

構造物—地盤系の耐震性能評価に及ぼす動的相互作用の影響

Dynamic soil-structure effects on seismic performance evaluations to structure-soil systems

木村 至伸*, 安藤崇**, 河野 健二***

Yukinobu KIMURA, Takashi ANDO and Kenji KAWANO

* 博士(工学) 鹿児島大学工学部 海洋土木工学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

** 鹿児島大学大学院 理工学研究科 博士後期課程 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

*** 工博 鹿児島大学工学部 海洋土木工学科 教授 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

Very severe damages and disasters have been suffered from the Hyogoken south district earthquake, and been encouraged to re-examine the earthquake proof design method on all the civil engineering structure. The nonlinear dynamic response behaviors give important roles on seismic performance evaluations for the soil-structure interaction system. In the present study, the nonlinear seismic response analyses are carried out for a continuous steel-pier-girder system with soil-foundations represented by 2-dimensional FEM, and the seismic performance evaluation is examined using the results from the nonlinear seismic response. It is shown that in order to make the reliable evaluations on the structure performance against severe earthquakes, it is essential to perform the seismic evaluations on total system with dynamic soil-structure interaction.

Keywords: nonlinear seismic response analysis, dynamic soil-structure interaction, seismic performance evaluation

キーワード: 非線形地震応答解析, 動的相互作用解析, 耐震性能評価

1. はじめに

兵庫県南部地震以後、土木構造物に関する耐震設計が見直されており、基本方針として「二段階設計法」並びに「性能照査型設計法」が提唱されている¹⁾。前者は、構造物の供用年数期間内に発生する確率で地震動の強さを二段階のレベルに分類し、それぞれのレベルに対して構造物の重要度に応じて耐震性能を定め、それに基づき耐震設計を行うものである。

後者は、構造物の要求性能を明確にした上で、仮定した構造物形状の保有性能が、その要求性能を満足するかを照査する方法である。鋼製橋脚に関しては、震度法設計から終局限界状態を考慮した耐震設計への移行が提唱されており、構造物に要求する性能を損傷の程度や変形量等の照査によって評価している。このため定量的な尺度として、耐震性能マトリクスや橋脚限界値を用いた損傷度の定義が提案されている^{2),3)}。構造物の限界状態は、構造物を構築する(基礎や上部構造等)様々な要素に対し考えられるが、終局状態に至るまでの弾塑性挙動を、ある程度把握できているのが橋脚や一部の免震支承であることから、これらに関しては橋脚自身に着目した評価となっている。

しかしながら、構造物全体系の動的挙動は、種々の地盤構成や土の動的性質等の地盤条件とも密接に関係しており、動的相互作用の影響を考慮した地盤—基礎—構造物系に対する評価を検討することが重要であると考えられる^{4),5),6),7)}。このような背景

から、動的相互作用を考慮した研究が行われてきた。松尾ら⁸⁾は FEM を用いて構造物—基礎—地盤系を一体としてモデル化し 2 次元 FEM により不整形地盤の影響について検討を加えた。また、大塚ら⁹⁾は等価線形 FEM を用いてコンクリートラーメン橋に対する動的相互作用の影響を把握するために RC 橋脚を対象に SR モデルに関する減衰定数の設定について FEM モデルと比較して検討している。葛西ら^{10),11)}は、鋼製橋脚の動的挙動に地盤の効果を付加し動的相互作用の影響度についての検討を行っている。しかしながら、全体系として鋼製橋の耐震解析に及ぼす動的相互作用の影響についての検討例は少ないと考える。

そこで本研究では、強震動を受ける構造物系の耐震性能について 2 つの解析モデルを用いて検討を加えた。多くの場合、構造物—地盤系を全体として解析することは多大な計算を必要とするため、簡単な SR モデルあるいは上部構造物のみを対象とした解析モデルが用いられる。本研究では、構造物の各基礎部における地震波をそれぞれ求め、それを上部構造物の入力とする多点入力モデルを用いて非線形地震応答解析を行った。一方、構造物—地盤系の動的相互作用を考慮するには全体系としての解析が必要になる。本解析では、地盤を 2 次元の FEM で表し、上部構造系と結合して表した一体化モデルを用いて構造物の耐震性能に及ぼす動的相互作用の影響について検討を加えた。また、入力最大地震加速度が変化する際の橋脚基部の非線形特性に着目し耐震性能評価法に及ぼす影響についても検討を加えた。

