

## 振動台加振実験に基づくインターロッキング式橋脚と矩形断面橋脚の耐震性に関する研究

松本 崇志<sup>1</sup>・川島 一彦<sup>2</sup>・Stephen A. MAHIN<sup>3</sup>・右近 大道<sup>4</sup>・梶原 浩一<sup>5</sup>

<sup>1</sup>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）

<sup>2</sup>フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻（同上）

<sup>3</sup>Ph.D., Professor, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley

<sup>4</sup>正会員 独立行政法人 防災科学技術研究所（〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀田1501-21）

<sup>5</sup>正会員 工博 独立行政法人 防災科学技術研究所（同上）

### 1. はじめに

ニュージーランドでは円形帯鉄筋を重ね合わせたインターロッキング式橋脚が開発され、現在ではニュージーランドのみならず米国やヨーロッパ諸国でも積極的に使用されるようになってきている。米国 AASHTO, カリフォニア州交通局（以下、Caltrans 基準<sup>1),2)</sup>と呼ぶ）、ニュージーランドのコンクリート示方書<sup>3)</sup>ではインターロッキング式橋脚の具体的な規定が定められている。我が国でも兵庫県南部地震以降、じん性の高い橋脚として関心を集めているが、具体的な設計方法についてはまだ記述されていない<sup>4)</sup>。

ニュージーランドでは、Tanaka<sup>5)</sup>及び Tanaka and Park<sup>6)</sup>が、2連のスパイラル筋を有するインターロッキング式橋脚の交番載荷実験を行い、インターロッキング式橋脚のじん性率が高いことを報告している。Buckingham<sup>7)</sup>は、曲げ破壊型のインターロッキング式橋脚と中間帯鉄筋を有する矩形断面橋脚に対する交番載荷実験を行い、インターロッキング式橋脚は中間帯鉄筋を有する矩形断面と比較して少ない帯鉄筋で高い変形性能を有することを報告している。我が国では、藤倉<sup>8)</sup>らが、インターロッキング式に帯鉄筋を配置すると、中間帯鉄筋を配置した矩形断面橋脚と比較して塑性ヒンジ長は短くなるが、同等の耐力、変形性能を有することを報告している。

以上のように現在までもインターロッキング式橋脚の耐力や変形性能に着目した研究は行われてきているが、必ずしも十分な検討が行われている訳

ではない。また、我が国で一般的な中間帯鉄筋を有する矩形断面橋脚との比較を含めた研究は行われていない。

このような背景をもとに、インターロッキング式橋脚および矩形断面橋脚を日本の道路橋示方書と米国カリフォニア州交通局 Caltrans の基準に基づいて設計し、矩形断面橋脚とインターロッキング式橋脚の耐震性をカリフォニア大学バークレイ校（以下、UCB）地震工学研究所にある3次元振動台を用いて検討することとした。

### 2. 実験供試体

橋脚の模型化に際しては、相似則の選定が重要である。ここでは、UCB校にある振動台の加振能力を考慮して、寸法及び応力の相似率を1/6とした。このようにすると、加速度の相似率は1/6、時間の相似率は $\sqrt{1/6}$ となる。

実験に用いた供試体は図-1に示すように、断面寸法が400 mm × 280 mm及び440 mm × 280 mmの矩形断面橋脚（以下、R-1, R-2と呼ぶ）及びその断面の隅角部を切り落としたインターロッキング式橋脚（以下、I-1, I-2と呼ぶ）である。いずれの供試体も柱部の高さは1,100 mmである。ただし、本文では紙面の都合でR-1とI-1についてのみ述べることにする。供試体には上部マスとして幅3.05 mの正方形で高さ0.36 mのコンクリート製ブロックを3個（総重量は226.6 kN）固定している。その結果、

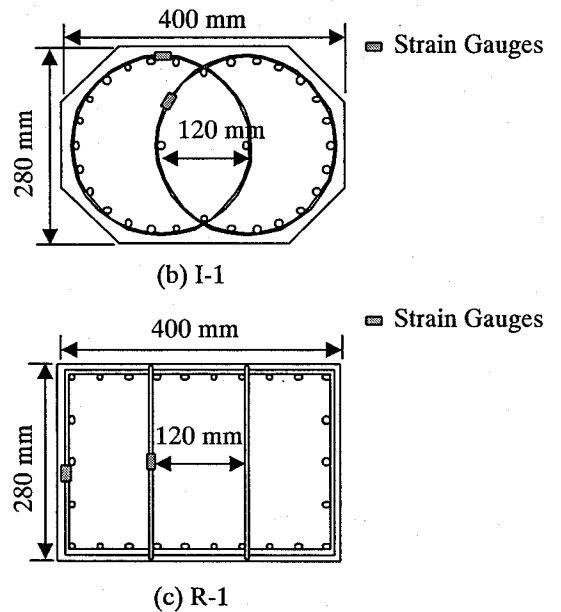
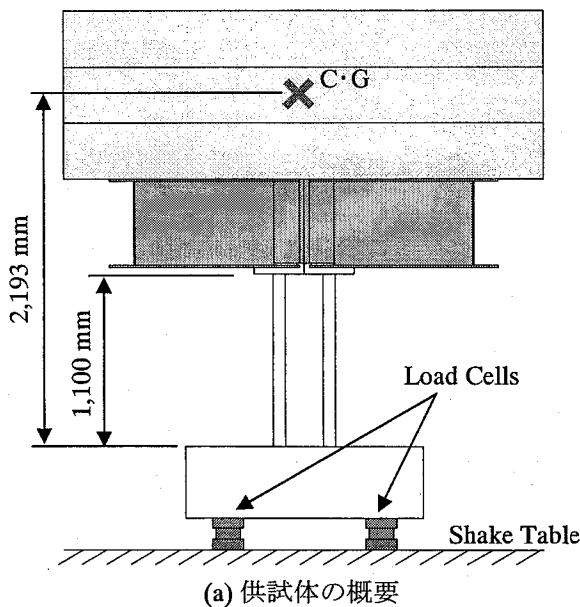


