

地盤～構造物系の地震応答に及ぼす 基礎のモデル化の影響

山本一敏¹・中野聡²・坂梨和彦³・湯浅明⁴・牛島宏²・成富勝⁵

¹パシフィックコンサルタンツ(株) 交通技術本部 構造部
(〒163-0730 東京都新宿区西新宿2-7-1新宿第一生命ビル)

E-mail:kazutoshi.yamamoto@tk.pacific.co.jp

²(株)福山コンサルタント 東日本事業部 都市設計部
(〒136-0071 東京都江東区亀戸2-25-14立花アネックスビル)

E-mail:nakano@fukuyamaconsul.co.jp

³(株)ダイヤコンサルタント ジオエンジニアリング事業部 地盤技術グループ
(〒331-8638 埼玉県さいたま市北区吉野町2-272-3)

E-mail:k.sakanashi@diaconsult.co.jp

⁴(株)システムソフト 耐震解析部
(〒104-0051 東京都中央区佃3-2-10オーケンビル4F)

E-mail:yuasa@apricot.ocn.ne.jp

⁵九州共立大学工学部開発学科教授
(〒807-8585 福岡県北九州市八幡西区自由ヶ丘1-8)

E-mail:naritomi@kyukyo-u.ac.jp

地盤と構造物の動的相互作用は、構造物の地震応答に及ぼす影響が大きいことが知られているが、簡便さから通常の解析では地盤～基礎を集約ばねでモデル化する場合が多い。本研究では道路橋の杭基礎構造物を例に、集約ばねモデル、2次元骨組モデル、2次元FEMモデルの各モデルに対して地盤との動的相互作用を考慮した場合の地震応答を比較し、集約ばねモデルと2次元骨組モデルの適用性と減衰モデルが応答に与える影響について検討したものである。この結果、集約ばねモデルでは構造物の固有周期帯域で実質的な入力地震動が低減せず橋脚の応答をやや過大に与える傾向があるものの、適切な減衰モデルを選択すれば逸散減衰や有効入力等を近似的に評価できることが判明した。

Key Words : *dynamic soil structure interaction, sway and rocking model, frame analysis, FEM, seismic response, pile foundation, nonlinearity*

1. はじめに

地盤と構造物の動的相互作用は、構造物の地震応答に及ぼす影響が大きいことが知られているが、簡便さから通常の道路橋の設計では地盤～基礎を集約ばねモデルを用いて地盤と構造物の動的相互作用を考慮することが多い。本研究では道路橋の杭基礎橋脚を対象に、集約ばねモデルおよび基礎のモデル化の精度を高めた2次元骨組モデルの適用性を検討することを目的に、慣性力相互作用および入力の相互作用を考慮できる2次元FEMモデルとの比較を行った。

実際の地盤および構造物は3次元的な広がりを持っており、2次元FEMモデルで挙動を予測するのには限界がある。しかし、2次元FEMモデルにおいて考慮する地盤の奥行きをフーチングの奥行き1～2倍以上とすれば橋脚および杭の応答は収束する方向にある

との研究^{1),2)}もあり、本研究では2次元FEMモデルで得られた結果を実現象に相当するものとして他の解析と比較した。

これまでも基礎のモデル化の差異に着目した研究結果の報告^{3)～5)}がなされているが、本研究では直接的に基礎のモデル化の影響を評価するため、各手法におけるモデル化の考え方を極力共通とし、より明確に解析手法とモデル化の違いのみによる応答値の差異に着目した検討が行えるようにした。各解析手法における解析モデルの考え方は、表-1に示す通りであり、各モデルの固有振動数の整合を確認した上で、橋脚と地盤の抵抗特性を線形とした場合、非線形とした場合について検討を行った。

さらに、集約ばねモデルおよび2次元骨組モデル簡便な集約ばねモデルの基礎の減衰の考え方が応答に与える影響についても検討した。

表-1 各解析手法の解析モデルの考え方

	項目	集約ばねモデル	2次元骨組モデル	2次元FEMモデル
線形モデル	橋脚	弾性は要素。	弾性は要素。	弾性は要素。
	杭および相互作用ばねの設定	杭、相互作用ばねは、2次元骨組モデルから得られた荷重変位関係より設定。	杭は、弾性は要素。相互作用ばねは、地盤のVsより算定した線形ばね。	杭は、弾性は要素。相互作用ばねは、考慮しない。
	地盤モデル	地盤のVsより設定した線形1次元モデル。	地盤のVsより設定した線形1次元モデル。	地盤のVsより設定した線形2次元平面ひずみ要素。
	解析モデル上の減衰モデル	要素別剛性比例型減衰	要素別剛性比例型減衰	要素別剛性比例型減衰
非線形モデル	橋脚	柱基部に塑性ヒンジを用いた弾塑性性は要素。復元力特性は武田モデル（トリリニア）。	柱基部に塑性ヒンジを用いた弾塑性性は要素。復元力特性は武田モデル（トリリニア）。	柱基部に塑性ヒンジを用いた弾塑性性は要素。復元力特性は武田モデル（トリリニア）。
	杭および相互作用ばねの設定	杭、相互作用ばねは、2次元骨組モデルから得られた荷重変位関係より設定。復元力特性はR-Oモデル。	杭は、M-φ関係による弾塑性性は要素。押し込み最大の軸力を用いてM-φを設定。復元力特性は武田モデル（トリリニア）。相互作用ばねは、地盤のVsより算定。復元力特性はR-Oモデル。	杭は、M-φ関係による弾塑性性は要素。押し込み最大の軸力を用いてM-φを設定。復元力特性は武田モデル（トリリニア）。相互作用ばねは、考慮しない。
	地盤モデル	地盤のVsより設定した1次元モデル。復元力特性はR-Oモデル。	地盤のVsより設定した1次元モデル。復元力特性はR-Oモデル。	地盤のVsより設定した2次元平面ひずみ要素。復元力特性はR-Oモデル。
	解析モデル上の減衰モデル	要素別剛性比例型減衰	要素別剛性比例型減衰	要素別剛性比例型減衰

