

(15) 鉄筋コンクリート柱のX形配筋

○ 南 宏一* 若林 実**

1 序

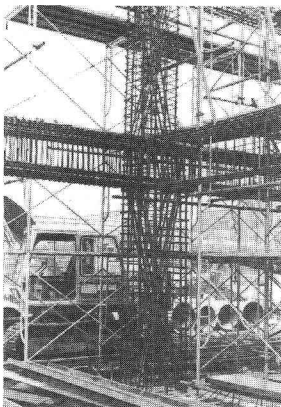
1968年の十勝沖地震、1978年の宮城県沖地震および1983年の秋田県沖地震で、大破以上の被害を生じた鉄筋コンクリート(RCという)造の大半の建物に共通する被害は、短柱のせん断破壊である。したがって、RC造建物の耐震設計で最も問題となる点は、この短柱のせん断破壊による脆さであり、RC構造の合理的な耐震設計法を確立するためには、合理的かつ経済的にせん断破壊を防止できる構法を開発することが何よりも必要を要している。RCはり(特に境界はり)の強度とじん性を確保するために、主筋を斜めに配筋する(X形配筋という)試みは、1971年に Paulay らによって提案され実際の建物に採用されている(1~3)。筆者らはこの着想にヒントを得て、X形配筋をRC柱に適用することを考え、X形配筋柱の耐震性能に関する基礎的応用的研究を行って発表した(4~8)。本論ではX形配筋柱の強度、じん性、エネルギー消費能力に関する実験結果、せん断強度に関する理論解、実用設計式、実際の建物への応用例を述べて述べる。

2 X形配筋の構法

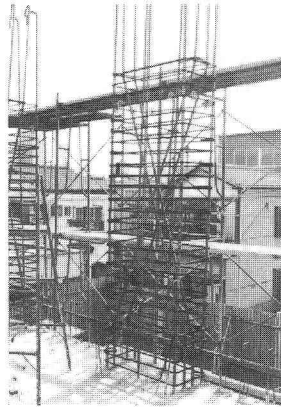
Photo 1 は左が図でX形配筋を適用した建物の施工状況を示す。(a)は5階建集合住宅、(b)は3階建事務所であり、(c)ははりにX形配筋を適用した研究所である。この年表にみられるようにX形配筋とは、従来のより慣用されてきた主筋を材軸に平行に配筋する(平行配筋という)方法にかわって、一部あるいは全ての主筋を部材の対角線方向に斜めに筋違状に配筋するものである。このX形配筋を用いて、帯筋などの材料コストの増加をともなうことなく容易にせん断破壊を防止し、RC構造の耐震性能を飛躍的に向上せしめようとするところにX形配筋の特色がある。

3 平行配筋とX形配筋のせん断抵抗機構の相異

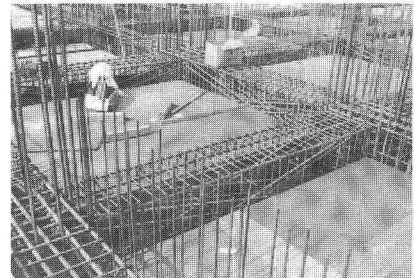
Fig.1 は平行配筋とX形配筋のせん断抵抗機構の基本的な相異点を示したものである。いま、簡単なためにコンクリートは引張には抵抗せず、コンクリートのかぶりはなく、 $2M = Ql$ (l : 柱長さ)の関係をもち、せん断が作用する場合を考へる。平行配筋の場合は、片側の主筋の端部には $Ql/2$ (Q : 主筋間隔)の引張力と圧縮力が



(a)



(b)



(c)

Photo 1 Construction of Reinforced Concrete Structures Containing Diagonally Reinforced Columns and Beams

* 大阪工科大学建築学科

** 京都大学防災研究所

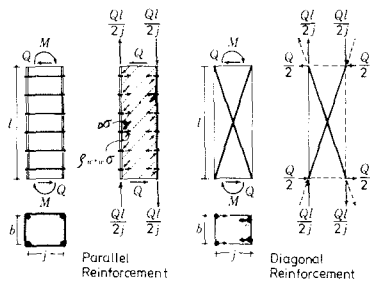


Fig.1 Principal Shear Resistance Mechanism of Diagonally Reinforced Members

生じ、その結果、 Qd/j の付着力が生じる。この付着力はコンクリート部分にせん断方向のせん断新力として伝達され、このせん断新力に抵抗するため、図に示すように、コンクリートに 45° の斜め圧縮応力度 σ_b が、帯筋には $f_w \cdot w_b$ (f_w : 帯筋比、 w_b : 帯筋の引張応力度) が生じる。柱幅を b とすると、主筋に降伏する両側面筋の釣合より

$$Qd/j = \sigma_b \cdot b \cdot l / 2 = f_w \cdot w_b \cdot b \cdot l \quad (1)$$

が成立する。この釣合より、平行配筋の場合にはせん断新力に抵抗するためには、帯筋が降伏していることを $w_b \rightarrow w_{by}$ (帯筋の降伏引張応力度) とし

$$f_w = Q / b \cdot j \cdot w_{by} \quad (2)$$

の帯筋量が必要になる。

一方、X形配筋の場合には、圧縮および引張側の主筋が均等にせん断新力に抵抗すると仮定するとX形主筋の材端部には

$$T = C = \sqrt{(Qd/2j)^2 + (Q/2j)^2} \quad (3)$$

の引張力 T あるいは圧縮力 C が生じ、そのための力の作用線はX形主筋の位置とされている方向に一致する。したがって、X形配筋の場合には、このX形主筋が 45° のせん断に抵抗し、原則的には帯筋は不要で、かつ、コンクリートはせん断に抵抗する必要はなく、主筋の降伏を必要とするみになる。また、X形主筋には一様な引張力あるいは圧縮力が生じるので、コンクリートの付着力は不要である。このようにX形主筋は逆対称の曲げ・せん断に対しては、X形主筋のみで抵抗す

