

論文 丸鋼鉄筋を用いたRC部材の変形性能に関する実験的研究

桑木野 耕介*1・伊東 典紀*2・大郷 貴之*3

要旨: 丸鋼鉄筋を用いた鉄筋コンクリートは、異形鉄筋を用いた場合と比較して地震時の変形性能が異なるが、丸鋼鉄筋を用いた鉄筋コンクリート部材の耐震性に関する研究は少ない。そこで、本研究では、既設の鉄道高架橋を模擬した実物大の大型試験体(700mm×700mm)や、小型試験体(450mm×450mm)を用いて正負交番載荷試験を行い、損傷の進展過程、曲げせん断耐力比等による変形性能への影響、水平変位の算定について検討、考察した結果について報告する。

キーワード: 丸鋼鉄筋, 鉄筋コンクリート, 変形性能, 静的正負交番載荷試験

1. はじめに

建設年次の古い鉄道鉄筋コンクリート(以下、RCという)高架橋は、丸鋼鉄筋を用いており、これらのRC高架橋には耐震性能が低く耐震補強が必要となる場合がある。しかし、異形鉄筋を用いた場合よりも丸鋼鉄筋の付着が弱いことなどから、コンクリートにひび割れが生じにくいことや、地震時の履歴がスリップ型となりエネルギー吸収能が低下するといわれているが、丸鋼鉄筋を用いた鉄筋コンクリート部材の耐震性に関する研究は少ない^{1), 2)}。

本研究では丸鋼鉄筋を使用した鉄道RC高架橋の損傷状況や変形特性を把握する基礎研究として、曲げせん断耐力比(以下、耐力比という)、せん断スパン比(以下、a/dという)、断面寸法を変化させ静的正負交番載荷試験を行い、耐力比による変形性能への影響、水平変位の算定について検討、考察したので結果を報告する。なお、本試験での計算値は異形鉄筋として既往の評価式^{3), 4), 5)}からせん断耐力、曲げ耐力を算出している。

2. 実験の概要

2.1 試験体の諸元

試験体の諸元を表-1に、使用材料の材料試験値を表-2に、形状および配筋を図-1に示す。試験体は大型試験体(試験体I)1体と小型試験体(試験体II, III)5体の合計6体で試験体は全て曲げ破壊型となるよう耐力

比1.0以上で配筋している。大型試験体の試験体Iは、既設のRC高架橋の柱部材をモデル化したほぼ実物大の試験体で、断面寸法を700mm×700mmとしている。小型試験体は断面寸法を450mm×450mmとし、試験体IのD/φ、耐力比が同程度となるように配筋した試験体II-1を基準試験体とした。なお、D/φを同程度とした理由は軸方向鉄筋とコンクリートとの付着力の影響を少なくするためである。試験体II-2~3は試験体II-1の耐力比、D/φ、a/dを変化させている。試験体IIIは異形鉄筋を用いて入手可能な鉄筋径・種類の範囲で試験体II-1と同一となるように配筋した。

2.2 載荷方法および計測項目

載荷装置の概要を図-2に示す。丸鋼鉄筋は載荷中に鉄筋とコンクリート間のすべりにより、鉄筋降伏時に載荷変位が大きくなることが懸念されたため、載荷中に軸方向鉄筋が初降伏した変位、または計算値での降伏荷重に達した変位を比較して小さい変位を基準変位 δ_y とした。本試験では、全試験体で後者が小さく、この変位を基準変位 δ_y (以下、降伏変位 δ_y という)とした。各サイクルでの繰返し回数は3回とし、降伏荷重の0.8倍以下となるまで載荷した。軸方向圧縮力は、既設RC高架橋と同程度の1.0N/mm²とし一定とした。計測項目は水平変位、軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ、軸方向鉄筋の拔出量とした。

