

## E-ディフェンス震動実験に基づくフーチング内軸方向鉄筋の抜けだしに関する検討

佐々木智大<sup>1</sup>・川島一彦<sup>2</sup>

<sup>1</sup>学生会員 修（工） 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 M1-10）

<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）

### 1. はじめに

一般に、鉄筋コンクリート橋脚が大きな力を受けるとき、フーチングからの軸方向鉄筋の引き抜けによって橋脚基部に回転が生じ、挙動が大きく変化することが知られている。すなわち、橋脚に荷重が作用したときに生じる橋脚天端の変位 $u$ には、橋脚躯体の変形によって生じる変位の他に、フーチング内の軸方向鉄筋の変形に伴う抜けだしによって橋脚基部が回転し、これによって橋脚天端に生じる変位が含まれる。また、このフーチング内軸方向鉄筋の変形によって橋脚の剛性が変化し、橋梁の動的応答特性にも影響を与える。

このように、鉄筋コンクリート構造物の実験において、軸方向鉄筋の抜けだしの影響の評価は重要である。たとえば、Popovは柱梁接合部の載荷実験を行い、接合部で生じる鉄筋の変形と抜けだしが全体の变形量に与える影響が大きいことを指摘している<sup>1)</sup>。

一方、コンクリートに埋め込まれた鉄筋の付着応力～すべり関係も多数提案されている。たとえば島らは50cmのコンクリート円筒にD19の異形鉄筋を埋め込んだ供試体の片引き試験を行うとともに、この実験結果に基づいて付着応力～すべり関係を提案している<sup>2)</sup>。今井、是永、瀧口は島ら<sup>2)</sup>および森田ら<sup>3)</sup>の提案する付着応力～すべり関係を用いて抜けだし量を推定し、RC部材端部における曲げモーメント～回転角の関係を解析的に求める方法を提案している<sup>4)</sup>。

星隈、運上、長屋は1辺が2.4mの正方形断面を有する高さ9.6mの橋脚模型2体とこの1/4縮小模型に対する繰り返し載荷実験を行い、フーチング内軸方向鉄筋塑性ひずみが進展する深さは大型模型の方が大きいこと、フーチング内の軸方向鉄筋の変形と抜けだしによる橋脚の水平変位は縮小模型の方が大きいこと、載荷点における全水平変位に占めるフーチン

グ内軸方向鉄筋の変形に伴う抜けだしによる水平変位の比は、縮小模型では約15%～35%であり変動が大きいのに対し、大型模型では約20%前後でその変動も小さいと報告している<sup>5)</sup>。

以上のように軸方向鉄筋の抜けだしによる影響は多数研究されてきているが、多段配筋された実大RC橋脚に対するフーチング内軸方向鉄筋の変形に伴う抜けだしの影響について検討された例はない。多段配筋された軸方向鉄筋の場合には隣り合う軸方向鉄筋が互いに影響して付着特性が変化し、フーチング内軸方向鉄筋の抜けだし量が多段配筋されていない場合と比較して変化すると考えられる。

ここでは、E-Defenseを用いて2段配筋された大型RC橋脚の加震実験結果（C1-5実験）<sup>6),7)</sup>を用いてフーチング内軸方向鉄筋の変形量を求め、これが橋脚の応答変位に与える影響について検討する。

### 2. フーチング内軸方向鉄筋のひずみ

図-1にC1-5実験のセットアップを、図-2にC1-5実験に用いた橋脚（C1-5橋脚）の特性を示す。C1-5橋脚は橋脚高さ7.5mで径2.0mの円形断面を有するRC橋脚であり、詳細は参考文献6), 7)に示すとおりである。図-3にC1-5実験に用いた入力地震動を示す。入力地震動としては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を地盤と構造物の相互作用を考慮して80%に振幅を縮小した加速度波形を用いた。これを、以下、実地震レベル地震動と呼ぶ。実験では、実地震レベル加震を2回、上部構造重量を21%増加させた状態で実地震レベル加震を1回、実地震レベルの加速度振幅を125%に増加させた加震を2回、計5回の加震が行われている。ここでは、上部構造重量を増加させる前の状態における2回の実地震レベル加震の結果を使用する。

