

構造形式の差異に着目した 慣性力および地盤変位の影響評価

豊岡 亮洋* 室野 剛隆*
野上 雄太** 西村 隆義*

Effect of Inertial and Kinematic Interactions on Seismic Behavior of Various Types of Structures

Akihiro TOYOOKA Yoshitaka MURONO
Yuta NOGAMI Takayoshi NISHIMURA

In this research, effects of upper structure's response and soil deformation on total behaviors of structures are studied. Three different structures having pile foundations constructed on a good soil condition are assumed. The soil deposit characters are selected so that their deformations are regarded as negligible in the design standard, whereas the shear velocity and resulting strain change drastically with the depth. It is clarified through simulations that response of soils significantly affects the moment distributions of piles, regardless of the amount of response of upper structures. It consequently follows that the soil behavior should be properly considered even under good soil conditions.

キーワード：慣性力相互作用，地盤変位相互作用，応答変位法，動的応答解析

1. はじめに

杭基礎などの深く根入れされた基礎は、地震時に上部構造物からの慣性力に加え、地盤が振動することによる地盤変位の影響を受ける¹⁾。そのため、鉄道構造物の耐震設計においては、応答変位法などを適用して、これら両者の影響を適切に考慮する体系になっている²⁾。ただし、地盤が比較的良好な場合は、地震時の地盤変位は設計上無視し得ると考え、上部構造物の慣性力の影響のみを考慮した設計が行われることが多い。ここで良好な地盤とは、モード解析法や1/4波長法などによる表層地盤の固有周期が0.5秒以下となるような地盤が該当する²⁾。

しかし、基礎の応答は慣性力と地盤変位の両者による相互作用の組み合わせで生じるため、同じ地盤変位を受ける基礎であっても、上部構造物の降伏震度が小さい構造や免震構造のように、上部構造物からの慣性力が小さい場合、基礎の応答に対して地盤変位相互作用が相対的に支配要因となり得る場合がある^{3), 4)}。このような慣性力と地盤変位相互作用の連成は、杭頭などのように地表面からの深さが浅い位置において特に顕著に発現する。一方で、慣性力相互作用の影響は地表面からある一定の深度に限られるため、深い位置で大きな地盤変位を生じるような場合においても、地盤変位相互作用が基礎

の応答に及ぼす影響が相対的に卓越することになる。

このように、地盤変位が基礎の応答に与える影響の大きさは、固有周期などの地盤条件単独で決まるものではなく、構造物の非線形挙動に応じた慣性力相互作用との大小関係により評価すべきものであると考えられる。

そこで本研究では、杭基礎形式のラーメン高架橋、固定支承を有する桁式橋梁、免震橋梁を対象として、慣性力と地盤変位の両者の相互作用を評価可能なモデルおよび解析法を用いて応答解析を行い、これらが構造物応答に及ぼす影響を検討した。対象構造物は、地盤変位の影響が小さいとされるG3地盤に建設されていると想定した。ここで、杭基礎の応答には慣性力と地盤変位の相対的な大小関係が影響するため、上記のような様々な構造形式を想定するとともに、同一構造物であっても検討方向を変えることで、地盤変位に対する相対的な慣性力の大小関係を変化させ、両者が応答に及ぼす影響に着目して検討を行った。以上より、慣性力の大きさに応じて、良好な地盤であっても地盤変位相互作用を適切に考慮する必要があることを明らかにしたので、以下に報告する。

2. 応答変位法による地盤変位相互作用の評価

まず、構造全体が単一モードで振動すると仮定し得る構造に対し、上部構造物の形式および解析方向（線路方向・直角方向）を変えることで、地盤変位に対する相対的な慣性力の大小関係を変化させ、応答変位法による静

* 構造物技術研究部 耐震構造研究室
** 構造物技術研究部 耐震構造研究室
(現 ジェイアール東日本コンサルタンツ(株))

