

地盤との連成を考慮した鋼製橋脚の激震時挙動の解析

葛西昭*, 河村康文**, 宇佐美勉***

*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)

**学生会員 名古屋大学大学院工学研究科博士課程 (前期課程) (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

***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)

本研究は、鋼製橋脚-基礎-地盤間の一体解析を通じて、橋脚の応答性状に地盤の影響がどの程度存在するのかを検証したものである。特に、地盤部分は等価線形化手法により、地盤の非線形性を簡易に表すことで、検討を行っている。得られた知見としては、橋脚、等価線形化された地盤の固有周期が異なる場合には、橋脚の応答は地盤を考慮しない場合に比べて小さくなり、橋脚、等価線形化された地盤、地震動の周期が近接している場合には、橋脚の最大応答変位、残留変位は、地盤を考慮しない場合に比べて、大きくなることが判明した。

Key Words : Steel bridge pier, Soil-structure interaction, Equi-linearized technique, Elastoplastic seismic response analysis

1. 緒言

鋼製橋脚に限らず、土木構造物は基礎を通じて地盤と連成しており、地震時挙動などのように地盤より外力を受けた場合の挙動を把握するためには、鋼製橋脚-基礎-地盤全体系で行う必要がある。これら一体的な挙動を解明するためには、地盤-構造物の動的相互作用を考慮する必要がある。この動的相互作用に関連した検討は J.P.Wolf¹⁾ によって数々の成果がまとめられている。国内においても、以前より盛んに行われており、例えば、竹宮ら²⁾、若井ら³⁾ など、数多くの研究者が取り組んでいる。特に橋脚に注目した検討をしているものに限定すると、矢部ら^{4),5)}、孫ら^{6),7)}、大塚ら^{8),9)}、永田ら¹⁰⁾、中島ら¹¹⁾ が行っている。

橋脚に注目した検討で見られる多くは、地盤との動的相互作用を地盤ばねで考慮するなどの簡略化が行われており、地盤ばね定数や減衰定数の算定に不確実性がある。大塚らによれば、基礎と上部構造を一体解析する場合、相互作用による逸散減衰の影響が上部構造に与える影響がかなり大きい場合、減衰定数の的確な評価が必要である⁹⁾ としている。

そこで、本研究では、鋼製橋脚の地震時挙動に地盤の変形が及ぼす効果を検討するために、地盤部分を2次元でとらえ、平面ひずみを仮定した要素で表現し、橋脚は2パラメータモデルを復元力モデルにもつばね要素で表現した解析モデルを用いて、鋼製橋脚の地震時挙動が、地盤振動の影響によりどのように変化するかについて、地盤ばねよりもさらに踏み込んだ形で検討を行った。

なお、上記の鋼製橋脚、地盤を一体化した解析を行

う際には、汎用構造解析ソフト TDAP III¹²⁾ を用いて行っている。使用するにあたって、鋼製橋脚の復元力モデルをユーザ非線形モデルとして組み込みを行った。

2. 解析概要

2.1 橋脚のモデル化

橋脚部分の解析モデルは、上部構造-鋼製橋脚の質量を橋脚頂部位置に集中させ、橋脚の剛性をばね定数にもつモデルとした。なお、集中質量 M は、上部構造の質量 M_U と橋脚躯体全質量の30%の値 M_P との和としている。断面形状は、正方形補剛箱形断面を仮定し、初期剛性 K は曲げおよびせん断の影響を考慮した。

鋼製橋脚の復元力モデルは、名古屋大学で開発された2パラメータモデル¹³⁾ を使用する。2パラメータモデルは、鋼製橋脚の繰り返し載荷による除荷域の剛性低下および強度劣化を考慮し、局部座屈および $P-\Delta$ 効果を表した鋼製橋脚の復元力モデルで、図-1に示されるような劣化域剛性を有するトリリニア型の骨格曲線で表される。なお、復元力モデルの詳細については文献13)を参照されたい。

対象とする鋼製橋脚の断面形状を決定する構造パラメータとして、フランジ板の幅厚比パラメータおよび橋脚の細長比パラメータを考える。これらは、次式によって定義される。

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

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

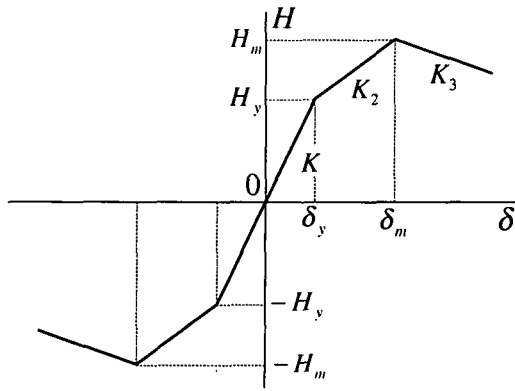


図-1 骨格曲線 (2パラメータモデル)

