

P-Δ効果を考慮できる免震支承の解析モデル

宇佐美勉¹・清川昇悟²・葛西 昭³

¹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）

²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）

³正会員 工修 名古屋大学助手 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）

1. 緒言

免震支承は大地震時には非常に大きな水平変位が生じ、たとえ常時に上部構造重量が橋脚の中心軸上に作用していても、大地震時には橋脚に対して大きな偏心圧縮となり、P-Δ効果による付加的なモーメントが橋脚に作用することとなる（図-1）。そのため、橋脚の変位はこれを考慮しない場合より一般に大きくなり、比較的フレキシブルな鋼製橋脚に対して影響が大きいものと思われる。本論文は、P-Δ効果を考慮できる、Pushover 解析および動的解析用の免震支承の解析モデルについて述べたものである。

通常解析では、免震支承はせん断ばねに置き換えられ、P-Δ効果は考慮されていない¹⁾。著者らは、免震鋼製橋脚(MDOF)を Pushover 解析を介して等価な1自由度系モデル(ESDOF)に置き換え、ESDOFの弾塑性地震応答解析により MDOF の応答値を精度良く推定する方法を提案している^{2),3)}。その際の Pushover 解析でも、上部構造重量 P は橋脚頂部の中心軸上、水平力はせん断ばねを介して橋脚頂部に作用させるモデルを用いた（後述の図-2(b)）。このようなモデルでは、橋脚の水平変位による P-Δ効果は考慮できても、免震支承の大変位による P-Δ効果は考慮できない。

本論文は、免震橋脚の大変位に起因する P-Δ効果を考慮できる、免震橋脚の簡単な解析モデルを提案し、文献2),3)の手法を用いて免震橋脚の変位推定を行い、ハイブリッド地震応答実験結果⁴⁾との比較により提案モデルの高精度性を実証したものである。なお、文献5)では免震支承自身の变形に及ぼす P-Δ効果の影響を取り入れた解析モデルが提案されているが、本論文は橋脚の变形に及ぼす P-Δ効果の影響を論じたもので、取り扱っている内容が異なる。

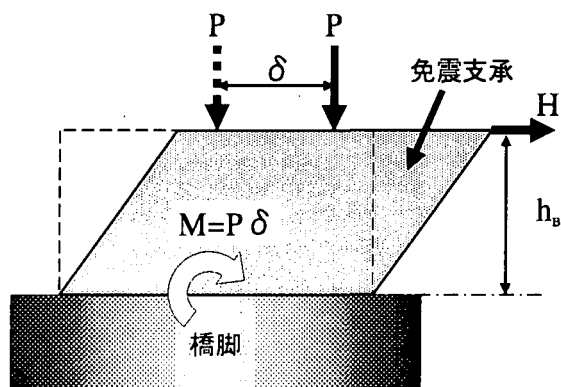


図-1 免震支承の大変位による P-Δ効果

2. P-Δ効果を考慮できる免震支承のモデル化

免震支承は、通常解析では、図-2(b)に示すように、免震支承を等価なばね（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が用いられている¹⁾。このモデルでは、図-1の付加的な P-Δ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、図-2(c)に示す解析モデルを提案する⁶⁾。

解析モデルの持つべき性能は、①大変位に対して免震支承の構成則（せん断力—せん断変形関係）を再現できること、②鉛直方向の剛性が水平方向剛性に比べ極端に高いこと、③上部構造重量が免震支承の水平変位と共に水平方向に移動すること、の3点である。これらの性能を満足させる平面解析モデルを考案することは意外と難しく、4本トラス構造、せん断パネルとトラスの組み合わせ構造、直交異方

