

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の せん断破壊に関する実験的研究

若林 実・南 宏一・山口 猛

AN EXPERIMENTAL STUDY ON SHEAR FAILURE OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER CYCLIC LOADING

BY *Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI and Takeshi YAMAGUCHI*

Synopsis

To investigate the restoring force characteristic of reinforced concrete column failed in shear, forty column specimens were tested under cyclic and monotonous shearing force. The major variables were the length of shear span (h/D), the percentage of web reinforcement (p_w), and the axial load (N/N_y). All specimens were of the same rectangular cross section (10 cm×15 cm) and were designed so as to guarantee a failure in shear. The loading apparatus was designed to realize the state of stress in actual column. The experimental behavior was described in detail and was discussed with some qualitative conclusions obtained from the experiments.

1. 研究目的と既往の研究

1968年5月16日の十勝沖地震において、かなりの数の鉄筋コンクリート構造による建築物の鉄筋コンクリート柱に、せん断破壊¹⁾がみられ、いくつかの建物では、建物全体が崩壊し、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊が社会的にも注目されることとなった。しかし、我国において、地震時に、鉄筋コンクリート柱がせん断破壊することは、1923年関東大震災による建築物の被害写真などにおいても見られるのであるが、従来、鉄筋コンクリート柱が地震によって、せん断破壊される危険性は、一般的には十分認識されておらず、柱部材のせん断破壊に注目して行なわれた実験的研究は、極めて少ない。

外国においては、古くはドイツの Mörch²⁾の研究に見られる他、アメリカの Morrор and Viest³⁾等の研究があるのみで、我国においては、若林⁴⁾によって、鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断破壊について、行なわれたのが最初であり、その後、末永博士⁵⁾が、若林の研究を引きついで、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊について行なったが、その後しばらく研究はとどえていたが、最近再び、注目されることとなり、池田博士⁶⁾、山田博士⁷⁾等によって、研究が発表されている。

しかしながら、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊に関する研究に比して、鉄筋コンクリートばりのせん断破壊に関する実験的研究は、国外、国内をとわず、枚挙にいとまのないほど数多いが、現在のところ、鉄筋コンクリートばりのせん断破壊機構に関しては、理論的に解明されていない状況にある。アメリカにおいて行なわれた、1967年当時までの鉄筋コンクリートばりのせん断破壊に関する研究の総括を取り扱った Bresler and Mac Gregor⁸⁾の論文に記されているように、鉄筋コンクリート部材のせん断破壊機構に関与する因子は数多く、また、それらの一つ一つの因子の相互の関連性は複雑であること等が、理論的なアプローチを、困難なものにしている理由の一つであるが、しかし、既往の研究において共通して見られることは、それらの研究は、ほとんどの場合、鉄筋コンクリートはり部材のせん断耐力に着目しており、その部材の復

元力特性という観点から、研究を行なっているものが、非常に少ない。すなわち、最大せん断耐力以後の、変形過程において、どの程度のせん断耐力が保持されるのか、また、どの程度のせん断補強筋を設ければ、最大せん断耐力を保持しつつ、どの程度の変形に耐えられるのか、といった事柄に関して定量的な実験資料はなく、大変形時におけるせん断耐力及び変形性状について注目した研究としては、高田博士⁹⁾による、鉄骨鉄筋コンクリートばりの研究がある程度である。

今回、鉄筋コンクリート構造計算規準の改訂案¹⁰⁾が示され、鉄筋コンクリート部材のせん断設計に関しては、部材を曲げ降伏させ、部材が曲げ降伏する際に、その部材に作用するせん断力に対してせん断破壊をしないように、適当にせん断補強筋を設けて、せん断耐力を確保するという考え方をとっているが、著者は、必ずしも、部材の曲げ降伏を優先させる必要はなく、ある「予想した変形時」において、その部材が、せん断破壊を起し、最大せん断耐力以下になっている場合でも、その状態で保有されているせん断耐力を基準にして、設計せん断力を定めても良いのではないか¹¹⁾。すなわち、その部材の「せん断耐力」に基づいた、せん断設計法ではなく、その部材の「復元力特性」に基づいた、せん断設計法を取り入れてはどうかと考えている。

しかしながら、上記に述べたように、せん断破壊を起す鉄筋コンクリート柱部材についてももちろんのこと、鉄筋コンクリートはり部材に対しても、その復元力特性は、実験的にも、また、理論的にも、明らかにされていない現状にある。

また、部材の「せん断耐力」に基づいた設計法を採用するにしても、ひび割れせん断耐力及び最大せん断耐力が、ほぼ実験的に把握されているのは、一方向せん断力を受ける鉄筋コンクリートはり部材¹²⁾に対してのみであって、一方向せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱においては、ひび割れせん断耐力について、荒川博士のほりに関する実験式に基づいて、池田博士¹³⁾によって、実験式が提案されている程度で、最大せん断耐力については、不明な点が多い。繰返しせん断力を受ける場合については、鉄筋コンクリートはり及び柱部材のいずれの場合に対しても、十勝沖地震以後、研究に着手した状況¹⁴⁾⁻¹⁷⁾にあり、繰返しせん断力を受ける場合の耐力性状及び変形性状については、明らかにされていない。

以上の状況からかんがみて、せん断破壊を起す鉄筋コンクリート柱の復元力特性及び、繰返しせん断力を受ける鉄筋コンクリート柱の繰返し弾塑性性状に関する研究に着手し、40体の中型鉄筋コンクリート柱の試験体を用いて、まず、研究の糸口として、1970年12月から1971年8月にかけて実験を行なったが、本報告は、その実験結果の概要を示すものである。

2. 実 験

2.1 実験計画

本実験では、一方向単調のせん断力を受ける鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関するものと、繰返しせん断力を受ける鉄筋コンクリート部材の繰返し変形性状に関するものと、2種類の実験内容について計画した。

鉄筋コンクリート部材の復元力特性に寄与する主要な因子としては、コンクリート強度(圧縮強度及び引張強度を含めて)、せん断スパン比、せん断補強筋比、主鉄筋比、軸力比、断面形状などが考えられるが、本実験では、実験変数としては、せん断スパン比、せん断補強筋比、軸力比を選び、せん断スパン比 h/D (h は柱長、 D は柱せい)としては、1, 2, 4, 6の4種類(Fig. 1参照)、せん断補強筋比 p_w^* としては、0, 0.2, 0.4の3種類、軸力比 $N/N_y^*(N_y^*$ は中心圧縮耐力)は、0, 0.3, 0.5の3種類について、実験を行なった。実験変数の組合せについては、Tableに示すが、試験体名称によって実験変数の組合せが表示できるようにした。すなわち、百位の数字は、せん断スパン比を、十位の数字は、せん断補強筋比を、一位の数字は、軸力比の変数を示している。また、末尾のアルファベット記号は載荷状態を示し、Mは、一方向単調載荷で、

* せん断補強筋比及び軸力比は、この値と多少異なっているが、実験時の値についてはTableを参照。

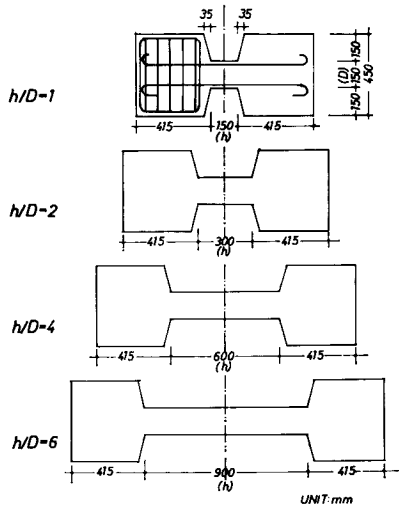


Fig. 1 Test specimen.

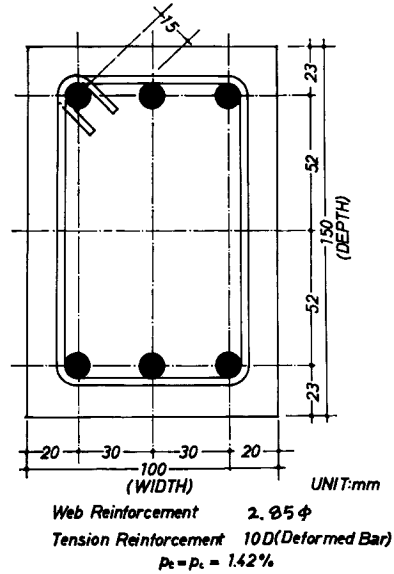


Fig. 2 Column cross section.

Note: All dimensions shown are nominal; see Table for measured dimensions.

CとDは繰返し荷重を表わす。

また、試験体の応力状態及び境界条件を満足させ、かつ、繰返し荷重を簡易化、容易化するために、従来、慣用されてきた^{4), 5), 9), 12)~17)}、単純ばり形式、連続ばり形式等と異なった実験方法を採用し、実験計画をたてた。

2.2 試験体の形状と寸法

試験体の断面構成は、Fig. 2 に示す。試験体断面は、 $B \times D = 10\text{cm} \times 15\text{cm}$ (B : 柱巾, D : 柱せい) で、主鉄筋には径 10 mm の SD 35 を用いて、片側主鉄筋比 p_t を $p_t = 1.42\%$ とし、主鉄筋かぶり厚さ d_t はほぼ 23 mm として、全試験体とも共通とした。せん断補強筋には、径 2.85 mm の亜鉛引き線を使用し、せん断補強筋比 $p_w = 0.2\%$ に対しては、75 mm 間隔に、 $p_w = 0.4\%$ に対しては、37.5 mm の間隔に配置した。また、せん断補強筋の端部加工は、Fig. 2 に示すように、 135° に折り曲げて、主筋に結束線により取り付けられた。

2.3 試験体の材料と作製

セメントは、普通ポルトランドセメントを使用し、粗骨材には 15 mm 以下の川砂利を、細骨材には 2.5 mm 以下の川砂を使用した。コンクリートの配合設計は、全試験体共通とし、水セメント比を 60% 重量調合比でセメント：砂：砂利を 1：1.96：2.15 とした。スランブ値は、全試験体を通じて、19 cm~23 cm であった。コンクリートの混練は 110 l の可搬傾胴型ミキサーを用いて行ない、コンクリートの打設は、全試験体とも、横打ちで行なった。実験時の各試験体の材令はほぼ 4 カ月であった。

主筋に使用した異形鉄筋は明瞭な降伏点を示したが、せん断補強筋に用いた亜鉛引き線は、明確な降伏点を持たず、したがって、0.2% の塑性ひずみを生ずる応力を、降伏点とした。各試験体の主鉄筋及びせん断補強筋の降伏点は Table に示す。

2.4 実験装置

実験装置の概略を Fig. 3 に、実験風景を Photo. に示す。試験体に繰返しせん断力を加えるために、試験体定着ブロックに鉄骨製の荷重用補助材を PC 鋼棒で取り付け、PC 鋼棒 1 本当りの締付け力を 10 t 程度

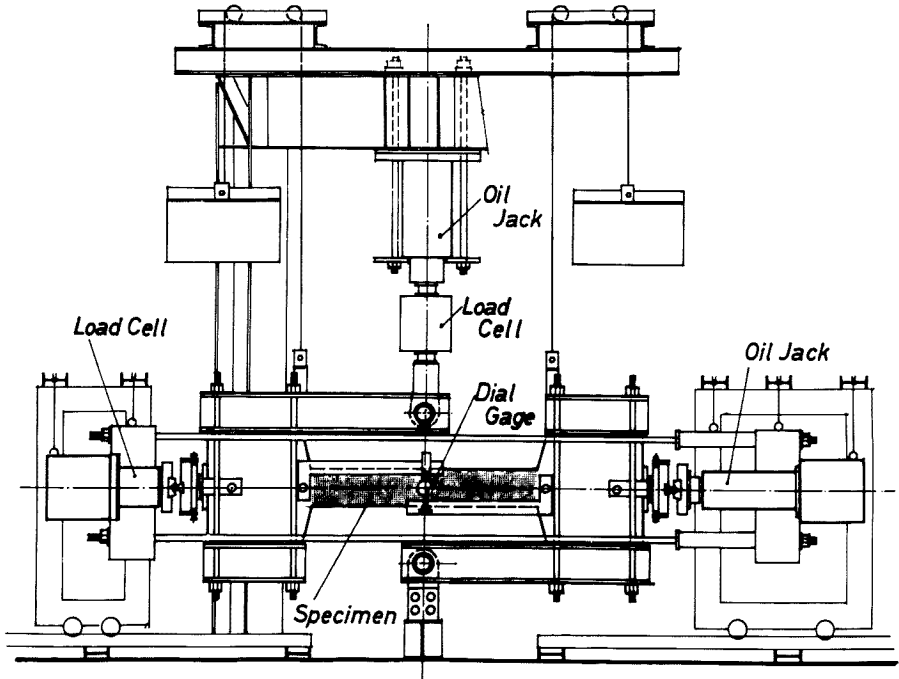


Fig. 3 Loading arrangement and instrumentation.

