

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3）

若林 實・南 宏一

ELASTIC-PLASTIC BEHAVIORS OF DIAGONALLY REINFORCED CONCRETE COLUMNS AND FRAMES (PART 3)

By Minoru WAKABAYASHI and Koichi MINAMI

Synopsis

To clarify the effect of the diagonal reinforcement on the failure modes, useful strength, deformation capacity, and hysteretic characteristic of diagonally reinforced columns, total of eight half-scale columns are tested under high intensity cyclic reversed loading. Variable chosen for experiments are diagonal reinforcement ratio β (0, 0.2, 0.4 and 0.6) and shear reinforcement ratio ρ_w (0.20% and 0.42%). The deformation capacity and energy dissipation of columns increases with increase of the diagonal reinforcement ratio β .

1. 序

鉄筋コンクリートはり材の強度とじん性を確保するために、主筋を斜めに配筋する（ここではX形配筋という）試みが提案され実際の建築物に応用されている^{1), 2)}。

筆者らはこの着想にヒントを得て、X形配筋を鉄筋コンクリートの短柱に適用することを考え、基礎的な実験を行った^{3), 4)}。この実験によって、X形配筋を施した鉄筋コンクリート柱材の耐震性能は、極めてすぐれていることが明らかにされた。

しかし、実際の建物では、柱材の反曲点はX形主筋の交差部である中央部にないで、平行主筋とX形主筋を併用するのが一般的である。このような場合の柱材の性状を調らるために、1/4スケールの試験体を用いた実験が行われた⁵⁾。全引張主筋量に対して、X形主筋量の占める割合が増加するにしたがって、破壊モードはせん断破壊系から曲げ破壊系に移行すること、せん断強度は増加すること、エネルギー散逸量は増加することが示され、かつ、全主筋量のほぼ60%をX形主筋とした柱材の耐震性能は、100%X形主筋とした柱材の耐震性能とほぼ等しいことが明らかにされた。

しかしながら、この実験では、引張主筋比 ρ_t が1.76%と実際の建築物で用いられる主筋量に比して、比較的多い場合について検討されたものである。

そこで、実際の建築物で良く用いられる引張主筋比が $\rho_t = 1\%$ 程度、せん断補強筋比が $\rho_w = 0.3\%$ 程度の柱材におけるX形配筋の効果を調らることを目的とした実験が計画された。

本論は、その実験の内容と結果の概要を述べるものである。

2. 実 験

2.1 実験計画

Fig. 1 に実験計画と試験体の断面構成を示す。柱断面は実寸法の1/2スケールの $b \times h = 30\text{cm} \times 30\text{cm}$ とした。引張主筋にはS-D16 ($\rho_t = 1.11\%$) を用い、全試験体について共通とした。実験変数にはX形主筋比 β (引張側X形主筋の降伏引張力 f_{ty} と全引張側主筋の降伏引張力 T_t との比) とせん断補強筋比 ρ_w を選

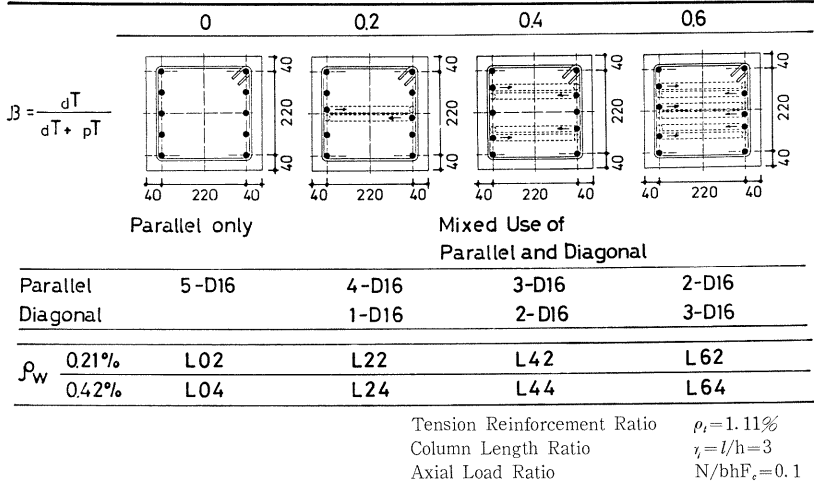


Fig. 1 Variables chosen for experiment.

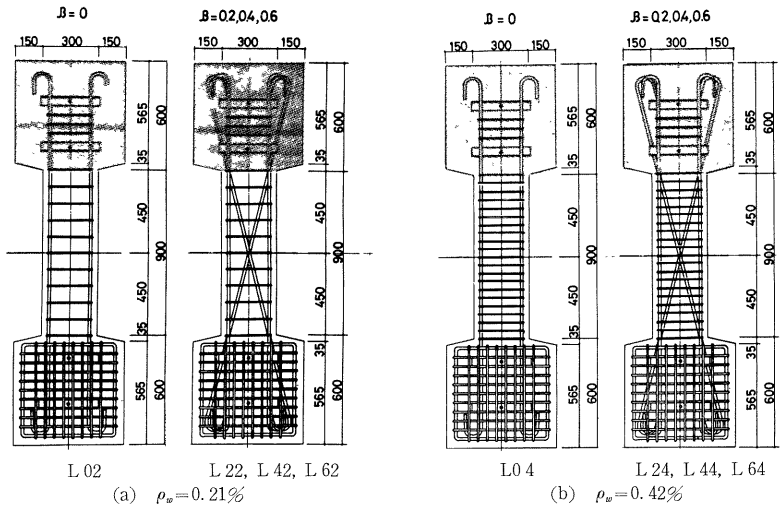


Fig. 2 Overall dimension of columns.

