

## 震動台のピッチング, ヨーイング, ローリングが C1-5橋脚の地震応答に及ぼす影響

佐々木智大<sup>1</sup>・川島一彦<sup>2</sup>・陳紹帥<sup>3</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)

<sup>3</sup>東京工業大学 工学部土木工学科(同上)

### 1. はじめに

E-ディフェンスを用いて現在の耐震技術基準で設計された直径2m, 高さ7.5mの大型円形断面RC橋脚(以下, C1-5橋脚と呼ぶ)に対する加震実験(以下, C1-5実験と呼ぶ)が2008年8月に実施された<sup>1)2)</sup>. C1-5実験では, C1-5橋脚347tおよび上部構造質量307-372tを含む模型全体の総質量は994-1,059tに達し, E-ディフェンスの加震能力限界に近い. さらに, 建築物とは異なり, 橋梁では307-372tもの質量を有する上部構造が震動台上面から11mの高さに位置する結果, 上部構造の慣性力によってE-ディフェンスには大きな転倒モーメントが作用する. 橋脚という単一部分材が塑性化すると構造系の固有振動特性が急変する. このため, 橋梁の震動実験に対して目標とする入力地震動に近い状態にE-ディフェンスをコントロールすることはなかなか至難の技である. C1-5橋脚には橋軸, 橋軸直角, 上下の3方向に地震動が与えられるが, E-ディフェンスに意図しない回転が生じると, 模型の応答が予想したモードとならなかったり, 動的解析シミュレーションにおいて回転成分を考慮することが必要となる.

E-ディフェンスの制御には, 加速度, 速度, 変位信号によるフィードバックおよびフィードフォワード制御(Three Variable Control)を基本とする基本制御と, 加震精度を高めるために基本制御に入力補償を付加する応用制御の2種類の手法が用いられている. 入力補償とは試験体と震動台の特性をあらかじめ同定しておき, その特性から震動台上で目標とされる波形が再現できるように入力波を補正する手

法である.

山田らはE-ディフェンスの性能確認として実施された重量600tの負荷試験体の加震実験結果に基づいて, 制御手法の違いによる試験体へのエネルギー入力量の違いを検討し, 基本制御の場合には水平成分により入力されたエネルギーの大部分がE-ディフェンスの回転により逸散していること, 応用制御の場合には水平成分によるエネルギー入力だけでなく, E-ディフェンスの回転成分によるエネルギー入力も大きいことを明らかにし, E-ディフェンスに回転を生じさせないように制御手法を向上させる必要性を指摘している<sup>3)</sup>. ただし, この検討では, 負荷試験体の質量分布が高さ方向にほぼ一様であり, さらにほぼ弾性に近い状態で震動したため, 橋梁の加震実験と比較すると, E-ディフェンスの制御がしやすかったと考えられる.

本文では, C1-5加震実験を対象に, E-ディフェンスの震動特性を明らかにするとともに, E-ディフェンスに生じた回転成分を考慮することによる影響を検討する.

### 2. C1-5実験概要

#### (1) 加震装置とC1-5

写真-1にC1-5実験のセットアップを示す. C1-5は橋軸方向をEW, 橋軸直角方向をNSとなるようにセットされており, 以下, E及びNを応答変位の正の向きとする. 加震装置は2連の単純桁, 4基のおもり, 2基の端部支持装置, 1基の倒壊防止装置

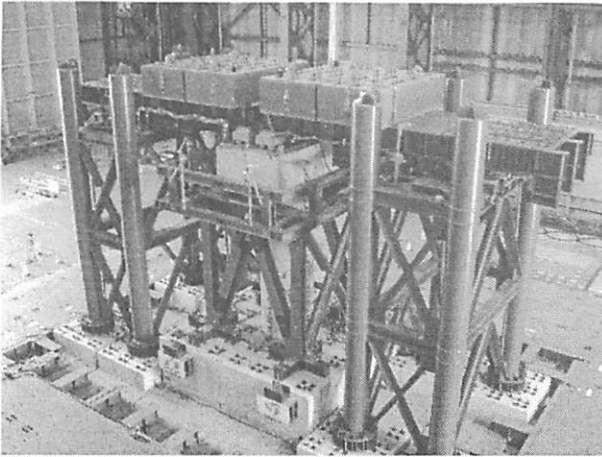
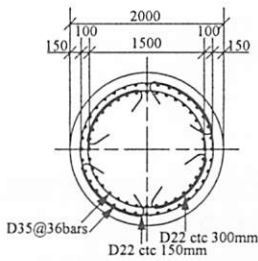
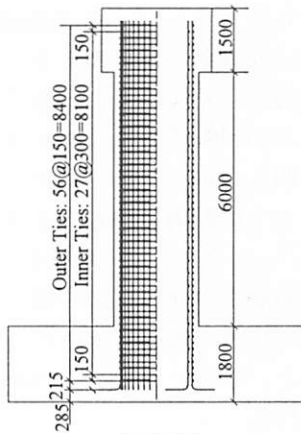


