

強地震動を受ける単柱形式鋼製橋脚の実験結果と 弾塑性動的応答解析結果との比較・考察

Comparison of Test Results with Ones by Elasto-Plastic Dynamic Response Analysis of
Steel Bridge Piers with Single Column under Strong Earthquakes

岡田 潤*、北田 俊行**
Jun Okada and Toshiyuki Kitada

- * 大阪市立大学大学院 工学研究科土木工学専攻前期博士課程(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)
** 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

A computer program, USSP·D, has been already developed by the authors for predicting the elasto-plastic, finite displacement and dynamic response of steel bridge piers idealized into a vibration system with single mass by considering the local buckling of the stiffened plate elements. First of all, in this paper, the USSP·D is verified through the experimental results by pseudo-dynamic tests. Then, the accuracy of the USSP·D, the necessity of the reliable test results for checking various analytical methods and the appropriateness of the analogous rule used in the pseudo-dynamic tests is discussed. Finally, a parametric study by using the USSP·D is also carried out in order to investigate the minimum required relative rigidity of longitudinal stiffeners in the stiffened plate elements of steel bridge piers under strong earthquake.

Key Words : *elasto-plastic and dynamic response analysis, steel bridge pier, local buckling, seismic behavior, pseudo-dynamic test*

キーワード：弾塑性動的応答解析，鋼製橋脚，局部座屈，動的挙動，ハイブリッド実験

1. まえがき

1995年1月17日に起きた兵庫県南部地震によって、都市における高架橋を支持する橋脚柱は、特に甚大な被害を受けた。じん性が高く、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。そのため、現在、鋼製橋脚柱の地震時の挙動を解明し、必要な強度や変形性能を調べる研究が、活発に行われるようになった。

地震による鋼製橋脚の動的な挙動を実験のみにより明らかにするのは、時間的、および費用的な面から判断して実際上きわめて困難であると考えられる。そのため、実験以外の何らかの手法によって、その挙動を、解明する必要もある。この目的のためには、構成板パネルの局部座屈が考慮できる鋼製橋脚柱の弾塑性動的応答解析のための専用プログラムを構築することも、重要であると考えられる。

そこで、補剛板構造の弾塑性有限変位解析のための専

用プログラム USSP¹⁾と、文献2)のハイブリッド実験で開発された単柱形式の鋼製橋脚の簡易的な弾塑性動的応答解析のためのプログラム DHRMS³⁾の中の差分法による1質点系の動的解析サブルーチン FDDA1 とを組み合わせた弾塑性動的応答解析プログラム USSP·D⁴⁾が著者らによって構築された。

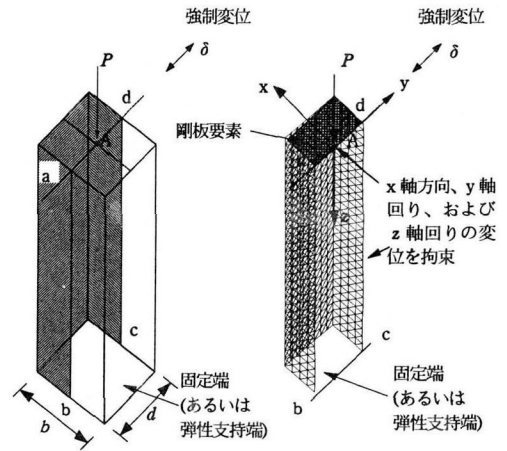
本研究では、まず、既開発プログラム USSP·D を用いて、種々の断面を持つ柱部材からなる単柱形式の橋脚を想定したモデルについて、構成補剛板パネルの局部座屈を考慮した弾塑性動的応答解析(以下、単に応答解析という)を行い、それらの結果とハイブリッド実験結果との比較を行っている。そして、プログラムの妥当性について検討を加えている。つぎに、USSP·D を用いて、弾塑性問題における相似則の妥当性について考察している。その際、過去に行われた縮尺率の異なる2体のハイブリッド実験結果と USSP·D による結果との比較・検討も行っている。さらに、縦補剛材剛比 r/r^* に着目したパラメトリックな応答解析を行い、それが橋脚柱の変形性能に与える影響についても検討を加えている。

表-1 解析モデルの内訳

解析モデル	解析モデルの断面	解析モデルの柱長 L (cm)	軸方向圧縮力 P	解析目的	解析条件
d-a		75	全塑性軸力の15%	プログラムUSSP・Dの妥当性検討	初期不整、ひずみ硬化、基部の弾性支持、および相似則を考慮
d-b		1,477.6	全塑性軸力の11.3%		ひずみ硬化を考慮
d-c		1,440	全塑性軸力の11.1%		ひずみ硬化を考慮
d-d		150	全塑性軸力の15%	相似則確認	初期不整、ひずみ硬化、基部の弾性支持、および相似則を考慮
d-e		184.7	全塑性軸力の11.3%		ひずみ硬化、および相似則を考慮
d-f		1,477.6	全塑性軸力の11.3%	γ/γ^* の影響の検討	ひずみ硬化を考慮

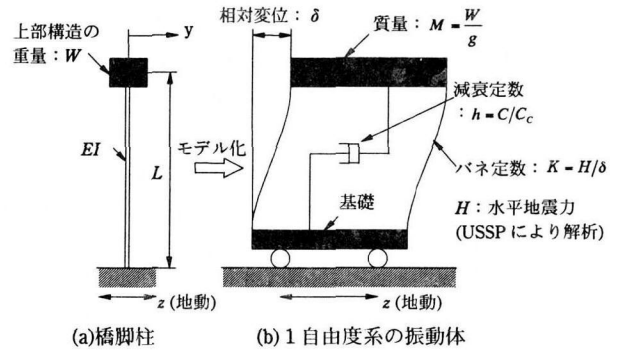
表-2 解析モデルの断面寸法

解析モデル	b (mm)	d (mm)	D (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)
d-a	135.7	104.6	—	4.4	—	—
d-b	3496.0	2248.0	—	48.0	272.0	48.0
d-c	—	—	3162.0	37.7	—	—
d-d	272.0	209.8	—	8.6	—	—
d-e	437.0	281.0	—	6.0	34.0	6.0
d-f	3496.0	2248.0	—	48.0	272.0	48.0



