

丸鋼を用いたRC円形柱の変形性能に関する実験的検討



平林 雅也*1



渡部 太郎*2



佐々木 尚美*3

Experimental study on deformation capacity of RC circular columns using round steel bars

Masaya HIRABAYASHI*1, Taichiro WATANABE*2, and Naomi SASAKI*3

*1 Assistant Chief Researcher, Structural System Design Unit of Research and Development Center of JR EAST Group

*2,*3 Chief Researcher, Structural System Design Unit of Research and Development Center of JR EAST Group

Abstract

RC circular columns using round steel bars show better deformation capacity and less concrete damage under seismic loads compared to those with deformed bars. Full- and half-scale loading tests were conducted to evaluate their seismic performance, simulating existing viaducts where retrofit work is costly due to space constraints. Columns with strength ratio $V_y/V_{mu} \geq 0.95$ failed in bending with stable load reduction, showing high deformability. Those with ratios ≤ 0.83 failed in shear after bending. Bending-failure specimens achieved seismic performance of 2800–3400 gal, while shear-failure specimens exceeded 2000 gal, indicating sufficient earthquake resistance.

●**Keywords:** Seismic deformation capacity, Earthquake resistance, RC, Circular column, Round steel bar

*1JR東日本研究開発センター 構造システムデザインユニット 副主幹研究員 (現:東北建設プロジェクトマネジメントオフィス)

*2JR東日本研究開発センター 構造システムデザインユニット 主幹研究員 (現:日本コンサルタンツ株式会社)

*3JR東日本研究開発センター 構造システムデザインユニット 主幹研究員

1. はじめに

古い年代に構築された高架橋や橋脚の鉄筋コンクリート(以下、RC)構造物には、現在一般的に使用されている異形鉄筋ではなく、丸鋼が使用されているものがある。丸鋼が使用されているRC柱においても、異形鉄筋が使用されているRC柱と同様、耐震性能が低い高架橋柱を対象として耐震補強工事を行っているが、補強要否の判断の元となっている耐震診断においては、耐力や変形性能の計算に異形鉄筋が使用されたRC柱の知見を用いているのが現状である。

丸鋼が使用されているRC柱は、地震荷重を受けて変形した場合に、異形鉄筋が使用されているRC柱に比べて体の損傷が少なく変形性能が大きいことが知られている¹⁾。丸鋼が使用されているRC柱に関するこれまでの知見は、矩形柱を対象とした検討によるものであるが、既設高架橋柱の中には丸鋼が使用されている円形柱も存在する。例えば、駅構内において丸鋼が使用されている円形柱を含む範囲が駅施設として利用されている場合、耐震補強工事を行うにあたって支障移転が必要となり、工事費が高くなるケースがある。そこで、同高架橋のRC円形柱を模擬した実物大及び1/2に縮小した試験体を製作し、交番載荷実験によって地震時の性能評価を行ったので以下に報告する。

2. 実験概要

2・1 既設RCラーメン高架橋柱の諸元

試験体の設計に反映した既設RCラーメン高架橋柱の諸元を表1に示す。当該高架橋は1951年(昭和26年)頃に建設されたものであり、柱は軸方向鉄筋と帯鉄筋に丸鋼が使用されている。柱直径 ϕ は1000~1200mm、せん断スパン比 a/d は1.54~2.72、引張鉄筋比 P_t は0.33~0.42%、せん断補強鉄筋比 P_w は0.06~0.17%であり、異形鉄筋の知見を参考に算定した曲げせん断耐力比(せん断耐力 V_u と部材が曲げ耐力に達するときのせん断力 V_{mu} の比)は0.76~1.13である。

表1 既設高架橋諸元

既設柱	柱直径 φ (mm)	せん断 スパン 比 a/d	軸方向鉄筋				帯鉄筋			材料強度		曲げせん断 耐力比
			径φ (mm)	間隔D (mm)	D/φ	P _t (%)	径φ (mm)	間隔 (mm)	P _w (%)	鉄筋	コンクリート	
										f _{sy} (N/mm ²)	f _c (N/mm ²)	
1	1000	1.54	25	139	5.6	0.33	12	150	0.17	235	24	1.13
2	1200	2.26	28	118	4.2	0.40	9	200	0.06			0.86
3	1150	2.33	28	131	4.7	0.42	9	200	0.06			0.77
4	1000	2.72	25	111	4.4	0.40	9	150	0.10			0.76

