

曲げ破壊先行型RC橋脚の 損傷の進展に及ぼす寸法効果の影響

大矢智之¹・太田啓介²・松崎裕³・川島一彦⁴

¹学生会員 東京工業大学 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学生会員 東京工業大学 大学院理工学研究科土木工学専攻（現、東急建設株式会社）（同上）

³正会員 博（工）東京工業大学助教（現、東北大学助教 大学院理工学研究科土木工学専攻）（同上）

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、大断面を有するRC橋脚の耐震性能や破壊特性は、実験施設の制約から、縮小模型を用いた載荷実験により評価されてきているが、RC構造物の各種性能には寸法効果の影響があると言われてきている。これまでもRC橋脚の寸法効果について研究が行われてきているが¹⁾、実大橋脚に対する実験的データ、特に動的載荷状態でのRC橋脚の耐震性能や破壊特性に関しては使用可能な実験データがほとんどなかったことから、縮小模型実験により生じる寸法効果の影響に関する研究は十分には行われてきていない。しかし、近年、実大RC橋脚に対する震動台実験が可能となったことから、縮小模型を用いた実験結果との比較を含めて、RC橋脚のより詳細な耐震性能の検討が可能となりつつある。2008年には大型震動台施設E-ディフェンスを用いて、現在の設計基準に基づいて設計された直径2m、高さ7.5mの円形断面を有する実大RC橋脚模型に対する震動台実験が行われた（以下、C1-5実験と呼ぶ）²⁾。この実験ではコアコンクリートが圧壊に至る段階で、写真-1に示すように、コアコンクリートが砂状に圧壊し、加震に伴い鉄筋カゴから激しく噴出する様子が見られた。このような現象は、これまで行われてきた静的繰り返し載荷下の縮小模型実験では見られなかったものである。従来より、縮小模型実験でコンクリートに用いられてきている粗骨材寸法は、相似則を考慮すると、実橋脚に比べ相対的に大きい。そのため、縮小模型を製作した場合、粗骨材が鉄筋カゴのあきに対して相対的に大きくなり、これが上記の現象の原因の一つではないかと考えられる。また、縮小模型で用いる鉄筋形状は実橋脚に用いられてい

る鉄筋形状とは一般に一致せず、また、鉄筋の応力～ひずみ履歴も同一ではないため、縮小模型における鉄筋断面積の評価が重要になる。

そこで本研究では、C1-5橋脚を幾何学的相似則に基づき6/35に縮小した4体の小型橋脚模型に対する載荷実験及びC1-5実験の比較から、RC橋脚の縮小模型実験における破壊特性、曲げ復元力に関する寸法効果の影響を検討した。

なお、本研究のうち、3体の縮小模型（S-1、S-2、S-3）とC1-5橋脚との比較についてはすでに、報告しているが³⁾、新たに1体の縮小模型（S-4）に対する実験を実施したため、ここではこれを中心に検討した結果を示す。

2. C1-5橋脚実験の概要

C1-5 実験は、大型震動台施設 E-ディフェンスを用いた実大橋梁の震動実験研究プロジェクトの一環として行われた実大 RC 橋脚に対する震動台実験である。C1-5 橋脚は、2002 年道路橋示方書に基づいて設計され、断面幅 2m、高さ 7.5m の円形断面を有する RC 橋脚である。配筋及び断面を図-1 に、材料特性を表-1 にそれぞれ示す。軸方向鉄筋としては

