

P- Δ 効果を考慮した免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答の簡易推定法

A simple elastoplastic second-order seismic response prediction method for
steel bridge piers with isolation bearings

宇佐美勉*, 清川昇悟**, 金田一智章***

Tsutomu Usami, Shogo Kiyokawa and Tomoaki Kindaichi

*フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

**学生会員 名古屋大学大学院博士課程前期課程 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

***正会員 工修 三菱重工株式会社 広島製作所 (〒733-8553 広島市中区江波沖町5番1号)

A simple, yet accurate elastoplastic second-order seismic response prediction method is presented for a steel bridge pier with an isolation bearing on its top. The method forms an application of the ESDOF method, proposed by one of the authors, to predict seismic responses of steel frame structures. The original structure (MDOF) is first replaced by an equivalent single-degree-of-freedom (ESDOF) system through a pushover analysis. Then the response of the replaced ESDOF system is numerically computed for a given earthquake motion, transforming back to those of MDOF. A special model is introduced for the isolation bearing to take into account the P- Δ effect due to its large lateral displacement. The proposed method has been demonstrated to be a very accurate method when compared with some pseudodynamic test results.

Key Words: seismic isolation bearing, steel bridge pier, elastoplastic response, numerical analysis

キーワード: 免震支承, 鋼製橋脚, 弾塑性応答, 数値解析

1. 緒言

免震支承を持つ鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析では、最も簡略化した場合でも2自由度系モデルで解析が行われている¹⁾。この手法では、免震支承と鋼製橋脚の各々に対し、復元力特性(履歴特性)を精度よく表現できるモデルが必要であり、解析も複雑になる。著者らは、多層鋼製ラーメン橋脚(MDOF)を Pushover 解析を介して等価な1自由度モデル(ESDOF)に置換し、その弾塑性地震応答解析から MDOF の応答値を精度良く推定する方法を提案している²⁾。本論文は、その手法を免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析に適用し、解析結果の精度を鋼製橋脚上部に鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)を設置した免震橋脚を用いて行ったハイブリッド地震応答実験結果³⁾により検証したものである。

本論文と同様な内容は文献4)に発表しているが、文献4)の解析モデルでは、橋脚の変位によって生ずる P- Δ 効果は考慮されているが、免震支承の大変形に伴って生ずる付加的な P- Δ 効果および免震支承の高さの影響は考慮されていなかった。本論文ではそれらの影響も考慮できるモデルを新たに考案し、実験結果との比較により提案

モデルの高精度性を実証している。

2. 等価1自由度モデルによる応答値推定の概要

文献2)の方法を参考に、Pushover 解析に基づく等価1自由度モデルの作成方法と、これを用いた免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答の推定法の流れについて述べる。

Pushover 解析は、上部構造重量および自重に相当する一定鉛直力を一定に保ったまま、慣性力に相当する水平力を終局状態に至るまで単調に増大させていく静的弾塑性有限変位解析である。その際、水平力は相互の比を一定に保ちながら増大させていく。橋脚頂部に免震支承を持つ鋼製橋脚(図-1(a))の場合、上部構造質量を M_U および橋脚の全質量の30%を M_P としてそれを橋脚頂部に集中させた2質点系モデル(図-1(b))を考えると、橋脚に作用させる慣性力に相当する水平力、および鉛直力は(図-1(c))ようになる。ただし、慣性力の高さ方向の分布は一定²⁾としている。図-1(c)において、水平力は上部構造質量に作用する慣性力を基準にし、それを λ_f とすると、橋脚頂部の水平力は $\lambda_f M_P / M_U$ となる。Pushover 解析では、上部構造重量に相当する鉛直力 P を一定に保ち

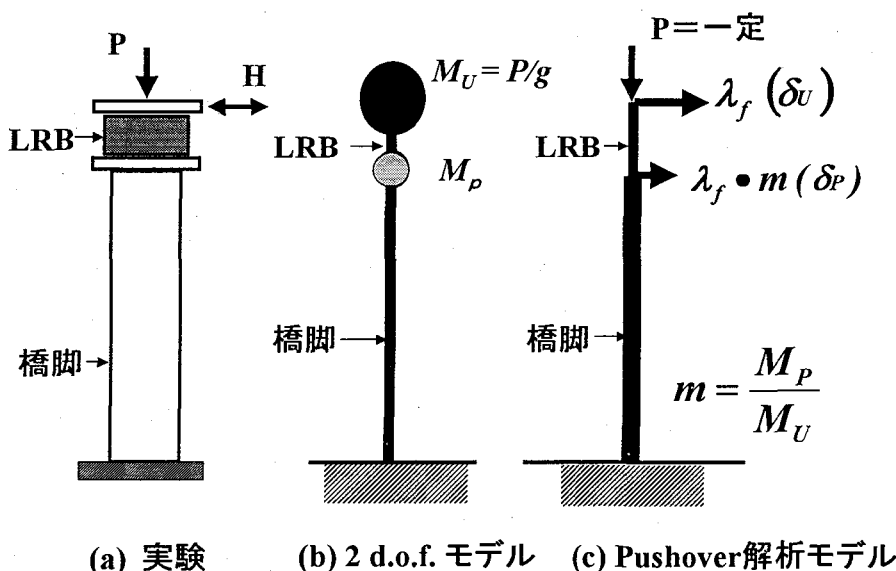


図-1 提案手法の概念図

ながら λ_f を徐々に増加させ、終局状態に至るまで弾塑性有限変位解析を行うことになる。すなわち、 λ_f を荷重係数とする。なお、橋脚には橋脚および免震支承の自重に相当する鉛直力が作用するが、それらは後述のように上部構造重量に比べ非常に小さいので無視する。

