

RC橋脚の曲げ塑性変形に及ぼす細径鉄筋のモデル化 の影響に関する研究

○大矢智之¹・太田啓介¹・佐々木智大²・松崎裕³・川島一彦⁴

¹学生会員 東京工業大学院 理工学研究科土木工学専攻（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

²正会員 博（工） 独立行政法人防災科学技術研究所特別研究員（〒673-0515 三木市志染町三津田字西亀屋1501-21）

³正会員 博（工） 東京工業大学助教 大学院理工学研究科土木工学専攻（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

⁴フェロー 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻（同上）

1. はじめに

従来、RC橋脚の破壊特性は実験施設の制約上、縮小模型を用いた載荷実験により検討されてきた。しかし、RC構造物は寸法効果の影響があると言われてきているが、地震時のRC橋脚の耐震性や破壊特性に関しては、実大橋脚に対する実験的データがほとんどなかったことから、寸法効果に関する研究は十分に実施されていない。このような状況の中で、2008年にE-ディフェンスを用いた実大橋脚模型（C1-5）に対する震動実験が実施された¹⁾ことから、これを6/35に縮小した橋脚模型（S-1）の載荷実験を行い、寸法効果に関する検討が行われた。その結果、実大橋脚模型は縮小模型に比べ、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊といった損傷の進展が激しく、曲げ耐力に関しても実大橋脚模型は、縮小模型に比べて6~18%程度大きいことを示した²⁾。しかし、この検討ではS-1に用いた細径鉄筋の断面を、呼び径を鉄筋径とみなし、この径を有する円形断面としてモデル化したため、鉄筋の断面積を過少評価しているのではないかとこの疑問が残った。

本研究では、細径鉄筋の断面積をより正確に評価するため、鉄筋の強度に最も寄与すると考えられる最小断面積を鉄筋の断面積として評価することとした。これに基づき再度縮小模型を製作し、応答載荷実験を行いC1-5加震実験との比較からRC橋脚の曲げ塑性変形に及ぼす細径鉄筋のモデル化の影響を検討した。

2. C1-5橋脚実験の概要

C1-5 橋脚は、2002 年の耐震基準に基づいて設計された高さ 7.5m、直径 2m の円形断面橋脚である（写真-1）。図-1 に示すように、橋脚には内側に 36 本、外側に 36 本、計 72 本の 35mm 異形鉄筋（D35）が軸方向鉄筋として配置されている。降伏強度および引張強度はそれぞれ 365MPa、562MPa である。また、帯鉄筋としては、22mm 異形鉄筋（D22）が用いられており、内側および外側軸方向鉄筋を取り囲むように、それぞれ 300mm、150mm

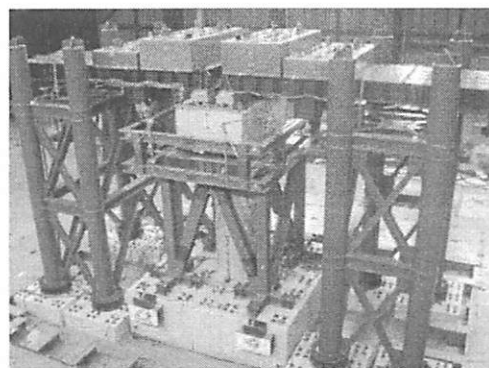


写真-1 C1-5 橋脚加震実験

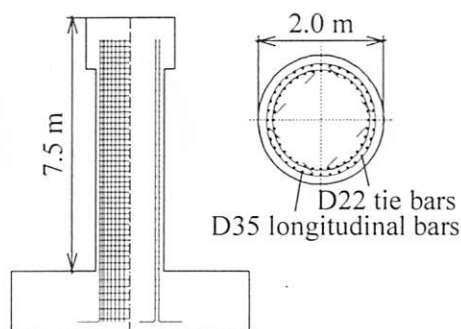


図-1 C1-5 橋脚

間隔で配筋されている。降伏強度および引張強度はそれぞれ 382MPa, 555MPa である。なお、コンクリートには最大粗骨材寸法が 20mm の普通ポルトランドセメントを用いられており、圧縮強度および弾性係数はそれぞれ 32.2MPa, 27.6GPa である。なお、材料物性については表-1 に示す通りである。

