

数値解析による基礎の性能照査に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）
研究期間：平 15～平 19
担当チーム：構造物研究グループ（基礎）
研究担当者：中谷昌一，白戸真大

【要旨】

本研究は、動的解析を用いることを前提とした基礎の耐震設計の基準化のための基礎研究として、動的解析を用いた性能照査にあたっての課題を整理し、その対応を検討したものである。入力地震動の考え方、モデルの設定、耐震性能の照査指標、安全係数の設定方法等が含む課題を明らかにして、今後必要な研究事項を示すだけでなく、既往の研究成果や知見から、現時点で考えられる対応案を示した。また、地盤や部材抵抗のばらつきが動的解析による照査結果に与える影響を考慮する必要があることから、その影響を調べ、設計実務においてその影響を考慮するための補正係数の設定と設計方法について考察を行った。

キーワード：杭基礎，動的解析，耐震性能，照査指標，不確実性

1. はじめに

我が国における耐震設計法，設計体系は，震度法の考え方から発展してきたものであり，実際の地震で生じる複雑な現象を完全には再現できていない一方で，設計上，安全側の評価となるように設計体系が整備されている。一方で，革新的な基礎の耐震設計法，既設基礎の耐震補強の判定法，パイルシャフト構造のようにフーチングの無い構造等，従来の範疇に収まらない構造形式の耐震設計法の整備を，現行基準の発展形として行うことは限界がある。そこで，今後，震度法の枠組みを越えて非線形動的解析を用いた照査を標準の一つとして位置づけることも考えられる。

道路橋示方書¹⁾では，大地震時における橋の耐震性能の照査方法として「静的照査法」と「動的照査法」を示しており，必要に応じて各部材の塑性化を考慮し，振動特性，減衰特性，非線形履歴特性を十分に考慮して橋の動的特性を表現できる解析モデルで橋の挙動を評価することを規定している。しかし，基礎の抵抗のモデル化としては，線形と見なせる程度の変位レベルに相当する剛性を有する鉛直・水平・回転の各線形バネをフーチング下面に設置することとなり，基礎の塑性化については考慮していない。

本研究は，新しい耐震設計法を確立するための基礎的な研究であり，基礎・地盤の非線形化を考慮した動的照査法の適用に関する現状の知見および課題点を整理し，課題については当面の対応案を示すこととした。

2. 非線形動的照査法の適用における課題

静的照査法と動的照査法では，それぞれ入力する地震動やモデルの設定およびその照査指標等の考え方に相違がある。そこで，静的照査法と動的照査法の考え方の違いおよび動的照査法の適用における課題点を整理する。

2.1 設計地震動

図-1に示すように，レベル2地震時における基礎の静的照査法では，設計地盤面の地震動によって橋が受ける地震の影響を静的な荷重に置き換える。水平震度は1質点系の加速度応答スペクトルを用いて評価される。設計振動単位ごとに構造物を1質点系に置き換え，固有周期に応じた設計水平震度を求めて，それを構造物重量に乗じて設計地震力（慣性力）とする。そして，その慣性力を設計地盤面より上部に作用させ，基礎を

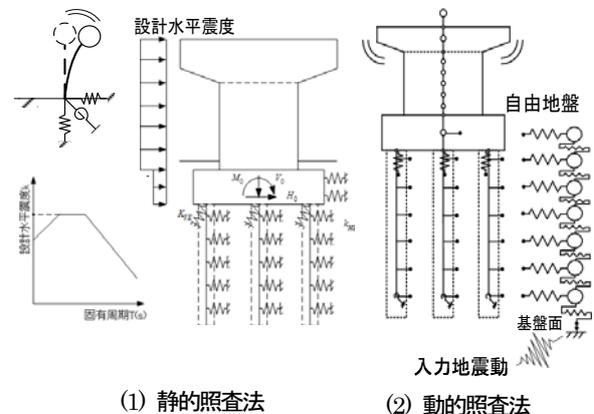


図-1 各照査法における基礎のモデル

含めた構造物の変形を計算する。一方、動的照査法では、実際の地震動による構造物及び地盤の挙動を考慮して、地震動が工学的基盤面に入力され、地震動による地盤振動が構造物に伝達され、さらに構造物に生じた慣性力が地盤に伝えられるという動的相互作用の中で、時々刻々構造物に変形が発生するものとする。

2.2 解析モデル

静的照査法では、自重および慣性力を静的に漸増载荷し、構造物に生じる変形を求める。動的照査法においては、地震動が地盤～基礎～上部構造へと伝達し、適切な応答を示すことが出来るよう、地震動が地盤を伝わる地盤モデルの設定及び基礎～地盤間の相互作用モデルを適切に設定し、構造物に生じる変形を求める。基礎～地盤間の相互作用のモデル化は、静的照査法で行っているように、バネを用いて行うことが出来るが、大地震時には非線形性、履歴特性の設定がポイントとなる。そこで、基礎チームでは、繰返し载荷を受ける土の要素試験、杭の繰返し水平载荷試験、振動台実験等を通して地盤バネの履歴則を開発し、公表している^{2) 3) 4) 5)}。

