

軸力・曲げおよびせん断力を受ける鉄筋コンクリート 部材の破壊相関曲面に関する実験的研究

若林 實・南 宏一・東倉 省三

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE INTERACTION SURFACE FOR COMBINED AXIAL LOAD, BENDING AND SHEAR IN REINFORCED CONCRETE MEMBER

By Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI and Shozo TOUKURA

Synopsis

In general, the effect of the simultaneous application of combined axial load, bending and shear on the strength of a member can often be expressed by the failure interaction surface. An experimental study is made to determine the general interaction surface of reinforced concrete member with and without web reinforcement. The major variables are the length of shear span, the percentage of web reinforcement, and the axial load. All specimens were the same rectangular cross section (8cm×8cm). Main discussion is concentrated on the general interaction surface based on the initial cracking strength and maximum strength.

1. 序

従来、鉄筋コンクリート部材の曲げ破壊性状を取り扱う場合には、軸方向力との相関性が重要視され、またせん断破壊性状を取り扱う場合には、曲げとの相関性についてのみ考慮される場合が、ほとんどであった。

しかし、我が国のような地震国における鉄筋コンクリート構造物の柱材は、軸力、曲げ、およびせん断を同時に受ける場合が多く、したがって、それらの相関性を無視して、その破壊性状を論じることが、破壊のもつ基本的な性状を把握することはできない。

たとえば、我が国の鉄筋コンクリート構造計算規準¹⁾では、鉄筋コンクリート柱のせん断ひび割れ時のせん断力 (Q) と、曲げモーメント (M) の間には

$$\bar{Q} + \frac{D}{d}\bar{M} = 4 \frac{cfs}{F_c} \frac{j}{D} \quad \left(\frac{cfs \cdot j}{F_c \cdot D} \leq \bar{Q} \leq 2 \frac{cfs \cdot j}{F_c \cdot D} \right) \dots\dots\dots (a)$$

の相関関係が与えられている。ここに、 $\bar{Q} = \frac{Q}{bDF_c}$ 、 $\bar{M} = \frac{M}{bDF_c}$ で、 b は柱幅、 D は柱せい、 d は柱の有効せい、 j は応力中心距離 ($= \frac{7}{8}d$)、 cfs は長期せん断応力度、 F_c はコンクリートの設計基準強度である。(a)式において、作用軸力 N は、せん断ひび割れに対して関与しないことが示されている*。

一方、ACI 規準では、I. M. Viest が導いた半理論式²⁾に基づいて

* ただし、規準の解説には、軸圧縮応力度 $\sigma_0 (= \frac{N}{bD})$ が高い程、せん断ひび割れ耐力が高くなることは、実験研究によってある程度、明らかにされているが、まだ、不明な点も多いので、便宜的に軸力の影響を無視して、はりの式を準用することにしたことが述べられている。

$$\bar{Q} = \frac{d}{D} \frac{0.504}{\sqrt{F_c}} + 176 \frac{P_t}{F_c} \left(\frac{d}{D}\right)^2 \frac{\bar{Q}}{\bar{M} + \beta \left(\frac{d}{D}\right) \bar{N}} \quad \left(\bar{Q} \leq \frac{0.93}{\sqrt{F_c}}\right) \dots\dots\dots (b)$$

を示している。ここに $\bar{N} = \frac{N}{bDF_c}$, P_t は引張鉄筋比, β は作用軸力の偏心率に関連する係数である。(b)式は, せん断ひび割れ時のせん断力, 曲げモーメント, および軸方向力の間の相関関係をあらわし, ある程度の作用軸力によってせん断ひび割れ耐力が, 増大することを示している。したがって, (a) 式に対して, (b) 式は, 鉄筋コンクリート部材の力学的挙動を, より反映したものとなっているが, しかし, (b) 式においても, 任意の荷重条件に対して成立するものではなく, 極めて, 限定された範囲においてのみ, 有効なものである。

一般に, 任意の n 個の外力 F が, 同時に作用する部材の破壊開始条件, あるいは終局破壊条件は, n 次元空間内の閉曲面 $S(F)$ として表現することができ, そのような閉曲面は, 破壊開始相関曲面, あるいは終局破壊相関曲面³⁾とよばれる。

いま, 軸方向力 (N), 曲げモーメント (M), およびせん断力 (Q) の 3 種類の外力が, 同時に作用する鉄筋コンクリート部材の破壊相関曲面 S を, 軸方向力, 曲げモーメント, およびせん断力を座標軸とする直交座標系で表わすことにし, その閉曲面 $S(M, N, Q)$ が, Fig. 1 に示すようなものであったとすれば⁴⁾, ある一定量の大きさの軸方向力, 曲げモーメント, およびせん断力を受ける鉄筋コンクリート部材の破壊強さは, 相関曲面上の一点に表わされる。

この閉曲面 S において, $N = Q = 0$ の場合は, 鉄筋コンクリート部材の純曲げに対する破壊強さを, $M = Q = 0$ の場合は, 純圧縮に対する破壊強さを, さらに, $M = N = 0$ の場合は, 純せん断に対する破壊強さをそれぞれ表わすことになる。

また, 軸方向力と曲げモーメントの平面で切断するとき描かれる曲線は, 軸方向力と曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の破壊相関曲線を表わし, 軸方向力, 曲げモーメント, およびせん断力に対する破壊相関曲面の特殊な場合に対応する。同様に, せん断力と曲げモーメント, あるいはせん断力と軸方向力の平面で相関曲面を切断するときに描かれる相関曲線は, 相関曲面の特殊な場合に対応する。

したがって, もし, 任意の荷重条件下において, Fig. 1 のような破壊条件を示す破壊相関曲面を実験的, あるいは理論的に求めることができれば, 従来, それぞれ, 圧縮破壊, 曲げ破壊, せん断破壊と個別的なものとして, 取り扱ってきた鉄筋コンクリート部材の破壊性状を, 有機的に理解することが可能となり, より精細な設計式を導くことができる。

しかしながら, 軸方向力, 曲げモーメント, およびせん断力の任意の荷重条件下における破壊開始, あるいは終局破壊に対する相関曲面を求めることは, 極めて困難である。一般に, せん断力が作用する場合は, 平面保持の仮定に立脚する変形適合条件式が成立しないこと, また, 本質的には, コンクリート材料は, Drucker が提唱する安定性を有する材料でないことなどが, その理由の一つとして挙げられる。

そこで, 本研究は, 実験的に, 比較的小型の試験体を用いてこの破壊相関曲面を把握することを試みようとするもので, 本論文は, その実験内容と, 二, 三の実験結果の概要を述べるものである。

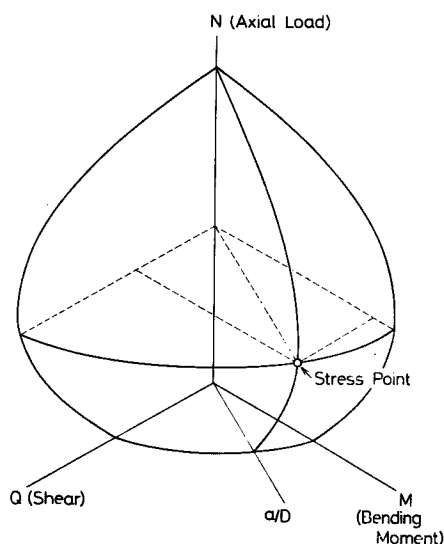


Fig. 1 Vague interaction surface of combined axial load, bending and shear

2. 実験

2-1 実験計画

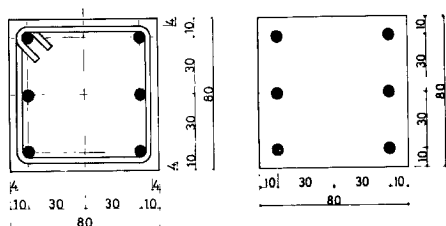
$N-M-Q$ 空間を軸力とせん断スパンについて等間隔に分割し、実験によって破壊相関曲面が総合的に求まるように計画した (Fig. 1 参照)。また無筋コンクリート部材、鉄筋コンクリート部材についての対応を把握するために、無筋コンクリート部材について計画し、更に、せん断補強筋の影響を調べる目的で、各種のせん断補強筋比についても計画した。実験方法および装置は所定の軸力を載荷した後、せん断力と曲げモーメントを単調比例載荷する荷重履歴を考慮して、計画された。