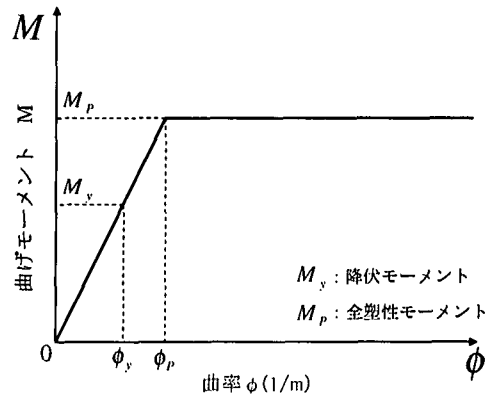


図-2 杭の骨格曲線

ここに、 b = フランジ幅、 t = フランジ厚、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数 (= 4)、 σ_y = 降伏応力、 ν = 鋼材のポアソン比、 r = フランジに平行な主軸に対する橋脚の断面2次半径である。

数値解析を行う上で定めた各種パラメータを表-1に示す。なお、表-1の値をもとに、現行の道路橋示方書¹⁴⁾における震度法によって橋脚の設計を行い、集中質量 M の値を決定する。パラメータの設定に関しては、文献15)に示されるようなハイダクティリティ鋼製橋脚の設計思想に基づいている。ただし、細長比パラメータに関しては、橋脚の固有周期による影響を検討するために、その思想を満たさない領域が存在することに注意されたい。

2.2 基礎のモデル化

本研究では、II種地盤を想定し、基礎形式として杭基礎を仮定する。以下にこれらの概要を示す。

杭基礎は、フーチングを剛体と見なし、杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造としてモデル化する。また、杭体の曲げモーメント-曲率関係は、道路橋示方書を参考に、鋼管杭である場合を想定し、図-2に示されるようなバイリニア型とする。本解析では、材質がSKK400 ($\sigma_y = 2.35 \times 10^8 \text{ N/m}^2$)で、外径 $D = 800 \text{ mm}$ 、板厚 $t = 12 \text{ mm}$ の鋼管杭を使用した。従って、全塑性モーメント $M_p = 1.75 \times 10^4 \text{ (N}\cdot\text{m)}$ 、全塑性モーメント時の曲率 $\phi_p = 3.69 \times 10^{-3} \text{ (1/m)}$ である。また、地盤メッシュモデルでは、2次元解析を行うため、断面積および断面2次モーメントを奥行き方向にある本数分だけ乗じて解析した。杭の配置等は文献16)を参考に定め、本数は19本、長さは12mとした。

2.3 地盤のモデル化

対象とする地盤は、文献16)のII種地盤用に与えられた物性値を用いる。主な物性値を表-2に示す。また、

解析領域は、水平方向に $\pm 30 \text{ (m)}$ 、鉛直方向に 20 (m) とし、奥行き方向に 20 (m) とした。また、地盤要素としては平面ひずみ要素を用いる。メッシュサイズは、基礎の周辺は約 $1 \text{ (m)} \times 1 \text{ (m)}$ とし、側面および底面に広がるにつれてメッシュサイズを大きくした。側面、底面には、逸散波を吸収し反射波の出現を抑える粘性境界を設けた。なお、TDAP IIIでは、側面用として側面粘性境界要素、底面用として底面粘性境界を指定することができる。また、総要素数は469、総節点数は、433となった。

本解析では、地盤材料に対して弾性、等価線形の2種類を考慮して行う。地盤を弾性とする場合は、表-2により、せん断剛性、単位体積重量、ポアソン比を用いる。地盤を等価線形化する場合は、表-2のデータより、文献17)を参考に、せん断剛性-せん断ひずみ関係、減衰定数-せん断ひずみ関係を求め、これらの値から等価線形化手法¹⁸⁾により得られる等価剛性、等価減衰定数を用いる。詳細は後述する。

なお、地盤-基礎の効果を地盤ばねで表現する解析においては、最も簡単なモデルとして3自由度モデルを想定して、地盤の効果を並進方向と回転方向のばねを設定することによってモデル化を行った。地盤ばねモデルのばね定数は、道路橋示方書IV(下部構造編)、V(耐震設計編)に準じて算定する。TDAP IIIでの解析では、地盤ばねに節点ばね要素を用い、弾性ばねとした。なお、ばね定数は、 $K_{ss} = 3.42 \times 10^9 \text{ (N/m)}$ 、 $K_{rr} = 6.48 \times 10^{10} \text{ (N}\cdot\text{m/rad)}$ である¹⁶⁾。

以下では、便宜上、解析モデルに名前を付けて呼ぶこととする。その名称を略図を示しながら説明する。

図-3に示されるモデルは、地盤を固定とした場合の解析モデルであり、鋼製橋脚を上部構造を含めた1自由度系の集中質量系に置換したモデルである。ここに、 M = 上部構造の質量、 K = 橋脚の剛性、 C = 減衰係数である。以下、このモデルを地盤固定モデルと呼ぶ。このモデルは、基礎および地盤との連成効果を考慮しない場合の解析モデルである。