解析の流れは次のようになる。

- ① Pushover 解析の結果、 $V - \delta_U$ 関係(図-2(a))および $\beta - \delta_U$ 関係(図-2(b))が求められる。ここで、 V はベースシア、すなわち全水平力の和であり、免震鋼製橋脚の場合 $V = \lambda_f(1 + M_P/M_U)$ である。また、 δ_U は上部構造の位置での水平変位であり、 β は橋脚頂部変位 δ_P と上部構造変位 δ_U の比である。すなわち

$$\beta = \frac{\delta_P}{\delta_U} \quad (1)$$

である。図中の A 点は免震支承の降伏点、B 点は橋脚の降伏点である。終局点の判定条件は後述する。

図-2(b)の β_0 は橋脚、免震支承ともに弾性を仮定したときの β である。図中の β_1 、 $\delta_{\max U}$ については後述する。

- ② Pushover 解析より得られた $V - \delta_U$ 関係を図-3に示すようにトリリニアに近似する。ここで、 K_1 、 K_2 、 K_3 はそれぞれ第1、第2、第3剛性である。免震支承はバイリニア型で近似するため、第2分岐部分は直線となる。
- ③ 以下に示すESDOF(等価1自由度系)への変換式²⁾(2)~(7)を用いて $V - \delta_U$ 関係をESDOFの水平力 H^* -水平変位 δ^* 関係(復元力特性)に変換する。さらに、ESDOFの質量 M^* 、減衰係数 C^* を算出する。この時を用いる形状ベクトル $\{\phi\}$ の要素 β の値は β_0 (図-

2(b)参照)とする。

$$\{\phi\}^T = [1 \quad \beta] \quad (2)$$

$$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{1\}} \delta \quad (3)$$

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{1\} \quad (4)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (5)$$

$$H^* = \{\phi\}^T \{H\} \quad (6)$$

$$\{H\}^T = \lambda_f [1, M_P/M_U] \quad (7)$$

ここで、 $\{H\}$ =水平力ベクトル、 $\{1\}$ =要素がすべて1.0のベクトル、 $[M]$ =質量マトリックス、 $[C]$ =減衰マトリックスであり、右肩に*がついた量はすべてESDOFの量を示す。なお、橋脚の質量 M_P は一般に上部構造の質量 M_U に比べ非常に小さいので、 $H^* \approx \lambda_f$ 、 $\delta^* \approx \delta_U$ となる。従って、図-4に示す $H^* - \delta^*$ 関係の剛性 K_i^* ($i=1 \sim 3$)は $V - \delta_U$ 関係の剛性 K_i ($i=1 \sim 3$)とほぼ等しくなる。

- ④ 等価1自由度モデルの復元力特性は図-4に示すような移動硬化型と仮定し、ESDOF(質量 M^* 、減衰係数 C^*)の弾塑性地震応答解析を行い、その最大応答変位 $\delta_{\max}^*$ から、免震橋梁の上部構造の最大応答変位 $\delta_{\max U} \approx \delta_{\max}^*$ を求める。
- ⑤ $\delta_{\max U}$ と①で求めた $\beta - \delta_U$ 関係より、 $\delta_{\max U}$ に対応する新たな β の値 β_1 を求める(図-2(b)参照)

