

論文 地盤ばね分布の RC 橋脚損傷への影響評価

中野 友裕^{*1}・田邊 忠顕^{*2}

要旨：本論文は、連続高架橋を対象とした地震応答解析を行う際に、橋軸方向の地盤ばねの分布特性が橋梁全体系の応答に与える影響を、橋脚の損傷に着目して数値解析的に検証したものである。その結果、解析対象とするスパン数によって橋脚の損傷程度は異なった結果を与えること、損傷の程度は対象とする橋脚部の地盤ばね定数だけでなく、周囲の地盤ばねの影響も大きく受けるということが明らかとなった。

キーワード：地盤ばね，地震応答解析，Flexibility 法，復元力特性

1. はじめに

耐震工学の分野で古くから行われてきた構造物と地盤の動的相互作用の研究によれば、構造物の応答特性は基礎構造とそれを支持する地盤の特性に大きく依存する¹⁾。そのような特性を耐震設計に反映させるために精力的な研究が行われ、多くの有益な知見が得られている。最近では基礎についての非線形挙動に関する実験も多く行われており²⁾、それらがさらに合理的な耐震設計に寄与していることは多言を要しない。

このような研究の成果を用いて、より合理的な橋梁の耐震設計を実施するには、実構造物を想定した解析が必要となる。この観点から、Ciampoli and Pinto は実際の橋梁構造物を対象にして、地盤の特性と橋脚の応答特性の相関性を数値解析的に検討し、動的相互作用の影響は、非常に軟らかい地盤を除けば構造物の応答に顕著な違いを与えることはないとしている³⁾。しかし、その検討では橋軸直交方向に対して、単一の橋脚のみを対象としていることから、たとえば橋軸方向の応答に対する影響や、橋軸方向の地盤ばねの分布形状が橋脚の損傷にどのような影響を及ぼすかという問題にまでその結論を適用することはできない。連続高架橋などの実際の橋梁構造物は、非常に長い距離に亘って建設されていることが多いことから、構造物が同一の形状であっても、地盤特性まで同一という

ケースは稀だからである。

そこで本研究では、地盤ばねの分布形状とスパン数の2つの要因が、解析結果にどの程度の相違を与えるかを明らかにすることを目的として検討を行った。前報⁴⁾で著者らは、橋梁系全体の挙動に対して Flexibility 法を用いた解析を実施し、単一の柱にモデル化した場合と、多径間の橋梁全体系とした場合の応答の相違を示した。本研究は前述の背景を踏まえ、多径間の橋梁における地盤ばねの分布形状が構造物損傷に与える影響に着目し、数値解析的に検討および考察を行ったものである。

2. Flexibility 法⁴⁾による要素の定式化

Flexibility 法による要素の定式化の基本となるのは、断面 x での要素内力 $S(x)$ を力の補間関数 $N_F(x)$ と節点力 Q により表すことである。

$$S(x) = N_F(x) \cdot Q. \quad (1)$$

式(1)の $N_F(x)$ は、軸力に関して定数、曲げに関して1次式となる。断面 Flexibility $f(x)$ を導入すると、断面 x でのひずみは次式で表される。

$$\epsilon(x) = f(x) \cdot S(x). \quad (2)$$

仮想力の原理を適用すると、要素 Flexibility マトリクスが次式のように導かれる。

$$F = \int_0^L N_F^T(x) f(x) N_F(x) dx. \quad (3)$$

以上の定式化は、要素内力に基づいているため、

*1 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻 工修 (正会員)

*2 名古屋大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 工博 (正会員)