2.3 計算上の基礎の部材損傷と安定照査

安定照査においては、上部構造からの慣性力に対して基礎が復元力を与えるために、杭頭付近の損傷を一定の限度以下としておく必要がある。そこで、静的照査法では、上部構造からの慣性力を入力し、その塑性変形量に関して照査を行う。塑性変形量の限界値は、実験的な検討を通じて設定されている⁶⁾。

一方、図-2に示すように、動的照査法では、杭頭部のみならず、地中部における土層の上層と下層でその剛性が大きく異なり、地盤振動における相対変位が大きな場合、土層境界においても杭体には損傷が生じ得る。また、じん性のない杭では、計算上、地中深部であっても杭のせん断破壊が生じ得る。そこで、基礎の

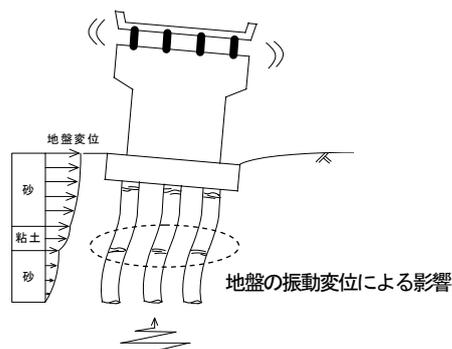


図-2 地震動による地盤変位の影響を受ける構造物

安定照査の観点からは、地中深部における杭の損傷が、基礎の系として復元力特性に、すなわち、上部構造の応答にどのような影響を及ぼすかについて評価する必要がある。

また、解析モデルの能力も、照査指標やその制限値の決定に影響を与える。静的照査法である基礎の地震時保有水平耐力法では、その計算能力の限界を考慮して応答計算法や照査に用いる制限値を設定しているが、動的照査法を用いるときにも同様の検討を事前に行っておく必要がある。

2.4 地盤強度の不確実性が照査に与える影響

静的照査法において慣性力を評価するとき、固有周期の算出において基礎の剛性が考慮されるものの、地盤剛性のばらつきが、算出される慣性力の大きさに及ぼす影響はあまり大きくない。そこで、地盤調査が十分でない場合には、地盤強度の値を低めに評価し、抵抗を小さめに評価することが安全側の設計につながる。しかし、動的照査法においては、地盤と基礎の相互作用が時々刻々考慮され、地盤強度は荷重にも抵抗にも密接に関係する。したがって、地盤調査が不十分であるからという理由で地盤強度を低めに評価することは、橋脚基礎および橋脚躯体に作用する荷重を小さめに評価し、結果として危険側の設計となる可能性も考えられる。また、地盤調査の結果は、地盤振動の評価のためにも必要である。したがって、動的照査法の適用においては、地盤定数設定の不確実性が照査結果に与える影響を考慮する必要がある。

3. 動的照査法を適用するための当面の対応

本来、動的照査法を用いた基礎の耐震設計を基準化するためには、例えば、杭の損傷過程や軸力状態を表現することが出来る等の抜本的なモデルの開発が求められる。しかし、実際の挙動を詳細に表現できるような解析モデルが広く適用可能というわけではない。そこで、本研究では、広く適用可能なモデルを用いるとしたときの実務上の課題とその対応について検討することとした。

3.1 基礎入力地震動が与えられたときの地盤振動の評価

基礎入力地震動が与えられたときの地盤応答は図-3に示すような一次元のせん断バネ・質点モデルを用いて評価されることが多い。しかし、せん断バネ特性の設定によっては、ひずみの深度方向分布や加速度応

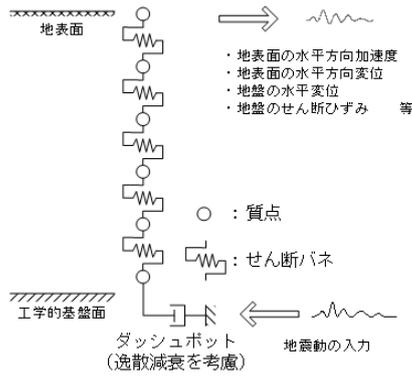


図-3 地盤のモデル化の例と応答の評価

答波形に実際に考えられる挙動と異なる不自然な波形が確認される場合がある。例えば、地中深部のせん断ひずみが弾塑性域を超えるほど大きな応答となる場合である。したがって、非線形動的照査法の適用にあたっては、地盤モデルを設定した後、あらかじめ地盤だけの解析を行い、入力地震動に対する地盤の応答を確認し、必要に応じてモデル化の方法自体も修正しながら、モデルを設定することが考えられる。

3.2 非線形性を考慮した基礎と地盤の相互作用モデル

前述のとおり、基礎チームでは、杭と地盤間の水平方向相互作用について、群杭効果を考慮した地盤抵抗 p と変位 y に関する Winkler 型の p - y 曲線履歴モデルを開発し、公表している²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾ (図-4)。

