

地盤と橋脚の固有周期の関係を考慮した相互作用バネと減衰モデルの検討

Examination of Interaction Spring and Damping Model Considering Relationship between Natural Period of Ground and Bridge Pier

岡田佳久*・小川好**

Yoshihisa Okada, and Yoshimi Ogawa

*正会員 博(工) 東京都水道局 研修・開発センター (〒158-0085 東京都世田谷区玉川田園調布 1-19-1)

**正会員 博(工) 東京都建設局 土木技術支援・人材育成センター (〒136-0075 東京都江東区新砂 1-9-15)

To evaluate earthquake-resisting capacity of existing bridges located in Tokyo, it is necessary to conduct seismic analysis by taking account of dynamic interaction between foundation and surrounding ground, while natural period of ground and pier are grasped. In this paper, interaction spring and damping model considering relationship between natural period of ground and pier are proposed, and it is verified by using dynamic centrifugal model test and the nonlinear dynamic analysis of two-dimensional finite element method in level 2 earthquake motion. As the result, it is verified that the response of pier behaviors of the test and the analysis can be well corresponded, the interaction spring and damping model considering the relationship between natural period of ground and pier is suitable for the purpose.

Key Words: interaction spring, damping model, natural period

1. はじめに

構造物の地震時の応答を精度良く評価するためには、地盤と基礎間の動的相互作用を考慮しなければならない。また、この動的相互作用には地盤と構造物の固有周期の関係が影響することが報告^{例えば1),2)}されている。

東京都内の地盤は、東部から西部へ沖積低地、台地、丘陵地、山地と形態を異にしている。一方、東京都の管理する橋梁は約 1200 橋あり、これらの橋梁は多様な地形・地盤に対応したさまざまな規模や形式のものが点在している。したがって、これら既設橋梁の耐震性を評価するためには、地盤と橋脚の固有周期を把握するとともに、地盤と基礎間の動的相互作用の影響を適切に考慮した動的解析モデルが必要である。

道路橋示方書³⁾では、地盤と基礎の動的相互作用の影響を、地盤と基礎間のバネ(以下、相互作用バネ)と減衰定数により与えている。相互作用バネは線形であり、その値は地盤と基礎の物性値から算出するものである。減衰定数は弾性域にある場合(0.1~0.3)、非線形領域に入る場合(0.2~0.4)に分けられ、その設定は設計者に委ねられている。また、道路橋示方書による相互作用バネの設定方法が、レベル 2 地震動クラスの大地震時に適切であるかは不明である。一方、鉄道分野の設計実務においては、動的相互作用の影響を考慮した最も簡易な方法として、1 自由度質点系モデルによる非線形応答スペクトル⁴⁾が使用されている。室野ら⁵⁾は、この非線形応答スペクトル法の適用性を明確にすることを目的に、詳細な解析モデルとの比較により検

討をおこない、その有用性が報告されている。

以上のことから、相互作用バネと減衰の特性を適切にモデル化した 1 自由度質点系モデル(以下、1 質点系 SR モデル)は、レベル 2 地震動時の既設道路橋の耐震性の簡易評価手法として有用であると考えられる。

本論では、地盤と橋脚の固有周期の関係を考慮した相互作用バネと減衰モデルを提案し、レベル 2 地震動クラスで適用可能な動的遠心載荷実験、および 2 次元有限要素法(以下、2 次元 FEM)を用いた動的非線形解析により検証する。はじめに、東京都の低地部で多く採用されている杭基礎を有する橋脚を対象に、固有周期の異なる橋脚 2 橋をせん断土槽内に設置し、入力地震動の加速度レベルを変化させた実験をおこない、地盤の振動特性および地盤-杭-橋脚系の伝達関数の変動について考察した。次に、実験から求めた地盤-杭-橋脚系の 1 次固有振動数と最大増幅率から相互作用バネ定数と減衰定数を算出し、地盤と橋脚の固有周期の関係を考慮した相互作用バネと減衰のモデル化をおこない、その妥当性を実験結果から確認した。最後に、実験では杭基礎が降伏しなかったため、2 次元 FEM 解析により杭基礎を非線形化させ、実験から提案した相互作用バネと減衰モデルの妥当性について検証した。

2. 固有周期の異なる橋脚の動的遠心載荷実験

2.1 動的遠心載荷実験の概要

動的遠心載荷実験は遠心重力を発生させる回転装置と、入力地震動を再現する遠心振動台で構成されたものを使

表-1 解析および実験対象とした地盤物性値

各層	仕様	層厚 m	相対密度 %	γ t/m ³	V_s m/sec	ν	R-Oモデル	
							G_0 (kN/m ²)	h_{max}
表層	7号ケイ砂	10.2	60	1.4	158	0.33	7555	0.23
下部層	4号ケイ砂	19.8	90	1.49	210		8041	0.24

表-2 杭基礎形式橋脚の物性値

部材		モデル共通			モデル-1	モデル-2
		L(m)	A(m ²)	EI(kN・m ²)	W(kN)	
橋脚	模型	0.167	1.079 × 10 ⁻³	3.192	-	-
	プロトタイプ	10.02	3.884	4.137 × 10 ⁷	-	-
杭	模型	0.463	3.140 × 10 ⁻⁴	0.204	-	-
	プロトタイプ	27.78	1.130	2.644 × 10 ⁶	-	-
フーチング	模型	0.037	5.254 × 10 ⁻³	-	-	-
	プロトタイプ	2.220	18.91	-	-	-
上部工	模型	-	-	-	0.026	0.056
	プロトタイプ	-	-	-	5616	12096

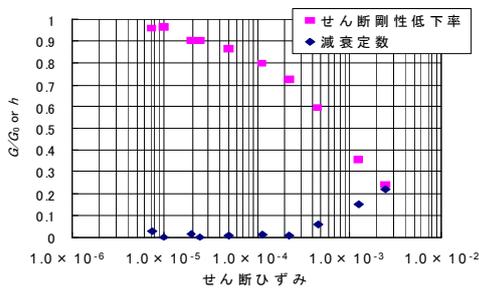


図-1 表層地盤の $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係

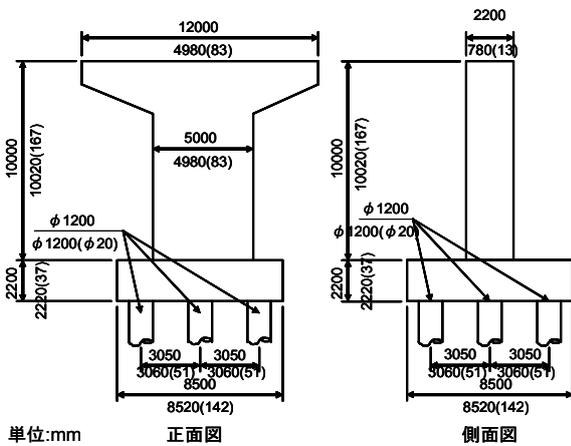


図-2 解析および実験対象とした杭基礎形式の橋脚

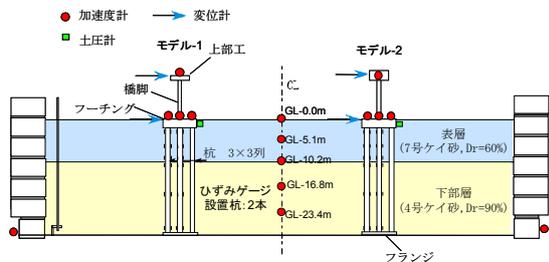


図-3 杭基礎形式の橋脚モデルと計測機器の配置

用した。回転装置の回転半径は 7.0m であり、最大搭載質量は 7ton である。また、振動台の搭載寸法は長さ 2.2m、幅 1.07m であり、加振方向は水平一方向で、加振方式は電気