(a)対象とした薄肉断面柱 (b)プログラムUSSPで用いる1/2の解析モデル

図-1 USSPで用いる解析モデル



(a)橋脚柱 (b)1自由度系の振動体

図-2 FDDA1で用いる解析モデル

2. 解析モデルと解析条件の設定

(1)解析内容

本研究で用いた解析モデルの内訳を、表-1に示す。はじめに、プログラム USSP・D の妥当性を検討するために、無補剛箱形断面(解析モデル d-a)、補剛箱形断面(解析モデル d-b)、および円形断面(解析モデル d-c)を有する解析モデルについて応答解析を行い、その解析結果と、それぞれ大阪市立大学で行われたハイブリッド実験⁹⁾の結果、および文献6)にまとめられているハイブリッド実験の結果とを比較した。なお、解析モデル d-a は、文献5)で行われたハイブリッド実験の供試体をモデル化したものである。また、解析モデル d-b、および d-c は、文献6)に示されている相似率8のハイブリッド実験の供試体(長方形断面 No.13、およびパイプ形断面 No.12)の寸法を実物大レベルに拡大したモデルであり、「JSSC 次世代土木鋼構造研究委員会・鋼橋の耐震設計小委員会」⁸⁾で行われたベンチマークのための解析モデルである。

つぎに、ハイブリッド実験に用いられている相似則の妥当性の検討を行うため、解析モデル d-a と同一の想定橋脚でありながら、異なる相似率で設計されたハイブリッド実験の供試体をモデル化した解析モデル d-d を設定して応答解析を行った。そして、それぞれの解析結果と、

それらに対応する相似率で行われたハイブリッド実験の結果とを比較・検討した。また、解析モデル d-b と構成則、および機械的性質等全ての設定を同じにし、相似率のみ異なる解析モデル d-e をモデル化した。そして、両者を比較することにより、純粋に相似率のみが USSP・D による応答解析結果に与える影響について、検討した。

さらに、縦補剛材剛比の変形性能に及ぼす影響について検討を加えるため、解析モデル d-b と横補剛材間隔の異なる解析モデル d-f を設定し、実際の地震加速度を入力して応答解析を行い両解析結果を比較した。本研究で用いた以上の各解析モデルの断面寸法をまとめて表-2に示す。

(2)解析モデル

プログラム USSP のための解析モデルとして、図-1(a)に示す薄肉断面を有する片持柱を対象とした。

いま、図-1(b)に示すように、対象柱の構造、載荷荷重、および、たわみ波形の対称性を利用して、対象柱から断面方向に 1/2 の部分を取り出し、プログラム USSP のための解析モデルを設定した。そして、載荷断面内の節点が従属している独立節点 A を剛板要素上に設ける。なお、独立節点 A は、図-1(a)に示しているように、載荷

表-4 解析モデルの諸元

解析モデル	降伏点 σ_Y (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比	軸方向圧縮力 P (kN)	質量 M (N·s ² /cm)	減衰係数 C (kN·s/cm)	降伏水平荷重 H_Y (kN)	降伏水平変位 δ_Y (cm)
d-a	264.1	2.11×10^5	0.276	87	882.7	0.65	24.3	0.507
d-b	308.7	2.06×10^5	0.300	21972	22420.4	15.36	9349.2	8.88
d-c	347.9	2.06×10^5	0.300	14484	14798.0	11.43	6272.0	7.11
d-d	255.4	2.01×10^5	0.281	328	441.3	0.61	92.0	1.085
d-e	308.7	2.06×10^5	0.300	343	2802.6	1.92	146.1	1.11
d-f	308.7	2.06×10^5	0.300	21972	22420.4	15.36	9349.2	8.88

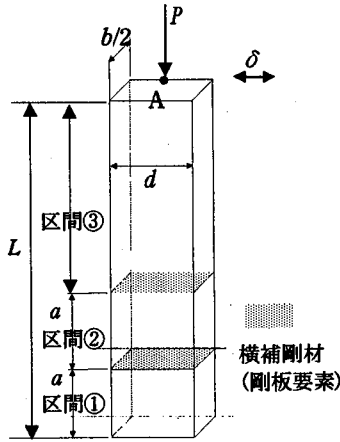


図-3 補剛箱形断面を有する鋼製橋脚モデル

表-3 解析モデルの各種パラメータ

解析モデル	補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F	板パネルの幅厚比パラメータ R_R	径厚比パラメータ R_T	γ/r^*	縦横比 α	横補剛材間隔 a (cm)	細長比パラメータ λ
d-a	0.581	-	-	-	-	-	0.368
d-b	0.575	0.481	-	0.671	1.014	344.8	0.378
d-c	-	-	0.117	-	-	-	0.338
d-d	0.600	-	-	-	-	-	0.368
d-e	0.575	0.481	-	0.671	1.014	43.1	0.378
d-f	0.292	0.481	-	3.000	0.494	168	0.378

断面中央に設定した。独立節点 A には、上部構造の自重を想定した一定の軸方向圧縮力を載荷した状態で、水平方向 (y 軸方向) に、弾塑性動的応答解析を行うことにより得られた応答変位を各時間ステップごとに入力した。

一方、この解析モデルは、プログラム FDDA1 による解析のために、図-2に示すように、独立節点 A を質点とした一質点系振動体にもモデル化される。

(3) 解析モデルの各種パラメータ

解析モデル d-b、および d-f では、板パネルの幅厚比パラメータ R_R を一定値に保ったまま、横補剛材間隔 a を変化させることによって縦補剛材剛比、すなわち、補剛板パネルの幅厚比パラメータ R_F を変化させ、橋脚柱の強度、および変形性能に与える縦補剛材剛比 r/r^* (r^* : 弾性座屈理論から決まる座屈波形が縦補剛材位置で節になる必要な最小剛比) の影響について検討を加えた。モデル化の際、横補剛材は、図-3に示すように、柱モデルの基部から 2 箇所にも剛体要素を用いてモデル化し、設置した。

ここで、各解析モデルの各種パラメータを、表-3にまとめた。表中の諸パラメータは、文献7)より、以下の式でそれぞれ算出した。

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 \cdot k_F}} \quad \dots (1)$$

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 \cdot 4n^2}} \quad \dots (2)$$

$$R_T = \frac{R}{t} \frac{\sigma_Y}{E} \sqrt{3(1-\mu^2)} \quad \dots (3)$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \frac{l}{r} \quad \dots (4)$$

$$\gamma^* = 4\alpha^2 n \cdot (1+n\delta_s) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{6} \quad \dots (5)$$

$$\gamma = \frac{EI_S}{Db} \quad \dots (6)$$

ここで、 n は縦補剛材によって区切られるパネル数を、 k_F は補剛板全体の座屈係数を、 l は有効座屈長を ($l=2L$)、 R は鋼管半径を、 α は縦横比 ($\alpha=a/b$) を、 δ_s は縦補剛材 1 個の断面積比を、 $D(D = Et^3/12(1-\mu^2))$ は板曲げ剛度を、 $I_S(I_S = b_s^3 t_s/3)$ は縦補剛材の付け根回りの断面二次モーメントを、それぞれ示している。