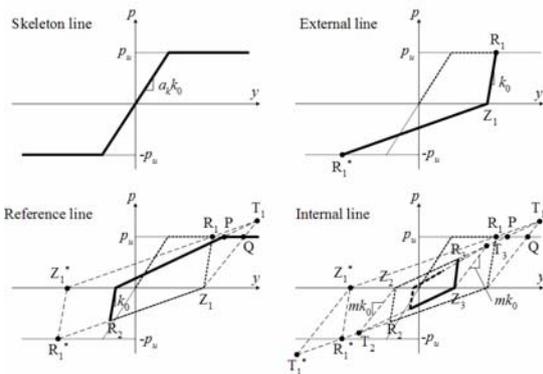
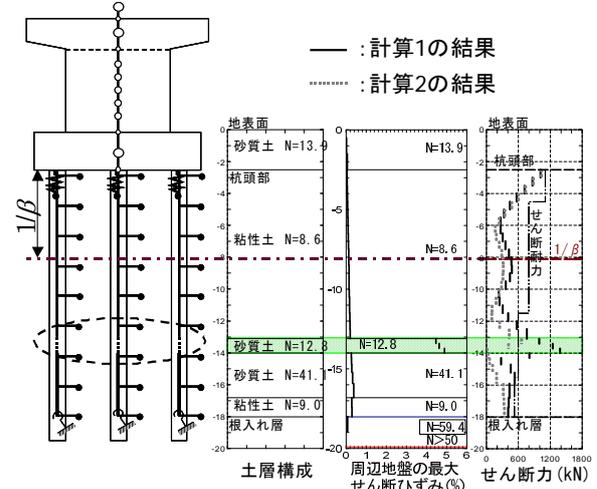


図-4 Winkler 型の p - y 曲線履歴モデル

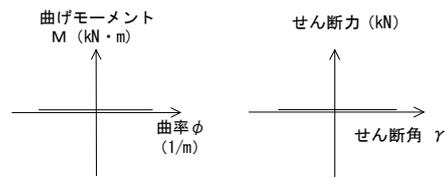
3.3 基礎の損傷評価

地震時における杭体の損傷は大きな応力が作用する杭頭付近に集中するのが一般的である。しかし、前述したように、地中深部においても、層間で地盤特性が大きく変化するような場合、杭体に損傷を及ぼす場合がある。そこで、図-5に示すように、杭基礎を有する橋脚を対象として、地中深部での杭体のせん断破壊を

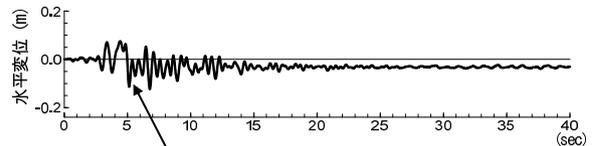
無視したケース (計算 1) と、せん断破壊を考慮したケース (計算 2) で非線形動的応答解析を行い、地中深部の杭体破壊が上部構造の応答に及ぼす影響を評価した。基礎入力地震動は国土技術政策総合研究所⁶⁾で提案されたものを用いた。



(1) 杭基礎モデルの概要と地盤及び杭体の応答



(2) 予めせん断破壊すると想定する杭の曲げ・せん断抵抗モデル (計算 2)



(3) 上部構造慣性力作用位置における水平変位

図-5 地中部杭の損傷のモデル化と解析結果

ここに、せん断破壊を考慮するときには、杭は軸力のみを伝達できると仮定して、損傷位置での杭の抵抗特性を図-5(2)に示すようにモデル化する。ここで用いる地盤バネの履歴則は基礎チームが開発したもので (図-4)、一方向に繰返し载荷を受けるとき、地盤強度が低下するという性質を有している。したがって、地中部での杭体の破壊により基礎に一方への変位の偏りが生じると、その影響は上部構造の応答にも反映されるというモデル化を行っている。結果を図-5にあわせて示す。杭基礎の水平抵抗に関与する深さ $1/\beta$ (m) の範囲¹⁾では杭体の応答の違いはほとんど見られない。また、図-5(3)に示すように、上部構造の応答にも差

は見られず、応答値が一方向に増加し続けていく様子は見られない。以上より、地中深部における損傷については基礎の安定の観点からは重要な照査項目とならない可能性がある。

3.4 解析モデルの能力と安定照査指標の設定

杭基礎は、大きな地震力を受けて杭体の一部が終局曲げモーメントに達しても直ちには杭基礎全体系の耐力低下には至らないことが確認されている⁶⁾⁸⁾⁹⁾。地震時保有水平耐力法の枠組みの中では、荷重漸増解析の計算結果は、基礎の系としての降伏付近までは信頼できるものの、その後の計算結果の信頼度は低いことが考慮され、基礎が降伏する場合の応答変位の評価は、降伏後の剛性をゼロと仮定し、エネルギー一定則を用いて行っている。非線形動的照査法により基礎の耐震性能を照査する場合でも、数値解析法の能力を考慮する必要がある。杭基礎の解析モデルの限界に応じて安定照査指標を変えることを提案する。

3.4.1 杭基礎の変形性能から決定される照査指標

基礎は地中部にあるので、大地震後に点検し、安全性の確認をしてから、もしくは必要に応じて補修を行ってから橋の供用にたどり着くというステップを踏むことは著しく時間がかかり、道路ネットワークの復旧の支障となる。したがって、大地震後にも橋の供用性に影響を及ぼさない程度に基礎の損傷を収めておく必要がある。このため、文献⁹⁾では基礎の塑性率の制限値の工学的意義として次の4点を挙げている。