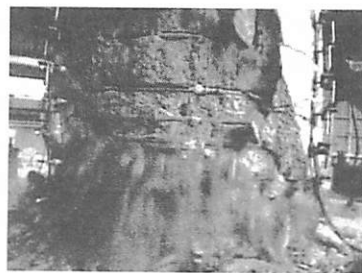


写真-1 コアコンクリートの破壊状況

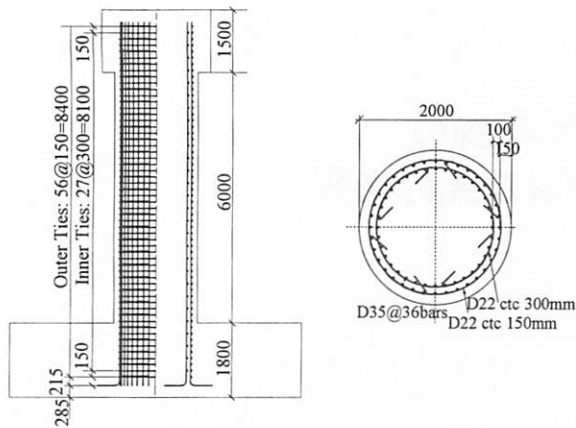


図-1 C1-5橋脚の配筋及び断面

表-1 材料特性

材料特性		C1-5橋脚
コンクリート	圧縮強度	32.2MPa
	弾性係数	27.6GPa
粗骨材最大寸法		20mm
軸方向鉄筋	降伏強度	364MPa
	引張強度	562MPa
	弾性係数	189GPa
軸方向鉄筋比		2.19%
帯鉄筋	降伏強度	382MPa
	引張強度	555MPa
	弾性係数	186GPa
横拘束筋体積比		0.92%

D35 異形鉄筋が 1 段 36 本で 2 段、計 72 本が設置され、軸方向鉄筋比は 2.19%である。軸方向鉄筋の降伏強度、引張強度および弾性係数はそれぞれ 364MPa、562MPa、186GPa である。コンクリートには普通ポルトランドセメントと最大寸法が 20mm の粗骨材が用いられており、圧縮強度及び弾性係数はそれぞれ 32.2MPa、27.6GPa である。

C1-5 実験のセットアップを写真-2 に示す。C1-5 実験では 1995 年兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅で観測された強震記録を入力地震動とした加震が行われ、上部構造重量、地震加速度の強度を変化させて計 5 回の震動台実験が行われている。実験に際して、構造物と地盤との動的相互作用を考慮して、オリジナルの加速度記録を 80%に縮小した入力が基準地震動として用いられており、この状態を加震強度 100%の状態と表現されている。実験では、まず上部構造重量が 307t の状態で、加震強度 100%の加震を 2 回、その後上部構造重量を 372t に増加して同様の加震を 1 回、そして、加震強度を 125%に増加した加震が 2 回行われた。各加震の加震条件及び橋脚の損傷の進展状況を表-2 に示す。

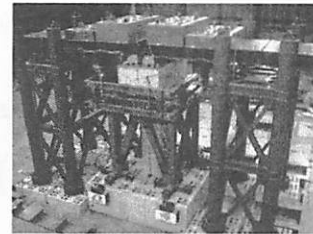


写真-2 C1-5実験のセットアップ

表-2 C1-5 実験の損傷の進展状況

加震	上部構造重量	地震動の強度	C1-5 橋脚の損傷状況
1	307t	100%	曲げひび割れの発生／軸方向鉄筋の降伏
2			かぶりコンクリートの剥落
3			剥落の進展
4	372t	125%	軸方向鉄筋の座屈
5			コアコンクリートの圧壊

表-3 相似率

物理量	次元	相似比から求めた縮尺	実際に用いた縮尺
長さ	L	6/35	6/35
密度	ρ	1	1
応力	σ	1	1
質量	$M = \rho L^3$	$(6/35)^3$	$(6/35)^3$
時間	$T = \sqrt{\rho L^3 / \sigma L}$	6/35	10
速度	$v = L/T$	1	6/350
加速度	$a = L/T^2$	35/6	6/3500
力	$f = \sigma L^2$	$(6/35)^2$	$(6/35)^2$
ひずみ	$\varepsilon (=1)$	1	1
剛性	$k = \sigma L^2 / \varepsilon L$	6/35	6/35

3. 縮小模型の考え方

(1) 基本コンセプト

本研究では、C1-5橋脚を対象として、その構造をできるだけ詳細に再現することを目標に縮小模型を製作した。C1-5橋脚では、軸方向鉄筋としてD35異形鉄筋が用いられていたため、縮小模型では入手可能な異形鉄筋としてD6異形鉄筋を使用することにし、鉄筋径に基づいて模型の幾何学的縮尺率を6/35とすることとした。また、模型とC1-5橋脚はともにRC構造であることから、密度の相似率は1.0とみなした。また、曲げ復元力の比較を行うため、橋脚基部における応力の相似率を1とした。以上に基づき、ほかのパラメータの相似比を表-3に示すように決定した。ここで、時間の相似比は本来1となるべきであるが、6/350となる。しかし、RC橋脚の破壊特性

