

動的解析による免震および非免震鋼製橋脚の 耐震安全性ならびに機能保持性評価

葛西 昭¹，宇佐美 勉²，子林 稔³

¹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）

²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）

³正会員 工修 三菱重工業株式会社 横浜製作所（〒231-8715 神奈川県横浜市中区錦町）

1. 緒言

平成7年1月に起きた兵庫県南部地震は、従来の耐震設計法で想定されていた地震動をはるかに越える大きさであった。そのため同地域における道路橋などの社会基盤施設に甚大な被害を与え、避難路や物資の輸送路として重要な幹線道路の被災が、震災後の人命救助活動・災害復旧活動を大きく遅らせた。

このような背景から耐震設計基準の見直しが各方面から注目されている。震災後、いち早く作成された土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WGの報告書¹⁾（以下、新技術報告書と略称する）では、終局限界状態での安全性の照査とともに機能保持の照査を含めた耐震設計指針を提案している。この中では、鋼製橋脚に対して、ハイダクティリティ性を持たせることや、橋脚基部へ部分的にコンクリートを充填することによって橋脚の耐震性能を向上させる方策が述べられているが、これらの方策のみによって設計指針、特に、機能保持性を満足させることは容易ではない場合もある。そこで、さらに耐震安全性および機能保持性を増大させる方策の確立が強く望まれている。また、同報告書では、橋梁構造物全体の挙動を総合的に考慮することのできる設計法に対する研究課題がまとめられており、より実挙動を捉えられる解析として、構造物—地盤の動的相互作用の影響を考慮した解析を行い、終局耐震設計法に取り入れることが急務であるとしている。

本研究では、まず、橋脚と地盤との連成効果の影響を検証するために、水平1方向にレベル2地震動を受ける単柱式の鋼製橋脚を1質点1自由度系モデルとし、この1自由度系モデルに加えて、杭基礎等の基礎構造物に対して動的地盤ばねを設定したばねモデルでの解析を行う。そして、鋼製橋脚の耐震性能を判断する上で、地盤の考慮が有用であることを示す。さらに、免震支承を設置したものを考慮することによって、耐震安全性および機能保持性を照査する。

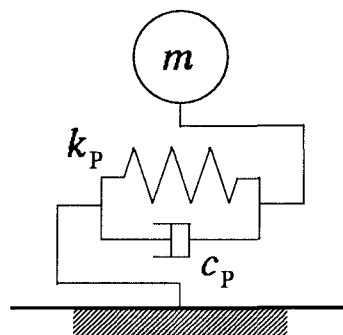


図-1 1自由度モデル（モデル1）

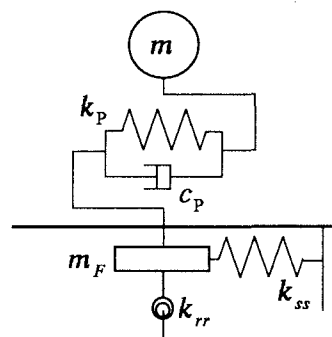


図-2 3自由度モデル（モデル2）

2. 橋脚—地盤の連成解析

本節では、橋脚—地盤の連成解析を行うことにより、地盤との連成を考慮することの有用性を述べ、これまでの地盤との連成を考慮しない解析との関連性について考察を行う。解析を行う際には、2つの解析モデルを用いて、地盤との連成効果の比較・検討を行う。また、汎用構造解析プログラム TDAP III²⁾を用いて解析を行った。

モデル1では、図-1で示されるように、橋脚を上部構造を含めた1自由度の集中質点系に置換したモデルを考える。モデル2では、フーチング、杭などで構成された基礎構造を地盤反力度等を考慮した動的地盤ばねに置換し、これをフーチング底面、つまり杭頭部に配置し、橋脚をモデル1と同様な1自由度の集中質点系とした3自由度モデルを考える（図-2参照）。

