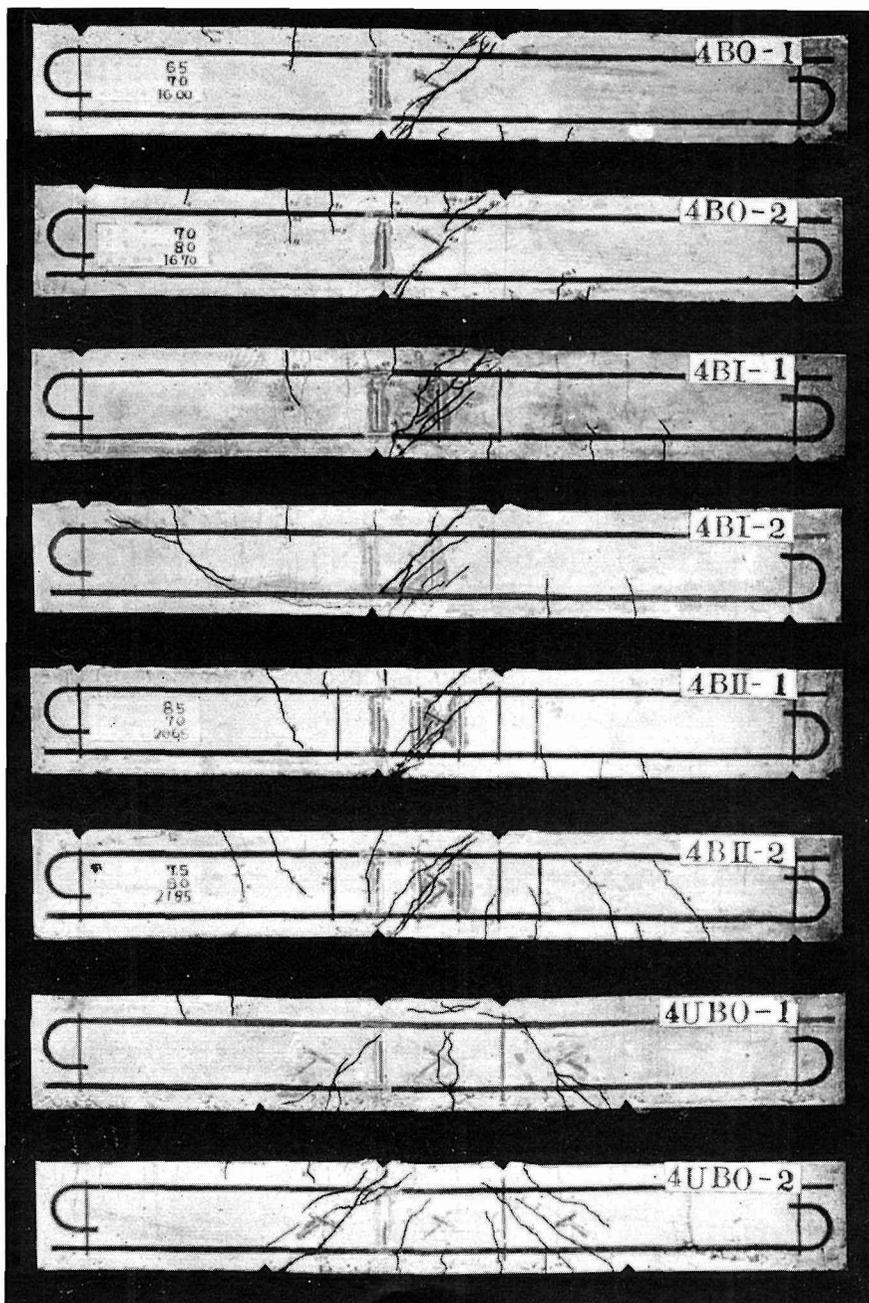
(4) せん断スパンと見掛けせん断強度 τ_u τ_u は上記 τ_c の場合に比較してせん断スパンの影響が明瞭に表われて特に a/d が 1 付近の場合 τ_u の変化率が著しく大きい。尚本実験値は第 3 図に示したように、前章の 5S0、5M0 ばりの実験値の中間にあり $a/d=1$ のとき $\tau_u \approx 90$ kg/cm²、1.5 のとき $\tau_u \approx 60$ kg/cm²、2.5 のとき $\tau_u \approx 40$ kg/cm² となつて、せん断スパンが大きくなるとは双曲線的に減少する傾向がある。この傾向は Clark¹³⁾、Morrow⁸⁷⁾ 氏等の実験及び Wilby¹²⁾、Rogers⁴⁷⁾、Ferguson¹⁴⁾、若林³²⁾ 各諸氏による単純ばり形の実験等にも表われているが、I 及び II でも述べたように各諸氏によつて試験体寸度、使用鉄筋などが異なつているため、実験値を諸家の実験値と直接比較することは出来ない。

(5) 荷重方式による差異 前章 II の 5 項に述べたように従来の単純ばり形荷重の場合の a/d と、連続ばり形荷重の場合の a/d を同一に扱うことは出来ないが、参考までに第 3 図の同じ横軸目盛について τ_c 及び τ_u を記入してみた。この場合は τ_c 、 τ_u 共に連続ばり形荷重の方が大きく、特に τ_u の値についてはせん断スパンが大きくなると一層両者の差が大きく表われる傾向がある。

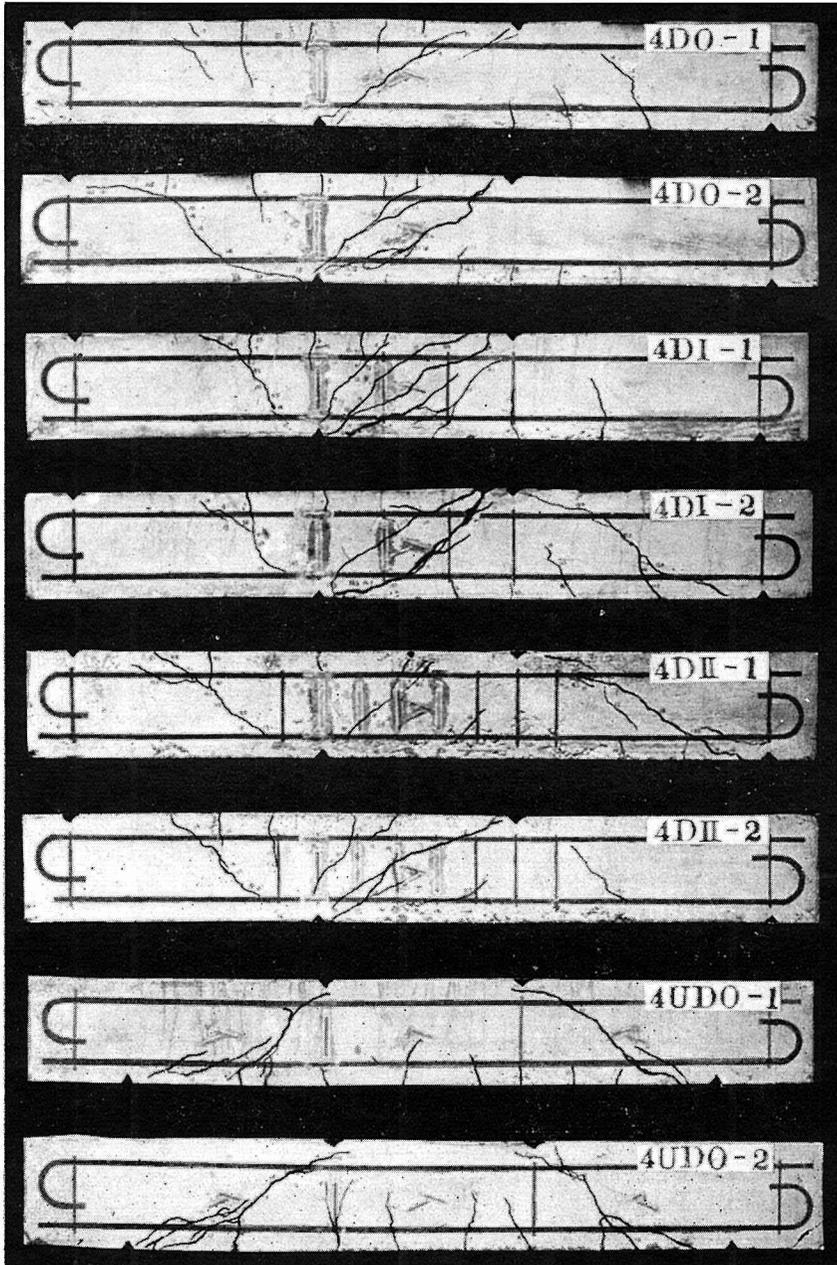
次に第 4 図は単純ばり形荷重の場合の a/d の 2 倍を横軸目盛にとつて、あばら筋の無い



第4.2図(a) 破壊状況



第4.2図(b) 破壊状況



第4.2図(c) 破壊状況

第4.3表 試験成績

記号	圧縮強度		鉄筋比		寸法			せん断スパン			せん断初きれつ時			破壊時		破壊状況(型)		
	F_c	p_t	τ	γ	D	d	$J = \frac{7}{8}d$	a	a'	$\frac{a}{d}$	$\frac{a'}{d}$	Q_c	τ_c	τ_b	τ_c/F_c		Q_u	τ_u
	(kg/cm ²)	(%)	(%)	(%)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)			(ton)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(ton)	(kg/cm ²)		
4A O-1	245	2.41	0	0	20.0	15.75	13.78	15.0	9.0	.95	.57	7.15	34.8	43.5	18.79	91.5	.374	SM(d)
2	303	2.33	0	0	20.1	15.85	13.85	"	"	.93	.56	(7.00)	(33.7)	(42.5)	19.86	95.9	.315	SM(b)
4A II-1	284	2.38	1.13	1.13	20.0	15.75	13.78	"	"	.95	.57	7.15	34.4	43.4	21.85	105.0	.370	SM(d)
2	290	2.36	1.12	1.12	20.1	15.85	13.85	"	"	.95	.57	7.15	34.3	43.1	21.61	103.6	.356	SM(b)
4B O-1	276	2.36	0	0	20.5	16.25	14.20	22.5	16.5	1.39	1.02	4.95	24.5	29.1	11.31	55.9	.202	SM(a)
2	288	2.45	0	0	20.0	15.75	13.78	"	"	1.43	1.05	5.66	27.8	34.4	11.80	58.1	.202	SM(a)
4B I-1	275	2.37	0.76	0.76	20.4	16.15	14.12	"	"	1.39	1.02	6.01	29.5	35.6	14.14	69.5	.252	SM(d)
2	299	2.36	0.76	0.76	20.5	16.25	14.20	"	"	1.39	1.02	6.01	29.5	35.4	14.14	69.3	.232	SM(d)
4B II-1	334	2.38	0.14	0.14	20.2	15.95	13.95	"	"	1.41	1.03	(6.00)	(28.8)	(36.5)	14.60	71.0	.213	SM(b)
2	326	2.36	0.15	0.15	20.0	15.75	13.78	"	"	1.43	1.05	5.66	27.9	34.4	15.44	76.2	.234	SM(b)
4C O-1	295	2.45	0	0	20.1	15.85	13.85	30.0	24.0	1.89	1.52	5.52	27.6	33.3	11.17	55.5	.188	SE
2	279	2.38	0	0	20.3	16.05	14.05	"	"	1.87	1.50	(5.55)	(26.7)	(33.1)	9.41	46.1	.165	SM(a)
4C II-1	295	2.38	1.13	1.13	20.0	15.75	13.78	"	"	1.90	1.52	5.65	27.2	34.3	10.85	52.3	.176	SE
2	282	2.38	1.14	1.14	20.3	16.05	14.05	"	"	1.87	1.50	5.65	27.6	33.6	12.48	61.1	.216	SM(b)
4D O-1	256	2.40	0	0	20.1	15.85	13.85	37.5	13.5	2.36	1.99	4.16	20.5	25.1	7.49	36.8	.144	SM(a)
2	277	2.46	0	0	20.1	15.85	13.85	"	"	2.36	1.99	4.44	22.0	26.8	9.16	45.8	.165	SM(b)
4D I-1	292	2.34	0.68	0.68	20.5	16.25	14.20	"	"	2.31	1.94	4.44	21.6	26.1	10.65	51.9	.177	SM(d)
2	294	2.37	0.68	0.68	20.4	16.15	14.20	"	"	2.32	1.95	4.72	23.1	27.8	9.60	47.0	.160	SM(b)
4D II-1	266	2.47	1.17	1.17	20.0	15.75	13.78	"	"	2.38	2.00	4.72	23.6	28.6	9.66	48.3	.181	SE
2	265	2.40	1.14	1.14	20.2	15.95	13.95	"	"	2.35	1.98	(5.20)	(25.1)	(31.1)	10.38	50.8	.191	SM(b)
4U B-1	287	2.40	0	0	20.3	16.05	14.05	22.5	16.5	1.40		5.00	24.7	29.7	12.75	62.9	.218	S
2	273	2.38	0	0	20.3	16.05	14.05	"	"	1.40		4.25	20.8	25.3	12.50	61.3	.225	S
4U D-1	222	2.45	0	0	20.3	16.05	14.05	37.5	31.5	2.34		3.15	15.9	18.8	5.20	26.2	.118	S
2	319	2.49	0	0	20.0	15.75	13.78	"	"	2.38		(3.00)	(15.1)	(18.2)	6.40	32.3	.101	S

備考 * SM: 中央せん断, SE: スパン外せん断, S: 端部せん断。()内はたわみ計測値から推して求めたもの。

第4.4表 τ_c/F_c の値, () ははり記号

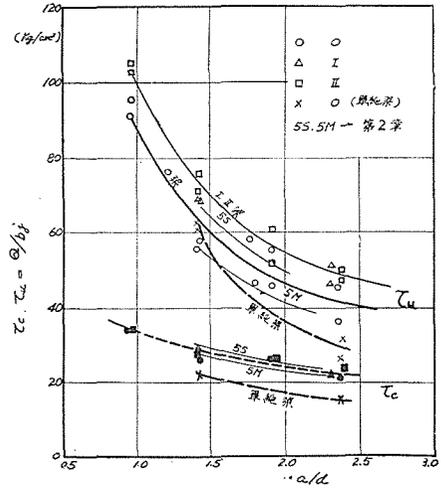
a (cm)	15 (A)	22.5 (B)	30.0 (C)	37.5 (D)
○ ばり	.142 .110	.089 .098	.094 .096	.080 .080
I ばり	—	.107 .099	—	.074 .079
II ばり	.121 .118	.086 .085	0.92 0.98	.089 .095
平均	.123	.094	0.95	0.83

りの実験値のみを記入したものである。この場合は単純はり载荷法による τ_c は連続はり形式で行なった本実験値を結んだ線上に略々位置することになる。しかし τ_u の値の中 a/d の小さい方の実験値

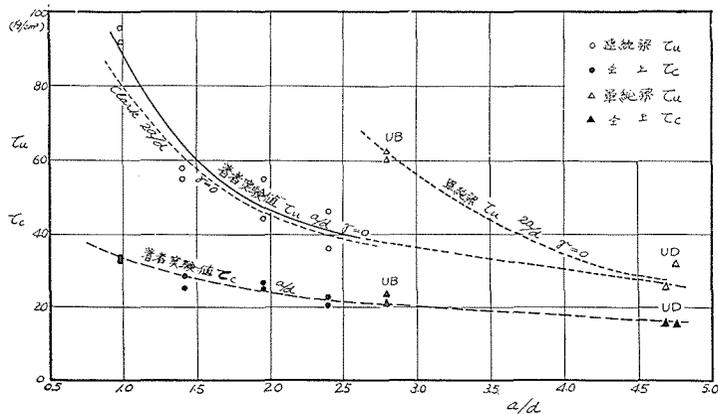
は、連続はり形実験値を結ぶ線から著しく外れている。第2図の写真からもわかるようにこの実験はり UB は、支点の外側のはね出し部分が異常に大きかつたので、この部分のせん断変形に対する抵抗が著しく大きく、そのため上記のように a/d を2倍にとることが不適當であるのではないと思われる。この実験はり UB のきれつ状況は、単純はり形载荷であるにも拘わらず、連続はり形载荷の試験体 BO と極めて良く近似していることから見て、以上の推論は必ずしも不当ではないと考えられる。尚比較的支点外のはね出し部の小さい A. P. Clark 氏の単純はり形载荷の実験から同氏が誘導した τ_u を表わす実験式

$$\tau_u = 0.12 F_c \cdot a/d + 492 p_r + 176 \sqrt{\bar{r}}$$

に対して a/d を同氏の選んだ値の2倍にとつた計算値をこの図に記入してみると著者の連続はり形载荷実験値の分布と略々同傾向にあることがわかる。



第4.3図 τ と a/d の関係



第4.4図 $\tau = Q/bj$ と a/d の関係

(6) 付着応力度 τ_b 　せん断初きれつ時の付着応力度 $\tau_b (=Q_c/\phi j)$ は τ_c と略々類似した傾向にあつて、最大荷重時の τ_b の計算値は予想外に高い値を示す。最大荷重時近くの状態では、荷重点と支持点とを結ぶ斜め方向の圧縮力によつて、荷重の一部が加力点から支持点へ伝達を起し、実際のせん断力が差程増大しないことによるのではなからうか。

(7) あばら筋による補強　 τ_c の値の変化はあばら筋の有無に殆んど関係ないが、 τ_u については補強の効果が明瞭に見られた。即ちあばら筋間隔が 7.5 cm の場合には概ねせん断スパンに関係なく τ に換算して約 10 kg/cm² の増加となつた。但しあばら筋間隔の変化の影響は余り明瞭でない。この点については次章 V で検討する。

第 2 節 $a/d=3\sim 8$ の場合

1. 実験計画

前節の実験では a/d が約 1~2.4 程度の比較的せん断スパンの短い場合について検討を行ない、その結果せん断スパンの長い場合にはせん断強度は略々双曲線的に減少していくことを推論した。本節においては実在はりの a/d が一般には 8~10 位であることを考慮して特にせん断スパンが比較的長いはりを対象に実験を行なつて、前節の実験値との相互関係を明らかにし、せん断強度に及ぼすスパンの影響について定量的に究明しようとした。

(1) 使用材料　セメントはアサノ普通ポルトランドセメント、骨材は北海道千歳郡広島産のもので、これ等及び鉄筋の材料試験成績は第 5 表に示す通りであつた。

コンクリートは水セメント比を 75% の 1 種とし、スランプが 22 cm になるよう調合比を 1 : 2.73 : 3.65 (重量比) とした。

第 4.5 表　使用材料の性質

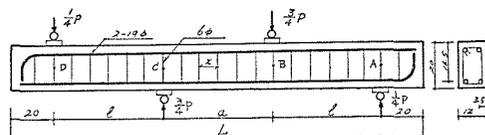
セメント種別	比重	フロー (mm)	曲げ強さ (kg/cm ²)			圧縮強度 (kg/cm ²)		
			3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
アサノ普通	3.12	187	25.0	46.2	59.9	91	203	380

骨材種別 (広島産)	比重	単位容積重量 (kg/l)	各篩通過率 (%)									
			0.15	0.3	0.6	1.2	2.5	5.0	10	15	20	
砂	2.57	1.670	3	10	54	78	93	100	—	—	—	
砂利	2.56	1.615	—	—	—	—	—	1	44	81	100	

鉄筋種別	降伏点応力度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び率 (%)
6 mm ϕ	3410	4490	29
19 mm ϕ	3010	4520	29

(2) 試験体　本試験体は 12×20 cm² の長方形断面で第 5 図及び第 6 表に示すように、最外端加力点間距離の 1/3 をせん断スパンに選び、これを 49.5 cm (=3d), 66 cm (=4d), 91 cm

($=5.5d$), 132 cm ($=8d$) の4種とした。又軸鉄筋には $19\text{ mm } \phi$ ($p_t = p_c = 2.85\%$) あばら筋には $6\text{ mm } \phi$ を使用してあばら筋比 ($\gamma = a_0/b \cdot x$) を $0, 0.57\%$ ($x = 8.25\text{ cm}$), 1.14% ($x = 4.13\text{ cm}$) の各3種とし、試験体合計11種類につきそれぞれ2本宛総数22本のはりを製作した。



第4.5図 試験体の詳細

第4.6表 試験体の種類及び数

記号	せん断スパン a (cm)	全長 L (cm)	a/d	〇 ばり	I ばり	II ばり
8 E	49.5	188.5	3	あばら筋なし 2本	6 ϕ あばら筋 $x = 8.25\text{ cm}$ 2本	6 ϕ あばら筋 $x = 4.13\text{ cm}$ 2本
8 F	66	238	4	// 2本	// 2本	// 2本
8 G	91	313	5.5	// 2本	// 2本	// 2本
8 H	132	436	8	// 2本	// 2本	—

材齢6週 $F_c = 208\text{ kg/cm}^2$

(3) 製作及び養生 製作法は前回までと同様とした。但し本試験体は1958年9月24日から29日までの間に製作したもので、成型3日目脱型、3週まで湿砂養生以後3週間実験室内に曝し、材齢6週で試験を行なった。

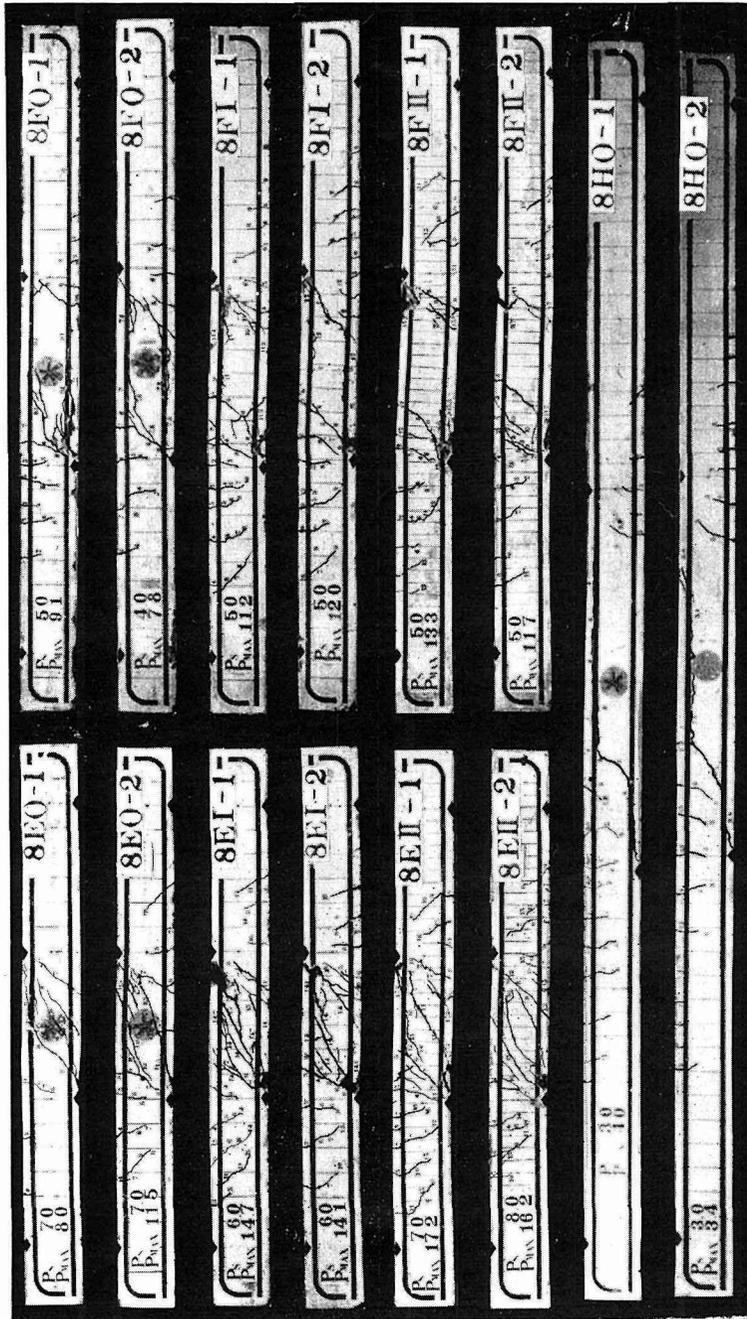
(4) 試験方法 荷重方法は前回と同様で荷重速度を毎分1 tonとして、たわみ、きれつ発生状況及び破壊荷重等を測定したが、特に今回ははりのたわみを載荷点及び支持点のはりの材軸線の位置について計測を行なった。尚上記計測の他あばら筋のないはりについては中央部表面のひずみ分布の状態を知るため、中央点から放射状に表裏6点ずつ計12枚の電気抵抗線式ひずみ計ゲージ K-1 (検長20 mm) を貼ってストレンゲージの計測を行なった。この結果についてはVII章で述べることにする。

(5) コンクリート圧縮強度及びヤング係数 各試験体と同時に製作したコンクリートシリンドラ2個の平均圧縮強度は、材齢6週で183~227 kg/cm^2 平均208 kg/cm^2 。このときの圧縮ヤング係数は $F_c/3$ で $2.44 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$ となつた。

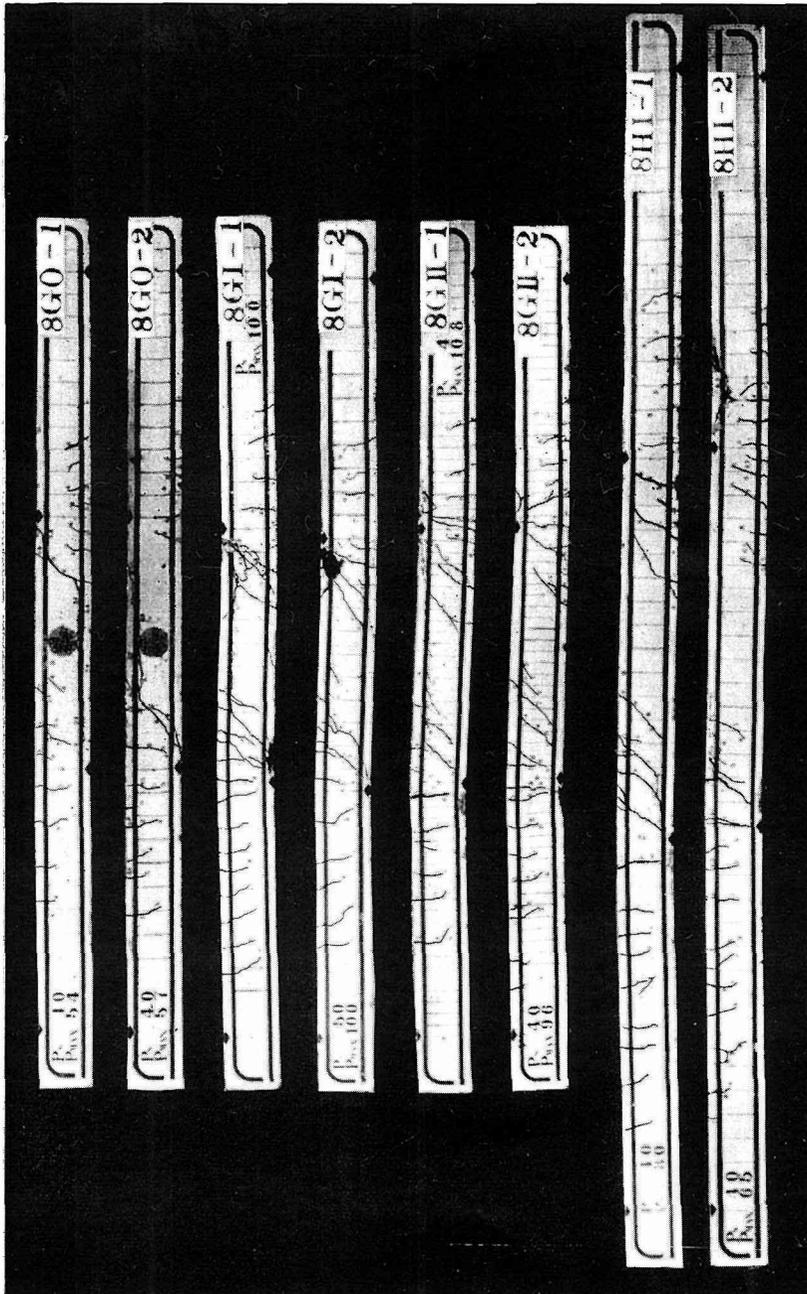
2. 実験の結果

(1) 試験の経過及び破壊状況 荷重を徐々に増加していくと各種のはり共に、先ず曲げ引張側各所に微細な曲げきれつを発生することは前述の実験と同様である。しかし更に荷重を増大していくと、これらの曲げきれつは上下の軸鉄筋の位置を超えるようになり、これがせん断きれつ状に稍弯曲して中立軸付近にまで進展する場合と、これらのきれつとは別に中立軸付近で新たな斜めきれつを発生する場合の2つの傾向が見られた。

