# 論文 RC 橋脚の履歴特性に及ぼす鉄筋とコンクリートの付着性状の影響

山本 翔吾\*1·木下 幸治\*2

要旨:平成28年熊本地震のように複数回の本震クラスが発生するような巨大地震動に対しても耐えうる高耐 震性能橋脚の開発が今後必要であり、塑性ヒンジ部の損傷軽減のための付着のない RC 部材の挙動に関する 研究成果は蓄積されつつあるが、RC 橋脚の履歴特性に及ぼす鉄筋とコンクリートの付着性状の影響について の研究は少ない。本研究では、丸鋼を用いた 1/5 縮小 RC 橋脚試験体の正負交番載荷実験により、既往の異形 鉄筋を用いた試験体の履歴特性を比較した。その結果、付着性状が良好でない場合、軸方向鉄筋とコンクリ ートの付着されにより急激な耐力低下を示し、丸鋼試験体は異形試験体より大きな変形能を有した。 キーワード:丸鋼橋脚、正負交番載荷、付着性状

# 1. はじめに

平成28年4月に発生した熊本地震のような複数回の 本震クラスが発生するような巨大地震動に対しても耐え うる高耐震性能橋脚の開発が今後必要であると考えられ る。大地震後も継続使用でき、その後の補修も少なくて 済む,いわゆる、ダメージフリー橋脚 いの実現には、塑 性ヒンジ部のかぶりコンクリートの損傷を抑制し、軸方 向鉄筋の座屈強度向上が重要である。このような観点よ り、塑性ヒンジ部の損傷抑制を目的として、丸鋼鉄筋や アンボンド鉄筋採用の優位性が報告されている 1),2),3),4)。 丸鋼やアンボンド鉄筋が用いられた橋脚のその他の既往 の研究には昭和 40 年代までに建設された橋脚には丸鋼 鉄筋が用いられた実績があったことから、丸鋼鉄筋が用 いられた既設 RC 橋脚の履歴特性や付着のない RC 部材 の挙動に関する研究成果として蓄積されている 5),6),7)。し かし、それらの研究では現行の1%程度以上の軸方向鉄 筋比を有する橋脚の検討はほとんどない。

著者らは、これまでに RC 橋脚の寸法効果に関する研 究において実大 RC 橋脚<sup>8)</sup>と使用材料の相似則に着目し て製作した縮小模型試験体との実験<sup>9,10)</sup>、並びに解析的 検討<sup>11),12)</sup>を行ってきている。**表-1**に既往研究<sup>10)</sup>で製作 した 1/5 縮小試験体を示す。らせん状の節を有する D6 鉄 筋を用いた試験体 (D6 試験体)と節が鉄筋軸直行方向に 再現された D10 と D13 鉄筋を用いた試験体 (D10, D13 試験体)の履歴特性に差異が生じた。節形状が異なるこ とで使用した軸方向鉄筋とコンクリート間の付着性状に 差異が生じ履歴特性、並びにかぶりコンクリートの損傷 に影響を与えることなどを明らかとしてきている。

本研究では, RC 橋脚の軸方向鉄筋とコンクリート間 の付着性状が履歴特性,並びに損傷に及ぼす影響を明ら かにするため,著者らの既往研究 9,10,11)と同サイズであ り,丸鋼を用いた 1/5 縮小試験体の正負交番載荷実験を 実施し,丸鋼橋脚の履歴特性と損傷状況の把握,並びに 既往の異形鉄筋を用いた試験体<sup>10)</sup>との比較をした。