C1-5実験では、上部構造重量及び入力地震動の大きさを变化させて計5回の加震が行われている。入力地震動としては、1995年の兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された加速度記録を地盤と構造物の動的相互作用を見込んで20%縮小させた地震動を使用している。これを以下100%入力地震動と呼ぶ。1回目及び2回目の加震では、上部構造重量を307tとして、100%入力地震動をC1-5橋脚に作用させている。3回目の加震では上部構造重量を21%増加させ

372tとし、100%入力地震動による加震を、また、4回目及び5回目の加震ではさらに入力地震動強度を25%増加させた状態で125%入力地震動を作用させた。加震条件を表-2に示す。この実験で得られた橋脚基部の曲げモーメント～橋脚上端の水平変位の履歴を図-2に示す。

3. 細径鉄筋のモデル化

図-3にC1-5橋脚で軸方向鉄筋として使用されたD35と本研究で扱う縮小模型に用いるD6の形状を示す。いずれの鉄筋もコンクリートとの付着力を高めるために表面に凹凸状の突起が設けられているが、形状は異なっている。図-3 (a)に示すように、D35は軸方向に2本のリブがあり、その直角方向に互い違いに節が設けられている。一方、図-3 (b)に示すようにD6はD35とは形状が異なり、短い彫りが螺旋状に設けられている。鉄筋の強度に直接寄与するのは鉄筋の最小断面であることから、最小断面積を評価して、これに基づいて鉄筋をモデル化することとし、鉄筋の最小断面積を以下の手順により算出した。

D35では図-3 (a)に示す最小断面における最大径を D_{max} 、最小径を D_{min} 、節の幅を d_{rw} としてこれらの計測値に基づいて次式により最小断面積 A_{min} を算出する。

$$A_{min} = \frac{D_{min}^2 \cdot \pi}{4} + (D_{max} - D_{min}) \cdot d_{rw} \quad (1)$$

この結果、D35の最小断面積は901.4mm²と評価された。

一方、D6は図-3 (b)に示す最小断面における最大径を D_{max} 、最小径を D_{min} 、また彫りの幅を d_w 、彫りの角度を θ として、これらの計測値に基づいて次式により最小断面積 A_{min} を算出した。

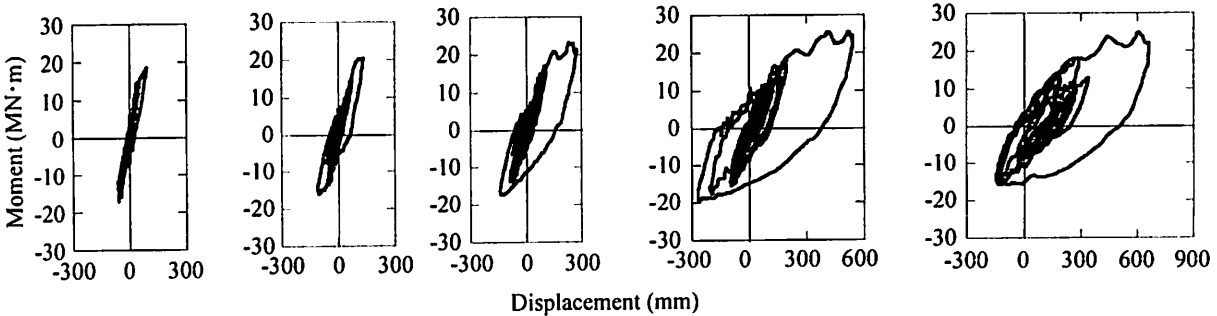
$$A_{min} = \frac{D_{max}^2 \cdot \pi}{4} - (D_{max} - D_{min}) \cdot \frac{d_w}{\sin \theta} \quad (2)$$