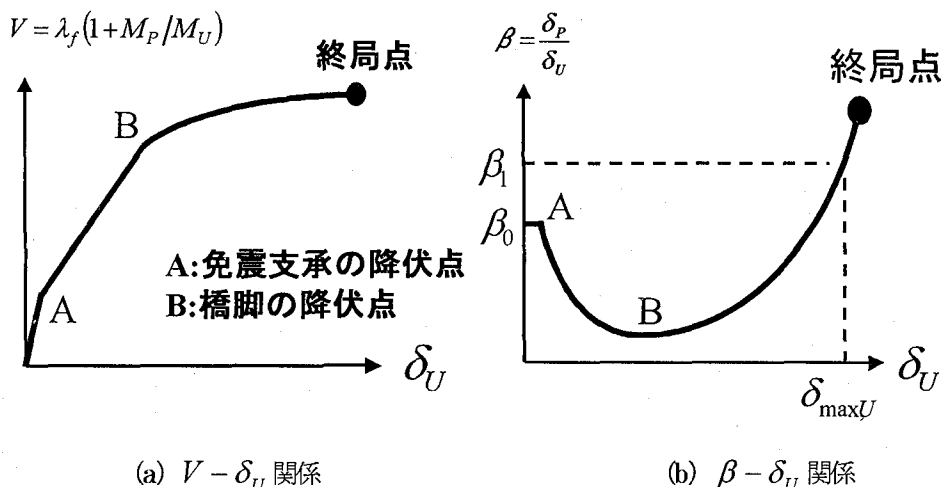


図-2 Pushover 解析結果

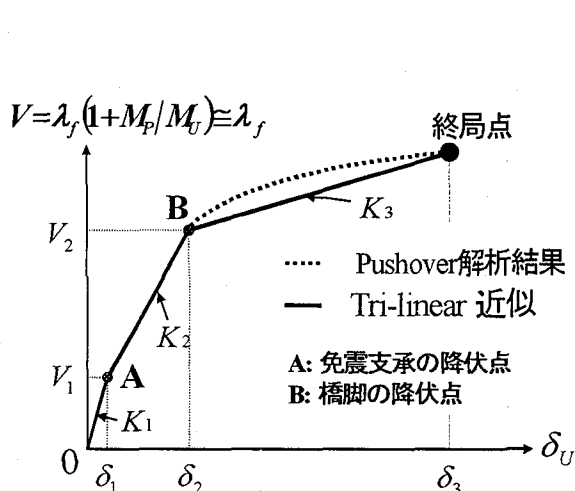


図-3 Pushover 解析結果と Tri-linear 近似

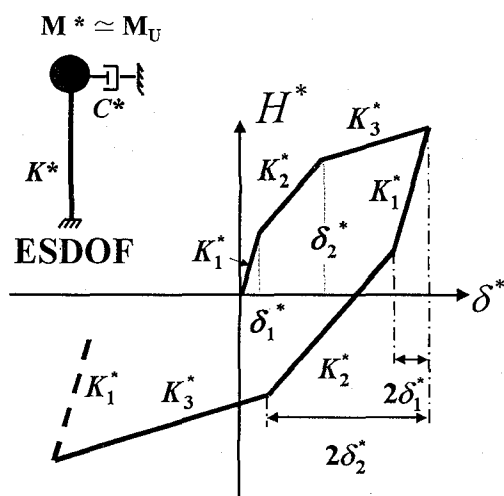


図-4 ESDOF の復元力モデル (移動硬化則)

- ⑥ $\delta_{\max U}$ に β_1 を掛けることにより橋脚の最大応答変位 $\delta_{\max P}$ を算出する。
- ⑦ $\delta_{\max P}$ より橋脚の残留変位 $\delta_{R,P}$ を推定する。推定方法として、過去のハイブリッド地震応答実験より求められた $\delta_{\max P}$ と $\delta_{R,P}$ の相関式(8)を用いる。なお、残留変位は ESDOF の応答解析から直接求めることが可能であるが、一般に誤差が大きくなるので、文献 2) に従い、次の経験式から求めることにする。

$$\frac{\delta_{R,P}}{\delta_y} = 3.37 \tan \left\{ 0.0879 \left(\frac{\delta_{\max P}}{\delta_y} \right) - 1 \right\} \quad (8)$$