(4) 解析モデルの諸元

各解析モデルの代表的な諸元を、表-4にまとめた。

解析モデル d-a、および d-d では、文献5)において実施されたハイブリッド実験の結果と USSP-D による応答解析結果とを比較・検討するため、これらの実験供試体と同じ機械的性質を解析モデルにも入力した。その詳細は、表-4に示すとおりである。また、解析モデル d-b、d-c、d-e、および d-f では、文献6)より表-4のように設定した。

なお、解析モデル d-a、および d-d における降伏水平変位 δ_Y および降伏水平荷重 H_Y の算定方法については、文献9)を参照されたい。一方、解析モデル d-b、d-c、d-e、および d-f の降伏水平変位 δ_Y および降伏水平荷重 H_Y は、文献6)を参照した。なお、減衰定数 h は、すべての解析モデルで 0.05 とみなした。

(5) 要素分割状況

要素分割状況は、以下のとおりに設定した。解析モデル d-a および d-d では(図-7参照)、フランジ幅方向に 8 分割(ハーフモデルなので、実際は 4 分割)、ウェブ深さ方向に 8 分割、柱の高さ方向に 1.875cm 刻みの 40 分割(解析モデル d-d では 3.75cm 刻み)とし、総節点数は 698、総要素数は 1,280 とした。解析モデル d-b、d-e、および d-f では(図-7参照)、図-3に示す区間①、つまり解析モデルの柱基部からはじめの横補剛材までの高さ部分では、フランジ幅方向に 24 分割(ハーフモデルなので、実際は 12 分割)、ウェブ深さ方向に 16 分割、高さ方向に 12 分割した。そして、図-4に示す区間②の高さ部分では、フランジ幅方向に 12 分割(ハーフモデルなので、実際は 6 分割)、またウェブ深さ方向に 8 分割とし、高さ方向に

表-5 解析モデルの相似則

解析モデル	相似率(実橋脚柱の寸法/解析モデルの寸法)	入力地震加速度	入力上部構造質量	解析モデルの固有振動周期
d-b	相似則は考慮していない			
d-c				
d-f				
d-a				
d-a	10	実地震加速度の1/10	想定橋脚柱上部構質量の1/10	0.854
d-d	5	実地震加速度の1/5	想定橋脚柱上部構質量の1/5	0.881
d-e	8	実地震加速度の1/8	想定橋脚柱上部構質量の1/8	0.917

6分割した。残りの部分では、フランジ幅方向に12分割(ハーフモデルなので、実際は6分割)、またウェブ深さ方向に8分割とし、高さ方向に24分割した。それゆえ、節点総計は1,146で、また全要素数は2,140とした。解析モデルd-cにおいては(図-7参照)、柱基部から1/16の高さ部分では半円を80分割し、また1/16~3/32の高さ部分では半円を40分割した。そして、残りの部分では、半円を20分割した。それゆえ、節点総計は1,360で、また全要素数は2,540とした。

(6)解析に用いる応力-ひずみ曲線

今回の解析に用いた鋼材の応力-ひずみ曲線は、解析モデルd-a、およびd-dにおいては、降伏棚を有しひずみ硬化領域をトリリニアとみなすモデル(以下、降伏棚+トリリニア形という)に理想化した。そして、そのひずみ硬化率は、それぞれの実験の際に行われた引張試験より得られた応力-ひずみ曲線に適合するよう決定した。その詳細は、文献4)に記述されている。つぎに、解析モデルd-b、d-c、d-e、およびd-fにおいて、応力-ひずみ曲線は、とりあえず、バイリニア型にモデル化し、二次剛性は、 $E/100$ となるようにモデル化した。また、プログラムUSSP-Dにおいては、移動硬化、等方硬化、および複合硬化を考慮することが可能であるが、本研究においては、等方硬化の発生を無視し、移動硬化のみ発生すると仮定した。

(7)相似則

本研究で用いた解析モデルのうち、相似則を考慮したハイブリッド実験結果⁵⁾と比較するための解析モデルd-a、およびd-dにおいて、相似則を考慮している。また、応答解析による相似則の確認を行うための解析モデルd-eも同様に相似則を考慮した。

文献5)で行われたハイブリッド実験では、相似則の確認を目的として、実橋脚の1/10寸法と、1/5との寸法の実験供試体を用いている。本研究では、相似則の影響をより詳細に確認するため、相似則も考慮してプログラムUSSP-Dで解析を行った。すなわち、縮尺した解析モデルの動的解析を行う際に、上部構造の質量、および入力地震加速度を、表-5のように換算して解析モデルを設定した。

また、解析モデルd-eにおいては、実橋脚をモデル化した解析モデルd-bの寸法を1/8にした解析モデルで

表-6 解析結果と実験結果との比較

解析モデル	δ_{max}/δ_Y	H_{max}/H_Y	H_{min}/H_Y	δ_R/δ_Y
d-a	-3.635	1.376	-1.404	-1.123
ハイブリッド実験結果 ⁵⁾	-4.094	1.671	-1.592	-1.213
解析値/実験値	0.888	0.824	0.882	0.926
d-b	-4.063	1.310	-1.314	-2.336
ハイブリッド実験結果 ⁶⁾	-4.930	1.310	-1.390	-2.600
解析値/実験値	0.824	1.000	0.946	0.898
d-c	-2.395	1.386	-1.443	-0.783
ハイブリッド実験結果 ⁶⁾	-2.470	1.340	-1.370	-0.820
解析値/実験値	0.970	1.034	1.053	0.955

あり、表-5に示すように設定した。

(8)初期不整

無補剛箱形断面を有する解析モデルd-a、およびd-dでは、初期不整を考慮して解析を行った。その詳細な設定は、文献4)に示されている。また、解析モデルd-b、d-c、d-e、およびd-fでは、初期不整は、無視した。