表-1 各橋脚の材料物性

材料特性		実大橋脚	縮小模型
		C1-5	S-2 S-3
軸方向鉄筋	規格	D35	D6
	ヤング率	189 GPa	197.9 GPa
	降伏強度	364 MPa	393.1 MPa
	引張強度	562 MPa	570.5 MPa
帯鉄筋	規格	D22	D4
	ヤング率	186 GPa	214.1 GPa
	降伏強度	382 MPa	411.4 MPa
	引張強度	555 MPa	597.0 MPa
コンクリート	粗骨材最大寸法	20 mm	5 mm
	ヤング率	27.6 GPa	35.5 GPa
	圧縮強度	32.2 MPa	26.3 MPa

表-2 C1-5 実験加震条件

加震	上部構造重量	地震動の強度
1回目	307 t	100 %
2回目	(100 %)	
3回目	372 t	
4回目	(121 %)	125 %
5回目		



(a) 1回目加震 (b) 2回目加震 (c) 3回目加震 (d) 4回目加震 (e) 5回目加震

図-2 曲げモーメント～水平変位履歴曲線 (C1-5)

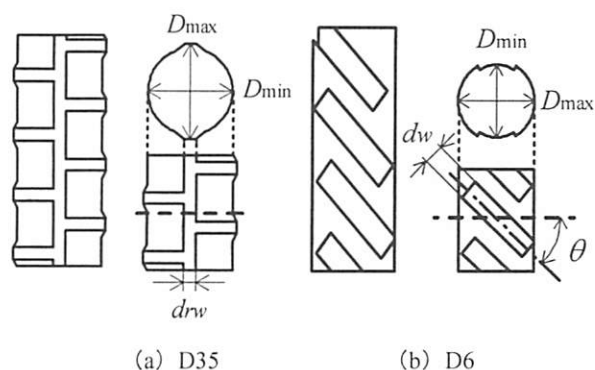


図-3 異形鉄筋の形状および最小断面積

表-3 各鉄筋の測定値および最小断面積

(a) D4 および D6

鉄筋	$D_{\max}$ (mm)	$D_{\min}$ (mm)	d_w (mm)	θ ($^{\circ}$)	$A_{\min}$ (mm^2)
D4	4.12	3.67	1.80	43.03	12.06
D6	6.55	5.72	1.85	43.28	31.20

(b) D22 および D35

鉄筋	$D_{\max}$ (mm)	$D_{\min}$ (mm)	d_{rw} (mm)	$A_{\min}$ (mm^2)
D22	23.55	20.76	1.44	345.7
D35	37.10	33.58	4.66	901.4

この結果、D6の最小断面積は 31.20mm^2 となる。なお、帯鉄筋として用いた異形鉄筋D22およびD4も形状はそれぞれD35とD6と同じであるため、式(1)、(2)により、最小断面積を求めると、それぞれ 345.7mm^2 、 12.06mm^2 となる。各鉄筋の測定値および最小断面積を表-3に示す。

4. 縮小模型実験

(1) 縮小模型

実験に用いた縮小模型を図-4に示す。模型の寸法はS-1と同様であり、高さ1.37m、直径0.35mで相似比は6/35となっている。これは軸方向鉄筋がD35に対しD6を用いたことにより定められた。縮小模型は、本研究の目的である、鉄筋のモデル化の影響による破壊特性の違いを検討するために2体製作した。そのうちの1体の供試体(S-2)ではS-1と同様に鉄筋の呼び径をそのまま直径と見なして、円形断面として、鉄筋の断面積を求めている。C1-5と同様に72本のD6を軸方向鉄筋として配筋した。また帯鉄筋としてはD4を高さ方向に28mm間隔で配置した。一方、もう1体の供試体(S-3)では寸法比は5/36のままとし、鉄筋の断面を3章で示した最小断面で評価し、鉄筋比がC1-5と等しくなるように設計した。その結

