

論文

[2064] 多方向X形筋を用いた鉄筋コンクリート円形断面柱の耐力評価

正会員○若山 毅 (大阪工業大学大学院)

正会員 村上利憲 (長谷工コーポレーション)

正会員 益尾 潔 (日本建築総合試験所)

正会員 南 宏一 (福山大学建築学科)

1. 序

筆者らは、円形多方向X形配筋柱(以下、MXRC柱と称する)の曲げ・せん断実験により、X形主筋比 β の増加に伴い、MXRC柱の終局せん断耐力および変形性能が向上し、エネルギー消費能力の大きな耐震性能に優れた性能が確保できることを実験的に明らかにした。[1][2] 本研究においては、せん断補強筋比、軸力比およびせん断スパン比の因子を変数とした実験を新たに行ない、構造性能を定量的に把握するとともに、既往のせん断設計式を用いて、円形平行配筋柱(以下、円形RC柱と称する)ならびにMXRC柱のせん断耐力評価について検討を行なう。また、変形性能の評価を目的とし、限界部材角の評価実験式の誘導を試みる。

2. 曲げ・せん断実験

〈実験計画〉 実験変数は表-1に示すように、X形主筋比 β [=X形主筋量/全主筋量]、主筋比 P_g [= A_s/A_c]、せん断補強筋比 P_w 、軸力比 n [= $N/A_c \cdot F_c$]、せん断スパン比 η [= $L/2 \cdot D_c$]、を抽出し、計20体を計画した。No.22~No.33の試験体が今回実験を行なった試験体である。試験体は直径を $D_c=30$ cmとする円形断面である。図-1に $\beta=2/3$ (No.14)の試験体の配筋詳細および断面構成を示す。

表-1 実験変数諸因子一覧

| 試験体番号 | L (cm) | 主筋径 | P_g (%) | β | P_w (%) | F_c | 軸力比 n | 実験値 Q_{max} | R_{u1} |
|-------|--------|-----|-----------|---------|-----------|-------|---------|---------------|----------|
| No.10 | 60 | D10 | 2.41 | 0 | 0.71 | 329 | 0.325 | 33.3 | 30 |
| No.11 | 60 | D10 | 2.41 | 2/3 | 0.71 | 329 | 0.325 | 38.9 | 40 |
| No.12 | 60 | D13 | 4.31 | 0 | 0.71 | 329 | 0.325 | 32.6 | 30 |
| No.13 | 60 | D13 | 4.31 | 1/3 | 0.71 | 329 | 0.325 | 36.3 | 80 |
| No.14 | 60 | D13 | 4.31 | 2/3 | 0.71 | 329 | 0.325 | 47.5 | 77 |
| No.15 | 60 | D13 | 4.31 | 1 | 0.71 | 329 | 0.325 | 49.5 | 100 |
| No.18 | 60 | D16 | 6.76 | 0 | 0.71 | 329 | 0.325 | 31.5 | 39 |
| No.19 | 60 | D16 | 6.76 | 1/3 | 0.71 | 329 | 0.325 | 42.2 | 94 |
| No.20 | 60 | D16 | 6.76 | 2/3 | 0.71 | 329 | 0.325 | 53.9 | 100 |
| No.21 | 60 | D16 | 6.76 | 1 | 0.71 | 329 | 0.325 | 60.4 | 100 |
| No.22 | 60 | D13 | 4.31 | 2/3 | 0.28 | 308 | 0.329 | 42.0 | 20 |
| No.14 | 60 | D13 | 4.31 | 2/3 | 0.71 | 329 | 0.325 | 47.5 | 77 |
| No.23 | 60 | D13 | 4.31 | 2/3 | 1.57 | 308 | 0.329 | 54.6 | 100 |
| No.24 | 60 | D13 | 4.31 | 2/3 | 0.28 | 308 | 0.658 | 41.0 | 9 |
| No.25 | 60 | D13 | 4.31 | 2/3 | 0.71 | 308 | 0.658 | 46.8 | 30 |
| No.26 | 60 | D13 | 4.31 | 2/3 | 1.57 | 308 | 0.658 | 55.5 | 97 |
| No.27 | 60 | D13 | 4.31 | 0 | 0.28 | 308 | 0.329 | 30.7 | 10 |
| No.28 | 60 | D13 | 4.31 | 0 | 0.28 | 308 | 0.658 | 34.3 | 10 |
| No.31 | 60 | D13 | 4.31 | 1/3 | 0.28 | 308 | 0.329 | 39.4 | 15 |
| No.32 | 90 | D13 | 4.31 | 1/3 | 0.28 | 308 | 0.329 | 31.2 | 20 |
| No.33 | 120 | D13 | 4.31 | 1/3 | 0.28 | 308 | 0.329 | 26.2 | 27 |