実験変数として、軸力比 N/N_0 (N :作用軸力, N_0 :累加強さによって求めた中心圧縮耐力*) とせん断スパン比 a/D (a :柱長 h の $1/2$, D :柱せい), およびせん断補強筋比 P を選んだ。すなわち、軸力比は、0, 0.2, 0.4, 0.6, および 0.8 の 5 種類、せん断スパン比は、0, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, および 4.0 の 6 種類、せん断補強筋比は、0%, 0.44%, 0.88% の 3 種類をそれぞれ選んだ。試験体断面は、鉄筋コンクリート、および無筋コンクリートの 2 種類を選び、計 100 体** の試験体を計画した。

実験変数の組合せを、Table に示すが、試験体の名称は一般に、2つの英文字と 2つの数字の組合せによって表わした。最初の英文字は、鉄筋コンクリートと無筋コンクリートの区別を表わし、 R は鉄筋コンクリート、 P は無筋コンクリートであることを示し、2番目の英文字はせん断スパン比 (a/D) による区別を表わし、 A は、 $a/D=0$, B は、 $a/D=0.25$, C は、 $a/D=0.5$, D は、 $a/D=1.0$, E は $a/D=2.0$, F は、 $a/D=4.0$ であることを示す。また、最初の数字は、せん断補強筋比 (Pw ***) による区別を表わし、0 は、 $Pw=0\%$, 4 は、 $Pw=0.44\%$, 9 は、 $Pw=0.88\%$ であることを示す。2番目の数字は、軸力比 (N/N_0) による区別を表わし、0 は、 $N/N_0=0$, 2 は、 $N/N_0=0.2$, 4 は、 $N/N_0=0.4$, 6 は、 $N/N_0=0.6$, 8 は $N/N_0=0.8$ であることを示す。

2-2 試験体の形状、および寸法

試験体の断面構成を、Fig. 2 (a), (b) に、形状、および寸法の一例 (シリーズ 1 のもの) を Fig. 3 に示す。



(a) $Pw=0.44\%, 0.88\%$ (b) $Pw=0$

Fig. 2 Column cross sections

試験体の柱断面は、 $8\text{cm} \times 8\text{cm}$ の正方形とした。鉄筋コンクリート断面に対しては、主鉄筋に径 6mm の丸鋼を用い、 $6-6\phi$ の配筋とし、引張鉄筋比 (P_t) を、 $P_t=1.32\%$ とした。また、かぶり厚さは、主鉄筋の重心より 7mm とした。せん断補強筋は、径 3mm の丸鋼を使用した。まお、用いられている鉄筋のサイズ比は、実際の断面における比率を同じくした。

柱定着部は、ほぼ、剛体と見なせるようにする為に、せい $\times$ 幅 $\times$ 厚さを、 $23\text{cm} \times 20\text{cm} \times 8\text{cm}$ とし、3mm 筋を用いて、かご形に配筋して十分に補強した。

* 中心圧縮耐力 N_0 は、 $N_0=(1+2\mu_t) bDF_c$, ($\mu_t=\frac{P_t \sigma_y}{F_c}$) として求めた。

** せん断補強筋の間隔とせん断スパンの関係から、 $Pw=0.44\%$ の試験体については、 $a/D=0$, および 0.25 を、 $Pw=0.88\%$ の試験体については、 $a/D=0$ をそれぞれ除いた。また、 $Pw=0.44\%$ の試験体については、研究目的から $a/D=4.0$ を除いた。

*** 試験体を 4 つのシリーズに分類し、鉄筋コンクリート部材で $Pw=0$ のものをシリーズ 1, $Pw=0.44\%$ のものをシリーズ 2, $Pw=0.88\%$ のものを、シリーズ 3, および無筋コンクリート部材のものをシリーズ 4 とした。

Table. Test Program and designation for each specimen

	Specimen Name	Column Cross Section	Shear Span Ratio h/2D	Axial Load Ratio N/No	Web Reinforce- ment Ratio Pw(%)	Tension Reinforce- ment Ratio Pt(%)		
SERIES I	RA00 – RA08	Reinforced Concrete	0		0			
	RB00 – RB08		0.25					
	RC00 – RC08		0.50					
	RD00 – RD08		1.00					
	RE00 – RE08		2.00					
	RF00 – RF08		4.00					
SERIES II	RC40 – RC48		0.50		0		0.44	1.32
	RD40 – RD48		1.00					
	RE40 – RE48		2.00	0.2				
SERIES III	RB90 – RB98		0.25	0.4	0.88			
	RC90 – RC98		0.50					
	RD90 – RD98		1.00	0.6				
	RE90 – RE98		2.00	0.8				
	RF90 – RF98		4.00					
SERIES IV	PA00 – PA08		Plain Concrete	0			0	0
	PB00 – PB08	0.25						
	PC00 – PC08	0.50						
	PD00 – PD08	1.00						
	PE00 – PE08	2.00						
	PF00 – PF08	4.00						

Note h : Column length

D : Column depth

N : Axial load

No : Ultimate compressive strength obtained from additional theory

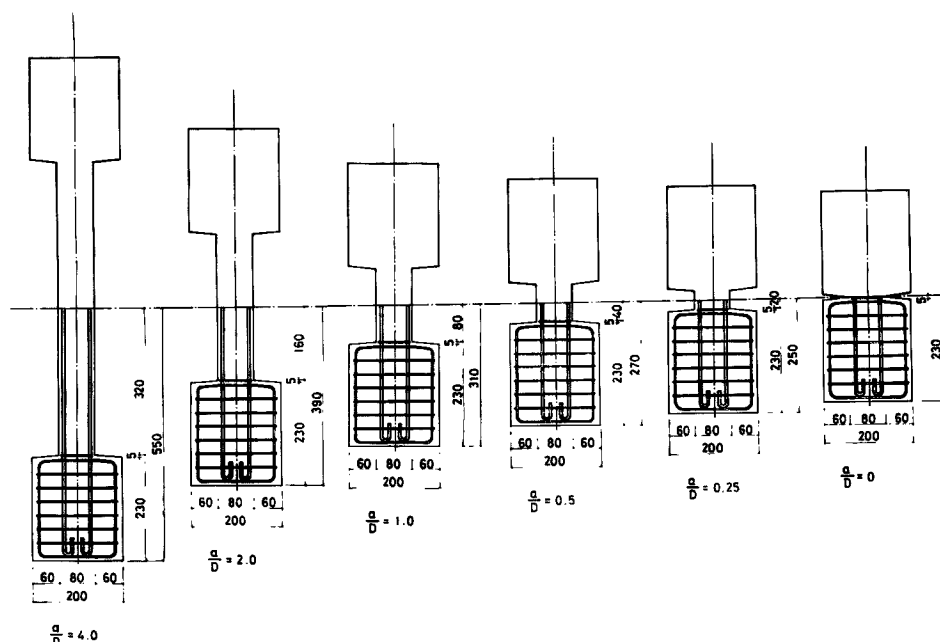


Fig. 3 Dimensions and arrangement of reinforcements (unit, mm)

2-3 試験体の材料, および製作

コンクリートの調合設計は, 全試験体共通で, セメントは, 普通ポルトランドセメント, 粗骨材は, 10mm 以下の川砂利, 細骨材は, 1.2mm 以下の川砂を, それぞれ使用し, セメント, 砂, 砂利の重量調合比は, 1:2.22:3.45 として, 水セメント比を63%, スランプ値を 17~19mm とした。

コンクリートの材料特性を調らべるために, 全試験体に対して, 圧縮強度および引張強度(割裂試験による)を求めた。引張強度と圧縮強度との比 α は, 最小2乗法によって整理すると, $\alpha = (2.25 / F_c) \cdot F_t$ (F_c は圧縮強度)となり, また, 全試験体に対する相加平均値は $\alpha = 0.095$ であった。

主筋およびせん断補強筋に使用した SR 24 材相当品の丸鋼は, いずれも明確な降伏点を示した。

コンクリートの打設は, 軸力比ごとに同時に行い, 全試験体横打ちにして, 脱型後空中養生した。なお, 型枠材料は, 6mm 厚のベニヤ合板を2枚重ねたものを使用した。