以上の方法により、免震鋼製橋脚の応答値を推定する。

3. 免震支承のモデル化

Pushover 解析における免震支承の新しいモデルについて

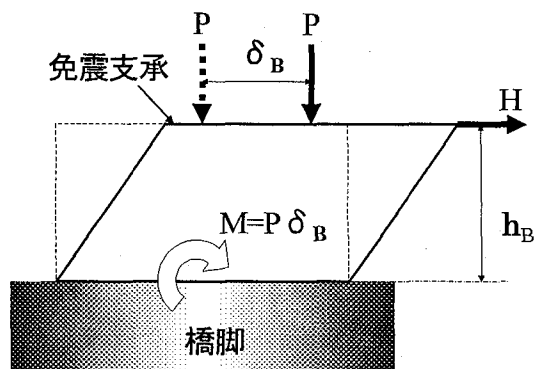


図-5 免震支承の大変形による P- Δ 効果

て述べる。この解析モデルは、図-5に示すような、免震支承の水平方向の大変形によって生ずる付加的な P- Δ 効果を考慮できる。

文献 4) では、図-6(b) に示すように、免震支承を等価

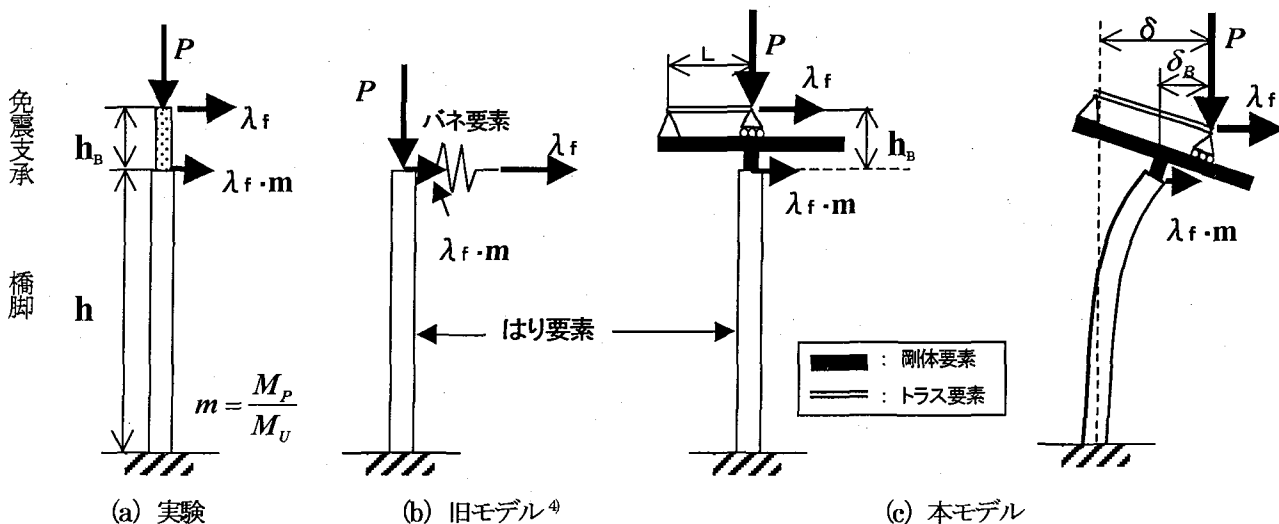


図-6 免震鋼製橋脚のPushover 解析モデル

なばね（免震支承のせん断力—せん断変位関係と等価な力—伸び関係を有するばね）に置き換え、それを橋脚頂部に接続し、ばねを介して水平力を加えるモデルを用いた。このモデルでは、図-5の付加的な $P-\Delta$ 効果は考慮できず、さらに免震支承の高さの影響も考慮出来ない。そこで、これらを改善した新しい免震支承の解析モデルを考案した。

図-6 (c)に示すように、新しい解析モデルでは、免震支承の高さ(h_B)だけ T 型剛体要素でオフセットされ、剛体要素フランジ部上に一端を固定されたトラス要素のローラー節点が、剛体要素フランジに平行にスライドするようになっている。また、鉛直力 P はローラー節点上に載っているものとしている。これにより、実際の免震支承のように、比較的大きな鉛直力 P が作用しても鉛直方向に変位せず、水平方向のみに変位するモデルとなっている。Pushover 解析は、トラス要素の移動節点に水平方向の変位を与える変位増分法で行い、水平力はトラス要素の移動節点での水平反力、また水平変位はトラス要素の移動節点の全水平変位（橋脚変位とトラス要素の伸びの和の水平成分）をとる。

トラス要素の応力(σ)—ひずみ(ε)関係は以下の式で定められる。

$$\sigma = \frac{Q_B}{A} \quad (10)$$

$$\varepsilon = \frac{\delta_B}{L} \quad (11)$$

ここで、 A =トラス要素の断面積、 L =トラス要素長さである。上式において、 Q_B および δ_B は免震支承の性能試験（せん断試験）より得られるせん断力(Q_B)—せん断変位(δ_B)特性をバイリニア近似して求める。トラス要素の断面積 A 、長さ L は理論上は任意にとれる。しかし、長さ L はトラス要素のひずみが大きくなると解析結果の精度が悪くなる³⁾ので、ここでは、断面積 A は単位面積とし、長さ L は文献5)に従い $L = 250 h_B$ より求めた。

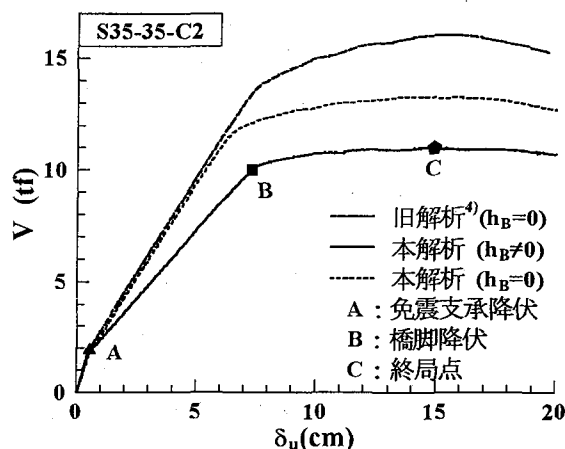


図-7 Pushover 解析結果の比較 (S35-35-C2)

4. ハイブリッド地震応答実験概要

本解析の比較に用いる免震鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験³⁾は、橋脚モデルの上部に免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承—LRB）を設置し、一定鉛直荷重の元で、免震支承上部に水平変位を加える条件で行われている。従来の解析あるいは実験では、免震橋脚は最低2自由度系として取り扱われていたが、この実験では、1自由度系に縮約した新しい実験方法で行われている。

表-1に2種類の実験供試体の主要パラメータおよび材料定数の値³⁾を示す。使用鋼材は4.5 mm厚のSM490YA材、断面は各構成板要素に縦方向補剛材2本を有する正方形箱形断面である。橋脚は長さのみ異なる2種類のモデルで行われている。軸力比 P/P_y (P_y =全断面降伏軸力)は道路橋示方書に従った震度法（Ⅱ種地盤を仮定）によって定められている。