表-1 橋脚の設計データ

鋼種	SM490
鋼材の弾性係数 E	206GPa (21,000kgf/mm ²)
鋼材の降伏応力 σ_y	314MPa (32kgf/mm ²)
鋼材のポアソン比 ν	0.3
板厚 t	20mm (フランジ, ウェブ共)
補剛材厚 t_s	20mm (フランジ, ウェブ共)
補剛材幅 b_s	132mm
断面形状	正方形箱形
幅厚比パラメータ R_f	0.35 (断面幅 $b = 1360\text{mm}$)
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.20~0.50
縦方向補剛材本数	3本 (フランジ, ウェブ共)
縦方向補剛材剛比 γ	$3\gamma^*$ 以上 (γ^* =最適補剛材剛比)
ダイヤフラム間隔 l_d	$0.5b$ (b = 断面幅)
軸力比 P/P_y	設計条件式より算定
入力地震動	神戸海洋気象台観測地震波 JR 鷹取駅警報地震計地震波 東神戸大橋観測地震波

表-2 地盤ばね定数

I 種地盤		
並進	k_{ss}	1.26×10^5 (tf/m)
回転	k_{rr}	1.37×10^6 (tf·m/rad)
連成	k_{sr}	-9.00×10^4 (tf/rad)
II 種地盤		
並進	k_{ss}	3.49×10^5 (tf/m)
回転	k_{rr}	6.61×10^6 (tf·m/rad)
連成	k_{sr}	-3.72×10^5 (tf/rad)
III 種地盤		
並進	k_{ss}	1.51×10^5 (tf/m)
回転	k_{rr}	3.30×10^6 (tf·m/rad)
連成	k_{sr}	-2.56×10^5 (tf/rad)

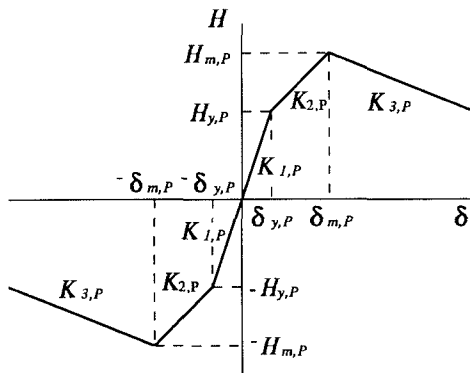


図-3 骨格曲線 (2パラメータモデル)

(1) 入力地震動

入力地震動としては、神戸海洋気象台において記録された地震波 (I 種地盤用), JR 鷹取駅において警報地震計により記録された地震波 (II 種地盤用) 及び東神戸大橋において記録された地震波 (III 種地盤用) を用いることとする。

(2) 解析モデル

上部構造と下部構造躯体の地震時挙動を図-1のように水平1自由度系にモデル化することを想定した場合、ばね及びダンパーで表現する力と変位の関係は、橋脚頂部における水平力 H と水平変位 δ との関係で表される。ここに、図-1において、 m = 集中質量, k_P = 橋脚の剛性, c_P = 減衰係数 である。また、添え字 P は橋脚に対する値であることを示す。

橋脚頂部における水平力は、橋脚が持つ復元力である。本研究では、鋼製橋脚の復元力特性として、名古屋大学で開発された図-3で示される復元力モデル³⁾ (2パラメータモデルと称す) を適用する。この復元力モデルは、補剛箱形断面を有する鋼製橋脚に関して精度良く応答解析を行うことができる。詳細は文献3)を

参照されたい。なお、橋脚部に関しては、両モデルにおいて、この2パラメータモデルを使用する。

対象とする橋脚は、補剛正方形箱形断面橋脚を想定し、設計は震度法設計で行う。なお、地域別補正係数は1.0とした。設計を行う際に用いられる諸パラメータは、幅厚比パラメータ R , 細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ であり、これらは、以下の式によって定義されるものである。

$$R = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

ここに、 n = サブパネル数, σ_y = 降伏応力, E = 弾性係数, ν = ポアソン比, h = 橋脚高さ, r = 断面2次半径 である。

モデル2では、基礎構造を地盤反力度等を考慮した動的地盤ばねに置換して解析を行う。その際の地盤ばね定数の算定は、道路橋示方書IV下部構造編⁴⁾, V耐震設計編⁵⁾に準ずるように行う。地盤ばねを解析モデルに組み込む際には、TDAP IIIに用意されている節点ばね要素を用いる。この要素は、1つの節点に対して、必要な自由度にばねを設定し、支持ばねを模擬する要素である。また、2つの自由度間の連成に対するばね (連成ばね) の考慮も可能である。この節点ばね要素に対し、並進方向と回転方向、及び並進と回転の連成方向のばね定数を入力する。また、この節点に対して、フーチング質量 m_F , フーチングの回転慣性質量 I_F を入力する。ただし、地盤ばねは弾性体として取り扱うこととする。