油圧式アクチュエータを採用し、デジタル制御によって 20~200Hz の応答特性を確保した。

地盤は、表層にゆるい砂層、下部層に比較的しまった砂層の 2 層とし、その層厚および地盤物性値を表-1 に示す。実験では、表-1 に示した層厚を相似則に基づき作製した。表中の γ (t/m³)は単位体積質量、 V_s (m/sec)は地盤の S 波速度、 ν はポアソン比、 G_0 (kN/m²)は初期せん断剛性率、 h_{max} は最大減衰定数を表している。ここで、 γ は実験値、 V_s は文献⁶⁾を参考に平均有効応力との関係から導いた値、 ν は静止土圧係数を 0.5 と仮定した計算値である。また、後述する 2 次元 FEM 解析と 1 次元地盤応答解析で使用する修正 Ramberg-Osgood モデル⁷⁾に必要な G_0 と h_{max} は、図-1 に示した動的変形特性試験の実験結果に良く対応するように試行錯誤して求めた値である。

一方、杭基礎形式の橋脚は 2 モデルを作製した。2 つのモデルは、道路橋示方書³⁾を参考に橋脚の曲げ変形を求め、フーチング固定時の橋脚の固有周期が異なるように、上部工重量を調整して製作した。1 つは地盤の一次固有周期よりも短い固有周期 0.5sec(2Hz)の構造(以下、モデル-1)、もう一方は長い固有周期 0.78sec(1.28Hz)の構造(以下、モデル-2)とした。また、両モデルの橋脚と杭基礎は同一であり、道路橋の耐震設計に関する資料⁸⁾に示されている図-2 を参考にモデル化した。ここで、図の寸法線の上側に示している値は参考資料⁸⁾の寸法を示している。寸法線の下側に示している値は、解析および実験で使用したプロトタイプの寸法およびカッコ内は実験モデルの寸法である。本論では今後、特に断りが無い限り、物性値他すべてをプロトタイプで記述する。

以上、2 つのモデルの物性値を表-2 に示す。表中の L (m) は高さおよび長さ、 A (m²)は断面積、 I (m⁴)は断面 2 次モーメント、 E (kN/m²)はヤング率、 W (kN)は上部工重量を表している。また、実験で使用したモデルは、橋脚と基礎は鋼製、杭はアルミニウム製で模型化した。2 つの杭基礎形式の橋脚の模型および計測機器は図-3 に示すとおりに配置した。

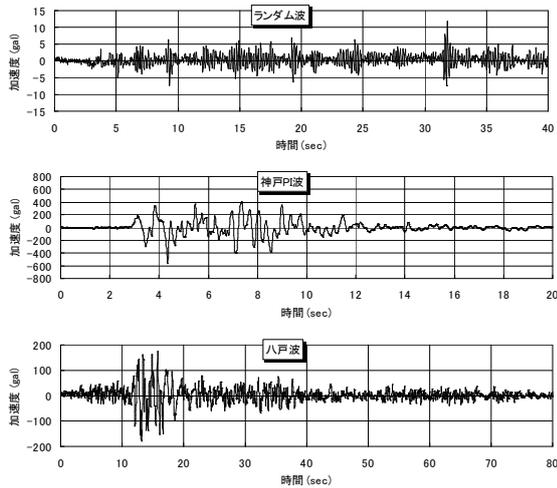


図-4 解析および実験に用いた基盤入力地震動

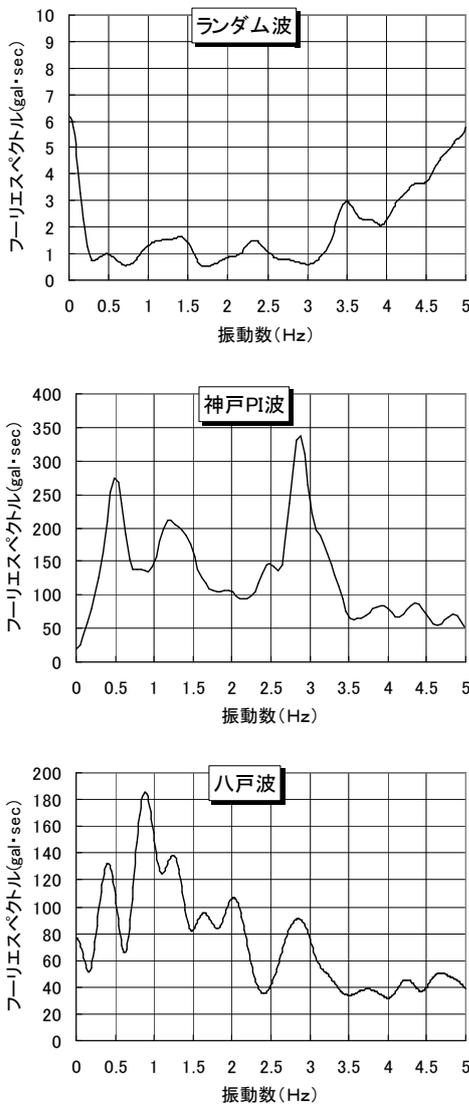


図-5 基盤入力地震動のフーリエスペクトル

2.2 せん断土槽への入力地震動

入力地震動(以下、基盤入力地震動と呼ぶ)は図-4に示すランダム波、1995年兵庫県南部地震に神戸ポートアイラ

表-3 入力地震動の絶対値の最大加速度

基盤入力	最大値(gal)
ランダム波	12
神戸PI-1波	94
神戸PI-2波	171
神戸PI-3波	519
八戸-1波	123
八戸-2波	189

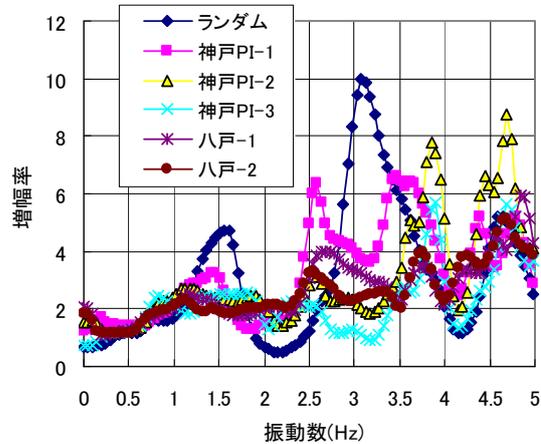


図-6 入力地震動の加速度レベルともなう地盤の伝達関数の変化

ンドの地中83mで観測されたNS方向波形(以下、神戸PI波)、1968年十勝沖地震に八戸港の地表EW方向で観測された波形を基盤に引き戻した波⁹⁾(以下、八戸波と呼ぶ)を基本とした。ここでは、図-5に示したとおり、卓越した振動数が認められない入力波形をランダム波と定義した。一方、神戸PI波は2.9Hz付近、八戸波は約0.9Hzに卓越した振動数が認められる。また、神戸PI波および八戸波の波形については、表-3に示す絶対値の最大加速度レベルに修正して用いた。本論では今後、これらの波形を神戸PI-1,PI-2,PI-3波、八戸-1,-2波と呼ぶことにする。また、実験は初めにランダム波を入力し、地盤と橋脚の振動特性を確認した。その後、加速度レベルが小さい方から順次入力した。

2.3 地盤の振動特性

相互作用バネと減衰モデルの設定には、地盤の影響が大きいものと考えられる。そこで、実験で計測されたデータから基盤入力地震動に対する地表の伝達関数を求め、各入力地震動で比較した結果を図-6に示す。

