

RC 橋脚の振動台加震実験における応答変位の計測精度の評価

Accuracy of measurement of response displacement of reinforced concrete bridge column models tested on shake table

堺淳一*, 運上茂樹**, 右近大道***

Junichi SAKAI, Shigeki UNJOH and Hiromichi UKON

*博(工), 独立行政法人土木研究所, 耐震研究グループ(〒305-0031 茨城県つくば市南原1-6)

** 工博, 独立行政法人土木研究所, 耐震研究グループ(〒305-0031 茨城県つくば市南原1-6)

*** 独立行政法人防災科学技術研究所, 兵庫耐震研究センター(〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀屋1501-21)

This paper demonstrates the accuracy of measurement of response displacement of reinforced concrete bridge column models that were tested under multi-directional earthquake loading on a shake table. The effects of slip/rocking of a footing and vibration of a setup frame that displacement sensors were fixed to on the measurement of response lateral displacement were investigated. The deformation of the setup frame was estimated by integrations of response acceleration by Fast Fourier Transform (FFT) and response displacement spectra. It was found that the measurement of the response displacement may include 1%~30% error due to the deformation of the frame. Accuracy of the measurement of response displacement by integration of response acceleration and by a motion capture system is also discussed.

Key Words: Shake table test, reinforced concrete bridge column, measurement, response displacement

キーワード: 振動台加震実験, RC 橋脚, 計測, 応答変位

1. はじめに

近年, 実験施設の充実に伴い, 実大, 実時間における耐震実験研究が可能になりつつある. 実時間における構造物の地震時挙動の解明には振動台加震実験を実施することが有効であり, 振動台加震実験が耐震実験研究に採用されることが多くなってきている^{1)~10)}. 2005年からは, 世界最大の震動台実験施設 "E-Defense" が稼働を開始し, 実大, 実時間における構造物の地震時挙動の解明に関する研究が本格的に実施されつつあるところである.

振動台加震実験では, 対象構造物のグローバルな挙動として, 一般に応答加速度, 応答変位, 構造物に作用した慣性力等が計測される. 応答加速度は, 着目する項目, 箇所に応じて加速度センサを設置することにより比較的容易に計測が可能である. 一方, 応答変位は, 一般に, いわゆる「不動点」と構造物に設置したターゲット間の相対変位として計測される. 不動点としては変位計を設置するためのフレームが組まれることが多いが, セットアップの都合上, このフレームが振動台上に設置されることも少なくない. このため, 加震時にフレームがどの程度振動しているか, これが構造物の応答変位の計測にどの程度影響を及ぼすか, これによる誤差はどの程度のオーダーかについて明確にしておくことは重要である. しかし, これまでの研究では, このフレームは十分剛な構造であり, その振動は無視できるほど小さいとして, この補正はなされていないことが多い.

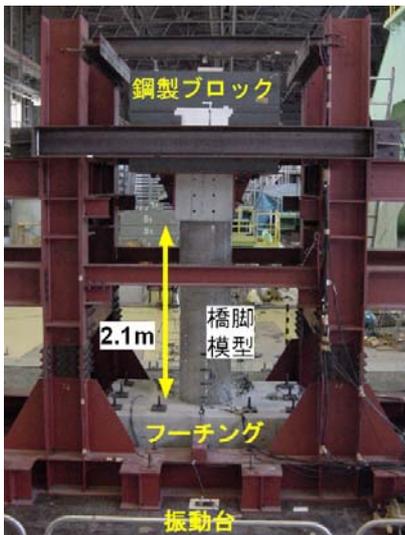
振動台加震実験における計測精度に着目した研究としては, RC 橋脚模型の振動台加震実験を対象とした松本・川島の研究があり, 橋脚の曲げ耐力の推定において応答加速度に質量を乗じて算出する手法と荷重計による計測結果はなかなか一致しないことが報告されている¹⁰⁾.

以上のような背景から, これまでに(独)土木研究所において実施された RC 橋脚模型の振動台加震実験を対象に, 特に応答変位の計測精度に着目して, その精度を分析・評価した. また, 例えば E-Defense を用いた実大サイズの構造物の実験のように, 実験の規模が大きい場合にはセットアップの規模が大きくなり, 変位計を設置するためのフレームを設置できない場合も考えられるため, 上記の検討にあわせて, 変位計による直接的な計測以外の方法による応答変位の計測手法の精度も検討した. 本論文はこれらの結果を報告するものである.

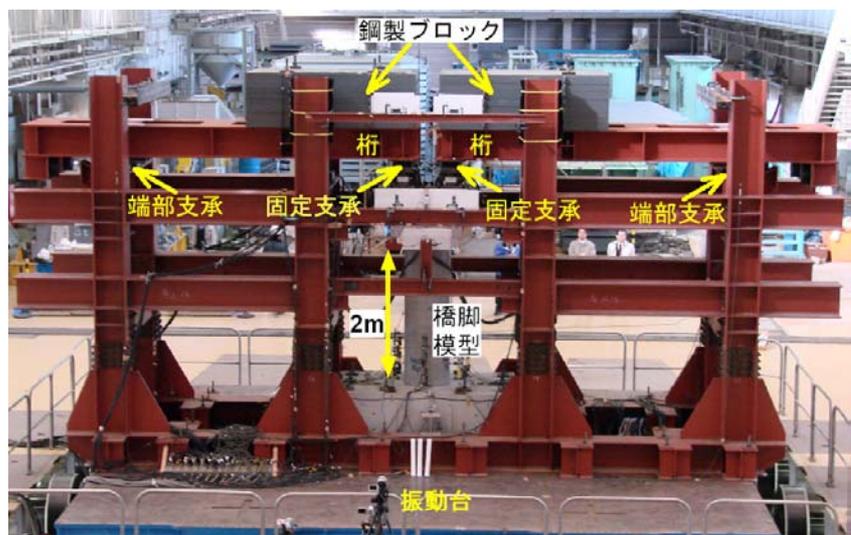
2. 実験概要

2.1 実験セットアップ

本研究では, 表-1, 図-1 に示すように慣性質量の与え方が異なる2種類の実験セットアップで実施された鉄筋コンクリート橋脚模型に対する振動台加震実験を対象とすることとした. ひとつは, Sakai and Unjoh によって実施された実験であり, 図-1(a) に示すように橋脚模型の頂部に鋼板を重ね合わせたブロックを慣性質量として設置している⁹⁾. これを本論文では1本柱形式



(a) 1本柱形式のセットアップ



(b) 桁+支承によるセットアップ

図-1 対象とした振動台加震実験のセットアップ

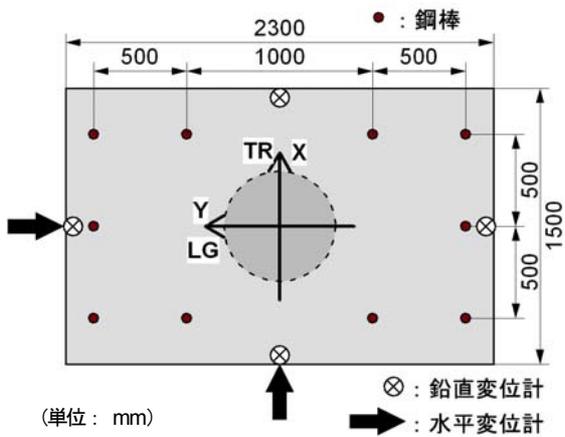


図-2 フーチングの固定と変位計位置

のセットアップと呼ぶ。鋼板ブロックによる慣性質量は25.9 ton、模型上部のスラブの質量は1.1 tonであり、これらをあわせた慣性質量は27 tonである。慣性力作用位置は柱基部から3mの位置である。本セットアップでは、橋脚模型の周りに400×400 mmのH鋼で組み立てたフレームが設置されているが、これは想定を超える大きな損傷が生じた場合に橋脚模型の倒壊を防止するために設置されたものであり、橋脚模型に大きな応答が生じてこれに接触しない限り、橋脚模型の応答がフレームの振動に影響を及ぼすことはない。

もうひとつは、堺らによる実験であり、図-1(b)に示すように支承によって支持された2つの桁の上に鋼板を重ね合わせたブロックを慣性質量として設置している⁹⁾。これを桁+支承によるセットアップと呼ぶ。本セットアップでは、桁は橋脚模型上の固定支承と端部支点における橋軸方向可動・橋軸直角方向固定支承により支持されており、端部支点における支承はH鋼によるフレームによって支持されている。このため、フレームは橋脚模型の応答の影響を受ける可能性がある。なお、本実験では、橋軸直角 (TR) 方向がX軸、橋軸 (LG) 方向がY軸と定義されている。

表-1 対象とした振動台加震実験

ID	参考文献	セットアップ	破壊形態
1本柱	6) Sakai & Unjoh	1本柱形式	基部で曲げ破壊
No. 1	9) 堺, 運上, 右近	桁+支承によって支持	
No. 2			段落し部で破壊