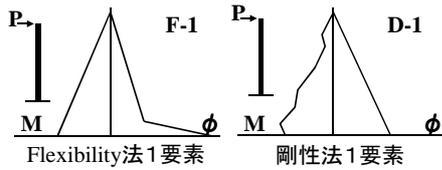


図-1 Flexibility 法と剛性法の比較

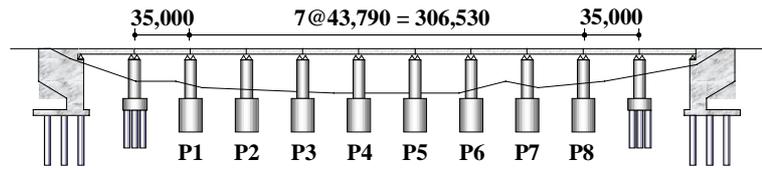


図-2 武庫川橋梁全体図 [単位は mm]

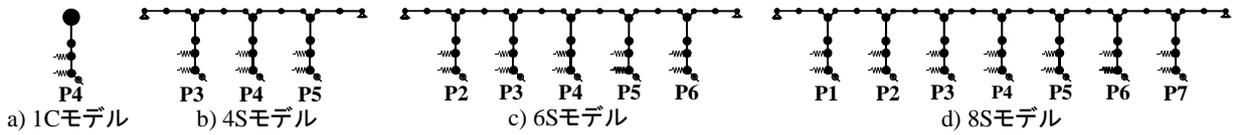


図-3 解析モデル

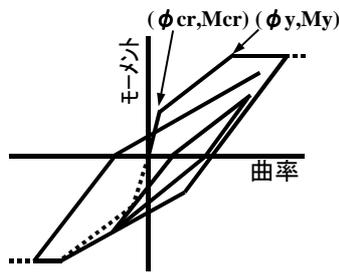


図-4 橋脚断面履歴

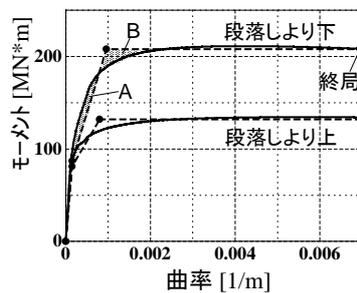


図-5 履歴特定点の算定

表-1 橋脚部履歴定数

() は段落しより上部

ひび割れ	$c_r [* 10^{-3} / m]$	0.10(0.10)
	$M_{cr} [MN * m]$	87(81)
降伏時	$y_l [* 10^{-3} / m]$	0.96(0.8)
	$M_y [MN * m]$	208(132)
除荷剛性係数		0.4
塑性ヒンジ長		2.0 [m]

力の直線性が成り立つ範囲においては 1 要素で非線形領域の解析が可能である。Flexibility 法と変位法（剛性法）におけるモーメント分布および曲率分布の相違を図-1 に示す。

3. 解析対象および解析手法

3.1 解析の対象とした構造物

本研究では、地盤ばねの分布形状と解析の対象とした橋梁のスパンの数を主要な検討項目としていることから、解析の対象としては、同一の構造が連続し、かつ地盤ばね定数が変化しても対応できる基礎形式であることが必要である。そこで、ここでは山陽新幹線武庫川橋梁を解析の対象とした。武庫川橋梁は、図-2 に示す 11 スパンの単純支持であり、中央の 7 スパンは同一の基礎・橋脚形状・スパン長を有している。

3.2 解析モデル

図-3 に橋梁の解析モデルを示す。これらはそれぞれ次のようにモデル化されたものである。
[1C モデル] 基礎・橋脚および上部工を道路橋示方書のモデル化の手法に基づき、質点、単一

の柱および基礎にモデル化した（図-3 a）。

[4S モデル] 上部工 4 スパンとそれを支持する 3 本の橋脚・基礎をモデル化した（図-3 b）。

[6S・8S モデル] 4S モデルと同様に、6 スパン分・8 スパン分をモデル化した（図-3 c, d）。

なお、地震応答解析には Flexibility 法を用いるため、各橋脚躯体は 1 要素でモデル化される。

3.3 解析手法

(1) 断面履歴モデル

地震応答解析を行う際の橋脚躯体の断面履歴則には、武田モデル⁵⁾ (図-4)を用いた。その際に必要となるひび割れ時の曲率とモーメント (c_r, M_{cr})ならびに降伏曲率と降伏モーメント (y_l, M_y)は、ファイバーモデル⁶⁾により算定した(図-5)。武田モデルの特性値は、図-5 の A と B の面積が等しくなるよう決定した。また、圧縮鉄筋位置でのコンクリートが終局ひずみに達したときを終局曲率として算出した。終局時の塑性率は $\mu_u = 7.24$ である。算定された特性値を表-1 に示す。なお、ケーソン基礎および上部工は弾性体としてモデル化した。

