

X形配筋を施した鉄筋コンクリート構造の 弾塑性性状に関する基礎的研究（その1）

若林 實・南 宏一・久木幸雄

ELASTIC-PLASTIC BEHAVIOURS OF DIAGONALLY REINFORCED CONCRETE FRAMES (Part 1)

By *Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI and Yukio HISAKI*

Synopsis

In this experimental study two specimens having two-bay reinforced concrete were tested under severe reversed cyclic loading. One of them had main reinforcements being placed conventionally in the column, the other had diagonal reinforcements both in the column and in the beam-to-column connection.

From the test results it was shown that the shear carrying capacity of the connection panel was improved by means of the diagonal reinforcements and no bond failure of the main reinforcements passing through the connection panel occurred so that no reduction of anchoring capacity at column-ends was caused. Therefore the diagonally reinforced concrete frame has the advantage of having excellent energy dissipation.

1. 序

中低層の鉄筋コンクリート造建物の耐震安全性を確保するためには、短柱の脆性的な破壊を伴うせん断破壊を防止し、柱材の靱性を向上させることが不可欠の条件である。1968年の十勝沖地震以来、各研究機関において柱材の耐震性能を向上させるための有効な方法を確立するために、実験的研究が精力的に行なわれ数多くの貴重な研究成果が蓄積されてきた。

しかしながら、これらの研究のほとんどは、従来より慣用されてきた柱主筋を平行に配筋した、いわゆる在来形の配筋法（ここでは、平行配筋と称する）を用いた柱材のせん断破壊性状を検討することを基本としているもので、主として帯筋の量や形状あるいは配筋法を変化させた程度の効果を検討するとどまり、ここで述べる様な主筋の配筋法を従来のものと根本的に変えることによって柱材の耐震性能を向上させる試みは全くなされていなかった。

鉄筋コンクリート部材のせん断材破壊による脆性的な破壊を、曲げ補強筋を筋違状に斜めに配筋する方法（ここでは、X形配筋と称する）によって防止しようとする試みは、1971年に Paulay によって初めてなされた^{1)~4)}。中廊下形式の並列連層耐震壁に設けられる境界ばりには、強度のほか十分な靱性を与えることが必要であるが、この研究では、これらの要求される性能を満たす構法として、境界ばりの主筋をX形に配筋することを提案し、かつ、実施設計において応用することを試みている。その後、この Paulay の着想にヒントを得てはり部材のせん断抵抗にX形配筋を応用する試みは Bertero ら^{5),6)}によってなされているが、筆者らは、このX形配筋をわが国で問題となっているせん断力の影響を著しく受ける鉄筋コンクリート短柱に適用して、その耐震性能を向上させることを考え、単一柱材に対して基礎的な実験を行なった。その結果、X形配筋を施した鉄筋コンクリート柱の耐震性能は、従来の平行配筋による柱に比して、極めて優れていることが示され、それを学会誌^{7),8)}あるいは建築関係の雑誌^{12),13)}に発表したところ、設計者および施工者等

の実務家より学校建築あるいは、中低層の集合住宅のはりおよび柱のラーメン部材あるいは、耐震壁等に適用するにあたっての設計上の問題点などについて照会があり、X形配筋に対して強い関心が寄せられるところとなった。

そこで筆者らは、X形配筋を実際の鉄筋コンクリート造建物に適用するのに必要な基礎資料を得ることを目的とした実験的研究を継続して行なってきた。

本研究はこれらの継続的研究のうち、学校建築あるいは中低層の集合住宅の鉄筋コンクリート柱にX形配筋を施した場合のはり、柱および柱はり接合部を含む骨組架構としての弾塑性々状を実験的に検討したもので、本報告では、実験内容とその結果について述べる。

2. 実験計画

Fig.1 に今回の実験で採用された試験体および荷形式の概要を示す。荷原理は、文献¹³⁾とはほぼ同じであるが、計画に際して、地震外乱時に於ける柱、はり、および柱はり接合部（以下、単に接合部と略記する）から成る鉄筋コンクリート造の骨組架構としての弾塑性々状を良く評価できることを主目的として決定された。

すなわち、一般的に地震外乱時には、柱およびはりにせん断と逆対称曲げモーメントが生じ、また接合部両端部にも逆対称な曲げモーメントが生じる。このため柱主筋が平行配筋されている場合には、鉄筋とコンクリートの間の付着破壊によって接合部から柱主筋の抜け出しが生じる。この主筋の抜け出しは、付加変形を生じさせ結果的に架構の剛性低下の原因となるほか、柱材端部の圧縮側コンクリートの負担応力が増大し、曲げ耐力の低下の原因となることも既往の研究によって明らかにされている¹⁴⁾。**Fig.1** の荷形式では、これらの鉄筋コンクリート造骨組に特有の性状を評価するのに適している。

今後、X形配筋の実用化に際して、柱部分だけにX形配筋を採用した場合、上記の問題点は解決されない。接合部で柱主筋を斜めに配筋すれば、主筋の抜け出しが起らず、上記の問題点が改善され、鉄筋コンクリート造の耐震性能の向上につながる事が期待できる。そこで、柱主筋の配筋法を実験変数として、柱および接合部とともに従来通り主筋を平行に配筋するもの（試験体 PP）と、柱端部で主筋を折り曲げ、柱および接合部とともにトラス状に交差させて配筋するもの（試験体 XX）の2試験体について実験を行ない、柱主筋の配筋法の違いが、鉄筋コンクリート造骨組の弾塑性性状に及ぼす影響について検討した。

3. 実験

3.1 試験体の設計と製作

柱主筋が平行に配筋される試験体 PP を基準試験体として、はりの曲げ・せん断破壊を先行させないという設計方針に基づいて、試験体 PP の断面・配筋量等が決められた。試験体 XX は、柱主筋の配筋法だけを変えたもので、他の条件は試験体 PP と同一である。