- 1) 基礎が最大強度相当の強度を発揮している状態を超えないこと
- 2) 基礎は過大な損傷には達せず、地震後も無補修のままでも橋の供用に影響を与えない状態にとどまること
- 3) 無補修のままであっても、再度の大地震に対して初期と同等の残存耐荷力を有すること
- 4) 最大強度に達するまでに吸収するエネルギーと同等以上の残存エネルギー吸収能力を有すること

したがって、解析モデルに応じて基礎の安定に関する照査指標を変えること（系としての塑性率を用いないこと）があっても、上記の4つの原則を満足するように、その制限値を決定しなければならない。

3.4.2 杭体の曲げに関する非線形性のモデル化の限界から決定される安定照査指標

杭体の曲げに関する非線形性のモデル化には、曲げモーメント～曲率関係を用いることが考えられる。し

かし、杭体の曲げ耐力は軸力の影響を受けて変動する。地震中に杭体に作用する軸力は時々刻々と変化するため、この変動の影響を考慮して曲げモーメント～曲率関係をモデル化する必要がある。また、杭基礎の非線形動的照査法では、一方向に水平力を作用させる地震時保有水平耐力法に用いる計算モデルの設定とは異なり、押し込み側と引抜き側の杭を区分して曲げモーメント～曲率関係を設定することは難しい。したがって、どのようなモデルを用いる場合であっても、設定したモデルの能力を事前に評価し、得られる応答の信頼できる範囲について検討を行っておく必要がある。

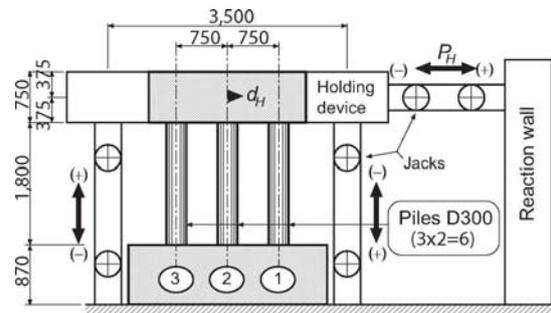


図-6 気中組杭載荷試験の概要図

そこで、一つの方法として、杭基礎の場合であれば、図-6に示す場所打ち杭の組杭模型実験のような、気中での正負交番載荷試験の結果⁶⁾⁸⁾⁹⁾を動的解析で考慮する杭体のモデルを適用して数値解析した結果に基づき、モデルの限界点から決まる安定照査指標を決定することが考えられる。

例えば、設計実務では応答値の計算と耐震性能の照査を分けて考えることも行われる。応答値の計算では、死荷重時の軸力を考慮し、図-7のように終局後も曲げ耐力が降

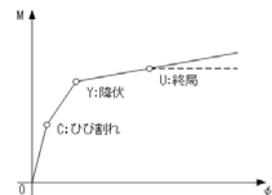


図-7 曲げモーメント M ～曲率 ϕ 関係のモデル化

伏～終局間の曲げモーメント～曲率関係を維持するようなトリリニア型のモデルを仮定する一方で、照査では、図-8に示すような応答計算用のモデルを用いて求められた断面力履歴を軸力～曲げ耐力相関図上にプロットし、杭体が終局に達しているか否かの判定を行う。このようにして得られた解析結果と実験結果を比較したものを図-9に示す。ここで設定した解析モデルは、荷重を過大評価する傾向がみられた。このような方法を用いるものとした場合、基礎の耐力を過大に評価することがないように、安定照査に用いる限界点を設定する必要があると考えられ、例えば、いずれかの杭が

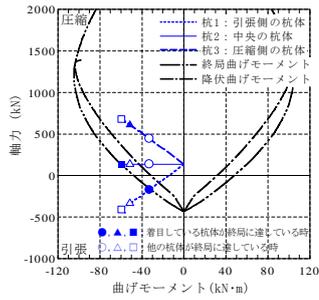


図-8 軸力～曲げ耐力相関図の例

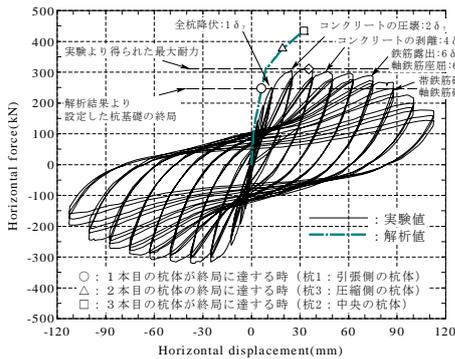


図-9 実験及び解析結果の比較

終局に達する時を計算上の杭基礎全体系としての終局とすることが考えられる。

杭の曲げに関するモデルは他にもある。しかし、どのようなモデルを用いる場合でも、載荷試験のシミュレーションを通してモデルの能力を確かめ、設定したモデルに応じた照査指標を設定することが重要である。なお、紙面の都合上割愛するが、本研究では、これまで基礎チームが研究を進めてきているように¹⁰⁾、より詳細なモデル化を追求し、検証している。詳細は文献¹¹⁾を参照されたい。