3. 解析結果とその考察

3.1 USSP-Dの検証

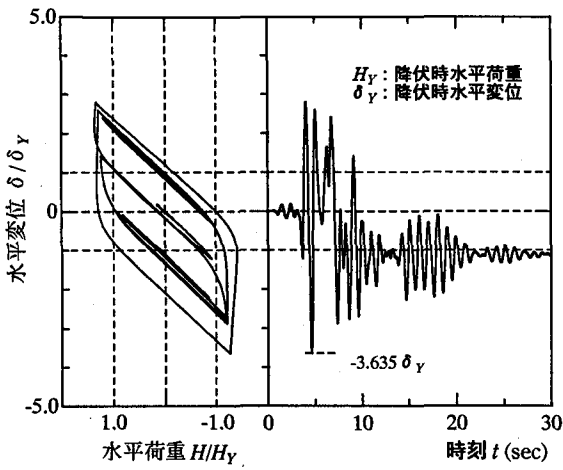
(1)無補剛箱形断面を有する解析モデルについて

ここでは、無補剛の箱形断面を有する解析モデルd-aにおいて、実測された地震加速度を入力したハイブリッド実験の結果⁵⁾とUSSP-Dの応答解析結果とを比較し、その妥当性の検討を行う。入力地震加速度としては、1995年1月17日に神戸海洋気象台で記録された兵庫県南部地震の南北方向の地震加速度(最大地震加速度818.02gal)に相似率を考慮し、加速度のみを1/10に縮尺したものを入力した。

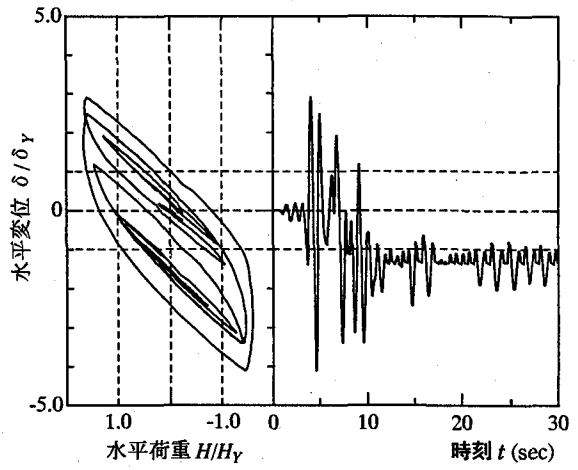
実験結果、ならびに応答解析結果の水平変位の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線を、図-4(a)~(b)に示す。これらの図よりわかるように、実験、および解析による水平変位の時刻歴応答波形は、概ね良好に一致している。

ここで、各解析結果、および実験結果より、最大水平荷重 H_Y を降伏水平荷重で無次元化した H_{max}/H_Y ならびに最大水平変位 δ_{max} 、および残留変位 δ_R を降伏水平変位 δ_Y で無次元化した δ_{max}/δ_Y および δ_R/δ_Y を表-6に示す。この表より、解析モデルd-aにおいて、数値解析結果の実験結果に対する最大応答変位は、約88.8%となっている。そして、残留変位は、どちらもほぼ $-\delta_Y$ 程度となっている。また、水平荷重-水平変位曲線を比較すると、その形状は、両者でほぼ類似している。しかし、応答水平荷重の最大値は、実験結果の方が約17%大きくなっており、その原因について、今後、さらに検討を加える余地が残されている。

つぎに、 $t=5$ 秒における変形状況、および弾塑性図を図-7に示す。なお、変位の倍率は、10とした。また、弾

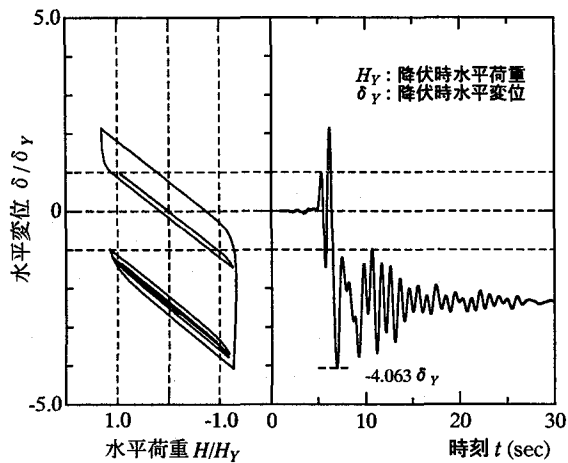


(a) USSP-D による応答解析結果

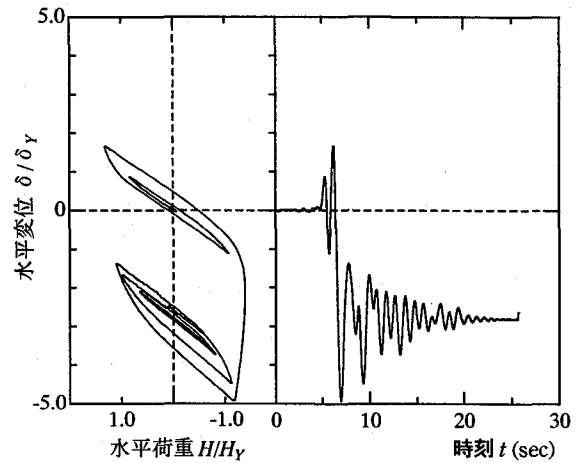


(b) ハイブリッド実験結果⁵⁾

図4 無補剛の箱形断面を有する解析モデル d-a の実験結果⁵⁾と応答解析結果との比較

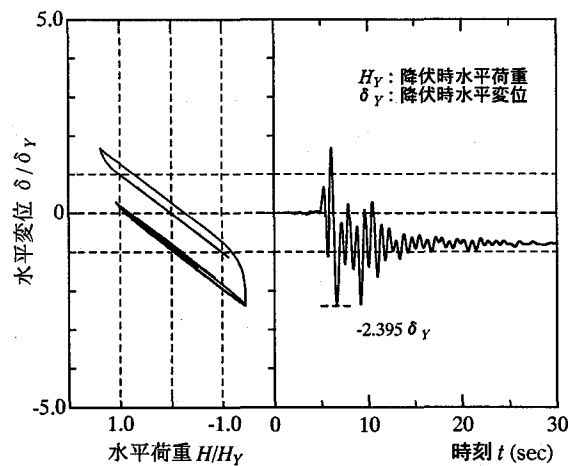


(a) USSP-D による応答解析結果

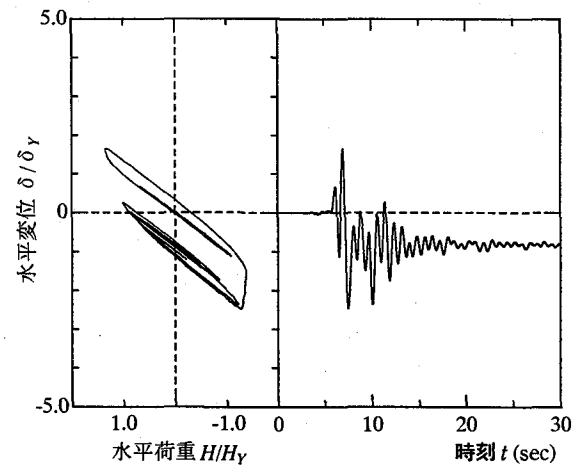


(b) ハイブリッド実験結果⁶⁾

図5 補剛箱形断面を有する解析モデル d-b の実験結果⁶⁾と応答解析結果との比較



(a) USSP-D による応答解析結果



(b) ハイブリッド実験結果⁶⁾

図6 円形断面を有する解析モデル d-c の実験結果⁶⁾と応答解析結果との比較

塑性図においては、黒く塗りつぶした箇所が弾塑性領域に相当する。すなわち、有限要素内の各層のうち、1つでも降伏したものがあれば、その要素は、弾塑性状態に達したとみなして、黒く塗りつぶしてある。この図より、