図-1 実験供試体

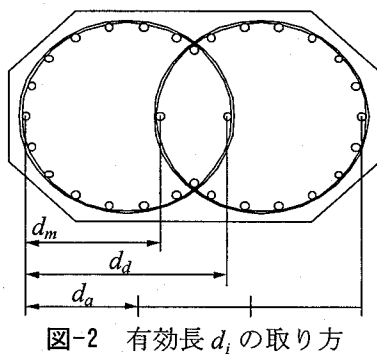


図-2 有効長  $d_i$  の取り方

基部に生じる軸応力度は I-1 及び R-1 でそれぞれ、2.28 MPa、2.02 MPa となる。橋脚基部から上部ブロック重心位置までの高さは 2,193 mm である。

Caltrans の Bridge Design Specifications では、隣接するスパイラル筋の中心間距離  $d_i$  (図-2 参照) をスパイラル筋の半径  $R$  の  $1.0R$  以上、 $1.5R$  以下とされているため、ここではスパイラル筋の中心間距離  $d_i$  を  $1.0R$  ( $=120$  mm) とした。なお、スパイラル筋には径 6 mm の SD345 異形鉄筋をスパイラル状に加工したものを用いた。R-1 に用いる帯鉄筋と中間帯鉄筋にもスパイラル筋と同じ径 6 mm の SD345 異形鉄筋を用いた。

Caltrans の Seismic Design Criteria (以下、SDC) では、塑性ヒンジ区間の横拘束筋間隔を 200 mm 以下とすると定められている。これと長さの相似率 ( $=1/6$ ) に従うと、模型橋脚ではスパイラル筋及び帯鉄筋間隔は 37 mm となる。道路橋示方書では横拘束筋の体積比  $\rho_s$  は次式で与えられる。

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leq 1.8\% \quad (1)$$

ここで、 $A_h$  : 帯鉄筋比の断面積、 $s$  : 帯鉄筋の間隔、 $d$  : 帯鉄筋の有効長である。

式(1)によりインターロッキング式橋脚の帯鉄筋比を定めるためには有効長  $d$  をどのように取り扱うかが重要である。ここでは以下に示す 3 種類の  $d$  を仮定した<sup>8)</sup>。

- (1) 分割されるコアコンクリートの辺長のうち最も長い値
- (2) 帯鉄筋の直径
- (3) 帯鉄筋によって拘束されるコアコンクリートの平均長さ

上記の(1)、(2)及び(3)に基づいて I-1 の帯鉄筋比(有効長  $d$ )を算出すると、(1)、(2)では 2.85 % (120 mm)、(3)では 1.43 % (240 mm) となる。

道路橋示方書では横拘束筋の間隔が 1 m を超える場合には(長さの相似率に基づく)模型橋脚では 167 mm)、中間帯鉄筋を設けることとなっている。このため、R-1 ではコアコンクリートが断面内で均等に分割されるように ( $d=120$  mm) 中間帯鉄筋を 2 本配置した。帯鉄筋比  $\rho_s$  を式(1)で算出すると、2.57 % となり、道路橋示方書で規定されている上限値 1.8 % を上回る。

UCB の振動台の加振能力から、橋軸方向の降伏加速度が I-1 及び R-1 とともに  $2.0 \text{ m/s}^2$  程度となるように軸方向鉄筋数を地震時保有耐力法に基づいて定めた。これは、降伏加速度が異なると、インターロッキング式橋脚と矩形断面橋脚の橋脚の応答特性が異

なり、両者の変形特性や破壊特性を直接比較しにくいためである。なお、SDC ではインターロック部には最低 4 本の軸方向鉄筋を配置すると規定されている。これに基づいて、I-1 では、インターロック部に軸方向鉄筋を 4 本配置することとした。地震時保有耐力法の計算では、式(1)に基づく帯鉄筋比  $\rho_s$  を定める必要があるが、インターロッキング式橋脚では有効長  $d$  の取り扱いにより  $\rho_s$  が大きく変化する。しかし、ここでは、帯鉄筋比を大きくしてもじん性率の向上に限度があること、道路橋示方書では 1.8 % を帯鉄筋比の上限としていることを考慮し、地震時保有耐力法による解析では  $\rho_s = 1.8 \%$  と仮定することとした。