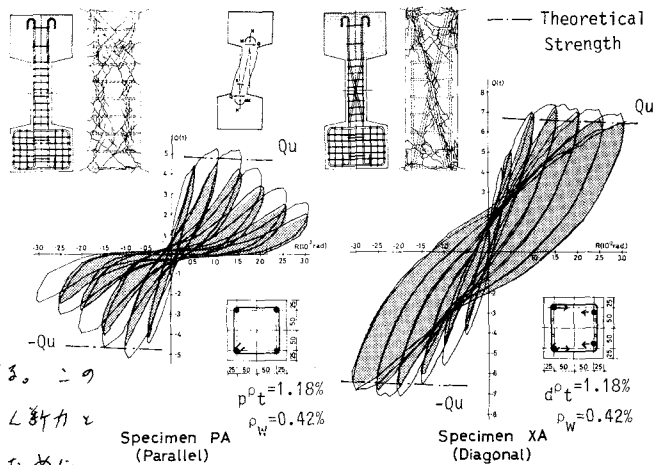


Fig.2 Preliminary Test Results

ることで、その力学的挙動は鉄骨の挙動と安定したものになる。

4 X形配筋のみを用いた柱材の耐震性能

Fig.2 は慣用の平行配筋を用いた柱 (PA) と主筋の全長をX形配筋とした柱 (XA) (引張筋比 $f_t = 1.18\%$ 、帯筋比 $f_w = 0.42\%$) に、コンクリートの圧縮強度の 20% の一定圧縮力を作用させて、正屋のくり返しせん断力をあたえたときのせん断力 Q と変位 d の関係、およびせん断力 Q とせん断力 Q と変位 d の関係を示す。なお、図には逆対称のせん断強度の履歴曲線 Q_u が示されている。PA の履歴曲線ではせん断力 Q が引張破壊の様相を示すのに対し、XA はX形主筋に沿ってせん断力が若干生じるが、全体として曲げ引張破壊の様相を示している。履歴曲線は、PA では最大強度以降の強度低下が大きく逆S字形であるのに対し、XA では、強度・じん性とも大きく履歴曲線が鋭角なエネルギー消費能力が大きく、同一変位範囲におよそ $1/2$ 近い強度低下も生じている。このように帯筋を密に配筋しなくても、X形配筋柱ではせん断破壊を生じる柱材の耐震性能に因する欠点がほぼ改善され、せん断破壊の防止に対してX形配筋が極めて有効で、はり材ばかりでなく柱材に対してもX形配筋が適用できることが示された。

5 X形配筋と平行配筋の併用

2章で述べたように、このX形配筋が有効なのは柱部材の反曲点（X形主筋の交差部）にある材の中央部にくる場合である。しかし、実際の建物は柱材の反曲点は必ずしも材の中央部にないから、Fig.3 に示すように平行配筋とX形配筋を併用するものが一般的である。

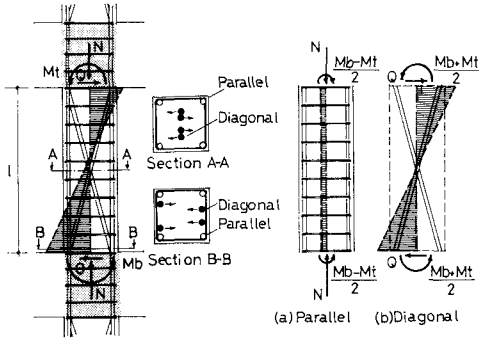


Fig.3 Design of Diagonally Reinforced Columns

すなわち、均等曲げモーメント $(M_b - M_t)/2$ に抵抗するのには必要量の平行配筋が最低限度必要となる。残りの逆対称曲げモーメント $(M_b + M_t)/2$ に抵抗するのには必要量のX形配筋を配筋すれば最もじん性を大きく柱が得られる。しかし、実際には配筋の都合上などから、これより平行配筋の割合を高くする方が多い場合が多い。このような場合の柱材のせん断破壊性状について検討した例はなく、平行配筋とX形配筋のそれぞれ量の比率によって破壊モード、せん断強度、変形能力、エネルギー消費能力が変化するからといって明らかにはしていない。そこで、1/4 スケールの試験体系16体系を用いた実験として、1/2 のスケールの試験体系を用いた実験を計画し、柱材の耐震性能の向上に資して、X形配筋がどのような有効性をもつかを調べた。

6. 平行配筋とX形配筋を併用する柱材の耐震性能に関する実験

6.1 実験計画 Fig.4 に実験計画を示す。図中の β はX形主筋量と全引張主筋量との比を表し、

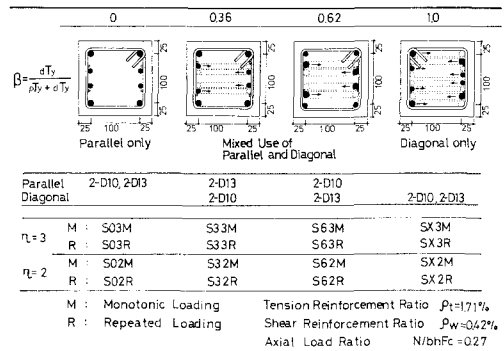


Fig.4 Variables Chosen for Experiment I

$$\beta = \frac{dT_y}{T_y} = \frac{dT_x}{pT_y + dT_y} \quad (4)$$

ここに dT_y : 引張側X形主筋の降伏引張力
 pT_y : 引張側平行主筋の降伏引張力
 T_y : 引張側全主筋の降伏引張力

である。また、 n は柱長さと柱せん断力との比を表す。柱断面は $15\text{cm} \times 15\text{cm}$ である。コンクリートの圧縮強度の 27% の一定圧縮力を負荷し、単調および反復振動で2回のくり返しが増幅率のくり返し曲線・せん断力を表したと記載実験を行った。

6.2 破壊モード Fig.5 は最大強度時のひび割れ状況を示す。柱長さ比の値にかかわらず、平行配筋のみ ($\beta=0$) からX形配筋のみ ($\beta=1$) に移行するにしたがって、せん断付着割壊破壊とせん断破壊から曲げ破壊への破壊モードに移行するにわかかる。なお、 $\beta=1$ の試験体ではX形主筋の