特集：構造物の耐震設計技術

的解析により両者が応答に及ぼす影響を検討した。

2.1 対象構造物

検討対象とした構造物は、図1の壁式橋脚とラーメン高架橋とした。前者は線路方向(L方向)と線路直角方向(C方向)の2断面、後者は線路直角方向(C方向)の1断面を解析対象とした。いずれの構造物も杭径はφ1.0m、杭長は19mである。

地盤条件は、いずれの構造物も同一地盤を考え、表1に示す特性を設定した。この地盤は、耐震設計標準におけるG3地盤(地盤固有周期0.48sec)に相当する。この地盤に対して、構造物の検討断面および構造形式を変えることで地盤変位に対する相対的な慣性力の大きさを調整し、図2(a)の応答変位法により応答値を算定した。解析モデルは、耐震設計標準に準拠して構造部材を梁要素、地盤との相互作用をばね要素でモデル化した。

2.2 検討手順

2.2.1 慣性力の算定

まず、図2(b)に示すように、慣性力を漸増载荷した静的非線形解析を実施し、構造物天端の荷重変位曲線から構造物全体系の降伏震度 k_{hy} および降伏周期 T を算定する。これらの数値と、対象地盤より算出した非線形応答

スペクトルより、構造物全体系の応答塑性率を算出し、これに対応する応答震度 k_h を求めて慣性力を決定する。

2.2.2 地盤変位の算定および慣性力との組み合わせ

次に、対象地盤の非線形時刻歴解析を行ない、地盤変位分布を算定する。地盤の非線形時刻歴解析に用いる土の構成則にはGHE-Sモデル⁵⁾を用い、地震動は耐震標準のL2地震動スペクトルII(G1地盤)²⁾とした。地盤変位は時々刻々と変化するが、本検討では図2(c)のように杭頭と杭先端の相対変位が最大となる時刻の地盤変位分布を作用とした。その結果、フーチング下面から7.5~12m付近で地盤変位が急変する形状となり、地表面での変位は0.3mとなった。

2.2.3 地盤変位と慣性力を組み合わせた応答変位法

地盤-基礎-構造物系の応答特性は、地盤の固有周期と構造物の固有周期の大小関係で大きく異なり、慣性力と地盤変位の最大時刻は必ずしも一致しない¹⁾。ただし、構造物の非線形性が顕著になる場合には、慣性力と地盤変位が同時に最大となる可能性が大きいことが分かっている¹⁾。本検討では、図2(c)のように構造物の非線形化が顕著であることから、慣性力と地盤変位の最大値に位相差を考慮しないこととした。以上のようにして求めた上記の応答震度および地盤変位分布を図2(a)のように応答変位法により作用させ、応答値を算出した。

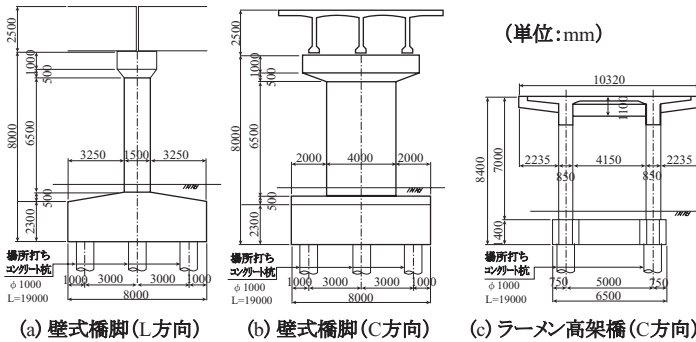


図1 検討対象構造物

表1 地盤条件

土質	層厚 (m)	N 値	湿潤単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)
砂質土	2.6	10	18	147
砂質土	5	15	18	168
粘性土	4	4	15	135
粘性土	6.4	10	16	183
砂質土	2	50	20	250

