

小型供試体を用いた振動台実験による鋼製橋脚の 地震時挙動の定量評価に関する基礎的研究

中西 泰之¹・松村 政秀²・北田 俊行³

¹学生会員 大阪市立大学大学院工学研究科前期博士課程

（〒558-8585 大阪府大阪市住吉区杉本 3-3-138）

²正会員 博士（工） 大阪市立大学大学院工学研究科都市系専攻講師

（〒558-8585 大阪府大阪市住吉区杉本 3-3-138）

³正会員 工博 大阪市立大学大学院工学研究科都市系専攻教授

（〒558-8585 大阪府大阪市住吉区杉本 3-3-138）

1. 背景および目的

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震により、都市における高架橋を支持する橋脚柱は、甚大な被害を受けた。とりわけ変形性能が高く、強地震に対しても強いと考えられていた鋼製橋脚にも、その被害が及んだ。平成14年に改版された道路橋示方書¹⁾では、構造物の動的応答解析が非常に重要な耐震性能照査手法の1つとして位置づけられている。

しかし、動的解析を行うための解析モデルには、構造系の固有振動特性、減衰特性、および部材の非線形履歴特性等を十分に考慮し、非線形挙動を再現できる材料特性および減衰特性の適切なモデル化が必要となる。

一方、振動台実験では、前述のような減衰や材料特性に関する仮定を設けずに、構造物の動的挙動を再現することが可能であるが、振動台の積載能力などの制約を受けるため、縮小模型を用いる必要がある。特に、小型供試体を用いる場合には、実寸大からの縮小率が大きいことに起因する影響が懸念される。一方で、同条件の供試体を用いた振動実験を複数回実施できるなど、運用面、費用面でメリットは無視できないと考えられる。

そこで、本研究では、矩形断面橋脚の動的応答特性に関する基礎データを収集することを目的として、縮小鋼管柱模型を用いる小型振動台実験を行っている。また、弾塑性有限変位解析プログラムEPASS/USSP²⁾を用いて、同縮小鋼管柱模型の弾塑性動的応答解析を行い、両者の結果を比較することで、小型供試体を用いる小型振動台実験による結果を踏まえた弾塑性動的応答解析による実振動挙動の再現性について考察を行っている。

2. 振動台実験

(1) 実験概要

実験は、次の3種類、すなわち自由振動実験、弾性範囲内における地震波入力実験、および弾塑性領域における地震波入力実験を、TYPE1およびTYPE2の計2体の供試体を用いて行った。

自由振動実験は、実験供試体の基本的振動特性である固有周期および減衰定数を算出するために行う。地震波入力実験は、実験供試体の弾性応答および弾塑性応答を把握するために行う。

(2) 振動台概要

3次元振動シミュレーターは、上下方向の50kNのアクチュエーター3本、前後方向の50kNのアクチュエーター1本、左右方向の30kNのアクチュエーター2本により支持された振動台(1.5×1.5m)に対して、並進3成分および回転3成分の合計6自由度の変位を、任意に組み合わせた載荷を可能とするマルチ油圧ジャッキシステム、およびデジタル制御・計測装置を組み合わせた装置である。なお、最大積載荷重は15kNであり、H17年に大阪市立大学大学院工学研究科に設置された。

(3) 実験供試体

実験供試体は、実寸大の橋脚(1辺2m、橋脚高さTYPE1:10m、TYPE2:14m)を想定し、それを1/20に縮小したものであり、柱断面は、道路橋示方書のⅡ。鋼橋編⁴⁾およびⅤ。耐震設計編⁵⁾に基づいて震度法に従い、設計水平震度0.283として設計した。表-1には、柱供試体の主なパラメータを示す。