単位: F_c (kgf/cm²)、 R_{u1} (10⁻³rad.)、 Q_{max} (tf)

荷重則: 正負交番繰返し荷重 $R = 5, 10, 15, 20, 30, 40 \times 10^{-3}$ rad. で3回繰返し、その後、正加力方向に $R = 100 \times 10^{-3}$ rad. まで単調荷重した。軸力 N は一定軸力とした。

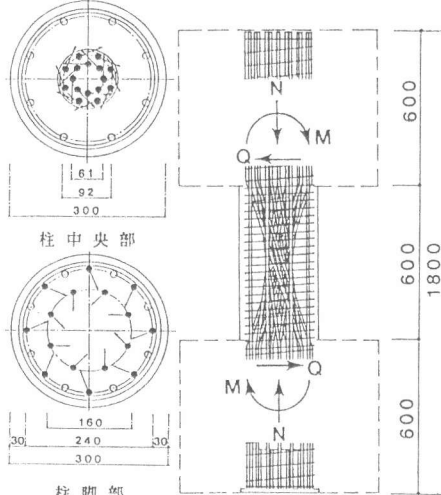
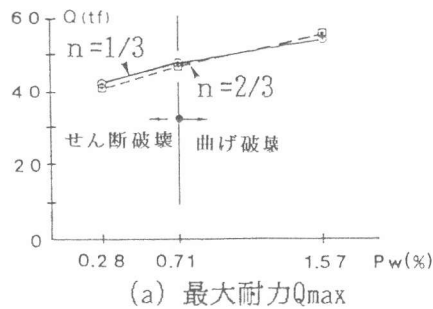


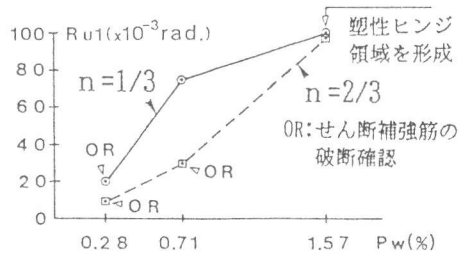
図-1 $\beta=2/3$ (No.14)の配筋詳細および断面構成

表-2 鉄筋の力学的性質

| | 径 | σ_{sy} (kgf/cm ²) | | P_w (%) | 径、間隔 | σ_{sy} (kgf/cm ²) |
|----|-----|--------------------------------------|------|-----------|--------------------|--------------------------------------|
| 主筋 | D10 | 4120 | X形主筋 | 0.28 | $\phi 4-\theta 30$ | 4600 |
| | D13 | 4150 | | 0.71 | D6- $\theta 30$ | 5090 |
| | D16 | 4110 | | 1.57 | D10- $\theta 30$ | 4790 |



(a) 最大耐力 Q_{max}



(b) 限界部材角 R_{u1}

図-2 Q_{max} および R_{u1} と P_w の関係

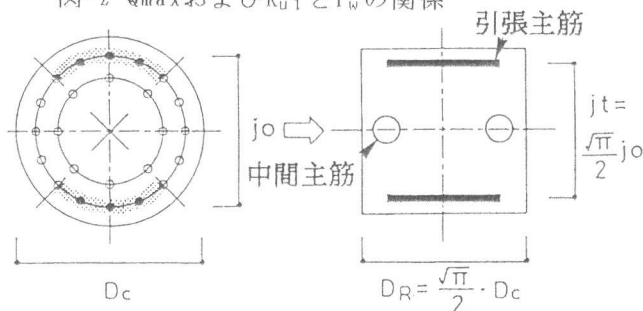


図-3 断面の置換方法

X形主筋の構成は、時計回りおよび反時計回りにねじれた二つのつづみ状の鉄筋群からなり、それらの鉄筋群は同心円周上の二段配筋としている。スパイラル筋は、つづみ状のX形主筋を取り巻くように内スパイラル筋 $\phi 4$ を50mm間隔で、さらに、外スパイラル筋(せん断補強筋)を30mm間隔で配筋している。表-2に鉄筋の力学的性質を示す。

<実験結果> 表-1より、X形主筋比 β および軸力比 n の増加にともないせん断耐力は増加することがわかる。また、 P_w を変数とした場合、 $P_w=0.28\%$ の試験体ではせん断補強筋の破断を伴うせん断破壊の様相を呈するが、 $P_w=1.57\%$ では柱端部に塑性ヒンジ領域を形成し曲げ破壊の様相を示し、図-2(a)に示すような P_w の増加に伴う耐力の上昇が認められる。最大耐力 Q_{max} 以降、最初に Q_{max} の80%に耐力が低下した時点の部材角を限界部材角 R_{u1} と定義する。 β および n の増加にともない R_{u1} は増加するが、 n の増加に伴い R_{u1} は減少する。図-2(b)に示すように軸力比に関係