表-1 鋼製橋脚の設定パラメータ

使用鋼種		SM490
弾性係数	E	206 GPa (2.1×10^7 tf/m ²)
ポアソン比	ν	0.30
降伏応力	σ_y	314 MPa (3.2×10^4 tf/m ²)
フランジ厚	t	20 (mm)
補剛材板厚	l_s	20 (mm)
断面形状		正方形補剛箱形断面
幅厚比パラメータ	R_f	0.35 ($b = 1360$ mm)
細長比パラメータ	λ	0.05 刻みで, 0.20 から 0.50 まで
補剛材長さ	b_s	132 (mm)
縦方向補剛材剛比	γ/γ^*	3.0 以上
フランジ板のアスペクト比 ($l_d =$ ダイヤフラム間隔)	l_d/b	0.50

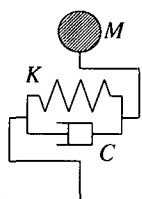


図-3 地盤固定モデル

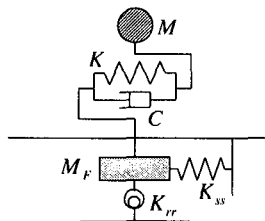


図-4 地盤ばねモデル

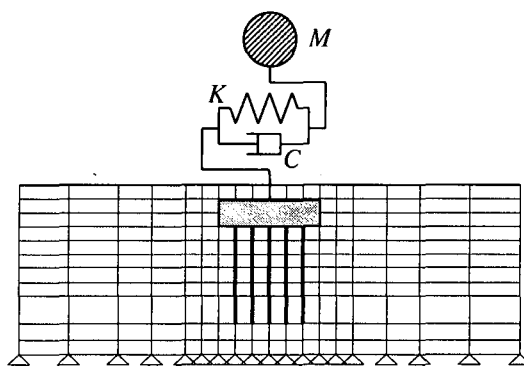


図-5 地盤メッシュモデル

図-4 に示されるモデルは、橋脚は地盤固定モデルと同様とし、地盤の効果を地盤反力度等を考慮した動的地盤ばねとして配置した3自由度系のモデルである。ここに、 $M_F =$ フーチングの質量、 $K_{ss} =$ 地盤の水平方向のばね定数、 $K_{rr} =$ 地盤の回転方向のばね定数である。以下、このモデルを地盤ばねモデルと呼ぶ。このモデルは、地盤の効果を容易に示すことによる簡便な解析モデルである。

図-5 に示されるモデルは、橋脚は地盤固定モデルと同様とし、地盤に対して平面ひずみ要素を用いたモデルである。なお、このモデルに関しては、地盤を構成する要素が弾性的の場合と、非線形性を考慮した等価剛性および等価減衰定数をもつ場合の2つを準備した。前者を弾性地盤メッシュモデル、後者を等価線形地盤メッシュモデルと呼ぶ。

2.4 数値解析手法

数値解析は直接時間積分法によって行い、数値積分法として Newmark の β 法において $\beta=0.25$ の平均加速度法を用いた。時間間隔 Δt は、地盤固定モデル：

$\Delta t = 0.002(\text{sec})$, 地盤ばねモデル： $\Delta t = 0.002(\text{sec})$, 地盤メッシュモデル： $\Delta t = 0.001(\text{sec})$ とした。

減衰定数は、橋脚に対しては0.05、基礎に対して0.10、弾性地盤に対しては0.02とし、等価線形地盤では後述の等価減衰定数を使用する。なお、地盤ばねモデルおよび地盤メッシュモデルは多自由度であるため、減衰マトリクスを必要とするが、これには比例減衰を仮定する。モード減衰定数にはひずみエネルギー比例型を仮定することで算定する。比例減衰マトリクスとしては、高次モードまで考慮するために、式(3)、(4)、(5)を使用してモード比例型の減衰マトリクス $[C]$ を算定する。

$$[\xi] = \begin{bmatrix} 1\xi & & & & & \\ & \ddots & & & & \\ & & n\xi & & & \\ & & & 0 & & \\ & & & & 0 & \\ & 0 & & & & \ddots \\ & & & & & & 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

$${}_s\xi = \frac{2 {}_s h {}_s \omega}{{}_s\phi^T [M] {}_s\phi} \quad (4)$$

$$[C] = [M][\phi][\xi][\phi]^T [M] \quad (5)$$

表-2 地盤データ (II種地盤)¹⁶⁾

	地盤の種類	d (m)	H (m)	平均 N値	c (tf/m ²)	ϕ (度)	γ_s (tf/m ³)	γ_s' (tf/m ³)	V_s (m/s)	G_s (tf/m ²)	ν_s	h
1	粘性土	5.5	5.5	5	3.0	0	1.7	—	171	5070	0.47	0.02
2	粘性土	8.0	2.5	5	3.0	0	1.7	0.8	171	5070	0.47	0.02
3	砂質土	10.5	2.5	10	0.0	27	1.7	0.8	172	5050	0.47	0.02
4	粘性土	13.5	3.0	5	3.0	0	1.7	0.8	171	5070	0.47	0.02
5	砂質土	16.4	2.9	15	0.0	30	1.9	1.0	197	7550	0.47	0.02
6	砂質土	20.0	3.6	50	0.0	40	1.9	1.0	295	16840	0.47	0.02

d = 深度, H = 層厚, c = 粘着力, ϕ = せん断抵抗角, γ_s = 単位体積重量,
 γ_s' = 水中単位体積重量, V_s = S 波速度, G_s = せん断弾性係数,
 ν_s = ポアソン比, h = 減衰定数