表-1 試験体諸元

試験体	断面		軸方向鉄筋					帯鉄筋				耐力比	a/d	鉄筋種類
	b	h	径φ	本数	間隔D	D/φ	引張鉄筋比P _w	径φ	本数	ピッチ	せん断鉄筋比P _w			
	mm	mm	mm	本	mm	-	%	mm	本	mm	%			
I	700	700	22	4	193	8.79	0.34	9	2	250	0.07	1.62	2.5	丸鋼
II-1	450	450	22	3	160	7.27	0.66	9	2	150	0.19	1.65	2.5	丸鋼
II-2	450	450	25	3	160	6.4	0.85	9	2	150	0.19	1.41	3.0	丸鋼
II-3	450	450	19	3	160	8.42	0.49	9	2	150	0.19	1.83	3.0	丸鋼
II-4	450	450	22	3	160	7.27	0.66	9	2	150	0.19	1.35	2.0	丸鋼
III	450	450	22	3	160	7.27	0.67	10	2	150	0.21	1.73	3.0	異形

*1 東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター 修(工) (正会員)

*2 東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター 主席 (正会員)

*3 東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター 課長 修(工)

表-2 鋼材の材料試験の結果

試験体	鋼材		コンクリート	
	軸方向鉄筋	帯鉄筋	柱	フーチング
[N/mm ²]				
I	293.4	372.6	28.9	30.0
II-1	300.5	372.6	26.1	28.1
II-2	304.1	372.6	28.3	34.5
II-3	318.0	372.6	20.8	25.8
II-4	300.5	372.6	24.2	25.3
III	375.6	338.7	17.5	26.6

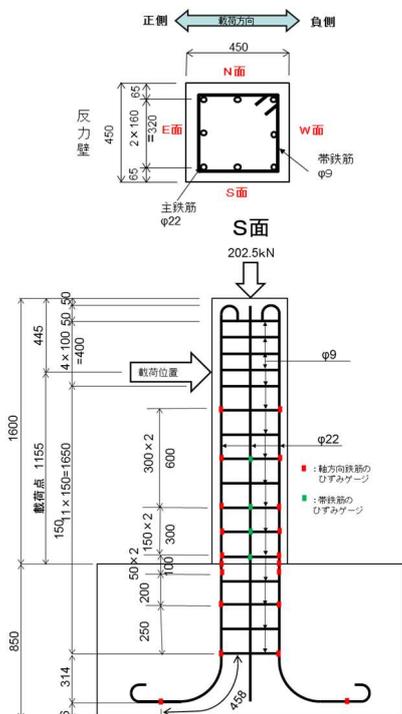


図-1 試験体の形状寸法の例 (試験体 II-1)

3. 実験結果

3.1 試験体の損傷状況

丸鋼鉄筋を用いた試験体の損傷状況は概ね類似しており、基部に損傷が限定され、基部のかぶりが剥落後に緩やかに水平荷重が低下している。一方、異形鉄筋はひび割れが柱全体に分散し、かぶり剥落と鉄筋座屈後に水平荷重が低下した。かぶり剥落後の耐力低下域の挙動は丸鋼鉄筋は異形鉄筋と比べて緩やかであった。丸鋼鉄筋と異形鉄筋の比較の一例として試験体 II-1 と試験体 III の損傷状況と履歴曲線の関係を図-3 に示す。また下記に、各試験体の損傷状況の詳細を述べる。

(1) 試験体 I の損傷状況

試験体 I は水平方向の荷重により、まず柱基部とフーチング上面の境界部に水平ひび割れが生じ、3 δ_y で軸方向鉄筋が降伏した。最大荷重となる6 δ_y まで水平荷重の増加とともに基部の引張側が浮き上がり、圧縮側のつま先部でコンクリートが圧縮されるロッキング挙動を示し、柱基部付近ではコンクリート表面が剥離するよう

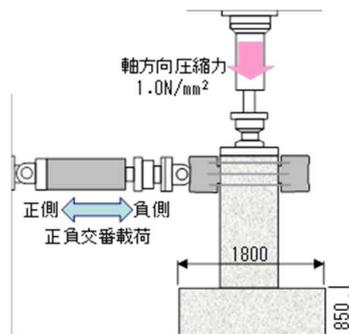


図-2 荷重装置の概要図

微細なひび割れが発生した。7 δ_y で基部から10cm付近にE面、W面側に水平ひび割れが発生しこれを起点としN面、S面側の柱基部隅に斜めひび割れが発生した。その後10 δ_y でかぶりが剥落すると、水平荷重が緩やかに低下した。16 δ_y で下端の帯鉄筋のフックが外れ、軸方向鉄筋が座屈し、38 δ_y で軸方向鉄筋が破断し、水平荷重が降伏荷重の0.8倍となり、試験を終了した。なお、本試験体はかぶり剥落後の耐力低下が小さかったため、荷重点変位を12 δ_y からは2 δ_y の整数倍に、20 δ_y からは繰返し回数を1回に、26 δ_y からはさらに4 δ_y の整数倍に変えている。