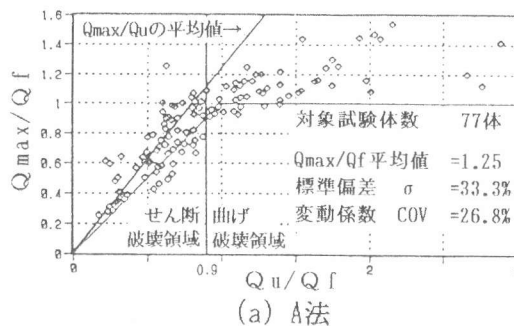
【A法、B法】
 $Q_u = b \cdot j_t \cdot P_w \cdot \sigma_y \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c / 2$ ---式(1):A法
 $P_w \cdot \sigma_y$ が $\nu \cdot F_c / 2$ を超える場合は、 $P_w \cdot \sigma_y = \nu \cdot F_c / 2$ とする。---式(2):B法
 $\beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) \cdot P_w \cdot \sigma_y \} / (\nu \cdot F_c)$

| | A法 | B法 |
|---------------|--|---|
| $\tan \theta$ | $\sqrt{\{(L/D)^2 + 1\}} - L/D$ | $\sqrt{\{(2M/QD)^2\}} - 2M/QD$ |
| $\cot \phi$ | 次式の内最小値 1) $1.0 \leq \cot \phi \leq 2.0$ 2) 2.0 ($\phi = 26.6$ 度) 3) $j_t / (D \cdot \tan \theta)$ 4) $\sqrt{\{\nu \cdot F_c / (P_w \cdot \sigma_y) - 1\}}$ | 1.0 ($\phi = 45$ 度) |
| ν | $\nu_R = 0.7 - F_c / 2000$ | $(2M/QD + 1) / 4$ ($0.5 \leq \nu \leq 1.0$) |

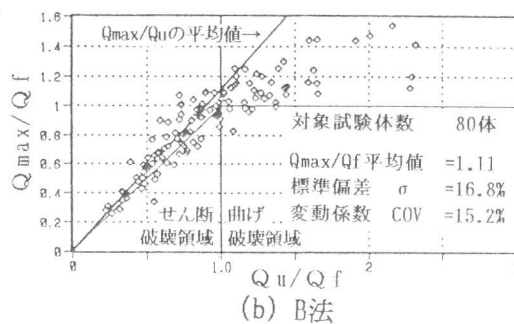
【注】 Q, M :設計せん断力および曲げモーメント、 L :柱内法長さ
【修正荒川mean式】
 $Q_u = \{ \frac{0.068 \cdot P_t^{0.25} \cdot (F_c + 180)}{(M/Qd + 0.12)} + 0.27 \sqrt{P_w \cdot \sigma_y} \} \cdot b \cdot j + 0.1 \cdot \sigma_R \cdot b \cdot j$ ---式(3)
記号
 P_t :引張鉄筋比(%)
 d :柱の有効せい $d = (D + j_t) / 2$
 D :柱せい(正方形断面に置換後の値。 $D = D_R = \sqrt{\pi} / 2 \cdot D_c = b$)
 j :応力集中間距離 $j = 7/8 \cdot d$

表-3 全試験体126体実験データ範囲

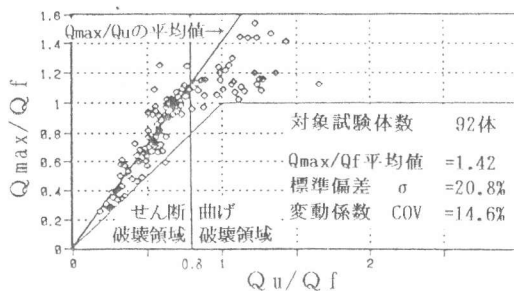
| 対象試験体数 | 126体 |
|----------------------------------|--------------------------------|
| コンクリート圧縮強度: F_c | 192~654 kgf/cm ² |
| 引張鉄筋比: P_t | 0.24~1.34 % |
| 主筋降伏強度: σ_y | 3414~9840 kgf/cm ² |
| せん断補強筋比: P_w | 0~2.13 % |
| せん断補強筋降伏強度: σ_{yw} | 2813~14900 kgf/cm ² |
| せん断補強筋量: $P_w \cdot \sigma_{yw}$ | 0~86.86 kgf/cm ² |
| せん断スパン比: M/QD | 0.90~2.82 |
| 軸力比: $n = N / (A_c \cdot F_c)$ | 0~0.658 |