即ち前者は初めの曲げきれつが支点若しくは加力点の加圧板付近より稍かけ離れた位置に発生する場合に見られ(この場合上記のきれつがせん断きれつ状に弯曲して進展してから後、



第4.6図(a) 破壊状況



第4.6図(b) 破壊状況

第4.7表 試験成績表

記号	F_c (kg/cm ²)	鉄筋比				断面				初期せん断されつ時				最大荷重時			破壊状況* (型)
		p_t (%)	τ (%)	b (cm)	D (cm)	d (cm)	$j = \frac{7}{8}d$ (cm)	a (cm)	$\frac{a}{d}$	$\frac{a'}{d}$	Q_c (ton)	τ_c (kg/cm ²)	τ_c/F_c	Q_u (ton)	τ_u (kg/cm ²)	τ_u/F_c	
8 E O-1 2	227 220	2.85 2.94	0 0	12.0 12.0	20.1 19.6	16.6 16.1	14.5 14.1	49.5 49.5	2.98 3.08	2.62 2.70	3.50 3.50	20.1 20.7	.089 .094	4.00 5.75	23.0 34.0	.101 .154	MS (b) MS (c)
8 E I-1 2	225 218	2.83 2.84	0.57 0.57	12.0 12.1	20.2 20.0	16.7 16.5	14.6 14.4	49.5 49.5	2.96 3.00	2.60 2.64	3.50 3.75	20.0 21.5	.089 .098	7.35 7.05	42.0 40.5	.186 .186	MS (d) MS (d)
8 E II-1 2	215 217	2.84 2.86	1.14 1.14	12.0 12.0	20.0 20.0	16.5 16.5	14.4 14.4	49.5 49.5	3.00 3.00	2.64 2.64	3.50 4.00	20.2 23.1	.094 .106	8.60 8.10	49.7 46.8	.231 .216	MS (d) MS (c)
8 F O-1 2	216 202	2.83 2.85	0 0	12.1 11.9	20.0 20.2	16.5 16.7	14.4 14.6	66.0 66.0	4.00 3.95	3.63 3.60	3.00 2.75	17.2 15.8 (14.4)	.080 .078	4.55 3.90	26.1 22.4	.121 .111	MS (c) MS (c)
8 F I-1 2	211 214	2.84 2.80	0.57 0.57	12.0 12.1	20.1 20.2	16.6 16.7	14.5 14.6	66.0 66.0	3.97 3.95	3.61 3.60	3.00 2.75	17.2 (14.4) 15.6 (14.2)	.081 .073	5.60 6.00	32.2 34.0	.152 .159	MS (c) MS (c)
8 F II-1 2	214 202	2.84 2.84	1.14 1.14	12.1 12.0	20.0 20.0	16.5 16.5	14.4 14.4	66.0 66.0	4.00 4.00	3.63 3.63	2.25 2.50	17.2 (14.3) 15.9	.080 .079	6.65 5.85	38.2 33.8	.178 .168	MSC MSC
8 G O-1 2	205 190	2.83 2.84	0 0	12.0 12.0	20.2 20.1	16.7 16.6	14.6 14.5	91.0 91.0	5.45 5.49	5.10 5.12	2.50 2.50	12.8 14.4 (11.4)	.062 .076	2.70 2.85	15.4 16.4	.075 .086	MS (a) MS (a)
8 G I-1 2	217 203	2.83 2.83	0.57 0.57	12.0 12.0	20.2 20.2	16.7 16.7	14.6 14.6	91.0 91.0	5.45 5.45	5.10 5.10	2.25 2.25	14.3 14.3	.066 .070	5.00 5.00	28.5 28.5	.132 .140	MSC MSC
8 G II-1 2	213 196	2.83 2.83	1.14 1.14	12.0 12.0	20.2 20.2	16.7 16.7	14.6 14.6	91.0 91.0	5.45 5.45	5.10 5.10	2.50 2.25	14.3 (12.8) 12.8 (12.8)	.067 .065	5.40 4.80	30.8 27.4	.144 .140	B B
8 H O-1 2	213 183	2.79 2.83	0 0	12.0 12.0	20.4 20.2	16.9 16.7	14.8 14.6	132.0 132.0	7.81 7.90	7.48 7.56	2.00 1.70	11.3 (8.4) 9.7 (8.6)	.053 .053	2.00 1.70	11.3 9.7	.053 .053	MS (a) MS (a)
8 H I-1 2	193 209	2.83 2.84	0.57 0.57	12.0 12.0	20.2 20.0	16.7 16.5	14.6 14.4	132.0 132.0	7.90 8.00	7.32 7.40	2.00 2.00	11.4 (10.0) 11.6 (10.1)	.059 .056	4.00 3.25	22.8 18.8	.118 .090	B B

備考 * MS: 中央せん断破壊, MSC: 中央せん断破壊, B: 曲げ破壊, MS (a): 中央せん断破壊, τ_c 欄中 () 内は曲げされつからせん断されつた時の値,
 a' : 加圧板巾 6 cm, 但し HI よりは 10 cm を差引いたせん断スパン。

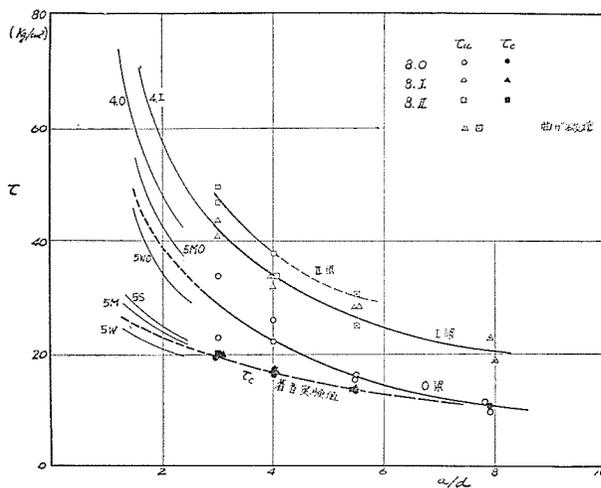
この弯曲部で分岐した斜めき裂を伴うことが多い), 後者は曲げき裂の位置が上記よりも加圧板側に偏っている場合に見られたが, いずれの場合にも此の斜めき裂発生時の試験機の戻りは前回までに見られたように明瞭ではなかつた。この斜めき裂発生後更に荷重を増大していくと, あばら筋のない場合にはこの斜めき裂の尖端は支点又は加力点方向に進展し, 他端は弯曲部で分岐して軸鉄筋に沿って水平に伸び, 他に斜めき裂を発生することなく, 比較的低荷重で破壊する場合と(前II章の4項(a)型), これと対称的な位置にも斜めき裂を生じて同様な経過を経ながら破壊する場合((c)型)とがあつた。前者の(a)型は本実験中せん断スパンの長い方に属するGO, HOばりに見られ, (c)型はEO, FOばりのせん断スパンの短いものに見られた。

一方あばら筋のあるばりの場合には支点及び加力点付近の斜めき裂数は上記のあばら筋のないばりに比較して稍多く発生するが, これらのき裂は徐々に進展し, 特にEばりにあつては第6図の写真に示したように加力点と支持点を結んだき裂で破壊した。しかし他のF, GばりではEばりで見られたような加力点と支持点を結ぶき裂を発生することなく, 加力点又は支持点付近のき裂とこの部分の斜め圧縮による圧潰が原因で最大耐力を示した。尚GII, HIばりでは曲げき裂の影響が大きく, この実験に使用した試験体の曲げ強さとせん断強さが大差ないため支点部で曲げ破壊を起してしまつた。第6図にはせん断破壊時のき裂状況を示す写真を掲げた。

(2) 試験成績 せん断き裂発生時のせん断力 Q_c , き裂せん断応力度 τ_c , 及び耐力時の最大せん断力 Q_u , 見掛けせん断強 τ_u は第7表に示すような値となつた。尚表中の τ_c は, 上記のき裂状況から推して明瞭なせん断き裂となつた時の値を示し, ()内は曲げき裂からせん断き裂状に弯曲伸展した時の値を示したものである。

3. 実験結果の考察

第7表から τ_c , τ_u と a/d の関係を図示すると第7図の如くなつた。

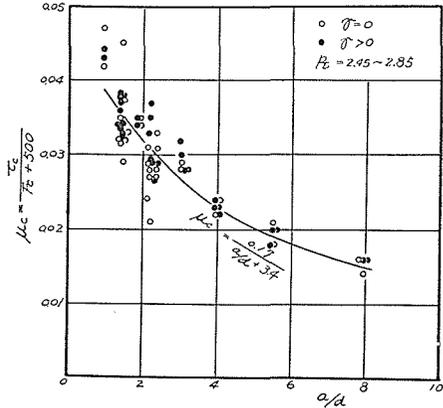


第4.7図 τ と a/d の関係

(1) せん断スパンと τ_c の関係 前節までの実験と同様に τ_c はあばら筋の有無によつて大差なく a/d が増大すると τ_c は稍低下する。本実験のコンクリート強度は平均 208 kg/cm^2 であるから、 τ_c の値を結んだ破線の $a/d=1\sim 2$ の部分に対応する延長は図中の点線で示したように III 章の 5 M ばり ($F_c=258 \text{ kg/cm}^2$) と 5 W ばり ($F_c=171 \text{ kg/cm}^2$) の略々中間にあるものとして実験値は連続した曲線の上に分布すると推定出来る。第 8 表は τ_c/F_c の値を示すものであるが、 a/d 最大の H ばりの値が現行の規準値 $1/15=0.0678$ より約 20% 低い値を示した点については充分注意を要する。

第 4.8 表 τ_c/F_c の値

a (cm)	49.5 (E)	66 (F)	91 (G)	132 (H)
○ ばり	.089 .094	.080 .078	.062 .076	.053 .053
I ばり	.089 .098	.081 .073	0.66 0.70	.059 .056
II ばり	.094 .106	.080 .079	.067 .065	— —
平均	.095	.080	0.68	.055



第 4.8 図 $\frac{\tau_c}{F_c+500}$ と a/d の関係

(2) τ_c , F_c , a/d の関係式 前章 III におい

ては τ_c と F_c の間には概ね次の関係式が成立することを指摘した。

$$\tau_c = \mu_c (F_c + 500)$$

この式の μ_c を求めるために前章と本章の実験値から $\tau_c/(F_c+500)$ を計算し、これと a/d の関係を図示すると第 8 図の如くなつた。

同図によれば一般に μ_c は a/d を変数とする双曲線式で表わし得るようであり、この双曲線の式を $\mu_c = \beta/(a/d + a)$ と仮定して最小自乗法によつて a , β を求めると、近似的に $a=3.4$, $\beta=0.17$ となつた。従つてこれまでに行なつた実験値については次式が成立する。

$$\tau_c = \frac{0.17}{a/d + 3.4} (F_c + 500)$$

但し実験値の範囲は $150 < F_c < 350 \text{ kg/cm}^2$ である。

(3) せん断スパンと τ_u の関係 前節の実験において τ_u は τ_c よりもせん断スパンの影響を顕著に受けることを示したが、本実験によつてこの傾向をより明瞭に把握することが出来た。 a/d が $1\sim 2$ 程度の場合の τ_u を前節の実験を考慮して第 7 図の破線のように推定すると、 $a/d=2$ では $\tau_u \approx 40 \text{ kg/cm}^2$ になるに対して $a/d=8$ では $\tau_u \approx 11 \text{ kg/cm}^2$ (何れもあばら筋なし) にも低下している。ここで特に注意しなければならない点は、この 11 kg/cm^2 なる τ_u 値がせん断きれつ時の τ_c と同値であること及びこの値が現行日本建築学会鉄筋コンクリート計算規準における短期許容応力度 $F_c/15$ 以下になつてゐることである。

尚第7図にはあばら筋をもつはりの τ_u 値をも記入してあるが、これらの実験値は前節に述べたところと同様に、あばら筋のないはりの τ_u 値の傾向と類似の傾向を示している。

(4) τ_u と a/d の関係 前章において τ_u と F_c との間には概ね次の関係式が成立つことを示した。

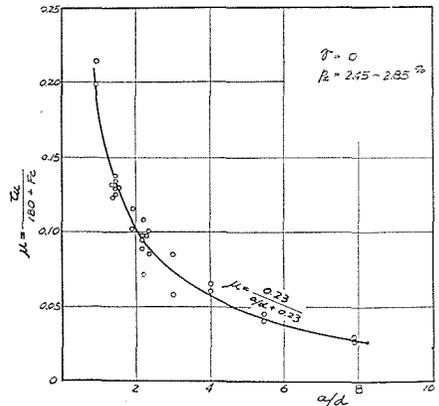
$$\tau_u = \mu_u (F_c + 180)$$

この式の μ_u を求めるため前章並びに本章の $r=0$ の実験値につき $\mu_u = \tau_u / (F_c + 180)$ を計算し、この計算値と a/d の関係を図示すると第9図が得られる。

今同図中の分布が双曲線で表わされるものと仮定して式 $\mu_u = \beta / (a/d + \alpha)$ の α 、 β を最小自乗法により求めると、近似的に $\alpha = \beta = 0.23$ となつた。従つて本実験の範囲内では一般に

$$\tau_u = \frac{0.23}{a/d + 0.23} (180 + F_c)$$

なる式で表わされる。但し上式は $a/d=8$ 以下の場合であつて a/d が8以上の場合の τ_u は τ_c と等しくなる。



第4.9図 $\frac{\tau_u}{180 + F_c}$ と a/d の関係

(5) あばら筋を有するはりの τ_u と a/d の関係 あばら筋の効果については次章Vで改めて検討するが、 τ_c の値はあばら筋の有無に拘わらずせん断スパンの異なるはり毎に略々一定となつている。又 τ_u についてみれば曲げ破壊を起こしたGII及びHIはりもあるので直接比較は出来ないが、第7図のように何れもあばら筋補強のないはりの場合よりも高く表われ、Iはり同士の実験値を結んだ線がOはりの線と類似していることから判断すると、あばら筋補強をした場合にも前回同様 a/d の影響を受けて双曲線的に減少する傾向があるものと推定される。

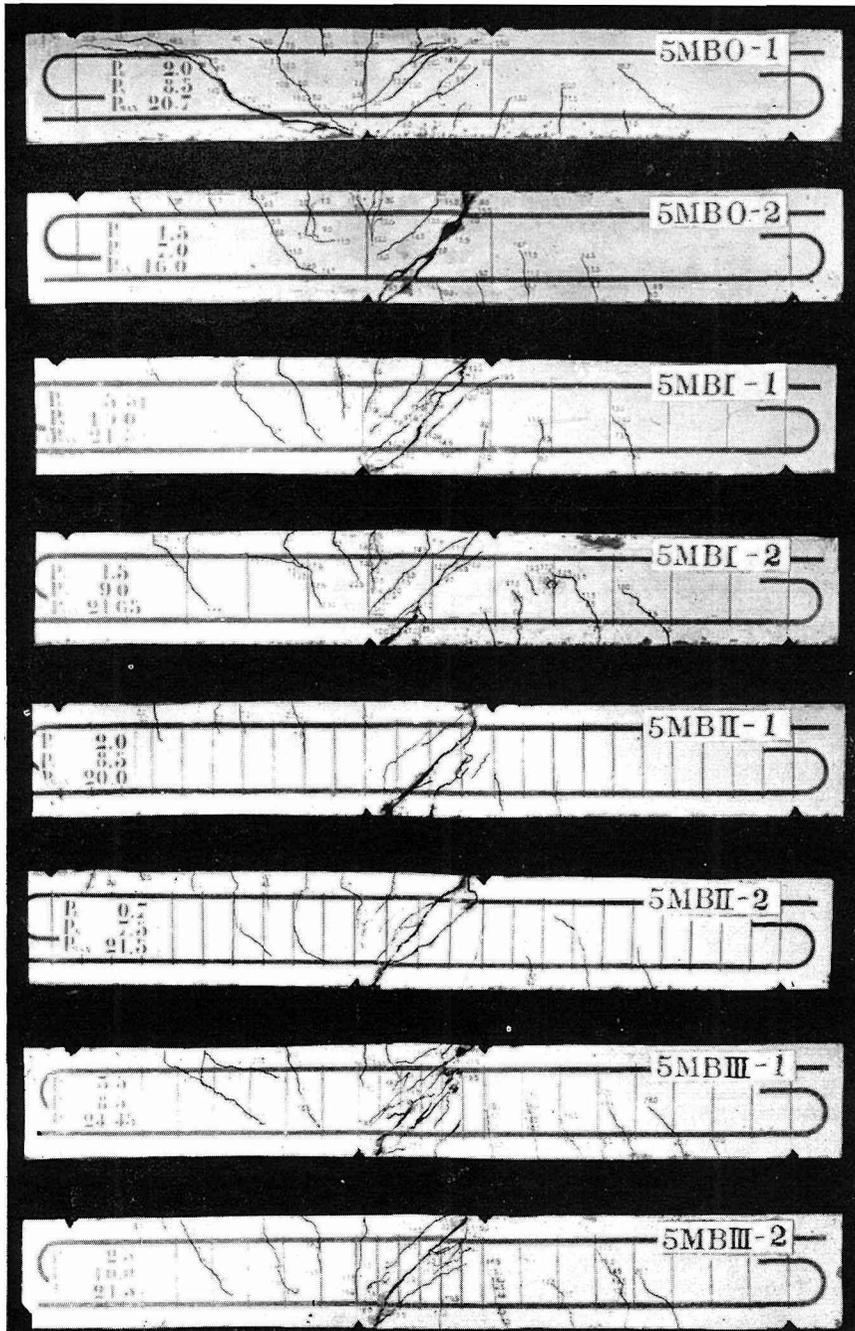
V. せん断補強筋の効果

第1節 あばら筋の効果 (その1)

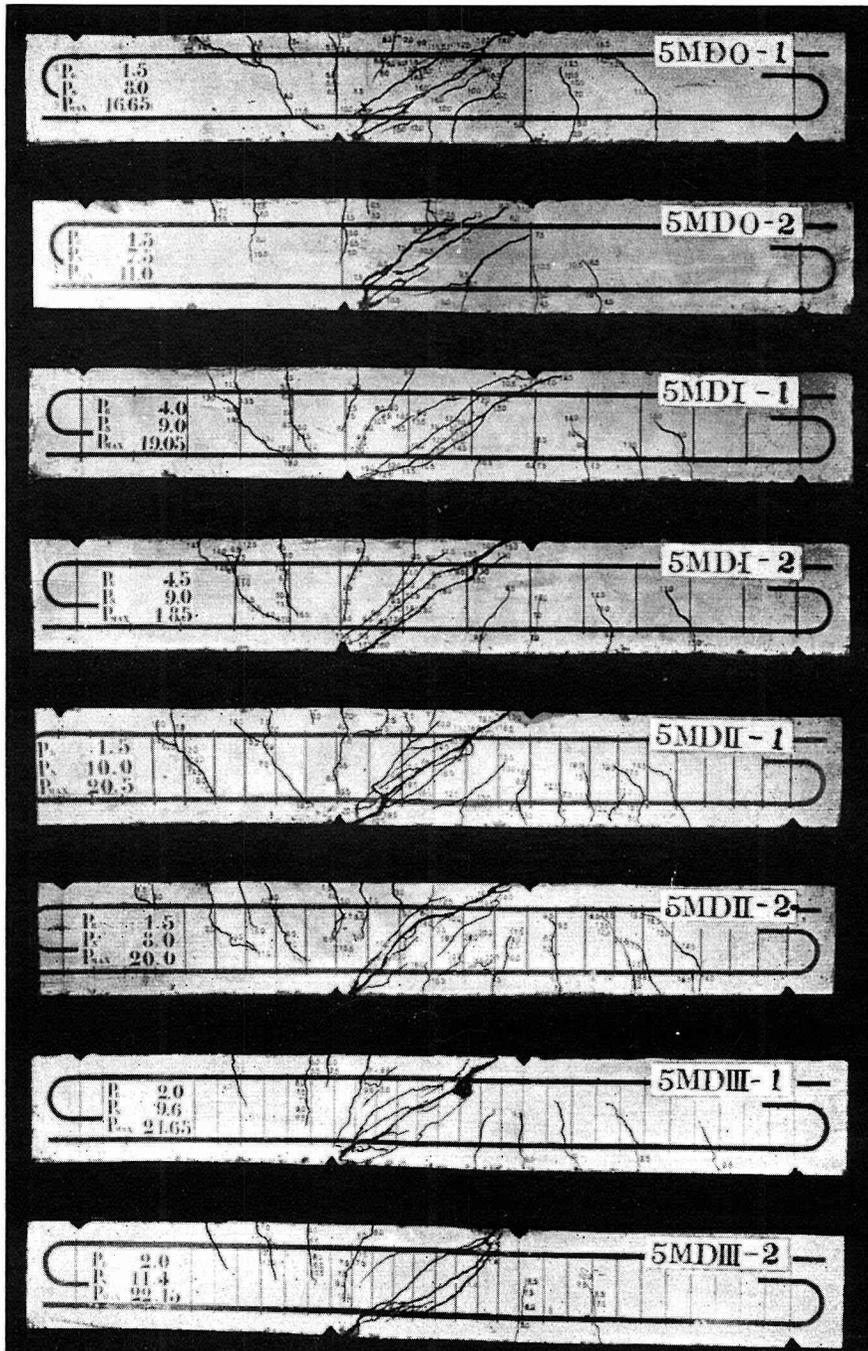
1. 実験計画

現行日本建築学会計算規準によれば、あばら筋を有するはりの許容せん断応力度は $\tau_{ul} = r \cdot f_t^*$ となつて、補強筋比 r に比例して直線的に増大することになる。しかしIV章第1節の実験によれば、あばら筋補強をした場合としない場合とでは判然とした差があるとはいえ、補強筋の間隔による差は不明瞭であつた。本節においてはこのあばら筋補強の効果を検討する。尚本節の実験はIIIの実験と同時にこなつたものである。

* f_t は補強筋の引張許容応力度、 $r = a_0 / b \cdot x$ 、 b ははり幅、 x は補強筋間隔、 a_0 は1組のあばら筋断面積。



第5.1図(a) 破壊状況



第5.1図(b) 破壊状況

(1) 材 料 セメント、骨材、鉄筋等は III 章参照。調査は記号 M のもの、即ち $w/c=65\%$ 、重量調合比 1:2.72:3.12 の 1 種類。

(2) 試験体及び試験法 III 章に述べた通り試験体寸度は 15 cm×20 cm×150 cm、但しあばら筋には 9φ を使用し、第 1 表の如く間隔 x を 11.5 cm, 11.5 cm/2, 11.5 cm/3 とし、あばら補強筋のないはりの比較を行なうものとする。

尚上記の O ばり及び II ばりは III 章の試験体と同一である。

(3) 製作及び養生 III の実験に同じ。

(4) コンクリート圧縮強度及

びヤング係数 材齢 7 週における記号 M のはりの全平均圧縮強度は 225 kg/cm²、この時の圧縮ヤング係数は $F_c/3$ で 2.52×10^5 kg/cm² となつた。

2. 実験の結果

(1) 実験の経過及び破壊状況 きれつゝの発生並びに進展の状況については III の場合と略々同様である。但し第 1 図に示したようにあばら筋の多い場合には斜めきれつゝの数も多くなる傾向があり、又あばら筋のないはりでは最大荷重を示した後に比較的急速に耐力の低下を示すのに対し、あばら筋のある場合にはこの低下は稍緩やかであつた。

第 5.1 表 試験体の種類及び個数

記 号	せん断スパン 有効はりせい	あ ば ら 筋	試験 体数
5 MB O	1.44	な し $r=0$	2
5 MB I	〃	9φ $x=11.5$ cm $r=0.75\%$	2
5 MB II	〃	9φ $x=5.75$ cm $r=1.5\%$	2
5 MB III	〃	9φ $x=3.83$ cm $r=2.25\%$	2
5 MD O	2.18	な し $r=0$	2
5 MD I	〃	9φ $x=11.5$ cm $r=0.75\%$	2
5 MD II	〃	9φ $x=5.75$ cm $r=1.5\%$	2
5 MD III	〃	9φ $x=3.83$ cm $r=2.25\%$	2

$F_c=225$ kg/cm²

第 5.2 表 試 験 成 績

記 号	圧縮強度		鉄 筋 比		寸 法				せん断スパン		$\frac{a}{d}$
	F_c (kg/cm ²)	p_t (%)	r (%)	b (cm)	D (cm)	d (cm)	$j=\frac{7}{8}d$ (cm)	a (cm)	a' (cm)		
5 MB O-1	268	2.40	0	14.8	20.10	15.85	13.87	20.0	17.0	1.45	
	244	2.42	0	14.6	20.25	16.00	14.00	〃	〃	1.44	
5 MB I-1	234	2.39	0.75	14.7	20.40	16.15	14.15	〃	〃	1.43	
	234	2.39	0.75	14.7	20.40	16.15	14.13	〃	〃	1.43	
5 MB II-1	255	2.45	1.50	14.7	19.90	15.65	13.70	〃	〃	1.47	
	230	2.44	1.49	14.8	19.90	15.65	13.68	〃	〃	1.47	
5 MB III-1	250	2.40	2.25	14.9	20.10	15.85	13.87	〃	〃	1.45	
	251	2.37	2.22	14.9	20.25	16.00	14.00	〃	〃	1.44	
5 MD O-1	260	2.42	0	14.7	20.15	15.90	13.91	34.5	28.5	2.16	
	265	2.40	0	14.6	20.40	16.15	14.12	〃	〃	2.13	
5 MD I-1	264	2.40	0.75	14.6	20.30	16.05	14.05	〃	〃	2.15	
	278	2.40	0.74	14.8	20.15	15.90	13.91	〃	〃	2.16	
5 MD II-1	264	2.40	1.49	14.8	20.30	16.05	14.07	〃	〃	2.15	
	276	2.45	1.51	14.6	20.10	15.85	13.86	〃	〃	2.17	
5 MD III-1	267	2.45	2.25	14.7	20.00	15.75	13.80	〃	〃	2.19	
	258	2.43	2.25	14.7	20.05	15.80	13.81	〃	〃	2.18	