に及ぼす速度の影響は小さいため、問題にはならないと考えられる。

以上の相似率にもとづいて、本研究では、コンクリートの粗骨材最大寸法と鉄筋の断面積の評価法の検討に重点を置き縮小模型を製作することとした。

(2) 骨材寸法の影響

C1-5橋脚では帯鉄筋のあきは128mm、軸方向鉄筋のあきは132mmであるが粗骨材の最大寸法は20mmである。従って、加震に伴いコアコンクリートが圧壊し出すと、最終的にコンクリートブロックは20～40mm程度まで小さくなり得ると考えられるため、コンクリートブロックは容易に鉄筋カゴから飛び出すことができることになる。

しかし、縮小模型では、C1-5のあきを6/35に縮小すると鉄筋カゴのあきは22×22mm程度となる。従って、従来より一般的に用いられている最大寸法13mmの粗骨材を用いると、簡単には鉄筋カゴから飛び出すことはできない。このようになると縮小模型実験では、コアコンクリート圧壊後の状態において、RC橋脚の塑性変形性能を過大評価する可能性がある。このため、写真-3に示すように、縮小模型(S-2, S-3, S-4)では入手可能な最小の粗骨材として最大寸法5mmの骨材を使用することとした。

(3) 鉄筋断面積の評価法の影響

図-2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

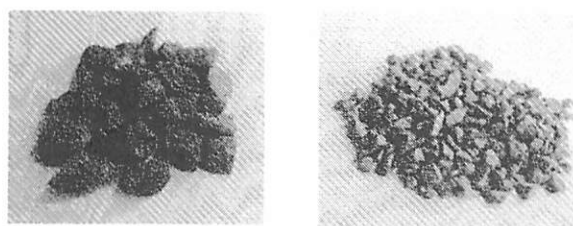


写真-3 縮小模型に用いた粗骨材の寸法

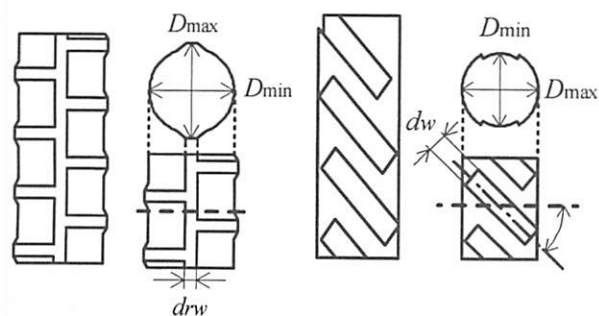


図-2 異形鉄筋の形状及び最小断面積

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-2 (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-2 (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。いずれの鉄筋も高さ方向に断面積が変化しており、縮小模型を設計する際に、鉄筋の断面をどのように評価するかが重要となる。

ここでは、異なる断面形状を有する異形鉄筋の断面積の評価法として、1)呼び径を鉄筋径とみなし、この鉄筋径を有する円形断面として断面積を評価する場合（以下、呼び径断面と呼ぶ）と、2)鉄筋の断面積が最小となる位置における断面積（以下、最小断面と呼ぶ）の2通りの断面積を定義することとした。

まず、呼び径断面の場合には、D35であれば直径35mmの円形断面を有する鉄筋と見なすため、断面積は962.1mm²となる。同様にD6では断面積は28.3mm²となる。

次に、最小断面で評価する場合には、D35であれば、図-2 (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-2 (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。

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

この結果、D6の最小断面積は31.20mm²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345.7mm²、12.06mm²となる。

以上のようにして2種類のモデル化によって鉄筋の断面積を求め、これを公称断面積と合わせて表-4に示す。

以降では、上記1)に基づいた設計を、呼び径ベース設計、2)に基づいた設計を最小断面ベース設計と呼ぶ。

表-4 各鉄筋の測定値および最小断面積

鉄筋	呼び径に基づく断面積	最小断面積	公称断面積
D4	12.6mm ²	12.1mm ²	14.1mm ²
D6	28.3mm ²	31.2 mm ²	31.7 mm ²
D22	380.1mm ²	345.7mm ²	387.1mm ²
D35	962.1mm ²	901.4 mm ²	956.6 mm ²