写真-1 C1-5実験のセットアップ（上部構造重量を増加した場合）



(a) 断面



(b) 側面

図-1 C1-5

から構成される。桁は橋脚上では1基の固定支承により、端部支持装置上では1基の可動支承により支持されている。これは、桁のねじれ剛性によって橋軸直角方向の橋脚変位が拘束されることを防止するためである。しかし、これだけでは橋軸周りの回転に対して不安定となるため、固定支承の両側には各1個のサブの可動支承を配置し、桁の橋軸周りの回転が生じた場合に、沈下に対して抵抗する構造とされている。さらに、端部支持装置上の可動支承の両側にも各1個のサブ可動支承を配置し、万一過度な橋軸周りの回転が生じた場合には、これを阻止でき

る構造とされている。しかし、可動支承の両側のサブ可動支承は桁が橋軸周りに10度以上回転した場合に抵抗するようにセットされていたため、以下に示す加震ではこれらが機能することはなかった。

1連の桁上には2基のおもりを固定されている。おもりは鋼板を重ねた構造で、後述するように標準実験では78t+45tで計123t、加震力を増大させるため質量を増加させた実験では78t+77tで計155tとされている。

1連の桁と2基のおもりの質量は145t（ただし、おもりの質量を増加させた場合には177t）であり、これに1基の固定支承、その両側にある2基のサブ可動支承、端部支持装置上の1基の可動支承とその両側のサブ可動支承の質量を合わせると、153tとなる。したがって、橋軸方向には $153t \times 2 = 307t$ の質量（質量を増加させた場合には $186t \times 2 = 372t$ ）が橋脚の慣性力に寄与する。これに対して、橋軸直角方向には端部支持装置も水平力を支持するため、橋脚の慣性力に寄与する質量は215t（おもりの質量を増加させた場合には251t）となる。

図-1にC1-5の寸法と配筋を示す。C1-5は高さ7.5m径2.0mの円形断面RC橋脚であり、基部に作用する軸圧縮応力は0.95MPaである。

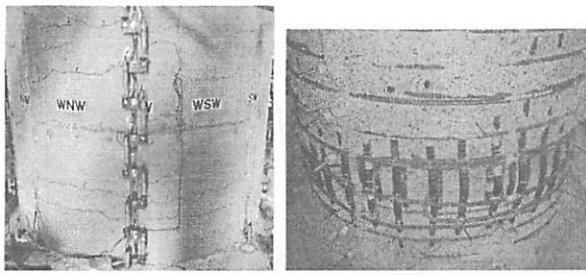
軸方向鉄筋としては径35mmのSD345が2段で計72本配置され、帯鉄筋としては径22mmのSD345が外側では150mm間隔で、内側では300mm間隔でそれぞれ配置されている。

## (2) 加震条件

入力加速度としては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振幅特性を80%に縮小した加速度波形（以下、これを実地震レベル100%地震動と呼ぶ）が用いられた。実地震レベル100%加震を2回繰り返した（以下、これをC1-5(1)-1加震、C1-5(1)-2加震と呼ぶ）後、上部構造重量を307tから372tに21%増加させた状態で、さらに実地震レベル加震を1回（これを、C1-5(2)加震と呼ぶ）、加速度振幅を実地震レベルの125%に拡大させた加震が2回（以下、これをC1-5(3)-1加震、C1-5(3)-2加震と呼ぶ）実施されている。なお、これらの加震では、入力補償を付与する応用制御が用いられている。

## (3) C1-5の損傷の進展と振動特性の変化

写真-2に第1回目C1-5(1)加震（以下、C1-5(1)-1加震と呼ぶ）終了後および第2回目C1-5(3)加震（以下、C1-5(3)-2加震と呼ぶ）終了後の損傷状態を、図-2にC1-