2-4 実験方法

実験装置は, Fig. 4, および Photo. 1 に示す。載荷方法は, 一定軸力を 100t 長柱試験機で載荷させ, 水平力 Q は, 10t 油圧ジャッキで単調載荷し, 水平力の作用線が柱反曲点を通るようにした。また, 試験体上下の相対水平変位によって生じる軸方向力による付加モーメントによって, 反曲点位置が移動しないように, 平行保持装置を用い, 水平力の荷重計測は, 圧縮用 10t ロードセルを使用した。変位量として, 柱上下端の相対水平変位量 δ と, 相対鉛直変位量をダイヤルゲージによって測定した。

試験体の柱材に作用するせん断力 $\tilde{Q}$ は, 軸力による付加モーメントの影響を考慮して求めた。すなわち, 軸力による付加モーメント $N\delta$ が, 試験体の固定端で, $N\delta/2$, 反曲点で 0 になるように, 直線的に分布すると考え, それによって生じる付加せん断力 $4Q$ を, $N\delta/2a$ で評価した。したがって, 実際に試験体に加わるせん断力 $\tilde{Q}$ は, ロードセルより測定された水平力 Q と, 上記の $4Q = N\delta/2a$ を, 加えたものとして,

$$\tilde{Q} = Q + \frac{N\delta}{4h}$$

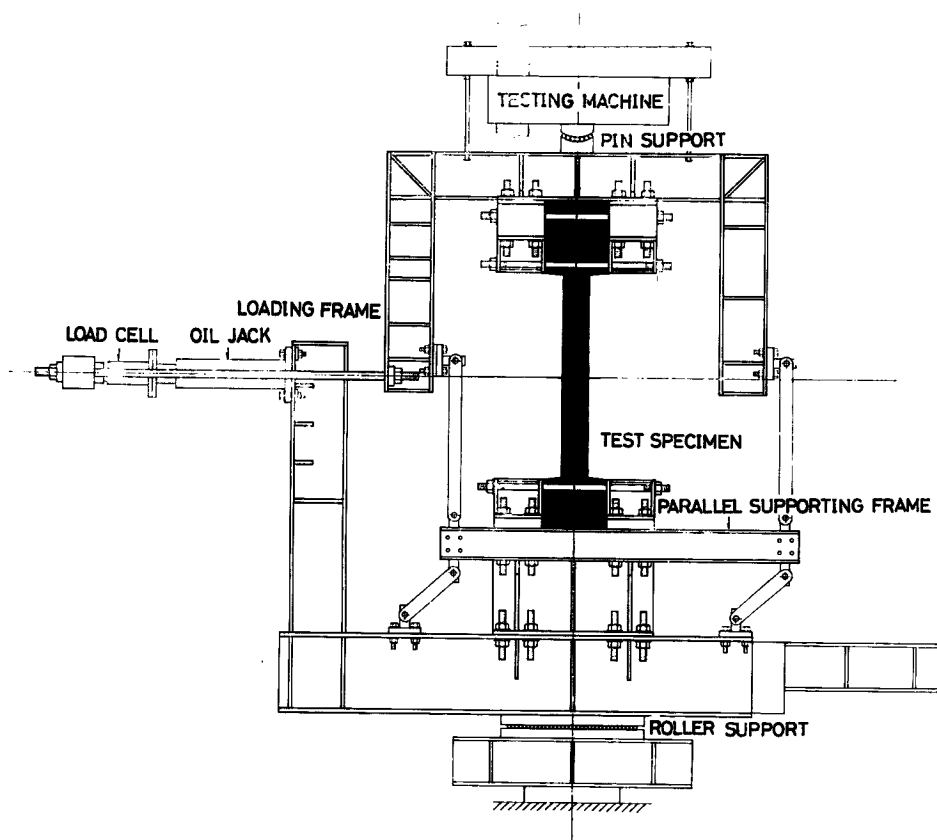


Fig. 4 Loading apparatus

と求めた。また、限界断面に作用する曲げモーメント $\tilde{M}$ は、

$$\tilde{M} = \tilde{Q} \times \frac{h}{2}$$

として求めた。

実験装置の roller support 部分に用いられる roller の摩擦係数は、ほぼ、0.003 となり、それにより生じる摩擦力は、試験体の耐力に比して、非常に小さいので無視した。最初に試験体の側面に鉄骨のブロックをしめつけ、その後それを介して、加力枠に取り付けた。また、柱定着部の破壊は、実験を通じてほとんど観察されなかった。

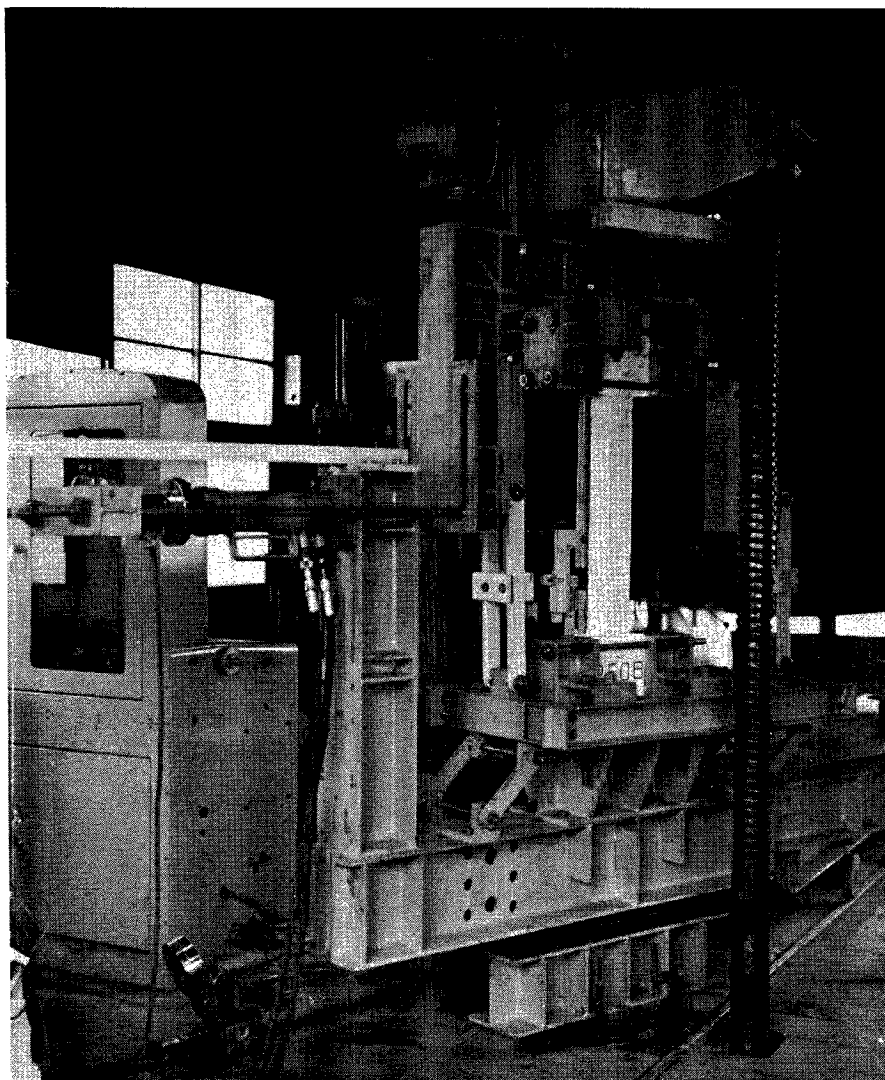
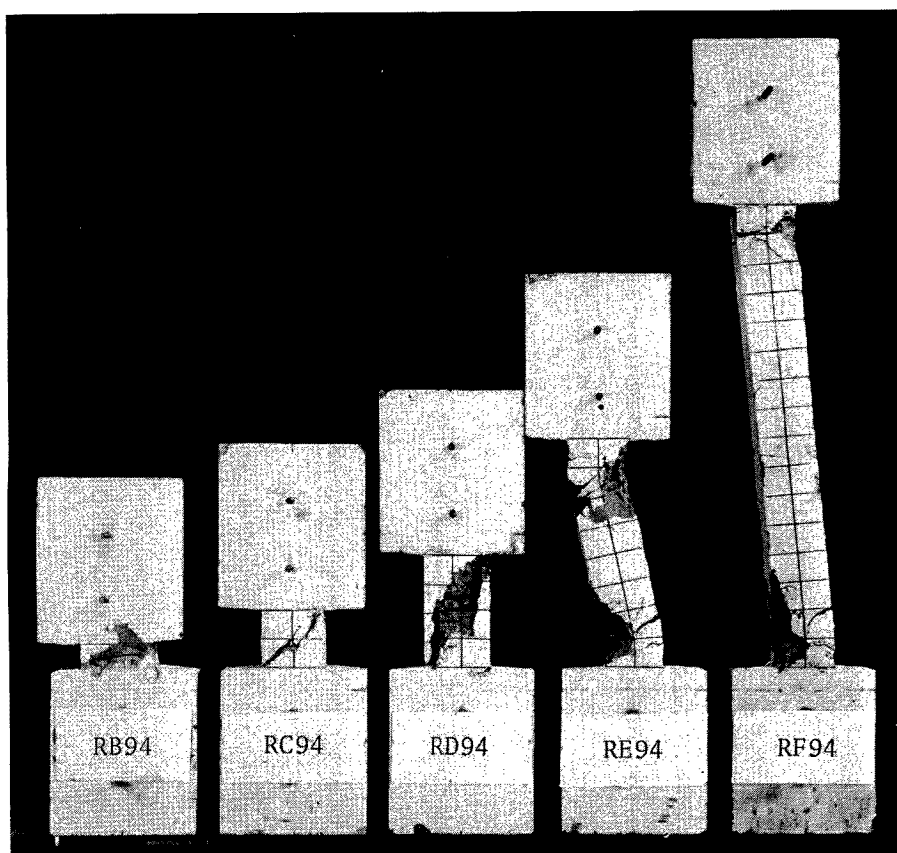


