

## ◆ 構造物模型実験特集 ◆

## 実験結果に基づく鋼製橋脚の非線形動的解析モデル設定法

西川和廣\* 村越 潤\*\* 小野 潔\*\*\* 高橋 実\*\*\*\*

## 1. はじめに

平成7年1月17日の兵庫県南部地震では、道路橋の鋼製橋脚についても我が国では初めて大きな被害を受けた。その被害は柱を構成する補剛板や鋼管の局部座屈、変形、割れ等であり、そのうち2基は倒壊に至っている。

こうした被害状況を踏まえ、平成7年2月に建設省より通知された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」<sup>1)</sup>では、当面の措置として鋼製橋脚については中詰めコンクリートを充填する等により必要なじん性を確保するものとし、コンクリートを充填した鋼製橋脚について地震時保有水平耐力照査を行うこととしている。

その後、鋼製橋脚については、主にコンクリートを充填しない鋼製橋脚について、土木研究所を中心に耐荷力及び変形性能の向上方法に関する検討が行われ、その成果を踏まえて平成8年12月に改訂された道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編<sup>2)</sup>(以下、「道示 V」という。)に新たに鋼製橋脚の耐震設計に関する規定が設けられることとなった。

道示 V において、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の非線形動的解析モデル設定法の基本的な考え方等が示されている。本稿では、非線形動的解析モデルの1つとして、M- $\Phi$  関係の復元力モデルによる非線形動的解析モデルの具体的な設定方法等の検討を行ったので報告するものである。

## 2. コンクリートを充填しない鋼製橋脚の非線形動的解析モデルによる耐震性評価

コンクリートを充填しない鋼製橋脚については、鉄筋コンクリート橋脚に比べて、大きな地震力の作用を受けた場合の抵抗メカニズム、じん性の評価等について未解明な部分が多い。このため、道示 V 改定時では鉄筋コンクリート橋脚と同じ信頼度をもって地震時保有水平耐力法による耐震設計を規定するのは難しいことから、兵庫県南部地震以降実施してきた繰返し載荷実験<sup>3)</sup>を踏まえて、鋼製橋脚の構造細目を規定するとともに非線形性を考慮した動的解析法により耐震性の判定を行うこととされたものである。

## 2.1 非線形動的解析モデルの設定

非線形動的解析で鋼製橋脚の耐震性を評価するためには、非線形動的解析モデルを設定する必要がある。道示 V では「非線形性を考慮した動的解析に用いる鋼製橋脚の弾塑性挙動を表す諸数値は、 $\dots$  (中略)  $\dots$  実験データに基づいて定めることを原則」としている。これは既設橋を含めた検討を行い、鋼製橋脚の持っているじん性を有効に活かそうと、非線形動的解析モデルの設定は実験データに基づくことを原則としたものである。

図-1 に、道示 V の解説に掲載されているタイプ II の地震動に対する角補強構造の鋼製橋脚の復元力モデルの設定例を示す(「復元力モデル」の概要については、2.3 参照)。

非線形動的解析モデルの設定に当たっては、

- ・許容変位(図-1 の設定例では  $5\delta_y$ )
- ・許容変位に対応した復元力モデル(図-1 の設定例ではバイリニア型の P- $\delta$  関係)を決定する必要がある。

以下に今回検討を行った非線形動的解析モデルの許容変位及び復元力モデル設定の考え方等について述べる。

## 2.2 許容変位の設定

道示 V の解説では、「繰返し載荷実験で得られた荷重-変位曲線」に基づき、タイプ I の地震動に対しては「耐力低下をほとんど起こさない領域の最大変位」を、タイプ II の地震動に対しては「耐力低下の小さい領域の最大変位」を目安に許容変位を設定することとしている。

