

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第 3919 号

土 木 研 究 所 資 料

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

平成 16 年 1 月

独立行政法人 土木研究所
構造物研究グループ基礎チーム

Copyright © (2004) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

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

構造物研究グループ(基礎) 上席研究員 福井 次郎
研 究 員 白戸 真大

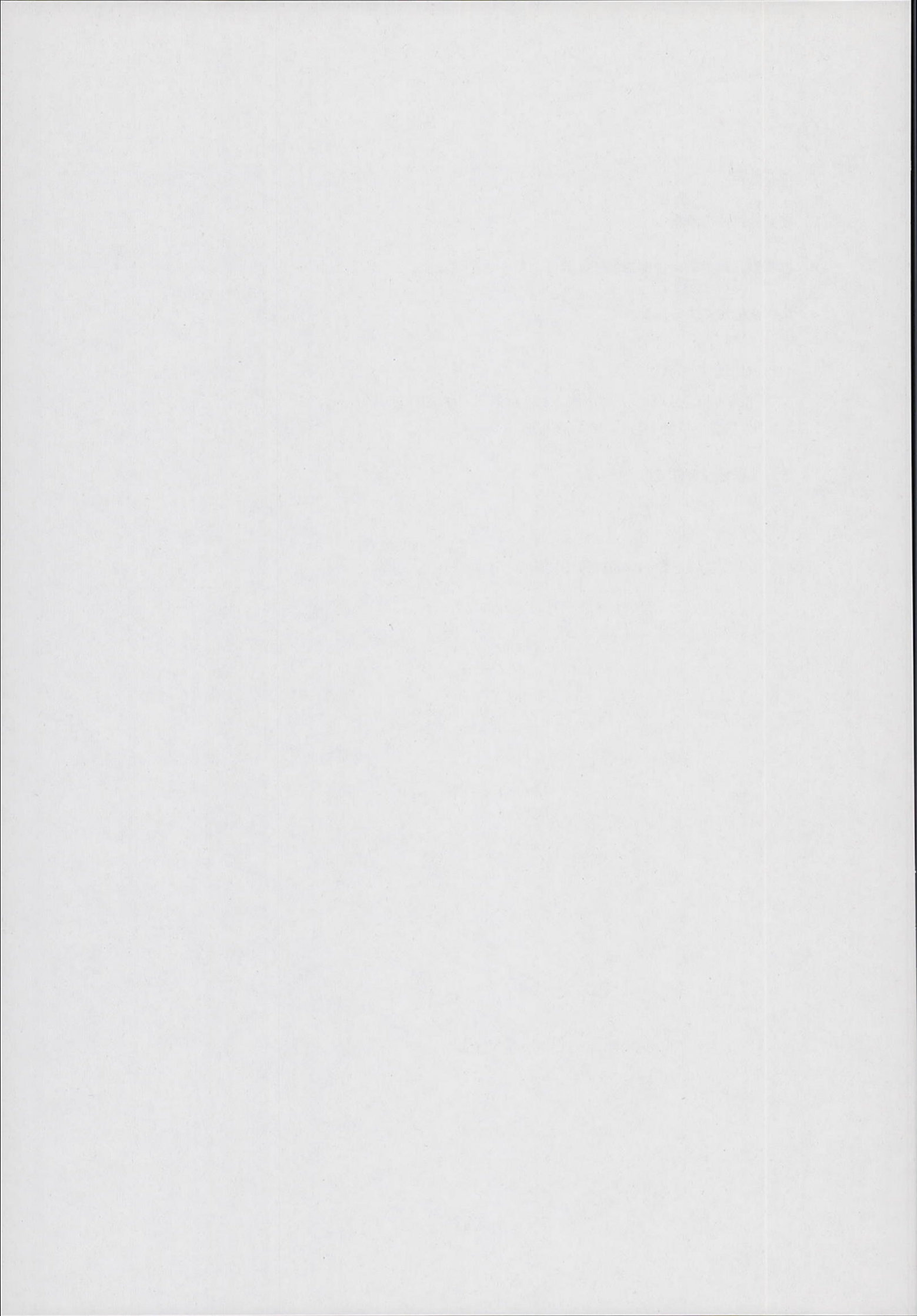
要 旨

杭基礎は、地震時に、上部構造からの慣性力の作用だけではなく、地盤の振動変位の作用によっても損傷を受ける可能性がある。そこで、地震時の地盤の振動変位作用に関して、地盤条件と杭に生じる断面力や損傷との関係を調べておくことは杭基礎の耐震設計を考える上で重要である。本研究は、道路橋の杭基礎を対象に、レベル 2 地震動下において地盤の振動変位により杭に比較的大きな損傷が生じる可能性のある地盤条件を応答変位法を用いて検討したものである。

キーワード：杭基礎, kinematic interaction, レベル 2 地震動

目次

1. はじめに	1
2. 応答変位法の解析モデル	3
3. 杭基礎の耐力および変形性能の評価に関する予備検討	5
4. 応答変位法による試算	10
4.1 試算対象	10
4.2 試算結果の概観	13
4.3 杭頭部に生じることが予測される損傷と地盤条件の関係	16
4.4 土層変化位置において受ける影響	19
5. その他の地盤条件での検討	22
6. 結論	25
付録 I 応答変位法と動的解析結果の比較	28



1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震は、道路橋にも甚大な被害を及ぼした。しかし、道路橋基礎に関しては、一部で液状化に伴う地盤の流動化により地盤とともに過大な残留変位が生じたほかは、曲げひびわれの発生がみられた程度であり、軽微な損傷であった^{1),2)}。ただし、杭基礎の損傷を詳細に見ると、杭体の曲げひびわれは杭頭部だけではなく地中深部においても生じていた。地中深部のひびわれは、多くの研究で指摘されて来たように、上部構造からの慣性力の作用によるだけではなく、地震時の地盤の振動変位の作用によっても杭体に変形が生じていたことに起因すると考えられる^{3),4),5)}。

こうした地震時の地盤の振動変位が杭基礎に及ぼす影響を考慮するために、鉄道構造物の耐震設計では後述の応答変位法と呼ばれる設計法が以前から採用されている⁶⁾。一方、道路橋の設計では地盤の振動変位の影響が懸念される場合には構造細目や配筋上の工夫等による入念な配慮で対処している。たとえば、1996年版の道路橋示方書⁷⁾では、地盤の振動変位作用に対して杭体にある程度のじん性を付与すべく、場所打ち杭では帯鉄筋の最大間隔をそれ以前の50 cmから30 cmへと変更している。また、既製コンクリート杭では、設計計算上降伏しない範囲でも軟弱地盤中にある場合や、杭体の軸方向に地盤の剛性が著しく変化する部分ではスパイラル鉄筋による補強を行うものとしている。また、杭の継手の規定に関しても、断面に余裕がある位置で行うことを要求しており、深さ方向に地盤の剛性が著しく異なるようなところには設計で考慮しない応力が発生することがあると注意喚起がなされている。

このように、地震時には慣性力作用とともに地盤振動変位作用が杭基礎に影響を与えることはすでに明らかであり、その影響が顕著に現れる基礎や地盤の条件を定量的に示そうとする研究も蓄積されている。実際、Gazetas等⁸⁾は、杭や地盤を弾性体とおけば、2層系地盤中にある単杭において地盤の振動変位により生じる断面力分布は、杭頭境界条件、連続する土層の V_s 比、杭長、杭頭載荷に対する特性長さ（いわゆる $1/\beta$ に相当）により整理できることを指摘している。南荘・安田³⁾は、兵庫県南部地震で被災した道路橋杭基礎のひびわれ分布と、自由地盤の振動解析により得られた地盤のせん断ひずみ分布に相関があることを示している。大槻・田蔵は、文献⁴⁾の中で、建築基礎を対象に弾性の2次元FEM解析を行い、土層境界を挟んで、下層のせん断弾性波速度 V_s が上層のそれに比べて2倍以上になるときに、土層境界近傍で杭に大きな断面力が生じると指摘している。

しかし、多くの設計基準でレベル2地震動に対する基礎の耐震安全性確保が不可欠となった現在では、必然的に非線形領域での挙動を取り扱う必要があり、以上のような知見を非線形問題に即して整理した研究は少ない。また道路橋では、活荷重の影響が大きい鉄道橋と比べて死荷重の占める割合が大きく、したがって杭頭付近では慣性力作用の影響が相対的に支配的となるが、杭頭付近の挙動に及ぼす地盤振動変位の影響を直接的に論じた研究も少ない。

このような議論を深めるためには、様々な地盤条件で、レベル2地震動の下での地盤の振動変位により基礎が受ける影響を検討しておくことが必要である⁹⁾。また、地盤条件と杭に生じ得る損傷の位置や程度を系統的に整理しておくことは、今後の杭基礎の耐震設計のあり方を考える上で有益である。そこで、本論文は、地震時に生じる地盤の振動変位が大きいと考えられる軟弱地盤中の杭基礎について、地盤条件をいくつか変えて地盤の振動変位が基礎の断面力、損傷に与える影響を評価し、地

盤の振動変位の影響が大きくなる地盤条件を明らかにすることを試みる。また、被災事例で見られたような地中深部の曲げ損傷に対して有効な配筋方法を検討する。すなわち、上述した 1996 年版の道路橋示方書に即して、より具体的な配筋方法を考える。

地震時の地盤の振動変位の影響を考慮して杭基礎に生じる断面力や損傷を推定する手法としては、動的解析によるものが考えられる^{4),10),11)}。また、簡便な手法として、静的解析を用いる応答変位法によるものが考えられる⁵⁾。本論文は、パラメトリックな解析を行うことから、多数の解析を行い、かつ解析結果を比較することが容易である応答変位法を用いる。基盤における地震動は、兵庫県南部地震の観測波から評価したもの、および鉄道構造物の標準的な設計地震動 (スペクトル II) を用いる。杭基礎は、標準的な諸元を持つ道路橋の基礎を対象とし、杭種は、道路橋杭基礎の 7 割を占める場所打ち杭とする。また、橋脚 - 基礎系として、道路橋の耐震設計の最も一般的な設計条件である、橋脚基部に主たる塑性化を誘導する (橋脚基部が終局耐力に達する前に基礎を降伏させない) 場合を対象とする。

2. 応答変位法の解析モデル

応答変位法^{6),12)}とは、図-1に示すように、杭ラーメンモデルを用いて、上部構造・橋脚・フーチングに生じる慣性力を水平震度として載荷するのに加えて、地盤の振動変位を地盤抵抗を模した分布バネを介して基礎と地盤の相対変位により生じる荷重として考慮し、基礎の応答を求める手法である。

本論文で用いる計算モデルは、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法による杭基礎の設計に用いているモデル^{7),13)}を基本とする。

杭体の曲げモーメント (M) - 曲率 (ϕ) 関係は、慣性力作用に対する地震時保有水平耐力法の計算モデルと同様に、軸力変動の影響を近似的に取り扱う。これは、3.で示すように、損傷が許容できる程度である場合には、簡略化したモデル（後述の「軸力一定モデル」）であっても軸力変動の影響を考慮した場合の解析結果をほぼ再現できること、また地盤の振動変位作用のみによる群杭基礎の応答はスウェイモードが卓越するので、杭体に生じる軸力はほとんど変動しないことによる。