2つの桁+鋼板ブロックの総質量は37.8 tonであるが、上述のように橋軸方向、橋軸直角方向では端部の支承による境界条件が異なるため、慣性質量と慣性力作用位置が異なる。慣性質量は、橋軸方向、橋軸直角方向に対してそれぞれ37.8 ton、26.6 tonであり、慣性力の作用位置は柱基部からそれぞれ2.5m、3.65mの位置である。なお、端部支点における支承は、橋軸方向可動・橋軸直角方向固定支承として設計されているが、橋軸方向にはすべり支承により可動の機能を持たせており、作用力がすべり摩擦力に達するまでは、境界条件は橋軸、橋軸直角方向ともに固定である。また、橋軸直角方向には固定としているが、鉛直軸周りの回転自由の条件を確保するために、実際には固定用芯材と橋軸直角方向固定治具の間には1mmの隙間を設けている。

いずれの実験でも、フーチングは図-2に示すように10本の直径30mm、材質がS45CNの鋼棒によって振動台に固定されている。なお、ここには後述する変位計の設置位置もあわせて示している。ここで、各鋼棒の緊張力は280kNとした。これは、フーチングの浮き上がりに対する安全性を確保することから定めたものである。以下に、すべりと浮き上がりに対する安全率を示す。

フーチングのすべりに対する安全率 $\alpha_{f,s}$ は次式で求められる。

$$\alpha_{f,s} = \frac{F_r}{F_s} \quad (1)$$

ここで、 F_s はフーチング底面における作用水平力(kN)であり、次式で表される。

$$F_s = F_p + a_h W_f \quad (2)$$

ここで、 F_p は橋脚の水平耐力 (kN)、 a_h 、 W_f はそれぞれフーチングに作用する水平加速度 (g)、フーチングの重量 (kN) である。

一方、 F_r はフーチング底面のすべりに対する抵抗力 (kN) であり、次式で表される。

$$F_r = \mu \cdot N \quad (3)$$

ここで、 μ はフーチング下面と振動台上面の摩擦係数である。 N はフーチング下面に作用する鉛直力 (kN) であり、次式で与えられる。

$$N = nN_t + N_w \quad (4)$$

ここで

$$N_w = (1 - a_v)(W_w + W_c + W_f) \quad (5)$$

ここで、 n は鋼棒の本数、 N_t は1本の鋼棒による緊張力 (kN)、 a_v は上下方向加速度 (g)、 W_w 、 W_c はそれぞれ桁と鋼製ブロックおよび柱部の重量 (kN) である。

ここで、桁+支承によるセットアップの方が1本柱形式のセットアップよりも条件が厳しいため、これを例にすべりに対する安全率を示す。まず、作用力 F_s であるが、橋脚模型の耐力は後述するように桁+支承によるセットアップの実験模型では200 kN程度であり、フーチングの水平慣性力は最大で45 kN程度であったことから、フーチング下面に作用する水平力 F_s は最大で250 kN程度であったと推定される。一方、抵抗力については、各鋼棒の緊張力を280 kNとしたため、 nN_t は2800 kNである。また、桁、鋼製ブロック、橋脚模型の総重量は478 kNである。文献11)によれば、鋼とコンクリートの摩擦係数は0.4とあるが、ここでは摩擦係数の面圧依存性等を考慮した上で安全側に評価するためにフーチング底面と振動台上面の摩擦係数を0.3とすると、すべり抵抗力は983 kNとなる。ただし、後述のように実験では上下方向の地震動も入力されており、その加速度は最大で0.6 g程度であることから、これを考慮するとすべり抵抗力 F_r は900~1070 kNの間で変動したと推定される。以上より、式(1)によれば、フーチングのすべりに対しては、作用する水平力に対して3倍以上の安全率が確保されている。

一方、フーチングのロッキングに対しては、浮き上がりに対する安全率 $\alpha_{f,r}$ として、次式で与えられる。

$$\alpha_{f,r} = \frac{M_r}{M} \quad (6)$$

ここで、 M はフーチング底面の転倒モーメント (kNm)、 M_r はフーチングに浮き上がりを生じさせる曲げモーメント (kNm) であり、それぞれ次式で与えられる。

$$M_r = W \frac{N}{A} \quad (7)$$

$$M = M_u \frac{h_c + h_f}{h_c} \quad (8)$$

ここで、 W 、 A はそれぞれ鋼棒を考慮したフーチングの断面係数 (m³) と断面積 (m²) であり、 M_u は橋脚の終局曲げモーメント (kNm)、 h_c 、 h_f はそれぞれ橋脚基部から慣性力作用位置までの距離 (m)、フーチングの高さ (m) である。ここでも、桁+支承によるセットアップを例とし、 $a_v = 0.6$ とすると、 M_r は橋軸方向には1156 kNm、橋軸直角方向には748 kNmとなる。橋脚の終局曲げモーメント $M_u = 478$ kNm より、 M は橋軸方向、橋軸直角方向に対してそれぞれ645 kN、593 kNとなるため、浮き上がりに対する安全率 $\alpha_{f,r}$ としては、1.2以上が確保されている。

橋脚の終局曲げモーメントに相当する水平力が橋軸直角方向の慣性力作用位置に作用した際には、フーチングの端部では0.02 mmの鉛直上向きの変位が生じることとなる。ただし、これはフーチング底面が理想的に整形され、不陸が全くないと仮定した場合であり、実際にはフーチング底面のわずかなたわみや不陸という初期不整により上記の0.02 mm以上の鉛直変位が生じる可能性がある。

2.2 橋脚模型

いずれの実験でも、橋脚模型の断面は直径が0.6 mの円形であり、柱部の高さは約2 mである。いずれも縮小模型としての実験であるが、想定する実大サイズの橋脚断面が異なるため、相似率は異なり、1本柱形式のセットアップ、桁+支承によるセットアップの実験でそれぞれ4、3となっている。

1本柱形式のセットアップの実験に用いられた橋脚模型は、柱基部で曲げ破壊するタイプの1体である。これを本論文では1本柱模型と呼ぶ。慣性力作用位置における柱の曲げ耐力は100 kN、降伏変位は16 mmであり、初期固有周期はX方向、Y方向ともに0.3秒であり、上下方向には0.08秒である。

一方、桁+支承によるセットアップの実験では、柱基部で曲げ破壊するタイプと軸方向鉄筋の途中定着部で曲げ損傷からせん断破壊するタイプの2体の橋脚模型が用いられている。これらをそれぞれNo.1模型、No.2模型と呼ぶ。橋脚天端におけるNo.1模型の柱の曲げ耐力は188 kN、降伏変位は10 mmであり、No.2模型の柱の耐力、降伏変位も同程度である。初期固有周期は、いずれの模型もX(橋軸直角)方向、Y(橋軸)方向、上下方向に対してそれぞれ0.38秒、0.25秒、0.08秒である。

実験では、いずれも水平2方向+上下方向の3方向同時入力による加震が行われており、加震レベルは弾性レベル加震実験と非線形レベル加震実験の2段階で行われている。弾性レベル加震は軸方向鉄筋が降伏する前の応答性状を調べるために、また、非線形レベル加震は、曲げ破壊タイプにおいてかぶりコンクリートが剥落し軸方向鉄筋が座屈するレベルの、せん断破壊タイプにおいてはせん断破壊が生じるレベルの応答性状及び破壊性状を調べるために行われている。なお、ここでは軸方向鉄

筋が降伏前の応答レベルであるため弾性レベル加震と呼ぶが、後述のように弾性レベル加震では曲げひび割れが生じており、厳密には橋脚模型は弾性状態ではない。

入力地震動としては、1本柱形式のセットアップの実験では、1983年の日本海中部地震において津軽大橋で観測された記録が用いられており、その振幅を弾性、非線形レベル加震実験においてそれぞれ20%、400%に変化させている。また、相似則に従い、時間軸を50%に圧縮している。加震時間は48.075秒間である。桁+支承によるセットアップでは、1995年の兵庫県南部地震においてJR鷹取駅で観測された記録が用いられており、その振幅を弾性、非線形レベル加震実験においてそれぞれ10%、80%に変化させている。時間軸は、相似則に従い60%に圧縮している。加震時間は30秒間である。

2.3 計測

ここでは、本研究に関係する計測項目のみを以下に示す。

1本柱形式のセットアップの実験では慣性力作用位置（柱基部から高さ3m）において、桁+支承によるセットアップの実験では橋脚天端（柱基部から高さ2.5m）において、応答加速度をひずみ型加速度計により、応答変位をCCDレーザ型変位センサ（レーザ変位計）によりそれぞれ計測している。変位計はH鋼によるフレームに設置されており、変位計を設置した箇所のフレームの応答加速度をひずみ型加速度計により計測している。フーチングのすべり変位や回転変形を調べるために図-2に示したように上下方向変位をフーチング上面の4箇所で、水平方向変位をフーチング側面の2箇所でそれぞれ接触型変位計により計測している。また、いずれの実験でも振動台上の加速度が計測されている。