(a) C1-5(1)-1加震 (b) C1-5(3)-2加震  
写真-2 加震終了後の橋脚基部の損傷

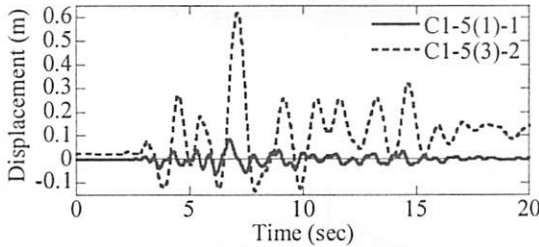


図-2 主応答方向応答変位

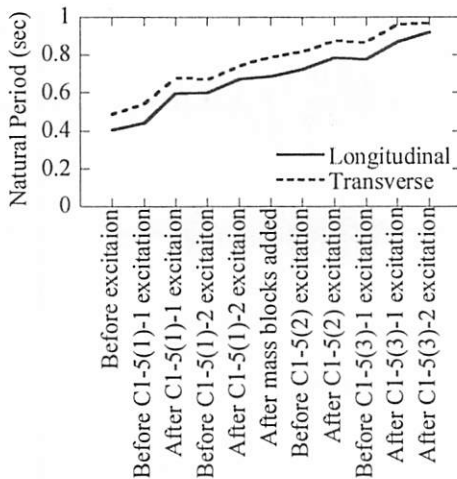


図-3 固有周期の変化

5(1)-1加震およびC1-5(3)-2加震において応答変位がもっとも卓越したWSW-ENE方向（以下、これを主応答方向と呼ぶ）の橋脚上端における応答変位を示す。C1-5(1)-1加震した場合の最大応答変位は83.5mmであり、降伏変位45.8mmの1.82倍程度と小さかった。このため、C1-5橋脚には基部に曲げクラックが生じた程度の損傷しか生じなかった。これに対し、C1-5(3)-2加震した場合には、最大応答変位は619.7mm（じん性率13.5）と、耐震設計上の終局変位214.7mmの2.9倍にも達し、C1-5橋脚基部ではコアコンクリートに達する大きな損傷が生じた。

C1-5橋脚の動的応答特性を把握するため、各加震前後に目標最大加速度振幅 $1\text{m/sec}^2$ の1波の正弦波を用いたパルス加震が行なわれている。図-3にパルス加震によって得られた橋脚上端の応答変位から求め

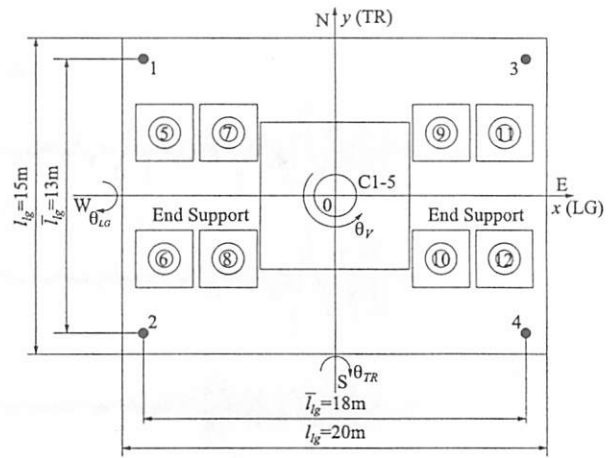
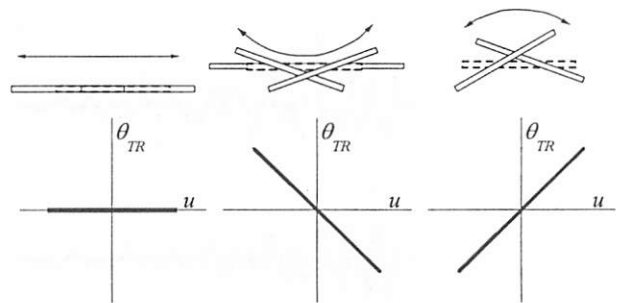


図-4 座標の定義と加速度の計測位置



(a)水平振動 (b)下向きに凸の振動 (c)上向きに凸の振動  
図-5 橋軸直角軸周りの回転に伴う橋軸方向のE-ディフェンス震動

た橋軸および橋軸直角方向の固有周期を示す。固有周期は加震前には橋軸方向には0.41秒、橋軸直角方向には0.49秒であったが、C1-5(3)-2加震終了後には橋軸方向には0.92秒、橋軸直角方向には0.97秒となり、加震前と比較して、橋軸方向には2.2倍、橋軸直角方向には2.0倍となっている。

### 3. E-ディフェンスの応答

E-ディフェンスに水平動だけでなく回転動が生じると、模型に作用する入力地震動はE-ディフェンス上で場所ごとに異なってくる。いま、図-4に示すように、橋軸、橋軸直角、上下方向をそれぞれ $x$ 方向、 $y$ 方向、 $z$ 方向とし、それぞれの方向のE-ディフェンスの変位を $u$ 、 $v$ 、 $w$ 、橋軸周り、橋軸直角軸周り、上下軸周りの回転をそれぞれ $\theta_{LG}$ 、 $\theta_{TR}$ 、 $\theta_V$ と定義する。以上の6成分の震動を求めると、E-ディフェンスの特性を知ることができる。