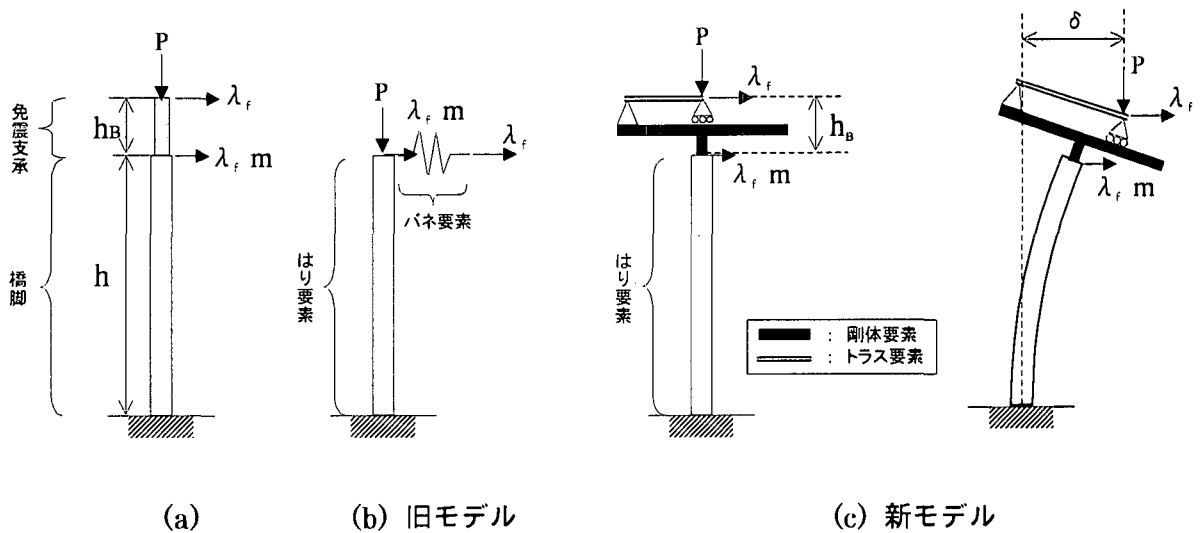


図-2 免震鋼製橋脚の Pushover 解析モデル (λ_f =荷重係数, $m = M_p/M_U$, M_U =上部構造重量, M_p =橋脚質量の 30%)

性ソリッド要素など種々試みたが満足すべき結果を得ることが出来なかった。モデル化の難点は、特に②の点で、鉛直方向の剛性が大変位に至るまでほぼ剛に保つことは難しい。

本論文で提案するモデルは、図-2(c)に示すような構造である。この解析モデルでは、水平荷重 λ_f および鉛直荷重 P の作用位置が免震支承の高さ(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、鉛直荷重 P は、トラス要素のローラー節点上に固定されている。これにより、免震支承は、上部構造重量 P が作用してもその高さ方向に変位せず、それと直交する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る。

$$\sigma = \frac{Q_B}{n \cdot A} \quad (n=1 \text{ or } 2) \quad (1)$$

$$\varepsilon = \frac{\delta_B}{L} \quad (2)$$

ここで、 A =トラス要素の断面積、 L =トラス要素長さ、 n =トラス要素の本数で図-2(c)の場合は $n=1$ であり、 $n=2$ の場合は後述する。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。式(1)の右辺の分母の n は長さ L の要素が n 本あることからきている。トラス要素の断面積 A 、長さ L は理論上は任意に取ることが出来るが、本解析では、断面積 A は単位面積とし、長さ L は次節に示すように定めた。

3. 数値解析的検討

提案解析モデルの検証のため、図-3(a)、(b)に示す免震支承単体の Pushover 解析を行った。図-3(a)はトラス要素 1 本($n=1$)、図-3(b)は 2 本の等しい断面積と長さのトラス要素($n=2$)よりなる。免震支承は、LRB 免震支承を上部に取り付けた鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験で用いた支承の内の一つ (Case1) である。この支承のせん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} 、降伏荷重= Q_d の値、および支承の高さ= h_B の値を表-1 に示す^{4),6)}。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。なお、鉛直荷重は $P=34.6 \text{ tf}$ である。

解析は P - Δ 効果を考慮した場合（有限変形解析）と考慮しない場合（微小変形解析）の両方を行った。図-3 のモデルでは、T 型の剛体部分は変形せず、基部分は固定であるので、水平力 H —水平変位 δ 関係は、