(3) 解析パラメータ

本解析に使用した橋脚の各種設定パラメータを、表-1に示す。橋脚の固有周期による影響を見るために、細

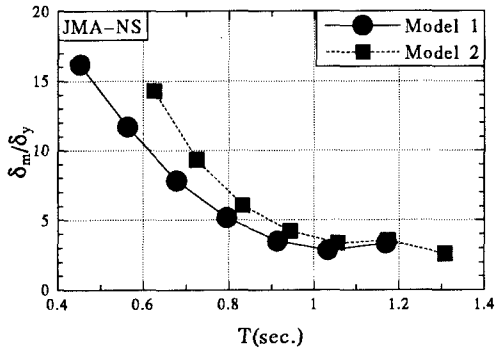


図-4 最大応答変位 (JMA)

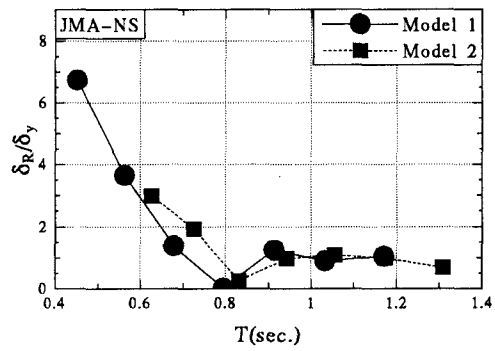


図-5 残留応答変位 (JMA)

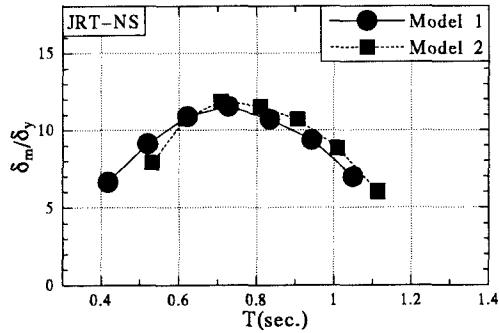


図-6 最大応答変位 (JRT)

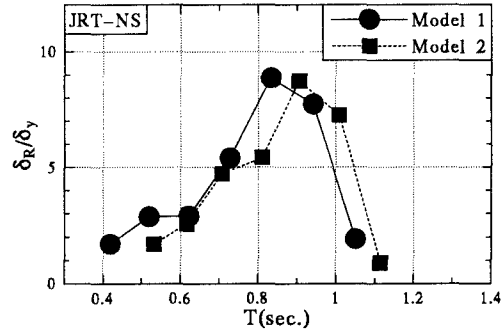


図-7 残留応答変位 (JRT)

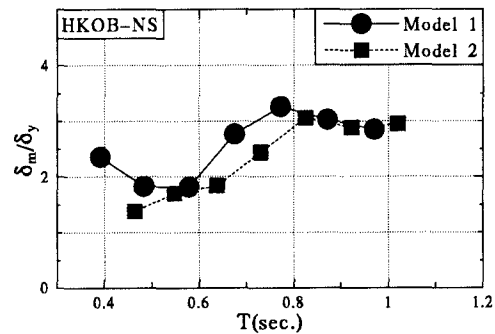


図-8 最大応答変位 (HKOB)

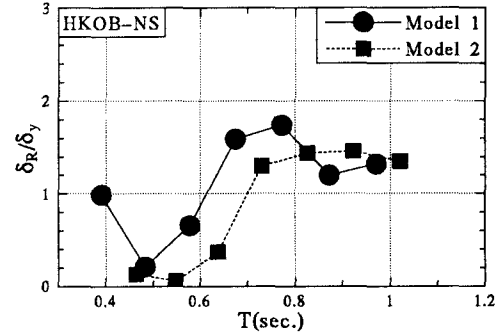


図-9 残留応答変位 (HKOB)