記号	$\frac{a'}{d}$	せん断きれつ時				破壊時			破壊状況* (型)
		Q_c (ton)	τ_c (kg/cm ²)	τ_u (kg/cm ²)	τ_c/F_c	Q_u (ton)	τ_u (kg/cm ²)	τ_u/F_c	
5 MB O-1	1.07	6.02	29.3	36.2	.109	14.52	—	—	SE
	1.06	4.91	24.0	29.3	.098	11.22	55.0	.226	SM (a)
5 MB I-1	1.65	6.87	33.0	40.5	.141	15.08	72.6	.310	SM (d)
	1.05	6.31	30.5	37.3	.130	15.21	73.3	.313	SM (b)
5 MB II-1	1.09	5.69	28.5	34.6	.111	14.04	69.9	.272	SM (d)
	1.09	5.60	27.8	34.2	.121	15.08	74.8	.325	SM (d)
5 MB III-1	1.07	5.96	29.2	35.9	.116	17.18	84.4	.337	SM (d)
	1.06	6.52	31.3	38.9	.125	15.08	72.2	.288	SM (d)
5 MD O-1	1.79	4.55	22.3	27.4	.086	9.72	47.4	.183	SM (d)
	1.77	4.26	20.7	25.2	.078	6.42	31.1	.117	SM (d)
5 MD I-1	1.78	5.25	25.7	31.2	.097	11.11	54.3	.206	SM (b)
	1.79	5.42	26.3	32.6	.095	10.79	52.5	.189	SM (d)
5 MD II-1	1.78	5.25	25.3	31.1	.095	11.96	57.6	.218	SM (d)
	1.80	4.55	22.4	27.4	.081	11.67	57.5	.208	SM (d)
5 MD III-1	1.81	5.30	26.3	32.0	.098	12.62	62.4	.234	SM (d)
	1.80	4.66	23.0	29.7	.089	12.91	63.6	.246	SM (d)

備考 * SE: スパン外せん断破壊, SM: 中央せん断破壊, r : あばら筋比 ($=\frac{a_0}{b \cdot x}$), O ばり, II ばりの値は III 章の実験値。I, III ばりは本実験値。

(2) 試験成績 第2表にせん断初きれつ時及び破壊時の成績を掲げた。尚表中の数値算定は前章までと同様である。

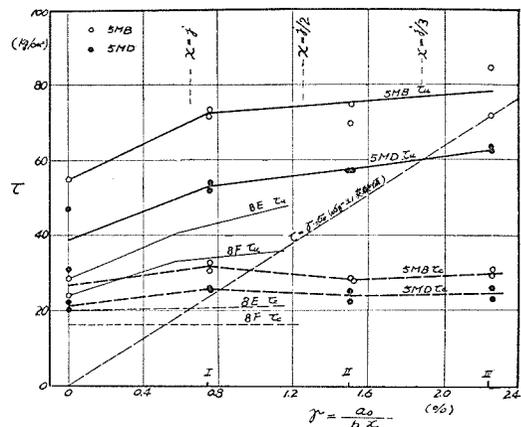
3. 考察

上記の試験成績から τ_c , τ_u とあばら筋比 $r (=a_0/b \cdot x)$ との関係を図示すると第2図を得るが、図中には現行建築学会規準のあばら筋補強の計算式を変形した式 $\tau = r \cdot f_t$ に対し f_t を鉄筋の降伏点応力度 σ_y にとつた計算値と IV 章の E, F ばりの実験値 (何れも 12 cm × 20 cm の断面で E ばりは $a/d=3$, F ばりは $a/d=4$, あばら筋には 6φ を使用この時の $\sigma_y=3410$ kg/cm²) を併記した。

(1) τ_c と r の関係 同図から明らかのように τ_c はあばら筋比 r が増しても増加せず、せん断スパンの異なるばり毎に略一定で r にはほとんど無関係と云つて良い。

(2) τ_u と r の関係 τ_u はあばら筋の有無によつて判然と差があり、補強の効果があらわれているが、 r が増しても差程増加しない。この傾向は前章 IV の実験でも認められた。

本実験値を図中の破線で示した $\tau = r \cdot f_t$ と比較して見ると、5 BO ばりにあつてはあばら筋間隔が $x=j/3$ より狭くなつた場合には、実験値がこの計算値より低くなることが考えられ



第5.2図 τ と r の関係

る。但し上記の実験では試験体の寸度に比較して使用したあばら筋の径が太いために $r = a_0/b \cdot x$ から計算した補強筋比は実在のはりに常用される値よりかなり大きくなっている。

第2節 あばら筋の効果 (その2)

1. 実験計画

実在のはりのあばら筋補強量を見れば一般には0.6%以下の場合が多い。本節ではこの数値以下を対象に、特に前節よりも試験体の寸前の大きいものについて実験を行ない、せん断強度に及ぼす影響について検討する。

(1) 材 料 セメントはアサノ普通ポルトランドセメント、骨材は北海道広島産のもの、鉄筋は丸鋼普通鋼材で、これら使用材料の試験成績は第3表に示す。

第5.3表 使用材料の性質

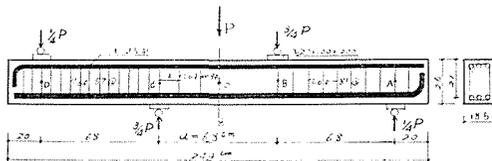
セメント種別	比重	フロー (mm)	曲げ強さ (kg/cm ²)			圧縮強度 (kg/cm ²)		
			3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
アサノ普通	3.08	197	30.4	48.0	68.0	127	222	411

骨材種別	比重	容重 (kg/ℓ)	粘土分 (%/wt)	粒度の篩分析 (%)								
				0.15	0.3	0.6	1.2	2.5	5	10	15	20
砂	2.56	1.711	—	3	18	49	72	91	100	—	—	—
砂利	2.56	1.619	2.2	—	—	—	—	—	1	43	80	100

鉄筋種別	降伏点応力度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び率 (%)
6 mm φ	2625	4860	31
9 mm φ	2840	4455	30
13 mm φ	3170	4430	33
25 mm φ	3215	4550	32

コンクリートは水セメント比を75%、スランプを20 cmとして重量調合比(骨材気乾)で1:2.80:3.50とした。

(2) 試験体 第3図に示したように断



第5.3図 試験体の詳細

第5.4表 試験体の種類と個数

記号	a/d	あばら筋	個数
9EO	3.24	なし r=0	2
9EI	〃	6φ x=17 cm r=0.18	2
9EII	〃	6φ x=11.4 cm r=0.27	2
9EIII	〃	6φ x=5.2 cm r=0.59	2
9EIL	〃	9φ x=17 cm r=0.40	2
9EII L	〃	9φ x=11.4 cm r=0.60	2

$F_c = 243 \text{ kg/cm}^2$

面の寸法を 18.5 cm×25 cm の長方形断面とし、最外端加力点間の距離を 204 cm として、この長さの 3 等分点に加力した。軸鉄筋には、曲げ破壊がせん断破壊に先んじないように 25 mm φ (3 本) を使用し、あばら筋には 6 mm φ 及び 9 mm φ を使用して、第 4 表のように合計 12 本の試験体を製作した。

(3) 試験体の製作及び養生 木製型枠を使用して III 章の場合と同様 3 層に分けて充填製作した。尚本試験体は 1959 年 8 月 29, 31 の両日に製作したもので、成型 2 日後に脱型、同一場所で 3 週間湿砂養生し (平均気温 17~21°C)、以後 3 週間実験室内空中に曝し材齢 6 週で試験した。

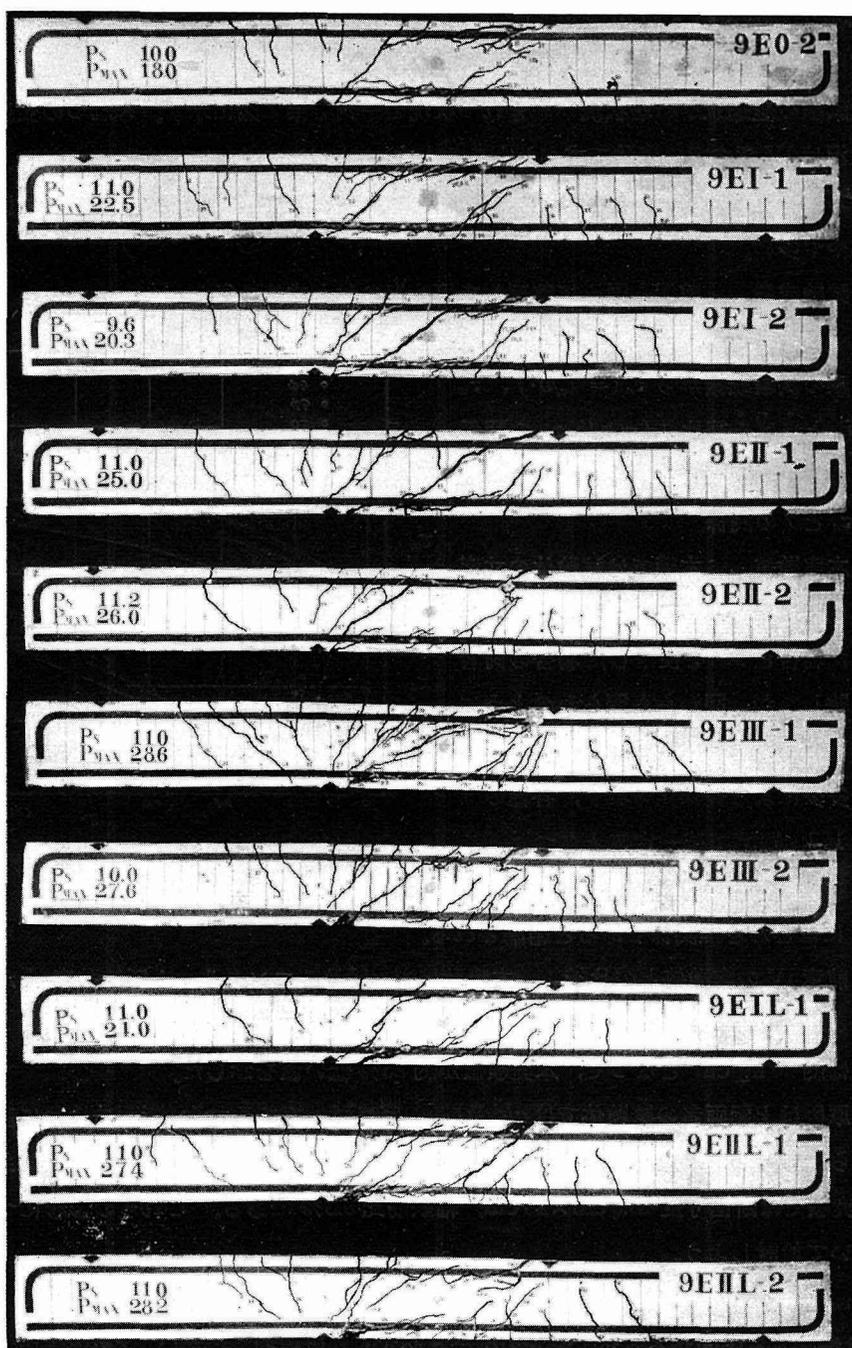
(4) 試験方法 前回までの実験同様荷重を毎分 1 ton の割合で増加させ、各荷重時のはり材軸線における A, B, C, D, O 点のたわみを 1/100 タイヤルゲージで測定した。

(5) コンクリート強度及びヤング係数 はり試験体と同一練り、同一養生をした材齢 6 週におけるコンクリートの圧縮強度は、224~273 kg/cm² で平均 243 kg/cm²、この時のヤング

第 5.5 表 試験成績 * MS: 中央せん断破壊

記号	F_c (kg/cm ²)	p_t (%)	あばら筋		寸法				せん断スパン	
			径間隔 (cm)	r (%)	b (cm)	D (cm)	d (cm)	j (cm)	a (cm)	a' (cm)
9E O-1 2	230	3-25 φ	—	0	18.5	25.0	21.0	18.4	68	58
	229	3.80	—	0	〃	〃	〃	〃	〃	〃
9E I-1 2	249	〃	6 φ-17	0.18	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	240	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
9E II-1 2	273	〃	6 φ-11.4	0.27	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	244	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
9E III-1 2	246	〃	6 φ-5.2	0.59	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	224	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
9E I L-1 2	231	〃	9 φ-17	0.40	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	229	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
9E II L-1 2	266	〃	9 φ-11.4	0.60	〃	〃	〃	〃	〃	〃
	264	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃

記号	$\frac{a}{d}$	$\frac{a'}{d}$	せん断されつ時			破壊時			破壊状況* (型)
			Q_c (ton)	τ_c (kg/cm ²)	τ_c/F_c	Q_u (ton)	τ_u (kg/cm ²)	τ_u/F_c	
9E O-1 2	3.24	2.76	5.25	15.4	0.067	9.3	27.3	0.118	MS (c)
	〃	〃	5.00	14.6	0.064	9.0	26.5	0.115	MS (c)
9E I-1 2	〃	〃	5.50	16.2	0.065	11.25	33.0	0.132	MS (c)
	〃	〃	4.80	14.1	0.059	10.15	29.8	0.124	MS (d)
9E II-1 2	〃	〃	5.50	16.2	0.059	12.50	36.7	0.134	MS (d)
	〃	〃	5.60	16.5	0.067	13.00	38.1	0.156	MS (c)
9E III-1 2	〃	〃	4.75	14.0	0.057	14.30	42.0	0.171	MS (d)
	〃	〃	4.75	14.0	0.063	13.80	40.6	0.181	MS (c)
9E I L-1 2	〃	〃	5.50	16.2	0.070	12.00	35.2	0.152	MS (b)
	〃	〃	4.50	13.2	0.058	12.10	35.5	0.155	MS (c)
9E II L-1 2	〃	〃	5.25	15.4	0.058	13.70	40.3	0.151	MS (c)
	〃	〃	5.50	16.2	0.062	14.10	41.5	0.157	MS (c)



第5.4図 破壊状況

係数は $F_c/3$ で $2.30 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ となつた。

2. 実験の結果

(1) 試験の経過及び破壊状況 きれつ状況の一例を第4図に示す。きれつの発生並びに進展の状況はIV章までの実験で求めたところと大差がない。

あばら筋補強量の多い場合には、上記の斜めきれつは補強筋によつて分散され、斜めきれつの数もやや多い。

(2) 試験成績 前節と同様に整理して第5表の如き成績を得た。

3. 考 察

第6表の試験成績から $\tau_c (=Q_c/b \cdot j)$, $\tau_u (=Q_u/b \cdot j)$ とあばら筋比 $r (=a_0/b \cdot x)$ の関係を図示すると第5図のようになる。

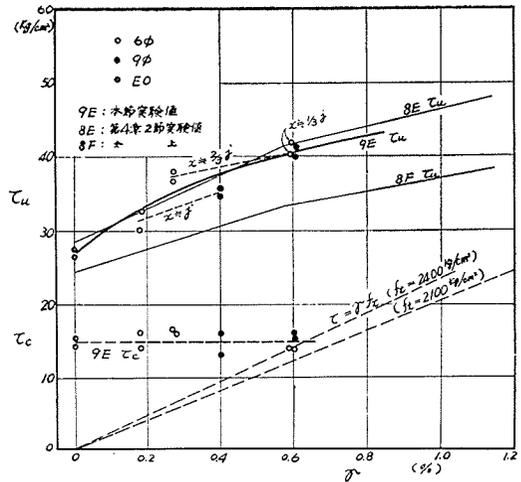
(1) τ_c と r の関係

(i) 本実験値 本節では試験体の寸度を前節よりも幾分大きくして、あばら筋に6φを使用した場合と9φを使用した場合の両者を比較試験したが、図からも明らかのようにせん断初きれつ時の応力度 τ_c にはこれらの補強量の多少による差は見られず、各種のはり共に約 15 kg/cm^2 で略一定値となつた。この傾向は前節の実験と同様であつて、一般には τ_c は r にほとんど無関係であると結論される。

(ii) 前章IVの実験値との比較 本実験値を a/d 及びコンクリート圧縮強度 F_c が略等しい前章の8Eばりの実験値と比較してみると、本実験値の平均が約 15 kg/cm^2 に対し8Eばりの実験値は約 20 kg/cm^2 となつて、本実験値が約25%低い値を示した。

この原因は上記両者の試験体では a/d 及び F_c は略同一であるから、断面の性状に基づくものと考えられる。即ち前章の実験は試験体断面寸度 $12 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$, 軸鉄筋比2.8%であるのに対し、本実験では断面寸度 $18.5 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$, 軸鉄筋比3.8%である。これらの影響については次章において検討しよう。

(2) τ_u と r の関係 第5図からも明らかのように、 $r=0.6\%$ 以下の場合には r の増大に伴い τ_u は増加する傾向があるが、増加の割合は必ずしも直線的ではない。この傾向は Bach, Graf, その他の諸家によつて行なわれた実験結果とも類似している。あばら筋の間隔を同一におさえて6φと9φとを使用した両者のはりについて比較すると、同図中の点線で示したように $x=j$ に配置した場合の実験値が $x=2j/3$ 間隔に配置した実験値よりも幾分低くあらわれている。しかし6φを $j/3$ 間隔にしたE III ばりの実験値 ($r=0.57\%$) と9φを $2j/3$ 間隔に配置し



第5.5図 $\tau = \frac{Q}{bj}$ あばら筋比 r の関係

た EII L ばり実験値 ($\tau = 0.6\%$) とが略同一な値を示しており、かつ前回の 8E ばりの実験値 ($\tau = 0.57\%, x = j/2$) とも近似している点を考慮すると、 τ の実用の範囲内では一般には τ_u が $\tau = a_0/b \cdot x$ によつて図中の実線のような関係を示すものと見て良い。

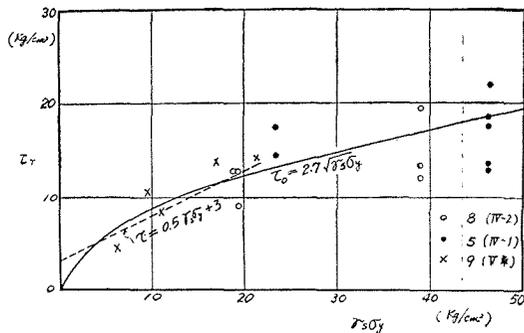
次にあばら筋の降伏点応力度 $s\sigma_y$ を考慮して、あばら筋によるせん断強度の見掛けの増加分 τ_r と $\tau \cdot s\sigma_y$ の関係を示すと第 6 図の如くなりややバラツキが大きい、次のように表わすことが出来よう。

$$\tau_r = 2.7\sqrt{\tau \cdot s\sigma_y} \dots\dots\dots (\text{kg/cm}^2)$$

この式の形は若林³²⁾ 氏及び Clark¹³⁾ 氏の誘導した実験式と同型である。即ち若林氏は $\tau_r = 3\sqrt{\tau \cdot s\sigma_y}$ を与え Clark 氏は $176\sqrt{\tau}$ を与えている。後者の式は $s\sigma_y$ を 3000 kg/cm^2 におさえると $\tau_r = 3.2\sqrt{\tau \cdot s\sigma_y}$ に相当する。しかしせん断補強筋の効果に関する実験値は偏差が大きいため著者は若干安全側にとつて上記のように定めた。

尚、通常のはりのあばら筋比 τ を $\tau = 0.1 \sim 0.6\%$ とすれば、この範囲では上式は次式で表わしても大差ない。

$$\tau_r = 0.5\tau \cdot s\sigma_y + 3$$



第 5.6 図 τ_r と $\tau s\sigma_y$ の関係

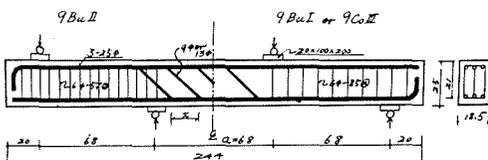
第 3 節 折曲げ筋の効果

1. 実験計画

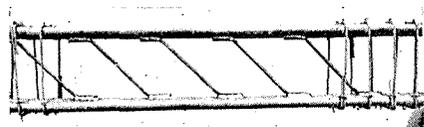
本節では連続はり形式で載荷した時のせん断強度に対する折曲げ筋の効果を検討し、あばら筋補強の場合との差異を比較する。本実験は前節の実験と同系列で行なつたものである。

(1) 材 料 セメント、骨材、鉄筋及び配合等は前節と同様である。

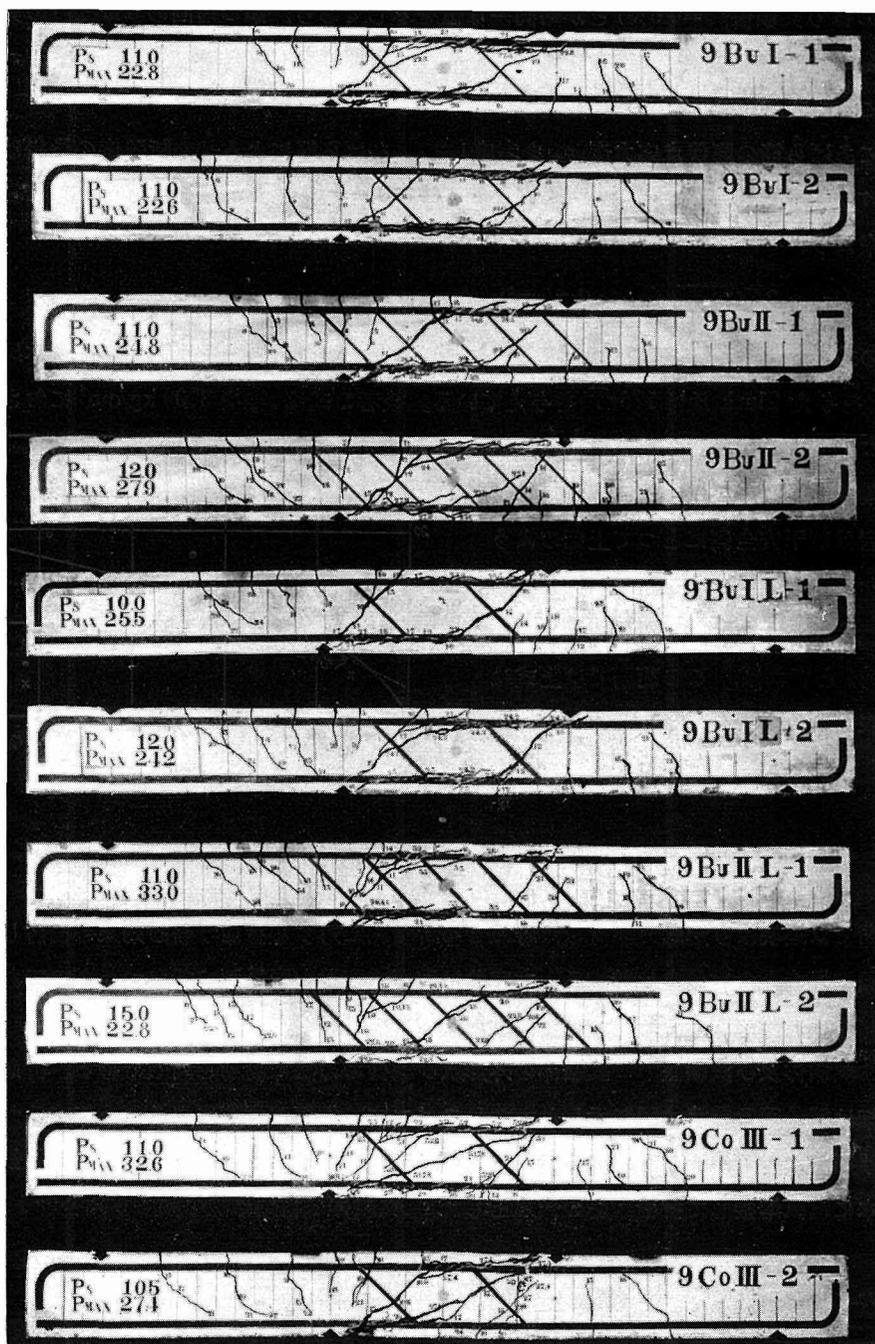
(2) 試験体及び試験法 試験体の外形及び載荷の方法は前節と同じである。折曲げ筋の配筋詳細は第 7 図及び第 8 図に示した。なおスパン内で配筋が均等になるようにするため常用の折曲げ筋とは幾分異なるが、折曲げ端部を写真に示したように上下に並ぶ 3 本の軸鉄筋の中央部 1 本に電弧熔接して折曲げ筋の代用とした。試験体の種類は次の如く 5 種合計 10 本である。



第 5.7 図 試験体の詳細



第 5.8 図



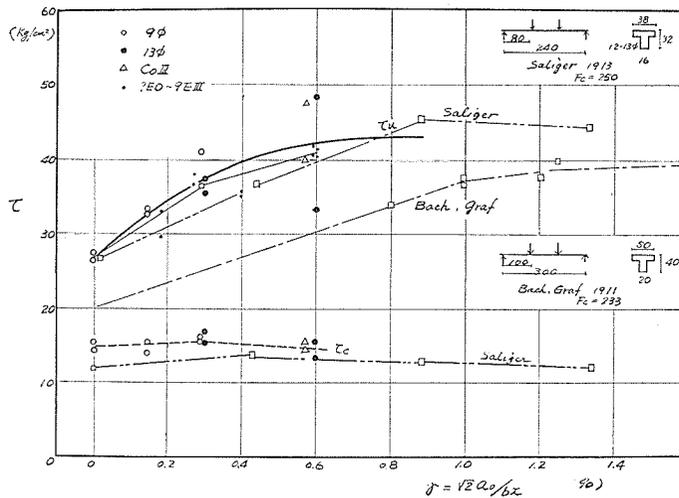
第5.9図 破壊状況

記号	$\frac{a}{d}$	$\frac{a'}{d}$	せん断きれつ時			破壊時			破壊状況 (型)
			Q_c (ton)	τ_c (kg/cm ²)	τ_c/F_c	Q_u (ton)	τ_u (kg/cm ²)	τ_c/F_c	
9 E O-1**	3.24	2.76	5.25	15.4	0.067	9.3	27.3	0.118	MS (c)
	//	//	5.00	14.6	0.064	9.0	26.5	0.115	MS (c)
9 Bu I-1	//	//	5.25	15.4	0.066	11.4	33.5	0.144	MS (c)
	//	//	4.75	14.0	0.063	11.4	33.1	0.148	MS (c)
9 Bu II-1	//	//	5.25	15.4	0.066	12.4	36.5	0.155	MS (c)
	//	//	5.50	16.1	0.066	13.95	41.0	0.168	MS (c)
9 Bu I L-1	//	//	5.75	16.9	0.037	12.75	37.5	0.161	MS (c)
	//	//	5.25	15.4	0.066	12.10	35.5	0.152	MS (c)
9 Bu II L-1	//	//	5.25	15.4	0.062	16.50	48.5	0.194	MS (c)
	//	//	4.50	13.2	0.053	11.40	33.5	0.135	MS (a)
9 Cu III-1	//	//	5.25	15.4	0.066	16.30	47.8	0.205	MS (d)
	//	//	4.90	14.4	0.061	13.70	40.2	0.170	MS (b)