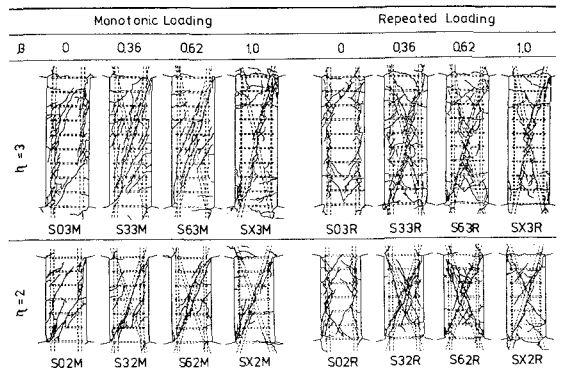


Fig.5 Crack Observation of Columns for Experiment I

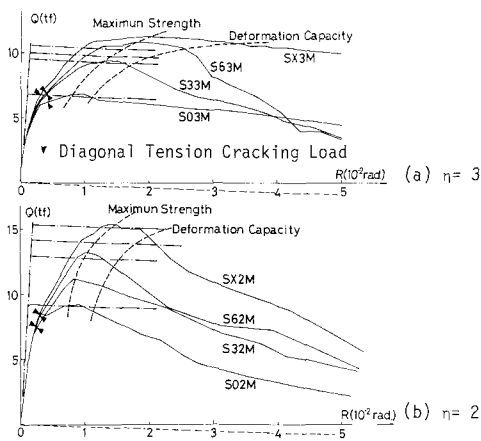


Fig.6 Load-Displacement Response to Monotonic Loading for Experiment I

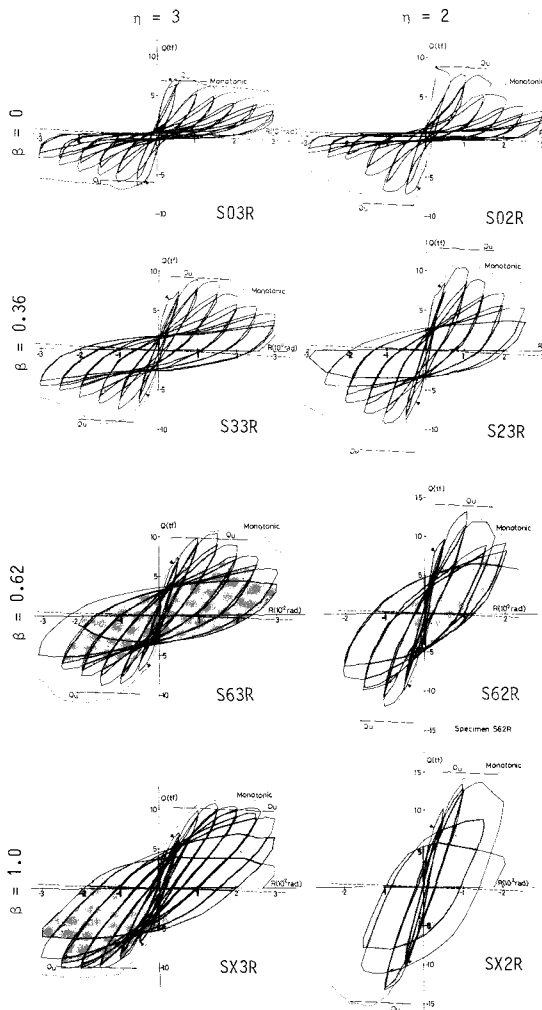


Fig.7 Load-Displacement Response to Cyclic Reversed Loading for Experiment I

変差部がコンクリートに圧入形時のくり返しによって破壊あるいははく離を生じ、かつ、変差部のX形主筋に局部圧入が生じた。

6.3 荷重変形曲線 Fig.6 に単調載荷の、Fig.7 にくり返し載荷の各試験体の荷重変形曲線を示す。縦軸は作用せん断力を、横軸は部材角を表わす。Fig.6 の2つの点線は最大強度時の変位量および最大強度を維持できる限界変位量を連結した線を示す。●印は斜張力ひび割れ発生を示す。さらに、8章で述べるせん断強度の理論値と初期剛性を一点鎖線で示している。斜張力ひび割れ発生までは、 β の値によらずほぼ同じ挙動を示す。その剛性は弾性解と一致する。しかしながら、斜張力ひび割れ後の剛性は β の値が大きくなるほど大きい。最大強度は β の値によって強い影響を受け、 β の値が大きくなるほど最大強度は増加し、かつ、限界変位量も増加する。Fig.7 の点線は単調載荷の荷重変形曲線を示し、かつ、2回ほどくり返しによる履歴曲線が囲まれている部分で薄くぬりつぶしている。また、理論強度を一点鎖線で示す。単調載荷の場合の性状のほかに、 β の値が増加するほど履歴曲線は逆方向から紡錘形に移行するところがある。なお、柱長さが短い2号試験体では β を増してもX形主筋の変差部で主筋が圧入するため変形能力は大きくならない。

6.4 X形主筋の負担せん断力 後述するようにRと部材のせん断抵抗材材構には4材構とアーチ材構がある(9, 10)。X形主筋が採用される場合はこれにトラス材構が追加され、せん断強度は増加する。このX形主筋が負担するせん断力と Q とX形主筋の端部のひずみの測定値から求め、これを全せん断力 Q との比で縦軸に、部材角を横軸にとった例をFig.8に示す。単調およびくり返し載荷のいずれの場合でも最大強度時のせん断力負担率は $\beta=1.0$ で50%、 $\beta=0.62$ で30%、 $\beta=0$ で20%となっている。変形時にはX形主筋量

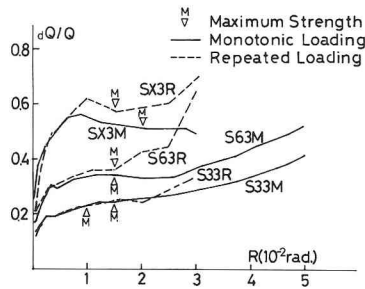


Fig.8 Ratio of Shear Carried by Diagonal Reinforcement to Applied Shear

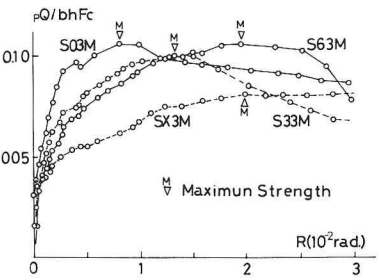


Fig.9 Load Carrying Capacity of Reinforced Concrete with Parallel Reinforcement

が多いほど大きいせん断力を負担していることがわかる。一方、Fig.9 は $\eta=3$ の単調載荷で X 形主筋の負担分を差引いた、平行配筋の R 部分の負担せん断力 $pQ = Q - dQ$ の量の変化の状況を示したもので、 β の値にかかわらず、 pQ は一定であることが認められる。すなわち、筋量の X 形配筋を用いて、せん断強度 Q_u は平行配筋による R 部材のせん断強度 pQ_u と X 形主筋のせん断強度 dQ_u の累加によって

$$Q_u = pQ_u + dQ_u \quad (5)$$

と表すことができることを示している。

7 平行配筋と X 形配筋を併用する柱材の耐震性能に関する実験 II

7.1 実験計画 前述の実験 I では引張主筋比が $\rho_t = 1.76\%$ の条件で用いた小さい主筋量に比して多い場合に ついて検討した。そこで、実験の条件を良く用いた小さい引張主筋比が $\rho_t = 1\%$ の程度、帯筋比が $\rho_w = 0.3\%$ の柱材におよそ X 形配筋の効果を調べるために実験 II が計画された。実験条件を Fig.10 に示す。柱断面は $300\text{mm} \times 300\text{mm}$

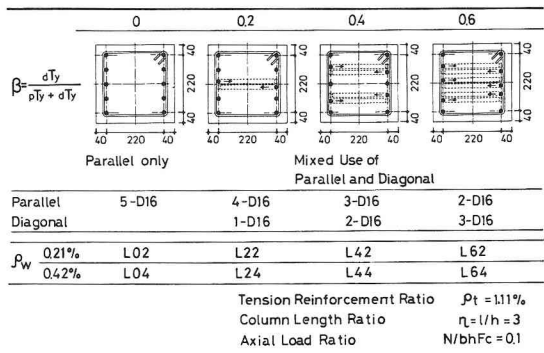


Fig.10 Variable Chosen for Experiment II

である。実験条件として X 形主筋比 β の帯筋比 ρ_w を選ぶ。柱長さは、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。なお、各実験段階で二回づつくり返し漸増変位振幅のくり返し載荷を行った。