基部付近において著しく局部座屈変形していることがわかる。

(2) 補剛箱形断面を有する解析モデルについて

補剛箱形断面を有する解析モデル d-b について、ハイ

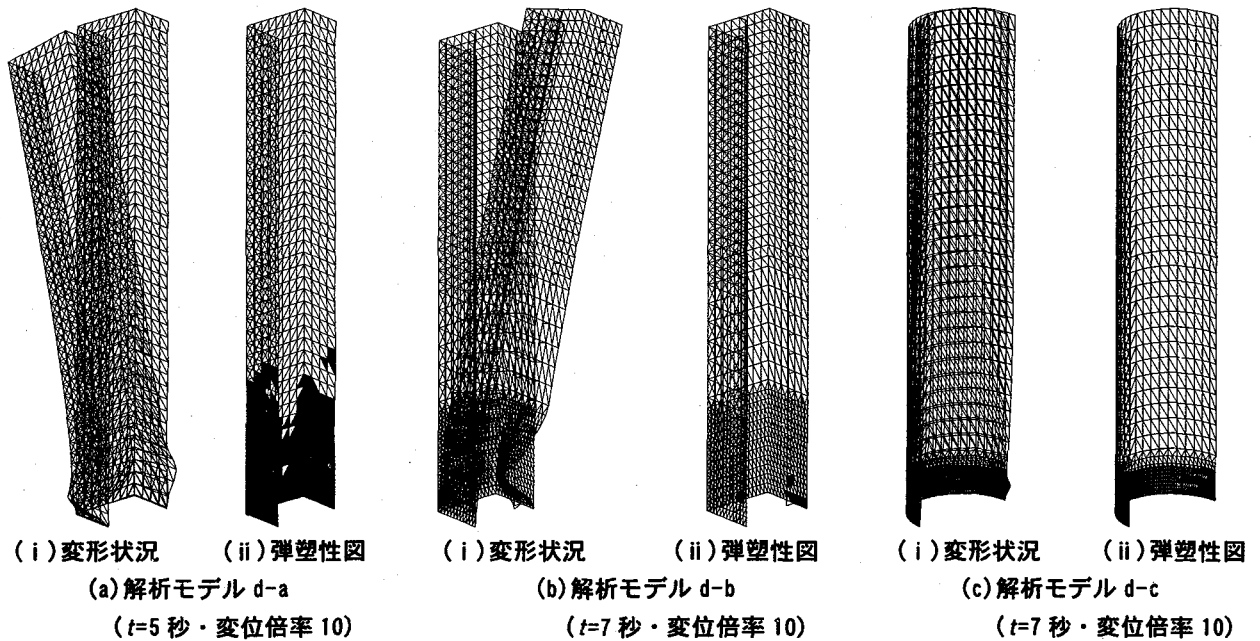


図-7 解析モデル d-a、d-b、および d-c における変形状況、ならびに弾塑性図

ブリッド実験の結果⁹⁾と USSP・D による応答解析結果とを比較する。入力地震加速度としては、東神戸大橋近傍で観測された兵庫県南部地震の際の橋軸方向の地震加速度を 1.5 倍した地震加速度(最大地震加速度 488.76gal)を入力した。

実験結果、ならびに応答解析結果の水平変位の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線を、図-5 (a)~(b) に示す。これらの図よりわかるように、その挙動は、実験値、および応答解析値の両者ともに $t=8(s)$ 付近で負側に著しい応答変位 δ_{max} が生じた後は、そのまま変位が戻らず、負側に残留変位が生じた。しかし、表-6からも明らかのように、応答変位の最大値 δ_{max}/δ_y では、応答解析値が実験値と比べて 17%ほど小さな値となっている。残留変位 δ_r も同様の傾向がみられる。一方、応答水平荷重の最大値は、ハイブリッド実験値と USSP・D による解析値とではほぼ一致した。

これらの誤差は、応答解析に用いた応力-ひずみ曲線に大きく起因しているものと考えられる。

また、 $t=7$ 秒における変形状況、および弾塑性図を図-7に示す。

(3) 円形断面を有する解析モデルについて

円形断面を有する解析モデル d-c について、ハイブリッド実験の結果⁹⁾と USSP・D の応答解析結果とを比較する。入力地震加速度としては、東神戸大橋近傍で観測された兵庫県南部地震の際の橋軸方向の地震加速度(最大地震加速度 325.8gal)を入力した。

実験結果、ならびに応答解析結果の水平変位の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線を、図-6(a)~(b) に示す。これらの図よりわかるように、応答解析値、および実験値の両者において、 $t=6(s)$ 付近で負側に著しい応答変位が発生し、その挙動は、概ね良好に一致している。