例えば、E-ディフェンスの橋軸直角軸周りの回転角と橋軸方向変位のリサージュでE-ディフェンスの震動を分類すると、図-5のようなタイプが考えられ

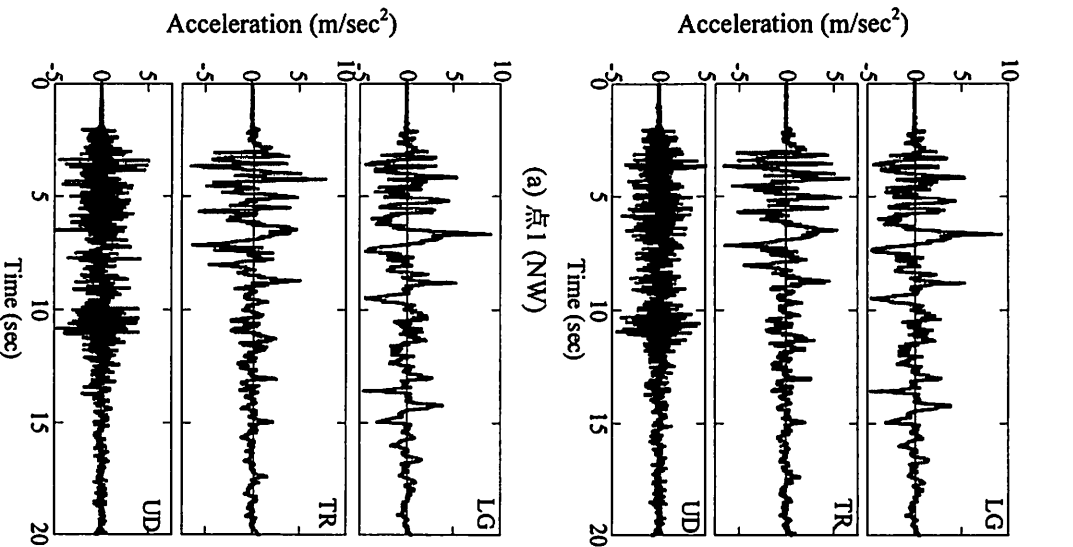


図-6 震動台で計測された加速度 (C1-5(1)-1加震の場合)

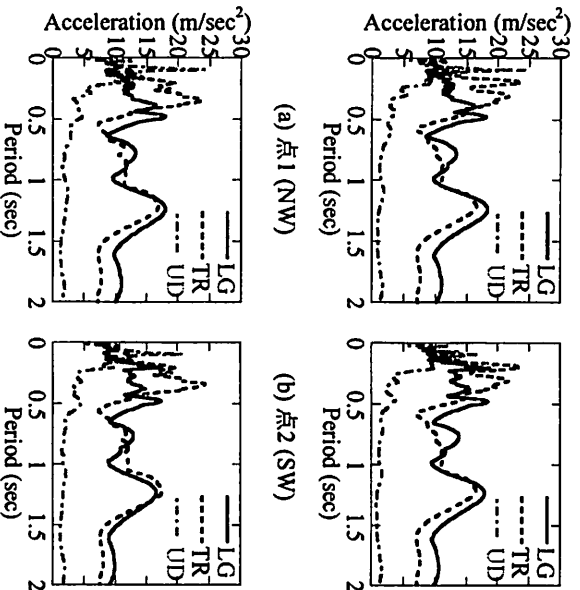
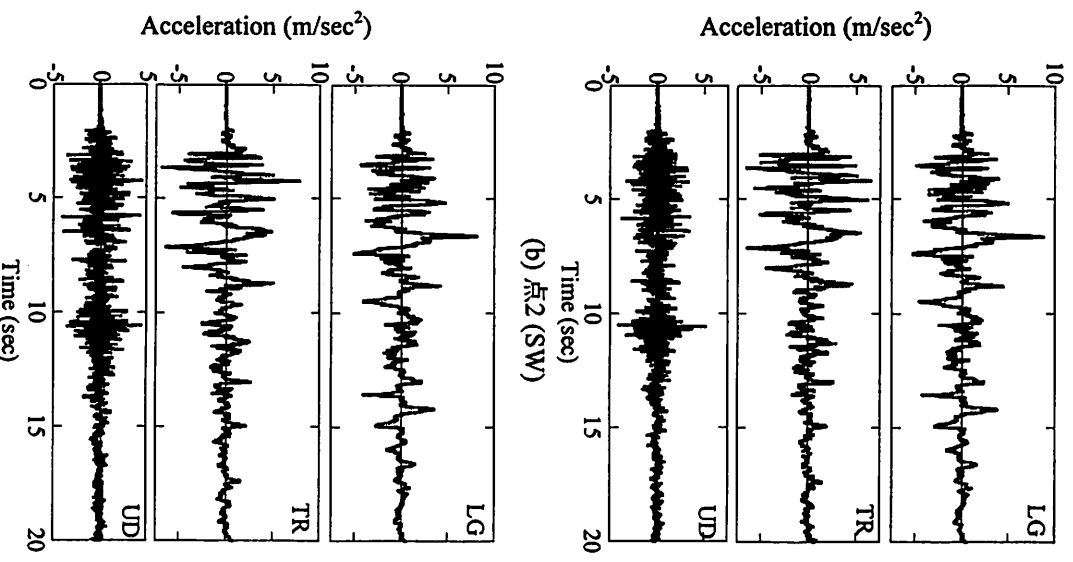


図-7 応答加速度スペクトル (C1-5(1)-1加震の場合)