地震時の地盤反力度 - 変位関係に関しては、不明な点が多い。たとえば、道路橋示方書⁷⁾の地盤反力度の算出法は、杭頭への荷重載荷に対する実験結果に基づき提案されたものであるため、地中深部での適用性や、地盤変位作用に対する群杭効果の設定に関して不明な点がある。また、そもそも地盤反力係数に関しては、静的な載荷状態と動的な載荷状態では異なるとの研究成果もある¹⁴⁾。

これらに関しては観測や実験による検討が少ないが、地盤抵抗の非線形化が大きい場合には、力のつり合いの観点から、地盤反力度 - 変位関係の初期剛性よりも地盤反力度の上限値の方が基礎の応答に及ぼす影響が大きいと考えられる。そこで、ここでは、地盤反力度の上限値に関する群杭効果のみ修正を行う。

たとえば、一般的な道路橋杭基礎の杭配置では、杭頭からの載荷を受けたとき、砂質土層の地盤反力度の上限値は、最前列以外の杭では最前列の杭の0.5倍程度になる¹⁵⁾。しかし地盤の振動変位による強制変位が各杭をほぼ等しく変形させる場合には、群杭効果はほとんどなくなる可能性もある。ここでは平均を取り、砂質土層では最前列以外の杭の地盤反力度の上限値を最前列の杭の0.75倍とする。ただし、これはあくまでも仮定した値であり、今後研究・検証を行う必要がある。

自由地盤の各深度の振動変位は、各深度の最大変位分布を離散化したバネに載荷するものとし、プログラム SHAKE を用いて、入射波を基盤層である砂れき層上面に与えて算出した。ここに、地盤の初期せん断弾性波速度は道路橋示方書¹³⁾に示される算定式より、非線形特性は文献^{16),17)}より与えた。また、等価ひずみは、一般的な値である最大ひずみの0.65倍とした。

上部構造、橋脚躯体、フーチングに作用する慣性力（以下、これらをまとめて、単に「慣性力」と呼ぶ）は、水平震度を作用させることにより算出する。はじめにも述べたように、本論文では、慣性力の作用に対し、橋脚基部が終局耐力に達するまでは基礎を降伏させないという条件下で設計した系を試算対象としている。したがって、慣性力と地盤変位の影響をともに考慮する状況下では橋脚基部は終局水平耐力に達していることから、上部構造および橋脚躯体に作用させる最大の水平震度は橋脚の終局水平耐力に相当する水平震度とする。また、フーチングに作用させる最大の水平震度は、道路橋示方書 V¹³⁾の耐震設計上の地盤面におけるタイプ II 地震動の水平震度とした。

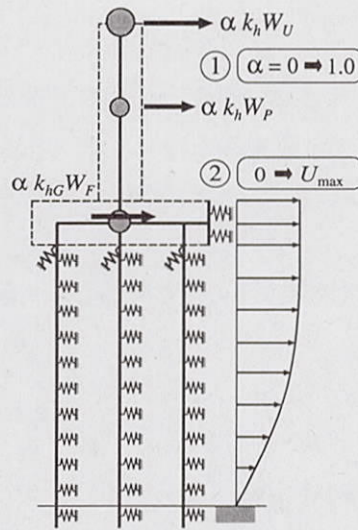


図-1 応答変位法における荷重の載荷方法

道路橋の杭基礎の場合には、杭は一般に3列以上あり杭によるフーチングの回転変位の拘束が大きい。そこで、文献^{6),12)}に従い、慣性力と地盤変位の位相差は同位相であるものとして載荷する。さらに、文献^{6),12)}では、動的解析と応答変位法による解析結果の比較から、慣性力の影響により構造物が降伏する場合には、慣性力と地盤変位はともに最大値を載荷する必要があることが示されている。したがって、本論文でも、地盤変位と慣性力は、最大値同士を同方向に載荷する。ここでは、文献^{5),6)}を参考に、図-1の①、②のそれぞれの最大値に対する比率が同じであるようにして漸増載荷するものとした。ここで、本解析では非線形の系に載荷するため、慣性力と地盤変位の載荷順序により解が異なる。しかし、ここで想定している基礎の変形が基礎部材の非線形性のそれほど強い領域ではなく、しかも、杭に生じる断面力分布に着目することにすれば、最終的な力のつり合いが一致していれば、断面力分布はさほど異ならないと考えた。

3. 杭基礎の耐力および変形性能の評価に関する予備検討

杭基礎は高次の不静定構造である。しかし、ある杭体の一部が終局に達した後の基礎としての挙動を追跡できる計算手法は十分に整備がされていない。そこで、応答変位法による解析における各杭体の降伏、終局などのイベントと基礎としての安定の関係を考察できるように、また杭体に生じる軸力の変動に伴う曲げ耐力の変化のモデル化が解析結果に及ぼす影響を把握するために、既往の組杭の載荷実験結果^{18),19)}を本論文で用いる計算モデルにより解析してみる。

対象とした載荷実験の概要を図-2に示す。実験は、いくつかの杭種・杭列の組合わせで行われているが、ここでは、道路橋示方書⁷⁾の所定の構造細目を満足した場所打ち杭で構成される、載荷方向に3列、載荷直交方向に2列の組杭を取り上げる。杭体の両端は、それぞれフーチングで剛結、一体化されており、左右に設置された鉛直ジャッキ2基と水平ジャッキ1基を同時に制御することにより、一定の鉛直荷重下で、モーメントと水平力の比を一定に保ちながら水平変位を交番載荷している(換算作用高2.5 m)。ここに、全杭降伏時の変位を $1\delta_y$ として、各載荷ステップでの繰返し回数を3回、 $\pm n\delta_y$ (n は整数)で載荷を行っている。

図-3に水平ジャッキ位置における反力-変位曲線を示す。道路橋示方書の地震時保有水平耐力法による杭基礎の照査では基礎に塑性化を許容する場合の塑性率の制限値として $4\delta_y$ 程度を目安としているが、図-3より、 $4\delta_y$ では組杭系としての耐力を保持し、変形性能にもかなりの余裕があることがわかる。実験における $4\delta_y$ での損傷を写真-1に示す。両端の杭では押込みになるときに端部圧縮側でかぶりコンクリートの損傷が進んでいるもののコアコンクリートまでは進展していない(写真-1(b))。中央杭は、これよりもさらに損傷が小さい。また、既往の補修事例²⁰⁾を見ると、この程度の損傷は震後に橋の供用を行いながら補修ができる範囲である。なお、 $4\delta_y$ 以後は、 $6\delta_y \sim 7\delta_y$ で押込み杭の鉄筋が露出し、はらみ出す。そして、その後、帯鉄筋や軸方向鉄筋の破断が生じ、耐力が低下していく。例として $8\delta_y$ のときの実験供試体の状態を写真-2に示す。

解析モデルを図-4に示す。フーチング、杭体をすべてはり要素でモデル化し、さらにフーチング中心から鉛直上方に換算作用高2.5 mの剛なはりを設定し、その頂部に水平荷重を、各杭頭部に鉛直死荷重を載荷した。

杭体の $M-\phi$ 関係は、二種類の方法で設定した。一つは、計算の各荷重ステップごとに $M-\phi$ 関係を作用軸力に対して収束させながら設定するモデルである。以下、「軸力変動モデル」と呼ぶ。これは、作用軸力下で、降伏点以降、圧縮縁ひずみの増加に応じて忠実に $M-\phi$ 関係を追跡するものである。図-4では、軸力変動モデルを用いたという意味で、「変動」と示した。ただし、かぶりコンクリートが圧壊した後の鉄筋のはらみ出しなどはモデル化していない。もう一つは、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法で用いるモデル⁷⁾を参考に、軸力変動の影響を近似的に取り扱うモデルである。押込み杭では実験開始時に導入した鉛直力に相当する作用軸力のままで、引抜き杭および中央杭では作用軸力を0として、ひびわれ点、降伏点、終局点を算出してトリリニア型の $M-\phi$ 関係を設定したモデルである。以下、「軸力一定モデル」と呼ぶ。図-4では、「一定」と示した。ただし、終局点より曲率の大きな領域では、終局点の曲げモーメントを保持し続けるものとした。 $M-\phi$ 関係の設定に必要な鉄筋およびコンクリートの応力-ひずみ関係は道路橋示方書⁷⁾に従うものとし、鉄筋のヤン

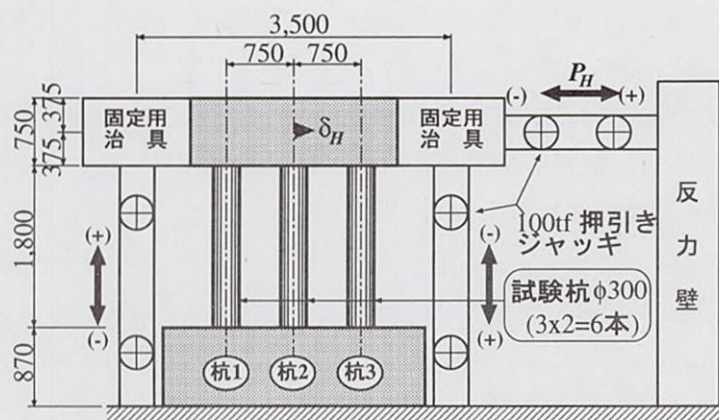


図-2 対象とした組杭載荷実験の概要

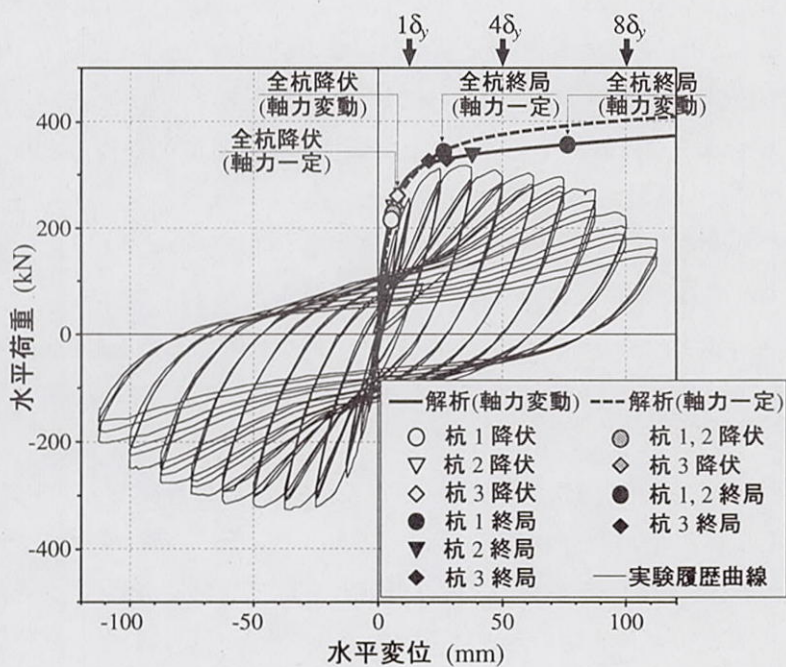
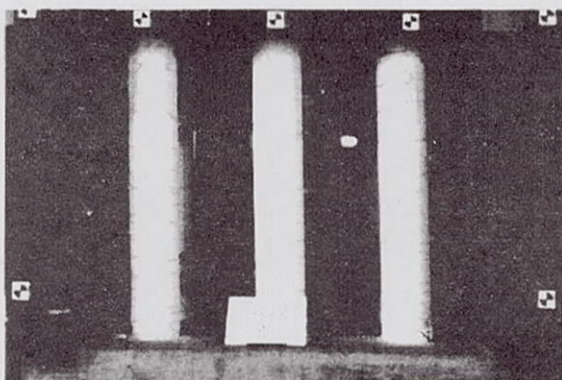