3.5 地盤強度の不確実性が基礎の照査に与える影響

前述したように、非線形動的応答解析では、地盤の強度は荷重にも抵抗にも影響を与え、さらに非線形性を有することから、単純に地盤強度を弱めに評価することが、対象とする構造物の性能を安全側に評価することにはならない。したがって、地盤定数設定の不確実性の影響を設計実務においてどのように考慮して安全性を担保するのかについて検討しておくことが必要である。

道路橋示方書 IV¹⁾では、設計に用いる地盤定数の評価は「基礎に作用する荷重に対して、その地盤条件下で最も高い確率で起こりうる基礎の挙動を推定するものである」ことが原則であると解説されている。地盤

工学会基準 JGS4001¹²⁾では、地盤定数の特性値は調査時の計測値から決定された導出値の平均値と規定している。これらは、平均値を目標に地盤抵抗を設定することで、最も高い確率で起こりうる基礎の挙動を推定する思想がある。

そこで、地盤抵抗の特性値を平均値とした場合と、ばらつきを考慮した場合で、橋脚基礎の応答値にどのような違いが生じるかを比較することとした。具体的には、杭基礎を有する橋脚3基を対象に、杭の鉛直支持力及び水平地盤反力度の上限値のばらつき範囲を統計的性質を考慮して設定する。そして、非線形動的応答解析を行い、杭体応力や橋脚の塑性変形量の応答値がどの程度変化するかを調べる。さらに、その結果を用いて設計する場合に適用する安全率の補正係数を考察した。橋脚3基の基礎はそれぞれ、(1) 変形性能が不足している場所打ち杭基礎 (Case1)、(2) 鉛直支持力が不足しているPHC杭基礎 (Case2)、(3) 耐震設計上の地盤の固有周期が1秒以上である場所打ち杭基礎 (Case3) である。

3.5.1 地盤抵抗のばらつきの評価

地盤抵抗は、各種地盤調査結果から設定される地盤定数を計算式に代入して求められる。しかし、地盤調査結果はばらつきを有するし、たとえその真値が分かっていたとしても、地盤抵抗の計算式により推定される計算値も実測値に対する推定誤差がある。したがって、これらのばらつきを評価して、計算値として得られる地盤抵抗がどの程度のばらつきを有するかを統計的に評価した。

地盤定数としては、標準貫入試験の N 値、砂質土の内部摩擦角、粘性土の粘着力を考慮する。統計量の平均値は各層の平均値とした。ここで、内部摩擦角 ϕ は三軸 CD 試験結果から得られるせん断抵抗角を、粘着力 c は三軸 UU 試験による非排水せん断強度から評価した値、または一軸圧縮試験結果の q_u より $c = q_u/2$ である。これらの変動係数は、文献³⁾から設定する。

水平地盤反力度の上限値 p_{HU} は式(1)から求める。

$$\left. \begin{aligned} \text{粘性土: } p_{HU} &= 6c \\ \text{砂質土: } p_{HU} &= F_\phi \gamma h \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここで、

$$F_\phi = \frac{\cos(\pi/4 - \phi/2)}{\cos(\pi/4 + \phi/2)} \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi} \exp\left\{\left(\frac{3}{2}\pi - \phi\right) \tan \phi\right\} - K_A$$

ここに、 c は粘性土の粘着力 (kN/m^2)、 ϕ は砂質土の内部摩擦角 ($^\circ$)、 γ は土の有効重量 (kN/m^3)、 h はフーチング下面深さ(m)、 K_A は Rankine の主動土圧係数である。

算定式のモデル誤差のばらつきに関しては、文献¹⁴⁾ ¹⁵⁾から、バイアスは1.0, 変動係数はCOV=0.20とした。杭の極限支持力 Q_u (kN) は次式で表わされる。

$$Q_u = q_u A + U \sum L_i f_i \quad (2)$$

ここに、 q_u は杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²), A は杭先端面積 (m²), U は杭の周長 (m), L_i は周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m), f_i は周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²) である。 q_u 及び f_i は N 値より推定し、それぞれ次式より求める。

1) 周面摩擦力度の算定式

・場所打ち杭：

$$\begin{cases} \text{砂質土} & f = 4N \quad (\leq 200) \\ \text{粘性土} & f = 10N \quad (\leq 150) \end{cases} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (3)$$

・打込み杭工法 (PHC 杭)：

$$\begin{cases} \text{砂質土} & f = 3N \quad (\leq 100) \\ \text{粘性土} & f = 10N \quad (\leq 150) \end{cases} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (4)$$

2) 杭先端の極限支持力度の算定式 (砂質土)

・場所打ち杭：

$$q_u = 100N \quad (\leq 5000) \quad (\text{kN/m}^2) \quad (5)$$

・打込み杭工法 (PHC 杭)

$$q_u = 120N \quad (\leq 4800) \quad (\text{kN/m}^2) \quad (6)$$

杭の周面摩擦力度及び杭先端の極限支持力度の算定式のモデル誤差 (=実測値/計算値) の統計量は、文献¹⁶⁾ から表-1, 表-2に示すように設定した。さらに、砂質土, 粘性土それぞれの土質における N 値のばらつきを文献¹³⁾に従い設定した。