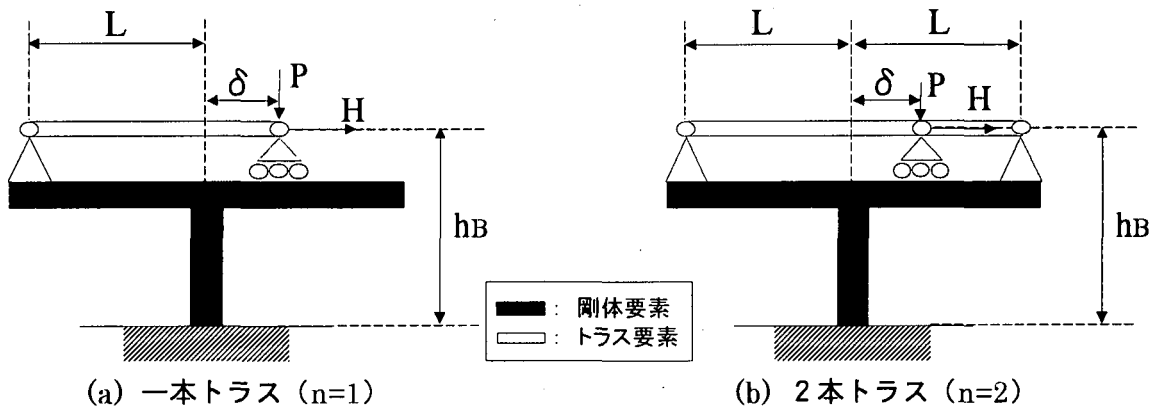


図-3 免震支承モデル

表-1 免震支承(LRB)パラメータ

Case	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				

トラス要素の有限変位成分を除けば、免震支承の Q - δ_B に一致する。すなわち、微小変形解析から得られた H - δ 関係は、 Q - δ_B 関係と一致するはずである。

図-4 は、トラス要素が1本($n=1$)の場合(図-3(a))の H - δ 関係をプロットしたものである。トラス部材の長さ L は 50cm から 1,000cm まで変化させてある。実線は、免震支承の実験結果のバイリニア近似関係 (Q - δ_B 関係) であり、微小変形の解析結果は実線にほぼ一致する。図から分かるように、有限変形解析結果は L が小さくなるにつれて実験結果から離れていき、引張りの場合は荷重は小さくなり、圧縮の場合は大きくなる。これは、有限変形の影響で、次のような考察から得られる。いま、第2分岐線上の変形を考え、トラスの断面積 $= A'(\delta)$ 、長さ $= L'(\delta)$ 、荷重増分 $= dH$ 、伸び増分 $= d\delta$ とすると、有限変形理論では、 $dH = (K_{B2} A' / L') d\delta$ が成立する。ここで、 (A' / L') の値は、変形が進むにつれて引張りの場合は減少、圧縮の場合は増大する。また、微小変形理論の場合は、この量は一定である。従って、図-4 のような結果が得られることが分かる。 L が小さいほど有限変形の影響が大きくなるのは、同じ伸びに対してひずみ量 ε が大きくなるからである。 $\delta/h_B = 1.0$ では、 $L=50\text{cm}$ でひずみ $\varepsilon=36.2\%$ 、 $L=1,000\text{cm}$ で $\varepsilon=1.81\%$ となる。この結果より、要素の長さ L はある長さ以上、すなわち、ひずみのある値以下にしないと与えられた構成則との整合性が悪くなることが分かる。そこで、次のような基準を基に長さ L を定めた。図-4 の結果からひずみが 1% 程度以下

($L=1000\text{cm}$ に対して $\delta/h_B \leq 10/18.1=0.55$) では誤差が 1% 以内であるので、免震支承のせん断ひずみが道路橋示方書(平成8年)で規定されている許容せん断ひずみ 250%、すなわち $\delta=\delta_B=2.5h_B$ のときに、トラス要素のひずみが 1% 以下になるように定める。すなわち、式(2)より、

$$\varepsilon = \frac{\delta_B}{L} = \frac{2.5 \times h_B}{L} \leq 0.01 \quad (3)$$

従って

$$L \geq 250h_B \quad (4)$$

Pushover 解析は一方だけに荷重を加えるため、トラス要素1本のモデルで十分であるが、動的解析の場合は、方向性が出てくるため、図-3(b)に示す2本トラスで一方が引張り、もう一方が圧縮のモデルの方が望ましい。要素は平面トラス要素であり、両端は直線上を動くように拘束されているので、圧縮要素が座屈することはない。図-5 に2本トラスの場合に、 δ/h_B を 2.5 まで変形させたときの、与えた構成則と計算結果の比較図を示す。要素の長さは、式(4)で定めた $L=250 \times 18.1=4,525\text{cm}$ である。この図より、せん断ひずみ 250% まで十分な精度があることが分かる。