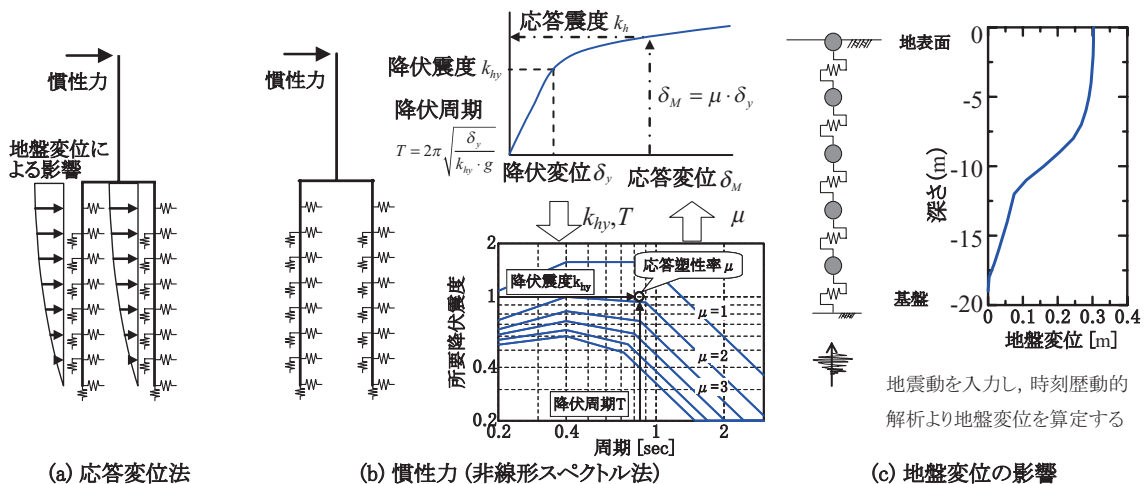


図2 応答変位法の概要と慣性力および地盤変位の影響の算定方法

表2 基本諸元と非線形スペクトル法による応答値

	単位	壁式橋脚 (C方向)	壁式橋脚 (L方向)	ラーメン高架橋 (C方向)
上部工重量	[kN]	8030	8750	1885
降伏震度	—	0.68	0.41	0.60
降伏変位	[mm]	105.0	154.0	70.0
等価固有周期	[s]	0.95	1.02	0.68
地盤の固有周期	[s]	0.48		
応答震度	—	0.78	0.46	0.75
応答変位	[mm]	332	491	187

2.3 解析結果と考察

静的非線形解析により得られた構造物の基本性能、非線形スペクトル法を適用して得られた応答値等の諸特性を表2に示す。また、応答値の算出結果として、押し込み側杭の曲げモーメント、せん断力、曲率の深さ方向最大値分布図を図3～5に示す。図には、比較のために慣性力のみを考慮したCase1 (○印) と慣性力および地盤変位を考慮したCase2 (△印) の両者を併記している。

2.3.1 フーチング下面から10m以浅の応答

まず、フーチング下面から10m程度以浅に着目する。図3の壁式橋脚(C方向)の結果を見ると、慣性力のみを考慮したCase1の曲げモーメントは慣性力と地盤変位を考慮したCase2と同等もしくはそれ以上である。この結果は、地盤変位の影響は小さく、慣性力のみを考慮したCase1が設計の決定ケースとなりうることを示しており、慣性力のみを考慮した設計とほぼ同様の結果を与えている。これは表2から、壁式橋脚(C方向)は上部構造物の重量が大きく、降伏震度や応答震度も高いため、慣性力の影響が地盤変位の影響に比べて相対的に卓越することに起因していると考えられる。曲率についても同様の傾向が見られるが、Case2の杭頭部の曲率が極端に大きくなっているのは、杭頭部が降伏したことによる。

これに対して図4では、Case1の曲げモーメントはCase2と比べて小さくなっている。対象地盤、杭径や杭長は図3、図4の構造とも同一であるため、杭1本あたりの地盤変位による影響は両構造物とも同程度である。一方で、壁式橋脚L方向の上部工重量はC方向断面と同程度だが、L方向の方が降伏震度が低いため、塑性化後の慣性力はC方向の方が4割程度小さくなる。このため図3と図4の断面力の違いは、L方向がC方向よりも慣性力の影響が相対的に小さいことに起因していると考えられる。

