

大阪工業大学大学院 学生員 ○岡田真毅 大阪工業大学大学院 学生員 三方康弘
大阪工業大学工学部 学生員 松田国臣 大阪工業大学工学部 正会員 井上晋
大阪工業大学工学部 フェロー 小林和夫 大阪工業大学工学部 正会員 仁枝保

1. 研究目的

本研究では道路橋示方書Ⅴ耐震設計編（以下道示）をもとに作製した曲げ破壊先行型の矩形断面 RC 柱部材を対称として、正負交番繰返し実験を行い、軸方向鉄筋量や帯鉄筋量が破壊性状、コンクリートの負担せん断力、全変形量に占める曲げ変形量、せん断変形量、軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変形量の割合等に及ぼす影響について検討を行った。

2. 実験概要

本実験で用いた供試体の断面形状を図 1 に、また載荷位置・配筋状況を図 2 に示す。いずれの供試体もコンクリート設計基準強度は $f_c=21\text{N/mm}^2$ 、せん断スパン比 $a/d=3.66$ とし、水平荷重をフーチング上面から 750mm の位置に作用させた。軸方向鉄筋には 12-D10 ($f_{sy}=321\text{ N/mm}^2$) および 12-D13 ($f_{sy}=321\text{ N/mm}^2$) を用い、軸方向鉄筋比を $p=1.37\%$ (12-D10)、 $p=2.43\%$ (12-D13) の 2 種類とした。帯鉄筋には D6 ($f_{sy}=415\text{ N/mm}^2$) を用い、帯鉄筋配置間隔は 75mm ($p_w=0.17\%$)、150mm ($p_w=0.34\%$) の 2 種類を選定した。これらの要因の組み合わせにより合計 4 体の曲げ破壊先行型供試体を作製した。それらの詳細を表 1 に示す。載荷方法は軸力をゼロとし、降伏変位の整数倍の変位で各 3 回の繰返しを行った。

3. 実験結果と考察

表 1 に実験結果を示す。ここで、終局耐力については最大耐力の約 80% に低下した点と定義した。破壊形式は NO.1、NO.2、NO.4 は曲げ破壊、NO.3 は曲げ降伏後のせん断破壊を呈した。これは、設計時の終局水平耐力とせん断耐力とが近い値となっており、繰返し載荷によってせん断耐力が低下したために生じたものである。NO.1、NO.2 については、軸方向鉄筋比が小さく、せん断耐力比が大きいと、損傷領域が柱基部に集中し、顕著なせん断ひび割れを生じることなく柱基部のコンクリートの圧壊で終局を迎え、じん性率も大きなものとなった。NO.3 では、曲げ降伏後 $4\delta_y$ で×型のひび割れが顕在化し、 $6\delta_y$ で急激なせん断破壊を生じた。NO.4 は、NO.1、NO.2 と同様の曲げ破壊を呈したが、基部の損傷領域は道示で計算される塑性ヒンジ長 (12.5cm) よりも大きく、約 25cm と 2 倍程度の値となった。

			設計値 (道示)				実験値				
供試体番号	軸方向鉄筋	帯鉄筋配置間隔	終局水平耐力 $P_{mu}(kN)$	せん断耐力 $P_{su}(kN)$	耐力比 P_{su}/P_{mu}	じん性率 μ_{cal}	最大耐力 $P_{max}(kN)$	終局耐力 $P_u(kN)$	終局変位 $\delta u(mm)$	じん性率 μ_{exp}	破壊形式
NO.1	D10	150mm	29.29	51.00	1.74	8.13	37.73	30.87	37.50	14.88	曲げ破壊
NO.2	D10	75mm	29.31	82.24	2.81	13.21	39.20	33.32	37.54	14.55	曲げ破壊
NO.3	D13	150mm	51.88	53.87	1.04	4.32	63.70	46.55	25.76	5.96	曲げ降伏後のせん断破壊
NO.4	D13	75mm	52.01	85.11	1.64	6.89	61.74	50.96	34.40	8.00	曲げ破壊