これら以外に、桁+支承によるセットアップのNo.1模型に対する実験では、橋脚天端の応答変位の計測に巻き取り式変位計を用いている。なお、巻き取り式変位計には、ぜんまいばねが内蔵されており、変位計と測定点の距離が縮まる場合にはばねの引張力により変位に追従する構造となっている。

また、桁+支承によるセットアップのNo.2模型に対する実験では、3次元運動解析ソフトを用いた画像処理により実験模型の応答変位を計測している。以下、本計測を画像処理による変位計測と呼ぶ。本計測では、計6台の特殊なデジタルビデオカメラを用いて模型の挙動を橋軸直角方向の面から撮影している。各カメラは三脚により固定している。

本システムは、カメラにより橋脚模型および桁に設置した反射ターゲットの挙動を撮影し、3次元運動解析ソフトを用いた画像処理により各ターゲットの挙動を3次元座標化するシステムである。反射ターゲットは球形でそのサイズは直径25mmである。各カメラの解像度は4メガピクセルであり、橋脚模型を中心とする約5m四方を計測範囲としたため、本計測の1ピクセルの1辺の長さは2~3mmであった。一般には画像の濃淡に閾値を設けて2値化したターゲット像の画素の重心位置を反射ターゲットの中心位置として求めているが、こうした画像計測において解析精度が保証されるのは10ピクセル程度以上の挙動であり、これに基づけば本計測により得られる3次元化され

た位置精度は20mm程度のオーダーとなる。しかし、本システムでは球形の反射ターゲット像をサークルフィッティング法と3次元化の方法としてGSI技法（Geometric Self Identification Technique）^{12）}を採用しているため誤差のオーダーは0.5mm程度であったと考えられる。

加速度、変位の計測における計測周波数は200Hzであり、画像処理による変位計測における計測周波数は用いたカメラの制約から100Hzとなっている。

2.4 橋脚模型の損傷状況

1本柱模型は、弾性レベル加震実験で柱基部付近に曲げひび割れが生じた。非線形レベル加震実験では、柱基部付近にかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈・破断、コアコンクリートの圧壊が生じた。実験後には、半分以上の軸方向鉄筋が破断したことが報告されている。

桁+支承のセットアップによるNo.1模型は、弾性レベル加震実験では目視によって損傷は確認されなかった。非線形レベル加震実験では柱基部付近にかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、一部のコアコンクリートに圧壊が生じた。

No.2模型は、弾性レベル加震実験では基部から高さ0.6mに曲げひび割れが生じたこと、非線形レベル加震実験では基部から高さ1.3mの軸方向鉄筋の途中定着位置で曲げ損傷が生じた後、せん断ひび割れが進展して3.1秒付近においてせん断破壊し、その際に柱頂部のスラブが落下防止治具に接触したこと、その後4.5秒付近において柱は完全に破壊され、桁+上部の鋼製ブロックは落下防止治具に支持されたことが報告されている。このため、この模型に対する実験では、3.1秒以降のデータは実験データとして有効ではないため、3.1秒までのデータによる計測値を用いている。また、これ以降のデータをグラフとして示す場合には破線で示している。

3. 応答変位の計測精度

3.1 レーザ変位計による計測

図-3はレーザ変位計による各実験の応答変位の計測結果を示したものであり、表-2はレーザ変位計による各実験の最大・最小応答変位の計測値をまとめた結果である。ここに示す結果はレーザ変位計によって得られた計測値であり、補正は行っていない。弾性レベル加震実験では、1本柱模型では慣性力作用位置において6mm程度、桁+支承のセットアップによる実験では橋脚天端において2mm程度の応答が生じている。非線形レベル加震実験では、1本柱形式模型では慣性力作用位置において最大で200mm程度、桁+支承のセットアップによる実験では橋脚天端において最大で130mm程度の応答が生じている。

3.2 フーチングの変位の影響

表-3はフーチングのすべり変位およびロッキングによる橋脚模型の応答変位計測位置における変位をまとめた結果である。また、図-4は桁+支承によるセットアップのNo.1模型に対する実験を例に、フーチングのすべり・ロッキングの影響を示し

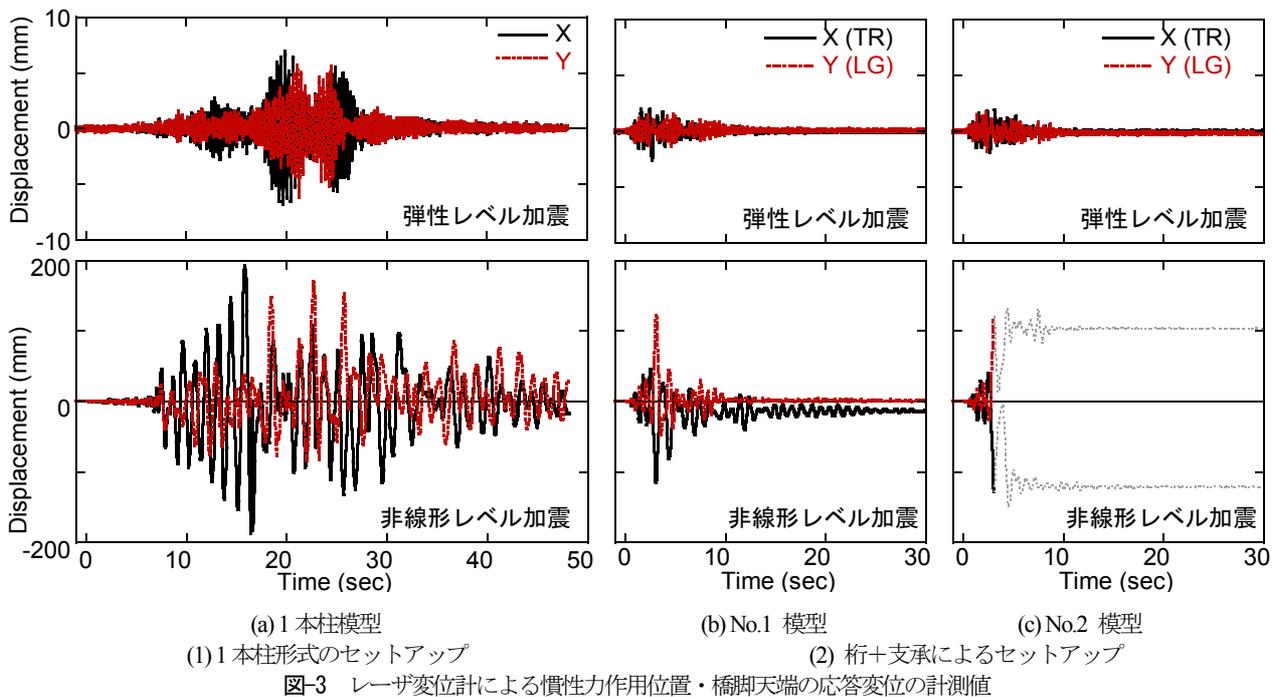


図-3 レーザ変位計による慣性力作用位置・橋脚天端の応答変位の計測値

表-2 レーザ変位計による応答変位

	弾性レベル (mm)		非線形レベル (mm)	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
1本柱	6.9	6.1	192.4	170.7
No. 1	2.6	1.6	115.3	123.2
No. 2	1.9	1.9	128.6	120.2

注) 1本柱模型は慣性力作用位置における計測値
No.1, 2模型は橋脚天端における計測値

表-3 フーチングのすべり・ロッキングの影響

(a) フーチングのすべり変位

	弾性レベル (mm)		非線形レベル (mm)	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
1本柱	0.02	0.01	0.06	0.10
No. 1	0.01	0.01	0.35	0.04
No. 2	0.01	0.02	0.05	0.05

(b) フーチングの回転による柱の応答変位計測位置の変位

	弾性レベル (mm)		非線形レベル (mm)	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
1本柱	0.26	0.34	1.25	0.85
No. 1	0.16	0.08	0.85	0.38
No. 2	0.11	0.14	0.62	0.53