る。本来、E-デインフエンスには図-5(a)のように水平方向だけの震動を入力したが、実際にはE-デインフエンスには図-5(b)や(c)、あるいはこれらが複雑に組み合わさった震動が生じることが予想される。たとえば、もしE-デインフエンスが図-5(b)のように下向きに凸に震動したとすると、模型橋脚には橋軸方向の震動が生じにくいし、反対にE-デインフエンスが図-5(c)のように上向きに凸に震動すると、橋軸方向の震動が大きく生じる可能性がある。

C1-5実験ではE-デインフエンスの4隅(点1~4、図-4参照)でサーボ型加速度計により橋軸、橋軸直角、上下の3成分の加速度が計測されている。C1-5(1)-1加震において点1~4で計測された加速度を図-6に、これから計算した加速度応答スペクトルを図-7に示す。E-デインフエンスの加速度は相互によく一致しているが、詳細を見るとE-デインフエンスに生じる回転によって場所ごとに微妙な違いがある。これを加速度応答スペクトルによって評価すると、周期0.2

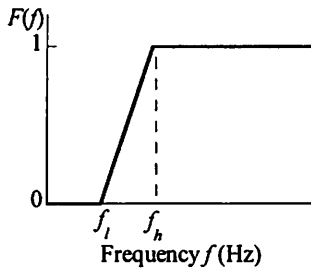
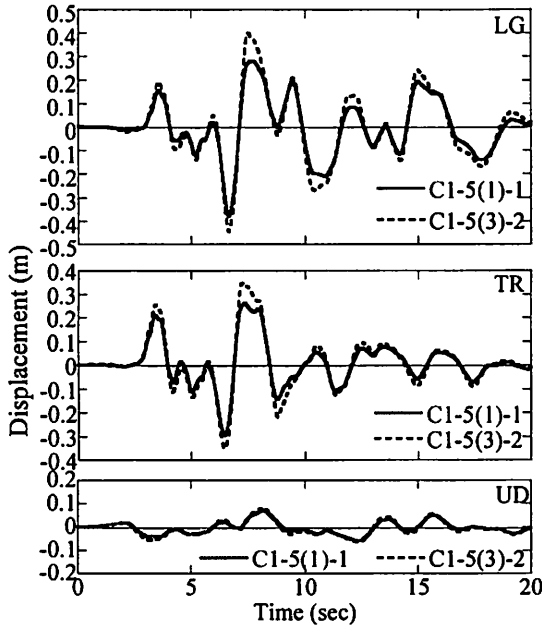
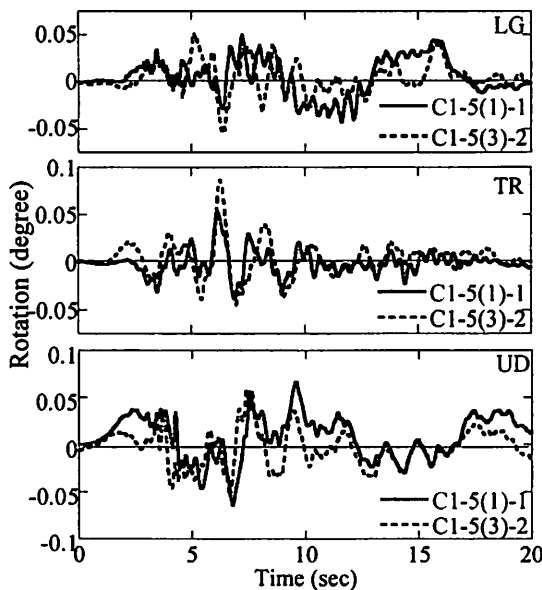


図-8 ハイパスフィルター



(a) 水平および鉛直成分



(b) 回転成分

図-9 震動台中央の変位および回転角

秒付近の加速度応答スペクトルは、橋軸方向には点2および4が、橋軸直角方向には点1および2がそれぞれその他の点よりも20%~35%程度大きくなっている。同様に、上下方向には点2の加速度応答スペクトルがその他の点よりも40%程度小さくなっている。

図-6に示したE-ディフェンスの4隅における加速度からE-ディフェンス上の任意の点  $(x, y)$  の変位  $u(x, y)$ ,  $v(x, y)$ ,  $w(x, y)$  および回転角  $\theta_{LG}$ ,  $\theta_{TR}$ ,  $\theta_V$  を次式により求める。

$$u(x, y) = \frac{u_1 + u_2 + u_3 + u_4}{4} - y\theta_V \quad (1)$$

$$v(x, y) = \frac{v_1 + v_2 + v_3 + v_4}{4} + x\theta_V \quad (2)$$

$$w(x, y) = \frac{w_1 + w_2 + w_3 + w_4}{4} + y\theta_{LG} - x\theta_{TR} \quad (3)$$

$$\theta_{LG} = \frac{w_1 + w_3 - w_2 - w_4}{2\bar{l}_{TR}} \quad (4)$$

$$\theta_{TR} = \frac{w_1 + w_2 - w_3 - w_4}{2\bar{l}_{LG}} \quad (5)$$

$$\theta_V = \frac{1}{2} \left( \frac{u_2 + u_4 - u_1 - u_3}{2\bar{l}_{TR}} + \frac{v_3 + v_4 - v_1 - v_2}{2\bar{l}_{LG}} \right) \quad (6)$$