(2) 試験体 II の損傷状況

試験体 II-1~4 は、概ね同様な損傷状況を示し、損傷順序は下記のとおりである。

1 δ_y で、柱基部とフーチング上面の境界部に水平ひび割れが生じ、2 δ_y で軸方向鉄筋が降伏した。最大荷重までは水平荷重の増加とともに基部の引張側が浮き上がり、圧縮側のつま先部でコンクリートが圧縮されるロッキング挙動を示し、柱基部付近ではコンクリート表面が剥離するよう微細なひび割れが発生した。その後、柱基部の両端部隅に斜めひび割れが発生し、このひび割れが貫通し、10 δ_y でかぶりの剥落が生じると、水平荷重が緩やかに低下した。各試験体の損傷範囲は基部のみに限定していたが、試験体 II-2 は1 δ_y で基部から40cm付近で水平ひび割れが発生した。

(3) 試験体 III の損傷状況

試験体 III は、一般的な異形鉄筋の損傷状況で水平荷重の増加とともに水平ひび割れが複数発生した。軸方向鉄筋の降伏は2 δ_y 途中であったが、表-3の通り計算値の降伏荷重に達する変位と比較すると1.56倍で、試験体 I、II の1.80~2.39倍と比較すると小さい。その後斜めひび割れが発達し7 δ_y でW面、E面側に軸方向鉄筋に沿って縦ひび割れが発生し、11 δ_y でかぶりの剥落、軸方向鉄筋の座屈が生じた。