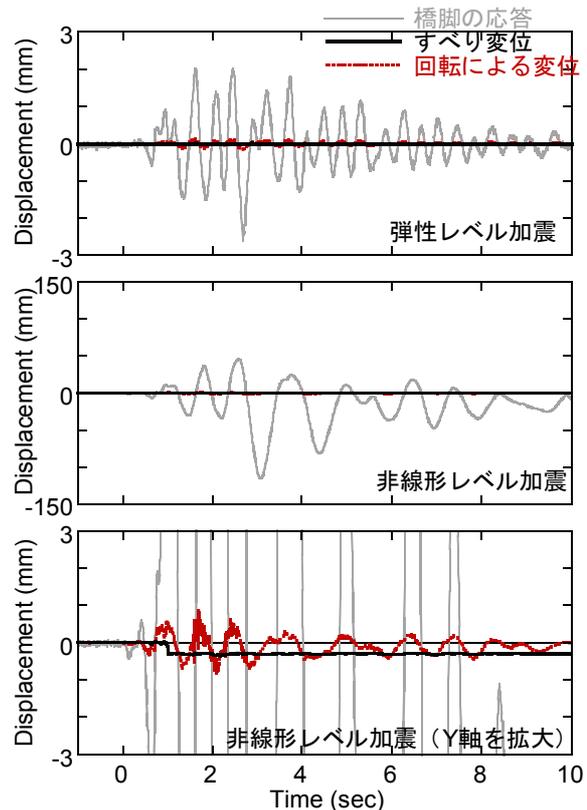


図-4 フーチングのすべり・回転変形による影響
(No.1 模型の X (橋軸直角) 方向の応答)

た結果である。ここで、フーチングの回転による慣性力作用位置の X 方向変位 $d_{yf\cdot rot}$ は、フーチングを剛体と仮定して次式より求めている。

$$d_{yf\cdot rot} = \frac{(d_z \cdot X_p - d_z \cdot X_n)}{D} h_c \quad (9)$$

ここで、 $d_z \cdot X_p$ 、 $d_z \cdot X_n$ はそれぞれ図-2 に示すように Y 軸周りのロッキングに関するフーチングの上下方向変位を計測する変位計の計測値、 D は2つの変位計間の距離である。Y 方向変位 $d_{yf\cdot rot}$ も同様に求めている。

表-3 によれば、フーチングのすべり変位量は、後述する 1 ケースを除けば、最大でも 0.1 mm 程度と小さい。これは橋脚の

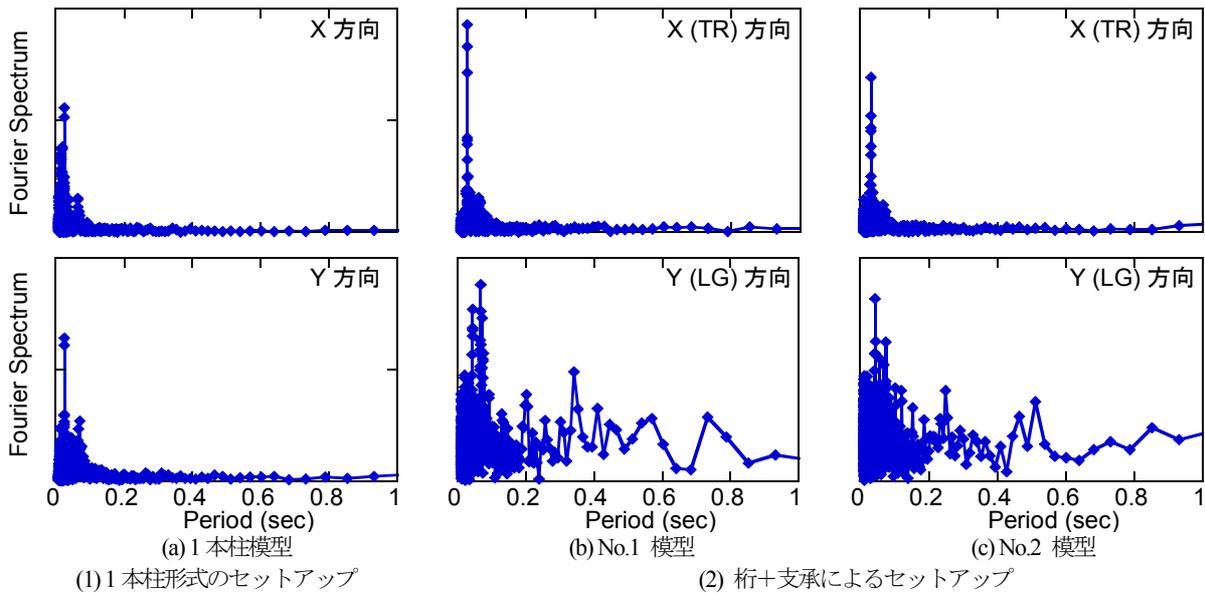


図-5 変位計を取り付けたフレームの振動特性

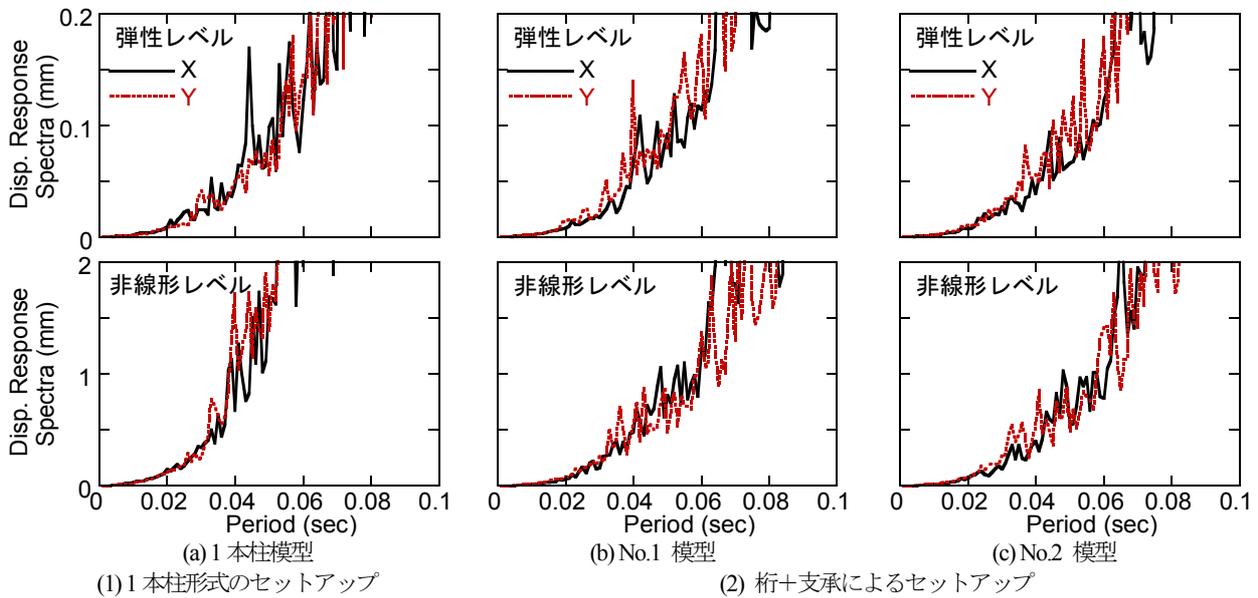


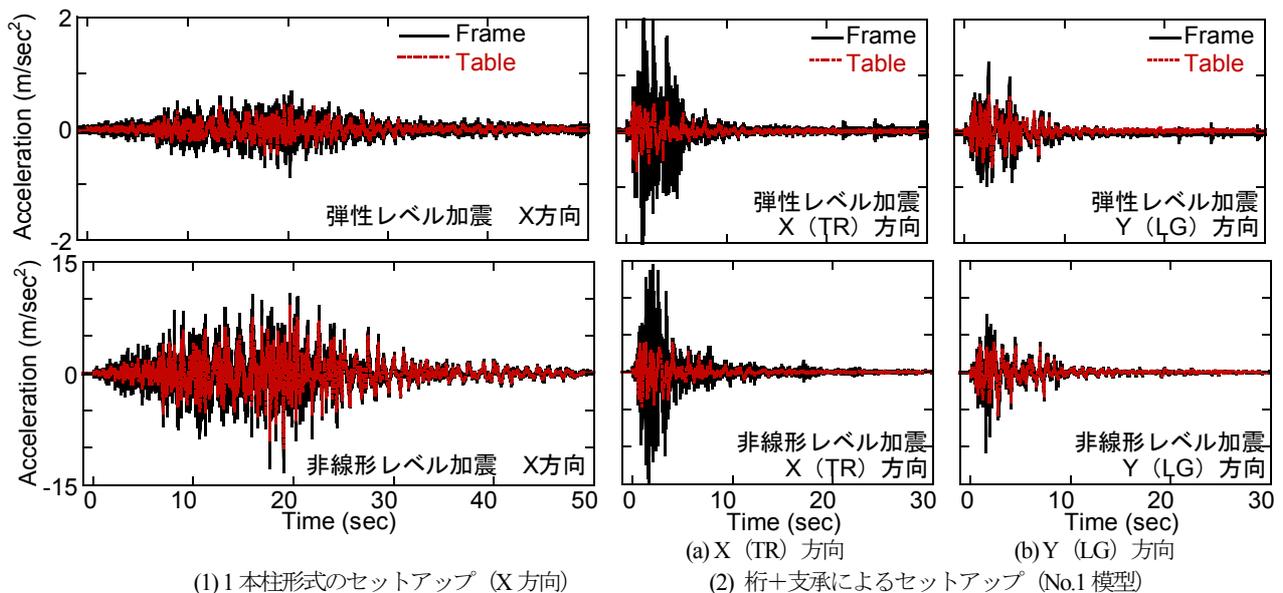
図-6 入力地震動の弾性変位応答スペクトル ($h=0\%$)

