

正会員 ○ 荒 川 卓 (室蘭工業大学)
角 田 憲 政 (同上大学院生)

1 はじめに

耐震性能に乏しい既存鉄筋コンクリート (以下 RC) 柱のせん断補強対策は、柱に十分なじん性を確保させるのに必要かつ有効なせん断補強法の新開発やその明確化に関する研究と並び、重要な課題の一つである。この対策については、すでに幾つかの効果的な方法が提案¹⁾されているが、種々の諸元を持つ柱の補強量を適切な配置法で、しかも定量的に求められるまでには至っていない。筆者の一人は、先に、柱の耐震性能を高める方法の一つとして、曲げ終局耐力式とせん断耐力式との耐力比に基づき、所要じん性を得るのに必要な補強筋の算出方法²⁾や配置方法³⁾を試みた。又、これらの方法を既存柱にも応用し、柱の断面諸性状が極端に変化しないように薄厚の帯板を用いて、柱上下端では密間隔に、柱中間部では粗間隔に柱外周より補強する予備実験を行った⁴⁾。

本報では、上記の帯板補強方法を更に一般化する事を目標に、(1) 異形筋柱と丸鋼柱の2種に対する帯板の厚さ・幅・間隔の影響、(2) 異形筋柱の引張鉄筋比 P_t 、軸圧縮応力度 σ_o 及び帯板固定法などが異なる場合の影響の2系列を動的繰返し加力実験によって検討し、帯板補強の効果とその算出法を試みた。

2 実験の計画と方法

(1) 試験体。図・表-1に示すように柱断面25cm角、柱内法高さ125cm ($h_o/D=5$)、柱上下の左右には全長185cm、断面20×35cmのはりを有する実大1/2~1/2.5のキの字形模型24体よりなる。柱の諸元については、既存柱に関する調査資料⁵⁾を参考に、之の平均値を基準に表示の様に定めた。せん断補強筋の算出には、曲げ降伏後の繰返しに対して限界塑性率が3程度を確保できることを前提²⁾に、曲げ耐力略算値 cQ_{BU} がせん断耐力値 cQ_{SU} ⁶⁾の0.8倍に等しいと置いて求まる補強量 P_w を基準とした。この補強量を柱上下端より夫々1.5Dの範囲に配置 (ただし帯板は、既存柱としての曲げ耐力が変化しない様に柱上下端より夫々3cm離れた位置より配置) し、柱中間の2D部分では文献³⁾の方法により帯筋量を低減させた。

実験I⁸⁾では P_t と σ_o が一定で $P_w = 0.08\%$ (4φ-@125) のNo1を既存柱の代表例に選び、之を溶接帯板で補強して合計 P_w 量が上記計算量と等しくした柱がNo3~8、フープ補強の比較用柱がNo2である。尚、No3,4,5は帯板の厚さが一定で幅と間隔が、No5,6,7は帯板幅が一定で厚さと間隔が、No4,6,8は帯板間隔が一定で厚さと幅が夫々変化している。

実験IIでは、 P_t や σ_o が表示のように夫々3種に変化する場合のフープ柱(DH)と、帯板補強柱(DP)との差異を比較検討するもので、DP柱には帯板の他に上記既存柱No1と同様のフープを配筋してある。又、柱両端1.5D部分の帯板は、各試験体とも4枚配置とすることを原則とした。