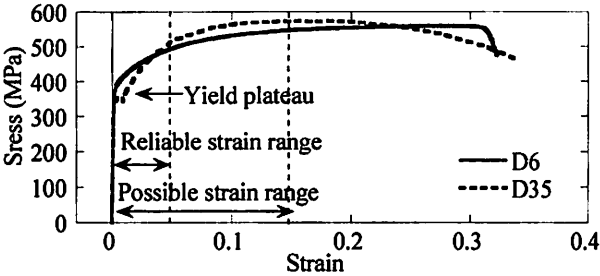


図-3 軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係

(4) 鉄筋強度の影響

図-3にC1-5橋脚に用いられたD35及び縮小模型に用いたD6の応力～ひずみ関係を示す。D35では降伏棚が存在するのに対して、D6では降伏棚が存在しない。C1-5橋脚と縮小模型の鉄筋ひずみの測定には、最大レンジがそれぞれ5.0%及び2.5%のひずみゲージを使用した。C1-5実験において、3回目加震までは軸方向鉄筋のひずみは5%以内に収まっているが、それ以降になると、5%を上回るひずみが生じる。最大ひずみを正確に知ることはできないが、恐らく15%程度に達したのではないかと推定される。軸方向鉄筋ひずみが10～15%の範囲に着目すると、この区間では鉄筋の強度はD35の方がD6に比較し5%程度大きい。そのため、縮小模型（S-4）では、C1-5橋脚と同程度の耐力を再現するには、鉄筋量をC1-5橋脚に比べ、5%程度大きくする必要がある。

4. 縮小模型実験

(1) 縮小模型

粗骨材の最大寸法、鉄筋断面及び鉄筋の応力～ひずみ関係の違いを考慮し、表-5に示すように計4体の縮小模型（S-1、S-2、S-3、S-4）を製作した。従来の縮小模型実験では公称断面積を基準にした場合が多いのに対し、S-3模型は鉄筋断面の評価、最大粗骨材寸法をできるだけ実状に合わせたものである。

縮小模型の配筋と寸法を図-4に、縮小模型の緒元を表-6にそれぞれ示す。本研究では採用していないが、もし公称断面積に基づいて鉄筋断面積を評価するとどのようになるかも参考のため表-6には示している。相似則に基づく、縮小模型の載荷点高さ、断面幅はそれぞれ1.37m、350mmとなる。S-1、S-2模

表-5 縮小模型

模型	軸方向鉄筋断面の評価方法	最大粗骨材寸法
S-1	呼び寸法ベース	13mm
S-2	呼び寸法ベース	5mm
S-3	最小断面ベース	5mm
S-4	最小断面ベース＋鉄筋強度の違いを考慮	5mm

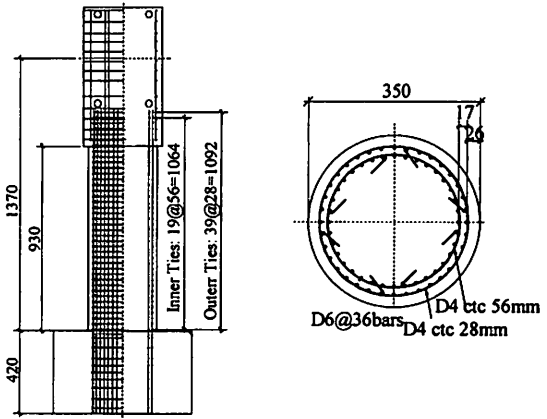


図-4 縮小模型の配筋及び断面

表-6 呼び径と最小断面に基づく鉄筋比

緒元	実大橋脚	縮小模型			
	C1-5	S-1	S-2	S-3	S-4
橋脚の直径	2.0 m	0.35 m	0.35 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	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	68 本
	鉄筋比(呼び径)	2.20%	2.15%	1.88%	2.00%
	鉄筋比(最小断面)	2.07%	2.34%	2.08%	2.20%
	鉄筋比(公称断面)	2.19%	2.37%	2.10%	2.24%
帯鉄筋	間隔	150 mm	28 mm	29 mm	29 mm
	鉄筋比(呼び径)	0.90%	0.91%	0.88%	0.88%
	鉄筋比(最小断面)	0.82%	0.87%	0.84%	0.84%
	鉄筋比(公称断面)	0.92%	1.02%	0.98%	0.98%

型は呼び径ベースで設計したため、C1-5橋脚と同様に軸方向鉄筋を1段36本で2段配筋、計72本のD6を設置することになる。帯鉄筋に関しては、28mm間隔で配置しなければならない。