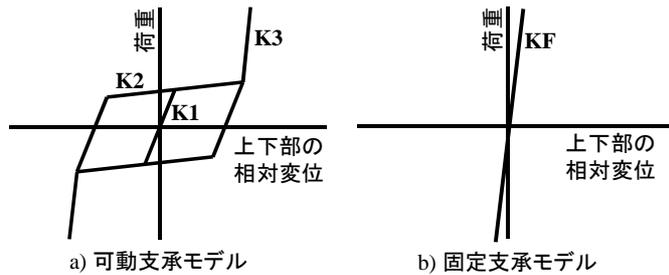


図-6 支承モデル

表-2 支承部履歴定数(全支承同一)

可動支承剛性 K1	500 [MN/m]
可動支承剛性 K2	0 [MN/m]
可動支承剛性 K3	1.0×10^6 [MN/m]
移動制限量	± 0.04 [m]
固定支承剛性 KF	1.0×10^6 [MN/m]

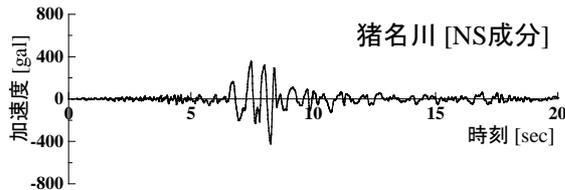


図-7 入力波形(1) 猪名川

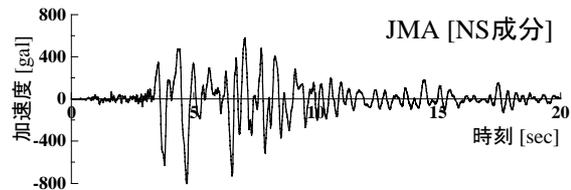


図-8 入力波形(2) 神戸海洋気象台 (JMA)

(2) 支承履歴モデル

対象とする橋梁は、単純桁が並んだ構造であり、各橋脚に対し、固定支承と可動支承が配置されている。地震応答解析においては、可動支承の移動制限量を考慮することが必要となるため、林川らの支承モデル⁷⁾を採用した。このモデルは、固定支承を非常に剛性の高いばねとし、可動支承は上部工と橋脚の間の相対変位により剛性を変化させる履歴則に従うものである(図-6)。支承に関する諸元を表-2に示す。

(3) 地盤ばねの算定方法

ケーソン基礎に対する地盤ばねモデルとしては、回転ばね・並進ばね・底部ばねの3つのばねを設置する山下らのモデル⁸⁾を採用した。このモデルは、地盤のせん断波速度・ポアソン比・密度・土の粘着力・内部摩擦角および基礎寸法によりばね定数を求めるものである。詳細な式は文献を参照されたい。また、このモデルでは、降伏点を定めて2次勾配0のバイリニア型の履歴を採用しているが、それを考慮に入れた場合、地盤が降伏に至る場合とそうでない場合で構造物の損傷が大きく異なることになる。本研究では構造物の損傷と地盤ばねの剛性との関係に着目することから、地盤ばねの降伏は考慮せず、弾性ばねとして解析を行った。なお、解析に用いたばね定数については、後述する。

(4) 入力地震動

解析に用いた入力地震動は1995年の阪神大震災で観測された地震波のうち、猪名川と神戸海洋気象台(JMA)における観測波形である(共にNS成分)。地盤ばね定数に関わらず、各節点には同一の地震動を入力した。それぞれの最大加速度は、421[gal]、818[gal]である(図-7,8)。