Fig.2 に両試験体の形状・寸法・配筋状況を、**Fig.3** に断面をそれぞれ示す。

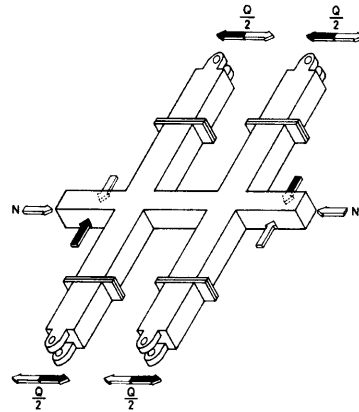


Fig. 1. Specimen and Loading System

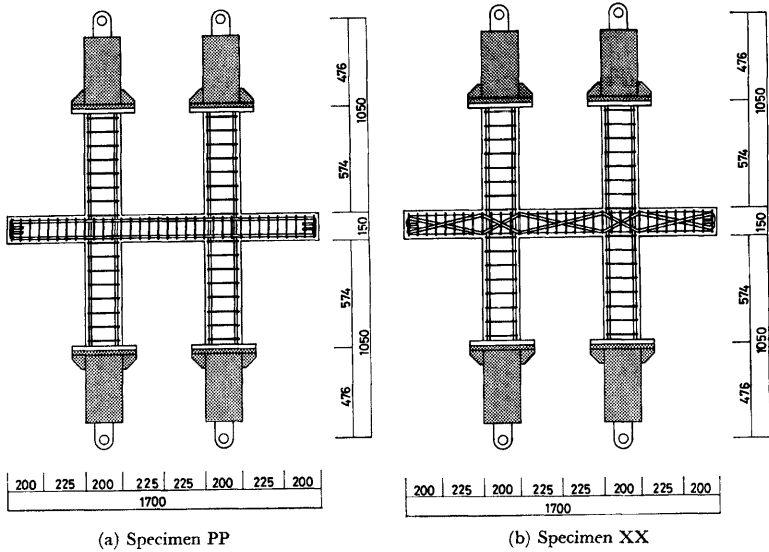
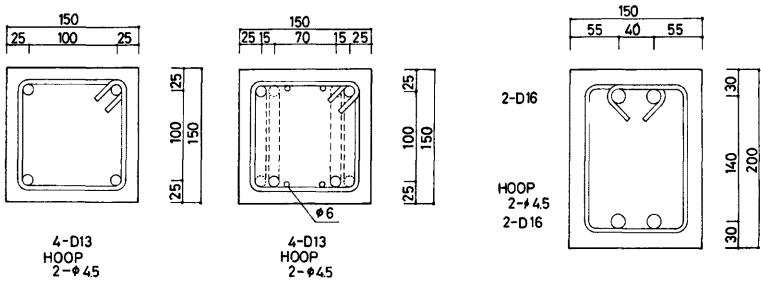


Fig. 2. Nominal Dimensions and Reinforcement Cage of Test Specimen (unit : mm)



(a) Column (Specimen PP) (b) Column (Specimen XX) (c) Beam (Specimen PP, Specimen XX)
Fig. 3. Cross Sections of Test Specimens (unit : mm)

両試験体とも柱長さ h を 45 cm とし、柱断面は $b \times c, D = 15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$ 、はり断面は $b \times h, D = 15 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ 、柱内法せん断スパン比 ($h/c, D$) は 3.0 である。柱主筋として 4-D13 (引張鉄筋比 $\rho_t = 1.13\%$) を、柱せん断強筋として $\phi 4.5$ を 5.0 cm 間隔でそれぞれ配筋し、接合部も柱部材と同一のせん断補を行なった (せん断補強筋比 $\rho_w = 0.42\%$)。はりは、主筋として 4-D16 ($\rho_t = 1.33\%$)、せん断補強筋として $\phi 4.5$ を 7.5 cm 間隔 ($\rho_w = 0.28\%$) に配筋されている。このほかに試験体 XX では、柱せん断補強筋を固定するために 4- $\phi 6$ を使用したが、柱頭および柱脚部で切断し曲げ抵抗に寄与しないように処理されている。

試験体 XX の配筋状況を Photo. 1 に示す。

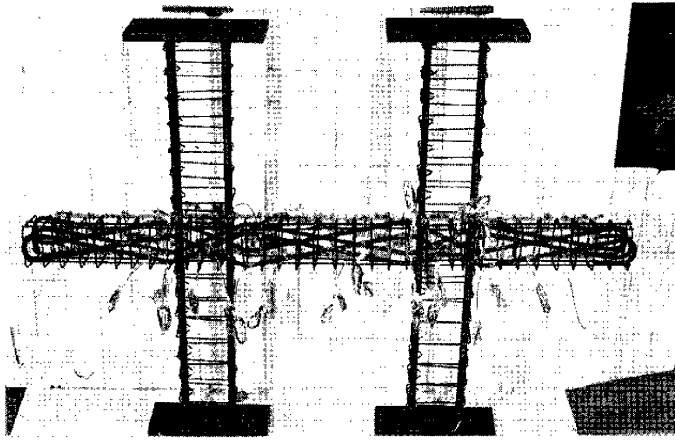


Photo. 1 Arrangement of Reinforcement (Specimen XX)

はり主筋は、端部プレートに溶接定着し接合部における主筋の収まりから鉄筋間隔が小さくなっているが、せん断補強筋は、周囲コンクリートの拘束を考慮して Fig. 3(c) に示される変則的な形状となっている。

また、試験体 XX の柱主筋は、折り曲げによる鉄筋の反りを防ぐため、リブに対して直角方向に折り曲げられている。

コンクリート打設は横打ちとし、同時に強度試験用円柱供試体 (10 cm × 20 cm) を製作した。試験体、円柱供試体ともに1週間後に脱枠し、その後は試験時まで実験室内で空気養生を行なった。