また、実験供試体の柱部は、一般構造用角形鋼管(JIS G 3466)を所定の長さに切断し製作した。

表-1 実験供試体の主なパラメータ

供試体	L (mm)	t (mm)	f (Hz)	δ_y (mm)	P/P_y	λ	R_R
TYPE1	523	1.6	3.594	4.570	0.105	0.635	0.605
TYPE2	724	2.3	2.613	13.65	0.054	1.071	0.500

$$\delta_y = \frac{M_y}{3EI} L \quad (1)$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y l_e}{E r}}, \quad l_e = 2L \quad (2)$$

$$R_R = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{4\pi^2}} \quad (3)$$

ここに、 L ：柱長、 t ：板厚、 f ：固有振動数、
 δ_y ：降伏変位、 λ ：細長比パラメータ、
 R_R ：幅厚比パラメータ

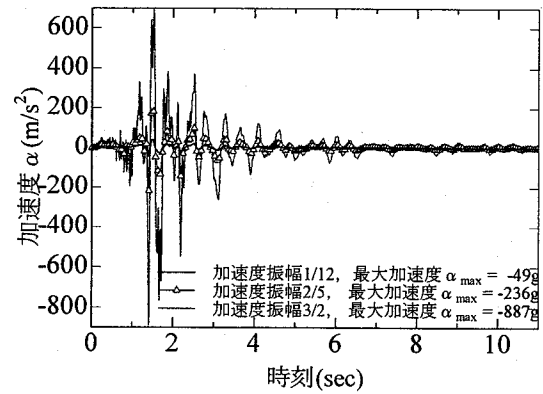
(4) 載荷および計測

実験装置の概要を図-1に示す。実験供試体上部には、橋梁上部構造の重量を模した質量1,000kgの鋼塊を設置し、振動台を1方向に加震する。

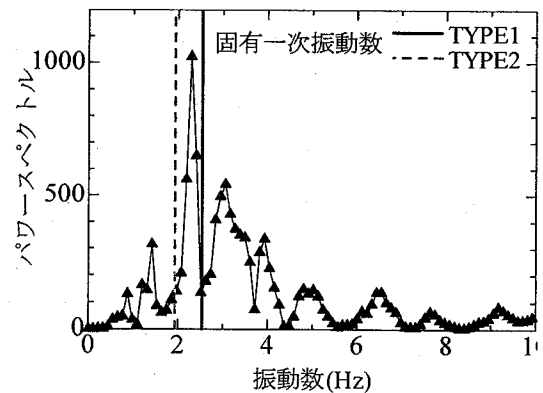
また、動的挙動を計測するために、ひずみゲージ式加速度計を振動台、供試体中央、および鋼塊の重心位置の計3カ所、レーザー式変位計および接触式変位計をそれぞれ1カ所、ひずみゲージを基部から10mmの位置の表裏に計6カ所設置した。

(5) 入力地震波

鋼製橋脚は軟弱な地盤に設置されることが多いことを考慮し、入力地震波として、JR 鷹取駅周辺地盤で観測された、Ⅱ種地盤に対するレベル2地振動タイプⅡの地震加速度波形を調整して用いた。なお、時間軸は、相似則に基づき $1/\sqrt{20}$ に、加速度振幅は事前解析により、弾性領域の入力波形は降伏に達しないレベルになるよう $1/12$ に縮小している。一方、弾塑性領域の入力波形の加速度振幅は、各々の供試



(a) 入力地震加速度波形



(b) FFT 結果

図-2 入力地震加速度波形

体をモデル化した事前解析において、最大応答変位が降伏変位を3割程度超過するように調整しており、TYPE1では2/5倍、TYPE2では3/2倍としている。図-2には、入力地震加速度波形およびFFT結果を示す。

