

## 場所打ち杭を用いた道路橋基礎への 動的照査法の適用に関する基礎的検討

岡田太賀雄<sup>1</sup>・堺淳一<sup>2</sup>・谷本俊輔<sup>3</sup>・河野哲也<sup>1</sup>・運上茂樹<sup>4</sup>・星隈順一<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 修(工) (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 研究員  
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

<sup>2</sup>正会員 博(工) (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員  
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

<sup>3</sup>正会員 (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター 研究員  
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

<sup>4</sup>正会員 工博 国土交通省 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター 地震災害研究官  
(〒305-0804 茨城県つくば市旭 1)

<sup>5</sup>正会員 博(工) (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員  
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

### 1. はじめに

道路橋示方書（以下道示）Ⅴ耐震設計編<sup>1)</sup>に基づく橋梁基礎の耐震設計においては、上部構造や橋脚、フーチングの慣性力を荷重として基礎天端に作用させた時の挙動に基づき基礎の地震時の安定性が照査される。原則として基礎が降伏しないこととされ、降伏の定義としては上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時とし、杭基礎では「全ての杭において杭体が降伏する」あるいは「一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する」状態が基礎の降伏の目安とされている。やむを得ず基礎の降伏を許容する場合には、杭基礎模型を用いた実験結果に基づき許容塑性率が設定されている。

しかしながら、実際の地震時には、基礎構造物には上部構造の慣性力だけでなく、地盤変位の影響が考えられ、特に軟弱な地盤においてはその影響が大きくなると考えられる。今後、基礎の設計法を高度化・合理化するためには、実挙動に近い状態を考慮した設計体系としていく必要がある。この方法として、慣性力と地盤変位の影響を考慮した設計体系が考えられる。静的な手法としては応答変位法と震度法を組合せた設計法が考えられ、動的な手法としては構造物～基礎～地盤系の橋全体系をモデル化し動的解析を行う手法が考えられる。例えば、鉄道構造物等設計標準<sup>2)</sup>では、地盤変位の影響が大きい場合

には応答変位法を用いる事が規定されている。

実挙動を考慮するためには、動的解析を用いた設計法を整備する方が合理的と考えられるが、これを設計法として整備するためには、動的解析のためのモデルを構築し、そのモデルの持つ特性を踏まえて基礎の状態を把握し、その状態がどのような性能を担保することになるのか、性能・解析モデル・照査値を設定していく必要がある。解析モデルを適切に設定するためには、外力としての地震動および各部材の荷重－変位関係、地盤のモデル化の方法を踏まえて、その解析モデルが持つ特性を把握し、動的解析により得られた応答値が基礎のどのような状態を表しているかを評価できる指標について検討する必要がある。橋全体系をモデル化した動的解析を用いた地震時挙動に関する検討は行われている<sup>3)~5)</sup>ものの、このような観点での検討は少ない。

本文では基礎の設計法の高度化に向け、慣性力と地盤変位の影響を考慮した動的解析モデルについて検討するために、地盤変位の影響が大きくなると考えられるⅢ種地盤上に設置された、地震時保有水平耐力法により設計された橋梁を対象に道示に規定されている基礎の降伏について、上部構造等の慣性力を考慮したプッシュオーバー解析により得られた結果と、地盤変位の影響も考慮した動的解析により得られた結果について比較を行い、解析手法の違いによる応答値の差を把握し動的解析モデルにおける照

表-1 各ケースの地盤条件

|     | 地表面からの深さ(m) | フーチング下面からの深さ(m) | 層厚(m) | 土質  | ケース1 ( $T_G=0.93\text{sec.}$ ) |                           |                             |                           |                                   | ケース2 ( $T_G=0.66\text{sec.}$ ) |                           |                             |                           |                                   |
|-----|-------------|-----------------|-------|-----|--------------------------------|---------------------------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|---------------------------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------------|
|     |             |                 |       |     | N値                             | 単位体積重量( $\text{kN/m}^3$ ) | 粘着力 $c$ ( $\text{kN/m}^2$ ) | 内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ ) | せん断弾性波速度 $V_s$ ( $\text{m/sec}$ ) | N値                             | 単位体積重量( $\text{kN/m}^3$ ) | 粘着力 $c$ ( $\text{kN/m}^2$ ) | 内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ ) | せん断弾性波速度 $V_s$ ( $\text{m/sec}$ ) |
| 1層目 | 14.7        | 12              | 12    | 粘性土 | 1                              | 15                        | 25.8                        | 0                         | 100                               | 4                              | 15                        | 34.4                        | 0                         | 158.7                             |
| 2層目 | 20.4        | 17.7            | 5.7   | 砂質土 | 26                             | 19                        | 0                           | 37.7                      | 237                               | 35                             | 19                        | 0                           | 39.1                      | 261.7                             |
| 3層目 | 28.5        | 25.8            | 8.1   | 粘性土 | 8                              | 16                        | 60                          | 0                         | 200                               | 16                             | 16                        | 120                         | 0                         | 252                               |
| 4層目 | 33.5        | 30.8            | 5     | 粘性土 | 16                             | 17                        | 130                         | 0                         | 252                               | 20                             | 17                        | 162                         | 0                         | 271.4                             |
| 5層目 |             | 支持層             |       | 砂質土 | 104                            | 19                        | 0                           | 42                        | 300                               | 104                            | 19                        | 0                           | 42                        | 300                               |

査指標の検討を行った。

## 2. 解析概要

### (1) 解析対象橋梁と地盤条件

解析対象とした橋梁はⅢ種地盤上に設置された杭基礎（場所打ち杭）を有するRC橋脚に支持された5径間連続鉄桁橋である。本検討では、図-1に示す諸元を有する壁式の間中橋脚を解析対象とした。支承条件は橋軸・橋軸直角方向ともに固定である。地盤条件を表-1に示す。ケース1は既往の研究<sup>9)</sup>を踏まえ、地盤変位の影響が大きいと考えられる、杭頭部から $1/\beta \sim 1.5/\beta$ 程度の範囲に土層境界が存在し、かつ、その土層境界の上部土層が下部土層より軟弱で、地表面に向かって地盤の振動変位が急増する地盤条件を対象とした。ケース2はケース1と層境界深さは同じであるが同じⅢ種地盤でもより硬い地盤となるようにN値を調整した地盤とした。地盤の固有周期はケース1では0.93秒とⅡ種地盤との境界である0.6秒よりも長く、ケース2では0.6秒に比較的近い0.66秒となる。