(4) 荷重終了後のコアコンクリートの状況

各試験体について荷重終了後、剥落したコンクリートを取り除き、軸方向鉄筋の内側のコンクリートを観察し

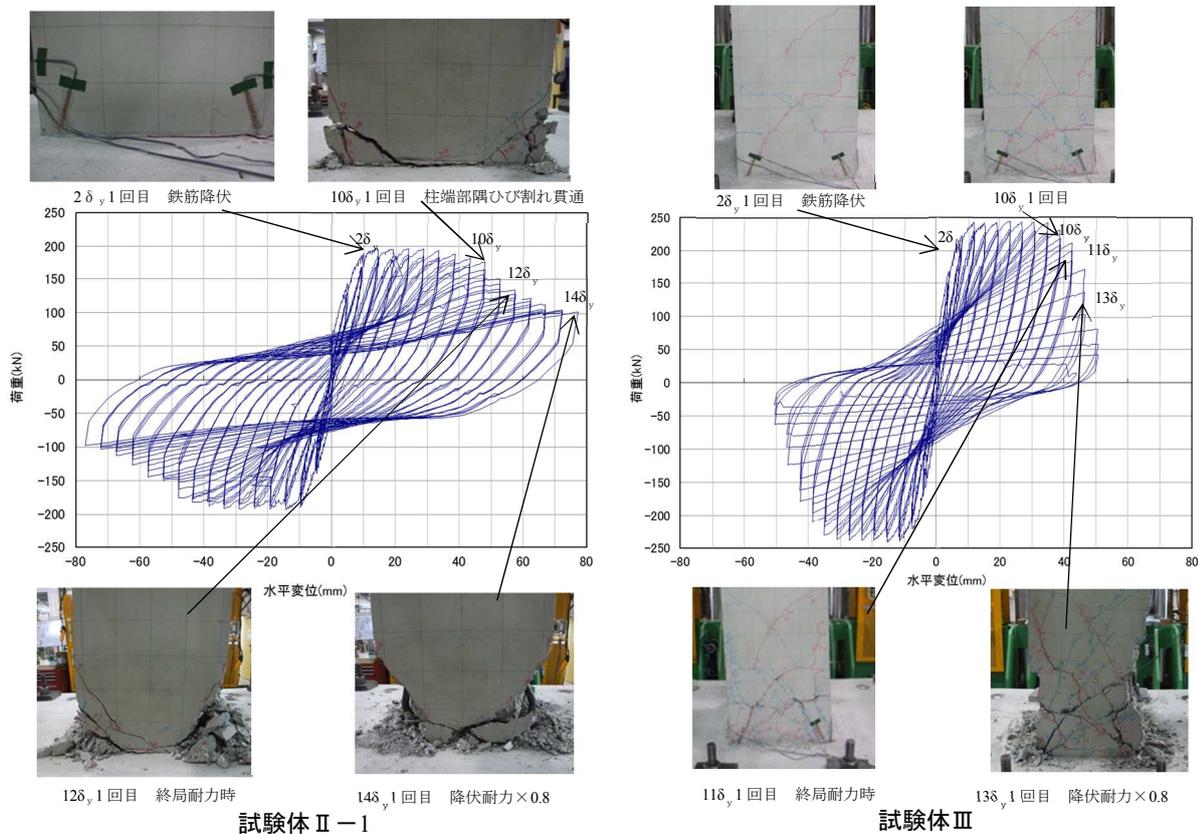


図-3 履歴曲線と損傷状況（試験体Ⅱ-1，試験体Ⅲ）

た．丸鋼鉄筋を用いた試験体Ⅰ，試験体Ⅱ-1～4は，コアコンクリートにひび割れは発生しておらず，ハンマーで叩いても崩れず良好なコアコンクリートであった。これに対して異形鉄筋の試験体Ⅲでは，コアコンクリートをハンマーで叩くと容易に崩れコンクリート強度が明らかに低下していた。これは，丸鋼鉄筋の場合，異形鉄筋よりも付着が弱いことから鉄筋の応力がコンクリートに伝達されにくいことや，異形鉄筋のように基部に明確な塑性ヒンジが形成されて変形するのではなく，剛体変形に近い挙動を示すことにより，コアコンクリートへの損傷が小さかったと思われる。

3.2 荷重変位曲線

各試験の荷重変位曲線を図-4に示す。なお、縦軸は材料強度の違いを無くすため降伏荷重で正規化した。荷重変位曲線の特徴を耐力比， a/d ，断面寸法の要因別に整理すると以下のとおりである。

(1) 耐力比の影響

耐力比を1.41～1.83の範囲で変化させた試験体Ⅱ-1～3を比較すると，荷重変位曲線は類似している。降伏荷重の0.8倍時の部材角 R はⅡ-3で $R=6.7\%$ となりⅡ-1，Ⅱ-2の $R=5.8\%$ ， 6.3% と比べやや高い値を示したがⅡ-1とⅡ-2では耐力比の大小と部材角に相関性はなかった。これは丸鋼試験体が基部の浮き上がりによるロッキング挙動を示したことで帯鉄筋の拘束効果を発揮する破壊形態でなかったためと考え

表-3 降伏変位

試験体 変位 (mm)	Ⅰ	Ⅱ-1	Ⅱ-2	Ⅱ-3	Ⅱ-4	Ⅲ
δy_{cal}	3.20	3.80	4.47	3.88	2.11	5.84
δy_1	3.15	4.82	4.85	5.32	3.13	3.78
δy_2	5.84	8.90	11.57	10.12	5.65	5.90
$\delta y_2/\delta y_1$	1.86	1.85	2.39	1.90	1.80	1.56
$\delta y_2/\delta y_{cal}$	1.83	2.34	2.59	2.61	2.68	1.01