図-3 水平ジャッキの反力-変位関係

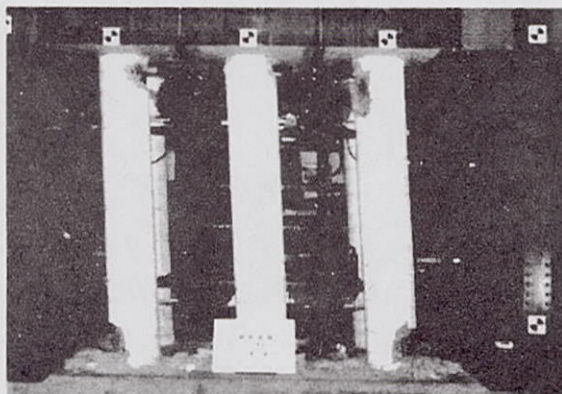


(a) 全景



(b) 外側の杭の端部における損傷状況

写真-1 $4\delta_y$ 載荷終了後の損傷状態

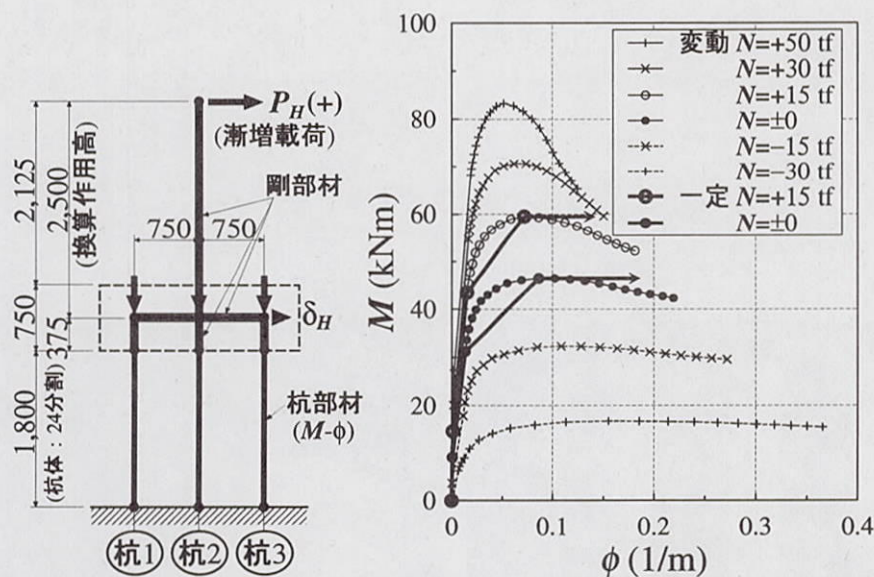


(a) 全景



(b) 外側の杭の端部における損傷状況

写真-2 $8\delta_y$ 載荷終了後の損傷状態



杭頭部の下向き矢印は死荷重に相当する鉛直荷重を示す。

図-4 解析モデル

グ率，降伏点，およびコンクリートの圧縮強度，引張強度は材料試験結果から与えた．また軸力変動モデルの場合，コンクリートの応力－ひずみ関係は，終局ひずみ ϵ_{cu} に達した以後では下降勾配 E_{des} のまま強度低下させ，コンクリート強度 σ_{cc} の 20% に達した以降はその強度 $0.2\sigma_{cc}$ を保持するものとした．

解析結果を図-3に重ねて示す．あわせて，各杭が，計算上，降伏点，終局点に達した点を示す．

まず，軸力変動モデルによる解析結果について考察する．実験における $1\delta_y$ の点は精度良く求められている．また解析において中央杭（杭2）が終局に達する変位は実験での最大耐力点の変位である $3\delta_y$ にほぼ等しい変位であり，全杭が終局に達する点の変位は実験において $1\delta_y$ 相当の荷重に低下した $7\delta_y$ の変位に近い．このように，解析は概ね載荷実験結果を再現できているが，塑性率の大きい領域では，解析上の耐力と実験での耐力の差が大きい．これは，部材の終局点以降の耐力低下挙動のモデル化がなされていないことに起因する．柱であれば部材の終局が柱としての構造システムの終局であるが，杭基礎では一本の杭部材の終局が基礎としての構造システムの終局ではない．したがって，杭基礎のシステムとしての終局限界状態を数値的に評価するためには，今後，一本の部材についてその耐力低下挙動を考慮できるモデルの開発が必要とされる^{11),21)}．

次に，軸力一定モデルによる解析結果について考察する．軸力変動モデルの結果と異なり，押込み杭が終局に達した後，すぐに中央杭（杭2），引抜き杭も終局に達する．また，解析において全杭が終局に達した点は，実験における最大耐力点（ $3\delta_y$ ）に近いが，それよりも小さい．これよりも塑性率が大きい領域では，載荷実験との差は，軸力変動モデルよりも大きくなる．しかし，中央杭が終局点に達するまでは，荷重－変位曲線，イベントの発生ともに載荷実験結果および軸力変動モデルの解析結果に比較的良く一致する．

この結果より，後の応答変位法の試算において対象としているような一般的な杭列数の場所打ち杭

基礎を対象とした解析では、半数の杭が終局に達するまでは、軸力変動の影響のモデル化の差が解析結果に与える影響は小さいと言える。また、解析の結果、半数の杭が終局に達していない場合には、基礎としての耐力は、上昇する領域か、または最大耐力付近にあり、基礎としての損傷の程度は、基礎での主たるエネルギー吸収を期待して設計する場合の許容塑性率の目安である4の損傷程度よりも小さい範囲にあると考えられる。ただし、その後は、実験と解析による耐力の差は大きくなる。

以上の検討を踏まえ、本論文では、軸力一定モデルを用いるものとし、解析の結果得られた基礎の状態が全杭が終局に達した点以下にあれば、基礎の塑性化は大きくないと判断するものとする。

4. 応答変位法による試算

4.1 試算対象

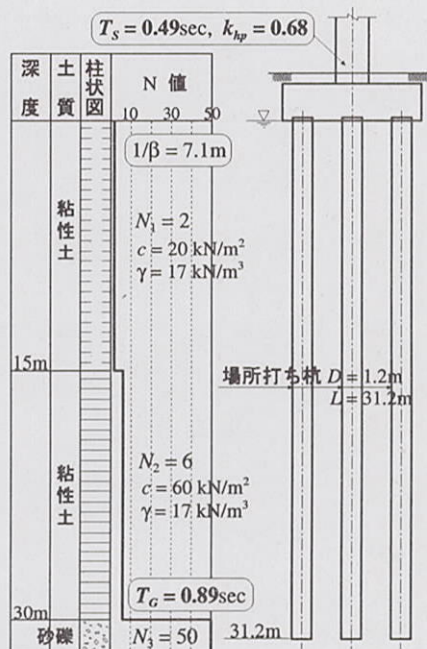
試算は、図-5の杭基礎諸元、地盤条件を基本に、地盤条件をパラメトリックに変えて行う。いずれの条件においても、上部構造、橋脚、およびフーチングの諸元は同一であり、図-6のように設定した。上部構造形式は、鋼5径間連続I桁橋で、橋長は $5 \times 40.0 = 200.0$ m、幅員は12.0 mである。橋脚一基が負担する上部構造重量は6962.7 kNである。橋脚は、鉄筋コンクリート壁式橋脚で、柱高さ10 m、重量3591.7 kNである。また、フーチング重量は、3805.8 kNである。

基本ケースの地盤条件は、いずれも地震時の地盤の振動変位が大きいと考えられる道路橋示方書におけるIII種地盤である。地盤条件は、2層地盤のケース、および2層地盤のケースを一部変更した中間硬質層を持つ3層地盤のケースを設定した。道路橋杭基礎の使用実績²²⁾を見ると、場所打ち杭の杭長は20 m程度が大半であり、30 mを越えるものは少ないことから、これらは一般的な支持層の深さを持つ地盤といえる。

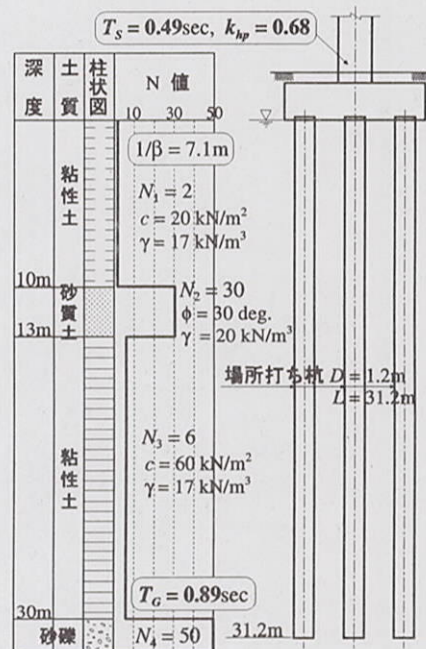
試算する地盤条件の一覧をそれぞれ表-1、2および図-7に示す。図-5の基本ケースをもとに、表層の第1層と第2層の変化位置(深度 h_1)および第2層の N 値に関して図-7に示すようにいくつかの組み合わせを設定した。そして、本報告では、図-7に下線で示したパラメーターである試算ケースを基本ケースと呼ぶ。各ケースにおける粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ は、 N 値に応じて基本ケースの値を変化させている。

試算は、橋軸方向について行う。図-5の T_S 、 T_G は、それぞれ道路橋示方書V¹³⁾より算出される橋脚・基礎系の橋軸方向の固有周期および地盤の卓越周期、 k_{hp} は地震時保有水平耐力法による基礎の設計に用いる設計水平震度であり、橋脚が終局水平耐力に達するときの水平震度を1.1倍した値、また、 $1/\beta$ は杭頭載荷に対して抵抗する地盤の深さを表す特性値であり、本研究ではChangの式²³⁾を用いて評価する。図中には、道路橋示方書IV⁷⁾に従い、常時の設計に対して算出した値を示している。なお、 $h_1 = 5$ mのケースのみ $1/\beta = 6.4$ m ($N_2/N_1 = 3$ の場合)、5.9 m ($N_2/N_1 = 7.5$ の場合)となる。杭基礎は、いずれも直径1.2 mの場所打ち杭で、 3×3 列からなる。杭体のコンクリート強度は $\sigma_{ck} = 24$ kN/m²のものを、鉄筋はSD295である。

試算対象は、道路橋示方書に基づき、震度法、地震時保有水平耐力法による照査を満足するように設計したものである。杭体の配筋を表-3に示す。地震時保有水平耐力法による設計では、橋軸方向では橋脚基部での主たるエネルギー吸収を期待して、橋軸直角方向では基礎の塑性化によるエネルギー吸収を期待して設計を行った。なお、橋脚を弾性体として水平震度を漸増載荷したときに基礎としての降伏に達する震度 k_{hyF} は、 $k_{hyF} = 0.87$ (2層地盤基本ケース)、0.82 (中間硬質地盤基本ケース)であり、いずれも全杭の降伏により基礎の降伏に達する。図-7に示す $h_1 = 5$ mとした場合であっても、 k_{hyF} の値の違いはほとんど無かった。杭体主鉄筋の断面変化位置は、震度法の設計における曲げモーメント分布に基づき、杭基礎設計便覧²⁴⁾に従い決定した。ただし、試算では、段落としの有無が断面力の発生に与える影響を見るために、杭体の鉄筋について段落としを行わないものも併せて検討することにした。