3. 解析モデル

(1) 解析モデル概要

本研究では、表-2に示すように、柱部材、質点の分布、およびコーナー部のモデル化の違いに着目して、計5個の解析モデルを設定した。

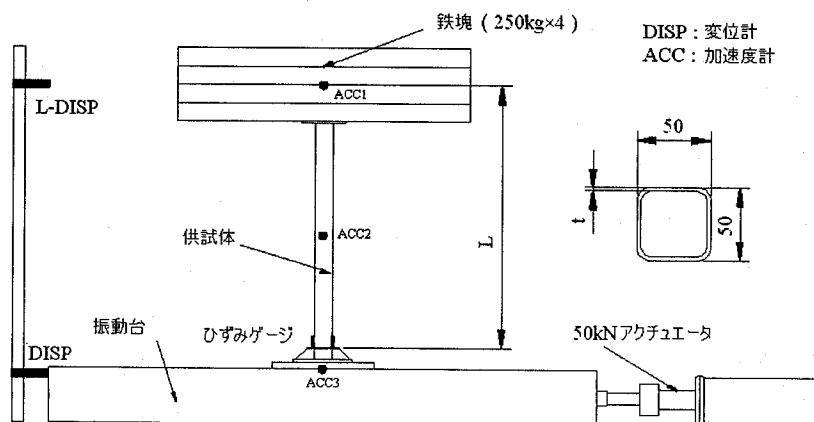
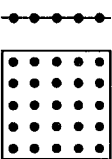
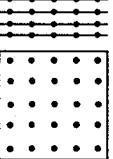
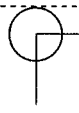
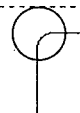
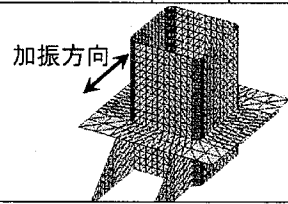


図-1 実験装置の概要

TYPE P は柱部材を三角形板要素のみを用いて、TYPE B は柱部を梁-柱要素のみを用いてモデル化している。質点のモデル化では、すべての質量を重心位置に集中させた1質点系のモデルをM1、平面に分布させたモデルをM2、質点を立体に分布させたモデルをM3とする。また、コーナー部のモデル化では、供試体のR部を直角と近似したモデルをC1、R部の形状を忠実に再現したモデルをC2とする。

なお、柱下端の固定度の差異が解析結果に影響を及ぼさないようにするため、柱基部は、表-2に示すように、実験供試体の基部をできるだけ忠実にモデル化している。

表-2 解析におけるモデル化の違い

柱部材	B		P
	梁-柱要素	板要素	
質点	M1 	M2 	M3 
	(側面図) (上面図)		
コーナー部	C1 	C2 	
基部			

(2) 応力-ひずみ曲線

供試体の製作に用いた鋼管の平坦部から切り出した JIS13A 号引張試験片と、鋼管を短冊状に切断した試験片を用いて、引張試験を行った。引張試験結果を表-3に示す。

表-3に示すように、公称板厚 1.6mm の TYPE1 と 2.3mm の TYPE2 に用いた鋼管とでは降伏点および引張強度ともに大きく異なっている。また、表-3(b)より、いずれの鋼管も、溶接線近傍およびコーナー部付近で降伏点が高いことが確認できる。

なお、解析には、図-3に示すように、平坦部の引張試験結果表-3(a)に一致するようマルチリニアによりモデル化した応力-ひずみ関係を入力した。ただし、コーナー部および溶接線上においては、表-3(b)の降伏点を採用した完全弾塑性型の応力-ひずみ関係を入力している。

表-3 引張試験結果

(a) 平坦部引張試験片

項目 TYPE	板厚 t (mm)	ヤング率 E (N/mm ²)	ポアソン 比 μ	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)
1	1.475	200,700	0.270	285	349
2	2.074	209,700	0.286	417	472

(b) 短冊状引張試験片

採取 位置	TYPE1		TYPE2	
	σ_y (N/mm ²)	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	E (N/mm ²)
1	390	208,000	410	204,400
2	294	206,500	418	208,900
3	351	210,900	459	298,500
4	371	185,800	450	194,600
5	301	206,500	429	299,400
6	-	-	421	192,000
7	271	207,000	415	215,900
8	285	210,300	439	210,700
9	298	210,000	464	224,600
10	312	206,500	480	200,300
11	309	205,000	457	205,500
12	282	215,800	421	208,100