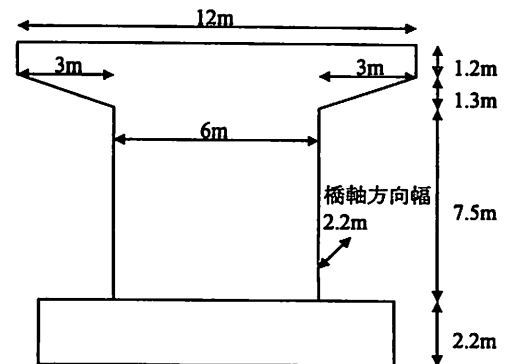
本研究では、基礎の塑性化の程度と橋脚との耐力比との関係を調べるために、橋軸方向については橋脚基部に主たる塑性化を生じ、橋軸直角方向については橋脚基部ではなく基礎に主たる塑性化を生じさせるように地震時保有水平耐力法により橋脚および基礎の設計を行った。各ケースの橋軸方向、橋軸直角方向に対する橋脚および基礎の降伏震度をそれぞれ表-2に示す。杭本数については、ケース1では4×4本杭、ケース2では3×3本杭となった。

### (2) 解析モデル

地盤変位の影響を考慮した動的解析を行うために設定したモデルの概略を図-2に示す。橋全体系での動的な手法を用いた設計体系における杭基礎の限界状態について検討するために、道示に示されている地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いるモデルではなく、杭-地盤間の相互作用について振動台実験<sup>7)</sup>により適用性が検証されたモデルを基

表-2 各ケースの橋脚と基礎の降伏震度

|    | ケース1   |      | ケース2   |      |
|----|--------|------|--------|------|
|    | 橋軸     | 橋軸直角 | 橋軸     | 橋軸直角 |
| 橋脚 | 0.54   | 1.45 | 0.56   | 1.52 |
| 基礎 | 0.60以上 | 1.02 | 0.62以上 | 0.94 |



上部構造重量：7700kN／6090kN（橋軸／橋軸直角方向）  
柱重量：3832.3kN

図-1 解析対象橋脚

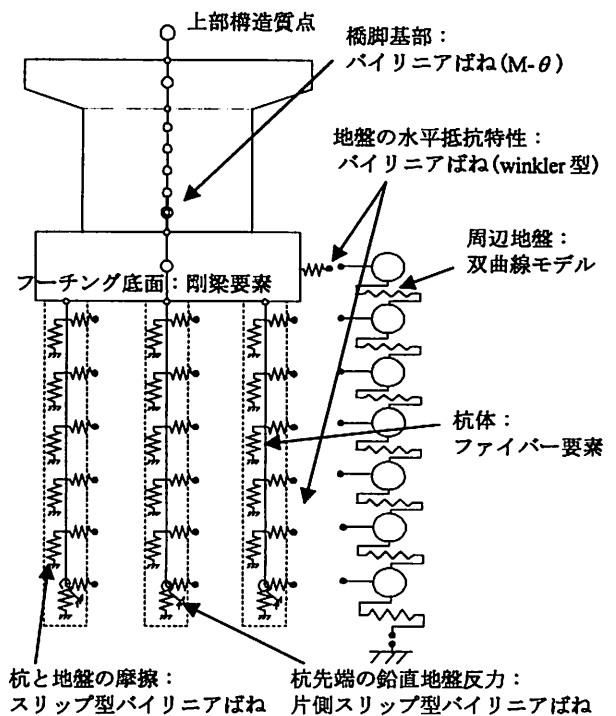


図-2 動的解析モデルの概要

本とし、杭体には鉄筋のはらみ出しによる耐力低下挙動の影響を考慮できるようにしたファイバー要素を用いている。今後、杭体の非線形挙動も含めた振動台実験等により、動的解析モデルの検証を行う必要があるが、本解析では、個々の既往の知見を踏まえて各部材についてモデル化している。なお、地盤変位についてはあらかじめ別の方法で算出し、それを強制入力として考慮する方法も考えられるが、本モデルでは同時に考慮できるモデルとしている。また、上部構造の質点は橋軸方向については橋脚天端、橋軸直角方向については、上部構造重心位置として、橋脚天端から2.5mの位置としている。

橋脚については基部に曲げに関する非線形性を考慮することとし、 $M-\theta$ のバイリニア回転ばね要素でモデル化した。なお、復元力特性はTakedaモデルとし除荷時剛性低下指数 $\alpha=0.5$ <sup>1)</sup>とした。

場所打ち杭の杭体については実挙動に近い非線形挙動を考慮できるようにファイバー要素でモデル化しており、軸方向鉄筋の応力度-ひずみ関係については文献8)と同様にMenegotto-Pintoモデルを拡張し、はらみ出した鉄筋の挙動を再現できるモデルを用いた。はらみ出しが生じる事による圧縮応力度の低減を再現するために、帯鉄筋とコアコンクリートの拘束を受ける杭中の一本の軸方向鉄筋に着目した塑性座屈解析を行い、その非線形特性を設定した。コンクリートの応力-ひずみ関係についてはManderら<sup>9)</sup>の式に基づき最大応力点や軟化勾配を設定した。

杭の軸方向の抵抗特性としては、文献10)を参考に杭と周面地盤の摩擦を考慮した鉛直方向の基礎-地盤間ばねと杭先端の地盤抵抗を考慮した杭先端の鉛直方向の基礎-地盤間ばねの二つに分けてモデル化した。道示IV下部構造編<sup>11)</sup>に基づく静的照査法を用いる場合には、一般に、杭頭部にこれらの影響を集約した軸方向ばねを設置するモデルとなるが、本動的解析モデルでは杭体にファイバー要素を用いており、杭に作用する軸力が変動する影響が非線形挙動に影響を与えるためにこれを適切に考慮する必要がある。このため、各深さにおいて杭と周面地盤の摩擦を考慮した鉛直方向の基礎-地盤ばねを用いることでこれを考慮できるようにしたものである。

杭-地盤間の相互作用については、杭基礎-地盤間の水平抵抗特性として、大型振動台実験のシミュレーションや杭の繰返し載荷実験<sup>7), 12)</sup>に対する再現解析によりそのモデルの適用性が確認されているWinkler型の履歴則を考慮したばねを用いることとし、水平地盤反力の上限値は文献13)を参考にして算出した。地盤反力係数 $k_H$ と除荷剛性 $k_0$ は次式により算出した。

$$k_H = \alpha k_0, \quad k_0 = \frac{E}{0.3} \times \left( \frac{B}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここで、 $B$ は杭径、 $E$ は地盤のヤング係数である。 $\alpha$ については0.1とした。なお、上式は単杭に関する式であるため、文献7)を参考に群杭効果を考慮した補正を行った。フーチング前面の地盤抵抗についても、杭基礎-地盤間の水平抵抗特性と同様の相互作用ばねを用いる事とし、水平地盤反力の上限値については、受働土圧強度を用いた道示IV下部構造編に基づき算出した。