7.2 破壊モード Photo 2 に $\rho_w = 0.42\%$ の試験体の実験終了後の破壊状況を示す。実験 I の場合と同様に X 形主筋比が増加するにしたがって、せん断容量が割壊モードから、X 形主筋に沿う若干のひび割れをともなう曲げ引張破壊モードに移行している。なお、帯筋量が小さい試験体の L22 では、脆い破壊を生じたが、 ρ_w の多い L24 では脆い破壊を生じなかった。すなわち、平行配筋と X 形配筋を併用する場合でも、斜張力ひび割れをともなうせん断破壊が生じない程度の帯筋量を用いることが、より耐震性能を向上させるために必要である。

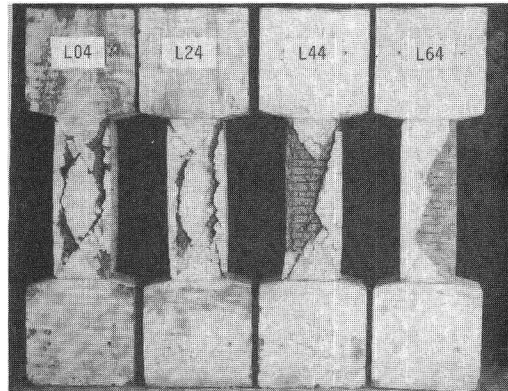


Photo 2 Failure Modes of Diagonally Reinforced Columns under Cyclic Reversed Loading

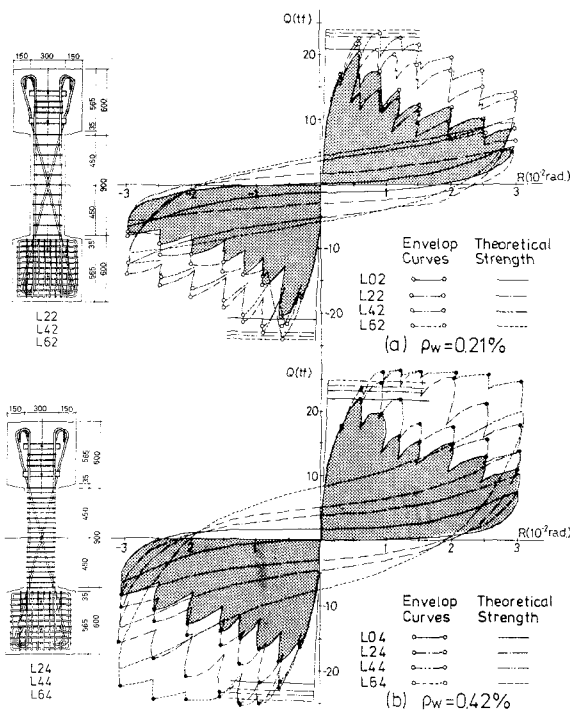


Fig.11 Variation of Envelope Curves with Diagonal Reinforcement Ratio

7.3 変形曲線 各等変振幅におけるサイクルの包絡線を Fig.11 示す。右図同様に部材断面が3%の最終振幅における変形曲線とあわせて示している。最大強度と維持できる変形能力は βw および β の値が大きくなるにつれて増加するが、

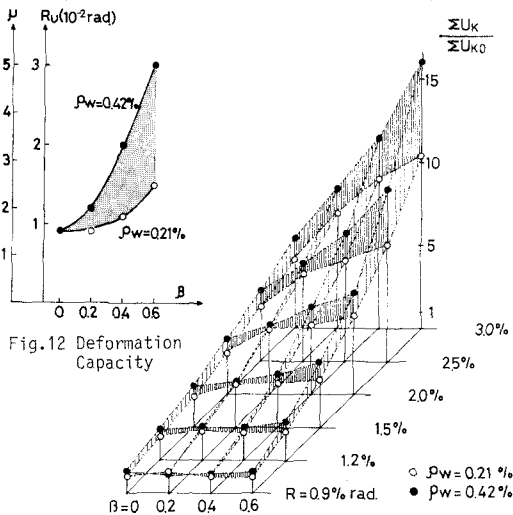


Fig.13 Contribution of Diagonal Reinforcement to Cumulative Energy Dissipation

せん断力の荷化域における強度低下率は βw および β にかかわらず一定である。右図、引張主筋量が等高工より少ない場合には、 β の増加による最大強度の増加率は小さくなる。Fig.12 に最大強度を保持できる部材断面 R と β の関係を示す。縦軸は隣接部材断面 R を表すが、あわせて配筋率 μ を示している。

7.4 累積エネルギー散逸量 Fig.13 は変形曲線から求めた累積エネルギー散逸量が β と βw の値には、二次方程式で表したものが得られる。縦軸は累積エネルギー散逸量 $\sum U_k$ 試験終結 L02 ($\beta=0, \beta w=0.21\%$) の $R=0.9\%$ rad. の値でサイクル時、値 $\sum U_{k0}$ で無次元化している。●印は $\beta w=0.42\%$ の値、○印は $\beta w=0.21\%$ の値である。各振幅幅の小さい範囲では β により、累積エネルギー散逸量は変化せず、かつ βw の影響も小さい。しかし、各振幅幅が大きくなるにつれて、累積エネルギー散逸量の増加に比例し、 β と βw は相乗的な効果を示し、

この値にみられるように、X形配筋柱の耐震性能を効果的に発揮させるためには、 βw の値が2.3~4%程度の量は必要と思われる。

7.5 X形主筋の負担せしめ断力 Fig.14 はX形主筋の負担せしめ断力 Q およびX形主筋以外の

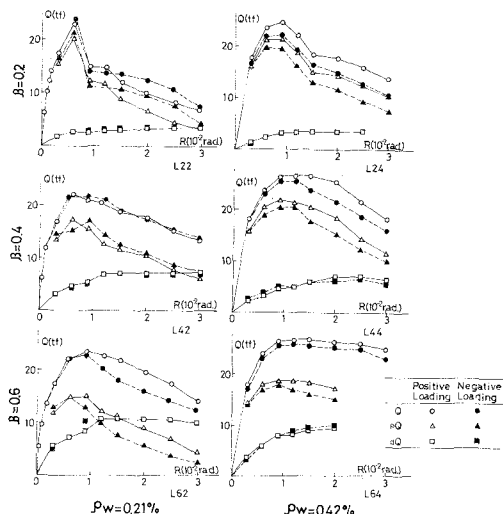


Fig.14 Contribution of Diagonal Reinforcement to Shear Strength

8 せん断強度解析

Fig.15 はX形配筋と平行配筋が併用されるRC柱が応力 N 、逆対称曲げ M 、せん断力 Q を受ける場合のせん断抵抗材構を示す。この抵抗材構は Fig.1 の抵抗材構の概念を発展させたものである。通常の平行配筋のRC柱のせん断抵抗材構は、主筋、帯筋および bb の幅をもつコンクリート部分で構成されるはり材構と $(b-bb)$ の幅をもつコンクリート部分で形成されるアーチ材構の組合せである(9,10)。さらに、X形主筋が付けられるトラス材構のせん断抵抗材構が知られることが前章の実験結果より示されている。したがって、静荷試験応力場を満ちるはり材構、アーチ材構およびトラス材構の3つを組み合わせる組合せ強度 $(bM, bN, bQ), (aM, aN, aQ), (dM, dN, dQ)$ が