ところで、以下のような理由から、許容変位の設定法のひとつとして、荷重-変位曲線の最大荷重

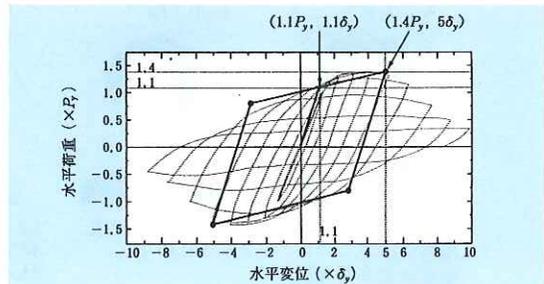


図-1 道示 V の非線形動的解析モデルの設定例

時の変位を許容変位とすることも考えられる。  
 ・荷重最大点までの領域であれば、局部座屈、大変形の影響はほとんどなく、適切な解析により鋼製橋脚の塑性履歴特性を精度良く再現可能<sup>3)</sup>である。よって荷重最大時の変位を許容変位とすることにより、わざわざ繰返し載荷実験を行わなくても、適切な解析により非線形動的解析モデルの設定に必要な諸数値の設定が可能となると考えられること。  
 ・近年のコンピューターの発達に伴い、非線形動的解析を行う環境も急速に整備されてきており、

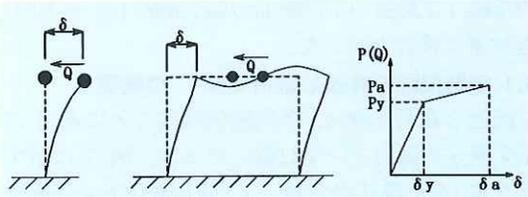


図-2 水平荷重-水平変位関係による復元力モデル

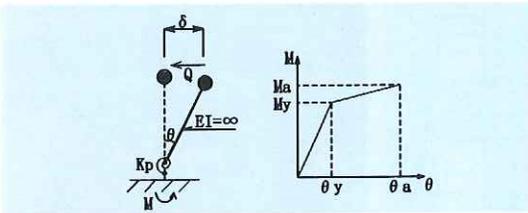


図-3 M-θ 関係による復元力モデル

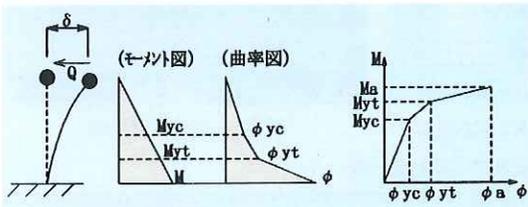


図-4 M-Φ 関係による復元力モデル

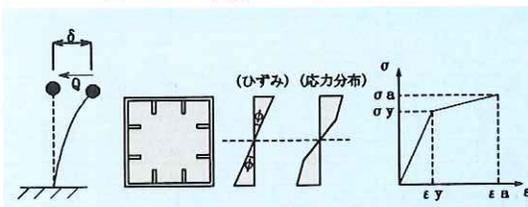


図-5 ファイバーモデル

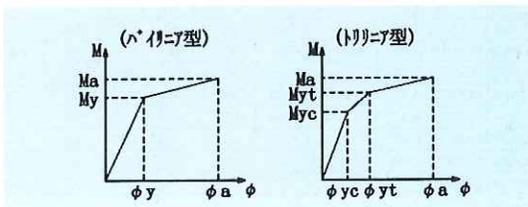


図-6 復元力モデルの型の例 (M-Φ 関係の場合)

今後の耐震設計としては、橋梁全体系の非線形動的解析を行い全体系での挙動や耐震性を評価するのが一つの方向ではないかと考えられる。すなわち、橋梁全体系でバランスのとれた耐震性を発揮できるようにすることが重要であり、橋脚のじん性に過度に頼るものではなく、この場合、橋脚の許容変位としては解析で追いやすい最大荷重時の変位をとれば十分ではないかと考えられること。  
 ・新設橋であれば、既設橋に比べ設計及び施工の自由度は大きく、許容変位として荷重最大時の変位としても板厚の増加による建設費等の負担はさほど大きくならないと考えられること。

### 2.3 復元力モデルの設定

鋼製橋脚の復元力モデルとして、道示 V では角補強構造及び径厚比を制限した円形断面の鋼製橋脚の P-δ 関係の復元力モデルの、また、「道路橋の耐震設計に関する資料」<sup>4)</sup> では角補強構造を例に P-δ 関係と等価な M-θ 関係による復元力モデルの設定例をそれぞれ示している。

復元力とは、図-2 に示すように構造物(質点)が変形(図-2 中の δ)した時に、もとの状態に戻ろうとする力(図-2 中の Q)のことであり、この関係を表したものが復元力モデルである。

