

RC 柱部材の正負交番荷重下の曲げ・せん断特性

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

1. 研究目的

道路橋示方書耐震設計編（以下道示）に準じて作製した、曲げ破壊先行型 RC 柱部材の正負交番荷重実験を行い、軸方向鉄筋量や帯鉄筋量がコンクリート負担せん断力、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うとともに、抜け出しを考慮した荷重 - 変形関係の解析値と実験値との比較を行った。

2. 実験概要

本実験で用いた供試体断面形状を図 1 に、また荷重位置・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 SD295A ($f_{sy}=321\text{N/mm}^2$) を用い、12-D10 ($p=1.37\%$) と 12-D13 ($p=2.43\%$) の 2 種類とした。帯鉄筋には D6 ($f_{sy}=415\text{N/mm}^2$) を用い、配置間隔は 75mm ($p_w=0.17\%$) と 150mm ($p_w=0.34\%$) の 2 種類とした。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。荷重方法は、降伏変位の整数倍変位で各 3 回の繰返しを行うもので、軸力をゼロとしている。

3. 実験結果と考察

表 1 に実験結果を示す。ここでは、最大耐力の約 80% に低下した点を終局耐力と定義した。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。NO.3 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、繰返し荷重によってせん断耐力が低下したためと考えられる。一方、NO.1、NO.2 については、せん断耐力比が大きく軸方向鉄筋比が小さいため、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_y (17.2mm) で x 型のひび割れが顕在化し、 6_y (25.8mm) 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。

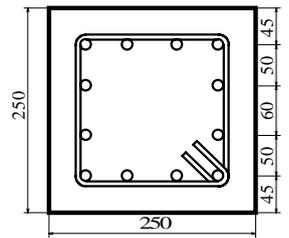


図1 供試体断面図
(単位:mm)

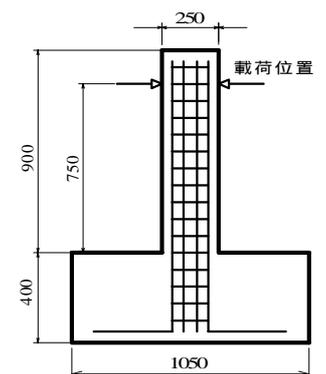


図2 荷重スパン・配筋図
(単位:mm)

表 1 供試体諸元と実験結果

供試体番号	軸方向鉄筋	帯鉄筋配置間隔	設計値				実験値				
			終局水平耐力 P_{mu} (kN)	せん断耐力 P_{su} (kN)	*耐力比 V_{yd}/V_{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 u (mm)	じん性率 μ_{exp}	破壊形式
NO.1	D10	150mm	29.3	51.0	1.7	8.1	37.7	30.9	37.5	14.9	曲げ破壊
NO.2	D10	75mm	29.3	82.2	2.8	13.2	39.2	33.3	37.5	14.6	曲げ破壊
NO.3	D13	150mm	51.9	53.9	1.0	4.3	63.7	46.6	25.8	6.0	曲げ降伏後のせん断破壊
NO.4	D13	75mm	52.0	85.1	1.6	6.9	61.7	51.0	34.4	8.0	曲げ破壊

*耐力比はコンクリート標準示方書による

キーワード：RC 柱部材、正負交番荷重、コンクリート負担せん断力、変形量分離、抜け出し変形量

連絡先：〒535-8585 大阪府大阪市旭区大宮 5-16-1 TEL (06)-9544742 FAX (06)-957-2131

(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による影響は少なかった。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ものの、じん性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 2_y (8.6mm) 程度大きくなった。