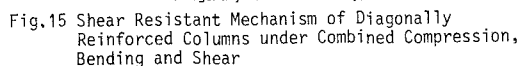

$$\left. \begin{aligned} M &= aM + bM + dM = pM + dM \\ N &= aN + bN + dN = pN + dN \\ Q &= aQ + bQ + dQ = pQ + dQ \end{aligned} \right\} \quad (6)$$
$$\frac{M}{Q} = \frac{aM}{aQ} = \frac{bM}{bQ} = \frac{dM}{dQ} = \frac{l}{2} \quad (7)$$
$$d\phi = \pm \tan\theta \cdot d\mu \mp 2d\Phi \cdot \sin\theta \quad (8)$$

Fig.16 Axial Load-Shear Interaction Curves
Based on Extended Strength Superposing
Method

8.2 n-根関数方程式 上述の方程式によって求め 降伏とせよに必要の帯筋係数。

より大々形配筋と平行配筋を併用する R/C 柱のせ

$$\psi_0 = 2p\psi/\eta \quad (9)$$

ん新強度の理論解は次式に於て之を求む。ただし、より小さい場合も成立し、型が最も大きい場合

に於ける方程式は帯筋係数型を平行配筋に於てに於ける場合とは $\psi = \psi_0$ とし計算する。

$$(a) \quad n_0 \leq n \leq n_1 \quad \psi = \frac{1}{2} \sqrt{4(n+2p\psi+2\delta\psi\cos\theta)(1-n-2p\psi-2\delta\psi\cos\theta)+\eta^2-\eta^2}/2 \quad (10)$$

$$(b) \quad n_1 \leq n < n_2 \quad \psi = \tan\theta \left\{ (n+2p\psi+2\delta\psi\cos\theta) + \gamma\sin\theta - 1/2 \right\} + \gamma\cos\theta - \eta/2 \quad (11)$$

$$(c) \quad n_2 \leq n < n_3 \quad \psi = \frac{1}{2} \sqrt{4(n+2p\psi)(1-n-2p\psi)+\eta^2-\eta^2}/2 + 2\delta\psi\sin\theta \quad (12)$$

$$(d) \quad n_3 \leq n < n_4 \quad \psi = \lambda_1(n-n_3) + \psi_3 + 2\delta\psi\sin\theta \quad (13)$$

$$(e) \quad n_4 \leq n < n_5 \quad \psi = \delta \left\{ \sqrt{4n\alpha(1-n\alpha)+\eta^2-\eta^2} \right\} + \psi_4 \cdot r\lambda_1 + 2\delta\psi\sin\theta \quad (14)$$

$$(f) \quad n_5 \leq n < n_6 \quad \psi = \delta(\sqrt{1+\eta^2-\eta^2}) + \psi_5 \cdot r\lambda_1 + 2\delta\psi\sin\theta \quad (15)$$

$$(g) \quad n_6 \leq n < n_7 \quad \psi = \delta \left\{ \sqrt{4n\beta(1-n\beta)+\eta^2-\eta^2} \right\} + \psi_6 \cdot r\lambda_1 + 2\delta\psi\sin\theta \quad (16)$$

$$(h) \quad n_7 \leq n < n_8 \quad \psi = \lambda_2(n-n_7) + \psi_7 + 2\delta\psi\sin\theta \quad (17)$$

$$(i) \quad n_8 \leq n < n_9 \quad \psi = \frac{1}{2} \sqrt{4(n-2p\psi)(1-n+2p\psi)+\eta^2-\eta^2}/2 + 2\delta\psi\sin\theta \quad (18)$$

$$(j) \quad n_9 \leq n < n_{10} \quad \psi = -\tan\theta \left\{ (n-2p\psi-2\delta\psi\cos\theta) - \gamma\sin\theta - 1/2 \right\} + \gamma\cos\theta - \eta/2 \quad (19)$$

$$(k) \quad n_{10} \leq n \leq n_{11} \quad \psi = \frac{1}{2} \sqrt{4(n-2p\psi-2\delta\psi\cos\theta)(1-n+2p\psi+2\delta\psi\cos\theta)+\eta^2-\eta^2}/2 \quad (20)$$

$$n=1 \quad n_0 = -2p\psi - 2\delta\psi\cos\theta$$

$$n_1 = 1/2 - \gamma\sin\theta - 2p\psi - 2\delta\psi\cos\theta$$

$$n_2 = 1/2 - \gamma\sin\theta - 2p\psi$$

$$n_3 = \frac{1}{2} \left\{ \beta_1 \cdot \gamma - \sqrt{(\beta_1 \cdot \gamma)^2 - w_1 \cdot \gamma} \right\} \gamma / w_1 + (1-4p\psi)/2$$

$$n_4 = 2\delta(n_3+2p\psi) - 2p\psi + \psi(r\lambda_1 + \eta)$$

$$n_5 = \delta - 2p\psi + \psi(r\lambda_1 + \eta)$$

$$n_6 = \delta + 2p\psi + \psi(r\lambda_1 + \eta)$$

$$n_7 = 2\delta(n_6-2p\psi) + 2p\psi + \psi(r\lambda_1 + \eta)$$

$$n_8 = \frac{1}{2} \left\{ \beta_2 \cdot \gamma + \sqrt{(\beta_2 \cdot \gamma)^2 - w_2 \cdot \gamma} \right\} \gamma / w_2 + (1+4p\psi)/2$$

$$n_9 = 1/2 + \gamma\sin\theta + 2p\psi$$

$$n_{10} = 1/2 + \gamma\sin\theta + 2p\psi + 2\delta\psi\cos\theta$$

$$n_{11} = 1 + 2p\psi + 2\delta\psi\cos\theta$$

$$\psi_3 = \left\{ \alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - w_1 \cdot \gamma} \right\} \gamma / w_1 - \eta/2$$

$$\psi_7 = \left\{ \alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - w_2 \cdot \gamma} \right\} \gamma / w_2 - \eta/2$$

$$n_\alpha = \frac{1}{2} \left\{ n + 2p\psi - \psi(r\lambda_1 + \eta) \right\} / 2\delta$$

$$n_\beta = \frac{1}{2} \left\{ n - 2p\psi - \psi(r\lambda_1 + \eta) \right\} / 2\delta$$

$$\lambda_1 = \frac{\alpha \cdot w_1 - \left\{ \alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - w_1 \cdot \gamma} \right\} \gamma}{\beta_1 \cdot w_1 - \left\{ \beta_1 \cdot \gamma - \sqrt{(\beta_1 \cdot \gamma)^2 - w_1 \cdot \gamma} \right\} \gamma}$$