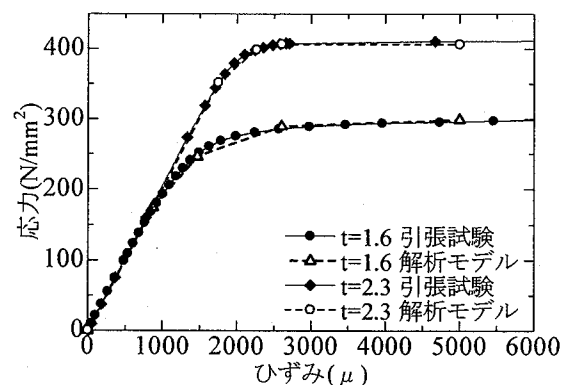


図-3 応力-ひずみ曲線(平坦部)

(3) 減衰モデルの設定

時刻暦応答解析では、部材減衰、および粘性減衰を考慮できる Rayleigh 減衰を用いた。このとき、Rayleigh 型粘性減衰マトリックス[C]は、式(4)に示すように、質量マトリックス[M]および剛性マトリッ

クス[K]の線形和で表現される。また、係数 α および係数 β は、式(5)より求められる。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4)$$

$$\alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 (f_1 h_2 - f_2 h_1)}{f_1^2 - f_2^2} \quad (5a)$$

$$\beta = \frac{f_1 h_1 - f_2 h_2}{\pi(f_1^2 - f_2^2)} \quad (5b)$$

本解析では、Rayleigh 減衰の設定に用いる振動数 f_1 および f_2 を、固有値解析において刺激係数の高かった2つの主要な振動モードの振動数とした。また、各振動モードに対する減衰定数 h_1 および h_2 は自由振動実験により得た値を設定している。

(4) 相似則の検証

設定した相似則の妥当性を確認するために、実物大橋脚モデルと、縮小率 1/20 の縮小模型モデルの解析結果を比較した。

入力地震加速度波形には、JR 鷹取駅周辺地盤で観測された、Ⅱ種地盤に対するレベル2 地振動タイプⅡの地震波を用い、実物大橋脚モデルには、加速度軸振幅を、1/6 に縮小している。一方、縮小模型は、相似則を考慮して、時間軸に関して $1/\sqrt{20}$ 、加速度振幅軸に関しては1/6 に縮小している。

なお、結果の比較には、縮小模型モデルを実物大橋脚モデルに換算した値を用いる。図-4 には、実物大モデルおよび縮小模型モデルによる両解析結果である変位の時刻歴応答を示す。

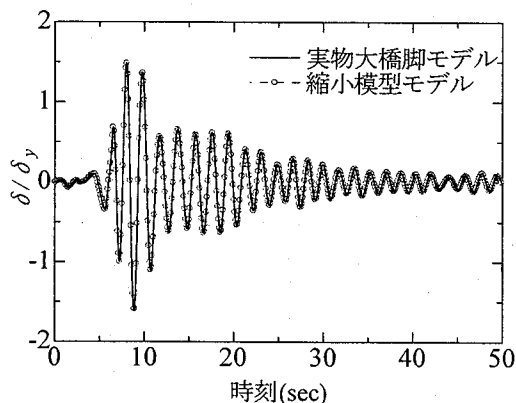


図-4 重り重心位置における変位の時刻歴応答

図-4 より、両者の時刻歴応答を比較すると、応答変位および固有周期ともに、精度良く一致しており、本論文に用いる相似則が正しいことを確認した。

4. 自由振動実験の結果

図-5 には、重りの重心位置における水平変位の時刻歴応答を示す。表-4 には、各モデルの固有振動数および減衰定数を示す。

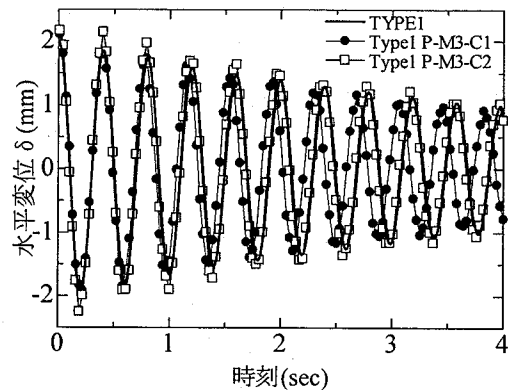


図-5 変位の時刻歴応答変位 (TYPE1, 自由振動実験)