3.2 使用材料

(1) コンクリート

セメントには普通ポルトランドセメントを、細骨材には1.2 mm 以下の川砂を、粗骨材には5 mm 以上10 mm 以下の川砂利を使用した普通コンクリートで、重量調合比はセメント：砂：砂利=1：2.05：2.47 である。設計基準強度 $F_c=210 \text{ kg/cm}^2$ として、水セメント比は、打設時平均気温を考慮して試験体 PP では62%，試験体 XX では60%である。

(2) 鋼材

主鉄筋には SD30 を、せん断補強筋およびせん断補強筋固定用補助筋には SR24 相当品の材質のものをそれぞれ使用した。

鋼材および試験時におけるコンクリートの力学的性質を Table 1 に示す。

3.3 実験装置

実験装置を Fig. 4 および Photo. 2 に示す。

柱軸力は 200t 手動式油圧ジャッキによって載荷し、実験中一定に保った。柱材軸から、はり自由端の載荷点までは 112.5 cm で、このうち柱材軸から 64.8 cm までの部分が鉄筋コンクリートとその端部プレート (厚さ 24 mm) であり、残りの 47.7 cm は、先端部にピン軸を持つ極めて剛性の高い箱形断面の鋼製載荷腕木である。この腕木2つづつをピン連結した2連の載荷材にせん断力 Q を 20t 手動式油圧ジャッキ2台により、それぞれ繰り返し載荷した。外側の柱の2支点 (曲げモーメント反曲点) は、ピンローラー支点を形成しようとするものである。

Table 1. Mechanical Properties of Materials (unit : kg/cm²)

Specimen	Concrete		Reinforcement					
	Ultimate Compressive Stress	Splitting Tensile Stress	Main Reinforcement				Web Reinforcement (4.5 φ)	
			Column(D 13)		Beam(D 16)			
			Yield Stress	Maximum Stress	Yield Stress	Maximum Stress	Yield Stress	Maximum Stress
F_c	F_t	$r\sigma_y$	$r\sigma_u$	$r\sigma_y$	$r\sigma_u$	$r_w\sigma_y$	$r_w\sigma_u$	
P P	252	21.3	3310	5180	3380	5120	2680	4010
X X	246	24.5						

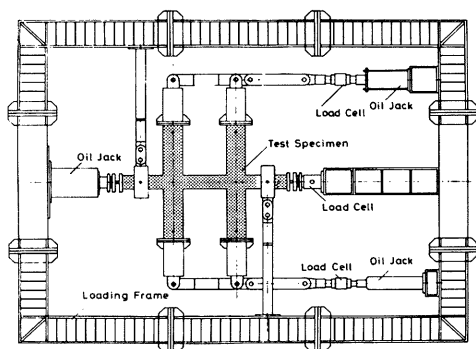


Fig. 4. Loading Apparatus

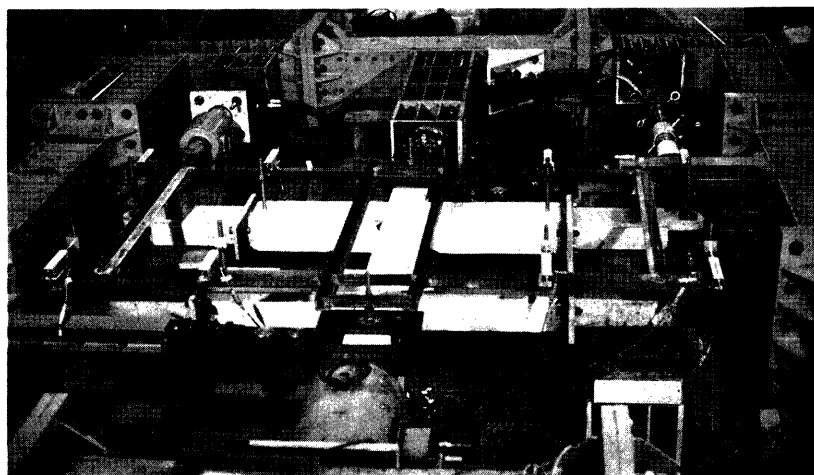


Photo. 2 General Test Arrangement

試験体を水平にした状態で実験を行ない、軸力・せん断力・せん断力・せん断力・せん断力・せん断力の総てが同一水平面上に在るように、試験体および実験装置が設置された。

3.4 変位およびひずみの測定

Fig. 5 に示すように、はり自由端の相対変位量 δ を摺動抵抗式の変位形 (精度 1/200 mm) によって測定し、この測定値より層間変位角 $R (=2\delta/l)$ を求め、試験時の基準変位量 (繰り返し载荷に対する制御変位振幅値) とした。

柱主筋のひずみは、理論上の曲げモーメント反曲点・柱端部等、1本の鉄筋の11ヶ所 (10~12.5 cm 間隔) の鋼材両側面に貼り付けたひずみゲージによって測定した。あわせて柱せん断補強筋およびはり主鉄筋のひずみも、ひずみゲージによって測定した。

3.5 実験方法

あらかじめ、中心圧縮強度の20%の一定軸力を負荷させた上で、両試験体に対してくり返し载荷を行なった。層間変位角 R を制御変位振幅値として、初期値を 0.005 rad.、最終値を 0.05 rad.、増分値を 0.005 rad. とする漸増変位振幅値をくり返し载荷を行ない、また、同一変位振幅値で2回のくり返しを行なった。

なお、外力 $Q=0^t$ から除荷点までの载荷時には、左右のはりの相対変位量 δ が等しくなるように変位制御とし、除荷点から $Q=0^t$ までの除荷時には、左右のはりに加える外力 Q が等しくなる様に荷重を制御した。なお、Table 2 に作用軸力を示す。