表-2 表層地盤の定数一覧

	層厚 h (m)	代表 N値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 Eo (kN/m ²)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 φ (°)	せん断波速度 Vs (m/s)	R-Oモデル	
								γ _{0.5} (%)	h _{max} (%)
表土	3.0	2	16	1400	50	-	100	0.08	25
粘性土	6.0	2	16	1400	70	-	125	0.17	25
砂質土	4.0	20	19	14000	-	35	210	0.07	25
粘性土	6.0	3	17	2100	80	-	140	0.16	25
砂質土	5.0	17	18	11900	-	30	200	0.10	25
粘性土	6.0	12	17	8400	100	-	220	0.14	25

2. 解析対象および解析モデル

(1) 解析対象

a) 対象構造

対象構造となる橋脚の構造一般図を図-1に示す。なお、対象構造物は、「道路橋の耐震設計に関する資料」⁶⁾の鉄筋コンクリート橋脚を引用している。支承条件は固定とし、加振方向は橋軸方向とした。

b) 地盤条件

対象地盤は、工学的基盤までの深度が30mのモデルとした。図-2に対象地盤の柱状図を示し、表層地盤の定数一覧を表-2に示す。

(2) 解析モデル

a) 集約ばねモデル

集約ばねモデルの解析モデルを図-3に示す。

集約ばねの諸元は、線形モデルは水平ばねが $1.68 \times 10^6 \text{ kN/m}$ 、回転ばねが $8.82 \times 10^7 \text{ kNm/rad}$ であり、非線形モデルは図-4に示す通りである。この集約ばねは、2次元骨組モデルで静的骨組解析（非線形モデルの場合は荷重増分解析）を行って得られた基礎位置での荷重変位関係に基づいて求めた。

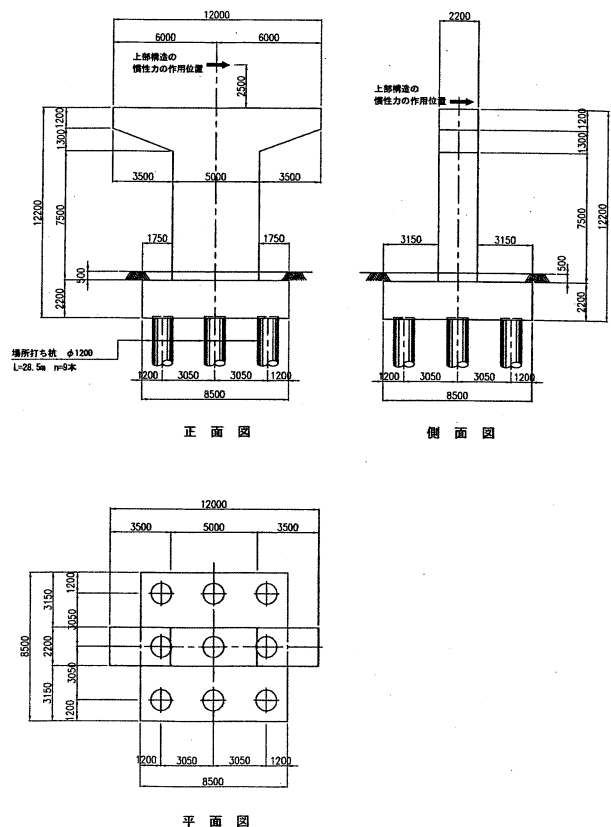


図-1 解析対象橋脚一般図

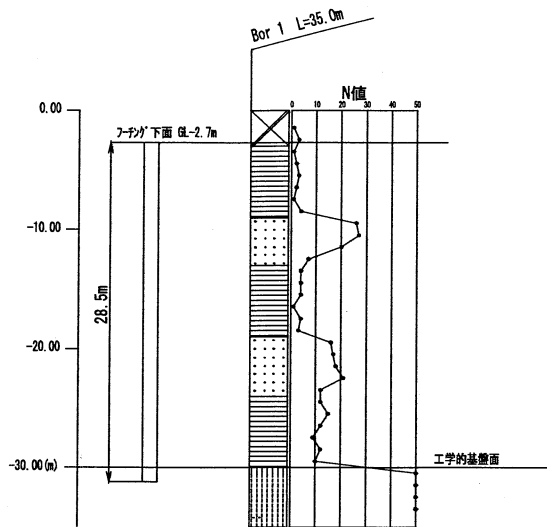


図-2 地盤モデル

解析条件は、先に示した表-1 によるが、その他は、各要素の減衰定数が、橋脚躯体とフーチング 2%, 集約ばね 10%, 積分手法は Newmark β 法 ($\beta = 1/4$), 積分時間間隔 0.001 秒である。解析コードは RESP-T を用いている。

b) 2次元骨組モデル

2次元骨組モデルは、質量とせん断ばねでモデル化した地盤と、基礎を相互作用ばねで繋いで一体モデルとし、基礎面から地震動を入力する方法と、地盤を自由地盤として予め解析し、各地盤の応答変位波形を相互作用ばねを介して杭の側面から多点入力し、同時に基礎面における地震動を杭先端から入力する方法の2通りが考えられるが、本研究では後者の解析手法を用いた。解析モデルを図-5 に示す。なお、地盤のせん断剛性は V_s から算定した初期剛性とし、地盤ばねは道路橋示方書下部構造編⁷⁾に準じて算定した。また、杭軸方向の地盤のせん断ばねは各節点に集中させた。