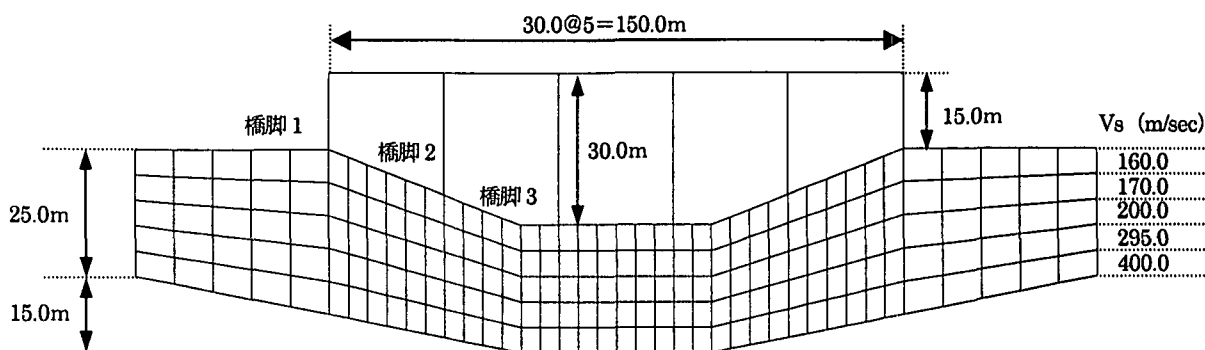


Fig.1 一体系解析モデル

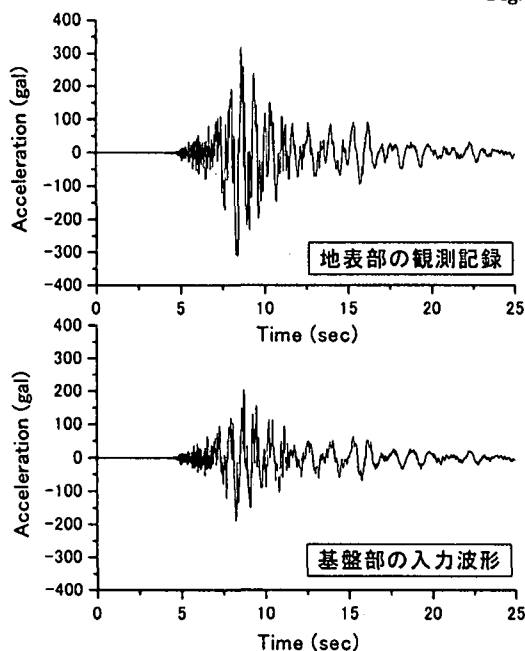


Fig.2 入力地震動の時刻歴 (G017-EW)

2. 非線形地震応答解析法

2.1 解析モデル

本研究で用いた一体系解析モデルを Fig.1 に示す。上部構造物に関しては全長 150.0m、橋脚 1 は 15.0m、橋脚 2 は 22.5m、橋脚 3 は 30.0m とし、節点数 47、要素数 46 を有し、梁要素を用いてモデル化を行った。非線形特性に関しては鋼製橋脚 (SM490) を対象としているのでバイリニア型曲げモーメント-曲率関係 ($M-\phi$ 関係) で与え、降伏後の剛性は初期剛性の 0.3 としている。地盤に関しては、幅 250.0m、節点数 246、要素数 200 を有し、アイソパラメトリック要素を用い平面ひずみ状態として、また、境界については粘性境界としモデル化を行った。各層のせん断波速度は図中に示す値となっている。地盤の非線形性については後述するように HD モデルで与えている。基礎に関しては各橋脚下に幅 10.0m、厚さ 5.0m のフーチングを設け上部構造物-基礎-地盤の一体化を行っている。減衰に関してはレーリー減衰で考慮し、等価減衰定数は 5% である。一方、多点入力モデルに関しては、Fig.1 に示す上部構造物のみを基礎固定条件として取り出したものである。このモデルに対する諸言は一体化モデルに対する上部構造物と同様である。多

点入力モデルを用いた非線形地震応答解析に関しては、後述する入力地震波を鉛直成分及び水平成分の二方向波同時入力として解析を行っている。また、解析対象は両モデルとも面内方向としている。

2.2 入力地震波

本研究においては、防災科学技術庁の K-NET により鹿児島県北西部地震において鹿児島市で観測された東西方向波 (G017-EW) と、兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された南北方向波 (TAKA-NS) を用いる。これらの観測記録は地表面で観測されているため、重複反射理論を用いて地震波の引き戻し計算を行い基盤部での入力地震波記録を求め、その記録を一体化モデルの基盤入力波として用いた。多点入力モデルに対しては地盤の非線形特性を考慮した 2 次元の地盤モデルに対して応答計算を行い、上部構造物が基礎構造物と結合する点での加速度応答を求め鉛直成分及び水平成分の二方向波を同時入力して解析を行っている。G017-EW についての時刻歴を Fig.2 に示す。これより、地表部で最大加速度約 318gal を示したのに対し、基盤部では約 205gal である。フーリエスペクトルは、約 1.5Hz 付近で卓越周波数を示している。同様に TAKA-NS に関しては、地表部の最大加速度約 641gal に対し基盤部では 529gal であり、約 0.7Hz 付近で卓越周波数を有しており、約 2.5Hz 付近においてもピークが見られる地震波である。これら振動特性の異なる地震波を用いて解析を行った。最大加速度の相違に関しては、統一した場合としない場合に対して検討を行った。

2.3 運動方程式の定式化

解析対象とする構造物は広がり有しており、各橋脚基礎はそれぞれ異なった地盤上にある。このような場合の構造物と地盤の動的相互作用を考慮するためには、地盤を FEM で表すことが 1 つの方法として考えられる。Fig.1 に示すような地盤モデルに対して 2 次元 FEM を適用すると、その運動方程式は次式で表される。

$$[M_{bb}]\{\ddot{u}_b\} + [C_{bb}]\{\dot{u}_b\} + [K_{bb}]\{u_b\} = \{F_b\}\ddot{z}_g \quad (1)$$

ここで $[M_{bb}]$, $[C_{bb}]$, $[K_{bb}]$ はそれぞれ質量マトリクス、減衰マトリクス及び剛性マトリクスを表している。この場合の有限境界としては粘性境界を用いている。 $\{F_b\}$ は地盤の最下層の境

