

# RC橋脚の曲げ破壊特性に及ぼす 寸法効果に与える軸方向鉄筋強度の影響

大矢智之<sup>1</sup>・太田啓介<sup>2</sup>・松崎裕<sup>3</sup>・川島一彦<sup>4</sup>

<sup>1</sup>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二丁目12-1)

E-mail: ooya.t.ab@m.titech.ac.jp

<sup>2</sup>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)

E-mail: ohta.k.aa@m.titech.ac.jp

<sup>3</sup>東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻助教 (現, 東北大学助教) (同上)

E-mail: matsuzaki@civil.tohoku.ac.jp

<sup>4</sup>東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻教授 (同上)

E-mail: kawashima.k.ae@m.titech.ac.jp

本研究では, 実大橋脚模型の震動台実験とこれに合わせた縮小模型実験に基づき, 震動実験時に生じたひずみ領域における実大橋脚と模型橋脚の鉄筋強度の違いがRC橋脚の破壊特性及び曲げ復元力に及ぼす影響を検討した, その結果, 鉄筋強度の違いを考慮して設計した縮小模型は, 実大橋脚模型の曲げ復元力を約7%大きく評価することが明らかとなった, この違いは, 縮小模型の方が実大橋脚模型よりも, かぶりコンクリートの剥落やコアコンクリートの圧壊の進展は小さいことが原因と考えられる.

**Key Words :** Seismic Design, Failure Mode, Size Effect, Scaled Model, Reinforced Concrete Column

## 1. はじめに

従来, RC橋脚の破壊特性は, 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<sup>1)</sup>, 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得られなかったことから, 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, 2002年道路橋示方書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)<sup>2)</sup>.

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, 加震に伴いコアコンクリートが粒状に圧壊し, 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現象である. 従来より, 縮小模型実験における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, 縮小模型では, 粗骨材寸法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, 縮小模型で用いる細径鉄筋の形状は実橋脚に用いられている太径鉄筋の形状とは一般に異なるため, 縮小模型における鉄筋断面積の評価が重要になる.

このため, 筆者らは実大橋脚模型の震動台加震実験結果に基づき, 表-1に示すS-1, S-2, S-3模型の3体の縮小模型を製作し, 応答載荷実験により, 粗骨材の最大寸法と鉄筋断面の評価法がRC橋脚の破壊特性に及ぼす影響を検討した. この結果, 1) 粗骨材の最大寸法が13mmの縮小模型(S-1模型)に比較し, 5mmの縮小模型(S-2模型)の方がコアコンクリートの圧壊が著しいこと, 2) 鉄筋の断面積を呼び径に基づいて評価した縮小模型(S-2模型)に比較して, 鉄筋の最小断面積に基づいて評価した縮小模型(S-3模型)の方が, より実大橋脚模型に近い曲げ復元



写真-1 コアコンクリートの破壊状況

表-1 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     |

力を与えること、3) 縮小模型に比較して、実大橋脚模型の方が損傷の進展は著しく、縮小模型実験から実大模型の損傷の進展を正しく再現できないこと等を明らかにした<sup>3)</sup>。

以上3体の縮小模型は、実大橋脚模型で用いた太径鉄筋と縮小模型で用いた細径鉄筋の強度が同一であると仮定して設計したが、実際には、太径鉄筋と細径鉄筋とでは、応力～ひずみ履歴は同一とは限らず、また、載荷実験中に生じるひずみ領域における鉄筋応力（強度）も異なっている。そのため、実大橋脚模型の破壊特性を忠実に再現するためには、鉄筋強度の違いを考慮した縮小模型に基づく検討が必要となる。

そこで本研究では、鉄筋強度の違いを考慮して新たに1体の縮小模型（S-4模型）を設計、製作し、後述する応答載荷実験に基づいて、鉄筋強度の違いがRC橋脚の破壊特性に及ぼす影響を検討した。

## 2. C1-5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<sup>4)</sup>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。これについては、すでに別途報告している<sup>2)</sup>ため、ここでは以下の説明に必要な最小限の記述を示す。

C1-5橋脚は、2002年道路橋示方書に基づいて設計された断面幅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に示す。軸方向鉄筋としては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、引張強度及び弾性係数はそれぞれ