実設計レベルで道路橋の鋼製橋脚の復元力モデルとしてよく用いられると考えられる種類及び特徴の概略を以下に示す。

#### (1) 水平荷重-水平変位 (P-δ) 関係

図-2 のように変位から直接復元力を求めるもの

#### (2) モーメント-回転角 (M-θ) 関係<sup>4)</sup>

図-3 のように P-δ 関係と等価な M-θ 関係を仮定し、そこから復元力を求めるもの

#### (3) モーメント-曲率 (M-Φ) 関係

図-4 のように、断面のモーメント M と曲率 Φ の関係を仮定し、そこから復元力を求めるもの

#### (4) 応力-ひずみ (σ-ε) 関係 (「ファイバーモデル」と呼ばれることが多い)

図-5 のように、断面の応力-ひずみ関係を仮定して、そこから復元力を求めるもの

また、(1)~(4) の復元力モデルの型として、図-6 に示すバイリニア型、トリリニア型等がある。

P-δ 関係の復元力モデルは、対象とする鋼製橋脚と同等の構造諸元を持つ実験供試体の繰返し実験結果等が得られている場合には有用なものである。しかし、同等の構造諸元を持つ実験供試体の繰返し載荷実験結果等が得られていない場合や、

図-2のラーメン橋脚等の1本柱以外の構造については、これらすべてについて実験等を行い、P-δ関係の復元力を求めるのは難しい。しかし、ファイバーモデルまたはM-Φ関係の復元力モデルであれば、1本柱の実験結果のP-δ関係に合うように、それぞれ、断面の応力-ひずみ関係、または応力-ひずみ関係等を利用して断面のM-Φ関係を決定することは可能であり、その断面の応力-ひずみ関係または断面のM-Φ関係を用いて、比較的容易に1本柱やラーメン橋脚等の構造物の復元力を求めることが可能である。また、橋脚だけでなく基礎等を含めた橋梁全体系の非線形動的解析を考えた場合も、M-Φ関係またはファイバーモデルの復元力モデルが適用性が高く、これらの復元力モデルについて検討することは重要なことである<sup>5)</sup>。今回は、応力-ひずみ関係を用いて、許容変位に対応したM-Φ関係の復元力モデルについて検

討を行ったので報告する。

### 3. 実験結果に基づくM-Φ関係の復元力モデル設定法に関する検討

実橋脚を想定した実験供試体の繰返し載荷実験結果<sup>3)</sup>にもとづく、許容変位に対応したM-Φ関係の復元力モデル設定法に関する検討を行う。

なお、今回は、

- ・許容変位として、繰返し載荷実験結果で得られた荷重-変位曲線の最大荷重時の変位に対応する変位
- ・鋼製橋脚の種類として、角補強構造でない標準的な縦リブ配置の矩形断面の鋼製橋脚(図-8参照)を対象に検討を行った。

#### 3.1 鋼製橋脚の繰返し載荷実験<sup>3)</sup>の概要

繰返し載荷実験は、各実験供試体ごとに表-1に示す所定の軸力を一定に保ったまま、図-7に示すように(公称降伏点に基づく)降伏変位 $\delta_{y0}$ の整数倍の水平変位を漸増させながら正負交番繰返し載

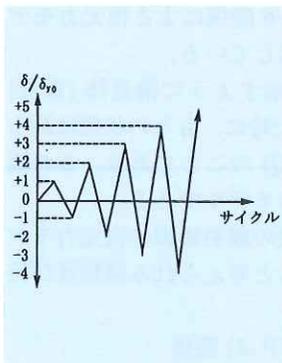


図-7 水平荷重の載荷方法

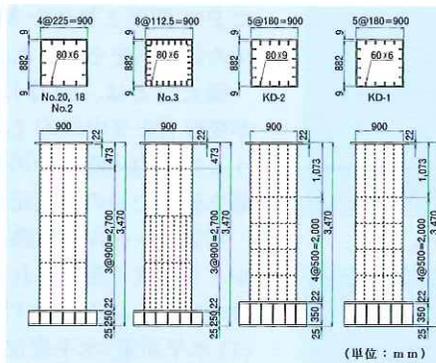


図-8 実験供試体の寸法形状の例(矩形断面)