界線を地震波の入力点とした場合の影響マトリクスを表している。強震時においては地盤の動的特性は非線形性を有するため、本研究では HD モデルを用いて、それを表している。式 (1) を用いて地震応答解析を行うことにより、各橋脚基礎での入力地震波を求めることが出来る。また、上部構造物の運動方程式は 2 次元の骨組構造物に対する FEM を用いて求められ、次式のように表される。

$$[M_{ss}]\{\ddot{u}_s\} + [C_{ss}]\{\dot{u}_s\} + [K_{ss}]\{u_s\} = \{F_s\} \quad (2)$$

ここでは $[M_{ss}]$, $[C_{ss}]$, $[K_{ss}]$ それぞれ質量マトリクス、減衰マトリクス及び剛性マトリクスを表している。 $\{F_s\}$ は各基礎部における入力地震波による外力を表しており、式 (1) で表した地盤系に対する運動方程式との結合によって求められる。一方、多点入力モデルとして上部構造物の解析を行う場合には、 $\{F_s\}$ は次式で表される。

$$\{F_s\} = -[M_{ss}^{aa}][K_{ss}^{aa}]^{-1}[K_{ss}^{ab}]\{\ddot{Z}_{gb}\} \quad (3)$$

ここで、添字 b と a はそれぞれ基礎における入力方向の節点とそれ以外の節点に対応したものである。

地盤と構造物の動的相互作用を考慮した全体系の運動方程式は式 (1) と式 (2) を用いて表すことが出来る。上部構造物と基礎—地盤系は各橋脚基礎を通して一体化されている。したがって、それぞれの対応する節点では変位の連続性と節点力の平衡条件を考慮することにより、全体系の運動方程式を求めることができ、次のように表される。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad (4)$$

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 β 法 ($\beta=0.25$) を用いて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。

$$[\tilde{M}]\{\Delta\ddot{u}\} + [\tilde{C}]\{\Delta\dot{u}\} + [K(t)]\{\Delta u\} = \{\Delta\tilde{F}\} \quad (5)$$

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(5)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。

$$[\tilde{K}(t)]\{\Delta u\} = \{\Delta\tilde{F}\} \quad (6)$$

ここで、

$$[\tilde{K}(t)] = [K(t)] + (4/\Delta t^2)[\tilde{M}] + (2/\Delta t)[\tilde{C}] \quad (7)$$

$$\{\Delta\tilde{F}\} = \{\Delta F\} + [\tilde{M}]\{(4/\Delta t^2)\dot{u} + 2\ddot{u}\} + [\tilde{C}](2\dot{u}) \quad (8)$$

これより、それぞれの時間増分に対しての応答量は、式(6)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する評価を行う。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、

$$\{R_e + \Delta R_e\} = [K_e(u) + \Delta K_e]\{u_e + \Delta u_e\} \quad (9)$$

となる。ここで、節点の増分量 $\{\Delta R_e\}$ は

$$\{\Delta R_e\} = [\Delta K_e]\{u_e\} + [K_e(u)]\{\Delta u_e\} + [\Delta K_e]\{\Delta u_e\} \quad (10)$$

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。式(9)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。

2.4 地盤の非線形特性¹²⁾

地盤の非線形特性は HD モデルで考慮している。地震時の地盤の挙動を合理的に推定するためには、広範囲のせん断ひずみ振幅に対する地盤の動的応力—ひずみ関係の非線形性を適切に評価しモデル化することが必要になる。地盤の動的応力—ひずみ関係は、HD モデルを用いた場合、せん断弾性係数及び減衰定数の 2 つのパラメータにより表される。この場合、せん断弾性係数及び減衰定数を以下のように表される。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (11)$$

$$h = \frac{2}{\pi} \left[2 \cdot \left\{ 1 + \frac{1}{\gamma/\gamma_r} \right\} \left\{ 1 - \frac{\ln(1 + \gamma/\gamma_r)}{\gamma/\gamma_r} \right\} - 1 \right] \quad (12)$$

ここに、 G_0 は微小ひずみでのせん断弾性定数、 γ はせん断ひずみ、 γ_r は基準ひずみ (10^{-3} に相当) と呼ばれるパラメータである。任意のせん断ひずみ振幅に対して求められたせん断弾性係数 G 及び減衰定数 h はせん断ひずみ振幅 γ に依存し、Fig.3 に示すような $G - \gamma$ 曲線と $h - \gamma$ 曲線に従う関数として取り扱っている。これより、せん断ひずみ振幅の増加に伴い、せん断弾性係数は減少し、減衰定数は増加することが理解できる。運動方程式より得られる応答は変位で得られるため各要素の形状関数を用いて変位をひずみに変換する必要がある。各ステップ毎のひずみ増分を計算し、それに対応したせん断弾性係数及び減衰定数を式 (11)、(12) より求める。このひずみ増分により、地盤系の剛性マトリクス、減衰マトリクスが変化する。これを式 (5) で示した全体系の運動方程式の中で各ステップ毎に評価して応答が求められる。