次に図5のラーメン高架橋(C方向)の応答値分布をみると、図4の壁式橋脚(L方向)の結果と同様に、Case1よりもCase2の方が曲げモーメントが大きくなっており、地盤変位の影響が相対的に卓越している。これは、ラーメン高架橋(C方向)では、上部工重量自体が壁式橋脚の1/5程度と小さく、慣性力が小さいためである。

このように、同一地盤条件の構造物でも、構造形式や

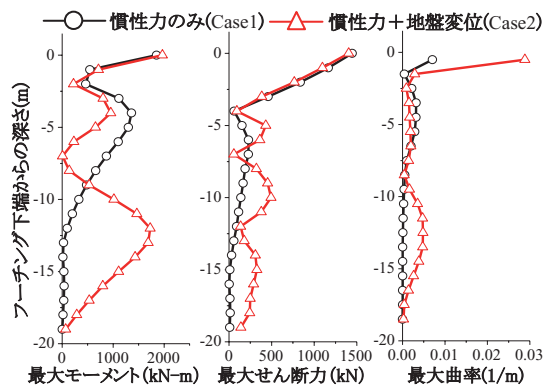


図3 壁式橋脚(C方向)の応答値分布

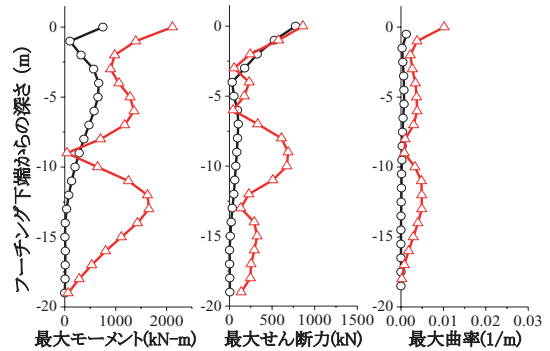


図4 壁式橋脚(L方向)の応答値分布

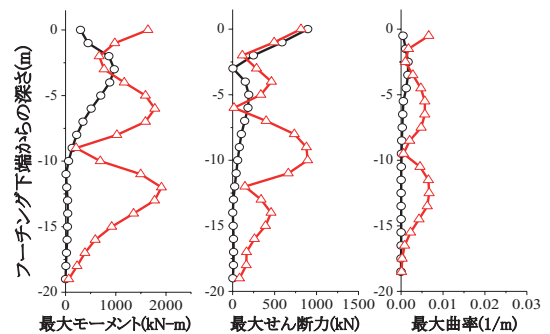


図5 ラーメン高架橋(C方向)の応答値分布

検討方向が異なれば、慣性力と地盤変位の相対的な影響度合いが異なることが分かった。そのため、慣性力と地盤変位の両者の影響を適切に考慮しなければ応答値を過小評価する可能性が考えられる。

2.3.2 フーチング下面から10m以深の応答

フーチング下面から10m以深に着目すると、図3～5のどの構造物においても、慣性力のみを考慮したCase1では、慣性力の影響が相対的に小さくなるため断面力はほとんど発生していない。しかし、地盤変位を考慮したCase2では、特に地盤変位が急変するフーチング下面から10～12m付近で、曲げモーメントおよびせん断力が大きな値を示している。このように上部構造物の慣性力の影響が及ばない範囲では、地盤変位分布によっては、比較的良好な地盤においても大きな応答値が発生する。これは、地盤の固有周期が短く比較的良好な地盤でも、地盤変位の影響を考慮すべきことを示唆している。

特集：構造物の耐震設計技術

3. 地盤変位相互作用が免震橋の応答に及ぼす影響評価

次に、複数の振動モードが卓越し、静的解析による検討が困難な免震構造を対象として、動的解析により地盤変位の影響を検討した。この解析は、免震構造の履歴減衰および柔支持により慣性力を低減させた場合、杭基礎の応答には相対的に地盤変位による相互作用の影響が卓越する可能性があるため、この地盤変位が杭基礎に及ぼす影響を把握する目的で実施した。