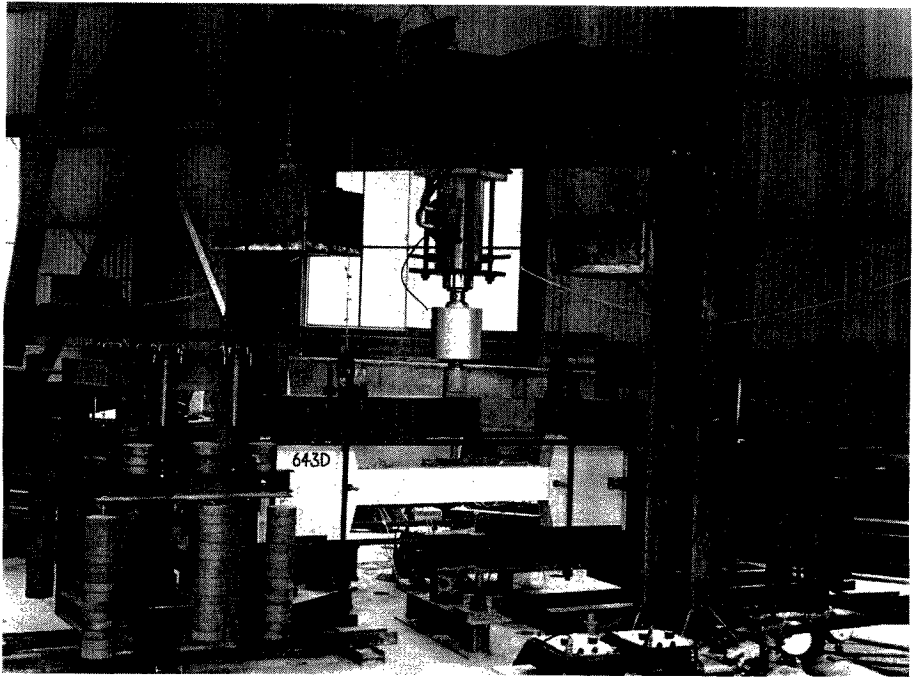


Photo. Test set-up.

とした。下部の載荷用補助材を、ユニバーサルジョイントを介して床面に設置し、上部の載荷用補助材にユニバーサルジョイントを介して 20 t 用引張、圧縮、両用のロードセル及び圧縮 100 t、引張 30 t の手動式油圧ジャッキを連結して、試験体部に逆対称曲げモーメントが負荷されるようにした。また、軸力は 4 本の P-C 鋼棒を反力材とし、50 t 用手動式油圧ジャッキによって作用させた。作用軸力の測定はロードセルによって行ない、試験体と油圧ジャッキ及びロードセルの間には、支持条件として、面内には、ピン、面外には、固定となるような、ナイフエッジを設けた。また、ナイフエッジには、面内の偏心の調整が可能のように、調整用ネジを設けた。

変形の測定は、試験体端部から定着ブロック側に 35 mm の位置にボルトを埋込み、そのボルトに、変形測定用枠を固定して、試験体両端部の相対回転角 R を基準として行なった。なお、カウンターバランスを用いて、試験体、軸力用ジャッキ及び軸力測定用ロードセルの自重を平衡させ、変形にともなう拘束力を除去した。

2.5 繰返し載荷方法

構造部材の繰返し載荷実験を、どのような基準のもとで実施すればよいかということについては、現在のところ、定説はなく、各実験者の意図により、それぞれ独自の方法によって、単調載荷の最大耐力の何割か小さい範囲での定荷重振幅、ある変位による定変位振幅、または変位漸増、荷重漸増など、種々の方法によって行なわれている。本実験の繰返し実験のうち、C 記号の試験体の繰返し載荷は、原則的には、同一変位振幅において、2 回の繰返しを行ない、材端相対回転角の値 R で、最大 $R=2/100$ rad. まで $R=4/1000$ rad. の間隔で繰返し、最大繰返し回数を 10 回を基準にして行なった。

しかし、軸力が作用する試験体については、変位振幅が $R=2/100$ rad. に達する以前で、変形限界に達して崩壊し、繰返し回数が 10 回に満たない場合があった。

また、D 記号の試験体の繰返しは、材端相対変位角 R で、 $R=8/1000$ rad. の定変位振幅で行なうものである。

3. 破壊経過と破壊モード

単調載荷による試験体の破壊状況を Figs. 4 (a), (b), (c) に示し、繰返し載荷によるものを Figs. 6 (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h), (i), (j), (k), (l) に示す。Fig. 6 において、履歴曲線上の点を指示した記号 ㉔, ㉕, ㉖ はその破壊の進展段階を示す記号 ㉔, ㉕, ㉖ にそれぞれ対応する。

Fig. 4 および Fig. 6 の試験体の破壊状況から、破壊モードは、せん断スパン比、せん断補強筋比および軸力比によって異なっていることが示され、鉄筋コンクリート部材のせん断破壊をともなう復元力特性は、その部材の破壊モードが、どの分類に属するかによって、決定されることを意味している。単調載荷および繰返し載荷について特色的な破壊状況、破壊モードについて述べる。

3.1 単調載荷

軸力が 0 のときには、せん断補強筋の有無にかかわらず、初期せん断ひび割れは、材軸に対してほぼ 45° の角度をもって発生するが、軸力が存在すると、そのひび割れ角度は、当然のことながら、軸方向応力によって影響を受ける。本実験では、 $N/N_v=0.3$ のとき、いずれのせん断スパン比においても、その角度は、材軸方向に対してほぼ 30° 程度となり、初期せん断ひび割れの方向は、軸力によって変化するが、せん断スパン比、およびせん断補強筋比によって変化しないと考えられる。

しかし、初期ひび割れ発生以後のひび割れの伸展状況および、あらたなひび割れ形成の状況は、軸力比によることはもちろんのこと、せん断補強筋比およびせん断スパン比によって、顕著な差違を示す。

一般的に h/D が 2 以上の材では、部材端部から $D/2$ (D は柱せい) かつウェブ中央部に発生した初期せん断ひび割れは、成長して引張側主鉄筋位置まで到達すると、せん断付着破壊によるひび割れが形成され、部材の変形は、そのひび割れの形成にともなって、急速に大きくなり、せん断補強筋がない場合とか、軸力

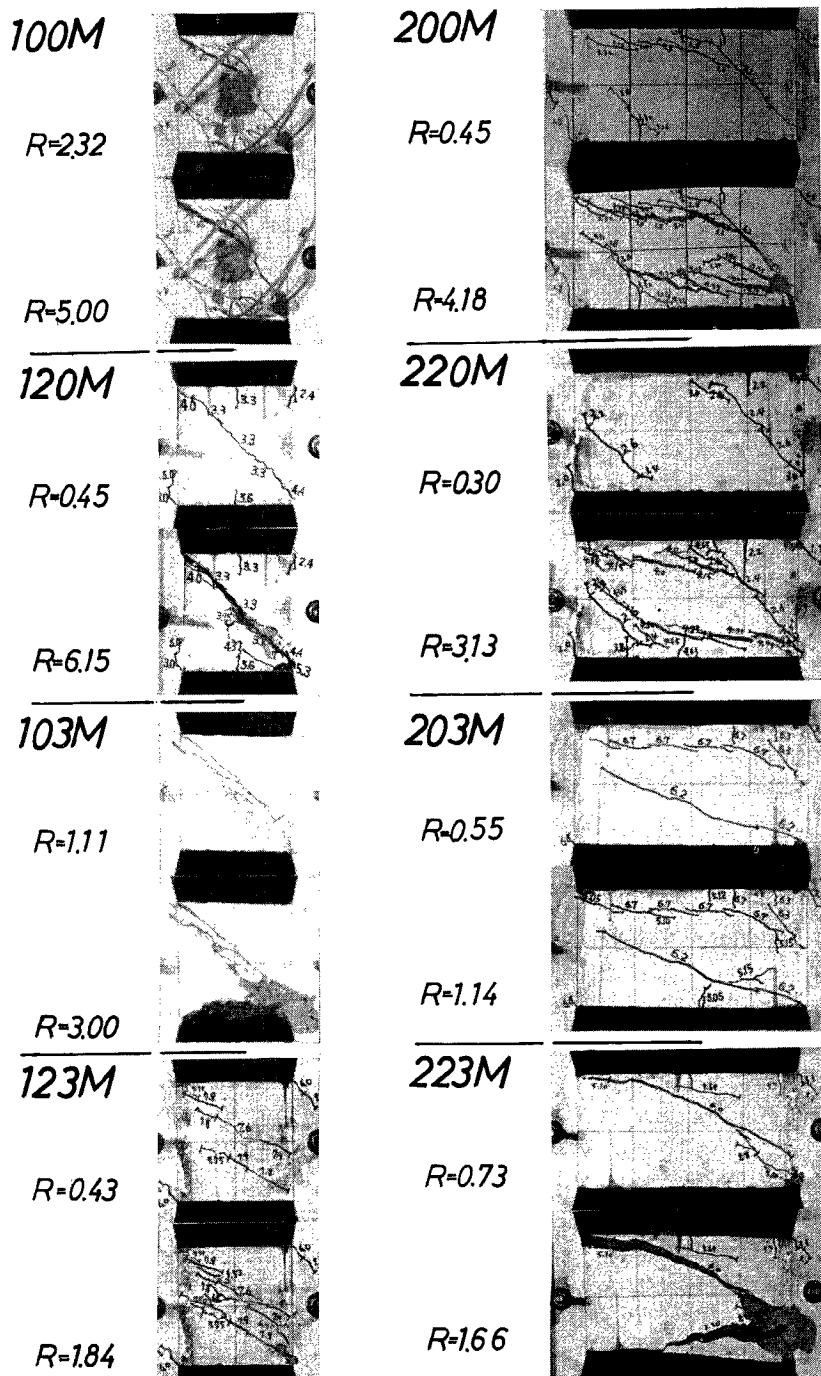


Fig. 4 (a) Deformation process for $h/D=1$ and $h/D=2$. ($R \times 10^{-2}$)