上記の帯板補強柱では、帯板固定精度のバラツキによる影響を避けるため、実験I,IIともコンクリート本体と一体打ち込み

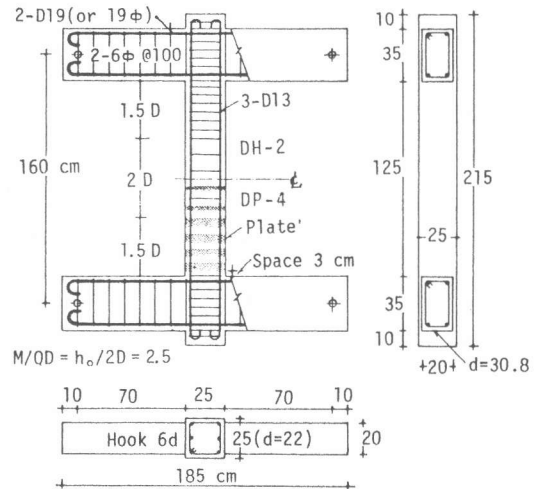


図-1 試験体の概要

表-1 試験体一覧

| No. | P_t (%) | σ_o (kg/cm ²) | Shear Reinforcement | |
|----------------|-----------|----------------------------------|---------------------|-----------------|
| | | | End:1.5D (Pw %) | Cent.:2D (Pw %) |
| Test I (1977) | 0.61 | 25 | 4φ-@125 (0.08) | 4φ-@125 (0.08) |
| | | | 6φ-@57 (0.35) | 6φ-@100 (0.20) |
| | | | RL-70x0.8-@125 | RL-35x0.8-@125 |
| | | | RL-54x0.8-@96 | " |
| | | | RL-35x0.8-@62.5 | " |
| | | | RL-35x1.2-@96 | RL-23x1.2-@125 |
| | | | RL-35x0.8-@125 | RL-35x0.8-@125 |
| | | | 2RL-27x0.8-@96 | " |
| Test I (1978) | 0.60 | 25 | 4φ-@125 (0.08) | 4φ-@125 (0.08) |
| | | | 6φ-@57 (0.35) | 6φ-@100 (0.20) |
| | | | RL-70x0.8-@125 | RL-35x0.8-@125 |
| | | | RL-54x0.8-@96 | " |
| Test II (1978) | 0.34 | 50 | 6φ-@45 (0.42) | 6φ-@100 (0.19) |
| | | | RL-29x1.6-@105 | RL-17x1.6-@177 |
| | 0.61 | 25 | 6φ-@41 (0.46) | 6φ-@100 (0.19) |
| | | | RL-32x1.6-@104 | RL-17x1.6-@178 |
| | 0.61 | 50 | 8φ-@49 (0.76) | 8φ-@100 (0.37) |
| | | | RL-53x1.6-@96 | RL-34x1.6-@140 |
| | 0.61 | 70 | 8φ-@43 (0.87) | 8φ-@100 (0.37) |
| | | | RL-60x1.6-@95 | RL-34x1.6-@140 |
| | 0.96 | 25 | 8φ-@40 (0.93) | 8φ-@71.4 (0.52) |
| | | | RL-64x1.6-@92 | RL-53x1.6-@144 |

D: Deformed bar, R: Round bar, H: Hoop, P: Plate, O: Imaginary existing column, A: Adhesive agent, M: Mortar (thickness = 1 cm).

としたが、実験Ⅱでは一体打ちの比較用として、モルタル（膨脹セメント混入）充填による試験体 DPM-13とエポキシ系接着剤使用の試験体 DPA-13の2体を製作した。帯板接合部は全てスポット溶接した。

(2) 材料の性質及び製作。材料の性質を表-2に示した。試験体の製作にはメタルフォームを用いて、平打ちとし、打設3日目に脱型して所要強度の約80%を発揮するまでビニールシートで密封養生し、以後試験時まで実験室内に放置し、材令3週でテストを行った（ F_c の平均値は実験Ⅰ：226、実験Ⅱ：214 kg/cm²）。

(3) 加力方法。図-2に示すように、文献7を参考に床面に固定された鋼製フレーム内に、柱一端の左右は反曲点想定位置2箇所を、回転中心がはり軸線と一致するようニードルベアリングを用いてピン支持させ、あい対するはり反曲点間をロードセルを介して連結する。柱には、4本の棒鋼を反力材として電動式オイルジャッキによって所定の軸力を導入する（軸力は変形増大に伴って若干変動し、最大耐力時には所要軸力の-6~+14%の変動となった）。柱の正負繰返し水平力は、構造物疲労試験機のヘッドに固定された油圧式サーボアクチュエーター（動的±25トン、ストローク20cm、周波数0.01~10Hz）により行う。加力方法は繰返し周波数0.1Hz、制御ストローク±1mm/cycleを基本に、変位振幅漸増による繰返し加力とした。

(4) 計測方法。上記の水平力、軸力及びはりのせん断力の検出には、夫々の装置に組み込まれたロードセルにより行った。試験体の片面では、柱上下の節点間における水平変位と軸方向の変位とを抵抵線式変位計により、又、柱内法端の主筋4箇所と材端0.5D部分のフープや帯板中央には、検長2mmのストレインゲージを貼付し、そのひずみ度を計測した。之等の計測値は、磁気テープ式データ入力装置（32チャンネル、サンプリング周波数10KHz）で収録し、電算機により処理した。