図-4は2回の実地震レベル加震により得られた

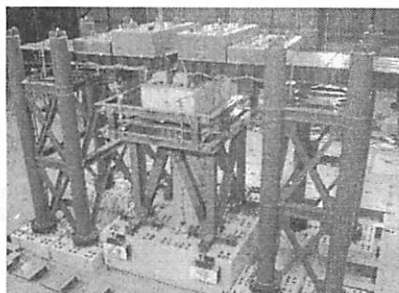


図-1 C1-5 実験

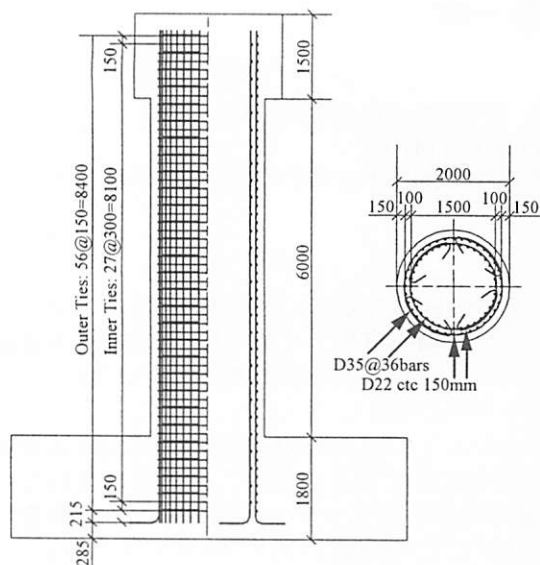


図-2 C1-5 橋脚

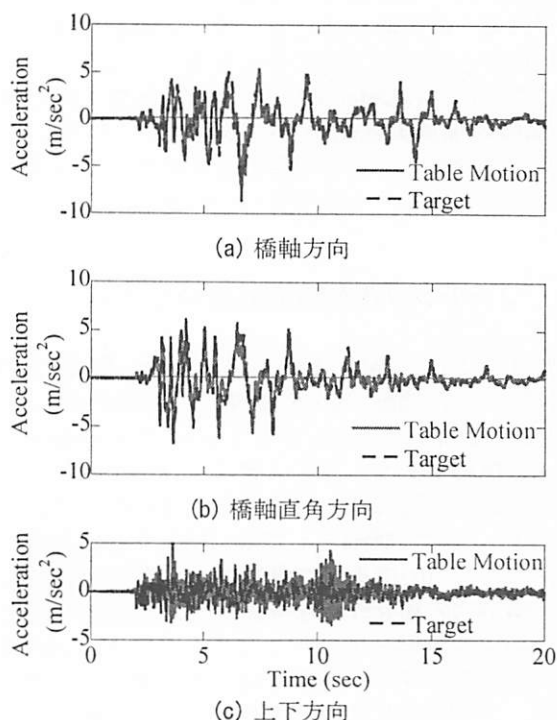
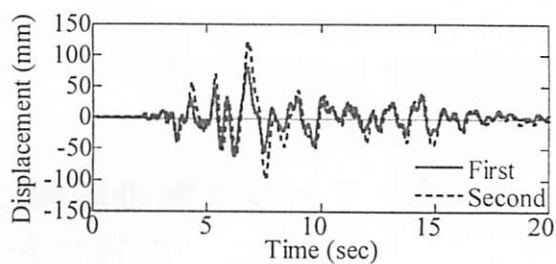
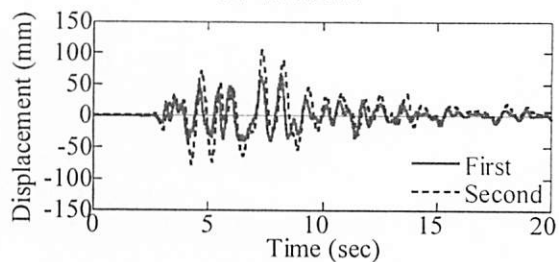


図-3 入力地震動

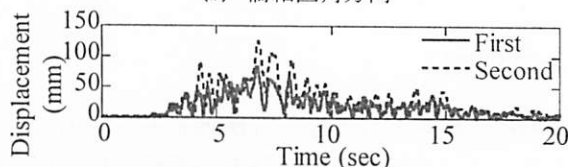
橋脚天端における応答変位である。1回目の実地震レベル加震では、応答変位は 6.745 秒で最大となり、最大応答変位は橋軸方向には 80.3mm、橋軸直角方