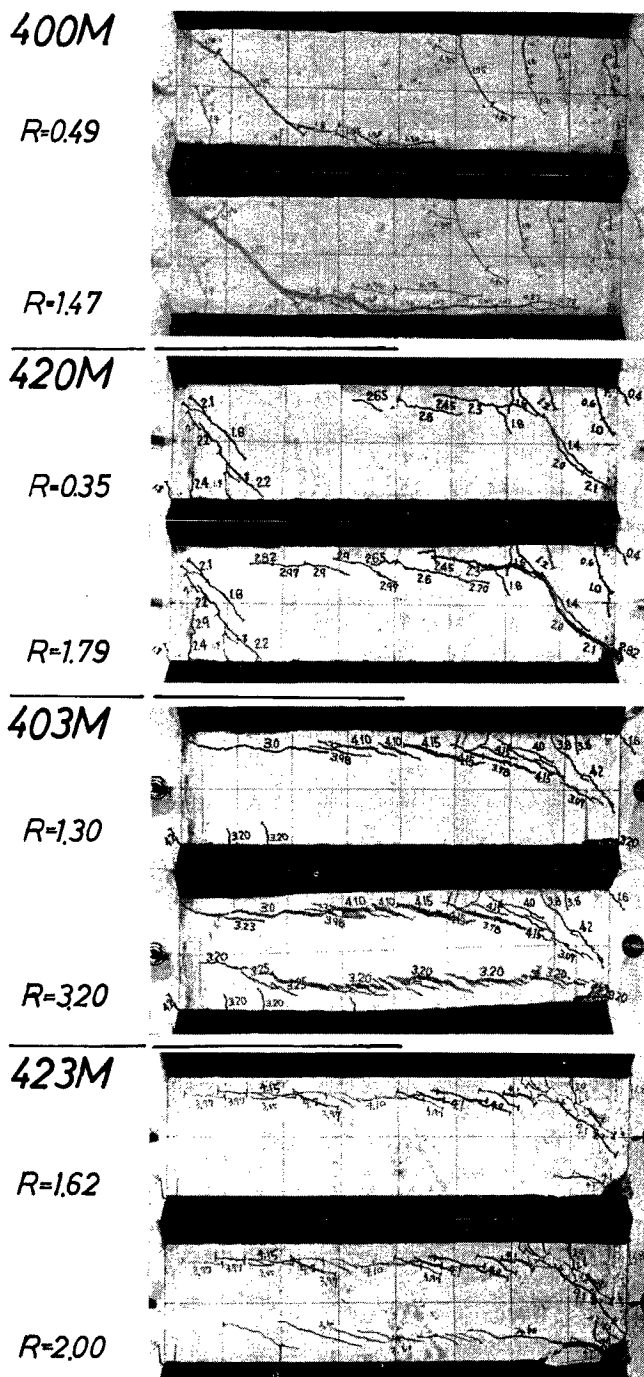
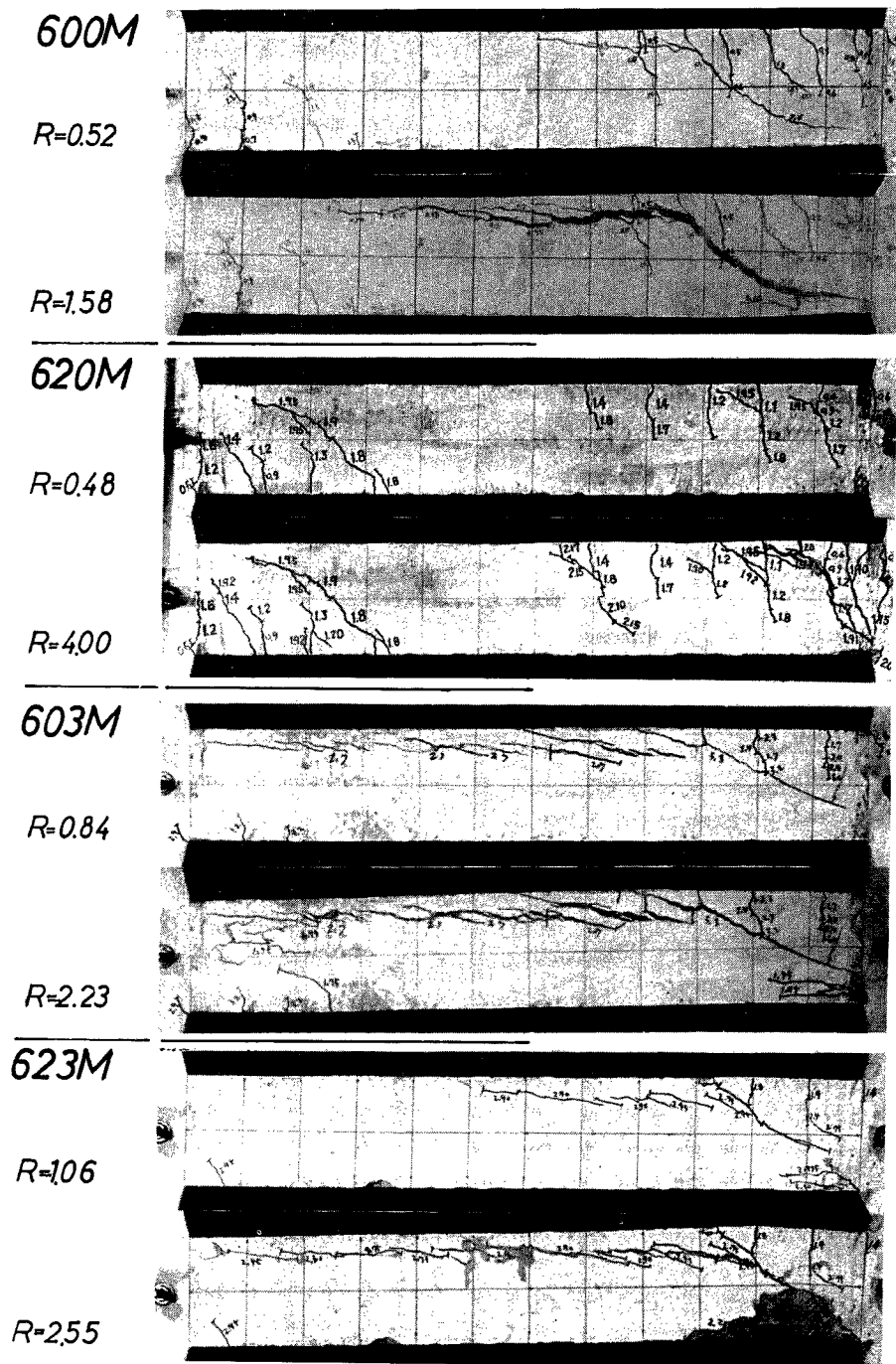


Fig. 4 (b) Deformation process for $h/D=4$. ($R \times 10^{-2}$)

Fig. 4 (c) Deformation process for $h/D=6$. ($R \times 10^{-2}$)

が作用している場合には、その変形の進行は急激であり、特に、せん断補強筋比が0の場合には、斜張力破壊をともなったせん断付着破壊¹⁸⁾としての破壊モードを示す。しかし、せん断補強筋比が $p_w=0.2\%$ の場合には、せん断付着破壊の様相を示しながらも、斜張力破壊は防止され、部材端部でせん断圧縮破壊¹⁹⁾を生じる。本実験では、 $N/N_Y=0$ 、 $p_w=0.2\%$ 、かつ $h/D=6$ の 620 M 試験体では (Fig. 4 (c) 参照)、斜めひび割れ位置でせん断回転²⁰⁾をわずかに起しているが、破壊モードは曲げ破壊に近いが、 $h/D=4$ の 420 M 試験体 (Fig. 4 (b) 参照) では典型的なせん断圧縮破壊を示している。また、 $N/N_Y=0.3$ 、 $p_w=0.2\%$ の場合には、せん断圧縮破壊は顕著であり、ある限界の変形に達すると、圧縮側の主鉄筋は座屈して、せん断力のみならず、軸力さえ保持出来なくなり、柱部材は崩壊し、 $N/N_Y=0.3$ 、 $p_w=0$ の場合には、主筋に沿って生じた、せん断付着破壊によるひび割れにより、崩壊時にはコンクリートのかぶり材は、材長にわたっては、はく離し、柱部材の材軸方向の縮みが顕著となり、主鉄筋は完全に軸方向の支持力を失う。

$h/D=1$ の場合には、作用軸力の有無にかかわらず、初期せん断ひび割れが形成された面で、変形の進行にともないせん断分離破壊を示し、その様相は、軸力のない場合に顕著である。また、大変形時には、主鉄筋のほぞ作用的な変形が著しいが、 $N/N_Y=0.3$ の軸力が作用していると、この場合においても、主鉄筋の座屈をともなって、軸方向の支持力を失い、柱材は崩壊する。

3.2 繰返し載荷

繰返し載荷は、100 c、200 c の試験体について、1体ずつ行なったが、ここでは系統的に実験を行なった $h/D=4$ 、および6の試験体について、その破壊状況を示す。

$N/N_Y=0$ の場合には、初期せん断ひび割れが形成される前後の変形振幅では、そのひび割れ形成の状態は、正負せん断力に対しても、ほぼ対称的であるが、 $p_w=0$ の場合初期せん断ひび割れからせん断付着破壊によるひび割れへと、ひび割れが成長してくると、そのひび割れが形成された部分においてのみ、破壊は促進され、かつ集約化されてくる (Figs. 6 (a), (f) を参照)。 $p_w=0.2\%$ の場合には、 $p_w=0$ のように、斜張力破壊をともなったせん断付着破壊は顕著でなく、むしろ、せん断補強筋によってせん断付着破壊の進行は拘束され、斜張力破壊によるひび割れが、(Figs. 6 (b), (g) に示すように、繰返し載荷にともなって卓越し、ひび割れ面はトラス状に連続して形成される。620 c-2 の試験体で、特徴的なことは、620 M の単調載荷の場合には曲げ破壊に近い破壊性状を示したにもかかわらず、繰返し載荷の場合には、斜張力ひび割れの成長にともなって、せん断補強筋の付着力が劣化し、せん断補強筋としての効果を失い、せん断破壊が、繰返し回数、および変形振幅の増大にともなって誘発されてくることを示すことである。 $p_w=0.4\%$ の 640 c の試験体では、繰返し載荷によっても、せん断補強筋としての機能を失わず、斜張力ひび割れの生成も、顕著ではなく、この事実から、単調載荷に対して十分なせん断補強筋量であっても、繰返し載荷を受けると、せん断補強筋の効果は減退し、せん断破壊を誘発する可能性のあることが指摘される。

$N/N_Y=0.3$ の場合には、初期せん断ひび割れ発生以後、主筋に沿ったせん断付着破壊によるひび割れが促進され、 $h/D=4$ の場合には、そのひび割れは両側の主筋に沿って発生し、(Fig. 6 (c) 参照) 変形限界において、主筋の座屈をともなって崩壊する。また、 $h/D=6$ の場合には、せん断付着破壊によるひび割れは、いずれか一方の片側の主筋に沿って形成され、他方の側にそのひび割れが形成される以前に、柱材の主鉄筋の座屈を誘発して崩壊する (Fig. 6 (i) 参照)。しかし、 $N/N_Y=0.3$ 、 $h/D=6$ の場合でも、 $p_w=0.4\%$ となると、せん断付着破壊によるひび割れの形成は、防止され、破壊モードは、曲げ圧縮破壊的となり、圧縮側コンクリートの圧壊およびはく離をともない、圧縮鉄筋の座屈によって材は崩壊する (Fig. 6 (k) 参照)。