解析条件は、表-1 によるが、その他各要素の減衰定数は、橋脚・フーチング 2%, 相互作用ばね 10% とし、積分手法、積分時間間隔は集約ばねモデルと同様とした。解析コードは DYNA2E を用いた。

c) 2次元 FEM モデル

解析モデルなど前節モデルで与えられている条件は踏襲する。図-6 に FEM モデルを示す。2次元 FEM で追加される解析条件は下記の通りである。

- ①奥行き方向の厚さはフーチングの奥行きとした。
- ②フーチングは剛な梁要素でモデル化した。
- ③構造物から地盤側方境界までの距離はフーチング幅の 12 倍程度とした。
- ④減衰は履歴減衰と剛性比例型減衰を考慮し、剛性比例型減衰は各材料別の減衰 h_0 と固有値解析より求めた第一固有周波数 f_1 より剛性比例型係数 β を $h_0/\pi f_1$ より求めた。
- ⑤境界条件は、地盤側方及び下方を粘性境界とした。また、構造物(杭)と地盤間はスリッパが生じない条件とした。

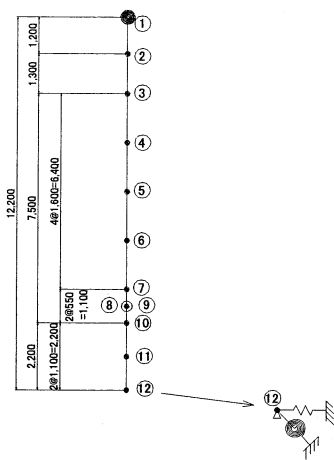
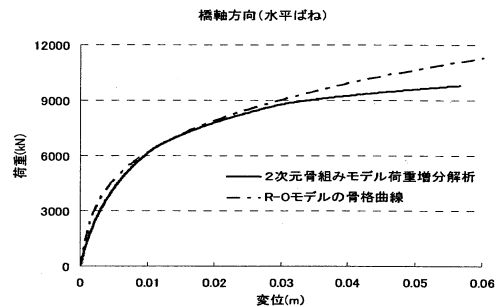
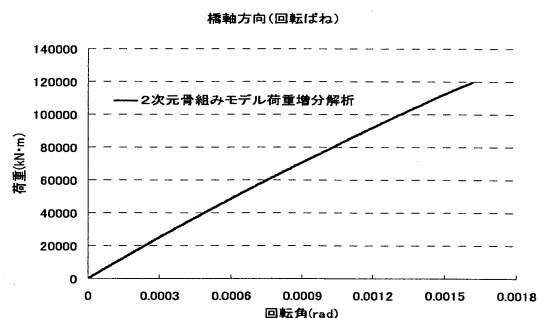


図-3 集約ばねモデル



		単位	入力値
降伏変位	δ_y	m	4.00×10^{-3}
降伏荷重	P_y	kN	8.50×10^3
初期剛性	K_0	kN/m	2.13×10^6
基準変位	$\delta_{0.5}$	m	8.00×10^{-3}
パラメータ	α	-	5.209
	β	-	3.381
最大減衰定数	h_{max}	-	0.40