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向



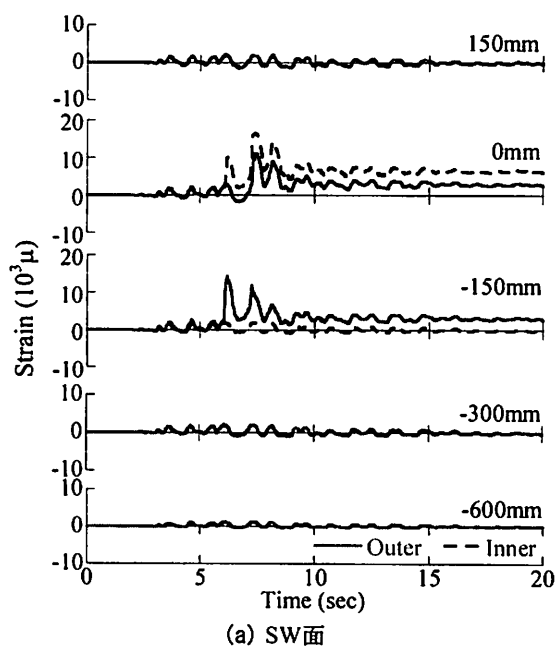
(c) 2方向の合成

図-4 橋脚天端における応答変位

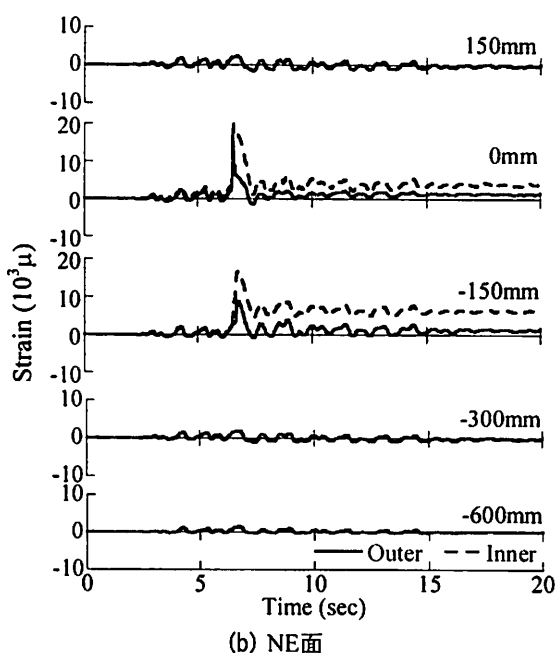
向には-22.6mm となった。これに対し、2回目の実地震レベル加震では、応答変位は 6.82 秒で最大となり、最大応答変位は橋軸方向には 121.7mm、橋軸直角方向には-26.5mm となった。

図-5 は1回目の実地震レベル加震における SW 面及び NE 面におけるフーチング内の軸方向鉄筋のひずみである。参考までにフーチング上面から 150mm 高さにおける軸方向鉄筋のひずみも示している。フーチング上面から-300mm 深さにおける軸方向鉄筋ひずみは SW 面、NE 面ともに、約 2,000 $\mu$  程度とほぼ降伏ひずみに相当するひずみがであり、フーチング上面から 150mm 高さの軸方向鉄筋ひずみとほぼ同じである。これに対し、フーチング上面およびフーチング上面より-150mm 深さの軸方向鉄筋ひずみは 10,000 $\mu$ を超えるような大きな塑性ひずみが生じている。

図-6 は 2 回目の実地震レベル加震における SW 面及び NE 面におけるフーチング内の軸方向鉄筋のひずみである。なお、軸方向鉄筋ひずみの測定結果が SE 面フーチング上面より 600mm 下の外側軸方向鉄筋、SE 面フーチング上面の内側軸方向鉄筋、SW 面フーチング上面の内側軸方向鉄筋の 3 点におけるひずみが正しく測定できなくなった。橋脚基部の損傷に伴い、大きな塑性ひずみが生じたフーチング上面から 150mm 高さの軸方向鉄筋に対し、フーチング上面から-300mm 深さにおける軸方向鉄筋ひずみは 2,000 $\mu$ 程度と 1 回目の実地震レベル加震から大きく変化していない。フーチング上面およびフーチング上面から-150mm 深さの軸方向鉄筋ひずみも 1 回目の実地震レベル加震と似た応答を示している。



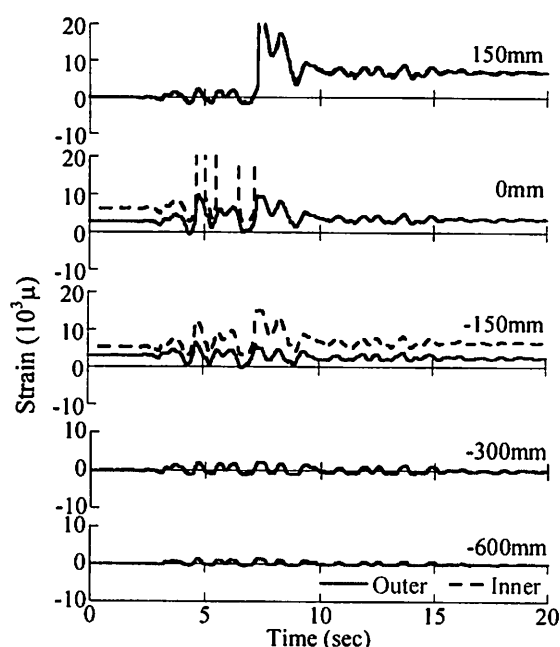
(a) SW面



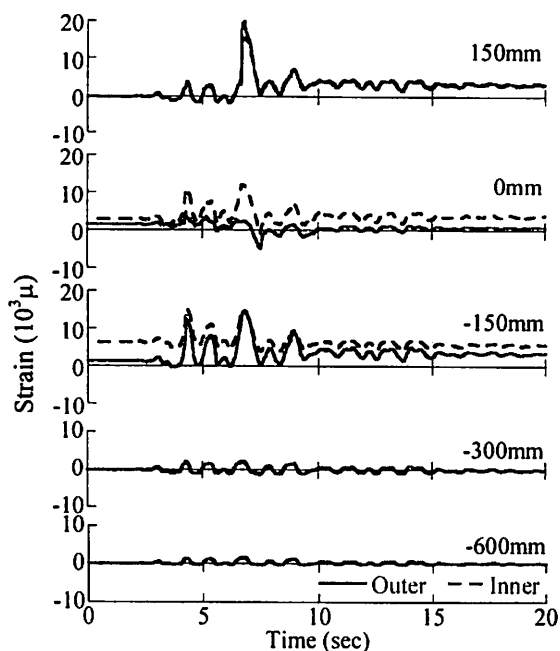
(b) NE面

図-5 SW面及びNE面におけるフーチング内の軸方向鉄筋のひずみ (第1回目の実地震レベル加震)