地盤の一次固有振動数は、基盤入力地震動の最大加速度レベルが増加すると、ランダム波の1.58Hzから神戸PI-3波の0.83Hzに長周期化した。これらの現象には、表層(GL-0~10.2m)の非線形性が大きく影響しているものと考えられる。そこで、図-3に示したGL-0.0m, 5.1m, 10.2mに設置した加速度計3箇所の実験データを用いてせん断ひずみを計算¹⁰⁾し、最大せん断ひずみと基盤入力地震動で比較した結果を図-7に示す。

最大せん断ひずみは、基盤入力地震動の加速度レベルが大きくなるにつれて、地盤の深度によらず、増加する傾向

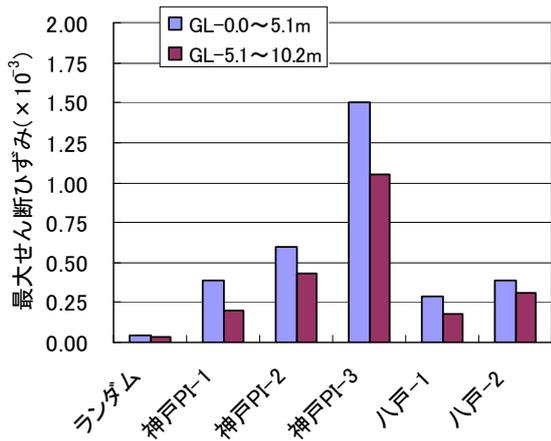


図-7 入力地震動と地盤深度の違いによる最大せん断ひずみの変化

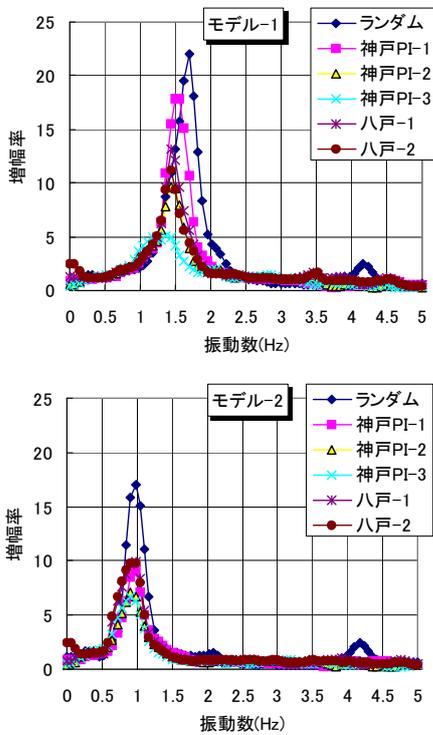


図-8 モデル別入力地震動の違いによる地表に対する橋脚の伝達関数の変化

が認められた。また、全ての入力地震動で、GL-0~5.1mの最大せん断ひずみのほうがGL-5.1~10.2mの最大せん断ひずみに比べ、大きな値を示した。杭頭周辺部の地盤状態が入力地震動により大きく異なることから、この結果は相互作用バネと減衰のモデル化に大きく影響するものと考えられる。

一方、ランダム波の最大入力加速度が12galと小さいことから、このときを地盤の初期状態と仮定すると、地盤の一次固有周期(T_G)は0.633secとなる。したがって、地盤と橋脚(T_p)の固有周期の関係は、モデル-1が $T_G > T_p$ 、モデル-2が $T_p > T_G$ であることが実験から確認された。

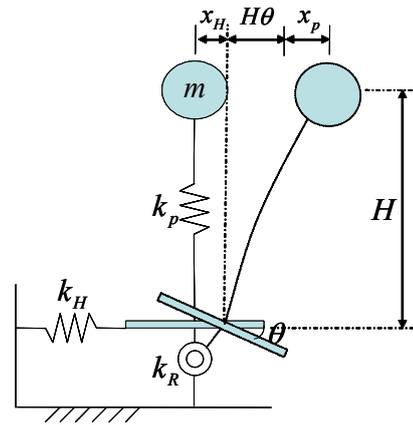


図-9 解析に用いた1質点系SRモデル

2.4 入力地震動の最大加速度が地盤-杭-橋脚系の伝達関数に与える影響

実験では、基盤入力波形の加速度レベルを変化させ、ここで計測された地表と橋脚の加速度波形から伝達関数を求めた。地表に対する橋脚の伝達関数を図-8に示す。

前述の実験概要で、フーチング固定時の橋脚の固有周期について記述したが、ここでは地盤と基礎間の動的相互作用の影響を含んだ地盤-杭-橋脚系の1次固有振動数を、各入力地震動に対して実験から求めた。ランダム波を入力したときの地盤-杭-橋脚系の一次固有振動数は、モデル-1が1.69Hz、モデル-2が0.96Hzであった。基盤入力地震動の最大加速度を増加させると、地盤-杭-橋脚系の一次固有振動数は、地盤の非線形化にともないモデル-1が1.40Hz、モデル-2が0.91Hzに長周期化した。一方、ランダム波を入力したときの地盤-杭-橋脚系の一次固有振動数での増幅率は、モデル-1が22.0倍、モデル-2が17.1倍であった。また、地盤の非線形化にともなう最大増幅率の減少は、モデル-1およびモデル-2ともに認められ、ランダム波を入力したときを基準にすると、モデル-1では22.0倍から5.2倍に、モデル-2では17.1倍から6.7倍に低下した。モデル-1とモデル-2の伝達関数が入力地震動に対して異なった理由としては、モデル-1では地盤の固有周期(T_G)の方が橋脚の固有周期(T_p)よりも長周期のため、地震応答の一次モードが地盤に大きく支配され、モデル-2では地盤の固有周期(T_G)の方が橋脚の固有周期(T_p)よりも短周期のため、地震応答の一次モードが橋脚に大きく影響されたことによるものと考えられる。なお、実験では、橋脚および杭基礎ともに非線形域に達しなかった。

以上より、入力地震動の加速度レベルの影響はモデル-2($T_p > T_G$)よりもモデル-1($T_G > T_p$)のほうが大きかったことから、地盤と橋脚の固有周期の関係が、相互作用バネと減衰のモデル化に影響することが示唆される。

3. 地盤と橋脚の固有周期の関係を考慮した相互作用バネと減衰定数の設定法

3.1.1 質点系SRモデル化

1質点系SRモデルは図-9に示すとおりである。

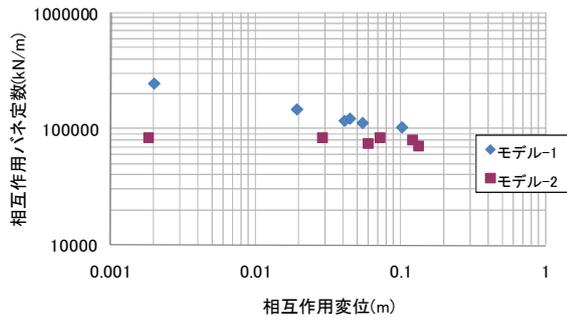


図-10 相互作用変位の最大値と相互作用バネ定数の関係

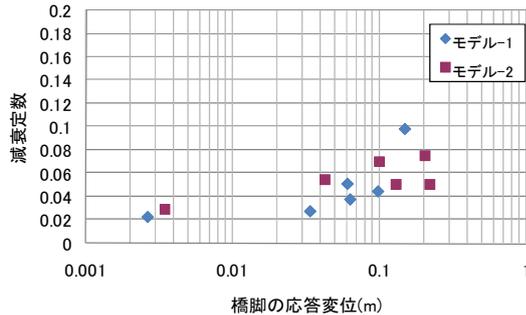


図-11 橋脚の応答変位の最大値と減衰定数の関係

質点 m に慣性力が作用すると、橋脚の応答変位 x_p (m) と、地盤と基礎間の並進方向の変位として x_H (m)、および基礎の回転にともなう橋脚の並進方向の変位 $H\theta$ (m) が生じる。ここで、質点 $m(t)$ は上部工質量と橋脚の半分の質量を加算した値としている。 H (m) は橋脚天端と基礎の底盤位置との距離、 θ (rad) は基礎の回転角、 k_p (kN/m) は橋脚のバネ定数、 k_H (kN/m) は並進方向の相互作用バネ定数、 k_R (kN・m/rad) は回転方向の相互作用バネ定数を表している。