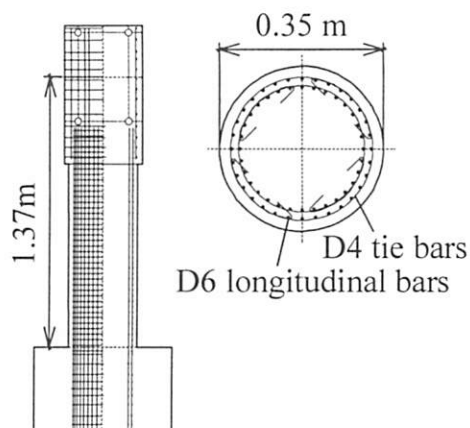


図-4 縮小模型 (S-3)

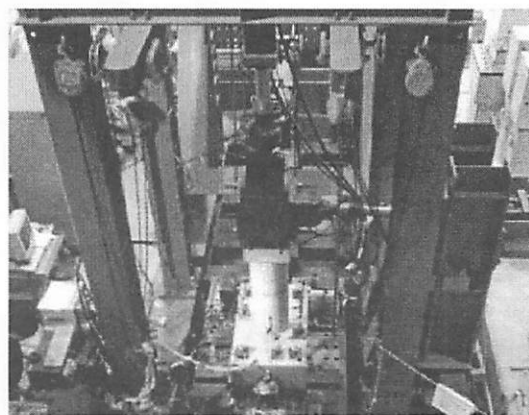


写真-2 縮小模型実験 (東工大)

果、軸方向鉄筋としてD6をS-2に比べ8本減らし、64本配置することにより、軸方向鉄筋比をC1-5の2.07%とほぼ同じの2.08%となった。帯鉄筋に関しては、D4を高さ方向にS-2に比較して、1mm広げ、29mm間隔で配置した。この結果、帯鉄筋比はC1-5の0.82%に対し、S-3では0.84%となった。また粗骨材の最大寸法については、6/35の相似比に正確に従うとすると3.4mmを用いるべきであるが、入手可能なコンクリートのうち、最もこれに近い最大寸法5mmの粗骨材を用いた。なお、本研究で用いた鉄筋およびコンクリートの材料物性を表-1に、各橋脚模型の緒元を表-4に示す。

(2) 載荷条件

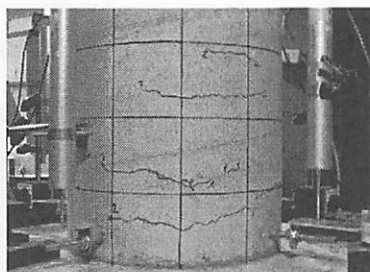
縮小模型の載荷実験は東京工業大学の耐震実験装置において行った(写真-2)。C1-5橋脚と同様の变形条件で実験を行うため、C1-5実験で計測された頭頂部の水平2成分の変位を6/35に縮小し、変位制御により入力した。鉛直方向荷重に関してはC1-5実験で計測された橋桁の鉛直方向荷重と橋脚の上下方向慣性力を $(6/35)^2$ に縮小した荷重を荷重制御で入力した。以下、これを応答載荷実験と呼ぶ。

表-4 各橋脚模型の緒元

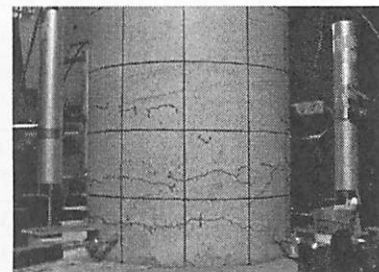
緒元		実大橋脚	縮小模型	
		C1-5	S-2	S-3
橋脚の直径		2.0 m	0.35 m	0.35 m
橋脚基部から載荷点までの高さ		8.0 m	1.37 m	1.37 m
鉄筋のモデル化		-	呼び径	最小断面
軸方向鉄筋	本数	72 本	72 本	64 本
	鉄筋比	2.07 %	2.34 %	2.08 %
帯鉄筋	間隔	150 mm	28 mm	29 mm
	鉄筋比	0.82 %	0.87 %	0.84 %
コンクリート	粗骨材最大寸法	20 mm	5 mm	5 mm