図-7 は1回目の実地震レベル加震で応答が最大となった瞬間でのフーチング内の軸方向鉄筋のひずみ分布を橋脚の周に沿う6箇所に対して示した結果である。図中には、橋軸及び橋軸直角方向の応答変位の履歴も示している。フーチング内では、フーチング上面からおおむね150mm間隔で軸方向鉄筋のひずみが計測されており、8箇所のうち、NW、NE、SE、SWの4箇所では外側と内側の軸方向鉄筋のひずみが、その他の4箇所では外側軸方向鉄筋のひずみが計測されている。図-7によれば、フーチング上面とそれより150mm下方の2カ所で軸方向鉄筋には降伏ひずみを超えるひずみが生じているが、フーチング上面から300mm以下ではあまり大きなひ



(a) SW面



(b) NE面

図-6 SW面及びNE面におけるフーチング内の軸方向鉄筋のひずみ (第2回目の実地震レベル加震)

ずみは生じていない。この特性は外側及び内側の軸方向鉄筋ともに同じである。

図-8 は2回目の実地震加震において、応答変位が最大となる瞬間のフーチング内軸方向鉄筋のひずみを示した結果である。この場合にも1回目の実地震レベル加震の場合と同様に、フーチング上面とそれより150mm下方においては軸方向鉄筋は降伏しているが、フーチング上面から300mm下方になるとあまり大きなひずみが生じていない。

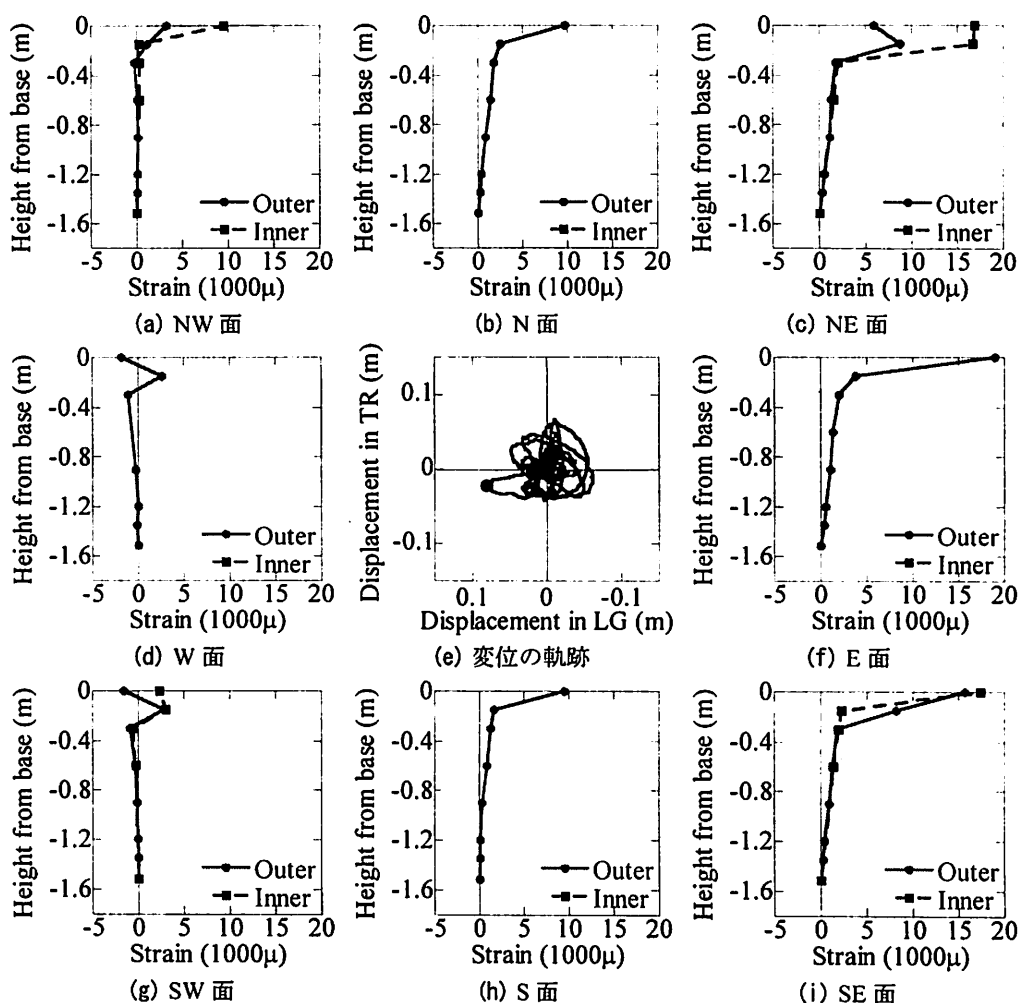


図-7 変位が最大となるときの一フーチング内軸方向鉄筋ひずみ (実地震レベル1回目)

### 3. 抜けだし量の算定

フーチング内の軸方向鉄筋の変形によって、フーチング上面において生じる軸方向鉄筋の抜けだし量  $s$  は、フーチング内の軸方向鉄筋のひずみを積分することにより、次式のように求められる。

$$s = \int_{-H}^0 \varepsilon(x) dx = \sum_{j=1}^{N-1} \frac{1}{2} (\varepsilon_{j-1} + \varepsilon_j) (h_{j-1} - h_j) \quad (1)$$