a) 水平ばね



		単位	入力値
変位	δ	rad	1.62×10^{-3}
荷重	P	kN-m	1.20×10^5
線形剛性	K_0	kN-m/rad	7.40×10^7

b) 回転ばね

図-4 集約ばねの諸元

- ⑥地盤モデルの下端は工学的基礎までとし、杭先端の拘束は回転自由とした。

解析条件は、先に示した表-1 によるが、その他各要素の減衰定数、積分手法、積分時間間隔は、集約ばねモデルと同様である。解析コードは、TDAP III を用いた。

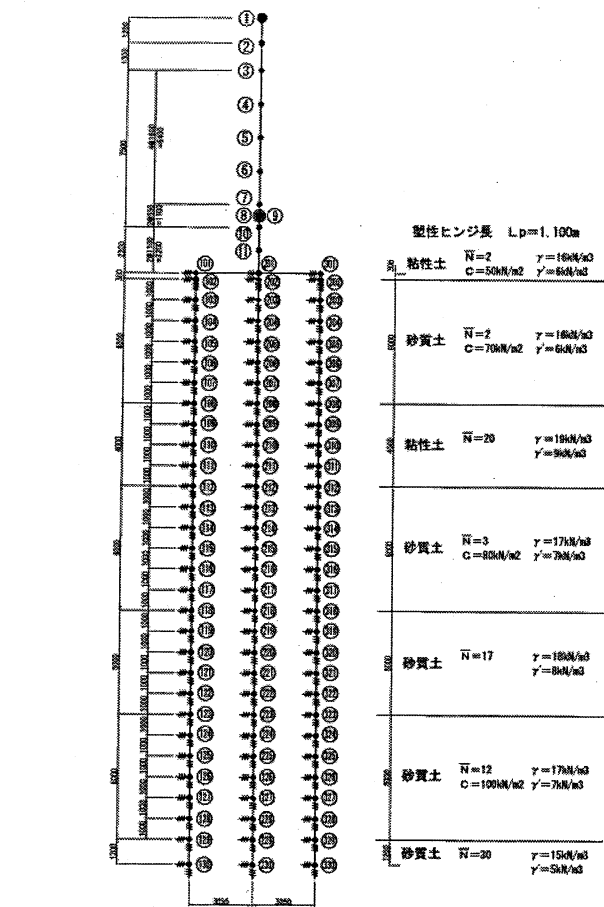


図-5 2次元骨組モデル

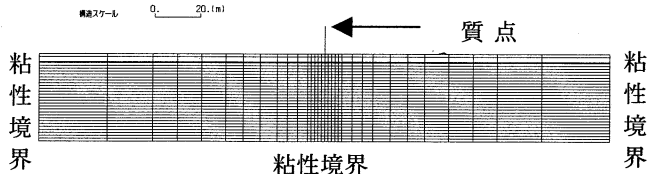


図-6 2次元FEMモデル

3. 入力地震動および表層地盤の地震応答解析

(1) 入力地震動

入力地震動は、解放基盤面のレベル2地震動を想定して、経験的手法(翠川・小林手法)を用い、上町断層によって生じた地震(M7.2)を想定した大阪での計算地点の結果⁸⁾を用いた。この地震動の加速度波形を図-7に示す。

(2) 表層地盤の地震応答解析

集約ばねモデルは、表層地盤の地震応答解析の結果から得られたフーチング底面位置における応答加速度波形を入力し、2次元骨組モデルは、各地層位置における応答変位と基盤位置における応答加速度を同時に多点入力する。従って、まず表層地盤の地震応答解析を行った。

表層地盤の地震応答解析は、表-2および図-2に

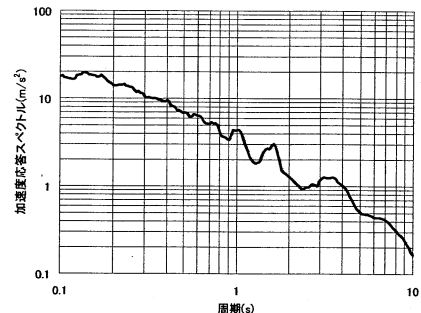
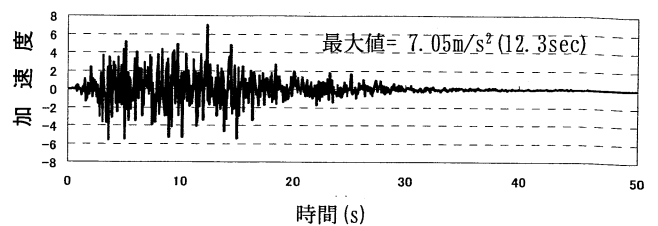
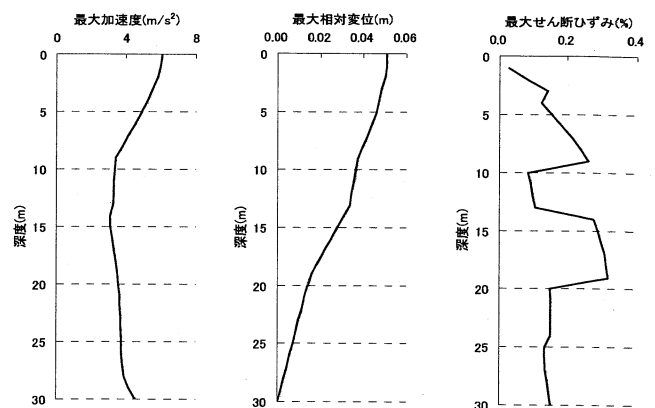
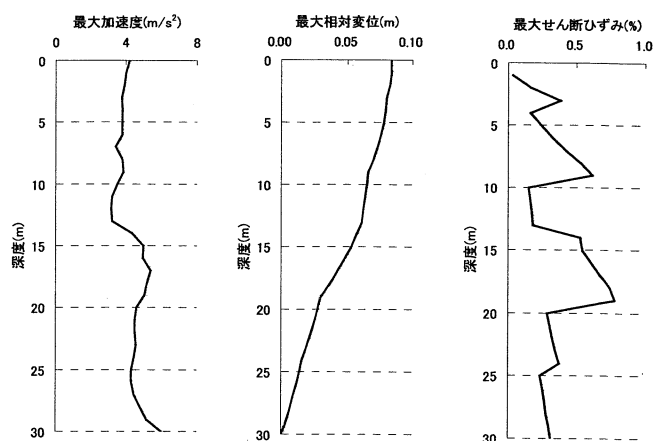


図-7 入力地震動の応答加速度波形と加速度応答スペクトル



a) 線形解析



b) 非線形解析

図-8 最大加速度、最大相対変位、最大せん断ひずみの深度分布

示した地盤条件を用いた1次元モデルにより行った。解析は時間領域で行い、積分時間間隔は0.001秒とした。また、表層地盤は、層厚1mで分割し、下方

境界は粘性境界とした。

線形解析では、せん断剛性 G をせん断弾性波速度 V_s から求めた初期剛性とし、減衰は表層地盤の 1 次振動数 1.5Hz において $h=10\%$ となるような剛性比例型で与えた。一方、非線形解析では、地盤の履歴復元力特性を R-0 モデルで設定した。R-0 モデルのパラメータである基準ひずみ $\gamma_{0.5}$ と減衰定数の最大値 h_{max} を表-2 に示す。地盤の地震応答解析の結果として、図-8 に最大加速度、基盤面との最大相対変位、最大せん断ひずみの深度分布を示す。

