



動的相互作用を考慮した多自由度構造物系の 耐震性能評価に関する基礎的研究

木村 至伸¹⁾、河野 健二²⁾、栗脇 真³⁾

- 1) 学生会員 鹿児島大学理工学研究科、博士後期課程 工修
e-mail : yuki@oce.kagoshima-u.ac.jp
- 2) 正会員 鹿児島大学工学部海洋土木工学科、教授 工博
e-mail : kawano@oce.kagoshima-u.ac.jp
- 3) 鹿児島県庁、工修

要 約

兵庫県南部地震による構造物の大きな損壊を受けて、耐震設計の見直しが行われてきた。構造物の設置される環境の複雑さを考慮すると、構造物の安全性を計るためには、地形や地盤条件の変化など、構造物の応答に影響を及ぼす様々な要因を明らかにする必要がある。本研究では動的相互作用を考慮した地盤-基礎-上部構造物系の1つとして、各橋脚下の地盤条件が変化する場合及び橋脚高さが変化する場合について非線形応答解析を行い、これらが構造物の耐震性能評価に及ぼす影響について検討した。また、入力地震動の最大加速度に着目した多自由度構造物系の耐震性能に関する評価法や、橋脚限界値を用いた地震後の構造物の機能保持に関する検討を加えた。

キーワード：耐震性能評価、性能設計、非線形地震応答解析

1. はじめに

1995年1月17日に発生した都市直下型の内陸性地震である兵庫県南部地震は大きな災害をもたらすと同時に、その後の耐震設計法に大きな影響を及ぼした。従来の耐震設計は、設計地震力及び設計基準の詳細のみを規定した仕様設計が中心であり基準に従うことのみが要求されてきた。また、設計された構造物がどの程度の地震力に耐え得る性能を有しているか、などについては検討されていなかった。兵庫県南部地震以降、地震荷重に対して構造物ごとの目標性能を設定し、これを満足するように設計を進める性能設計法が注目されるようになった^{1),2),3),4)}。そこでは地震動が構造物の応答に及ぼす影響を非線形領域で検討することが重要となる。また、地震時における構造物全体系の動的挙動は、一般に上部構造物のみならず地盤条件とも密接に関係している。このため、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した耐震設計が不可欠と考えられる。このような構造物の動的挙動を把握する為には、構造物全体系を地盤-基礎-上部構造物系の

動的相互作用を含めた形でモデル化を行い、地震応答解析を行うことで、その応答特性を明確に出来ると考えられる^{5),6),7),8)}。また、構造物が長大化する場合、地形、地盤条件、地震動の位相差など、構造物の応答に影響を及ぼす様々な要因が変化することが想定される。そこで本研究では、橋梁構造物の長大化に伴う地形や地盤条件などの変化を想定し、各橋脚下の地盤条件及び橋脚高さの2つをパラメータとして、地盤-基礎-上部構造物系の動的相互作用を考慮した非線形応答解析を行い、構造物の応答に及ぼす影響について検討した。また、入力最大地震加速度に着目した耐震性能に関する評価法及び橋脚の機能損傷に対する橋脚限界値を用いた地震後の機能保持についての検討を行った^{2),3),4),9),10)}。

2. 非線形地震応答解析法

本研究では、Fig.1 に示すような基礎地盤を含む橋梁構造物を節点数8及び要素数7を有するSR型の多自由度系モデルとして表し非線形応答解析を行った。ここでこの部材は鋼材（材料：SS400、ヤング率：205N/mm²）からなる梁要素とし断面径は2.5m、橋脚高さ11.0m、全長120.0mとしている。減衰に関してはレーリー減衰で考慮し、等価減衰定数は2%である。また、部材の非線形特性に関してはM - 関係で与え、履歴曲線がバイリニア型になるように設定し、梁の曲げ降伏判定は各橋脚基部で行っている。また、上部構造物は杭基礎に支持されているとし、Sway-Rockingモデルで考慮する。地盤の非線形特性は、Hardin-Drnevichモデルを基に等価線形モデルを用いて考慮している⁸⁾。Fig.2は杭基礎の形状を示している。フーチング高さ3.0m、杭については杭長12.0m、外径0.8m、内径0.776mの鋼管杭を設定している。地盤の減衰は粘性減衰で与え、初期減衰定数は10%としている。ここでこの並進及び回転バネ定数の算出は道路橋示方書に従っている。回転慣性は、フーチング部分と杭基礎の寸法より算出した。また、杭基礎自体の非線形性は考慮していない。詳しい構造物の部材の諸元はTable 1に示している。