本論では既設橋梁の簡易な耐震性評価方法として、1 質点系 SR モデルによる動的解析手法に着目している。そのため、橋脚のバネ剛性 k_p および地盤と基礎間の相互作用バネ剛性 k_G (kN/m) を直列バネとし、式(1)のように一つの全体剛性バネ K (kN/m) に集約している。

$$K = \frac{1}{1/k_p + 1/k_G} \quad (1)$$

$$1/k_G = 1/k_H + H^2/k_R$$

また、地盤-杭-橋脚系全体に生じる減衰として粘性減衰係数 C (kN・sec/m) を考慮する。

以上より、運動方程式は式(2)のように定式化される。

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + K \cdot x = -m\ddot{z} \quad (2)$$

$$x = x_p + x_G$$

ここで \ddot{z} (m/sec²) は入力地震動、 x_G (m) は相互作用バネ k_G に生じる相互作用変位を表している。

3.2 実験から求めた相互作用バネ定数と減衰定数の特性

前章で求めた地盤-杭-橋脚系の一次固有振動数 f (Hz) から、各基盤入力地震動に対する相互作用バネ定数 k_G を式(3)より算出した。

$$k_G = \frac{1}{1/4\pi^2 m f^2 - 1/k_p} \quad (3)$$

相互作用バネ定数は、地盤の非線形性に影響され、相互作用変位 x_G の最大値に依存するものと考えられる。このことから、実験から得られた地盤と基礎の加速度波形から地盤と基礎間の相対変位 x_H 、および基礎の回転にともなう橋脚の変位 $H\theta$ を算出し、相互作用変位の最大値を求めた。その方法は以下のとおりである。

地盤と基礎間の相対変位波形は、地表と基礎それぞれで得られた加速度波形を時間積分して変位波形に変換し、基礎から地盤の変位を減じて求めた。また、基礎の回転にともなう橋脚の変位波形は、フーチングの左右で計測した上下動の差分を計測点間の距離で除した値をフーチングの回転加速度と定め、その値に橋脚高さを乗じ、時間積分して求めた。その後、両時刻歴波形を合算し、相互作用変位の最大値を求めた。

相互作用変位の最大値と相互作用バネ定数の関係を図-10 に示す。

両モデルは杭基礎形状が同じにも関わらず、相互作用変位の最大値と相互作用バネ定数の関係は大きく異なった。モデル-1 では相互作用変位の最大値と相互作用バネ定数の関係が両対数軸上で一定の負の傾きをもつ直線であり、式(4) (決定係数 0.99) で近似された。

$$k_G = 5.89 \times 10^4 x_G^{-0.230} \quad (4)$$

モデル-2 の相互作用バネ定数は、モデル-1 ほど変位量に依存しなかった。相互作用バネ定数の平均値と変動係数を求めた結果、平均 7.99×10^4 (kN/m)、変動係数 0.07 であることから、ほぼ一定とみなせる。このことから、モデル-2 では、地盤の非線形性の影響は小さいと言える。

道路橋示方書から両モデルの相互作用バネ定数を算出すれば同じ値となるが、実験結果が示すように、モデルによって異なった。この理由としては、相互作用バネには周波数特性があるため、橋脚の固有周期の影響が強く反映した結果と考えられる。

地盤-杭-橋脚系の減衰定数 h は、前章の図-8 に示した実験で求めた地表に対する橋脚の伝達関数の最大増幅率 Q から式(5)で算出した。また、実験で使用した橋脚モデルの鋼材の材料減衰は微小であるため、地盤-杭-橋脚系の減衰定数は地盤と基礎間に生じた減衰であると考えている。

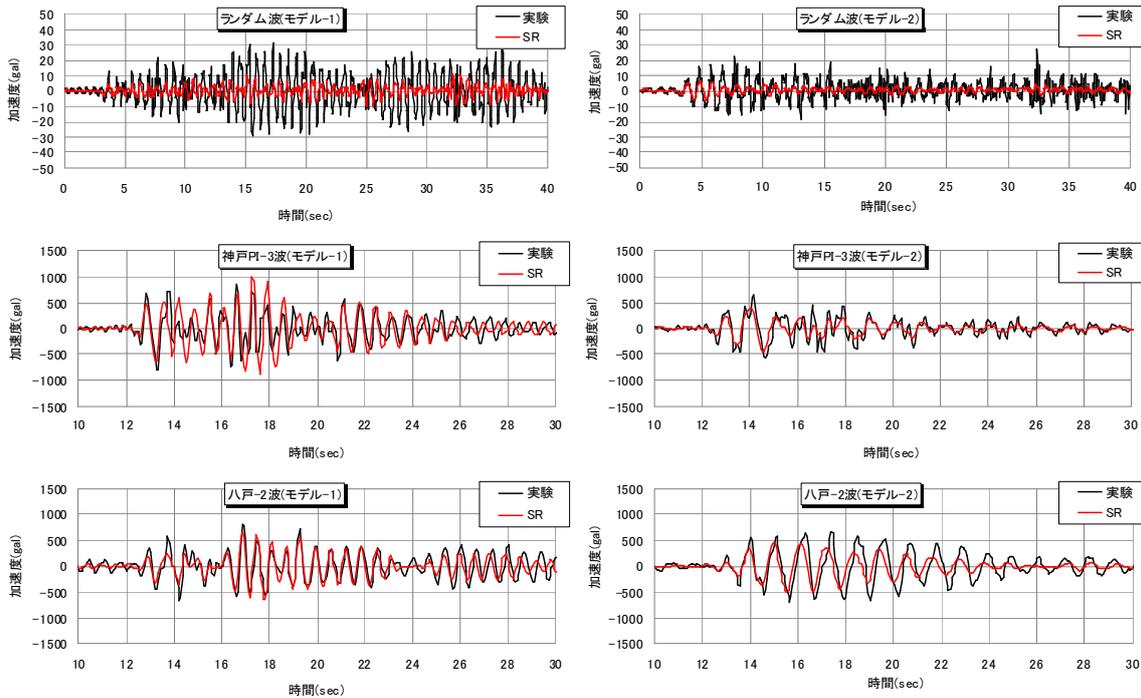


図-12 実験と1質点系SRモデルによる動的解析の橋脚応答の時刻歴比較

$$h = 1/2Q \quad (5)$$

減衰定数は橋脚の応答変位 x の最大値に影響されるものと考えられることから、その関係を図-11に示す。

減衰定数は、両モデルともに、地盤-杭-橋脚系の最大応答変位が大きくなるにつれて増加する傾向が認められ、その相関係数はモデル-1が0.92、モデル-2が0.55であった。モデル-2の相関が低い理由としては、前述したように入力地震動に対する相互作用バネの変化が小さく、地盤の非線形性に大きく影響しないことが考えられる。

以上より、入力地震動に対する相互作用バネ定数と減衰定数が示す傾向はモデルによって異なることが明らかとなった。このことから、地盤と固有周期の関係を考慮した相互作用バネと減衰のモデル化が必要である。