2層地盤基本ケース



中間硬質地盤基本ケース

図-5 試算の基本としたモデル

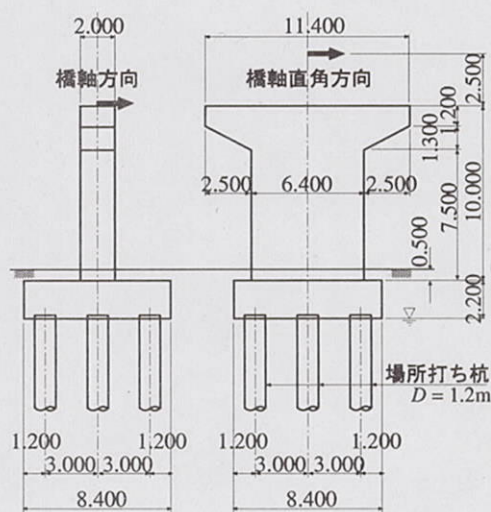
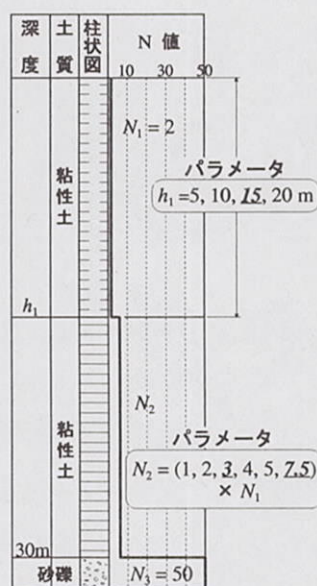
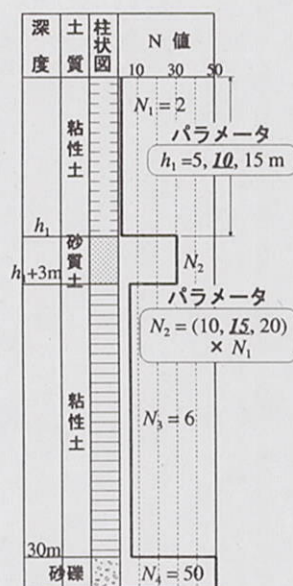


図-6 橋脚一般図



2層地盤ケース



中間硬質地盤ケース

図-7 試算対象地盤

表-1 2層地盤ケースの試算ケース
($N_1 = 2$)

$\frac{N_2}{N_1}$	h_1 (m)			
	5	10	15	20
1	○	○	○	○
2	—	—	○	—
3	○	○	○	○
4	—	—	○	—
5	—	—	○	—
7.5	○	○	○	○

表-2 中間硬質地盤ケースの試算ケース

$\frac{N_2}{N_1}$	h_1 (m)		
	5	10	15
10	—	○	—
15	○	○	○
20	—	○	—

表-3 杭体配筋および使用材料

ケース	断面 No.	深度 (m)	主鉄筋	帯鉄筋
2層地盤 ケース	1	～ -2.4	D32-24本	D16@150
	2	～ -11.0	D32-24本	D16@300
	3	～ -31.2	D32-12本	D16@300
中間硬質 地盤 ケース	1	～ -2.4	D32-24本	D16@150
	2	～ -11.0	D32-24本	D16@300
	3	～ -31.2	D32-12本	D16@300

杭体使用材料

コンクリート	$\sigma_{ck} = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋 (SD295)	$\sigma_{sy} = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

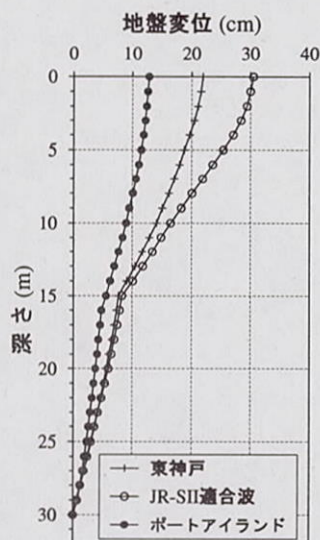


図-8 基盤地震動による地盤振
動変位分布の比較

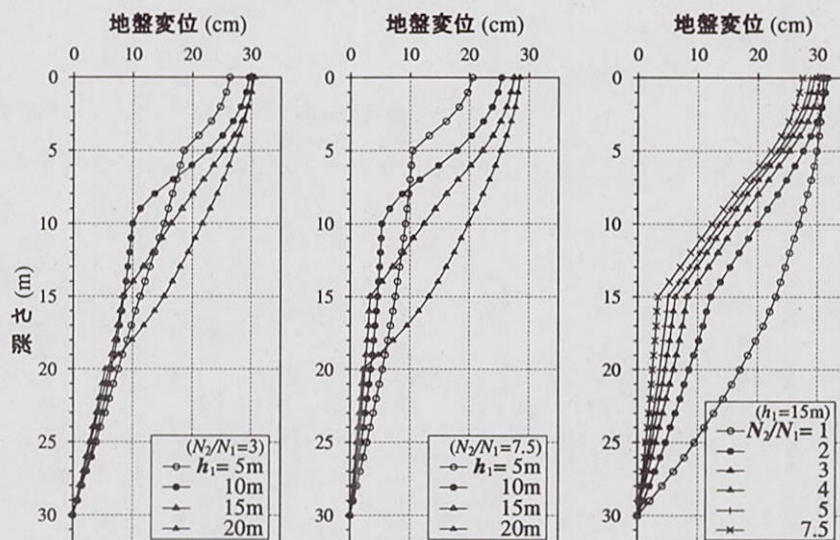


図-9 2層系地盤ケースにおける地盤変位分布

4.2 試算結果の概観

まず、地盤変位を算出するための入射波として、兵庫県南部地震の際に観測された東神戸大橋 GL-35 m の観測波 (N12W) をもとに観測位置の地盤条件に対して次元重複反射解析により取り出した GL-68.5 m での入射波、港湾基準²⁵⁾のポートアイランド基盤入射波形 (PI-79NS Base)、そして鉄道構造物基準⁶⁾のスペクトル II 適合波の 3 つを用いて試算を行ってみた。

2 層地盤基本ケースに対する 3 波の振動変位分布を比較して図-8 に示す。図中、深度 0 m は、フーチング底面位置である。鉄道構造物基準⁶⁾にならい、以後の試算においてフーチング部分に与える地盤変位はフーチング底面位置の地盤変位と等しいものとした。図-8 から容易に予測できるように、2 層地盤ケースの基本ケースに対して応答変位法による試算を行った結果、鉄道構造物基準の入射波が他の入射波に比べて杭体の断面力・変形を大きく算出した。したがって、以下、鉄道基準の入射波を用いて解析を行った。

各地盤ケースに関して得られた地盤の振動変位分布を図-9、10 に示す。図-9 の 2 層地盤ケースについて見ると、 N_2/N_1 を一定として h_1 を変化させた場合、 h_1 が深くなるにつれて地表面変位が大きくなっている。一方、第 1 層上下面の相対変位を層厚で無次元化した量は $h_1 = 5, 10$ m で大きく、 h_1 が深くなるにつれて小さくなっていることがわかる。また、 h_1 を 15 m と一定にして N_2/N_1 を変化させた場合には、 N_2/N_1 が大きいほど土層境界部での地盤変位の屈曲が顕著になっている。

このような地盤振動変位の分布性状が杭頭部や土層変化位置において杭体に及ぼす影響については 4.3、4.4 で詳述するが、ここではまず、基本ケースで、杭体の鉄筋の段落としを行った場合の解析結果を見てみる。図-11 は杭体の発生曲げモーメント分布である。図中、実線は応答変位法により算定された分布を、破線は慣性力のみ载荷した場合 (地震時保有水平耐力法に相当する) の分布を、一点鎖線は地盤変位のみ载荷した場合の分布を示す。また細実線は終局曲げモーメント M_u を、細破線は降