長比パラメータを 0.20 から 0.50 まで変化させて解析を行うこととした。また、モデル2における地盤ばね定数を表-2にまとめる。

減衰定数に関しては、道路橋示方書 V⁵⁾に準拠した値を採用する。すなわち、橋脚部分の減衰定数は 5% とし、基礎構造の減衰定数は 10% とした。

(4) 解析結果

図-4~9 は、細長比パラメータ λ を 0.20 から 0.50 まで 0.05 ずつ変化させて設計した橋脚に対して応答解析を行い、最大応答変位及び残留応答変位をまとめたものである。図-4, 5 は I 種地盤 (神戸海洋気象台観測地震波 (以下, JMA)), 図-6, 7 は II 種地盤 (JR

鷹取駅警報地震計地震波 (以下, JRT)), 図-8, 9 は III 種地盤 (東神戸大橋において記録された地震波 (以下, HKOB)) であり、図-4, 6, 7 は縦軸が橋脚の最大応答変位 δ_m を降伏変位 δ_y で無次元化したものであり、横軸が橋脚の固有周期である。図-5, 7, 9 は縦軸が残留応答変位 δ_R を降伏変位 δ_y で無次元化したものであり、横軸が同じく橋脚の固有周期である。なおモデル2における固有周期は、固有値解析による 1 次モードを呈する固有周期を用いている。いずれの図においても、丸印は地盤との連成効果を考慮しないモデル (モデル1) であり、四角印は連成効果を考慮するモデル (モデル2) である。

図-4, 5 より、例えば、モデル1において固有周期が 0.4 秒程度のものは、モデル2では 0.6 秒程度に長周

表-3 許容損傷度の分類と機能保持限界としての残留変位制限値¹⁾

許容損傷度 (記号)	損傷内容および復旧期間	残留変位制限値
崩壊 (A _S)	車両通過が不可能, 撤去・建て替え必要	$h/100$ 以上
大損傷 (A)	橋の機能消失, 補修 2ヶ月以上必要	$h/100$
中損傷 (B)	緊急車両のみ通行可能, 補修に 2週間から 2ヶ月程度必要	$h/150$
小損傷 (C)	数日以内で復旧可能. または, 補修しながら普通車両通行可能	$h/300$
無損傷 (D)	損傷がほとんど無し. 目視点検後, すぐに通常交通可能	$h/1000$

注) h = 橋脚高さ

表-4 耐震設計法の分類¹⁾

	中地震	海洋型の大地震	内陸型の直下大地震
最重要構造物	D	C	C
重要構造物	D	C	B
普通構造物	D	B	A

注) A~D: 表-3 参照

期化され, 最大応答変位と残留応答変位ともに低減している. これは, 短周期側において顕著であり, 全体として長周期化したことにより, 地震動の卓越周期からはずれることで, 応答値が低減される結果となったことが読みとれる. 特に JMA は短周期において大きな変位を発生させる地震動であり, 長周期化による応答の推移の著しい地震動である. 従って, 長周期化による応答の低減効果が働いたわけである. また, 同図より, モデル全体の固有周期が同一であれば, 応答値にほとんど変化が見られないことも分かる.

また, 同様の解析を地震波が変化した場合について行くと, 図-6, 7より, 例えば, モデル1における固有周期が 0.7s 以下であった橋脚は, 長周期化によって, 最大応答変位, 残留応答変位ともに同等程度であり, 場合によっては若干大きくなるのが分かる. これは, 図-8, 9においても同様の傾向である. 従って, 地盤との連成を考慮した長周期化によって, JMA の時のように必ずしも各応答値が低減するわけではない. ただし, いずれの図においても, モデル全体の固有周期に着目すると, 応答値にほとんど変化は見られない.

以上より, これまで地盤を剛と想定した実験的研究, 解析的研究による最大応答変位, 残留応答変位を用いて, 地盤との連成効果を考慮した各応答変位の推定が可能であることがいえる. すなわち, 地盤との連成を考慮した固有周期をもつ構造物に対する応答値は, 同じ固有周期となるこれまでの地盤を剛と想定した場合の構造物に対する応答値とほぼ等しい.