3.3 地盤と橋脚の固有周期の関係を考慮した相互作用バネと減衰のモデル化およびその妥当性の検証

(1) 減衰定数一定モデルの概要

小川¹¹⁾は、弾塑性系についても粘弾性系のように変位の大きさにかかわらず、減衰定数が一定となる骨格曲線が存在することを報告している。同報告によれば、式(6)で与えられる骨格曲線 $F(x)$ が Masing の規則¹²⁾に従うときに、減衰定数が一定となることが示されている。本論では、このモデルを減衰定数一定モデルと呼ぶ。また、同式の h' は塑性減衰定数と呼ばれ、粘性減衰定数 h との関係は式(7)として導かれている。本論では今後、特に断りがない限り、減衰定数は粘性減衰定数を表す。

$$F(x) = A \cdot x^{\frac{1}{1+\pi h'}} \quad (6)$$

$$h' = \frac{h}{1 - \pi h/2} \quad (7)$$

ここで A は骨格曲線の全体的な勾配(剛性)を規定する定数である。

(2) モデル別相互作用バネと減衰のモデル化

ここでは、前述の相互作用バネ定数と減衰定数の特性からモデル別に、相互作用バネと減衰のモデル化の方針について述べる。

モデル-1の相互作用バネ定数と相互作用変位は式(4)で良く対応した。このことから、モデル-1の相互作用バネの復元力は、相互作用変位と式(4)から式(8)で表される。また、相互作用バネが Masing の規則に従うと仮定すれば、モデル-1の相互作用バネの復元力特性は、式(6)に示した減衰定数一定モデルと同一となる。

$$F_G = 5.89 \times 10^4 x_G^{0.770} \quad (8)$$

ここで $F_G(\text{kN})$ は地盤と基礎間に作用する復元力である。モデル-1の地盤-杭-橋脚系の減衰定数は、図-11より0.023~0.097を示している。一方、モデル-1では式(8)に示したとおり、相互作用バネの復元力に減衰定数一定モデルを適用することから、相互作用バネの履歴消費量と応答変位から計算される減衰定数は、式(6)および式(7)から0.083となる。モデル-1の減衰は、地盤の非線形化に大きく影響されたことから、相互作用バネの履歴減衰が支配的

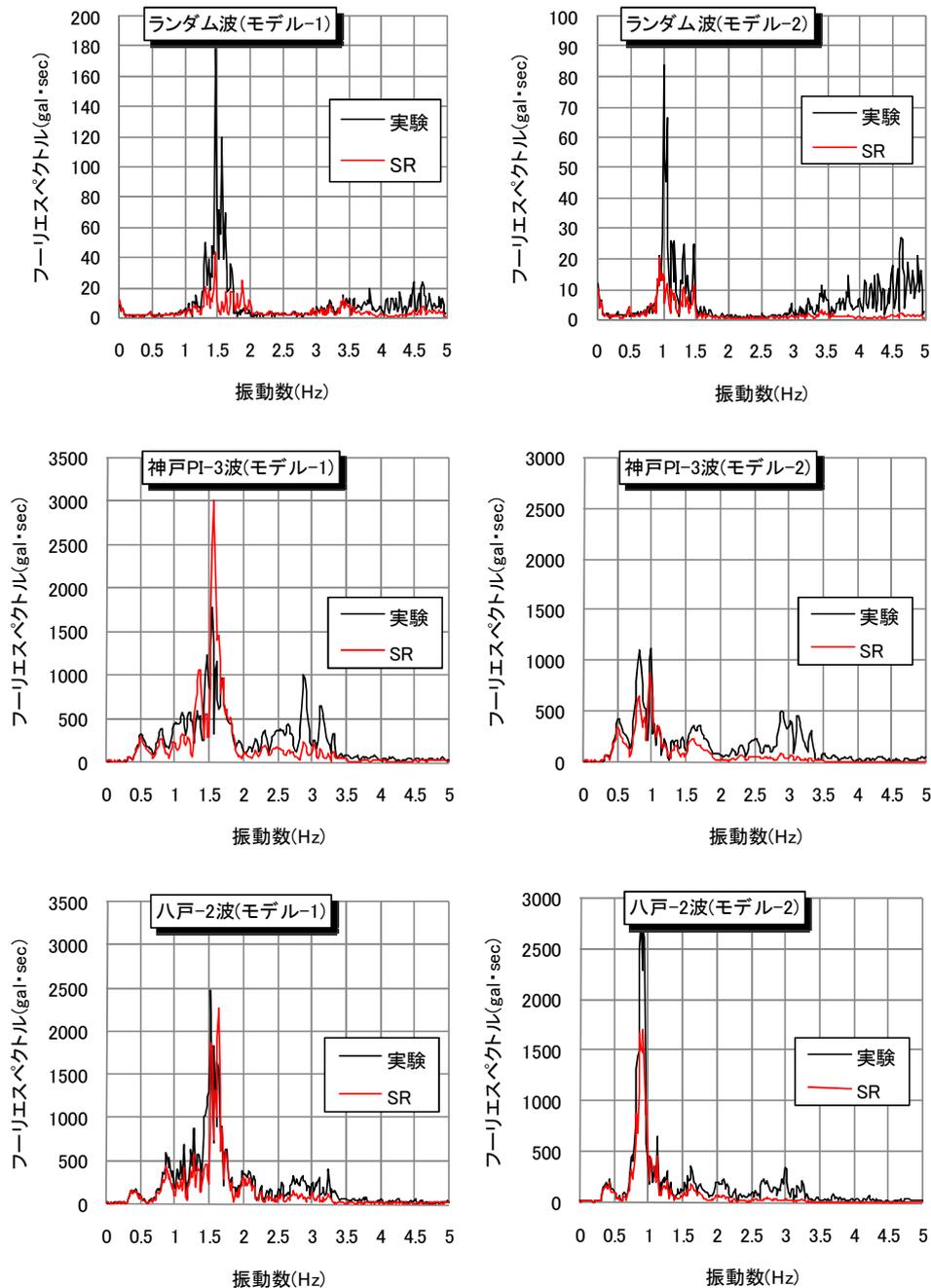


図-13 実験と1質点系SRモデルによる動的解析の橋脚応答の周波数領域での比較

と考え、粘性による減衰は考慮しない。

モデル-2の相互作用バネ定数は、地盤の非線形化の影響が小さく、応答変位の大小に関わらずほぼ一定であった。そのため、復元力モデルは式(9)に示す線形とする。

$$F_G = 7.99 \times 10^4 x_G \quad (9)$$

モデル-2の減衰定数は、ランダム波を除くと、平均0.060、変動係数0.189であり、入力地震動に対してほぼ一定とみなせる。このことから、モデル-2の減衰定数については、ランダム波では過大となるが、0.060の一定値とする。

3.4 相互作用バネと減衰モデルの妥当性の検証

モデル別の相互作用バネと減衰モデルの妥当性について、実験と解析の橋脚の加速度応答の比較から検討する。はじめに、実験と解析の橋脚の時刻歴波形の比較を図-12に示す。

1質点系SRモデルによる動的解析では、モデル-1の神戸PI-3波のように、解析のほうが実験よりも最大加速度が大きな値を示したケースがあるものの、両モデルともにランダム波を除くと、実験に対してモデル-1の最大加速度が平均約0.9倍、モデル-2で平均約0.7倍と過小評価となった。しかしながら、ランダム波を除けば、両モデルともに実験で計測された橋脚の加速度波形を概ね再現できた。ランダ