表-4 固有周波数および減衰定数 (自由振動実験)

モデル名	固有振動数 f (Hz)	誤差 (%)	減衰定数 h	誤差 (%)
TYPE1(実験)	2.53	-	0.0129	-
Type1 P-M3-C1	2.62	3.620	0.0127	-1.763
Type1 P-M1-C2	2.66	5.165	0.0192	48.968
Type1 P-M2-C2	2.38	-5.850	0.0138	6.950
Type1 P-M3-C2	2.53	-0.211	0.0131	1.861
Type1 B-M3-C2	2.58	2.045	0.0128	-0.505
TYPE2(実験)	1.92	-	0.0175	-
Type2 P-M1-C2	2.25	16.80	0.0149	-14.61
Type2 P-M3-C2	1.92	-0.51	0.0181	3.58
Type2 B-M3-C2	2.08	8.23	0.0173	-1.15

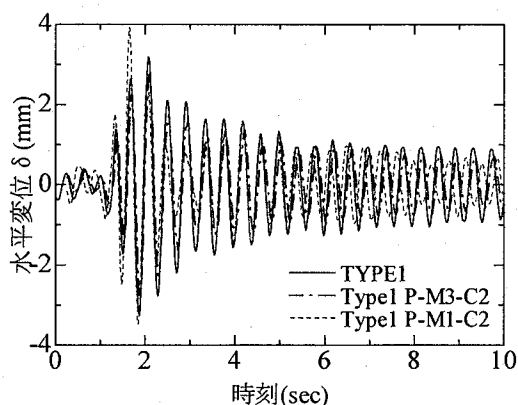
表-4 より、TYPE B と TYPE P の間に大きな差異は認められず、柱部のモデル化に用いた要素が固有周期および減衰定数に与える影響は小さいことがわかる。

次に、コーナーのモデル化に着目すると、コーナー部を再現したモデルが精度良く実験結果と一致している。コーナー部を直角近似したモデルでは、減衰定数に関する、差は小さいものの、固有振動数に関しては4%程度誤差が生じている。これには、コーナーが直角であると仮定したことによる断面二次モーメントの増加も含んでいる。

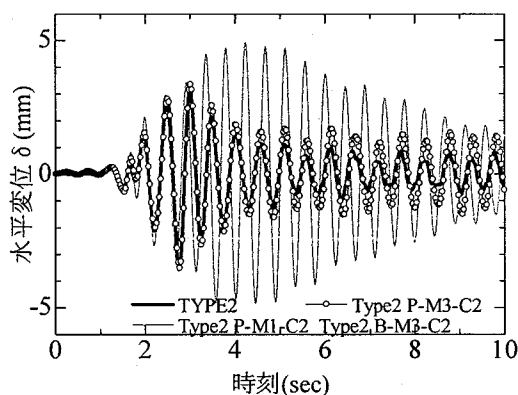
さらに、質点のモデル化に着目すると、立体的に質点を配置した M3 が実験結果と精度良く一致した。他の2つの質点モデルでは、減衰定数および、固有周期ともに誤差が生じ、特に、一質点系の場合には、減衰の影響を過度に評価してしまうことが懸念される。

5. 弾性範囲内における地震波入力実験の結果

図-6には、重りの重心位置における水平変位の時刻歴応答を示す。表-5には、各モデルの最大応答変位 δ_{max} および最大応答変位時における時刻 t_1 を示す。



(a) TYPE1



(b) TYPE2

図-6 弾性範囲内における時刻歴応答変位

表-5 最大応答変位およびそのときの時刻(地震波入力実験, 弾性範囲内)