一方、最小断面ベースで設計したS-3では、鉄筋比がC1-5橋脚と等しくなるように設計すると、軸方向鉄筋をS-1、S-2模型に比較して8本減らし、64本としなければならない。軸方向鉄筋比は2.08%となり、最小断面積から求めたC1-5橋脚の軸方向鉄筋比の2.07%とほぼ同じになる。帯鉄筋は、D4を高さ方向にS-1、S-2模型に比較して1mm広げ、29mm間隔で配置しなければならない。この結果、最小断面積から求めた横拘束筋体積比は、C1-5橋脚では0.82%であるのに対し、S-3では0.84%とほぼ一致する。

表-7 材料特性

材料特性		S-1模型	S-2,S-3模型	S-4模型
コンクリート	圧縮強度	29.1N/mm ²	26.3N/mm ²	31.9N/mm ²
	弾性係数	36.9kN/mm ²	35.5kN/mm ²	24.7 kN/mm ²
粗骨材最大寸法		13mm	5mm	5mm
軸方向鉄筋	降伏強度	382.1N/mm ²	393.1N/mm ²	339.7N/mm ²
	弾性係数	180.1kN/mm ²	197.9kN/mm ²	188.2kN/mm ²
	引張強度	562.0N/mm ²	562.1 N/mm ²	554.1 N/mm ²
帯鉄筋	降伏強度	422.9N/mm ²	411.4N/mm ²	342.6N/mm ²
	弾性係数	205.1kN/mm ²	214.1kN/mm ²	170.3kN/mm ²
	引張強度	598.0 N/mm ²	597.0 N/mm ²	502.5 N/mm ²

さらに、S-4模型ではS-3模型と同様に最小断面ベースで設計すると同時に、D35とD6の鉄筋強度の違いを考慮し、軸方向鉄筋を68本とした。最小断面積から求めた軸方向鉄筋比は2.20%となり、C1-5橋脚の軸方向鉄筋比を5%増加させた鉄筋比（2.19%）とほぼ同じになる。また、帯鉄筋に関しては、C1-5実験において、帯鉄筋のひずみは最大でも2%程度に収まっているので、今回の10～15%のひずみ領域における鉄筋強度の違いによる影響は少ないとし、S-3模型と同様にD4を29mm間隔で配置した。

表-7に縮小模型の材料特性を示す。各縮小模型間で材料特性に大きな違いは見られない。

(2) 载荷条件

縮小模型実験では、C1-5実験との比較のため、縮小模型にC1-5橋脚と同様の変形を生じさせることが望ましい。そこで、ここではC1-5橋脚の水平2方向の応答変位及び橋脚基部に作用した鉛直荷重を、それぞれの相似則に基づいて縮小した後、本学の3次元载荷実験装置を用いて、それぞれ変位制御、荷重制御により作用させることとした。以降、これを応答载荷実験と呼ぶ。

縮小模型実験のセットアップを写真-4に示す。縮小模型実験ではC1-5実験に対応した5回の加震を行った後、さらに3回の加震を行った。一例として3回目及び5回目加震の入力変位及び鉛直荷重を図-5に、また各加震での2方向応答を合成した最大変位及び最大ドリフトを表-8に示す。C1-5実験では橋軸方向をEW、橋軸直角方向をNSと呼んでいるため、以下に示す応答载荷実験でもC1-5実験に合わせて、橋軸方向をEW、橋軸直角方向をNSと呼ぶ。5回目以降の载荷には、5回目加震と同一条件でもう1回加震を行い（6回目加震）、その後、5回目加震の水平変位を1.25倍に増加させた载荷を2回（7、8回目加震）行った。