$N/N_Y=0.5$ 、 $p_w=0.4\%$ の 445 c 試験体では、ひび割れはほとんど形成されない状態で、圧縮力によるせん断分離破壊的な様相を示して、急激に崩壊し、面外への残留変形も顕著であった。

以上が本実験における各試験体の破壊状況の概要であるが、軸力を作用させた場合、その試験体の変形限界を決定する破壊要素は、最終的には、圧縮鉄筋の座屈破壊であり、山田博士が指摘されておられるようなせん断爆裂的⁷⁾な破壊状況は見られなかった。

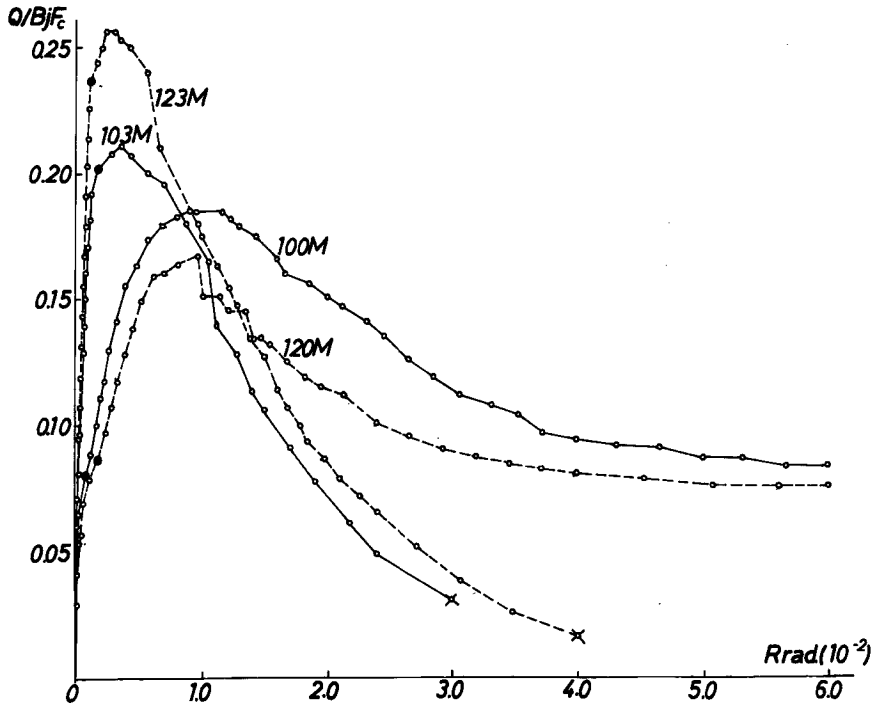


Fig. 5 (a) Load vs. deflection for $h/D=1$.

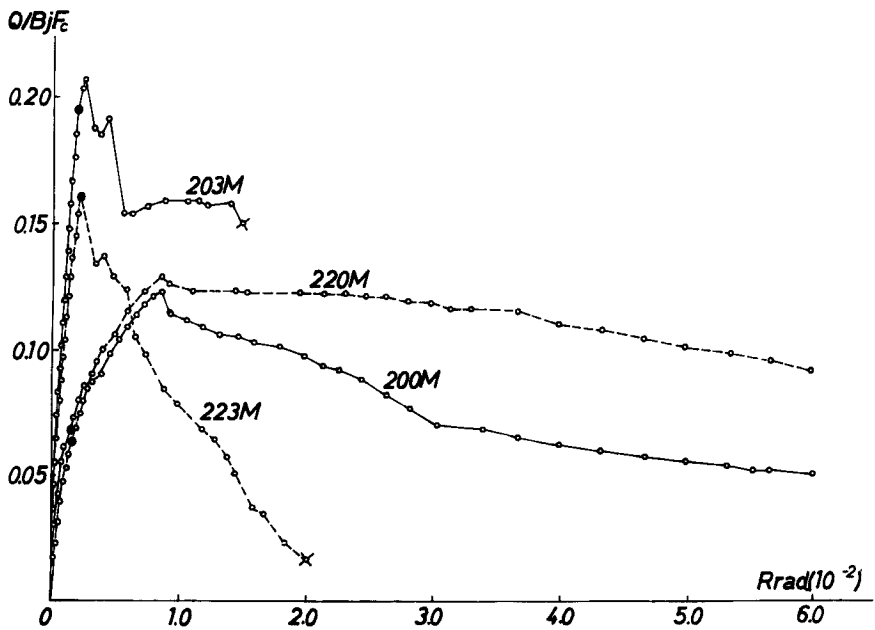


Fig. 5 (b) Load vs. deflection for $h/D=2$.

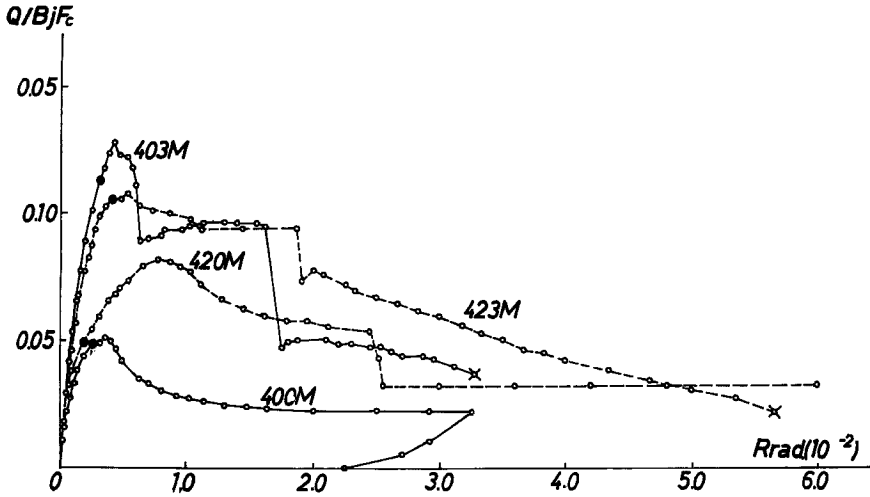


Fig. 5 (c) Load vs. deflection for $h/D=4$.

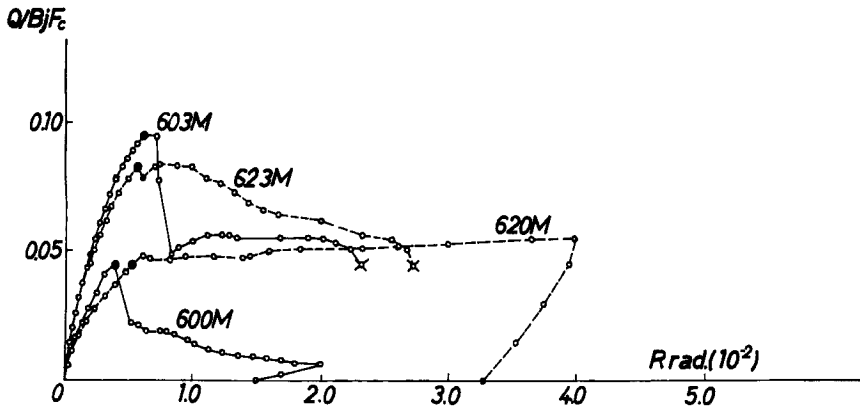


Fig. 5 (d) Load vs. deflection for $h/D=6$.

また、全試験体において、主鉄筋の定着を行なうために取り付けられた両端の定着用ブロックには、ほとんど載荷時には、ひび割れ等の損傷は見られず、試験体との境界部に、曲げひび割れが発生した程度である。

4. 実験結果とその検討

単調載荷による、荷重変形曲線を Figs. 5 (a), (b), (c), (d) に、繰返し載荷による荷重変位曲線を Figs. 6 (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h), (i), (j), (k), (l) に示す。Figs. 5 および Figs. 6 において縦軸は、作用せん断力 Q に比例する無次元量 $Q/BjFc$ を表わし、横軸は、部材端相対回転角 R を表わす。Fig. 5 における●印は初期せん断ひび割れの発生を示し、Fig. 6 の○印は、繰返し載荷の試験体と同じ材令をもつ単調載荷の試験体による実験値である。また各試験体における、初期せん断ひび割れ耐力、終局せん断耐力などについては、Table に示す。単調載荷および繰返し載荷について得られた実験結果について、主に定性的な検討を行なう。

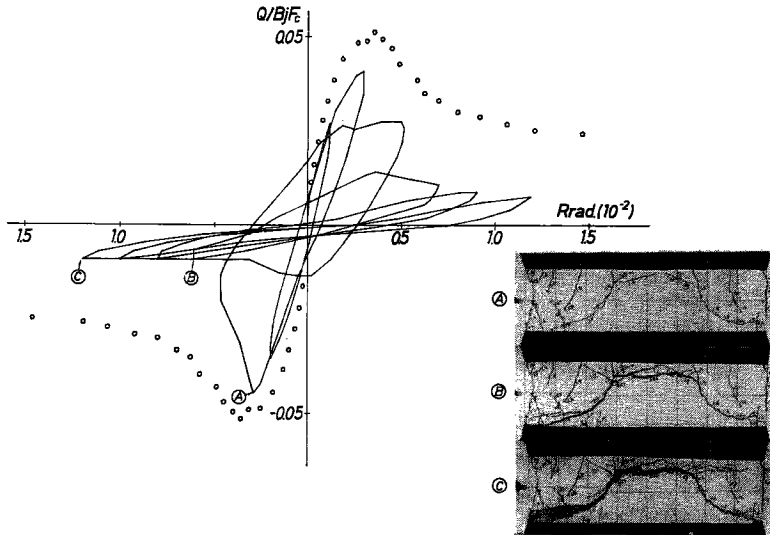


Fig. 6 (a) Load vs. deflection for 400 C.

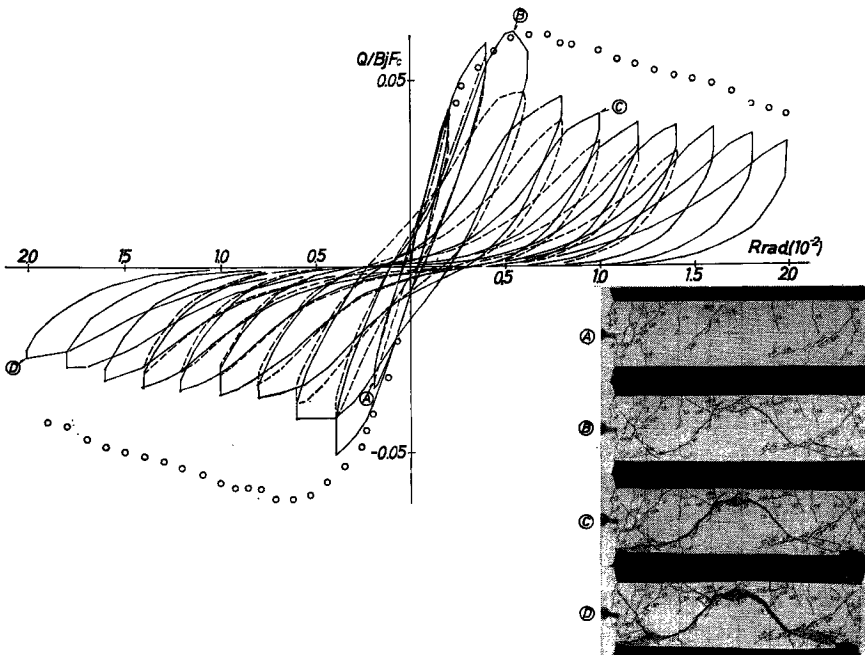


Fig. 6 (b) Load vs. deflection for 420 C.