Photo. 1 Test set-up.

3. 破壊状況

試験体の実験終了後の数例を **Photo. 2** に示す。実験において観察された破壊性状は、曲げ破壊とせん断破壊に大別される。また、曲げ破壊を、圧縮側コンクリートの圧壊による曲げ圧縮破壊 (Flexural Compression Failure) と、引張側鉄筋の降伏による曲げ引張破壊 (Flexural Tension Failure) に分類し、せん断破壊を、せん断スパン比の極めて小さい場合に見られる斜めきれつ発生後、対角線方向に圧縮されるような圧力場を形成し、耐力が増大するような斜め圧縮破壊 (Diagonal Compression Failure)、せん断スパン比が、0.5 の付近において見られる斜めきれつ発生と同時に、脆性破壊し急激に耐力が低下するような斜張力破壊 (Diagonal Tension Failure)、および Morrow⁵⁾らによって示された斜めきれつ発生後、せん断回転を生ずるようなせん断



Note. Failure modes of test specimens are divided into the following types.

RB94: Diagonal compression failure.

RC94, RD94: Diagonal tension failure.

RE94: Shear compression failure.

RF94: Flexural compression failure

Photo. 2 Failure modes of test specimens

圧縮破壊 (Shear Compression Failure) に分類した (Photo. 2 を参照)。

$Pw = 0\%$ の鉄筋コンクリート部材の場合には、軸力比が、0～0.6 の試験体において、せん断スパン比が、0 と 0.25 では、斜め圧縮破壊、0.5 と 1.0 では、斜張力破壊、2.0 では、せん断圧縮破壊、4.0 では、曲げ破壊が支配的となっている。また、曲げ破壊において、曲げ圧縮破壊と、曲げ引張破壊との限界の軸力比は、ほぼ、0.4 の付近である。軸力比が 0.8 の場合には、せん断スパン比が 0 において斜め圧縮破壊し、0.25 以上のせん断スパン比においては、斜張力破壊をした。

$Pw = 0.44\%$ の鉄筋コンクリート部材の場合には、軸力比が 0 の試験体において、せん断スパン比が 0.5 では、斜張力破壊、1.0 と 2.0 では、曲げ破壊が支配的となっている。軸力比が 0.2～0.6 の場合には、せん断スパン比が、0.5 と 1.0 では、斜張力破壊、2.0 では、せん断圧縮破壊が支配的となっている。そして、軸力比が 0.8 の時には、いずれのせん断スパン比についても斜張力破壊した。

$Pw = 0.88\%$ の鉄筋コンクリート部材の場合には、軸力比が 0 でせん断スパン比が、0.25 と 0.5 の時には、

斜張力破壊し、せん断スパン比が1.0の場合には、最大耐力付近で曲げ破壊性状を示したが、変形がかなり大きくなった時点で、斜張力破壊した。また、せん断スパン比が、2.0と4.0の場合は、曲げ引張破壊が支配的となっている。次に、軸力比が0.2と0.4の場合には、せん断スパン比が、0.25では斜め圧縮破壊し、 $Pw = 0\%$ の鉄筋コンクリート部材の場合に観察された耐力低下した後、再び、耐力が上昇するような性状が見られた。そして、せん断スパン比が、0.5と1.0については斜張力破壊し、2.0と4.0については、せん断圧縮破壊した。次に、軸力比が、0.6と0.8の場合は、せん断スパン比が0.25~1.0で斜張力破壊をし、2.0では、せん断圧縮破壊をした。また、せん断スパン比が4.0においては、曲げ圧縮破壊した。なお、 $Pw = 0\%$ の鉄筋コンクリート部材の場合には、軸力比が0.8の時には、斜張力破壊をしたが、 $Pw = 0.88\%$ の鉄筋コンクリート部材の場合では曲げ破壊性状を示し、軸力比が0の時には、せん断スパン比が1.0の場合にも曲げ破壊した。これらの破壊性状の変化は、せん断補強筋の影響によるものと思われる。

無筋コンクリート部材においては、軸力比が0の場合は、せん断スパン比が0、および0.25の時に、斜張力破壊をし、0.5~4.0の時は、曲げ破壊をした。また、軸力比が0.2と0.4の場合には、せん断スパン比が0~1.0までは斜張力破壊をし、2.0、および4.0は曲げ破壊をした。軸力比が0.6の場合は、せん断スパン比が0~1.0までは斜張力破壊をし、2.0ではせん断圧縮破壊をし、4.0では曲げ破壊をした。そして、軸力比が0.8の場合においては、せん断スパン比が0~2.0までは斜張力破壊をし、4.0では曲げ破壊をした。

なお、主鉄筋に通常の丸鋼を使用している為に、異形鉄筋を用いた場合に示される主鉄筋に沿うせん断付着ひび割れは、全試験体を通じて見られず、また、せん断付着破壊⁸⁾(Shear Bond Failure)は生じなかった。

4. 復元力特性

実験によって得られた荷重変形曲線の数例を、Figs. 5 (a), (b) に示す。この図において、縦軸は、作用水平力 Q を表わし、横軸は、相対水平変位量 δ を表わしている。また、○印は、初期曲げき裂発生時を示し、●印は、初期せん断き裂発生時を示している。最大耐力後の変形性状において、鉄筋コンクリート部材で極めて小さいせん断スパン比の場合に、耐力が一度低下した後、再び耐力が上昇するような性状が観察された。荷重変形曲線において、斜張力破壊の場合には、斜め圧縮破壊、せん断圧縮破壊、および曲げ破壊に比べて、変形能力は小さく耐力低下も激しくなっている。また、変形能力は軸力比が高くなるにつれて、小さくなっている。次に、鉄筋コンクリート部材において、せん断補強筋のある場合とない場合について、最大耐力後の変形性状について比較すると、斜張力破壊における変形能力に関しては、余り変化はなかったが曲げ破壊に関しては、せん断補強筋のある場合の方が、変形能力が大きくなっている。なお、RC 40 と、RC 42 の試験体については、せん断補強筋の破断が観察された。

最大耐力時の変形量 (δ_{max}) とせん断スパン比の関係の一例 (シリーズ3) を Fig. 6 に示す。最大耐力時の変形量は、せん断補強筋のある場合の方が、ない場合に比べて、せん断スパン比に関係なく大き