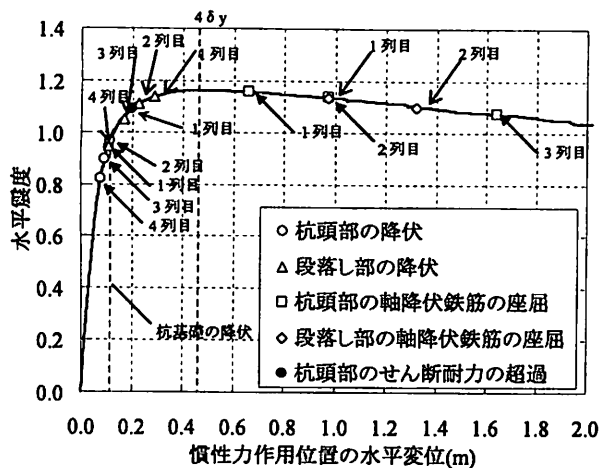
杭体に囲まれている地盤は、地震時に杭体とともに振動する事を考慮し、杭体に作用させる慣性力には、付加質量として杭体に地盤の重量も付加した。本解析では、杭中心間に囲まれた地盤の面積について4等分し、近傍の杭体に付加質量として考慮した。

周辺地盤については質点・せん断ばねおよび逸散減衰を考慮するための工学的基盤位置でのダッシュポットによりモデル化し、せん断ばねの骨格曲線は双曲線モデル、履歴則はMasing則を用いることとした。各土層の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線は文献14), 15)に基づき設定し、文献16)を参考に土層深さ毎の拘束圧に応じて初期剛性 $G_0$ を変化させて与えた。規準ひずみについては $G/G_0=0.4$ となるときのひずみとした。周辺地盤の面積については基礎面積の400倍を与えた。これは周辺地盤の挙動を適切に考慮するため、全体のモデルと地盤のみのモデルの固有値解析を行い、地盤の1次モードの固有周期が変化しなくなるように設定したためである。

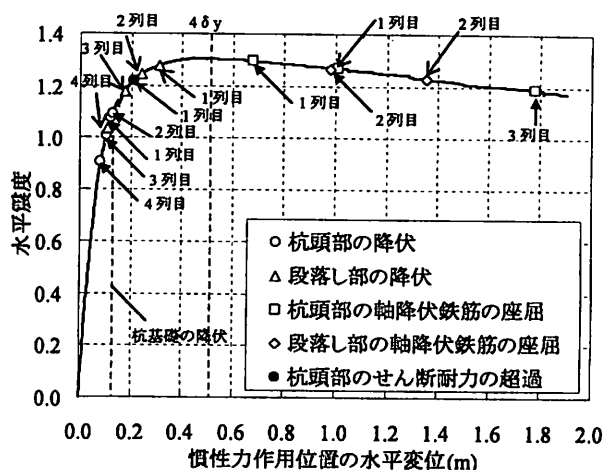
プッシュオーバー解析に用いる解析モデルについては、動的解析結果と比較することを目的としたため、周辺地盤のモデルを除いて動的解析モデルと同じモデルとした。ただし、水平方向の基礎-地盤間ばねについては、地盤反力度の上限値に達しなくても個々のばねに作用する荷重が反転すれば非線形挙動となる特性であるが、この特性が原因で解析が安定しなかったため、非線形弾性のモデルに変更している。

### (3) 動的解析における入力地震動と解析条件

基盤に入力した地震動については、I種地盤での地震動を露頭基盤波相当の地震動と考え、道示V耐震設計編に示されているレベル2タイプI地震動、II地震動のI種地盤での標準波形を用いることとした。これは地盤変位の影響を考慮した解析を行うため、設計で支配的となる生じる慣性力が大きいタイプII地震動だけではなく、大きな地盤変位が生じるタイプIの地震動についても対象とし、異なる2種



a) 橋軸方向



b) 橋軸直角方向

図-3 プッシュオーバー解析による慣性力作用位置での荷重-変位関係 (ケース 1)

類の特性を有する地震動を対象とすることで、慣性力と地盤変位の及ぼす影響について比較検討することを目的としたものである。

数値計算における数値積分法にはNewmark- $\beta$ 法 ( $\beta=1/4$ )を用いた。積分時間間隔は1/1000秒とした。

減衰マトリクスについては、各構造部材に対して支配的となる振動モードでの粘性減衰を考慮するために、上部構造・橋脚・フーチング、周辺地盤および杭体に対して、個々に要素別Rayleigh減衰を与えた。これは、本解析モデルは周辺地盤も含めたモデルであるため、一体化した解析モデルにおいても周辺地盤のみの解析での結果と同等の地盤変位を考慮させる必要があるためである。上部構造、橋脚、フーチングについては1次と2次からRayleigh減衰を作成し、杭体については周辺地盤の1次に近似しているモードから剛性比例減衰を作成し、周辺地盤については地盤の1次と2次からRayleigh減衰を作成することとした。各部材に与えた等価減衰定数については、RC橋脚(柱部)、杭体については弾性域の減衰定数として2%、橋脚柱部に対して剛性が高い、固定支承、RC橋脚(梁部)、フーチングについては減衰を見込めないとして0%とした。構造物と地盤の相互作用ばねについては、逸散減衰効果を見込めると考えられる水平方向の基礎地盤間ばねと杭体底面の鉛直方向ばねは20%とし、逸散減衰効果を見込めないと考えられる杭周面の鉛直方向ばねは0%とした。周辺地盤の層間せん断ばねについては、地盤の動的変形特性によりせん断ひずみが $10^{-6}$ 相当の減衰定数を与えた。