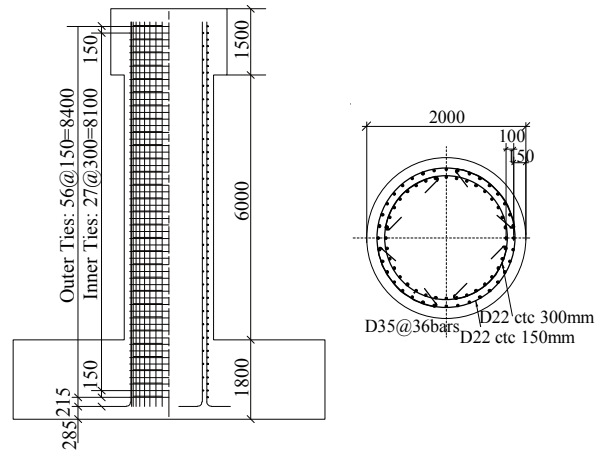


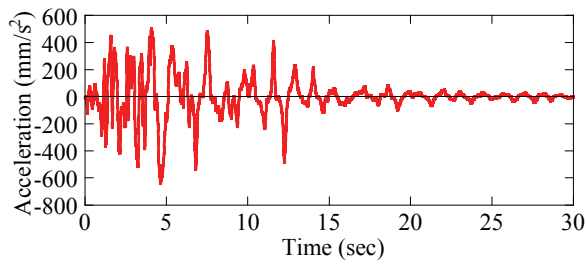
図-1 C1-5橋脚の配筋及び断面



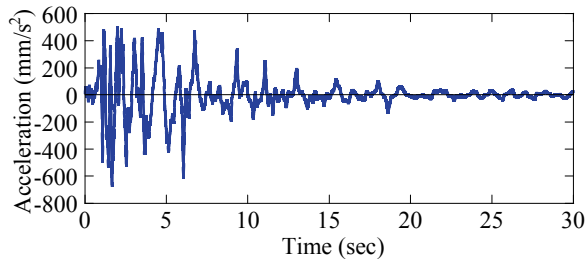
写真-2 C1-5実験のセットアップ

364MPa、562MPa、189GPaである。帯鉄筋としてはD22異形鉄筋が外側に150mm間隔、内側に300mm間隔で135度曲がりフックでコアコンクリートに定着されており、横拘束筋体積比は0.92%である。帯鉄筋の降伏強度、引張強度及び弾性係数はそれぞれ382MPa、555MPa、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、27.6kN/mm<sup>2</sup>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図-2に示す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%に縮小した入力基準地震動として用いられており、この状態が加震強度100%の状態と呼ばれている。実験では、まず上部構造重量が307tの状態、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、さらに、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。



(a) NS方向



(b) EW方向

図-2 1995年兵庫県南部地震におけるJR鷹取駅強震記録

表-2 C1-5 橋脚の損傷の進展

| 加震 | 上部構造重量 | 地震動の強度 | C1-5 橋脚の損傷         |
|----|--------|--------|--------------------|
| 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        |

### 3. 縮小模型の設計方針

本研究に用いた縮小模型（S-4模型）の設計方針は、前述のS-1～S-3模型と同じである。すなわち、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鉄筋を使用することとし、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、縮小模型とC1-5橋脚はともにRC構造であることから、密度の相似比は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比を1.0とした。

以上に基づき、他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は6/35とすべきであるが、載荷装置（アクチュエータ）の性能の制約から1.0とすることとした。そのため、縮小模型実験では、載荷速度は本来1.0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載荷速度が0.1～1m/s程度の範囲では小さいため、問題にはならないと考えられる<sup>5)</sup>。

S-1～S-3模型の設計においては、これらの模型及びC1-5橋脚の軸方向鉄筋強度を345MPaと仮定して、C1-5橋脚と縮小模型の鉄筋強度が次式を満足するよ

表-3 相似比

| 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  | $\rho$                           | 1          | 1          |
| 応力  | $\sigma$                         | 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       |