δy_{cal} : 計算から求めた降伏変位

δy_1 : 計算値の降伏荷重に達した時の載荷点変位

δy_2 : 引張鉄筋が降伏ひずみに達する時の載荷点変位

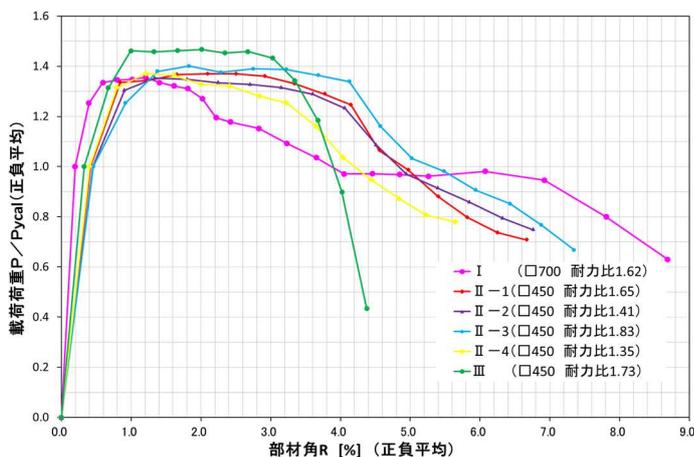


図-4 正負平均で正規化した荷重変位曲線

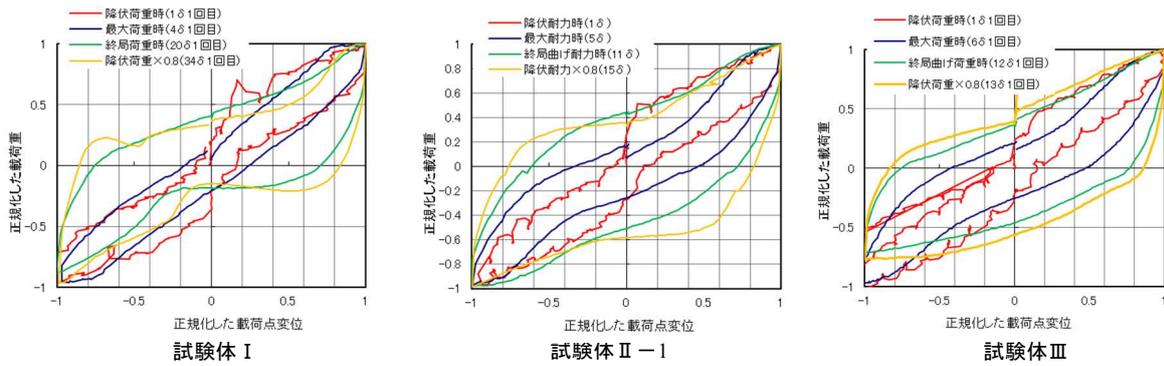


図-5 正規化した履歴曲線

られる。

(2) a/d の影響

II-4 (a/d=2.0) は II-1 (a/d=3.0) と比べ荷重低下域での勾配は類似しているが、最大荷重後の荷重低下がやや早い段階で発生した。また降伏荷重の 0.8 倍時の部材角は II-4 で R=5.3%と II-1 の R=5.8%と比べて小さくなった。

(3) 断面寸法の影響

試験体 I と試験体 II-1 を比較すると、降伏荷重の 0.8 倍時の部材角は、試験体 I の R=7.8%は試験体 II-1 の R=5.8%に比べて 3 割程度大きい値となった。試験体 I は試験体 II と D/φ を同程度に配筋したため引張鉄筋比 (以下、 P_t という) が小さくなっている。しかし、後述する通り水平変位はく体の曲げ変形よりも軸方向鉄筋の抜出量の割合が大きく、断面が大きく P_t が小さいことが軸方向鉄筋の抜出量に影響したと考えられる。

3.3 履歴特性

試験体 I, 試験体 II-1, 試験体 III の各荷重ステップの荷重及び変位のピーク値で正規化した履歴曲線を図-5 に示す。試験体 I は最大荷重時付近までは紡錘型の履歴曲線となるが、荷重変位が大きい終局曲げ耐力付近ではスリップ型の挙動を示した。一方、試験体 II-1 は終局荷重 $11 \delta_y$ までは紡錘型となり、異形鉄筋の試験体 III と類似しているが、 $15 \delta_y$ でややスリップ型の挙動を示した。試験体 III は $13 \delta_y$ まで紡錘型となった。丸鋼鉄筋を用いた試験体は、特に実物大試験体において、荷重変位が大きくなると、履歴特性が紡錘型からスリップ型へ移行することは、地震時の応答値への影響について検討が必要となるが、今後の課題となる。

4. 水平変位

既往の研究では異形鉄筋と比較して丸鋼鉄筋は高い変形性能を有していることが報告されており、本試験でも同様な結果が得られている。しかし、変形性能を定量的に評価するための降伏変位、終局変位等の算出方法は