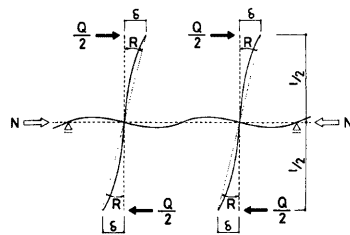


Fig. 5. Data Detection System

Table 2. Measured Strength and Axial Load

Specimen	N (t)	N/N ₀	N/bDFc	Q _{max} (t)	
				Positive Loading	Negative Loading
PP	14.40	0.2	0.254	3.25	-2.88
XX	14.16		0.256	3.65	-3.69

4. 実験結果

4.1 ひび割れ破壊状況

Fig. 6 に両試験体のひびわれ図を、Photo. 3 に最終変位振幅時の破壊状況を示す。

(1) 試験体 PP

$R = \pm 0.005$ rad. ではりに初期曲げひびわれ、接合部に初期せん断ひびわれが、 $R = \pm 0.01$ rad. で柱に初期曲げひび割れが形成された。さらに、 $R = \pm 0.015$ rad. で柱材端から $l/2$ ($=15$ cm) 以内に初期斜張力ひびわれが発生した。その後、荷重および変形が増大しても、はりには降伏せず、接合部パネルに数多くのせん断ひび割れおよびコンクリートの圧壊が生じ、 $R = 0.02$ rad. で接合部はせん断破壊し、最大強度 $Q_{max} = 3.25^t$ を示した。なお柱材は単一柱材の実験結果^{7),8),9)}から計算したせん断強度に対応する $Q = 3.0^t$ 以上になっても、せん断破壊していない。はり材では、初期曲げひび割れ以後、それらがわずかに進展しただけで、コンクリートの圧壊等の終局的な現象は見られなかった。

(2) 試験体 XX

はり・柱の初期曲げひびわれおよび接合部パネルの初期せん断ひびわれの発生状況については、試験体

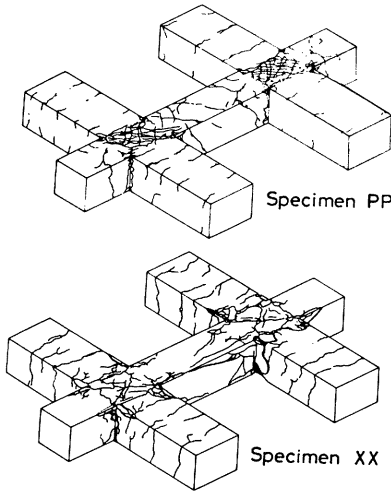


Fig. 6. Crack Observation

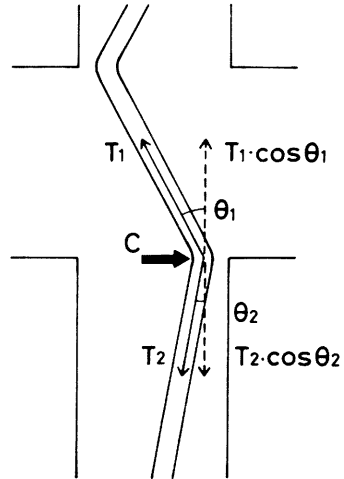
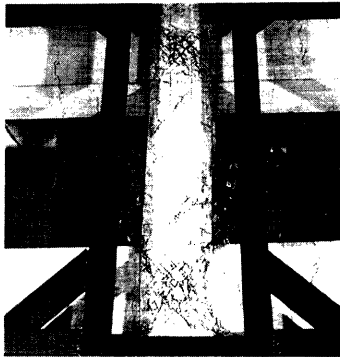


Fig. 7. Equilibrium at Bending Point of Main Reinforcement



(a) Specimen PP

(b) Specimen XX

Photo. 3 Test Specimens after Test

PP とほとんど差は見られないが、 $R = \pm 0.015 \text{ rad.}$ になっても柱に斜張力ひびわれは生じていない。その後、荷重および変形の増大に伴いはりが曲げ降伏し、接合部パネルのせん断ひびわれも進展した。最大強度時 ($R = -0.02 \text{ rad.}$, $Q = -3.69 \text{ t}$) には、はり端部コンクリートの圧壊および接合部コンクリートの圧壊が観察されており、破壊モードは、はりの曲げ破壊および接合部のせん断破壊が混在する様相を示している。このほか柱材には、最大強度以後 $R = \pm 0.03 \text{ rad.}$ になっても顕著な破壊は見られなかったが、 $R = -0.035 \text{ rad.}$ で圧縮側主鉄筋折り曲げ部周辺のかぶりコンクリートに割裂が生じ、はく離した。これは折り曲げ部では Fig. 7 に示されるように、外向きの力 C が鉄筋周囲のコンクリートに生じているためであると考えられる。

4.2 荷重—変形曲線

両試験体の荷重—変形曲線を Fig. 8 に示す。

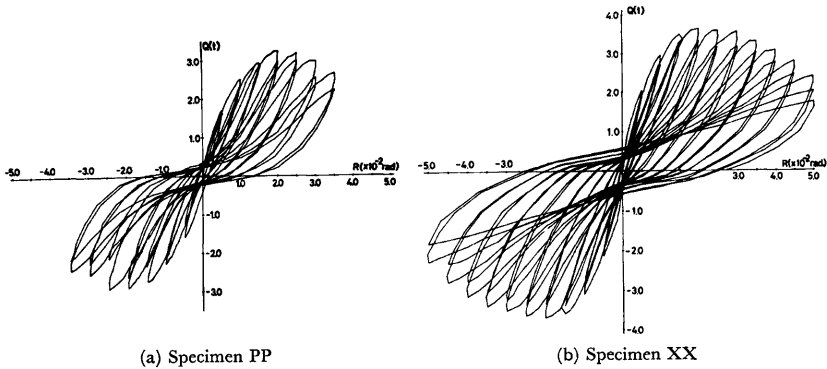


Fig. 8. Load-Deflection Relationships

(1) 試験体 PP

接合部パネルがせん断破壊したが、その履歴過程で主筋とコンクリートの間の付着破壊の影響を強く受けて、繰返し時に変形量が小さい区間で荷重-変形曲線の勾配が極めて小さくなり、エネルギー消費能力の小さい逆 S 字形のループを示している。