うに模型橋脚における軸方向鉄筋の本数 $n_m$ を定めた。

$$c_p n_p \sigma_p A_p = n_m \sigma_m A_m \quad (1)$$

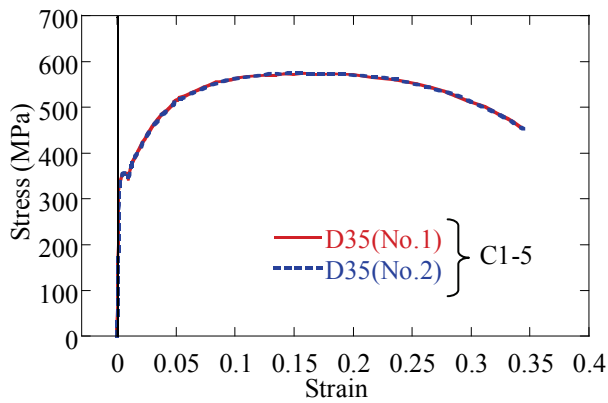
ここで、 $c_p$ ：力の相似則で本実験では $(6/35)^2$ 、 $n$ ：軸方向鉄筋の本数、 $\sigma$ ：加震実験時に生じたひずみ領域範囲内における軸方向鉄筋の応力（強度）、 $A$ ：鉄筋の断面積であり、下添え字 $p$ 及び $m$ は、それぞれC1-5橋脚、縮小模型を表す。S-1、S-2模型の設計では、 $A_m / A_p$ を鉄筋の呼び径ベースにもとづいて $(6/35)^2$ とし、またS-3模型では $A_m / A_p$ を鉄筋の最小径に基づいて $(6.3/33.9)^2$ としたが、 $\sigma_p$ と $\sigma_m$ はともに鉄筋の設計強度に基づいて、次式のように仮定した。

$$\sigma_p = \sigma_m = 345 \text{MPa} \quad (2)$$

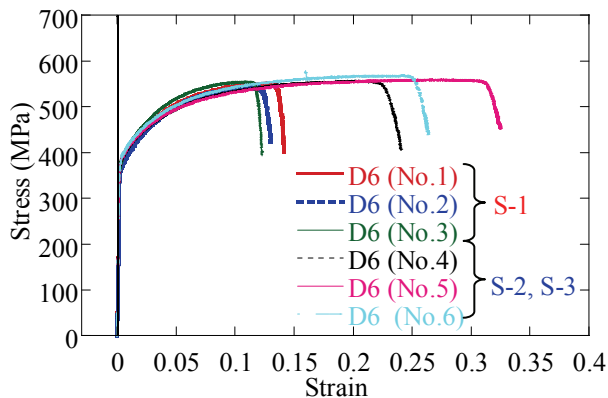
このようにすると、S-1及びS-2模型では、 $n_m = n_p = 72$ 本と同一となり、S-3模型では、 $n_m = 64$ 本となる。

しかしながら、C1-5橋脚で用いたD35と縮小模型で用いたD6の応力～ひずみ関係を示すと、図-3のようになる。ここには、C1-5橋脚、S-3及びS-4模型の他、S-1及びS-2模型の鉄筋に対して行われた引張試験結果を示している。D6については、破断ひずみは鉄筋によって10～30%範囲でばらつきが大きい、応力～ひずみ関係の形状は全体的によく似ている。このため、D35(No.1)とD6(No.9)の応力～ひずみ関係を比較した結果が図-4である、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。

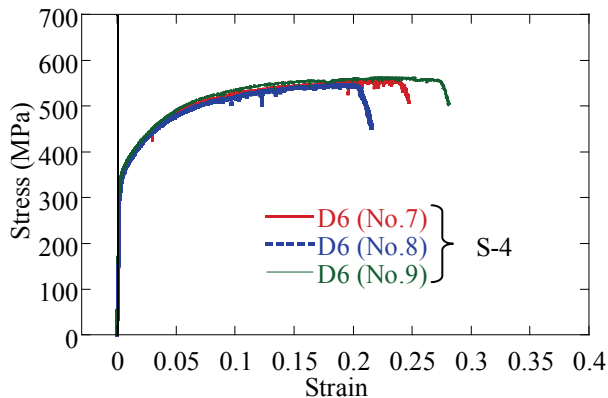
C1-5橋脚と縮小模型の鉄筋ひずみの測定には、最大レンジがそれぞれ5.0%及び2.5%のひずみゲージを使用したため、C1-5実験においては、4回目加震以降、軸方向鉄筋のひずみは5%を上回り、最大ひずみを正確に知ることはできないが、恐らく10～15%程度に達したと推定される。このため、このひずみ領域内における軸方向鉄筋の応力に基づいて、 $\sigma_p$