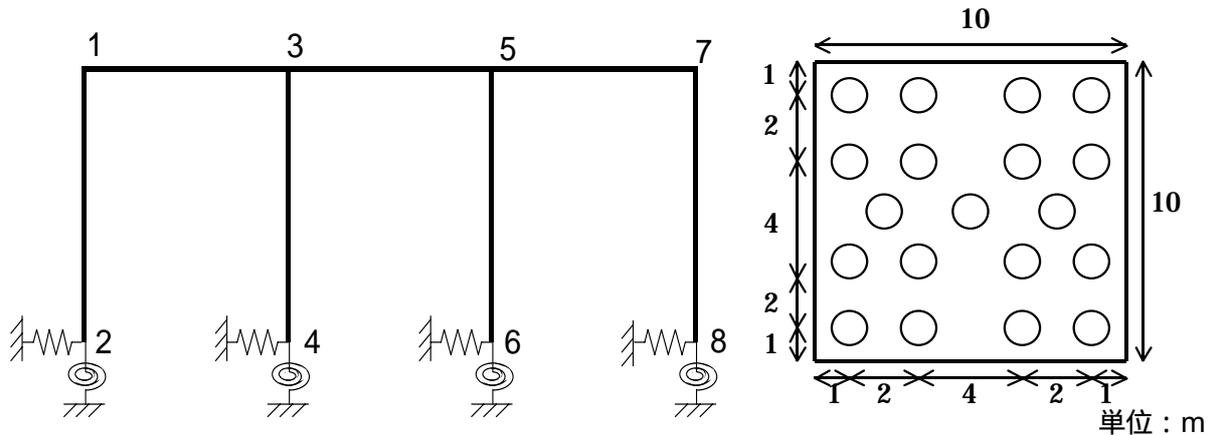


Fig.1 解析モデル

Fig.2 杭基礎の形状

Table 1 解析モデルの諸元

要素番号	長さ (m)	外径 (m)	内径 (m)	断面積 (m ²)	断面二次モーメント (X) (m ⁴)	断面二次モーメント (Y) (m ⁴)	極二次モーメント (m ⁴)
1	11	2.5	2.45	0.1944	0.1489	0.1489	0.3037
2	40	2.5	2.4	0.3848	0.2889	0.2889	0.6013
3	11	2.5	2.45	0.1944	0.1489	0.1489	0.3037
4	40	2.5	2.4	0.3848	0.2889	0.2889	0.6013
5	11	2.5	2.45	0.1944	0.1489	0.1489	0.3037
6	40	2.5	2.4	0.3848	0.2889	0.2889	0.6013
7	11	2.5	2.45	0.1944	0.1489	0.1489	0.3037

地盤-基礎系に関する運動方程式と上部構造物の運動方程式は、動的サブストラクチャー法を用いて全体系の運動方程式として以下のように表される（各マトリクスの詳細は APPENDIX に示す）。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad (1)$$

ここで $[M]$, $[C]$ 及び $[K]$ は、それぞれ動的相互作用を表した全体系の質量、減衰及び剛性マトリクスであり、 $\{F\}$ は、地震力による外力ベクトルである。一般的に変位ベクトル $\{u\}$ には、水平・鉛直・回転成分が含まれるが、境界条件により縮小され、着目する面内もしくは面外加振による応答成分に分けて表すことができる。入力地震動に対して全体系の応答が線形となる場合、固有値解析により得られる固有振動モードを用いて容易に応答を求めることができる。一方、構造物や地盤が非線形性を有する場合、時間領域での直接積分法が用いられる。そこで、Newmark の法を用いて各時刻毎の応答を表し、剛性等の時間依存性を考慮すると次式に示すように増分法を用いて全体系の運動方程式が求められる。

$$[\tilde{M}]\{\Delta\ddot{u}\} + [\tilde{C}]\{\Delta\dot{u}\} + [K(t)]\{\Delta u\} = \{\Delta\tilde{F}\} \quad (2)$$

ここで $[\tilde{M}]$ 及び $[\tilde{C}]$ マトリクスは、それぞれ地盤と構造物の動的相互作用の影響を考慮した質量、減衰及び剛性マトリクスである。また、 $[K(t)]$ は時間に依存した応答量の関数として表される剛性マトリクスである。式(2)に対して増分法を適用すると、応答の増分 $\{\Delta u\}$ に関して以下の式が得られる。

$$[\tilde{K}(t)]\{\Delta u\} = \{\Delta\tilde{F}\} \quad (3)$$

ここで、

$$[\tilde{K}(t)] = [K(t)] + (6/\Delta t^2)[\tilde{M}] + (3/\Delta t)[\tilde{C}] \quad (4)$$

$$\{\Delta\tilde{F}\} = \{\Delta F\} + [\tilde{M}]\{(6/\Delta t^2)\dot{u} + 3\ddot{u}\} + [\tilde{C}]\{3\dot{u} + (\Delta t/2)\ddot{u}\} \quad (5)$$

これより、それぞれの時間増分に対しての応答量は、式(3)により求められる。以上の方法より得られる結果を用いて、各要素の節点力に関しての評価を行う。時刻 $t + \Delta t$ における任意の要素の変位応答 $\{u_e + \Delta u_e\}$ より節点変位が $\{\Delta u_e\}$ だけ増分すると、節点力 $\{R_e\}$ が $\{\Delta R_e\}$ だけ増分する。すなわち、

$$\{R_e + \Delta R_e\} = [K_e(u) + \Delta K_e]\{u_e + \Delta u_e\} \quad (6)$$

となる。ここで、節点の増分量 $\{\Delta R_e\}$ は

$$\{\Delta R_e\} = [\Delta K_e]\{u_e\} + [K_e(u)]\{\Delta u_e\} + [\Delta K_e]\{\Delta u_e\} \quad (7)$$