3. 免震橋脚の耐震安全性

本節では, 鋼製橋脚に対して, 免震支承を設置することにより, 橋脚の耐震安全性や機能保持性の変化を考察する. なお, 解析を行う際には, 前節と同様に地盤との連成効果を考慮するため, 地盤ばねを設置したモデルも解析を行う.

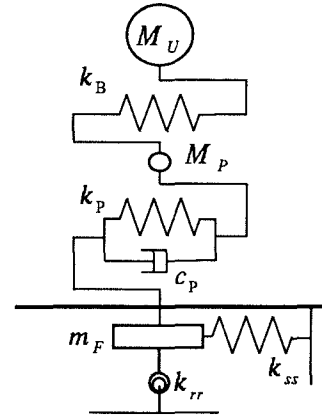


図-10 免震橋脚のモデル

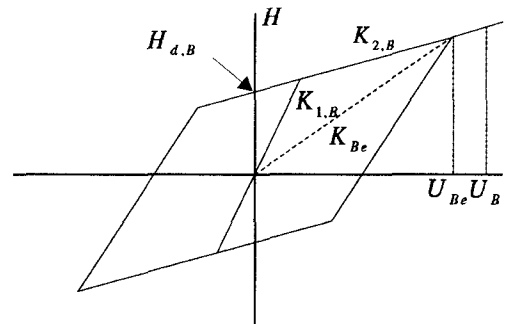


図-11 免震支承の復元力モデル

(1) 性能照査基準

構造設計では, 構造物が保有する性能 (保有性能) が, 入力された外力に対して, 構造物に要求される性能 (要求性能) を上回るように行うことが肝要である. そこで, 性能照査を行うにあたっての各性能の指標を定める.

要求性能としては, 橋脚柱頂部の最大応答水平変位 $\delta_{\max,P}$ および残留変位 $\delta_{R,P}$ を採用する. また, これらに対応する保有性能としては, 終局水平変位 δ_u , 残留変位制限値をそれぞれ指標として採用する. 終局水平変位 δ_u は, 鋼製橋脚の準静的繰返し載荷実験から得られる水平荷重-水平変位曲線の包絡線において, 最大水平荷重 H_m から水平荷重が 95%まで低下した荷重 H_{95} に対応する変位とした. 以下, H_{95} を終局強度 H_u とする. H_{95} を終局強度としたのは, 橋脚の各種パラメータが適切な場合, 最大荷重点到達以降もある程度の粘りがあることから余剰的な耐荷力に期待でき, その粘りを有効に活用するためである.

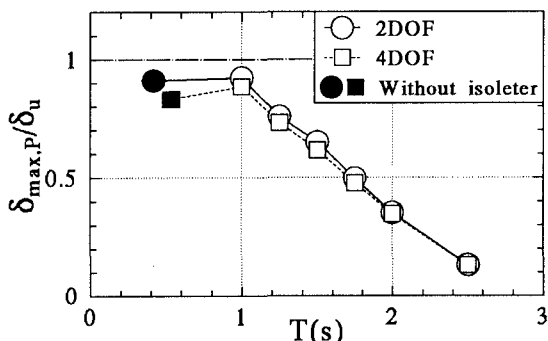


図-12 最大変位損傷度

なお、単柱式鋼製橋脚の保有性能である終局水平変位 δ_u (以下、終局変位と略称する) は、鋼製橋脚については、

$$\frac{\delta_u}{\delta_{y,P}} = 0.0147 \left\{ \left(1 + \frac{P}{P_y} \right) R_f \sqrt{\lambda} \right\}^{-3.5} + 4.20 \quad (3)$$

から算定する。また、残留変位制限値は、新技術報告書¹⁾で提案されている値(表-3、表-4)を用いる。なお、表-4は、構造物の重要度と地震の形態により分類したもので、例えば、最重要構造物で内陸型の直下大地震を想定した場合には、Cランク(小損傷)まで残留変位を抑える必要があることを示している。