2・2 試験体の諸元

試験体の諸元と材料試験結果を表2に、試験体概要の例として、No.1試験体の概要を図1に示す。試験体は、表1に示す既設柱1の実物大試験体及び既設柱1~4の縮小試験体を含め、全6体を製作した。

No.1試験体は、表1に示す既設柱1の実物大試験体であり、No.2試験体は既設柱1を1/2に縮小した試験体である。No.1,2試験体の実験結果を比較することで、縮小試験体による実験結果の妥当性を確認するために同じ既設柱の実物大試験体と縮小試験体を製作した。No.1試験体は、既設柱1と柱直径φ(1000mm)、せん断スパン比a/d(1.54)を同じ値に設定し、軸方向鉄筋及び帯鉄筋ともに実物と同じ配筋とした。帯鉄筋は、既設柱1に合わせてスパイラル筋を用いた。No.2試験体は、柱直径φを既設柱1の1/2(500mm)として、せん断スパン比a/dを既設柱1と同じ値(1.54)に設定した。No.2試験体の帯鉄筋は、製作の容易性を考慮し、スパイラル筋ではなく単鉄筋を用いて半円形フックで定着した。

表2 試験体諸元

試験体 No.	直径φ (mm)	有効 高さ d (mm)	せん断 スパン a (mm)	a/d	軸方向鉄筋						帯鉄筋		材料強度(N/mm ²)				軸圧縮 応力度 (N/mm ²)	曲げ せん断 耐力比	備考
					径(mm) ×本数	間隔D (mm)	D/φ	P _t (%)	径・間隔 (mm)	P _w (%)	コンクリート		鋼材						
											柱	フーチング	軸方向 鉄筋	帯鉄筋					
1	1000	830	1280	1.54	φ25-20本	139	5.6	0.33	φ12ctc150	0.17	22.5	54.7	302.6	288.0	2.0	0.99	既設柱1の実物大		
2	500	415	640	1.54	φ16×18本	75	4.7	0.49	φ6ctc60	0.21	30.5	28.1	306.8	305.9	2.0	0.95	既設柱1の縮小		
3	600	502	1150	2.29	φ16×28本	56	3.5	0.53	φ6ctc150	0.07	27.5	27.3	321.0	354.4	1.5	0.75	既設柱2の縮小		
4	500	415	1500	3.61	φ22×18本	75	3.4	1.03	φ6ctc60	0.16	33.3	57.1	296.4	429.5	1.5	0.96	破壊形態確認用		
5	500	413	1100	2.66	φ16×22	60	3.8	0.68	φ6ctc100	0.13	22.9	22.0	327.6	359.3	1.5	0.83	既設柱4の縮小		
6	575	479	1100	2.30	φ16×26	65	4.1	0.60	φ6ctc150	0.07	27.7	54.2	306.3	411.0	1.5	0.81	既設柱3の縮小		

材料試験結果を用いて曲げせん断耐力比 V_u/V_{mu} (以下、耐力比)を算定した結果、既設柱1の耐力比1.13に対してNo.1,2試験体の耐力比は0.99,0.95と既設柱より少し安全側の値になった。ここで、せん断耐力 V_u は、せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力 V_c とせん断補強鋼材により受け持たれる棒部材のせん断耐力 V_s の合計値である。 V_c はa/dによるせん断耐力の増加を考慮した式^{2),3)}によって算定した。 V_s は鉄道構造物等設計標準(以下、設計標準⁴⁾)によって算定した。 V_{mu} の算定にあたって、曲げ耐力 M_u は設計標準⁴⁾によって算定した。

円形断面のせん断耐力を算定するにあたっては、面積の等しい正方形の辺長を腹部幅 b_w とした⁴⁾。引張鉄筋の断面積 A_s は引張側1/4円(90°)部分にある軸方向鉄筋の断面積とし、有効高さdは等積正方形から引張鉄筋の図心までの距離とした⁴⁾。