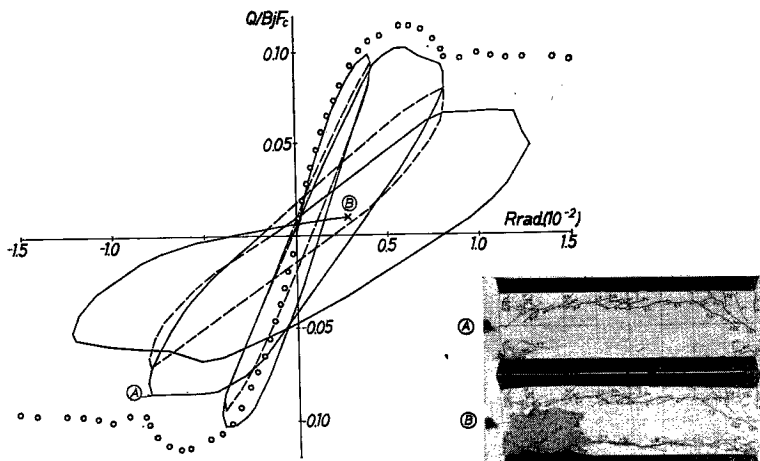


Fig. 6 (c) Load vs. deflection for 423 C.

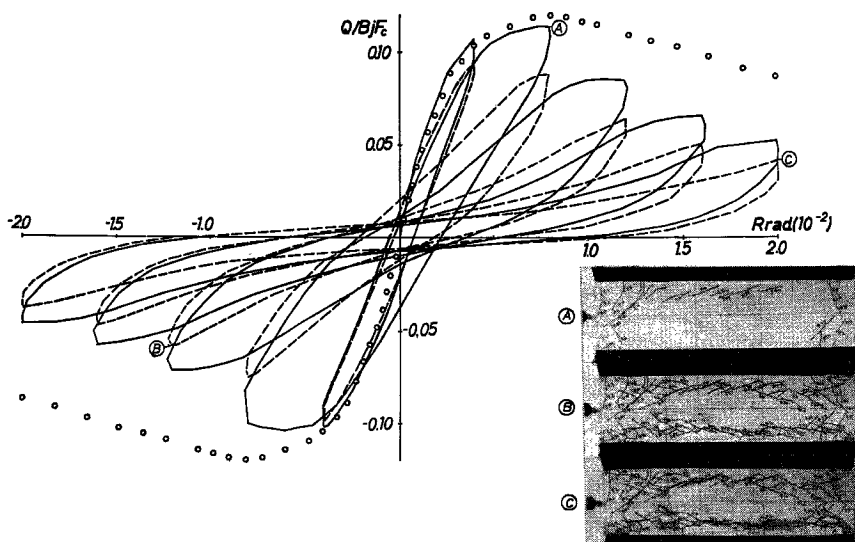


Fig. 6 (d) Load vs. deflection for 443 C.

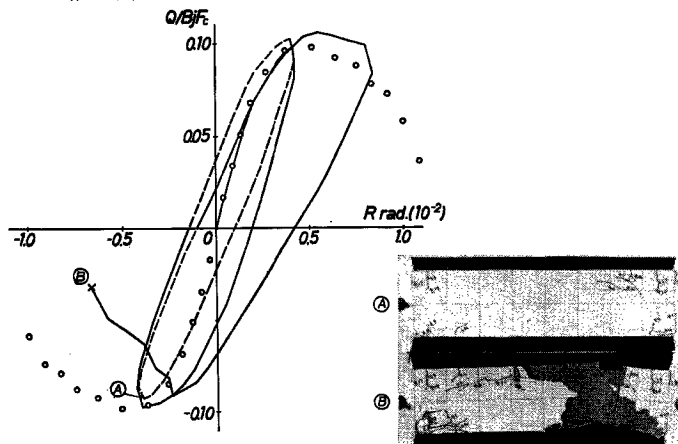


Fig. 6 (e) Load vs. deflection for 445 C.

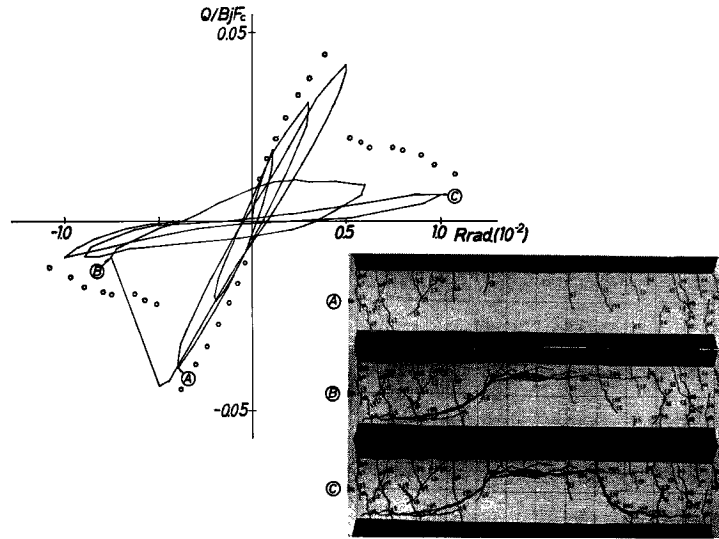


Fig. 6 (f) Load vs. deflection for 600 C.

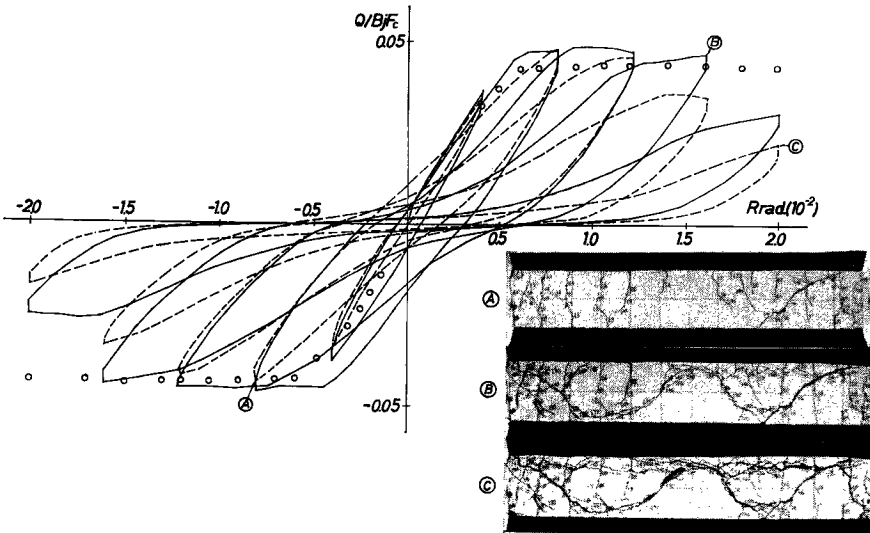


Fig. 6 (g) Load vs. deflection for 620 C-2.

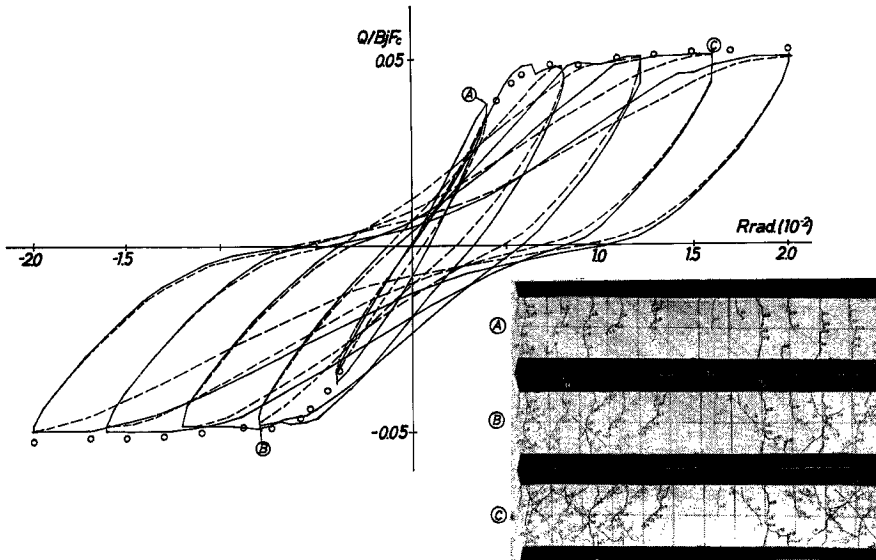


Fig. 6 (h) Load vs. deflection for 640 C.

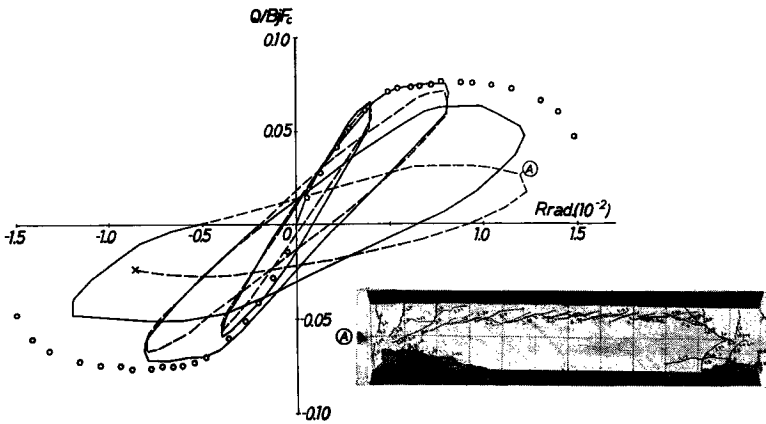


Fig. 6 (i) Load vs. deflection for 623 C.

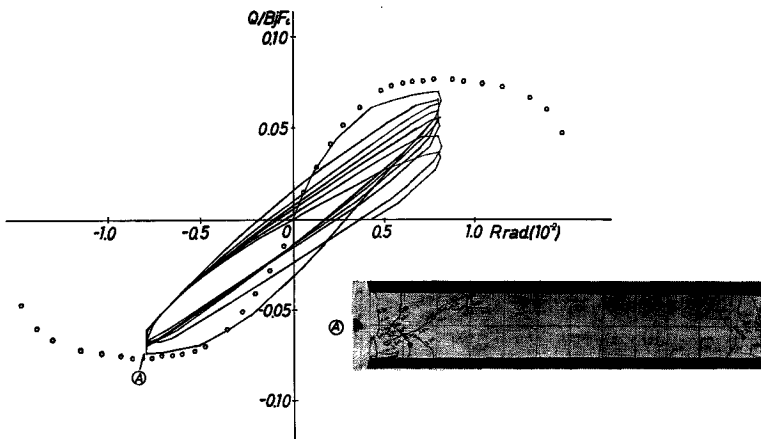


Fig. 6 (j) Load vs. deflection for 623 D.