表-1 周面摩擦力度の算定式のモデル誤差の統計量

杭種	地盤種別	バイアス	変動係数
場所打ち杭	砂質土	1.126	0.633
	粘性土	0.918	0.911
PHC 杭 (打込み杭工法)	砂質土	0.700	0.561
	粘性土	0.306	0.891

表-2 杭先端の極限支持力度の算定式のモデル誤差の統計量

杭種	地盤種別	バイアス	変動係数
場所打ち杭	砂質土	1.12	0.63
PHC 杭 (打込み杭工法)	砂質土	1.08	0.53

最終的に、これらの統計量から新たに水平地盤反力度の上限値及び鉛直支持力のばらつきをモンテカルロ

シミュレーションにより求めた。そして、各地盤抵抗が対数正規分布に従うものと仮定した。抵抗値の平均値を μ , 標準偏差を σ とすると、抵抗値を低めに評価したときの値を $\mu - 1.28\sigma$, 抵抗値を高めに評価したときの値を $\mu + 1.28\sigma$ とする。ここに、抵抗値は平均値を中心に80%信頼区間にあると考えている (図-10)。そして、地盤抵抗をばらつかせたケースを表-3に示すように設定した。

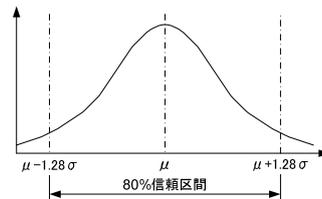


図-10 正規分布の80%信頼区間

表-3 地盤抵抗の設定値

	(a)	(b)	(c)
地盤抵抗	低め $\mu - 1.28\sigma$	平均 μ	高め $\mu + 1.28\sigma$

3.5.2 非線形動的応答解析モデル

非線形動的応答解析モデルの概要を図-11に示す。

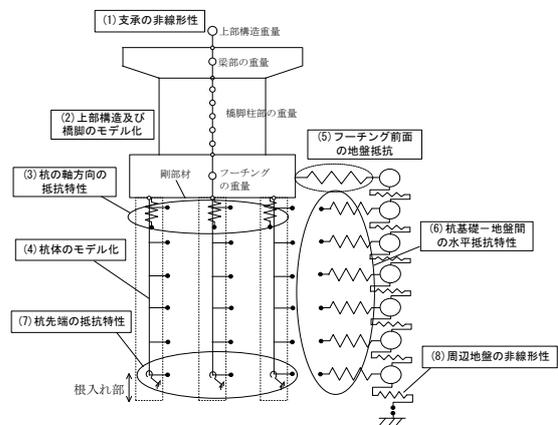


図-11 動的解析モデルの概要図

支承は、固定支承の場合は梁上部と上部構造作用位置の間を剛部材とする。免震支承の場合は、非線形部材として道路橋示方書 V¹⁾に示されるように骨格曲線をバイリニア型でモデル化する。

上部構造及び橋脚は、梁要素でモデル化し、質量を集中質点として要素節点に与える。橋脚柱の曲げに関する非線形の曲げモーメント~曲率関係として武田モデル¹⁷⁾を用いる。ひび割れ, 降伏を変化点とするトリリニア型で骨格曲線をモデル化する。フーチングは質量と回転慣性を考慮し、フーチング下面に沿って剛な

梁要素を配置してモデル化する。

杭の軸方向抵抗特性は、杭頭部に設置する鉛直バネにより考慮する。鉛直バネは押し込み支持力と引抜き支持力を上限値とするバイリニア型でモデル化する。

杭は梁要素でモデル化し、質量は集中質点として要素節点に与える。曲げに関する非線形性は、曲げモーメント～曲率関係を、場所打ち杭については武田モデル¹⁷⁾を適用し、PHC杭については骨格曲線をトリリニア型、履歴則は原点指向型とする。曲げモーメント～曲率関係は図-7に示すような骨格曲線を考慮し、死荷重時の杭頭反力を軸力として与え、ひび割れ、降伏、終局の各点を設定する。

杭と地盤間の水平抵抗特性は、3.2に示したとおりである。群杭の1本の杭が負担する抵抗面積を考慮して、水平抵抗特性も補正している。いずれの地盤強度のケースに対しても、初期剛性については平均値を想定した値を用いた。これは、大地震時の応答は主に地盤強度の設定に影響されるためである。

杭先端は支持層への根入れ部分で大きな拘束を受けると考えられる。そこで、支持層への根入れ部上面に線形水平バネと線形回転バネを設置する。

減衰はRayleigh減衰を用いる。橋脚柱部及び杭体に弾性域の減衰分として2%、基礎と地盤間のバネに10%、周辺地盤に1%の減衰定数を設定する。

各水平地盤バネには、自由地盤の振動に相当する水平変位を入力する。自由地盤の応答は一次元のせん断バネ・質点系モデルを用いて求める。せん断バネの非線形特性はバネの骨格曲線を双曲線モデル、履歴則にMasing則を用いてモデル化する。基礎面への入力地震動は、文献⁷⁾で提案されている地震動を用いる。本研究の試算では、このうちの1つである茸合記録Y成分を用いる。

3.5.3 抵抗値のばらつきの影響評価

(1) Case1：杭体の変形性能が不足している杭基礎（場所打ち杭基礎）

解析により求められた最大応答値のうち、主なものを表-4に示す。ここで、表中の値は、地盤抵抗を平均値(表-3の(b))としたときに求められる応答値を1.00として、その値に対する割合を示している。