表-4 フレームと橋脚模型の固有周期

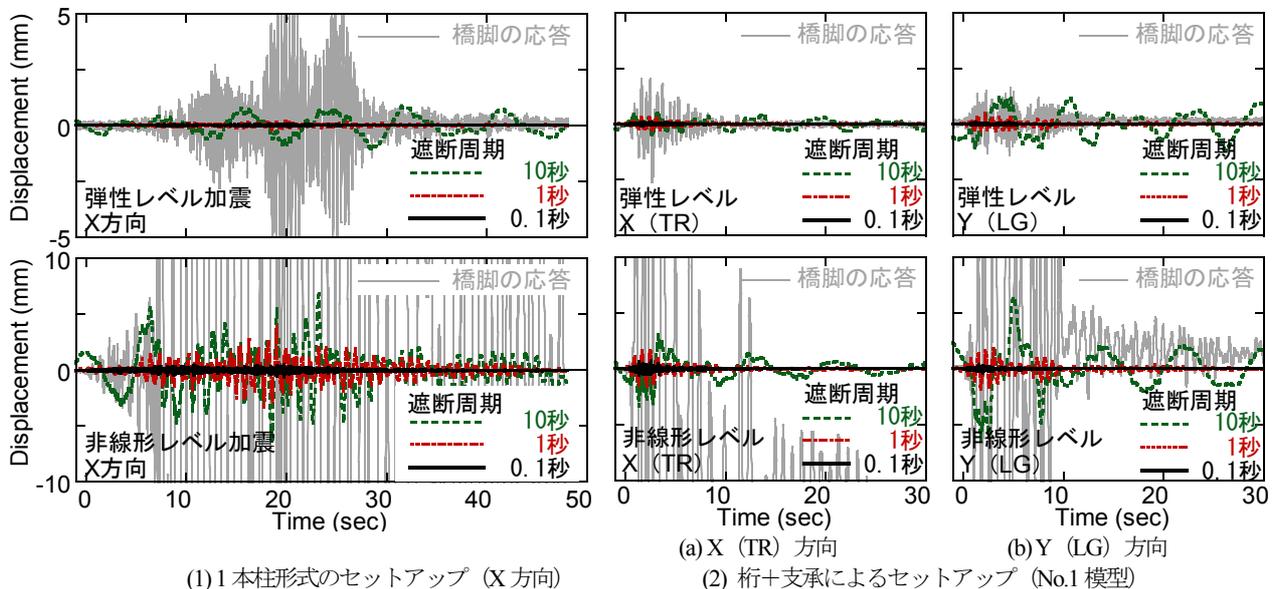
	フレーム (sec)		橋脚模型 (sec)	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
1本柱	0.025	0.025	0.269	0.263
No. 1	0.028	0.066	0.376	0.251
No. 2	0.032	0.042	0.383	0.266

応答変位の1%にも満たない値である。桁+支承によるセットアップのNo.1模型に対する実験では、1秒付近においてX(橋軸直角)方向に変位が0.35 mm程度生じ、これがその後も残留している。これより、フーチングは1秒付近においてX方向の負側に滑った可能性がある。ただし、この値は橋脚天端の応答変位と比べるとその0.3%と小さい。フーチングのすべりに対しては、作用力に対して抵抗力が3倍以上あったため、十分に固定できていたと考えられる。

フーチングの鉛直方向の最大変位は、弾性レベル加震実験では0.15 mm以下、非線形レベル加震実験では最大で0.4 mm程度であった。これをもとに式(9)を用いて求めたフーチングの回転による慣性力作用位置もしくは橋脚天端の変形量は、弾性レベル加震時には最大で0.3 mm程度と、すべりによる変位量の10倍程度の応答となり、これは柱の変位量の4~8%に相当する。非線形レベル加震時には最大で1 mm程度の変位が生じたと推定され、これは柱の変位量の2%程度に相当する。なお、実験において計測されたフーチングの鉛直変位量は、橋脚の終局曲げモーメントに相当する水平力が作用する際にフーチングの端部に生じる鉛直変位量(0.02 mm)を超えているが、これは前述のようにフーチング底面の初期不整によって生じたと考えられる。



(1) 1本柱形式のセットアップ (X方向) (2) 桁+支承によるセットアップ (No.1 模型)
 図-7 変位計を取り付けたフレームと振動台上の応答加速度



(1) 1本柱形式のセットアップ (X方向) (2) 桁+支承によるセットアップ (No.1 模型)
 図-8 変位計を取り付けたフレームの推定応答変位

3.3 変位計を設置したフレームの振動の影響

本研究で対象とした実験では、上述のように変位計は振動台上に組み立てたフレームに設置し、フレームと橋脚模型の相対変位を計測している。変位計を設置したフレームも振動台上で加震されるため、この振動が変位計測に及ぼす影響を評価しておくことは重要である。そこで、ここでは以下の2手法によりフレームの応答変形量を推定することとした。

1. 入力地震動の弾性変位応答スペクトル
2. 変位計を設置したフレームで計測した応答加速度を高速フーリエ変換 (FFT) により2階積分

なお、フレームで計測された応答加速度は絶対応答加速度であるため、これを振動台上で観測された加速度から差し引いて相対応答加速度を求めた上で、2階積分を行っている。FFTの

解析には1本柱形式のセットアップによる実験では加震開始前1秒～加震開始後48.075秒までの9816個のデータを、桁+支承によるセットアップの実験では加震開始前1秒～加震開始後30秒までの6201個のデータを用いた。

FFTによる積分を行うと長周期の成分によるノイズが増幅されるため、用いるバンドパスフィルターによって変形量の推定値が異なる。このため、その影響もあわせて調べた。ここでは、短周期側の遮断周期をナイキスト振動数 (100 Hz) に相当する0.01秒とし、長周期側の遮断周期を10秒から0.05秒まで変化させた。

図-5は、地震入力が始まる前の振動台の微動によってフレームに生じた応答加速度をもとにフーリエスペクトルを求めた結果であり、表-4はフレームの固有周期を橋脚模型の固有周期と比較した結果である。ここでは約7秒間のデータ (データ数は1400) を用いている。これによれば、1本柱形式のセットアッ

表-5 フレームの応答変位の推定

(a) 弾性レベル加震実験 (単位: mm)

遮断周期		10秒	1秒	0.5秒	0.1秒	0.05秒
1本柱	X方向	1.07	0.20	0.19	0.05	0.01
	Y方向	0.49	0.19	0.11	0.04	0.01
No. 1	X方向	0.57	0.35	0.13	0.10	0.07
	Y方向	1.28	0.49	0.30	0.07	0.02
No. 2	X方向	0.92	0.40	0.18	0.10	0.08
	Y方向	1.28	0.47	0.32	0.08	0.02

(b) 非線形レベル加震実験 (単位: mm)

遮断周期		10秒	1秒	0.5秒	0.1秒	0.05秒
1本柱	X方向	6.80	3.93	2.09	0.57	0.14
	Y方向	10.81	3.02	1.47	0.54	0.12
No. 1	X方向	3.31	1.74	0.86	0.75	0.47
	Y方向	6.48	1.86	0.89	0.44	0.22
No. 2	X方向	14.78	2.17	1.13	0.98	0.85
	Y方向	6.04	1.63	0.94	0.50	0.18

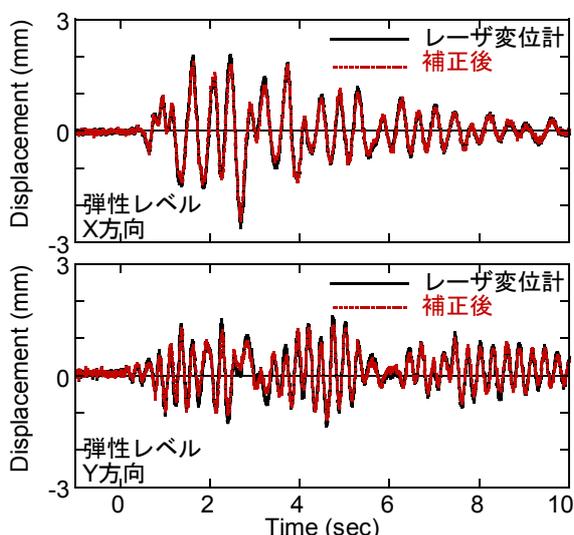


図-9 変位計を取り付けたフレームの応答変位の補正 (No.1 模型)