(5) 減衰定数・減衰マトリクス

各要素の減衰定数は、上部工・支承3%、橋脚5%、基礎構造10%とした。また地盤ばねの減衰定数は文献⁸⁾と同様、ばね定数の大きさに関わらず10%とした。固有値解析結果から各モード減衰を計算すると、4S,6S,8Sモデルで橋軸1次・2次は $3.1 \pm 0.1\%$ の範囲、1Cモデルでは18.3%、12.5%となり1Cモデルのみ非常に減衰が大きくなる。しかし1Cモデルでも上部工や支承を省略せず、振動単位でモード減衰を計算すると3.0%となる点や、他のモデルとの比較の上から1Cモデルも3.0%とした。減衰マトリクスはレーリー減衰を用いた。

4. 実際の地盤ばね分布による地震応答解析

上記の各条件を用いて地震応答解析を行った。ここでは紙面の都合上、実際の地盤ばね分布を用いた神戸海洋気象台の波形に対する1Cモデルと8Sモデルの解析結果についてのみ述べる。

表-3 地盤ばね定数 (P4 橋脚)

基礎中央	515 [MN/m]
基礎底部水平	1316[MN/m]
基礎底部回転	20.8[GN*m]

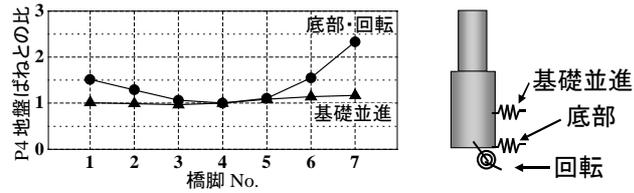


図-9 実際の地盤における地盤ばね分布形状

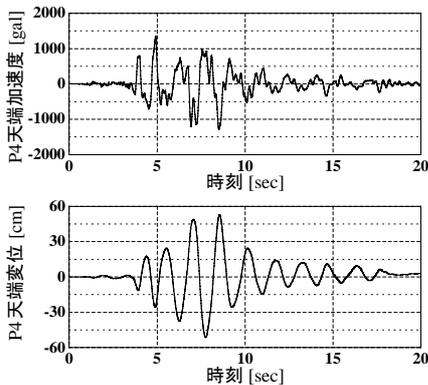


図-10 時刻歴応答解析結果
[1C モデル: JMA]

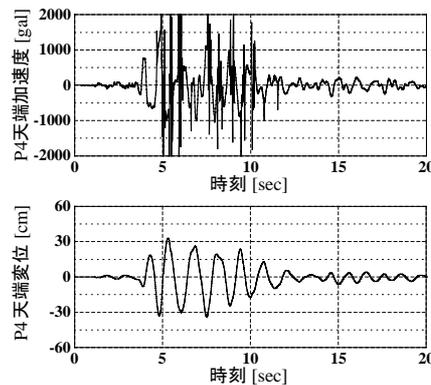


図-11 時刻歴応答解析結果
[8S モデル: JMA]

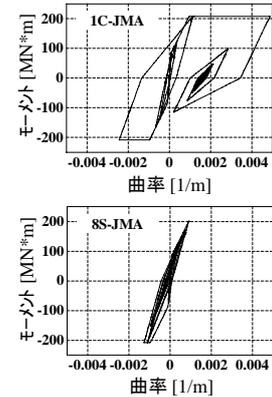


図-12 P4 橋脚基部の
モーメント-曲率関係

4.1 地盤ばね分布

表-3 に中央橋脚 (P4) 位置での地盤ばね定数を示す。多径間を解析対象とする場合には、各地点での地盤ばね定数を反映させなければならないことから、各橋脚でそれぞれ異なった地盤ばね定数を用いている。それらの値を、P4 橋脚を基準に倍率で表したものが図-9 である。地盤ばね定数の間には、最大で 2.4 倍程度の差があることが示されている。