3.1 対象構造物の概要

解析対象構造物は、RC橋脚上にPRC単純3主1型桁(L=29.2×2連)を有する構造とし、基礎形式はオールケーシング場所打ち杭(φ1000mm-19m)とした⁶⁾。形状寸法を図6に示す。この構造物の線路方向の挙動に着目して解析を行う。

ここで、上部構造物からの慣性力相互作用の大きさを調整するため、支承部を固定した固定橋梁および免震支承を用いた免震橋梁の2種類を解析対象とした。

地盤条件としては、固定橋梁、免震橋梁ともに表3に示す条件を設定した。本地盤は、第3～5層目の比較的地盤の深い位置でせん断波速度が急変しており、こうした箇所で地盤変位により杭の応答が大きく生じる可能性がある。ただし、本地盤は1/4波長法による表層地盤の固有周期が0.48sとなり、地盤変位の影響が比較的小さい良好な地盤であるG3地盤に分類される¹⁾。

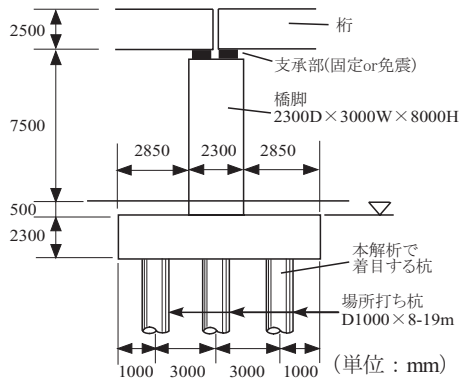


図6 解析対象橋梁の諸元

表3 地盤条件

土質	層厚 (m)	N 値	湿潤単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 Vs (m/s)
埋め戻し	3.3	3	16	100
粘性土	2.6	5	16	170
粘性土	5	10	16	215
粘性土	4	4	16	160
粘性土	6.4	20	16	270
砂質土	1	50	20	400

3.2 解析モデルと解析条件

3.2.1 地盤変位の影響を考慮したモデル化

地盤変位が構造物の応答に及ぼす影響に着目して検討を行うため、図7のようなモデルを用いた。すなわち、橋脚-基礎-基礎周辺の地盤ばねの他に、大質量を有する土柱および非線形応力ひずみ関係を有する自由地盤モデルを設定し、土柱と各杭の水平地盤ばねを接続する。このモデル底部の工学的基盤面から地震動を入力することで、土柱の変位、すなわち自由地盤の応答が水平地盤ばねを介して基礎に入力される。これにより、表層地盤の増幅特性、および構造物との間に生じる相互作用の影響を直接動的解析において考慮することができる。

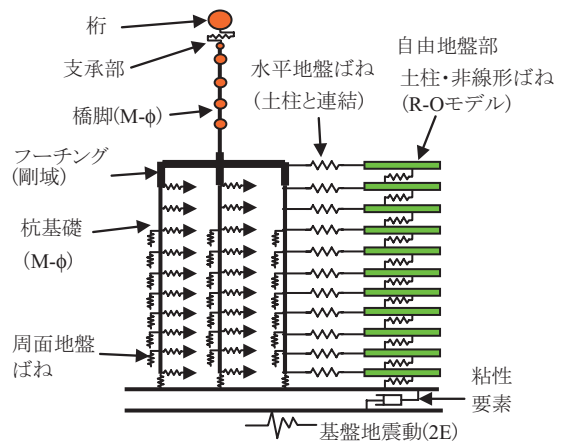


図7 自由地盤を一体化した動的解析モデル

3.2.2 橋脚・杭・支承モデル

図7に示すように、桁を1質点(重量7344kN)で代表させ、橋脚は重量1138kNを各質点に分割して与えた。橋脚の非線形特性は各部材にM-φ関係を与えて設定し、骨格曲線はひび割れ(C)、降伏(Y)、最大耐力(M)の3点を表現するトリリニア、履歴則は修正武田モデルを適用した。杭は深さ方向に一律なM-φ関係により非線形特性を設定した¹⁾。骨格曲線および履歴則は橋脚の場合と同様である。表4に橋脚および杭の非線形特性を示す。