4. 固有値解析と減衰モデル

(1) 固有値解析結果

応答に主たる影響を与える振動モードの把握と、減衰モデルを設定することを目的として、初期剛性による固有値解析を実施した。固有値解析結果一覧を表-3 に示し、各モデルにおける水平方向の卓越モードを図-9 に示す。いずれの解析でも橋脚の卓越振動数は 2.4Hz 程度となっており、各解析モデルの基本的な振動特性は整合していることがわかる。

(2) 減衰モデル

橋梁の動的解析においては Rayleigh 減衰を用いるのが一般的であるが、本研究においては、各解析モデルにおける減衰効果を同等に評価するために、部材別の減衰設定が可能な剛性比例型減衰マトリクスを採用した。式(1)に減衰マトリクスの算定式を示す。

$$[C] = \beta[K] \quad (1)$$

ここに

$[C]$: 減衰マトリクス, $[K]$: 剛性マトリクス

β : 剛性マトリクスに対する比例係数

剛性マトリクスに対する比例係数 β は、各部材別の減衰 h_i と固有値解析より求めた着目固有振動数 f_i より、 $\beta = h_i / \pi f_i$ で求めるものとし、以下のように設定した。

2次元 FEM モデルでは、有効入力や逸散減衰の効果が自動的に取り込まれるため、橋脚の変形が卓越する水平 4 次モードの振動数 $f_4=2.4\text{Hz}$ で橋脚の減衰が $h_p=2\%$ となるように $\beta = h_p / \pi f_4$ で設定した。

集約ばねモデル、2次元骨組モデルの橋脚については、FEM モデルと同様に、橋脚の変形が卓越する水平 1 次モードの振動数 $f_1=2.4\text{Hz}$ で橋脚の減衰が $h_p=2\%$ となるように $\beta = h_p / \pi f_1$ で設定した。ただし、基礎の減衰については、その与え方によって動的相互作用が決定され、構造物の応答も大きく影響を受けることが予想されたため、以下の 2 ケースについて検討した。

①剛性比例減衰 1:

橋脚の変形が卓越する 1 次モードの振動数 $f_1=2.4\text{Hz}$ で基礎の減衰定数 $h_f=10\%$ となるように $\beta = h_f / \pi f_1$ で設定する。

表-3 固有値解析結果

解析モデル	次数	固有周期 T(sec)	振動数 f(Hz)	モード減衰 h	有効質量比
集約ばねモデル	1	0.410	2.441	0.059	73.4%
	2	0.110	9.087	0.082	26.6%
2次元骨組モデル	1	0.424	2.360	0.057	69.3%
	2	0.090	11.169	0.072	30.4%
2次元FEMモデル	1	0.672	1.488	地盤の卓越モード	
	4	0.413	2.423	橋脚の卓越モード	

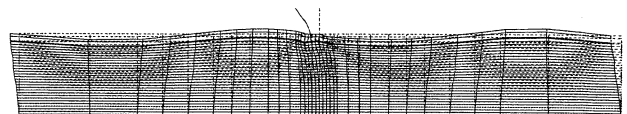
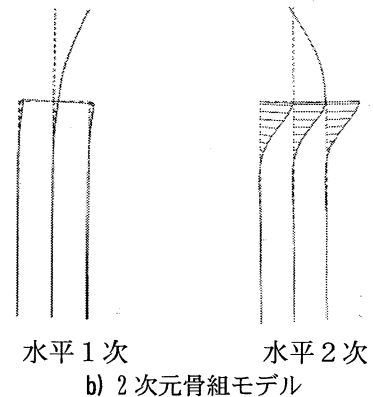
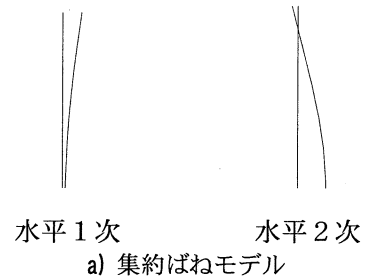


図-9 振動モード図

②剛性比例減衰 2:

基礎の変形が卓越する 2 次モードの振動数 $f_2=9.1$ (11.2) Hz で基礎の減衰定数 $h_f=10\%$ となるように $\beta = h_f / \pi f_2$ で設定する。

5. 各モデルの違いによる応答値の比較

(1) 最大応答値の比較

表-4 に各モデルの最大応答値の比較を示す。上部構造位置とフーチング底面の応答加速度、フーチング底面と上部構造位置との相対水平変位、橋脚基部の回転角は、集約ばねモデルや 2次元骨組と比較して、2次元 FEM モデルの応答値がやや小さい。集約ばねモデルや 2次元骨組モデルの減衰モデルの差に

表-4 最大応答値の比較

	項目	部位	集約ばねモデル		2次元骨組モデル		2次元FEMモデル
			剛性比例減衰1	剛性比例減衰2	剛性比例減衰1	剛性比例減衰2	
線形解析	最大応答加速度 (m/s ²)	上部構造 (橋脚天端)	13.49	15.75	11.64	15.87	8.91
		フーチング底面	5.74	5.79	6.08	6.22	4.69
	最大相対水平変位 (m)	橋脚天端～フーチング下端	0.04980	0.05810	0.04667	0.06332	0.03562
	最大回転角 (rad)	橋脚基部	0.00089	0.00106	0.00078	0.00106	0.00061
	最大曲率 (1/m)	杭頭部	—	—	0.00077	0.00084	0.00085
非線形解析	最大せん断力 (kN)	杭頭部	—	—	3870	4806	3339
	最大応答加速度 (m/s ²)	上部構造 (橋脚天端)	5.50	5.50	6.30	6.01	5.15
		フーチング底面	3.49	4.09	3.97	3.51	3.36
	最大相対水平変位 (m)	橋脚天端～フーチング下端	0.03200	0.03660	0.03445	0.04775	0.03403
	最大回転角 (rad)	橋脚基部	0.00144	0.00196	0.00121	0.00282	0.00105
	最大曲率 (1/m)	杭頭部	—	—	0.00220	0.00324	0.00228
	最大せん断力 (kN)	杭頭部	—	—	2225	2414	2165