ここに, ${}_s h = s$ 次モード減衰定数, ${}_s \omega = s$ 次モードの固有円振動数, $\{ {}_s \phi \} = s$ 次のモードベクトル, $[\phi] =$ モードベクトルからなるモードマトリクスである. なお, 地盤メッシュモデルでは80次までを考慮した.

3. 入力地震動

入力地震動は, 道路橋示方書¹⁴⁾に規定されているレベル2・タイプII地震動に適合するように調整された地震動のうち, II種地盤用地震動3波(FUKIAI-M, JRT-NS-M, JRT-EW-M)を使用する.

これらの地震動は, 地表面における地震加速度であり, 地盤メッシュモデルでは, 地震動を入力すべき深度が地盤固定モデルとは異なるため, それぞれの深度における入力地震動を作成する必要がある. そこで本研究では, 基盤における入力地震動を周波数領域における等価線形化手法¹⁸⁾により推定する. 等価線形化手法としてはSHAKE¹⁹⁾が代表的であるが, 本研究では, 杉戸ら¹⁸⁾によって, 軟弱な地盤かつ地震動のレベルが大きい際のSHAKEにおける問題点が改善された手法を適用した. 地盤を弾性として扱う場合には, 表-2のデータから各層における物性値を求め, 基盤地震動を算出する. 地盤を非線形として扱う場合には, 文献17)に記載された方法で, せん断剛性-せん断ひずみ関係および減衰定数-せん断ひずみ関係を求め, 基盤地震動を算定する. なお, 等価線形地盤メッシュモデルの解析を行う際には, この基盤地震動の算定時に得られた, 有効ひずみ(各層の最大せん断ひずみの65%)に対応するせん断剛性, 減衰定数(等価せん断剛性, 等価減衰定数と呼ぶこととする)を用いる.

4. 各モデルによる応答性状の違い

4.1 短周期橋脚 ($\bar{\lambda} = 0.20$) の場合

図-6は, 幅厚比パラメータ $R_f = 0.35$, 細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.20$, 入力地震動をJRT-NS-Mとした解析結果について, 変位応答時刻歴と水平荷重-水平変位

関係を示したものである. (a), (c), (e), (g)は橋脚頂部の橋脚基部に対する相対的な水平変位の応答の時刻歴を示し, (b), (d), (f), (h)は, 橋脚頂部における水平荷重-水平変位関係を描いたものである. また, 上から順に地盤固定モデル, 地盤ばねモデル, 弾性地盤メッシュモデル, 等価線形地盤メッシュモデルによる解析結果を示す. なお, 応答時刻歴については, 縦軸を橋脚の降伏変位で, 水平荷重-水平変位関係については, 縦軸を橋脚の降伏荷重, 横軸を橋脚の降伏変位で, それぞれ無次元化されている.

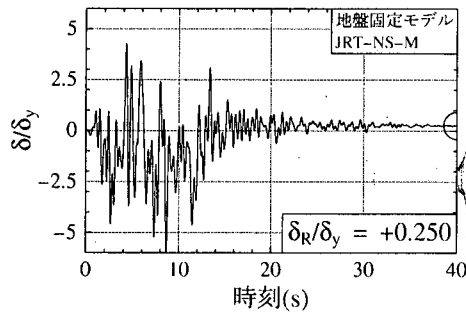
これらの図より, 等価線形地盤メッシュモデルを除いて, 目立った差異は確認できないことが分かる. 若干, 弾性地盤メッシュモデルの応答値が地盤固定モデル, 地盤ばねモデルに比べて大きくなっている. これは, 地盤の減衰定数を2%としたためである. 逆に等価線形地盤メッシュモデルでは, 地盤の減衰定数も弾性に比べて大きいため, 応答値がかなり小さくなっている.

4.2 長周期橋脚 ($\bar{\lambda} = 0.50$) の場合

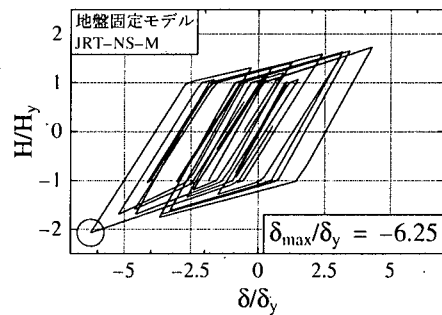
前節では, $\bar{\lambda} = 0.20$ と, やや短周期である鋼製橋脚について検討した. ここでは, やや長周期となる鋼製橋脚を想定し, 等価線形化された地盤の固有周期と橋脚の固有周期が一致する際について検討する.