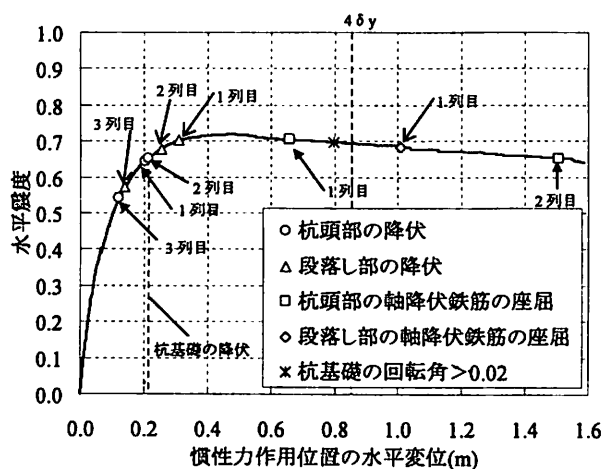
#### (4) プッシュオーバー解析における載荷方法

プッシュオーバー解析は杭基礎の地震時保有水平耐力法に従い、上部構造等の慣性力のみを考慮した

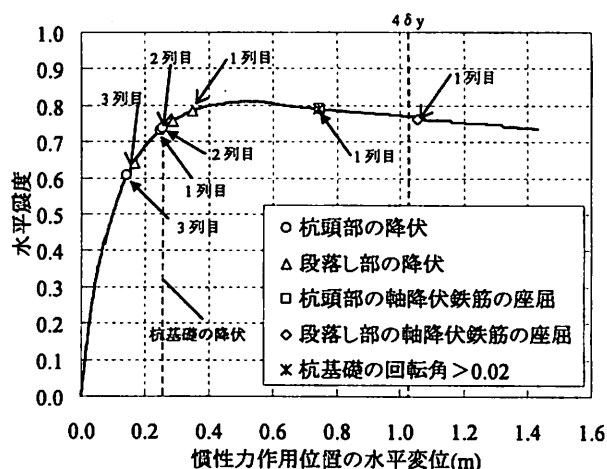
解析を行った。地震時保有水平耐力法ではポストピーク以後の挙動を対象としないため、慣性力相当の荷重を静的に漸増載荷する荷重制御による解析が行われるが、本解析モデルでは各要素に用いた非線形特性として骨格曲線が負勾配やゼロになる特性を有し、それにより荷重-変位関係の荷重低下域までが対象となるため、解析の安定性を確保するために変位制御による解析とした。変位制御による漸増解析を行うにあたり、フーチング底面に作用する曲げモーメントとせん断力の比率が慣性力相当の荷重を静的に漸増載荷する荷重制御と同様の割合になるようにフーチング底面からの橋軸方向、橋軸直角方向それぞれ作用高さを算出し、フーチング底面から作用高さ $h$ の位置に設けた節点とフーチング節点を仮想部材でつなぎ、作用高さ $h$ の点に強制変位を与えている。地震時保有水平耐力法では、文献17)に示されるように、設計水平震度 $k_h$ 、地盤面における設計水平震度 $k_{hg}$ に応じて橋脚部と基礎部に作用させる震度の割合が設定され、タイプIとタイプII地震動で異なることとなるが、ここでは簡便のためタイプI地震動での震度の割合を用いることとした。また、地震時保有水平耐力法による場合、橋脚の降伏以降は、橋脚による荷重は降伏耐力以上増えないこととなるが、上記のように仮想部材を用いた変位制御による荷重を載荷させるため、その割合は橋脚の塑性化に関わらず一定である。

### 3. プッシュオーバー解析に基づく杭基礎の損傷過程

杭基礎の限界状態および損傷過程について把握するために、プッシュオーバー解析により各ケースの橋軸方向および橋軸直角方向の荷重-変位関係につ

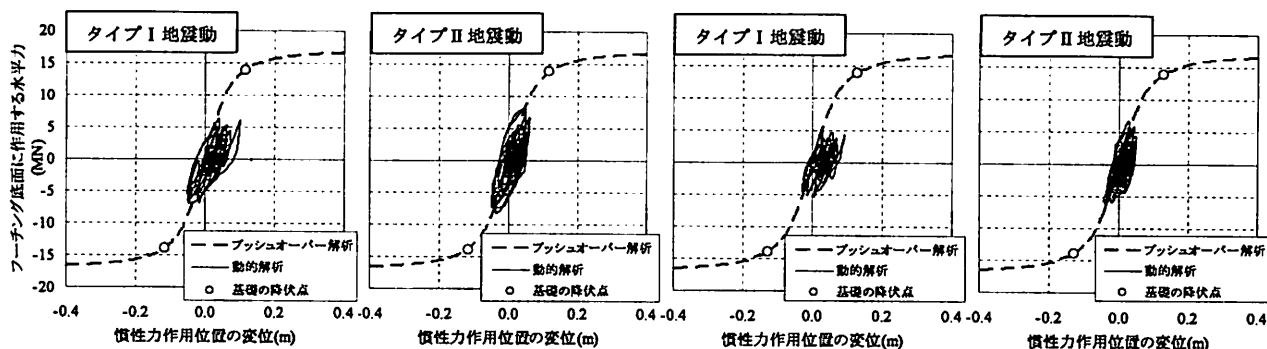


a) 橋軸方向



b) 橋軸直角方向

図-4 プッシュオーバー解析による慣性力作用位置での荷重-変位関係 (ケース 2)



a) 橋軸方向

b) 橋軸直角方向

図-5 慣性力作用位置での荷重-変位関係の比較 (ケース 1)

いて整理する。なお、載荷方向に対して一番奥の杭体を1列目とし整理している。

ケース1の結果について図-3に示す。橋軸方向については、静的照査に用いる震度である橋脚の降伏震度の1.1倍である震度0.6において杭体はいずれも降伏せず、全杭が降伏するのは震度0.97の時である。また、震度1.09において1列目の杭頭部において作用せん断力がせん断耐力を超過する。これは圧縮軸力が大きくなり曲げ耐力が増加し、大きな断面力を負担したため、先にせん断耐力を超過したものと考えられる。杭基礎の許容塑性率4程度において最大水平耐力に達する。その際の震度は1.16である。さらに変位を与えると荷重が低下し始め、杭頭部の軸方向鉄筋の座屈が最初に生じるのは上部構造慣性力作用位置において0.660m変位を与えた段階であり、その後も変位を増加させることで順に軸方向鉄筋の座屈が生じる。橋軸直角方向については、全杭が降伏するのは震度1.09の時であり、橋脚の降伏震度である1.45を下回っており橋脚よりも先に基礎が降伏する。また、杭基礎の許容塑性率4程度において最大水平耐力となるが、その際の震度は1.30である。さらに変位を増加させると、橋軸方向の場合のよう

に杭頭部の軸方向鉄筋の座屈が生じ徐々に耐力が減る結果となった。

次に、ケース2の結果について図-4に示す。橋軸方向については、静的照査に用いる震度である橋脚の降伏震度の1.1倍である震度0.62よりも少し大きい震度0.65の際に全杭降伏となる。最大水平耐力については震度0.72の際に達し、さらに変位を与えると荷重が低下し始め、0.658m変位を与えた際に杭頭部の軸方向鉄筋の座屈が最初に生じ、0.797mの変位の際に基礎の回転角が0.02radを超過する。橋軸直角方向については、全杭が降伏するのは震度0.73の時であり、橋脚の降伏震度である0.94を下回っており橋脚よりも先に基礎が降伏する。最大水平耐力については震度0.81の際に達し、さらに変位を増加させると荷重が低下し始め、0.744mの変位を与えた際に基礎の回転角が0.02radを超過し、0.745mの変位の際に杭頭部の軸方向鉄筋の座屈が最初に生じる。