$$\lambda_2 = \frac{\alpha \cdot w_2 - \left\{ \alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - w_2 \cdot \gamma} \right\} \gamma}{\beta_2 \cdot w_2 - \left\{ \beta_2 \cdot \gamma + \sqrt{(\beta_2 \cdot \gamma)^2 - w_2 \cdot \gamma} \right\} \gamma}$$

$$\alpha = (r\lambda_1 + \eta)/2, \beta_1 = (r\lambda_1 + \eta - 1)/2, \beta_2 = (r\lambda_1 - \eta - 1)/2$$

$$\gamma = \sqrt{1+\eta^2}/2, \delta = (1-2\psi)/2$$

$$w_1 = \alpha^2 + \beta_1^2, w_2 = \alpha^2 + \beta_2^2$$

$$\gamma = \gamma^2 - \alpha^2, \gamma_1 = \gamma^2 - \beta_1^2, \gamma_2 = \gamma^2 - \beta_2^2$$

$$n = N/bhF_c \quad (n, \eta, \psi \text{ は } F_c \text{ の値に依る}) \quad \psi = Q/bhF_c$$

8.3 実験値と解析値の比較 Fig.17 は前述の実験値と解析値とを比較したものである。結果は無

次元化してある。横軸は無次元化せん断力 Q/bhF_c

●印は正荷重時の実験値を示す。前述の

実験値、実験値の24件、全数解の実験値の解

析値との比は0.80~1.10の範囲にあり、その平均

値は0.98で、両者はよく一致している。したが

ってX形配筋と平行配筋を併用するR/C柱のせん

断強度は、前述の理論解でほぼ評価できると考

へる。Fig.17 において引張筋量は帯筋量と一

定とした場合、 β の値が増加するにしたがって、

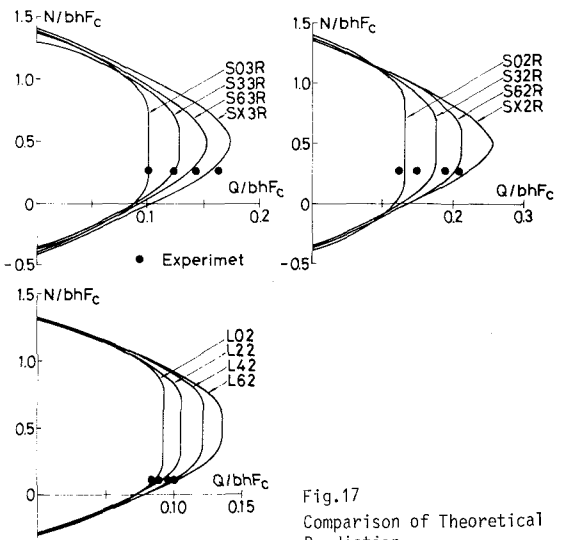


Fig.17
Comparison of Theoretical
Prediction
with Experimental Results

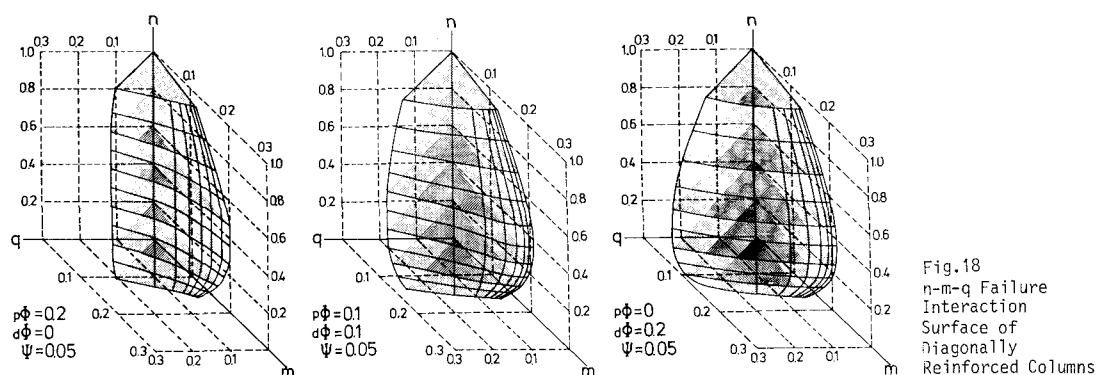


Fig.18
n-m-q Failure
Interaction
Surface of
Diagonally
Reinforced Columns

せん断強度は増加し、せん断破壊系から曲げ破壊系へ相図曲線に移行する：これがわかる。βの値の差による強度の差は圧縮力が零（はりの場合）ではあまり大きくないが、高い圧縮力が作用する場合にその差が大きくなる：これがわかる。したがって、R部材にX形主筋を用いる利点は強度が増加するから、はり材よりもむしろ柱材にある。なお、Fig.18は、 $p\phi + d\phi = 0.2$ 、 $\psi = 0.05$ 、 $\rho h = 0.8$ のX形配筋柱のn-m-q破壊相図曲線を示しているが、この図から、X形主筋量が増加するにつれて曲げ破壊系へ破壊曲線に移行し、X形主筋がせん断強度を増加していることがわかる。

9 X形配筋柱の適用設計式

X形配筋柱で平行配筋を用いた柱材の設計式は日本建築学会のR部標準に示されている“a”で、累加強度式(5)が成立するものとして、筆者らは適用設計式を提案した。なお、固定、積載荷重に対してはX形主筋を無視して部材設計を行い、地震荷重に対してのみX形主筋を考慮し、かつ、X形配筋柱の短期許容せん断力 Q_a は、R部標準に示す平行配筋のR部材の短期許容せん断力にX形主筋の短期許容せん断力を加えて求めるものとして、その適用設計式を次式に示す。

$$Q_a = b j [f_c + 0.5 w f_t (p_w - 0.002)] + 2 d a t \cdot o f t \sin \theta \quad (21)$$

ここに $d a t$: X形主筋の引張主筋量

$o f t$: X形主筋の短期許容引張応力度

θ : X形主筋と材軸との方向角

10 X形配筋柱の実施例

10.1 X形配筋柱の建物設計概要 Photo 1(a)の5階建の集合住宅は1982年に大阪市内に建設されたもので、その図で最初のX形配筋柱を用いた建物である。この建物の1,2階の主体構造の配筋詳細をFig.19に示す。この建物でははりはスパンとセリの比が大きく曲げ破壊系であるのに対し、柱は長さ l とセリ h の比が3.1~3.3でせん断破壊系を生じやすいので、X形配筋は柱にのみ適用されている。柱の断面構成は旧筋の主筋のみを平行配筋とし、その他に必要な主筋は全てX形配筋とするものである。なお、この建物ではスパン方向