図-7は, 幅厚比パラメータ $R_f = 0.35$, 細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.50$, 入力地震動をFUKIAI-Mとした解析結果についてまとめたものであり, 図の並びおよび無次元化については図-6と同様である.

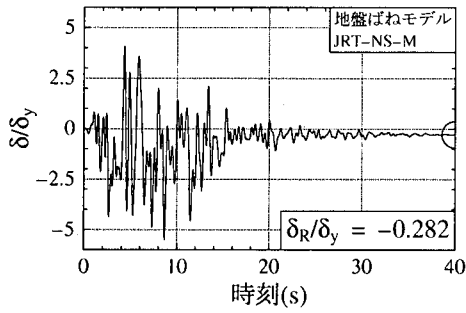
前節と同様, 地盤固定モデル, 地盤ばねモデルおよび弾性地盤メッシュモデルにおける橋脚頂部の水平変位時刻歴は, 同様の傾向を示しており, 弾性地盤メッシュモデルが若干大きな応答を示している. これに対して, 等価線形地盤メッシュモデルによる解析結果は, 前節までの結果とは異なり, 他のモデルに比べて大きな応答を示している.



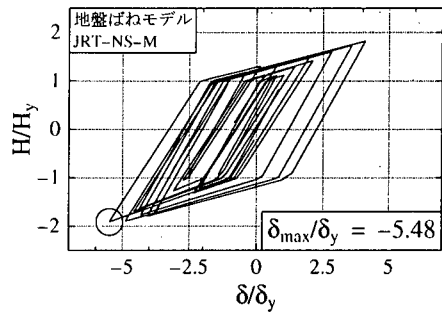
(a) 地盤固定モデル (応答時刻歴)



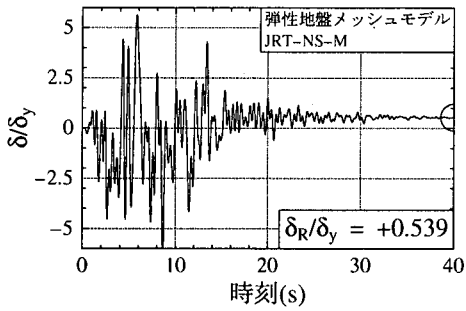
(b) 地盤固定モデル (復元カループ)



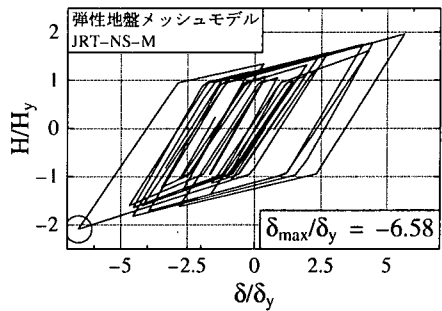
(c) 地盤ばねモデル (応答時刻歴)



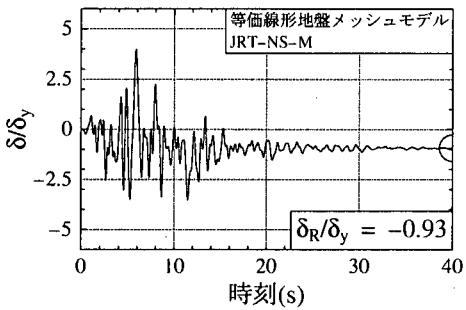
(d) 地盤ばねモデル (復元カループ)



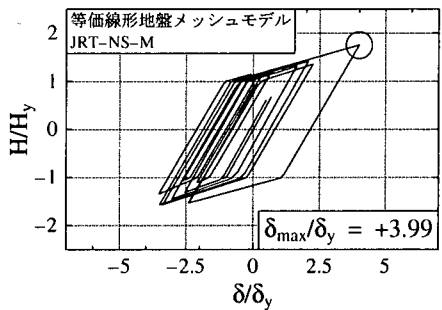
(e) 弾性地盤メッシュモデル (応答時刻歴)



(f) 弾性地盤メッシュモデル (復元カループ)



(g) 等価線形地盤メッシュモデル (応答時刻歴)



(h) 等価線形地盤メッシュモデル (復元カループ)

図一 6 橋脚の水平変位時刻歴および水平荷重-水平変位関係 ($\bar{\lambda} = 0.20$)