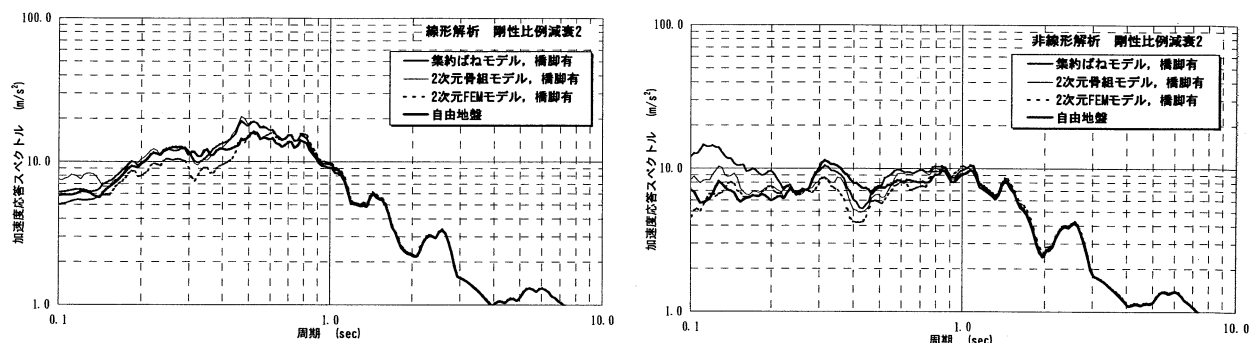


図-10 フーチング底面位置の加速度応答スペクトルの比較 (その1)

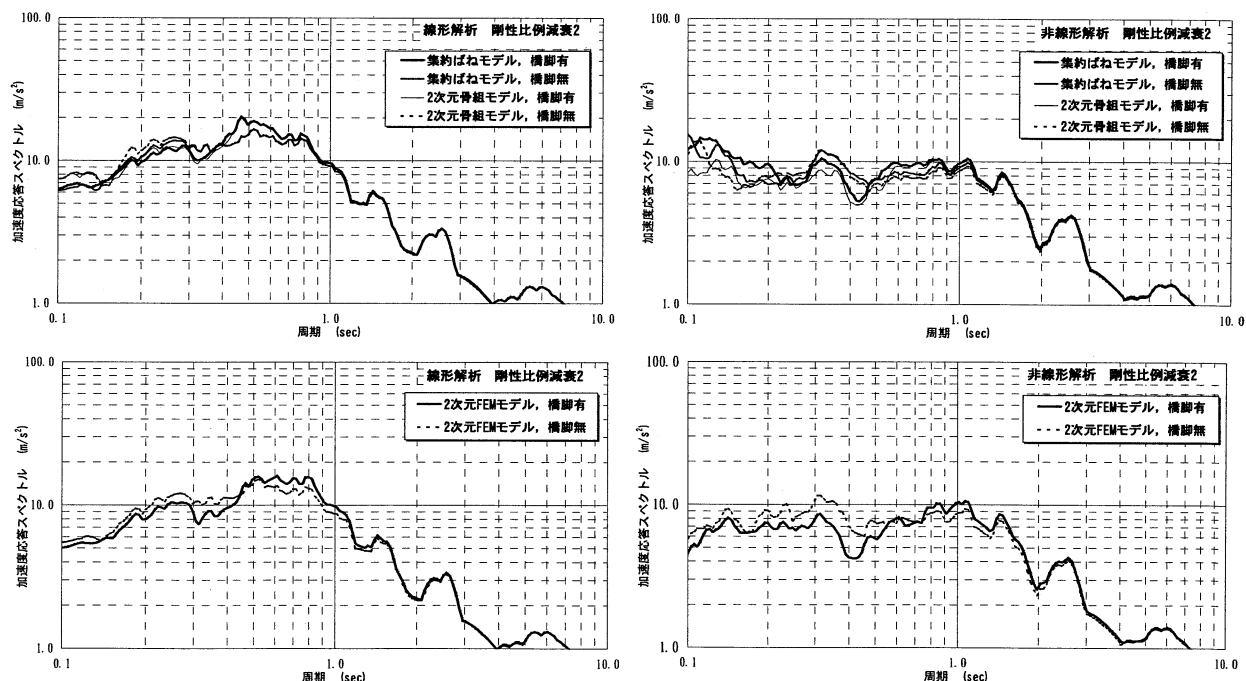


図-11 フーチング底面位置の加速度応答スペクトルの比較 (その2)

着目すると、橋脚の卓越振動数に着目した剛性比例減衰1の方が応答値が小さく、2次元FEMモデルに近い応答値を与える。

(2) フーチング底面位置の応答スペクトルの比較

図-10, 11には剛性比例減衰2におけるフーチング底面位置の応答スペクトルを示す。図-11では、橋脚を取り除いた解析モデル（フーチングの質量は考慮）との加速度応答スペクトルの比較を示す。橋脚および地盤の固有周期である0.4秒～0.7秒付近よりも短周期領域では、集約ばねモデルや2次元