No.3試験体は既設柱2の縮小試験体、No.5試験体は既設柱4の縮小試験体、No.6試験体は既設柱3の縮小試験体であり、それぞれの耐力比は0.75,0.83,0.81となり、既設柱2,4,3の耐力比0.86,0.76,0.77と概ね同程度の値となった。なお、既設柱の実物大及び縮小試験体であるNo.1,2,3,5,6試験体の軸圧縮応力度は、既設柱の軸力に比べて少し大きい値として、変形性能の評価に安全側となるように設定した。

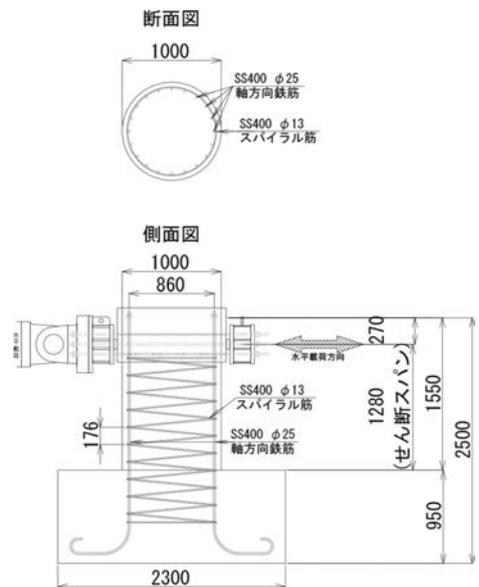


図1 試験体の形状および配筋例 (No.1試験体)

No.4試験体は、引張鉄筋比 P_t を既設柱の2.5~3倍程度に設定し V_{mu} を大きくして、 V_c/V_{mu} をNo.3,5,6試験体より小さい値(0.50%)とする一方で、せん断補強鉄筋比 P_w をNo.3,5,6試験体より大きな値(0.16%)に設定することで、耐力比 V_u/V_{mu} を0.96とNo.3,5,6試験体(0.75,0.83,0.81)より大きな値に設定して、破壊形態を確認するために製作した。

軸方向鉄筋のフーチング内での定着は、図2に示す半円形フックによる定着とした¹⁾。軸方向鉄筋の柱上部での定着は、鉄筋をネジ切り加工し、柱上端付近のコンクリート内部に設置した定着板に軸方向鉄筋をナットにて固定する方法として、柱上部で軸方向鉄筋のコンクリートとの付着切れによる抜け出しが発生しないようにした。

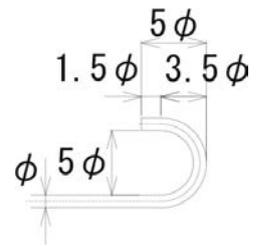


図2 半円形フックの形状

2・3 載荷方法

既設柱1~4それぞれの軸方向圧縮応力度の値を考慮して、試験体によって軸方向圧縮応力度を1.5~2.0N/mm²に設定し、一定の鉛直荷重を載荷した状態で水平方向に静的正負交番載荷を行った。異形鉄筋が使用された円形の柱試験体の交番載荷実験では、一般的に柱基部の引張側90°範囲の軸方向鉄筋が初めて降伏荷重に至った点を基準変位 $1\delta_y$ とするが、丸鋼が使用された柱部材では、鉄筋とコンクリートの付着力が小さいために軸方向鉄筋のひずみが平均化されるため、鉄筋が降伏に至った時点の変位が大きくなることが知られている。そこで、既往の実験¹⁾と同様、本実験では、鉄筋が降伏に至るときの変位と荷重が降伏荷重の計算値に至るときの変位のうち、小さい方の変位を $1\delta_y$ として設定した。その結果、全ての試験体で降伏荷重の計算値に達した時点の変位が小さかったため、これを $1\delta_y$ とした。交番載荷の載荷順序は、 $1\delta_y$ から $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ 、…と $1\delta_y$ の整数倍の変位について、それぞれ正負方向に3サイクルずつ載荷を行い、試験体が破壊するまで載荷を行った。

実験中は、各変位サイクルの最大変位時に柱のひび割れ発生状況を観察するとともに、載荷中は載荷点の水平変位と軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみを経時的に測定した。