明らかになっていないのが現状である。異形鉄筋の場合材降伏点 (Y点), 最大耐力点 (M点) の変位はそれぞれ式 (1), (2) より算出するが、式 (1) より降伏変位を算出した場合、表-3 の通り、試験体 I, II は計算上の降伏変位と、引張鉄筋ひずみ降伏ひずみに達する変位は 2 倍程度の差が生じている。一方、異形鉄筋を用いた試験体 III は概ね一致している。そこで、本実験結果から変形性能を評価するための水平変位の算出を試みた。

$$\delta_y = \delta_{y0} + \delta_{y1} \quad (1)$$

ここに、

- δ_y : 部材降伏時のく体変位
- δ_{y0} : 部材降伏時のく体変形による変位。
- δ_{y1} : 部材降伏時のフーチングからの軸方向鉄筋抜出による回転変位

$$\delta_m = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \quad (2)$$

ここに、

- δ_m : 最大曲げモーメント時のく体変位
- δ_{mb} : 塑性ヒンジ部以外における曲げ変形による変位
- δ_{m1} : 塑性ヒンジ部におけるく体の変位

式 (1) を丸鋼鉄筋に適用すると、下記理由により計算値と実験値に乖離が生じたと考えられる。

- ① 躯体のひび割れが基部のみに限定されていることから、躯体の曲げ変形の影響は小さく、剛体回転に近い挙動を示している。しかし計算値では図-6 の通り計算上のひび割れ発生モーメントより大きな曲げモーメントが作用する断面は引張側のコンクリートを無視した曲率を算定しておりく体に曲げひび割れが発生しない試験体 I, 試験体 II-1, 3, 4 の場合 δ_{y0} を過大評価している。
- ② 軸方向鉄筋の抜出し量は異形鉄筋を対象としてお