(a) D35 (C1-5 橋脚)



(b) D6 (S-1, S-2, S-3 模型)



(c) D6 (S-4 模型)

図-3 軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係

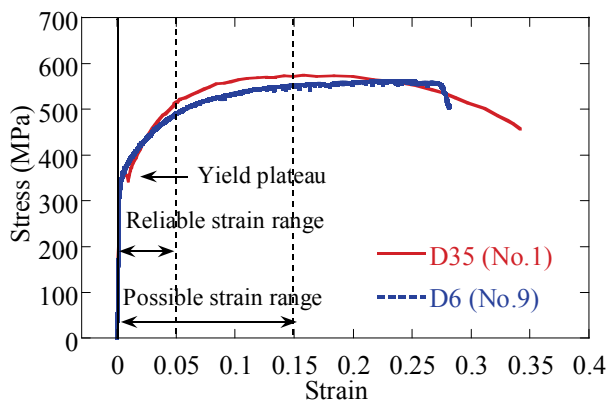
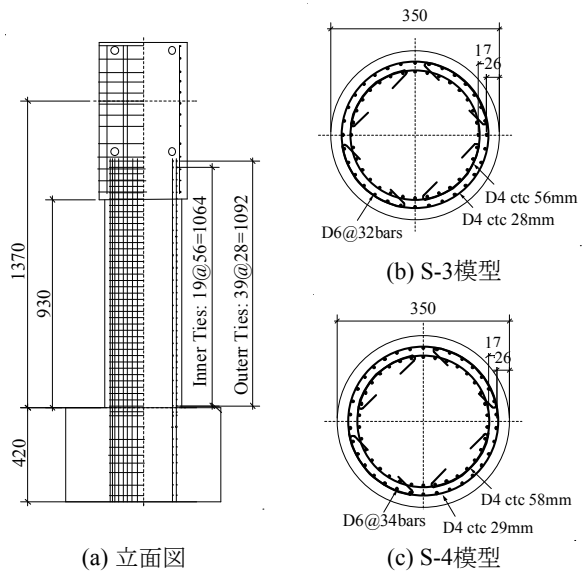


図-4 D35 と D6 の応力～ひずみ関係の違い



(a) 立面図

(b) S-3模型

(c) S-4模型

図-5 縮小模型の配筋及び断面

と  $\sigma_m$  を以下のように評価した.

$$\sigma_p \approx 1.05\sigma_m \quad (3)$$

式(3)及び式(1)より、S-4模型では  $n_m = 68$  本とすることとした.

#### 4. 縮小模型実験

##### (1) 縮小模型

以上のようにして、C1-5橋脚と縮小模型の軸方向鉄筋の強度（応力）の違いを考慮してS-4模型を製作した. S-4模型では、粗骨材最大寸法は5mmとし、軸方向鉄筋は最小断面積に基づくと同時に、上述したように軸方向鉄筋の本数を68本と定めた. これを外側に34本、内側に34本配置した. この結果、最小断面積に基づいた軸方向鉄筋比は2.20%となり、C1-5橋脚の軸方向鉄筋比2.07%を5%増加させた場合の鉄筋比（2.17%）とほぼ同じになる.

なお、現在までの実験では、式(2)に基づいて、軸方向鉄筋を64本とし、その他の条件はS-4模型と同一としたS-3模型がC1-5橋脚の履歴特性を最も良く再現する. このため、以下ではS-3模型との比較に基づいてS-4の特性を検討することとする. なお、S-3模型の断面も比較のために図-5に示している.