4.2 加速度応答および変位応答

神戸海洋気象台の波形を入力した場合の P4 橋脚天端における加速度と変位の時刻歴応答を、図-10,11 に示す。図-10 は 1C モデル、図-11 は 8S モデルでの結果である。

まず、加速度応答であるが、顕著な違いとして 8S モデルの解析では高周波のノイズがあった波形が見られる。これは、上下部構造間の相対変位が可動支承の移動制限量を越えたときに急激に剛性が変化するモデルを用いているためである。また、変位応答については、橋脚天端の拘束から自由な 1C モデルの方が、8S モデルと比べ最大応答変位にして 1.4 倍程度大きくな

る。さらに 20 秒付近の残留変形も 1C モデルでは 2cm 程度発生しているが、8S モデルではほぼ 0 である。

4.3 橋脚基部の履歴応答の検討

モデル化の差異による変位応答の相違の原因を考えるために、図-12 に橋脚基部の M- 関係を示す。図によれば、1C モデルの橋脚基部での最大応答塑性率は 5.0 であるが、8S モデルでは 1.3 である。橋脚振動中の変位応答の最大値に大きな差が発生しているのは、この最大応答塑性率の違いに起因していると考えられる。また 1C モデルでは、振動がほぼ収まった時点でも 0.0015[1/m]程度の曲率が発生しているが、8S モデルではほぼ 0 である。これらは先に述べた、異なった変位応答結果をもたらす理由として矛盾なく説明できると思われる。