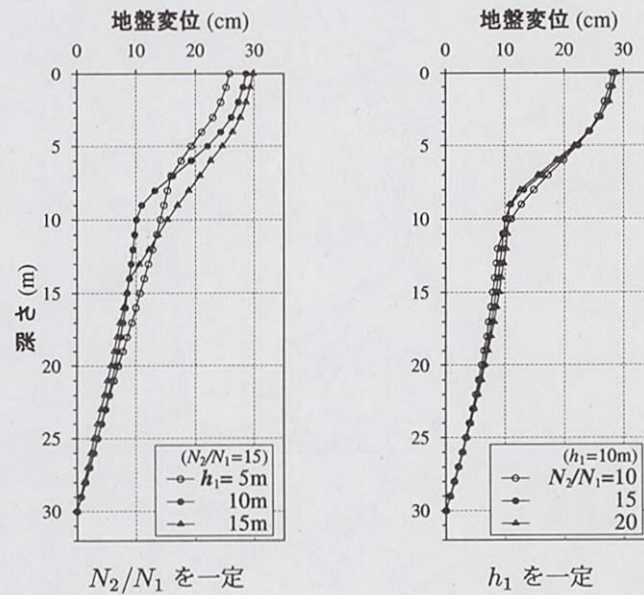


図-10 中間硬質地盤ケースにおける地盤変位分布

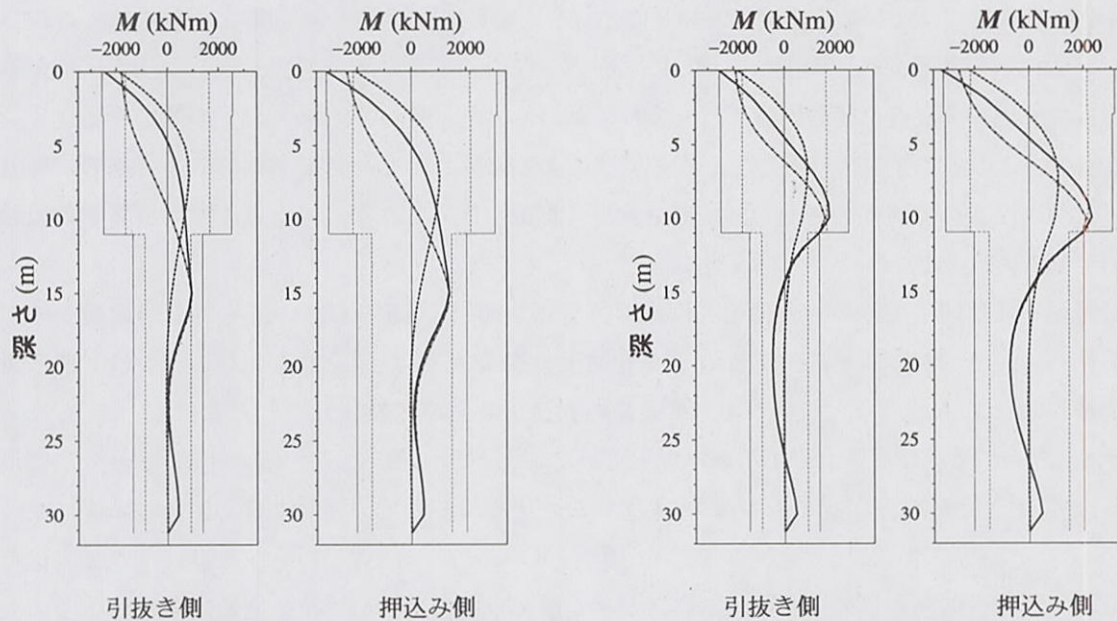


図-11 曲げモーメント分布 実線：応答変位法，破線：慣性力のみ，一点鎖線：地盤変位のみ，細実線：
 M_u ，細破線： M_y

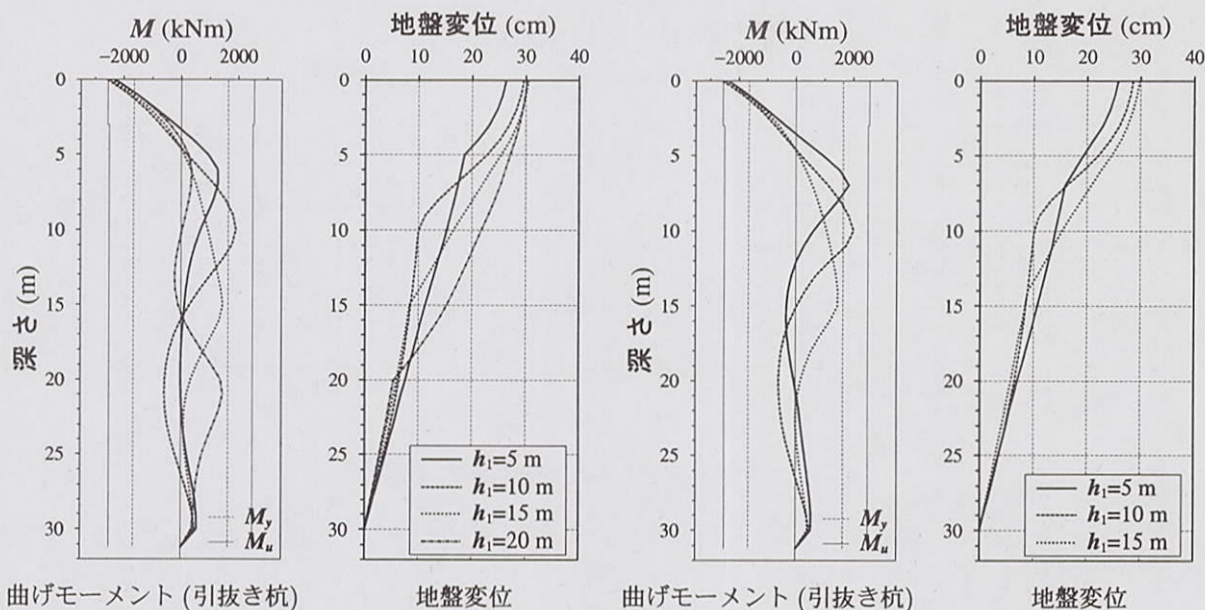


図-12 2層地盤ケース試算結果(応答変位法: $N_2/N_1 = 3$, 段落とし無し) 図-13 中間硬質地盤ケース試算結果(応答変位法: $N_2/N_1 = 15$, 段落とし無し)

伏曲げモーメント M_y を示している。これらの表記は、以後の曲げモーメント分布図においても同様である。

慣性力のみの場合と地盤変位のみの場合を比較する。まず、杭頭部については、ほぼ同じ値のモーメントが発生するが、分布形状は多少異なっている。また、地中部については、曲げモーメントが大きくなる位置が明らかに異なっており、地盤変位のみの場合には土層境界部付近である。

慣性力と地盤変位の両者を考慮した応答変位法の場合には、慣性力のみの場合、地盤変位のみの場合に比べて杭頭部での曲げモーメントが大きくなり、中間硬質地盤基本ケースでは杭頭部において押込み側の杭だけではなく引抜き側の杭に生じた曲げモーメントも終局曲げモーメントに達している。そして、いずれのケースも、杭頭部付近の曲げモーメントの分布形状は慣性力のみ载荷した場合の曲げモーメント分布に近い分布形状になる。一方、地中部で曲げモーメントが最大になる位置は第1層と第2層の境界部付近になり、その付近の分布形状は地盤変位のみ载荷した場合の分布に近い形状になる。しかし、杭体の曲げ抵抗および地盤抵抗が非線形の領域にあるため、慣性力のみ、地盤変位のみの場合の曲げモーメントを単純に足し合わせた結果にならず、複雑な挙動を示している。

N_2/N_1 を一定として h_1 を変化させたときの杭体の断面力分布と地盤変位分布の関係を図-12, 13に示す。ここでは、比較が容易となるように段落としを無しにしたときの結果を示した。また、地盤変位分布は図-9, 10に示したものと同一であるが、断面に発生する曲げモーメント分布形状と地盤変位分布形状の対応を比較しやすいように再掲した。2層地盤ケースでは $N_2/N_1 = 3$ のときの、中間硬質地盤ケースでは $N_2/N_1 = 15$ のときの結果である。 h_1 の変動によらず、杭頭部付近での曲げモーメント分布形状は慣性力のみを载荷した場合に得られる一般的な分布形状に近く、地中部での曲げモーメント分布形状は地盤変位分布のみを载荷した場合に得られる曲げモーメント分布形状に近いものであった。

表-4 2層地盤ケースの解析結果 ϕ/ϕ_u

押込み杭 ($N_1 = 2$)					引抜き杭 ($N_1 = 2$)				
$\frac{N_2}{N_1}$	h_1 (m)				$\frac{N_2}{N_1}$	h_1 (m)			
	5	10	15	20		5	10	15	20
1	0.56	0.56	0.56	0.56	1	0.56	0.56	0.56	0.56
2	—	—	0.91	—	2	—	—	0.84	—
3	0.83	1.90	0.99	0.80	3	0.76	1.02	0.90	0.76
4	—	—	1.12	—	4	—	—	0.93	—
5	—	—	1.22	—	5	—	—	0.94	—
7.5	1.36	2.18	1.33	0.80	7.5	0.94	1.21	0.96	0.77

表-5 中間硬質地盤ケースの解析結果 (ϕ/ϕ_u)

押込み杭				引抜き杭			
$\frac{N_2}{N_1}$	h_1 (m)			$\frac{N_2}{N_1}$	h_1 (m)		
	5	10	15		5	10	15
10	—	1.69	—	10	—	0.99	—
15	0.95	1.88	1.02	15	0.82	1.03	0.91
20	—	1.84	—	20	—	1.00	—

4.3 杭頭部に生じることが予測される損傷と地盤条件の関係

ここでは、上部構造を支持する上で、基礎の復元力に与える影響が最も大きいと考えられる、杭頭部における断面力、損傷の発生に着目して考察を行う。段落としを行った場合の試算結果から、最外縁の押込み杭、引抜き杭の杭頭部の発生曲率 ϕ と杭の終局曲率 ϕ_u の比、 ϕ/ϕ_u の値を整理してみる。

結果を表-4、5に示す。太字で表したものは設計上の終局を超える曲率が発生したケースである。

2層地盤ケースについて見る。図-9から分かるように、 N_2/N_1 が大きいほど、すなわち表-4の下の場合ほど地表面における地盤変位量が小さく、逆に、第1層上下面の相対変位は大きい傾向がある。一方、表-4の結果は、表の下の場合ほど杭に生じる曲率が大きくなる。したがって、第1層における変位の増幅と杭に生じる曲率の間には関係があると考えられる。また、 $N_2/N_1 = 3, 7.5$ のいずれの場合も、 h_1 が増加するほど(深いほど)地表面における地盤変位量は増加する傾向であるのに対し、杭頭部に生じる曲率の値は $h_1 = 10$ m のケースを最大として、 $h_1 = 15, 20$ m になると小さくなっていく。

これらの傾向は、中間硬質地盤ケース表-5についてもほぼ同様である。

そこで、2層地盤ケースにおいて、フーチング下面と第1層下面位置の地盤の相対変位 Δ_{h_1} (第1層における地盤変位の増幅量) を h_1 で無次元化した量と、杭頭部における ϕ/ϕ_u の関係を整理した。結果を図-14に示す。また、 $N_2/N_1 = 3, 7.5$ の結果には h_1 の値も示した。 Δ_{h_1}/h_1 と ϕ/ϕ_u の関係は、概ね正の相関を示すことがわかる。しかし、表-4、5で示したように、杭頭部で曲率が大きくなるのはいずれの地盤ケースも $h_1 = 10$ m の時であり、それより深くても浅くても ϕ/ϕ_u は小さくなっていた。これに対して、図-14において $N_2/N_1 = 7.5$ で $h_1 = 10$ m と $h_1 = 5$ m のときを比べると、横軸である Δ_{h_1}/h_1 はほぼ等しい。したがって、両者の ϕ/ϕ_u の違いは単に Δ_{h_1}/h_1 をパラメータに取るだけでは説明できていない。

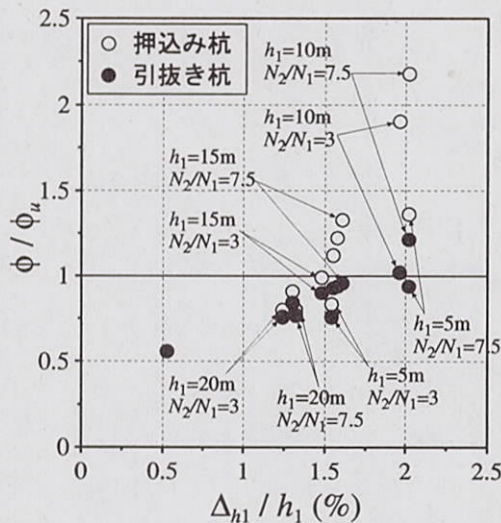


図-14 $\Delta h_1/h_1 - \phi/\phi_u$ 関係

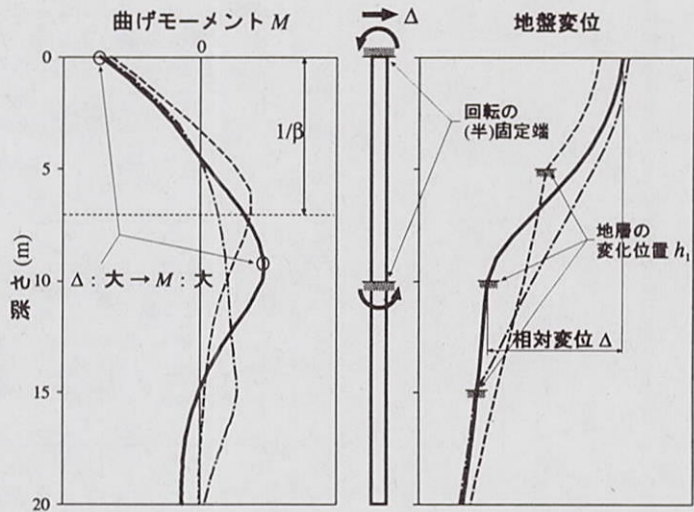


図-15 地盤変位が杭頭部の損傷に与える影響の考察

そこで、地盤変位の影響に加えて慣性力の影響についても考慮することを考え、 $1/\beta$ を考慮に入れて考察する。 $1/\beta$ は、杭頭からの载荷に対して杭が抵抗する領域に深く関係する値である。Changの式によれば²³⁾、単杭が杭頭部に载荷を受けたとき、地中部で曲げモーメントが最大になる位置の深さは、杭頭が自由条件の場合には $0.25\pi/\beta$ 、杭頭固定条件の場合には $0.5\pi/\beta$ である。したがって、 $1/\beta$ は両者のちょうど中間的な位置に来る深さである。図-11からも分かるように、 $h_1 = 10$ mのケースで慣性力のみ载荷した場合に地中部曲げモーメントが最大になる位置はほぼ $1/\beta$ ($=7.1$ m)の値に近い値である。