表-2は実験で用いられた免震支承（2種類）のせん

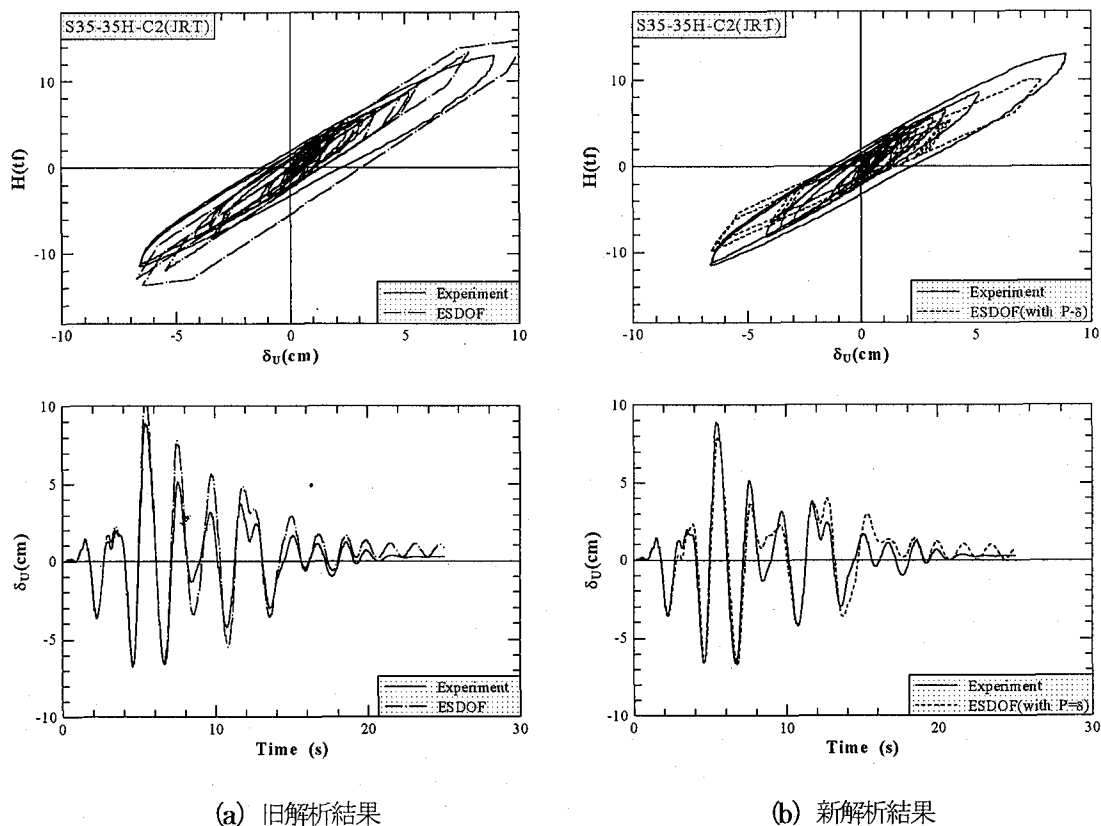


図-8 ハイブリッド地震応答実験結果との比較（上：履歴曲線 下：変位応答時刻歴）

表-1 鋼製橋脚供試体のパラメータと材料定数

番号	R_f	$\bar{\lambda}$	γ/γ^*	P/P_y	h (m)	σ_y (kgf/mm ²)	E ($\times 10^3$ kgf/mm ²)	ε_y (%)	E_{st} ($\times 10^3$ kgf/mm ²)	ε_{st} (%)
S35-35	0.332	0.355	3.74	0.172	1.03	39.0	21.2	0.183	0.515	1.12
S35-45	0.334	0.454	3.83	0.140	1.33	40.4	21.3	0.190	0.671	1.68

R_f =フランジ幅厚比パラメータ, $\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ, γ/γ^* =補剛材剛比/最適剛比, P/P_y =軸力比, σ_y =降伏応力, E =弾性係数, ε_y =降伏ひずみ, E_{st} =ひずみ硬化係数, ε_{st} =ひずみ硬化開始ひずみ

表-2 免震支承(LRB)パラメータ

Cas e	Q_d (tf)	K_{B1} (tf/cm)	K_{B2} (tf/cm)	h_B (m)
1	3.42	5.47	0.81	0.181
2	1.26	5.51	1.93	0.125

Q_d =降伏荷重, K_{B1} =第1剛性, K_{B2} =第2剛性
 h_B =免震支承高さ

断性能試験のせん断力-せん断変位関係をバイリニア近似して求められた1次剛性= K_{B1} , 2次剛性= K_{B2} および降伏荷重= Q_d の値を示す。なお, Q_d は, 道路橋示方書(平成8年)に従った定義で, 第2分岐線が縦軸(せん断力)と交わる点の値であり, 第1折点のせん断力の値ではない。