#### 4. 地盤変位の影響を考慮した動的解析結果とプッシュオーバー解析の比較

ケース 1 について、地盤変位の影響を考慮した非

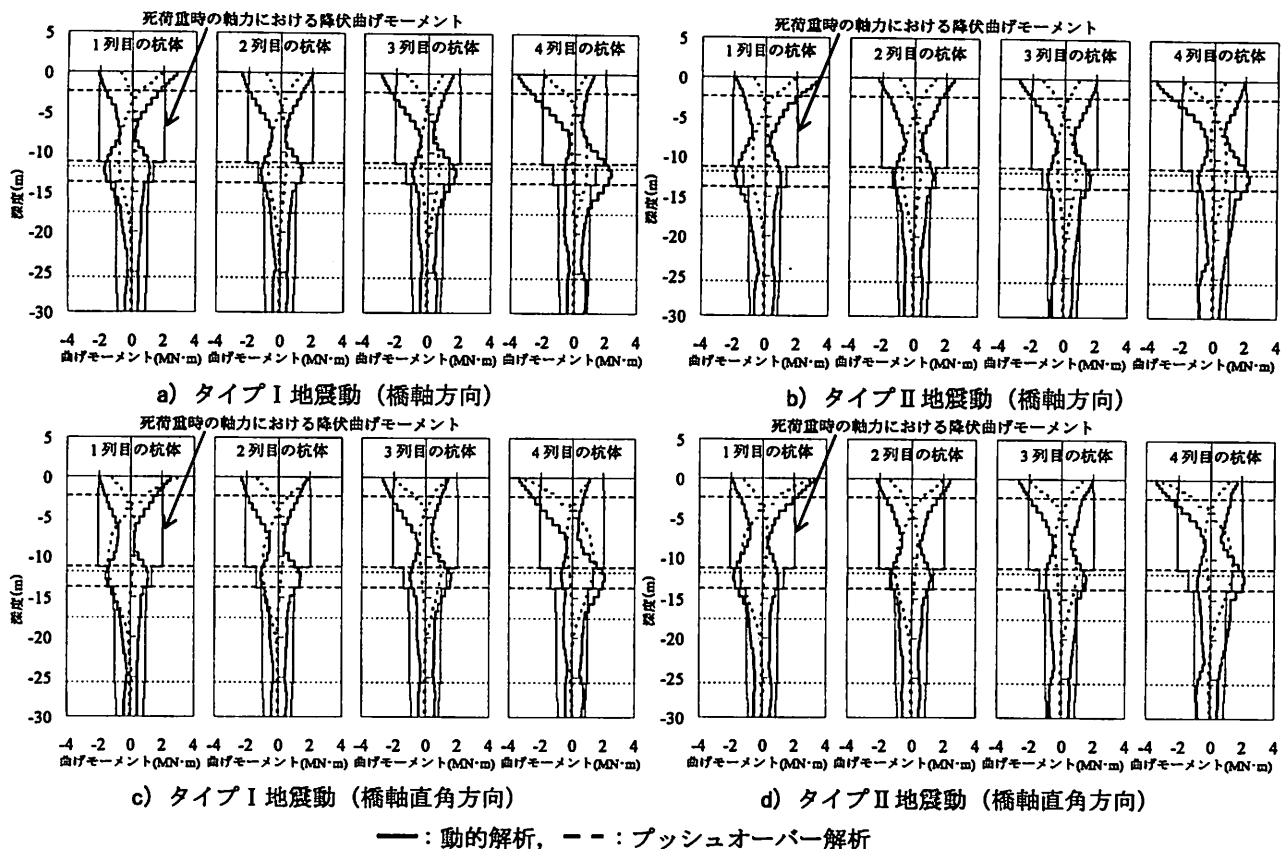


図-6 杭体に生じた曲げモーメント分布の比較 (ケース 1)