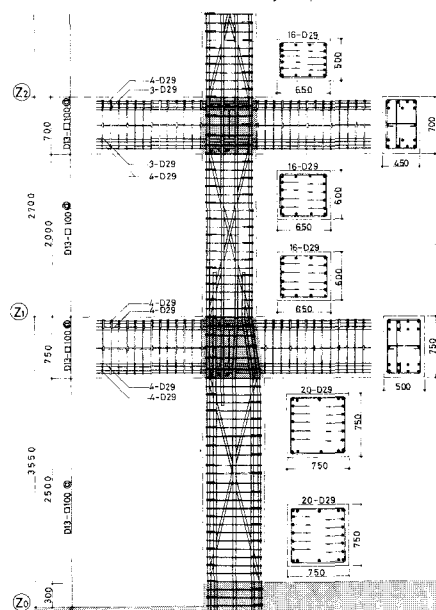


Fig.19 Suggested Reinforcing Arrangement in Diagonally Reinforced Columns

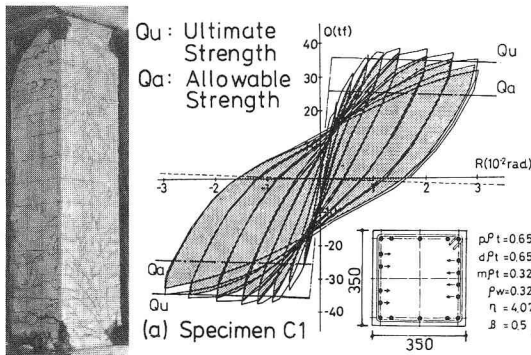


Fig.20 Hysteretic Response of Diagonally reinforced Columns Based on Proposed Design Procedures

に壁が十分に配筋されたことを、X形配筋は折行方向のみとした。

10.2 確認実験 この実験は9章の適用設計式によって設計された。この設計式の合理性を確認する。この実験の1号および2号の柱の1/4モデルによる柱の実験、および1/4モデルによる1号柱を含む骨組の実験を行った。Fig.20は1号の柱の破壊状況と履歴曲線を示す。図中のQaは短

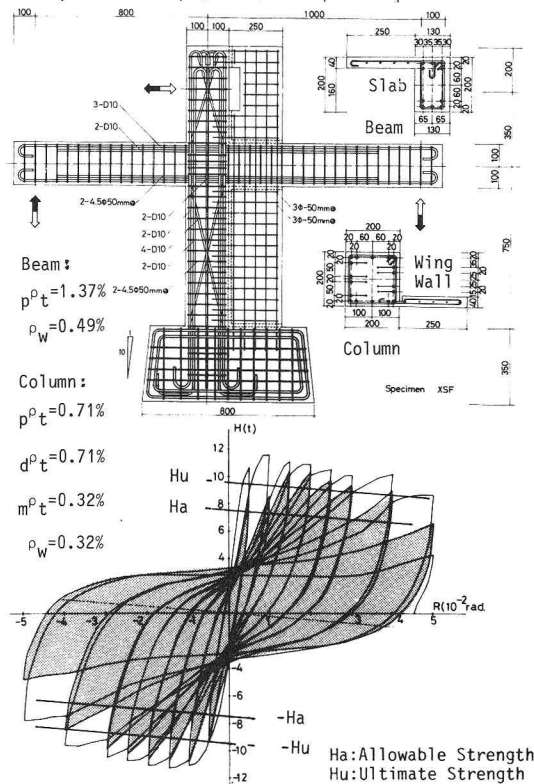


Fig.21 Hysteretic Response of Frame with Diagonally Reinforced Column

期許容せん断力、Quは8章で述べた理論強度である。Fig.21は骨組の形状寸法（実験場所は2号壁が短く小さい）と履歴曲線を示す。図中のHaは短期設計荷重、Huは総局荷重を表す。この1/4モデル実験では、「小さい場合でもせん断破壊は生ぜず」提案した設計式で設計された柱および骨組の履歴曲線はエネルギー消散量が大きい安定した双線形を示す。かつ、その総局強度は前述の理論強度によって評価できるとが示された。

11 大小壁、階壁付短柱へのX形配筋の適用

新耐震設計でRに構造上特に問題となるのは、大小壁、階壁付短柱に、短柱地べた柱の設計である。このような短柱にX形配筋を適用した場合の震害結果の例をFig.22に示す。縦軸はせん断力を、横軸は柱長と100mmに対する部材角を表す。図中の(a)は全二平行配筋、(b)は50%のX形配筋を用いた場合である。なお、X形配筋が折行方向位置は壁の破壊を考慮し、壁端より100mm内側に設けらる。Qu1は柱長と400mmとの場合、Qu2は柱長と600mmとの場合のせん断強度の理論値を示す。この例に示すように、全二

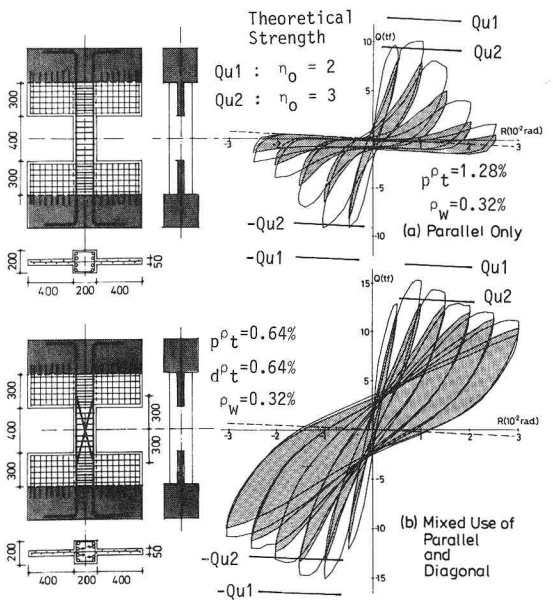


Fig.22 Application of Diagonal Reinforcement to Short Columns with Spandrel Beams

筋量の50%をX形主筋とする場合、平行配筋のみよりもむしろ飛躍時の耐震性能を向上できると考えられる。したがって、大小壁、厚壁に対してスリット状を設けることのみが合理的な耐震設計法に限らず、柱材にX形配筋を適用し、かつ、大小壁、厚壁を強く柱と一体化すること合理的な耐震設計法であると考えられる。

12 結 論

X形配筋と平行配筋を併用したR部柱の耐震性能に因る差異を明らかにX形配筋の適用にともなう確認試験結果の結論を導いた。

- (1) X形配筋を併用したR部柱では、X形主筋の量が増加することによって破壊モードはせん断破壊系から曲中破壊系に移行し、縦断曲線は逆S字形からS字形へ移行する。
- (2) X形主筋量を増やすことによってせん断強度は増加し、平行主筋とX形主筋を併用する柱材のせん断強度は平行配筋に於けるR部材のせん断強度と、X形主筋のみによるせん断強度の累加によって定まると考えられる。
- (3) 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にほぼ等しく、全主筋量の60%をX形主筋としたX形配筋の効果は十分に発揮される。
- (4) X形配筋柱の变形能力はX形主筋の局部屈曲によって著しく影響を受ける。耐震性能をさらに向上させるためには、X形主筋の局部屈曲を遅延させる手段を開発することが必要である。
- (5) R部材にX形配筋を用いることによりせん断強度の増加は、柱材よりもむしろ柱材の長が大きい。
- (6) X形配筋を大小壁、厚壁などに併用する柱材に適用して、その柱材の耐震性能を飛躍的に向上させることは可能である。