3. 実験結果と考察

3・1 試験体の損傷状況

各試験体の損傷状況を図3~8に示す。No.1,2,4試験体は曲げ破壊、No.3,5,6試験体は曲げ降伏後のせん断破壊となった。

図3,4に示すように、No.1,2試験体は、ともにフーチング天端の柱根元における曲げひび割れが開いて、柱基部のみが回転変形するロッキング状の変形性状を示した。水平変位が大きくなるにつれて、柱基部から徐々に上方に向けてコンクリートの剥落範囲が広がった。No.1試験体は $16\delta_y$ において、No.2試験体は $14\delta_y$ において、柱基部の軸方向鉄筋が複数本破断したため、この段階で実験を終了した。図4より、No.2試験体は、実験終了直前の $14\delta_y$ においても、柱基部のひび割れのみが開いており、それより上部は、かぶりコンクリートの剥落は発生しているものの、主鉄筋内部のコアコンクリートは損傷していない状況が確認できる。

No.3試験体は、図5に示すように、 $4\delta_y$ において柱上部の引張側から柱基部の圧縮側にかけて、斜めひび割れが大きく開いてせん断破壊した。

No.4試験体は、載荷初期の $2\delta_y$ において、柱基部のフーチング天端から300mm高さの範囲において、斜めひび割れが発生した。その後、 $7\delta_y$ においてフーチング天端から300~700mm高さの範囲の柱側面において、斜めひび割れが進展するとともに少し開き気味となった。図6より、 $8\delta_y$ においては、柱基部のひび割れが開いている状況が確認できるとともに、フーチング天端から高さ200mm位置の曲げひび割れも少し開いた。 $12\delta_y$ において、フーチング天端から400mmの範囲においてコンクリートが剥落する損傷が観察された。No.4試験体は、後述するように、コンクリートのせん断耐力のみを考慮した V_c/V_{mu} の値が0.50とNo.1,2における V_c/V_{mu} の値(0.74,0.71)に比べてかなり小さい。そのため、柱側面において斜めひび割れが進展するとともに、柱基部にコンクリート剥落の損傷が発生したと考えられる。

No.5試験体は、図7に示すように、 $4\delta_y$ の2サイクル目において、No.3試験体と同様に、柱上部の引張側から柱基部の圧縮側にかけて斜めひび割れが大きく開いて、せん断破壊した。

No.6試験体は、図8に示すように、 $6\delta_y$ の2~3サイクル目において、No.3試験体と同様に、柱上部の引張側から柱基部の圧縮側にかけて斜めひび割れが大きく開いて、せん断破壊した。

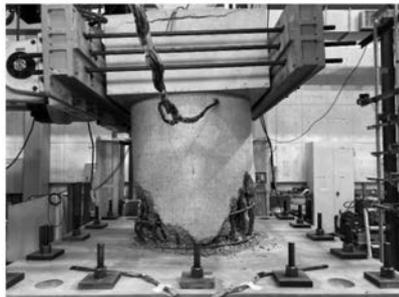


図3 No.1試験体の損傷状況 (16 δ_y 引き側)



図4 No.2試験体の損傷状況 (14 δ_y 引き側)



図5 No.3試験体の損傷状況 (4 δ_y 引き側)



(a) 8 δ_y 引き側



(b) 12 δ_y 引き側

図6 No.4試験体の損傷状況

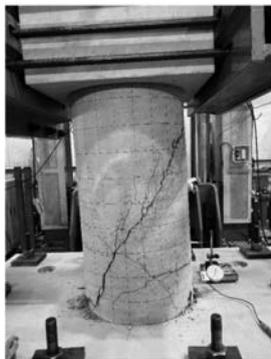


図7 No.5試験体の損傷状況 (4 δ_y 引き側)



図8 No.6試験体の損傷状況 (6 δ_y 引き側)