備考 * 間隔は折曲げ筋のはり中軸における水平距離 x , MS: 中央せん断破壊, *** 前節の実験値, $\tau = \frac{\sqrt{2} a_0}{b \times x}$ (但し a_0 は折曲げ筋面積)

尚 9 Bu II L-2 ばりは中央部のきれつが原因で比較的低荷重で破壊した。

(2) 試験成績 第7表に一括表示した。これによると破壊時のせん断力は折曲げ筋が太い程、又間隔が密な程幾分高い値を示しているが、表中 Bu II L ばり及び Co III ばりの各2本の τ_u は、前述したようにせん断きれつ発生位置及び曲げきれつによつて左右され、偏差が大きい。第10図は前節と同様 τ_c , τ_u と補強筋比 $r (= \sqrt{2} a_0 / b \cdot x, a_0$ は折曲げ筋の断面積) の関係を示したものであるが、図中には比較の意味で前節の実験値及び Bach, Graf, Saliger 諸家の実験値を併記した。



第5.10図 τ と補強筋比 r の関係

(i) τ_c と r の関係 初きれつ時の応力度 τ_c は前節のあばら筋補強による実験と同様約 15 kg/cm² となつて r には殆んど無関係である。これはせん断初きれつ発生状態でははり中

尖部における曲げとせん断とを含めた変形量が小さく、斜めき裂の発生原因である引張応力を負担すべきコンクリート断面積に対して、本実験程度の補強筋量は問題にならないことに基づくと思われる。例えば Bu II L ばり (13 φ $x=17$ cm) の場合せん断初き裂の長さを $17 \text{ cm}/\sqrt{2} \approx 12 \text{ cm}$ として引張破壊を生ずべきコンクリート断面積が、 $18.5 \times 12 = 222 \text{ cm}^2$ であつてコンクリートと鉄筋のヤング係数比を 15 にとつても、折曲げ筋の有効断面積は 19.95 cm^2 となつて前者の 9% にすぎない。尚 τ_c の値が補強筋の量に殆んど無関係である点はコンクリート中でせん断補強筋の影響の及ぶ範囲が限られて、コンクリート引張破壊が各個撃破の形で起るのではないかと思われる。

(ii) τ_u と r の関係 この実験では折曲げ筋の間隔を $x=2j$, 即ち折曲げ筋の許容負担範囲の限度に採つて配置した場合でも、斜めき裂がこの補強筋と交叉する位置に発生しているため、き裂後にはこの補強筋の効果が表われ、前章のあばら筋なしのはりよりもかなり大きい耐力を示した。しかし第 10 図の如く前回のあばら筋効果の実験値同様 r が増しても τ_u の増加率は少ない傾向を示している。

上記の傾向から判断すると、 r とこれによるせん断強度の増加分 τ_r の関係は、あばら筋補強の場合と同様に

$$\tau_r = 2.7\sqrt{r \cdot \sigma_y}$$

と表わされると見てよい。この場合特に注意を要する事は補強筋比の最も大きい 9 Bu II L ばり (13 mm φ 折曲げ間隔 $x=17$ cm) と Co III ばり (13 mm φ 折曲げ間隔 $x=34$ cm と 6 φ あばら筋間隔 $x=11.4$ cm 併用) の実験値の強弱の偏差が著しい点であつてき裂型が (a) 型に近い場合には耐力は著しく低くなる。この原因については尚研究を要するが、本項においては一応実験値の平均をとつておく。

VI. 試験体寸度及び軸鉄筋比の影響

第 1 節 寸度の影響 (その 1)

1. 実験計画

前章までの実験値を米国で行なわれた Clark¹³⁾ 氏及び Moody^{73), 74)} 氏等の実験値に比較すると、本実験値の方が幾分大きくあらわれる傾向があるが、本実験に使用した試験体は上記の諸氏の試験体に比較して稍小型である。本節の実験は試験体寸度の影響を検討することを目的とする。

(1) 材 料 セメントはアサノ普通セメント、骨材は北海道広島産のもの、鉄筋は丸鋼普通鋼材でこれら使用材料の試験成績を第 1 表に示す。

尚コンクリートの調合は、スランプが $19 \pm 2 \text{ cm}$ になるようにして次の 2 種類とした。

強度記号 S, $w/c = 55\%$, 1 : 2.27 : 2.27 (0/wt)

強度記号 W, $w/c = 75\%$, 1 : 2.73 : 3.65 (0/wt)

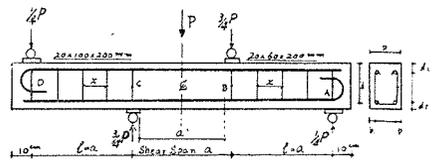
第6.1表 使用材料の性質

セメント	比重	フロー (mm)	曲げ強さ (kg/cm ²)			圧縮強さ (kg/cm ²)		
			3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
アサノ普通	3.09	197	24.7	43.3	61.6	95	193	321

骨 材	比重	容 重 (kg/ℓ)	各 篩 通 過 率 (%)								
			0.15	0.3	0.6	1.2	2.5	5	10	15	20
砂	2.60	1.635	1.8	12.4	45.0	77.7	94.2	100	—	—	—
砂 利	2.62	1.651	—	—	—	—	—	1.5	39.7	61.5	100

鉄 筋	降伏点応力度 (kg/cm ²)	引 張 強 度 (kg/cm ²)	伸 び 率 (%)
4.1 mm φ	2180	3675	—
9 mm φ	2885	3860	38
13 mm φ	3420	4700	33
16 mm φ	3100	4490	32
19 mm φ	3010	4650	34
22 mm φ	2930	4530	28
25 mm φ	3320	5160	25

(2) 試験体 はりせい D とはり幅 b の比 (D/b) が 2.0 になるように選んだ 4 種の試験体に前章までの実験に最も多く使用した $D/b=1.38$ なる試験体を加えて合計 5 種とした。せん断スパンは前章の実験結果を考慮して、第 1 図の如く上下の加圧板内端間の距離 a' と、はりの有効せいの比 a'/d が 2 になるように選び、又軸鉄筋比は $p_t = p_c$ とし概ね 2.4% とし、引張鉄筋の端部のみフックを設けた。第 2 表に試験体の詳細を示す。



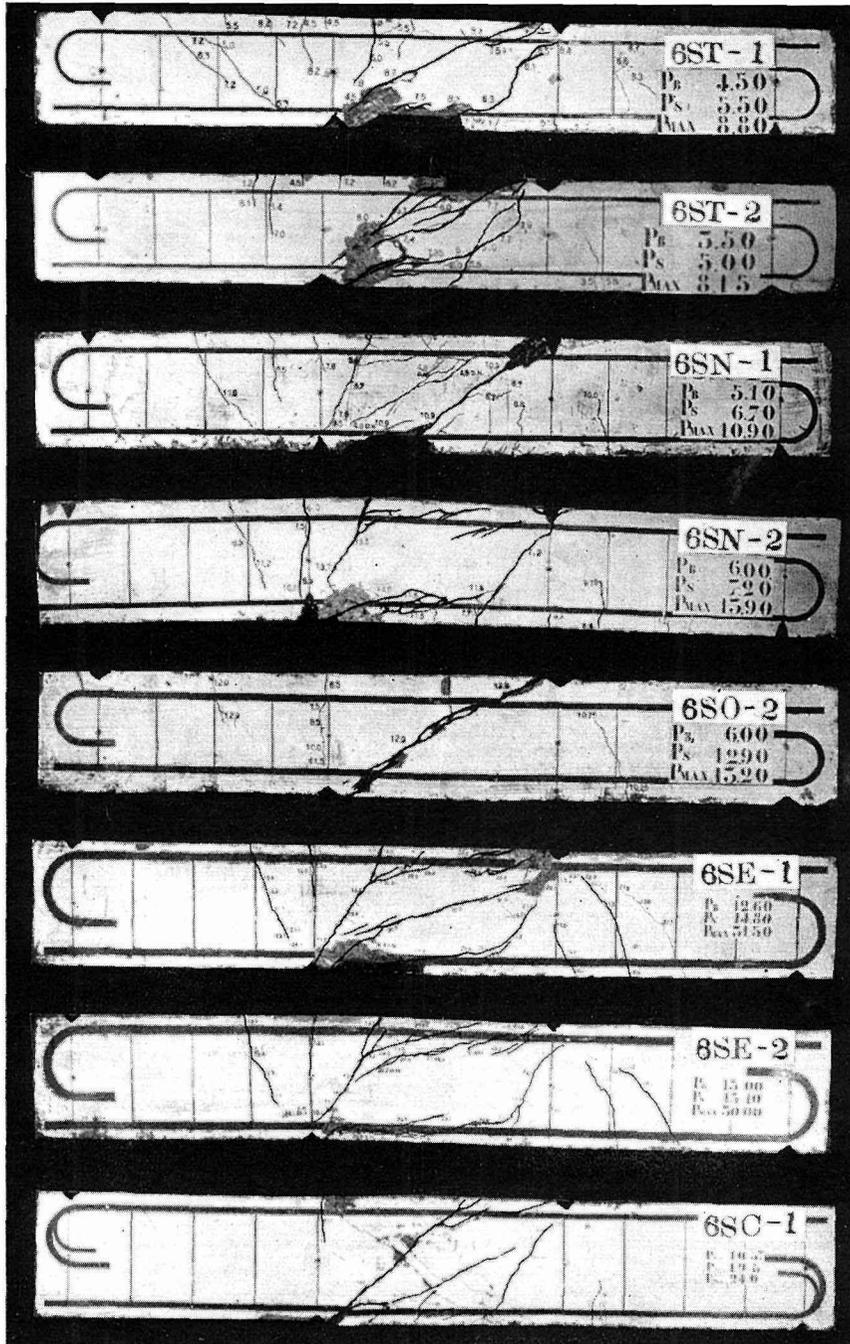
第 6.1 図 試験体の詳細

本試験体は試験機の容量の点から試験せん断スパン内にはあばら筋を設けないこととし、試験スパン外のみ 9 mm φ (T 形はりでは 8 番線) 筋を約 $2j/3$ 間隔に配置した。尚上記の 5 種類のはりにつきコンクリート強度を 2 種類とし各種類毎に 2 本宛合計 20 本のはりを製作した。

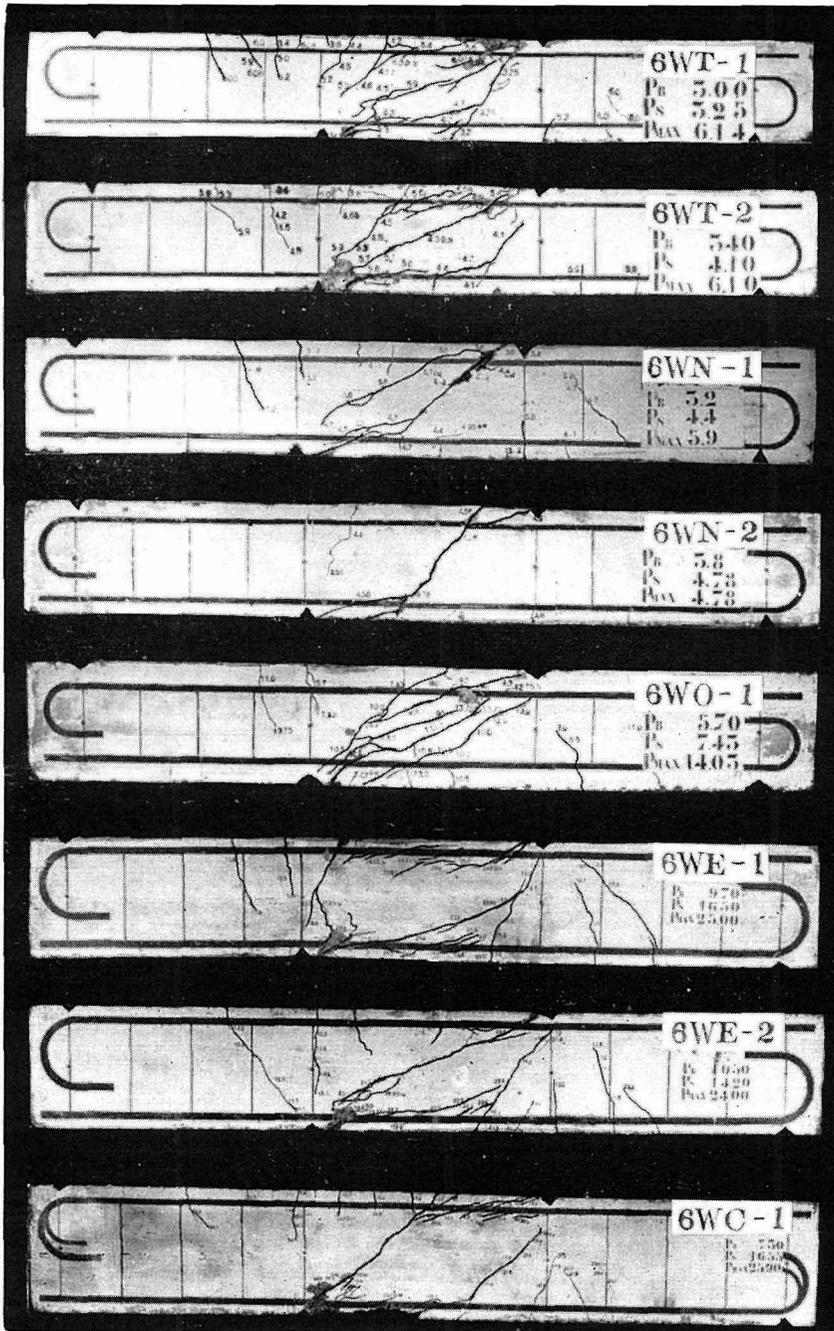
第 6.2 表 試験体の詳細

記 号	b (cm)	D (cm)	b/D	d (cm)	$d_t = d_c$ (cm)	x (cm)	$a = l$ (cm)	a/d	a'/d	軸 鉄 筋		備 考
										本数・φ	$p_t = p_c$ (%)	
ST, WT	8.0	16.0	2.0	13.5	2.5	8.25	33.0	2.45	2.0	2-13 φ	2.45	坪井, 若林氏と同断面
SN, WN	10.0	20.0	2.0	17.0	3.0	10.00	40.0	2.34	2.0	2-16 φ	2.36	
SO, WO	14.5	20.0	1.38	16.0	4.0	9.50	38.0	2.37	2.0	2-19 φ	2.44	著者の常用断面
SE, WE	15.0	30.0	2.0	26.5	3.5	14.75	59.0	2.22	2.0	2-25 φ	2.47	Elstner 氏と同断面
SC, WC	18.0	36.0	2.0	32.0	4.0	17.50	70.0	2.18	2.0	1-22 φ 2-25 φ	2.37	Clark 氏と同断面

S は $F_c = 322 \text{ kg/cm}^2$ W は $F_c = 194 \text{ kg/cm}^2$



第6.2図(a) 破壊状況



第6.2図(b) 破壊状況

第6.3表 試験成績

記号	F_c (kg/cm ²)	軸鉄筋		寸法			せん断スパン			せん断割きれつ時			破壊時		破 壊 状 況	
		p_t (%)	ϕ (cm)	b (cm)	D (cm)	d (cm)	$j = \frac{7}{8}d$ (cm)	a (cm)	a' (cm)	τ_c (kg/cm ²)	τ_b (kg/cm ²)	τ_c/F_c	Q_u (ton)	τ_u (kg/cm ²)		τ_u/F_c
6 ST-1 2	315	2.45	8.17	8.0	16.0	13.5	11.8	33.0	27.0	29.2	28.5	.093	4.40	46.6	.148	d
	"	"	"	"	"	"	"	"	"	26.5	25.9	.084	4.08	43.2	.137	d
6 SN-1* 2	314	2.36	10.05	10.0	20.0	17.0	14.9	40.0	34.0	24.3	24.2	.078	5.45	36.2	.116	d
	327	"	"	"	"	"	"	"	"	25.5	25.4	.078	6.95	46.6	.140	oc
6 SO-1 2*	320	2.44	11.94	14.5	20.0	16.0	14.0	38.0	32.0	27.4	33.3	.086	10.80	53.1	.166	ob
	325	"	"	"	"	"	"	"	"	31.7	38.5	.087	6.60	32.5	.100	oa
6 SE-1 2*	317	2.47	15.71	15.0	30.0	26.5	23.2	59.0	53.0	21.5	20.5	.067	15.75	45.3	.143	od
	331	"	"	"	"	"	"	"	"	18.7	17.9	.057	15.00	43.1	.130	oc
6 SC-1* 2	350	2.37	22.62	18.0	36.0	32.0	28.0	70.0	14.0	17.8	14.2	.051	(13.75)	(27.3)	(.078)	a
	303	"	"	"	"	"	"	"	"	19.3	15.4	.064	(15.50)	(30.6)	(.101)	a
6 WT-1 2	205	2.45	8.17	8.0	16.0	13.5	11.8	33.0	27.0	28.5	27.9	.133	3.07	32.5	.158	d
	"	"	"	"	"	"	"	"	"	21.5	21.1	.105	3.05	32.3	"	d
6 WN-1* 2*	183	2.36	10.05	10.0	20.0	17.0	14.9	40.0	34.0	14.1	14.0	.077	3.45	23.1	.125	b
	"	"	"	"	"	"	"	"	"	16.0	15.9	.087	3.55	23.8	.130	a
6 WO-1 2	207	2.44	11.94	14.5	20.0	16.0	14.0	38.0	32.0	18.3	22.3	.089	7.01	34.6	.167	d
	185	"	"	"	"	"	"	"	"	21.9	26.6	.118	6.53	32.2	.174	b
6 WE-1 2	190	2.47	15.71	15.0	30.0	26.5	23.2	59.0	53.0	23.2	22.0	.122	12.50	35.9	.189	oc
	189	"	"	"	"	"	"	"	"	20.0	19.2	.111	12.00	34.5	.182	ob
6 WC-1* 2	203	2.37	22.62	18.0	36.0	32.0	28.0	70.0	14.0	16.4	13.1	.081	12.95	25.6	.126	c
	189	"	"	"	"	"	"	"	"	18.1	14.4	.096	15.03	29.8	.158	a

備考 * 印はたわみ計算値から推して振れの影響が顕著であると思われるもの。() 内は再試験時の最大せん断力から求めた値。破壊状況欄中
 o印のついたものは、曲げきれつの影響が比較的大きかつたもの。

(3) 製作及び養生 試験体は1956年9月24日から9月27日の間に製作し、2日目脱型後実験室内で湿砂養生4週間、以後同室内空中に2週間曝し材齢6週で試験した。

(4) 試験方法 前回までと同様とした。

(5) コンクリート強度及びヤング係数 試験体と同時に製作し同一養生を行なつた材齢6週における圧縮強度は、記号Sのものは303~350 kg/cm²、平均322 kg/cm²、記号Wのものは183~207 kg/cm²、平均194 kg/cm²でこれら強度の1/3の点における圧縮ヤング係数は夫々 2.97×10^5 kg/cm、 2.66×10^5 kg/cm² となつた。

2. 実験の結果

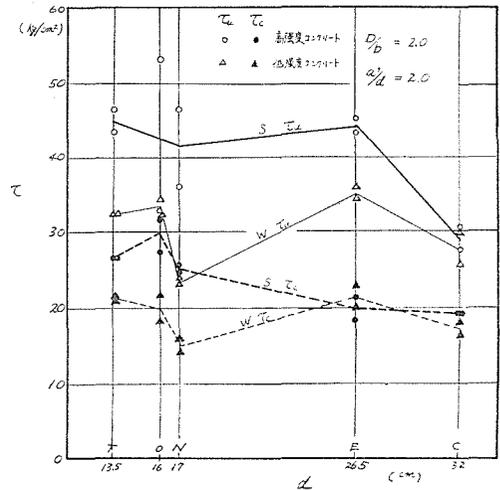
(1) 実験の経過 第2図にはきれつ状況の一例を掲げたが、大体の性状は前章までに記述したところと大差がない。

(2) 試験成績 実験の成績を第3表及び第3図に示す。同表中の Q_c は肉眼によつて発見した時の荷重と、たわみ計測値から推して求めたものである。又破壊状況の欄はIIで述べたきれつ類型にならつて分類したものである。

3. 考 察

(1) せん断初きれつ時の応力度 τ_c この値は各種2本宛の試験体について比較的良く一致しているが、寸度の比較的小さいT, N, Oの各はりについてはIIIで述べたようにコンクリート強度の大きいものの τ_c が大きい値を示しているにも拘わらず、寸度の大きいE, Cはりではコンクリート強度による差が明瞭ではない。特に強度の低かつたWNをばりを除いて論ずれば、低強度コンクリートの系列では τ_c は試験体寸度の影響を余り受けないが、高強度コンクリートの系列では、試験体寸度の大きい程稍低下の傾向をもつて見ることが出来る。尚IVにおいて誘導した τ_c の実験式にTはり及びOはりの諸元を代入すると $F_c=322$ kg/cm²に対しては $\tau_c \approx 26$ kg/cm²、 $F_c=194$ kg/cm²に対しては $\tau_c \approx 22$ kg/cm²となつてTはり及びOはりの実験値と大体一致する。

(2) 破壊時の応力度 τ_u これにおいてもWNはりが特に強度が低いのでこれを除いて考察する。この場合はコンクリート圧縮強度の影響が顕著に表われているが、寸度の最大のCをばりを除くと τ_u の値はコンクリート強度の同程度のはりについては略相等しい。又 τ_u/F_c の値は前者については約0.14、後者については約0.17となる。尚IV章で誘導した τ_u の実験式によつて計算するとTはり及びOはりについて $F_c=322$ kg/cm²に対し夫々 $\tau_u=43$ kg/cm²及び45 kg/cm²、 $F_c=197$ kg/cm²に対して夫々 $\tau_u=32$ kg/cm²及び34 kg/cm²となつて本実験値に大体一致する。



第6.3図 τ と d の関係

これに対してCばりは何れのコンクリート強度の場合にも一段と低強度となり、特にSCばりではその低下が甚しいが、SCばりの破壊状況は何れも(a)型であることは注意を要する。なおCばりは、はり上端面に軸鉄筋に沿った沈みきれつを伴っていた。CばりやWNばりの耐力が低かつた原因としては、軸鉄筋の径にくらべて鉄筋のあきが小さいために、上端筋の下部に水隙を生じ易く、従つてせん断変形時における軸鉄筋の補強効果が低下することが考えられる。これについては次節において改めて考察を行なうこととする。一方加力装置の面から云えば、加圧板の大きさが各試験体共通であるために試験体寸度の大きい場合には、部分圧縮応力度が第4表の如く大きくなることも影響しているかも知れない。

第6.4表 載荷板下部のコンクリートの部分圧縮応力度 (kg/cm²)

はり記号	WE	WC	SE	SC
荷重 (ton)	18.7, 18.0	19.3, 22.5	23.6, 22.5	20.7, 23.3
載荷板面積 (cm ²)	90	90	108	108
部分圧縮応力度計算値	209, 200	215, 250	218, 208	192, 216
シリンダー圧縮強度	197 kg/cm ²		322 kg/cm ²	

尚SCばりの載荷試験に際してはSC-1はせん断力9.75 tonにてせん断きれつを発生し、12.25 tonで破壊、SC-2ばりは9.75 tonにてせん断きれつと同時に最大荷重を示したので、ばりを裏返しとして再試験を行なつた結果第3表の最大応力度を得たものであるからこの第1次試験の数値を採れば更に低強度となるわけである。

第2節 寸度の影響 (その2)

1. 実験計画

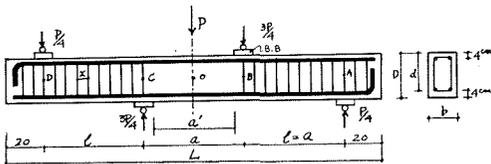
本節でははり幅 b 及びはりせい D をそれぞれ変化させてせん断強度に及ぼす b 及び D のそれぞれ単独の影響を検討する。