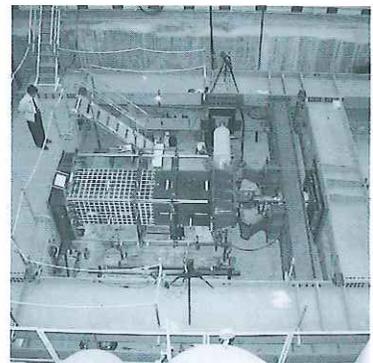


写真-1 実験状況の例

表-1 実験供試体の構造諸元及び実験結果一覧

供試体	鋼種	実験供試体諸元										実験結果					
		降伏応力		断面面積	断面2次モーメント	載荷点高さ	細長比	幅厚比		補剛材剛比	軸力比	$P_y$		$P_u$		$\delta_y$	$\delta_m$
		( $N/mm^2$ )	( $kgf/cm^2$ )					$R_R$	$R_F$			(kN)	(tf)	(kN)	(tf)		
No.2	SM490	379	(3,860)	378.4	480,500	340.3	0.261	0.564	0.588	0.91	0.125	1,040	(106)	1,530	(156)	16	38
No.3	SM490	368	(3,750)	455.2	566,500	340.3	0.260	0.278	0.454	0.37	0.107	1,216	(124)	1,932	(197)	17	54
No.18	SM490	382	(3,900)	378.4	480,500	342.3	0.264	0.567	0.591	0.91	0.197	958	(98)	1,275	(130)	13	28
No.20	SM490	408	(4,160)	378.4	480,500	342.3	0.272	0.585	0.611	0.91	0.125	1,118	(114)	1,373	(140)	14	37
T1	SM490	390	(3,980)	378.4	480,600	500.0	0.389	0.572	0.560	1.02	0.121	733	(75)	967	(99)	31	68
M18	SM490	354	(3,613)	378.4	484,853	342.3	0.264	0.440	0.220	4.35	0.133	967	(99)	1,288	(131)	15	57
M20	SM490	354	(3,613)	474.4	593,080	342.3	0.256	0.330	0.340	0.91	0.133	1,187	(121)	1,814	(185)	15	65
M21	AM490	354	(3,613)	442.4	553,954	342.3	0.255	0.490	0.340	2.12	0.133	1,108	(113)	1,657	(169)	14	58
M22	SM490	354	(3,613)	538.0	653,225	342.3	0.259	0.330	0.240	1.83	0.133	1,304	(133)	2,059	(210)	16	84
KD-1	SM490	372	(3,790)	378.4	484,853	330.3	0.250	0.447	0.446	1.01	0.127	1,050	(108)	1,491	(152)	13	41
KD-2	SM490	377	(3,844)	436.0	540,713	330.3	0.255	0.450	0.263	3.00	0.109	1,226	(125)	1,795	(183)	16	56
KD-3	SM490	360	(3,674)	419.0	359,690	330.3	0.300	0.458	0.272	3.05	0.118	923	(94)	1,344	(137)	19	58
KD-5	SM490	350	(3,570)	419.0	359,690	330.3	0.296	0.452	0.268	3.05	0.166	848	(87)	1,245	(127)	16	64
KD-6	SM490	391	(3,984)	282.7	154,411	330.3	0.302	0.458	0.271	3.07	0.109	542	(55)	779	(79)	22	85
KD-7-1	SM490	375	(3,820)	256.4	115,213	330.3	0.423	0.408	0.236	3.21	0.094	433	(44)	681	(69)	21	113
KD-10	SM490	319	(3,249)	467.4	366,612	330.3	0.295	0.355	0.185	4.12	0.148	838	(85)	1,402	(143)	19	84
B1	SM490	415	(4,230)	412.7	513,113	342.3	0.277	0.590	0.490	1.47	0.113	1,255	(125)	1,540	(157)	15	45
H6	SM490Y	421	(4,297)	386.0	380,313	600.0	0.552	0.423	0.246	3.04	0.079	615	(63)	862	(88)	47	186
H8	SM490Y	421	(4,297)	386.0	380,313	600.0	0.552	0.423	0.243	0.99	0.079	615	(63)	756	(77)	47	127