#### 2. 丸鋼橋脚試験体

表-1 と図-1 に本研究で製作した試験体の一覧と試 験体の寸法と形状を示す。1/5 縮小試験体は円形断面で あり,実大 RC 橋脚<sup>8</sup>の長さの相似則に従い,直径 400 mm,高さ1350 mm とした。軸方向鉄筋径は既往研究<sup>10)</sup>の 異形鉄筋を用いた試験体と比較するために  $\varphi$ 6,  $\varphi$ 9,  $\varphi$ 13 とした。 $\varphi$ 10 の丸鋼鉄筋は入手困難であったために, $\varphi$ 9 を用い,使用本数を調整した。 $\varphi$ 6 試験体は相似則に従う  $\varphi$ 6 丸鋼鉄筋を 42 本,  $\varphi$ 9 試験体は太径の  $\varphi$ 9 丸鋼鉄筋を 18 本,  $\varphi$ 13 試験体は太径の  $\varphi$ 13 丸鋼鉄筋を 10 本とし,



#### 表-1 試験体一覧

<sup>\*1</sup> 岐阜大学大学院 工学研究科生産開発システム工学専攻 博士課程 (学生会員) \*2 岐阜大学 工学部社会基盤工学科准教授 工博 (正会員)

各試験体の鉄筋比を1%に合わせた。太径の丸鋼鉄筋を 用いたことでφ6,φ9,φ13試験体の軸方向鉄筋間隔はそ れぞれ27mm,64mm,114mmとした。また,軸方向鉄 筋はフーチング上面から390mm(軸方向鉄筋径の30倍) の深さまで真っ直ぐに伸ばし,その端部を90度フック

(フック長 150 mm) により定着させた。帯鉄筋は φ3.2 の鉄線を巻き、帯鉄筋間隔は実大 RC 橋脚 8)の長さの相 似則に従い,65mmとした。帯鉄筋の定着長は帯鉄筋径 の 20 倍とし, 70 mm とした。フーチングは載荷方向に 1000 mm, 載荷直角方向に 600 mm, 高さは 400 mm とし た。表-2 に試験体に用いた丸鋼鉄筋とコンクリートの 材料特性を示す。φ6 丸鋼鉄筋の降伏強度と引張強度は 206 N/mm<sup>2</sup> と 355 N/mm<sup>2</sup>, φ9 丸鋼鉄筋の降伏強度と引張 強度は 339 N/mm<sup>2</sup> と 455 N/mm<sup>2</sup>, φ13 丸鋼鉄筋の降伏強 度と引張強度は 320 N/mm<sup>2</sup> と 463 N/mm<sup>2</sup> である。 φ9 と φ13 の規格は SR295 であるのに対して, SR295 の φ6 は 入手困難であり、SS400相当であったため、φ6の降伏強 度と引張強度は φ9 と φ13 より小さい結果となった。コ ンクリートは粗骨材最大寸法 15 mm とし, φ6 と φ9 試験 体の圧縮強度は 34.9 N/mm<sup>2</sup>、 φ13 試験体の圧縮強度は 36.7 N/mm<sup>2</sup>である。

# 3. 正負交番載荷試験

図-2 に載荷システムを示す。2 本の油圧ジャッキに よりそれぞれ水平力、軸力を載荷した。載荷した軸力は 実大 RC 橋脚<sup>8)</sup>に載荷された軸力(1565 kN)から力の相 似則に従い, 60 kN (0.5 MPa) とした。軸力ジャッキは リニアスライダーにより,載荷中の水平移動を可能とし た。油圧ジャッキと丸鋼橋脚試験体は橋脚天端の上部に 設けたコンクリートブロックにより接続した。正負交番 載荷は引張最外縁の軸方向鉄筋が降伏に到達するまでは 荷重制御により載荷し、降伏以降では、引張最外縁の軸 方向鉄筋が降伏した時の橋脚天端 (図-2) での水平変位 を降伏変位( $\delta_y$ )とし、 $\pm 1.0 \delta_y$ から $\pm 0.5 \delta_y$ ずつ漸増させ 各1サイクルずつ変位制御により載荷した。なお、載荷 実験で使用する水平変位は橋脚天端で計測した値とした。 本研究では、塑性ヒンジ区間外に貼付したひずみゲージ の計測結果により引張最外縁の軸方向鉄筋の降伏を判断 した。図-3 に橋脚基部のひずみ外挿模式図を示す。ει, ε2, ε3 は塑性ヒンジ区間外に貼付したひずみゲージの計 測値であり、 ε0 は ε1, ε2, ε3 により外挿される橋脚基部の ひずみ値である。図-4 に φ13 試験体の橋脚基部のひず み外挿結果とファイバー要素解析 11)により算出した橋 脚ひずみの結果を示す。試験開始後、引張最外縁の軸方 向鉄筋が降伏するまで荷重制御により載荷し、+26kN時 に外挿される橋脚基部のひずみが φ13の降伏ひずみであ る 1550 μ に到達し, 引張最外縁の軸方向鉄筋の降伏と判