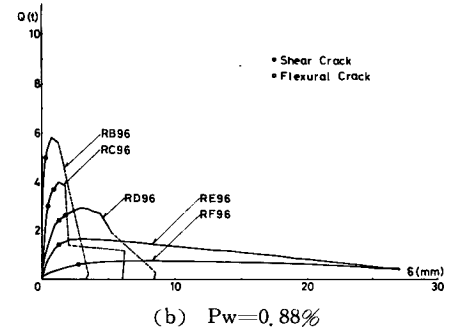
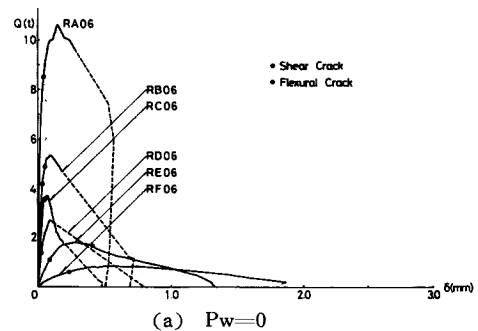


Fig. 5 Shear-deflection relationships of reinforced concrete column due to $N/No=0.6$

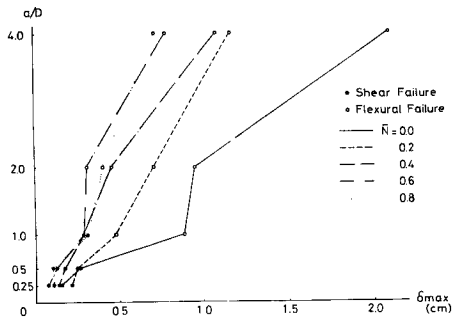


Fig. 6 Relationships between shear span ratio (a/D) and deflection (δ_{max}) correspond to maximum strength, Test specimen SERIES 3

と、せん断力 Q_c との関係を示す。縦軸は $\bar{Q}_c (= Q_c / bDF_c)$ を表わし、横軸は、ひび割れ発生時の曲げモーメントに比例する $\bar{M}_c (= \bar{M}_c / bD^2F_c)$ を表わし、○印は初期曲げひび割れ発生時を示し、●印は、初期せん断ひび割れ発生時を示している。

平面上の分割線はせん断スパン比による分割を示している。この図から、軸力比が増加するとともに、初期せん断、および曲げき裂発生時の耐力は、どちらも単調に増加していることが観察される。また、軸力比が 0.6 と 0.8 の場合は、全ての試験体に関してなめらかな曲線を描いているが、軸力比が、0~0.4 の場合にはせん断スパン比が 0.5 の領域において、曲線の落ち込みが見られる。しかし、せん断補強筋がある場合には、そのような落ち込みがなくなっているのがわかる。

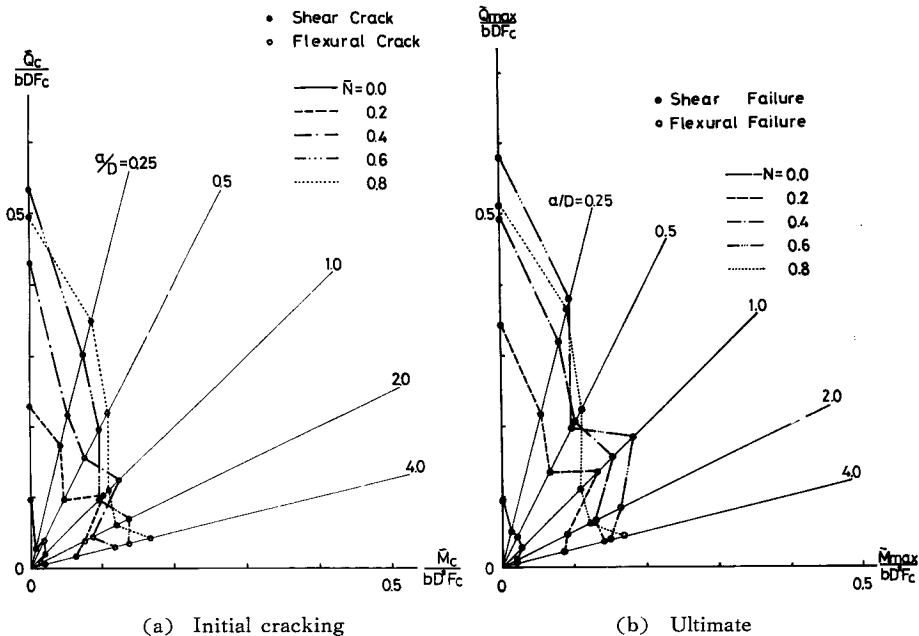


Fig. 7(a) Interaction curves of combined bending and shear for SERIES I

くなっている。また、無筋コンクリート、せん断補強筋のない場合、およびせん断補強筋のある場合にかかわらず、せん断スパン比が、0.5~1.0の範囲では、変形量は他のスパン比の場合に比べて、相対的に小さくなっている。また軸力による影響は、鉄筋コンクリート部材においては軸力が大きくなる程、変形量は小さくなっているが、無筋コンクリート部材については、軸力が大きい場合の方が逆に変形量は大きくなるという傾向を示している。