んだ。 β については0(平行主筋のみ), 0.2, 0.4および0.6の4種類, ρ_w については0.21% (2-6 ϕ @ 9^{mm}) と0.42% (2-6 ϕ @ 4.5^{mm}) の2種類として計8体の試験体を製作した。

なお, 全試験体とも, 柱長さ比 $\gamma (=l/h: l$ は柱長さ, h は柱せい) は3とし, かつ, 作用圧縮力の大きさは, コンクリートの圧縮強度の10%とした。

2.2 試験体製作

試験体の形状寸法を **Fig.2** に、配筋状況の一例を **Photo.1** に示す。柱主筋の幅間隔およびせい間隔はともに 22° とした。せん断補強筋の形状は、 135° フックの通常のものとした。

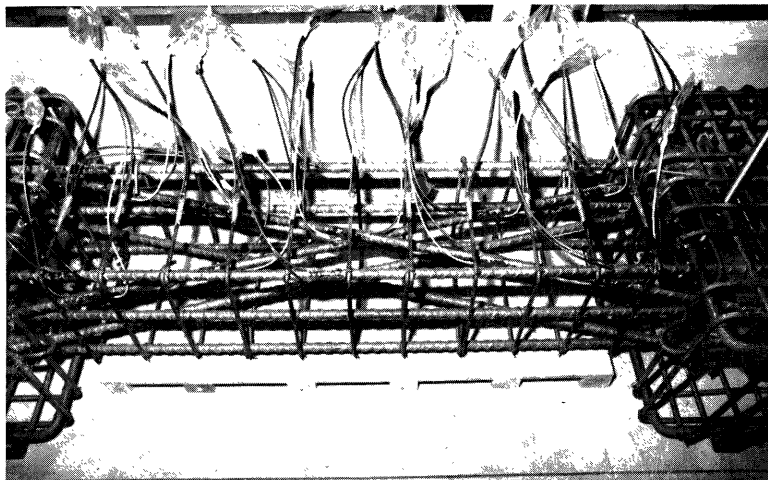


Photo. 1 Arrangement of reinforcement in test specimen L42.

主筋の位置および間隔の精度を確保するために、柱主筋の定着部に、山形鋼による固定治具を設けた。木製型枠を使用し、コンクリート打設は横打ちとした。

なお、主筋およびせん断補強筋のひずみを測定するために、柱頭、柱脚、および柱中央部のそれぞれの位置にひずみゲージを貼付した。

2.3 使用材料

使用した鋼材の材質は、主筋の D16 は SD30 で、せん断補強筋の $\phi 6$ は SR24 である。引張降伏応力度および引張最大応力度は、D16 では 3782kg/cm^2 , 5926kg/cm^2 , $\phi 6$ では 2526kg/cm^2 , 3924kg/cm^2 である。

コンクリートにはレディーミックスコンクリートを使用した。セメントは普通ポルトランドセメント、細骨材は最大寸法 2.5mm の京都府城陽産の川砂および粗骨材は最大寸法 25mm の同産の砕石を用いた。 $\rho_w = 0.21\%$ のシリーズの重量割合は $1 : 2.70 : 3.27$ で水セメント比で 66% とし、 $\rho_w = 0.42\%$ のシリーズの重量割合は $1 : 2.59 : 3.32$ で水セメント比を 60% とした。

実験時のコンクリートの実験時の圧縮強度を **Table 1** に示す。

2.4 実験方法

Fig.3 に実験装置の概要図を、**Photo.2** に実験風景をそれぞれ示す。この実験装置は京都大学防災研究所耐震構造実験室に設置されている。載荷原理は建研式加力法と同様のものである。一定圧縮力を容量 200tf の手動式油圧ジャッキで、かつ、くり返しせん断力（水平力）を、容量圧縮 100tf 引張 50tf の電動式油圧ジャッキでそれぞれ負荷した。せん断力を負荷する油圧ジャッキは、その荷重作用線が試験体の上部に取り付けられた L 字形フレームを介して試験体の柱中央部を通るように設置した。柱中央部に反曲点をもつ逆対称の曲げモーメントが負荷され、逆対称の変形状態を示す。なお、柱頭部の回転を拘束するために、平行四辺形の機構をもつ骨組を設置した。

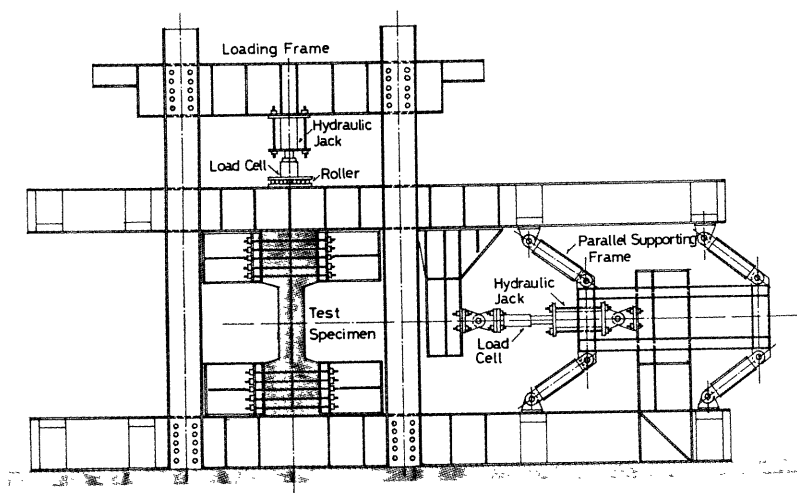


Fig. 3 Loading apparatus.