断した。φ6, φ9 試験体についても同様に,引張最外縁の 軸方向鉄筋の降伏を判断し, δ,を決定した。

#### 4. 載荷試験結果

# 4.1 履歴曲線

図-5に φ6, φ9, φ13 試験体の履歴曲線を示す。φ6 試

表-2 材料特性

試験体	鉄筋	強度	コンクリート強度		
	降伏強度	引張強度	圧縮強度	引張強度	
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
φ6	206	355	34.9	2.9	
φ9	339	455	34.9	2.9	
φ13	320	463	36.7	2.8	



### 図-2 載荷システム





験体 ( $\delta_{j}$ =4.33 mm,  $P_{j}$ =29.8 kN) では,曲げによる水平ひ び割れの発生と水平ひび割れの進展を伴い,4.5  $\delta_{j}$ 時 ( $\delta$ =19.5 mm) に最大荷重 37.3 kN となった。最大荷重以 降,7.0  $\delta_{j}$ 時 ( $\delta$ =30.3 mm) に負側の荷重は徐々に低 下し始めた。9.0  $\delta_{j}$ 時 ( $\delta$ =39.0 mm) までは最大荷重程度 の荷重を維持していたが,9.0  $\delta_{j}$ 時に正側の橋脚基部の広 い範囲でかぶりコンクリートが剥離し,9.0  $\delta_{j}$ 以降,載荷 変位の増加に伴い,正側も荷重低下し,軸方向鉄筋の座 屈を確認した。±14.0  $\delta_{j}$ 時 ( $\delta$ =60.6 mm) に最大荷重の 65 % 程度の耐力低下を確認し,載荷を終了した (**図**-5 (a))。

 $\varphi 9$  試験体 ( $\delta_y$ =4.99 mm,  $P_y$ =27.3 kN) では、曲げによる水平ひび割れの発生と水平ひび割れの進展を伴い、-3.0  $\delta_y$ 時( $\delta$ =-15.0 mm) に最大荷重44.8 kN となった。最 大荷重以降、-5.5  $\delta_y$ 時( $\delta$ =-27.4mm) に負側の橋脚基部の 狭い範囲でかぶりコンクリートが剥離し、7.0  $\delta_y$ 時

( $\delta$ =34.9 mm) にかけて荷重低下が生じた。7.5  $\delta_{y}$ 時 ( $\delta$ =37.4 mm) に正側のかぶりコンクリートは剥離した。 7.0  $\delta_{y}$ 以降, 13.0  $\delta_{y}$ 時( $\delta$ =64.9 mm) まで荷重は低下せず に維持していた。13.0  $\delta_{y}$ 以降, 載荷変位の増加に伴い, かぶりコンクリートの剥離範囲が広がり,荷重低下し, 軸方向鉄筋の座屈を確認した。±20.0  $\delta_{y}$ 時( $\delta$ =99.8 mm) に最大荷重の 60%程度の耐力低下を確認し,載荷を終了 した(**図**-5 (b))。