その結果、I-1、R-1 の軸方向鉄筋はそれぞれ、30 本及び 26 本となった。R-1 の方が軸方向鉄筋が 4 本少なくなったのは、曲げ耐力で評価すれば軸方向鉄筋を外周に沿って配置した方が有効であるためである。道路橋示方書及び Caltrans 基準では、軸方向鉄筋比  $\rho_l$  の範囲をそれぞれ、以下のように与えている。

$$0.8\% \leq \rho_l \leq 2.0\% \cdots \cdots \text{道路橋示方書} \quad (2)$$

$$1.0\% \leq \rho_l \leq 4.0\% \cdots \cdots \text{Caltrans基準} \quad (3)$$

ここで、

$$\rho_l = \frac{A_l}{A_g} \quad (4)$$

式(4)に基づいて軸方向鉄筋比  $\rho_l$  を求めると、I-1 及び R-1 ではそれぞれ、2.16 %、1.05 % となり、R-1 は道路橋示方書及び Caltrans 基準の規定範囲を満足するが、I-1 は道路橋示方書の規定範囲を超える。

### 3. 実験方法及び計測装置

入力地震動としては図-3 に示す、1995 年兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された加速度記録の NS 成分、EW 成分を供試体の橋軸及び橋軸直角方向に、UD 成分を上下方向に作用させた。

実験手順として、まず、供試体が弾性域にある範囲で加振した後、計算上の橋軸または橋軸直角方向の応答変位がそれぞれ、初降伏変位に相当するレベル、設計変位に相当するレベル、終局変位に相当するレベルと、順次加振強度を上げていった。以下ではこれらをそれぞれ、弾性レベル、降伏レベル、設計レベル、最大レベル加振と呼ぶこととする。なお、最大レベル加振後にも供試体の損傷は限られていたため、設計レベル、最大レベルの加振を再度加えた（以下、設計レベル 2、最大レベル 2 加振と呼ぶ）。

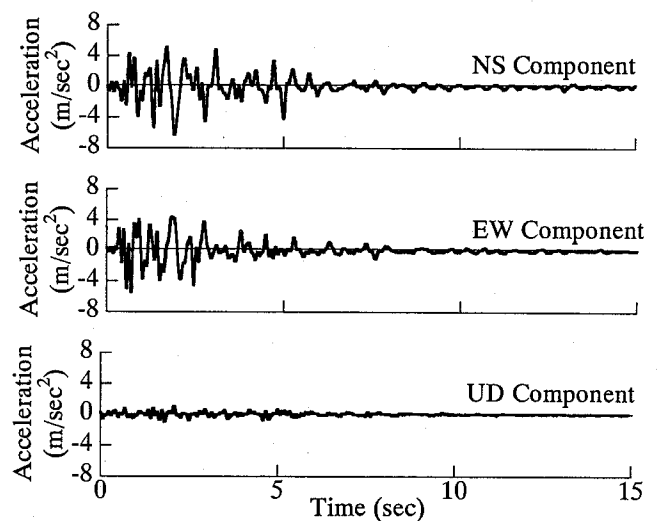


図-3 入力地震動 (JR 鷹取駅記録)

しかし、これでも供試体は破壊に至らなかったため、これ以降さらに原地震動の 140 %、160 % と強度を上げて加振した（以下、それぞれを 140 % レベル、160 % レベル加振と呼ぶ）。最終的に 160 % レベル加振を 3 回繰り返し実験を終了した。

各実験では、上部ブロック重心位置及びフーチング重心位置に加速度計及び変位計を設置した。スパイラル筋のひずみは、図-1(b)、(c)に示す基部から 50 mm 及び 150 mm 位置で測定した。供試体底面に作用する水平力及び鉛直力は供試体底面と振動台間に設置した 4 個のロードセルにより測定した（図-1(a)参照）。以下で示す橋脚基部に作用した曲げモーメントとは、このロードセルで計測した水平力及び鉛直力を用いて算出した<sup>9)</sup>。

### 4. I-1 及び R-1 の地震応答特性

#### (1) 供試体 I-1

図-4 に I-1 の設計レベル加振後の損傷を示す。図中には、比較のため、R-1 の設計レベル加振後の損傷も示す。なお、弾性及び降伏レベル加振では、外観からわかる損傷は生じていない。これによれば、全面に多数の曲げひび割れが高い位置まで生じたが、主たる損傷は W 面を中心に NW 及び SW 面に生じた。これらの面では、橋脚基部から 160 mm の範囲で多数の縦ひび割れ及び被りコンクリートが剥離したが、軸方向鉄筋の局部座屈や破断には至っていない。

3 回目 160 % レベル加振終了後には写真-1(a)に示すように、基部から SW 面では 520 mm まで、NE 面では 240 mm まで被りコンクリートが剥離した。これらの面ではスパイラル筋が露出したが、著しいコア