注)  $P_y$ : 降伏荷重(材料降伏点に基づく)  $P_u$ : 最大荷重  
 $\delta_y$ : 降伏変位(公称降伏点に基づき実験の初期勾配より求めた値(H6,H8を除き))  $\delta_m$ : 最大荷重時の変位  
 \*H6,H8の $m$ は実験値と理論値の初期勾配(剛性)の違いを考慮して補正した値、 $\delta_y$ は公称降伏点に基づき理論勾配から求めた降伏変位

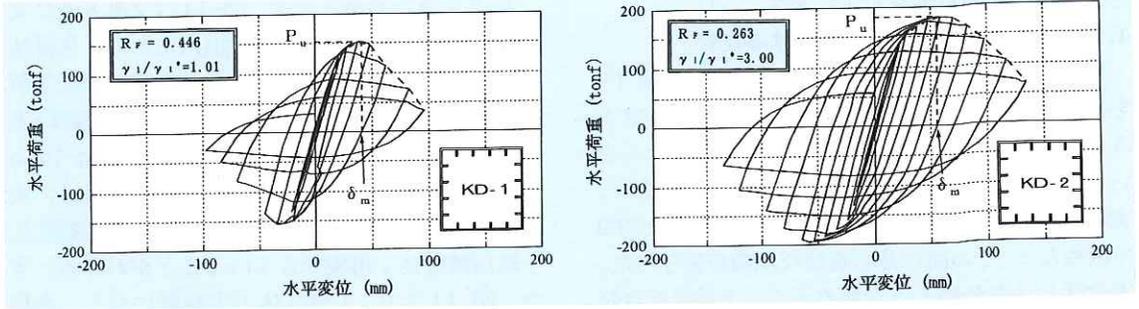


図-9 実験供試体の荷重-変位履歴曲線の例

荷した。図-8に標準的な縦リブ配置の矩形断面の実験供試体の一例を、写真1に実験の状況の一例を示す。表-1に実験供試体の構造諸元並びに最大荷重 ( $P_u$ ) 及び最大荷重時の変位 ( $\delta_m$ ) 等の実験値を示す。なお、表-1中の  $\bar{\lambda}$ 、 $R_R$ 、 $R_F$ 、 $\gamma_i/\gamma_i^*$  は道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編<sup>6)</sup> または文献3で定義されているパラメーターである。

図-9に実験供試体の荷重-変位関係の一例を示す。KD2はKD1に対して縦リブ寸法を変更し  $R_F$  を小さく、 $\gamma_i/\gamma_i^*$  を大きくしたものであるが、最大荷重及び最大荷重時の変位とも大きくなっていることがわかる。

### 3.2 許容変位に対応した M - $\Phi$ 関係の復元力モデルの設定法の検討

許容変位に対応する M- $\Phi$  関係の復元力モデル設定法について検討する。以下に今回行った検討の手順を示す。

(1) 応力-ひずみ関係として、図-10に示す硬化型バイリニアモデル (2次勾配:  $E/100$ ) とした。

図中の  $\sigma_y$  は材料降伏点を用いた。

- (2) (1)の応力-ひずみ関係を用いて図-11に示す、圧縮側フランジ降伏時 ( $M_{yc}, \Phi_{yc}$ )、引張側フランジ降伏時 ( $M_{yt}, \Phi_{yt}$ ) 及び許容変位時 ( $M_a, \Phi_a$ ) の3点を結んだトリリニア型の M- $\Phi$  関係を設定した。
- (3) 圧縮側フランジ及び引張側フランジ降伏時 ( $M_{yc}, \Phi_{yc}$ )、( $M_{yt}, \Phi_{yt}$ ) は、軸力を考慮して圧縮

側フランジ及び引張側フランジの板厚中心のひずみが降伏ひずみ  $\epsilon_y$  に達した時として計算により求めた。

(4) 許容変位時 ( $M_a, \Phi_a$ ) は、許容変位時のひずみ (以下、「許容ひずみ」という)  $\epsilon_a$  を仮定して、軸力を考慮して ( $M_a, \Phi_a$ ) を設定する。そして、実験供試体の高さ方向のモーメント分布及びモーメントに対する曲率分布を図-12のように仮定して、そこから求まる水平力作用点の変位 (せん断変形及び幾何学非線形無視) が許容変位  $\delta_a$  に等しくなるように収束計算により  $\epsilon_a$  を求めて ( $M_a, \Phi_a$ ) を決定した。