次に、図-3(b)の解析結果から、T型剛体部の基部の曲げモーメントをアウトプットすることにより、 P - Δ モーメントが正しく導入されているかを調べた。図-6 は、図-3(b)の2本トラスについて基部の曲げモーメントとトラスの伸びをプロットしたもので、実線は有限変形解析結果、点線は微小変形解析結果である。図より $\delta/h_B=0.5$ で微小変形解析および有限変形解析の曲げモーメントはそれぞれ $M_1/Q_d h_B = 2.53$ 、 $M_2/Q_d h_B = 6.84$ である。所が、有限変位理論と微小変位理論による曲げモーメントの間には $M_2 = M_1 + P\delta$ の関係があるので、

表-2 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 (Mpa)	E (Gpa)	ε_y	E_{st} (Gpa)	ε_{st}
S35-35	0.332	0.355	3.74	0.172	1.03	382	208	0.183	5.05	1.12
S35-45	0.334	0.454	3.83	0.140	1.33	396	209	0.190	6.58	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

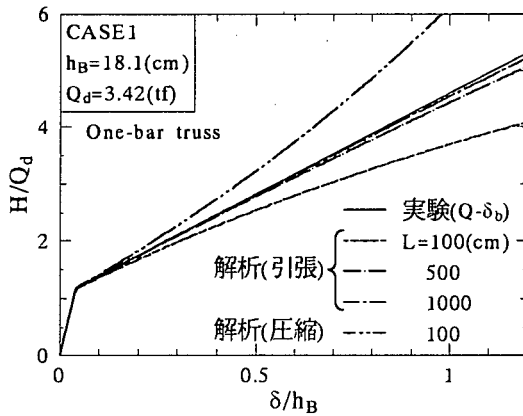


図-4 1本トラスモデルのH-δ関係

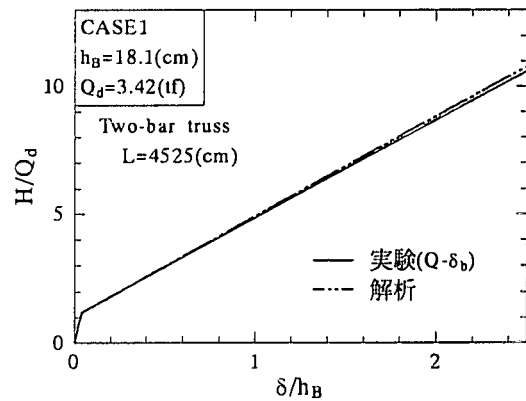


図-5 2本トラスモデルのH-δ関係

$M_2 / Q_d h_B = M_1 / Q_d h_B + (P / Q_d)(\delta / h_B)$
 $= 2.53 + (34.6 / 4.01)(0.5) = 6.84$ となって,
P-Δモーメントの計算が正しく行われていることが分かる。

4. 等価1自由度モデルによる免震橋脚の応答値の推定

(1)概要

文献 2, 3)で示した方法により, 2. の Pushover 解析モデルを介して免震橋脚を等価な 1 自由度系構造物(ESDOF)に置き換え, その弾塑性地震応答解析結果より元の免震橋脚の応答値の推定を行った結果をハイブリッド地震応答実験結果⁴⁾と比較する。

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-2(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-2(c)のようになる。ただし, 慣性力の高さ方向の分布は一定²⁾としている。図-2(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 $\lambda_f M_p / M_u \equiv \lambda_f m$ (ここで, $m = M_p / M_u$) 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。また, 橋脚の質量は上部構造質量に比べ一般に小さいので, $m = M_p / M_u \approx 0.0$ と置いても結果にほとんど影響がない。

解析手法の詳細は文献 1)を参照されたい。

(2)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⁴⁾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