(a) A法



(b) B法



(c) 修正荒川mean式

図-4 $Q_{max}/Q_f - Q_u/Q_f$ 関係

なく P_w の増加にともない R_{u1} も上昇することがわかる。なお、同図より軸力比が $n=2/3$ であっても、 $\beta=2/3$ で、 $P_w=0.71\%$ 以上とすることにより限界部材角 R_{u1} は、 3.0×10^{-3} rad. を確保できることが示された。

3. 円形平行配筋柱

3. 1 せん断耐力の評価

<検討方法> MXRC柱のせん断耐力を評価するためには、円形RC柱のせん断耐力の評価方法を検討する必要がある。A法、B法および修正荒川mean式[3]を用いて、既往の研究による逆対称曲げせん断を受ける円形RC柱試験体126体[4]~[13]の終局耐力について検討を行なう。表-3に全試験体126体の実験データ範囲を示す。荒川らは既にせん断設計式による円形RC柱のせん断耐力評価を行なっているが、[4]本研究では曲げ耐力 Q_f を評価し、破壊領域の区別をも含んだせん断耐力の評価を行なった。式(1)~(3)にせん断設計式を示す。既往のせん断設計式により耐力を評価する場合、円形断面を正方形断面に置換する方法が考えられ、鈴木・中塚らは円形RC柱のせん断耐力評価に際して、断面の置換方法に関する検討を行なっている。[5] 同様な手法を用いて円形断面は面積の等価な正方形断面に置換する。置換した断面の引張主筋量は、全主筋量の $1/4$ とし、残りの主筋量を中間主筋とし、主筋が同心円周状に二段配筋された断面では、図-3に示すように外側に配された主筋量の $1/4$ ずつを引張主筋量とし、残りの外側主筋量および内側主筋量を中間主筋量とする。主筋重心間距離 j_t は、外側主筋の位置する円直径 j_o の $\sqrt{\pi}/2$ 倍とする。また、せん断補強筋比 P_w は正方形断面における P_w の値を $\sqrt{\pi}/2$ 倍して用いる[14]。

<検討結果> 各せん断設計式による $Q_{max}/Q_f - Q_u/Q_f$ の関係を図-4(a)~(c)示す。せん断破壊領域と曲げ破壊領域との判定は、 Q_{max}/Q_f の値が頭打ちとなる傾向を示す Q_u/Q_f を破壊領域の境界とし、各設計式に対して設定している。実験値耐力を最も安全側に評価するのは修正荒川mean式で、 Q_{max}/Q_u の平均値が1.42、それに続いて、A法が1.25、B法が1.11である。次に、標準偏差 σ および変動係数COVでは、B法が $\sigma=16.8\%$ 、 $COV=15.2\%$ と最もばらつきが少なく、修正荒川mean式が $\sigma=20.8\%$ 、 $COV=14.6\%$ 、A法が $\sigma=33.3\%$ 、 $COV=26.6\%$ となる。A法では、せん断補強筋がない試験体に対しアーチ機構の耐力を過小評価するためかなり安全側の耐力評価となり、その結果全試験体に対してのばらつきが大きくなる。一方、A法およびB法において、せん断破壊領域で危険側の値を示す試験体を表-4に示す。主筋比が大きく(④)、かつ、主筋の降伏強度が高い(⑤)試