5. 実験結果

5-1 ひび割れ耐力と終局耐力

初期せん断ひび割れ、および初期曲げひび割れのうちで、どちらか最初に発生した時の曲げモーメント M_c

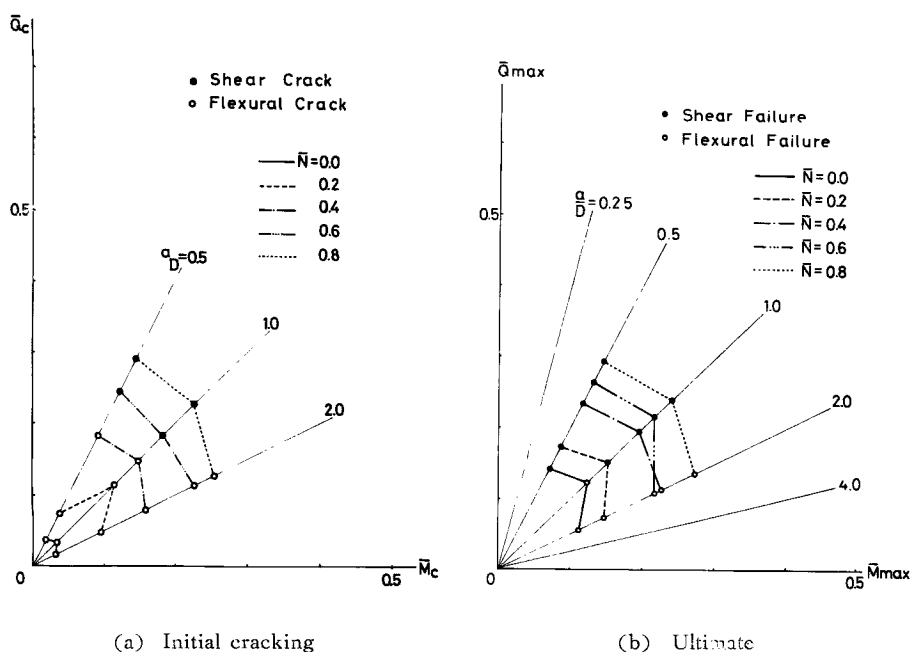


Fig. 7(b) Interaction curves of combined bending and shear for SERIES II

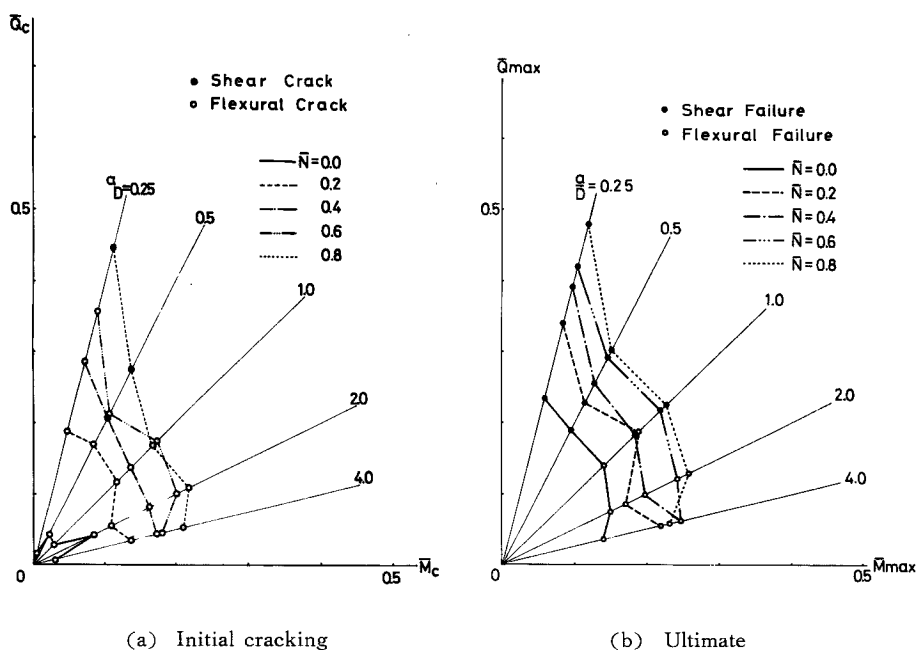


Fig. 7(c) Interaction curves of combined bending and shear for SERIES III

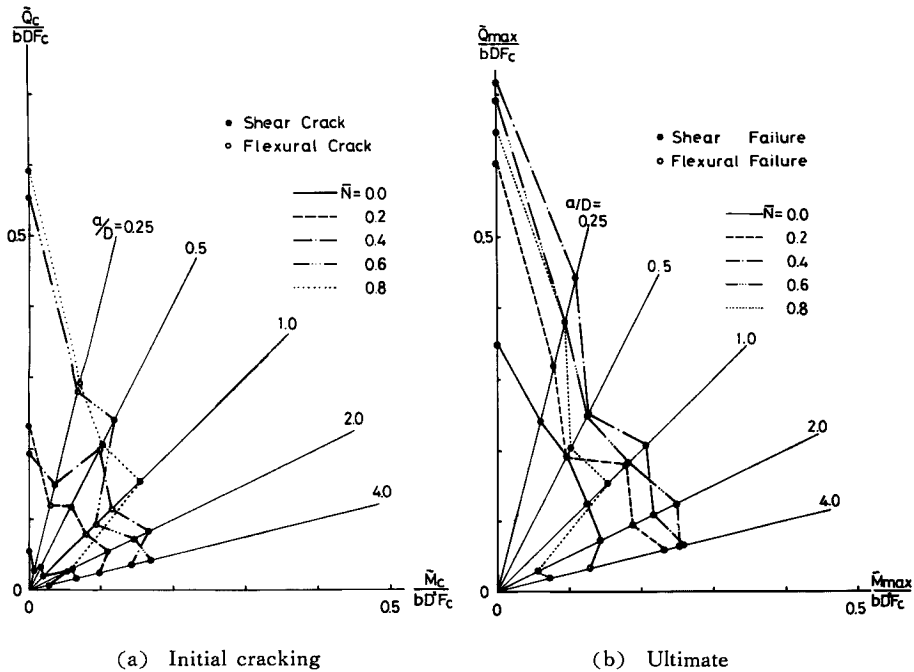


Fig. 7(d) Interaction curves of combined bending and shear for SERIES IV

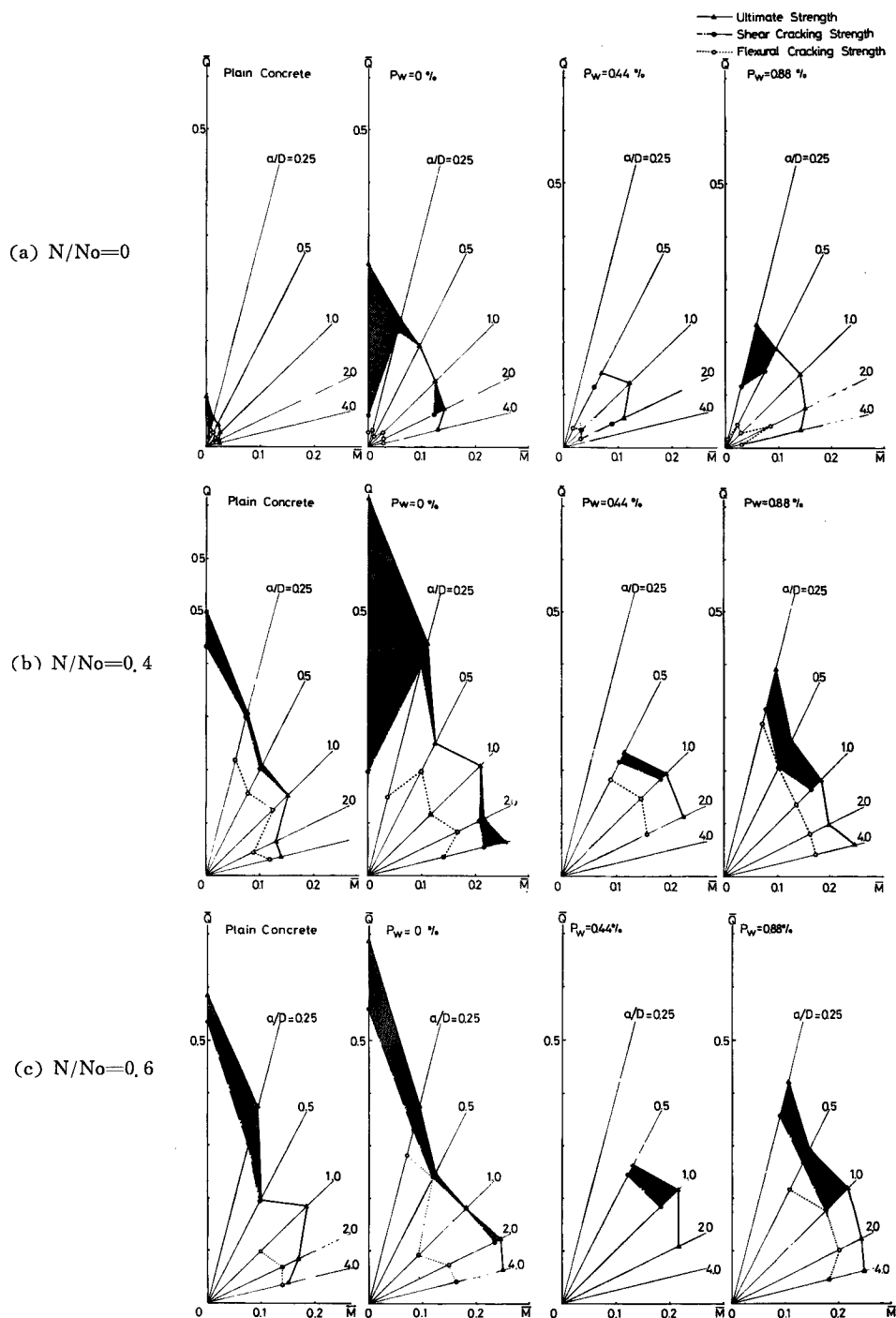
最大耐力時の $\bar{Q}-\bar{M}$ 関係を **Figs. 7** の各図の (b) に示す。縦軸は $\bar{Q} (= \bar{Q}_{max} / bDF_c)$ を表わし、横軸は $\bar{M} (= \bar{M}_{max} / bDF_c)$ を表している。せん断スパン比 0.5 の領域を除いて、 $\bar{Q}-\bar{M}$ 相関曲線は全ての試験体についてなめらかな曲線を描いている。また、無筋コンクリート、鉄筋コンクリートにおいてせん断補強筋のあるなしにかかわらず、軸力比が 0 以外の場合に、せん断スパン比 0.5 のところで相関曲線の激しい落ち込みがみられる。それらは無筋コンクリート、およびせん断補強のない場合ほど激しくなっているが、せん断補強筋量がふえるにしたがって、そのような落ち込みは緩くなっている。すなわち、そのような現象は、せん断スパンと柱断面のせいが等しくなるような領域において起っている。

無筋コンクリート部材 (シリーズ 4) において、せん断スパン比が 0 の場合を直接せん断強度とすれば、コンクリートの直接せん断強度は、軸力比が 0 で、0.1 F_c 、0.2 で 0.3 F_c 、0.4 および 0.8 で、0.5 F_c 、0.6 で、0.6 F_c であることが本実験において示された。