3 実験結果とその考察

(1) ひび割れ及び破壊状況。実験Ⅰ：異形筋柱8体の曲げ及びせん断ひび割れの発生範囲は、補強種別の差異にかかわらず柱内法端より1.2~1.6D、パネル内へ0.6~1.2Dの広い範囲に及びその数も多い。之等のひび割れは繰返し回数の増大に伴って柱内端の隅角部へ向けて進展し、主筋降伏の後DO-1はせん断ひび割れ幅の拡大と隅角部の圧潰により、他の7体は柱内端部で曲げ圧潰を生じた。圧潰域は柱内法端より柱内へ0.4~0.6D、パネル内へは0.2~0.6Dの範囲に及び、この部分の主筋は露出した。又、8体の試験体の主筋は全て座屈した。

尚、帯板幅が同一の№5,6,7では、帯板の厚さや間隔の大きい№7は№5よりも柱端部における斜めひび割れ幅が幾分広い。

一方、丸鋼柱では異形筋柱よりもひび割れ発生範囲は狭くその数も少ない。この4体は何れも曲げ降伏が不明瞭のまま最大荷重に達し、主筋の付着劣化を伴って図-4のように保持力を失ない、RO-1がせん断圧縮破壊、他の3体は曲げ圧潰を生

表-2 使用材料の性質 ():Nominal, *:0.02

| Classi. | Diame. mm | Sect. cm ² | σ_{yk} kg/cm ² | σ_{ts} kg/cm ² | Elong. % | Use | |
|----------------|---|-----------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------|-----|--------|
| Test I (1977) | D19 | (19) | (2.87) | 36.2 | 54.9 | 26 | Beam |
| | 19φ | 18.79 | 2.77 | 34.8 | 52.6 | 29 | |
| | D13 | (13) | (1.27) | 36.1 | 52.0 | 27 | Column |
| | 13φ | 12.69 | 1.26 | 34.9 | 49.0 | 30 | |
| | 6φ | 5.62 | 0.248 | 27.2 | 37.0 | 35 | |
| | 4φ | 3.90 | 0.119 | 26.2 | 35.1 | — | |
| R-0.8 | 0.797 | — | 21.0* | 34.4 | 41 | | |
| R-1.2 | 1.183 | — | 21.6* | 32.8 | 45 | | |
| Concrete | S < 2.5mm, s.g. = 2.60, K=422 kg/cm ³ , s.l. = 18cm G < 15mm, s.g. = 2.67, w/c=0.66, 1:3.48:3.75 /Wt. | | | | | | |
| Test II (1978) | D19 | (19) | (2.87) | 36.2 | 54.9 | 26 | Beam |
| | D16 | (16) | (1.99) | 37.0 | 54.4 | 26 | |
| | D13 | (13) | (1.27) | 40.7 | 58.8 | 24 | Column |
| | D10 | (10) | (0.71) | 43.6 | 59.5 | 27 | |
| | 8φ | 7.70 | 0.467 | 28.8 | 43.9 | 33 | |
| | 6φ | 5.51 | 0.238 | 28.1 | 43.8 | 35 | |
| 4φ | 3.92 | 0.120 | 23.2 | 39.1 | 42 | | |
| R-1.6 | 1.50 | — | 30.5 | 41.3 | 34 | | |
| Concrete | S < 2.5mm, s.g. = 2.61, K=430 kg/cm ³ , s.l. = 18cm G < 15mm, s.g. = 2.66, w/c=0.66, 1:3.48:3.69 /Wt. Mortar 1:2.56 /Wt. Fc=207 kg/cm ² | | | | | | |