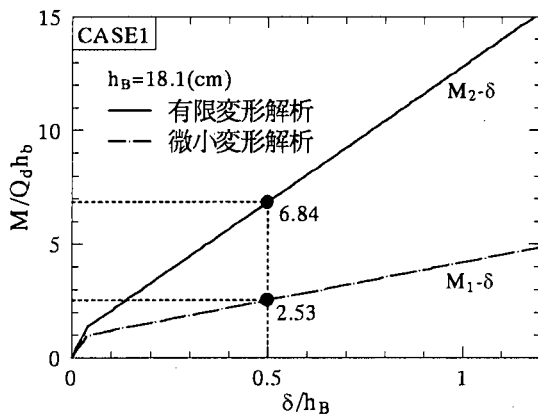


図-6 2本トラスモデルにおける剛体要素基部の曲げモーメント

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-2 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⁴⁾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。

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⁴⁾。

(3) Pushover 解析条件および結果

解析条件

Pushover 解析は、汎用構造解析プログラム ABAQUS を使用した。鋼製橋脚には、はり要素を用い、構成則は文献 7)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)には第2節のモデルを用い、構成則はバイリニア(表-1)を用いた。

Pushover 解析の終局点は橋脚基部に設定した有効破壊長領域⁷⁾($=0.7b$, 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、約0.19%)、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 8)の式を元に計算したものである。

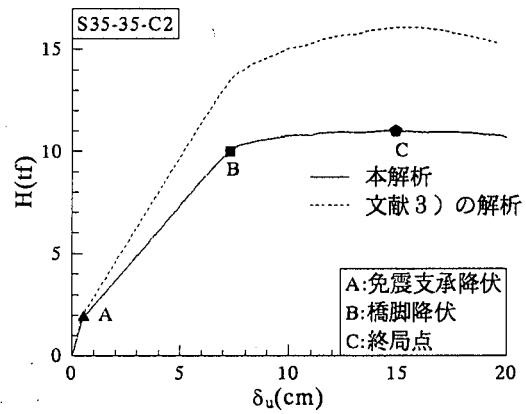


図-7 Pushover 解析結果の比較
(S35-35H-C2)