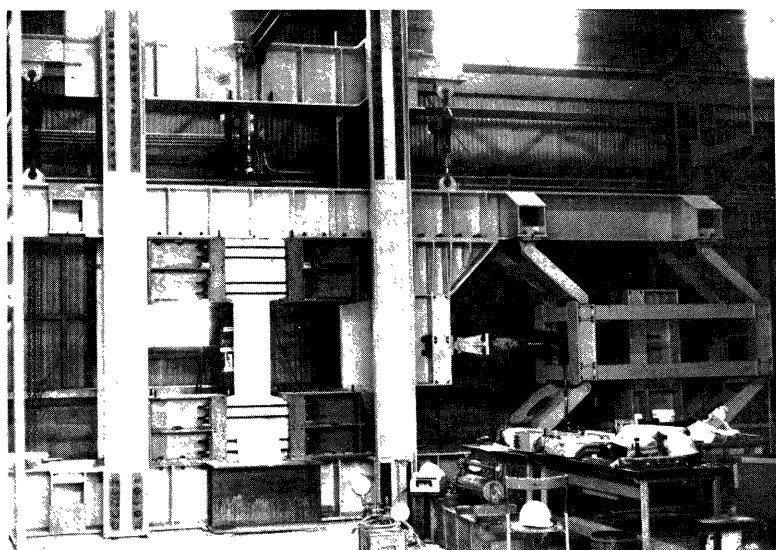


Photo. 2 General test arrangement.

柱材の柱脚と柱頭の相対水平変位位置 δ を測定し、この測定値より柱材の部材角 $R(\delta/l)$ を求め、くり返し載荷の制御変位量とした

なお、載荷則は、同一変位振幅で2回のくり返しを行う漸増振幅形とし、 $R=0.03\text{rad.}$ まで載荷した。

3. 破壊状況

Fig. 4 に最大強度時のひび割れ状況を、Photo. 3 に実験終了後の試験体の状況をそれぞれ示す。ひび割れおよび破壊の全般的な傾向は、文献 5 の場合と同様に、 β の値が増加するにつれて、せん断破壊系から曲げ破壊系へ移行しているが、若干、 ρ_w の値によって、その様相が若干異なっている。

$\rho_w=0.21\%$ の場合は、 $\beta=0$ (平行配筋のみ) では、平行主筋に沿う付着割裂ひび割れが卓越するせん断付着割裂破壊が支配的であるが、斜張力ひび割れも卓越し、斜張力破壊の様相もみられる。 $\beta=0.2$ では、平行主筋に沿う付着割裂ひび割れは、若干みられるものの、柱頭部に生じた斜張力ひび割れの成長による斜張力破壊が卓越した。しかしながら、 $\beta=0.4$ および 0.6 の場合には、平行主筋に沿う付着割裂ひび割れは、ほとんど生じなかったが、逆に、X 形主筋に沿う付着割裂が生じ、最終的には、そのひび割れの成長が著しく、 $\beta=0.6$ の場合でも、完全な曲げ破壊系の破壊モードを示していない。

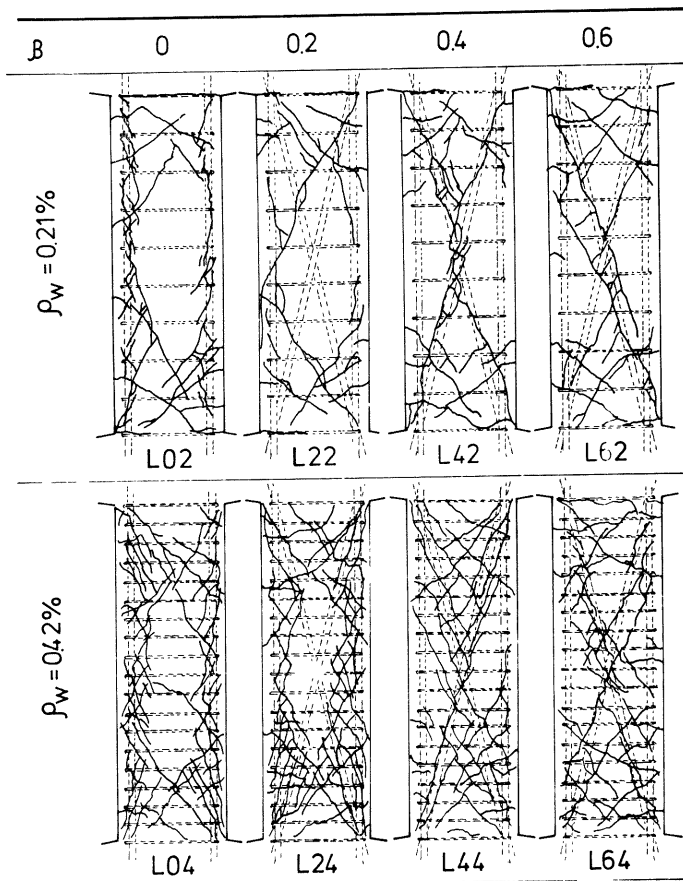


Fig. 4 Crack observation of diagonally reinforced columns.