表-6の応答変位 δ_{max} に注目すれば、解析値は、実験値と比較すると、解析モデル d-c で 3%ほど小さな値をとっている。

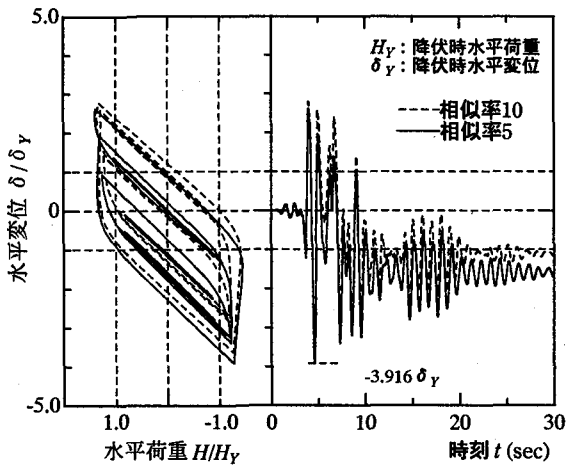
また、 $t=7$ 秒における変形状況、および弾塑性図を図-7に示す。

3.2 相似則の確認

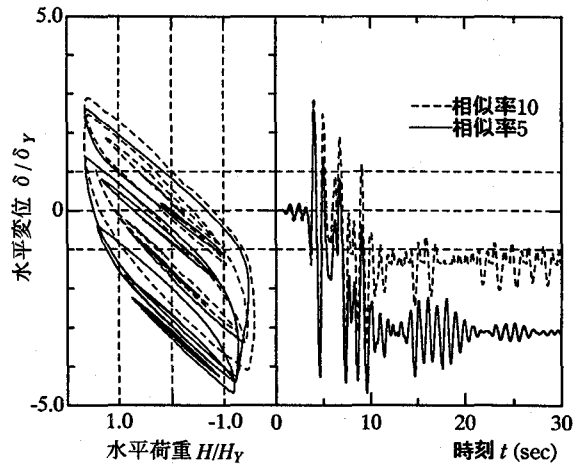
前節では、種々の断面を有する単柱形式の橋脚を想定して解析モデルについて USSP・D による応答解析を行い、それぞれの解析結果とハイブリッド実験結果とを比較・検討した。ここで、相似率を考慮した解析モデル d-a において、表-6より応答変位の最大値に注目すると、実験値と比較して応答解析値の方が 10%以上、小さな値をとっている。これと同様の傾向が、文献8)で行われたベンチマーク解析で、他の研究機関で行われた解析結果でも見られた。その原因として、「JSSC 次世代土木鋼構造研究委員会鋼橋の耐震設計小委員会」⁹⁾の中で、弾塑性問題における相似則に問題があるのではとの意見も出された。そこで本節では、相似則の確認を行うことを目的として、解析モデル d-a(相似率 10)と同一の想定橋脚であり、異なる相似率の解析モデル d-d(相似率 5) について応答解析を行い、それぞれ相似率を考慮したハイブリッド実験結果⁹⁾と比較した。

また、応答解析における相似則の差異が挙動に及ぼす影響について、調べるため、同一の想定橋脚であり、相似率 1 の解析モデル d-b と、相似率 8 の解析モデル d-e とを比較した。

解析モデル d-d においては、入力地震加速度として、神戸海洋気象台で記録された兵庫県南部地震の南北方向の地震加速度の相似則を考慮して、加速度のみを 1/5 に縮尺したものを入力した。



(a) USSP-D による応答解析結果



(b) ハイブリッド実験結果⁵⁾

図-8 相似率 5 の無補剛箱形断面を有する解析モデル d-d の実験結果⁵⁾と応答解析結果との比較
(破線は相似率 10 の実験結果、および応答解析結果で図-4と同様。)

表-7 解析モデル d-a, d-d, d-b, および d-e の応答解析結果とハイブリッド実験結果⁵⁾との比較

解析モデル	項目	相似率	δ_{max}/δ_y	H_{max}/H_y	H_{min}/H_y	δ_R/δ_y
d-a	応答解析結果	10	-3.635	1.376	-1.404	-1.123
	ハイブリッド実験結果 ⁵⁾	10	-4.094	1.671	-1.592	-1.213
	応答解析値/実験値	10	0.888	0.824	0.882	0.926
d-d	応答解析結果	5	-3.916	1.409	-1.441	-1.597
	ハイブリッド実験結果 ⁵⁾	5	-4.687	1.652	-1.481	-3.103
	解析値/実験値	5	0.835	0.853	0.973	0.515
d-b	応答解析結果	1	-4.063	1.310	-1.314	-2.336
d-e	応答解析結果	8	-4.063	1.310	-1.314	-2.336
	d-b/d-e		1.000	1.000	1.000	1.000

[注] δ_{max} : 最大水平変位、 H_{max} : 正側の最大水平荷重、 H_{min} : 負側の最大水平荷重、 δ_R : 残留変位

実験結果、ならびに応答解析結果の水平変位の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線を、図-4の相似率 10 の結果と比較して、図-8 (a)~(b)に示す。この図より、相似率の異なる両応答解析・実験結果において、その波形は、 $t=5$ 秒付近まで一致している。しかし、相似率 5 の場合、 $t=5$ 秒に発生した負側への著しい応答変位以降、異なる挙動を示し、 $t=30$ 秒付近における応答解析結果の変位は、実験結果の応答変位のほぼ半分となった。

ここで、各応答解析結果、および実験結果より、最大水平荷重 H_{max} を降伏水平荷重 H_y 、で無次元化した H_{max}/H_y 、ならびに最大水平変位 δ_{max} 、および残留変位 δ_R を降伏水平変位 δ_y で無次元化した δ_{max}/δ_y 、および δ_R/δ_y を、表-7に示す。この表より、相似率にかかわらず、最大応答変位に関して、応答解析結果は実験結果と比較して 10%程度低い値となっている。また、最大応答荷重にも同様に解析値が実験値より低い傾向がみられた。

なお、図-8 (b)において、ハイブリッド実験結果におい

て、相似率が 5 と 10 の場合とでその挙動が大きく異なり、特に、残留変位が著しく異なっている理由として、文献⁵⁾では、両者の初期たわみ波形が異なるために局部座屈波形に差が見られたことが挙げられている。また、USSP-D による応答解析結果において、相似率が 5 の場合と 10 の場合とでその挙動が若干異なる理由としては、機械的性質の設定、弾性支持条件等が両解析モデルで異なるためと考えられる。なぜなら、表-7よりわかるように、USSP-D の応答解析において、相似率のみが異なる解析モデル d-b と d-e とを比較したとき、その最大応答変位、最大水平荷重、および残留変位に差異が見られなかったためである。

以上のように、相似率が異なることにより、ハイブリッド実験結果が異なる原因については、今後、さらに検討することが必要である。

3.3 信頼性のある実験データの必要性

以上、強地震動下の鋼製橋脚の弾塑性有限変位挙動を考慮した応答解析を行うために著者らが開発したプログラム USSP-D の妥当性を、ハイブリッド実験の結果を用いて検討することをこころみた。しかし、十分に検討することができなかった。それは、この種のプログラムの十分な検証を行うには、種々のパラメータや条件が等しい 1 体の実験結果では、それが絶対に正しいという信頼性に欠けるためである。したがって、今後、信頼性のある実験データを入手することが絶対に必要であると思われる。そのためには、以下の項目を配慮した実験を早急に行うことが必要である。

- (1) 異なる研究機関、たとえば 3 つ程度の研究機関で保有されている異なる実験装置で同じパラメータや同じ条件の基に実験を行い、実験結果を比較・考察することが必要である。
- (2) また、1 つの研究機関でも同一パラメータで同一