ここで、 $x$  : フーチング上面を 0 とし、上向きに取った座標軸、 $\varepsilon(x)$  : 深さ  $x$  における軸方向鉄筋に生じるひずみ、 $-l$  : フーチング内で軸方向鉄筋にひずみが生じる下限の深さ、 $\varepsilon_j$  : フーチング上面から  $j$  番目の測定点におけるひずみ、 $h_j$  : フーチング上面から測定点までの距離、 $N$  : フーチング上面から  $-H$  間におけるひずみの測定点の数である。ここで、 $h_N = H$  はひずみが 0 になる点とフーチング上面間の距離であり、 $\varepsilon_N = 0$  とする。

上述したように、フーチング内のひずみはフーチング上面から 300mm になると小さくなるが、完全に 0 ではないため、ここではフーチング内で計測された全てのひずみを考慮することとし、 $-H = -1.518\text{m}$  とすることとする。

以上のようにして、式(1)によりフーチング上面における軸方向鉄筋の抜けだし量  $s$  を 1 回目実地震レベル加震に対して計算した結果が、図-9である。ここには、フーチング上面とそこから80mm上の点の間で変位計により直接測定した相対変位も比較のために示している。ただし、このようにして変位計で測定した相対変位には、1) 橋脚基部 (=フーチング上面) とそこから80mm高さの間に生じた橋脚躯体の変形の影響が含まれること、2) フーチング上面周辺のコンクリートが圧壊すれば、この影響を受けること、3) 変位計は橋脚の表面から100mm程度離れた位置に設置されていたため、変位計で測定された相対変位は軸方向鉄筋位置における変位ではないことに注意しなければならない。

図-9によれば、式(1)によりフーチング上面において求めた抜けだし量  $s$  は外側の軸方向鉄筋と内側の軸方向鉄筋間で振幅及び位相ともよく似ている。

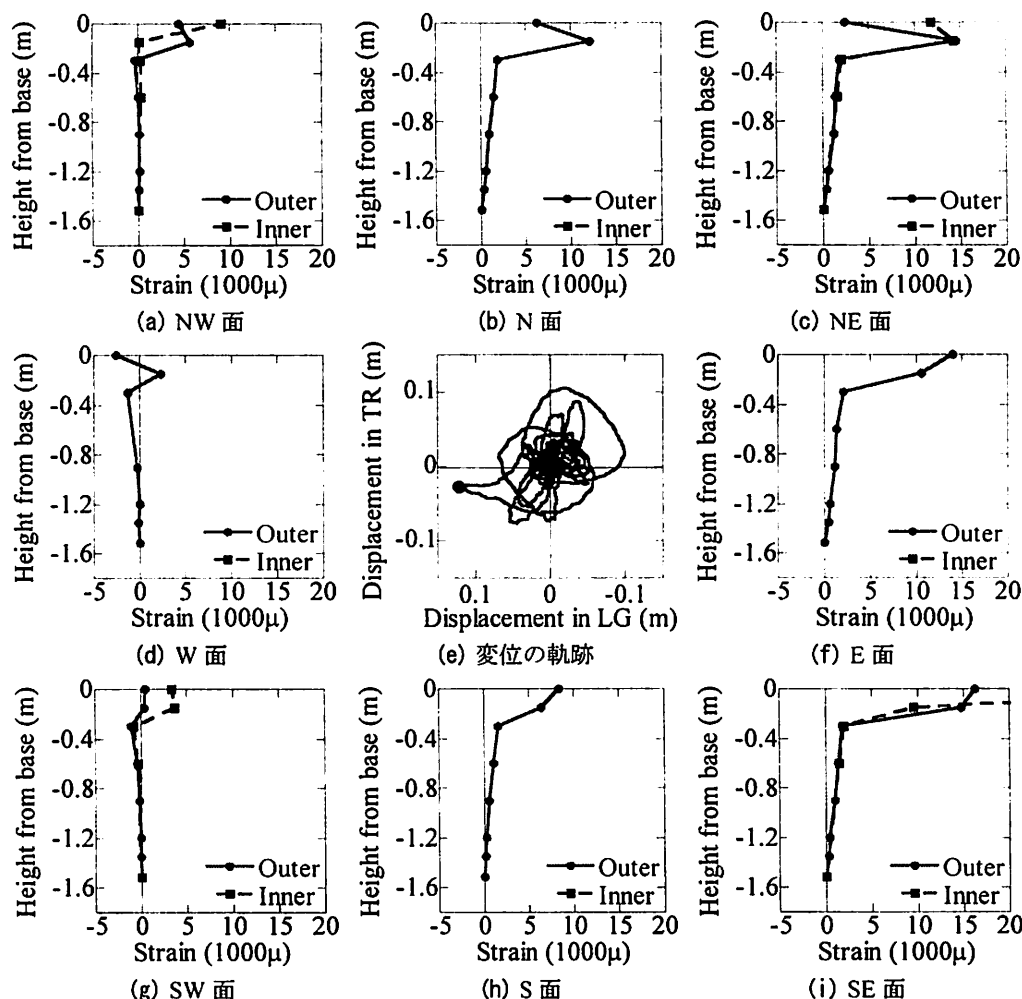


図-8 変位が最大となる時のフーチング内軸方向鉄筋ひずみ（実地震レベル2回目）

抜けだし量 $s$ は場所ごとに異なるが、抜けだし量 $s$ はおおむね最大で3mm～6mm程度である。軸方向鉄筋は引張だけでなく圧縮も受けるため、抜けだしだけでなくフーチング内への埋め込みも生じるはずであるが、圧縮についてはコンクリートが負担するはずであり、フーチング内への埋め込みは小さいはずである。このような点も、式(1)によりフーチング上面において求めた抜けだし量 $s$ は矛盾していない。