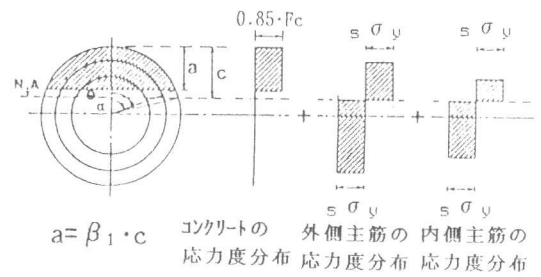


図-5 曲げ耐力 Q_f 算出における断面置換の仮定

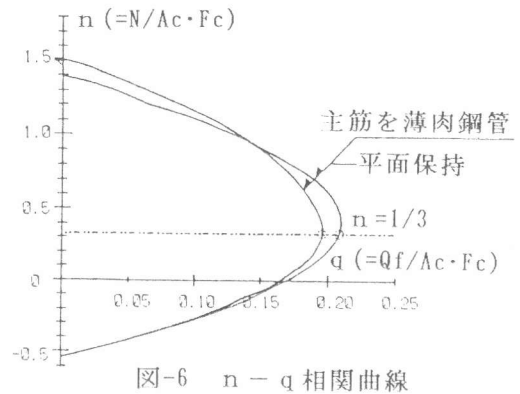


図-6 n - q 相関曲線

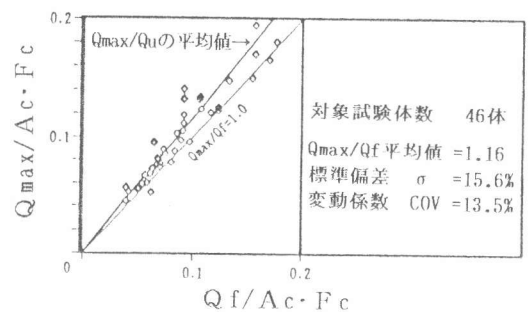


図-7 $Q_{max}/Ac \cdot F_c - Q_f/Ac \cdot F_c$ 関係

表-4 せん断破壊領域で危険側の試験体の要因一覧

| 試験体数 | A法 | B法 |
|---|-----|-----|
| ① $0 \leq n \leq 0.1$ | 16体 | 22体 |
| ② $p_u \leq 0.20\%$ | 6体 | 14体 |
| ③ $\sigma_{sy} \geq 13000 \text{ kgf/cm}^2$ | 0体 | 6体 |
| ④ $p_t \geq 0.78\%$ | 4体 | 5体 |
| ⑤ $\sigma_{sy} \geq 8000 \text{ kgf/cm}^2$ | 12体 | 17体 |
| ⑥ 付着割裂破壊 | 11体 | 14体 |
| ④、⑤の2条件 | 3体 | 4体 |
| ④、⑤の3条件 | 11体 | 14体 |
| ①、④、⑤の3条件 | 6体 | 11体 |
| ①、④、⑤、⑥の4条件 | 1体 | 2体 |

$$Q_u = Q_u + \Delta Q_u \quad \text{---式(4)}$$

なお、右辺第一項は、式(2)、(3)による。

$$\Delta Q_u = 2 \cdot \Delta \sigma_y \sum_{i=1}^n \Delta A_i \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \phi_i$$

θ_i : X形主筋が材軸となす角度 ΔA_i : X形主筋1本の断面積
 ϕ_i : X形主筋がせん断加力方向となす角度
 n : X形主筋の組数 (X形主筋2本を1組) $\Delta \sigma_y$: X形主筋の降伏強度

験体が全体の60%以上を、これらに軸力比(①)を加えれば全体の37%以上を占め、この内、付着割裂破壊したものは1体および2体であった。

3. 2 曲げ耐力

<検討方法> 円形RC柱ならびにMXRC柱の曲げ耐力 Q_f は、図-5に示すような断面置換の仮定に基づいて算出する。[15][16]主筋は円形RC柱およびMXRC柱とも配筋された全主筋を等断面積の薄肉鋼管に置換した上で、その応力度-ひずみ度関係を完全剛塑性とし、またコンクリート部分はACI規準に基づいた圧縮応力ブロック($a = \beta_1 \cdot c$)を仮定し、圧縮応力度を $0.85 \cdot F_c$ に低減している。以上の仮定により求めた曲げ耐力を Q_f としている。図-6に、この曲げ耐力 Q_f と e 関数法を用いて平面保持により求めた曲げ耐力との $n - q$ 相関曲線を示す。なお、対象とする断面は試験体No.14である。同図より、軸力範囲 $n = 0 \sim 0.6$ においては若干平面保持の解析結果の方が小さい値を示しているが、本研究では円形RC柱およびMXRC柱の曲げ耐力を上記の Q_f により算出する。

<耐力の検討結果> 図-7にB法における曲げ破壊領域の試験体46体に対して、 $Q_{max}/Ac \cdot F_c - Q_f/Ac \cdot F_c$ 関係を示す。 Q_{max}/Q_f の平均値は1.16であり、標準偏差 $\sigma = 15.6\%$ 、変動係数 $COV = 13.5\%$ と概ね妥当な値を示す。

4. 円形多方向X形配筋柱

4. 1 せん断耐力の評価

<検討方法> MXRC柱のせん断耐力は、X形主筋を除く円形RC柱のせん断耐力とX形主筋の降伏せん断耐力の足し合わせにより評価し、円形RC柱でばらつきが多かったA法を除いたB法および修正荒川mean式を用いて検討を行なう。式(4)にMXRC柱の降伏せん断耐力式を示す。また、断面置換の方法は円形RC柱の場合と同様であり、主筋については全主筋からX形主筋を除いた残りの平行主筋のみを対象として円形RC柱と同様な取扱を行なう。