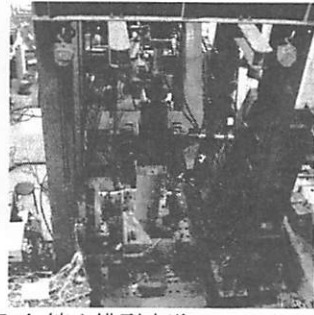


写真-4 縮小模型実験のセットアップ

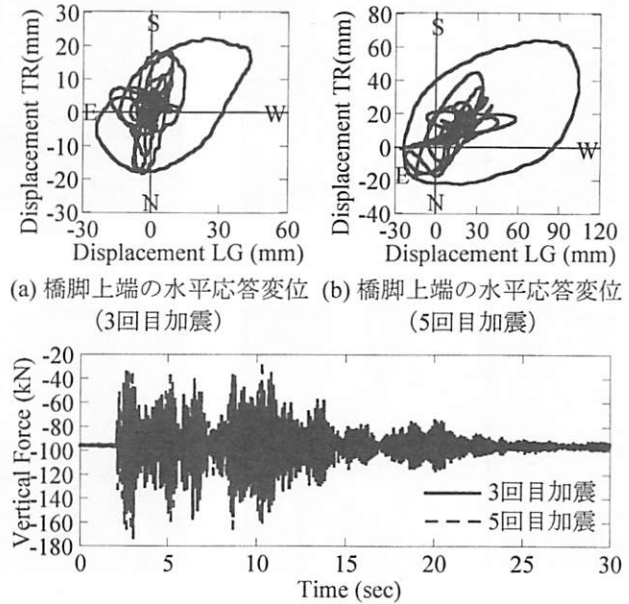


図-5 入力変位及び荷重（3回目加震及び5回目加震）

表-8 橋脚上端における最大応答

加震	最大変位(mm)	最大ドリフト(%)
1	15.5	1.1
2	23.0	1.7
3	46.9	3.4
4	93.3	6.8
5	114.0	8.3
6	114.0	8.3
7	142.5	10.4
8	142.5	10.4

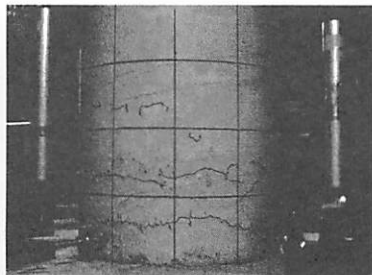
5. 鉄筋強度の影響

(1) 損傷の比較

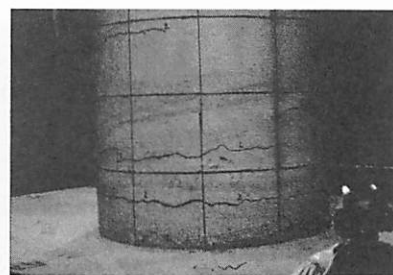
1回目の加震においては、C1-5橋脚では高さ200～3000mmの範囲で全周にわたり、曲げひび割れが発生したのに対し、S-3、S-4模型ではC1-5橋脚の高さに換算して高さ2000mmまでの範囲に曲げひび割れが数か所発生しただけである。2回目の加震では、C1-5橋脚では圧縮力の卓越するSW面において高さ



(a) C1-5 橋脚



(b) S-3 模型

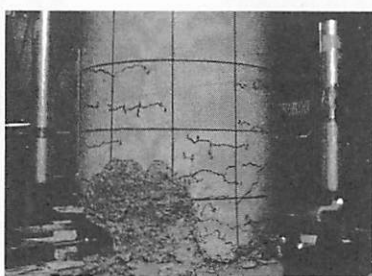


(c) S-4 模型

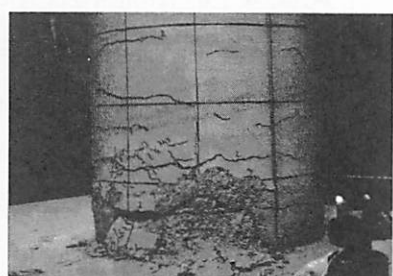
写真-5 3回目加震後の損傷



(a) C1-5 橋脚



(b) S-3 模型

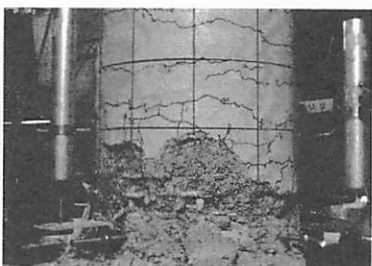


(c) S-4 模型

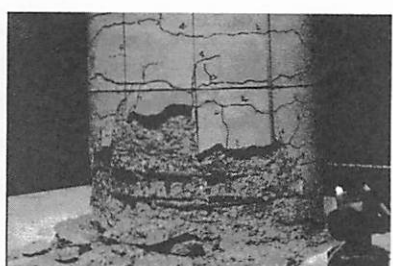
写真-6 4回目加震後の損傷



(a) C1-5 橋脚



(b) S-3 模型



(c) S-4 模型

写真-7 5回目加震後の損傷

500mm付近で10mm×20mmほどのかぶりコンクリートが剥落したが、S-3、S-4模型では水平曲げ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、剥落は生じない。

3回目の加震では、写真-5 (a) に示すように、C1-5橋脚ではSW面を中心に基部からの高さ700mmまでのかぶりコンクリートが剥落し、2本の帯鉄筋が露出したのに対して、写真-5 (b), (c) に示すように、S-3、S-4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り、C1-5橋脚のように鉄筋が露出するような損傷は生じない。