$h_1 = 10$ mのとき、杭の $1/\beta$ は7.1 mである。つまりこのケースは、土層変化位置、すなわち地盤変位の急増する位置が $1/\beta$ 以深である。一方、2層地盤ケースの $h_1=5$ mの時の $1/\beta$ は前述のように $N_2/N_1 = 3$ のときには6.4 m、 $N_2/N_1 = 7.5$ のときには5.9 mであり、いずれの N_2/N_1 に対しても $h_1 < 1/\beta$ である。

図-15が h_1 と断面力の発生を考察した図である。図-15から考察すると、中央および右図に示すように土層変化位置が $1/\beta$ に近い場合には、杭頭部が埋込み端、 $1/\beta$ の位置も下層が相対的に剛であることからあたかも埋込み端であるような、両端埋込み支持されたかのような状態となる。さらに、その両端が地盤変位によって半強制的に変位させられる。その結果、図-15の左図のように断面力が著しく増加すると考えられる。一方で、 $h_1 = 5$ mのときは、 $h_1 < 1/\beta$ であるために、杭頭埋込み端と慣性力により生じる断面力が大きい位置である擬似的な埋込み端との間に作用する相対変位は小さくなる。

土層変化位置が $1/\beta$ よりも深い場合、すなわち2層地盤ケースの $h_1 = 15, 20$ mの場合には、フーチング下面位置に生じる地盤変位は $h_1=10$ mの場合と同程度である。同じく図-15を用いて考察すると、慣性力のみ载荷の時に固定端のように振る舞う位置よりも深い位置から地盤変位が急増し始めるためにフーチング下面位置と $1/\beta$ 位置との間で生じる変形量自体は小さくなり、杭に発生する断面力も小さくなる。

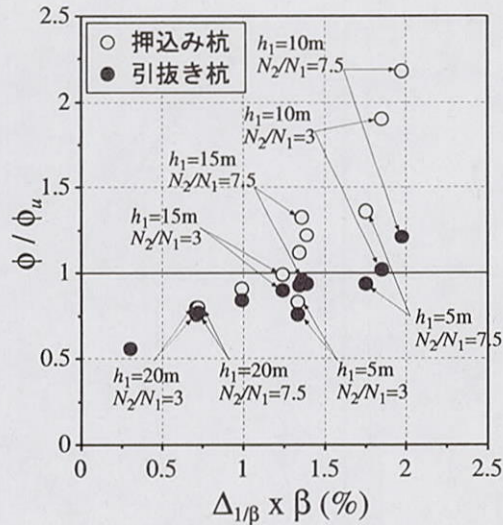


図-16 $\Delta_{1/\beta} \times \beta - \phi/\phi_u$ 関係

以上の考察から、フーチング下面と $1/\beta$ の位置の地盤の相対変位 $\Delta_{1/\beta}$ を $1/\beta$ で無次元化した量と、杭頭部における ϕ/ϕ_u の関係を整理してみた。結果を図-16に示す。この図においても、 $N_2/N_1=3$ 、 7.5 の結果には h_1 の値も示した。地盤の相対変位だけではなく $1/\beta$ もパラメータに加えたことで、 $N_2/N_1=7.5$ で $h_1=10\text{ m}$ の場合と $h_1=5\text{ m}$ の場合の両者の横軸上における差が明確になった。

ところで、杭の特性値 β を用いて整理することについて、 β は地盤、杭体の非線形化とともに変化するのではないかという疑問もある。確かに杭の曲げ剛性と地盤反力係数の関数としての β は、地盤と杭体の非線形化に伴い変化するが、これまでの非線形解析結果や実験結果によれば、最大曲げモーメントの位置は大きくは変化しない。これは、載荷が進むと地盤の剛性と杭の曲げ剛性とがともに低下していくこと、また、 β は地盤の剛性と杭の曲げ剛性の比の4乗根に比例する関数であるため、この比の変化に鈍感であることによる。さらに、道路橋示方書の常時の設計に用いる地盤反力係数は地盤に生じるひずみとして微小ひずみ領域を想定したものではなく、それよりも大きなひずみを想定している。そこで、その地盤反力係数を用いて β を算出したものを指標として評価してもよいだろう。また、そもそも、地盤変位による地中部での載荷も考慮した基礎の挙動を β を用いて議論することに問題があるかもしれないが、杭頭載荷(慣性力)に対して影響の大きい領域の目安として解釈することは可能であろう。

3.で示した組杭の載荷実験とその解析結果から、引抜き側の杭が終局に達していない場合は、基礎としては上部構造からの水平力の作用に対して耐力に余裕がある状態であると考えられ、その損傷が橋としての耐震性能に与える影響は、震後、杭の損傷が速やかな橋の供用を妨げるようなものにはならない程度の範囲であると考えられる。この観点から見たときに表-4、5から杭頭部の損傷に対して地盤の振動変位の影響が大きいと判断されるのは、 h_1 が $1/\beta$ の $1 \sim 1.5$ 倍の範囲であると考えられる。一般に、道路橋に用いられる場所打ち杭基礎の $1/\beta$ は $6\text{ m} \sim 10\text{ m}$ の範囲にあると考えられる。すなわち、通常は h_1 が $6\text{ m} \sim 15\text{ m}$ の範囲にあるときに杭頭部の損傷に与える地盤変位の影響が大きいということになる。さらに、ここでの試算結果における第一層における地盤変位の増幅率は、 h_1

が15 m以上では小さくなるものであった。以上をまとめると、以下の全ての条件を満足した場合に、場所打ち杭の杭頭部の損傷に対して地盤の振動変位が与える影響が大きくなる可能性が高いと考えられる。

- 1) 固有周期が長い地盤(たとえば道路橋示方書 V¹³⁾の III 種地盤)で、地盤に生じる振動変位量自体が比較的大きい。
- 2) 土層境界がフーチング下面から $1/\beta \sim 1.5/\beta$ (一般的な杭径の場所打ち杭であれば 6 m ~ 15 m) 付近にある。
- 3) 2) の土層境界から地表面に向かって地盤の振動変位が急増する。

ただし、3.の実験結果から分かるように、ここで地盤変位の影響が大きかった事例であっても、基礎としての変形性能には十分に余裕がある状態であると考えられる。本研究は、基礎の損傷に与える地盤変位の影響が相対的に大きくなる条件を特定したものであり、この条件に合致するからといって直ちに杭基礎の転倒が生じるということではないことを補足しておく。

4.4 土層変化位置において受ける影響

地盤変位による影響は強制変位問題に近い問題であるため、その影響に対して塑性化を許容しないのは合理的ではない。そこで、はじめにも示したように、道路橋示方書⁷⁾でも杭体の変形性能を向上させるような構造細目が与えられている。たとえば、深さ方向に地盤の剛性が著しく異なるようなところには設計で考慮しない応力が発生することがあると注意喚起がなされており、杭の継手は断面に余裕がある位置で行うこと、さらに、設計計算上降伏しない範囲でも軟弱地盤中にある場合や、杭体の軸方向に地盤の剛性が著しく変化する部分ではスパイラル鉄筋による補強を行うことを求めている。ここでは、さらに具体的に、土層変化位置における杭体の損傷に対する有効な鉄筋の配置方法を検討する。

まず、慣性力のみを載荷したときに断面力が大きくなる位置付近に土層境界が存在する場合について検討する。段落としをしたケースの軸方向鉄筋の最初の段落とし位置を l とする。その上で、段落としが無い場合の解析結果に着目する。位置 l の発生曲げモーメントを M_0 とし、そこから深部に向かって杭に発生する曲げモーメント M がどのように変化するかを調べる。段落とし位置付近の発生曲げモーメントが最も大きい $h_1 = 10$ m の結果が図-17である。なお、2層地盤ケースでは、参考までに $h_1 = 5$ m の結果も示した。図の横軸は M/M_0 、縦軸は位置 l からの深さ x を杭径 D で無次元化している。段落とし位置より $2D$ 以上離れると発生曲げモーメントが $1/2$ 以下になるのがわかる。試算モデルは、前述のように、道路橋示方書における震度法の結果に基づき段落としを行った結果であるが、地震時保有水平耐力法(慣性力のみを載荷した場合)の結果に基づいて、断面力に余裕のある位置で段落としをすれば、土層境界位置よりも段落とし位置が深くなり、かつ、慣性力の作用に対して余裕がある位置での段落としとなることから、損傷の程度を改善できると考えられる。

N_2/N_1 と段落し部(深さ 11 m)以深に発生する最大せん断力の関係も調べてみた。結果を図-19に示す。ここにせん断耐力 S_u は道路橋示方書 IV⁷⁾に従って算出した値である。図より N_2/N_1 が7以上になっても発生せん断力がせん断耐力を越えることはないようである。さらに、地中深部では周辺

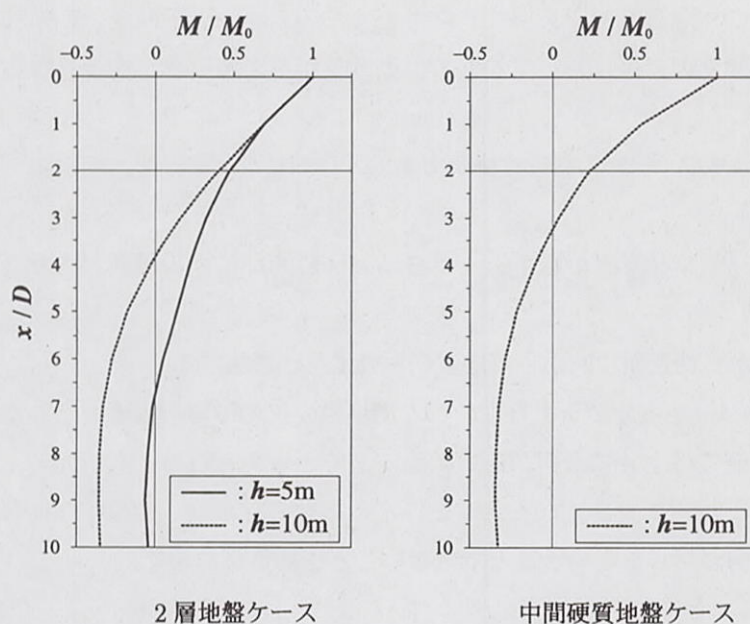


図-17 段落としが無い場合の地中部における発生曲げモーメント

地盤からの拘束効果も期待できる。したがって、仮に曲げに対するじん性に余裕を与えることを目的に杭頭付近と同等の補強鉄筋を配置された断面は、せん断耐力に対してもかなりの余裕を持つ状態になると考えられる。

次に慣性力の影響が少ない領域において検討する。図-18に2層地盤で $h_1 = 15$ mのケースの上部層の N 値 N_1 と下部層の N 値 N_2 の比と土層境界部での杭体の発生曲げモーメントの関係を示す。図中、水平の細実線は、押し込み杭の降伏曲げモーメント M_y 、終局曲げモーメント M_u を、また水平の細破線は引抜き杭の M_y 、 M_u を示している。この試算ケースでは、 N_2/N_1 が4程度以上になると杭体に発生する曲げモーメントが降伏曲げモーメントに達する可能性があることが分かる。