5. 地盤ばね分布による RC 橋脚損傷の検討

5.1 仮定する地盤ばね分布形状

地盤ばねの分布形状が、RC 橋脚の損傷に与える影響を数値解析的に検討するために、以下の分布を仮定して解析を行った (図-13)。

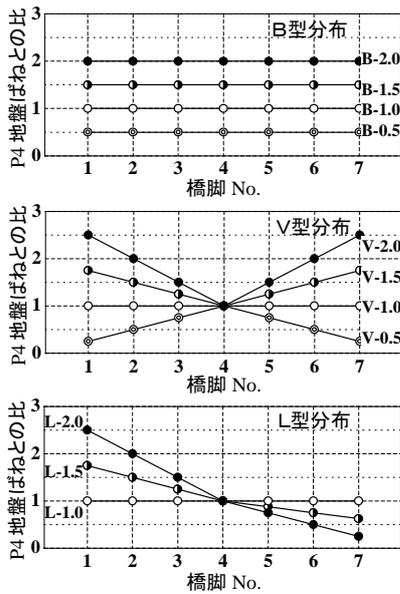


図-13 仮定した地盤ばね分布形状

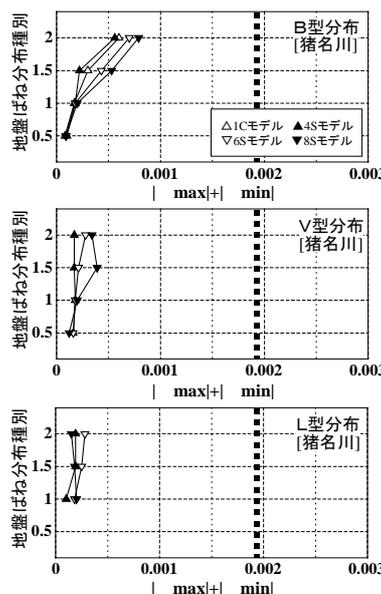


図-14 地盤ばね分布による橋脚損傷（猪名川）

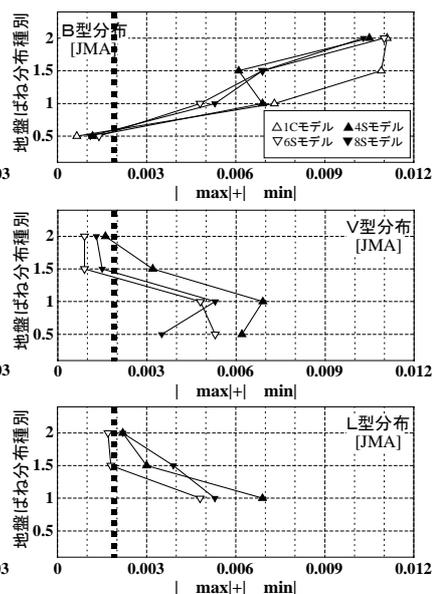


図-15 地盤ばね分布による橋脚損傷（JMA）

[B型分布] 一様な地盤条件下における橋脚の損傷と地盤ばね定数との関係を検討するため、P4 橋脚での地盤ばね定数の係数倍の値を全橋脚に採用した。その際に倍率として 2.0, 1.5, 1.0, 0.5 倍の 4 種を用いることとした。

[V型分布] 着目する橋脚の地盤定数が同一の場合、隣接する橋脚を支持する地盤の剛性によって損傷がどの程度変化するかを検討するため、中央から離れるにつれて P4 橋脚での地盤ばねに対する倍率を大きくした。2 本隣の橋脚で 2.0, 1.5, 1.0, 0.5 倍となるように倍率を定めた。

[L型分布] V型分布と同様の理由で、P4 橋脚の左はV型分布に従い、右は P4 橋脚よりも小さくなるように設定した。

5.2 猪名川波形に対する橋脚損傷

図-14 に、各地盤ばね分布で猪名川の波形を入力した時の、中央橋脚（P4 橋脚）基部の損傷を示す。横軸は履歴応答中における正負最大曲率の絶対値の和である。また、横軸 0.00192 の位置は、断面降伏曲率の 2 倍を表している。すなわち、点線よりも左側にある場合、P4 橋脚の損傷は降伏に至っておらず、右に出る場合は降伏したと考えるが良い。ただし、正の曲率だけが降伏して、負の曲率が降伏に至らない場合は、点線より左でも降伏している場合もある。

猪名川の波形を入力した場合、B 型分布では地盤ばね定数が大きくなるにつれて橋脚の応答曲率は大きくなる傾向がある。これは、大きな地盤反力が基礎部分に発生するためであると考えられ、地盤ばねを弾性ばねとしていることから考えれば、常識的な結果である。一方、P4 橋脚の地盤ばねを一定にして周囲の地盤ばねを変化させた V 型や L 型分布の場合、倍率とスパン数により最大 2 倍程度の差が発生している。これは、P4 橋脚のばね定数が同一であっても、全体の振動効果により隣接するスパンとの間に相互作用が発生したためであると考えられる。

5.3 神戸海洋気象台波形に対する橋脚損傷

図-15 に、神戸海洋気象台の波形での基部損傷を示す。B 型では、猪名川と同様、地盤ばね定数の大きさと損傷の間に比例関係が認められる。ここで 4S モデルには外れた点があるが、これはモデル端部の自由端による影響が 4 スパン程度では排除できなかったことに起因すると考えられる。一方、V 型分布や L 型分布は、P4 橋脚の地盤ばねを一定にしているにもかかわらず、隣接する橋脚のばね定数により損傷が非常に異なっている。特に V 型分布や L 型分布は P4 橋脚部分の地盤ばねを一定にしているにもかかわらず、大きく異なった損傷となっている。具体

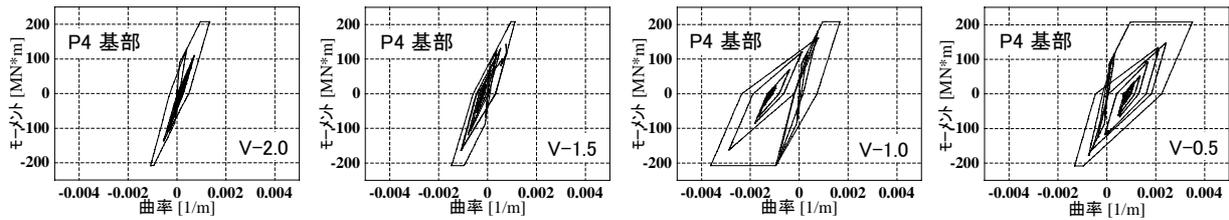


図-16 8Sモデル中央橋脚(P4)基部のM- 履歴曲線 (V型分布)