骨組モデルと比較して、2次元FEMモデルの応答スペクトルがやや小さい。また、2次元FEMモデルでは、橋脚の固有周期である0.4秒付近で自由地盤よりも応答スペクトルが小さくなっているのに対して、集約ばねモデルや2次元骨組モデルでは0.4秒以上の領域で自由地盤よりも大きくなっている。いずれの解析でも、橋脚の固有周期である0.4秒付近以下では橋脚を除いたモデルの応答スペクトルは橋脚のあるモデルよりもより大きく、0.4秒付近以上では逆に橋脚のあるモデルの方が大きくなる点で

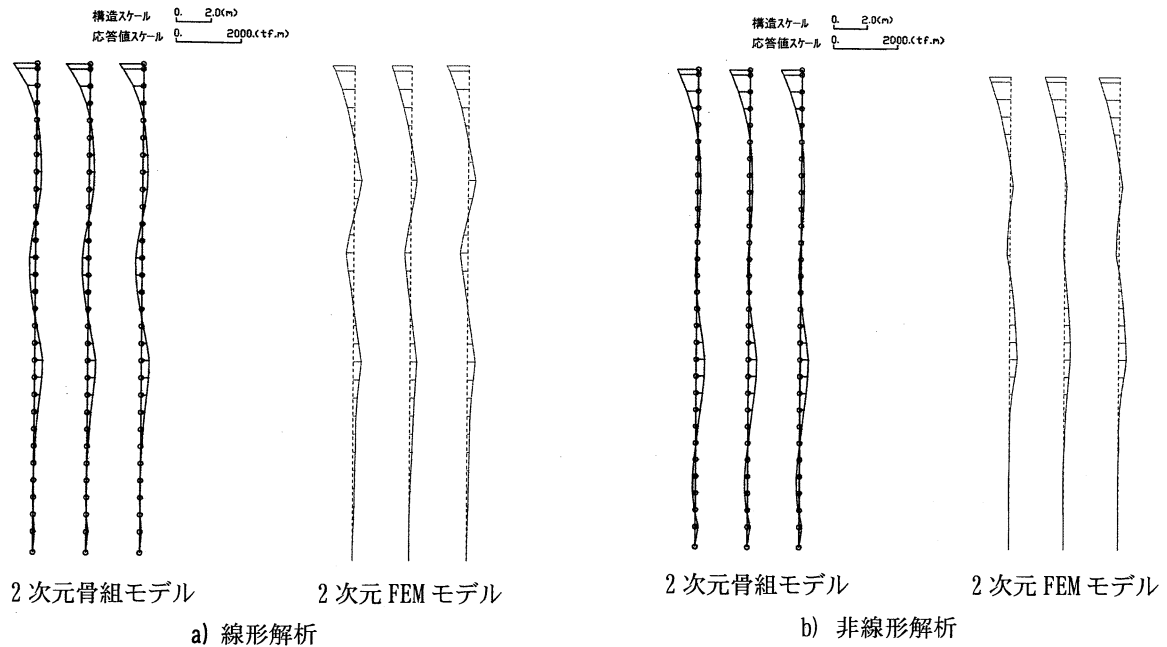


図-12 基礎杭断面力の比較

共通している。つまり、集約ばねモデルや2次元骨組モデルでも有効入力や逸散減衰の効果が近似的に反映されているものの、橋脚の固有周期付近では応答値を過大評価する可能性があると考えられる。

(3) 杭基礎の応答値の比較

2次元骨組モデルと2次元FEMモデルにおいて、杭頭モーメント最大時刻の変形図と曲げモーメント図の比較を図-12に示す。杭頭の応答値に着目すると、地盤と杭との力の伝達モデルは著しく異なるにもかかわらず、2次元骨組モデルと2次元FEMモデルの差は大きくない。また、杭の曲げモーメント分布はほぼ同程度である。

6. 基礎の減衰の違いによる応答値の比較

(1) 基礎の減衰定数の設定

先に述べたように、2次元FEMモデルでは、有効入力や逸散減衰の効果が自動的に取り込まれるため、基礎の減衰を予め設定する必要はないが、集約ばねモデルと2次元骨組モデルでは、別途基礎に減衰を与える必要があり、この減衰が上部構造の応答に対して支配的となる可能性もあるため、どの程度の影響があるかを検討した。