のようになる。 $\{\Delta R_e\}$ と $\{\Delta u_e\}$ は、それぞれ微小項を表している。ここでは、1 次の微小項のみに注目し、 $[\Delta K_e]\{\Delta u_e\}$ については2 次の微小項となるため無視する。上部構造物における断面の曲げモーメントに関する履歴特性をバイリニア型で、また、地盤の非線形特性に関しては Hardin-Drnevich 型の等価線形モデルを用いて各時刻毎の地盤ひずみから地盤-基礎系のバネ剛性の再評価を行い、全体系の解析を行っている⁹⁾。式(6)のように表された各時刻毎の応答の増分量は修正 Newton Raphson 法を用いて求めている。

3. 多自由度構造物系に対する耐震性能評価法

3.1 入力強度による評価法⁹⁾

本研究では、降伏強度を一定とし、入力地震動の最大値を変化させて、多自由度構造物系に関する耐震性能評価を行う。目標となる非線形特性を満足する際の入力地震動の最大加速度に着目し、この結果を用いて構造物全体系としての非線形性の評価を行っている。この方法による耐震性能評価に関しては、参考文献⁹⁾に示している。Fig.3はSDOF系に対する非線形応答の結果の一例を示しており、入力地震波は1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された南北方向波(以下: Kobe-ns)である。ここでは、震度法で設計するとして降伏変位を設定している。入力加速度の最大値は構造物の塑性率が大きくなるにつれて増加しており、固有周期によっても大きな相違が見られることが分かる。許容できる塑性率に相当する非線形応答を考慮すると、塑性率の増加に伴って非常に大きな地震力の入力が可能になることを示している。

3.2 地震後の機能保持に対する評価法^{2),3),4),9)}

レベル1地震動に対して、構造物はほぼ無損傷程度の被害に収まるように設計される。この設計は震度法によるもので、無損傷限界に対して考慮される。レベル2地震動に対しては、種々の限界状態に対して耐震性能の照査が行われる。その中の1つは、構造安全性に対する照査であり構造物の終局限界に対して定められる。他には、無損傷限界と終局限界の間に損傷限界を設定し地震後の使用性に対する照査が設けられている。これは、地震後の機能保持及び復旧期間などを照査するものである。これに関しては、構造物の重要度に応じて耐震性能を区分した要求耐震性能マトリクスが提案されている^{2),3)}。これには、地震後の使用性に対する照査も設けられており、残留変位を橋脚高さで除した橋脚限界値を用いて検討されている^{2),4)}。本研究では、Table 2に示す橋脚限界値を用いて地震後の機能保持に対する検討を加える^{4),9),10)}。

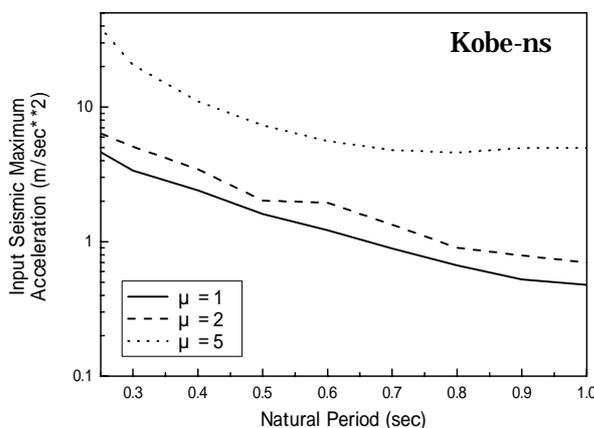


Fig.3 入力地震動の最大加速度

Table 2 損傷度の分類⁴⁾

記号	損傷内容及び復旧期間	橋脚限界値 R/h
As	崩壊と見なされる程度の損傷 撤去・建替えが必要(崩壊)	1/100 以上
A	崩壊はしていないが機能を失う 復旧には2ヵ月以上を要する(大損傷)	1/100
B	最低限の機能を維持している程度 復旧には2週間~2ヶ月必要(中損傷)	1/150
C	補修しながら普通車両が通行可能 数日内の補修で復旧可能(小損傷)	1/300
D	目視点検後、すぐに通行可能 損傷がほとんど無い(無損傷)	1/1000

4. 解析結果及び考察

この節では、Fig.1に示す多自由度系構造物である橋梁モデルを対象にして、各橋脚下の地盤条件及び橋脚高さの2つをパラメータとし、それらの相違が構造物の耐震性能評価に及ぼす影響について検討する。ここでの入力地震波はKobe-nsとして、地盤-基礎-上部構造物系の動的相互作用を考慮した非線形応答解析を行う。また、本モデルに関して入力地震動の最大加速度に着目した耐震性能評価や橋脚限界値を用いて地震後の機能保持についての検討も加える。始めに、解析モデルの基本的な特性を示すために、上部構造物に関して固有値解析を行った結果をFig.4に示す。解析モデルの1次固有周期は0.518秒である。