 $\varphi$ 13 試験体 ( $\delta_{p}$ =4.28 mm,  $P_{p}$ =26.0 kN) では、曲げによ る水平ひび割れの発生と水平ひび割れの進展を伴い、-3.0  $\delta_{p}$ 時 ( $\delta$ =-12.8 mm) に最大荷重44.8 kN となった。最 大荷重以降、 $\varphi$ 9 試験体と同様に7.0  $\delta_{p}$ 時( $\delta$ =30.0 mm) に かけて荷重低下が生じた。7.0  $\delta_{p}$ 以降、 $\varphi$ 9 試験体は荷重 低下せず維持していたが、 $\varphi$ 13 試験体は14.0  $\delta_{p}$ 時( $\delta$ =60.0 mm) まで荷重は維持せずに増加した。-14.5  $\delta_{p}$ 時( $\delta$ =62.0 mm) に負側のかぶりコンクリートが剥離し荷重低下し た。一方,正側では19.0  $\delta_{p}$ 時( $\delta$ =81.3 mm) まで荷重増 加を確認した。載荷変位の増加に伴い、かぶりコンクリ ートの剥離範囲が広がり、荷重低下し、軸方向鉄筋の座 屈を確認した。-20.0  $\delta_{p}$ 時( $\delta$ =85.6 mm) に最大荷重の60% 程度の耐力低下を確認し、載荷を終了した(**図**-5(c))。 4.2 包絡線比較



図-6 に φ6, φ9, φ13 試験体の履歴曲線の包絡線の比 較を示す。φ6, φ9, φ13 試験体の剛性に差異は見られな いが、包絡線の形状に差異が見られた。φ6 試験体の包絡 線は試験体の降伏以降に最大荷重まで荷重上昇し、最大 荷重程度の荷重を水平変位 40 mm 付近まで維持し, 徐々 に荷重低下した。一方, φ9 と φ13 試験体の包絡線の形状 はほぼ一致しており、試験体の降伏以降に φ6 試験体に 見られた荷重上昇は見られず,試験体の最大荷重の70% 程度まで荷重低下した。荷重低下後の φ9 試験体は, 最大 荷重の 70%程度の荷重を水平変位 70 mm 付近まで維持 し、徐々に荷重低下した。荷重低下後の q13 試験体は、 試験体の最大荷重の80%程度まで再度荷重上昇し、かぶ りコンクリートの剥離、軸方向鉄筋の座屈に伴い、荷重 低下した。履歴曲線の包絡線の比較から、太径の丸鋼鉄 筋を用いた φ9 と φ13 試験体では試験体の降伏以降に急 激な荷重低下が生じたが φ6 試験体よりも大きな変形能 を有することが示された。太径の丸鋼鉄筋を用いた φ9 と φ13 試験体で見られた急激な荷重低下の要因について軸 方向鉄筋のひずみ値から考察した。図-7 に φ9, φ13 試 験体の包絡線と引張最外縁の軸方向鉄筋のひずみの計測 結果の比較を示す。使用したひずみの計測結果は橋脚基 部に近い ε3 とし、負側の最外縁の軸方向鉄筋のひずみと した。なお、載荷中のひずみゲージの断線のため、ひず み計測結果は水平変位 40 mm 付近までを示した。φ9, φ13 試験体の履歴曲線の荷重低下と引張側最外縁の軸方 向鉄筋の引張ひずみの低下は同時期であり、引張側最外 縁の軸方向鉄筋は引張降伏以降では引張応力は減少傾向 にある。一方, φ6 試験体の引張最外縁の軸方向鉄筋の引



図-7 包絡線と軸方向鉄筋のひずみの比較

表-3 丸鋼鉄筋の付着面積

丸鋼鉄筋	径 (mm)	周長 (mm)	本数(本)	本数×周長(mm)	橋脚高さ (mm)	表面積 (mm <sup>2</sup> )
φ6	5.7	17.9	42	752.1	1750	1316170
φ9	8.9	28.0	18	503.3	1750	880746
φ13	12.9	40.5	10	405.3	1750	709215