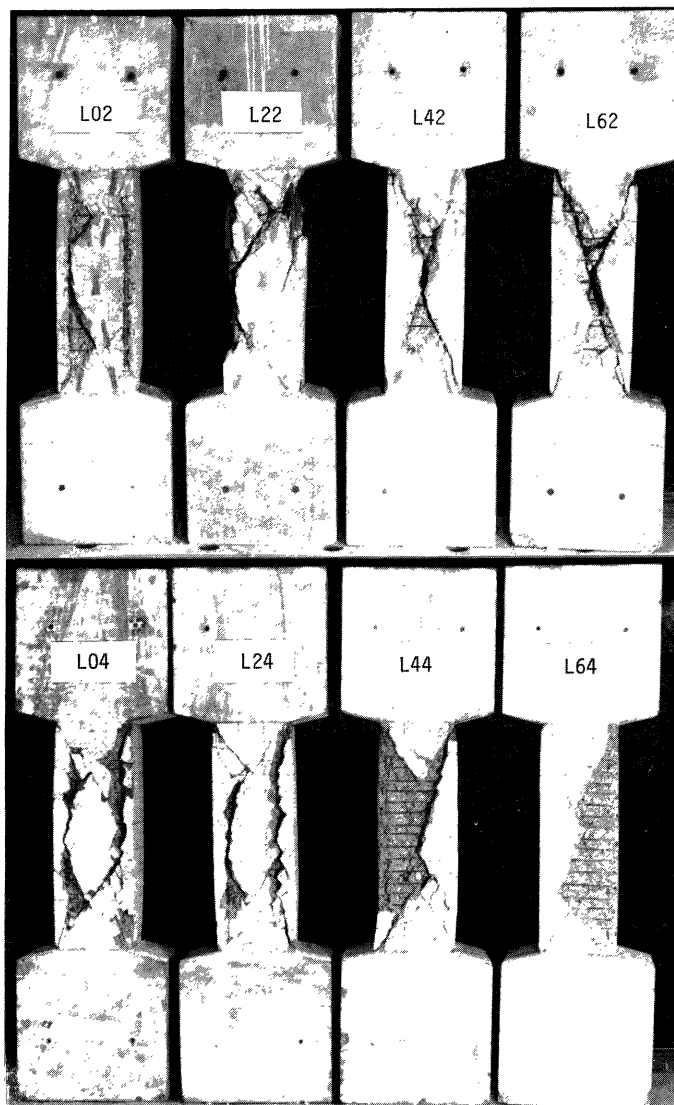


Photo. 3 Failure modes of diagonally reinforced columns under cyclic reversed loading.

それに対して、 $\rho_w = 0.42\%$ の場合は、 β の値によらず引張りひび割れは生じるものの、そのひび割れは、 $\rho_w = 0.21\%$ の場合のように成長しない。 $\beta = 0$ および 0.2 の場合は、平行主筋の付着割裂ひび割れによるせん断付着割裂破壊が主となるが、 $\beta = 0.4$ および 0.6 の場合は、X形主筋に沿うひび割れは生じるものの、 $\rho_w = 0.21\%$ のように、そのひび割れ幅は成長せず、曲げ破壊系の破壊モードを示している。