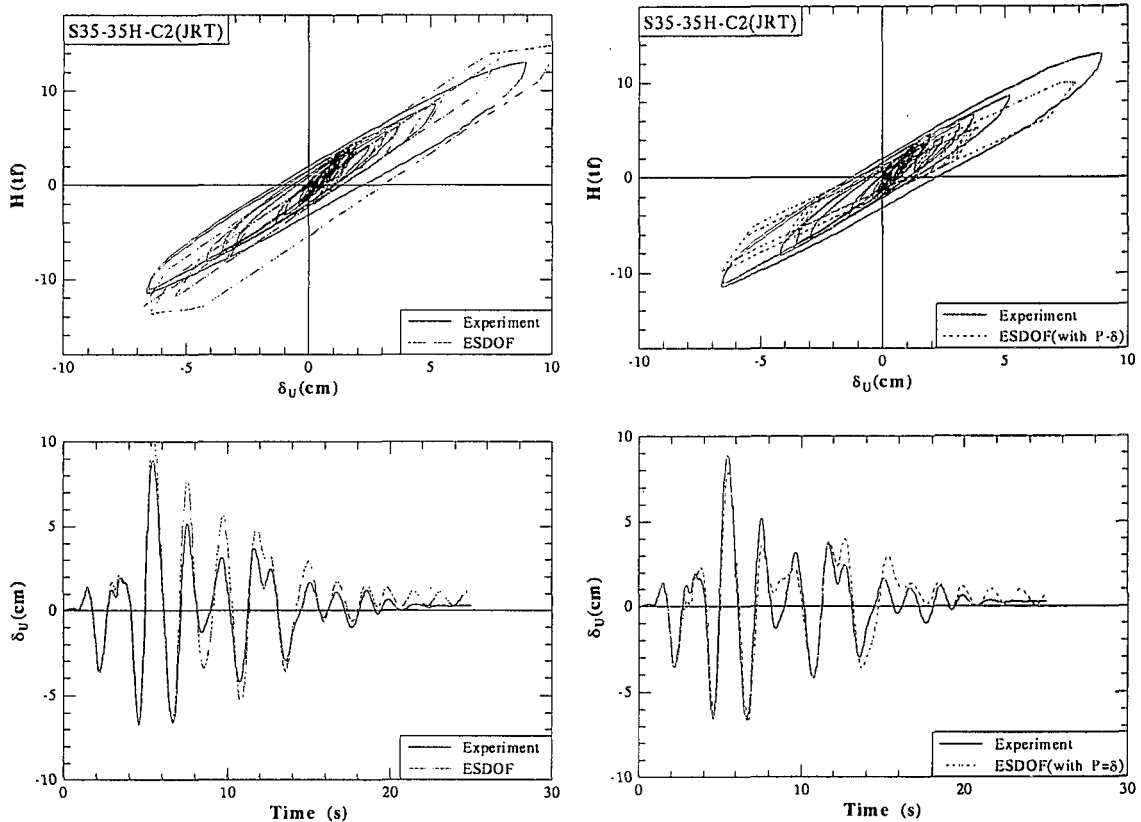
P-Δ効果を考慮しない免震支承モデル解析結果との比較

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) の本モデルによる Pushover 解析結果と免震支承の大変形に起因する P-Δ効果を考慮しない文献 3)の解析結果との比較を示す。図より、1次(弾性)剛性は両モデルで変わらないが、免震支承降伏後の第2分岐線の剛性は新モデルの方が大幅に低下していることがわかる。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が剛性の低下に大きく寄与している。また免震支承の大変形による P-Δ効果については、旧モデルに比べ、第3分岐線(橋脚降伏以降)での新モデルの耐力の低下への影響が大きい。

(4) ハイブリッド地震応答実験結果および旧解析結果³⁾との比較

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 3)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⁴⁾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 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。



(a)旧解析結果

(b)新解析結果

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）

上部構造の最大応答変位 $\delta_{\max, U}$

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。

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 $\delta_{\max, P}$ の推定方法は文献3)に詳述されている。

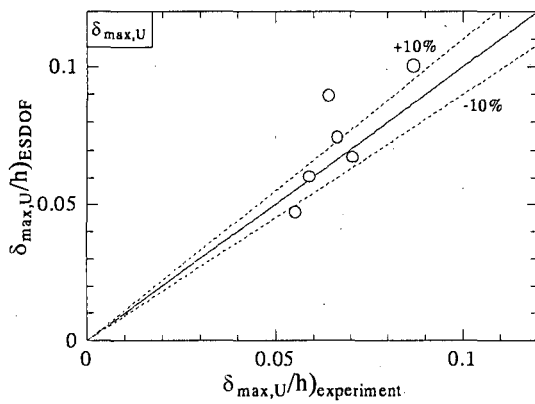
図-10は、計算結果を実験結果および旧モデルによる解析結果と比較したものである。ここで、 δ_y は免震支承がないときの橋脚の降伏変位を表す。この場合も、上部構造の最大応答変位で考察したことがほぼ当てはまる。Pushover解析は静的解析であるが、動的荷重に対しても各部材の塑性化の位置をほぼ正確に予測できるようであり、基本モードが卓越する構造物の動的弾塑性挙動を推定する有力な武器になるものと考えられる。

橋脚頂部の残留変位 $\delta_{R, P}$

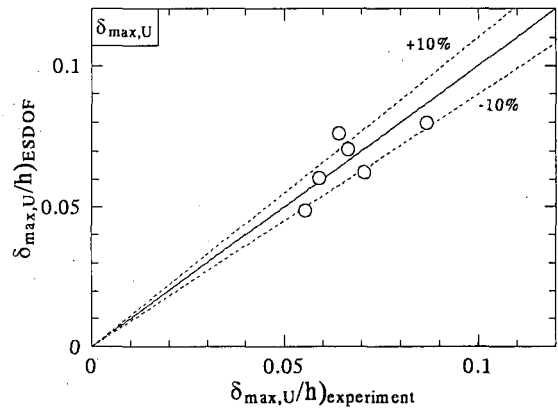
最後に、地震終了後に橋脚に残留する変位 $\delta_{R, P}$ について述べる。前述のように、この量は地震応答解析から直接得られるが、ここでは次式の経験式から推定する²⁾。

$$\frac{\delta_{R, P}}{\delta_y} = 3.37 \tan \left\{ 0.0879 \left(\frac{\delta_{\max, P}}{\delta_y} \right) - 1 \right\} \quad (5)$$

結果を図-10に示す。残留変位の推定は非常に難しく、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(5)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。