ここで、 $u_i$ ,  $v_i$ ,  $w_i$  はE-ディフェンス上の点  $i$  の変位、 $\bar{l}_{LG}$  は橋軸方向の測点間の距離（点1-3間もしくは点2-4間の距離）、 $\bar{l}_{TR}$  は橋軸直角方向の測点間の距離（点1-2間もしくは点3-4間の距離）である。ここで、 $u_i$ ,  $v_i$ ,  $w_i$  は点  $i$  で測定された加速度を次式によるハイパスフィルター  $F(f)$  を用いて周波数領域で2回積分して求めた（図-8参照）。

$$F(f) = \begin{cases} 0 & (0 \leq f < f_i) \\ \frac{f - f_i}{f_h - f_i} & (f_i \leq f < f_h) \\ 1 & (f_h < f) \end{cases} \quad (7)$$

ここで、 $f_i$ ,  $f_h$  はカットオフ振動数であり、ここでは  $f_i = 0.05\text{Hz}$ ,  $f_h = 0.1\text{Hz}$  とした。なお、事前にファイバー要素解析により式(7)によるカットオフ振動数  $f_i$  の影響を検討し、 $f_i$  が  $0.1\text{Hz}$  以下であれば、C1-5橋脚の地震応答に与える  $f_i$  の影響は小さいことを確認している。

図-9はC1-5(1)-1加震およびC1-5(3)-2加震におけるE-ディフェンス中央の変位および回転である。これによれば、C1-5(1)-1加震およびC1-5(3)-2加震によって生じる橋軸直角軸周りの最大回転角はそれぞれ

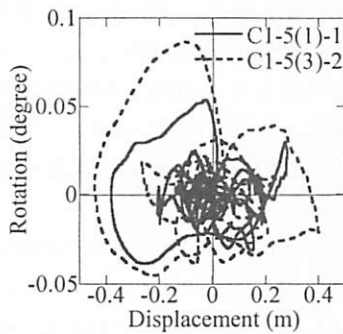
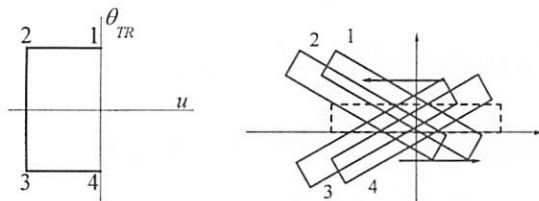


図-10 震動台中央における橋軸直角軸周りの回転角～橋軸方向変位の履歴



(a)  $u \sim \theta_{TR}$  のリサージュ (b) 橋軸直角軸周りの回転  
図-11 正の仰角を持って震動する橋軸方向変位

表-1 E-ディフェンスに生じた最大回転角 (°)

	$\theta_{LG}$	$\theta_{TR}$	$\theta_{UD}$
C1-5(1)-1	0.050	0.057	0.066
C1-5(1)-2	0.037	0.032	0.074
C1-5(2)	0.063	0.037	0.067
C1-5(3)-1	0.052	0.081	0.069
C1-5(3)-2	0.052	0.086	0.058

0.057度および0.086度である。これによって橋脚上端位置に生じる橋軸方向変位はそれぞれ10 mm, 14 mm程度となる。表-1は各加震によってE-ディフェンスに生じた橋軸周り及び橋軸直角軸周りの回転角、上下軸周りの回転角の最大値である。回転角の最大値は橋軸周り、橋軸直角軸周り、上下軸周りの回転に対して、それぞれ、0.063度、0.086度、0.074度である。

図-10はC1-5(1)-1加震およびC1-5(3)-2加震における橋軸直角軸周りの回転角～橋軸方向変位のリサージュである。これを非常に簡略化して示すと図-11(a)のようになる。E-ディフェンスが橋軸方向変位が増加する方向に変位する場合にはE-ディフェンスの回転角は正、E-ディフェンスが橋軸方向変位が減少する方向に変位する場合にはE-ディフェンスの回転角は負である。すなわち、図-11(a)のリサージュはE-ディフェンスが橋軸方向に変位する場合には、この方向に対して仰角を持って震動することを表している。図-10のリサージュは図-11(a)よりももっと