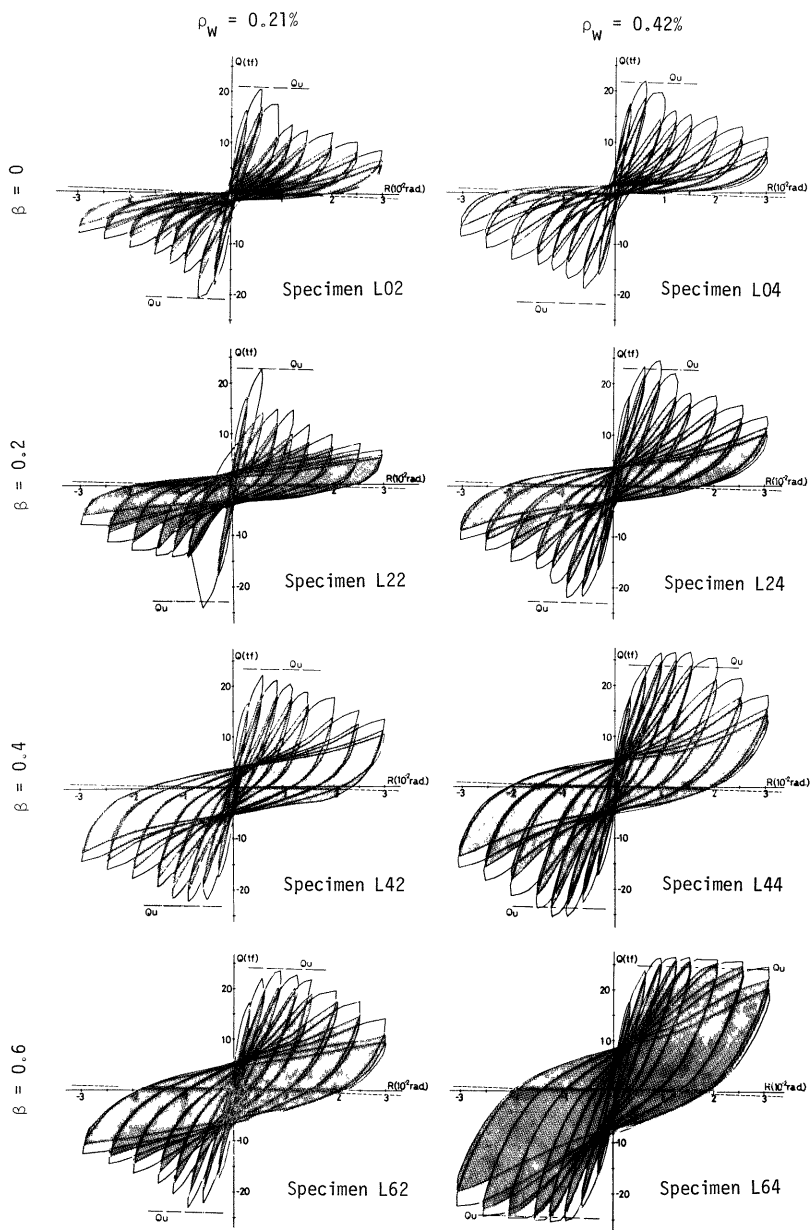


Fig. 5 Load-displacement response to cyclic reversed loading.

したがって、平行配筋とX形配筋を併用する場合でも、平行主筋を含む鉄筋コンクリート部分が、斜張力ひび割れの形成にともなって、せん断破壊を生じない程度のせん断補強筋量を設けることが必要である。

4. 履 歴 曲 線

Fig. 5 に各試験体の履歴曲線を示す。縦軸は作用せん断力 Q を、横軸は部材角 R をそれぞれ表わす。後述の理論強度を一点鎖線で示し、それぞれの変位振幅における2回目のくり返しによる履歴曲線で囲まれ

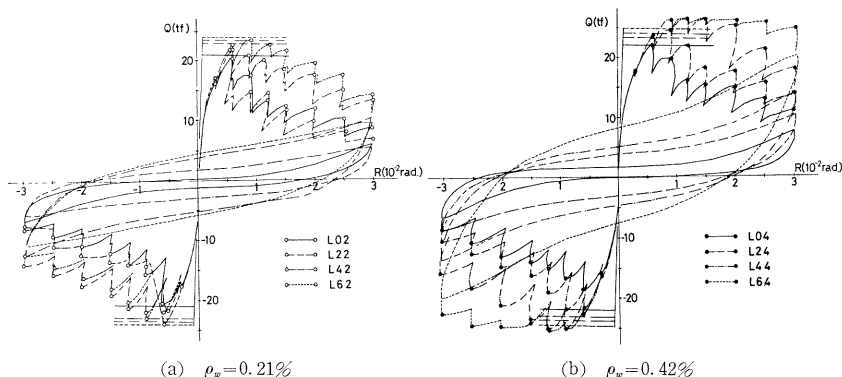


Fig. 6 Variation of envelope curves with diagonal reinforcement ratio.

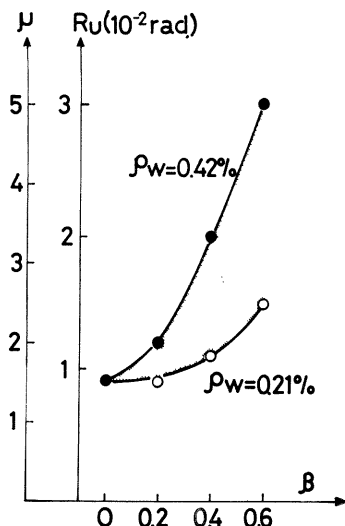


Fig. 7 Deformation capacity of diagonally reinforced columns.

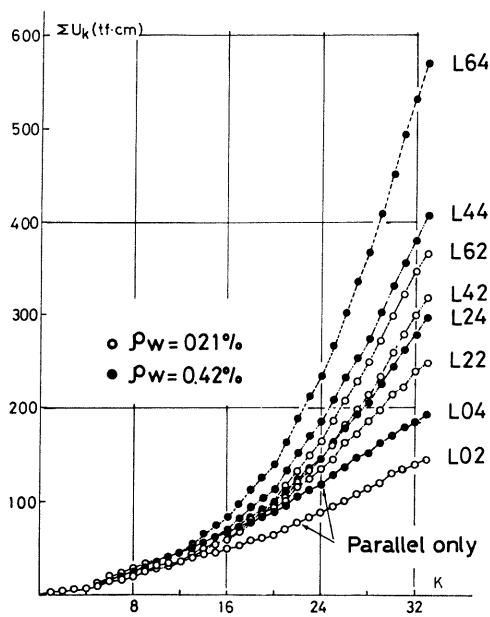


Fig. 8 Comparison of cumulative energy dissipation with number of cycle.

る部分を薄くぬりつぶしている。

$\rho_w=0.21\%$ および 0.42% のいずれの場合でも、 β の値が増加するにしたがって、履歴曲線はせん断破壊系の逆S字形から、曲げ破壊系の紡錘形に移行している。最大強度は理論強度とほぼ一致している。

各変位振幅における第一サイクルの包絡線を Fig.6 に示す。最大強度を保持できる変形能力は ρ_w および β の値が大きくなるにしたがって増加し、復元力の劣化域における強度低下率は、 β の値が増加するにしたがって減少することが認められる。

なお、引張主筋量が、文献5の場合に比して少なくなっているために、 β の増加にともなう最大強度の増加率は、文献5よりも小さい値となっている。

Fig.7 に最大強度を保持できる部材角 R_s と β の関係を示す。縦軸は、限界部材角 R_s を表すが、あわせて塑性率 μ を示している。なお、塑性率は $R=0.06\text{rad}$ の部材角を $\mu=1$ として求めた。

