

論文

[2185] 高密度配筋 RC 橋脚の地震時変形能力に関する実験的研究

今井政人*1・石橋忠良*2・古谷時春*3・菅野貴浩*4

1. はじめに

RC部材の地震時のぜい性的な破壊の危険性を低減するためには、耐力ばかりでなく、部材降伏後の変形能力を十分に確保する必要がある。これら変形能力に関する研究は数多く行われており、定量的に評価する方法も報告されている。今回の研究では、特に軸方向鉄筋量の多いRC柱についての変形能力を定量的に評価することを目的としており、その背景としては、鉄道橋脚においても軸方向鉄筋比8%以上の高密度配筋を採用する必要性が生じてきたことがあげられる。

2. 実験概要

2. 1 供試体

供試体寸法は、実構造物の1/3～1/5程度とした。供試体形状を図1、供試体諸元を表1に示したが、せん断スパン比 a/d 、引張鉄筋比 $P_t=As/bd$ (As は側鉄筋を含まない引張鉄筋量)、帯鉄筋比 $P_w=Aw/bh$ (Aw は、帯鉄筋量)を変化させている。試験は、4シリーズに分けて行い、シリーズI(基本試験)では供試体1、2で帯鉄筋比を変化させている。シリーズIIは、Iに比べてせん断スパン比を小さくした試験、シリーズIIIは、Iに比べて引張鉄筋比を大きくした試験、シリーズIVは、帯鉄筋を配置しない試験である。なお、鉄筋はすべてSD345を用いた。

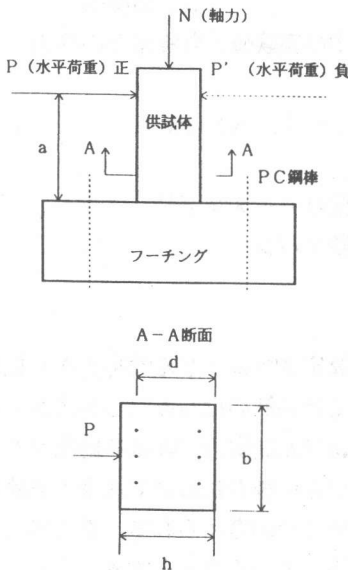


図-1 供試体形状

表1 供試体諸元

シリーズ	供試体番号	せん断スパン比 a/d	断面寸法 (cm) $b \times h$	引張鉄筋		帯鉄筋		コンクリート強度 (kgf/cm^2)
				径*本数 (mm)	引張鉄筋比 ※ (%)	径*間隔 (mm)	帯鉄筋比 (%)	
I	1	3.6	60×35	D16#27	3.1 (4.4)	D13 # 75 c. t. c.	0.56	550
	2	3.6	60×35	D16#27	3.1 (4.4)	D13 #7# # 100 c. t. c.	0.84	550
II	3	2.1	25×42.5	D16#10	2.1 (4.6)	D13 # 75 c. t. c.	1.35	550
	4	2.1	25×42.5	D16#10	2.1 (4.6)	D13 #7# # 100 c. t. c.	2.00	550
III	5	4.05	42.5×25	D16#10, D19#5	4.1 (6.0)	D13 # 100 c. t. c.	0.59	650
	6	4.08	42.5×25	D16#5, D19#10	4.7 (6.6)	D13 # 75 c. t. c.	0.79	650
IV	7	5.52	42.5×25	D16#5, D19#5	3.0 (4.0)	—	—	400
	8	9.80	34×20	D19#8	4.6 (5.3)	—	—	400

※側鉄筋は考慮しない場合、括弧内は引張領域内の側鉄筋を考慮した場合

- * 1 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室、工修(正会員)
- * 2 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室室長、工博(正会員)
- * 3 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室(正会員)
- * 4 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室、工修

2. 2 載荷方法

載荷方法は、一定軸方向応力度（約 50 kgf/cm²）で載荷しながら、静的水平交番載荷を行うものとした。載荷パターンは、軸方向鉄筋降伏時までは、荷重制御で 1 サイクル載荷し、その後は載荷点変位が降伏時変位 δ_y の整数倍となるように最低 3 サイクル載荷し、荷重-載荷点変位曲線が前サイクルと同様とみなせる場合には、次の変位段階に進むものとした。

3. じん性率の実験結果と計算値との比較

じん性の評価方法としては、降伏時変位を δ_y 、降伏時耐力 P_y を下回る時の変位を δ_u とし、じん性率 $\mu = \delta_u / \delta_y$ で行うものとした。また、く体部分のじん性率については、鉄筋のぬけ出しによる載荷点変位 δ_1 を求め全変位から差し引くことによりく体部分の変位 δ_o を算出し、 $\mu_o = \delta_{uo} / \delta_{yo}$ で評価した。なお、載荷点変位 δ_1 は、まず、フーチング内の軸方向鉄筋ひずみの測定値より鉄筋のぬけ出し量を、柱つけ根部分での軸方向鉄筋ひずみの分布及び平面ひずみの法則より引張鉄筋から中立軸までの距離を求め、次に、その積により鉄筋のぬけ出しによる回転角 θ を求め、さらに、 θ に載荷点までの高さ a をかけることにより求めた。なお、 μ_o の計算値は、式(1)に示したが、 μ 、 μ_o については、引張鉄筋比 1.66% 以下の供試体の実験より得られた算定式¹⁾より求めた。図 2 より μ 、 μ_o のいずれにおいても計算値のほうが大きいことがわかる。