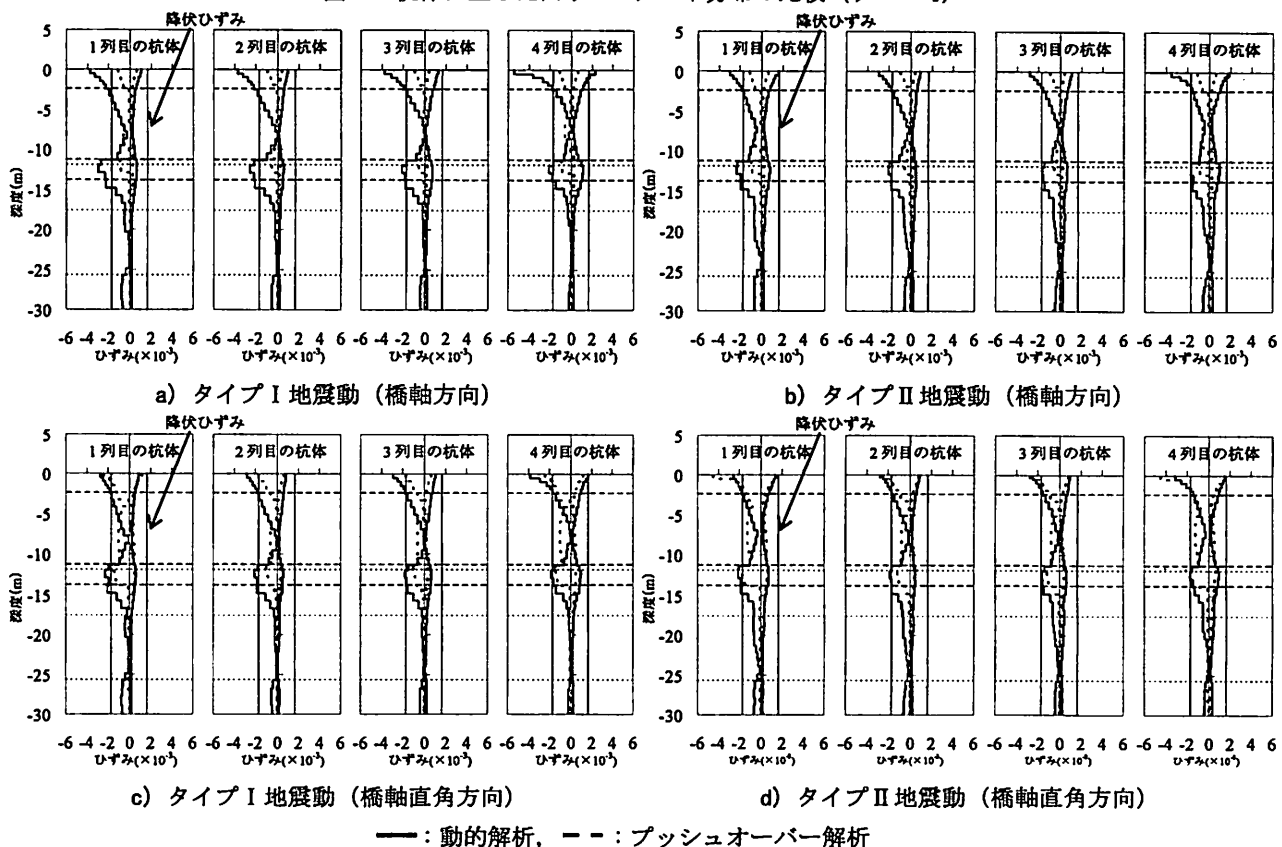


図-7 最外縁軸方向鉄筋のひずみ分布の比較 (ケース 1)

線形動的解析による橋軸および橋軸直角方向における荷重変位関係を図-5 に、各杭体に生じる曲げモーメントの最大値および最小値の深さ方向分布を

図-6 に、各杭体の最外縁の軸方向鉄筋のひずみの最大値および最小値の深さ方向分布を図-7 に示す。また、プッシュオーバー解析の結果得られた各照査

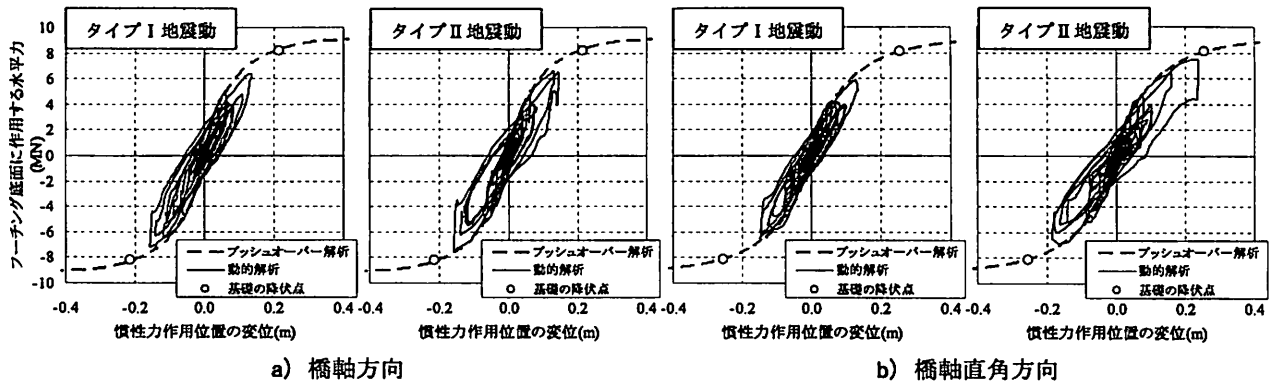


図-8 慣性力作用位置での荷重-変位関係の比較 (ケース 2)

震度時，すなわち，橋軸方向では橋脚の降伏震度の 1.1 倍の震度，橋軸直角方向では応答変位算出時の震度における結果も同図にあわせて示す．なお，プッシュオーバー解析の結果は単調一方向載荷であるため，逆方向にも単調一方向載荷を行い，正側負側両方の載荷で得られた応答値の最大値と最小値を示している．

動的解析における周辺地盤の地表面での最大応答変位および最大応答加速度についてはタイプ I 地震動では  $0.267\text{m}$ ， $2.46\text{m/sec}^2$ ，タイプ II 地震動では  $0.194\text{m}$ ， $2.70\text{m/sec}^2$  であり，橋軸方向については，タイプ I 地震動の場合には橋脚が塑性化しなかった．また，フーチングの回転角はいずれの地震動および入力方向においても  $0.001\text{rad} \sim 0.002\text{rad}$  であり，これによる上部構造の慣性力作用位置における変位としては  $0.01 \sim 0.025\text{m}$  と小さい．

橋軸方向についてであるが，橋脚基部で主たる塑性化が生じるように設計されており，プッシュオーバー解析では全杭降伏には至っていなかったが，地盤変位の影響を考慮した動的解析では，杭頭部および一層目と二層目との層境界付近においてプッシュオーバー解析に比べて 2 倍程度の大きな曲げモーメントが生じている．そのため，全杭体の杭頭部および一層目と二層目との層境界付近において軸方向鉄筋が降伏する結果となっており，降伏ひずみの 3 倍以上のひずみが杭頭部に生じている．また，タイプ II 地震動での結果よりもタイプ I 地震動の方が軸方向鉄筋の降伏の程度が大きいことがわかる．これは橋脚基部についてはタイプ I 地震動の場合には塑性化しなかったものの，上部構造およびフーチングからは概ね同様の慣性力がフーチング底面に作用しているため，地盤変位量がタイプ I 地震動の方が大きかったためと考えられる．荷重変位関係からも，プッシュオーバー解析での基礎の降伏（全杭降伏）に必要な水平力に対して，動的解析では上部構造およびフーチングからの慣性力が及ぼす影響は小さいこ

とが確認でき，地盤変位の影響が大きいため，全杭体の軸方向鉄筋に降伏が生じていると考えられる．

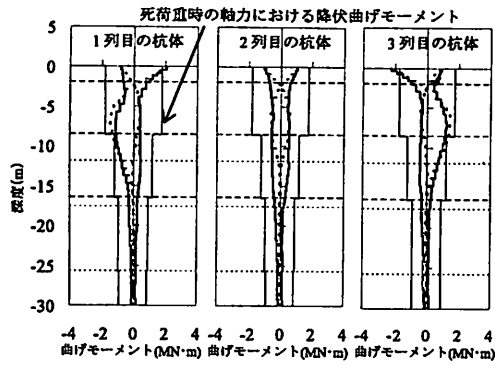
また，フーチングの回転挙動は小さく，上部構造の慣性力作用位置における変位は地盤変位に追従して生じていると考えられる．そのため，慣性力により，上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始めるような挙動にはなりにくいと考えられ，このような場合においては，上部構造を安定に支持するという観点では，地盤変位に追従できる変形性能を有していることが限界状態を設定する上で重要な指標となると考えられる．