(2) 入力地震動

入力地震動としては、道路橋示方書 V 耐震設計編⁵⁾に規定されているレベル2・タイプII地震動の標準加速度応答スペクトルに適合するように調整された地震波を使用した。特に都市域において多く存在するII種地盤をとりあげ、II種地盤用の地震波3波を用いることとした。なお、本節中の地震応答解析結果は、道路橋示方書の規定に従って、地震波3波による応答の平均を示している。

(3) 解析モデル

非免震橋脚は、免震支承の設置されていないモデルであり、前節の解析モデルと同様である。

免震橋脚は、上記の解析モデルに加えて、免震支承をばねで置き換えた図-10に示される解析モデルを用いる。なお、図-10において、 K_P = 橋脚の剛性、 c_P = 橋脚の粘性減衰係数、 K_B = 免震支承の剛性、 M_U = 上部構造物質量、 M_P = 橋脚躯体全質量の30%である。

この解析モデルにおいて、橋脚部分は前述の非免震橋脚と同様であり、基礎構造を考慮するモデルにおいても非免震橋脚と同様に想定する。免震支承部の解析モ

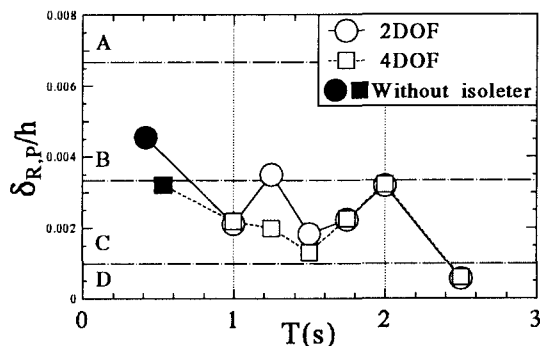


図-13 残留変位損傷度

デルは、免震設計法マニュアル(案)⁶⁾で提案されている鉛プラグ入り積層ゴム支承の復元力モデルを採用する。免震支承の復元力モデルは、図-11に示されるようなバイリニア型のモデルである。なお、図-11において、 $K_{1,B}$ = 免震支承の初期剛性、 $K_{2,B}$ = 免震支承の2次剛性、 K_{Be} = 免震支承の等価剛性、 $H_{d,B}$ = 免震支承の降伏荷重、 U_B = 免震支承の最大応答変位、 U_{Be} = 免震支承の等価最大応答変位である。

免震支承の復元力モデルに必要なパラメータとして、免震支承の降伏荷重 $H_{d,B}$ と等価剛性 K_{Be} がある。 $H_{d,B}$ に関しては、免震支承の履歴吸収エネルギーがほぼ最大となるような降伏荷重を採用し、 K_{Be} に関しては、目標とする固有周期 T を用いて、

$$K_{Be} = \frac{1}{\frac{1}{M_U} \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 - \frac{1}{K_P}} \quad (4)$$

より算定する。上式は M_P が M_U に比べて小さいことから、 M_P に関する項を省略することで得られる。なお、詳細は文献7)を参照されたい。

(4) 解析パラメータ

数値解析で用いた各パラメータの値は、表-1に示されたものを使用する。ただし、細長比パラメータ λ については、0.20のみとする。なお、地盤との連成を考慮しない場合においては、文献7)により、耐震安全性および機能保持性が詳細に述べられているので、詳細は文献7)を参照されたい。免震支承による長周期化は1秒から2秒までを0.25秒刻みで設定する。橋脚は前述の通り、現行道路橋示方書の震度法⁵⁾によって設計する。また、地盤との連成解析を行う際の地盤ばね定数は表-2において、II種地盤のものを使用する。

(5) 解析結果および考察

数値解析結果を図-12、図-13に示す。図-12の横軸は非免震橋脚(図中の黒く塗りつぶされたもの)