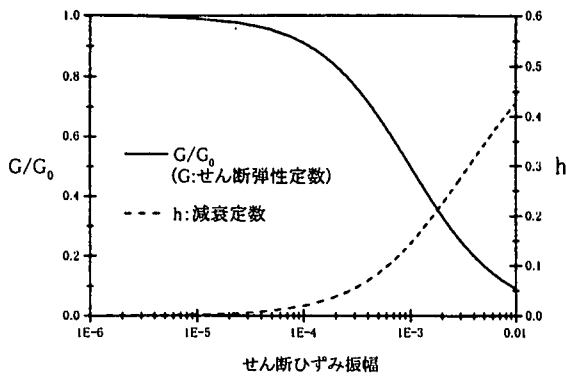


Fig.3 地盤のせん断ひずみ依存性

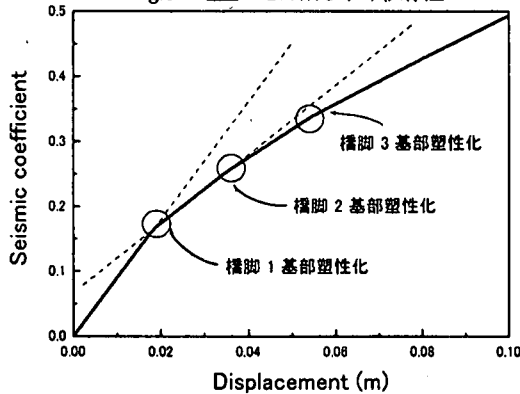


Fig.4 上部構造物の水平震度と水平変位の関係

3. 地震後の機能保持に対する評価法^{1), 2), 3)}

二段階設計法において定義されるレベル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。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^{2,3)}。本研究では、耐震性能評価の1つであるTable 1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. 応答解析結果とその考察

この節では、上部構造物を基礎固定とし多点入力解析を行う多点入力モデルと、Fig.1に示す一体化モデルに対して地震時挙動を把握するために非線形地震応答解析を行い、モデルの相違による影響について検討を行う。固有値解析を行った結果、上部構造物だけの1次固有周期は約0.678sec、地盤だけの1次固有周期は0.455secであり、地盤種別は二種地盤に分類される。

Table 1 損傷度の分類³⁾

記号	損傷内容及び復旧期間	橋脚限界値 δ_R/h
A _s	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

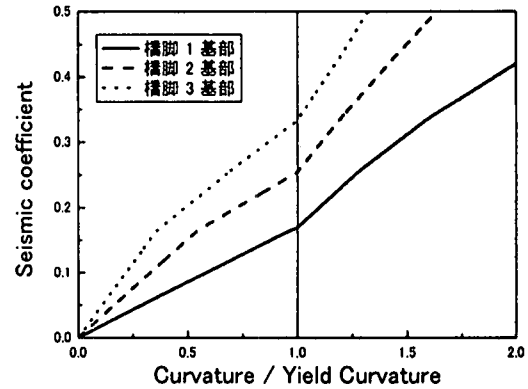


Fig.5 上部構造物の水平震度と曲率の関係

このモデルに対して非線形地震応答解析を行い、橋脚1,2及び3の非線形特性に着目し耐震性能評価に対する検討を行う。

4.1 上部構造物の非線形特性

上部構造物の非線形特性を明確にするために、水平震度と水平変位の関係をFig.4に示す。この図より、水平震度が増加するに伴い、最初に橋脚1基部に塑性化が生じる。さらに、水平震度を増加させると橋脚2基部に、次いで橋脚3基部において塑性化現象が認められるようになる。これは、現在のモデルが不等橋脚であることに起因するもので、橋脚高さが最小の橋脚1に非線形性が集中すると考えられる。このことをより明確にするためにFig.5に上部構造物の各橋脚基部における水平震度と曲率/降伏曲率の比の関係を示す。図中には、塑性化の目安として曲率/降伏曲率=1のラインも示している。この図より、最初に橋脚1基部が1のラインに達し塑性化することが理解できる。また、それに伴い、橋脚2基部及び橋脚3基部のラインが変化していることがわかる。これは、橋脚1基部が塑性化したことにより断面力の再配分が生じ、他部材の非線形特性に影響を及ぼしたものと考えられる。同様に、橋脚2基部が塑性化した場合においても、橋脚1基部及び橋脚3基部のラインが変化しており、上述のことが要因として考えられる。このように不等橋脚の場合には、ある部材の塑性化により断面力の再配分が生じ、部材に及ぼす地震力の影響が異なってくることに注意が必要である。