4回目の加震においては、写真-6 (a) に示すように、C1-5橋脚ではSW面を中心に高さ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。これに対して、写真-6 (b), (c) に示すように、S-3、S-4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模型では高さ400~600mmの範囲で帯鉄筋が2本、S-4模型では高さ200~400mmの範囲で帯

鉄筋が2本、それぞれ露出した。

5回目の加震では、C1-5橋脚では、写真-7 (a) に示すように、N面を除く全ての面において、高さ200~500mmの範囲でコアコンクリートが圧壊し、圧壊したコアコンクリートが軸方向鉄筋と帯鉄筋間から噴き出すように崩れ出すと同時に、SW面では全ての軸方向鉄筋が露出し、座屈した。

一方、写真-7 (b), (c) に示すように、S-3、S-4模型ではいずれもSW面を中心にかぶりコンクリートの剥落が進展すると同時に、一部のコアコンクリートが圧壊し、S-3模型では軸方向鉄筋3本、帯鉄筋4本が露出すると同時に局部座屈した。S-4模型では、軸方向鉄筋6本、帯鉄筋4本が露出すると同時に局部座屈した。

以上の点から、C1-5橋脚では、S-3、S-4模型に比較して、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の局部座屈、コアコンクリートの圧壊といった損傷の進展が著しい。一方、縮小模型 (S-3、S-4) の間に大きな損傷の違いはみられない。

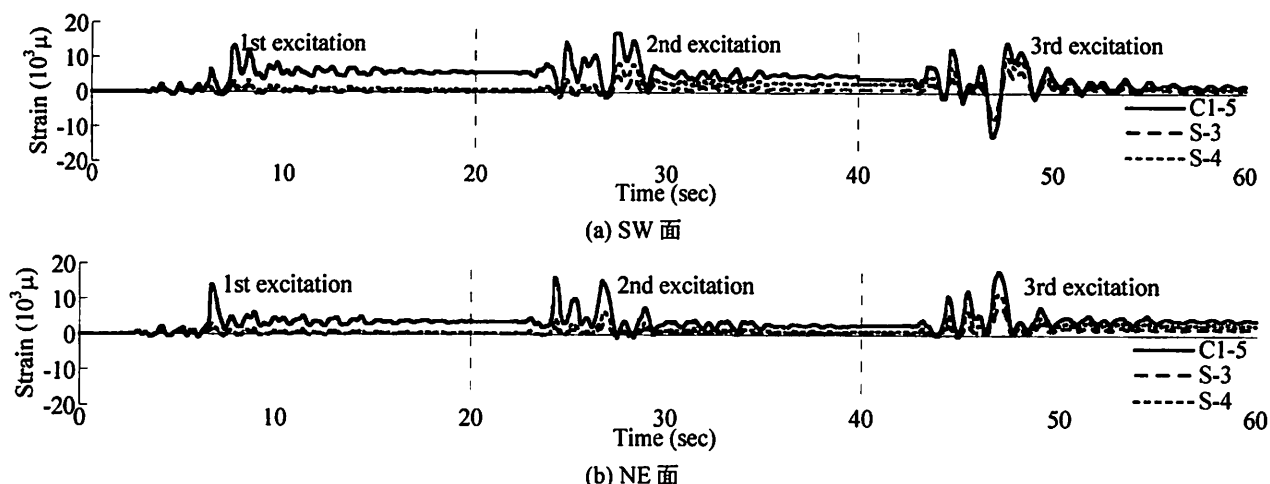


図-6 軸方向鉄筋のひずみ (基部から 300mm)

(2) 軸方向鉄筋のひずみの比較

図-6にC1-5橋脚及びS-3、S-4模型のSW面とNE面における基部から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橋脚ではSW面で最大13,400 μ のひずみが生じたのに対し、S-3模型では1,900 μ 、S-4模型では3,190 μ と、それぞれC1-5橋脚の7分の1と4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-3では1,350 μ 、S-4では2,930 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わかる。前述したようにD35とD6とで応力～ひずみ関係が異なるため、鉄筋に作用する応力が300～400MPa程度の場合ではC1-5橋脚と縮小模型の軸方向鉄筋ひずみに差が生じる可能性がある。しかし、それ以上の応力が作用するような段階においてこの影響はないと考えられる。