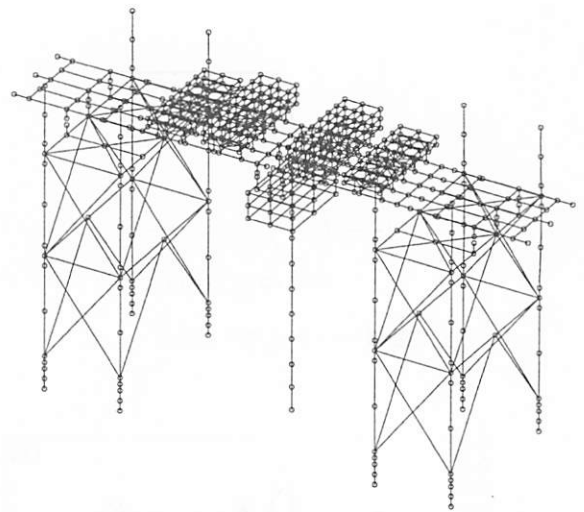
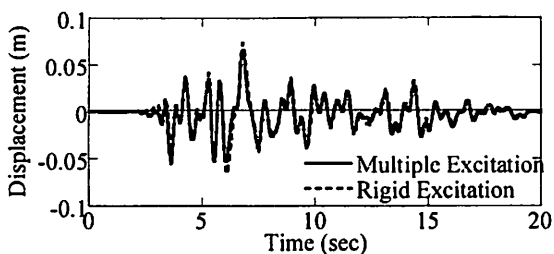


図-12 解析モデル

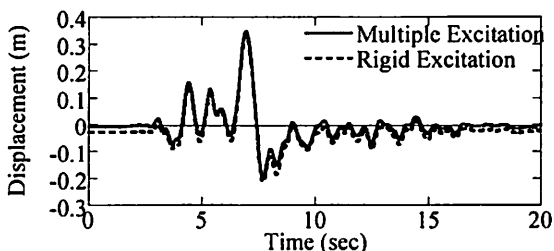
複雑であり、橋軸方向変位が減少から増加に転じた後に仰角が大きくなる特徴を有している。なお、ここには示していないが、C1-5(1)-2, C1-5(2), C1-5(3)-1加震の場合にも、橋軸方向変位と橋軸直角軸周りの回転角のリサージュは図-10と同様な特徴を持っている。

#### 4. 多点入力解析に基づくE-ディフェンスの回転の影響の評価

C1-5橋脚の動的解析では、E-ディフェンス中央に生じた水平2方向及び上下方向加速度を入力としているが、E-ディフェンスの回転の影響は考慮していない。このため、E-ディフェンスの回転角を考慮することによりC1-5橋脚の地震応答にどの程度の影響が生じるかを検討する。このため、端部支持装置も含めて模型橋を図-12のようにモデル化し、C1-5橋脚の他、端部支持装置の支点到それぞれこれらの位置に生じた水平2方向及び上下方向変位に加えて橋軸、橋軸直角、上下軸周りの回転角を入力してC1-5橋脚の応答を求めた場合と、同じ解析モデルを用いてC1-5橋脚及び端部支持装置のいずれにもE-ディフェンス中央位置における水平2方向及び上下方向変位が剛体入力とした場合のC1-5橋脚の応答を求め、両者を比較した。ここで、前者の場合には模型の支点ごとに異なった入力が入力作用するため、多点入力解析し、後者の場合には震動台中央点の入力を作用させて剛体入力解析した。なお、前述したようにC1-5実験では全部でC1-5(1)-1加震からC1-5(3)-2加震まで5回の加震が行なわれていることから、直前までの加震による橋脚の損傷状態を考慮できるように、

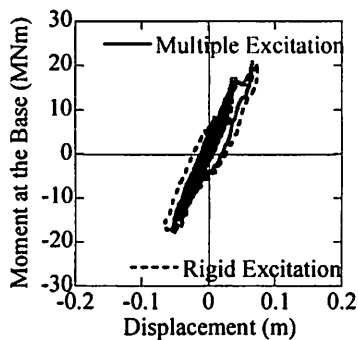


(a) C1-5(1)-1加震

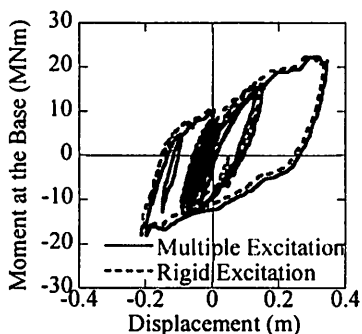


(b) C1-5(3)-2加震

図-13 橋脚基部に対する橋脚上端の相対変位（主応答方向）



(a) C1-5(1)-1加震



(b) C1-5(3)-2加震

図-14 橋脚基部の曲げモーメント～橋脚基部に対する橋脚上端の相対変位の履歴（主応答方向）

実験と同様に解析も5回の加震を連続して解析した。

図-12の解析モデルには、支承、桁、上部ブロックおよび端部支持装置が含まれ、635節点、1,226要素の骨組みモデルである。橋脚部は、すべてファイバー要素でモデル化した。ファイバー要素ではコン