入力地震動は, 兵庫県南部地震の JR 鷹取駅観測地震動(JRT)とその修正地震動である Level 2・Type II 地震動(Type II・G.T.II)の2種類が用いられている。実験は, 橋脚と免震支承の組み合わせで6体の供試体について行われている(表-3, 4参照)。

5. Pushover 解析条件および結果

5.1 解析条件

Pushover 解析は, 汎用構造解析プログラム ABAQUS を用いて行った。鋼製橋脚には, はり要素を用い, 構成則は文献 6)のひずみ硬化を考慮した応力-ひずみ関係を用いた。免震支承(LRB)には 3.のモデルを用い, 構成則は 4.に示したバイリニア(表-2)を用いた。

表-3 新旧解析結果とハイブリッド地震応答実験結果の比較 ($\delta_{\max,U}$)

Pier	Isolator	Earthquake	$\delta_{max,U}/h$			(1)/(3)	(2)/(3)
			ESDOF		Exp (3)		
			Old (1)	New (2)			
S35-35	Case1	JRT	0.0747	0.0705	0.0664	1.13	1.06
		Type II · G.T. II	0.0600	0.0604	0.0589	1.02	1.02
	Case2	JRT	0.1004	0.0797	0.0864	1.16	0.92
		Type II · G.T. II	0.0895	0.0762	0.0641	1.40	1.19
S35-45	Case2	JRT	0.0675	0.0625	0.0705	0.96	0.89
		Type II · G.T. II	0.0469	0.0488	0.0551	0.85	0.88

表-4 新解析結果とハイブリッド地震応答結果の比較 ($\delta_{\max,P}$, δ_{RP})

Pier	Isolator	Earthquake	β_1	$\delta_{\max P} / \delta_y$			(1)/(3)	(2)/(3)
				ESDOF		Exp (3)		
				Old (1)	New (2)			
S35-35	Case1	JRT	0.0962	0.976	1.09	1.22	0.800	0.895
		Type II • G.T. II	0.0983	0.855	1.01	1.13	0.757	0.897
	Case2	JRT	0.183	3.89	2.48	3.13	1.24	0.793
		Type II • G.T. II	0.163	2.08	2.12	1.92	1.08	1.11
S35-45	Case2	JRT	0.423	4.09	3.62	3.41	1.20	1.06
		Type II • G.T. II	0.334	1.90	2.23	2.12	0.90	1.05

Pier	Isolator	Earthquake	δ_{RP} / δ_y			(4)/(6)	(5)/(6)
			ESDOF		Exp (6)		
			Old (4)	New (5)			
S35-35	Case1	JRT	0.000	0.027	0.051	0.000	0.532
		Type II • G.T. II	0.000	0.004	0.020	0.000	0.203
	Case2	JRT	0.874	0.442	0.389	2.25	1.14
		Type II • G.T. II	0.322	0.334	0.117	2.75	2.86
S35-45	Case2	JRT	0.936	0.791	0.640	1.46	1.24
		Type II • G.T. II	0.267	0.367	0.184	1.45	1.99

Pushover 解析の終局点は橋脚基部に設定した有効破壊長領域⁶⁾ ($=0.7b$, b =フランジ幅)における橋脚断面フランジの平均ひずみが破壊ひずみ $20\epsilon_y$ (ϵ_y =鋼材の降伏ひずみで、表1に記載), あるいはLRBのせん断ひずみが250%に達した時としている。フランジの破壊ひずみは文献7)の式を元に計算したものである。

5.2 P-Δ効果を考慮しない免震支承モデル解析結果との比較

図-7に S35-35 実験供試体に Case2 の免震支承を設置した橋脚 (S35-35-C2) の Pushover 解析結果 (本解析) と文献4)の解析結果 (旧解析) との比較を示す。但し、本解析結果では免震支承の高さの影響を考えた場合と考えない場合 ($h_b=0$) の両方が示されている。旧解析においては、免震支承の P-Δ効果および高さの影響は両方とも考慮されていない。図より次のことが分かる。

(1)旧解析および $h_b=0$ の本解析結果を比較すると免震支

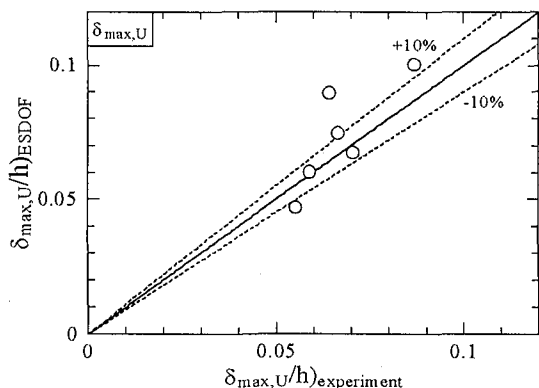
承の P-Δ効果の影響が分かる。この影響は橋脚の降伏後に顕著に現れ、第3分岐線での強度低下として現れる。

(2)本解析の両結果を比較すると免震橋脚の高さの影響が分かる。1次 (弾性) 剛性は両結果で変わらないが、免震支承降伏後に差が顕著に現れる。免震支承の高さ (0.125 m) は橋脚高さ (1.03 m) の 10% を越えるため、これを考慮することにより剛性の低下が大きくなる。