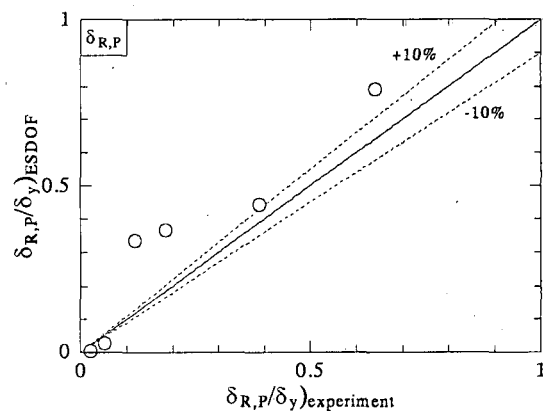
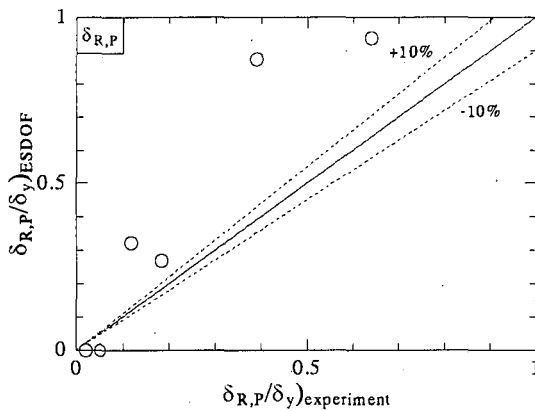
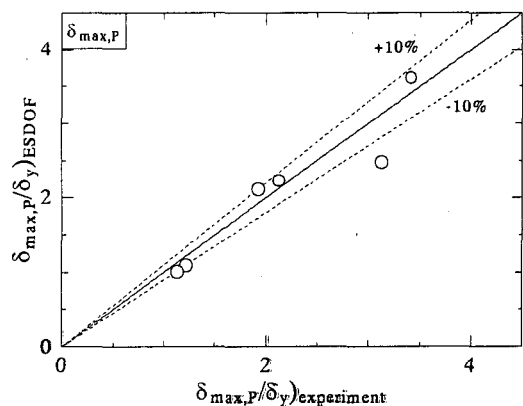
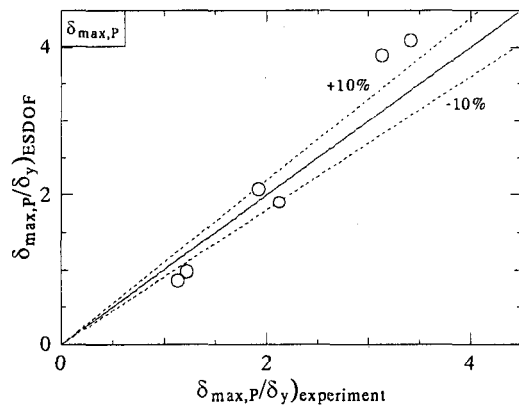


(a) 旧解析結果



(b) 新解析結果

図-9 $\delta_{\max,U}$ の比較



(a) 旧解析結果

(b) 新解析結果

図-10 $\delta_{\max,P}$, $\delta_{R,P}$ の比較

5. 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(MDOF)の弾塑性地震応答量を推定する手法を免震鋼製橋脚に適用する際に問題となる、免震支承の大変形に伴う付加的な P-Δモーメントの簡易解析モデル

を提案し、解析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。P-Δモーメントを考慮していない前論文³⁾の結果に比べ、本モデルによる解析結果はかなりの精度向上が見られることが分かった。

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) 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.
- 4) 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 (土木学会論文集に投稿中).
- 5) 阿部雅人, 吉田純司: 免震支承のモデル化, 構造物の振動制御 (4), 構造工学技術シリーズ No. 7, 土木学会鋼構造委員会, 振動制御小委員会, 1998. 2.
- 6) 宇佐美勉, 清川昇悟, 金田一智章: 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, 構造工学論文集に投稿中.
- 7) 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.
- 8) 葛漢彬, 鄭 沂, 宇佐美勉: Pushover 解析による薄肉土木構造物の耐震性能の統一的評価法, 第 25 回地震工学研究発表会, pp. 805-808, 1999. 7.