4.2 時刻歴応答解析結果

次に非線形地震応答解析を行い、モデルの相違による影響について検討を行う。Fig.6は、両モデルに対し入力地震波G017

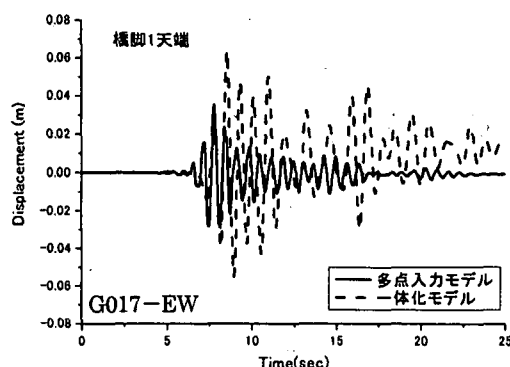


Fig.6 橋脚1天端における時刻歴変位応答

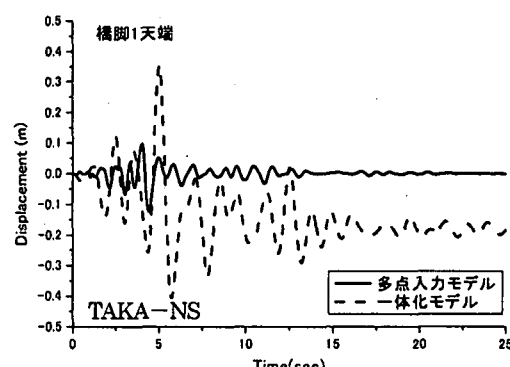


Fig.8 橋脚1天端における時刻歴変位応答

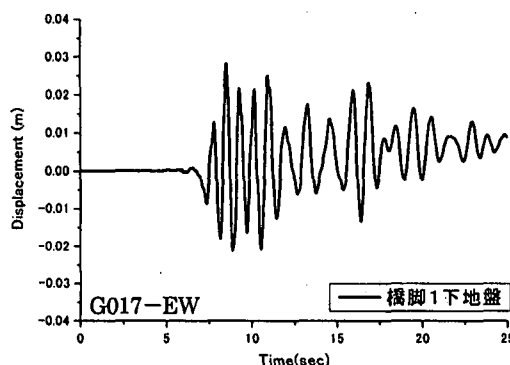


Fig.7 橋脚1下地盤における時刻歴変位応答

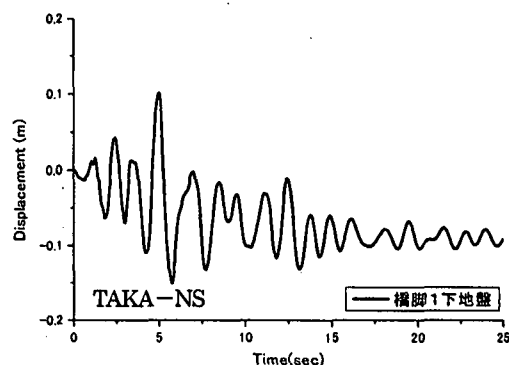


Fig.9 橋脚1下地盤における時刻歴変位応答

-EWを用いた場合の橋脚1天端における時刻歴変位応答を示したものである。この図より、モデルの設定により、応答にかなりの相違が認められる。多点入力モデルに関しては最大で約4.0cmの応答が認められるのに対し、一体化モデルにおいては約6.0cmと、約1.5倍程度の最大変位応答を示していることがわかる。また、残留変位に関しても、多点入力モデルではほとんど認められなかったが、一体化モデルに関しては約1.5cm程度の残留変位が認められた。これらの要因としては、一体化モデルを用いた解析においては、非線形性を考慮した地盤の変位応答の影響が含まれること、また、一体化としてモデル化する場合においては構造物全体系の卓越周期が変化することが考えられる。地盤の非線形性の程度を把握するために、Fig.7に橋脚1下地盤の時刻歴変位応答を示す。この図より、橋脚1下地盤においては、最大で約3.0cmの変位応答を示しており、約0.8cm程度の残留変位も認められる。地盤の非線形性、つまり、せん断ひずみ依存性について検討してみると、初期せん断弾性係数の約8割程度まで減少しており、地盤の非線形性の影響が認められた。一体化モデルにおいては、これらの影響が上部構造物に動的相互作用の影響として作用するため応答が異なったものと考えられる。また、その際の最大加速度応答は、多点入力モデルで600gal程度を示したのに対し、一体化モデルに関しては、400gal程度と小さい応答を示した。このことから、地盤の非線形性が影響し加速度応答を低減した結果となっている。

次にTAKA-NSを入力した場合について同様の検討を行う。Fig.8に橋脚1天端における時刻歴変位応答を、Fig.9に橋脚1下地盤の時刻歴変位応答をそれぞれ示す。多点入力モデルに関しては最大で約10.0cmの応答が認められるのに対し、一体化モ

デルにおいては約40.0cmと、約4.0倍程度の最大変位応答を示していることがわかる。また、残留変位に関しても、多点入力モデルではほとんど認められなかったが、一体化モデルに関しては約20.0cm程度の残留変位が認められた。また、橋脚1下地盤においては、最大で約15.0cmの変位応答を示しており、約10.0cm程度の残留変位も認められる。せん断ひずみ依存性について検討してみると、初期せん断弾性係数の約2割程度まで減少しており、G017-EWと比較し、かなり顕著な地盤の非線形性の影響が認められた。この要因としては、入力最大地震加速度がG017-EWは205galに対し、TAKA-NSでは529galと大きいこと、また、TAKA-NSはフーリエスペクトルより約1.0から2.0秒付近の周期成分が主要なものとなっており、一体化モデルを用いて非線形地震応答解析を行った結果、構造物全体系が塑性化した場合の振動特性が地震波の卓越周波数に近づき、共振現象を生じたと考えられる。その際の最大加速度応答はG017-EWを入力した結果と同様の傾向が認められた。

次に、橋脚基部の履歴曲線に着目し検討を行う。Fig.10に多点入力モデルに対しての橋脚1基部、橋脚2基部及び橋脚3基部の履歴曲線を示す。これより、多点入力モデルにおいては橋脚1基部に顕著な非線形性が見られるが、他の橋脚基部においては塑性化していない状態にあることが分かる。このことは、Fig.4及びFig.5に示したように、本研究において用いた解析モデルが不等橋脚であるために、橋脚1基部に損傷が集中するためである。モデルによる相違を明確にするために、一体化モデルとの比較をTable 2に示す。これより、多点入力モデルに比べ、橋脚1基部の履歴曲線が若干小さく示されており、橋脚2基部において非線形性が顕著に認められる結果を示している。これ

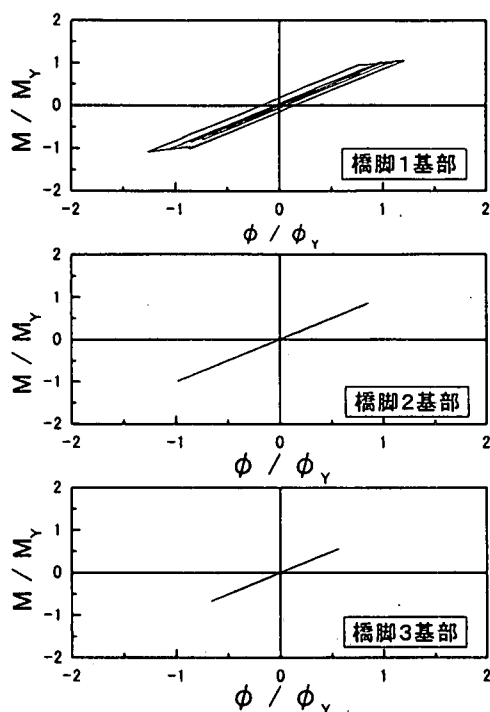


Fig.10 多点入力モデルにおける履歴曲線 (G017-EW)