今後、設計法の整備という観点からは、各杭に生じる断面力・損傷の評価手法だけではなく、そこから基礎としての耐震性能をどのように判断するのかという観点からの研究をさらに進めて行く必要があると考える。たとえば、文献¹¹⁾のように、地盤の振動変位による杭の損傷が基礎としての復元力特性、水平支持、残留変位に与える影響を検討する必要がある。そして、慣性力の影響が大きい範囲で損傷した場合、それよりも深い位置で損傷した場合というように系統的な調査が行われることが期待される。

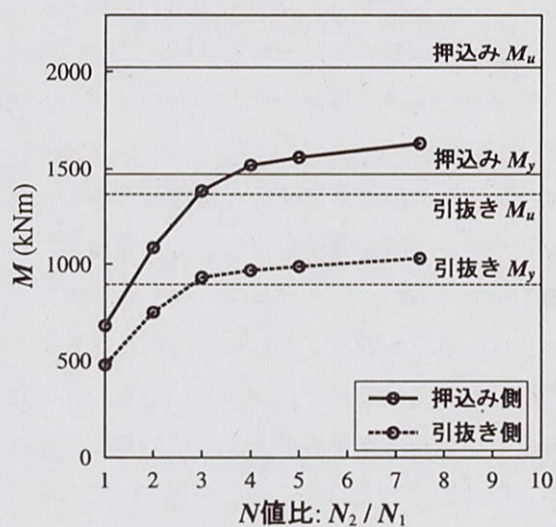


図-18 N_2/N_1 と土層境界部の発生曲げモーメントの関係

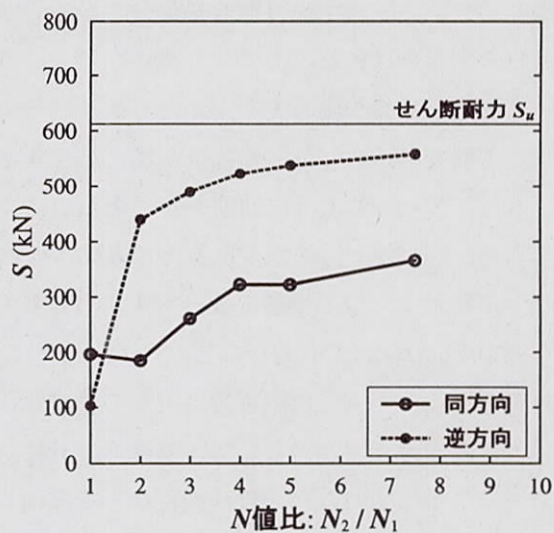


図-19 N_2/N_1 と段落し以深の最大発生せん断力の関係

5. その他の地盤条件での検討

前節までの検討は、一般的な根入れ長を持つ基礎で、かつ二層系であるなど理想化された地盤条件であった。そこで、ここでは多層系で、かつ地盤の卓越周期が非常に長い、深い軟弱地盤中の基礎に関して検討する。実在する地盤条件を参考に、図-20のケースを設定した。上部構造および橋脚は前節の検討と同一であるが、基礎の設計は改めて行った。設計の結果、基礎は5×5列になった。

地盤変位分布と応答変位法による解析結果を図-21に示す。ここに、曲げモーメント分布は最外縁の杭のものである。

この例では、全杭で杭頭部の発生曲げモーメントが終局曲げモーメントに達している。この理由は、単に深い軟弱地盤であるために地盤変位の絶対量が大きいということだけではない。 $1/\beta$ ($=10.3$ m) だけフーチング下面から下がった地点に近い GL-12 m 付近から地盤変位が地表面に向かって急増しており、かつその増幅量が非常に大きいためである。すなわち、この基礎は、4.3に指摘した条件を満たしている。図-21の地盤変位分布から分かるように、 $\Delta_{1/\beta}$ は $1/\beta$ の約4%であり、図-16に示される結果と比較しても非常に大きい値である。図-16に示される解析ケースよりもここでの解析ケースの方が地盤の固有周期がかなり長く、その結果、第1層の土層境界部の深さが同程度であっても、第1層での地盤変位の増幅量が増えたと考えられる。

さらに、図-20のような地盤条件の場合には、慣性力の大きさの設定も問題になってくるものと考えられる。図-22に、地盤変位算出の際に得られた地表面の加速度時刻歴から算出した加速度応答スペクトルを示す。この橋脚の設計水平震度は弾性応答で1.5であるが、得られたスペクトル強度は、固有周期 T_g ($=0.49$ s) 付近では、それよりもかなり小さいものである。すなわち、得られたスペクトル強度と比べて大きな地震力に対して橋脚躯体断面は設計されている。したがって、応答変位法において考慮すべき慣性力として、基礎の設計に用いる慣性力を与える水平震度 k_{hp} を用いることは過大であるのかもしれない。地盤変位のみを載荷して杭体の断面力分布を求めた結果も図-21に一点鎖線で示したが、応答変位法による試算結果と地盤変位のみを載荷した場合の結果の差を単純に慣性力の寄与分と見るならば、杭頭部に発生する曲げモーメントに与える慣性力の影響は無視できないものである。

このように非常に深く、固有周期も非常に長く、かつ複数の軟弱層が互層で続くような特殊な地盤中の杭基礎は、杭頭から $1/\beta$ の範囲において杭に及ぼす地盤変位の影響が大きくなる可能性が高い。本論文では基礎の根入れ長や地盤の固有周期に関しては、パラメトリックな検討を行っていないが、このように特殊な地盤条件では、4.3で示した条件に合致しない場合であっても設計では地盤変位の影響についても検討しておくのがよいと考えられる。その場合、基礎の変形性能に期待した設計をすることが合理的と考えられる。したがって、今後、地盤の振動変位による損傷に対する杭基礎の限界状態、および、その設計上の評価手法について研究していく必要がある。用いる慣性力の評価も重要であることから、深い軟弱地盤地盤中の杭基礎の設計にはむしろ動的解析を適用することができるように研究を進める必要がある。

ところで、前節までの検討は、2層系地盤であるなど、地盤変位が特定の位置で増幅するような地盤を対象としたものであり、必ず土層変化位置で杭体に発生する断面力が大きくなるものであった。

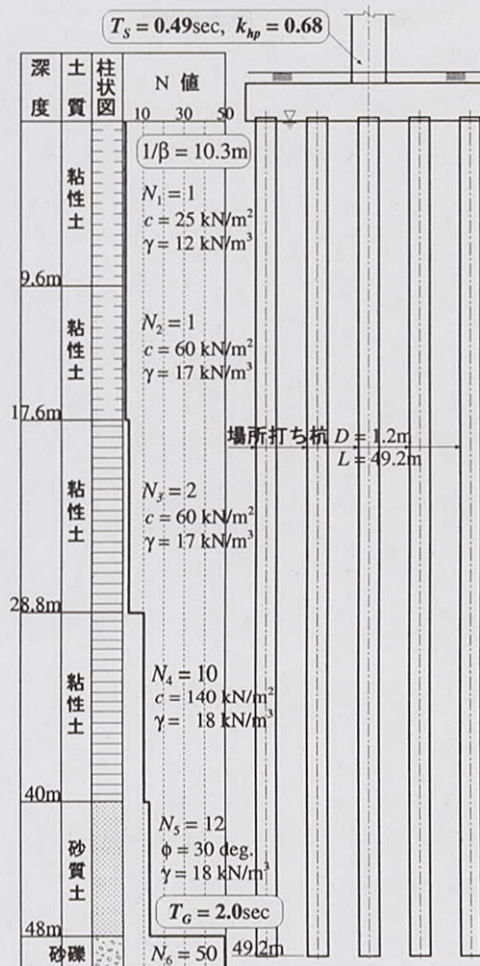


図-20 非常に深く軟弱な地盤中の基礎

一方、本節の例では地盤の第3層と第4層では N 値の比が5倍あるものの、杭体はこの付近では降伏していない。これは、第1層の粘着力 c が非常に小さく極軟弱であるため、第1層での地盤変位の増幅、減衰が大きく、相対的に第2層および第3層での地盤変位の増幅が見られなかったためと考えられる。したがって、より複雑な、実際の地盤条件に対しても、 N 値比やせん断弾性波速度 V_s 比などによって土層境界部の補強位置を想定することは安全側であるものと考えられる。

また、第4層と第5層の境界部では杭体は降伏に達している。これは、第5層が砂層で第4層が粘土層であるため非線形特性に違いがあることに起因すると考えられる。したがって、土層境界をまたいで土質が異なる場合には、それぞれの土層の N 値が同程度であっても土層境界部において杭体を補強しておくことが良いであろう。

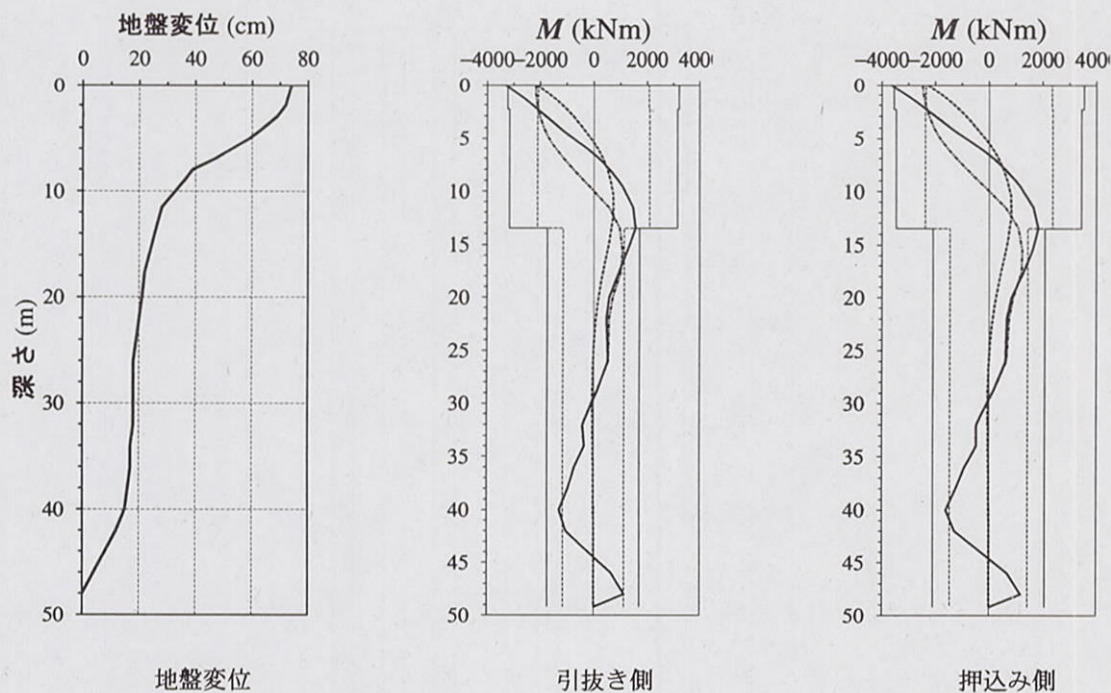


図-21 地盤の振動変位分布, および曲げモーメント分布 (橋軸方向), 実線: 応答変位法, 破線: 慣性力のみ, 一点鎖線: 地盤変位のみ, 細実線: M_u , 細破線: M_y