免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承を各橋脚に3基設置することを想定し、表5の諸元を設定した⁷⁾。免震支承はせん断ばねでモデル化し、履歴特性としてはゴム支承のせん断力のひずみレベル依存性を考慮するため、ひずみ依存型バイリニアモデルを用いた。

表4 橋脚および杭(1本あたり)の非線形特性

	M _y (kN-m)	M _φ (kN-m)	M _m (kN-m)
	φ _y (1/m)	φ _φ (1/m)	φ _m (1/m)
橋脚	3758.4	27874.2	312057
	0.00011	0.00235	0.0301
杭	910.9	1678.5	1706.2
	0.00085	0.00520	0.0367

表5 鉛プラグ入り積層ゴム支承の諸元

形状	600 mm × 600 mm 角形
ゴム1層厚×層数(材料)	12 mm × 10 (G10)
鉛プラグ径・使用数	100 mm - 4本

3.2.3 地盤反力ばねおよび自由地盤モデル

地盤の水平、鉛直、杭先端での非線形支持力特性をそれぞれモデル化した。杭周囲の鉛直ばねは、 $1/\beta (=5.04\text{m})$ 以深において考慮した。また、有効抵抗土圧、降伏および終局先端支持力は群杭効果を考慮した⁸⁾。

自由地盤については、深さ方向1mごとに地盤を分割し、各層にフーチング面積の100倍の断面積を与えた土柱を設定した。これは、構造物の応答が自由地盤の応答に影響を及ぼさないようにするためであり、事前に固定橋梁のモデルを対象に土柱の断面積をパラメータとした数値解析を行い、基礎および構造物の最大応答がほぼ一定となる土柱の断面積を求め設定した。この土柱を図7のように、各杭の水平地盤ばねを介して杭と接続した。土柱間のせん断特性は、式(1)で表されるように骨格曲線をR-Oモデル⁹⁾とし、履歴法則としてMasing則を用いて表現した。なお、底面の地震動入力位置には土柱面積に対応する粘性要素を設定し、反射波を吸収させた²⁾。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{\max}} \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^{\beta-1} \right\} \quad (1)$$

$$G_{\max} = \rho \cdot V_s^2, \alpha = 2^{\beta-1}, \beta = \frac{2 + \pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}}, \tau_f = G_{\max} \cdot \gamma_r$$

ここに、 τ :せん断応力、 γ :せん断ひずみ、 ρ :密度、 V_s :せん断弾性波速度(m/sec)、 h_{\max} :最大減衰定数、 γ_r :基準ひずみである。 h_{\max} および γ_r は粘性土を想定してそれぞれ0.20, 0.001とした。

3.2.4 入力地震動および解析条件

地震動はL2地震動スペクトルII(G1地盤)を2E波として工学的基盤面より入力した²⁾。数値計算はNewmark- β 法($\beta=1/4$)により行った。減衰は要素別減衰定数からひずみエネルギー比例減衰法により全体減衰を求め、レーリー減衰により設定した。各要素の減衰定数は、免震支承およびフーチングは0%、橋脚2%、杭3%、自由地盤2%、地盤反力ばね20%とした¹⁰⁾。

3.2.5 地盤変位相互作用と慣性力相互作用の分離

動的解析により得られる時刻歴応答には、慣性力および地盤変位相互作用の両者の影響が含まれているが、慣性力および地盤変位それぞれに起因する相互作用が橋脚・基礎に及ぼす影響を把握するためには、両者の影響を分離する必要がある。そこで、

- ケース①：支承部固定とした構造(固定橋梁)
- ケース②：免震支承を有する構造(免震橋梁)
- ケース③：桁・橋脚重量=0の構造(地盤モデル)