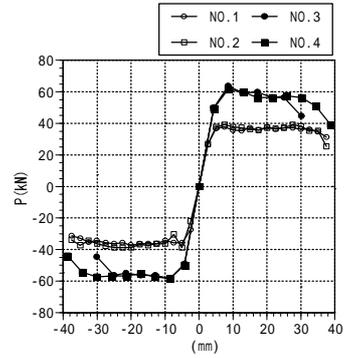


図 3 荷重 - 水平変位包絡線

(2) コンクリート負担せん断力 - 変位関係

図 4 にコンクリート負担せん断力と変位の関係を示す。NO.1 と NO.2 では柱基部に損傷が集中したことで、顕著なせん断ひび割れが生じず、コンクリート負担せん断力の低下はほとんど見られなかった。一方、NO.3 と NO.4 を比較すると、 2_y (8.6mm) 時で NO.4 の方がコンクリート負担せん断力は約 27%ほど大きくなっており、低下の割合も緩やかであった。これは、NO.4 が帯鉄筋を密に配置しているため、帯鉄筋の横拘束効果によりコアコンクリートの強度低下が抑制されるとともに、帯鉄筋を密に配置することで、帯鉄筋一本分の受け持つせん断力が減少し、効果的にせん断力を負担したことによると推測される。

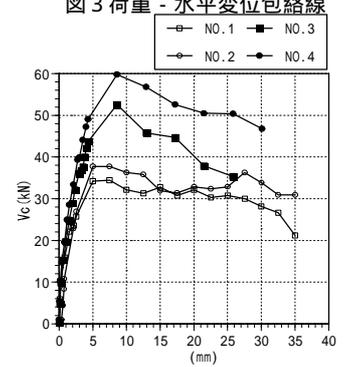


図 4 コンクリート負担せん断力 - 変位

(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。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。いずれの供試体も変形が進行すると回転変形量、せん断変形量共に大きくなっていく傾向が見られたが、特に NO.3 では、せん断耐力に余裕が無いために 5_y (21.5mm) から 6_y (25.8mm) の載荷過程で支配的なせん断ひび割れが生じ、せん断変形量が急増している。

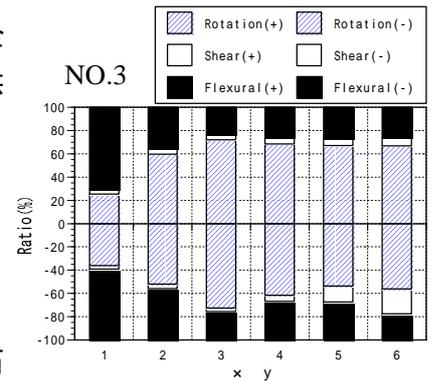


図 5 変形量の分離

(4) 解析値と実測値の比較

道示耐震設計編に準じて部材の荷重 - 水平変位関係を求め、その値に石橋¹⁾らの提案した簡易式により算出した抜け出し変位を加算し、降伏変位、終局変位を求め、その点を結んだものを解析値とした。図 6 に解析値と実測値の比較の一例を示す。終局時までよい一致がみられた NO.2 を除く供試体では、降伏点までは的確に表現していたが、終局変位は解析値が実測値の 60~70%と小さい値を示した。これは、耐力比の比較的小さいものは、大変形時のせん断変形が大きくなるためと推測される。

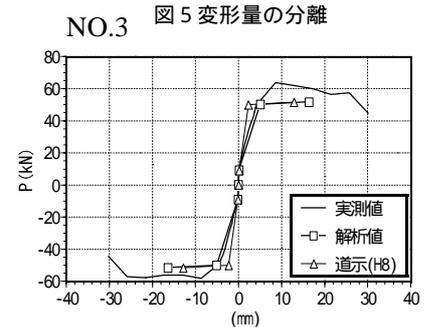


図 6 解析値と実測値の比較

4 . まとめ

RC 柱部材の正負交番実験によって得られた結果は以下のようなものである。

(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) 道示耐震設計編では、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、曲げ破壊を生じた供試体であっても、耐力比が 1.5 以下のものは、曲げ変形に抜け出しによる回転変形量を加えても実測値を的確に表現できないことが明らかになった。

【参考文献】

1) 石橋忠良他：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究 土木学会論文集 第 390 号, -8 pp57-66, 2月 1988