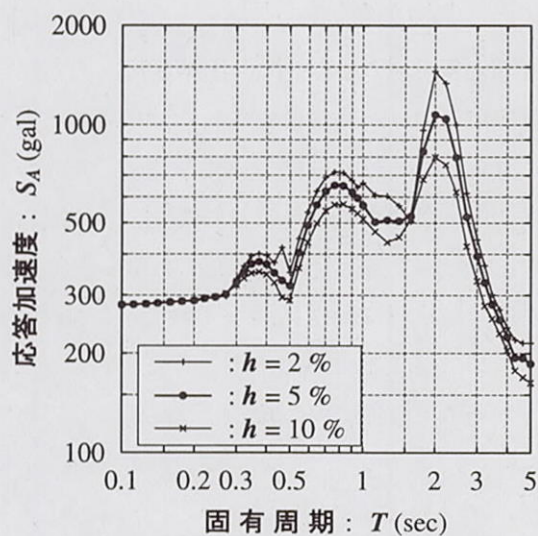


図-22 地表面における地震波の加速度応答スペクトル

6. 結論

本研究で得られた結論を以下に示す。

- 1) 地盤の特性、杭の剛性などの関係から以下の両者の条件を満たす場合には、地盤の変位の影響が大きくなることが分かった。

- 深い軟弱地盤に根入れされた杭基礎である。
- 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の場合。

この条件は、一般的な諸元を有する杭基礎に対して、慣性力に対する基礎の挙動、および地盤構造が地盤の振動変位分布形状に与える影響を考慮した上でまとめたものである。固有周期が非常に長い互層地盤など特殊な地盤条件を有する杭基礎に対する適用性は、今後、さらに様々な地盤条件における解析事例を積み重ねることにより吟味する必要がある。

- 2) 杭頭部から $1/\beta \sim 1.5/\beta$ の範囲中の土層境界部のうち、上部土層が下部土層に比べて軟弱である土層境界部と、杭基礎設計便覧²⁴⁾に示される方法に準じて決定された杭体鉄筋の段落とし位置が近い場合には、段落とし位置を杭径の2倍程度深くすることで、土層境界位置付近で杭に生じる損傷を軽減できると考えられる。
- 3) 上部土層が下部土層に比べて軟弱である土層境界部や、 N 値が同程度であっても砂質土層と粘性土層の境界部である場合には、土層をまたいで地盤変位が急変する可能性があるため、その近傍では杭体に補強鉄筋を配置し、変形性能に富む構造とするのがよい。

また、2) の杭体鉄筋の段落とし位置に関しては、地震時保有水平耐力法で得られた断面力分布に基づき段落とし位置を決定することでも対処できると考えられる。

今後は、杭基礎の地震時挙動をより直接的に推定するための動的解析手法に関する研究や、計算結果を評価するために必要である杭基礎のシステムとしての限界状態と各杭部材の損傷を工学的指標で結びつけるための研究を進めて行く必要がある。

謝辞： 本研究は、平成11年度、12年度に行われた道路協会 下部構造小委員会 動的相互作用SWG (主査：友永則雄) における議論をふまえている。特に、主査である友永則雄氏には研究計画の作成から実施、その後の考察に至るまで多岐にわたる指導を頂くなど、本研究のとりまとめは友永主査の協力に負うところが大きい。また、委員である室野剛隆氏 (鉄道総合技術研究所)、佐伯光昭氏 (日本技術開発)、小林寛氏 (国土技術政策総合研究所、当時 土木研究所振動研究室) にも有益な助言をいただいた。いずれもここに記し、謝辞とする。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：平成7年(1995年)兵庫県南部地震災害調査報告，土木研究所報告，第196号，1996.
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第4章基礎構造物，地盤工学会，土木学会，日本機械学会，日本建築学会，日本地震学会，1998.
- 3) 南荘淳，安田扶律：埋立地盤における道路橋基礎構造物の被災分析，橋梁と基礎，Vol. 33, No. 8, pp. 178-181, 1999.
- 4) 杭基礎耐震問題研究会：地震時の地盤変形が杭の耐震性に及ぼす影響度に関する研究，2000.
- 5) 羅休，田中玲光，室野剛隆，西村昭彦：応答変位法による群杭の震害解析手法，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp. 557-560, 1999.
- 6) 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書 IV 下部構造編，丸善，1996.
- 8) Gazetas, G. and Mylonakis, G.: Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues, *Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics III, Geotechnical special publication*, No. 75, ASCE, pp. 1119-1174, 1998.
- 9) 土木学会地震工学委員会：1995年兵庫県南部地震5周年特別企画 日本 地震 あれから これから，pp. 87-108, 2000.
- 10) 矢部正明，川島一彦：杭基礎の非線形地震応答特性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.
- 11) 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.
- 12) Murono, Y. and Nishimura, A.: Evaluation of seismic force of pile foundation induced by inertial and kinematic interaction, *12th WCEE*, New Zealand, 2000.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，丸善，1996.
- 14) 土木学会耐震工学委員会 動的相互作用小委員会：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用，1992.
- 15) 幸左賢二，鈴木直人，木村亮，木村嘉富，森田悠紀雄：終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験，土木学会論文集，No. 596/III-43, pp. 249-260, 1998.
- 16) 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 - 広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性 -，土木研究所報告，第153号，1980.
- 17) 岩崎敏男，常田賢一，吉田精一：沖積粘性土の動的変形特性 - セン断剛性率のヒズミ依存性 -，土木研究所資料，第1504号，1979.
- 18) 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.
- 19) 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.
- 20) 渡辺尚夫，石崎浩，北川隆司：阪神高速道路5号湾岸線の基礎の復旧工事，「耐震補強・補修技

術，耐震診断技術に関するシンポジウム」講演論文集，土木学会，pp. 17-24, 1997.

- 21) 白戸真大，木村嘉富，福井次郎，高橋雅裕：杭基礎のポストピーク挙動に関する一数值解析，土木学会構造工学論文集，Vol. 45A, pp. 1387-1398, 1999.
- 22) 福井次郎，中野正則，石田雅博，七澤利明，芦達拓哉，田口博文：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料，第 3500 号，1996.
- 23) Chang, Y. L.: Discussion on 'lateral piles loaded tests' by Feagin. Trans. ASCE., pp. 272-278, Paper No. 1959, 1937.
- 24) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，1992.
- 25) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999.

付録 I 応答変位法と動的解析結果の比較

4.の2層地盤ケースと5.の非常に深く軟弱な地盤中の基礎を対象に、動的解析と応答変位法の解析結果を比べてみる。なお、ここでの解析は、基礎の挙動評価の比較に主眼を置くため、橋脚を弾性体として扱い得る橋軸直角方向を対象とした。また入力地震動は、東神戸大橋での観測波より作成したものである。

動的解析の手法は様々なものがあるが、ここでは応答変位法との比較を容易にするということを目的に、以下のような解析を行った。

動的解析は、応答変位法のモデルに対して、地盤の振動変位分布を求める際に同時に算出しておいた各深度での自由地盤の振動変位の時刻歴を基礎・地盤間水平相互作用バネそれぞれに、また基礎底面には同様に算出した加速度時刻歴を同時に入力するものである。杭の $M-\phi$ 関係は、全ての杭で杭頭死荷重反力を軸力として算出している。ただし、本解析では、地盤反力係数および地盤反力度の上限値の設定を応答変位法と同じにした。減衰は、初期減衰として橋脚に2%、杭体に5%と設定し、全体系の固有値解析の1次、2次モードに Rayleigh 減衰を適用した。ここで、地盤バネは主として履歴減衰を期待するものとして、初期減衰は設定しなかった。あえていえば、この解析は動的な応答変位法といえる。

さらに、ここでの応答変位法の解析では、動的解析結果との比較を容易にするために、杭の $M-\phi$ 関係を動的解析と同様にした。慣性力は、地震時保有水平耐力法による照査過程で評価される基礎の降伏震度を与えた。

図-23, 24は、応答変位法における押込み杭と、動的解析において得られた杭頭反力が最も大きい杭の曲げモーメント、変位の絶対最大値を比較したものである。図-23, 24より、応答変位法は、動的解析に比べて、慣性力の影響が少ない地中部においてモーメントが大きくなる位置とその値に関しては、妥当な精度で再現できる。しかし、慣性力の影響も比較的大きいと考えられる杭頭部では、断面力、変位ともに応答変位法の方が動的解析よりも大きな値を与えており、過大評価する。これは、慣性力と地盤振動変位の最大値が同時に同位相で作用するという仮定が完全には成立しないためと考えられる。

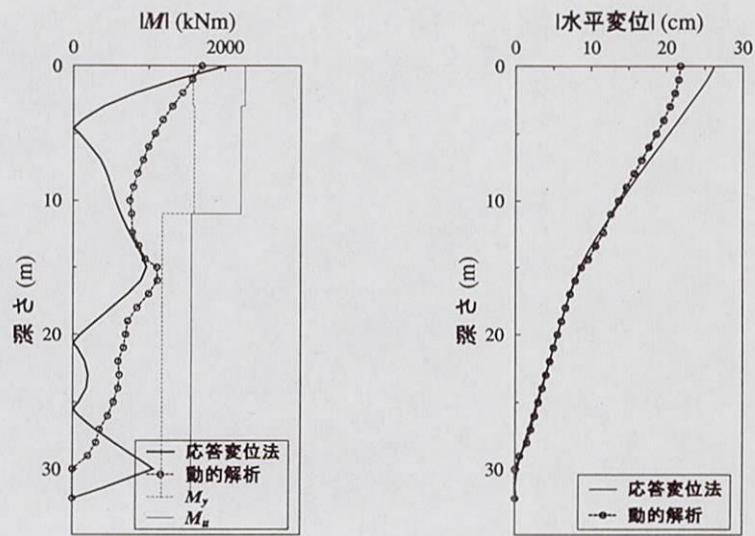


図-23 2層地盤基本ケースの動的解析と応答変位法の比較 (橋軸直角方向)

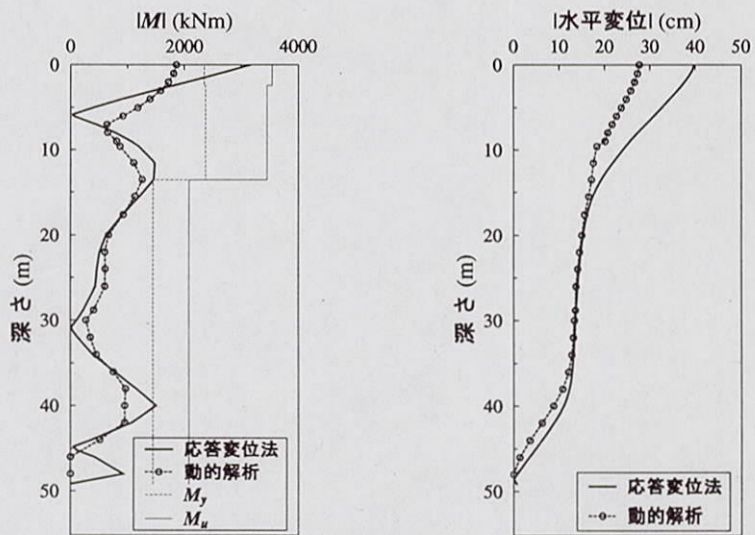


図-24 非常に深く軟弱な地盤中の基礎の動的解析と応答変位法の比較 (橋軸直角方向)