ブではスペクトルに明確なピークがあり、フレームの固有周期は0.025秒、振動数にして40Hzであることが分かる。一方、桁+支承によるセットアップでは、X(橋軸直角)方向には固有周期が0.03秒付近(振動数は30~35Hz)においてスペクトルに明確なピークがあるのに対して、Y(橋軸)方向にはピークは固有周期が0.04~0.06秒(振動数は15~25Hz)付近にあるが0.1秒よりも大きな固有周期帯にも無視できないレベルの振動成分が含まれていることが分かる。この理由はよく分からないが、これよりフレームは橋軸方向には、橋軸直角方向とは異なる振動特性を有しており、上記のピークより大きな固有周期帯の振動成分の影響も受ける可能性があると言える。

図-6は、振動台上で観測された加速度(入力地震動)の弾性変位応答スペクトルを示した結果である。ここでは、減衰定数を0%としている。1本柱形式のセットアップの場合には、フレームの卓越周期が0.025秒であるが、この固有周期では弾性、非線形レベル加震実験においてそれぞれ0.02mm、0.2mm程度

の応答が両方向に生じると推定される。ただし、応答変位スペクトルは固有周期の増加に関して敏感であり、例えば、固有周期が0.035秒になると弾性、非線形レベル加震実験ではそれぞれ0.05mm、0.6mm程度と、0.01秒の固有周期の違いで応答は3倍程度となる。桁+支承によるセットアップではX(橋軸直角)方向には固有周期に0.025~0.04秒の幅を持って考えると、弾性、非線形レベル加震実験においてそれぞれ0.01~0.1mm程度、0.2~0.6mm程度の応答が生じると推定される。Y(橋軸)方向にはフレームの卓越周期は明確ではないため、固有周期が0.04~0.06秒の範囲で考えると、フレームの変位は弾性、非線形レベル加震実験においてそれぞれ0.1~0.2mm程度、0.6~1.4mm程度と推定される。

続いて、図-7は振動台とフレームの加速度、図-8はこれらの差の2階積分によるフレームの推定変位におけるフィルターの影響を示した結果である。ここでは、1本柱形式のセットアップによるX方向の実験結果と桁+支承によるセットアップにおけるNo.1模型に対する実験結果を示している。また、表-5はフレームの推定最大・最小応答変位をまとめた結果である。これらによれば、当然ではあるが、フレームの推定応答変位は長周期側の遮断周期によって大きく変化する。

1本柱模型のX方向を例にとると、弾性レベル加震時には長周期側の遮断周期をそれぞれ10秒、1秒、0.1秒とすると、推定最大応答変位は1.1mm、0.2mm、0.05mmとなる。これが非線形レベル加震になると、それぞれ7mm、4mm、0.6mmとなる。本ケースに関しては、図-5、表-4に示したようにフレームの固有周期は0.025秒であり、0.1秒以上の固有周期帯の振動成分は顕著ではないことから、固有周期が0.01~0.1秒の振動成分を用いて応答変位を推定することが妥当と考えられる。これより、フレームの振動変位は、弾性、非線形レベル加震実験に対してそれぞれ0.05mm、0.6mmと推定される。これは弾性変位応答スペクトルの固有周期を0.035秒として推定される値とおおむね一致する。これは、橋脚の応答変位のそれぞれ0.7%、0.3%に相当する。

一方、桁+支承によるセットアップを用いた実験では、橋脚模型の応答と変位計を設置したフレームは端部支点の支承を介してつながっており、フレームの変位には橋脚模型の応答の影響が含まれることとなる。ただし、X(橋軸直角)方向には、図-5に示したように固有周期が約0.03秒(振動数は30~35Hz)においてスペクトルに明瞭なピークがあるため、固有周期が0.01~0.1秒の振動成分を用いて応答変位を推定できると考えられる。これによれば、弾性、非線形レベル加震においてフレームの推定最大応答変位はそれぞれ0.1mm、0.8mmであり、橋脚模型の応答と比較すると、非線形レベル加震時には1%以下と小さいが、弾性レベル加震時にはその5%程度の応答が生じたこととなる。これに対して、Y(橋軸)方向の応答に関してはフレームのフーリエスペクトルに固有周期が0.1秒以上の周期帯においても一定の振動成分が含まれていることから、長周期側のカットオフ周期をそれぞれ0.1秒~1秒の範囲で考慮することとした。これによれば、弾性レベル加震時にはフレームの推定応答変位はそれぞれ0.07~0.5mmであり、非線形レベ

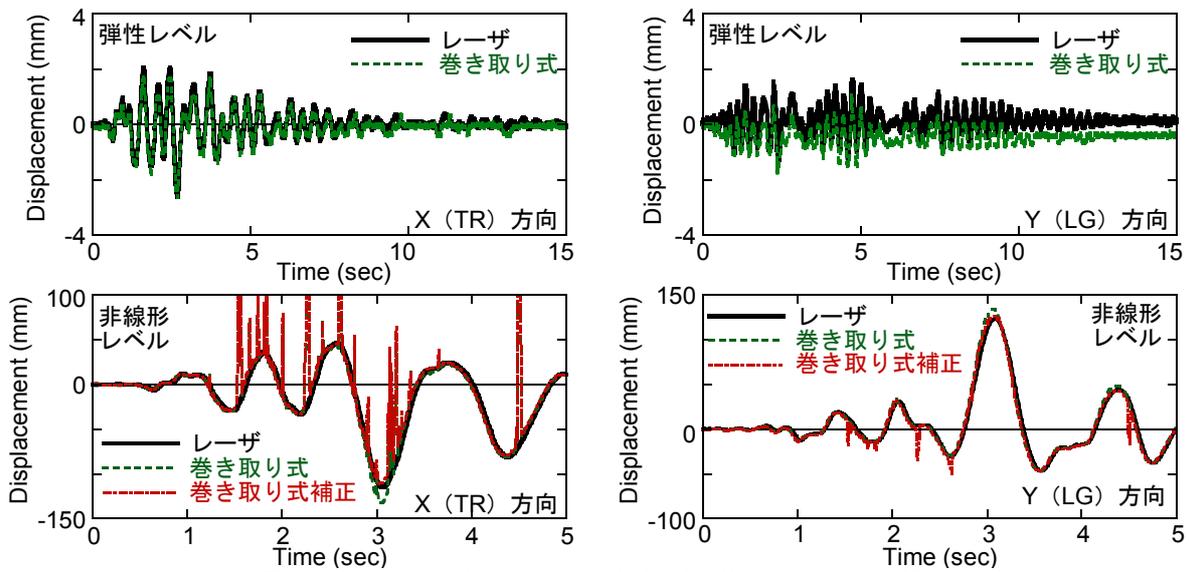


図-10 巻き取り式変位計による計測と他方向変位の補正 (No.1 模型)

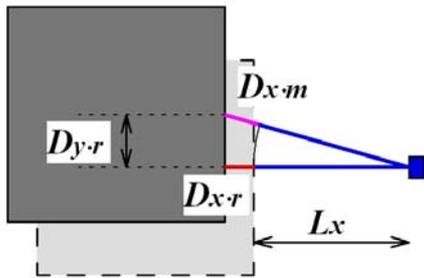


図-11 変位計測における他方向変位の影響

ル加震時にはこれが0.4~1.9 mmとなる。すなわち、弾性レベル加震時、非線形レベル加震時において、橋脚模型の応答のそれぞれ最大で30%程度、1.5%程度の応答が生じたこととなる。弾性レベル加震時には橋脚模型の応答が2mm程度と小さいためフレームの振動の影響が相対的に大きい。こうした傾向は、段落し部で破壊するタイプの橋脚模型に対する実験でも同様である。また、これらの値は弾性変位応答スペクトルで推定した値よりも大きめの値であるが、フレームの推定変位量としては、おおむね妥当であると考えられる。

図-9は、フレームの振動による応答変位を修正した場合に橋脚模型の応答変位がどの程度異なるかを、弾性レベル加震実験を例に示した結果である。長周期側の遮断周期を0.1秒とするとその影響は1%以下と小さいので、ここでは1秒とする場合を例に示している。これによれば、計測された応答変位の時刻歴の波形の特性に影響を及ぼすレベルではないが、各応答のピーク値にはその影響が現れることが分かる。

3.4 巻き取り式変位計による計測と他方向変位の影響

図-10は、橋脚天端の応答変位に関して、レーザー変位計の計測結果と巻き取り式変位計の計測結果を桁+支承によるセットアップのNo.1模型に対する実験の結果を例として比較したものである。なお、非線形レベル加震実験の結果には後述の他方向変位を補正した場合の結果もあわせて示している。これによ