(2) 試験体 XX

最大強度は、試験体 PP を上回り $Q=3.69t$ を示した。これは、斜めの柱主筋がせん断力の一部を負担し、結果として、接合部パネルの強度が増大したことよると考えられる。また、X形配筋を施したことによって、付着破壊による柱あるいは接合部からの柱主筋の抜け出しが抑制されるので、試験体 PP に比べ、繰返しによる剛性の低下が小さくなっており、エネルギー消費能力の大きい安定した紡錘形を示している。

Fig. 9 に両試験体の累積エネルギー消費量を示す。縦軸は累積エネルギー消費量を、横軸は繰返し回数をそれぞれ表わす。層間変位角 $R=0.01$ rad. から両試験体のエネルギー消費量に差が生じ始め、最大強度以後その差は顕著になり、 $R=0.035$ rad. までの試験体 XX の累積エネルギー消費量は、試験体 PP の1.37倍に達している。

このほか、両試験体の履歴性状を比較して特徴的なこととして、試験体 XX は、正負荷重の繰返しに対してほぼ対称形に近く安定した変形性状を示すが、試験体 PP は、正負非対称で特に負荷重時に不安定な変形性状を示すことが挙げられる。

4.3 柱主筋のひずみ

Fig. 10, Fig. 11 に各変位振幅毎の除荷点での柱

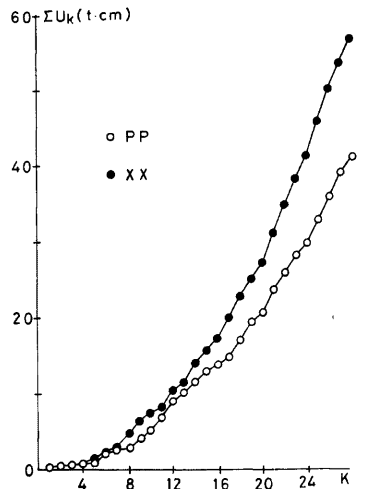


Fig. 9. Relationships between Cumulative Energy Dissipation and Number of Cycle

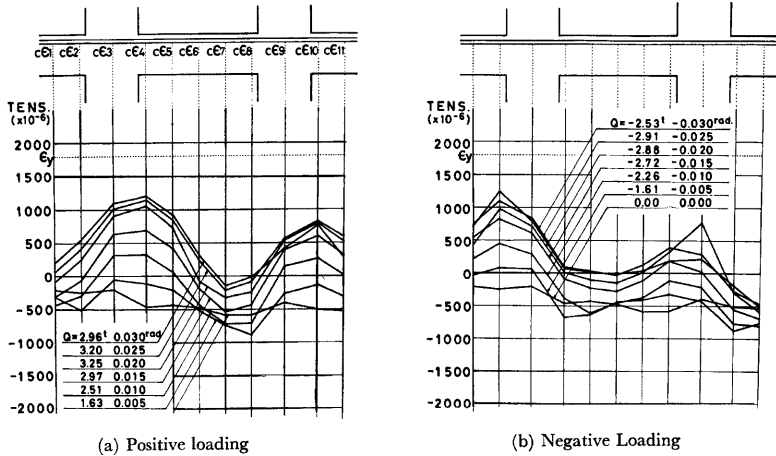


Fig. 10. Strain Distributions of Main Reinforcement (Specimen PP)

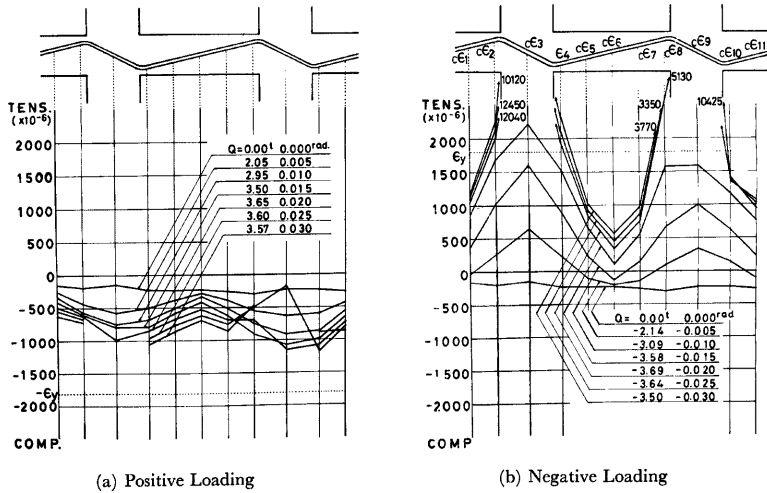


Fig. 11. Strain Distributions of Main Reinforcement (Specimen XX)

主筋のひずみ分布の推移を正負荷重別に示す。縦軸はひずみ度を、横軸はひずみの測定位置を表わしている。さらに Fig. 12 には、横軸に変位振幅をとって各位置別のひずみの推移を、試験体 PP では正荷重時について、試験体 XX では、ひずみ測定した柱主筋の両端に引張力が生じる負荷重時について示す。