表-4にC1-5橋脚及び縮小模型の鉄筋比、表-5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) 荷重条件

縮小模型に対して応答荷重実験を行った. 応答荷重実験とは、震動実験においてC1-5橋脚に生じた変形と同じ変形を縮小模型に生じさせるため、C1-5橋脚の慣性力作用位置における水平2方向の応答変位及び橋脚頂部に作用させた鉛直荷重を、それぞれの相似則に基づいて縮小した後、東京工業大学の3次元荷重実験装置を用いて、応答変位は変位制御によ

表-4 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-3    | S-4    |
| 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        |           | -      | 最小断面   |        |
| 軸方向鉄筋          | 本数        | 72 本   | 64 本   | 68 本   |
|                | 鉄筋比(呼び径)  | 2.20%  | 1.88%  | 2.00%  |
|                | 鉄筋比(最小断面) | 2.07%  | 2.08 % | 2.20%  |
|                | 鉄筋比(公称断面) | 2.19%  | 2.10%  | 2.24%  |
| 帯鉄筋            | 間隔        | 150 mm | 29 mm  | 29 mm  |
|                | 鉄筋比(呼び径)  | 0.90 % | 0.88 % | 0.88 % |
|                | 鉄筋比(最小断面) | 0.82 % | 0.84 % | 0.84 % |
|                | 鉄筋比(公称断面) | 0.92%  | 0.98%  | 0.98%  |

表-5 材料特性

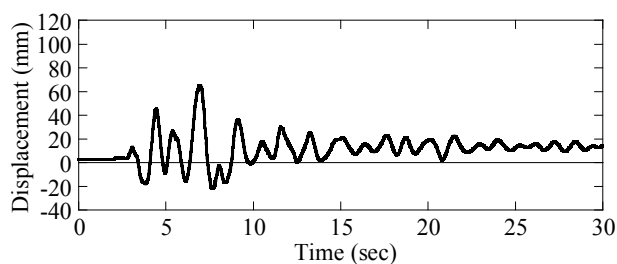
| 材料特性    |      | S-3模型                   | S-4模型                   |
|---------|------|-------------------------|-------------------------|
| コンクリート  | 圧縮強度 | 26.3N/mm <sup>2</sup>   | 31.9N/mm <sup>2</sup>   |
|         | 弾性係数 | 35.5kN/mm <sup>2</sup>  | 24.7kN/mm <sup>2</sup>  |
| 粗骨材最大寸法 |      | 5mm                     | 5mm                     |
| 軸方向鉄筋   | 降伏強度 | 393.1N/mm <sup>2</sup>  | 339.7N/mm <sup>2</sup>  |
|         | 弾性係数 | 197.9kN/mm <sup>2</sup> | 188.2kN/mm <sup>2</sup> |
|         | 引張強度 | 562.1N/mm <sup>2</sup>  | 554.1N/mm <sup>2</sup>  |
| 帯鉄筋     | 降伏強度 | 411.4N/mm <sup>2</sup>  | 342.6N/mm <sup>2</sup>  |
|         | 弾性係数 | 214.1kN/mm <sup>2</sup> | 170.3kN/mm <sup>2</sup> |
|         | 引張強度 | 597.0N/mm <sup>2</sup>  | 502.5N/mm <sup>2</sup>  |



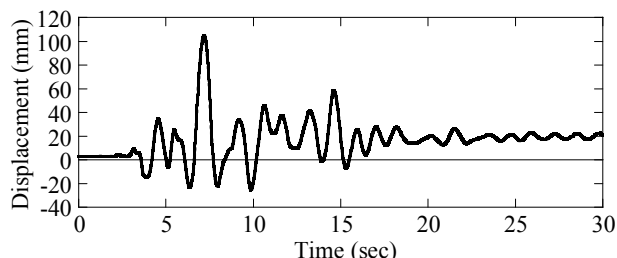
写真-3 縮小模型実験のセットアップ

り、また、鉛直荷重は荷重制御により作用させた実験である。

縮小模型実験のセットアップを写真-3に示す。実験では表-1に示したC1-5実験に対応した5回の加震を行った後、5回目加震と同一条件でもう一回加震を行い（6回目加震）、その後、5回目加震の水平変位を1.25倍に増加させた載荷を2回（7、8回目加震）行った。一例として5回目加震によってC1-5橋脚の慣性力作用位置に生じた変位を相似則に基づいて縮小した変位を図-6に、また2方向応答変位を合成した変位及びドリフトの最大値を表-6に示す。ここでは、5回目加震だけでなく、全8回の加震に対する結果を示している。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、以下に示す応答載荷実験でも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。