張ひずみの低下は見られず、載荷変位の増大に伴い、引 張ひずみは増大した。ゆえに、φ9、φ13 試験体の荷重低 下は軸方向鉄筋の引張ひずみが減少したことに起因した。 この軸方向鉄筋の引張ひずみの減少は、丸鋼鉄筋とコン クリート間の摩擦抵抗作用による付着が弱まり、丸鋼鉄 筋とコンクリートのずれ、すなわち、付着きれにより生 じたと推察される。φ9,φ13 試験体は引張ひずみが低下 し、 φ6 試験体は引張ひずみが増加したのは、各試験体に おいて付着きれの範囲,及び,付着面積に差異が生じた といえる。φ9, φ13 試験体の付着きれの範囲は、ひずみ ゲージの貼付高さにおいて軸方向鉄筋の引張ひずみは低 下したことから, 橋脚基部からひずみゲージの貼付高さ 以上である。一方, φ6 試験体の付着きれの範囲は, ひず みゲージの貼付高さにおいて軸方向鉄筋の引張ひずみは 低下していないため, 橋脚基部からひずみゲージ張付高 さ以内である。表-3 に各試験体の丸鋼鉄筋の付着面積 の算出結果を示す。付着面積は、丸鋼鉄筋の周長の合計 と橋脚高さにより算出した。その結果, φ6 試験体の付着 面積は, φ9, φ13 試験体と比較して 1.8 倍程度となった。 従って,各試験体の付着面積の差異が付着きれの範囲, 並びに,履歴曲線の荷重低下に影響を及ぼしたといえる。 付着きれが生じ、軸方向鉄筋の引張ひずみが低下した後 も、軸方向鉄筋の引張ひずみが減少傾向にあるのは、最 外縁の隣の鉄筋が水平変位の増加に伴い、引張応力を伝 達したためである (図-7 (b))。

#### 4.3 損傷状況

図-8に φ6, φ9, φ13 試験体の載荷終了時の損傷状況 を示す。φ6 試験体はコアコンクリートまで損傷が進展し ており,正負側ともかぶりコンクリートの剥離,軸方向 鉄筋の座屈は確認された。かぶりコンクリートの剥離範



(a) φ6 試験体正側

(b) φ6 試験体負側



(c) φ9 試験体正側

(d) φ9 試験体負側



(e) φ13 試験体正側
 (f) φ13 試験体側負側
 図-8 載荷終了時の損傷状況





囲はフーチング表面から帯鉄筋1段目の高さまでで橋脚 を1周する範囲であった(図-8(a),(b))。φ9試験体 はコアコンクリートの損傷は見られず,正負側ともにか ぶりコンクリートは剥離したが正側のみ軸方向鉄筋の座 屈を確認した。かぶりコンクリートの剥離範囲は正側で はフーチング表面から帯鉄筋2段目の高さまで幅は120 mm 程度であった。負側では橋脚基部の狭い範囲であっ た(図-8(c),(d))。φ13試験体はコアコンクリートの 損傷は見られず,正負側ともにかぶりコンクリートは剥 離したが負側のみ軸方向鉄筋の座屈を確認した。かぶり コンクリートの剥離範囲は正側ではフーチング表面から 帯鉄筋2段目の高さまでで軸方向鉄筋周りの範囲で剥離 した。負側では橋脚基部の狭い範囲であった(図-8(e),

(f))。軸方向鉄筋の座屈波形はどの試験体でも両端が完 全固定であり,座屈の腹は帯鉄筋0段目と1段目の中央 に位置した。各試験体の最大のはらみ出し量は φ6, φ9, φ13 試験体それぞれ 25 mm, 15 mm, 19 mm であった。