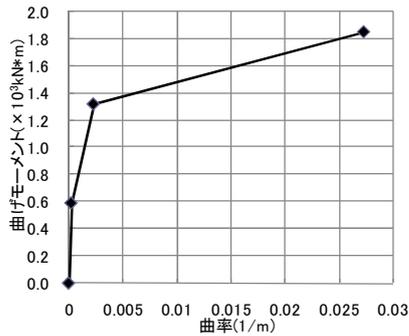


図-14 杭の曲げモーメントと曲率の関係

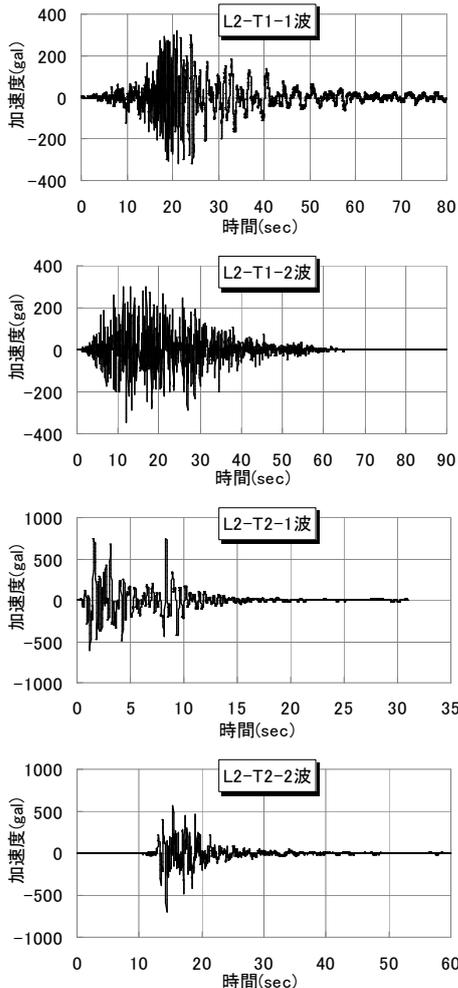


図-15 コンクリート標準示方書の4波形

ム波で実験と解析に差異が生じた原因としては、モデル-1に採用した減衰定数一定モデルの減衰定数0.083が入力地震動の最大加速度には大きいこと、モデル-2においては減衰定数を一律0.06と設定したことが考えられる。また、図-8に示したランダム波を入力したときの実験の伝達関数では、地盤-杭-橋脚系の1次固有振動数の増幅率に比べると小さいものの、両モデルともに4.17Hz付近に増幅する振動数が認められるため、本論で用いた1質点系SRモデルではこの付近の振動数領域の波形を再現できなかったものと考えられる。

次に、橋脚の加速度応答を周波数領域で比較した結果を図-13に示す。

実験と解析のピーク振動数は、両モデルともに概ね一致している。モデル-1の地盤-杭-橋脚系の一次固有振動数を含む約1~2Hz間、モデル-2の同じく地盤-杭-橋脚系の一次固有振動数を含む約0.5~1.5Hz間に着目すれば、ランダム波を除くと、実験結果を概ね再現できた。しかし、モデル-1で2Hz、モデル-2で1.5Hz以上の高周波数領域では、周波数に対する実験のフーリエスペクトルの増減の傾向は再現できているものの、解析は実験に比べ小さな値となった。この高周波数領域での実験と解析の差異が、時刻歴波形の最大加速度を小さく評価した原因の一つと考えられる。

以上のことから、地盤と橋脚の固有周期の関係を考慮した相互作用バネと減衰のモデル化は、最大加速度を若干過小評価してしまうものの、概ね妥当と考えられる。また、1質点系SRモデルによる動的解析は、既設橋梁の簡易な耐震性評価方法として有効である。

相互作用バネおよび減衰のモデル化について、以下に整理する。

$T_G > T_p$ のモデル-1では、相互作用バネは地盤の非線形性の影響を受けるため、非線形性を考慮した減衰定数一定モデルが有効である。また、動的相互作用には、減衰定数一定モデルによる履歴消費が生じるため、改めて粘性減衰によりエネルギー損失を考慮する必要がない。

$T_G < T_p$ のモデル-2では、相互作用バネ定数と減衰定数には地盤の影響をほとんど受けないため、復元力を線形でモデル化し、一定の減衰定数を設定すれば良い。

4. 杭基礎が非線形化したときの相互作用バネと減衰のモデル化の適用性

4.1.2 次元FEM解析の概要

2次元FEMの解析コードは「DINAS」とし、地盤、杭および橋脚の非線形性を考慮した時間領域で解析をおこなった。解析は、地盤とフーチングを4節点平面ひずみ要素でモデル化し、杭と橋脚は梁要素でモデル化した。また、解析は2次元でおこなうため、杭基礎については、梁要素でモデル化する際に奥行き方向の杭本数分の断面積を考慮した。両モデルともに橋脚は線形とし、杭はRC杭を想定しているため、復元力モデルは修正武田モデルを用いた。杭と橋脚の物性値は前述の表-2を用い、杭の曲げモーメントと曲率の関係は図-14を使用した。地盤の応力-ひずみ関係については修正Ramberg-Osgoodモデルを適用し、減衰としてレーリー減衰(5%)を用いた。地盤の物性値は前述した表-1を使用した。境界は側方を上下動固定の水平方向自由なローラー境界とし、基盤は実験に合わせて固定境界とした。また、基盤入力地震動は図-15に示すコンクリート標準示方書耐震性能照査編¹³⁾のレベル2地震動相当の4波形を用いた。

4.2.1 質点系SRモデルへの入力地震動

1質点系SRモデルへの入力地震動は、1次元の地盤応答解析をおこない、この解析から求めた地表の応答波形を

表-4 2次元FEM解析から得られた杭の塑性率

入力地震波	モデル-1		モデル-2	
	杭頭部(端部)	杭頭部(中央)	端部	中央
L2-T1-1波	1.27	0.93	2.20	1.80
L2-T1-2波	0.57	0.49	0.78	0.57
L2-T2-1波	3.99	3.30	5.58	4.13
L2-T2-2波	1.52	0.78	3.20	1.29