(1) 材 料 セメント、骨材及び調査はV章の第2節の実験と同様のものを使用した。尚鉄筋には次の5種を使用した。

(2) 試験体 詳細は第4図及び第6表に示した。

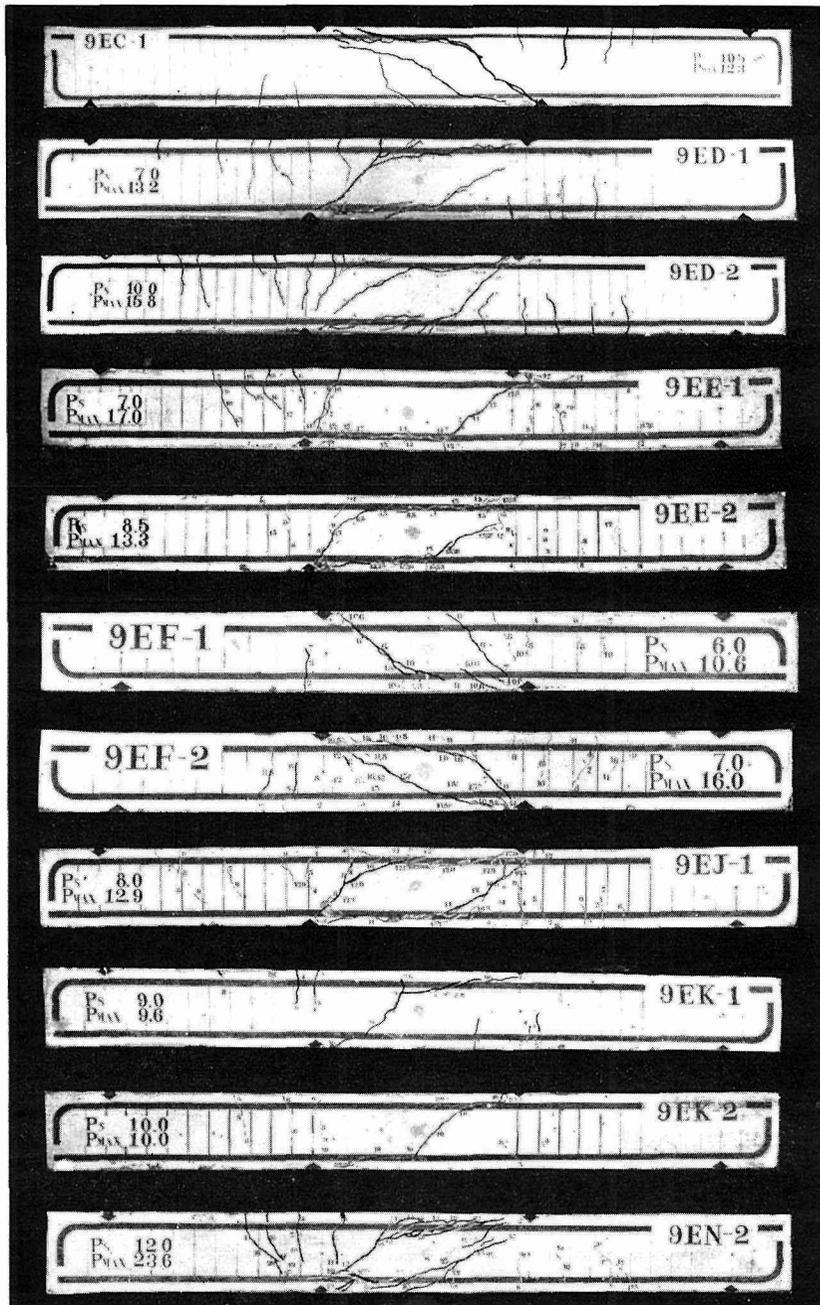
第6.5表 鉄筋の引張試験成績 (6ヶの平均)

mm ϕ	降伏点応力度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び率 (%)
6 ϕ	3625	4860	30.8
9 ϕ	2840	4455	28.8
16 ϕ	2730	4065	34.0
19 ϕ	3150	4584	31.9
22 ϕ	3350	4713	25.0



第6.4図 試験体の詳細

(3) 製作及び養生 前章第2節の実験同様木製型枠を使用して1959年8月25日から8月28日までの間に製作し、上記の実験同様材齢6週で試験した。



第6.5図 破壊状況

記号	$\frac{a}{d}$	$\frac{a'}{d}$	せん断初きれつ時			破壊時			破壊状況
			Q_c (ton)	τ_c (kg/cm ²)	τ_c/F_c	Q_u (ton)	τ_u (kg/cm ²)	τ_u/F_c	
9EC-1	3.22	2.83	5.25	12.9	0.058	6.15	15.1	0.068	b
2	//	//	5.00	12.3	0.053	6.75	16.6	0.072	b
9ED-1	3.22	2.85	3.50	10.2	0.049	6.60	19.2	0.092	c
2	//	//	5.00	14.6	0.068	7.90	23.0	0.107	c
9EE-1*	3.24	2.85	3.50	12.7	0.059	8.55	31.0	0.144	c
2	//	//	4.25	15.4	0.068	6.63	24.0	0.106	c
9EF-1	3.25	2.87	3.00	14.3	0.065	5.30	25.2	0.115	c
2*	//	//	3.50	16.7	0.070	8.00	38.0	0.159	c
9EJ-1*	3.24	2.85	4.00	18.9	0.084	6.45	30.5	0.136	c
2	//	//	3.50	16.5	0.074	5.40	25.5	0.115	c
9EK-1	3.24	2.85	4.80	14.1	0.064	4.80	14.1	0.064	a
2	//	//	5.00	14.7	0.068	5.00	14.7	0.068	a
9EN-1*	3.24	2.85	5.50	13.6	0.058	10.40	25.7	0.109	a
2*	//	//	6.00	14.8	0.069	11.80	29.9	0.136	c

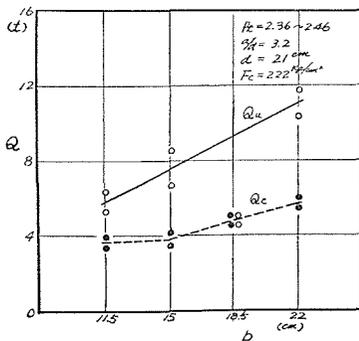
備考 * 曲げきれつの影響が比較的大きかつたもの、上記試験体は何れも $r=0$

大部分は第5図に示したように(c)型若しくは(a),(b)型で破壊したが、(a)(b)型のものは何れも耐力の低下が著しく、特に9EKばかりにあつてはせん断初きれつ時と同時に最大耐力を示した。尚9EE-1ばかりにあつては支持点上部の曲げきれつがかなり顕著に発達してせん断きれつの進展がおくれ、9EE-2ばかりより大きな耐力を示した。

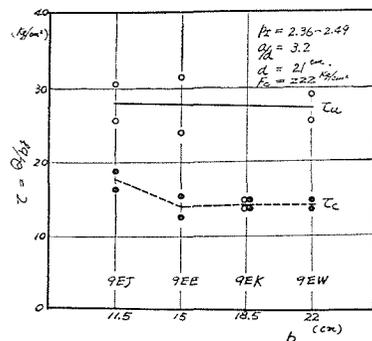
(2) 試験成績 きれつ荷重及び破壊荷重及びこれらから計算したせん断力と、せん断応力度を第7表に一括して表示した。

3. 考 察

(1) はり幅 b と τ_c , τ_u の関係 第6図にははりせい D を 25 cm におさえ、はり幅 b を変化した試験体による実験値から Q_c , Q_u と b の関係, τ_c , τ_u と b の関係を夫々図示した。



第6.6図(a) Q と b の関係



第6.6図(b) τ と b の関係

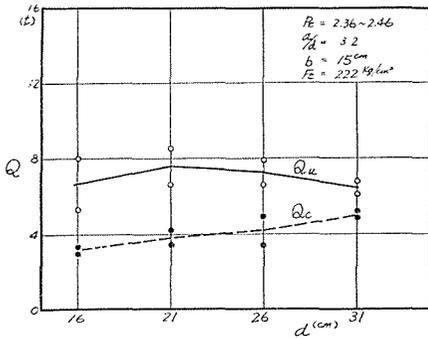
先づ Q_c については $b=15\sim 22$ cm の間では略直線的に増し、 τ_c-b 図では τ_c が b に無関係に一定と云う傾向を示している。これに対し $b=11.5$ cm の実験値のみは Q_c については $b=15$ cm の場合と大差なく、従つて τ_c は稍強い結果を示した。尚 τ_c に関する著者の実験式(IV章

2 節参照)に $F_c=222 \text{ kg/cm}^2$, $a/d=3.2$ を代入した値は 18.6 kg/cm^2 となつてむしろ $b=11.5 \text{ cm}$ のはりの実験値に近い。上記の τ_c の傾向については次のように説明することが出来よう。即ち著者の実験式は $d=16 \text{ cm}$ の実験値を主体にして求めたものであるのに対して、本実験では $d=21 \text{ cm}$ にとつているから、本実験値にはこの d の影響が表われる筈である。この d の影響は主としてコンクリート凝結時の沈みの影響であると仮定すると、 $b=11.5 \text{ cm}$ のはりでは、はり幅が狭いためにコンクリートの沈みが拘束されて、恰も d の小さいはりと同様な τ_c を示すことになり得る。

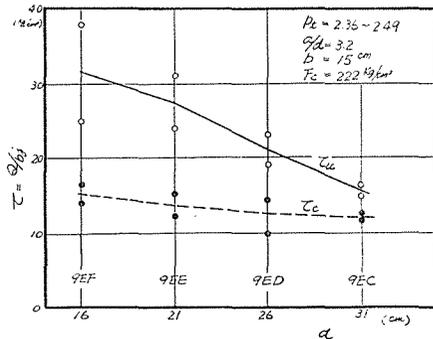
はりせい D 又は有効せい d によつて τ_c が影響を受ける現象が、上記のようにコンクリートの沈みによつて上端軸鉄筋の付着力が低下してせん断力に対する変形抵抗が減少することに基づくとする仮定は極めて大胆な仮定ではあるが、次に述べる d の影響の説明にも好都合である。又沈みが少ないための条件としては b の値そのものの他に b/d の値が問題となり、 d が大きくても b が小さければ沈みが防止される筈であるが、ここでは実験資料が不足しているのでこの間の条件を論ずることは出来ない。

次に Q_u 及び τ_u については $b=18.5 \text{ cm}$ のはりの実験値のみが特に低いのでこれを除いて論ずると、 Q_u は b に比例して増大し、 τ_u は b に拘わらず一定となつている。尚著者の実験式 (IV 章第 2 節参照) による計算値は 27 kg/cm^2 であつて、本実験値の τ_u 値はこれと概ね一致している。

(2) はりせい d と τ_c , τ_u の関係 第 7 図は a/d を 3.2, はり幅 b を 15 cm とし、はりせいを変化させた試験体 ($d=16, 21, 26, 31 \text{ cm}$) による実験値から Q_c , Q_u-d , τ_c , τ_u-d の関係を図示したものである。



第 6.7 図 (a) Q と d の関係



第 6.7 図 (b) τ と d の関係

先ず Q_c については d が増加すると概ね直線的に増加する傾向があるが、その増加率は比較的少なく、本実験の範囲では

$$Q_c = k_1 d + k_2$$

(ここに k_1, k_2 は定数であつて本実験値については、 $k_1=0.12, k_2=1.3$)

と書き表わすことが出来る。従つて Q_c を $b \cdot j$ で割つた τ_c は、 $j=K \cdot d$ と仮定すると次式のよ
うになつて、 d が増加すると幾分共減少し、かつ一定値に近づく傾向を示すことになる。

$$\tau_c = \frac{Q_c}{K \cdot b \cdot d} = \frac{1}{b} \left(k_1 + \frac{k_2}{d} \right)$$

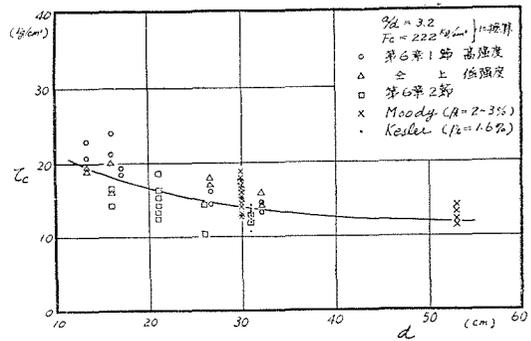
(ここに k_1, k_2 は定数であつて $j=7d/8$ とし、 Q_c を ton、 b, d を cm、 τ_c を kg/cm^2 であらわせば、本実験値では $k_1=137, k_2=1480$)

次に任意の $a/d, F_c$ に対する τ_c を特定の $(a/d)_0, F_{c0}$ の時の τ_{c0} に換算する式は

$$\tau_{c0} = \frac{F_{c0} + 500}{F_c + 500} \cdot \frac{a/d + 3.4}{(a/d)_0 + 3.4} \cdot \tau_c$$

となるが、第1節の実験値及び Moody 氏 Kesler 氏等の実験値をこの式によつて換
算し、本節の実験値と共に図示すれば第8図
を得る。上記の τ_c の式はこれらの換算 τ_c に
も概ね適合する。

なお Q_u 及び τ_u については、第7図中
 $d=16 \text{ cm}$ 及び 21 cm のはりの Q_u 並びに τ_u
の2個づつの実験値の開きが特に大きいこと
の他に、 d の大きい場合の Q_u が比較的低い
値を示し、 τ_u が d の増加に伴つて略直線的に減少する結果となつた。



第6.8図 τ_c と d の関係

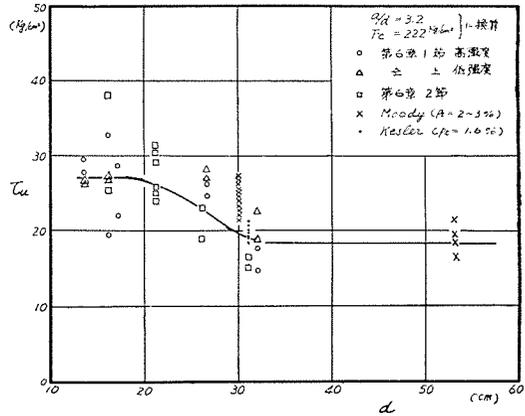
この傾向は前節の結果とはやや矛盾するものであるが試験体の配筋の詳細を検討すると、
本実験では d を増し乍ら b を 15 cm におさえ、かつ軸鉄筋比を一定としたために、 d の大きい
もの程軸鉄筋量が増加し、鉄筋の間隔が第8表の如く著しく小さくなつてゐる。同表には参考
のため前節の試験体の軸鉄筋間隔を示したが、特に低い耐力を示した C はりも d にくらべて軸
鉄筋間隔が著しく狭い。

第6.8表 軸鉄筋の間隔

	記号	$b \times D$	d	あばら筋内幅 (cm)	軸鉄筋	軸鉄筋の間隔 (cm)
本 実 験	9 E F	15×20	16	10.3	2-19 ϕ	6.5
	9 E E	15×25	21	10.3	2-19 ϕ 1-16 ϕ	2.45
	9 E D	15×30	26	10.6	2-22 ϕ 1-16 ϕ	2.3
	9 E C	15×35	31	10.6	3-22 ϕ	2.0
前 節 実 験 値	T	8×16	13.5	4.8	2-13 ϕ	2.4
	N	10×20	17	5.6	2-19 ϕ	2.4
	O	14.5×20	16	8.4	1-19 ϕ	4.6
	E	15×30	26.5	9.0	2-25 ϕ	4.0
	C	18×36	32.0	12.0	2-25 ϕ 1-22 ϕ	2.4

はりせいの大きい程コンクリートの沈みが大きいわけであるから、上記のように軸鉄筋間隙が狭いとコンクリートの凝結に際し上端軸鉄筋の下側に水隙を生ずる可能性が強くなる。このために d の比較的大きい 9 ED はり、9 EC はりの Q_u 及び τ_u が本来よりも小さくあらわれ、前節の実験とはやや異なつた傾向を示したと見ることが出来る。

さてコンクリートの沈みによる上端軸鉄筋下側の水隙のようなものが Q_u 、 τ_u 低下の原因であるとする、 d がある限度値以上大きい場合には、その影響が一様になつて τ_u 値は一定値を示すものと思われる。この点については Forssell¹⁸⁾ 氏も指摘して、 $D > 40$ cm では τ_u は一定値となつてゐる。第 9 図は本節の実験値の他に前節並びに前記諸家等の実験値の次式による換算値をも併記したものである。



第 6.9 図 τ_u と d の関係

$$\tau_{u0} = \frac{F_{c0} + 180}{F_c + 180} \cdot \frac{a/d + 0.23}{(a/d)_0 + 0.23} \cdot \tau_u$$

本図では 9 ED はり、9 EC はりの τ_u 値を除外して考え、大胆に同図の実線のような関係線を引いてみた。

尚この図の d の小さい部分に対する水平線は著者の τ_u に関する実験式 (IV 章第 2 節参照) から $F_c = 222 \text{ kg/cm}^2$ 、 $a/d = 3.2$ として計算した値 27.0 kg/cm^2 におさえた。

上記のように d の影響の原因がコンクリートの沈みにあるとすると、 $d = 15 \sim 30$ cm では試験体毎にその影響が異なるわけで、この付近では実験値が著しく分散するのが当然であつて同図の点の分散についても一応の説明がつく。

4. τ_c 、 τ_u と d の関係図

上述の如く τ_c 、 τ_u に対するはり幅 b の影響については、特にはり幅が小さくない限り影響がないと見てよいが、はりせい D 又ははりの有効せい d については複雑な影響がある。著者は τ_c 、 τ_u に対する d の影響を式で与える代わりに、 $d = 16$ cm の場合を 1 とする任意の d の場合の τ_c 、 τ_u の比率を k_c 及び k_u として、これを第 10 図に図示した。任意の a/d 、 F_c 、 d をもつはりの τ_c 、 τ_u は次式を用いて推定することが出来る。

$$\tau_c = k_c \cdot \tau_{c0}$$

ここに τ_{c0} は $d = 16$ cm のはりのせん断初きれつ応力度 $Q_c/b \cdot j$ であつて次式で計算される。

$$\tau_{c0} = (F_c + 500) \cdot \frac{0.17}{a/d + 3.4}$$

即ち

$$\tau_c = k_c (F_c + 500) \cdot \frac{0.17}{a/d + 3.4}$$

次に τ_u は

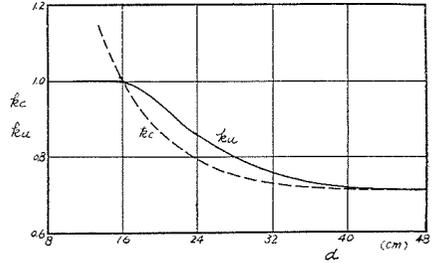
$$\tau_u = k_u \cdot \tau_{u0}$$

ここに τ_{u0} は $d=16\text{ cm}$ のはりのせん断強度 $Q/b \cdot j$ であつて次式で計算される。

$$\tau_{u0} = (F_c + 180) \cdot \frac{0.23}{a/d + 0.23}$$

即ち

$$\tau_u = k_u \cdot (F_c + 180) \cdot \frac{0.23}{a/d + 0.23}$$



第6.10図 梁有効丈 d と k_c, k_u の関係

第3節 軸鉄筋比の影響

1. 実験計画

軸鉄筋のせん断強度に及ぼす影響については、従来諸家によつて行なわれた単純はり形式の実験でも必ずしも一致した結果が得られていない。本節では連続はり形の載荷法によつてこの点を検討する。

(1) 材 料 IV章第2節の実験に使用したものに同じ。尚軸鉄筋に使用した $22\text{ mm } \phi$ は降伏点応力度が 2560 kg/cm^2 、引張強度 3820 kg/cm 、伸び率 31% であつた。

(2) 試験体 試験体断面寸度はIV章第2節第5図に示したように $12\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ であつて、軸鉄筋に上下各2本の $22\text{ mm } \phi$ を使用したものは $p_t \approx 3.8\%$ 、 $19\text{ mm } \phi$ を使用したものは $p_t \approx 2.8\%$ となる。試験体の種類及び個数は第9表の如くである。

(3) 製作及び養生 これについてもIV章第2節の場合と同様である。但し本試験体は

第6.9表 試験体の種類及び数

記号	$b \times D$	本 実 験				比較用 (IV章第2節)		
		a	a/d	軸 鉄 筋	あ ば ら 筋	個数	記号	摘 要
8EO-L	15×20	66	4	上下 $2-22\text{ mm } \phi$ $p_t = 3.8\%$	なし $r=0$	2本	8FO	上下 $2-19\text{ mm } \phi$ $p_t = 2.8\%$
8FI-L	"	"	"	"	6ϕ あばら筋間隔 8.25 cm $r=0.57$	2本	8FI	"
8GO-L	15×20	91	5.5	上下 $2-22\text{ mm } \phi$ $p_t = 3.8\%$	なし $r=0$	2本	8GO	上下 $2-19\text{ mm } \phi$ $p_t = 2.8\%$
8GI-L	"	"	"	"	6ϕ あばら筋間隔 8.25 cm $r=0.57$	2本	8GI	"
材齢 6 週 $F_c = 205\text{ kg/cm}^2$						材齢 6 週 $F_c = 208\text{ kg/cm}^2$		



第6.11図 破壊状況

第6.10表 試験成績

記号	F_c (kg/cm ²)	鉄筋比		寸法				せん断スパン	
		p (%)	r (%)	b (cm)	D (cm)	d (cm)	j (cm)	a (cm)	a' (cm)
8FOL-1	228	3.75	0	12.0	20.4	16.9	14.8	66	60
2	190	3.65	0	12.3	20.4	16.9	14.8	66	60
8FIL-1	248	3.73	0.57	12.1	20.3	16.8	14.7	66	60
2	207	3.75	0.57	12.2	20.1	16.6	14.5	66	60
8GOL-1	190	3.70	0	12.2	20.3	16.8	14.7	91	81
2	200	3.66	0	12.3	20.3	16.8	14.7	91	81
8GIL-1	188	3.72	0.57	12.2	20.2	16.7	14.6	91	81
2	186	3.73	0.57	12.1	20.3	16.8	14.7	91	81
8FO-1	216	2.83	0	12.1	20.0	16.5	14.4	66	60
2	202	2.85	0	11.9	20.2	16.7	14.6	66	60
8FI-1	211	2.84	0.57	12.0	20.1	16.6	14.5	66	60
2	214	2.80	0.57	12.1	20.2	16.7	14.6	66	60
8GO-1	205	2.83	0	12.0	20.2	16.7	14.6	91	85
2	190	2.84	0	12.0	20.1	16.6	14.5	91	85
8GI-1	217	2.83	0.57	12.0	20.2	16.7	14.6	91	85
2	203	2.83	0.57	12.0	20.2	16.7	14.6	91	85

記事	a d	a' d	せん断きれつ時			破壊時			破壊状 況
			Q_c (ton)	τ_c (kg/cm ²)	τ_c/F_c	Q_u (ton)	τ_u (kg/cm ²)	τ_u/F_c	
8FOL-1	3.91	3.55	3.00	16.9 (12.7)	.074	3.90	22.0	.096	MS (c)
2	3.91	3.55	3.00	16.5 (12.4)	.087	4.15	22.8	.120	MS (c)
8FIL-1	3.93	3.57	2.75	15.4	.062	6.05	34.0	.135	MS (c)
2	3.97	3.61	3.00	17.0 (14.1)	.082	6.15	34.7	.168	MS (c)
8GOL-1	5.41	4.82	2.50	14.0 (11.2)	.074	2.55	14.2	.075	MS (b)
2	5.41	4.82	2.38	13.3	.067	3.00	16.6	.083	MS (c)
8GIL-1	5.44	4.85	2.50	14.0 (11.2)	.074	4.65	26.1	.139	MS (c)
2	5.41	4.82	2.38	13.4 (11.2)	.072	4.30	24.1	.130	MS (c)
8FO-1	4.00	3.63	3.00	17.2	.080	4.55	26.1	.121	MS (c)
2	3.95	3.60	2.75	15.8 (14.4)	.078	3.90	22.4	.111	MS (c)
8FI-1	3.97	3.61	3.00	17.2 (14.4)	.081	5.60	32.2	.152	MS (c)
2	3.95	3.60	2.75	15.6 (14.2)	.073	6.00	34.0	.159	MS (c)
8GO-1	5.45	5.10	2.25	12.8	.062	2.70	15.4	.075	MS (c)
2	5.49	5.12	2.50	12.4 (11.4)	.076	2.85	16.4	.086	MS (c)
8GI-1	5.45	5.10	2.50	14.3	.066	5.00	28.5	1.32	MSC
2	5.45	5.10	2.50	14.3	.070	5.00	28.5	1.40	MSC

備考 * MS: 中央せん断破壊, MSC: 中央せん断圧縮破壊, () は II 章によるきれつ型分類
 τ_c 欄中 () 内に示した数値は曲げきれつからせん断きれつ状になった時の値。

第6.11表 τ_u/F_c の比較

	FO	FI	GO	GI
19φ 使用時	.121 .111	.152 .159	.075 .086	.132 .140
平均	.116 (1.00)	.156 (1.00)	.081 (1.00)	.136 (1.00)
22φ 使用時	.096 (0.83) .120 (1.03)	.135 (0.87) .188 (1.08)	.075 (0.93) .083 (1.03)	.139 (1.02) .130 (0.96)
平均	.108 (0.93)	.152 (0.98)	.079 (0.98)	.135 (0.99)

() 内は 19φ 使用時の τ_u/F_c を 1 とした時の値

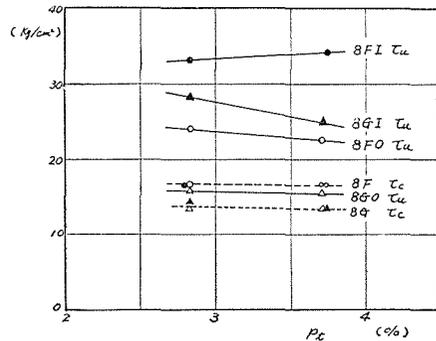
1958年9月27日と10月2日の両日に製作したもので、8本の試験体と同時に打込み同一養生を行なったコンクリートシリンダーの圧縮強度は材齢6週で186~248 kg/cm²、平均205 kg/cm²となつた。

2. 実験の結果と考察

(1) 経過及び破壊状況 これについても前回までに述べたところと大差なく、軸鉄筋量に基づく相違は見られなかつた。破壊状況を第11図に示した。

(2) きれつ荷重と破壊荷重 せん断きれつ発生時及び破壊時のせん断力並びに計算せん断応力度は第10表に示すようになった。同表にはIV章第2節の8FO, 8FI, 8GO, 8GIの成績を再録した。

第12図は上記の試験成績から τ と p_t との関係を試験体2本の平均値で示したものである。この図によれば τ_c は8F, 8G共に点線で示されるようにあはら筋の有無による差はなく、又スパンの異なるはり毎に略一定となつて、本実験の範囲内では p_t の影響をほとんど受けないと見てよい。



第6.12図 τ と p_t の関係

次に τ_u についても本実験では p_t による差異が認められない。むしろ数値的に云えばコンクリート強度を考慮して τ_u/F_c を比較した場合、第11表の如く逆に p_t の大きい方が τ_u/F_c が幾

分共小さい結果となつた。両者の軸鉄筋は2-19 ϕ と2-22 ϕ であるから、ここにも軸鉄筋下側のコンクリートの沈みの影響が多少共表われていると見る事ができよう。

尚 τ_u に対する鉄軸筋の影響については、第12表のように諸家の提唱があつてその数値が区々である。

第6.12表

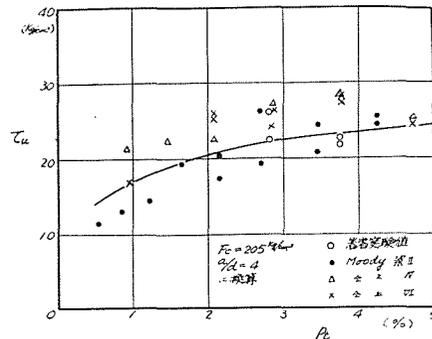
研究者	τ_u の増加分
A. P. Clark の実験式	$p_t=1\%$ につき 4.9 kg/cm ²
Moretto の実験式	" 3.5 kg/cm ²
Sunderland の説	" 8.4 kg/cm ²

しかしMoody氏の実験値によると τ_u に対する軸鉄筋の影響はそれ程大きくない。今同氏の実験値に次の著者の換算式を適用して本実験値の $a/d=4$ の場合と比較すると第13図を得る。

$$\tau_{u0} = \frac{1}{k_u} \cdot \frac{F_{c0} + 180}{F_c + 180} \cdot \frac{a/d + 0.23}{(a/d)_0 + 0.23} \cdot \tau_u$$