橋軸直角方向については主たる塑性化を基礎に考慮しており，プッシュオーバー解析では杭頭部において全杭降伏する結果であったが，地盤変位の影響を考慮した動的解析では，その損傷の程度は大きく，橋軸方向と概ね同様の断面力の分布をしており，各応答値についても橋軸方向の結果と概ね同様の結果である．橋脚基部の塑性化の有無の差はあるものの，橋軸方向と同様に上部構造等からの慣性力よりも地盤変位の影響の方が大きいためと考えられる．プッシュオーバー解析と同様に全杭体の軸方向鉄筋に降伏が生じているものの，慣性力ではなく地盤変位の影響が支配的である．

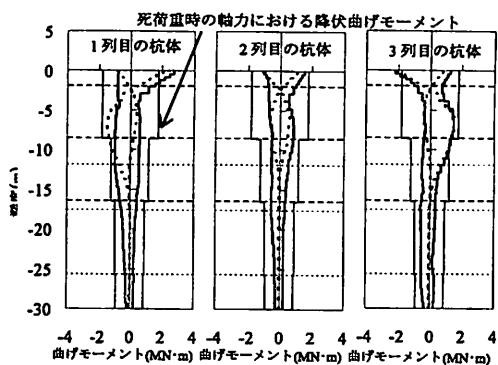
以上の結果より，ケース 1 では，上部構造等からの慣性力よりも地盤変位の及ぼす影響の方が主として杭基礎の挙動に影響を与えているものと考えられ，地盤変位の影響を適切に考慮することが本動的解析モデルにおける応答の推定精度を向上させる上で重要であると考えられる．

ケース 2 について，同様に橋軸および橋軸直角方向における荷重変位関係を図-8 に，各杭体に生じる曲げモーメントの最大値および最小値の深さ方向分布を図-9 に，各杭体の最外縁の軸方向鉄筋のひずみの最大値および最小値の深さ方向分布を図-10 に示す．

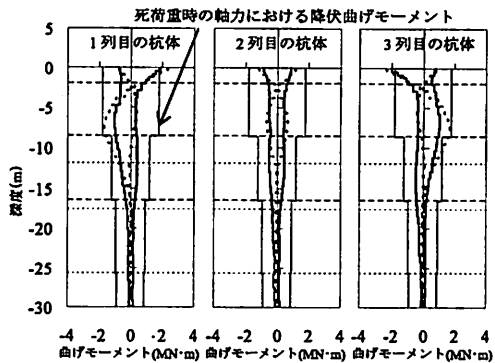
動的解析における周辺地盤の地表面での最大応答



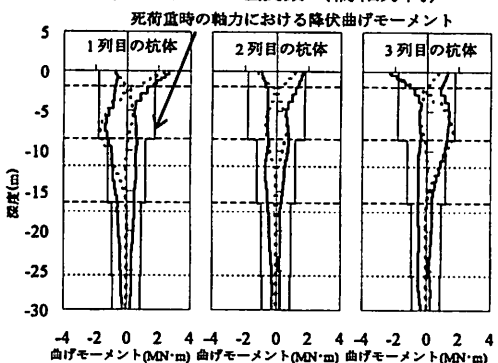
a) タイプ I 地震動（橋軸方向）



b) タイプ II 地震動（橋軸方向）



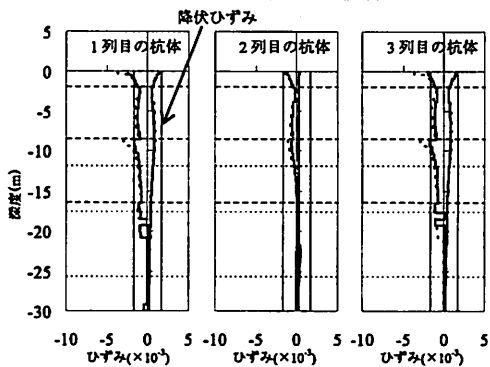
c) タイプ I 地震動（橋軸直角方向）



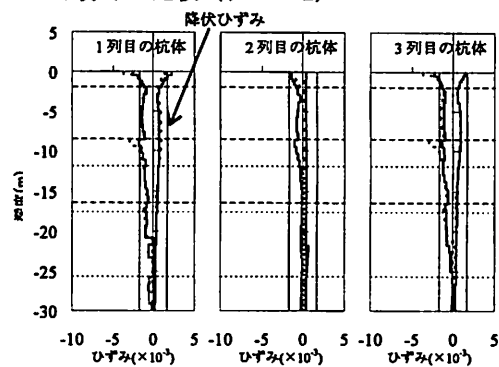
d) タイプ II 地震動（橋軸直角方向）

—：動的解析，--：プッシュオーバー解析

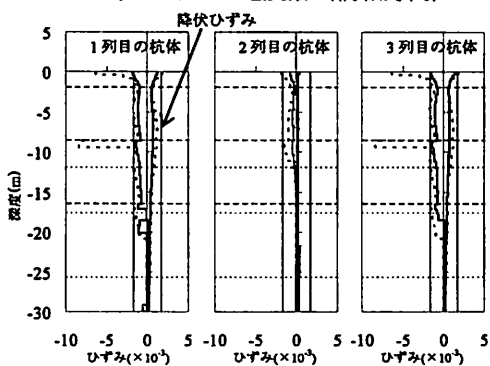
図-9 杭体に生じた曲げモーメント分布の比較（ケース 2）



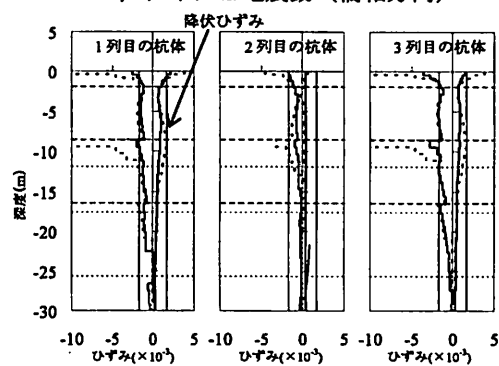
a) タイプ I 地震動（橋軸方向）



b) タイプ II 地震動（橋軸方向）



c) タイプ I 地震動（橋軸直角方向）



d) タイプ II 地震動（橋軸直角方向）

—：動的解析，--：プッシュオーバー解析

図-10 最外縁軸方向鉄筋のひずみ分布の比較（ケース 2）

変位および最大応答加速度についてはタイプ I 地震動では  $0.074\text{m}$ 、 $3.25\text{m/sec}^2$ 、タイプ II 地震動では  $0.154\text{m}$ 、 $4.53\text{m/sec}^2$  であり、橋軸方向については、