なお、実験結果から得られる荷重-変位曲線の初期剛性と設計で用いる理論初期剛性には差がある<sup>3)</sup>。そこで、今回は実験値の荷重最大時の変位  $\delta_m$  を初期剛性の違いを考慮して、以下の式により補正したものを許容変位  $\delta_a$  とした。

$$\delta_a = \delta_m - \Delta\delta_y \cdot (P_u/P_y) \quad (1)$$

ここで、 $\Delta\delta_y$ : 実験値と理論値の初期剛性の違いによる降伏変位の差、 $P_u$ : 最大荷重、 $P_y$ : 降伏荷重

### 4. M- $\Phi$ 関係の復元力モデルの適用性の検証

本稿で検討した M- $\Phi$  関係の復元力モデル (以下、「M- $\Phi$  関係」という) の適用性を検証するため、

- (1) M- $\Phi$  関係により推定した許容変位及び最大荷重とそれに対応する実験値の比較
- (2) M- $\Phi$  関係による非線形動的解析結果とハイブリッド地震応答実験結果との比較

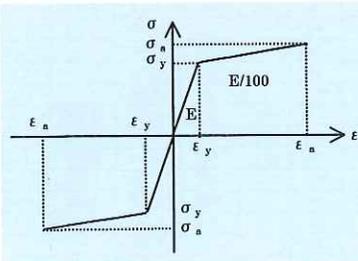


図-10 応力-ひずみ関係

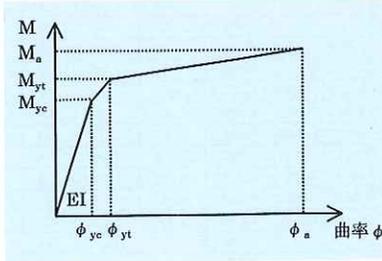


図-11 トリリニア型の M- $\Phi$  関係

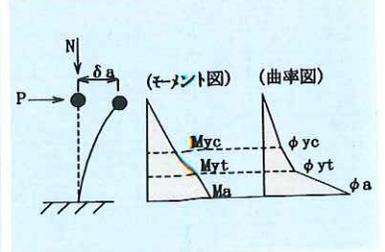


図-12 高さ方向のモーメント及び曲率分布

を行った。その結果を以下に示す。

#### 4.1 許容変位及び最大荷重に関する比較

M- $\Phi$  関係を用いて許容変位  $\delta_a$  及び最大荷重  $P_u$  を推定するには、対象とする橋脚ごとに許容ひずみ  $\varepsilon_a$  を求めて M- $\Phi$  関係を設定しなければならない。図-13 に示すように、既往の研究と同様<sup>7)</sup>、実験供試体の代表的な構造諸元のうち、 $R_F$  と 3.2 で求めた  $\varepsilon_a$  との間に最も良好な相関が見られた。実設計上は安全側という観点から、下限値を包絡するように式を求めることも考えられるが、本稿では以下の式 (図-13 中の直線) により  $R_F$  から  $\varepsilon_a$  を算出して M- $\Phi$  関係を設定し、許容変位  $\delta_a$  及び最大荷重  $P_u$  の推定を行った。

$$\varepsilon_a / \varepsilon_y = 20 - 25R_F \quad (2)$$

なお、上記実験式は本稿で対象とした実験データの範囲内で求めたことに注意する必要がある。

また、最大荷重及び最大荷重時の変位 (補正しない実験値の  $\delta_m$ ) の推定式は、文献 8 及び文献 9 で提案されている。本稿では文献 8 及び文献 9 による推定値との比較も行った。