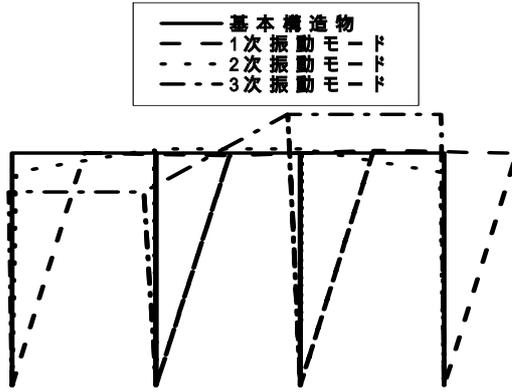


Fig.4 上部構造物の振動モード

Table 3 地盤条件の分類

	節点2下 地盤N値	節点4下 地盤N値	節点6下 地盤N値	節点8下 地盤N値
タイプ1	30	30	30	30
タイプ2	3	30	30	30
タイプ3	3	30	30	3
タイプ4	30	30	3	3
タイプ5	30	3	3	30
タイプ6	3	3	3	30
タイプ7	3	3	3	3

Table 4 全体系の固有周期

	タイプ1	タイプ2	タイプ3	タイプ4	タイプ5	タイプ6	タイプ7
1次固有周期 (sec)	0.541	0.545	0.549	0.555	0.561	0.565	0.569
2次固有周期 (sec)	0.452	0.456	0.457	0.461	0.462	0.464	0.466

4.1 地盤条件が構造物の耐震性能評価に及ぼす影響

ここでは、各橋脚下の地盤条件が異なることを想定し各橋脚下の地盤条件を Table 3 のように設定した場合について解析を行う。また、全体系の固有周期を Table 4 に示す。地盤条件が異なることで若干固有周期が変化していることが分かる。

Fig.5 は地盤条件の相違による地盤の非線形特性の影響を把握するために、地盤条件を変化させた場合における地盤のせん断ひずみの最大値を求め、それを固有周期ごとに示している。これより、固有周期が長くなるにつれてせん断ひずみは増加傾向にあることが分かる。これより、固有周期が長くなるにつれて地盤の非線形特性が反映され、履歴減衰の増加による上部構造物の応答の減少が予想される。

次に入力地震動の最大加速度に着目して耐震性能評価に関する検討を行う。Fig.6 は、目標となる非線形特性である最大曲率と降伏曲率の比を $\text{Max}/Y=5$ とした場合について示したものである。主に要素 1 において目標となる非線形特性を満足しているが、地盤条件によっては要素 7 において目標を満足している。このことより、地盤条件によっては、部材の非線形特性が構造物全体系に及ぼす影響が異なることが理解できる。次に、Fig.7 に目標となる非線形特性を $\text{Max}/Y=5$ とした場合における入力地震動の最大加速度を

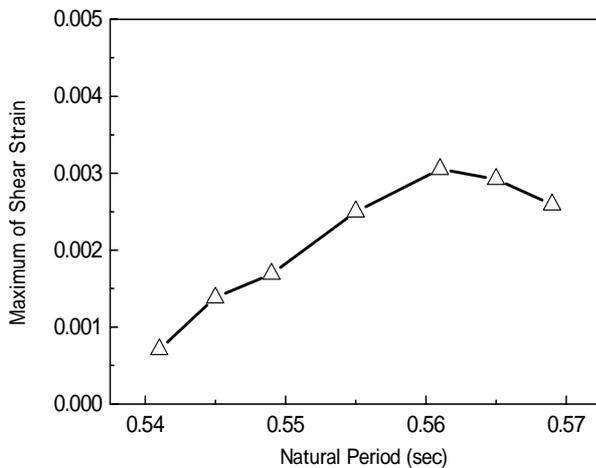


Fig.5 せん断ひずみの最大値

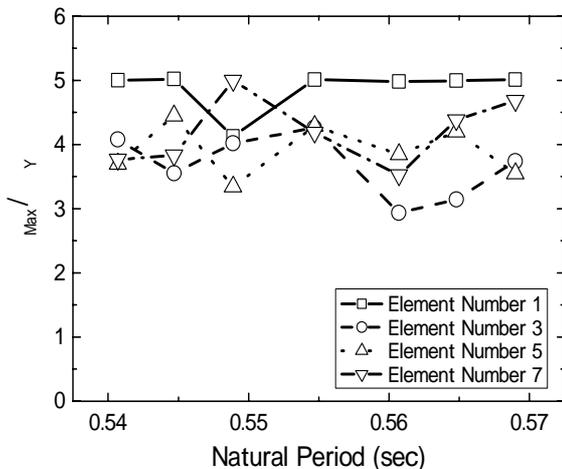


Fig.6 最大曲率と降伏曲率の比

示す。図中には、比較のため線形時(図中: $\text{Max}/\gamma=1$)に対する値も示している。これより、目標となる非線形特性を満足することで、線形時よりも大きな入力地震動を許容できることが理解できる。次に、目標となる非線形特性を満足した場合において、橋脚限界値を用いて地震後の機能保持に対する検討を行う。Fig.8 は $\text{Max}/\gamma=5$ の場合に対する橋脚限界値を示している。ここでの残留変位は、各橋脚の天端に関する非線形時刻歴応答解析の収束点とした。図中には、Table2 に示した損傷度も示している。この図より、解析タイプ 1,3,4 及び 7 の地盤条件に関しては、全ての橋脚において崩壊と判断され耐震設計の見直しが必要とされる。これより地盤条件の相違により、地震後の機能保持は全く異なる判断を示すことが分かり、地盤条件が上部構造物の非線形応答特性に影響を及ぼしていることが理解できる。