それぞれの試験体の種類についてのひび割れ耐力時、および終局耐力時の $\bar{Q}-\bar{M}$ 相関関係を軸力比別に示した数例を、**Figs. 8** (a), (b), (c) に示す。一点鎖線は初期せん断ひび割れ時を表わし、点線は初期曲げひび割れ時を表わし、実線は、終局耐力時を示している。また、陰影部は初期せん断ひび割れから、終局耐力時に至るまでの耐力の増加する領域を示している。

無筋コンクリート部材、および $Pw = 0\%$ の鉄筋コンクリート部材の場合には、せん断ひび割れ発生後の耐力の増加は観察できなかった。 $Pw = 0.44\%$ 、および $Pw = 0.88\%$ の鉄筋コンクリート部材については、せん断ひび割れ発生後も耐力は増加し、せん断補強筋量が多くなるほど、耐力の増大は大きくなっている。しかし、軸力比が 0.8 の場合には、そのような耐力の増大はかなり小さくなっている。また、そのような耐力の増加は、せん断スパン比が 0.5~1.0 の領域で顕著である。すなわち、斜張力破壊に対しては、せん断補強筋

* この値は、コンクリートの材料特性において、引張強度と圧縮強度との比 α が、0.095 であることと、ほぼ、一致している。



Figs. 8 Contribution of web reinforcement

の効果が期待できるということを示している。せん断スパン比が非常に小さい領域においては、試験体の種類に関係なく、耐力の増加があるが、これは、斜め圧縮破壊する為であると考えられる。

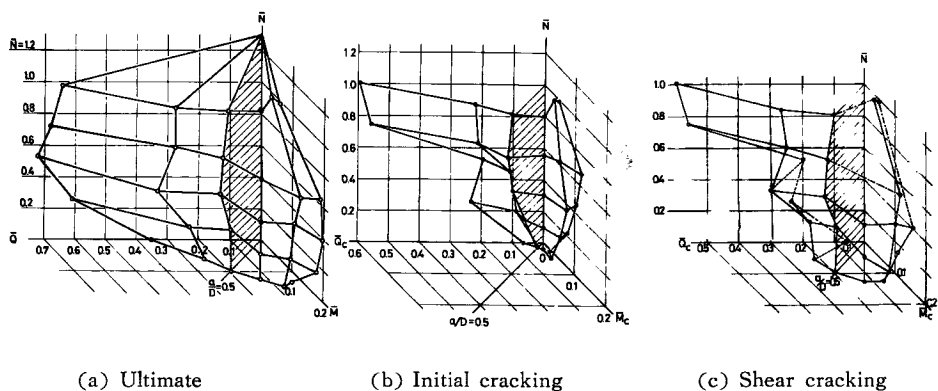


Fig. 9(a) Interaction surface for SERIES I

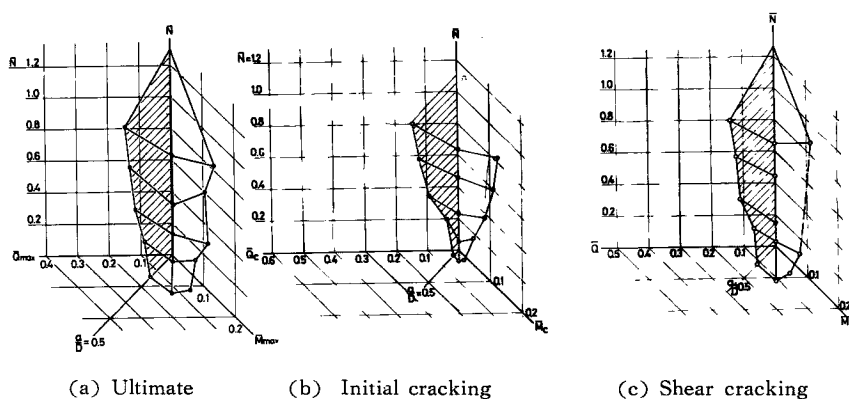


Fig. 9(b) Interaction surface for SERIES II

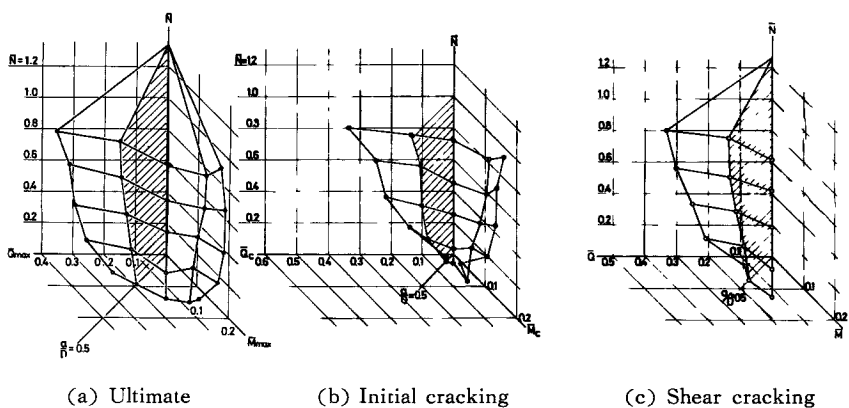


Fig. 9(c) Interaction surface for SERIES III

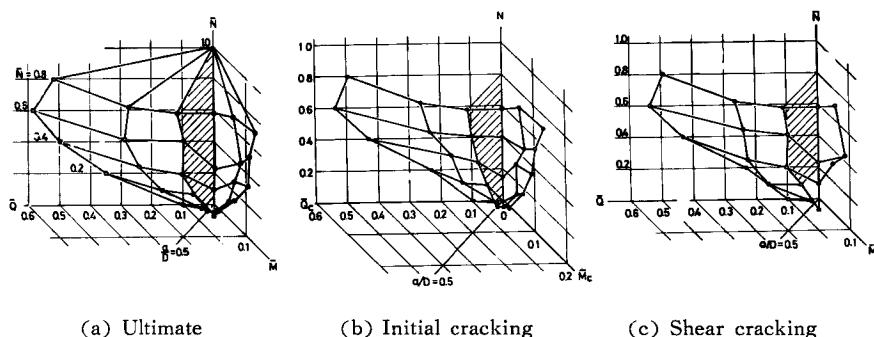


Fig. 9(d) Interaction surface for SERIES IV

5-2 破壊相関曲面

本実験において求められた破壊相関曲面を、Figs. 9 (a) (b) (c) (d)に示す。Figs. 9 において、座標軸は、 $\bar{N} \left(= \frac{N}{bDF_c} \right)$, $\bar{Q} \left(= \frac{\tilde{Q}}{bDF_c} \right)$, および $\bar{M} \left(= \frac{\tilde{M}}{bDF_c} \right)$ を表わし、○印は、実験値を示している。

初期ひび割れ（曲げひび割れも含まれる）時の相関曲面を、Figs. 9 の各図の (b) に示す。試験体の種類にかかわらず、大体の傾向として、相関曲面は、軸力比の増加と共に増大する形状を示している。せん断補強筋のない鉄筋コンクリートの場合、 $N/N_0 = 0.4$ で、 $a/D = 0$ の耐力がかなり低く測定されているが、これは亀裂の観察方法の問題だと推測される。また、最大耐力時の相関曲面において見られたせん断スパン比が 0.5 のところでの曲面のへこみは、この場合には、見られなかった。

初期せん断ひび割れ時の相関曲面を、Figs. 9 の各図の (c) に示す。概して、軸力比の増加とともに、曲面は広がっていく傾向を示している。また、前記の初期ひび割れ時の相関曲面と比較すると、軸力比が 0 のところで、初期せん断ひび割れ時の方がかなり大きくなっている。すなわち、初期ひび割れ時の相関曲面で軸力比が 0 の場合は、曲げひび割れ発生時を表しており、曲げひび割れが発生した後、かなり耐力が増加した時点で、せん断ひび割れが発生することを示している。この実験によって得られた終局耐力時の破壊相関曲面を、Figs. 9 の各図の (a) に示す。

この破壊相関曲面は、3つの異なる破壊性状、すなわち、斜め圧縮破壊、斜張力破壊、およびせん断圧縮破壊に対応するそれぞれの破壊相関曲面の相貫体と考えることができる。無筋コンクリート、およびせん断補強筋のない鉄筋コンクリートにおいて、そのように異なる破壊性状に対応するそれぞれの破壊相関曲面の範囲が、かなり明瞭に曲面上からも観察される。すなわち、せん断スパン比が 0.5 より小さい領域は、斜め圧縮破壊に対応し、せん断スパン比が 0.5 の領域は、斜張力破壊に対応している。また、せん断スパン比が 1.0 より大きい領域は、せん断圧縮破壊に対応していることがわかる。