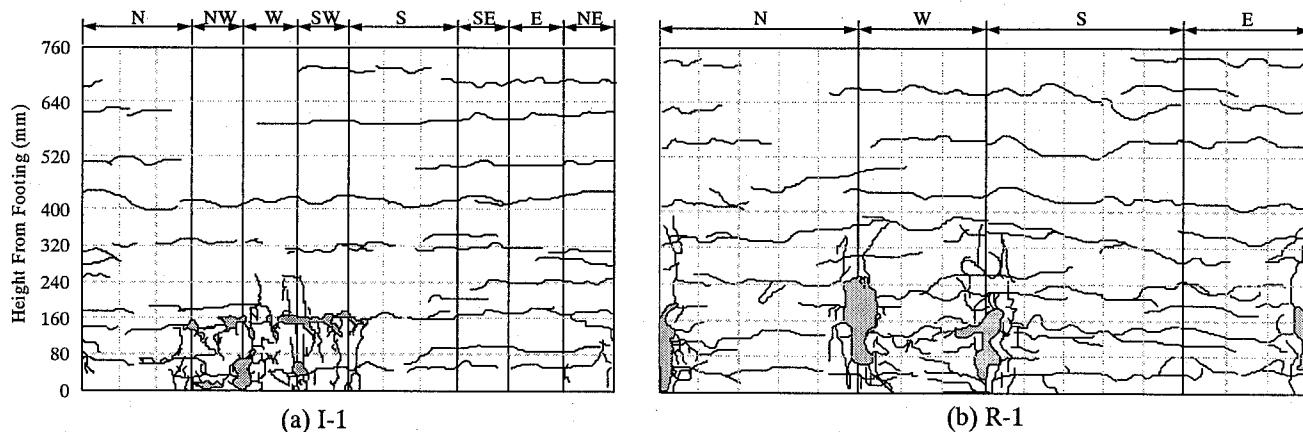


図-4 設計レベル加震後の損傷図

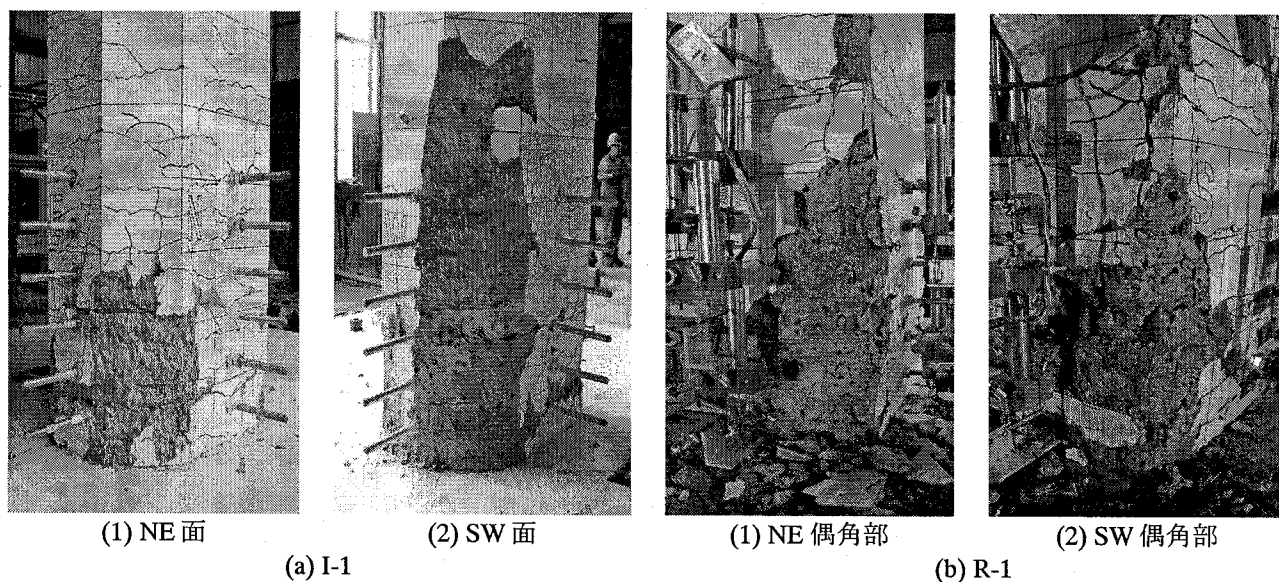


写真-1 3回目 160 %加振後の損傷

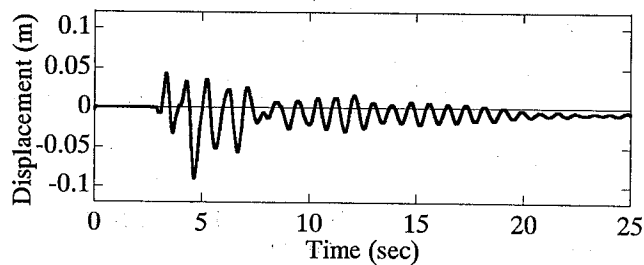
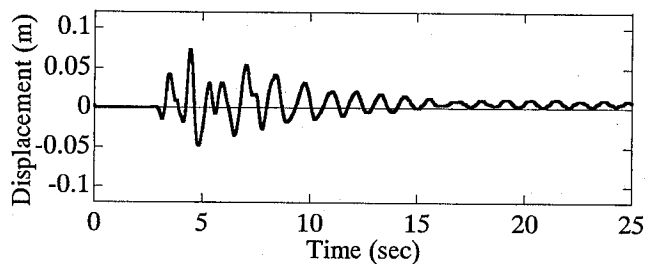
コンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の局部座屈及び破断は生じていない。