(1) 荷重－水平変位関係

図3に荷重－水平変位履歴包絡線を示す。NO.1、NO.2では、NO.2の最大耐荷が帯鉄筋の横拘束効果により約4%ほど大きくなっているが、柱基部の回転が支配的であったためにじん性の面からも帯鉄筋の影響は少なかった。一方、NO.3、NO.4では最大耐力については明確な差異は認められなかったが、じん性率に与える帯鉄筋量の影響は大きく、NO.4はNO.3と比較して荷重の低下する変位が $1\delta_y$ から $2\delta_y$ 大きくなった。

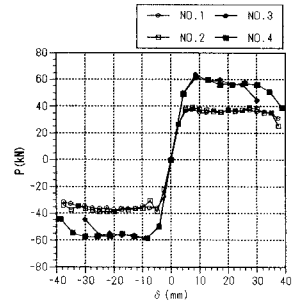


図3 荷重－水平変位包絡線

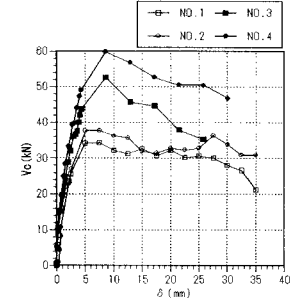


図4 コンクリート負担せん断力－変位

(3) 変形量の分離について

図5に変形量の分離の一例を示す。回転変形量は軸方向鉄筋に溶接した抜け出し計測用ボルトを介して鉛直変位を計測し、回転角 θ を算出して $\delta_r = \theta h$ (h : せん断スパン) によって求めた後、柱基部5cmまでの曲げ変形量を引いた値とした。せん断変形量は前田らの方法¹⁾を用いて対角に取り付けた4組の π ゲージの値から求め、その範囲内においてのせん断変形量として用いた。また π ゲージの取り付けてない部分については弾性体として変形量を加算した。なおここでは、鉄筋の抜け出しによる回転変形量とせん断変形量を検討の第一目的としたため、曲げ変形量は全変形量から回転変形量とせん断変形量を差し引いた値とした。

NO.1、NO.3とも変形が進行すると回転変形量は大きくなっていく傾向が見られた。なおNO.1では $3\delta_y$ までの回転変形量が比較的少ないが、これはNO.1は柱基部に損傷が集中したために柱基部5cmの曲げ変形が大きくなったためと考えられる。またNO.3では、NO.1に比べ総じてせん断変形量が大きくなった。これはNO.3が耐力比に余裕がないために載荷初期からせん断ひび割れが多く生じていたことに起因すると思われる。

4. まとめ

RC柱部材の正負交番繰返し実験によって得られた結果は以下のようである。

(1) 軸方向鉄筋比が相対的に低く耐力比が大きい場合は典型的な曲げ破壊を生じる。この場合のじん性率は大きくなるが、大変形時の鉄筋破断に対して注意が必要である。

(2) 道路橋示方書V耐震設計編では、抜け出しによる回転変形量の影響は考慮されていないが、その影響は無視できないものがある。また、耐力比が小さい場合は大変形時のせん断変形が大きくなる。

【参考文献】

- 1) 前田匡樹他:鉄筋コンクリート梁部材の変形評価法に関する実験的研究 コンクリート工学年次論文報告集 Vol.19, NO.2, pp861-866, 1997

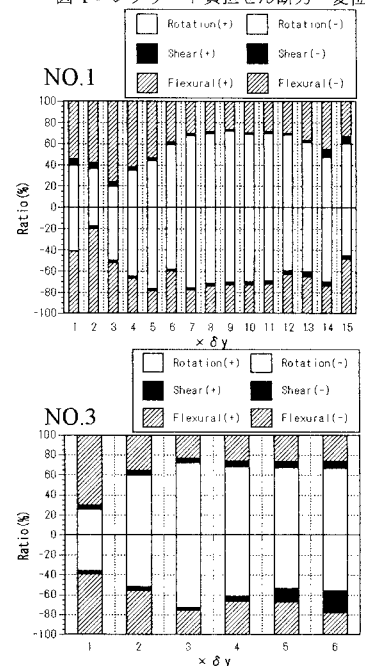


図5 変形量の分離