れば、弾性レベル加震時には応答変位が2mmと小さかったためか、巻き取り式変位計の追随性が特にY方向の計測においてよくない。また、非線形レベル加震時には、橋軸直角方向の計測値にパルス的な値が含まれている。これは、巻き取り式変位計のワイヤーの振動によるもの、もしくは電気的なノイズによるものと推測されるがその原因はよく分からない。

また、レーザー変位計の場合には、橋脚模型にねじれ変形が生じる等によりターゲットを設置した面が回転しない限りは、計測軸方向の応答変位を計測していることとなる。一方、巻き取り式変位計では図-11に示すように他方向の応答変位の影響が含まれることとなる。ここでは、その影響を除去する補正式を導き、巻き取り式変位計の応答を補正した。

まず、図-11に示した幾何学的な関係から以下の2式が得られる。なお、RC橋脚の3方向加震時の上下方向の変形量は相対的に小さいことから、ここではその影響を考慮していないが、より厳密な評価をする際には、上下方向変位の影響を考慮する必要がある。

$$(D_{x,m} + L_x)^2 = D_{y,r}^2 + (D_{x,r} + L_x)^2 \quad (10)$$

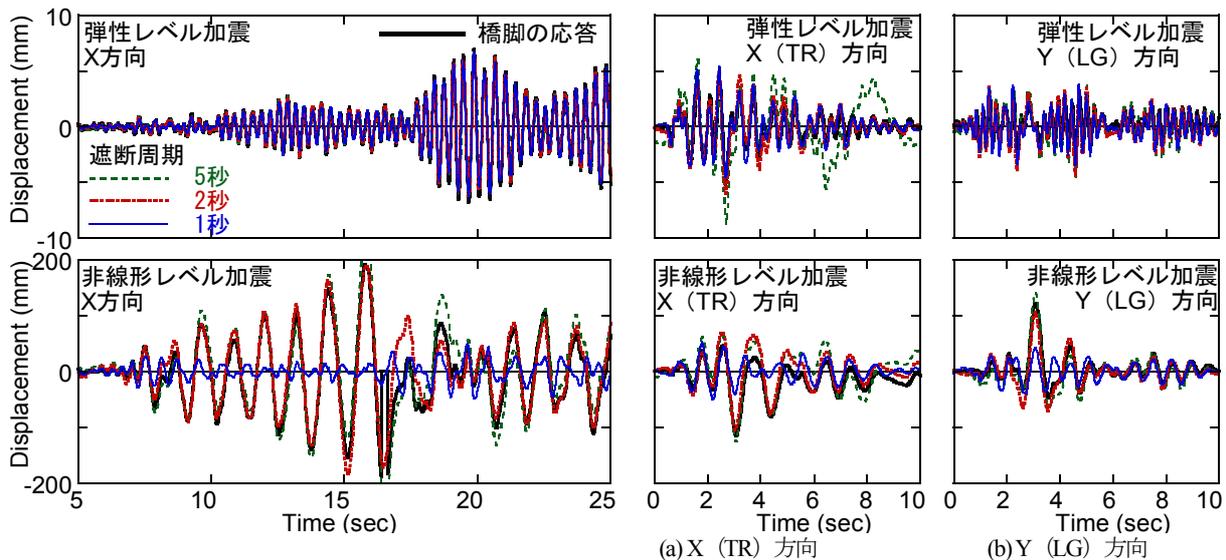
$$(D_{y,m} + L_y)^2 = D_{x,r}^2 + (D_{y,r} + L_y)^2 \quad (11)$$

ここで、 $D_{x,r}$ 、 $D_{y,r}$ はX方向、Y方向それぞれの実際の応答変位、 $D_{x,m}$ 、 $D_{y,m}$ はX方向、Y方向それぞれの計測される応答変位、 L_x 、 L_y は設置時における変位計からターゲットまでの距離である。式(10)と(11)の差をとって整理すると、式(12)が得られ、式(12)を式(11)に代入して解くと、式(13)が得られる。

$$D_{x,r} = aD_{y,r} + b \quad (12)$$

$$D_{y,r} = \frac{-a(b + L_x) \pm \sqrt{a^2(b + L_x)^2 - c}}{1 + a^2} \quad (13)$$

ここで、



(1) 1本柱形式のセットアップ (X方向) (2) 桁+支承によるセットアップ (No.1 模型)
 図-12 応答加速度の2階積分による応答変位の推定

表-6 応答加速度の2階積分による応答変位の推定精度

	弾性レベル (mm)		非線形レベル (mm)	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
1本柱	6.5 (94%)	6.0 (98%)	189 (98%)	145 (85%)
No. 1	3.0 (115%)	2.2 (138%)	104 (90%)	106 (86%)
No. 2	6.9 (363%)	2.6 (133%)	----	----

$$a = \frac{L_y}{L_x} \quad (14)$$

$$b = \frac{D_{x,m}^2 + 2L_x D_{x,m} - (D_{y,m}^2 + 2L_y D_{y,m})}{2L_x} \quad (15)$$

$$c = (1+a^2)(b^2 + 2bL_x - D_{x,m}^2 - 2L_x D_{x,m}) \quad (16)$$

測点距離 L_x , L_y はそれぞれ 0.55 m, 0.25 m である。

図-10 にはこうした補正式を用いて巻き取り式変位計で計測された結果を補正し、これをレーザ変位計で計測された計測値と比較した結果も示している。なお、弾性レベル加震実験では、応答変位が小さいためにその影響が顕著ではないことから、ここでは非線形レベル加震実験の結果を例に示している。これによれば、他方向変位の影響で X, Y 方向ともに 3.1 秒の最大応答付近において 10~15% 応答変位が大きく計測されること、上述の補正式によりこうした影響はある程度は除去可能であることが分かる。ただし、3.1 秒付近の応答のピーク値には依然として X 方向には 4%, Y 方向には 2% の誤差は含まれている。

4. 変位計によらない手法による応答変位の推定

4.1 応答加速度の2階積分による応答変位の推定

本研究で対象とした実験では変位計の設置に特段の配慮は必要としなかったが、実験セットアップの規模が大きいため、例えば E-Defense の実大模型実験では、変位計を設置するための治具が

大がかりとなり、変位計による直接的な応答変位の計測が難しい場合もある。このため、変位計で直接計測する以外に橋脚天端や桁の応答変位を推定できる手法を検討しておく必要がある。そこで、変位計に比べて設置が容易である加速度計の計測値(応答加速度)に対して FFT による2階積分を行い、応答変位を推定することを試みた。強震計の振動台実験から、こうした手法により応答加速度から求めた応答変位は、直接計測された応答変位とよく一致することが報告されている¹³⁾。

図-12 は、橋脚天端で観測された応答加速度の FFT による2階積分から橋脚天端の応答変位を求めた結果と積分の際に用いるバンドパスフィルターが推定精度に及ぼす影響を示した結果である。比較のためにレーザ変位計で得られた応答変位を示している。ここで、FFT による積分では変位計を設置したフレームの応答変位を推定した場合と同様に、相対応答加速度を積分した。ここでは、短周期側の遮断周期を 0.01 秒に固定し、長周期側の遮断周期に関しては橋脚模型の固有周期が初期固有周期の 0.3 秒程度から損傷により 1~1.5 秒ほど増加したことが報告されているので、これを参考にして 10 秒から 1 秒まで変化させた。このうち、長周期側の遮断周期を 2 秒とする場合に対して、レーザ変位計で最大・最小応答を計測した時刻における応答変位の推定結果を表-6 にまとめている。

なお、段落し部で破壊した模型の非線形レベル加震の場合には、上述のように加震開始後 4.5 秒付近で橋脚模型が完全に破壊されているため、ここでは解析対象としなかった。

これらによれば、1 本柱形式のセットアップによる実験の場合では、長周期側の遮断周期を 2 秒以上とすればフィルターによる応答変位の推定精度に大差はない。弾性レベル加震実験ではその誤差は 10% 程度に収まっている。非線形レベル加震実験では、橋脚模型は大きく損傷し、最終的には残留変位を生じるような応答であるため、こうした手法による応答変位の推定精度は低下し、誤差は 30% 程度含まれることとなる。