設計レベル加振の橋脚基部に対する上部ブロックの応答変位（以下、相対変位と呼ぶ）を図-5(a)に示す。NS及びEW方向の最大相対変位はそれぞれ、73.0 mm及び90.0 mmである。これより、EW方向には道路橋示方書の設計変位61.0 mm及び終局変位79.6 mmを超えているが、NS方向には設計変位92.7 mmに達していない。なお、この終局変位は、有効長 $d$ として、帯鉄筋の直径（240 mm）を仮定した場合の計算値であり、分割されるコアコンクリートの辺長のうち最も長い値及び帯鉄筋によって拘束されるコアコンクリートの平均長さを仮定した場合にはともに有効長 $d$ は120 mmとなり、設計及び終局変位ではそれぞれ、109.2 mm及び151.4 mmとなる。設計レベル加振後、N方向に6.7 mm（0.3 %ドリフト）及びW方向に6.8 mm（0.3 %ドリフト）の残留変位が生じた。結果的に供試体は損傷が著しかった

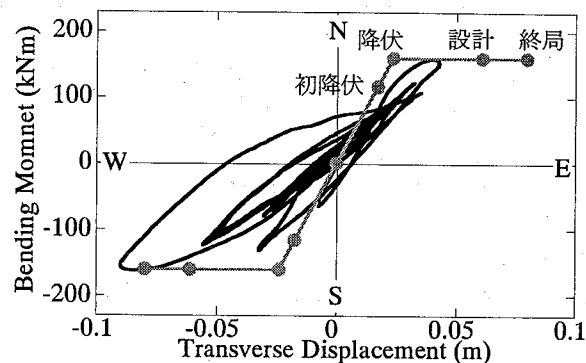
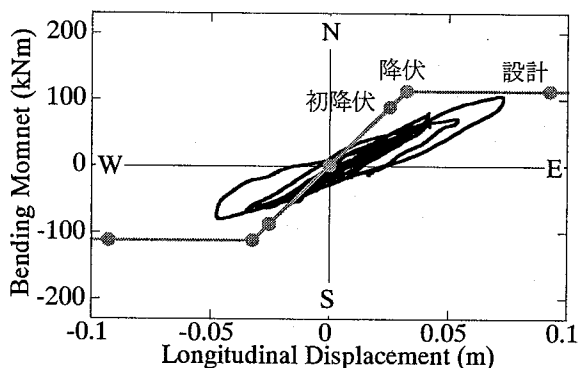
NW方向に残留変位が生じた。

図-5(b)に橋脚基部に作用する曲げモーメント～相対変位の履歴を示す。図中にはファイバー解析の結果も示す。これによれば、橋脚基部には最大で104.8 kNm及び162.8 kNmの曲げモーメントがNS及びEW方向に作用しており、これは道路橋示方書に従って計算される曲げ耐力114.8 kNm、166.3 kNmとよく一致している。

損傷が集中したNW面付近で計測されたスパイラル筋のひずみとして図-1(b)に示す基部から50 mm位置におけるスパイラル筋N1、また中間帯鉄筋IntW1の値を示すと図-6のようになる。スパイラル筋に生じた最大ひずみはともに $400 \mu$ 程度で降伏ひずみを大きく下回っている。これは、今回設計した供試体のスパイラル筋は密に配置されているため、スパイラル筋一本当たりに生じるひずみは小さかったためと考えられる。

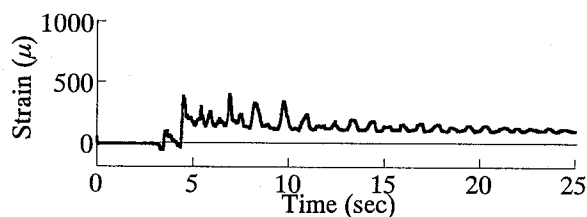


(a) 上部ブロック重心位置と橋脚基部の相対変位

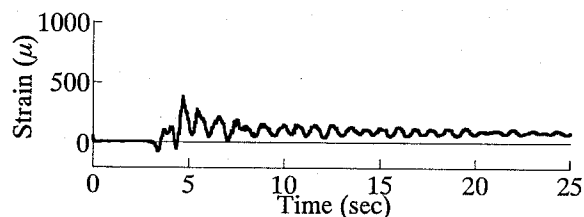


(b) 曲げモーメント～相対変位

図-5 I-1 の設計レベル加振の応答 (左: NS方向, 右: EW方向)



(a) スパイラル筋 N1



(b) 中間帯鉄筋 IntW1

図-6 スパイラル筋に生じたひずみ (基部から 50 mm 位置)

## (2) 供試体R-1

図-4(b)にR-1の設計レベル加振後の損傷を示す。弾性及び降伏レベル加振では外観からわかる損傷は生じていない。損傷は、SE隅角部を除く隅角部、特にNW、SW隅角部に集中した。NW及びSW隅角部では基部からそれぞれ240 mm、170 mmと供試体I-1に比較して高い位置まで被りコンクリートが剥離した。ただし、軸方向鉄筋の局部座屈や破断はこの段階では生じていない。

3回目160 %レベル加振終了後の損傷を写真-1(b)に示す。損傷はSW及びNE隅角部を中心としたW面及びE面に集中した。SW、NE隅角部では被りコンクリートが基部から520 mm位置まで剥離し、W及びE面の中央付近では、広い範囲にわたってコアコンクリートが圧壊した。また、SW隅角部の隣に位置する軸方向鉄筋とNE隅角部の隣に位置する軸方向鉄筋が局部座屈し、SW隅角部に位置する軸方向鉄筋が破断した。