3・2 荷重－変位関係

各試験体の水平荷重と載荷点の水平変位の関係を図9に示す。

図9 (a) より、No.1試験体は $3\delta_y$ で最大荷重に達した後、 $5\delta_y$ 以降緩やかに荷重が低下していき、 $10\delta_y$ で降伏荷重の計算値 P_y を下回った。その後も $16\delta_y$ で実験を終了するまで荷重の低下度合いは緩やかな状態を保っており、一定程度の変形性能を有していることが確認できる。なお、図9の各試験体の荷重－変位関係には、設計標準⁴⁾で算定した各試験体の骨格曲線を赤線と白抜き丸で示している。白抜き丸で表している折れ点は、荷重が小さい方からC点(ひび割れ発生荷重)、Y点(降伏荷重)、M点(最大荷重)及びN点(降伏荷重を下回らない最大変位)をそれぞれ示している。No.1試験体の荷重－変位関係は、設計標準で計算した骨格曲線を包含する結果となった。

図9 (b) より、No.2試験体は $3\delta_y$ で最大荷重に達した後、 $5\delta_y$ 以降緩やかに荷重が低下していき、 $7\delta_y$ で降伏荷重の計算値 P_y を下回った。その後も $14\delta_y$ で実験を終了するまで荷重の低下度合いは緩やかな状態を保っており、一定程度の変形性能を有していることが確認できる。また、No.2試験体の破壊形態は、No.1試験体と同様、基部で回転変形する曲げ破壊を示すとともに、荷重－変位関係は骨格曲線の計算値を包含する点でNo.2試験体はNo.1試験体と概ね同等であると評価できる。

図9 (c) より、No.3試験体は、 $4\delta_y$ で荷重が大きく低下しており、顕著な斜めひび割れが発生した段階と一致している。No.3試験体の荷重-変位関係は、設計標準で算定した骨格曲線を下回っていることがわかる。

図9 (d) より、No.4試験体は $3\delta_y$ で最大荷重に達した後、荷重はほぼ横ばいの状態を保っており、 $12\delta_y$ で降伏荷重の計算値 P_y を下回った。No.4試験体の荷重-変位関係は、最大荷重後の荷重低下度が緩やかであり、骨格曲線を上回る荷重と変位を有していることが確認できる。

図9 (e) より、No.5試験体は $4\delta_y$ の2サイクル目で荷重が大きく低下しており、顕著な斜めひび割れが発生した段階と一致している。同様にNo.6試験体は、図9 (f) より、 $6\delta_y$ の2サイクル目で荷重が大きく低下しており、顕著な斜めひび割れが発生した段階と一致している。No.5,6試験体の荷重-変位関係は、ともに設計標準で計算した骨格曲線を下回っていることがわかる。