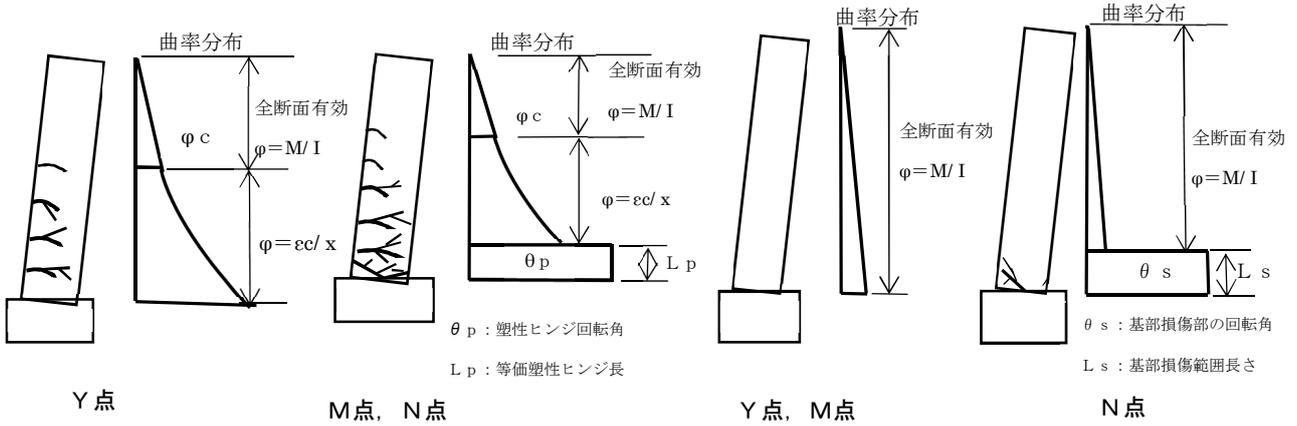


図-6 異形鉄筋のく体変形の算定

図-7 丸鋼鉄筋のく体変形の算定

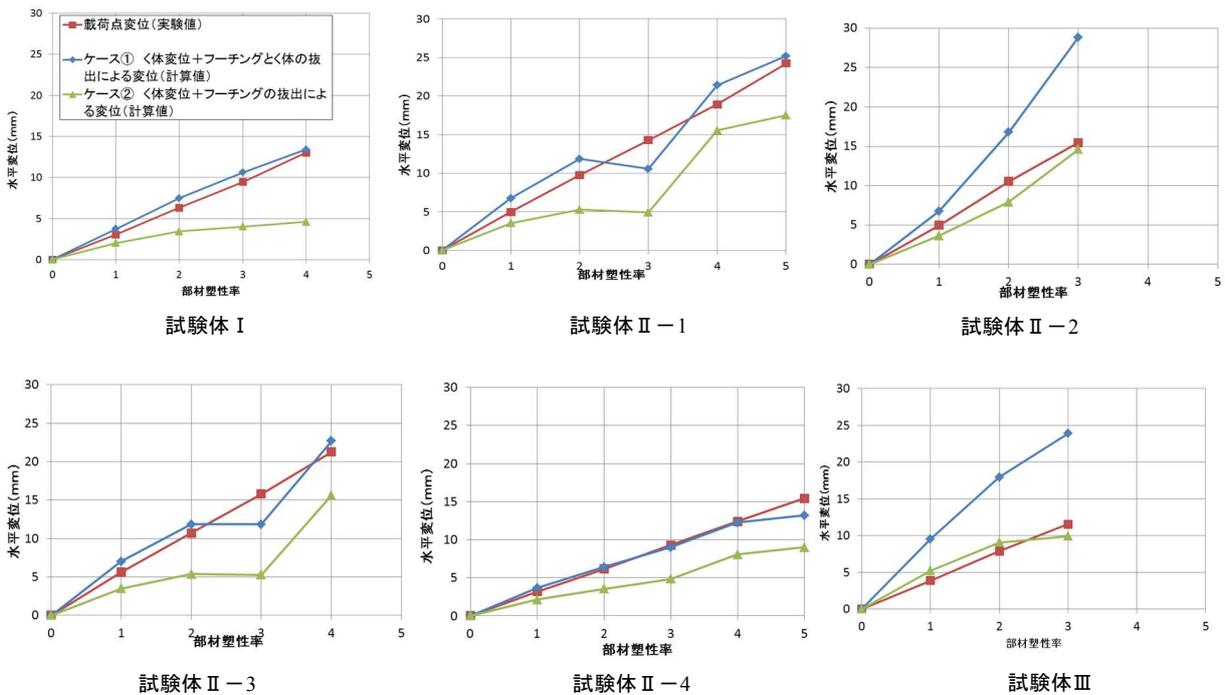


図-8 水平変位と部材塑性率の関係

り、付着特性が異なる丸鋼鉄筋では δ_{y1} を正しく評価できない。

そこで、これらの要因を考慮して、く体の変形による変位 δ_{y0} については、図-7 の通り異形鉄筋と異なりく体は全てひび割れが発生していない断面として全断面有効の曲率で算出し、軸方向鉄筋拔出による回転変位は実験値から得られる軸方向鉄筋ひずみの積分値として算出する方法を試みた。

なお、柱端部隅にひび割れが発生しないM点までは、Y点と損傷状況が概ね同じであることから、式(2)の塑性ヒンジ部におけるく体変形は生じず、上記の方法でM点までの水平変位が算定できると考え、各試験体でワイヤストレーンゲージが交番载荷に伴い測定が概ね精度よく測定できた $3\delta_y \sim 5\delta_y$ までの範囲でく体の水平変位を式(3)より求めた。

$$\delta' = \delta'_0 + \delta'_1 \quad (3)$$

ここに、

δ' : く体変位

δ'_0 : く体変形による変位で断面の曲率は全断面有効として算定

δ'_1 : 軸方向鉄筋拔出による回転変位で式(4)より算定

$$\delta'_1 = La \cdot \Delta L / (d - X_n) \quad (4)$$

ここに、

La : せん断スパン

ΔL : 軸方向鉄筋の拔出量で軸方向鉄筋ひずみの後述する範囲の積分値から算定

d : 有効高さ

X_n : 圧縮縁より中立軸までの距離 (力のつり合い, 平面保持の法則による)