の3ケースについて解析を実施した。免震化の効果を確認するための比較検討は①および②のモデルに対して行うが、③は①および②の動的応答から慣性力相互作用による寄与を近似的に抽出するため、地盤変位による相互作用を計算するためのモデルである。例えば、ケース①の計算により求めた、ある深さ位置での杭モーメント時刻歴を $M_i(t)$ 、③によるものを $M_k(t)$ とすると、ケース①において慣性力相互作用に起因するモーメントの時刻歴 $M_j(t)$ は次式により算定した¹⁾。

$$M_j(t) = M_i(t) - M_k(t) \quad (2)$$

3.3 解析結果と考察

3.3.1 橋脚のモーメント-曲率応答

図8には、固定橋梁および免震橋梁それぞれにおける、橋脚基部の部材でのモーメント-曲率応答を比較して示す。このように、免震支承を適用したことで桁から慣性力が低減され、橋脚の曲率は0.0400(1/m)から0.0025(1/m)となり、免震構造の採用により橋脚の応答塑性率が低減されていることが分かる。

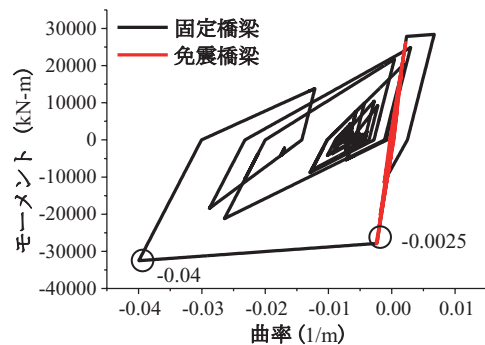


図8 橋脚基部の曲げモーメント-曲率応答

3.3.2 杭応答に対する慣性力および地盤変位の寄与

図9(a)には、地盤モデル(上部構造物の重量0)の解析により求めた、自由地盤の各節点における最大せん断ひずみの深さ方向の分布を示す。深さ0mの位置はフーチング下面である。また、最大応答を生じる時刻は節点ごとに異なる。この図より、フーチング下面から12m付近の領域で地盤ひずみ応答が大きく変化しており、杭応答が地盤変位の影響を大きく受けることが予想される。

次に図6に示す右端の杭に着目し、固定橋梁および免震橋梁モデルそれぞれにおいて、各節点におけるモーメントの最大値を図9(b)に示す。また、ケース③の地盤モデルの解析から求めた、地盤変位によるモーメントの最大値を図9(d)に示す。図9(c)には、式(2)により算出した慣性力相互作用の寄与による杭モーメントの最大値分布を示す。なお、図9(b)~(d)は各節点での最大値を表記しており、その発生時刻は節点ごとに異なる。地盤変位分布は固定橋梁、免震橋梁ともに共通である。

まず、図9(b)に示す深さ方向の最大モーメント分布

特集：構造物の耐震設計技術

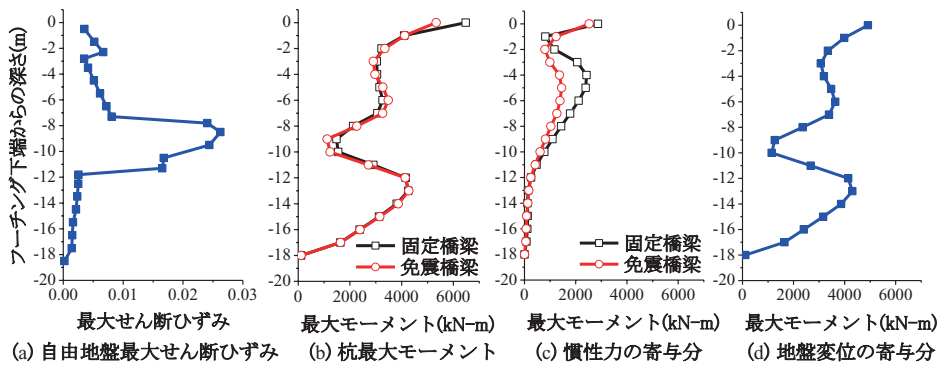


図9 自由地盤の応答と杭最大曲げモーメント分布の比較

が、地盤変位による最大モーメント分布の図9 (d)に近い形状をしていることから、今回対象とした構造・地盤条件では杭の最大モーメントは主に地盤変位による寄与が支配的であると考えられる。