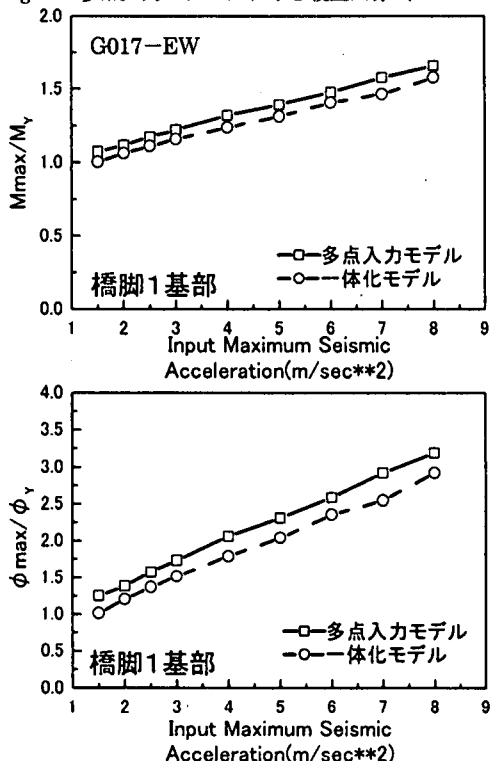


Fig.11 G017-EW における非線形性の推移

は、地盤の非線形性に伴い構造物全体系の卓越振動数が変化したことが要因として考えられる。

TAKA-NS に対して同様の検討を行う。Table 3 はモデルによる非線形特性の相違をまとめて示している。TAKA-NS においても、橋脚1基部において最大の非線形性を示している傾向は G017-EW と同様の傾向である。 $\phi_{\max}/\phi_Y$ に着目してみる

Table 2 モデルによる非線形特性の相違 (G017-EW)

	多点入力モデル		一体化モデル	
	Mmax/MY	$\phi_{\max}/\phi_Y$	Mmax/MY	$\phi_{\max}/\phi_Y$
橋脚1基部	1.073	1.266	1.061	1.202
橋脚2基部	0.986	0.986	1.073	1.242
橋脚3基部	0.666	0.666	1.007	1.023

Table 3 モデルによる非線形特性の相違 (TAKA-NS)

	多点入力モデル		一体化モデル	
	Mmax/MY	$\phi_{\max}/\phi_Y$	Mmax/MY	$\phi_{\max}/\phi_Y$
橋脚1基部	1.540	2.799	2.130	4.766
橋脚2基部	1.264	1.881	2.033	4.443
橋脚3基部	1.145	1.484	1.487	2.623

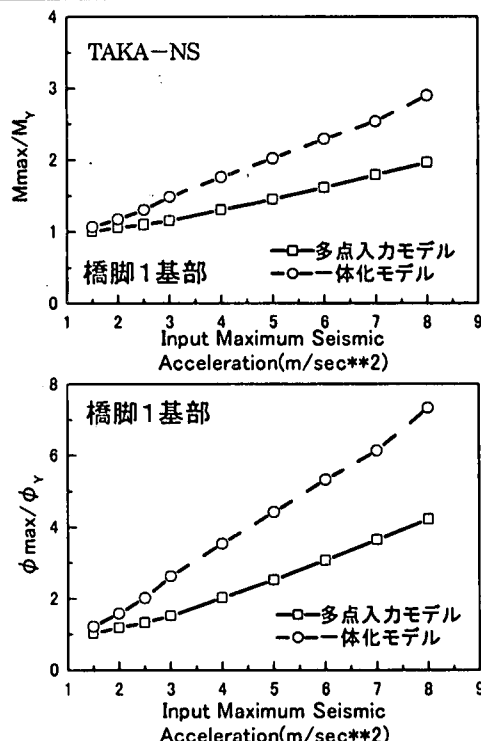


Fig.12 TAKA-NS における非線形性の推移

と、橋脚1基部においては一体化モデルの値が多点入力モデルの約1.7倍、橋脚2基部においては約2.4倍、橋脚3基部においては約1.8倍といずれにおいても大きな非線形性を示した。この倍率は、G017-EW に比べ、かなり大きなものになっている。この要因としては、入力地震動の最大加速度が異なることに加えて、入力地震動の振動特性が異なることが考えられるが、どちらの影響が支配的かは明確ではない。そこで、基盤面における入力地震波に対して入力最大加速度を統一して、振動特性の相違に着目した検討を行う。

4.3 入力地震動の振動特性に着目した検討

ここでは、上述したように G017-EW と TAKA-NS に対して引き戻し計算を行い求めた基盤面の入力波に対して、レベル I 地震動及びレベル II 地震動の規模を想定し、入力最大地震加速度を 150gal から 800gal までの大きさに統一して、入力地震波の振動特性に着目した検討を行った。Fig.11 及び Fig.12 に、