前述したように、 β の値が増加するにしたがって、変形能力は大きくなる。また、 $\rho_w=0.21\%$ から $\rho_w=0.42\%$ とせん断補強筋量が増加することによって、変形能力が増加する割合は、 β の値が大きくなるにしたがって大きくなっている。すなわち、 $\rho_w=0.21\%$ の場合には、 $\beta=0$ では $\mu=1.5$ 、 $\beta=0.6$ では $\mu=2.5$ であるが $\rho_w=0.42\%$ では、 $\beta=0$ で $\mu=1.5$ であるが、 $\beta=0.6$ では $\mu=5.0$ である。

5. エネルギー散逸量

それぞれの履歴曲線から求められた累積エネルギー散逸量 ΣU 、とくり返し回数の総和 K との関係を図8に示す。ただし、 K の値は半サイクルを1として示されている。

最大強度に達する $R=(0.006\sim 0.012)$ rad. までの履歴過程では、いずれの試験体も、ほぼ同じエネルギー散逸量を示すが、最大強度以後の履歴過程では β および ρ_w の値によって累積エネルギー散逸量に差が生じる。最終の履歴過程では、L02 ($\beta=0$, $\rho_w=0.21\%$) に比して、L62 ($\beta=0.6$, $\rho_w=0.21\%$) では、ほぼ3倍、L64 ($\beta=0.6$, $\rho_w=0.42\%$) では、ほぼ4倍になっている。

Fig.9 は累積エネルギー散逸量が β および ρ_w の値によってどのように変化するかを示したものである。縦軸は各変位振幅における累積エネルギー散逸量 ΣU_k を、L02 ($\beta=0$, $\rho_w=0.21\%$) の試験体の $R=0.009\text{rad}$ の第2サイクル時の累積エネルギー散逸量 ΣU_{k0} で無次元化した量を表す。●印は $\rho_w=0.42\%$ の、○印は $\rho_w=0.21\%$ の試験体の累積エネルギー散逸量を表す。

変位振幅の小さい範囲では、 β によって累積エネルギー散逸量はほと

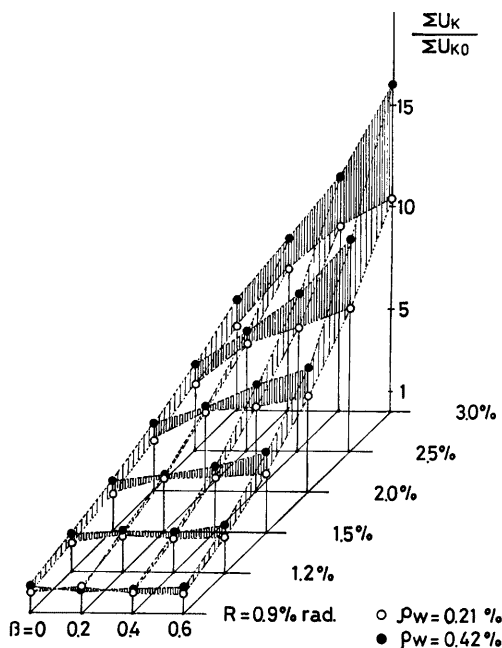


Fig. 9 Contribution of diagonal reinforcement to cumulative energy dissipation.

んど変化せず、かつ、 ρ_w による影響も小さい。しかし、変位振幅が大きくなるにしたがって β の増加にもなうエネルギーの増加率は大きくなり、かつ ρ_w によるエネルギーの増加率も大きくなる。

さらに、 $R=0.025\text{rad}$ 。以後の履歴過程では、 $\rho_w=0.21\%$ の場合には、 β の増加に対してエネルギー散逸量の増加率は減少しているが、逆に $\rho_w=0.42\%$ の場合は、 β の増加に対して、その増加率は増加している。

したがって、変形振幅の大きい領域で、累積エネルギー散逸量の増加に対して、 β と ρ_w は相乗的な効果をもつので、X形配筋の柱材の大変形時のエネルギー消費能力を、 β の値に比例させるためには、 ρ_w の値としては0.21%と0.42%の中間値の $\rho_w=0.3\%$ 程度は必要であることが示された。

6. X形主筋の負担せん断力

Fig.10 に平行主筋およびX形主筋の軸方向ひずみの推移状況の一例を示す。各図において縦軸は作用せん断力 Q を、横軸はひずみ度を表わし、点線は降伏ひずみ度を表わす。この試験体 (L62) では、全履歴過程で平行主筋は降伏していないにもかかわらず、X形主筋は最大強度時およびそれ以後の履歴過程の除荷時には、主筋の全長にわたって一様に引張あるいは圧縮降伏を生じており、X形主筋がトラス的な作用によってせん断力に効果的に抵抗していることが観察される。

Fig.11 に、X形主筋の端部のひずみ度から算出したX形主筋の負担するせん断力 μQ およびX形主筋以外のせん断抵抗機構により負担されるせん断力 $\mu'Q (= Q - \mu Q)$ を示す。白印はそれぞれ正荷重時および荷重重時の値を示す。また丸印 (○, ●), 四角印 (□, ■) および三角印 (△, ▲) は、それぞれ作用