ここに τ_u , F_c , a/d はMoodyの実験のデータ $F_{c0}=205 \text{ kg/cm}^2$, $(a/d)_0=4$ である。

この図によると $p_t=1\sim 5\%$ の範囲では僅か乍ら p_t の増加に伴う τ_u の増加が看取される。この傾



第6.13図 τ_u と p_t の関係

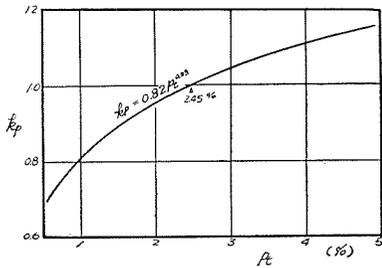
向を式で示せば

$$\tau_p = k p_i^{\eta}$$

となるが、ここでは $k=17$, $\eta=0.23$ とすることが出来る。即ち

$$\tau_p = 17 p_i^{0.23}$$

上式は $a/d=4$, $F_c=205 \text{ kg/cm}^2$ に換算して求めたものであるので、任意の a/d , F_c , d ,



第 6.14 図 p_i と k_p の関係

p_i をもつはりの τ_u は次式を用いて推定することが出来ることになる。

$$\tau_u = k_u, k_p \frac{0.23}{a/d+0.23} (F_c+180)$$

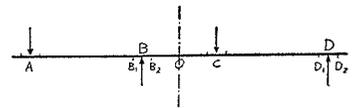
ここに $k_p=0.82 p_i^{0.23}$ であつて、これは $p_i=2.45\%$ のときの τ_u 値 (21 kg/cm^2) を 1 としたときの比率であり、

第 14 図はこの k_p と p_i の関係を示すものである。

VII. 試験せん断スパン内のはりの変形

1. 試験せん断スパン内のはりの変形

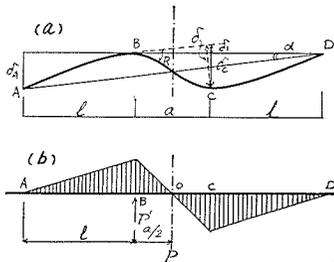
既に各章において述べたように本研究においては第 1 図の A, B, C, D 点並びに O 点の変位を計測した。



第 7.1 図 変形計測位置

この計測の方法については III, IV, V 章第 1 節の実験では試験の下端面における試験機テーブルとの相対変位

を計測したので計測点は A, B₁, B₂, C, D₁, D₂ の 6 点となり、理論的にもその精度に若干難点があるが、V 章第 2 節及び第 3 節並びに VI 章の実験では支持点 B 及び D のローラーの上に



第 7.2 図 梁の変形

山形鋼を渡し、この山形鋼と試験体の材軸上の A, B, O, C, D 点との相対変位を計測したのでかなり計測値の信頼性が向上したものと考えられる。

第 1 図のような载荷法を行なう場合、はり第 2 図(a)のように変形する。 δ_A , δ_C を A 及び C 点の B, D 点を結ぶ線に対する相対変位とすると、A, D 点を結ぶ線規準とした B 点, C 点の相対変位 δ は次式で表わされる。

$$\delta = (\delta_A + \delta_C) \cdot \cos \alpha = \left(\frac{a}{a+2l} \delta_A + \delta_C \right) \cos \alpha$$

ここに

$$\alpha = \frac{\delta_A}{a+2l}$$

であつて充分小さいから (例えば III の実験では $\delta_{\Lambda \max} = 0.3$ cm, $a + 2l = 131$ cm, $a = 0.3/131$)

$$\delta = \frac{a}{a+2l} \delta_{\Lambda} + \delta_{\text{C}} \quad (1)$$

として差支えない。

又 B, C の A, D に対する部材角 R は次式で表わされる。

$$R = \frac{\delta}{a} = \frac{1}{a} \left(\frac{a}{a+2l} \delta_{\Lambda} + \delta_{\text{C}} \right)$$

一方 δ は曲げきれつの影響を無視すれば、せん断きれつを生ずる前の状態では曲げ変形 $2\delta_M$ とせん断変形 $2\delta_S$ の和であつて、 δ_M 及び δ_S は夫々次式で表わされる。

$$\begin{aligned} \delta_M &= \iint \frac{M}{EI} dx dx \\ &= \frac{P' \left(\frac{a}{2} \right)^2 \cdot l^2}{3 EI \left(l + \frac{a}{2} \right)} = \frac{a^2 l^2}{12 EI \left(l + \frac{a}{2} \right)} \cdot \frac{l + \frac{a}{2}}{a+l} P \\ &= \frac{a^2 l^2}{12 EI (a+l)} P \\ \delta_S &= \frac{\kappa \cdot Q}{GA} \cdot \frac{a}{2} = \frac{\kappa}{2GA} \cdot \frac{al}{a+l} \cdot P \\ \therefore \delta &= 2(\delta_M + \delta_S) = \frac{a^2 l^2}{6 EI (a+l)} P + \frac{\kappa}{GA} \cdot \frac{al}{a+l} P \quad (2) \end{aligned}$$

ここに P は全荷重

P' は B 点の反力

E は鉄筋を考慮したはりのヤング係数

I は鉄筋を考慮したはりの断面二次モーメント

G はせん断弾性係数 ($mE/2$ ($m+1$), $m=6$)

A は鉄筋を考慮したはりの等価断面積

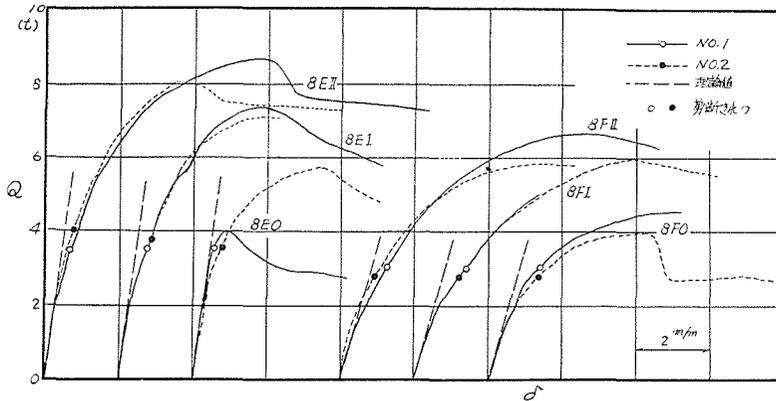
κ は形状係数 ($\kappa=1.2$ とする)

2. $Q-\delta$ 曲線の性状の要約

第3図には $Q-\delta$ 曲線の関係を示す一例を掲げた。これらの曲線によれば、一般に Q が比較的小さい間は上記(1)式による計算値 δ は実験値の δ と良く一致しているが、せん断きれつ発生に近づくと δ が稍増加して比例線を離れ、間もなくせん断きれつが入る。その後は Q の増加に伴つて最大荷重を示すまで δ は次第に増加する。

尚上記の結果から試験せん断スパンにおける部材角 R については次のように要約することが出来る。

(1) 一般にせん断初きれつ応力度 τ_c 及びせん断強度 τ_u が大きければ、夫々せん断初きれつ時の部材角 R_c 及び最大荷重時の部材角 R_u は大きくなる。

第7.3図 Q と δ の関係

(2) R_c はせん断スパン a 及びはりせい d が同一であればコンクリート強度 F_c が変化しても殆んど影響を受けない。又 R_u は a が小さい場合 ($a/d \approx 1.5$) は F_c の大きいもの程大きい傾向があるが、 a が稍大きい場合 ($a/d \approx 2.2$) には F_c の差による影響は不明瞭である。

(3) a が大きくなれば、 R_c 、 R_u は増大する。これははりの曲げの影響が大きくなるから当然である。

(4) a が小さい場合 ($a/d = 1 \sim 2$) にはあばら筋があれば R_c 、 R_u は多少共増大するようであるが、 a が大きい場合 ($a/d \approx 3$) にはあばら筋の有無は R_c には殆んど影響を及ぼさない。

(5) あばら筋の径の影響は不明瞭である。

(6) 軸鉄筋比の影響については、軸鉄筋比の大きいものの R_c が小さい傾向が見られるが

第7.1表 部材角 $R \times 10^{-4}$ radian

実験種別	せん断されつ時 (R_c)	せん断破壊時 (R_u)	備	考	
コンクリート強 (III)	S	6.6~13.8	34.0~47.5	$F_c = 335$ $a/d = 1.46 \sim 2.18$, $r = 0$	
	M	6.8~11.2	39.8~47.5	258	''
	W	6.6~9.9	27.6~41.5	171	''
せん断スパン (IV-1)	E I	14.7~18.0	60.2~66.2	$a/d = 3$ $F_c = 220$ $r = 0.75\%$	
	F I	17.4~20.1	76.2~	4	''
	G I	25.6~26.9	85.8~86.2	5.5	''
	H I	41.4~42.8	—	8	''
あばら筋 (V-2)	E O	8.3~10.4	83.0~86.0	$r = 0$ $a/d = 3.24$ $F_c = 243$	
	E I	9.4~9.9	53.0~77.0	0.18%	''
	E II	9.4~	88.0~	0.27%	''
	E III	8.6~10.4	79.0~94.5	0.59%	''
試験体寸度 (VI-2)	E C	8.9~9.4	27.8~28.1	$b \times D = 15 \times 35$ $a/d = 3.2$ $F_c = 222$	
	E D	7.2~12.4	49.8~60.5	15×30	''
	E E	11.1~14.8	37.8~125.5	15×25	''
	E F	14.8~16.6	56.0~75.9	15×20	''

余り著しくない。 R_u については影響は殆んど見られない。

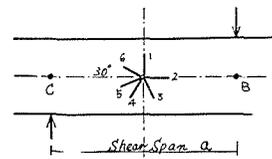
(7) 寸度の影響については a/d を同一とした場合、はりせいが大きくなると R_u , R_u が低下する傾向がある。これは τ_u , τ_u が低下する傾向があることに関連している。

尚 $Q-\delta$ 曲線の傾向から云えば、本研究の載荷法による場合、きれつ荷重の 70~80% の荷重までは曲げきれつの影響を無視した曲げ変形とせん断変形の和についての弾性計算値と実験値とが良く一致しているが、更に荷重が大となると計算値の線から外れて δ が大きくなる。せん断初きれつが入ると δ が多少共急激に増大し、以後は曲げ試験の場合に似た $Q-\delta$ 曲線を画く。これに対し単純はり形の載荷の場合には、せん断きれつ荷重前後の $Q-\delta$ 曲線が比較的滑らかに連続している。

尚各はりについての R の値は第 1 表の如くであった。

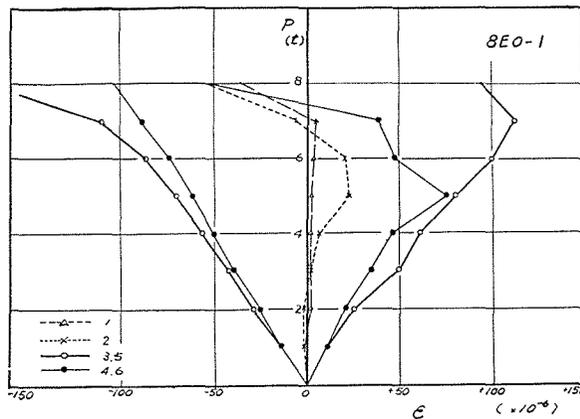
3. 試験せん断スパン中央のひずみ

IV 章第 2 節の実験に際し、あばら筋のないはりについて試験せん断スパンの中央に当るはりの中立軸の位置のひずみを計測した。ひずみ計測は、共和無線株式会社製 SM 4 J 型電気抵抗線ひずみ計によつた。第 4 図はゲージ貼付の位置を示すものであつて、貼付けゲージは検長 20 mm の K-1 を使用した。

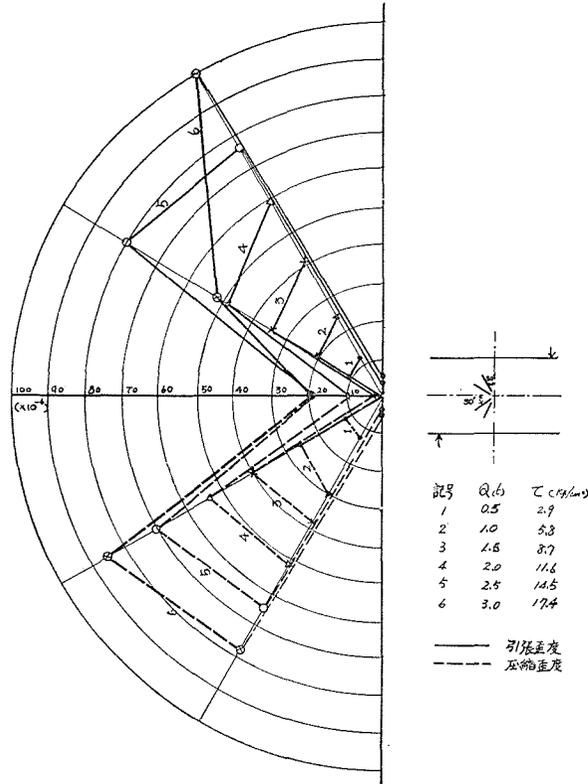


第 7.4 図 歪度測定位置

上記の計測値の精度は余り満足すべきものではなかつたが、荷重の増加に伴う該部分のひずみ度分布の概況を示唆している。第 5 図は計測結果の一例を示すものであるが、これらの計測値から斜めきれつ発生までの各荷重段階のひずみ度分布を示すと第 6 図のようになる。即ち材軸方向及び材軸に直角な方向のひずみ度は斜めきれつが発生するまでは極めて小さい。これは本来理論的には零である筈である。材軸と 30° 及び 60° の角度をなす方向のひずみ度は荷重の増大に伴つて圧縮及び引張方向に夫々略直線的に増加し、斜めきれつ発生以後は各方向のひずみ共に圧縮ひずみの状態に急変する傾向があつた。この斜めき



第 7.5 図 荷重—歪度曲線



第7.6図 剪断スパン中央点の各方向の歪度

れつ発生寸前の応力度 σ_t を弾性理論の式

$$\sigma_t = (\epsilon_t - \nu \epsilon_c) E / (1 - \nu^2)$$

から $E = 2.4 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, $\nu = 0.25$ として計算してみると、傾斜(材軸に対し 30° 及び 60°) した方向の引張応力度は 8 E ばりでは約 14 kg/cm^2 , 8 H ばりでは約 6 kg/cm^2 と算出された。

VIII. 加力点に柱形のある場合のせん断性状

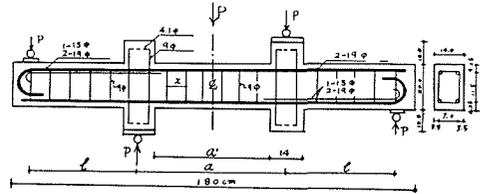
1. 実験計画

前章までの実験によれば、はりのせん断破壊の大部分は上下の加圧板内端部を結ぶ斜めきれつによつて支配される場合が多く、はりのせん断耐力に対しては載荷点付近の応力度分布の及ぼす影響の比較的大きいことを推論し得た。本研究で採用した載荷法では試験せん断スパン内のはりの部分は、鉄筋コンクリートラーメンが水平荷重を受けた時の内スパンのはりの状態に相似の曲げモーメント、せん断力を受けることになるが、実際の構造物のはりでは、せん断力が柱を介して加圧される状態にある。この理由から本章においては連続はりの内側加力点部分に柱形を設けた特殊なはりについてせん断実験を行なつた。

(1) 材 料 本実験に使用したセメント、骨材、調合(3種)及び鉄筋等は III 章の実

験と同一である。但し試験スパン外には別に 13 mm φ 筋によつて曲げ補強を行なつたが、この 13 mm φ の降伏点応力度は 2530 kg/cm, 引張強度 3220 kg/cm, 伸び率 44% であつた。

(2) 試験体 第 1 図に示すように 14 × 20 × 180 cm³ の長方形断面はりの上下面に 14 × 14 cm, 高さ 10 cm の柱形を付したものとした。配筋その他寸法の詳細は第 1 表に示す如く、せん断スパンを 3 種とし、せん断スパン内軸鉄筋比は $p_s = p_e = 2.5\%$, スパン外軸鉄筋比は 3.17% とした。尚試験体の種類は第 1 表に示すように 7 種とし夫々 2 本宛計 14 本のはりを製作した。



Beam	d (cm)	d_m (cm)	l_m (cm)	Spacing of Stirrups	x
A	23.0	37.0	54.5	13.6	-
B	36.0	50.0	55.5	13.4	6.7
C	61.0	75.0	44.0	13.0	-

第 8.1 図 試験体の詳細

第 8.1 表 試験体の種類及び個数

記号	$b \times D$ (cm)	d	せん断スパン a'	a'/d	O はり	I はり	II はり
5 RSD	14 × 20	15.75	36	2.28	—	9 φ あばら筋 $x=13.4$ cm $r=0.67\%$ 2 本	—
5 RMB	"	"	23	1.46	—	" $x=13.1$ cm $r=0.67\%$ 2 本	—
5 RMD	"	"	36	2.28	あばら筋なし 2 本	" $x=13.4$ cm $r=0.67\%$ 2 本	9 φ あばら筋 $x=6.7$ cm $r=1.33\%$ 2 本
5 RMF	"	"	61	3.87	—	" $x=13.0$ cm $r=0.69\%$ 2 本	—
5 RWD	"	"	36	2.28	—	" $x=13.4$ cm $r=0.67\%$ 2 本	—

S: 材齢 8 週 $F_c=334$ kg/cm² M: 材齢 7 週 $F_c=262$ kg/cm² W: 材齢 7 週 $F=150$ kg/cm²

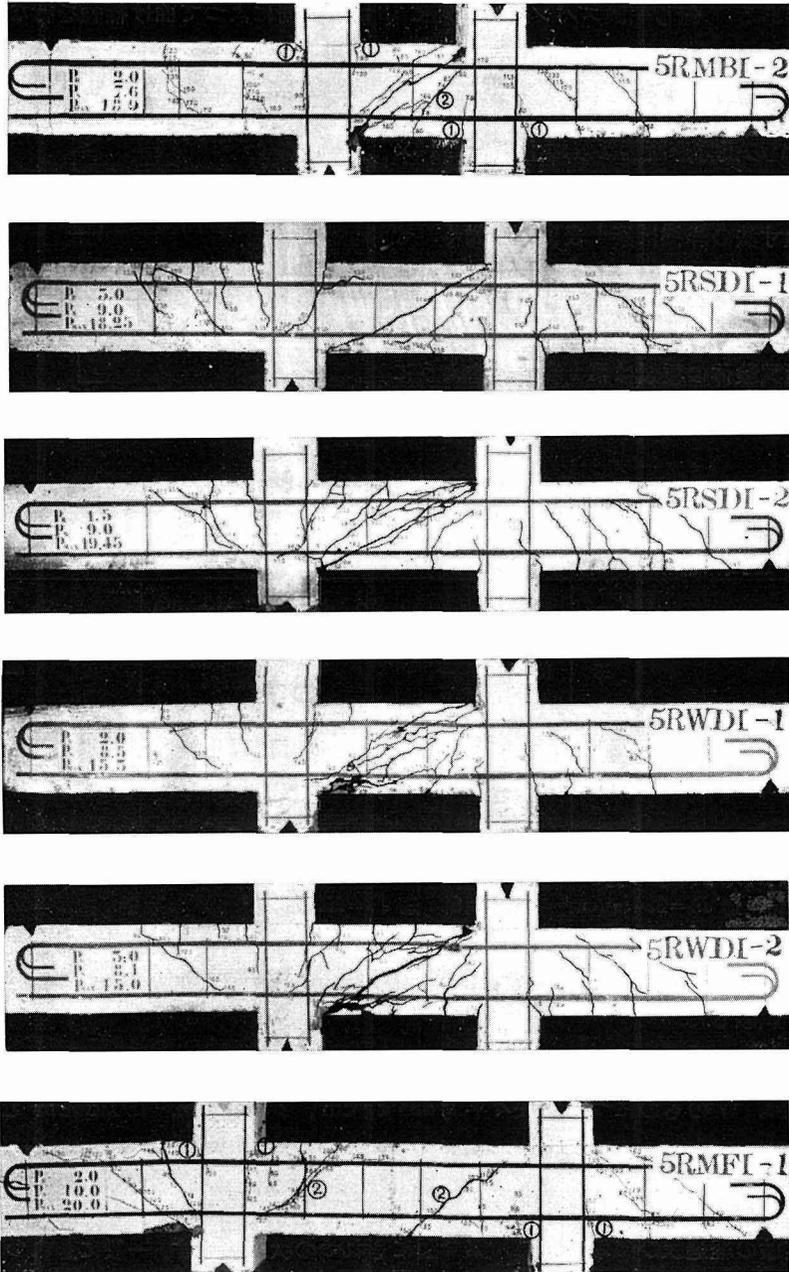
(3) 製作, 養生及び試験方法 III 章の実験に同じ。S はりは 8 週, 他の M, W はりは材齢 7 週で試験した。

(4) コンクリートの圧縮強度及びヤング係数 コンクリートシリンダーによる圧縮強度は記号 S, M, W のものについて夫々平均 334 kg/cm², 262 kg/cm, 150 kg/cm² この時のヤング係数は $F_c/3$ てそれぞれ 2.74×10^5 kg/cm² 2.60×10^5 kg/cm, 2.24×10^5 kg/cm² となつた。

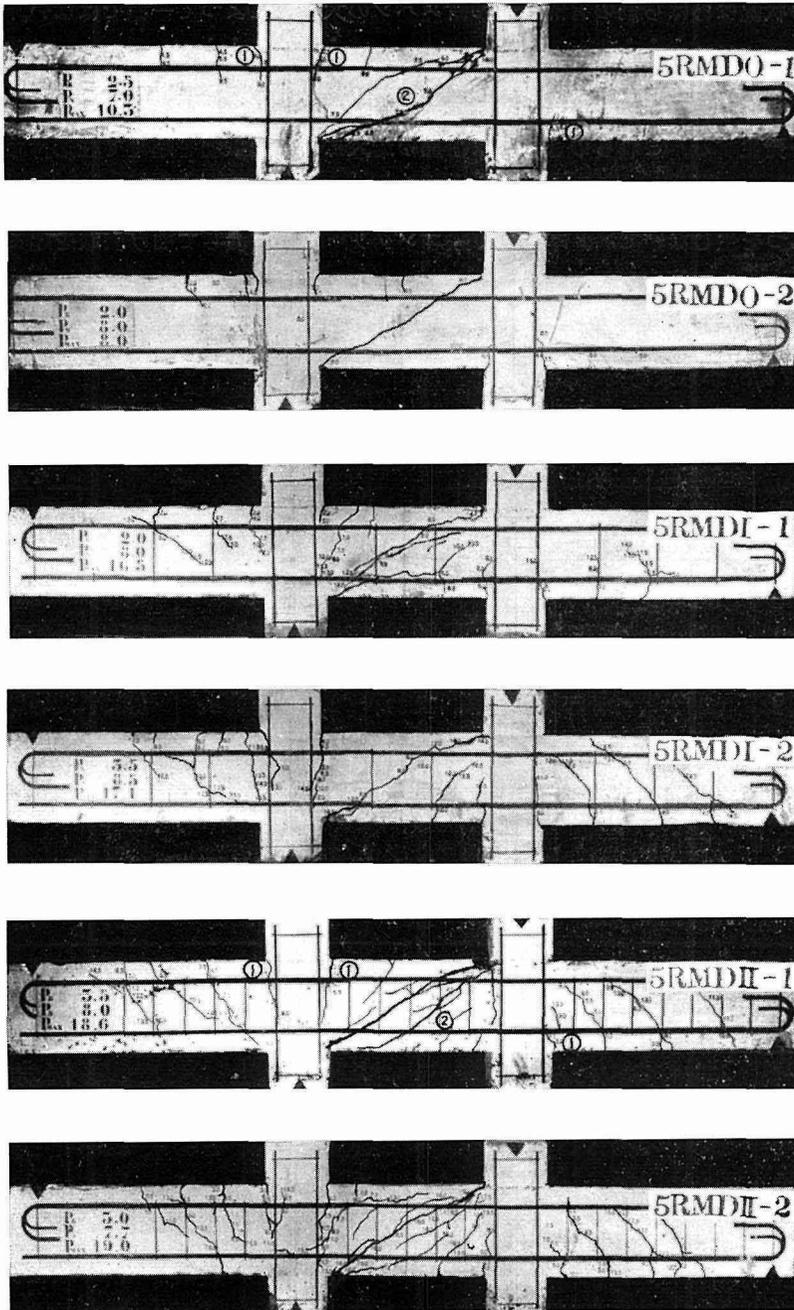
3. 実験の結果

(1) 実験の経過及び破壊状況 第 2 図にきれつ^つの状況を示す。一般にきれつ^つの発生順序, 伸展の状況は既に述べたところと大差ないが, 柱形部分が充分剛であるために, 恰も 2 本の柱形の内側の長さ a' が試験せん断スパンであるようなきれつ^つ状況を示した。即ち荷重が増加すると先ず曲げモーメントが大きい引張側の柱形付根部にきれつ^つを生じ, 更に荷重が増大すると斜めきれつ^つが突発的に発生する。

この斜めきれつ^つは柱形の付根を通つてはり軸に対し約 45° をなす線上若しくはこれよりはりの中心点に近い部分にこれと平行に発生する。荷重が増大すると別の斜めきれつ^つも生じてく



第8.2図(a) 破壊状況



第8.2図(b) 破壊状況

るが、その状況はあばら筋の有無やせん断スパンの大きさによつて様ではない。あばら筋のないはりでは比較的きれつきれつの数が少なく(5 RDO-2 はりはきれつきれつの類型が(a)型で、最初の斜めきれつきれつがスパン中央部に突発的に発生、同時に破壊)、あばら筋のある場合には数本の短い微小きれつきれつを発生する。これらのきれつきれつは荷重の増大に伴い軸鉄筋を超えて柱形付根に達し遂にこのきれつきれつが拡大して破壊に至る。尚せん断スパンが一番大きいはりでは、中央スパンの中央部にはきれつきれつを生じないで、2本のはり共コンクリートが圧潰して曲げ破壊を起こした。

(2) 試験成績 第2表に一括して表示した。表中の Q は全荷重 P と試験体の加力点アーム比($Q=l \cdot P/(a+l)$)から計算した値であり、せん断応力度は前回までと同様に $\tau=Q/b \cdot j$ (ただし $j=7d/8$)から求めたものである。