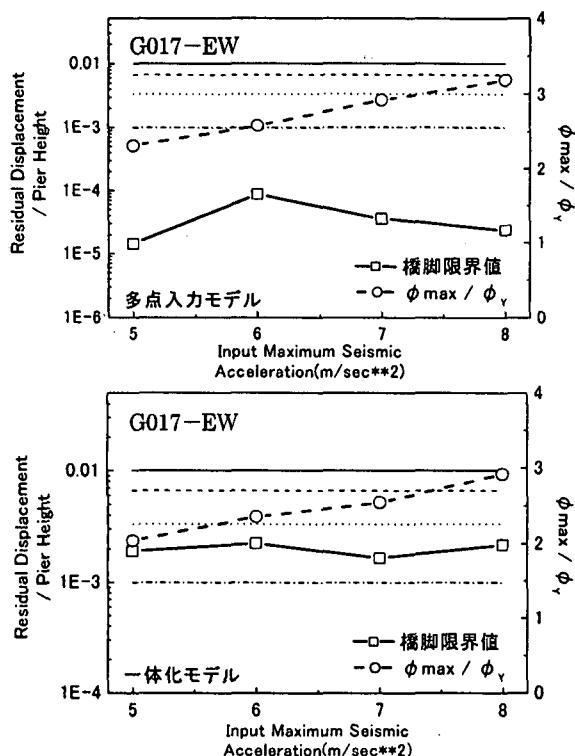


Fig.13 橋脚限界値及び非線形特性 (G017-EW)

G017-EW と TAKA-NS に対しての橋脚 1 基部に着目した M_{max}/M_y 及び ϕ_{max}/ϕ_y の推移をそれぞれ示す。Fig.11 より、G017-EW を用いた場合は多点入力モデルにおける非線形特性が一体化モデルの非線形特性を上回っていることが理解できる。これは、上述したように地盤の非線形性に伴い構造物全体系の卓越振動数が変化したことによる影響と考えられる。また、この場合においては M_{max}/M_y 及び ϕ_{max}/ϕ_y ともに一定の間隔を保って推移しており、G017-EW の入力では非線形性を考慮した各橋脚下の地盤に対する変位応答を多点入力モデルに与えることで、ある程度の耐震性能評価が可能となることが分かる。

一方、Fig.12 より、TAKA-NS を用いた場合にはその傾向は全く異なるものになる。この場合においては多点入力モデルにおける非線形特性が一体化モデルの非線形特性を下回っており、入力最大地震加速度が増大するにつれモデルによる相違が顕著に表れていることが理解できる。入力最大地震加速度が比較的小さい場合においては、ほぼ同様の値を示しているものの、800gal の場合に関してみれば ϕ_{max}/ϕ_y が約 2.0 倍程度、非線形特性の評価が異なることになる。このように同じ最大加速度を入力した場合であっても入力地震動の振動特性により非線形特性の評価が異なることに注意する必要がある。

4.4 地震後の機能保持及び耐震性能評価に対する検討

次に、橋脚 1 に関する残留変位に着目して構造物の耐震性能の 1 つである地震後の機能保持についての検討を行う。ここでは、非線形時刻歴応答解析の収束点を残留変位とした。また、入力最大地震加速度については、レベルⅡ地震動を想定して 500gal から 800gal までを、検討の対象としている。Fig.13 は、

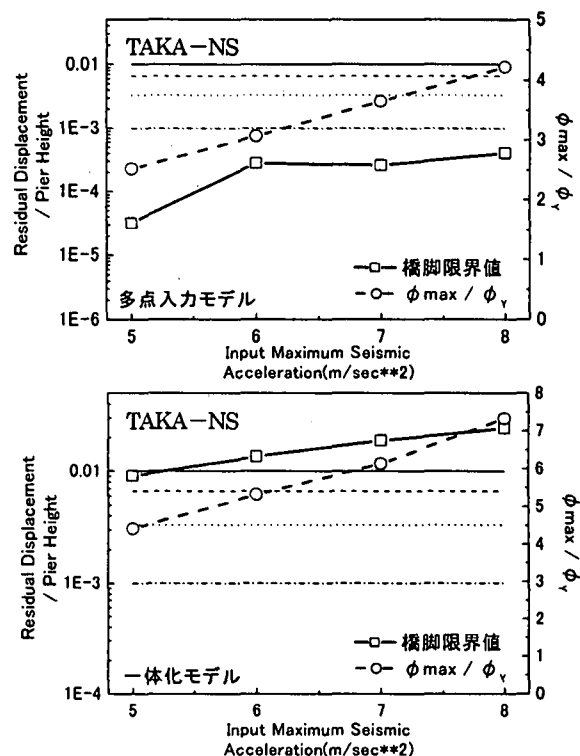


Fig.14 橋脚限界値及び非線形特性 (TAKA-NS)

多点入力モデル及び一体化モデルに対して G017-EW を用いた際の橋脚限界値をそれぞれ示している。また、Fig.14 は、TAKA-NS を用いた結果についてそれぞれ同様に示している。図中には、損傷度のレベルを確認する意味で Table 1 に示す橋脚限界値を加えている。また図中には比較のため、橋脚 1 基部における非線形特性 ϕ_{max}/ϕ_y の値も示している。