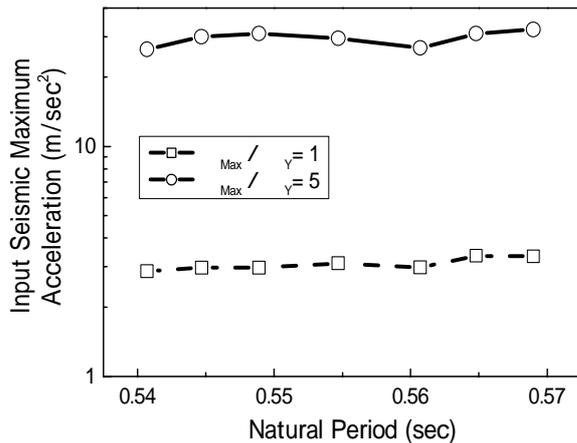


Fig.7 入力地震動の最大加速度

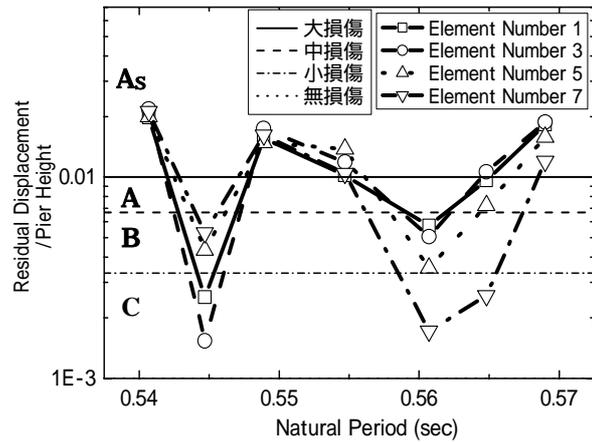


Fig.8 橋脚限界値

Table 5 橋脚高さの相違による解析モデルの分類

要素 モデル	要素の 高さ (m)	要素の 高さ (m)	要素の 高さ (m)	要素の 高さ (m)
1	6	6	6	11
2	11	6	6	11
3	5	7	9	11
4	3	11	11	3
5	6	6	11	11
6	6	11	11	6
7	6	11	6	11
8	6	11	11	11
9	9	11	11	9
10	11	11	11	11

Table 6 全体系の固有周期

要素 モデル	基礎固定		N値 3		N値 30	
	一次(sec)	二次(sec)	一次(sec)	二次(sec)	一次(sec)	二次(sec)
1	0.363	0.297	0.456	0.450	0.443	0.437
2	0.368	0.332	0.457	0.453	0.446	0.442
3	0.380	0.323	0.458	0.451	0.447	0.441
4	0.398	0.314	0.458	0.450	0.455	0.445
5	0.398	0.320	0.465	0.452	0.454	0.443
6	0.401	0.381	0.470	0.461	0.463	0.445
7	0.421	0.309	0.471	0.454	0.459	0.443
8	0.433	0.398	0.493	0.464	0.474	0.451
9	0.466	0.407	0.522	0.463	0.497	0.447
10	0.518	0.412	0.569	0.466	0.541	0.452

4.2 橋脚高さが構造物の耐震性能評価に及ぼす影響

ここでは、構造物の各橋脚高さを Table 5 に示すように変化させ、橋脚高さの相違が構造物の応答に及ぼす影響について検討する。また、ここでの地盤条件は、地盤全体を N 値 3 及び 30 とした場合について解析を行った。Table 6 にそれぞれのモデルにおける全体系の固有周期を示す。

まず、Fig.9 に橋脚高さを Table 5 に示すように変化させた場合において、各節点での変位時刻歴応答の二乗平均値を求め、その最大値を固有周期ごとに示す。これより、ほぼ同様の固有周期領域内にあるにもかかわらず橋脚高さが異なることにより、異なった応答を示していることが分かる。よって、多自由度構造物系において非線形特性を考慮した場合には、部材の非線形特性が互いの部材に影響を及ぼし合い複雑な挙動を示すため、必ずしも構造物の応答が線形時の固有周期に支配されるとは限らないことが分かる。

次に、Fig.10 は橋脚高さを変化させた場合の各橋脚下地盤のせん断ひずみを求め、それらに対する最大値を固有周期ごとに示したものである。これより、橋脚高さが異なることにより動的相互作用の影響を受けて地盤は異なった挙動をしており、橋脚高さの相違が地盤の挙動に影響を及ぼすことが理解できる。ま