また, 軸方向鉄筋の拔出量は, フーチングの軸方向鉄筋ひずみの積分値 (ケース①) と, フーチングとく体の軸方向鉄筋ひずみの積分値の和 (ケース②) の 2 ケースで算出した。この理由は, 測定した軸方向鉄筋ひずみの積分値は, フーチングと柱は同程度であり, 柱からの拔出量も無視できないことや, く体にひび割れが生じず剛体回転に近い挙動を示すことから, 測定されるく体の軸方向鉄筋ひずみは, 曲げ引張を受けない純粋な軸方向ひずみであると考えたからである。なお, 異形鉄筋を用いた試験体Ⅲは, 式 (1) より算出した。各試験体の水平変位と部材塑性率の関係を図-8 に示す。試験体 I と試験体 II-1, 3, 4 は軸方向鉄筋の拔出量をく体とフーチングの和として求めた水平変位 (ケース①) は, 載荷点変位とほぼ一致している。なおく体変形による変位は 1mm 程度で, 軸方向鉄筋の拔出による回転変位が 9 割以上と支配的であった。一方, 試験体 II-2 の水平変位は過大評価となった。これは試験体 II-2 では $1\delta_y$ で基部から 40 cm の位置に曲げひび割れが発生したことから, 柱の軸方向鉄筋ひずみに曲げ変形による引張ひずみが発生したためと推測される。試験体Ⅲは, 既往の算出方法の通り, フーチングからの拔出量から求めたケースが載荷点変位と一致している。なお, 終局変位の N 点での水平変位も, 図-7 の通り塑性ヒンジ以外は全断面有効として算定できると思われるが, 本研究では丸鋼鉄筋での基部損傷部の回転角の算定までは至っておらず, 今後の課題となる。

5. まとめ

本研究では, 丸鋼鉄筋を用いた RC 部材の変形特性を把握するため, 既設の RC 高架橋を模擬した実物大試験体と, 耐力比, a/d を変化させた小型試験体, また異形鉄筋を用いた小型試験体の正負載荷試験を実施した。本実験の範囲で得られた知見を下記に示す。

- (1) 丸鋼鉄筋を用いた小型試験体について, 耐力比を 1.41~1.83 の範囲で変化させたが, 試験終了時の部材角にやや違いがあったが, 荷重変位曲線の形状や損傷状況は類似していた。
- (2) 丸鋼鉄筋を用いた小型試験体について, a/d が 2.0 は 3.0 と比較して, 損傷状況や荷重低下域での勾配

は類似しているが, 最大荷重後の荷重低下が早い段階で発生し, 変形性能がやや小さくなる。

- (3) かぶり剥落後の耐力低下域の挙動は, 丸鋼鉄筋を用いた試験体は, 異形鉄筋と比較して緩やかに耐力低下を示した。これは降伏荷重を維持する時の変位を終局変位と定義した場合より, 大きな終局変位を設定できる余地があると考えられる。
- (4) 丸鋼鉄筋を用いた実物大を模擬した大型試験体 700 mm×700 mm は, 耐力比をほぼ同等とした小型試験体 450 mm×450 mm と比較する部材角が 3 割程度大きくなった。但し, 大型試験体は載荷変位が小さい範囲では履歴曲線が紡錘型を示すが, 終局荷重変位付近では履歴曲線がスリップ型となった。一方, 小型試験体の履歴曲線は降伏荷重×0.8 倍となる変位まで載荷しても紡錘型であった。
- (5) 丸鋼鉄筋を用いた試験体の水平変位は, 曲げひび割れが生じた試験体 II-2 を除いて, 最大荷重付近 ($3\delta_y \sim 5\delta_y$) までの範囲で全断面有効の曲率で算出したく体の変位と, 柱とフーチングの軸方向鉄筋の拔出しにおける回転変位の和で概ね載荷点変位と一致する。

参考文献

- 1) 澤松俊寿, 三田村浩, 西弘明, 松本高志, 加保勇介: 柱部の鉄筋に丸鋼を用いた鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.333-342, 2012.3
- 2) 松岡由高, 中村光, 国枝稔, 河村精一: 有限要素解析による主筋に丸鋼を用いた RC 部材の力学挙動評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.595-600, 2011
- 3) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 丸善, pp.71-74, pp.135-150, 2004.4
- 4) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第 372 号, V-5, pp.167-176, 1986.8
- 5) 石橋忠良, 松田好史, 斎藤啓一: 少数本のくいをを用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集, 第 337 号, pp.197-204, 1983.9