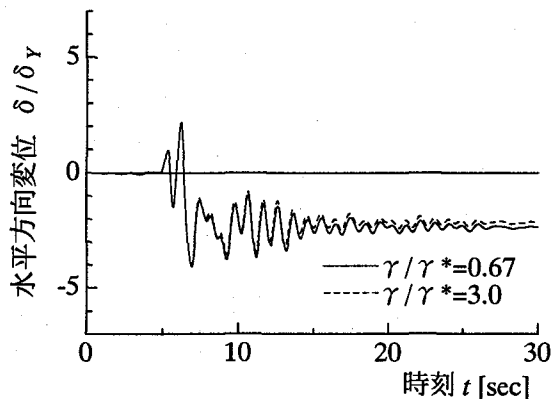


図-9 1.5 倍の東神戸大橋の地震波を入力した際の水平変位の時刻歴応答

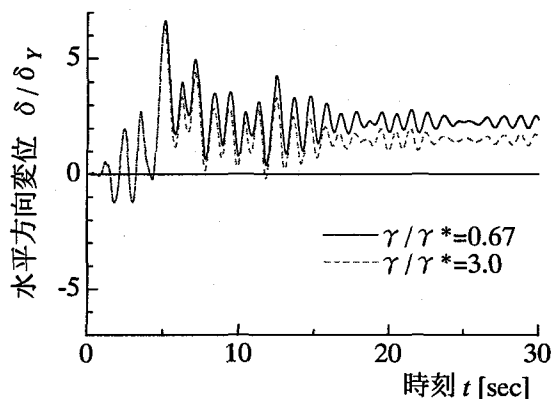


図-10 JR 鷹取駅の地震波を入力した際の水平変位の時刻歴応答

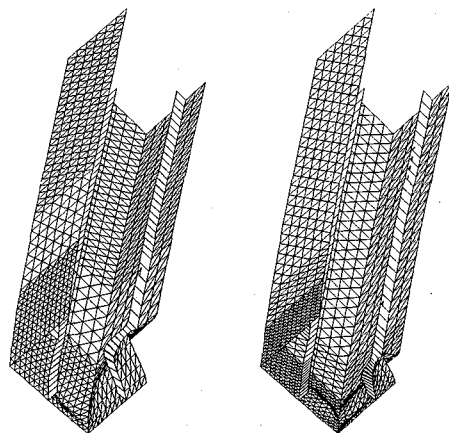
条件の実験を 2～3 体程度行うことが必要である。

- (3) その際、すべての実験供試体は、鋼材の機械的性質を等しくするため同じ炉でミルされた鋼板を用い、同じ製作会社で作製するのがよい。
- (4) 供試体の大小による基部の支持条件、溶接部の剛性・強度、および導入される初期不整が実験結果に及ぼす影響を調べるため、相似則を 2 種類に変化させた大小 2 体の実験を行うことが必要である。

3.4 縦補剛材剛比が薄肉鋼製橋脚の変形性能に及ぼす影響

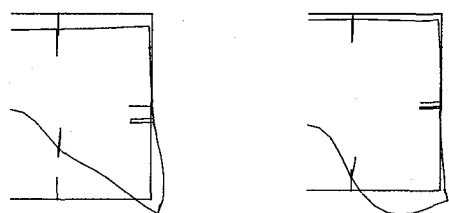
縦補剛材剛比 r/r^* が橋脚柱の強度、および変形性能に与える影響について検討するため、 r/r^* の異なる 2 つの解析モデル d-b、および d-f の応答解析を行った。文献 6) を参考に設定した解析モデル d-b では、 r/r^* が 0.67 となる。また、解析モデル d-f では、2.(3) で述べたように、 r/r^* が 3.0 となるような縦横比 α を決定した。

入力地震加速度としては、すでに、3.1(2)において、プログラム USSP-D の妥当性を検討するため、兵庫県南部地震の際に観測された東神戸大橋近傍の地盤の橋軸方向の地震加速度を 1.5 倍に拡大した地震加速度(最大加速度 488.76gal、以下 1.5×東神戸大橋という)を入力

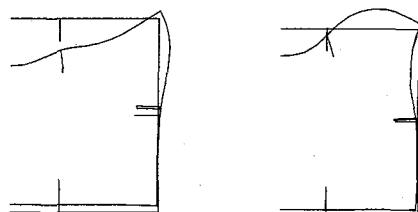


(a)解析モデル d-b (b)解析モデル d-f
(JR 鷹取、 $t=5$ 秒、変位倍率 3)

図-11 変形状況



(a)解析モデル d-b (b)解析モデル d-f
(1.5×東神戸大橋、 $t=7$ 秒、変位倍率 10)



(c)解析モデル d-b (d)解析モデル d-f
(JR 鷹取駅、 $t=5$ 秒、変位倍率 3)

図-12 基部付近の断面の変形状況

表-8 解析モデル d-b と d-f との比較

解析モデル	入力地震加速度	r/r^*	δ_{max}/δ_y	H_{max}/H_y	H_{min}/H_y	δ_R
d-b	1.5×東神戸大橋	0.67	-4.063	1.310	-1.314	-2.336
d-f	1.5×東神戸大橋	3.00	-3.986	1.329	-1.324	-2.129
d-b	JR 鷹取駅	0.67	6.635	1.312	-1.290	2.277
d-f	JR 鷹取駅	3.00	6.286	1.331	-1.304	1.488

[注] δ_{max} : 最大水平変位、 H_{max} : 正側の最大水平荷重、 H_{min} : 負側の最大水平荷重、 δ_R : 残留変位

して、解析を行っている。また、文献 10) より、兵庫県南部地震の際、JR 鷹取駅近傍の地盤の南北方向の地震加速度(最大加速度 641.73gal、以下 JR 鷹取駅という)においてもっとも甚大な被害が生じると報告されているが、この地震加速度を入力した場合の r/r^* の橋脚柱に及ぼす影響について考慮するため、上記の 2 種類の地震加速

度を入力して解析を行った。

図-9には、解析モデル d-b、および d-f に 1.5×東神戸大橋の地震加速度を入力したときのそれぞれの水平変位の時刻歴応答を示している。この図より、両者を比較すると、その波形は、 r/r^* の値にかかわらず、ほぼ、一致した。図-10には、解析モデル d-b、および d-f に JR 鷹取駅の地震加速度を入力したときのそれぞれの水平変位の時刻歴応答を示している。この図より、その波形は、 $t=7$ 秒までは、ほぼ同じ波形を示しているが、それ以降では、 $r/r^*=0.67$ のモデルは $r/r^*=3.0$ のモデルと比較して、正側に大きな応答変位が生じはじめ、最終的には、異なる挙動を示した。