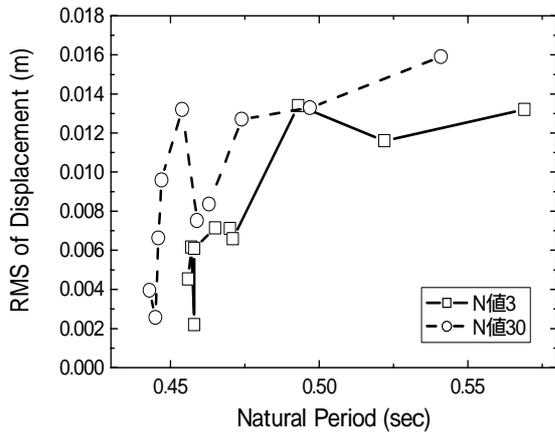


Fig.9 変位応答の二乗平均値

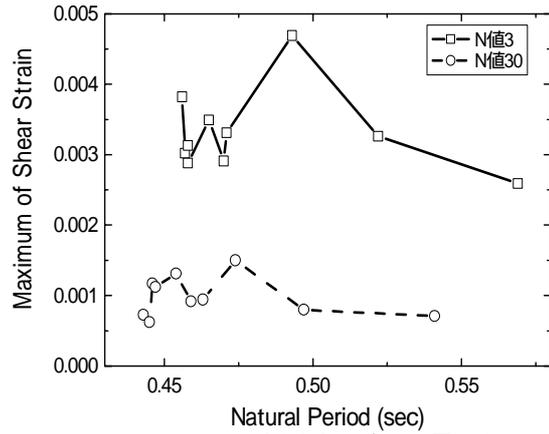


Fig.10 せん断ひずみの最大値

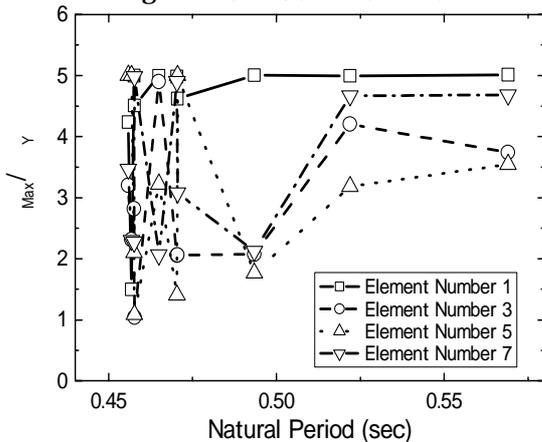


Fig.11 最大曲率と降伏曲率の比(N値=3)

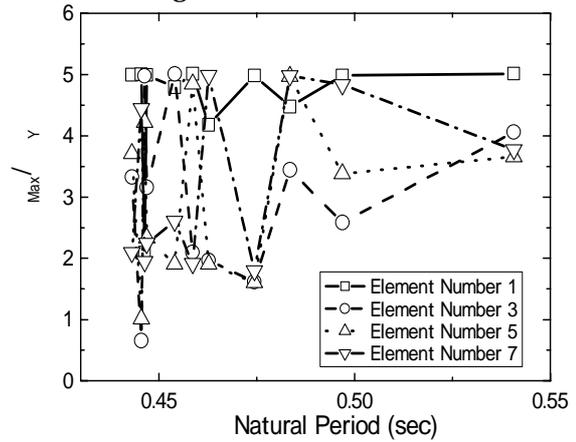


Fig.12 最大曲率と降伏曲率の比(N値=30)

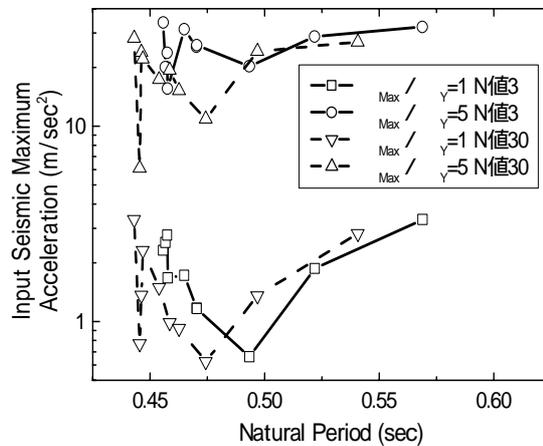


Fig.13 入力地震動の最大加速度

た、地盤条件の比較より、N 値 3 の場合が N 値 30 の場合よりもせん断ひずみが大きく、地盤の変形によるエネルギー吸収が大きいことが理解できる。このことが Fig.9 の同周期帯において N 値 3 の場合が N 値 30 の場合に比べ応答が小さくなった要因と考えられる。次に入力地震動の最大加速度に着目して耐震性能評価に関する検討を行う。Fig.11 及び Fig.12 は、それぞれ地盤条件が N 値 3 及び N 値 30 の場合において、目標となる非線形特性を $\text{Max} / \gamma = 5$ とした場合の最大曲率と降伏曲率の比を示したものである。橋脚高さが異なることにより、目標とする非線形特性は異なった要素で満足されている。このことより、橋脚高さの相違により構造物全体系に及ぼす部材の非線形特性の影響が異なることが理解できる。また、地盤条件の比較より N 値 3 と N 値 30 の場合で、目標とする非線形特性を満足する要素が異なっていることが分かる。