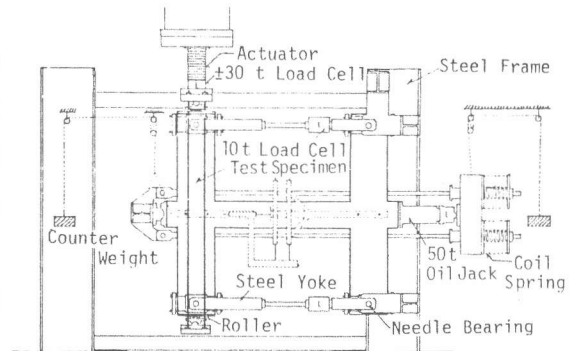


図-2 加力装置

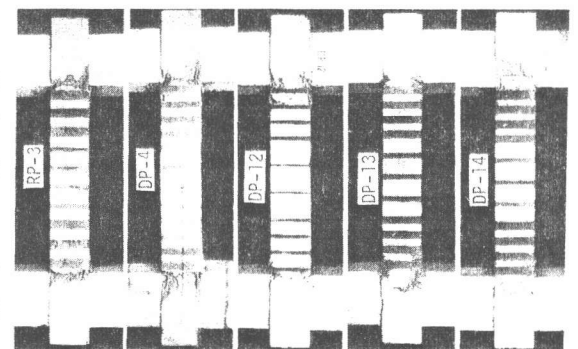


図-3 破壊状況

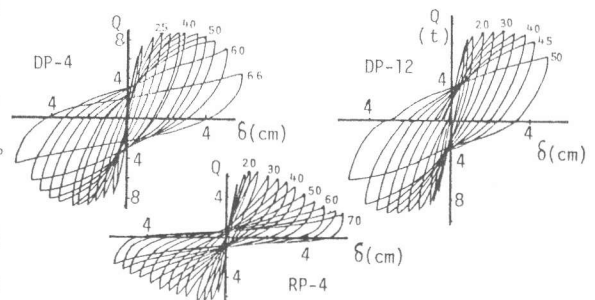


図-4 荷重・変形曲線

したが、何れの場合にも主筋の座屈は認められなかった。

実験Ⅱ： 12体全てが主筋の座屈を伴う曲げ圧潰を生じたが、ひび割れ発生範囲や圧潰域については、 $P_t = 0.61\%$ の柱 (№12~14)では σ_o の大小にかかわらず、実験Ⅰと類似の傾向を示しDP柱とDH柱との差も認められないが、 P_t の高い№15のひび割れ発生範囲は他の柱よりも幾分広い。なお、DPA-13柱では柱の片側端部における帯板とコンクリート面との接着が不十分のために、この部分にひび割れや圧潰並びに主筋の座屈が集中し、正常な繰返し加力が困難となり途中で中止した。又、DP-15柱では、主筋座屈後に1枚の帯板が溶接部で破断したために、柱中間部に斜き裂を生じた。

(2) 降伏荷重と最大荷重。異形筋柱の降伏荷重や最大耐力実験値は、DP柱の方がDH柱よりも僅かながら上回っているが、その差は僅少であり両者ほぼ同程度の値を示したと見ることができる。之等実験値のe関数法理論値に対する比率は、降伏時には0.99~1.19で平均約10%、最大耐力時には1.03~1.21で平均約15%、夫々実験値が理論値を上回ったが、 P_t や σ_o の小さい場合にはこの比率が幾分大となる傾向を示した。一方、丸鋼柱の最大耐力実験値は異形筋柱よりも一般に低いが理論値とはほぼ一致している。

(3) 荷重・変位包絡線 (正負の平均)。図-5のように、異形筋柱では、実験Ⅰ,Ⅱとも変形角 $R (= \delta / h_o)$ が $5.7 \sim 7.8 \times 10^{-3}$ rad.で主筋降伏し、その後約12%程度の荷重上昇を示して最大荷重に至る。以後は降伏荷重レベルまでは緩かに、それ以後はフープや帯板が降伏ひずみに達し主筋の座屈を伴って比較的急激な耐力低下を生じた。耐力以後の負勾配は、帯板の厚・幅・間隔や固定法が異なっても、対応するフープ柱との違いは認められないが、 σ_o が 50 kg/cm^2 を越えた柱ではその勾配が急である。一方、丸鋼柱では降伏が不明瞭のまま R が概ね 10×10^{-3} rad.で最大耐力に達し、以後は繰返し数の増加に伴ってほぼ直線的に耐力低下し、異形筋柱とは異なる性状を示した。

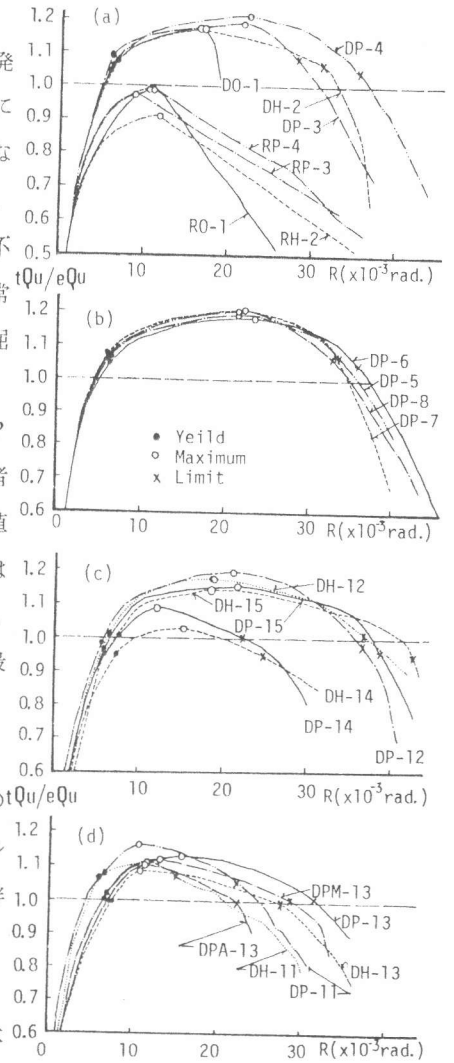
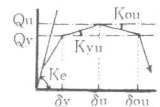