4.3 モード減衰定数

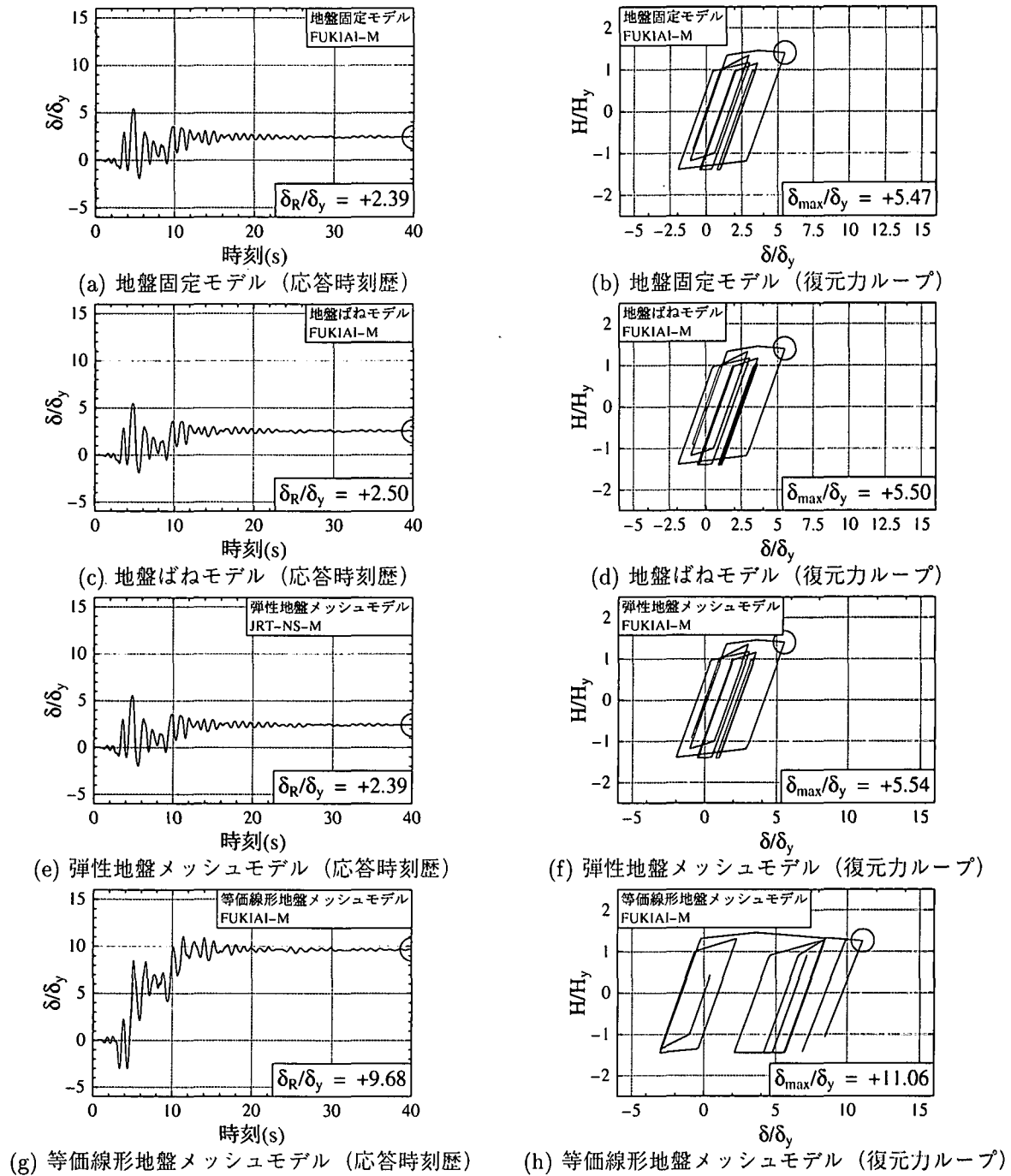
上記の短周期側と長周期側の橋脚について等価線形地盤メッシュモデルの応答の傾向が異なることをモード減衰定数から考察する。

表一 3 は、各解析モデルにおけるモード解析結果のうち、周期とモード減衰定数について示したものである。なお、参考のために地盤のみのモード解析を行った際の結果も載せており、 $\bar{\lambda} = 0.20$ と $\bar{\lambda} = 0.50$ の場合について示した。

どちらの橋脚においても、等価線形地盤メッシュモデルにおける第 1 次モードの固有周期は、1.09 秒程度

である。ただし、モード減衰定数は、 $\bar{\lambda} = 0.50$ の場合には、0.081 と小さい。これは、橋脚部の変形が卓越的なモードがでていたことを示している。 $\bar{\lambda} = 0.20$ の場合には、このような減衰定数の小さいモードは、第 4 次に出現する。すなわち、 $\bar{\lambda} = 0.20$ の場合の主要なモードは地盤の変形が卓越的なモードと考えられる。

長周期側の橋脚は、第 1 次モードが橋脚の変形に集中しているため、地震動の入力エネルギーを橋脚が吸収すべき割合が高くなり、応答値が他の 3 モデルよりも大きくなったと言える。すなわち、橋脚の固有周期と等価線形化された地盤の固有周期が一致する場合には、共振現象の効果により、橋脚の応答値が大きくなる。