一方、桁+支承によるセットアップの場合には推定精度はさ

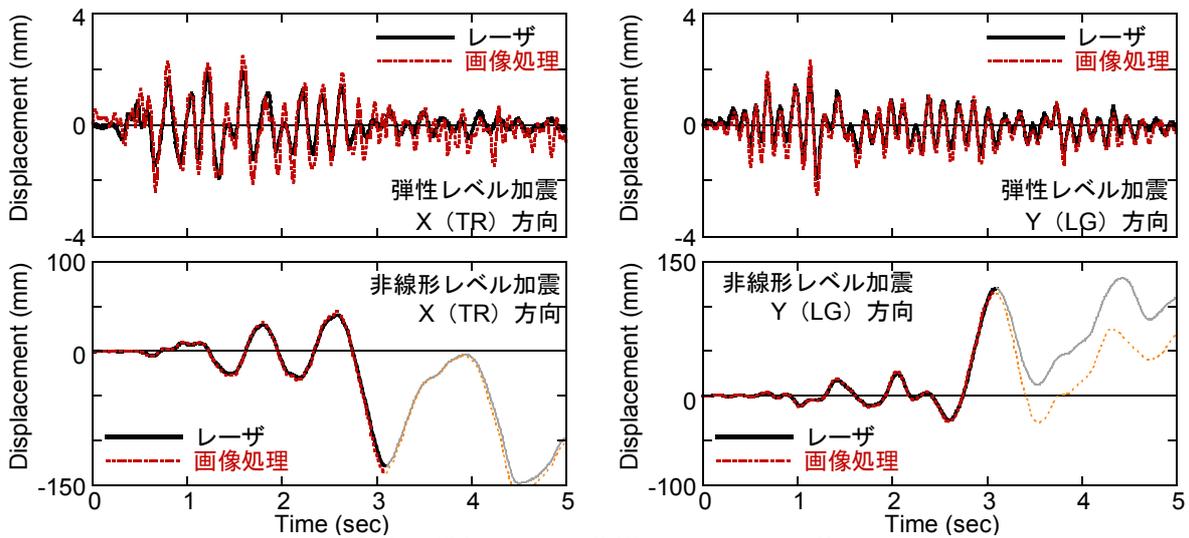


図-13 画像処理による変位計測の精度 (No.2 模型)

らに低下する。これは、すべり支承の摩擦が切れたときの応答や端部の直角方向固定支承の隙間が閉じた際の衝突の影響が橋脚天端で計測された応答加速度に含まれるためと考えられる。このため、応答推定値は長周期側の遮断周期に大きく依存する結果となり、弾性レベル加震実験ではこれを小さくする方が推定精度が向上する。これを2秒とするとその誤差は50%程度、1秒とすると30%程度である。なお、No.2 模型のX (橋軸直角) 方向のケースは、他のケースに比べて著しく推定精度が良くないが、この理由はよく分からない。非線形レベル加震実験の場合には、上述のように橋脚模型の損傷により固有周期が1~1.5秒に増加したため、長周期側の遮断周期を1秒とすると応答をかなり小さめに評価する。遮断周期を2秒とすると最大応答に関しては10%程度の誤差で推定できるが、図-12より分かるように時々刻々の応答変位の変化およびピーク値を推定するまでの精度はない。

4.2 画像処理による変位計測の精度

変位計による直接的な変位計測によらない手法のオプションとして、画像処理による変位計測を桁+支承によるセットアップの段落し部で破壊する (No.2) 模型に対する実験に対して行った。橋脚天端の計測結果をレーザー変位計の計測結果と比較した結果が図-13である。これより、弾性レベル加震実験では20%程度の誤差が含まれることが分かる。弾性レベル加震実験での最大応答変位は2 mm程度と小さく、画像処理による変位計測の精度は0.5 mm程度であるため、こうした誤差が生じたと考えられる。こうしたレベルの変位を精度良く計測するためには、計測範囲を絞るか、より解像度の高いカメラを用いる必要がある。

一方、図-13によれば、非線形レベル加震実験では橋脚模型が落下防止治具に接触するまでを対象とすると、両者の計測結果はおおむね一致しているように見える。しかし、画像計測による変位計測結果とレーザー変位計による計測結果は、応答変位がピークになる時刻のX (橋軸直角) 方向を例にすると、それぞれ0.136 m、-0.129 mと最大で6%の差が生じる場合もある。

非線形レベル加震の場合には、加震時には振動台だけでなくその周辺地盤も揺れるため、カメラをセットした三脚がこれに共振した可能性があり、これがこうした誤差を生じた主要因と考えられる。

5. 結論

本研究では、2種類の異なる実験セットアップで行われたRC橋脚模型の振動台加震実験を対象に、応答変位の計測に含まれる可能性のある誤差のオーダーを明確にすることを目的として、その計測精度について評価した。また、変位計による計測方法以外の方法による応答変位の推定手法の精度も検討した。本研究で得られた結論は以下の通りである。

- (1) フーチングのすべりによる変位量は無視できるほど小さいが、フーチングの回転により、弾性レベル加震時、非線形レベル加震時において最大で橋脚模型の変位量のそれぞれ8%、2%に相当する変位が慣性力作用位置の橋脚模型の変位計測に含まれていた可能性がある。
- (2) 変位計を設置したフレームの振動による変位量は、フレームと橋脚模型の応答が独立した1本柱形式のセットアップの場合には橋脚の応答変位の1%以下と小さい。一方、フレームの振動が橋脚模型の振動の影響を受ける場合には、弾性レベル加震時、非線形レベル加震時において、フレームの振動により橋脚模型の応答のそれぞれ最大で30%程度、2%程度の誤差が含まれていた可能性がある。
- (3) 巻き取り式変位計の計測結果には他方向変位の影響が含まれるが、幾何学的な関係から導出した補正式を用いることにより、こうした影響を除去できる。
- (4) 応答加速度の2階積分により推定された応答変位は、用いるバンドパスフィルターに推定精度が依存する。弾性レベル加震実験では1本柱形式のセットアップのようにシンプルなセットアップであれば10%程度の誤差の範囲内で推定可能だが、桁+支承によるセットアップのように、橋脚天端の応答加速度に支承の挙動の影響等が含まれる場合にはその推定精度は低下す

る。また、非線形レベル加震実験のように構造物が大きく塑性化し、残留変位が生じるような場合には、応答加速度の積分では応答変位を推定することは難しい。

(5) 画像処理による変位計測では、応答変位が小さい実験では分解能の問題から測定精度が十分に確保できない。応答変位が大きい非線形レベル加震時には、カメラを固定した三脚の振動の影響が含まれるため、5%程度の計測誤差が含まれる可能性がある。

謝辞

本研究で用いた実験結果は、(独)防災科学技術研究所の「E-ディフェンスを活用した耐震工学研究」の橋梁耐震実験研究の委託研究として実施したものです。本研究を実施するにあたり、(独)防災科学技術研究所の橋梁耐震実験研究実行部会(委員長 東京工業大学 川島一彦教授)の委員の皆様にご多量の貴重なご助言を頂きました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 川島一彦, 長谷川金二: 鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.483/I-26, pp.137-146, 1994.
- 2) 運上茂樹, 足立幸郎, 近藤益夫: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時挙動特性に関する振動台実験, 土木技術資料, Vol. 43, No. 3, pp. 38-43, 1999.
- 3) Hachem, M. M., Mahin, S. A. and Moehle, J. P.: Performance of circular reinforced concrete bridge columns under bidirectional earthquake loading, *PEER-2003/06*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkeley, 2003.
- 4) Nishida, H. and Unjoh, S.: Dynamic response characteristic of reinforced concrete column subjected to bilateral earthquake ground motions, *Proc. of 13th World Conference on Earthquake Engineering*,

CD-ROM No. 576. Vancouver, Canada, 2004.

- 5) 塚淳一, Mahin, S.A., Jeong, H.: 振動台加震実験による残留変位低減型 RC 橋脚の地震応答特性の評価, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No.4, pp. 713-728, 2006.
- 6) Sakai, J. and Unjoh, S.: Earthquake simulation test of circular reinforced concrete bridge column under multidirectional seismic excitation, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol.5, No.1, pp. 103-110, 2006.
- 7) 岡田太賀雄, 遠藤和男, 運上茂樹: 橋梁全体系を模擬したすべり系支承を有する免震橋梁に関する振動台実験, 第10回地震時保有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講演論文集, pp.163-168, 東京, 2007.
- 8) Johnson, N., Ranf, R. T., Saiidi, M. S., Sanders, D. and Eberhard, M.: Shake-table studies of a two-span, reinforced concrete bridge, *Proc. of 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM No. 1437, San Francisco, U.S.A., 2006.
- 9) 塚淳一, 運上茂樹, 右近大道: 兵庫県南部地震における RC 橋脚の被災再現のための振動台実験, 地震工学論文集, Vol. 29, No. 15-2, pp. 934-943, 2007.
- 10) 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, 地震工学論文集, Vol. 29, No. 15-5, pp. 961-970, 2007.
- 11) (社)日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 1998.
- 12) Macleod, A., Morris, J. R. W., and Lyster, M.: Highly accurate video coordinate generation for automatic 3D trajectory calculation, *1st World Congress of Biomedics, Image-Based Motion Measurement*, SPIE, Vol. 1356, pp.12-18, La Jolla, U.S.A., 1990.
- 13) 田村敬一, 川島一彦, 相沢興, 高橋和之: 地震時地盤ひずみの解析を目的とした個別記録方式によるデジタル強震計の記録精度, 土木学会論文集, No.392/I-9, pp.367-375, 1988.

(2007年9月18日受付)