(a) NS方向



(b) EW方向

図-6 橋脚上端の水平入力変位（5回目加震）

表-6 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. 鉄筋強度の違いを補正した影響

### (1) 損傷の比較

1回目の加震においては、写真-4に示すように、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、写真-5に示すように、C1-5橋脚では圧縮力の卓越するSW面において高さ500mm付近で10mm×20mmほどのかぶりコンクリートが剥落したのに対し、S-3、S-4模型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、剥落は生じていない。

3回目の加震では、写真-6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、S-3、S-4模型では、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-7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



(a) C1-5 橋脚



(b) S-3 模型

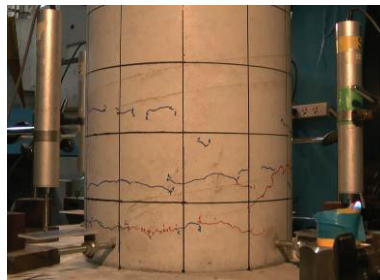


(c) S-4 模型

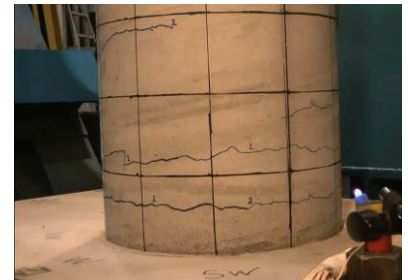
写真-4 1回目加震後の損傷



(a) C1-5 橋脚



(b) S-3 模型

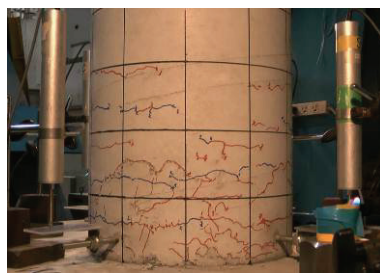


(c) S-4 模型

写真-5 2回目加震後の損傷



(a) C1-5 橋脚



(b) S-3 模型

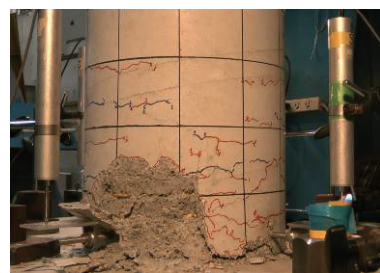


(c) S-4 模型

写真-6 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-7 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-8 5回目加震後の損傷