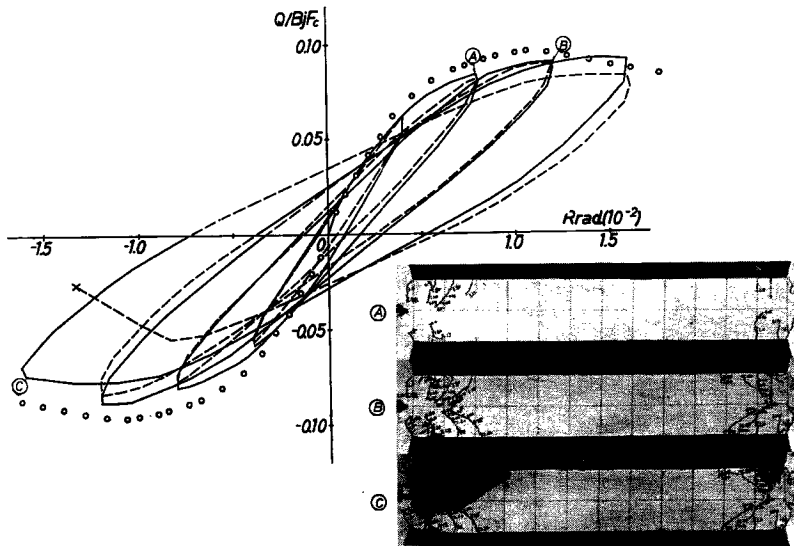


Fig. 6 (k) Load vs. deflection for 643 C.

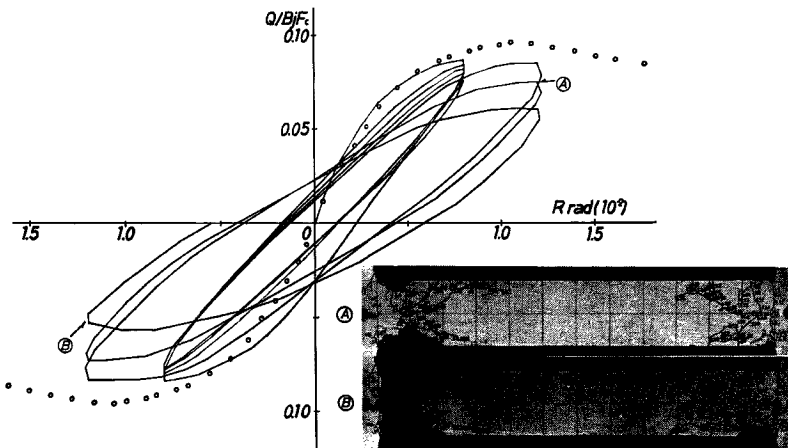


Fig. 6 (l) Load vs. deflection for 643 D.

4.1 単調 載 荷

a) せん断ひび割れ時および最大せん断耐力時の変形

Fig. 7 (a) に初期せん断ひび割れ時および最大せん断耐力時の材端相対回転角 R と、せん断スパン比との関係を示す。縦軸に、相対回転角 R を、横軸にせん断スパン比 h/D をとる。実線で連ねた値は、初期せん断ひび割れ時の、また、点線で連ねたものは最大せん断耐力時の回転角を表わす。初期せん断ひび割れ時の相対回転角 R_{cr} は、せん断補強筋の有無によって変化せず、その値は、軸力が0のときには、 $h/D=1$ の部材に対して $R_{cr}=0.19 \times 10^{-2}$ 、 $h/D=6$ に対して $R_{cr}=0.45 \times 10^{-2}$ であり、軸力のある場合には $h/D=1$ に対して $R_{cr}=0.14 \times 10^{-2}$ 、 $h/D=6$ に対して $R_{cr}=0.57 \times 10^{-2}$ となる。軸力の作用により $h/D=1$ のときには、 R_{cr} は小さくなり、 $h/D=6$ のときには、 R_{cr} は大きくなる傾向にあるが、いずれの場合にしろ、 h/D が大きくなるにしたがって、せん断ひび割れ時の相対回転角 R_{cr} も略々大きくなり、このことは、相

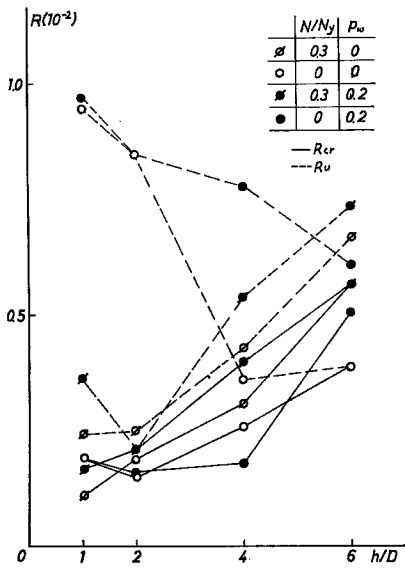


Fig. 7 (a) Deflection vs. h/D ratio.

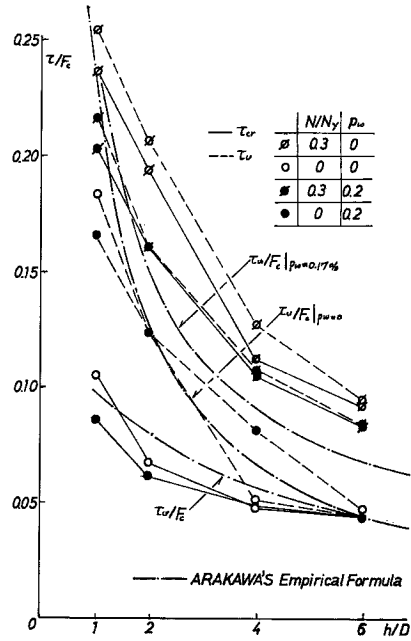


Fig. 7 (b) Nominal shearing stress vs. h/D ratio.

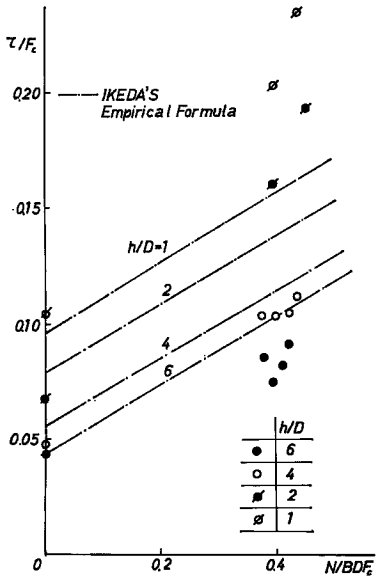


Fig. 7 (c) Nominal shearing stress vs. compressive stress.

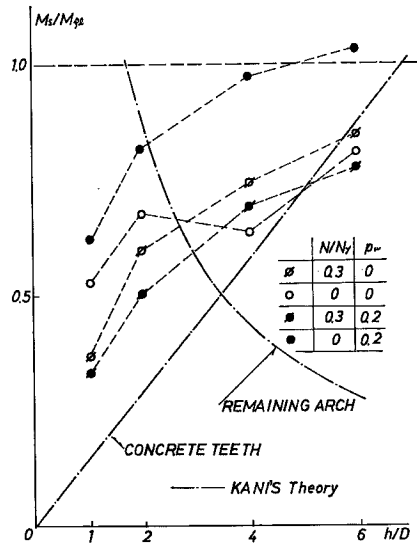


Fig. 7 (d) Shear moment vs. h/D ratio.

対回転角には、曲げ変形も含まれることに起因している。最大せん断耐力時の相対回転角 R_u は、軸力のない場合、 $h/D=1$ で、せん断補強筋の有無にかかわらず $R_u=0.96 \times 10^{-2}$ であるが、 $h/D=6$ の場合には $p_w=0$ のとき、 $R_u=R_{cr}$ であり、 $p_w=0.2\%$ のとき、 $R_u=0.61 \times 10^{-2}$ とその回転角は伸びる。軸力のない場合の R_u は h/D が大きくなるにしたがって、小さい値をとる傾向にあり、その他の場合と逆の傾向を示す。軸力のある場合には、 $h/D=1$ に対して $R_u=0.3 \times 10^{-2}$ 、 $h/D=6$ に対して $R_u=0.70 \times 10^{-2}$ となり、その変位角は h/D に比例している。また、せん断スパン比が $h/D=1$ および2では、軸力のない場合の最大せん断耐力時以外、ほぼ同程度の変位角であり、 $R=0.20 \times 10^{-2}$ rad. である。

b) せん断応力度とせん断スパン比との関係

初期せん断ひび割れ時、および最大せん断耐力時のせん断応力度とせん断スパン比との関係を Fig. 7 (b) に示す。縦軸はせん断応力度に比例する量を、横軸はせん断スパン比を表わす。実線で連ねた値は初期せん断ひび割れ応力度を、点線のもの、最大せん断応力度を表わす。また、一点鎖線は、荒川博士の実験式¹³⁾ から、 $k_c=1.0$ 、 $k_u=1.0$ 、 $k_p=0.88$ 、 $F_c=300 \text{ kg/cm}^2$ 、 $p_w=0.17\%$ 、せん断補強筋の降伏応力度 $w\sigma_y$ を 3886 kg/cm^2 として求めた計算値を示す。軸力のない場合、せん断ひび割れ応力度、および終局せん断応力度とも、計算値をいくぶんか下回っているが、その傾向はよく一致している。また軸力の作用する場合、初期せん断ひび割れ応力度、および最大せん断応力度とも、軸力のない場合よりも増大し、軸力が作用する場合のせん断応力度とせん断スパン比との関係は、略々、軸力のない場合の関係を相似している。

c) 初期せん断ひび割れ応力度と軸方向応力度の関係

初期せん断ひび割れ応力度と軸方向応力度の関係を Fig. 7 (c) に示す。プロットした実験値は、せん断補強筋を含む単調荷重のものである。一点鎖線で示される計算値は池田博士によって提案されている実験式¹³⁾ から求めたものである。ただし、軸力のない場合の初期せん断ひび割れ応力度は荒川博士の実験式により、コンクリート強度 F_c は 300 kg/cm^2 とした。池田博士は、軸方向応力度に比例する定数 λ を $\lambda=0.15$ とし、せん断スパン比には無関係としているが、本実験から概観すると、その比例定数は、せん断スパン比の関数となっているようで、 $h/D \leq 4$ のとき $\lambda \cong 0.15$ となる傾向にある。

d) せん断モーメントとせん断スパン比との関係

せん断モーメント*とせん断スパン比との関係を Fig. 7 (d) に示す。縦軸にせん断モーメント M_s と降伏曲げモーメント M_{Fl} との比を、横軸にせん断スパン比をとる。降伏曲げモーメントの算定は、累加強度式によって行ない、

$$M_{Fl}/B D^2 F_c = (1 - 2 dt_1) \cdot \mu + \frac{1}{2} \{ (N/B D F_c) - (N/B D F_c)^2 \} \quad (0 \leq N/B D F_c \leq 1)$$

によった。ここで、 μ は鉄筋係数と呼ばれるもので $\mu \equiv p_{ts} \sigma_y / F_c$ で表わされ、 $dt_1 = dt/D$ でコンクリートのかぶり厚さ比である。一点鎖線は Kani²¹⁾ によって示された半理論式から $\Delta x/s \cong 0.25$ (Δx はひび割れ間隔、 s はひび割れ深さ) として求めた計算値である。 $N=0$ 、 $p_w=0.2\%$ の 620 M の試験体は曲げ降伏しているが、その他の試験体の耐力は曲げ降伏耐力以下となり、せん断破壊していることが示される。また、Kani によれば、せん断スパン比 h/D が2以下の場合には、せん断圧縮破壊をし、残留アーチ耐力によって、せん断耐力は確保されるのであるが、本実験では、せん断モーメントの値はかなり低い値となっている。その理由としては、Brock¹⁸⁾ が指摘しているように、せん断付着破壊が連成していることによると思われる。

e) 復元力特性について

一般的に軸力が作用している場合には、最大せん断耐力は大きくなるが、最大せん断耐力以後の変形過程における、耐力の低下は、急激で、その変形限界は、せん断スパン比、およびせん断補強筋によるが、 $N/N_y=0.3$ の場合略々材端回転角 R で $R=2 \times 10^{-2}$ rad. である。また、軸力が作用する場合、最大せん