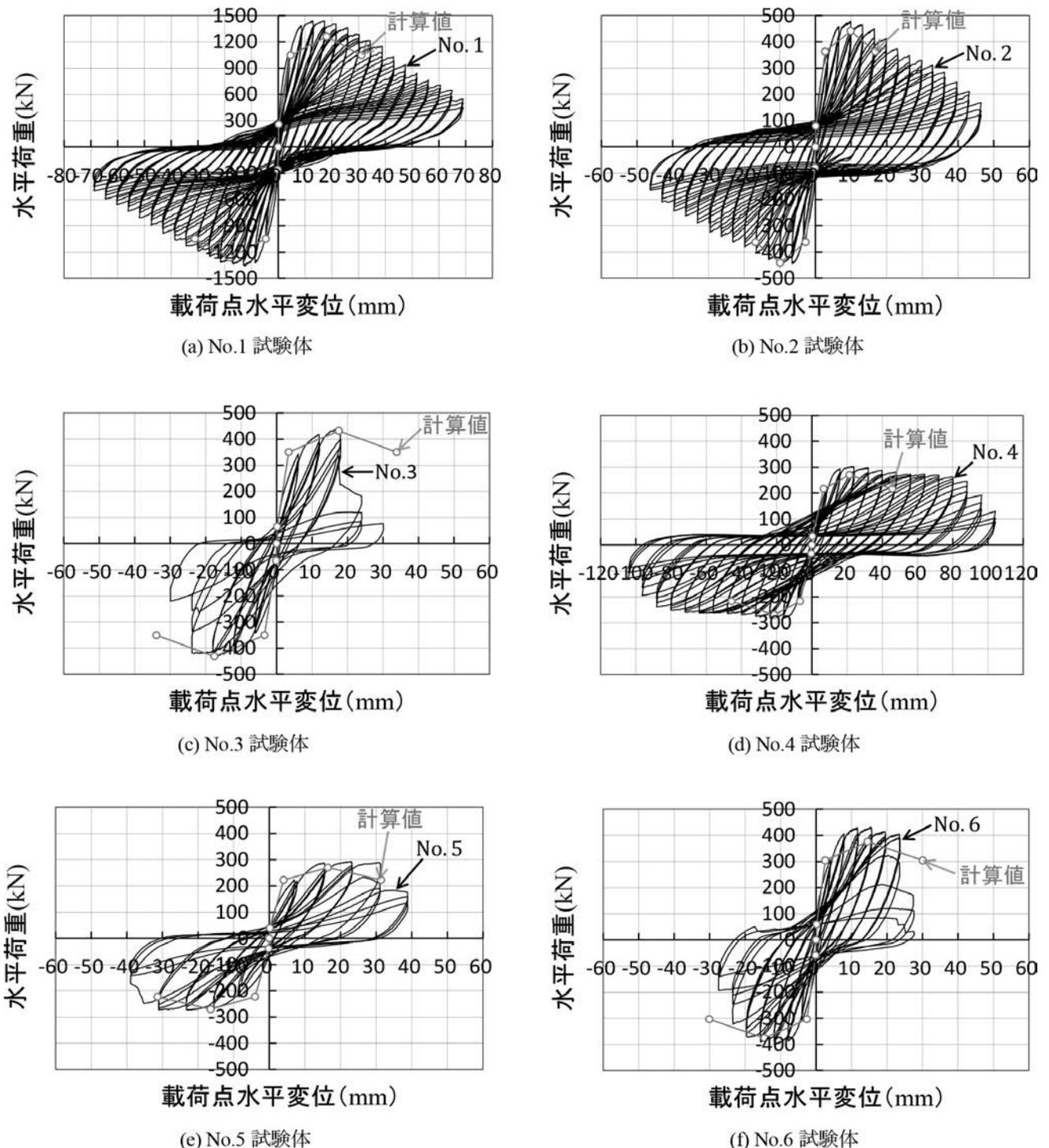


図9 荷重-変位関係

3・3 終局曲げ耐力

各試験体の最大荷重の実験値と計算値を比べたものを表3に示す。最大荷重の計算値は、設計標準⁴⁾の方法で平面保持を仮定して算定したRC柱の終局曲げ耐力である。曲げ破壊した試験体と曲げ降伏後にせん断破壊した試験体の計算値に対する実験値の比は、両者ともに概ね同等の値を示している。最大荷重の実験値は、計算値に比べて1.0~1.15倍大きくなっており、異形鉄筋が使用されたRC柱の終局曲げ耐力の計算値以上の値となった。

表3 最大荷重の実験値と計算値

試験体 No	最大荷重				
	計算値	実験値 [kN]		実験値/計算値	
	[kN]	正	負		
1	1262.0	1442.9	1357.4	1.14	1.08
2	441.1	478.4	446.7	1.08	1.01
3	431.9	444.7	432.1	1.03	1.00
4	269.7	303.2	282.4	1.12	1.05
5	270.3	293.2	273.3	1.08	1.01
6	376.0	431.3	399.7	1.15	1.06

3・4 耐力比と変形性能の関係

図10は、耐力比 V_y/V_{mu} とじん性率 μ 及び破壊形態との関係を示したものである。図中には、丸鋼が使用された矩形柱の実験結果¹⁾も掲載している。矩形柱では耐力比 V_y/V_{mu} とじん性率の相関は低いとされている¹⁾。これに対して、丸鋼が使用された円形柱の場合、耐力比 V_y/V_{mu} が0.95以上の場合に曲げ破壊となっており、耐力比 V_y/V_{mu} が0.83以下の場合に曲げ降伏後のせん断破壊となっていることが確認できる。また、曲げ破壊した試験体はじん性率が6.9以上となり、曲げ降伏後にせん断破壊した試験体はじん性率が6.3以下となっている。矩形柱との比較では、矩形柱の耐力比が1.06で曲げ降伏後のせん断破壊となり、じん性率 μ は5.7となっているのに対して、円形柱の場合、耐力比が0.95でも曲げ破壊となり、じん性率 μ は6.9以上となっている。丸鋼が使用された円形柱の方が矩形柱よりも破壊形態が改善されるとともに、変形性能も大きくなる結果となった。