クリート断面を362個に分割し、ファイバー要素長は1.0 m(=0.5D)とした。ファイバー要素解析では、コンクリートの応力～ひずみ構成則として、包絡線には式(3)に示したHoshikumaらによるモデル<sup>4)</sup>を、除荷、再載荷履歴にはSakai and Kawashimaの履歴モデル<sup>5)</sup>を用いた。軸方向鉄筋の応力～ひずみ構成則としては、小振幅で除荷・再載荷を行っても応力を過大評価しないように、堺、川島が修正したBauschinger 効果を考慮したMenegotto-Pintoモデルを用いた<sup>6)7)</sup>。

図-13は解析により得られた橋脚基部に対する橋脚上端の主応答方向相対変位である。C1-5(1)-1加震では、橋脚の相対変位の最大値は、剛体入力した場合には74.0mmであるのに対し、多点入力した場合には66.0mmと、E-ディフェンスの回転の影響を考慮することにより相対変位は12%減少する。これに対してC1-5(3)-2加震では、剛体入力した場合には338.6mm、多点入力した場合には347.1mmと、E-ディフェンスの回転の影響を考慮することにより相対変位は3%大きくなる。ただし、C1-5(3)-2加震の前に実施された4回の加震によってすでにC1-5橋脚には、剛体入力した場合には-27.7mm、多点入力した場合には-9.1mmの残留変位が生じていた。そこでC1-5(3)-2加震前の変位を基本に、これからの相対変位の増分を求めると、最大相対変位は剛体入力した場合には366.3mm、多点入力した場合には356.2mmとなり、E-ディフェンスの回転の影響を考慮することにより多点入力した場合の方が剛体入力した場合に比較して3%小さくなる。

図-14は解析により得られた主応答方向の橋脚基部曲げモーメント～橋脚相対変位の履歴を示す。C1-5(1)-1加震では、曲げモーメントの最大値は、剛体入力した場合には20.3MNm、多点入力した場合には20.7MNmであり、E-ディフェンスの回転の影響を考慮することにより2%増加する。C1-5(3)-2加震では、曲げモーメントの最大値は、剛体入力した場合、多点入力した場合ともに22.4MNmであり、E-ディフェンスの回転の影響を考慮することによる影響はほとんどない。

以上より、C1-5(1)-1及びC1-5(3)-2加震においては、C1-5橋脚の地震応答に及ぼすE-ディフェンスの回転の影響は大きいものではないが、詳細な解析を必要とする場合には、多点入力解析をするのがよい。

## 5. 結論

実大三次元震動実験施設E-ディフェンスを用いて行われた現在の耐震基準で設計されたC1-5橋脚の加震実験を対象に、E-ディフェンスの回転角を評価するとともに、多点入力を用いた非線形動的解析に基づきE-ディフェンスの回転角がC1-5橋脚の地震応答に及ぼす影響について検討した。本検討により得られた結論は以下の通りである。

- 1) C1-5橋脚に対して実施された5回の加震実験において、E-ディフェンスに生じた橋軸周り、橋軸直角軸周り、上下軸周りの回転角の最大値は、それぞれ、0.063度、0.086度、0.074度である。模型総質量がE-ディフェンスのほぼ登載能力に近かったこと、桁の質量がE-ディフェンス上11mと高い位置にあったこと、橋脚という剛性に寄与する単一部分材が塑性化することによる影響が出やすい構造であったことを考慮すると、E-ディフェンスの震動制御がうまく作動したことを示している。
- 2) C1-5実験では、E-ディフェンスは橋軸方向に変位する方向に対して仰角を持って震動する。
- 3) C1-5実験に対して多点入力により求めたC1-5橋脚の基部に対する主応答方向の相対変位は剛体入力した場合に比較して、C1-5(1)-1加震の場合には12%、C1-5(3)-2加震の場合には3%程度小さくなった。C1-5の地震応答に及ぼすE-ディフェンス震動台の回転の影響は大きなものではないが、詳細な解析を要する場合には回転成分の影響を考慮する必要がある。

#### 参考文献

- 1) 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.
- 2) Kawashima, K., Sasaki, T., Ukon, H. and Kajiwara, K.: Shake Table Experiment on RC Bridge Columns Using E-Defense, Proc. 1st International Conference on Computational Technologies in Concrete Structures, [1], 1343-1361, Jeju, Korea, 2009.
- 3) 山田哲，前澤将男，森利弘，島田侑子，佐藤栄児，秋山宏：エネルギー入力に着目した実大震動破壊実験施設性能確認試験の評価，日本建築学会構造系論文集，第612号，pp.207-214，2007.
- 4) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W.: Stress-strain model for confined concrete in bridge piers, Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, ASCE, 1997.
- 5) Sakai, J. and Kawashima, K.: Unloading and reloading stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 1, pp. 112-122, ASCE, 2006.
- 6) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometricary and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on Well Defined Repeated Loads, pp. 15-22, 1973.
- 7) 堺淳一，川島一彦：部分的な除荷，再載荷を含む履歴を表す修正Menegotto-Pinto モデルの提案，土木学会論文集，No.738/I-64, pp.159-169, 2003.