* せん断モーメント M_s は、試験体の最大せん断耐力 Q_u と部材長さ h から $M_s = \frac{Q_u \times h}{2}$ として求めた。

断耐力以後の耐力低下の様相は連続的ではなく、ある変形時で急激な耐力低下を生じ、このことは破壊状況、および破壊モードに関連する。

4.2 繰返し載荷

a) 作用軸力 $N=0$ の場合

せん断補強筋比 $p_w=0$ 、せん断スパン比 $h/D=4$ および 6 の部材では、斜めせん断ひび割れが発生するまでは、安定した履歴曲線を示すが、せん断破壊を起こすと急激な耐力低下が生じ、ある安定したつり合い系に達するまで変形が進行するが、その後の履歴においては、ほとんどエネルギー吸収は期待できない。

$h/D=6$ 、 $p_w=0.2\%$ では、単調載荷に対して曲げ降伏するが、繰返し載荷時には、繰返し回数および変形振幅が増加する過程で、せん断補強筋の付着力は減退し、材端相対変位角 $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad. でせん断破壊が促進され、耐力の低下が起るが $p_w=0.4\%$ の場合には、 $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad. の変位振幅において耐力低下は起らず、せん断補強筋の増加とともに変形能力は増大される。しかし、曲げ降伏によって耐力の低下が見られない場合でも、剛性は低下し、繰返し回数、および変形振幅の増加にともなって、履歴曲線は hard-spring 的な性質をもち、履歴減衰は小さくなる。

$h/D=4$ 、 $p_w=0.2\%$ の場合には、単調載荷においてもせん断破壊を起し、最大せん断耐力以後、耐力の低下が見られるが、繰返し載荷の場合、最大せん断耐力以後の耐力低下は、単調載荷に比して著しく、同一変形振幅の繰返しにおいても耐力の低下は生じ、かつ履歴曲線は曲げ降伏の場合に比して、より hard-spring 的な様相は顕著であり $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad. の変形振幅では、低応力時の剛性は、ほとんど 0 であり、主鉄筋の付着力は、ほとんど失われている。

b) 作用軸力 $N/N_y=0.3$ の場合

$h/D=4$ 、 $p_w=0.2\%$ の場合には、 $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad. の変位振幅まで安定した履歴ループをもつが、その後の変形で、せん断付着破壊が促進され、耐力は低下し、 $R=1.2 \times 10^{-2}$ rad. で、部材は軸方向支持力を失い崩壊するが、 $p_w=0.4\%$ の場合には、変形限界は増して、 $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad. の変形時においても、部材は崩壊しない。しかし、この場合でも、 $R=0.8 \times 10^{-2}$ rad. 以上の変位振幅になると耐力の低下は顕著であり、同一変位振幅における繰返しにおいても耐力低下は著しく、履歴ループは次第に、ループ内の面積の大きい hard-spring 的な様相を示す。

$h/D=6$ 、 $p_w=0.2\%$ の場合、 $R=0.8 \times 10^{-2}$ rad. の変形まで、安定した紡錘形の履歴ループを示すが、その後の変位振幅ではせん断付着破壊によって耐力の低下は促進され、 $R=1.2 \times 10^{-2}$ rad. で、部材は崩壊する。また、ほぼ最大耐力となる $R=0.8 \times 10^{-2}$ rad. の変位で、一定変位振幅の繰返し載荷を行なうと、繰返し回数 7 回で、耐力は、最大耐力の 50% に低下する。

$h/D=6$ 、 $p_w=0.4\%$ の場合には、 $R=1.2 \times 10^{-2}$ rad. まで安定した履歴ループを示し、エネルギーの吸収も大きい。 $R=1.6 \times 10^{-2}$ rad. の変位振幅で部材は崩壊したが、せん断補強筋の増加にともなって、変形能力は伸びることを示している。

一般的に言って、軸力が作用する場合の履歴曲線は、略々紡錘形となり、エネルギーの吸収は大きくなるが、部材の変形能力は、軸力の作用によって小さくなる。せん断補強筋の効果は、その部材のせん断耐力を増大あるいは確保するというよりは、むしろその部材の変形能力を増すことに表われ、本実験では、せん断補強筋比を $p_w=0.2\%$ から $p_w=0.4\%$ に増加すると、その変形限界は、ほぼ 1.5 倍にすることができた。

5. 結 語

せん断破壊をともなう鉄筋コンクリート柱の復元力特性および繰返し弾塑性性状に関する実験を、40 体の試験体について行なった。実験変数としては、せん断スパン比、せん断補強筋比、および軸力比の 3 つを選んだが、それぞれの変数に関する実験個数も少なく、定量的な結論を導くには、不十分な点もあるので、二、三の点について定性的な結果について述べる。

5.1 単調載荷の場合

a) $N/N_Y=0.3$ 程度の軸力が作用する場合には、せん断耐力は増大するが、最大せん断耐力以後の耐力低下は急激で、せん断スパン比、および、せん断補強筋比が小さい程その傾向は著しい。

b) 初期せん断ひび割れ耐力は、作用軸力によって増加するが、軸方向力応力度に関連する比例定数には、せん断スパンの影響も含まれる。

c) せん断スパン比、および軸力比が大きい程、その部材の破壊としては、せん断付着破壊が卓越する。

5.2 繰返し載荷の場合

a) せん断破壊を起すはり部材の履歴曲線は、顕著な hard-spring 的なループとなり、変位振幅が大きい場合、低応力時の剛性は、著しく小さくなる。

b) $N/N_Y=0.3$ 程度の軸力が作用する場合には、せん断ひび割れが形成された状態でも、その履歴曲線は、ほぼ、紡錘形で、エネルギーの吸収は大きいが、変形限界は極めて小さくなる。

c) 軸力の有無にかかわらず、単調載荷時には曲げ破壊する部材であっても、繰返し荷重をうける場合、せん断補強筋の付着力の減退などによって、せん断破壊に破壊機構が移行する場合がある。

d) せん断補強筋の機能は、その部材のせん断耐力を増加させるというよりは、むしろ変形能力を増すことに対して効果的であり、特に繰返し載荷を受ける場合、その効果は顕著である。

謝 辞

本実験を行なうにあたり、試験体製作、および実験実施にあたり、岩佐圭裕氏（現立命館大学大学院生）の惜しみない御助力を得た。本紙上を借りて深甚の謝意を表します。

なお、本実験は、昭和 44 年度文部省試験研究（研究担当明治大学小倉弘一郎教授）分担研究の一分担として行なわれたものである。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：1968 年十勝沖地震災害調査報告，昭 43. 12.
- 2) Mörsh, E.: Der Eisen benbau, Seine Theorie und Anwendung, Sechste Auflage, 1. Band, 2. Hälfte, Stuttgart, 1929, Seite 294.
- 3) Morrow, J. and I.M. Vjest: Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members Without Web Reinforcement, ACI Journal, Proceedings Vol. 53, No. 9, March, 1957, pp. 833-869.
- 4) 坪井善勝・若林 実・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 5）一軸方向力と剪断力を受ける柱の実験，日本建築学会論文報告集，第 56 号，昭 32. 6, pp. 39-47.
- 5) Tsuboi, Y. and Y. Shuenaga: Study on Shearing Resistance of Reinforced Concrete Members of Frame Works under Combined Stresses (Part 5), 日本建築学会論文報告集，第 68 号，昭 36. 6, pp. 30-39.
- 6) 池田昭男：軸力、曲げ及び剪断力を受ける鉄筋コンクリート柱の繰返し破壊実験，日本建築学会論文報告集，第 83 号，昭 38. 3, pp. 23-30.
- 7) 山田 稔：1968 年十勝沖震害における鉄筋コンクリート柱の剪断爆裂に関する考察，日本建築学会論文報告集，第 170 号，昭 45. 4, pp. 19-26.
- 8) Bresler, B. and J.G. Mac Gregor: Review of Concrete Beams Failing in Shear, Journal of the Structural Division, Proceedings of the A. S. C. E. ST1. February, 1967, pp. 343-372.
- 9) 高田周三：鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究—特に梁の剪断破壊について（その 1），（その 2），日本建築学会論文報告集，第 56 号，昭 32, 3, pp. 22-31, 第 56 号，昭 32. 6, pp. 30-38.
- 10) 鉄筋コンクリート構造分科会：鉄筋コンクリート構造計算規準改訂案（1970 年），建築雑誌 Vol. 85, No. 1031, 昭 45. 12, pp. 907-917.

- 11) 若林 実：柱のせん断補強筋量に対する一方針，日本建築学会鉄筋コンクリート分科会せん断小委員会資料，No. 69.
- 12) 荒川 卓：鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究（実験結果の総括），日本建築学会論文報告集，66号，昭35.10，pp. 437-440.
- 13) 池田昭男：塑性域において繰返し加力を受ける鉄筋コンクリート柱の実験，コンクリートジャーナル，Vol. 8, No. 12, 昭45.12, pp. 1-13.
- 14) 黒正清治・福原正志：鉄筋コンクリート部材のくり返し荷重下におけるせん断性状に関する実験研究，日本建築学会術講演梗概集（北海道），昭44.8 pp. 885-886.
- 15) 狩野芳一・中山達雄：多数回のくり返し大変形を受ける梁のせん断耐力，日本建築学会術講演梗概集（北海道），昭44.8, pp. 887-888.
- 16) 荒川 卓・加藤信夫・山本幹夫・今野伸一：正負繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断耐力性状について，日本建築学会術講演梗概集（関東），昭45.9, pp. 713-714.
- 17) 吉岡研三・武田寿一・竹本 靖：鉄筋コンクリート部材のせん断補強に関する実験的研究，日本建築学会術講演梗概集（関東），昭45.9, pp. 715-716.
- 18) Brock, G.: Effect of Shear on Ultimate Strength of Rectangular Beams with Tensile Reinforcement, ACI Journal, Proceedings Vol. 56, No. 7, January, 1960, pp. 619-637.
- 19) Laupa, A., C.P. Siess and N.M. Newmark: Strength in Shear of Reinforced Concrete Beams, Bulletin No. 428, University of Illinois Engineering Experiment Station, March, 1955.
- 20) Walther, R.: The Ultimate Strength of Prestressed and Conventionally Reinforced Concrete under the Combined Action of Moment and Shear, Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory, Report 223, 17, October, 1957.
- 21) Kani, G.N. J.: The Riddle of Shear Failure and Its Solution, ACI Journal, Proceedings Vol. 61, No. 4, April, 1964, pp. 441-467.