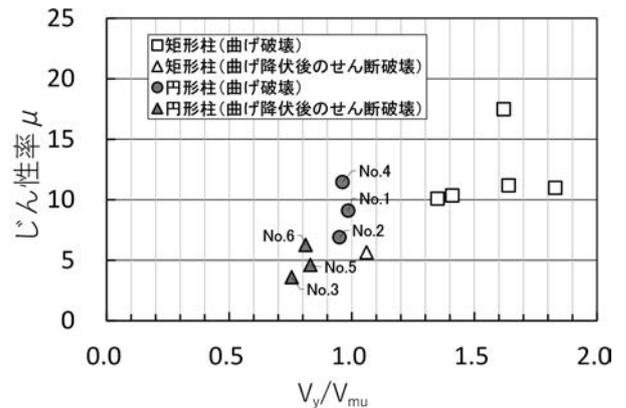


図10 V_y/V_{mu} とじん性率 μ の関係

図11は、 V_c/V_{mu} とじん性率 μ 及び破壊形態との関係を示したものである。図中には、矩形柱の実験結果¹⁾も掲載している。丸鋼が使用されたRC柱では、柱く体に斜めひび割れが入りにくいことから帯鉄筋が負担する応力度が小さく、せん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力 V_c が小さいとされている¹⁾。図11より、柱の基部以外にひび割れが発生しなかったNo.1,2試験体と曲げ降伏後にせん断破壊したNo.3,5,6試験体は、No.2試験体は V_c/V_{mu} が0.71で曲げ破壊し、No.6試験体は V_c/V_{mu} が0.64で曲げ降伏後にせん断破壊したことから、 V_c/V_{mu} と破壊形態との間に相関が見られる。一方で V_c/V_{mu} が0.50と試験体6体の中で V_c/V_{mu} が一番小さい値だったNo.4試験体は曲げ破壊した。No.4試験体は、帯鉄筋を一定量配置することで耐力比 V_y/V_{mu} は0.96となっている。これより、本実験の範囲内においては、 V_c/V_{mu} の値が小さくても、耐力比 V_y/V_{mu} が1.0程度の値を有していれば曲げ破壊することが確認された。

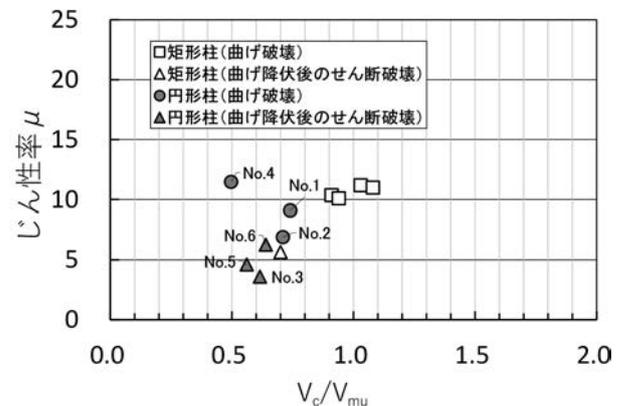


図11 V_c/V_{mu} とじん性率 μ の関係

表4に全ての試験体の V_c/V_{mu} 、耐力比 V_y/V_{mu} 、じん性率 μ 、破壊形態及び換算弾性応答加速度 P_E を示す。換算弾性応答加速度 P_E は、ニューマークのエネルギー一定則を用いて式(1)で算定した。なお、降伏震度 K_y の値は、No.4試験体を除き、各試験体が模擬した既設柱の諸元を用いるとともに、各試験体の軸圧縮応力度の値を用いて算定した。

$$P_E = 980 \times K_y \times \sqrt{2\mu - 1} \quad (1)$$

ここに、 P_E ：換算弾性応答加速度(gal)

K_y ：降伏震度で、 $K_y = P_y/N'$

P_y ：降伏荷重(kN)

N' ：鉛直荷重(kN)