第8.2表 試験成績

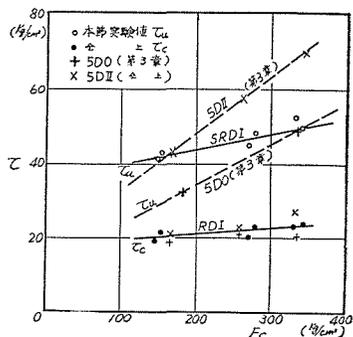
記号	圧縮強度		鉄筋比		寸法				せん断スパン	
	F_c (kg/cm ²)	p_t (%)	r (%)	b (cm)	D (cm)	d (cm)	$j=7d/8$ (cm)	a (cm)	a' (cm)	
5 R SD I-1	340	2.48	0.67	14.20	20.30	16.05	14.05	50.0	36.0	
	328	2.48	〃	14.15	20.25	16.00	14.05	50.2	36.2	
5 R MB I-1	276	2.58	〃	13.99	19.90	15.65	13.68	36.9	22.9	
	257	2.55	〃	14.00	20.10	15.85	13.85	37.0	23.0	
5 R MD O-1	271	2.49	0	14.10	20.30	16.05	14.05	50.1	36.1	
	268	2.48	0	14.30	20.20	15.95	13.95	49.5	35.5	
5 R MD I-1	272	2.49	0.67	14.10	20.30	16.05	14.05	50.2	36.2	
	277	2.52	〃	14.10	20.20	15.95	13.95	49.9	35.9	
5 R MD II-1	249	2.45	1.32	14.30	20.40	16.15	14.10	50.1	36.1	
	246	2.50	1.33	14.20	20.20	15.95	13.95	50.0	36.0	
5 R MF I-1	260	2.49	0.69	14.10	20.30	16.05	14.05	75.0	61.0	
	245	2.52	〃	14.15	20.10	15.85	13.85	74.9	60.9	
5 R WD I-1	148	2.48	0.67	14.15	20.30	16.05	14.05	50.2	36.2	
	151	2.52	〃	14.10	20.20	15.95	13.95	49.9	35.9	

記号	a d	a' d	せん断きれつ時				破壊時			破壊状況 (型)
			Q_c (ton)	τ_c (kg/cm ²)	τ_b (kg/cm ²)	τ_c/F_c	Q_u (ton)	τ_u (kg/cm ²)	τ_u/F_c	
5 R SD I-1	3.12	2.25	4.70	23.5	28.0	.069	9.84	49.2	.145	SM (b)
	3.14	2.26	4.57	22.9	27.2	.070	10.48	52.5	.160	SM (b)
5 R MB I-1	2.36	1.46	4.62	24.1	28.2	.087	10.90	56.8	.206	SM (b)
	2.33	1.45	4.65	24.0	28.1	.093	11.62	60.6	.234	SM (b)
5 R MD O-1	3.12	2.25	3.77	18.8	22.5	.069	5.68	28.2	.104	SM (b)
	3.10	2.22	4.31	21.7	25.8	.081	4.31	21.7	.081	SM (a)
5 R MD I-1	3.13	2.25	4.04	20.4	24.0	.075	8.90	44.9	.165	SM (a)
	3.12	2.25	4.57	23.2	27.3	.084	9.22	46.8	.169	SM (d)
5 R MD II-1	3.10	2.23	4.16	20.6	24.7	.083	10.02	49.5	.199	SM (b)
	3.13	2.25	4.09	20.7	24.5	.084	10.23	51.5	.209	SM (d)
5 R MF I-1	4.67	3.80	3.05	15.4	18.2	.059	7.40	(37.1)	(.143)	BM
	4.73	3.84	2.68	13.7	16.2	.056	6.82	(38.4)	(.142)	BM
5 R WD I-1	3.13	2.25	3.80	19.1	22.7	.129	8.09	40.7	.275	SM (d)
	3.13	2.25	4.37	22.2	26.1	.147	8.25	42.0	.278	SM (d)

備考 SM: 中央せん断破壊 SE: 試験スパン外の破壊 EM及び()内は曲げ破壊

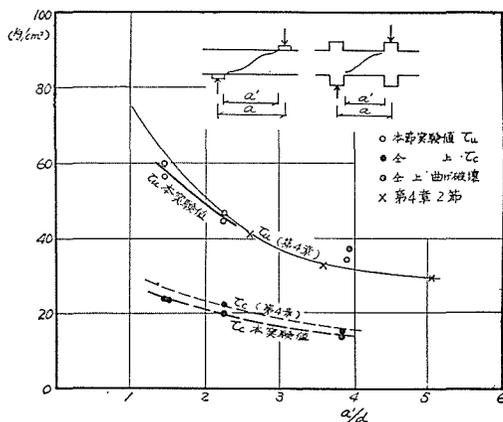
3. 考 察

(1) F_c と τ_c , τ_u の関係 第3図にそれらの関係を図示した。同図にはIII章の実験のうち本実験に近い5DO(5SDO, 5MDO, 5WDO(5SDII, 5MDII, 5WDII(5SDI, 5MDI, 5WDI)の平均線をも記入した。これによると τ_c については本実験はIII章の結果とほとんど一致しているが, τ_u については低強度コンクリートの場合の値がIII章の実験値より大きいにも拘わらず, F_c の増大に伴う τ_u の増加率が著しく小さいことが知られる。即ち $F_c=150 \text{ kg/cm}^2$ 前後の場合に対する $F_c=350 \text{ kg/cm}^2$ 程度の場合の τ_u の増加分は20%程度(約 10 kg/cm^2)に過ぎない。



第8.3図 τ と F_c の関係

(2) せん断スパンの影響 本実験における破壊の状況を考慮すると, 前章までの a の代わりに2本の柱形内端の距離 a' をとつて



第8.4図 τ と a'/d の関係

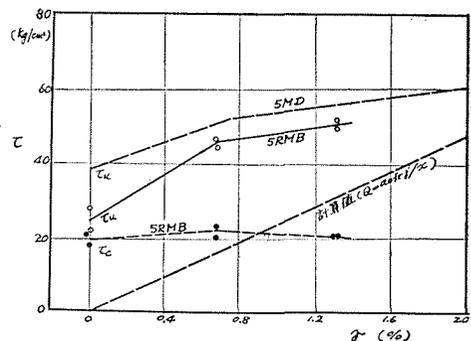
わりに2本の柱形内端の距離 a' をとつて a'/d について論ずるのが妥当である。第4図はこの a'/d と τ_c , τ_u の関係を図示したものである。同図には比較のためIV章のI(8EI, 8FI, 8GI)についてせん断スパンを載荷板の内端同志の距離 a' に採つた実験値の傾向を記入した。

これによると, τ_c については本実験値が前記の実験に比べて多少低く出ているが全体に大きな差はない。 τ_u についても本実験値の傾向は前記実験に近似している。

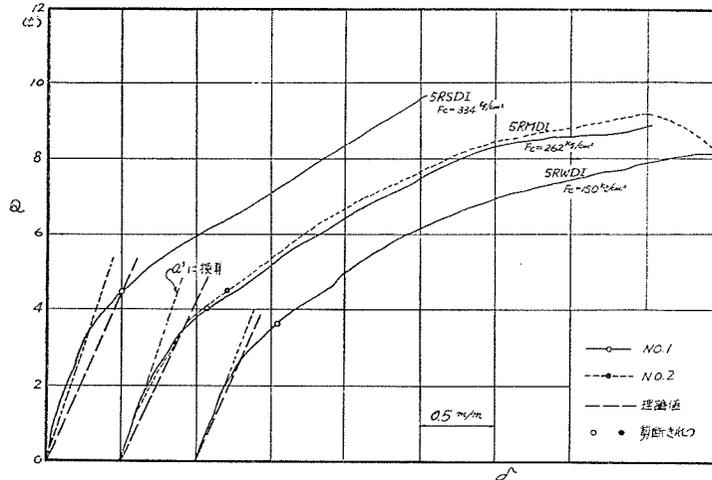
(3) あら筋比 γ の影響 第5図に示したように, γ が或る程度以上大となつても τ_u の増大は僅少であつて, V章と同様の結論に達する。又 τ_c の値についても従来の実験で得られたと同様 γ にはほとんど無関係であつた。

(4) はりの変形 第6図には $Q-\delta$ 曲線の関係を示す一例を掲げた。これら曲線の傾斜, せん断初きれつ時並びに斜めきれつ時以後の剛性低下の傾向については前章の結果と大差ない。

尚 $Q-\delta$ 曲線に対して比較のために記入したせん断たわみと曲げたわみの理論計算値の線は, せん断スパンを a にとつた場合には何れも $Q-\delta$ 曲線を切つているが, a' にとつた場合には $Q-\delta$ 曲線に



第8.5図 τ と γ の関係



第8.6図 Qと δ の関係(コンクリート強度による差異)

対して切線に近い状態となっている。この原因は本図試験体が恰もせん断スパンが a' である時のような変形を示していることに基づく。

IX. 実験式の適合性と許容応力度の検討

第1節 実験式の適合性

1. 実験式に対する著者の実験値の偏差

本論文ではせん断初きれつ応力度 τ_c 及びせん断強度 τ_u に対して次のような実験式を誘導した。

$$\tau_c = \frac{Q_c}{b \cdot j} = k_c (F_c + 500) \cdot \frac{0.17}{a/d + 3.4} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\tau_u = \frac{Q_u}{b \cdot j} = k_p \cdot k_u (F_c + 180) \frac{0.23}{a/d + 0.23} + 2.7\sqrt{\gamma \cdot s \cdot \sigma_y} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

ここに b : はり幅

d : はりの有効せい

j : 応力中心間距離

k_c, k_u : d によつて変化する係数(第6.10図)

k_p : 軸鉄筋比 p_t に関する係数(第6.14図)

F_c : コンクリート標準圧縮強度(kg/cm²)

a : せん断スパン

$s \cdot \sigma_y$: せん断補強筋の降伏点応力度(kg/cm²)

γ : せん断補強筋比

補強筋の材軸方向のピッチを α 、一組の補強筋の断面積を a_0 とすると

$$\begin{aligned} \text{あばら筋の場合は} \quad \gamma &= \frac{a_0}{b \cdot x} \\ \text{折曲げ筋の場合は} \quad \gamma &= \frac{\sqrt{2} a_0}{b \cdot x} \end{aligned}$$

上述の実験式による計算値と本論文の各実験値を比較すると τ_c については第1図, τ_u については第2図のようになる。第1表及び第2表はそれぞれの標準偏差及び変動率を示すもので、全平均に対する変動率は概ね $\pm 10\%$ となっている。

尚図中の破線は偏差 $\pm 20\%$ の限界線であるが、殆んどすべての実験値がその領域内にプロットされている。

第9.1表 τ_c の計算値と実験値との比較

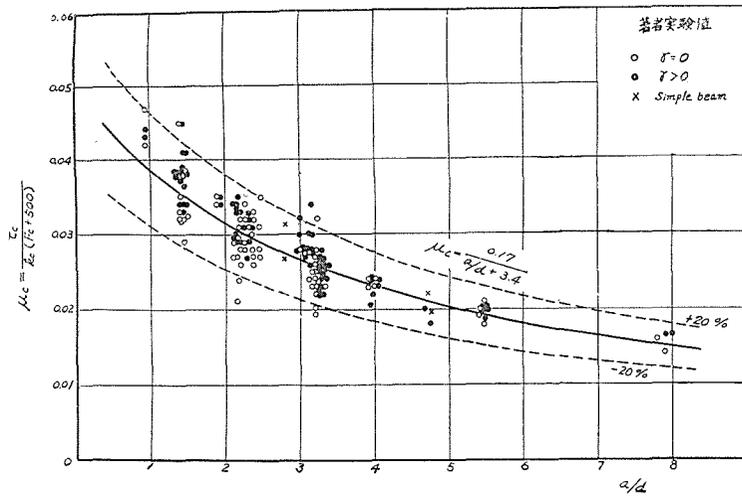
実験種別**	試験体数*	$\frac{\tau_c \text{計算値}}{\tau_c \text{実験値}}$	標準偏差	変動率 (%)
5 コンクリート強度 (III章)	24	1.03	0.134	13.0
4 せん断スパン (IV章第1節)	20	0.98	0.074	7.6
8 同 上 (IV章第2節)	22	0.97	0.058	6.0
5 あばら筋 (V章第1節)	16	0.95	0.081	8.5
9 同 上 (V章第2節)	12	1.03	0.066	6.4
9 折曲げ筋 (V章第3節)	12	1.02	0.069	6.7
6 試験体寸度 (VI章第1節)	15	0.98	0.086	8.8
9 同 上 (VI章第2節)	14	1.06	0.103	9.7
8 軸鉄筋 (VI章第3節)	8	1.00	0.055	5.5
5 載荷点 (VIII章)	14	0.95	0.076	8.0
全 平 均		1.00	0.099	9.9

* 計算の対象にした試験体数を示す ** 頭数字は試験体系列番号を示す

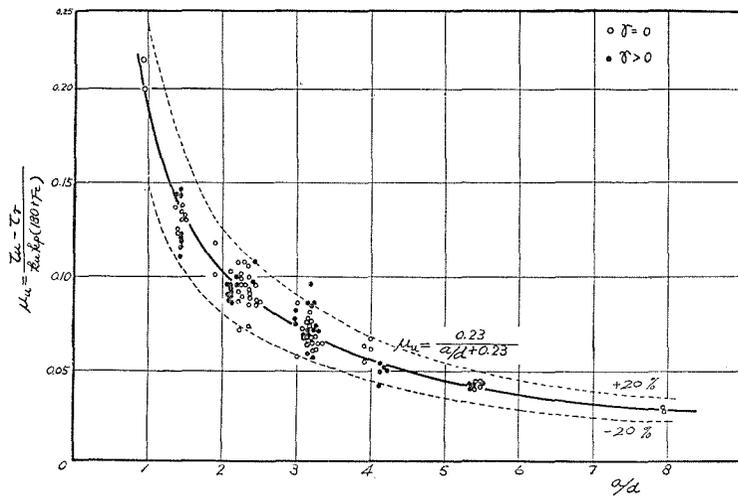
第9.2表 τ_u 計算値と実験値との比較

実験種別**	計算体数*	$\frac{\tau_u \text{計算値}}{\tau_u \text{実験値}}$	標準偏差	変動率 (%)
5 コンクリート強度 (III章)	21	1.07	0.104	9.7
4 せん断スパン (IV章第1節)	8	1.03	0.090	8.7
8 同 上 (IV章第2節)	18	0.99	0.099	10.0
5 あばら筋 (V章第1節)	15	1.03	0.112	10.9
9 同 上 (V章第2節)	12	1.02	0.054	5.3
9 折曲げ筋 (V章第3節)	12	0.97	0.096	9.9
6 試験体寸度 (VI章第1節)	16	1.02	0.108	10.6
9 同 上 (VI章第2節)	12	1.03	0.111	10.7
8 軸鉄筋 (IV章第3節)	8	1.00	0.070	7.0
5 載荷点 (VIII章)	12	0.96	0.063	6.7
全 平 均		1.01	0.104	10.3

* 計算の対象にした試験体数を示す ** 頭数字は試験体系列番号を示す



第9.1図 $\mu_c = \frac{Q_c}{bj} \cdot \frac{1}{k_c(F_c + 500)}$ と a/d の関係



第9.2図 $\frac{\Sigma_u - \Sigma_r}{kukp(180 + F_r)}$ と a/d の関係

2. 諸家の実験値との比較

I章第2項に掲げたように鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する既往の研究は、単純はり形式の荷重法を採用しているものが多く、本実験と直接比較出来るものは少ない。単純はり形荷重の場合と連続はり形荷重の場合とでは、せん断き裂の発生状況や破壊状況が異なるばかりでなく、はり自体の変形状態にも差異がある。単純はり形荷重の場合にははり端部のはね出しの長短並びに剛性の大きさ如何によつて、試験せん断スパン内のはり部分に及ぼす変形拘束の状況が異なり、現在の段階では個々の実験値の A/d を本論文の a/d 換算することが困難である。

著者の採用した連続ばり形載荷法に類する載荷法をとつているものとしては K. G. Moody 氏 (1955 年) と C. E. Kesler 氏 (1959 年) 等の研究があり、それぞれ独自の実験式を与えているが、その実験式は何れもかなり複雑である。

(1) Moody 他 3 氏の研究⁸⁷⁾ 第 3 図のような載荷法を採用し、コンクリート強度、軸鉄筋比、補強筋比、せん断スパン、試験体寸度等を変化させた 96 本の試験体について実験を行ない次の実験式を与えている。

τ_c に対しては

$$\begin{aligned}\tau_c &= 0.12 \left(1 - 0.1 \frac{M}{Qd} \right) F_c \left(1 - \frac{F_c}{10000} \right) \quad (\text{psi}) \\ &= 0.12 \left(1 - 0.1 \frac{M}{Qd} \right) F_c \left(1 - \frac{F_c}{700} \right) \quad (\text{kg/cm}^2)\end{aligned}$$

ここに M : モーメント
 Q : せん断力
 d : はりの有効せい
 F_c : コンクリートの圧縮強度

破壊時に対しては

$r=0$ のとき

$$\frac{M_u}{F_c b d^2} = \frac{N p_t \sigma_s}{F_c} \left(Z - \frac{k_2}{k_1 k_3} \cdot \frac{N p_t \sigma_s}{F_c} \right)$$

ここに

$$Z = 1 - \frac{N-1}{N} \cdot t, \quad N = 1 + \frac{M_1}{M_2} \cdot \frac{d}{d'}$$

$$\sigma_s = \frac{\frac{3M}{Qd} - 0.45}{\frac{3M}{Qd} + 0.55} \left[6.9 \times 10^{-4} E_s \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{1450}{N p_t E_s / k_1 k_3 F_c}} \right) \right]$$

M_u : 破壊時の曲げモーメント

b : はり幅

E_s : 鉄筋のヤング係数

p_t : 引張鉄筋比

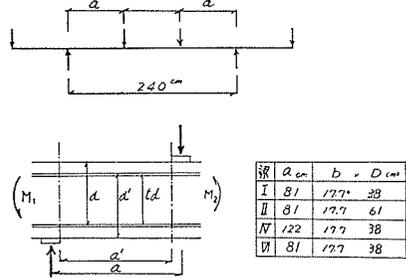
$k_2 = 0.42$,

$k_1 k_3 = 1.121 - 0.0693 F_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} \times 10^{-2}$

$r>0$ のとき

$$\frac{M_u}{F_c b d^2} = A_1 \frac{M_{u'}}{F_c b d^2} + A_2 A_3 \frac{K r \sigma_y}{F_c} \left(\frac{a'}{d} \right)^2$$

ここに $M_{u'}$ は $r=0$ のときのモーメント



第 9.3 図 K. G. Moody 氏の載荷型式

$$K = \sin \theta \left(\sin \theta + \frac{d}{a'} \cos \theta \right)$$

$$A_1 = 1 + (0.66 - 0.8 N) \frac{\gamma \sigma_y}{N p_t \sigma_s} \cdot \frac{a'}{d} \cos \theta$$

σ_y : 鉄筋の降状点応力度

$$A_2 A_3 = 0.5$$

(2) Kesler 他 3 氏の研究⁸⁵⁾ 第 4 図のような載荷法により、コンクリート強度、軸鉄筋比、試験体の寸法などを一定におさえ、せん断スパン、補強筋のみを変化させた 52 本の試験体について実験を行ない次の実験式を与えている。

τ_c に対しては

$$\tau_c = \left[1.425 + \frac{6 + 39 b/d}{n p_t d} \frac{M}{Q} + 10 \right] \sqrt{F_c} \quad (\text{psi})$$

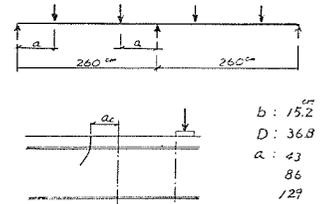
ここに n : ヤング係数比

$d \geq a_s$ のとき $(M/Q)_c = 0$

$a_s \geq d \geq a_s/2$ のとき $(M/Q)_c = a_s - d$

$a_s/2 \geq d$ のとき $(M/Q)_c = a_s/2$

a_s : 加圧板内端より $M=0$ までの距離



第 9.4 図 Kesler 氏の載荷型式

又破壊時に対しては前述した Mooyy 氏の実験式をそのまま採用している。

今上記両氏の実験値並びに本論文の実験値に対して、Moody 氏、Kesler 氏及び著者の τ_c を示す実験式を適用し、夫々の実験諸元を代入すると第 3 表を得る。

これによれば両氏の実験式は夫々両氏自身の実験値には良く適合するが、他の研究者の実験値に対しては比較的偏差が大きくなり、特に両氏の式の何れも著者の実験値に対しては変動率の大きいものとなっている。これは一つには両氏の実験は異形鉄筋を使用したものであり著者の実験は丸鋼を使用していることが原因となっていると考えられるが、逆に著者の実験式は両氏の実験値に適用しても比較的良く適合する。しかも著者の実験式は両氏の与えた実験式に比べて取扱いがかなり容易である。

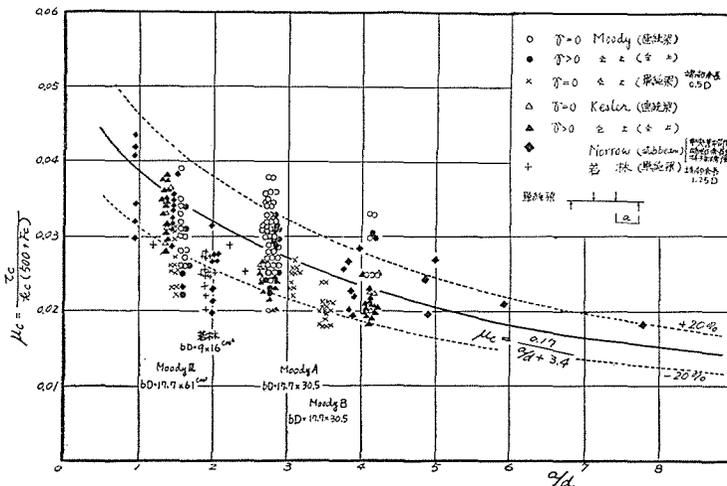
第 5 図及び第 6 図は著者の実験式に対する諸研究者の実験値の偏差の状況を示すものであって、第 5 図には単純ばり形載荷法による実験値二、三を加えた。この場合単純ばり形載荷実験値の A/d をそのまま a/d として横軸にとつているが、 $2a/d$ にすれば著者実験式への集中度が多少共向上する。

尚第 6 図においては Moody 氏のあばら筋のある場合の実験値の散布が著しいが、これは著者があばら筋の影響をとり入れるに当つてかなり安全側にとつたことが原因の一つであり、又 Moody 氏の実験が異形鉄筋を使用したものであることも一因として挙げられることが出来る。

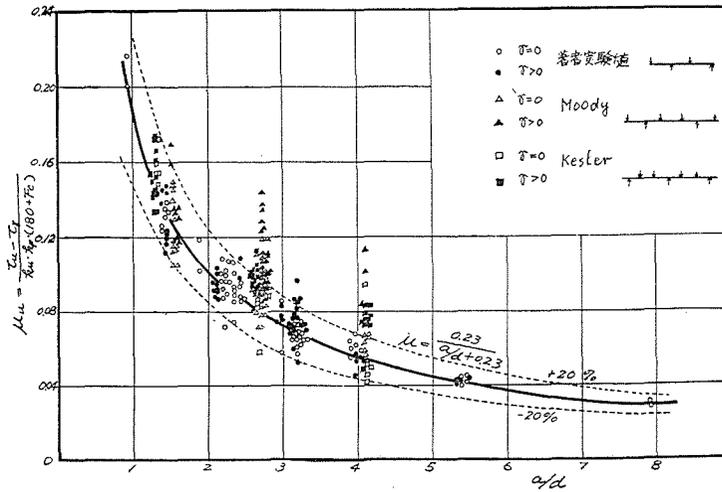
第9.3表 著者実験式と諸実験式の比較

実験者		式名		Moody の式			Kesler の式			著者の式		
		試験体種別	数	τ_c 計 τ_c 実	標準 偏差	変動率 (%)	τ_c 計 τ_c 実	標準 偏差	変動率 (%)	τ_c 計 τ_c 実	標準偏差	変動率 (%)
Moody	あ ば ら 筋 あ り	I	31	0.98	0.113	11.5	0.91	0.104	11.4	0.93 (0.92)	0.107 (0.091)	11.5 (9.9)
		II	12	0.99	0.103	10.4	0.70	0.102	14.6	1.07 (1.02)	0.121 (0.143)	11.3 (14.0)
		IV	6	1.03	0.131	12.7	0.87	0.092	17.9	0.84 (0.88)	0.096 (0.066)	11.4 (7.5)
		VI	9	1.02	0.198	19.4	0.98	0.083	8.5	1.01 (0.88)	0.154 (0.092)	15.2 (10.5)
	あ 筋 ば な ら し	I	14	1.10	0.164	14.9	1.05	0.151	14.4	1.02 (0.76)	0.141 (0.063)	13.8 (8.3)
		II	8	1.20	0.132	11.0	0.87	0.102	11.7	1.23 (0.95)	0.144 (0.068)	11.7 (7.2)
		IV	3	1.07	—	—	1.19	0.180	15.1	0.87 (0.70)	—	—
全平均		83	1.04	0.154	14.8	0.91	0.162	17.8	1.00 (0.90)	0.162 (0.123)	16.2 (13.7)	
Kesler	1/6点載荷	18	0.93	0.134	14.3	1.18	0.132	11.2	1.12 (0.95)	0.119 (0.067)	10.6 (7.0)	
	1/3点載荷	16	1.21	0.117	9.7	0.98	0.091	9.3	1.16 (0.83)	0.103 (0.062)	8.9 (7.5)	
	1/2点載荷	18	1.27	0.153	12.1	0.91	0.083	9.2	1.08 (0.93)	0.079 (0.138)	7.3 (14.8)	
	全平均	52	1.14	0.195	17.0	1.03	0.163	16.0	1.12 (0.92)	0.111 (0.100)	9.9 (10.8)	
著 者	5 (III章)	24	0.70	0.099	14.2	0.86	0.135	15.8	1.03	0.134	13.0	
	4 (IV-1)	20	0.74	0.145	19.6	0.83	0.073	8.8	0.98	0.074	7.6	
	8 (IV-2)	22	0.86	0.088	10.2	0.85	0.168	19.7	0.97	0.058	6.0	
	5 (V-1)	16	0.69	0.138	20.0	0.80	0.088	11.0	0.95	0.081	8.5	
	9 (V-2)	12	1.04	0.068	6.5	1.25	0.074	5.9	1.03	0.066	6.4	
	9 (V-3)	12	1.10	0.077	7.0	1.23	0.081	6.5	1.02	0.069	6.7	
	6 (VI-1)	15	0.79	0.152	19.3	0.75	0.128	17.0	0.98	0.086	8.8	
	9 (VI-2)	14	1.07	0.154	14.4	1.07	0.185	17.4	1.06	0.103	9.7	
	8 (VI-3)	8	0.88	0.059	6.7	0.97	0.065	6.8	1.00	0.055	5.5	
全平均		143	0.85	0.192	22.6	0.93	0.201	21.6	1.00 (1.01)	0.099 (0.104)	9.9 (10.3)	