基礎に与える減衰としては、これまでの検討の中で用いた10%の他に5%、20%の3段階比較を行った。

(2) 橋脚基部の最大回転角の変化

基礎の減衰の変化と橋脚基部の最大応答回転角の関係を図-13および表-5に示す。図中には太線で2次元FEMモデルの解析結果を示している。応答値

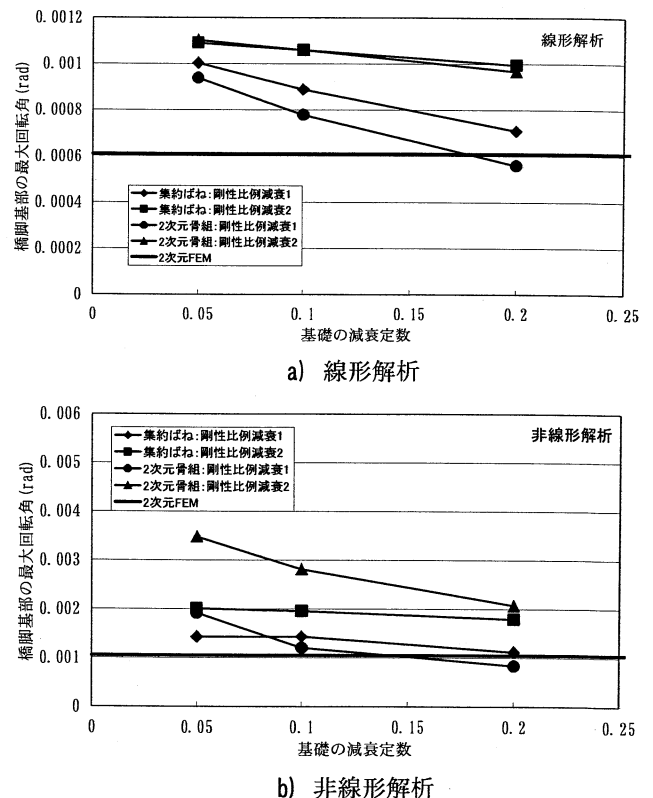


図-13 基礎の減衰の変化と橋脚基部の最大回転角の関係

の傾向は、線形解析では、集約ばねモデルの剛性比例減衰2が最も大きく、次いで2次元骨組モデルの剛性比例減衰2、集約ばねモデル剛性比例減衰1、2次元骨組モデル剛性比例減衰1の順であり、非線形解析では、2次元骨組モデル剛性比例2が最も大きく線形解析の結果に比べ逆転するが、他は同様の順番となる。また、何れの場合も2次元骨組モデルの剛性比例減衰1の減衰定数10%～20%が、2次元FEMモデルの最大応答回転角に最も近い値を示した。

表-5 基礎の減衰の変化による橋脚基部の最大回転角

解析手法	解析モデル	橋脚基部の最大回転角 (rad)					
		剛性比例減衰 1			剛性比例減衰 2		
		hf=0.05	hf=0.10	hf=0.20	hf=0.05	hf=0.10	hf=0.20
線形解析	集約ばねモデル	0.00100	0.00089	0.00071	0.00109	0.00106	0.00100
	2次元骨組モデル	0.00094	0.00078	0.00056	0.00110	0.00106	0.00097
	2次元FEMモデル	0.00061					
非線形解析	集約ばねモデル	0.00143	0.00144	0.00113	0.00201	0.00196	0.00179
	2次元骨組モデル	0.00192	0.00121	0.00084	0.00349	0.00282	0.00208
	2次元FEMモデル	0.00105					

7. まとめ

道路橋の杭基礎で支持された固定支承の橋脚を例に、集約ばねモデル、2次元骨組モデル、2次元FEMモデルの各モデルの地震応答を比較した結果をまとめると、次のようになる。

- ① 脚の固有振動特性を表現できる解析モデルを設定し、基礎に通常用いられている10～20%程度の減衰を与えれば、集約ばねモデルや2次元骨組モデルによってFEMと同等かやや大きめの橋脚の応答を得ることができる。
- ② 基礎の応答についても、2次元骨組モデルによってFEMとほぼ同等かやや大きめの杭の応答を得ることができる。
- ③ 本研究で対象とした構造は限られたものであるが、各解析の地震応答には橋脚の振動特性や自由地盤の応答と一定の関係が見られ、異なる条件の杭基礎橋脚において基礎の解析モデルを選択する際に参考になるものと考えられる。

謝辞：なお、この研究は土木学会地震工学委員会動的耐震設計法に関する研究小委員会

(委員長 大塚久哲九大教授)で審議された内容の一部をとりまとめたものである。ここに記して委員会の皆様に感謝いたします。

参考文献

- 1) 大平・田蔵・中松・清水：地盤反力の三次元的効果を考慮した群杭基礎構造物の二次元有限要素法解析モデルの作成方法，土木学会論文集，第356号/I-3, pp. 303-312, 1985
- 2) 石原・三浦：構造物一杭一地盤系の相互作用解析における3次元解析と2次元解析との比較，土木学会論文集，第501号/I-29, pp. 123-131, 1994. 10
- 3) 大塚,高野,小山,川野：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，構造工学論文集 Vol.64A, pp729-736, 2000.3
- 4) 森,三浦,張,岸下,岩上,砂坂：杭基礎構造物の一斉地震応答解析,構造工学論文集 Vol.48A, pp457-468, 2002.3
- 5) 土木学会：橋の動的耐震設計, pp124-139, 2003.3
- 6) 社団法人日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料, 1998.3
- 7) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 2002. 3
- 8) 参考文献3), pp215-228, 2003.3

(2003.6.30 受付)

THE EFFECT OF MODELING OF BRIDGE FOUNDATIONS AND SURROUNDING SOILS ON THEIR SEISMIC RESPONSE ANALYSIS

Kazutoshi YAMAMOTO, Satoshi NAKANO, Kazuhiko SAKANASHI,
Akira YUASA, Hiroshi USHIJIMA and Masaru NARITOMI

It is known that the dynamic response of bridges is affected significantly by the dynamic interaction of a bridge foundation and the surrounding soils. But, concentrated spring model due to pile foundations at the base of a footing are used frequently, because of simplicity of analysis. In this study, we deal with a road bridge pier foundation with simplified concentrated pile top springs, two dimensional frame model and two dimensional FEM model. As a result of the study, we found that the dynamic earthquake response of the concentrated spring model was very large near natural period of the foundation, and radiation damping of soils and effective input force had large effect on the response of bridge piers.