表4より、曲げ破壊したNo.1, 2, 4試験体の換算弾性応答加速度 P_E は、2058~2619gal程度であった。曲げ降伏後にせん断破壊したNo.3, 5, 6試験体の換算弾性応答加速度 P_E は1276~1661gal程度であり、破壊形態は曲げ降伏後のせん断破壊型ではあるものの、比較的大きな耐震性能を有していることが確認された。

表4 耐力比、じん性率、破壊形態と換算弾性応答加速度

試験体No.	降伏震度 K_y	V_c/V_{mu}	V_y/V_{mu}	$\delta_{uexp}/\delta_{yexp}$	破壊形態	換算弾性応答加速度 P_E (gal)
1	0.587	0.74	0.99	9.1	曲げ破壊	2386
2	0.587	0.71	0.95	6.9	曲げ破壊	2058
3	0.537	0.62	0.75	3.6	曲げ降伏後の せん断破壊	1310
4	0.570	0.50	0.96	11.5	曲げ破壊	2619
5	0.454	0.56	0.83	4.6	曲げ降伏後の せん断破壊	1276
6	0.499	0.64	0.81	6.3	曲げ降伏後の せん断破壊	1661

4. まとめ

駅部で補強対象となっていて、丸鋼が用いられているRC円形柱の耐震性能を確認するため、実物大試験体及び縮小試験体を用いた静的水平交番載荷実験を行い、破壊形態や変形性能の確認を行った。本実験で耐震性能を確認した試験体諸元の範囲は、せん断スパン比 a/d が1.54~3.61、引張鉄筋比 P_t が0.33~1.03%、せん断補強鉄筋比 P_w が0.07~0.21%、材料試験結果をもとに算定された V_c/V_{mu} の値が0.50~0.74、耐力比 V_y/V_{mu} の値が0.75~0.99である。本実験の範囲内においてわかったことは、以下の通りである。

- (1) 丸鋼が使用されたRC円形柱の破壊形態は、曲げ破壊と曲げ降伏後のせん断破壊であった。曲げ破壊した試験体は、柱基部のひび割れのみが開いて基部でロッキング状に回転変形するものと、柱く体に曲げひび割れと斜めひび割れが発生して柱基部1D程度の範囲でコンクリートの剥落が発生する損傷形態の2通りが観察された。
- (2) せん断スパン比 a/d が1.54の実物大試験体と1/2に縮小した試験体の破壊形態及び荷重-変位関係は概ね同等であった。
- (3) 丸鋼が使用されたRC円形柱は、耐力比 V_y/V_{mu} の値が0.95以上の試験体で曲げ破壊となった。耐力比が0.83以下の試験体では、曲げ降伏後のせん断破壊となった。曲げ破壊した試験体は、最大荷重に達した後、水平荷重が低下して実験を終了する段階まで荷重の低下度合いは緩やかであった。
- (4) 降伏震度 K_y とじん性率 μ を用いて計算した換算弾性応答加速度 P_E は、曲げ破壊した試験体では2058~2619gal程度であった。また、曲げ降伏後にせん断破壊した試験体においても1276~1661gal程度であり、比較的大きな耐震性能を有していることが確認された。
- (5) 丸鋼が使用されたRC矩形柱の実験結果¹⁾とRC円形柱の実験結果を比べた結果、RC円形柱は、RC矩形柱よりも V_c/V_{mu} や耐力比 V_y/V_{mu} が小さい範囲においても曲げ破壊することが確認できた。
- (6) V_c/V_{mu} の値が0.50と小さい試験体の場合においても、帯鉄筋を配置して耐力比 V_y/V_{mu} を1.0程度とすることで、柱く体に曲げひび割れや斜めひび割れは発生するものの、破壊形態は曲げ破壊となり、比較的大きな変形性能を有することが確認された。

参考文献

- 1) 伊東典紀、桑木野耕介、大郷貴之、丸鋼を用いたRC柱の地震時破壊形態、SED、No.47 (2016.5)、pp.120-127。
- 2) 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 (1986.8)、pp.167-176。
- 3) 石橋忠良、松田好史、斉藤啓一、少数本のくい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 (1983.9)、pp.197-204。
- 4) 国土交通省鉄道局監修、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) (2004.4)、丸善。