註 i) 各実験値は連続ばりによる値 ii) Kesler 式において $n = E_s/E_c = 15$ と仮定 iii) () 内は τ_u の場合



第9.5図 諸家の実験値 $\frac{\tau_c}{k_c(500 + F'_c)}$ と a/d の関係



第 9.6 図 $\frac{\tau_u - \tau_r}{k_u \cdot k_p (180 + F_c)}$ と a/d の関係

第 2 節 許容応力度の検討

1. 現行計算規準の安全率

(1) 許容せん断応力度 現行日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準においては、短期の許容せん断応力度としてコンクリート強度 F_c の $1/15$ を採ることになっている。本研究によれば τ_c は F_c 、 a/d 及び試験体寸度の影響を受けて変化し、 a/d を 8 と仮定した時の τ_c は、第 4 表に示す如く何れの F_c に対しても規準値以下となつた。尚かように a/d が大きい時には τ_u は τ_c にほとんど一致する。又諸家の τ_u の最小値 (a/d に換算して略々 5~10 の値は) 著者の実験式による計算値と比較的一致している。

ただし著者及び諸家の実験値は何れも集中荷重試験によるものであるから、主として分布荷重の場合を対象として設定されている長期許容応力度については別に検討する必要がある、又短期許容応力度といえどもその対象が水平荷重時応力と鉛直荷重時応力の和となつてゐるから本文のような載荷時の耐力のみから許容応力度を論ずることには多少問題が残るが、ここでは一応本実験値に基づいて検討を行なつてみよう。

(2) せん断強度 許容せん断応力度設定の基礎となるせん断強度は、補強筋のないもの

第 9.4 表

	F_c (kg/cm ²)			
	135	180	225	250
著者実験値 $\tau_c = \tau_u$ ($a/d=8, \tau_r=0, d>40$ cm)	6.7	7.1	7.6	7.9
現行規準値, 短期 ($F_c/15$)	9.0	12.0	15.0	16.7
現行規準値, 長期 ($F_c/30$)	4.5	6.0	7.5	8.3

については前掲の第4表の如くなつたが、現行規準では用心筋として $3D/4$ かつ 30 cm 以内の補強筋を配置することを規定しているから、見掛けのせん断強度は次の如く増大する。

はり幅 30 cm 、あばら筋 $6\text{ mm } \phi 30\text{ cm}$ 間隔では補強筋比は $r=0.063\%$ となり、 $s\sigma_y=3000\text{ kg/cm}^2$ とすると、これによるせん断強度の増加分は

$$\tau_r = 2.7\sqrt{r \cdot s\sigma_y} = 3.8\text{ kg/cm}^2$$

となる。

又、はり幅 30 cm 、あばら筋 $9\text{ mm } \phi 30\text{ cm}$ 間隔では $r=0.142\%$ となり、 $s\sigma_y=3000\text{ kg/cm}^2$ とすると

$$\tau_r = 2.7\sqrt{r \cdot s\sigma_y} = 5.6\text{ kg/cm}^2$$

となる。

上記の規準にはあばら筋径の制限がないが、仮りに $\tau_r=5\text{ kg/cm}^2$ としても見掛けのせん断強度と現行の短期許容応力度の比は第5表の如く、高強度コンクリートでは1以下になる。著者の実験式は個々の実験値について約 $\pm 10\%$ の偏差をもつから、実験の最低値に対しては更に危険となる。

第 9.5 表

	F_o (kg/cm ²)			
	135	180	225	250
① $\tau_u + \tau_r$ ($\tau_r=5\text{ kg/cm}^2$ と仮定)	11.7	12.1	12.6	12.9
② 現行短期許容せん断応力度 (kg/cm ²)	9.0	12.0	15.0	16.7
①/②	1.30	1.01	0.84	0.77

(3) 補強筋の効果 現行規準ではせん断応力度が長期及び短期の許容応力度を超える時には、式 $x=F \cdot j/Q$ による補強筋によつて全せん断力を負担させることになつている。従つてあばら筋の場合には

$$\tau = Q/b \cdot j = a_o f_t / b \cdot x = r f_t$$

となる。この式と著者の実験式

$$\tau = \tau_u + 2.7\sqrt{r \cdot s\sigma_y}$$

の計算値との比較を行なうと第6表の如くなる。この結果によると $r=0.5\%$ より補強量が多くなると安全率は1.5より低くなり、実験式の偏差を考慮すると更に安全率は低下の傾向を示す。

第 9.6 表

あばら筋 9 mm ϕ の間隔 x cm		30	20	15	10	5
$\gamma = a_0/b \cdot x$ (%)		0.142	0.213	0.284	0.426	0.852
① $\tau = \gamma \cdot f_t$ ($f_t = 2400 \text{ kg/cm}^2$)		3.4	5.1	6.8	10.2	20.5
② 著者の実験式 $s\sigma_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$	$F_c = 135$	12.3	13.5	14.6	16.4	20.3
	180	12.7	13.9	15.0	16.8	20.7
	225	13.2	14.4	15.5	17.3	21.2
	250	13.5	14.7	15.8	17.6	21.5
②/①	$F_c = 135$	3.61	2.65	2.15	1.61	0.99
	180	3.73	2.73	2.20	1.65	1.01
	225	3.88	2.83	2.27	1.70	1.03
	250	3.97	2.88	2.32	1.72	1.05

2. 許容せん断応力度及びせん断補強に対する私案

上記のように現行計算規準中せん断応力に関する条項は安全率が不均一である。著者は本実験に基づいて水平荷重時応力を主とした短期応力については次のような提案を行ないたい。

(1) 許容せん断応力度 短期荷重時にはせん断きれつの発生は覚悟し、短期許容せん断応力度としてせん断強度の $2/3$ をとるものとする。現行規準にはせん断補強筋の最小ピッチのみ規定され、鉄筋径の制限がないのでその最低限量を $\gamma = 0.1\%$ としたい。

せん断補強筋による見掛けせん断強度の増加分 τ_r が実験式

$$\tau_r = 0.5 \gamma \cdot s\sigma_y + 3$$

で表わされるものとする、 $\gamma = 0.1\%$ の場合は $s\sigma_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$ として $\tau_r = 4.6 \text{ kg/cm}^2$ となる。

τ_u に関する著者の実験式

$$\tau_u = k_u \cdot k_p \frac{0.23}{a/d + 0.23} (180 + F_c) + 2.7 \sqrt{\gamma \cdot s\sigma_y}$$

に、簡単のため $k_u = 0.70$ 、 $k_p = 0.90$ 、 $F_c + 180 \approx 2.1 F_c$ とし、 a/d が比較的大きいことを考慮し、分母の常数項を切捨てると、

$$\tau_u \approx \frac{F_c}{3.3(a/d)} + 4.6$$

となる。この τ_u の $2/3$ を短期許容応力度とすると

$$\tau_{u(\text{短})} = \frac{F_c}{5(a/d)} + 3 \quad (3)$$

となる。

この式は $a/d < 5$ では多少安全率が低下しているが、実用範囲では大した問題はない。尚長期の許容応力度については、若し設計せん断力が集中荷重に基づく場合に限れば、上記短期許容応力度の $1/2$ をとるのが妥当であろう。

(2) 短期荷重に対するせん断補強 補強筋による見掛けせん断強度の増加 τ_r は r が $0.1 \sim 0.6\%$ では直線的であると仮定する。前掲の許容応力度の式には既に $r=0.1\%$ に相当する補強筋の効果は織込済である。従つてせん断応力度が前掲の許容応力度を超過した場合には、超過分 $\Delta\tau$ に $r=0.1\%$ の時の τ_r の $2/3$ に相当する 3.0 kg/cm^2 だけ加えたせん断応力度 $\Delta\tau'$ を、全補強筋に負担させればよい。

即ち、安全率を 1.5 として

$$1.5 \Delta\tau' = 1.5 (\Delta\tau + 3.0) = 0.5 r \cdot s \sigma_y + 3$$

今 $s \sigma_y = 1.2 f_{t(\text{短})}$ とすると

$$1.5 (\Delta\tau + 3.0) = 0.6 r \cdot f_{t(\text{短})} + 3$$

となり、あばら筋の場合には $r = a_0/b \cdot x$ であるから間隔 x は近似的に次式で求められる。

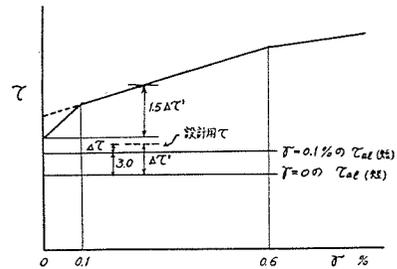
$$x = \frac{0.4 a_0 f_{t(\text{短})}}{b \cdot (\Delta\tau + 1.0)} \quad (5)$$

(3) 断面設計変更の限度 補強筋比 $r=0.6\%$ を補強の最大限度とし、 r がこれより大きくなる時は断面を変更する。

現行規準解説ではせん断応力度が $F_c/8$ を超えれば断面の変更を勧め、 r については特に触れていないが、著者の実験においては r が 0.6% 程度以上になると補強の効果があまり認められないし、きれつが大きくなつてはりのたわみも増大するので、上記のような限度を設定する方がより合理的であるとする。

以上の私案は現行計算規準に比べてかなり酷となつてはいるが、前項で述べたように現行規準ではせん断スパンの大きい場合安全率がかなり不足しており、一方曲げ破壊に比較してせん断破壊がラーメン全体に致命的損傷を与える傾向が大きいことから、早急に根本的な改訂が必要であろう。尚長期荷重の一般的な形である分布荷重を受ける場合の許容せん断応力度については別に実験的研究に基づいて再検討を要するものと思われる。

以上



第9.7図

謝 辞

本研究は北海道大学大学院工学研究科(建築工学専攻)において行なつたものであつて、本研究開始以来、大野和男教授には終始御懇切なる御指導を賜つた。ここに厚く御礼申上げると共に研究上種々御助言を与えて下さつた北大工学部建築工学科西忠雄教授、洪悦郎助教授、柴田拓二助教授並びに小幡守講師の諸先生始め協力を戴いた多数の方々に深く謝意を表します。

参 考 文 献

E. Hognestad の論文によれば 1897 年から 1951 年までの間に発表されている諸外国の論文は約 173 編あると報告されている。本文では主なもののみ集録する。

I 単純はり形で行なつたものの中

a) せん断抵抗に及ぼす諸要素の影響を調べたものとしては

- 1) N. Rella, Neff: Einige Schlußfolgerungen aus den von der Betonbauunternehmung. Beton und Eisen 1909.
- 2) Martin Brunkhorst: Über den erforderlichen Querschnitt aufzuegender Eisen in Eisenbetonplatten mit parallelen gurtungen. Beton und Eisen 1917.
- 3) Gerhard Neumann: Versuche mit einer Balkenbrüche von 12.2 m Lichtweite nach einem Bernicht von D. A. Abrams mit Erläuterungen über die Abhängigkeit der Bruchlast von der Scherfestigkeit. Beton und Eisen 1918.
- 4) R. Saliger: Der Eisen Beton (1925) の 327~367 頁までの間に Bach, Graf, Saliger., Rella, Neff, Dychkerhaff, Widmann 諸家の実験結果について述べている。
- 5) Willis A Slater, Arthur R. Road, Roy R. Zipprodt: Shear Test of Reinforced Concrete Beams. Technological Paper of the Bureau of Standards, No. 314, 1926.
- 6) Frank E. Richart: An Investigation of Web Stress in Reinforced Concrete Beams. Illinois Bulletin No. 166, 1927
- 7) Otto Graf: Versuche Über die Widerstandsfähigkeit des Beton anden Abbiegestellen der Schief abgebogen Eisen in Eisenbetonbalken.
- 8) T. D. Mylrea: Tests of Reinforced Concrete T-Beams. ACI May-June, 1934.
- 9) F. V. Emperger: Hochwertige Baustaffe in Eisenbetonhalken. Beton und Eisen. 1936.
- 10) O. Moretto: An Investigation of the Strength of Welded Stirrups in Reinforced Concrete Beams, ACI Nov. 1945.
- 11) A. Sunderland: The Strength of Reinforced Concrete Beams in Shear. Magazine of Concrete Research No. 1, Jan. 1949.
- 12) C. B. Wilby: The Strength of Reinforced Concrete Beams in Shear. Magazine of Concrete Research No. 7, Aug. 1951.
- 13) Arthur P. Clark: Diagonal Tension in Peinforeed Concrete Beams. ACI Oct. 1951.
- 14) Phil M. Ferguson, J. Neils Thompson: Diagonal Tension in T-Beams Without Stirrups. ACI March 1953.
- 15) E. M. Zwoyer, C. P. Siess: Ultimate Strength in Shear of Simply-Supported Prestressed Concrete Beams Without Web Reinforcement. ACI Oct. 1954.
- 16) Charles S Whitney: Ultimate Shear Strength of Reinforced Concerete Flat Slabs., Footings, Beams and Frame Members Without Shear Reinforcement. ACI Oct. 1957.
- 17) K. G. Moody, I. M. Vest, R. C. Elstner, E. Hognestad: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. Part 1. Test of Simple Beams. ACI Dec. 1954.
- 18) C. Forssell: Schubbewehrung der Betonbalken. Transactions of the Royal Institute of Tech-

- nology Stockholm Sweden 1954.
- 19) M. Ferguson: Some Implication of Recent Diagonal Tension Tests. ACI Aug. 1956.
 - 20) Royston Jones: The Ultimate Strength of Reinforced Concrete Beams in Shear. Magazine of Concrete Research No. 23, Aug. 1956.
 - 21) A. F. Al-Alusi: Diagonal Tension Strength of Reinforced Concrete T-Beams which Varying Shear Span. ACI May. 1957.
 - 22) Earl I. Brown: Strength of Reinforced Concrete T-Beams Under Combined Direct Shear and Torsion. ACI May 1955.
 - 23) M. A. Sozen, E. M. Zwoyer, C. P. Siess: Strength in Shear of Beams Without Web Reinforcement. University of Illinois Bulletin No. 452, 1959.
- b) 鉄骨鉄筋コンクリートはりに関するものとしては
- 24) 浜田 稔・松村 要: 鋼コンクリート梁の応剪強度に就いて. 建築雑誌, 昭和7年5月, 1932.
 - 25) 仲 威雄・高田周三: 鉄骨鉄筋コンクリートの基礎的研究. その2(仕口及び梁の実験), 学会研究報告17号, 昭和27年3月, 1952.
 - 26) 仲 威雄・高田周三: 鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究(その1). 鉄骨鉄筋コンクリート梁の剪断実験, 学会研究報告18号, 昭和27年5月, 1952.
 - 27) 仲 威雄・高田周三・斎藤 光: 鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究. 梁の剪断実験(第7報), 学会研究報告第35号, 昭和31年, 1956.
 - 28) 坪井善勝・若林 実・渡辺保美: 鉄骨鉄筋コンクリートに関する実験的研究. No. 9. 剪断力を受ける梁の実験. 学会研究報告30号, 昭和29年, 1954.
 - 29) 坪井善勝・若林 実・渡辺保美: 鉄骨鉄筋コンクリートに関する実験的研究. No. 10. 剪断力を受ける梁の実験2, 学会研究報告31号, 昭和30年, 1955.
 - 30) 坪井善勝・若林 実・渡辺保美: 鉄骨鉄筋コンクリートに関する実験的研究. No. 11. 剪断力を受ける梁の実験3, 学会研究報告33号, 34号, 昭和30年10月, 11月, 1955.
- 総括して論じたものとしては
- 31) 高田周三: 鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究(その1). 特に梁の剪断破壊について, 学会論文報告55号, 昭和32年6月, 1957.
 - 32) 若林 実・坪井善勝・末永保美: 鉄骨鉄筋コンクリートに関する実験的研究(その4). 剪断力を受ける梁の実験, 学会論文報告55号, 昭和32年, 1957.
- c) 柱接合部を有するはりの実験としては, 鉄骨鉄筋コンクリートを含めて
- 33) 武藤清・黒正清治: 鉄筋コンクリート剪断破壊実験法の提案. 学会研究報告20号, 昭和27年, 1952.
 - 34) 武藤 清・黒正清治・鈴木健夫: 新剪断加力方法の実施(鉄筋コンクリート梁の剪断実験). 学会研究報告22号, 昭和28年, 1953.
 - 35) 武藤 清・黒正清治・鈴木健夫: 鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗に関する実験的研究(その1). 学会研究報告23号, 昭和28年, 1953.
 - 36) 黒正清治・今村治輔: 鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗に関する実験的研究(その2). 学会研究報告26号, 昭和28年, 1953.
 - 37) 黒正清治: 鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗に関する実験的研究(その3). 学会研究報告28号II, 昭和29年, 1954.
 - 38) 武藤 清・黒正清治: 新剪断加力法による鉄筋コンクリートの剪断実験結果. 学会研究報告24号, 昭和28年10月, 1953.
 - 39) 黒正清治: 鉄筋コンクリート剪断材の剛性に関する実験的考察. 学会研究報告29号, 昭和29年, 1954.
 - 40) 仲 威雄・高田周三: 鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究. 梁の剪断実験(第1報), 学会研究報告22号, 昭和28年, 1953.
 - 41) 仲 威雄・高田周三・他: 鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究. 梁の剪断実験(第2報), 学会研究報告24号, 昭和28年, 1953.
 - 42) 仲 威雄・高田周三・斎藤 光: 鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究. 梁の剪断実験(第3報), 学会研究報告26号, 昭和28年, 1953.

- 43) 伸 威雄・高田周三・斎藤 光：鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究。梁の剪断実験（第4報），学会研究報告27号，昭和29年，1954。
- 44) 伸 威雄・高田周三・斎藤 光：鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究。梁の剪断実験（第5報），学会研究報告28号，昭和29年，1954。
- 45) 伸 威雄・高田周三・斎藤 光：鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究。梁の剪断実験（第6報），学会研究報告31号，昭和29年，1954。
- 46) J. Morrow, I. M. Viest: Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members without Web Reinforcement. ACI March 1957.
- d) Discussion 及び比較検討に関するものとしては
- 47) Phil M. Ferguson, O. Moretto, I. E. Morris, Douglas E. Parsons, Groverl Rogers, Robert S. Rowe and Auther: Discussion of a paper by Arthur P. Clark Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams. ACI Dec. 1952.
- 48) Kamal N. Ghali, A. J. Ashdown, R. B. L. Smith and K. Subbiak, D. M. Criticos: Discussion on Articles published in the Magazine of Concrete Research Volume 8 No. 23, Aug. 1956. Magazine of Concrete Research No. 25, March 1957.
- 49) E. Hognested: What do we know about Diagonal Tension and Web Reinforcement in Concrete? University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin 1952.
- 50) 高田周三：鉄筋コンクリート梁の剪断耐力に関する実験式について（その1 Moody氏の論文について）。学会研究報告34号。
- 51) 高田周三：鉄筋コンクリート梁の剪断耐力に関する試験式について（その2 肋筋のない場合）。学会研究報告34号。
- 52) E. M. Rensaa: Shear Diagonal Tension and Anchorage in Beams. ACI Dec. 1958.
- 53) Jodean Morrow, Charles S. Whitney: Discussion of a paper of A. F. AL-Alusi, Diagonal Tension Strength of Reinforced Concrete T-Beams which Varying Shear Span. ACI Dec. 1957.
- 54) Tung Au, Paul I. Rongred. Rudolph Szilard, Discussion of a Report by ACI Committe 318., ACI Dec. 1956.
- 55) A. Leon: Uber die Scherfestigkeit des Betons 土木学会誌，昭和10年，P. 1028.
- 56) J. R. Shank: Bond, Shear and Diagonal Tension in Reinforced Concrete. ACI Nov. 1931.
- 57) Joseph Taub Auther: Discussion of a paper by phil M. Ferguson. Some Implication of Recent Diagonal Tension Test. ACI Jun. 1957.
- 58) H. Ertl: Schubwiderstand und Schubsicherung im Eisen Beton Bau. Abhand DIVBH 1934.
- 59) 武藤 清：剪力を受ける梁の問題一，二。建築雑誌，昭和2年，p. 690.
- e) 論理的解析に関するものとしては
- 60) 田中 尙・末永保美：鉄筋コンクリート梁のせん断力に関する理論的研究。学会論文報告60号。
- f) 応力分布を主体としたものとしては，ボンドの問題をも含めて
- 61) D. Watstein, R. G. Mathey: Strains in Beams Having Diagonal Cracks. ACI Dec. 1958.
- 62) D. Mc. Henry, W. J. Walker: Laboratory Measurements of Stress Distributions in Reinforcing Steel. ACI June 1948.
- 63) R. M. Mains: Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stresses Along Reinforcing Bar. ACI Oct. 1951.
- 64) M. Ferguson. D. Turpin, N. Thompson: Minimum Bar Spacing as a Function of Bond and Shear Strength. ACI June 1954.
- 65) S. J. Chamderlin: Spacing fo Reinforcement in Beams. ACI July 1956.
- g) 特殊なものとして，有孔^{はり}に関するものとしては鉄骨鉄筋コンクリートを含めて
- 66) 松井源吾：孔のある鉄筋コンクリート梁の補強に関する考察。学会研究報告21号，昭和28年3月，1953。

- 67) 藤本一郎： 正方形孔を有する鉄筋コンクリート梁の研究. 学会論文報告 57 号, 昭和 32 年 7 月, 1957.
- 68) 藤本一郎： 開口を有する鉄筋コンクリート梁の補強に関する研究. 学会研究報告 43 号, 昭和 33 年 6 月, 1958.
- 69) 桑原達夫・藤本一郎： 実大有孔鉄骨鉄筋コンクリート梁の剪断破壊実験. 学会論文報告 60 号, 昭和 33 年 10 月, 1958.
- 70) 桑原達夫・藤本一郎・和田 脩： 有孔鉄骨鉄筋コンクリート梁の実験的研究. 学会論文報告 60 号, 昭和 33 年 10 月, 1958.
- 71) 藤本一郎： 鉄筋コンクリート有孔ばりの研究. 学会論文報告 63 号, 昭和 34 年 10 月, 1959.

II 連続はり形式で行なつたもの

a) せん断抵抗に及ぼす諸要素の影響を調べる一般的なものとしては

- 72) 大野和男・久保田吉彦・横山和雄： 新載荷法による鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について. 学会研究報告 30 号, 昭和 30 年 5 月, 1954.
- 73) K. G. Moody, I. M. Viest, R. C. Elstner, E. Hognested: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. Part 2-Test of Restrained Beams Without Web Reinforcement. ACI Jan. 1955.
- 74) K. G. Moody, I. M. Viest, R. C. Elstner, E. Hognested: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. Part 3-Test of Restrained Beams with Web Reinforcement. ACI Feb. 1955.
- 75) 荒川 卓・戸城正博・柳沼孝昭・大野和男： 新載荷法による鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について. 第 2 報 (コンクリート強度, 助筋比等の影響), 学会研究報告 35 号, 昭和 31 年 6 月, 1956.
- 76) 荒川 卓・菊地史朗・大野和男： 新載荷法による鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について. 第 3 報 (載荷部に柱型のある場合), 学会研究報告 35 号, 昭和 31 年 6 月, 1956.
- 77) 荒川 卓・三輪 侃・阿部 修・大野和男： 新載荷法による鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について. 第 4 報 (試験体寸度の影響, 剪断きれつ発生の機構), 学会研究報告 38 号, 昭和 32 年 8 月, 1957.
- 78) 荒川 卓： 新載荷法による鉄筋コンクリートの梁剪断抵抗について. 第 5 報 (撓みと撓み角), 学会研究報告 38 号, 昭和 32 年 8 月, 1957.
- 79) 荒川 卓・大野和男： 新載荷法による鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について. 学会論文報告 57 号 I, 昭和 32 年 7 月, 1957.
- 80) K. Ohno, T. Arakawa: Shear Test on Reinforced Concrete Beams Using a Special Type of Loading. R.I.L.E.M. Symposium Volume II-Papers Stockholm 1957.
- 81) 荒川 卓・三輪 侃・阿部 修・大野和男： 鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について. 第 6 報 (集中荷重時と分布荷重時の差についての実験 その 1), 学会研究報告 43 号, 昭和 33 年 6 月, 1958.
- 82) 荒川 卓・渡辺正吾・大野和男： 鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について. 第 7 報 (集中荷重時と分布荷重時の差についての実験 その 2), 学会研究報告 42 号, 昭和 33 年 6 月, 1958.
- 83) 荒川 卓・宇野寿郎・鈴木 尙・大野和男： 鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について. 第 8 報 (助筋比及び剪断スパンの影響 —特に長スパンの場合), 学会研究報告 47 号, 昭和 34 年 5 月.
- 84) 荒川 卓・猪狩恒幸・中代治郎・大野和男： 鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について. 第 9 報 (軸鉄筋及び斜め補強筋の影響), 学会研究報告 47 号, 昭和 34 年 5 月.
- 85) J. J. Rodriguze, A. C. Bianchini, I. M. Viest, C. E. Kesler: Shear Strength of Two-Span Continuous Reinforced Concrete Beams. ACI April 1959.
- 86) 荒川 卓・大野和男： 鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗について. 集中荷重時と分布荷重時の比較, 学会論文報告 63 号, 昭和 34 年 10 月, 1959.

b) 実験により理論的解析を行なつたものとして

- 87) K. J. Moody I. M. Viest: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Part 4-Analitical Studies. ACI March 1955.

c) Discussion 及び比較検討に関するものとしては鉄骨鉄筋コンクリートはりをも含めて

- 88) E. J. Ruble, J. Taub and Authors: Discussion of a Series of by K. G. Moody, I. M. Viest, R. C. Elstner and E. Hognestad: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. ACI Dec. 1955.

- 89) K. Ohno: R.I.L.E.M. Symposium. On Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete. Volume III-Proceedings Stockholm 1957.
- 90) 高田周三・仲 威雄・斎藤 光: 鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究—梁の剪断実験第8報. 学会研究報告 37号, 昭和32年12月, 1956.

総括したものとしては

- 91) 高田周三: 鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究(その2)特に梁の剪断破壊について, 学会論文報告 56号, 昭和
- 92) 大野和男・柴田拓二・荒川 卓: 集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁の応力伝達についての考察. 学会論文報告 63号, 昭和34年10月, 1959.
- d) 有孔ばりに関するものとする鉄しては, 骨鉄筋コンクリートばりを含めて
- 93) 塚本猛次・多田英之・梅村 魁・黒正清治: 実施構造物に関する実験的研究(その4鉄骨コンクリート有孔梁の破壊実験). 学会論文報告 57号, 昭和32年7月, 1957.
- 94) 松下清夫・斎藤 光・岸田英明: 開口部をもつ梁の剪断実験. 学会研究報告 40号.
- 単純ばり型式と連続ばり型式両方を行つたものとして
- 95) 斎藤謙次・村内 明・伊奈信一: 角型開口部をもつ鉄筋コンクリート梁のせん断実験. 学会研究報告 60号, 昭和33年10月, 1958.
- 96) 松下清夫・小倉弘一郎: 鉄筋コンクリート有孔ばりに関する研究(その1)円孔をもつ有孔ばり小型試験体実験. 学会論文報告 63号, 昭和34年10月, 1959.
- 97) 松下清夫・高田周三: 鉄筋コンクリート有孔ばりに関する研究(その2)光弾性実験. 学会論文報告 63号, 昭和34年10月, 1959.