図-7(a)に供試体の相対変位を示す。最大相対変

位はNS及びEW方向でそれぞれ、78.8 mm及び81.2 mmと、EW方向では道路橋示方書の設計変位52.6 mm及び終局変位69.4 mmを上回っている。加振後にはN方向に8.2 mm (0.38 %ドリフト)、E方向に3.4 mm (0.16 %ドリフト)の残留変位が生じている。

橋脚基部に作用した曲げモーメントを求めると図-7(b)のようになり、最大曲げモーメントはNS及びEW方向でそれぞれ、111.4 kNm、161.6 kNmとなる。これは、道路橋示方書に基づいて算出される曲げ耐力109.7 kNm、150.9 kNmの98 %、107 %に相当する。

損傷が著しいW面中央の基部から150 mm位置の帯鉄筋W及び中間帯鉄筋IntW (図-1(c)参照)に生じたひずみを示すと図-8のようになる。これより、最大ひずみは帯鉄筋Wで830  $\mu$ 、中間帯鉄筋IntWでは360  $\mu$ であり、まだ降伏していない。

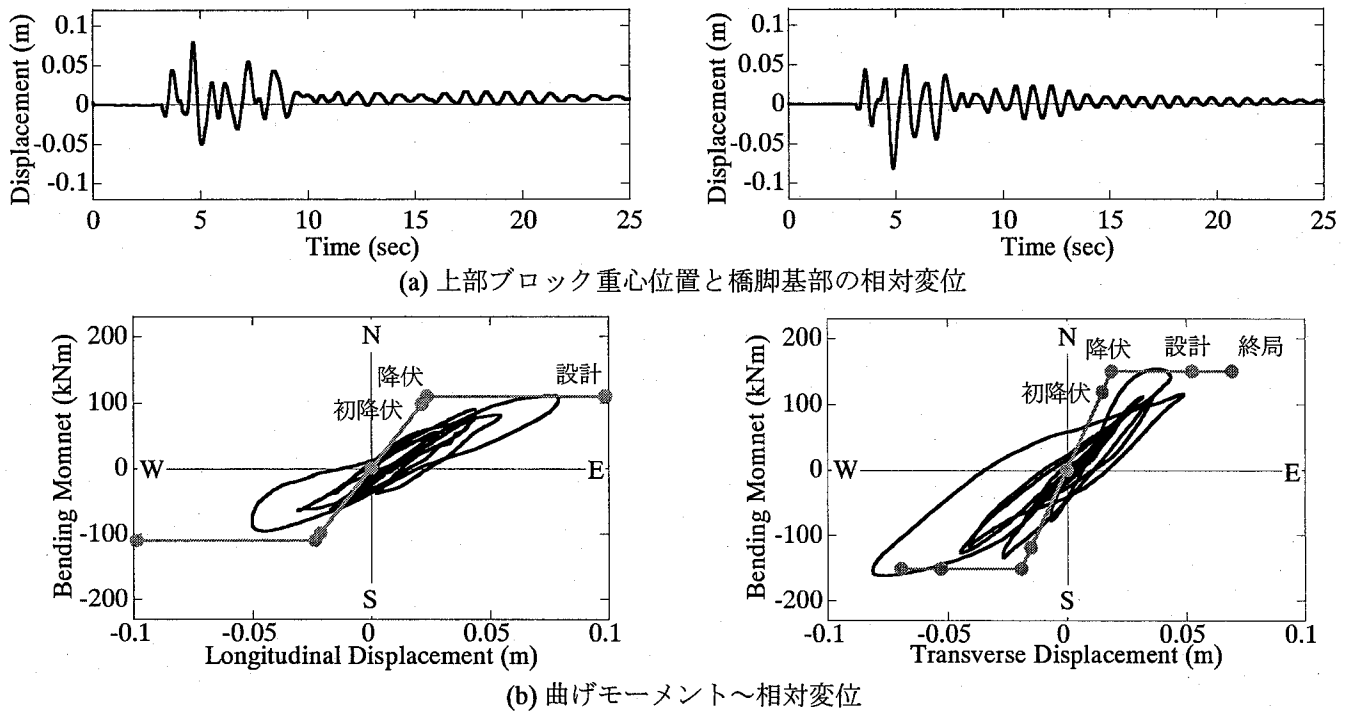


図-7 R-1 の設計レベル加振の応答 (左 : NS 方向, 右 : EW 方向)

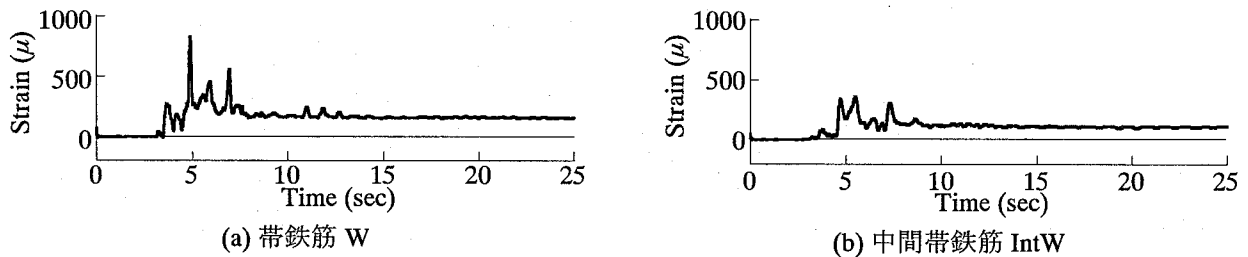


図-8 帯鉄筋及び中間帯鉄筋に生じたひずみ (基部から 150 mm 位置)