(1) 試験体 PP

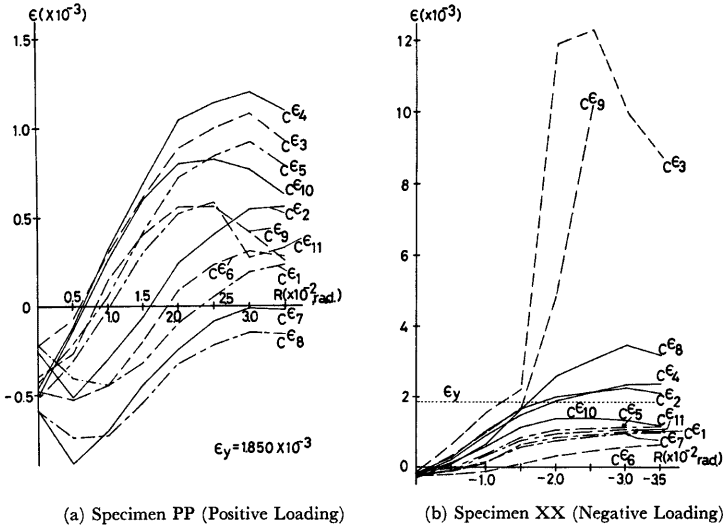


Fig. 12. Relationships between Strain of Main Reinforcement and Deflection

変形の増大に伴ない、曲げ引張側の引張ひずみは直線的に増大するが、降伏値には達していない。一方、曲げ圧縮側のひずみ（例えば正荷重時の ϵ_{ϵ_3} , ϵ_{ϵ_2} ）は、鉄筋とコンクリートの間の付着破壊による柱主筋のすべりによって、 $R = \pm 0.005 \text{ rad}$. 以後、圧縮ひずみが減少し、 $R = 0.02 \text{ rad}$. では引張ひずみに反転している。この付着破壊は、 $Q = 2.0 \text{ t}$ 前後で生じており、このときの平均付着応力度は、約 27 kg/cm^2 である。特に負荷重時には内柱の主筋ひずみは、最大強度以後、スパン全域にわたり引張側でほぼ平均化している。このことから、せん断力伝達機構として、コンクリートを圧縮筋材、主鉄筋を引張弦材とする、ほぼ完全なトラス機構を形成していると考えられる。接合部内でのひずみは、小変形時には直線的なひずみ分布を示さず、荷重および変形がある程度増大するにつれて直線的な分布に近づいている。接合部中央から曲げ圧縮側にかけてのひずみ勾配 ($\epsilon_{\epsilon_3} \sim \epsilon_{\epsilon_2}$) は、ほぼ一定で、付着破壊の結果、曲げ引張側での引張ひずみの進展が接合部を隔てた曲げ圧縮側に、直接的な影響を及ぼしていることが Fig. 10 (a) から認められる。

(2) 試験体 XX

作用せん断力の方向に応じて、鉄筋の全長にわたり引張ひずみあるいは圧縮ひずみのどちらか一方だけが分布することが確かめられた。このことは、柱材端に働く曲げ・せん断力に対して、斜め主鉄筋を引張筋材、斜め主筋およびコンクリートからなる圧縮 tendon を圧縮筋材とする伝達機構によって、抵抗していると考えられる。また接合部中央における引張ひずみは、 $R = -0.02 \text{ rad}$. で降伏値に達し、 $R = -0.03 \text{ rad}$. ではひずみ硬化域にまで達している。圧縮・引張の両状態とともに、柱中央部ほどひずみが小さくなる凹形のひずみ分布を示しているが、特に引張状態において、急激なひずみ勾配になっている。圧縮状態のひずみ分布は、極めて小さなひずみ勾配を示し、コンクリートが圧縮斜材として有効に働いていることが認められる。

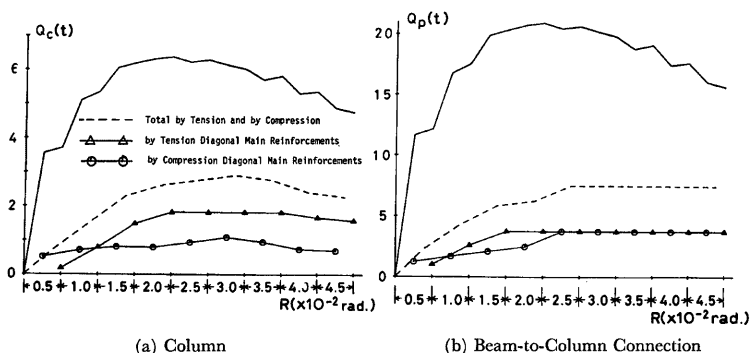


Fig. 13. Shear Carried by Diagonal Main Reinforcements

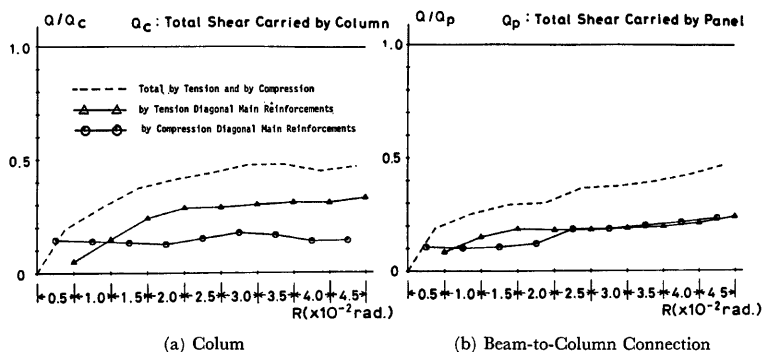


Fig. 14. Ratio of Shear Carried by Diagonal Main Reinforcements to Total Shear

5. 斜めに配筋された柱主筋の負担するせん断力

一般的に、せん断力が働いている部材において、材軸に傾斜して配筋された鉄筋は、せん断力の一部を負担することができる。すなわち、X形配筋を施した柱材では主筋自体が新たなせん断力伝達因子として働くので、せん断強度が増大し、ひびわれが抑制される。この斜めに配筋された柱主筋がどの程度、せん断力を負担しているかを検討した結果を以下に示す。