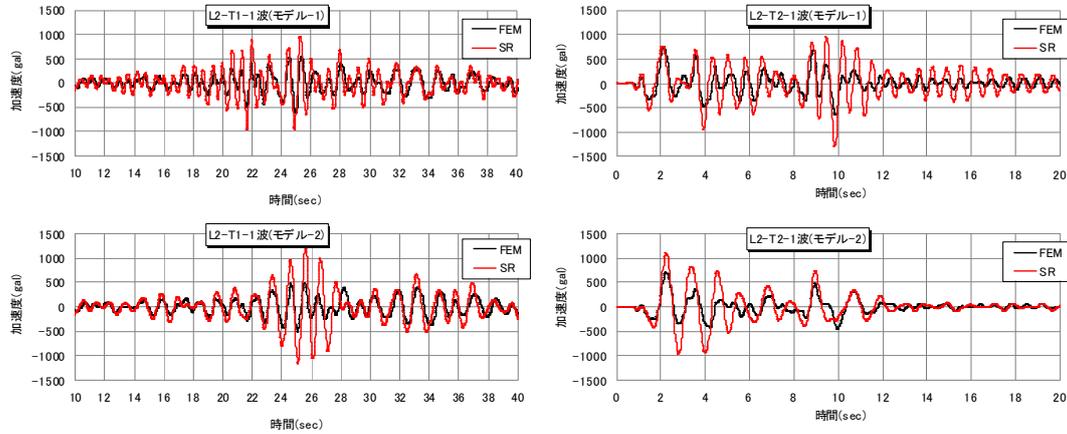


図-16 2次元FEMと1質点系SRモデルによる動的解析の橋脚応答の時刻歴比較

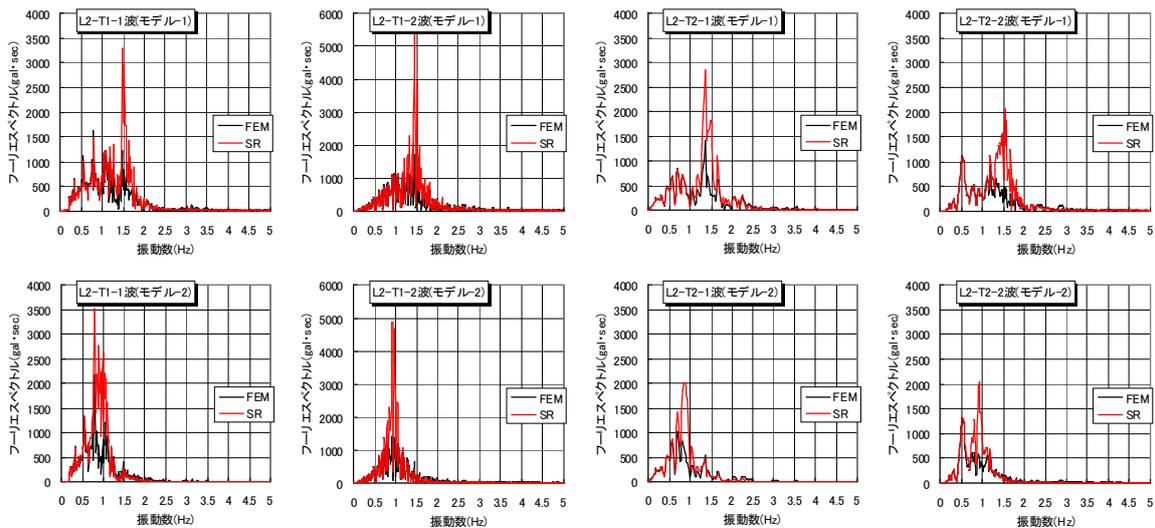


図-17 2次元FEMと1質点系SRモデルによる動的解析の橋脚応答の周波数領域での比較

用いた。解析は前述の2次元FEMと同様に、4節点平面ひずみ要素でモデル化し、地盤の物性値は前述した表-1を使用した。また、解析コードは2次元FEMと同様に「DINAS」とし、時間領域で解析をおこなった。境界も2次元FEMと同様に側方を水平ローラー境界とし、基盤は実験に合わせて固定境界とした。また、基盤への入力地震動は、上述した2次元FEMと同一とした。

4.3.2 2次元FEMと1質点系SRモデルの比較

4波形を2次元FEMで解析した結果、表-4に示すとおり、L2-T1-2波を除き、モデル-1、モデル-2ともに杭頭部は降伏した。L2-T1-2波のケースにおいても、杭基礎は降

伏には至らなかったものの、ひび割れは生じた。ここでは、入力地震動のタイプが異なるL2-T1-1波、L2-T2-1波の両解析の橋脚の時刻歴加速度波形の比較を図-16に示す。

1質点系SRモデルは、モデル-1、モデル-2ともに、2次元FEMよりも大きな加速度を示す傾向にあった。この傾向は、他の2波形についても同様であり、4波形を最大加速度で比較すると、モデル-1では2次元FEMの最大加速度の1.40~1.95倍(平均1.66倍)、モデル-2は2次元FEMの最大加速度の1.57~2.49倍(平均2.09倍)となった。