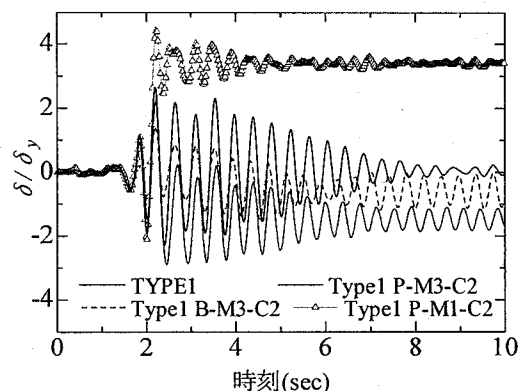
モデル名	δ_{max} (mm)	誤差 (%)	t_1 (sec)	誤差 (%)
TYPE1(実験)	-3.266	-	1.869	-
Type1 P-M3-C1	-3.214	1.588	1.835	1.819
Type1 P-M1-C2	3.919	20.015	1.645	11.985
Type1 P-M2-C2	3.860	18.197	4.240	126.859
Type1 P-M3-C2	-2.802	14.201	1.880	0.589
Type1 B-M3-C2	-3.046	6.734	1.865	0.214
TYPE2(実験)	-3.584	-	2.749	-
Type2 P-M1-C2	4.930	237.56	4.23	53.874
Type2 P-M3-C2	-3.523	1.70	2.77	0.764
Type2 B-M3-C2	-3.290	8.20	3.64	32.412

図-6 および表-5 より, 解析モデル Type1 P-M3-C1, Type1 P-M3-C2, および Type1 B-M3-C2 では, 固有周期および応答変位ともに比較的精度良く実験結果 TYPE1 と一致していることが確認できた。また, 実験結果 TYPE2 とは解析モデル Type2 P-M3-C2 がほぼ一致していることがわかる。

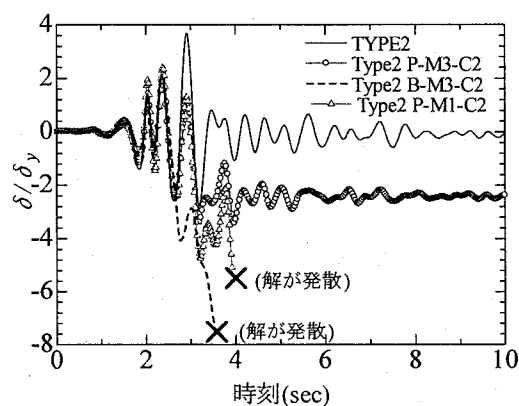
しかし, 各々のモデル間で固有周期が多少異なる影響も含んでいるが, 最大応答変位および応答波形に大きな差が解析モデルによっては認められる。特に, 質点分布のモデル化による影響は顕著であり, 今回の解析結果では, 質点の分布によって最大応答変位 δ_{max} の符号が実験結果と異なる(符号が異なる場合には, 時刻 t_1 も異なることも確認できた)。

6. 弾塑性範囲内における地震波入力実験の結果

図-7には、重りの重心位置における水平変位の時刻歴応答を, 図-8には、TYPE2の基部におけるひずみの時刻歴応答を示す。表-6には、各モデルの最大応答変位 δ_{max} および残留変位 δ_L を示す。



(a) TYPE1



(b) TYPE2

図-7 変位の時刻歴応答(地震波入力実験, 弾塑性領域)

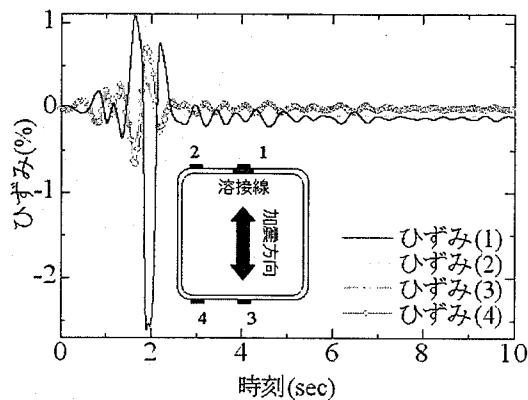


図-8 基部ひずみの時刻歴応答 (TYPE2)