また、興味深い点は、変位計によって直接計測した相対変位は上述したように3点で式(1)により求めた抜けだし量 $s$ とは異なる可能性があるが、結果的には式(1)により求めた抜けだし量 $s$ は変位計によって直接計測した相対変位とおおむね一致している点である。ただし、SW面及びW面においては、変位計によって測定した相対変位は圧縮側に最大それぞれ3.3mm、1.4mmとなっており、式(1)によって求めた抜けだし量 $s$ と一致しない。SW面及びW面は加震中に橋脚の応答変位が大きく卓越した方向<sup>7)</sup>であり、上記の3点が影響したためと考えられる。特に、コンクリートの破壊や変位計が橋脚表面から約100mm離れた位置に設置されていたことが影響しているのではないかと考えられる。

図-10は2回目の実地震レベル加震における軸方向鉄筋の抜けだし量 $s$ である。上述した第1回目実地震レベル加震に引き続いて抜けだし量 $s$ を求めているため、時刻0からすでに抜けだし量 $s$ が生じている。抜けだし量 $s$ の最大値は第1回目加震に比較して、それほど変わらないものの、最大応答変位が生じる前の4秒～6秒では、抜けだし量 $s$ が1回目の実地震レベル加震よりも大きくなる。

また、いずれの面においても最大で3mm～6mm程度と実地震レベル1回目の場合とほぼ同程度の抜けだしが生じている。これに対し、橋脚基部とそこから80mm上の点の間の相対変位は、実地震レベル1回目に比較して1mm～2mm程度大きくなっており、軸方向鉄筋ひずみの分布を積分した結果と変位計による測定結果の一致度が低下する。これは、曲げひび割れの進展やかぶりコンクリートの剥離等の基部に軽微な損傷がある程度入ったためであると考えられる。

なお、前述したように、SE面の外側および内側軸方向鉄筋ひずみおよびSW面内側軸方向鉄筋ひずみでは、ひずみの測定が正しくできなかったため、圧縮側への大きな抜けだし量 $s$ や急激な変動が生じ

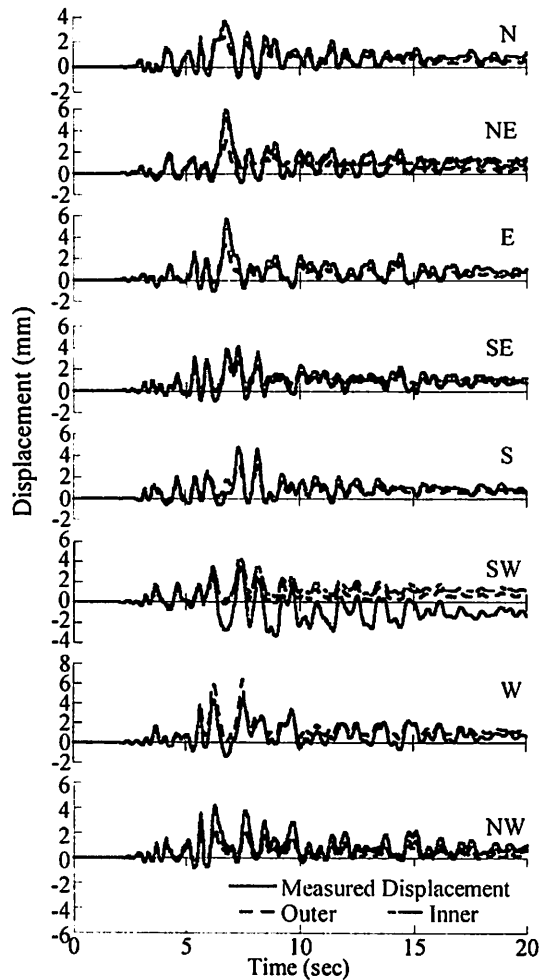


図-9 軸方向鉄筋の抜けだし量（実地震レベル1回目）

ている。

#### 4. 基部の回転によって生じる水平変位

フーチング内の軸方向鉄筋の変形に伴う抜けだしによって橋脚は基部で回転するが、この回転によって橋脚天端に生じる水平変位は次式で与えられる。

$$u_{BP,LG}(t) = \frac{s_W(t) - s_E(t)}{D} H \quad (2)$$

$$u_{BP,TR}(t) = \frac{s_N(t) - s_S(t)}{D} H \quad (3)$$

ここで、 $s_W(t)$ 、 $s_E(t)$ 、 $s_N(t)$ 、 $s_S(t)$ はそれぞれ時刻 $t$ でのW面、E面、N面、S面における軸方向鉄筋ひずみから求められた抜けだし量 $s$ である。