## 5. I-1とR-1の実験応答比較

I-1 と R-1 とともに、設計レベル加振が終了した段階では、被りコンクリートが剥離する程度で、コアコンクリートの圧壊、軸方向鉄筋の局部座屈や破断等の損傷は生じていない。従って、今回設計した条件では、インターロッキング式橋脚及び矩形断面橋脚ともに所要の耐震性能を発揮できたと言えることができる。被りコンクリートの剥離が R-1 の方が I-1 より高い位置まで進展する点、スパイラル筋や帯鉄筋、中間帯鉄筋には降伏ひずみを大幅に下回るひずみしか生じなかった点が興味深い。矩形断面橋脚は水平 2 方向加振下では隅角部に損傷が生じやすいことが確認されており<sup>10)</sup>、隅角部を切り落とした形状となっているインターロッキング式橋脚は損傷を受けやすい隅角部を有していない。このことが I-1 の損傷の進展が著しいものではなかったと考えられる。

図-9(a)に、橋脚の加振後の固有周期を示したものである。橋脚の固有周期は、各加振終了後に、振

動台に小さなパルス状の振動を発生させ、上部ブロック重心位置の応答加速度のフーリエ解析から求めた。加振前の I-1 及び R-1 の固有周期は、NS 方向にそれぞれ、0.59 秒及び 0.48 秒、EW 方向にそれぞれ 0.38 秒及び 0.34 秒であるが、設計レベル加振により NS 方向にはそれぞれ、1.12 秒及び 0.98 秒、EW 方向にはそれぞれ、0.85 秒及び 0.81 秒と急に長くなる。これ以降加振を繰り返してもそれほど固有周期は変化しない。全体的に固有周期は I-1 の方が R-2 より長い傾向にあるが、これは軸方向鉄筋を外周に沿って配置した矩形断面橋脚の方が、それを円形状に配置するインターロッキング式橋脚より剛性に有効に寄与するためと考えられる。

図-9(b)及び(c)に I-1 及び R-1 の各加振に生じる最大相対変位、残留変位の変化を示す。これより、最大相対変位は両タイプの橋脚ではほとんど大きな違いが見られない。しかし、I-1 の各加振後に生じた NS 方向の残留変位は 1 回目 160 %レベル加振後顕著に大きくなっている点において、R-1 の方が優