(a) C1-5



(b) S-2

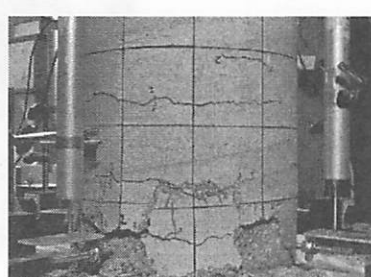


(c) S-3

写真-3 3回目加震後の損傷



(a) C1-5



(b) S-2

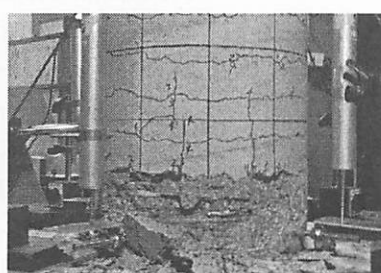


(c) S-3

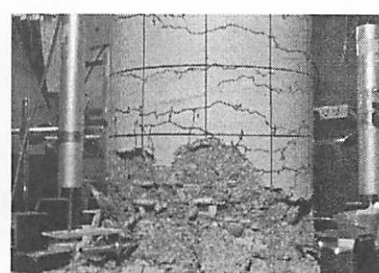
写真-4 4回目加震後の損傷



(a) C1-5



(b) S-2



(c) S-3

写真-5 5回目加震後の損傷

5. 縮小模型とC1-5橋脚の損傷の進展

(1) 損傷の比較

1回目の加震においては、C1-5では高さ200～3000mmの範囲で全周にわたり、曲げひび割れが発生したのに対し、S-2、S-3ではC1-5の高さに換算し

て高さ2000mmまでの範囲に曲げひび割れが数か所で発生した程度であった。2回目の加震では、C1-5のSW面の高さ500mm付近で10mm×20mmほどかぶりコンクリートが剥落したが、S-2、S-3では水平曲げひび割れが進展するにとどまり、かぶりコンクリートの剥離、剥落は生じなかった。3回目の加震で、

C1-5ではSW面の基部から高さ700mmまでかぶりコンクリートが剥落し、帯鉄筋が2本露出した（写真-3 (a)）。一方、縮小模型ではいずれも高さ900mmまでかぶりコンクリートの表面が所々剥離した程度であった（写真-3 (b), (c)）。4回目の加震において、C1-5ではSW面で高さ1800mmまでかぶりコンクリートが剥落し、帯鉄筋が11本露出し、軸方向鉄筋も高さ200～500mmで3本露出した（写真-4 (a)）。縮小模型ではいずれも高さ800mmまでかぶりコンクリートが剥落し、S-3では高さ400～600mmの範囲で帯鉄筋が2本露出した（写真-4 (b), (c)）。5回目の加震では、C1-5ではN面を除きほぼ全周で高さ200～500mm付近のコアコンクリートが圧壊し、軸方向鉄筋と帯鉄筋間から噴き出るように崩れ出た。SW面ではすべての軸方向鉄筋が露出し、座屈した（写真-5 (a)）。一方、S-2ではSW面でかぶりコンクリートの剥落が進展し、軸方向鉄筋が1本、帯鉄筋が4本露出し、軸方向鉄筋が座屈しているのが見られた（写真-5 (b)）。S-3ではかぶりコンクリートの剥落が進展したことに加え、コアコンクリートに小規模な圧壊が生じた。軸方向鉄筋が3本、帯鉄筋が4本露出し、軸方向鉄筋が座屈している様子が見られた（写真-5 (c)）。

以上のように、C1-5はS-2、S-3に比較し、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊といった損傷の進展が著しいことがわかる。また、S-2とS-3では大きな損傷の違いは見られないが、鉄筋の露出や、コアコンクリートの圧壊などの損傷が、S-2に比較し、S-3の方がやや激し