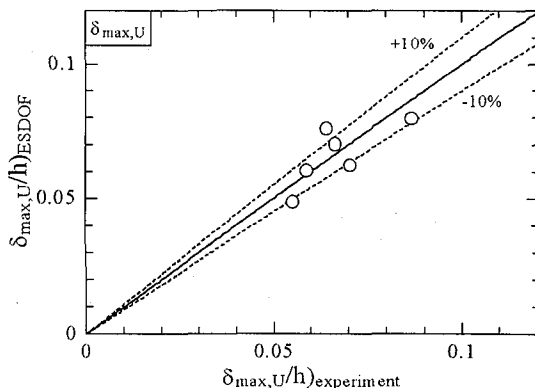
6. ハイブリッド地震応答実験結果および旧解析結果⁴⁾との比較

6.1 復元力履歴曲線と応答変位時刻歴

図-8 は免震支承の P-Δ効果を考慮しない文献4)の旧解析と本 (新) 解析より得られた上部構造の応答水平変位をハイブリッド地震応答実験結果³⁾と比較したものである。橋脚は S35-35, 免震支承は Case2, 入力地震波は JRT



(a) 旧解析結果



(b) 新解析結果

図-9 $\delta_{\max,U}$ の比較

である。上が履歴曲線、下が変位応答時刻歴である。これらを見ると、旧モデルに比べ、新モデルによる解析結果が実験結果をより精度よく模擬していることが分かる。旧モデルによる解析結果は、最大応答変位後の除荷域剛性において実験値と差があるのに対し、新モデルの方は実験値によく合っている。また、最大応答変位およびその後の応答変位のピーク値も新モデルの方が実験値により近い。

6.1 上部構造の最大応答変位 $\delta_{\max,U}$

表-3, 図-9に、上部構造の最大応答変位 $\delta_{\max,U}/h$ (h =橋脚高さ)について、等価1自由度モデル(ESDOF)による新、旧両解析結果とハイブリッド地震応答実験結果(Exp.)を比較したものを示す。全般的に新しいモデルは精度の改善が見られ、概ね誤差 10%程度以内に収まっている。

6.2 橋脚頂部の最大応答変位 $\delta_{\max,P}$

橋脚頂部の最大応答変位 $\delta_{\max,P}$ は、上部構造最大応答変位 $\delta_{\max,U}$ に式(1)の β 値を乗じることで推定する。しかし、この β は応答変位により変化するため、前述のように ESDOF の地震応答解析により求めた最大応答変位 $\delta_{\max,U}$ に対応する β の値 (β_1 とする) を、図-2 に示したような Pushover 解析から求めた β - δ_U 関係で $\delta_U = \delta_{\max,U}$ と置いて求める。 β - δ_U 関係の1例として、図-7の比較で用いた免震橋脚の Pushover 解析から求められたものを図-10に示す。変位が初期の $\beta/\beta_0=1.0$ の部分は弾性域であるが、免震支承が降伏すると免震橋脚全体の変位は免震支承の塑性変形に集中するため、 $\beta = \delta_P/\delta_U$ は急激に小さくなる。従って、初期の β の値 (β_0) を用いて橋脚の応答変位を推定すると大きな誤差を含むことになる。

表-4, 図-11は、計算結果を実験結果および旧モデルによる解析結果と比較したものである。ここで、 δ_y

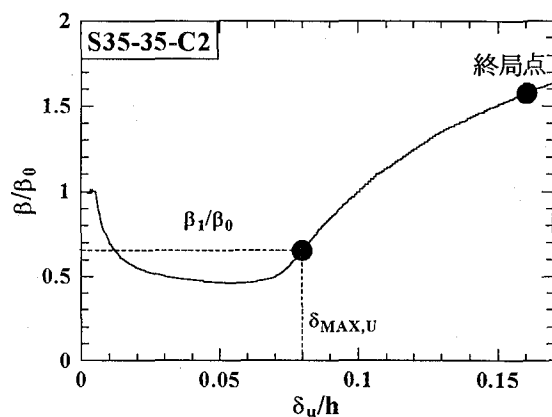
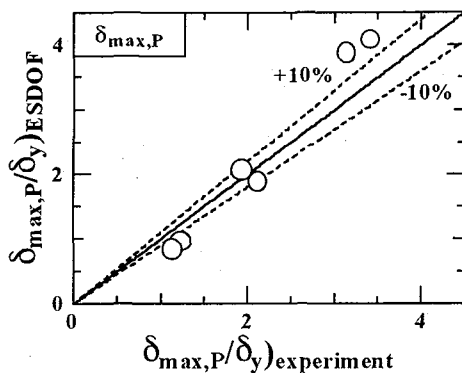