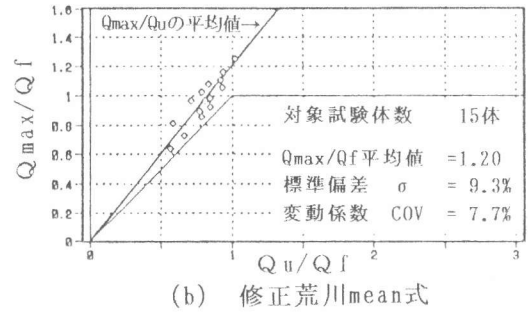
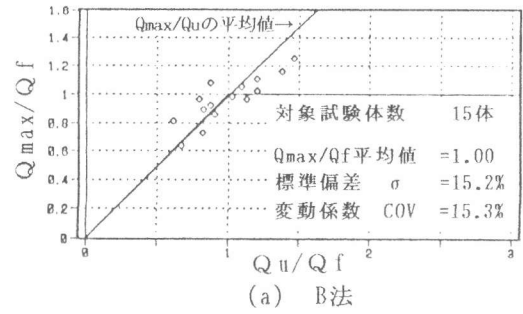


図-8 $Q_{max}/Q_f - Q_u/Q_f$ 関係

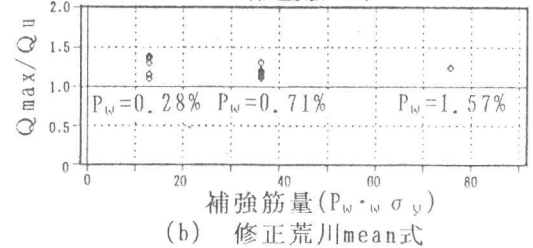
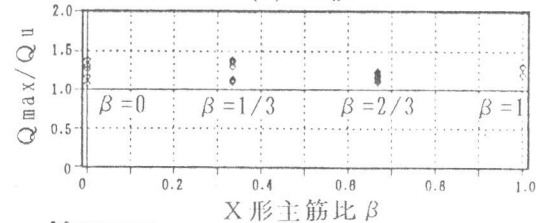
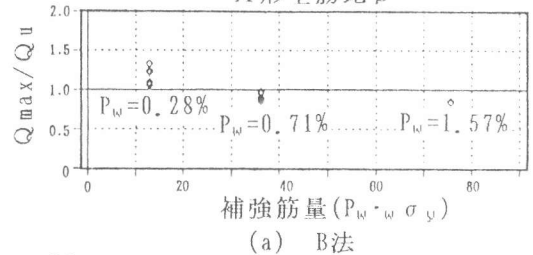
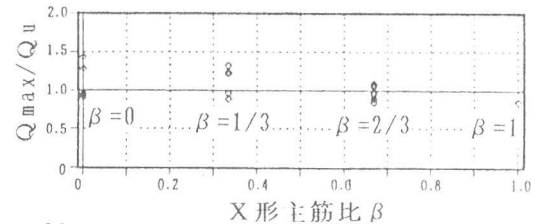


図-9 Q_{max}/Q_u と X形主筋比 β および補強筋量 ($P_w \cdot w \cdot \sigma_y$) の関係

$$(R_u) = (r_u)_\beta \cdot (r_u)_{P_w} \cdot (r_u)_n \cdot (r_u)_{P_g} \cdot (R_u)_0 \quad \text{式(5)}$$

$$(R_u)_x = (a \cdot x + b) \times 10^{-3} \text{ rad.} \quad \text{式(6)}$$

$$(r_u)_x = \frac{(R_u)_x}{(R_u)_0} = (c \cdot x + d) \quad \text{式(7)}$$

| $(r_u)_x$ | | | $(r_u)_x$ | | |
|-----------|------|------|-----------|------|------|
| x | a | b | x | c | d |
| β | 62.1 | 40.7 | β | 0.87 | 0.57 |
| P_w | 57.0 | 17.0 | P_w | 0.80 | 0.24 |
| n | -141 | 124 | n | -2.0 | 1.7 |
| P_g | 13.6 | 11.3 | P_g | 0.19 | 0.16 |

$$(R_u)_0 = \frac{(R_u)_{\beta=2/3} \cdot (R_u)_{P_w=0.71\%} \cdot (R_u)_{n=1/3} \cdot (R_u)_{P_g=4.31\%}}{4} \quad \text{式(8)}$$