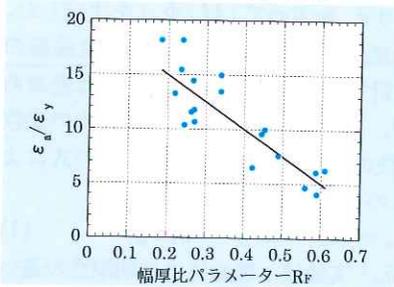


図-13  $R_F$  と  $\varepsilon_a / \varepsilon_y$  の関係

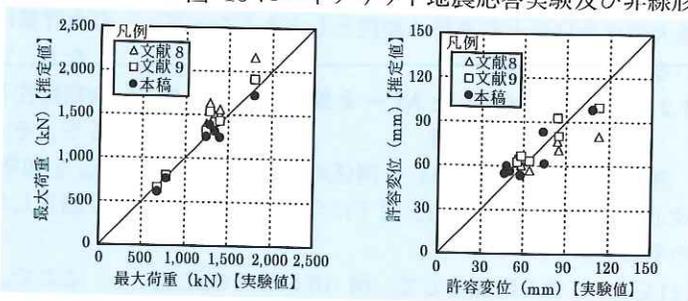


図-14 本稿並びに文献 8 及び文献 9 の推定値と実験値の比較

表-2 最大荷重及び許容変位に関する推定値と実験値の比較

	最大荷重 $P_u$												許容変位						
	実験値		計算値				比較			実験値		計算値							
			本稿		文献 8		文献 9		本稿			文献 8		文献 9					
	(kN)	(tf)	(kN)	(tf)	(kN)	(tf)	(kN)	(tf)	実験値	実験値	実験値	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	実験値	文献 8
(1)	(2)	(3)		(4)		(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(7)/(5)	(8)/(6)	(9)/(6)			
No.2	1,530	(156)	1,382	(141)	-	-	-	-	0.90	-	-	29	38	27	-	-	0.93	-	-
No.3	1,933	(197)	1,655	(169)	-	-	-	0.86	-	-	43	54	38	-	-	0.89	-	-	
No.18	1,275	(130)	1,340	(137)	-	-	-	1.05	-	-	24	28	26	-	-	1.10	-	-	
No.20	1,373	(140)	1,471	(150)	-	-	-	1.07	-	-	32	37	28	-	-	0.86	-	-	
T1	967	(99)	978	(100)	-	-	-	1.01	-	-	56	68	65	-	-	1.15	-	-	
M18	1,288	(131)	1,384	(141)	1,631	(166)	1,534	(156)	1.07	1.27	1.19	51	57	56	67	64	1.11	1.17	1.13
M20	1,815	(185)	1,677	(171)	-	-	-	0.92	-	-	59	65	45	-	-	0.76	-	-	
M21	1,658	(169)	1,567	(160)	-	-	1,618	(165)	0.94	-	0.98	53	58	46	-	50	0.86	-	0.86
M22	2,060	(210)	1,906	(194)	-	-	2,192	(223)	0.93	-	1.06	76	84	57	-	83	0.75	-	0.99
KD-1	1,491	(152)	1,444	(147)	-	-	1,556	(159)	0.97	-	1.04	36	41	34	-	46	0.94	-	1.13
KD-2	1,795	(183)	1,723	(176)	2,160	(220)	1,912	(195)	0.96	1.20	1.06	47	56	55	62	62	1.17	1.11	1.12
KD-3	1,344	(137)	1,310	(134)	1,495	(152)	1,417	(144)	0.97	1.11	1.05	48	58	60	60	67	1.24	1.03	1.14
KD-5	1,247	(127)	1,248	(127)	1,398	(142)	1,317	(134)	1.00	1.12	1.06	58	64	53	57	63	0.92	0.88	0.98
KD-6	779	(79)	767	(78)	785	(80)	801	(82)	0.98	1.01	1.03	74	85	83	71	80	1.13	0.84	0.94
KD-7-1	681	(69)	612	(62)	640	(65)	661	(67)	0.90	0.94	0.97	108	113	98	80	100	0.91	0.71	0.88
KD-10	1,403	(143)	1,240	(126)	1,561	(159)	1,432	(146)	0.88	1.11	1.02	75	84	61	77	93	0.82	0.91	1.10
B-1	1,540	(157)	1,665	(170)	-	-	-	-	1.08	-	-	39	45	40	-	-	1.03	-	-
H6	862	(88)	861	(88)	-	-	-	-	1.00	-	-	186	-	256	-	-	1.38	-	-
H8	756	(77)	833	(85)	-	-	-	-	1.10	-	-	127	-	177	-	-	1.39	-	-