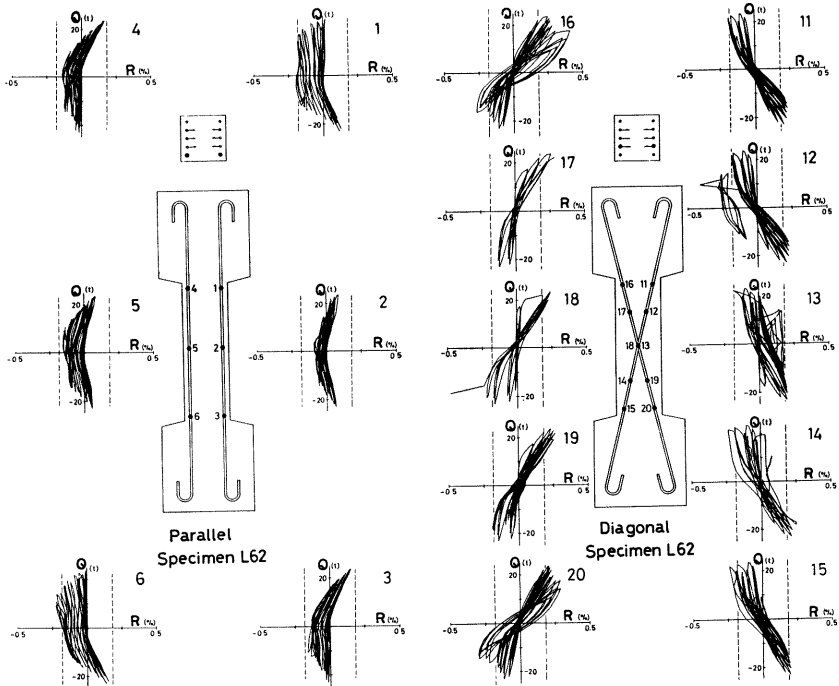


Fig. 10 Measured strain of parallel and diagonal reinforcement.

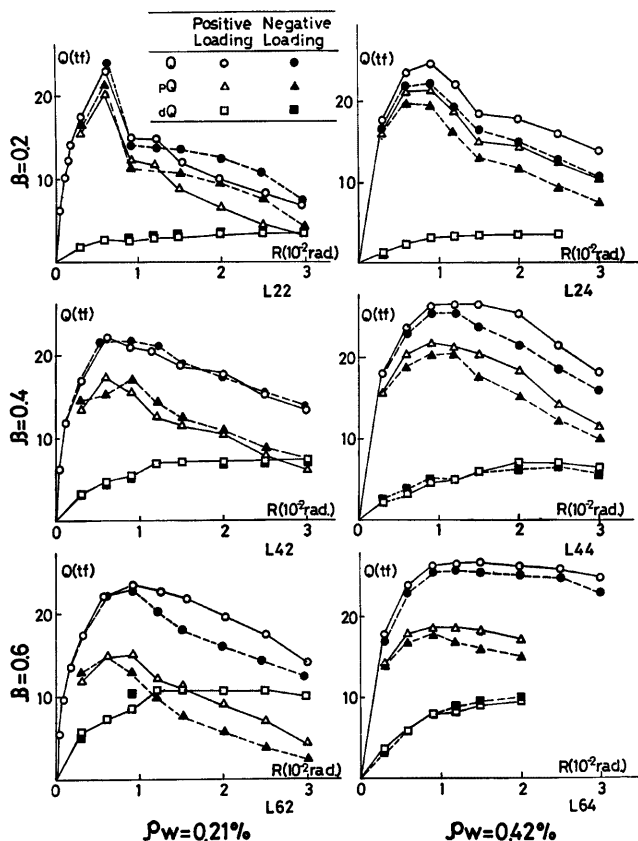


Fig. 11 Contribution of diagonal reinforcement to column shear strength.

せん断力，X形主筋の負担するせん断力およびX形主筋以外の負担するせん断力をそれぞれ表わす。X形主筋で負担されるせん断力は β の値に比例して増大し，かつ，最終変位振幅 $R=0.03\text{rad}$.においても負担せん断力は低下していない。

一方，X形主筋以外の負担せん断力は， ρ_w の値が増加するにしたがって増加する。しかしながら， β の値の増加に対しては減少するが，最大強度以後の強度低下の割合は小さくなり，その傾向は， $\rho_w=0.42\%$ の場合は顕著に示される。

7. 終局せん断強度の検討

文献5に，平行主筋とX形主筋が併用される鉄筋コンクリート柱の終局せん断強度に関する理論解析の手法が示されているが，この解析方法によって，本実験結果を検討した結果をFig.12に示す。縦軸は無次元化圧縮力 $n(=N/bhF_c)$ ，横軸は無次元化せん断力 $q(=Q/bhF_c)$ をそれぞれ表わす。同図の実線は，それぞれの試験体の終局強度に関する相関曲線を表わし，点線および一点鎖線は，平行主筋を含む鉄筋コンクリー

ト部分およびX形主筋部分の終局強度に関する相関曲線をそれぞれ表わす。また●印は、それぞれの試験体の正荷重時の実験値を表わす。

全試験体の終局強度に関する実験値 ($Q_{meas.}$) と解析値 ($Q_{theo.}$) を **Table 1** に示している。実験値と解析値との比 ($Q_{meas.}/Q_{theo.}$) の平均値は正荷重に対しては1.02、負荷重に対しては0.98となり、X形主筋と平行主筋が併用される鉄筋コンクリート柱材のせん断強度は、文献5の解析方法による理論強度によって評価できることが本実験においても確認された。