鉄筋の応力-ひずみ関係を完全弾塑性形に仮定し、柱主筋のひずみ状況から応力を求め、その傾きを考慮して負担するせん断力を計算した結果を Fig. 13, Fig. 14 に示す。ここで Fig. 13 (a) は柱材での、Fig. 13 (b) は接合部での斜め主筋の負担するせん断力の推移をそれぞれ絶対値化して示している。Fig. 14 は主筋の負担するせん断力の、全せん断力に対する割合を示している。図中、△印は引張鉄筋の、○印は圧縮鉄筋の負担せん断力あるいは負担率であり、破線は両者の和である。実際は、部材に作用しているせん断力を示す。

柱材では、最大強度時に引張鉄筋が降伏値に達しているが、圧縮鉄筋は最終状態まで降伏値に達していない。一方、接合部では、試験体 PP が接合部崩壊型の破壊性状を示したように、過剰な応力状態となるため、圧縮鉄筋も降伏している。また、最大強度時には、部材によって伝達されるせん断力のうち、柱材で約

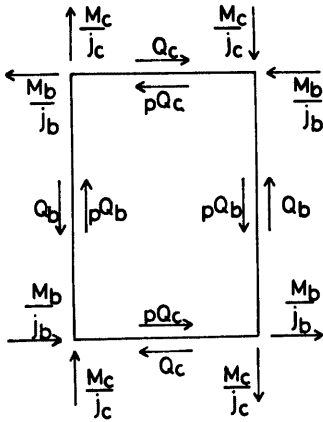


Fig. 15. Equilibrium on Beam-to-Column Connection

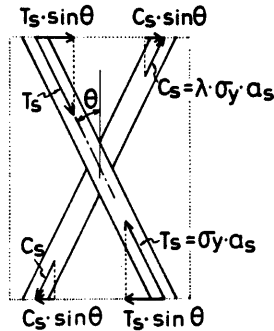


Fig. 16. Stress of Diagonal Main Reinforcements

42%, 接合部で約30%を斜めの主筋が負担しており、変形の漸増に伴いその負担率も漸増しており、最終変形時には柱および接合部でともに約50%に達している。

6. 破壊モードと最大強度の検討

(1) 試験体 PP

はり主筋および柱主筋とも未降伏で、接合部パネルのせん断破壊によって最大強度 $Q_{max}=3.25t$ となった。このとき接合部パネルの大きさを $j_b \times j_c$ (j_b, j_c : はりあるいは柱の応力中心間距離) とし、接合部パネルの境界に作用する曲げモーメントのうち、はり側を M_b 、柱側を M_c とすると、力のつり合いはFig. 15 のようになる¹⁶⁾。接合部パネルに作用する柱側のせん断力 pQ_c は、

$$pQ_c = \frac{2M_b}{j_b} - Q_c \tag{1}$$

で表わされる。ここで Q_c は柱のせん断力である。このせん断力 pQ_c に対してコンクリートパネルに $c\tau$ のせん断応力度が一樣に分布すると仮定すると、

$$pQ_c = c\tau \cdot b \cdot j_c \tag{2}$$

となり、 $c\tau$ は次式で表わされる。

$$c\tau = \frac{1}{b \cdot j_c} \left(\frac{2M_b}{j_b} - Q_c \right) \tag{3}$$

パネルがせん断破壊するときのせん断応力度を $c\tau_u$ とすると、実験値 $Q_{max}=3.25t$ より、

$$c\tau_u = 108 \text{ kg/cm}^2, \quad c\tau_u/F_c = 0.429$$

となる。文献¹⁶⁾には、鉄筋コンクリート接合部パネルの $c\tau_u$ に関して

$$c\tau_u/F_c = \frac{75.4}{F_c} \quad (F_c > 232 \text{ kg/cm}^2 \text{ のとき}) \tag{4}$$

あるいは、

$$c\tau_u/F_c = \frac{62.5}{F_c} \quad (F_c > 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ のとき}) \tag{5}$$

の2つの実験式が示されている。(4)式より $\epsilon\tau_u/F_c=0.299$, (5)式より $\epsilon\tau_u/F_c=0.248$ となり, 本実験で得られた $\epsilon\tau_u/F_c$ は, この(4), (5)式に比して極めて高い値を示している。

(2) 試験体 XX

接合部内の斜めの主筋がせん断力の一部を負担できると考える。主筋の柱材軸に対する傾斜角を θ として, 引張筋は降伏しており, 圧縮筋の応力が $\lambda\sigma_y$ で表わされるとする ($0\leq\lambda\leq 1$) と, Fig. 16 に示される様に, 斜めの主鉄筋の負担できるせん断力 ρQ_s は,

$$\begin{aligned} \rho Q_s &= (T_s + C_s) \cdot \sin \theta \\ &= (1 + \lambda) \cdot \sigma_y \cdot a_s \cdot \sin \theta \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(6)$$

と表わせる (σ_y : 鉄筋の降伏応力度, a_s : 引張鉄筋断面積)。通常の平行配筋だけを持つ接合部パネルのせん断強度 ρQ_c と, この ρQ_s の和が, X形配筋を施した接合部パネルのせん断強度 ρQ_u を与えるとする,

$$\begin{aligned} \rho Q_u &= \rho Q_c + \rho Q_s \\ &= \epsilon\tau_u \cdot c_b \cdot i_c + (1 + \lambda) \cdot \sigma_y \cdot a_s \cdot \sin \theta \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(7)$$

となる。ここで, コンクリートの最大せん断応力度を試験体 PP の実験結果から得た値, $\epsilon\tau_u/F_c=0.429$ とし, 最大強度時の圧縮筋のひずみ測定値から, $\lambda=0.5$ として接合部パネルがせん断破壊するときの ρQ_u を与える荷重 ρQ_{cal} を求めると, $\rho Q_{cal}=4.20t$ となり実験値を大きく上回る。また, 通常の曲げ理論式から求めたはりの曲げ降伏時の荷重は, $Q=3.84t$ となることから, 上記の仮定に従えば, 試験体 XX は, はりが曲げ破壊し, 接合部パネルは, 終局的な破壊に至っていないと判断できる。しかしながら, 最大強度以後の包絡線は, 曲げ破壊の性状とは異なり, 変形の増大に伴い下降線を示している。この理由として, 柱主筋折り曲げ部での応力伝達の良否による, 大変形時の二次的破壊を生じたことが挙げられる。