まず、G017-EW に関する橋脚限界値に対する検討を行う。Fig.13 に示す多点入力モデルに関する橋脚限界値は、全ての入力最大地震加速度に対して 1/1000 になっており、Table 1 より全て無損傷と評価できる。一方、一体化モデルに関する橋脚限界値は全範囲において、1/300 から 1/1000 の領域にあり小損傷と判断される。これは、多点入力モデルに比べ厳しい評価となる。このため、多点入力モデルを用いて地震後の機能保持に対する検討を行った場合には、実際より危険側に評価する可能性がある。また、非線形特性に着目し 800gal を入力した場合について検討してみると、 ϕ_{max}/ϕ_y の値は両モデルとも約 3.0 程度の非線形特性を示している。この場合においても橋脚限界値は、無損傷レベルの評価となっている。このことより、地震動の振動特性によっては、橋脚が損傷を受けた場合でも、構造物の変形が初期状態に戻り残留変位が認められない場合がある。このため、耐震性能は橋脚限界値のみの評価では不十分になる場合があることが分かる。

次に、TAKA-NS に関して同様の検討を行う。Fig.14 に示す多点入力モデルに関する橋脚限界値は、全範囲において無損傷の評価として判断できる。一方、一体化モデルに関する橋脚限界値は、入力最大地震加速度が増大するに伴い橋脚限界値も増大していることが分かる。500gal の入力に対しては大損傷

と判断され、600gal 以上の入力に対しては崩壊と判断される。このことより、本解析に用いた構造物モデルでは、橋脚限界値のみに着目した耐震性能評価に関しては、TAKA-NS の振動特性を有する地震動に対して、500gal 程度の入力が許容される最大加速度となる。この場合、橋脚 1 基部に関しての ϕ_{max}/ϕ_Y は約 4.5 程度を示しており、大きな損傷を受けていることが理解できる。このように、橋脚限界値のみの評価では、構造物が受けた損傷との関連が明確ではないことが理解できる。

そこで、橋脚限界値による評価に非線形特性の評価を加えて検討する。非線形特性の許容値を $\phi_{max}/\phi_Y=5$ として耐震設計を検討すると、許容される入力最大地震加速度は 500gal 程度と判断される。この場合についての橋脚限界値は上述したように構造物の許容最大レベルの大損傷であり地震後の機能保持を辛うじて満足する。しかし、それ以上の入力最大地震加速度に関しては、橋脚限界値からは崩壊となっており、非線形特性も許容値を超えてしまうため耐震設計の見直しが必要となる。以上より、耐震性能の検討を行う際に橋脚限界値のみの評価だけでなく、塑性率に注目した非線形応答特性との関連を把握しておくことが有用になることが分かる。このため一体化モデルによる構造物-地盤系の動的相互作用特性を明確にしておくことが重要になる場合があることが分かる。

5. あとがき

本研究では、地盤を 2 次元 FEM でモデル化し上部構造物系は梁要素を用いてモデル化した一体化モデルと、上部構造物のみを取り出した多点入力モデルの非線形地震応答解析の比較から、動的相互作用の影響に対しての検討を行った。また、入力地震動の最大加速度を変化させ、橋脚基部の非線形特性に着目し耐震性能評価法に及ぼす影響について検討を加えた。結果を要約すると以下ようになる。

- (1) 多点入力モデルを用いて非線形地震応答解析を行うと、非線形応答を十分に評価できない場合がある。従って、このモデルの適用にあたっては、地盤を考慮することによる構造物全体系の卓越振動数の変化や地盤の非線形性の影響について検討しておくことが必要である。
- (2) 多点入力モデルと動的相互作用を考慮した一体化モデルでは、非線形特性により応答は大きく異なる場合がある。これは、多点入力モデルにおいては、ある要素の塑性化後に生じる断面力の再配分の評価に、地盤の非線形性による影響が含まれないことが要因と考えられる。
- (3) 構造物の耐震性能評価に関しては、入力地震動の振動特性が大きく関与する。特に、構造物全体系が非線形性を示した際の卓越振動数と入力波の特性が一致した場合には性能照査にかなり大きな差が生じる。このため、構造物全体系が塑性化した場合の振動特性と地盤の振動

特性との関連を明確にするためには、一体化モデルによる応答評価が重要になると考えられる。

- (4) 耐震性能評価から判断して残留変位に着目した評価は有用なものと考えられるが、橋脚限界値のみの評価では、構造物が受けた損傷が十分に考慮されていない場合があることが分かる。このため、橋脚限界値と構造物の塑性率等による非線形特性を用いた総合的な耐震性能評価を行うことが必要である。

参考文献

- 1) 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/VI-43, 1999. 6, pp.1-8
- 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) 宇佐美勉、鈴木森晶、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
- 4) 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
- 5) 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
- 6) Kenzo Toki, Junji Kiyono, Yusuke Ono and Aiko Fukukawa:「Evaluation on the Non-Elastic Behavior of Pile-Foundation-Soil System」、The Thirteenth KKNN Symposium on Civil Engineering, December 7-8, 2000, Taipei, Taiwan, pp.147-150
- 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) 松尾聡一郎、吉澤努、川神雅秀:「不整形地盤におけるコンクリートラーメン橋の非線形地震応答挙動」、構造工学論文集 Vol.45A, 1999.3, pp.839-848
- 9) 大塚久哲、高野道直、小山保郎、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」、構造工学論文集 Vol.46A, 2000.3, pp.729-736
- 10) 葛西昭、河村康文、宇佐美勉:「鋼製橋脚-基礎-地盤連成系の大地震時挙動」、構造工学論文集 Vol.46A, 2000.3, pp.745-756
- 11) 葛西昭、宇佐美勉、河村康文、羽生満広:「鋼製橋脚を有する連続高架橋の橋脚間地盤における応答加速度に着目した解析的検討」、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 2002.1, pp.95-98
- 12) 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, pp.599-606, 2001

(2003 年 4 月 18 日受付)