# 4.3 丸鋼鉄筋の伸び出し量

図-9に φ6, φ9, φ13 試験体の伸び出し量を示す。伸び出し量は正負側の橋脚基部のフーチング表面から高さ20 mm の位置で計測した。伸び出し量は水平変位の増加とともに単調増加しており,増加の程度も各試験体同様であった。また,鉄筋の伸び出し量が水平変位に対して線形関係にあると仮定すると,最大変位時の鉄筋の伸び出し量による水平変位は全変位の8割程度となった。すなわち,フーチングと橋脚基部の界面での局所的なひび割れの開閉により,橋脚天端の水平変位は橋脚基部の回転による変位が支配的であるといえる。

# 5. 鉄筋とコンクリートの付着性状

ここでは、軸方向鉄筋とコンクリートを完全付着と仮 定したファイバー要素解析により、各丸鋼試験体の付着 性状を明らかにした。また、φ13 と D13 試験体<sup>100</sup>の比較 より、付着性状が履歴曲線に及ぼす影響を検討した。使 用したファイバー要素解析モデル<sup>11),12)</sup>は橋脚基部から 橋脚高さ 400 mm の塑性ヒンジ区間にファイバー要素, 塑性ヒンジ区間外に線形梁要素を用いた。ファイバー断



図-11 φ13 と D13 試験体の実験と解析の剛性比較





(b) φ13 試験体
 (c) D13 試験体
 図-12 φ13 と D13 試験体の比較

面の要素分割数は 50 分割とし、コアコンクリート及び かぶりコンクリートの応力-ひずみ関係はHoshikumaら の提案式<sup>13)</sup>を用いた。本解析は試験体の初期剛性の再現 性は低いが最大荷重は概ね再現可能である<sup>11),12)</sup>。図-10 に φ6, φ9, φ13 試験体の実験と解析結果の比較を示す。 φ6 試験体の実験値の最大荷重は解析値より1割から1.5 割小さい(図-10 (a))。φ9 試験体の実験値の最大荷重 は解析値より正側で2割,負側で1割小さい(図-10 (b))。φ13 試験体の実験値の最大荷重は解析値より正側 で2.5割,負側で2割小さい(図-10 (c))。従って,φ6

試験体が φ9, φ13 試験体よりも解析結果に近いため,付 着性状が良好であることが解析からもいえた。また、丸 鋼鉄筋が太径になるほど、付着性状は良好でない傾向を 示した。図-11 に φ13 と D13 試験体<sup>10)</sup>の実験と解析結 果の±3 δyまでの比較を示す。φ13 と D13 試験体の剛性 の解析値は同程度であった。φ13 試験体の剛性の実験値 は付着性状が良好でないため、載荷初期段階から解析値 よりも小さい。一方, D13 試験体の剛性の実験値は, 鉄 筋節を有しているため、φ13 試験体より付着性状は良好 であり、解析値に近づいた。ゆえに、丸鋼と異形による 付着性状の差異は、試験体の剛性に影響を及ぼした。図 -12 に φ13 と D13 試験体<sup>10)</sup>の履歴曲線と損傷状況の比 較を示す。D13 試験体は φ13 試験体の丸鋼を D13 異形鉄 筋とした試験体である。両試験体の最大水平変位の差異 は載荷終了時が異なるためである。D13 試験体は φ13 試 験体よりも剛性,最大荷重は高く,水平変位10mmから 30 mm 付近まで最大耐力を維持している。一方, φ13 試 験体は水平変位 20 mm 付近から耐力低下しており,履歴 の形状はスリップ型を示している。これは付着きれによ り、軸方向鉄筋がコンクリート中を滑ることに起因して いる。図-12(b), (c) は両試験体の載荷終了時の損傷 状況を示す。φ13 試験体は D13 試験体よりかぶりコンク リートの剥離範囲は狭く、軸方向鉄筋の座屈長は短い。 これは丸鋼使用により,塑性ヒンジ部の損傷が軽減され, かぶりコンクリートの拘束効果が高くなるためである。