これより、地盤条件が変化するとき、動的相互作用の影響により部材の非線形特性が構造物全体系に及ぼす影響が異なることが理解できる。

Fig.13 は目標となる非線形特性を $\mu_{Max}/\gamma=5$ とした場合における入力地震動の最大加速度を示している。目標となる非線形特性を満足することで、線形時より大きな入力地震動を許容できることが分かる。しかし、橋脚高さが異なることにより許容できる入力地震動は全く異なっている。これより、橋脚高さの相違により部材の非線形特性が構造物全体系の応答に影響を及ぼすことが理解できる。次に、目標となる非線形特性を満足した場合において、橋脚限界値を用いて地震後の機能保持に対する検討を行う。Fig.14 及び Fig.15 は、N値 3 及び 30 の場合の橋脚限界値を示している。橋脚高さの相違により地震後の機能保持は全く異なっていることが分かる。また、地盤条件が異なることにより異なった機能保持を示していることが分かる。これらの結果より、目標となる非線形特性を満足していても橋脚限界値より大損傷を受けていると見なされ、耐震設計の見直しが必要とされる場合があることが分かる。この要因として、Table2 に示した損傷度の分類に、動的相互作用の影響が考慮されていないことが考えられる。よって、耐震性能評価に対する動的相互作用の取り扱いに関して、より詳細な検討が必要であると思われる。

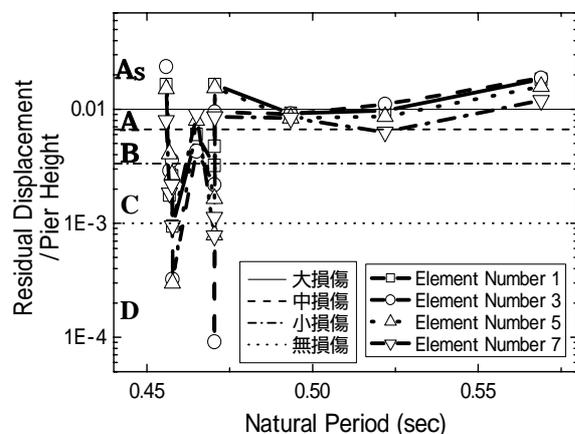


Fig.14 橋脚限界値 (N 値 = 3)

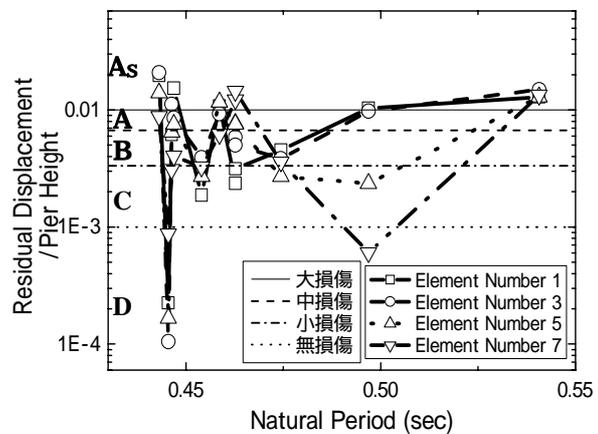


Fig.15 橋脚限界値 (N 値 = 30)

5. まとめ

本研究では動的相互作用を有する地盤-基礎-上部構造物系の1つとして多スパン橋を対象として非線形地震応答解析を行った。各橋脚を支持する地盤条件及び橋脚高さをパラメータとした場合について非線形応答解析を行い、耐震性能や機能保持に及ぼす影響について検討を行った。本解析で得られた結果を要約すると以下ようになる。

- 1) 地盤条件及び橋脚高さによる振動特性の相違による動的相互作用の影響を受けて、構造物の応答は大きく異なっているため、これらが構造物の応答に及ぼす影響を把握することが重要になる。特に、非線形応答時には橋脚高さの相違によって構造物は全く異なった応答特性を示すことが分かる。
- 2) 地盤が軟弱になるにつれて地盤は非線形特性を顕著に示すようになる。このため、軟弱地盤では、地盤の非線形特性が上部構造物の応答に及ぼす影響は大きくなり、また、非線形特性を考慮することにより残留変位が大きくなるので機能保持に関する検討が必要となる。
- 3) 多自由度構造物系において非線形特性を考慮する場合は、部材の非線形特性が互いの部材に影響を及ぼし合うため構造物は複雑な応答を示す。このため、動的相互作用の影響を受ける場合、各橋脚の振動特性などによる非線形応答への影響を把握することが重要である。

- 4) 入力地震動の最大加速度に着目した耐震性能評価により、非線形応答を許容すると線形時に比べかなり大きな入力地震波を許容できることが分かる。さらに、地盤条件や橋脚高さの相違による動的相互作用の影響により許容できる入力地震強度は大きく異なるため、耐震設計を行う上でこれら影響を明確にしておくことが重要である。
- 5) 多自由度構造物系に対する耐震設計評価に関しては、塑性率等による目標とする非線形応答を満足した場合でも入力地震動の最大加速度に着目した評価のみでは、橋脚限界値から判断して許容値を越えるような損傷を受ける場合がある。本解析で扱った動的相互作用を考慮した多自由度構造物系では非線形特性による影響が大きくなるため、橋脚限界値による地震後の機能保持に関する検討も同時に行うことが必要である。