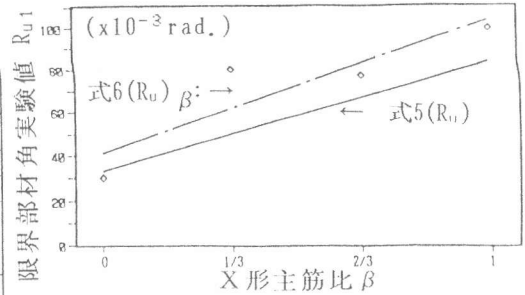
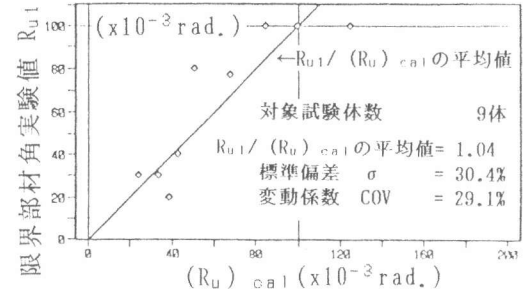


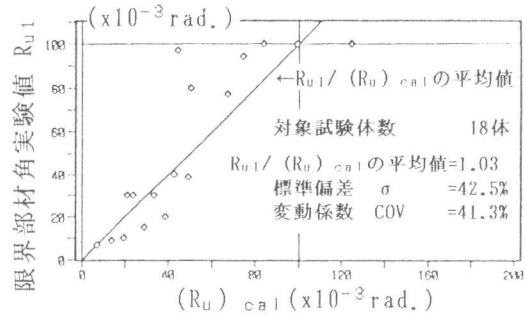
図-10 X形主筋比 β と
限界部材角 R_{u1} の関係

<検討結果> 図-8(a)、(b)に各せん断設計式による $Q_{max}/Q_f - Q_u/Q_f$ の関係を示す。対象試験体は表-1のX形主筋を有する15体である。縦軸の Q_{max}/Q_f の値が頭打ちとなる傾向は明確でなく、MXRC柱に対しては、全試験体がせん断破壊領域にあるとして検討を行なう。

B法および修正荒川mean式とも、円形RC柱における Q_{max}/Q_u より低めの評価となり、B法では Q_{max}/Q_u の平均値が1.00となる。円形RC柱では安全側の評価となった修正荒川mean式はMXRC柱に対しても1.2と安全側の評価となる。標準偏差 σ および変動係数COVは、修正荒川mean式では $\sigma=9.3\%$ 、 $COV=7.7\%$ とばらつきが少なく、B法では $\sigma=15.2\%$ 、 $COV=15.3\%$ と大きくなる。図-9(a)、(b)において、 $\beta=2/3$ 以上のX形主筋比の場合、ならびに補強筋量 ($P_w \cdot \sigma_y$) が多く配筋されている場合は、B法は耐力を過大に評価し、これはB法が平行主筋量に関係なく補強筋量 ($P_w \cdot \sigma_y$) に応じて耐力が増加することに起因している。一方、平行主筋量（設計式中では、引張主筋比 P_t ）を考慮している修正荒川mean式では、 β および補強筋量の値に関係なく常に安全側の評価となっている。



(a) 実験式誘導に関与した試験体9体



(b) 全試験体18体

図-11 計算値 $(R_u)_{cal}$ と
限界部材角実験値 R_{u1} の関係

5. 限界部材角の評価

<実験式の誘導> 2章で述べた限界部材角 R_{u1} を評価するための実験式は、式(5)に示すようなX形主筋比 β 、せん断補強筋比 P_w 、軸力比 n および主筋比 P_g の因子を含んだ式の積で構成される。この式は、1つの変数の値のみ変化する直線回帰式（式(6)）を、これら共通因子を持つ基準試験体 (No. 14) の限界部材角 $(R_u)_0$ で無次元化した上で（式(7)）、これらを掛け合わせるにより示される。なお、基準試験体の限界部材角 $(R_u)_0$ は、式(8)に示すように、基準試験体についての式(6)の各直線回帰式より求めた限界部材角の平均値として算出することとした。一例として、X形主筋比 β を変数とした場合を図-10に示す。図中の一点鎖線は式(6)による $(R_u)_\beta$ であり、実線は式(5)による (R_u) である。

<検討結果> 実験式 (R_u) により算出した計算値 $(R_u)_{cal}$ と限界部材角実験値 R_{u1} の関係を図-11(a)、(b)に示す。図-11(a)が実験式の誘導に関与した試験体9体の検証結果を、図-11(b)が全試験体18体の検証結果を示す。同図に示すように、ばらつきは大きいものの実験値と計算値の比 $R_{u1}/(R_u)$

σ_{a1} の平均値は1.0であり、各因子に対する傾向を捉えMXRC柱の限界部材角を概ね評価できるものと考えられる。なお、図-11(b)において、実験値 $R_{u1} > 70 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ と $R_{u1} < 40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ の二つのグループに分けられる。実験値 $R_{u1} > 70 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ の試験体は、X形主筋比 $\beta = 1/3$ 以上、せん断補強筋比 $P_w = 0.71\%$ 以上、主筋比 $P_g = 4.31\%$ 以上および軸力比 $n = 1/3$ の条件を満たしている。このような条件のもとでは、特に優れた変形性能を確保できるものと考えられる。