いずれの地震動においても橋脚基部に塑性化が生じている。また、フーチングの回転角は地震動および入力方向において応答値に差はあるものの  $0.006\text{rad}$

～0.009rad であり、これによる上部構造の慣性力作用位置における変位としては 0.06～0.113m となり、ケース 1 よりも大きい。

橋軸方向については、ケース 1 と比較すると、地盤変位の影響は小さく、荷重変位関係においては、動的解析の方が降伏点よりも少し小さいものの、プッシュオーバー解析での結果と同様の傾向であり、杭体の曲げモーメントや軸方向鉄筋のひずみの分布についても同様の傾向をしている。また、プッシュオーバー解析での結果と同様に、杭頭部において軸方向鉄筋が降伏するものの全杭体ではないことから、地盤変位の影響ではなく、慣性力の影響が支配的であると考えられる。同じⅢ種地盤においてもケース 1 と比べて硬い地盤を対象としたため、地盤変位の及ぼす影響は少なかったものと考えられる。

橋軸直角方向についても、橋軸方向での結果と同じであり、プッシュオーバー解析での結果と荷重変位関係、曲げモーメントの分布や軸方向鉄筋のひずみ分布についても同様の傾向である。地盤変位の影響ではなく、慣性力の影響が支配的であると考えられる。ただし、プッシュオーバー解析での結果と同様に、全杭体において軸方向鉄筋が降伏しているものの、その程度はプッシュオーバー解析よりも小さい。これはプッシュオーバー解析では照査震度に対する結果であるのに対して、動的解析で生じた慣性力の大きさはそれより小さかったためであると考えられる。

このような解析条件および地盤条件の場合には、地盤変位の影響が小さく慣性力の影響が大きいため、地震時保有水平耐力法と同様の照査点である、全杭体において降伏が生じるという状態を限界状態として設定できる可能性が考えられる。

## 5. まとめ

基礎の設計法の高度化に向け、慣性力と地盤変位の影響を考慮した動的解析モデルについて検討することとし、地盤変位の影響が大きいと考えられるⅢ種地盤上に設置された、地震時保有水平耐力法により設計された橋梁を対象に基礎の降伏について、上部構造からの慣性力のみによるプッシュオーバー解析により得られた結果と、地盤変位の影響を考慮した動的解析により得られた結果について比較を行った。以下に得られた結論をまとめる。

- 1) 地盤の固有周期が0.93秒とⅢ種地盤でもより軟弱なケース1においては、橋軸方向については基礎を降伏させない設計であったが、上部構造

等の慣性力の影響は小さいものの地盤変位の影響が大きいため、全杭体において杭頭部や一層目と二層目の地層境界において、軸方向鉄筋が降伏する結果となった。橋軸直角方向については基礎の降伏を許容した設計であったが、橋軸方向と同様に上部構造等からの慣性力ではなく地盤変位の影響が大きいため、全杭体において軸方向鉄筋が降伏する結果となった。

- 2) ケース1においては、上部構造の慣性力作用位置における水平変位としては、フーチングの回転挙動による影響は小さく、地盤変位に追随した応答となる結果であった。このため、このような軟弱な地盤の場合には、地盤変位の影響により全杭体において軸方向鉄筋が降伏するものの、上部構造等の慣性力により、水平変位が急増し始めるような挙動にはなりにくいと考えられる。
- 3) 地盤の固有周期が0.66秒とⅢ種地盤でも比較的短いケース2では、地盤変位の影響よりも慣性力の影響の方が大きいため、地震時保有水平耐力法による設計と同様に、橋軸方向については全杭体において軸方向鉄筋が降伏することは無く、橋軸直角方向については全杭体において軸方向鉄筋が降伏した。

今後の課題として、ケース1のような上部構造等の慣性力よりも、地盤変位の影響が大きくなる条件を明確にする必要がある。また、このような地盤条件においては、上部構造を安定に支持するという観点では、全杭降伏が及ぼす影響は小さいと考えられる。このため、生じた地盤変位に追随できるための変形性能を評価する、また、橋全体系に及ぼす影響を評価する、という観点において、照査指標として、杭基礎の各部材の限界状態をどのように設定すべきか検討することが必要である。なお、当然の事ながら、杭体の降伏を許容する場合には、修復性や地震後の残存耐力の評価という観点での限界状態もあわせて検討する必要がある。

また、地盤変位の影響が応答値に大きく影響を及ぼすため、これを適切に算出できる動的解析モデルを検討することが設計法の整備として重要であると考えられ、地盤のモデル化や地盤の物性の持つばらつき等が地盤変位の算出に及ぼす影響を把握した上で適切な安全余裕を有するために必要な各諸元の設定手法を検討する必要がある。

## 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計

編, 2002.

1998.

- 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, 1999.
- 3) 矢部正明, 川島和彦：杭基礎の非線形地震応答解析とプ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, pp.91-109, 1999.
- 4) 牧剛史, 土屋智史, 渡辺忠朋, 前川宏一：3次元非線形有限要素法を用いたRC杭基礎-地盤系の連成地震応答解析, 土木学会論文集A, Vol.64, No.2, pp.192-207, 2008.
- 5) 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回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.157-162, 2009.
- 6) 福井次郎, 白戸真大：地震時の地盤の振動変位が道路橋杭基礎に与える影響度と地盤条件の関係, 土木研究所資料第3919号, 2004.
- 7) 白戸真大, 野々村佳哲, 福井次郎：動的解析における群杭のモデル化に関する検討, 地震工学論文集Vol.28, 2005.
- 8) 白戸真大, 福井次郎, 中谷昌一：ファイバー要素を用いた数値解析による場所打ち杭基礎の変形性能評価, 日本地震工学会論文集第6巻第4号, 2006.
- 9) Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988.
- 10) 岡原三知夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富：杭体の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料第2919号, 1991.
- 11) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2002.
- 12) 白戸真大, 吉田望, 福井次郎, 野々村佳哲：軟弱粘性土上の効果構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測へのWinkler型非線形相互作用ばねの適用, 構造工学論文集Vol.51A, pp.739-750, 2005.
- 13) 岸田英明, 中井正和：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第281号, 1979.
- 14) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)ー広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性ー, 土木研究所報告第153号, 1980.
- 15) 岩崎敏男, 常田賢一, 吉田精一：沖積粘性土の動的変形特性ーせん断剛性率とヒズミ依存性ー, 土木研究所資料第1504号, pp.49-54, 1979.
- 16) 吉田望：1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析, 土と基礎43-10, 1995.
- 17) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料,