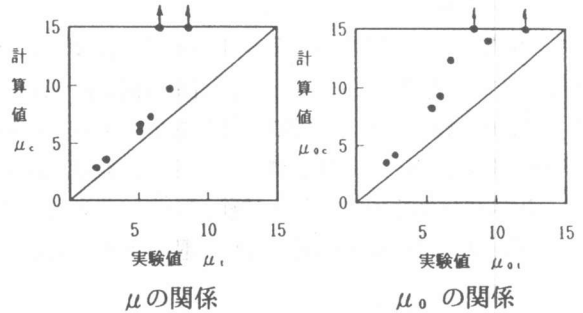


図-2 じん性率の実験値と計算値との関係

$$\mu_o = -1.9 + 6.6 Su a / Mu + (1.3 Pw - 1.6) Pw \quad (1)$$

ここに、 Su : せん断耐力¹⁾
 Pw : 帯鉄筋比

Mu : 終局曲げモーメント²⁾
 a : せん断スパン

4. じん性率算定式の検討

3. で述べたように引張鉄筋比の大きな供試体では、従来の算定式では、じん性を大きく見積もることがわかった。その原因としては、引張鉄筋が多い部材では鉄筋のはらみだしが大きくこれを十分に拘束できないこと、耐力比： $Su a / Mu$ （ここで、 Su はせん断耐力、 Mu は終局曲げモーメント）を 0.9 以上確保するためには、特にせん断スパン比が小さい場合において従来の実験に比べ帯鉄筋比を大きくする必要があり、適用範囲外となることの 2 つが考えられる。そこで、ここからは、く体部分のじん性率 μ について新しい算定式を算出していくこととする。まず、一般的に鉄筋コンクリート部材は、耐力比が大きいほどじん性が大きくなると考えられているため帯鉄筋を配置しない供試体の実験結果を用いて、耐力比とじん性率の関係を求めると式(2)のようになる。

$$\mu_o = -3.6 + 6.6 Su a / Mu \quad (2)$$

式(1)の場合では、 $\mu_o = -1.9 + 6.6 Su a / Mu$ となり、引張鉄筋比の大きな場合のほうが変形能力が小さいことがわかる。次に、帯鉄筋には、内部コンクリートの拘束によるコンクリートの強度増加、圧縮鉄筋のはらみだし防止等により、せん断耐力増加以外の変形能力の向上効果があるため、シリーズⅠ～Ⅲの実験結果を用いてこれらの効果によるじん性率増加分 μ_o' を求める。まず、じん性率の実験値 μ_{oi} と式(2)で求めたじん性率 μ_{oc} の差と帯鉄筋比 $Pw = 100Aw/bs$ (ここで、 Aw は帯鉄筋量、 s は帯鉄筋間隔) の関係を示すと図3のようになる。この図から供試体2、4においてじん性率増加分が大きいことがわかる。これは、供試体2、4においては、小型の帯鉄筋を2つ組み合わせて配筋しているためであると考えられる。特に、今回のような引張鉄筋比の大きな部材においては、圧縮時のはらみだしを拘束することがじん性率向上のために重要であると考えられ、そのためには、引張鉄筋を拘束する長さの短い帯鉄筋を密に配置することが有効であると考えられる。

そこで、帯鉄筋断面積、本数に比例し、帯鉄筋の引張鉄筋拘束長さ lr 、帯鉄筋間隔 s に反比例するパラメーター $Pw' = 100 \sum (Aw'_i / lr_i s)$ (図4 参考) を考え、 $\mu_{oi} - \mu_{oc}$ との関係を図5に示した。

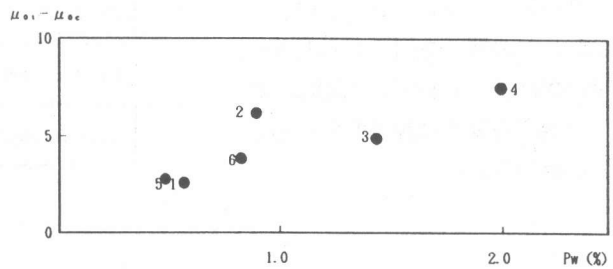


図-3 Pw と $\mu_{oi} - \mu_{oc}$ の関係

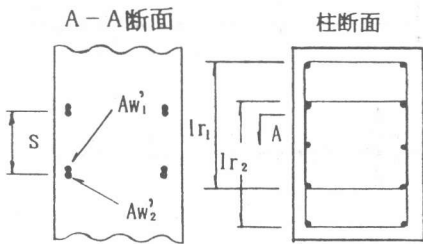


図-4 Pw' の考え方

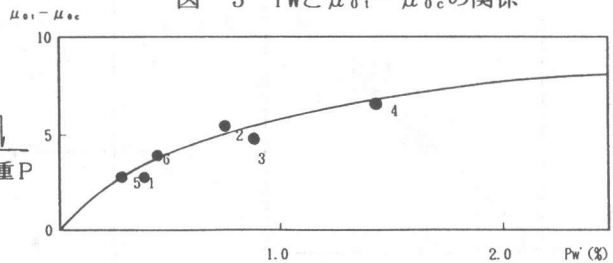


図-5 Pw' と $\mu_{oi} - \mu_{oc}$ の関係

図3、図5から Pw' をパラメーターにとったほうがよい相関関係にあることがわかり、以後、 Pw' の関数として μ_o' を求めていくこととする。

図5に示した関係より、最小二乗法で近似すると、次式ようになる。(図5に実線で示す)