問題は何故このような違いが生じるかが重要である。これについては、C1-5橋脚では300mm間隔で軸方向鉄筋のひずみを測定しているが、これを6/35に縮小すると、S-1、S-2模型では52mm間隔でひずみゲージを貼付しなければならないことになり、防水被覆の長さが40mm程度あるため、軸方向鉄筋はほとんどアンボンド状態になっており、縮小模型のひずみの計測そのものに問題がある考えられる。

(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-7に示す。4回目の加震におけるC1-5橋脚の最大曲げモーメントは25.54MNmであるのに対して、S-3模型、S-4模型ではC1-5橋脚換算でそれぞれ

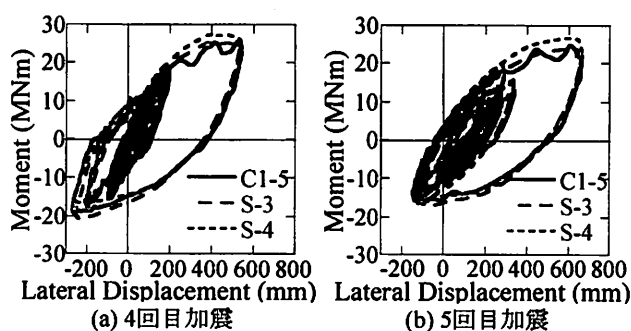


図-7 曲げモーメント～水平変位履歴曲線

表-9 各加震毎の最大曲げモーメント

加震	C1-5	S-3	S-4
1回目	18.62	18.63 (1.00)	18.64 (1.00)
2回目	20.37	21.50 (1.05)	21.04 (1.03)
3回目	23.14	25.08 (1.08)	25.75 (1.11)
4回目	25.54	25.32 (0.99)	27.30 (1.07)
5回目	24.86	24.00 (0.97)	26.61 (1.07)

表中の() 中にはC1-5実験との比率を表す。単位:MNm

25.32MNm、27.30MNmと、C1-5橋脚と同程度、C1-5橋脚に比較して7%大きい値になる。また、5回目加震では、C1-5橋脚の最大曲げモーメントが24.86MNmであるのに対して、S-3模型では最大曲げモーメントは24.00MNmとC1-5橋脚に比較し3%小さい程度であるが、S-4模型では最大曲げモーメントは26.61MNmと、C1-5橋脚より7%大きい値になる。

以上より、S-4模型では、太径鉄筋と細径鉄筋の応力～ひずみ関係の違いを考慮し、軸方向鉄筋が受け持つ力がC1-5橋脚と同程度となるようにS-3模型より鉄筋量を増加させたが、結果的には、単純に鉄筋比をC1-5と一致させたS-3模型よりもC1-5橋脚の曲げ復元力に対する一致度が向上しなかった。この理由は今後さらに検討する必要がある。各加震における曲げモーメントの最大値はS-3、S-4間をを表-9に示す。

6. 結論

本研究では、C1-5震動実験で生じたと推定される10～15%のひずみの範囲において、実大橋脚と縮小模型で用いた軸方向鉄筋の強度が異なることに着目し、強度の違いを見込んで軸方向鉄筋比を定めた縮小模型（S-4）を製作し、応答載荷実験を行った。本模型と前に報告した縮小模型（S-3）から得られた損傷状況、復元力特性をC1-5橋脚の損傷状況、復元力特性と比較した。本検討から得られた結果は以下の通りである。

- 1) S-3模型と同様にS-4模型においても、損傷の進展はC1-5よりも遅く、小さい。実大橋脚に対して、縮小模型では損傷の進展を小さく、かつ遅れて生じるという結果は、S-4模型でも再現された。
- 2) 最小鉄筋断面積に基づくと同時に、C1-5との軸方向鉄筋の強度の違いを考慮して軸方向鉄筋本数を定めたS-4模型では、予想に反して最小断面積に基づ

き鉄筋強度の違いを考慮せず軸方向鉄筋の本数を定めたS-3模型に比較し、わずかではあるがC1-5の復元力特性との一致度が低下した。この原因は今後さらに検討する必要がある。

参考文献

- 1) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集，No. 669/V-50, pp. 47-56, 1996.
- 2) 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.
- 3) 川島一彦，太田啓介，大矢智之，佐々木智大，松崎裕：RC橋脚の曲げ塑性変形に及ぼす粗骨材寸法及び鉄筋断面積の評価法の影響，土木学会地震工学論文集，2012，印刷中