図-5 荷重・変位包絡線

表-3 試験成績一覧

| Column No. | F _c kg/cm ² | At Yielding Load | | | | Cycle No. | At Maximum Load | | | | | Characteristic of Load-Def. | | | | | Mode of Failure | | | | | | |
|----------------|--------------------------------------|------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------|------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|-----------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------|
| | | σ_o / F_c | t _{Qy} (t) | t _{Qy} (cm) | t _{Qy} e/Qu | | σ_o / F_c | t _{Qu} (t) | t _{Qu} (cm) | t _{Qu} e/Qu | t _{Qu} c/Qu | t _{Qu} c/Qu | t _{Qu} c/Qu | t _{Qu} c/Qu | K _e (t/cm) | t _{Ky} c/Ky | | t _{Ky} t _{Ky} | t _{Ky} t _{Ky} | t _{Ky} t _{Ky} | K _{yu} K _e | K _{ou} K _e | |
| Test I (1977) | DO-1 | 226 | 0.111 | 7.54 | 0.76 | 1.14 | 31 | 0.120 | 8.39 | 2.04 | 1.18 | 1.14 | 1.19 | 1.11 | 48.05 | 0.96 | 2.68 | 3.12 | 1.16 | 1.37 | 8.84 | 33 | F-SC-Bu-W |
| | DH-2 | 220 | 0.114 | 7.61 | 0.80 | 1.16 | 31 | 0.121 | 8.39 | 2.08 | 1.17 | 1.15 | 0.92 | 1.10 | 47.53 | 0.92 | 2.60 | 4.88 | 1.88 | 1.28 | 0.90 | 57 | F-C-Bu |
| | DP-3 | 255 | 0.098 | 7.85 | 0.76 | 1.19 | 38 | 0.107 | 8.62 | 2.73 | 1.19 | 1.16 | 0.90 | 1.10 | 50.76 | 0.97 | 3.57 | 4.68 | 1.30 | 0.77 | 1.83 | 60 | F-C-Bu-Ws |
| | DP-4 | 255 | 0.101 | 7.69 | 0.71 | 1.15 | 38 | 0.118 | 8.93 | 2.81 | 1.21 | 1.18 | 0.93 | 1.16 | 50.76 | 1.02 | 3.96 | 6.27 | 1.58 | 1.16 | 1.85 | 66 | F-C-Bu |
| | DP-5 | 219 | 0.118 | 7.69 | 0.75 | 1.16 | 37 | 0.126 | 8.70 | 2.77 | 1.21 | 1.17 | 0.95 | 1.13 | 47.53 | 0.98 | 3.69 | 5.60 | 1.52 | 1.05 | 1.49 | 65 | F-C-Bu |
| | DP-6 | 209 | 0.120 | 7.46 | 0.76 | 1.14 | 41 | 0.131 | 8.47 | 2.96 | 1.18 | 1.14 | 0.94 | 1.14 | 46.62 | 0.95 | 3.89 | 5.92 | 1.52 | 0.99 | 1.42 | 71 | F-C-Bu-Wm |
| | DP-7 | 215 | 0.115 | 7.69 | 0.74 | 1.19 | 37 | 0.127 | 8.62 | 2.70 | 1.21 | 1.17 | 0.95 | 1.12 | 47.17 | 1.01 | 3.65 | 5.62 | 1.54 | 1.00 | 1.36 | 63 | F-C-Bu |
| | DP-8 | 222 | 0.116 | 7.69 | 0.78 | 1.16 | 38 | 0.126 | 8.62 | 2.72 | 1.19 | 1.16 | 0.94 | 1.12 | 46.75 | 0.97 | 3.49 | 5.28 | 1.51 | 1.03 | 1.41 | 67 | F-C-Bu-Wm |
| Test II (1978) | RO-1 | 245 | 0.100* | 5.90 | 0.73 | 0.92* | 21 | 0.102 | 6.76 | 1.39 | 0.92 | 0.96 | 0.94 | 1.15* | 49.80 | 0.77* | 1.90* | 2.47* | 1.30* | 2.61* | 3.76* | 49 | (F) SC |
| | RH-2 | 218 | 0.105* | 5.75 | 0.73 | 0.92* | 23 | 0.108 | 6.05 | 1.49 | 0.99 | 0.89 | 0.67 | 1.05* | 47.30 | 0.77* | 2.04* | 2.60* | 1.27* | 0.82* | 1.50* | 72 | (F) C |