$$\mu_o' = 5.94 Pw'^{0.564} \quad (3)$$

式(2)、(3)よりく体部分のじん性率 μ_o は次式で表される。

$$\mu_o = -3.6 + 6.6 Su a / Mu + 5.94 Pw'^{0.564} \quad (4)$$

ここで、 $0.83 < Su a / Mu < 1.45$ $Pw' = 100 \sum (Aw'_i / lr_i s) < 1.56$
 Su : せん断耐力 a : せん断スパン
 Mu : 終局曲げモーメント Aw'_i : 一本当たりの帯鉄筋の断面積
 lr_i : 帯鉄筋の引張鉄筋拘束長さ s : 帯鉄筋の間隔

式(4)が、引張鉄筋比2%以下の範囲に適用可能であるかどうかを調べるために過去の実験データ¹⁾における実験値 μ_{01} と計算値 μ_{0c} の比 μ_{01}/μ_{0c} の平均値、変動係数を求め表2に示した。この表から引張鉄筋比1%以上では比較的精度よく算定できていることがわかり、適用範囲を引張鉄筋比1%までは拡大できると考えた。また、軸方向応力度についてもこれらのデータでは、10~15kgf/cm²となっており、軸方向応力度についても適用範囲を拡大できると考えられる。次に式(4)による計算値 μ_{0c} と今回の実験値及び引張鉄筋比1%以上の過去の実験値 μ_{01} の関係を図6に示したが、 μ_{01}/μ_{0c} の平均値、変動係数についても1.06、0.14となっており実験値をよく近似していることがわかる。また、同じデータを用い、 μ_{01}/μ_{0c} とPt、a/d、Pwの関係を図7に示したが、特に傾向はみられず、式(4)はこれらの要因を妥当に評価していることがわかる。

表-2 引張鉄筋比2%以下における μ_{01}/μ_{0c} の精度

引張鉄筋比 Pt(%)	0~0.8	0.8~1.0	1.0 ~1.66
データ数 n	8	8	7
μ_{01}/μ_{0c} の平均値	1.22	1.19	1.13
μ_{01}/μ_{0c} の変動係数	0.263	0.258	0.167

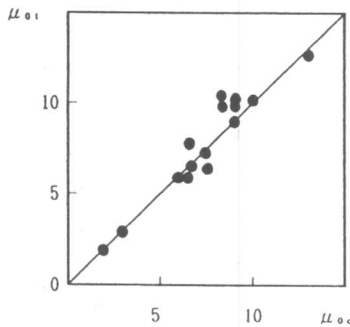


図-6 計算値と実験値の関係

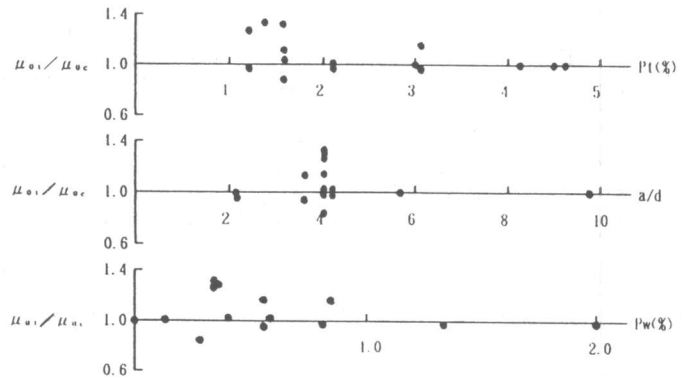


図-7 μ_{01}/μ_{0c} とPt、a/d、Pwの関係

5. まとめ

高密度配筋RC橋脚の変形能力を実験的に検証するために、せん断スパン比2.1~9.8、引張鉄筋比2.1~4.7%、帯鉄筋比0~2.00%、軸方向圧縮応力度50kgf/cm²、耐力比0.83~1.45の範囲にある供試体を用いて水平交番載荷試験を行い、式(4)に示したく体部分のじん性率 μ_0 の算定式を求めた。また、引張鉄筋比1%以上で耐力比0.9以上確保されるように帯鉄筋を配筋した場合(帯鉄筋比0.11~0.58%)においても上式で μ_0 がほぼ近似できることがわかった。

(参考文献)

- 1) 石橋忠良・吉野伸一：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、pp57-66、1988.2
- 2) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説、鉄筋コンクリートおよび無筋コンクリート構造物、pp377-383、1983.2