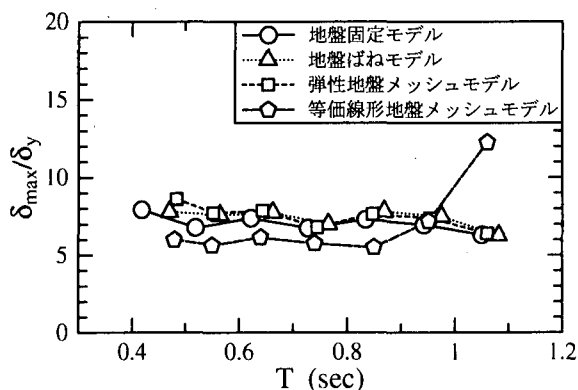
図一 7 橋脚の水平変位時刻歴および水平荷重-水平変位関係 ($\bar{\lambda} = 0.50$)

4.4 地震動 3 波による変位応答スペクトル

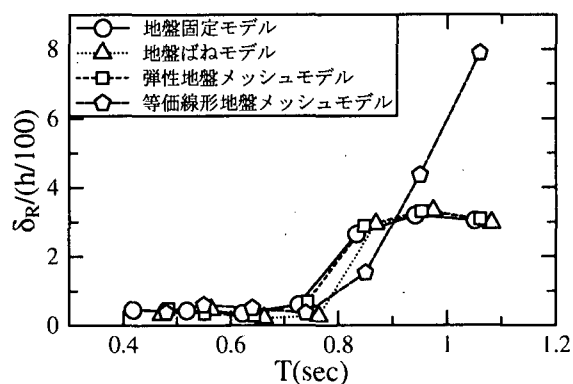
前節まででは、やや短周期側の橋脚と、やや長周期側の橋脚に対する応答についてとりまとめた。そこで、ここでは橋脚の細長比パラメータを種々に設定することで、橋脚の固有周期に変化を与え、変位応答スペクトルとしてまとめる。

図一 8 は、各地震動 (FUKIAI-M, JRT-EW-M, JRT-NS-M) を入力した際の、橋脚の最大応答変位および残留応答変位をもとに、変位応答スペクトルを描いたものである。(a) は最大応答変位スペクトルを示し、縦軸は橋脚の最大応答変位を橋脚の降伏変位で無次元化し、

横軸は系の固有周期としている。ただし、等価線形地盤メッシュモデルにおいては、系の固有周期として第 1 次モードを選択すると、前述の通り地盤の固有周期付近に密集するため、ここでは、弾性地盤メッシュモデルの第 1 次モードの周期を選んだ。また、(b) は残留変位スペクトルを示し、縦軸は橋脚の残留応答変位を橋脚の高さの 100 分の 1 で無次元化し、横軸は (a) と同様とした。なお、各モデルによる応答スペクトルは、地震動 3 波による結果の平均値を示している。これは、各地震動の際だった特徴を平均化して耐震性を判断するためであり、道示¹⁴⁾の記述に従っている。



(a) 最大応答変位—固有周期



(b) 残留応答変位—固有周期

図—8 変位応答スペクトル (II種地盤)

表—3 各次モードにおける固有周期および減衰定数

モード次数		1	2	3	4	5		
地盤のみ	弾性地盤	固有周期 (sec)	0.424	0.387	0.387	0.270	0.203	
		減衰定数	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	
	等価線形地盤	固有周期 (sec)	1.150	1.090	1.090	0.469	0.441	
		減衰定数	0.253	0.259	0.259	0.187	0.204	
地盤 + 橋脚 (\$\bar{\lambda} = 0.20\$)	地盤固定	固有周期 (sec)	0.418					
		減衰定数	0.050					
	地盤ばね	固有周期 (sec)	0.471	0.109	0.108			
		減衰定数	0.061	0.100	0.000			
	弾性地盤	固有周期 (sec)	0.463	0.374	0.374	0.359	0.225	
		減衰定数	0.037	0.020	0.020	0.031	0.020	
	等価線形地盤	固有周期 (sec)	1.086	1.086	0.940	0.416	0.406	
		減衰定数	0.259	0.259	0.184	0.065	0.181	
	地盤 + 橋脚 (\$\bar{\lambda} = 0.50\$)	地盤固定	固有周期 (sec)	1.050				
			減衰定数	0.050				
地盤ばね		固有周期 (sec)	1.080	0.109	0.102			
		減衰定数	0.053	0.100	0.000			
弾性地盤		固有周期 (sec)	1.055	0.390	0.374	0.373	0.225	
		減衰定数	0.050	0.019	0.020	0.020	0.020	
等価線形地盤		固有周期 (sec)	1.099	1.086	1.085	0.867	0.409	
		減衰定数	0.081	0.259	0.257	0.158	0.181	

図—8により、地盤固定モデル、地盤ばねモデル、弾性地盤メッシュモデルの3モデルは、ほぼ同じような値をとる。このことは、最大応答変位、残留応答変位の両方について言える。すなわち、地盤を弾性として取り扱う範囲内であれば、地盤固定モデルの応答値は、地盤との連成を考慮しても、大きな変化がない。