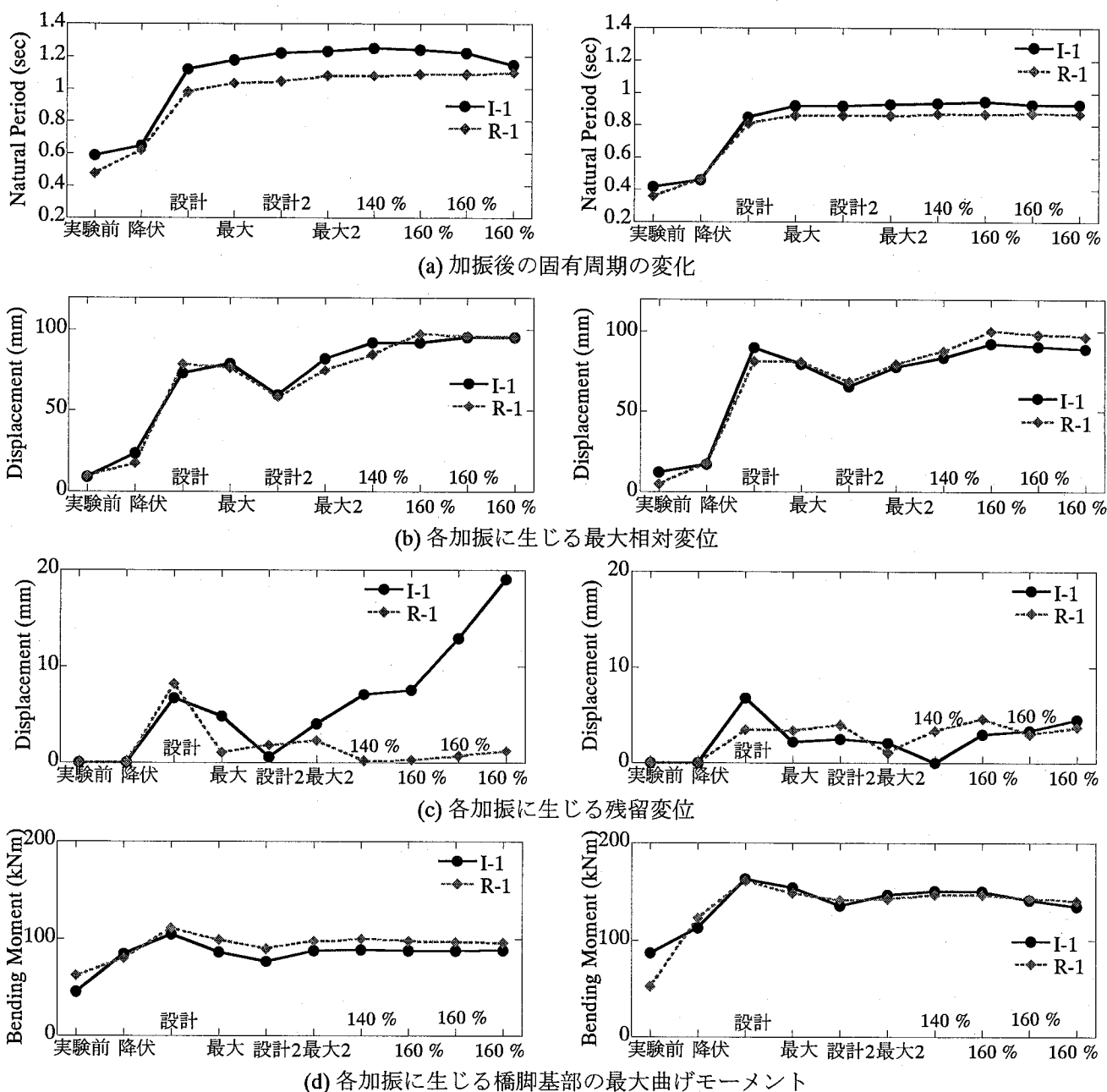


図-9 加振に伴う I-1 と R-1 の地震応答の比較 (左: NS 方向, 右: EW 方向)

れている。また、橋脚基部に作用した最大曲げモーメントの変化を図-9(d)に示す。R-1 では、軸方向鉄筋の局部座屈やコアコンクリートの圧壊が 140% レベル加振で生じたにも関わらず、それ以降の加振でも著しい耐力低下は生じていない。結果的に、損傷が限定的であった I-1 と似た耐震性を示している。

## 6. 結論

米国と我が国の耐震設計基準に沿って設計されたインターロッキング式橋脚及び矩形断面橋脚を UCB 校地震工学研究センターにおける 3 次元振動台を用

いて加振実験を行い、両者の耐震性について検討した。本実験から得られた結論は以下の通りである。

1. I-1 及び R-1 とともに設計レベル加振下における損傷は被りコンクリートの剥離程度と限定的であり、設計で想定した性能を満足している。この段階では、スパイラル筋や帯鉄筋・中間帯鉄筋に生じるひずみは数  $100 \mu$  程度と降伏ひずみを大きく下回っている。
2. 設計レベル及び最大レベルを大きく上回る加振下では、偶角部を有さない I-1 の損傷は被りコンクリートの剥離程度であったが、偶角部を有する R-1 で

は、隅角部で軸方向鉄筋の局部座屈、破断やコアコンクリートの圧壊が生じた。しかし、橋脚基部の曲げ耐力で評価するとR-1とI-1で大きな違いはない。

3. 各加振後の固有周期及び各加振ごとに生じる最大相対変位の変化はI-1及びR-1ではよく似た特徴を示す。こういう点からも、インターロッキング式及び矩形断面橋脚の地震応答特性には大きな違いはないと言えることができる。しかしながら、各ステップごとに生じる橋脚の残留変位は、R-1に比較してI-1の方が大きい。

謝辞：(独)土木研究所の堺淳一氏には、カリフォルニア大学バークレイ校地震工学研究所における振動台加振実験の実施方法、治具の使用法、模型製作上の留意点等、多岐にわたって懇切なご指導を得た。また、本実験の実施に際しては、東京工業大学大学院川島研究室の渡邊学歩、永田聖二、室谷奈津美、佐々木智大、河野直也、栗田裕樹、Le Anh Ngocの各氏のご支援を得た。ここに記し、厚く御礼申し上げる次第である。

#### 参考文献

- 1) California Department of Transportation (Caltrans): Bridge Design Specifications, Engineering Service Center,

- Earthquake Engineering Branch, California, September, 2004.  
2) California Department of Transportation (Caltrans): Seismic Design Criteria Ver. 1.3, Engineering Service Center, Earthquake Engineering Branch, California, February, 2004.  
3) Standard Association of New Zealand: Concrete Structures Standards, Part 1: Code, Part 2: Commentary, NZ S31101, Wellington, New Zealand, 1995.  
4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2002.  
5) Tanaka, H.: Effect of Lateral Confining Reinforcement on the Ductile Behavior of Reinforced Concrete Columns, *Research Report of Department of Civil Engineering*, pp. 208-324, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1990.  
6) Tanaka, H. and Park, R.: Seismic Design and Behavior of Reinforced Concrete Columns with Interlocking Spirals, *ACI Structural Journal*, V. 90 No. 2, March-April, 1993.  
7) Buckingham, G.C.: Seismic Performance of Bridge Columns with Interlocking Spiral Reinforcement, M.S. Thesis, Washington State University, 1992.  
8) 藤倉修一，川島一彦，庄司学，張建東，武村浩志：インターロッキング式帯鉄筋を有する RC 橋脚の耐震性，土木学会論文集，No. 640/I-50，pp. 71-88，2000.1.  
9) 松本崇志，川島一彦：振動台加震実験に基づく橋脚の曲げ耐力の推定精度，土木学会地震工学論文集，[29]，CD-ROM，pp. 961-970，2007.  
10) 早川涼二，川島一彦，渡邊学歩：2方向地震力を受ける RC 橋脚の耐震性：土木学会地震工学論文集，[27]，CD-ROM，No.324，2003.