しかし、せん断補強筋のある鉄筋コンクリートについての破壊相関曲面の場合には、せん断スパン比が 0.5 の領域における耐力の低下が見られず、全体として凸型である。また、せん断スパン比が 2.0、および 4.0 の領域において、せん断補強筋のない場合には、曲面の落ち込みが見られるけれども、せん断補強筋のある場合には、そのようなことは見うけられない。

6. 結 び

8cm×8cm の正方形断面で、かつ主鉄筋が丸鋼の鉄筋コンクリート部材の、軸力・曲げおよびせん断に対する破壊相関曲面を実験的に求め、せん断補強筋がない場合斜張力破壊が生ずる領域では、その破壊曲面が内側に凸になるが、せん断補強筋量が増加するにつれて、その破壊曲面が、全領域で、外側に凸となることが明らかになり、その曲面の形状も、定性的に把握することができた。しかし、本実験において採用された試験体

断面は比較的小さいものであるが、今後、寸法効果 (scale effect) を考慮した実大の鉄筋コンクリート部材に対する破壊相関曲面の定量的な把握が望まれる。

謝 辞

本研究は、昭和49年度科学研究費補助金一般研究 D「軸力・曲げおよびせん断力を受ける鉄筋コンクリート柱の破壊曲面に関する実験的研究」(研究代表者、南宏一)として行なわれ、また、本実験を遂行するにあたり、当時、大阪工業大学学生であった、石橋秀夫、大目芳則、荻野博之、白阪公子、小河博之、福岡莞爾の諸氏に、御協力をいただいた。ここに、深甚の謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (1971改)
- 2) ACI—ASCE Committee 326 : Shear and Diagonal Tension, Proceedings, American Concrete Institute, Vol. 59, No. 2, Feb., 1962, pp. 277-334.
- 3) たとえば Thomas T. C. HSU : Torsion of Structural Concrete—Interaction Surface for Combined Torsion, Shear, and Bending in Beams Without Stirrups, Proceedings, American Concrete Institute, Vol. 65, No. 1, Jan., 1968, pp. 51-60.
- 4) Wakabayashi, M.: Special Problems, Introductory Report of IABSE Symposium on Design and Safety of Reinforced Concrete Compression Members, Québec, Sept, 1974, pp. 71-85.
- 5) Morrow, J., and Viest, I. M.: Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members Without Web Reinforcement, Proceedings, American Concrete Institute, Vol. 54, No. 3, Mar., 1957, pp. 833-869.
- 6) 若林 實・南 宏一：一定軸力と確定的な繰返し曲げせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する実験的研究，コンクリート工学，Vol. 13, No. 3, Mar., 1975, pp. 1-17.

附録 破壊相関曲面の解析解の試み

せん断補強筋 $Pw = 0$ の場合の鉄筋コンクリート部材の破壊相関曲面を、コンクリート部分の破壊相関曲面 S_c と主鉄筋部分の破壊相関曲面 S_r に基づいて求める試みを簡単に述べる。

一般に、軸力と曲げをうける鉄筋コンクリート部材の破壊相関曲線は、コンクリート部分の破壊相関曲線 C_c と、主鉄筋部分の破壊相関曲線 C_r の累加によって求めることの妥当性については、塑性解析による証明がなされている。この場合、コンクリート部分および主鉄筋部分に対して、十分な塑性変形が期待できることが必要であるが、しかし、コンクリート部分と、主鉄筋部分において、変形の適合条件が満足する必要がない。

いま、軸力・曲げおよびせん断を受けて、斜め圧縮破壊、およびせん断圧縮破壊を生ずる鉄筋コンクリート断面に対しても、この累加強さによる手法が成立するものとして、破壊相関曲面を求めたものが Fig. B(a) である。

しかし、この曲面は、一般化された拡張累加強さによって求めたものではなく、斜め圧縮破壊に対する相関曲面 S_{Dc} と、せん断圧縮破壊に対する相関曲面 S_{Sc} とを、別々に求めて、それぞれの相関曲面のうち、大きい方の曲面を採用して、全体の相関曲面としたものである。

鉄筋コンクリート断面の相関曲面 S_{Dc} および S_{Sc} は、Fig. A に示すような、コンクリート部分、および主鉄筋部分の相関曲面について求めている。

鉄筋コンクリート部分のせん断圧縮破壊に対する相関曲面 S_{Sc} は、軸力・曲げ、およびせん断力が作用する無筋コンクリート部分の圧縮領域において、Mohr-Coulomb の破壊条件を満足するものとして求めた。コンクリート部分の破壊相関曲面 (Fig. A (a) 参照) と、主鉄筋部分の軸力と曲げの相関曲線 (Fig. A (c) の直線 1, 2, 3, に対応) との累加によって求める。

鉄筋コンクリート部分の斜め圧縮破壊に対する相関曲面 S_{Dc} は、コンクリート部分に、斜張力ひび割れ後、

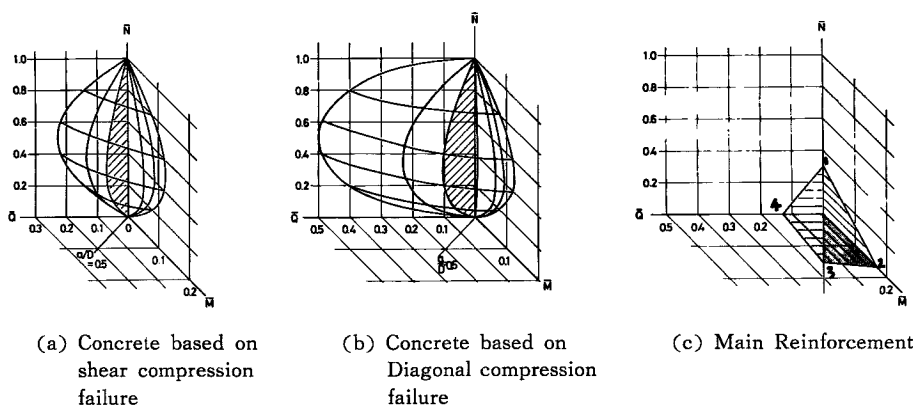


Fig. A Simplified interaction surface for concrete and main reinforcement portion

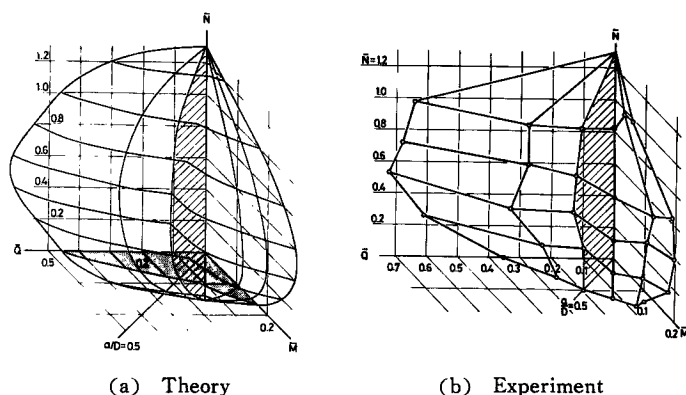


Fig. B General interaction surface of reinforced concrete member without web reinforcement

コンクリートが、ひび割れを横切って、対角線方向に圧縮される応力場を形成するものとして求めたコンクリート部分の破壊相関曲面 (Fig. A (b) 参照) と、せん断スパン比が 0 の主鉄筋部分に軸力と、せん断力が作用したときの相関曲線 (Fig. A (c) の直線 1, 4, 3 に対応) との累加によって求める。

このような方法によって求めた破壊相関曲面は、実験による破壊相関曲面 (Fig. B (b)) の、定性的な性状をある程度、説明しているようであるが、今後、軸力・曲げおよびせん断力を受ける鉄筋コンクリート部材に、累加強さ法が適用できる妥当性について、理論的な証明が必要である。

さらに、また、軸力・曲げおよびせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート部材に、累加強さ式を適用していくための妥当性について検討されることが望まれる。