一方、等価線形地盤メッシュモデルは、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が0.20~0.40 ($T = 0.42s \sim 0.83s$) のとき、他の3モデルよりも最大応答変位が小さくなっている。残留変位に関しては、最大応答変位ほどの明確な差異は確認できないものの、小さくなっている。これは、前節までの考察の通り、橋脚の固有周期と等価線形化された地盤との固有周期が離れているためである。また、 $\bar{\lambda}$ が0.45~0.50 ($T = 0.94s \sim 1.05s$) のときは、他の3モデルに比べて大きな応答を示している。特に、残留変位に関しては、非常に大きな応答を示している。

5. 結言

本研究は、鋼製橋脚—基礎—地盤の連成効果を調べるために、地盤固定モデル、地盤ばねモデル、弾性地盤メッシュモデル、等価線形地盤メッシュモデルの4つのタイプの解析モデルを準備し、弾塑性地震応答解析から、地震時挙動の違いを検討した。等価線形地盤メッシュモデルでは、等価線形化手法¹⁸⁾を用いて地盤の物性値を算定した。以下に、本研究で得られた結果をまとめる。

- ① 地盤固定モデル、地盤ばねモデルにおける橋脚の応答は、目立った差異は確認できない。
- ② 弾性地盤メッシュモデルでは、地盤固定モデルに比べて若干橋脚の応答値が大きくなった。これは地盤部の減衰定数が過小に評価されている可能性がある。
- ③ 等価線形地盤メッシュモデルは、細長比パラメー

タ $\bar{\lambda} = 0.50$ ($T = 1.05s$) の場合を除き、地盤固定モデルよりも応答値が小さくなった。これは、橋脚と地盤の固有周期が一致せず、主要な振動モードが地盤部に集中していたためである。

- ④ 等価線形地盤メッシュモデルは、細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.50$ ($T = 1.05s$) の場合、地盤固定モデルよりも応答値が大きくなる。これは、橋脚の固有周期と地盤の固有周期が一致したことにより、主要な振動モードが橋脚部に集中したためである。

参考文献

- 1) Wolf, J. P.: Soil-structure-interaction analysis in time domain, Prentice-Hall, Inc., 1988.
- 2) 竹宮宏和, 祐保芳樹: 直接時間領域 BEM による地盤と構造物の動的相互作用場の波動論的考察, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.237-245, 1995.10.
- 3) 若井明彦, 鶴飼恵三, 松田哲夫: 動的弾塑性 FEM による地盤-橋梁系の地震時挙動予測, 第 2 回都市直下地震災害総合シンポジウム, pp.265-268, 1997.
- 4) 矢部正明, 川島一彦: 降伏耐力比に着目した杭基礎の損傷度に関する検討, 第 2 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.47-54, 1998.12.
- 5) 矢部正明, 川島一彦: 橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.51-68, 1999.7.
- 6) 孫利民, 林秀侃, 幸左賢二, 後藤洋三, 大内一: 非線形地震応答解析による RC 単柱橋脚の被災要因分析, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.679-688, 1998.3.
- 7) 孫利民, 後藤洋三: 杭基礎を有する RC 橋脚の非線形地震応答解析, 土木学会, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.837-840, 1999.7.
- 8) 大塚久哲, 高野道直, 田島寛之, 川野亮: 道路橋橋脚の動的解析における基礎の減衰定数に関する考察, 土木学会地震工学委員会, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.901-904, 1999.7.
- 9) 岩上憲一, 大塚久哲, 久納淳司: 地盤と構造物の動的相互作用を考慮した杭基礎の耐震設計法に関する研究, 土木学会地震工学委員会, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.521-524, 1999.7.
- 10) 永田和寿, 渡邊英一, 杉浦邦征: 基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.593-602, 1996.3.
- 11) 中島章典, 金丸和稔, 土岐浩之: 橋脚-基礎地盤系の地震時における減衰性状について, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.763-770, 1999.3.
- 12) (株) アーク情報システム: TDAP III 理論説明書 Ver.1.73, 1997 年 1 月.
- 13) 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.
- 14) 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.
- 15) 宇佐美勉ら: ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.207-218, 1998.4.
- 16) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3.
- 17) 建設省土木研究所・地震防災部振動研究室: 地盤の地震時応答特性の数値解析 - SHAKE:DESRA -, 土研資料第 1778 号, 1982.2.
- 18) 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫: 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析に関する一考察, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.49-58, 1994.6.
- 19) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B.: SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC 72-12, University of California Berkeley, 1972.

(1999 年 11 月 19 日 受付)

AN ANALYSIS ON SEISMIC RESPONSE OF STEEL BRIDGE PIERS CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Akira KASAI, Yasufumi KAWAMURA and Tsutomu USAMI

The present study is aimed at grasping the seismic response of steel bridges by considering soil-structure interaction. For this purpose, by using comprehensive hysteresis model for steel bridge piers developed at Nagoya University, four analytical models for estimating the influences of soil-structure interaction are prepared. Still, the soil part is modeled using the plane strain elements, and the physical parameters are calculated by equi-linearized technique. As a result, the seismic responses of the steel bridge piers using the proposed model are larger those of analyses ignoring the effects of the soil, when the natural period of the steel bridge pier is close to the natural period of the soil which is calculated from the physical property by equi-linearized technique.