## 6. まとめ

- φ9, φ13 試験体の急激な荷重低下は両試験体の丸鋼と コンクリートの付着面積が φ6 試験体と比較して小さ く,付着きれが広範囲に生じたためである。
- 2. ファイバー要素解析により φ6 試験体の付着性状は φ9, φ13 試験体よりも良好であった。また,使用する丸鋼 が太径になるほど付着性状は良好でない傾向を示した。
- 3. 丸鋼鉄筋使用の φ13 試験体と異形鉄筋使用の D13 試 験体の比較より,異形鉄筋の使用は付着性状が良好で あり,耐力,履歴吸収エネルギーは大きい。一方,丸 鋼鉄筋の使用は鉄筋径と本数により付着面積が変化す るため,急激な耐力低下の可能性を示したが,付着が 良好でないため,塑性ヒンジ部の損傷が軽減され,変 形性能が向上することが示された。

# 参考文献

- 川島一彦,細入圭介,庄司学,堺淳一:塑性ヒンジ 区間で主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート 橋脚の履歴特性,土木学会論文集,土木学会,No.689, I-57, pp.45-64, 2001.10
- 2) 睦好宏司, 牧剛史, Govinda, R. P., 杉田清隆: 鉄筋

の付着を制御することによる RC 柱部材の耐震性状 改善に関する研究, 土木学会論文集, 土木学会, No.802, V-69, pp.155-169, 2005.11

- 西城能利雄,佐藤孝司,西弘明:丸鋼鉄筋が用いら れた RC 橋脚のアンボンド補強鉄筋による耐震補強 設計法の検討,構造工学論文集,土木学会, Vol.62A, pp.328-340, 2016.3
- 市川翔太,張鋭,佐々木智大,川島一彦, Mohamed, E.G.,松崎裕,山野辺慎一:UFC セグメントを用い た橋脚の耐震性,土木学会論文集 A1,土木学会, Vol.68, No.4, I\_533-I\_542, 2012
- 5) 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, 土木学会, Vol.58A, pp.333-342, 2012.3
- 6) 伊木勇人,松井剛,家形徹,荒木秀夫:丸鋼を用いた低強度コンクリート柱の耐震性能評価,コンクリートエ学年次論文集,日本コンクリート工学会, Vol.32, No.2, pp.889-894, 2010
- 7) 澤松俊寿,岡田慎哉,角間恒,西弘明:軸方向鉄筋 比の小さい鉄筋コンクリート橋脚の水平方向の抵 抗特性に関する実験的検討,構造工学論文集,土木 学会, Vol.60A, pp.144-154, 2014.3
- 岩田秀治,関雅樹,上月隆史,阿知波秀彦:載荷実 験による RC 円形橋脚の実大モデルと 1/2 縮小モデ ルの損傷度比較,第 66 回年次学術講演概要集,土木 学会,第1部門, pp.765-766, 2011
- 9) 山本翔吾, 杉森克成, 木下幸治, 内田裕市: 円形 RC 橋脚の曲げ復元力特性における寸法効果の実験的 検討, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリ ート工学会, Vol.37, No.2, pp.655-660, 2015.7
- 山本翔吾,木下幸治:円形 RC 橋脚縮小試験体の寸 法効果の実験的検討,コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.39, No.2, pp.667-672, 2017.7
- 11) 木下幸治、山本翔吾: RC 橋脚縮小試験体の履歴特性 に及ぼす軸方向鉄筋寸法の影響、コンクリート工学 年次論文集、日本コンクリート工学会、Vol.39, No.2, pp.673-678, 2017.7
- Kinoshita, K. and Yamamoto, S.: Analyses of RC columns in a variety of sizes, Procedia Engineering, Vol.125C, pp.1114-1120, 2015
- Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.
  W.: Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, J. struct. Enginnering, ASCE, Vol.123, No.5, pp.624-633, 1997.