なお、**Fig. 12** において、 ρ_w を一定とした場合、 β の値が増加するにしたがってせん断強度は増加し、せん断破壊系の相関曲線から曲げ破壊系の相関曲線に移行することがわかる。しかし、せん断強度の面からみると、主筋の一部を X 形配筋とする効果は、本実験の場合のように $n=0.1$ 程度の圧縮力のもとではあま

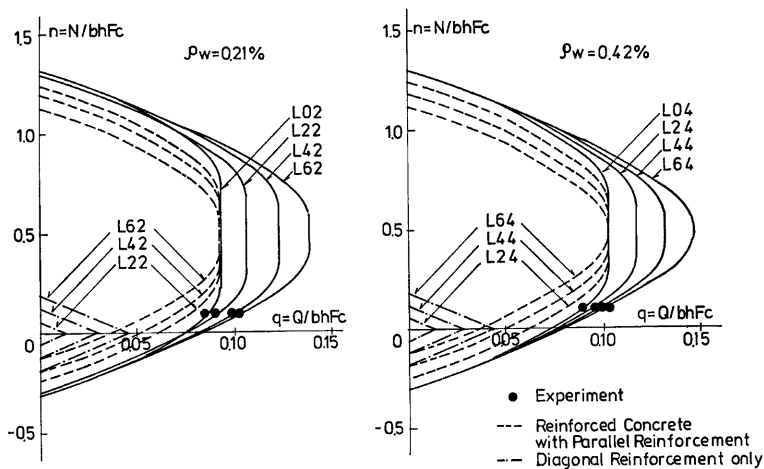


Fig. 12 Comparison of theoretical prediction with experimental results.

Table 1 Maximum strength of diagonally reinforced columns.

Specimen name		Compressive strength of concrete F_c (kgf/cm ²)	Applied axial load N (tf)	Maximum strength (tf)			
				Measured positive loading	($Q_{meas.}$) negative loading	Theoretical ($Q_{theo.}$)	$Q_{meas.}/Q_{theo.}$ Positive loading Negative loading
$\rho_w = 0.21\%$	L02	263	24.5	20.40	-20.60	21.00	0.97 0.98
	L22	280	25.5	22.80	-24.20	23.10	0.98 1.04
	L42	263	24.4	22.20	-22.20	23.60	0.94 0.94
	L62	263	24.4	23.60	-23.10	24.30	0.97 0.95
$\rho_w = 0.42\%$	L04	276	24.8	22.20	-19.00	22.00	1.00 0.86
	L24	276	24.8	24.70	-22.10	23.30	1.12 0.95
	L44	276	24.8	26.50	-25.50	24.10	1.09 1.05
	L64	276	24.8	26.40	-25.60	24.80	1.06 1.03

り発揮されず、本実験の試験体形状では $n=0.3$ 程度の高圧縮力を受ける場合にその効果は著しく示される。

このような結果になるのは、圧縮力が小さい場合には、 β の増加にともなって、平行主筋を含む鉄筋コンクリート部分のせん断強度の減少量が、圧縮力が大きい場合に比して ($n=0.3$ 程度では、 β の値によってほとんど変動しない) 大きいためである。

しかしながら、変形能力の面からみると、前述したように、 β の値の増加に対して変形能力は増加し、かつ、エネルギー消費能力は増加する。

したがって、作用圧縮力や引張主筋量の値が大きくない場合には、X形配筋とする効果は、せん断強度の増加に対してはあらわれないが、変形能力やエネルギー消費能力の増加に対しては著しくあらわれると考えて良い。

8. 結 語

X形主筋比 β およびせん断補強筋比 ρ_w を変数とした8体の試験体による実験によって次の結論を得た。

- 1) せん断補強筋比が $\rho_w=0.21\%$ と少ないせん断補強筋量の場合でも、X形主筋比 β を増加させることによって、破壊モード、および履歴特性をせん断破壊系から曲げ破壊系に移行させることができる。
- 2) 作用圧縮力の大きさや引張主筋量の値が小さい場合には、X形主筋比を増加させても、せん断強度はあまり増加しないが、変形能力やエネルギー消費能力は著しく増加する。
- 3) X形配筋と平行配筋を併用する場合には、平行主筋を含む鉄筋コンクリート部分がせん断破壊しない程度のせん断補強筋量を用いることによって、X形配筋とする効果を増大させることができる。

謝 辞

本研究は昭和56年度科学研究費補助金(試験研究(1)、平行配筋とX形配筋を併用した鉄筋コンクリート柱の耐震性能に関する実験的研究、研究代表者若林實)によって行われたものである。実験および解析にあたっては、久木幸雄氏(現・川崎製鉄株式会社)および宮内靖昌氏(現・竹中工務店技術研究所)の御尽力を得た。ここに記して深甚の謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) Paulay, T.,: Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams, Journal of the Structural Division, Vol. 97, No. ST9, Sept. 1971, pp. 2407-2419.
- 2) Paulay, T.,: Some Seismic Aspects of Coupled Shear Walls, Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, vol. 2, 1974, pp. 2005-2008.
- 3) 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, 京都大学防災研究所年報第22号B-1, 昭和54年4月, pp. 295-316.
- 4) Minami, K. and Wakabayashi, M.,: Seismic Resistance of Diagonally Reinforced Concrete Columns, Proc. of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, vol. 6, 1980, pp. 215-222.
- 5) 若林 實, 南宏一, 久木幸雄, 宮内靖昌: 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2), 京都大学防災研究所年報第24号B-1, 昭和56年4月, pp. 201-224.