6. 結論

- (1) MXRC柱の曲げ・せん断実験について、 P_w の増加にともない破壊モードはせん断破壊系から曲げ破壊系へと移行し、耐力および限界部材角 R_{u1} の上昇が認められる。
- (2) 円形RC柱のせん断耐力については、B法および修正荒川mean式は同程度のばらつきを示しているが、修正荒川mean式では大きく安全側に耐力を評価するのに対して、B法では実験値をより正確に評価する傾向を示した。
- (3) 主筋を完全剛塑性の薄肉鋼管に置換し、コンクリートの圧縮応力ブロックを仮定することにより円形RC柱の曲げ耐力を概ね評価することが出来る。
- (4) MXRC柱のせん断耐力については、修正荒川mean式はばらつきが少なく安全側に耐力を評価する。B法では、X形主筋比 β の大きい場合、または、補強筋量 $P_w \cdot \sigma_y$ の大きい場合、円形RC柱部分の耐力を過大評価し危険側の評価となっている。しかしながら、MXRC柱のばらつき[図-8(a)]は、円形RC柱のばらつき[図-4(b)]の範囲内にあった。
- (5) 実験式を誘導することによりMXRC柱の限界部材角の評価を試み、 β 、 P_w 、 n および P_g の因子を考慮に入れ、定量的に限界部材角を評価できることを示した。

謝 辞

本研究を行なうにあたり、大阪工業大学建築学科講師 西村泰志先生に御助言を頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- [1] 若山毅、村上利憲、益尾潔、南宏一：円形多方向X形配筋柱におけるX形主筋量が、耐力および靱性におよぼす影響、日本建築学会近畿支部研究報告集、第30号・構造系、1990、5月
- [2] 若山毅、村上利憲、益尾潔、南宏一：円形多方向X形配筋柱におけるX形主筋比が耐力および靱性におよぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集、第12巻第2号、1990
- [3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説
- [4] 荒川卓、賀明玄、荒井康幸、溝口光男：らせん鉄筋柱のせん断抵抗性状について、コンクリート工学年次論文報告集10-3、1988、pp.577-582
- [5] 鈴木計夫、中塚信、中山浩之、白沢吉衛：SD50材の円形スパイラル補強筋を用いたRC円形柱のせん断耐力・変形特性、コンクリート工学年次論文報告集10-3、1988、pp.601-606
- [6] 黒正清治：軸力と曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート円形断面柱の強度と変形性状に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、昭和55年9月、pp.1727-1728
- [7] 黒正清治：曲げせん断および軸力を受ける鉄筋コンクリート円形断面柱のせん断強度と変形性状に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)、昭和57年10月、pp.1247-1248
- [8] 鈴木計夫、中塚信：高強度コンクリート・高強度横補強筋を用いたRC柱部材の荷重-変形特性、コンクリート工学年次論文報告集11-2、1989、pp.455-460
- [9] 鈴木計夫、中塚信：RC円形柱のせん断および主筋の付着特性に関する実験研究、コンクリート工学年次論文報告集12-2、1990、pp.393-398
- [10] 荒川卓：らせん鉄筋補強コンクリート柱の終局せん断強度について、コンクリート工学年次論文報告集9-2、1987、pp.299-304
- [11] 武田寿一、吉岡研三：超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、昭和62年10月、pp.291-292
- [12] 吉岡研三、岡田恒男、武田寿一：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究(第1報 主筋配置・せん断補強筋形状の影響について)、日本建築学会論文報告集第279号、昭和54年5月、pp.53-63
- [13] 伊藤光康：鉄筋コンクリート円形断面柱の復元力特性に関する実験研究(その1 実験概要)(その2 実験結果及び考察)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)、昭和61年8月、pp.405-406、pp.407-408
- [14] 六車熙、渡辺史夫、西山峰広：曲げとせん断を受けるRCパイルの耐力評価に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集9-2、1987、pp.483-488
- [15] Troels Brondum-Nielsen: Ultimate Flexural Capacity of Circular and Annular Cracked Concrete Sections, ACI Structural Journal, Vol. 85, No. 4, pp. 437-441, July/August, 1988
- [16] Gupta S.R., Davalath and Murty K.S. Madugula.: Analysis/Design of Reinforced Concrete Circular Cross Section, ACI Structural Journal, Vol. 85, No. 6, pp. 617-623, November/December, 1988