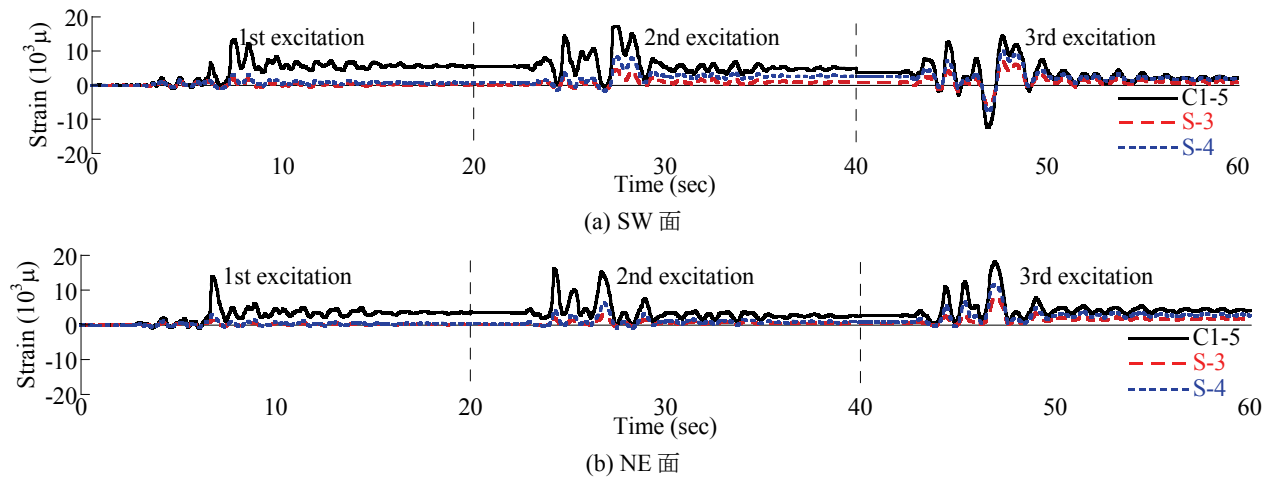


図-7 軸方向鉄筋のひずみ（基部から300mm）

表-7 縮小模型実験の損傷の進展

| 加震 | S-3模型                                         | S-4模型                                         |
|----|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| 1  | ・ 軸方向鉄筋の降伏<br>・ 高さ2000mmの範囲までの範囲に数か所曲げひび割れが発生 | ・ 軸方向鉄筋の降伏<br>・ 高さ2000mmの範囲までの範囲に数か所曲げひび割れが発生 |
| 2  | ・ 曲げひび割れの進展                                   | ・ 曲げひび割れの進展                                   |
| 3  | ・ 曲げひび割れの進展                                   | ・ 曲げひび割れの進展                                   |
| 4  | ・ 高さ1000mmの範囲までかぶりコンクリートが剥落<br>・ 帯鉄筋の露出       | ・ 高さ800mmの範囲までかぶりコンクリートの剥落<br>・ 帯鉄筋の露出        |
| 5  | ・ 3本の軸方向鉄筋が座屈<br>・ コアコンクリートの小規模な圧壊            | ・ 6本の軸方向鉄筋が座屈<br>・ コアコンクリートの小規模な圧壊            |
| 6  | ・ コアコンクリートの圧壊の進展<br>・ 7本の軸方向鉄筋が座屈             | ・ コアコンクリートの圧壊の進展<br>・ 8本の軸方向鉄筋が座屈             |
| 7  | ・ 2本の軸方向鉄筋が破断                                 | ・ 3本の軸方向鉄筋が破断                                 |
| 8  | ・ 9本の軸方向鉄筋が破断                                 | ・ 9本の軸方向鉄筋が破断                                 |

（注）表中に示す軸方向鉄筋の座屈や破断本数は、目視やビデオに基づいて視認できた本数であり、かぶりコンクリートに隠れて視認できなかった鉄筋については示していない。

して、S-3、S-4模型ではそれぞれ高さ1000mm、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-8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飛び出すと同時に、SW面では全ての軸方向鉄筋が露出し、座屈した。一方、S-3、S-4模



写真-9 ひずみゲージ貼付の様子

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た、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。

以上に示した载荷の繰り返しに伴う、S-3模型及びS-4模型の損傷の進展をまとめると表-7のようになる。ただし、軸方向鉄筋の座屈や破断本数は目視やビデオから視認できた本数であり、かぶりコンクリートにカバーされていた軸方向鉄筋に関しては示していない。これによれば、損傷の進展は、S-3模型とS-4模型との間には大きな違いはない。ただし、重要な点は、縮小模型の方が、C1-5橋脚よりも損傷の進展が遅いことで、この点はS-4模型もS-3模型と同様の特徴を有している。

## (2) 軸方向鉄筋のひずみの比較

図-7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高さにおける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 $\mu$ のひずみが生じたのに対し、S-3模型では1,900 $\mu$ 、S-4模型では3,190 $\mu$ 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橋脚では最大 $14,000\mu$ のひずみが生じたのに対し、S-3模型では $1,350\mu$ 、S-4模型では $2,930\mu$ 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橋脚ではS-2、S-3模型よりも大きなひずみが計測された。

問題は何故このような違いが生じるかである。これについては、事実このようなひずみ分布になるという考え方と、S-2、S-3模型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があるが、後者の可能性が高いと考えられる。すなわち、C1-5橋脚では300mm間隔でひずみゲージが貼付されているのに対し、S-2、S-3模型ではこれを6/35に縮小しているため、写真-9に示すように、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ためと考えられる。

### (3) 曲げ復元力の比較

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-8に示す。全体として、履歴曲線はC1-5橋脚とS-3模型、S-4模型間でよく一致しているが、最大曲げ復元力に着目すると、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、C1-5橋脚に換算してS-3模型では25.32MNmとC1-5橋脚とほぼ同程度、S-4模型では27.30MNmと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%小さい値、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強度の違いを考慮し、軸方向鉄筋が分担する抵抗力がC1-5橋脚と同程度となるように軸方向鉄筋本数を定めたが、結果的には、鉄筋強度の違いを考慮せずに、単純に鉄筋比をC1-5橋脚と一致させた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低下した。各加震におけるS-3、S-4模型の曲げモーメントの最大値を表-8に示す。