| | RP-3 | 216 | 0.116* | 6.29 | 0.72 | 0.99* | 17 | 0.118 | 6.61 | 1.10 | 0.97 | 0.95 | 0.73 | 1.05* | 47.13 | 0.85* | 1.53* | 2.29* | 1.50* | 1.82* | 1.23* | 73 | (F) C |
| | RP-4 | 211 | 0.120* | 6.30 | 0.74 | 0.98* | 21 | 0.123 | 6.76 | 1.28 | 0.99 | 0.96 | 0.76 | 1.07* | 46.73 | 0.83* | 1.73* | 2.50* | 1.45* | 1.80* | 1.48* | 70 | (F) C |
| | DH-11 | 209 | 0.241 | 8.16 | 0.78 | 1.14 | 17 | 0.243 | 8.47 | 1.43 | 1.12 | 1.09 | 0.87 | 1.04 | 42.66 | 1.11 | 1.82 | 2.38 | 1.31 | 1.12 | 1.66 | 39 | F-C-Bu |
| | DP-11 | 227 | 0.222 | 8.20 | 0.73 | 1.12 | 20 | 0.225 | 8.98 | 1.31 | 1.16 | 1.13 | 0.90 | 1.10 | 44.46 | 1.18 | 1.79 | 3.79 | 2.11 | 3.04 | 1.20 | 44 | F-C-Bu |
| | DH-12 | 206 | 0.124 | 7.75 | 0.79 | 1.10 | 29 | 0.132 | 8.98 | 2.37 | 1.18 | 1.14 | 0.93 | 1.16 | 45.54 | 0.96 | 3.01 | 5.83 | 1.94 | 1.52 | 1.08 | 58 | F-C-Bu |
| | DP-12 | 222 | 0.115 | 7.64 | 0.72 | 1.08 | 30 | 0.126 | 9.26 | 2.65 | 1.20 | 1.15 | 0.93 | 1.21 | 46.99 | 1.03 | 3.69 | 6.39 | 1.73 | 1.78 | 1.77 | 50 | F-C-Bu |
| Test II (1978) | DH-13 | 199 | 0.251 | 9.29 | 0.93 | 1.05 | 20 | 0.253 | 10.13 | 1.36 | 1.09 | 1.05 | 0.84 | 1.09 | 44.50 | 0.86 | 1.47 | 3.69 | 2.51 | 4.55 | 0.97 | 50 | F-C-Bu |
| | DP-13 | 228 | 0.222 | 9.74 | 0.84 | 1.08 | 27 | 0.225 | 10.85 | 1.94 | 1.13 | 1.09 | 0.87 | 1.11 | 47.53 | 0.99 | 2.31 | 4.68 | 2.03 | 2.13 | 1.17 | 50 | F-C-Bu |
| | DPM-13 | 218 | 0.232 | 9.59 | 0.82 | 1.08 | 21 | 0.234 | 10.66 | 1.62 | 1.12 | 1.08 | 0.87 | 1.11 | 46.62 | 1.00 | 1.99 | 4.40 | 2.21 | 2.83 | 1.16 | 50 | F-C-Bu |
| | DPA-13 | 222 | 0.227 | 9.67 | 0.84 | 1.08 | 18 | 0.229 | 10.73 | 1.39 | 1.11 | 1.09 | 0.87 | 1.11 | 46.99 | 1.00 | 1.67 | 3.36 | 2.91 | 4.08 | 1.61 | 35 | F-C-Bu |
| | DH-14 | 202 | 0.346 | 9.76 | 0.94 | 0.99 | 25 | 0.344 | 10.54 | 1.93 | 1.03 | 0.99 | 0.79 | 1.08 | 45.19 | 0.81 | 2.04 | 3.29 | 1.61 | 1.76 | 1.47 | 42 | F-C-Bu |
| | DP-14 | 212 | 0.327 | 10.46 | 0.97 | 1.03 | 23 | 0.327 | 11.33 | 1.53 | 1.09 | 1.05 | 0.84 | 1.08 | 46.08 | 0.85 | 1.59 | 2.90 | 1.82 | 3.34 | 1.50 | 43 | F-C-Bu |
| | DH-15 | 212 | 0.119 | 9.12 | 0.77 | 1.01 | 30 | 0.126 | 10.97 | 2.33 | 1.14 | 1.10 | 0.89 | 1.20 | 49.95 | 0.89 | 3.02 | 6.92 | 2.29 | 2.37 | 1.22 | 59 | F-C-Bu |
| | DP-15 | 208 | 0.120 | 9.29 | 0.73 | 1.04 | 33 | 0.130 | 11.16 | 2.71 | 1.16 | 1.11 | 0.90 | 1.20 | 49.58 | 0.96 | 3.72 | 6.66 | 1.79 | 1.91 | 1.76 | 57 | F-C-Bu-Ws |