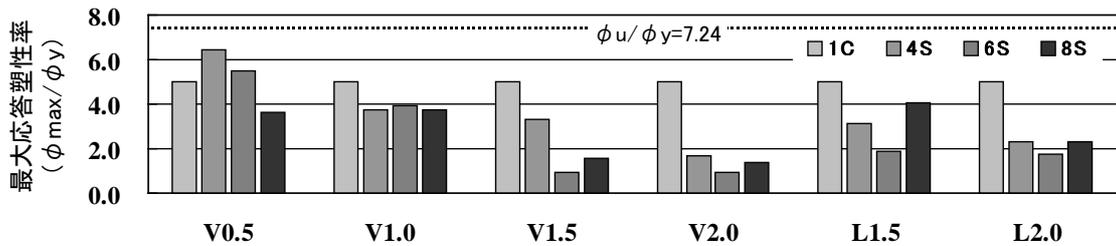


図-17 P4橋脚基部におけるモデル別の最大応答塑性率(V型・L型分布)

的に8SモデルP4橋脚位置におけるV型分布でのM- 関係を見ると(図-16),V-2.0/1.5と比べてV-1.0/0.5は非常に損傷が大きい。また,V型,L型分布に対する各モデルの橋脚基部の最大応答塑性率を示した図-17によれば,周囲の橋脚を支持する地盤の剛性が高いほうが,応答塑性率は小さくなる傾向が見られる。最大曲率の値は,降伏モーメントに至った時点と,その後には受ける荷重によって大きく異なることから,一般論に拡張することはできないものの,対象橋脚基部の地盤ばねが同一であっても,周囲の地盤ばね分布により損傷の程度が大きく異なる場合のあることが示されたと思われる。

6. 結論

橋脚の損傷への地盤ばね分布の影響を評価するために,種々の地盤条件を仮定して数値解析的検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 1本の柱での解析は,多径間として解析した場合と違い,隣接するスパンの影響を評価できないため,全体系を考慮した場合と異なった結果を与える場合がある。
- (2) 着目する橋脚の地盤ばね特性が同一であっても,隣接する橋脚を支持する地盤ばね定数により損傷が異なる可能性がある。

参考文献

- 1) 日本建築学会:入門・建物と地盤との動的相互作用,丸善,1996.4
- 2) たとえば,牧剛史,睦好宏史:鉄筋コンクリート杭の水平復元力特性と変形状に関する研究,土木学会論文集, No.683-52, pp.103-118, 2001.8
- 3) Ciampoli,M. and Pinto,P.E.: Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, Vol.121, No.5, pp.806-814, 1995
- 4) Chea,C.H,中野友裕,田邊忠顕:Flexibility法によるRC構造物の地震応答解析,コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.1231-1236, 2001.6
- 5) Takeda,T. et al.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the STRUCTURAL DIVISION, Proc. of the ASCE, pp.2557-2572, 1970
- 6) 田邊忠顕,檜貝勇,梅原秀哲,二羽淳一郎:コンクリート構造,朝倉書店, pp.59-82, 1992
- 7) 林川俊郎,佐野雅章,大嶽敦郎:橋脚長と支承部が異なる高架橋の大地震時非線形応答解析,第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.227-232, 1998
- 8) 山下典彦,原田隆典:基礎-地盤-構造物系の非線形動的相互作用を考慮した応答スペクトルに関する研究,構造工学論文集, Vol.47A, pp.591-598, 2001.3