注) 文献 8 及び文献 9 の「-」は、文献 7 及び文献 8 の推定式の適用範囲外であるため、推定値を記載していない。

動的解析に用いた入力地震波形(Ⅲ種地盤、東神戸大橋)を示す。図-16にハイブリッド地震応答実験結果(図中の実線)と非線形動的解析結果(図中の点線)を比較したものを示す。図-15より両者の応答特性は概ね一致しており、今回検討したM- $\Phi$ 関係をもとに設定した復元力モデルによる非線形動的解析により、鋼製橋脚の地震時の挙動を評価できると考えられる。

### 5. おわりに

今回の報告したM- $\Phi$ 関係の復元力モデルによる非線形動的解析モデルの設定法は、実設計においてコンクリートを充填しない鋼製橋脚の耐震性評価に役立つものと考えられる。ただし、鋼製橋脚の耐震設計については、まだ調査研究途上の分野もあり、今後も調査研究を通じてじん性の図れる、より効果的な構造や、ファイバーモデルによる復元力モデルの具体的な設定法等の設計手法が提案

されていくものと考えられる。

最後に、本稿で紹介した実験については主に平成7~9年度に実施された鋼製橋脚の耐震設計法に関する共同研究「土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公団(平成8年度より)、(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会」の中で行われたものであります。また、文献9による推定値の算出にあたっては宇佐美勉教授(名古屋大学)に御助言等いただきました。関係各位のご協力に感謝致します。

### 参考文献

- 1) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案),1995.6
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編,1996.12
- 3) 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：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)~(VII)、(総括編),1997.4~1999.3
- 4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料,1997.3
- 5) 村越潤、西川和廣、劉銘崇、中嶋浩之：鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験データに基づくM- $\Phi$ 関係に関する一検討,土木学会第53回年次学術講演会論文集, pp.210-211, 1998.10
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編,1996.12
- 7) 田島仁志、半野久光、船本浩二、松田宏：実験結果に基づく鋼製橋脚のM- $\Phi$ 関係に関する一検討、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, pp.33-40,1998.11
- 8) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術,1996.7
- 9) Shengbin GAO, Tsutomu USAMI and Hanbin GE : Numerical Study on Seismic Performance Evaluation of Steel Structures, NUCE Research Report, No.9801, 1998.9
- 10) 西川和廣、村越潤、山本悟司、上仙靖、高橋実、中嶋浩之、岡田淳：鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験,土木研究所資料第3583号,1999.3

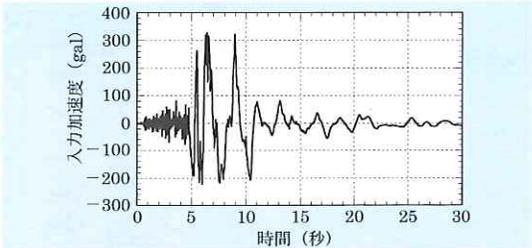


図-15 入力地震波形(Ⅲ種地盤、東神戸大橋)

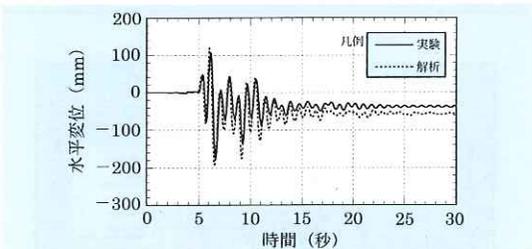


図-16 M- $\Phi$ 関係による非線形動的解析結果とハイブリッド地震応答実験結果の比較

西川和廣\*



建設省土木研究所  
構造橋梁部  
橋梁研究室長  
Kazuhiro NISHIKAWA

村越潤\*\*



建設省建設経済局調整課  
環境調整室課長補佐  
(前 同橋梁研究室主任  
研究員)  
Jun MURAKOSHI

小野 潔\*\*\*



建設省土木研究所  
構造橋梁部橋梁研究室  
研究員  
Kiyoshi ONO

高橋 実\*\*\*\*



同 橋梁研究室研究員  
Minoru TAKAHASHI