に関しては、橋脚の固有周期 $T(s)$ であり、免震橋脚については目標とする固有周期である。ただし、地盤との連成を考慮したモデルに関しては、考慮された固有周期を示している。縦軸は橋脚柱頂部の最大応答変位 $\delta_{\max,P}$ を終局変位 δ_u で除したもの（以下、橋脚の最大変位損傷度）である。この最大変位損傷度は 1.0 以下であれば、橋脚が崩壊せずに安全であることを意味する。また、図-13の縦軸は橋脚柱頂部の残留変位 $\delta_{R,P}$ を柱高さ h で除したもの（以下、橋脚の残留変位損傷度）である。図中の A, B, C は表-3 に示される橋脚の損傷ランクを示す。残留変位損傷度が小さいほど地震後の橋脚が健全である（機能が保持されている）ことを意味する。また、両図とも丸印は地盤との連成を考慮しないモデル、四角印は地盤との連成を考慮したモデルによる解析結果を示している。

図-12により、最大変位損傷度に関しては、免震化を行う必要はなく、橋脚は崩壊することなく安全であることが分かる。ただし、免震化を行うことにより、橋脚の最大変位損傷度は軽減され、より安全になる。また、地盤との連成を考慮しないものと考慮されたものを比べると、非免震橋脚（図-12において黒く塗りつぶされたもの）では、橋脚の最大変位損傷度が、若干軽減されている。ただし、これは前述の通り、必ずしも軽減される傾向にあるわけではないので、特に橋脚の固有周期には注意が必要である。さらに、地盤との連成を考慮したモデルに対して、免震化を行ったものは、地盤との連成効果を考慮しないモデルとほぼ等しい最大変位損傷度を示す。これは、前述の非免震橋脚の場合と同様であり、固有周期についてまとめることによって、応答値にほとんど変化が見られないことに起因する。

図-13により、橋脚の機能保持性が判断できる。非免震橋脚について地盤との連成を考慮しないものと考慮したものを比べると、考慮しないものは、やや残留変位が大きくなり、残留変位損傷度としては B ランクとなる。これに対して、考慮したものは C ランクとなり、最重要構造物で内陸型の直下大地震を想定した場合においても免震化を行わなくても機能保持性を満足することとなる。また、免震橋脚については、最大変位損傷度と同様の傾向が見られ、長周期化を行うに連れて残留変位損傷度は小さくなる。

以上より、免震橋脚においても最大応答変位、残留応答変位はシステムの持つ固有周期に依存することが分かる。従って、文献7)に見られるような地盤との連成を考慮されていない解析モデルによる詳細な検討結果を有効に利用することが可能であろう。

4. 結言

本研究では、鋼製橋脚を 1 自由度モデルで表現したモデルに対して、地盤との連成効果を見るために、地盤ばねを導入し、地盤との連成効果の有用性及び地盤ばね導入による応答性状についての考察を行い、また、免震支承を設置した際の耐震安全性を照査することを目的としていた。

以下に、本研究における結論をまとめる。

1. 地盤の効果を考慮した橋脚の最大応答変位、残留応答変位は、地盤の効果を考慮した橋脚と地盤を剛とした橋脚の固有周期を一致させることによって、地盤を剛とした橋脚の応答値から推定できる。
2. 免震橋脚についても、地盤の効果を考慮した橋脚と地盤を剛とした橋脚の固有周期を一致させることによって、地盤を剛とした橋脚に対する結果から、地盤の効果を考慮した橋脚の耐震安全性、および機能保持性は推定が可能である。

などが、得られた知見である。

なお、本論文では橋脚と地盤との連成効果を弾性の地盤ばねで考慮した。しかし、兵庫県南部地震クラスの地震動では地盤の非線形性が無視できず、特に、残留応答変位を推定する際には地盤の非線形性が影響を及ぼすことが予想される。従って、地盤の非線形性を考慮し、さらに発展した詳細な解析モデルを用いることにより橋梁システム全体の挙動をとらえ、終局耐震設計法に対する一提案を行う必要がある。

参考文献

- [1] 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(主査：宇佐美勉)：鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術，1996.7.
- [2] アーク情報システム(株)：TDA P III 使用手引書バージョン 1.73，1997.1.
- [3] 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/I-37，pp.191-204，1996.10.
- [4] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編)，丸善，1990.2.
- [5] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)，丸善，1996.12.
- [6] 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992.
- [7] 子林稔，宇佐美勉，葛西昭：免震および非免震鋼製橋脚の耐震性能評価，土木学会論文集，投稿中。