7. 結 語

柱・はりおよび柱はり接合部から成るキの字形の鉄筋コンクリート集合骨組について, 柱主鉄筋の配筋法を従来通りに平行に配筋したものと, X形配筋を施したものの2試験体の弾塑性性状の違いを実験的に検討した。その結果, 次の定性的な知見を得た。

- (1) 柱および接合部とともにX形配筋を施すことにより, (i)柱および接合部でのせん断力によるひびわれが抑制され繰り返しによる剛性の低下が小さくなり, (ii)エネルギー消費能力の大きい紡錘形のループに変わり, (iii)繰り返しによる耐力低下も小さくなり, 耐震性能を改善できることが示された。
- (2) 接合部崩壊型の鉄筋コンクリート骨組がX形配筋により, 接合部のせん断強度が増大し, はり崩壊型に変わり得ることが示された。単一柱材の実験結果^{7),8),9)} と合わせて考慮すれば, 通常の配筋法では, 柱あるいは接合部のせん断破壊という脆性的な破壊モードを示す鉄筋コンクリート骨組に対して, 柱主筋の配筋法を変えるだけで, 水平抵抗力が増大し, はり破壊型になり得る。この場合, はり材に対して十分なせん断補強が行なわれていれば, 骨組は, はり曲げ破壊型という最も“ねばり”に富む性状を示す。
- (3) 平行配筋では主にせん断力によって終局的な状態に至る部材に, X形配筋を施した場合, 圧縮筋および引張筋は共に降伏することが認められた。
- (4) 柱材に生じる斜張力ひびわれを, X形配筋を施すことにより, 抑制できることが認められた。せん断力および曲げモーメントを受ける部材に斜張力ひびわれを発生させる応力は, (i)外力によるせん断応力, (ii)曲げ引張応力, の他に主筋が平行に配筋された部材では, (iii)主鉄筋とコンクリートの間の付着力によるせん断応力の3つが挙げられる。X形配筋を施した場合, (i)・(ii)は同じであるが, (iii)の応力は存

在しなくなる。この結果、斜張力ひびわれの発生が抑えられたと考えられる。

- (5) X形配筋を実用化する場合、主筋折り曲げ部分の応力伝達の良否を原因として、コンクリートに余分な負担をかけるおそれがある。実用化に際しては、幅止め筋等によって柱主筋の腹み出し・座屈を防止する適切な処置を講じる必要がある。

謝 辞

本実験を行うにあたり、大阪工業大学建築学科西村泰志助手および岡雅司氏（当時、大阪工業大学建築学科学学生）の惜しみない助力を得た。ここに記して、深甚の謝意を表わします。

参 考 文 献

- 1) Paulay, T.: Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams, Journal of the Structural Division, Vol. 97, No. ST 9, Sept., 1971, pp. 2407-2419.
- 2) Park, R. and Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures, A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, 1975, pp. 650-658.
- 3) Paulay, T.: Some Seismic Aspects of Coupled Shear Walls, Proceedings of 5th World Conference on Earthquake Engineering, 1974, Rome, Vol. 2, 1974, pp. 2005-2008.
- 4) Paulay, T.: Some Design Considerations of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Shear Walls, Proceedings of the International Symposium on Earthquake Structural Engineering, St. Louis, Missouri, U.S.A., Aug., 1976, pp. 669-679.
- 5) Bertero, V.V. and Popov, E.P.: Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Flexural Members with Special Web Reinforcement, Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering-1975, Earthquake Engineering Research Institute, June, 1975, pp. 316-326.
- 6) Popov, E.P. and Bertero, V.V.: Repaired R/C Members Under Cyclic Loading, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 1975, pp. 129-144.
- 7) 若林 實, 佐々木良一, 南 宏一, 浅井泰男: 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する一実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 1978年5月, pp. 101~104.
- 8) 若林 實, 佐々木良一, 南 宏一, 浅井泰男: 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する実験的研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 1978年9月, pp. 1775~1776.
- 9) 若林 實, 南 宏一: 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する実験的研究, 京大大学防災研究所年報第22号 B-1, 1979年4月, pp. 295~316.
- 10) 若林 實, 南 宏一, 西村泰志, 久木幸雄, 岡 雅司: X形配筋を施した RC 構造の弾塑性性状に関する基礎的研究(その1), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 1979年6月, pp. 53~56.
- 11) 若林 實, 南 宏一, 西村泰志, 久木幸雄, 岡 雅司: X形配筋を施した RC 構造の弾塑性性状に関する基礎的研究(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 1979年9月, pp. 1243~1244.
- 12) 若林 實: 非耐力壁のせん断破壊「X形配筋法が防止に効果」SRC 高層住宅被害を生かす方法と提言, 日経アーキテクチャ第80号, 1979年4月16日号, pp. 84~91.
- 13) 若林 實: 耐震性をもつX字状配筋法, 建築の技術 施工, 彰国社, 1979年5月, pp. 33~42.
- 14) 若林 實, 中村 武, 松田英樹: 柱はり接合部を貫通する部材主筋の付着破壊と接合部耐力に関する実験的研究, 京大大学防災研究所年報第21号 B-1, 1978年4月, pp. 170~184.
- 15) 六車 照, 富永 恵, 渡辺史夫, 田中仁史: 繰り返し水平力を受ける2層RCラーメン要素の復元力

- 一変形機構に関する実験的研究（その1・その2），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），1974年10月，pp. 1163～1166.
- 16) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1975年11月，pp. 143～163.