謝 辞

この研究を行うにあたり、米盛誠心育成会より研究助成を賜りましたことに謝意を表します。

APPENDIX

式(1)の運動方程式に関する各マトリクスについて示す。

$$[M] = \begin{bmatrix} [M_{aa}] & [(M_{aa}[L] + M_{ab})G] \\ [G]^T([L]^T[M_{aa}] + M_{ba}) & \{M_p\} + [G]^T([L]^T[M_{aa}[L] + L^T[M_{ab}] + M_{ba}[L] + M_{bb})G] \end{bmatrix} \quad (\text{A.1})$$

$$[C] = \begin{bmatrix} [C_{aa}] & [(C_{aa}[L] + C_{ab})G] \\ [G]^T([L]^T[C_{aa}] + C_{ba}) & \{C_p\} + [G]^T([L]^T[C_{aa}[L] + L^T[C_{ab}] + C_{ba}[L] + C_{bb})G] \end{bmatrix} \quad (\text{A.2})$$

$$[K] = \begin{bmatrix} [K_{aa}] & [0] \\ [0] & \{K_p\} + [G]^T([K_{ba}[L] + K_{bb})G] \end{bmatrix} \quad (\text{A.3})$$

$$[F] = \begin{Bmatrix} -(M_{aa}[L] + M_{ab})G \\ -[G]^T([L]^T[M_{aa}[L] + L^T[M_{ab}] + M_{ba}[L] + M_{bb})G] \end{Bmatrix} \quad (\text{A.4})$$

ただし、 $[M_{aa}]$ 、 $[C_{aa}]$ 及び $[K_{aa}]$ 等の添え字 a 及び b が付いたマトリクスは上部構造物に関するもので、 $[M_p]$ 、 $[C_p]$ 及び $[K_p]$ は地盤-基礎系に関するマトリクスを表している。また、マトリクス内の $[L]$ 及び $[G]$ はそれぞれ影響マトリクス、変換マトリクスであり次式で表される。

$$[L] = -[K_{aa}]^{-1}[K_{ab}] \quad (\text{A.5})$$

$$[G] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & z_c \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{A.6})$$

である。また、変換マトリックス $[G]$ 内の z_c は地盤表面から杭の重心までの深さである。

参考文献

- 1) H.Iemura et al, 「Ductility and strength demand for near filed earthquake ground motion」, Structural safety and probability, 1998, pp.1705-1708
- 2) 宇佐美勉、織田博孝：研究展望「鋼構造物の耐震解析法及び耐震照査法に関する展望」土木学会論文集 No.668/I-54, 2001.1, pp.1-6
- 3) 家村浩和：技術展望「極限地震動に対する要求性能と設計法のあり方 耐震設計から先端技術を応答した

- 免震・制震設計へ - 」、土木学会論文集 No.623/ -43、1999.6、pp.1-8
- 4) 宇佐美勉、鈴木森昌、水越秀和：「鋼製橋脚の要求性能と保有性能」、橋脚と基礎、Vol.32、No.1、1998、pp.45-49
- 5) 土岐憲三、清野純史、石崎浩、小野裕輔：「地盤と構造物の相互作用を考慮した必要強度スペクトル」、第10回日本地震工学シンポジウム 論文集 第2分冊、1998、pp.1861-1866
- 6) 土岐憲三、清野純史、小野裕輔：「地盤-構造物系の動的相互作用を考慮した必要強度スペクトルに関する研究」、第54回年次学術講演会講演概要集 第1部(B)、1999、pp.824-825
- 7) 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、2001.3、pp.591-598
- 8) 木村至伸、河野健二：「非線形性を有する地盤-構造物系の地震応答解析に関する基礎的研究」、構造工学論文集 Vol.47A、2001.3、pp.599-606
- 9) 木村至伸、河野健二：「多自由度系構造物の非線形地震応答解析における必要強度スペクトルの適用」、第5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 A1-4、2002.2、pp.19-26
- 10) 川島一彦、星隈順一、長尾和弘：「残留変位スペクトルの提案とその適応」、土木学会論文集 No.501/I-29、1994.10、pp.183-192

(受理：2002年5月10日)

(掲載決定：2003年1月7日)

Seismic performance evaluation on multi-degrees-of-freedom structure system with dynamic soil-structure interaction

YUKINOBU Kimura¹⁾、KENJI Kawano²⁾、MAKOTO Kuriwaki³⁾

1) Member, Graduate School, Kagoshima University, M. Eng.

e-mail : yuki@oce.kagoshima-u.ac.jp

2) Member, Professor, Kagoshima University, Dr. Eng.

e-mail : kawano@oce.kagoshima-u.ac.jp

3) Kagoshima Prefectural Office, M. Eng.

ABSTRACT

Very severe damages and disasters have been suffered from the Hyogo-ken Nanbu earthquake of January 17, 1995, and been encouraged to re-examine the earthquake proof design method on all the civil engineering structure. Taking into account for the complicated circumstances on the structure situations such as the soil conditions and the nonlinear response characteristic, it is very important to clarify these effects on the seismic response evaluations in order to enhance the safety and performance of the structure. In the present study, for the continuous pier-girder system with soil-foundations, the seismic performance evaluation is examined using the results from the nonlinear seismic response. It is shown that in order to carry out the reliable evaluations on the structure performance after severe earthquake, it is essential to clarify the structure damages by means of the seismic evaluations on multi-degrees-of-freedom system with dynamic soil-structure interaction.

Keywords: seismic performance evaluation, performance-based design, nonlinear seismic response analysis