(注) t_{Qy}, t_{Qy}: 引張側軸鉄筋の降伏時におけるせん断力と相対変位実験値(何れも正負平均値)。*印の数値は異形筋柱のt_{Qy}に対応させた参考値。
 $\sigma_o = N/bDk_p/cm^2$, e_{Qu}, e_{Qu}: e関数法による主筋降伏時及び最大耐力時の計算せん断力。K_e=Q/δ, 曲げ, せん断, 鉄筋考慮の弾性計算値。
 $cK_y = \alpha_y \cdot K_e$, α_y : 学会計算規程準拠(8.7)式。t_{Ky}=t_{Qy}/t_{Qy}で塑性率, t_{Ky}=t_{Qy}/t_{Qy}で限界塑性率, K_{yu}, K_{ou}は図示による勾配, e_{Qu}c/Quのせん断終局強度(大野研式)=(0.9+σ_o/250)×0.23K_u·K_p(180+Fc)/(h_o/d+0.23)+2.7√F_wσ_w)/b_ocQ_{bu}={(0.8α_oσ_o·D+0.5σ_oh_oD)²(1-σ_o/Fc)}^{1/2} × 2/h_o
F: 主筋降伏, ()は不明瞭, C: 曲げ圧潰, SC: せん断圧縮破壊, Bu: 主筋座屈, W: 帯板破断, Ws: 溶接破断, Wm: 主筋破断。



(4) 降伏時剛性。異形筋柱の降伏荷重略算値（学会RC規準解説8.6式）より求まる剛性計算値と実験値との比率は、表-3に示したように全体を通じて0.81~1.18で平均0.97となり、両者は比較的良く近似した。

(5) 固有ループの形状と面積 S_A 。図-6.7に示すように、丸鋼柱と異形筋柱とはエネルギー吸収能に明瞭な差が認められるが、異形筋柱については、補強の種類や固定度、 P_t や σ_o が異なってもフープ柱と大差なく、塑性域の S_A 線は、ほぼ同一直線上に集中して同等の増大を示している。

(6) 塑性率。表-3脚注に基づく塑性率 $t\mu_u$ 及び限界塑性率 $t\mu_{ou}$ (最大耐力後の負勾配が急増する限界までを含めて評価したもの) の実験値と軸圧の関係を図-8に示した。図中には、曲率より求まる断面の塑性率 μ_e (e関数法) を参考までに併記してみた。図示のように、塑性率は軸圧の増加に伴いDPとDH柱との明確な違いはなく、実線①及び②式のように低下するが殆んど全ての試験体が計画通りの限界塑性率3程度以上を確保している。

(7) 補強量算出法の試み。本実験では、柱が曲げ降伏後に多数回の繰返しを受けても、せん断破壊を生じないことを前提に、文献2)を参考に下記の耐力比 $K(=0.8)$ を目安と考えた。 $K = cQ_{BU} / cQ_{SU} = (19 - \mu_{su}) / 20 \dots(1)$

しかし、前項に記したように、予想される限界塑性率は軸圧の大小によって変化することから、この点を考慮して①式の下限值 $(1.1/\eta_o + 0.1)$ を基に、(1)式を次式の様に修正する。 $K = 0.95 - 0.14 (\eta_o + 0.1) \mu_o \dots(2)$

図-9の実線は上式による予想限界塑性率 μ_o と K の関係を η_o 別に示したものである。図中には文献9)に採用されている μ_o 算定式を破線で示したが、この破線は $\eta_o = 0.33$ と置いて求まる(2)式とほぼ一致している。

4 まとめ

本報の溶接帯板による補強法は、比較的長めの既存柱単体を対象に、材端1.5D部分は密、中央部は文献3)の方法で低減させるもので、柱に壁が接している場合には、帯板と同断面積以上の棒鋼を壁面隅部に貫通させ、之を帯板に溶接々合する方法を考えているが、研究成果は次のように要約される。