図-11および図-12は、それぞれ第1回目と第2回目の実地震レベル加震に対して、軸方向鉄筋の抜けだしによって橋脚天端に生じる応答変位を式(2)および(3)で求めた結果である。図中には、実測された橋脚天端の変位も比較のために示している。抜けだしによって橋脚天端に生じる水平変位 $u_{BP}$ は1回目の実地震レベル加震では橋軸方向に-27mm、橋軸直角方向に17mm、2回目の実地震レベル加震では橋軸

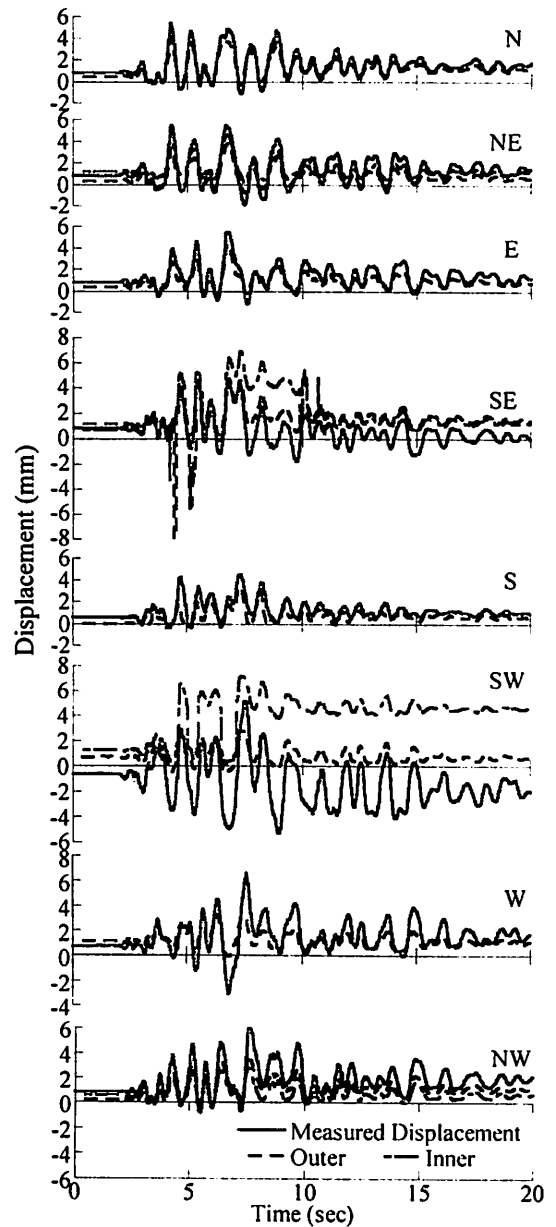


図-10 軸方向鉄筋の抜けだし量（実地震レベル2回目）

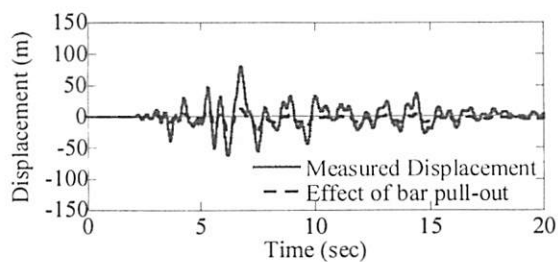
方向に16mm、橋軸直角方向に20mmである。

ここで、橋脚天端における全水平変位に対するフーチング内軸方向鉄筋の抜けだしによる水平変位の比 $r(t)$ を次式で定義する。

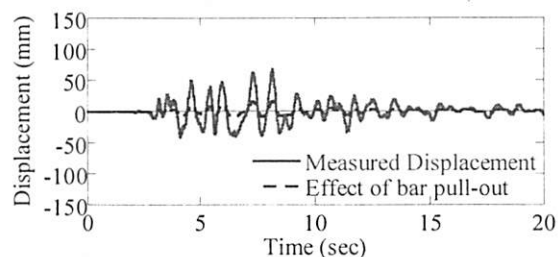
$$r(t) = \frac{\sqrt{u_{BP,LG}(t)^2 + u_{BP,TR}(t)^2}}{\sqrt{u_{LG}(t)^2 + u_{TR}(t)^2}} \quad (4)$$