表-6 最大応答変位および残留変位(地震波入力実験, 弾塑性領域)

モデル名	δ_{max} (mm)	誤差 (%)	δ_L (mm)	誤差 (%)
TYPE1(実験)	12.11	-	-0.58	-
Type1 P-M3-C1	-7.82	-35.41	0.05	-92
Type1 P-M1-C2	20.29	67.53	15.55	2588
Type1 P-M2-C2	-14.76	21.89	-7.06	1120
Type1 P-M3-C2	-13.25	9.41	-6.72	1062
Type1 B-M3-C2	-6.74	-44.34	-2.71	368
TYPE2(実験)	50.10	-	-1.53	-
Type2 P-M1-C2	-104.49	-962.86	-	-
Type2 P-M3-C2	-46.39	-483.10	-46.39	7919
Type2 B-M3-C2	-76.97	-735.59	-	-

図-7に示すように, 実験結果は, 最大応答変位で2.6~3.7 δ_y を示したが, 残留変位はほとんど生じていないことが確認できる。これは, 図-8に示したように, 今回用いた実験供試体では, 加振を受けるフランジにある溶接線近傍でかなり大きなひずみを計測するものの, フランジに座屈等の変形がほとんど発生しなかったためである。

一方, 図-7より, いずれの解析モデルも弾性内ではほぼ同様な応答を示していること, および解析結果にはいずれも残留変位が計測されていることが確認できる。

ここで, 柱部材のモデル化が梁-柱要素か三角形板要素かが異なる解析モデル, Type B-M3-C2とType P-M3-C2とでは, フランジの座屈変形を考慮する／しないの影響により, 最大応答以降の挙動が異なっている。また, 柱部材を三角形板要素でモデル化し, 質点の分布が1質点系か実際に近い分布形かが異なる解析モデルType P-M3-C2とType P-M1-C2とでは, 最大応答変位でかなりの差違が認められ, 最大応答

以降の挙動が全く異なっている。特に Type1 P-M1-C2は最大応答変位および残留変位ともかなり大きく算定していると考えられる。

7. 結論

本研究では, 単独柱の鋼製橋脚を縮小, 模擬して, 頂部に重りを有する小型鋼管柱の振動台実験を実施し, 得られた結果を動的な弾塑性有限変位解析の結果と比較し, 数値解析による実振動挙動の再現性について検討した。本研究により得られた主な結果は次のとおりである。

- 1) 柱部材の応答解析に使用する有限要素や質点分布のモデル化が, 柱の固有振動数や減衰定数の算定に大きく影響を及ぼすことが分かった。
- 2) 実験供試体を詳細にモデル化した解析モデルを採用することによって, 弾性内の挙動であれば, 高い精度で実際の振動挙動を解析により再現することが可能であることが分かった。
- 3) 地震を受ける場合のように, 構造物が弾塑性挙動する場合には, 柱部材および質点分布のモデル化に拠って, 最大応答変位および残留変位とも値が大きく変動した。特に, 質点の分布形状の設定が柱部材の弾塑性挙動に及ぼす影響が著しいことが分かった。

今回行った振動台実験には, 規格鋼管からなる実験供試体を用いたため, 角部の曲げ加工や溶接線の影響を含んだ結果を提示した。今後, 不整の程度の小さい材料, 形状等を用いて振動台実験を進める予定である。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, 2002. 3.
- 2) T. Kitada, M. Matsumura, Y. R. An and T. Yamano : Advanced Static/Dynamic, Elasto-Plastic and Finite Displacement Analysis of Steel and Composite Spatial Structures, *International symposium on advances in steel and composite structures 2005*, pp.58-81, Hong Kong, 2005. 12.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II. 鋼橋編, 1996. 12.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, 1996. 12.