図-10 上部構造変位と β の関係

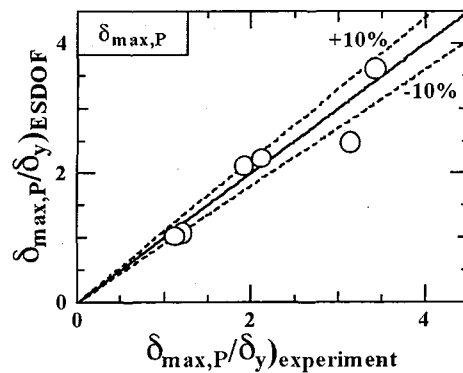
は免震支承がないときの橋脚の降伏変位を表す。この場合も、6.1 で考察したことがほぼ当てはまる。文献 2)でも述べたように、Pushover 解析は静的解析であるが、動的荷重に対しても各部材の塑性化の位置をほぼ正確に予測できるようであり、基本モードが卓越する構造物の動的弾塑性挙動を推定する有力な武器になるものと考えられる。

6.3 橋脚頂部の残留変位 δ_{RP}

最後に、地震終了後に橋脚に残留する変位 δ_{RP} について述べる。前述のように、この量は地震応答解析から直接得られるが、ここでは式(8)の経験式から推定する²⁾。結果を表-4, 図-11に示す。残留変位の推定は難しく、しかも免震橋脚の残留変位は元々非常に小さい(ほとんど降伏変位以下)ため、最大応答変位推定ほどの精度は期待できない。また、残留変位の実験値そのものにもばらつきが大きく、式(8)はそれらのほぼ平均値を表す式である。残留変位の推定精度は、最大応答変位のそれに比べよくないが、残留変位の量そのものが小さいため、この程度の誤差はやむを得ないものと思われる。

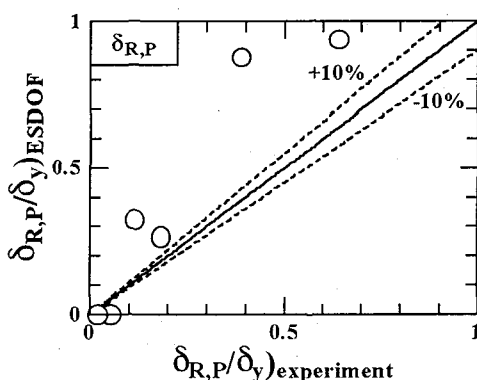


(a) 旧解析結果

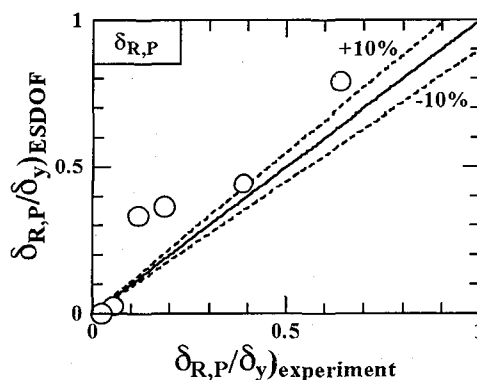


(b) 新解析結果

図-1 1 $\delta_{\max,P}$ の比較



(a) 旧解析結果



(b) 新解析結果

図-1 2 $\delta_{R,P}$ の比較

7. 結言

本研究は、等価1自由度系モデル(ESDOF)の弾塑性地震応答解析結果から、元の多自由度系構造物の弾塑性地震応答量を簡易に、しかも精度よく推定する文献 2) の手法を、免震支承を持つ鋼製橋脚に適用し、精度をハイブリッド地震応答実験の結果により検証したものである。同様な手法は文献 4) ですでに発表しているが、本論文では免震支承の大変形に起因する付加的な P-Δ効果および免震支承の高さの影響が同時に考慮できる新しいモデルを考案した。解析結果を実験結果と比較したところ、新しいモデルは前論文 4) のモデルより精度向上が図られていることが分かった。今後は、このモデルを免震橋梁システムの地震応答解析に適用する予定である。

本研究は、文部省科学研究費・基盤研究 B(2)・展開研究「ハイブリッド地震応答実験の高度化による高機能鋼製橋脚の開発に関する研究」(研究代表者：宇佐美勉)を使用して行った。

参考文献

- 1) 子林稔, 宇佐美勉, 葛西昭: 免震および非免震鋼製橋脚の動的解析による耐震性能評価, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.177-192, 1999.4
- 2) 宇佐美勉, 鄭 沂, 葛漢彬: Pushover 解析と等価1

自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 土木学会論文集, No.622/I-48, 1999.7

- 3) 中島大輔, 金田一智章, 宇佐美勉: 免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 第25回地震工学研究発表会, pp.733-736, 1999.7 (より詳細な内容は土木学会論文集に投稿中)
- 4) 宇佐美勉, 金田一智章: Pushover 解析を用いた免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答の推定法, 第25回地震工学研究発表会, pp.761-764, 1999.7
- 5) 宇佐美勉, 清川昇吾, 葛西昭: P-Δ効果が考慮できる免震支承の解析モデル, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.143-150, 1999.12.
- 6) 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
- 7) 鄭 沂, 葛漢彬, 宇佐美勉: 鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法, 第3回鋼構造物の非線形解析と耐震設計への応用に関する論文集, 土木学会鋼構造委員会, pp.25-32, 2000.1

(1999年9月17日受付)