一方、4波形の橋脚の加速度応答を周波数領域で比較した結果を図-17に示す。

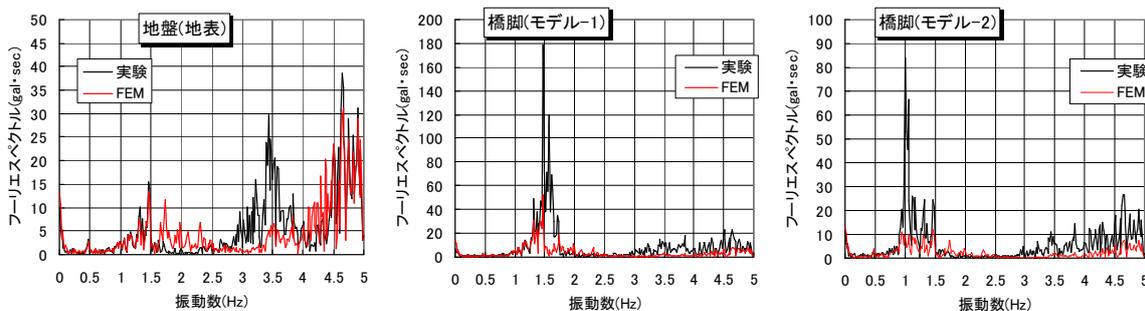


図-18 ランダム波を入力したときの実験と2次元FEM動的解析の地盤(地表)と橋脚の応答の周波数領域での比較

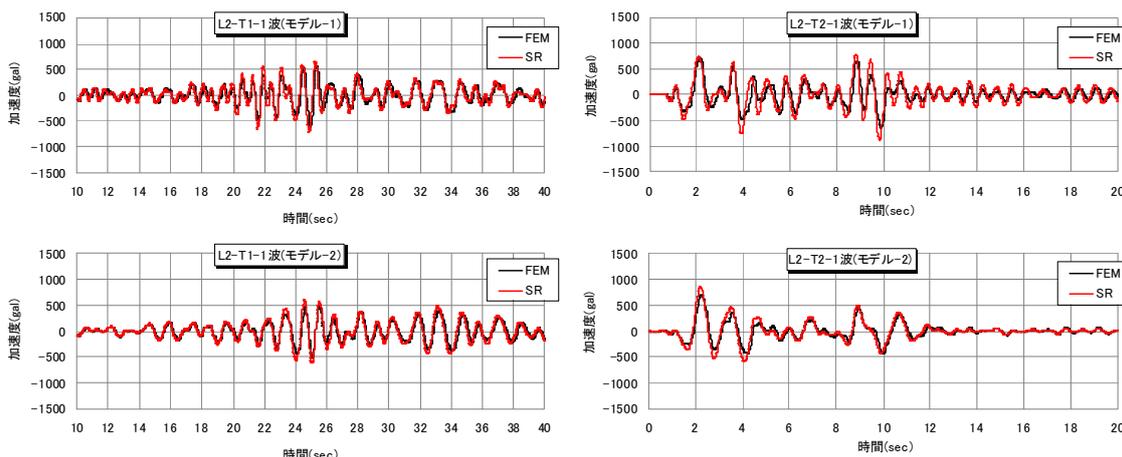


図-19 再計算後の2次元FEMと1質点系SRモデルによる動的解析の橋脚応答の時刻歴比較

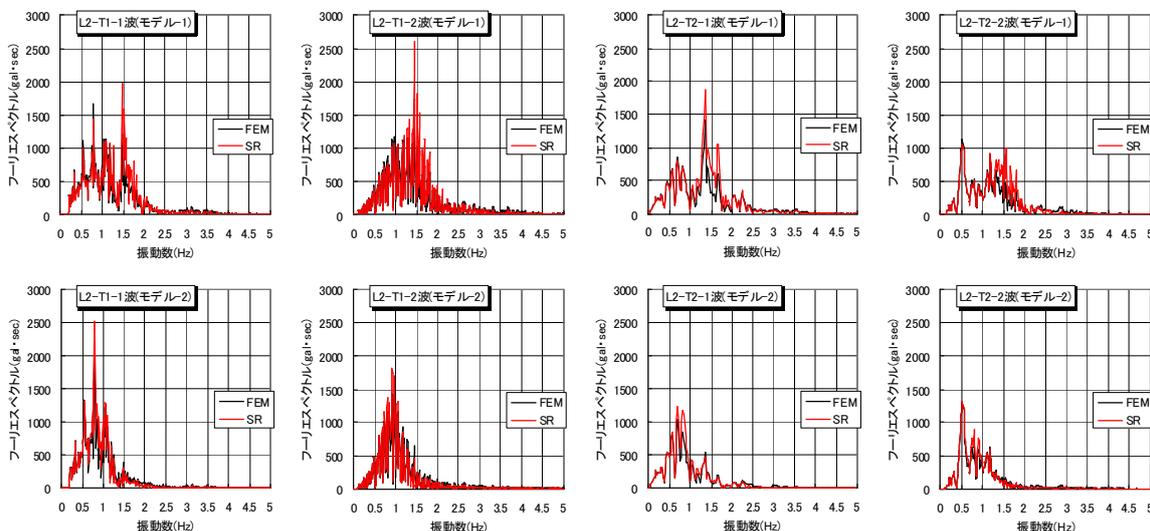


図-20 再計算後の2次元FEMと1質点系SRモデルによる動的解析の橋脚応答の周波数領域での比較

モデル-1, モデル-2 とともに, 一部の周波数帯を除いて, 1 質点系 SR モデルのほうが2次元FEM よりも大きい傾向が認められた。特に, モデル-1 の 1.0~2.0Hz 間, モデル-2 の 0.6~1.2Hz 間で顕著であった。また, この周波数帯は図-8 に示した伝達関数からもわかるとおり, 各モデルの地盤-杭-橋脚系の一次固有振動数帯と一致することから, この周波数帯での差異が時刻歴加速度波形の最大値に大きく

影響したものと考えられる。そこで, 1 質点系 SR モデルの減衰定数を変更し, 2次元FEM との再比較をおこなう。

4.4 減衰を再評価した1質点系SRモデルと2次元FEMとの再比較

コンクリート標準示方書耐震性能照査編では, 構造物が塑性域に達したときは履歴減衰の影響が卓越し, 粘性減衰

の影響は無視できると述べられている。そのため、構造物の粘性減衰は、考慮しないことを原則としている。ただし、構造物が非線形域に達しないときは、粘性減衰を考慮しても良いとされている。そこで、前述した実験で地盤と構造物ともに弾性域にあると考えられるランダム波の入力時を対象に、図-18 に示したように地盤と橋脚の周波数応答ができるだけ一致するように、2次元FEMで用いたレイリー減衰を試行錯誤して5%に設定した。表-3に示した入力地震動に対して、この5%のレイリー減衰を用いて2次元FEM解析をおこなった結果、実験に比べて2次元FEMの橋脚の最大加速度はおおよそ半分となった。このことから、レイリー減衰の設定が2次元FEMと1質点系SRモデルの橋脚の加速度応答に差異を生じさせた原因の一つと推測される。

本章では前章で提案した相互作用バネと減衰モデルの杭が非線形化したときの妥当性の検証を目的としている。このことから、1質点系SRモデルの橋脚の応答が2次元FEMの橋脚の応答に良く対応するように、モデル-1については減衰定数一定モデルの他に粘性減衰($h=0.05$)を追加し、モデル-2については粘性減衰定数を0.06から0.2に増加させ、2次元FEMのレイリー減衰に対応した。図-16と同様に、L2-T1-1波、L2-T2-1波を入力したときの両解析の橋脚の時刻歴加速度波形の比較を図-19に示す。

1質点系SRモデルはモデル-1、モデル-2ともに、概ね2次元FEMの時刻歴波形を再現できた。最大加速度で比較すると、モデル-1では2次元FEMの最大加速度の1.15~1.38倍(平均1.25倍)、モデル-2は2次元FEMの最大加速度の1.15~1.24倍(平均1.21倍)となり、図-16に比べ、1質点系SRモデルの橋脚の最大加速度応答値は良い一致を示した。

一方、4波形の橋脚の加速度応答を周波数領域で比較した結果を図-20に示す。

図-17で差異が生じたモデル-1の1.0~2.0Hz間、モデル-2の0.6~1.2Hz間の1質点系SRモデルの橋脚の応答が減衰され、2次元FEMと良く対応した。このことが、上述の時刻歴加速度波形の最大値が良く一致した理由の一つと考えられる。

以上のことから、杭基礎が非線形化したときにも、実験から得られた地盤と橋脚の固有周期による相互作用バネと減衰のモデル化の考え方が適用できる。ただし、実際の橋梁の耐震性評価に1質点系SRモデルを適用するためには、現状では強震観測や、2次元FEM解析をおこない、相互作用バネと減衰定数を設定する必要がある。

5. まとめ

本論は、既設橋梁の耐震性を簡易に評価するため、1質点系SRモデルに着目し、動的遠心載荷実験を用いて、地盤と橋脚の固有周期の関係を考慮した相互作用バネと減衰のモデル化を提案した。また、杭基礎が降伏したときにも、その提案が適用可能な2次元FEM解析により検証した。

以下に、本論で得られた知見をまとめる。

1) 地盤の固有周期 T_G >橋脚の固有周期 T_p の関係にあるモ

デル-1では、相互作用バネ定数は地盤の非線形性の影響を強く受けた。相互作用バネ定数は相互作用変位と対数軸上でほぼ直線上にあるため、減衰定数一定モデルを適用し、実験により妥当性が確認された。また、減衰定数一定モデルの杭基礎が降伏したときの妥当性についても2次元FEM解析との比較より確認された。

- 2) $T_G < T_p$ のモデル-2では、相互作用バネ定数と減衰定数は地盤と杭基礎の非線形化の影響をほとんど受けないため、復元力は線形でモデル化し、一定の減衰定数を設定すれば良いことが、実験と2次元FEMにより確認された。
- 3) 地盤と橋脚の固有周期の関係を考慮した相互作用バネと減衰のモデル化をおこなえば、1質点系SRモデルのような簡易なモデルであっても、橋脚の応答を概ね再現できることがわかった。

参考文献

- 1) 室野剛隆, 西村昭彦, 長妻真治: 地盤震動を考慮した杭基礎構造物の耐震設計に関する実験的検討, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 625-628, 1997.7.
- 2) 室野剛隆, 西村昭彦, 長妻真治: 軟弱地盤中の杭基礎構造物の地震応答特性と耐震設計への応用, 構造工学論文集, Vol.44A, pp. 625-628, 1998.3.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
- 4) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善出版, 1999.
- 5) 室野剛隆, 佐藤勉: 構造物の損傷過程を考慮した非線形応答スペクトル法の適用, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp. 520-528, 2007.8.
- 6) 佐藤清: バンダーエレメントを用いた遠心重力場での地盤のS波速度・P波速度の測定, 第57回土木学会年次学術講演会講演概要集第3部, pp. 1129-1130, 2002.9.
- 7) 足立紀尚, 龍岡文夫: 新体系土木工学18, 土の力学(III), 技報堂出版, pp. 244-250, 1981.8.
- 8) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3.
- 9) 阪神淡路大震災・地盤調査研究会: 平成9年度報告書, pp. 150-152, 1998.3.
- 10) 風間基樹, 柳沢栄司, 稲富隆昌, 菅野高弘, 稲垣紘史: アレー観測記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.547/III-36, pp.171-182, 1996.9.
- 11) 小川好: 減衰定数一定の弾塑性応答スペクトルに基づく建物固有周期の遷移の解明, 日本建築学会構造系論文集, No.600, pp.75-82, 2006.2.
- 12) Ohsaki, Y.: Some Notes on Masing's Law and Non-linear Response of Soil Deposits, Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo, vol.35, No.4, pp.513-536, 1980.
- 13) 土木学会: 2002年制定コンクリート標準示方書(耐震性能照査編), 2002.12.

(2010年3月9日 受付)