地盤抵抗を低めに評価すると、杭頭部の変位及び上部構造慣性力作用位置の変位が大きくなる傾向にあるから、照査としては安全側の結果を与える。一方で杭頭部の発生せん断力や橋脚基部の曲率は応答値が小さくなり、危険側の結果となってしまう。これは、地盤抵抗を低めに評価することが必ずしも安全側の設計と

はならないことを示している。

表-4 地盤及び部材抵抗のばらつきの影響 (Case1)

検討項目	(a)	(b)	(c)
基礎：押し込み力	0.70	1.00	0.96
基礎：(杭頭部) 曲げモーメント	0.97	1.00	0.61
基礎：(杭頭部) せん断力	0.79	1.00	0.94
基礎：(杭頭部) 水平変位	1.07	1.00	0.91
橋脚：(柱基部) 曲率	0.23	1.00	1.05
上部構造慣性力作用位置：水平変位	1.08	1.00	0.99

(2) Case2：基礎の鉛直支持力が不足している杭基礎 (PHC杭基礎)

Case2では、地盤抵抗を表-3のように設定すると、 $\mu-1.28\sigma$ のケースで地盤抵抗が小さくなりすぎるため、表-5に示すように設定して計算を行った。解析により求められた最大応答値のうち、主なものを表-6に示す。表中の値は、地盤抵抗が平均値であるときの応答値を1.00として、その値に対する割合を示している。地盤抵抗を低めに評価すると、杭頭部の水平変位や上部構造慣性力作用位置における変位量が大きくなる傾向があり、安全側の結果を与える。地盤抵抗を高めに評価すると、杭のせん断力や橋脚基部の曲率の応答値が大きくなり、安全側の設計結果を与える。しかし、地盤抵抗を低めに評価すると、杭に作用するせん断力や橋脚基部の曲率を過小評価してしまう。

表-5 地盤抵抗の設定値 (Case2)

	(a)	(b)	(c)
地盤抵抗	低め $\mu-1.00\sigma$	平均 μ	高め $\mu+1.00\sigma$

表-6 地盤抵抗のばらつきの影響 (Case2)

検討項目	(a)	(b)	(c)
基礎：押し込み力	0.60	1.00	1.81
基礎：(杭頭部) 曲げモーメント	1.22	1.00	1.12
基礎：(杭頭部) せん断力	0.83	1.00	1.41
基礎：(杭頭部) 水平変位	1.34	1.00	0.93
基礎：(杭頭部) 回転角	4.33	1.00	0.22
橋脚：(柱基部) 曲率	0.76	1.00	9.62
上部構造慣性力作用位置：水平変位	2.20	1.00	0.74

(3) Case3：地盤の固有周期が1秒以上である場合の杭基礎（場所打ち杭基礎）

表-3に示す抵抗の設定値における応答値を計算した。最大応答値のうち主なものを表-7に示す。表中の

値は、地盤抵抗が平均値であるときの応答値を 1.00 として、その値に対する割合を示している。地盤抵抗を低めに評価したときに、杭頭位置の曲げモーメント、杭頭部の水平変位量がやや大きめになる他は、地盤抵抗のばらつきの影響はほとんどないようである。これは、地盤の固有周期が長いから、杭の応答は地盤変位の大きさに依存しているためと考えられる。

表 7 地盤及び部材抵抗のばらつきの影響 (Case3)

検討項目	(a)	(b)	(c)
基礎：押込み力	1.00	1.00	0.98
基礎：(杭頭部) 曲げモーメント	1.17	1.00	0.84
基礎：(杭頭部) セン断力	0.96	1.00	0.96
基礎：(杭頭部) 水平変位	1.24	1.00	0.90
橋脚：(柱基部) 曲率	0.91	1.00	1.01
上部構造慣性力作用位置：水平変位	1.00	1.00	1.00

3.6 抵抗値のばらつきを評価できる補正係数の提案

計算で求まる応答値 P と照査の許容値あるいは上限値 P_a から、 $F_S = P/P_a \leq 1$ を確認し、耐震性能の照査を行う。照査を満足できない場合は、基礎の諸元を更新して、再度照査を行うことを考える。ここで、抵抗の特性値が平均値であるときの F_S である F_{S0} と、設定したばらつきの範囲内で最大となるときの F_S である F_{Smax} の比 $\alpha = F_{S0}/F_{Smax}$ があらかじめ分かっていると仮定する。このとき、抵抗の特性値を平均値として計算した場合でも、式(7)に示す関係から、静的照査で用いている許容値または上限値 P_a に係数 α を乗じることによって、地盤のばらつきの影響を考慮した上で動的解析を用いた耐震性能の照査が可能となると考える。

$$F_{Smax} = \frac{F_{S0}}{\alpha} = \frac{P}{\alpha P_a} \quad (7)$$

本研究で設定した Case1~Case3 の設計ケースから係数 α を求めると表 8 に示す値となった。

照査項目のいくつかについては、Case1~Case3 のいずれの場合にも同一の係数 α の値を適用できそうであることが分かる。ここで、表 8 に示した係数の提案値を補正係数として適用し、地盤抵抗の特性値を平均値として解析を行った結果、地盤抵抗のばらつきの影響を考慮して設計した結果と同じ設計結果を得ることが確認できた。