以上の解析結果をまとめると表-8 のようになる。この表から、1.5×東神戸大橋の地震加速度を入力した場合、 r/r^* の値にかかわらず、最大水平変位、最大水平荷重、および残留変位に差異は見られなかった。

一方、JR 鷹取駅の地震加速度を入力した場合、最大水平荷重、および最大水平変位に関しては、両者において、差異が見られなかった。しかし、残留変位においては、 $r/r^*=0.67$ の時の値が、 $r/r^*=3.0$ の時の値と比較して、約 53% 大きくなった。

つぎに、 $t=5$ 秒における解析モデル d-b、および解析モデル d-f の変形状況を図-11 に示す。これは、JR 鷹取駅の地震加速度を入力したときの変形図で、変位の倍率は、3 とした。この図より、 r/r^* の値にかかわらず、基部付近において、局部座屈によって著しく変形していることがわかる。

柱モデルの基部付近におけるより詳細な断面の変形状況を図-12 に示す。ここで、解析モデル d-b では基部から高さ 201.13cm における断面、また解析モデル d-f では基部から高さ 98cm における断面の変形状況を示している。JR 鷹取駅の地震加速度を入力したときの変形状況は、 $t=5$ 秒の時のもので、変形倍率を 3 とした図であり、また、1.5×東神戸大橋の地震加速度を入力したときの変形状況は、 $t=7$ 秒で、変形倍率を 10 としている。この図より、入力地震加速度にかかわらず、 r/r^* が 0.67 の場合、縦補剛材が有効にはたらかず、フランジ全体が幅方向に半波のモードで変形している。一方、 $r/r^*=3.0$ では、変形モードが縦補剛材間で半波となっていることがわかる。

4. 結論

強地震動下における単柱形式の鋼製橋梁の応答解析結果とハイブリッド実験結果とを比較・検討した本研究より得られた主な結論、および今後の検討課題を示すと、以下のとおりである。

(i) 相似率 10 の無補剛箱形断面を有する解析モデルにおいて、著者らの開発した応答解析プログラム、

USSP・D による応答水平変位の最大値、応答水平荷重の最大値、および残留変位は、ハイブリッド実験の結果に比して、それぞれ 88.8%、82.4%、および 92.6% となった。

- (ii) 補剛箱形断面を有する解析モデルにおいて、USSP・D による応答水平変位の最大値、応答水平荷重の最大値、および残留変位は、ハイブリッド実験の結果に比して、それぞれ 82.4%、94.6%、および 89.8% となった。
- (iii) 円形断面を有する解析モデルにおいて、USSP・D による応答水平変位の最大値、応答水平荷重の最大値、および残留変位は、ハイブリッド実験の結果に比して、それぞれ 97.0%、105.3%、および 95.5% となった。
- (iv) 相似率 5 の無補剛箱形断面を有する解析モデルにおいて、USSP・D による応答水平変位の最大値、応答水平荷重の最大値、および残留変位は、ハイブリッド実験の結果に比して、それぞれ 83.5%、85.3%、および 51.5% となった。
- (v) USSP・D の応答解析において、相似率のみが異なる解析モデル d-b と d-e を比較したとき、その最大応答変位、最大水平荷重、および残留変位に差異が見られなかった。したがって、現在、ハイブリッド実験に用いられている相似則には、問題がないことがわかった。
- (vi) (iv) において、残留変位に差が見られたことについて、相似率 5 のハイブリッド実験結果の値が、他の解析結果、および実験結果と比較して、突出して離れた値をとっていることから、その原因は、相似率 5 の実験供試体に含まれていた初期たわみ、および残留応力にあったと思われる。
- (vii) すなわち、実験供試体のフランジプレートの局部座屈による変形が相似率 5 の場合と相似率 10 の場合において大きく異なっていたことが報告されている。しかし、その原因については、今後、十分に検討することが必要である。
- (viii) このように、同じ橋脚を想定していても、相似率により、異なる変形を示し、その結果著しく挙動に差異が生じ得ることがある。また、載荷装置の違い等によって差異が出ることも考えられる。そこで、複数の研究機関で、同じ橋脚を想定した供試体を作成し、実験を行い、信頼性のある実験データを作成する必要性があることを提案した。さらに、そのための具体的な方法も示した。
- (ix) 東神戸大橋の地震加速度を入力した際、縦補剛材剛比 r/r^* の値にかかわらず、その挙動は、一致した。一方、JR 鷹取駅の地震加速度を入力した際に、残留変位にその影響が見られ、 $r/r^*=3.0$ の時の値と比較して、 $r/r^*=0.67$ の時の値は 53% 大きくなった。

参考文献

- 1) USSP 研究会：USSP ユーザーズ・マニュアル、理論編、Ver. 3.0、日本構研情報（株）、1996年10月。
- 2) 中井 博・北田俊行・中西克佳：ハイブリッド実験システムを用いた鋼製・合成柱の耐荷性および耐震性に関する研究、大阪市立大学工学部紀要・震災特別号(別冊)、pp.131-148、1997年1月。
- 3) 中井 博・北田俊行・中西克佳・三原邦啓：箱形断面を有する鋼製・合成橋脚柱の塑性域における構成則に関する基礎的研究、平成7年度年次学術講演会講演概要集、土木学会関西支部、I-82、1995年5月。
- 4) 北田俊行・中井 博・狩野正人・岡田 潤：単柱形式の局部座屈を考慮した弾塑性動的応答解析法の構築、第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、土木学会、pp.255-262、1998年11月。
- 5) 中西克佳：鋼製・合成橋脚柱の耐震性に関する実験的研究、博士論文、大阪市立大学・工学部・土木工学科、1998年4月。
- 6) 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VI)、建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・(社)鋼材倶楽部・(社)日本橋梁建設協会、pp.303-388、1997年4月。
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I.共通編、およびII.鋼橋編、1996年12月。
- 8) JSSC 次世代土木鋼構造研究委員会鋼橋の耐震設計小委員会中間報告書、平成11年4月。
- 9) 阪神高速道路公団・(財)災害科学研究所：既設橋脚の耐震性向上手法の開発に関する調査・研究業務、1998年3月。
- 10) 鈴木森晶・水越秀和・宇佐美 勉：鋼製橋脚の非線形動的解析、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、土木学会、pp.245-252、1997年5月。

(1999年9月17日受付)