いことがわかる。

(2) 軸方向鉄筋のひずみの比較

図-5に各橋脚のSW面とNE面における橋脚基部から300mm高さの軸方向鉄筋のひずみを示す。1回目の加震においては、C1-5ではSW面で最大13,400 μ のひずみが生じたのに対し、S-2では1,700 μ 、S-3では1,900 μ と、いずれもC1-5の7分の1程度のひずみしか生じていない。また、NE面においても、C1-5では最大14,000 μ のひずみが生じたのに対し、S-2では2,800 μ 、S-3では1,350 μ にとどまった。同様に2回目、3回目の加震においてもC1-5ではS-2、S-3よりも大きなひずみが計測され、このことから同じ塑性変形の条件下でも、実大橋脚では縮小模型よりも軸方向鉄筋のひずみが大きくなることがわかる。なお、何故このような違いが生じるかが重要である。これには、事実このようなひずみ分布になるという考え方と、S-1、S-2では軸方向鉄筋のひずみの計測に問題があるという見方もできる。すなわち、S-1、S-2では鉄筋の両面にひずみゲージを貼付し、その平均から軸ひずみを求めている。しかし、C1-5では300mm間隔でひずみゲージが貼付されているのに対し、S-1、S-2ではこれを6/35にしているため、52mm間隔でひずみゲージを貼付した。このため、ひずみゲージの被覆長を考えると、塑性ヒンジ区間では軸方向鉄筋がほとんどアンボンドされた状態となっていることから、正しくひずみが計測できていないのではないかという見方もできる。

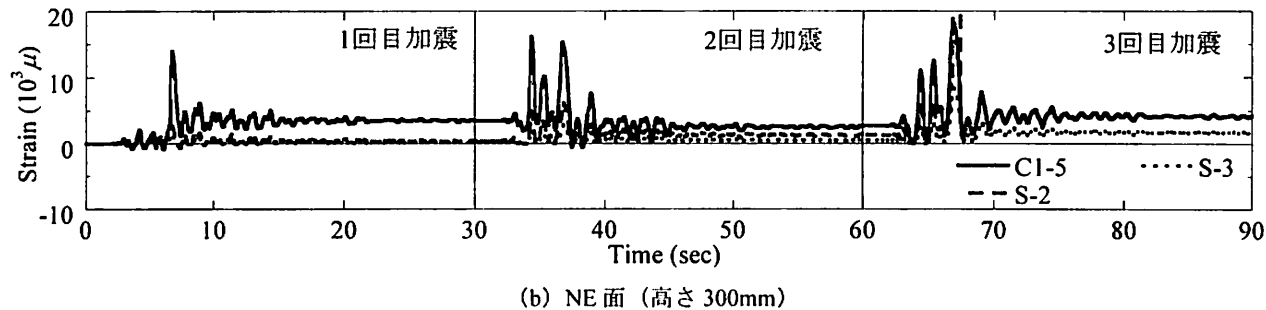
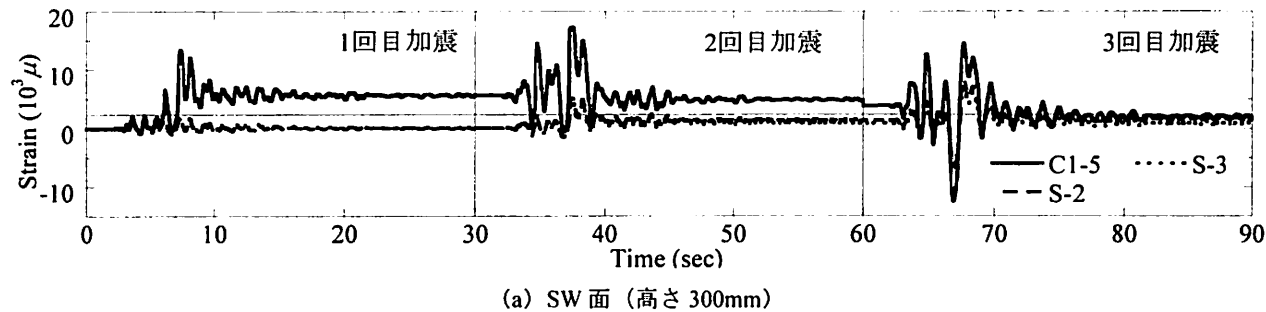
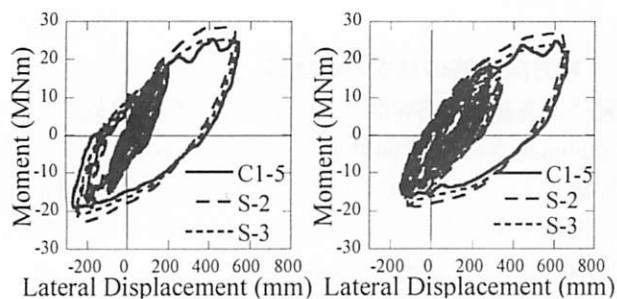