(1) 既存の異形筋柱に対する本補強法は、通常のフープ補強柱と同等以上の効果が期待でき、又、新たに設計される柱にも適用可能である。

(2) 溶接帯板の厚さ・幅・間隔の変化は、異形筋柱の耐力や変形性能には殆んど影響を与えないが、帯板幅が同一であれば薄厚の場合でも帯板間隔を決めて配置することが、斜めひび割れの進展や幅拡大防止上、有効である。

(3) モルタルや接着剤によって帯板固定が十分に行える異形筋柱に対しては、一体打ちの帯板柱やフープ柱とほぼ同等の効果が期待できる。

(4) 軸圧や引張鉄筋比が変化する異形筋柱に対しては、(2)式より求まる耐力比 K を目安に、予想限界塑性率に対応する所要の補強量^(注)が推算できる。

(5) 丸鋼柱の補強効果が異形筋柱と異なった点、今後の検討を要する。又、本計画に先立つ予備実験では、変位振幅漸増幅を本報よりも増して繰返した場合には、限界変形も大きく評価される傾向があったが、この点、系統的な動的繰返し加力実験を更に継続し、既往の資料を含め総合的に検討したい。

[本研究は昭和52、53年度文部省科学研究費補助金（一般研究B）による]

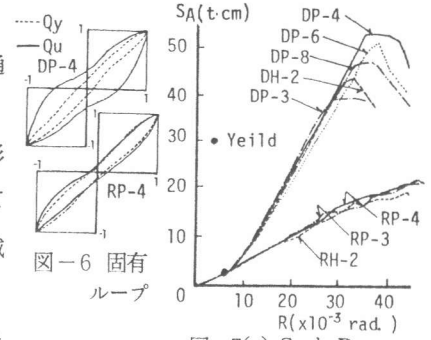


図-6 固有ループ

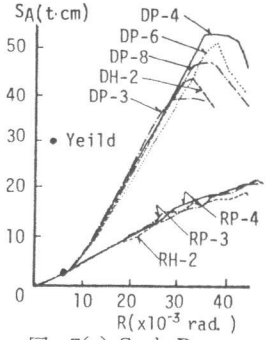


図-7(a) S_A と R

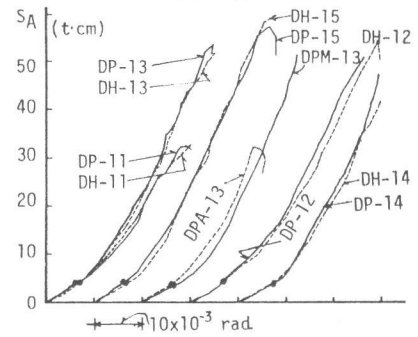


図-7(b) ループ面積と R

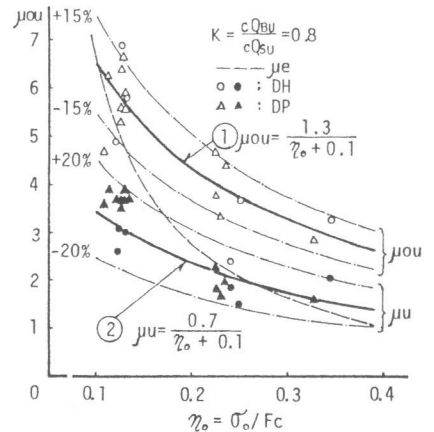


図-8 塑性率と軸圧

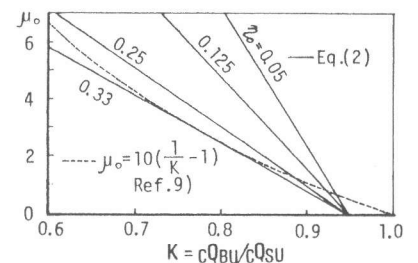


図-9 耐力比と塑性率

注) 本実験では、所要補強量に既存部分のフープ量を含めたが、補強後における帯板の耐久性が問題となる場合や既存フープ量が少ない場合には、算出補強量をそのまま帯板で補強するか、帯板厚を増す等の考慮が必要であろう。

参考文献 (題目を略す)

- 1) RC造校舎の耐震診断・補強方法、学会1975
- 2) 荒川・末永：建築学会大会、1977、P.1513。
- 3) 荒川・米沢：同上大会、1977、P.1521。
- 4) 同上：同上大会、1976、P.1403。
- 5) 同上他：同上大会、1975、P.1109。
- 6) 大野・柴田・服部：建築学会論報№200、1972。
- 7) 同上他：同上大会、1976、PP.1443~1446。
- 8) 荒川・角田・末永：同上大会、1978、P.1709。
- 9) 耐震診断基準解説：日特建安全センタ、P.102。