13 参考文献

- (1) Paulay, T., "Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST9, September 1971, pp. 2407-2419.
- (2) Paulay, T., "Some Seismic Aspect of Coupled Shear Walls," Proceedings of the 5th WCEE, Rome, Vol. 2, 1974, pp. 2005-2008.
- (3) Paulay, T. and Binney, J.R., "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls," Shear in Reinforced Concrete, ACI Special Publication 42, ACI, Detroit, 1974, pp. 579-598.
- (4) Minami, K., and Wakabayashi, M., "Seismic Resistance of Diagonally Reinforced Concrete Columns," Proceedings of the 7th WCEE, Istanbul, Vol. 6, 1980, pp. 215-222.
- (5) Minami, K. and Wakabayashi, M., "Earthquake Resistant Capacity of Normally and Diagonally Reinforced Concrete Columns," Proceedings of 3rd South Pacific Regional Conference on Earthquake Engineering, The New Zealand National Society for Earthquake Engineering, May, 1983.
- (6) 若林英、南 浩一、"X形配筋を用いた鉄筋コンクリート柱の耐震性能について、"第2回コンクリート学会年次講演論文集、1980, pp. 433-436.
- (7) 若林英、南 浩一、久本幸雄、吉内靖典、"せん断力とせん断鉄筋コンクリート柱に対するX形配筋の有効性を検討、"第3回コンクリート学会年次講演論文集、1981, pp. 445-448.
- (8) 南 浩一、若林英、"X形配筋を用いた鉄筋コンクリート構造物の耐震設計、"第4回コンクリート学会年次講演論文集、1982, pp. 389-392.
- (9) Minami, K. and Wakabayashi, M., "Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete columns," IABSE Colloquium on Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, Delft, Final Report, 1981, pp. 603-614.
- (10) Minami, K., "Limit Analysis of Shear in Reinforced Concrete Members," Proceedings of JCI Colloquium on Shear Analysis of RC Structures, Introductory Report, Sept., 1983, pp. 5-28.
- (11) 南 浩一、若林英、"鉄筋コンクリート部材のせん断強度について、"第5回コンクリート学会年次講演論文集、1980, pp. 449-452.

14 記号

b : 柱幅	l : 柱長 (L/R)
F_c : コンクリートの圧縮強度	θ : X形主筋と横筋の角度
ρ : 柱せり	d_R : X形主筋の引張鉄筋比
α : 平行主筋の主筋間隔, X形主筋の材端の主筋間隔	β_R : 平行主筋の引張鉄筋比
α_1 : 主筋間隔比 (α/α_1)	ρ_w : 帯筋比
l : 柱長	ϕ_y : X形主筋の降伏強度
M : 曲げモーメント	ϕ_y : 平行主筋の降伏強度
m : 無次元降伏率 ($M/\phi_y F_c$)	ω_y : 帯筋の降伏強度
N : 圧縮力	δ_R : X形主筋の引張鉄筋係数 ($d_R \cdot \phi_y / F_c$)
α : 無次元圧縮率 ($N/\phi_y F_c$)	β_R : 平行主筋の引張鉄筋係数 ($\rho_R \cdot \phi_y / F_c$)
Q : せん断力	ρ : 帯筋係数 ($\rho_w \cdot \phi_y / F_c$)
q : 無次元せん断力 ($Q/\phi_y F_c$)	

15 謝 辞

本研究の一部は、昭和55年度科学研究補助金(試行研究)(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調査研究(若林英、南 浩一)によって行われたものである。X形配筋の適用に際しては、小松隆治氏(神戸市立建築計画)、中東達夫氏(建設省研究所)の御助力を蒙った。また、本稿の査読者である若林英、南 浩一、久本幸雄(川崎製鉄)、吉内靖典(竹中工務店研究所)両氏の御助力を蒙った。ここに記して厚く謝意を表す。

Diagonal Reinforcing for Reinforced Concrete Columns

Koichi MINAMI(I) and Minoru WAKABAYASHI(II)

The use of diagonal reinforcement has been proposed by T. Paulay to secure the ductility of coupling beams, and applied to the real practice. However, the past earthquakes have revealed that the shear failure occurred more often in short columns than in beams. Since the column failure leads to the failure of the overall structure, the authors have been trying to apply the diagonal reinforcement system to the short reinforced concrete columns.

The diagonal arrangement of main reinforcements is desirable, suited and easily applied in concrete structures that have shear walls in one direction, such as school buildings and housings. In real building structures, the inflection point of columns can seldom be located in the middle of the columns, and it is conceived that combined parallel and diagonal reinforcement will improve seismic performance greatly.

To investigate the seismic behavior of diagonally reinforced columns, two series of tests were programed using scaled model specimens. In the first series, the scale ratio of the specimens was 1/4, and, in the second series, the ratio was 1/2. Variable chosen for experiments are diagonal reinforcement ratio $\beta = dTy / (pTy + dTy)$ (dTy = yield strength of diagonal reinforcement, pTy = yield strength of parallel reinforcement), column length ratio l/h (l = column length, h = column depth) and axial load ratio N/N_u (N = applied axial load, N_u = ultimate compressive strength).

The load carrying capacity, ductility and energy dissipation capacity of columns increases with increase of the diagonal reinforcement ratio without adding extra amount of hoops. It is noted that satisfactory seismic performance can be expected when the diagonal reinforcement ratio may be greater than 60 percent. Using a simple model of statical equilibrium of concrete and system of reinforcements, the strength of diagonally reinforced columns is calculated by the extended concept of adding component strengths of concrete and parallel and diagonal reinforcements. The strength can be reasonably estimated as the sum of the strength of the column without diagonal reinforcement and the strength of the diagonal reinforcement. Use of diagonal reinforcement is more effective in columns than in beams as far as the strength is concerned. The deformation capacity of diagonally reinforced columns depends largely upon the buckling of diagonal reinforcing bars. For better seismic performance, it is needed to develop a new means to retard the buckling.

Based on the suggested design procedure for diagonally reinforced concrete columns proposed by authors, five story housing containing diagonally columns was constructed at Osaka in 1981. In order to verify that the above design procedure is appropriate, half scaled model test was made for a first and second story column. Finally, the example of the application of diagonal reinforcement to the short columns with spandrel beams are discussed.

-
- (I) Lecture of Department of Architectural Engineering, Osaka Institute of Technology, Osaka, Japan
 - (II) Professor of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Kyoto, Japan