一方、慣性力相互作用による寄与に着目した図9 (c)をみると、免震支承の採用により、フーチング下面6m付近までの領域において、固定橋梁よりも全体的に応答が低減されていることが分かる。ただし、これよりも深い深度においては、免震化による慣性力相互作用の低減効果はほとんどみられず、杭のモーメント分布は地盤変位による影響を相対的に大きく受けていることが分かる。特に、今回対象とした地盤のように速度構造が比較的深い位置で不連続に変化するような場合、図9 (b)と図9 (a)および図9 (d)の比較からも分かるように、深さ10m以深において杭のモーメント分布に地盤変位の影響が顕著に現れている。このことから、地盤変位の影響を適切にモデル化し考慮しなければ杭のモーメント分布を過小に評価する可能性があると考えられる。以上の傾向は、2章の静的解析における結果とも整合する。

4. 結論

本研究では、慣性力および地盤変位相互作用が構造物、特に杭基礎の応答に与える影響を動的解析により検討を行った。今回対象とした構造物および地盤の静的および動的応答解析から導かれる結論は次のようになる。

- (1) 壁式橋脚L方向やラーメン高架橋、免震橋梁のように、上部構造物の慣性力が小さい場合、地表面付近の杭基礎の応答は相対的に地盤変位の影響が卓越することから、地盤変位の影響を考慮しない場合、杭の損傷を過小評価する可能性があることが明らかとなった。
- (2) 同様に、慣性力相互作用の影響が相対的に小さくなる深い位置で地盤構造が変化する場合、杭の応答は地盤変位の影響を大きく受ける結果となった。このように、慣性力応答が小さく上部構造物の損傷が限定的であったとしても、それが必ずしも基礎構造の損傷低減にはつながらない可能性があることが明らか

かとなった。この点は、比較的良好な地盤上に適用されることが多い免震構造の応答値算定にあたって、特に注意を要すると考えられる。

- (3) 以上のことから、表層地盤の固有周期が短く、比較的良好な地盤においても、杭の最大応答は地盤変位の影響を大きく受ける場合があり、現行の設計基準におけるG3地盤のように比較的地盤が良好と判断される場合においても、深い基礎を有する構造に対しては応答変位法や動的解析において地盤変位の影響を考慮した解析を行い、応答値の算定および照査を行うことが望ましいと考えられる。

文献

- 1) 室野剛隆・西村昭彦：地盤と構造物の動的相互作用を考慮した応答変位法，鉄道総研報告，Vol.13, No.2, 1999
- 2) (財) 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，1999
- 3) 野上雄太・室野剛隆・西村隆義：構造形式の違いによる慣性力と地盤変位の杭への影響度，第12回地震時保有耐力法シンポジウム講演論文集，2009
- 4) 豊岡亮洋，室野剛隆：慣性力および地盤変位による相互作用が免震橋の動的挙動に与える影響，第12回地震時保有耐力法シンポジウム講演論文集，2009
- 5) 室野剛隆，野上雄太：S字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係，第12回日本地震工シンポジウム講演論文集，pp.494-497，2006
- 6) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物 照査例：鉄筋コンクリート橋脚（杭基礎），2007
- 7) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2004
- 8) (財) 鉄道総合技術研究所：「鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物）SI単位版」，丸善，2000
- 9) Jennings, P.C.: Periodic Response of General Yielding Structure, J. Eng. Mech. Div., ASCE, EM2, 1964.
- 10) 矢部正明・川島一彦：杭基礎の非線形地震応答解析とブッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究，土木学会論文集 No.619/I-47, 91-109, 1999