ここで、 $u_{LG}(t)$ 、 $u_{TR}(t)$ は時刻 $t$ において橋脚天端で測定された水平変位のそれぞれ橋軸及び橋軸直角方向成分である。

式(4)によって橋脚天端における全水平変位に対するフーチング内軸方向鉄筋の抜けだしによる水平変位の比 $r(t)$ を計算した結果が、図-13である。こ

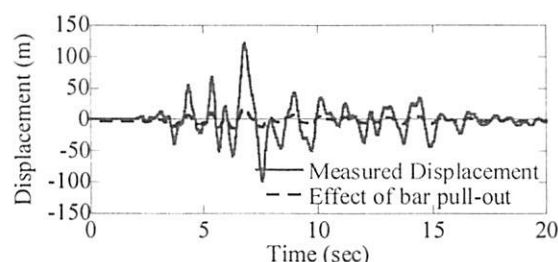


(a) 橋軸方向

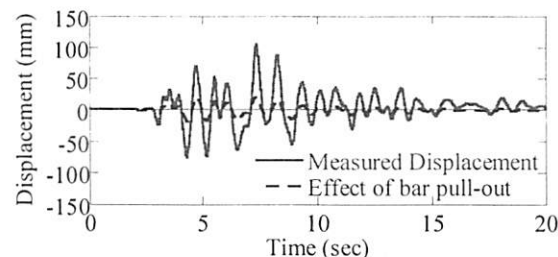


(b) 橋軸直角方向

図-11 軸方向鉄筋の抜けだしによる橋脚天端の変位  
(実地震レベル 1 回目)



(a) 橋軸方向



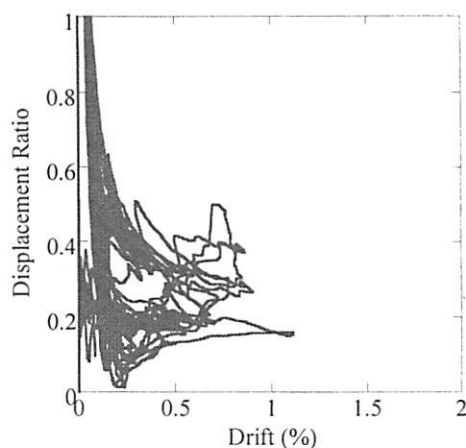
(b) 橋軸直角方向

図-12 軸方向鉄筋の抜けだしによる橋脚天端の変位  
(実地震レベル 2 回目)

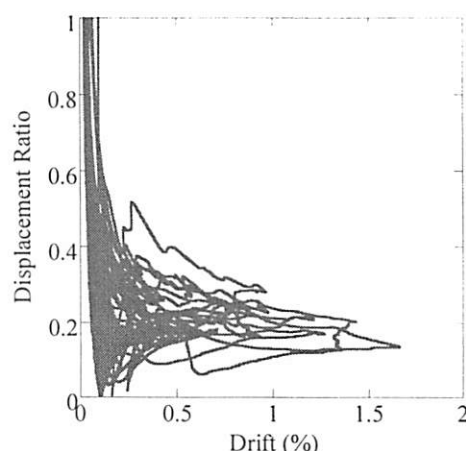
れによれば、第1回目及び第2回目実地震レベル加震とともに、橋脚の応答変位が小さい場合には全水平変位に対する抜けだしによる水平変位の比  $r(t)$  は変動が激しく、たとえば橋脚天端の応答変位がドリフト 0.5%程度の場合には、 $r(t)$  は 0.1~0.4程度の範囲で変動する。しかし、橋脚天端の応答変位がドリフト 0.5%程度以上になると、 $r(t)$  は 0.15~0.2程度の値に収束していることがわかる。

## 5. 結論

現在の技術基準で設計された実大RC橋脚模型の E-Defenseを用いた加震実験 (C1-5実験) 結果に基



(a) 実地震レベル 1 回目



(b) 実地震レベル 2 回目

図-13 橋脚天端における全水平変位に占める軸方向鉄筋の抜けだしによる水平変位の割合

づき、フーチング内の軸方向鉄筋の変形に伴う抜けだしについて検討した。本検討の結果をまとめると以下の通りである。

- 1) フーチング上面とそこから 150mm 下方では降伏ひずみを上回るひずみが軸方向鉄筋に生じるが、フーチング上面から 300mm 以深では軸方向鉄筋には降伏する程のひずみは生じない。
- 2) 式(1)に基づいてフーチング内軸方向鉄筋の抜けだし量を求めると、最大で 3mm~6mm 程度となる。
- 3) 橋脚天端における全水平変位に対するフーチング内軸方向鉄筋の抜けだしによって橋脚天端に生じる変位比  $r(t)$  を求めると、橋脚天端における変位が小さい場合には 0.2 程度を中心に大きく変動するが、変位が大きくなると 0.15~0.2 程度の値に収束する。

## 参考文献

- 1) Popov, E. P.: Bond and anchorage of reinforcing bars under cyclic loading, ACI Journal, No. 81-31, pp. 340-349, 1984.
- 2) 島弘, 周礼良, 岡村甫: 異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性, 土木学会論文集, No. 378/V-6, pp. 213-220, 1987.

- 3) 森田史郎：鉄筋コンクリートにおける付着とひび割れ，コンクリートジャーナル，コンクリート工学協会，1969年.
- 4) 今井和正，是永健好，瀧口克己：めり込みと抜けだしを考慮したRC部材端部の回転変形解析法，日本建築学会構造系論文集，第589号，pp. 149-156，2005.
- 5) 星隈純一，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.
- 6) 右近大道，梶原浩一，川島一彦：E-Defenseを用いた実大RC橋脚（C1-5橋脚）震動破壊実験報告，第12回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム，2009.
- 7) 佐々木智大，川島一彦，松崎裕，右近大道，梶原浩一：E-ディフェンスを用いた現行基準で設計されたRC橋脚の破壊特性に関する検討，第12回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム，2009.