また、これらの試算結果から、地盤調査の質や量によりその精度を高めていくことで、合理的な設計が可能となることが期待されることが分かる。

表 8 試設計による係数 α の算定値および α の提案値

位置	照査項目	Case1	Case2	Case3	α の提案値
基礎	曲げモーメント	0.93	0.95	0.75	Case1,2 0.9 Case3 0.7
	せん断力	0.89	0.92	0.92	Case1,2,3 0.9
	残留鉛直変位	0.57	0.25	0.56	Case1,3 0.6 Case2 0.3
フーチング	底面位置 回転角	1.00	0.06	1.00	Case1,3 1.0 Case2 0.1
	曲げモーメント	0.97	1.00	1.00	Case1,2,3 1.0
	せん断力	1.00	1.00	0.97	Case1,2,3 1.0
橋脚基部	水平力	0.97	1.00	0.99	Case1,2,3 1.0
上部構造 慣性力作用位置	水平変位	0.90	0.47	1.00	Case1,3 1.0 Case2 0.5

4. まとめ

本研究では、動的照査法が今後基礎に関する耐震設計法のひとつとして適用されていくことを念頭に置き、現時点での課題及び知見を示した。そして、課題に対する当面の対応案の検討を行った。

今後は、新しい耐震設計体系の開発に役立て、さらに耐震補強等で動的解析を正しく活用できるよう基準の整備を進めたい。

参考文献

- (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002. 3.
- 福井次郎, 中谷昌一, 白戸真大, 野々村佳哲, 喜多直之: 群杭基礎の大型振動台実験, 土木研究所資料第 4015, 2006. 8.
- Shirato, M., Nonomura, Y., Nakatani, S. and Kullhaw, F. H.: Numerical and large-scale experimental study on seismic behavior of pile foundations, Eighth U. S. National Conference on Earthquake Engineering (8NCEE), San Francisco, CA, Paper No.315, CD-ROM, 2006.
- Shirato, M., Koseki, J., and Fukui, J.: A new nonlinear hysteretic rule for Winkler type soil-pile interaction springs that considers loading pattern dependency, Soils and Foundations, Vol.46, No.2, pp.173-188, 2006.
- Shirato, M., Koseki, J., Fukui, J., and Kimura, Y.: Effects of stress-dilatancy behavior of soil on load transfer hysteresis in soil-pile interaction, Soils and Foundations, Vol.46, No.3, 2006.
- 中谷昌一, 白戸真大: 深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について, 土木研究所資料第 4030 号, 2006.
- 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防災研究室: 大地震を考慮した地中構造物の耐震設計法に関する試験調査(1), 国土技術総合研究所資料第 116 号, 新道路技術五箇年計画 (平成 10-14 年度) 成果報告書, pp. 140-141, 2003.
- 福井次郎, 中野正則, 木村嘉富, 石田雅博, 大越盛幸, 阪野彰: 杭基礎の変形性能に関する載荷試験, 土木研究所

資料第 3553 号, 1998.

- 9) 木村嘉富, 大越盛幸, 中野正則, 福井次郎, 横山功一: 杭基礎の変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1597–1606, 1998.
- 10) 白戸真大, 木村嘉富, 福井次郎: 鉄筋のはらみ出しを考慮した場所打ち杭のモデルと地盤振動が杭基礎に与える影響評価への適用, 土木学会論文集, No. 689 / I-57, pp. 153–172, 2001.
- 11) 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, pp. 38–54, 2006
- 12) 地盤工学会: 性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則, 地盤工学会基準 JGS4001–2004, 2006.
- 13) Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H. : Characterization of geotechnical variability, *Can. Geotech. J. / Rev. can. geotech.* 36 (4), pp. 612–624, 1999.
- 14) 岸田英明, 中井正一: 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
- 15) 小林勝巳: 杭の終局耐力算定の信頼性と耐力係数, 第 45 回地盤工学シンポジウム, 2000
- 16) 岡原美智夫, 中谷昌一, 田口敬二, 松井謙二: 軸方向押し込み力に対する杭の支持特性に関する研究, 土木学会論文集, 第 418 号/III-13, pp.257–266, 1990.
- 17) Takeda, T., Nielsen, N. N., and Sozen, M.A. : Reinforced concrete response to simulate deearth quakes, *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 96, ST12, pp. 2557–2573, 1970.

A STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE VERIFICATION WITH NONLINEAR DYNAMIC NUMERICAL CALCULATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES

Abstract: Toward the practical use of nonlinear dynamic numerical calculations for seismic design of foundations, this study clarifies the issues that are associated with the setting and modeling of outcrop input motion, piles, soil-pile interaction springs, threshold values, and partial factors and seeks the means of solving them. Especially, the influence of the uncertainty in soil and pile resistances on the design result is examined and a modifier to the partial factors that are considered in the current static verification is proposed to incorporate such influence into design.

Key words: pile foundation, nonlinear dynamic numerical calculation, seismic performance, threshold value, uncertainty in soil resistance