図-5 軸方向鉄筋のひずみ



(a) 4回目加震 (b) 5回目加震
図-6 曲げモーメント～水平変位履歴曲線

表-5 各加震毎の最大曲げモーメント (MNm)

加震	C1-5	S-2	S-3
1回目	18.62	20.90 (1.07)	18.63 (1.00)
2回目	20.37	23.68 (1.16)	21.50 (1.05)
3回目	23.14	28.15 (1.22)	25.08 (1.08)
4回目	25.54	28.44 (1.11)	25.32 (0.99)
5回目	24.86	26.87 (1.08)	24.00 (0.97)

表中の () 中には C1-5 との比率を表す。

(3) 耐力の比較

実験で得られた橋脚基部における曲げモーメント～水平変位の履歴のうち、4回目と5回目の加震の結果を図-6に示す。4回目の加震で、C1-5の最大曲げモーメントは25.54MNmであるのに対して、S-2ではC1-5換算で28.44MNmとC1-5に比較して、11%大きくなっている。一方、S-3では最大曲げモーメントは25.32MNmとC1-5に比較して1%小さい。また、5回目の加震では、C1-5の最大曲げモーメントが24.86MNmであるのに対して、S-2では26.87MNmと、C1-5に比較して8%大きいものに対して、S-3では24.00MNmと、C1-5に比較して3%小さくなっている。つまり、鉄筋の断面を最小断面を基準にしてモデル化したS-3は、C1-5と近い曲げ耐力を与えていることがわかる。各加震ごとの最大曲げモーメントの値を表-5に示す。

以上のことは、RC橋脚の曲げ耐力には、鉄筋の

分担が支配的であり、鉄筋が所定の位置に存在する限りは、鉄筋の引張抵抗を正しく表すようにモデル化しさえすれば、ある程度の精度で曲げ耐力を推定できることを示している。ただし、これは橋脚の損傷がまだ限られた状態にある段階の話であり、最終的に崩壊に近い状態になった場合の相似則については別途検討する必要がある。

6. 結論

本研究は実大橋脚模型 (C1-5) の加震実験に基づき、細径鉄筋のモデル化に重点を置き、縮小模型を2体を製作し、応答載荷実験に基づいて、RC橋脚の曲げ塑性変形及び曲げ耐力に及ぼす細径鉄筋のモデル化の影響に関する検討を行った。本研究で得られた結果は以下の通りである。

- 1) 縮小模型実験に際しては、実物及び模型鉄筋の最小断面積に基づいて、鉄筋比が等しくなるようにモデル化することにより、縮小模型から実大橋脚模型の曲げ耐力を正確に評価することができる。
- 2) しかしながら、縮小模型に比較して、実大橋脚模型の方がかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊といった損傷の進展は著しく、縮小模型では実大模型の損傷の進展を再現できない。

参考文献

- 1) 川島一彦, 佐々木智大, 右近大道, 梶原浩一, 運上茂樹, 堺淳一, 幸左賢二, 高橋良和, 矢部正明, 松崎裕: 現在の技術基準で設計したRC橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析, 土木学会論文集A, Vol.66 No.2, pp.324-343, 2010.
- 2) Ohta, K., Kawashima, K. and Sasaki, T.: Scale Effect on the Seismic Performance of RC Bridge Columns based on Full-Scale and Scaled Model Experiments, Proc. 13th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 1253-1260, Tsukuba Science City, Japan, 2010.