なぜ、鉄筋強度の違いを考慮したS-4模型がC1-5橋脚よりも7%程度大きな曲げ復元力を与えたかが重要であるが、上述したように、縮小模型の損傷はC1-5橋脚の損傷よりも小さいことを考慮すると、C1-5橋脚とS-4模型とでは、軸方向鉄筋の寄与による曲げ復元力は同程度であっても、S-4模型では、C1-5橋脚に比較し、コアコンクリートの損傷が小さかったことが、曲げ復元力を大きく評価したと考えられる。

## 6. 結論

本研究では、C1-5震動実験で生じたと考えられ

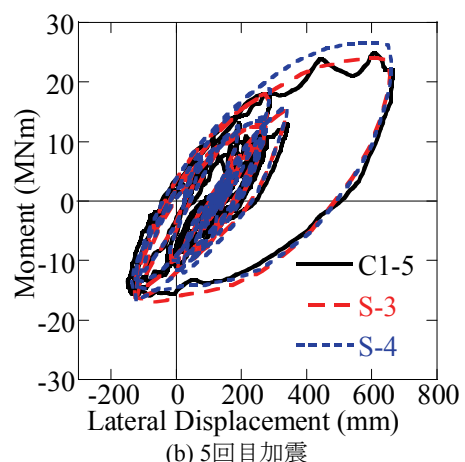
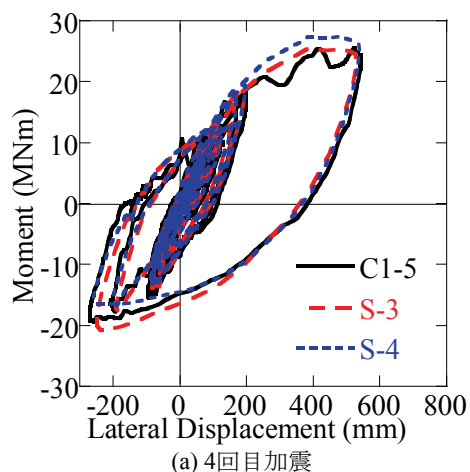


図-8 曲げモーメント～水平変位履歴曲線

表-8 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

る10～15%のひずみ領域において、実大橋脚と縮小模型で用いた軸方向鉄筋の強度(応力)が同一ではないことに着目し、こ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、応答載荷実験を行ない、既報の縮小模型S-3と比較しながら、C1-5橋脚との損傷の進展状況、復元力特性を検討した、本検討から得られた結論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、実大橋脚に比較して、縮小模型では損傷の進展が小さいという結果は、S-4模型においても同様に生じた、
- 2) 最小断面積に基づくと同時に、C1-5橋脚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模型は約7%だけC1-5橋脚よりも大きな曲げ復元力を与える、
- 3) 上記2)のようになる原因は、S-4模型の方がC1-5

橋脚よりコアコンクリートの損傷の進展が小さいためであると考えられる。

#### 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. 215-232, 2001.
- 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, 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，土木学会論文集A1，Vol. 68, No. 4, I\_543-I\_555, 2012.
- 4) 川島一彦，梶原浩一：E - ディフェンスを用いた実大橋梁の震動台実験研究プロジェクト，コンクリート工学，Vol. 47, No. 11, pp. 9-15, 2009.
- 5) 川島一彦，長谷川金二，小林達彦，吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷速度の影響，土木技術資料，29-11, pp.567-572, 1987.

## SCALE EFFECT ON THE PROGRESS OF FLEXURAL FAILURE OF RC BRIDGE COLUMNS

Tomoyuki OYA, Keisuke OHTA, Hiroshi MATSUZAKI, and Kazuhiko  
KAWASHIMA

It is always an argument whether we can predict failure mode and hysteretic behavior of a prototype structure based on a scaled model. In this study, effect of maximum aggregate size, evaluation of rebar section area and difference of reinforcing bar strength on the seismic performance of reinforced concrete bridge columns was investigated based on a response loading for a 5/36 scaled model (S-4 column) of a full scale column (C1-5 column). It is shown that progress of failure of core concrete is less significant in a scaled model than C1-5 column. It is also shown that the scaled model column S-4 provide about 7% higher moment capacity than C1-5 column because of the smaller progress of failure in the scaled model column.