記 号

B	柱巾	R_u	最大せん断耐力時の相対回転角
D	柱せい	$s\sigma_y$	主鉄筋降伏応力度
d	有効せい	$w\sigma_y$	せん断補強筋降伏応力度
d_c	コンクリートかぶり厚さ	τ	せん断応力度 Q/Bj
F_c	コンクリートシリンダー圧縮強度	τ_{cr}	初期せん断ひび割れ時のせん断応力度
F_t	コンクリートシリンダー割裂強度	τ_u	最大せん断耐力時のせん断応力度
h	柱長さ	μ	鉄筋係数 $p_t s\sigma_y / F_c$
j	応力中心間距離		
M	曲げモーメント		
M_{ie}	降伏曲げモーメント		
M_s	せん断モーメント		
N	作用軸力		
N_y	中心圧縮耐力		
p_t	片側主鉄筋比		
p_w	せん断補強筋比		
Q	せん断力		
Q_{cr}	初期せん断ひび割れ耐力		
Q_u	最大せん断耐力		
R	試験体両端部の相対回転角（柱材の部材角に相当する量）		
R_{cr}	初期せん断ひび割れ時の相対回転角		

Table Summary of test

Specimen Number	Parameter				Concrete strength			Yield stress		Measured dimensions				M/Qd
	h/D	P _w	N/N _y	N	F _c	F _t	F _t /F _c	sσ _y	wσ _y	B	D	d	j	
100M	1	0	0	0	303	23.8	7.85	3980		10.1	15.1	12.8	11.2	0.59
200M	2	0	0	0	290	25.6	8.82	3993		10.1	15.0	12.7	11.1	1.18
400M	4	0	0	0	322	26.1	8.10	3833		10.1	15.1	12.8	11.2	2.34
600M	6	0	0	0	324	25.5	7.87	3875		10.0	15.1	12.8	11.2	3.51
103M	1	0	0.324	20	296	26.4	8.91	3986		10.2	15.1	12.8	11.2	0.59
203M	2	0	0.338	20	287	25.7	8.74	3909		10.2	15.0	12.7	11.1	1.18
403M	4	0	0.325	20	302	25.7	8.50	3979		10.1	15.0	12.7	11.1	2.36
603M	6	0	0.318	20	311	27.5	8.84	3958		10.1	15.0	12.7	11.1	3.54
120M	1	0.17	0	0	333	30.2	9.06	3951	3886	10.3	15.1	12.8	11.2	0.59
220M	2	0.17	0	0	335	29.0	8.65	3972	3886	10.1	15.0	12.7	11.1	1.18
420M	4	0.17	0	0	325	28.7	8.83	4090	3886	10.1	15.1	12.8	11.2	2.34
620M	6	0.17	0	0	359	30.2	8.41	3743	3886	10.2	15.0	12.7	11.1	3.54
123M	1	0.17	0.305	20	336	28.5	8.48	3923	3886	10.0	15.0	12.7	11.1	0.59
223M	2	0.17	0.304	20	333	28.7	8.61	3875	3886	10.1	15.0	12.7	11.1	1.18
423M	4	0.17	0.294	20	342	31.1	9.09	3840	3482	10.2	15.1	12.8	11.2	2.34
623M	6	0.17	0.315	20	319	28.5	8.93	3833	3482	10.1	15.0	12.7	11.1	3.54
100C	1	0	0	0	402	36.7	9.43	4000		10.1	15.1	12.8	11.1	0.59
200C	2	0	0	0	386	33.4	8.65	3916		10.1	15.0	12.7	11.1	1.18
400C	4	0	0	0	405	36.1	8.91	3840		10.1	15.0	12.7	11.1	2.36
600C	6	0	0	0	380	34.0	8.94	4097		10.1	15.0	12.7	11.1	3.54
420M-2	4	0.17	0	0	388	33.4	8.60	3840	3482	10.2	15.1	12.8	11.2	2.34
420C	4	0.17	0	0	391	34.9	8.92	3951	3482	10.2	15.0	12.7	11.1	2.36
423M-2	4	0.17	0.335	25	387	34.1	8.81	3937	3482	10.2	15.0	12.7	11.1	2.36
423C	4	0.17	0.339	25	380	33.2	8.73	3937	3482	10.2	15.0	12.7	11.1	2.36
443M	4	0.34	0.318	23	379	33.5	8.83	3865	3482	10.1	15.0	12.7	11.1	2.36
443C	4	0.34	0.311	23	390	34.6	8.87	3845	3482	10.1	15.0	12.7	11.1	2.36
445M	4	0.34	0.494	35	361	31.0	8.58	3791	3453	10.3	15.0	12.7	11.1	2.36
445C	4	0.34	0.474	35	385	34.4	8.93	3923	3453	10.1	15.0	12.7	11.1	2.36
620C-2	6	0.17	0	0	375	33.1	8.82	3965	3405	10.2	14.9	12.6	11.0	3.57
640M	6	0.34	0	0	367	31.0	8.44	4034	3532	10.2	15.0	12.7	11.1	3.54
640C	6	0.34	0	0	365	31.5	8.58	4215	3532	10.3	15.0	12.7	11.1	3.54
620M-2	6	0.17	0	0	375	32.0	8.53	3986	3482	10.2	15.0	12.7	11.1	3.54
620C	6	0.17	0	0	381	33.0	8.66	4002	3482	10.0	15.0	12.7	11.1	3.54
620D	6	0.17	0	0	379	31.5	8.31	4069	3482	10.1	15.1	12.8	11.2	3.51
623M-2	6	0.17	0.315	23	379	37.0	9.72	3826	3453	10.2	15.0	12.7	11.1	3.54
623C	6	0.17	0.317	23	386	37.0	9.58	3826	3532	10.0	15.0	12.7	11.1	3.54
623D	6	0.17	0.298	23	406	35.2	8.66	3840	3532	10.2	15.0	12.7	11.1	3.54
643M	6	0.34	0.296	20	347	30.6	8.81	3826	3532	10.1	15.0	12.7	11.1	3.54
643C	6	0.34	0.302	20	338	28.8	8.52	3845	3453	10.2	15.0	12.7	11.1	3.54
643D	6	0.34	0.293	20	346	30.3	8.75	3868	3453	10.2	15.0	12.7	11.1	3.54

program and test results

Cracking load					Maximum load					Calculated value				
Q_{cr}	No.	τ_{cr}	τ_{cr}/F_c	R_{cr}	Q_u	No.	τ_u	τ_u/F_c	R_u	$N/B D$	$N/B D F_c$	$M_s/B D^2 F_c$	$M_{f_e}/B D^2 F_c$	M_s/M_{f_t}
t	Cycles	kg/cm ²	%	10 ⁻²	t	Cycles	kg/cm ²	%	10 ⁻²	kg/cm ²				
3.60		31.8	10.49	0.19	6.30		55.7	18.38	0.95	0	0	6.772	12.908	0.524
2.20		19.6	6.75	0.15	4.03		35.9	12.39	0.85	0	0	9.173	13.533	0.677
1.75		15.4	4.78	0.26	1.85		16.4	5.07	0.36	0	0	7.485	11.728	0.638
1.60		14.2	4.38	0.39	1.60		14.2	4.38	0.39	0	0	9.468	11.728	0.807
8.00		70.0	23.64	0.11	8.60		75.3	25.44	0.24	129	0.435	25.50	13.255	0.367
6.30		55.6	19.37	0.19	6.70		59.1	20.62	0.25	130	0.452	25.74	13.394	0.598
3.80		33.9	11.22	0.31	4.30		38.3	12.70	0.43	132	0.437	25.32	12.977	0.742
3.20		28.5	9.16	0.57	3.30		29.4	9.46	0.67	132	0.424	24.81	12.561	0.846
3.30		28.6	8.58	0.19	6.40		55.5	16.66	0.97	0	0	6.139	11.659	0.526
2.40		20.4	6.08	0.16	4.85		41.3	12.33	0.85	0	0	9.557	11.659	0.819
1.80		15.9	4.89	0.18	3.00		26.5	8.16	0.78	0	0	12.027	12.350	0.973
1.80		15.9	4.42	0.52	1.95		17.2	4.79	0.61	0	0	10.650	10.270	1.037
7.60		68.4	20.35	0.17	7.90		71.1	21.16	0.36	133	0.395	23.40	11.451	0.334
6.00		53.5	16.06	0.21	6.00		53.5	16.07	0.21	132	0.396	23.45	11.451	0.507
4.10		35.9	10.49	0.40	4.20		36.7	10.75	0.54	129	0.377	22.78	11.034	0.695
2.95		26.3	8.24	0.57	3.00		26.7	8.38	0.74	132	0.413	23.94	11.798	0.777
4.15	1/2	36.7	9.12	0.20	7.00	8/2	61.9	15.39	0.66	0	0	5.671	9.785	0.579
2.65	2/2	23.6	6.12	0.20	3.45	15/2	30.7	7.97	1.60	0	0	5.900	9.993	0.590
1.80	3/2	16.1	3.96	0.26	2.00	4/2	17.8	4.40	0.29	0	0	6.519	9.299	0.701
1.85	6/2	16.5	4.34	0.50	1.85	6/2	16.5	4.34	0.50	0	0	9.641	10.340	0.932
1.70		14.8	3.83	0.21	2.67		23.4	6.03	0.73	0	0	8.904	9.716	0.916
1.85	1/2	16.3	4.17	0.20	2.72	9/2	24.0	6.14	0.55	0	0	9.094	9.924	0.916
4.60		40.6	10.50	0.41	4.95		43.7	11.29	0.63	163	0.421	22.19	9.993	0.753
4.25	1/2	37.5	9.88	0.40	4.45	2/2	39.3	10.34	0.40	163	0.428	22.45	10.201	0.682
4.40		39.2	10.34	0.40	4.04	5.05	45.0	11.88	0.81	151	0.398	21.99	9.993	0.799
4.20	1/2	37.4	9.60	0.30	5.00	5/2	44.6	11.43	0.75	151	0.387	21.61	9.716	0.773
3.06		26.7	7.41	0.36	4.02		35.1	9.74	0.51	226	0.626	22.09	10.340	0.652
4.20	2/2	37.4	9.73	0.40	4.60	5/2	41.0	10.65	0.55	231	0.600	22.20	10.201	0.710
1.80	5/2	15.9	4.24	0.43	2.02	5/2	17.8	4.75	0.73	0	0	10.710	10.410	1.028
1.90		16.7	4.57	0.59	2.00		17.6	4.81	0.63	0	0	10.686	10.826	0.987
1.90	5/2	16.6	4.55	0.53	2.05	5/2	17.9	4.91	0.65	0	0	10.906	11.381	0.958
1.60		14.1	3.76	0.39	2.00		17.6	4.71	0.60	0	0	10.457	10.479	0.997
1.67	4/2	15.0	3.94	0.40	1.97	8/2	17.4	4.65	0.74	0	0	10.341	10.340	1.000
1.60	9/2	14.1	3.73	0.45	2.00	18/2	17.6	4.66	0.70	0	0	19.312	10.548	0.977
3.22		28.4	7.50	0.72	3.25		28.7	7.57	0.77	150	0.395	21.95	9.992	0.766
3.15	5/2	28.3	7.35	0.55	3.22	5/2	29.0	7.51	0.72	153	0.396	21.71	9.712	0.767
3.02	2/2	26.7	6.57	0.41	3.40	2/2	30.3	7.39	0.74	150	0.369	20.94	9.299	0.784
3.35		29.8	8.61	0.67	3.72		33.1	9.55	1.06	132	0.380	22.62	10.826	0.883
3.05	5/2	26.9	7.97	0.66	3.47	9/2	30.6	9.06	1.20	130	0.389	23.07	11.173	0.848
3.22	1/2	28.4	8.22	0.62	3.40	1/2	30.3	8.68	0.80	130	0.375	22.71	10.965	0.938

注) ひび割れ荷重時および最大耐力時のサイクル数とは、その値を測定したときのサイクル数を示す。