T2R2 東京科学大学 リサーチリポジトリ
Science Tokyo Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	幅広い変位レベルにおける杭の水平地盤反力係数の評価と変位レベル依存性のモデル化に関する研究
Title(English)	A Study on Evaluation of Coefficient of Lateral Subgrade Reaction of Piles and Modeling of Displacement-Level-Dependency at Wide Displacement Level
著者(和文)	佐名川太亮
Author(English)	Taisuke Sanagawa
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第4144号, 授与年月日:2017年9月30日, 学位の種別:論文博士, 審査員:高橋 章浩,北詰 昌樹,竹村 次朗,岩波 光保,田村 修次
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第4144号, Conferred date:2017/9/30, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

Powered by T2R2 (Science Tokyo Research Repository)

博士論文

幅広い変位レベルにおける杭の水平地盤反力係数の評価と変位レベル依存性のモデル化に関する研究

A Study on Evaluation of Coefficient of Lateral Subgrade Reaction of Piles and Modeling of Displacement-Level -Dependency at Wide Displacement Level

佐名川　太亮

Taisuke SANAGAWA

2017 年 9 月

東京工業大学大学院理工学研究科

概　　要

我が国の都市部の多くは軟弱な沖積平野に位置するため，土木・建築構造物の多くに杭基礎が用いられてきた．杭基礎は高い鉛直支持力を有する反面，水平方向の荷重に対しては比較的脆弱な構造を有する．そのため，水平力を受ける杭の挙動に関して数多くの実験的・解析的研究がこれまでに行われたとともに，これらの成果が実務設計に生かされてきた．

現在の土木・建築構造物における杭基礎の設計では，地盤抵抗をばねと仮定した Winkler モデルを用いるのが一般的である．この地盤ばねにおける地盤反力度－変位関係の傾きを地盤反力係数と呼ぶが，杭や土の諸元（剛性・強度），境界条件などが複雑に影響し，その値や載荷幅依存性は弾性論から求められる理論値とは異なる．特に，一般的には線形とみなせるような小さな変位においても，杭の変位量に応じて水平地盤反力係数が変化する特性（変位レベル依存性）を有することが示されており，この変位レベル依存性の評価ならびにモデル化が，杭基礎の設計にあたって最も重要な課題のひとつと言える．

過去の研究においては大変形時における水平抵抗特性の評価が主体であった．一方，基礎の健全度診断手法として衝撃振動試験が普及しつつあることを背景に，近年では微小振動時の地盤反力係数についても着目されつつある．しかしながら，微小変位における地盤反力係数と変位の関係を定量的に評価する手法がなかったため，微小変位時を含めた変位レベル依存性を定量評価するには至っていない．微小変位から大変位までの幅広い変位レベルにおける地盤反力係数を連続的に評価することができれば，設計に用いる構造解析モデルの合理化のみならず，衝撃振動試験などの非破壊試験から地震時挙動を推定する技術などの開発につながると考える．本研究は，幅広い変位レベルにおける水平地盤反力係数を連続的に評価可能な手法の開発，ならびにその変位レベル依存性のモデル化に関する基礎検討を目的とする．

第１章「序論」では，杭の水平支持力に関する既往の研究を示し，水平抵抗の非線形特性に関する評価とモデル化について現状と課題を要約する．またこれらを踏まえ，本研究の目的と意義を述べる．

第２章「幅広い変位レベルに対応した水平地盤反力係数の評価手法の構築」では，微小変位時における地盤反力係数～変位量関係の評価手法の構築を目的として，起振器による共振実験を提案した．この共振実験と静的水平載荷実験を組合せることで地盤反力係数を連続的に評価可能になると考え，気乾砂地盤中の単杭模型（杭径 150mm）を対象に検証した．結果として杭頭変位量が 0.002mm から 20mm（杭径の 0.0015%～15%）までの幅広い変位レベルにおいて地盤反力係数を連続的に評価可能であることが確認された．

第３章「直杭・単杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価」では，前章の模型実験で得られた微小変位から大変位までの地盤反力係数と杭頭

変位の関係を整理した．また，この変位レベル依存性を表現可能な非線形モデルについて検討を行い，3 つの独立パラメータを有する RO モデルを用いることで幅広い変位レベルにおける挙動を評価可能であることを確認した．加えて，杭頭で整理した変位レベル依存性を多質点梁ばねモデルに拡張する手法を提案し，単杭模型の水平載荷試験ならびに共振実験を対象に再現解析を実施することでその妥当性を確認した．

第 4 章「直杭・組杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価」では，一般的な鉄道構造物の杭基礎を想定した組杭基礎模型を対象に，地盤反力係数の変位レベル依存性を評価した．地中梁の影響により杭頭固定度が杭頭フリーの単杭とは異なるが，模型実験で評価された変位レベル依存性は単杭模型と概ね同等であることを示すとともに，梁ばね解析モデルへの適用についても単杭模型と同様に妥当性を確認した．また，せん断土槽中の高架橋模型を対象に多質点梁ばね解析モデルによる再現解析を実施し，慣性力の影響に対して同定した水平地盤反力係数を地盤変位作用時にも適用可能であることを示した．

第 5 章「斜杭・組杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価」では，水平抵抗に優れる斜杭基礎を対象に地盤反力係数の変位レベル依存性を評価し，直杭基礎との比較を行った．評価した変位レベル依存性を反映させた梁ばね解析モデルを用いることで斜杭基礎特有の挙動である逆ロッキング動と入力損失を再現できることを確認するとともに，数値実験を行うことで斜杭基礎による制振効果を項目ごとに定量評価した．

第 6 章「実地盤中の大型組杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性の評価」では，実物の 1/2 スケールのラーメン高架橋模型を対象に地盤反力係数を評価し，模型地盤中の杭との比較を行った．衝撃振動試験から求められる地盤反力係数の評価精度には課題があるものの，模型地盤中の杭基礎と概ね類似した変位レベル依存性を有することが示された．

第 7 章「結論」では，本論文で実施した検討結果をまとめるとともに，結論を示す．

Abstract

Most cities in Japan are located on alluvial plains with soft ground. Because of this, many civil engineering and architectural structures adapt to pile foundations.

The Winkler model, in which soil resistance is modeled as a spring, is used in recent design calculation for pile foundations. The slope of soil reaction force (p) – displacement (y) relationship is called as coefficient of subgrade reaction of piles (k_h). The k_h value implies very complex phenomena because it is influenced by the conditions of pile and soil, such as stiffness, strength, nonlinearity, boundary condition, etc. Moreover, it is well known that the k_h value is different from the theoretical value calculated based on the theory of elasticity. Particularly, it is shown that k_h has nonlinear characteristics to displacement (displacement-level-dependency) at small displacement; therefore, it is one of the most challenging problems for design calculation to evaluate the displacement-level dependency.

In the past studies, main topic is evaluation of lateral soil resistance of pile at large displacements assumed seismic behavior. On the other hand, k_h values at small displacements are gaining attention under a background with the recent spread of impact vibration tests. However, no study has been conducted to evaluate quantitatively the relationship between k_h at large and small displacements. If the displacement-level-dependency of k_h at wide displacements is evaluated and a standard model is constructed, it develops not only a rational model for design calculation, but also a technology to estimate the seismic behavior with high precision through nondestructive tests such as impact vibration tests. The aim of this study is to conduct basic studies on developing a method to evaluate k_h values at wide displacements, and model the displacement-level dependency of k_h.

Chapter 1 is an introduction of this study. Previous research studies on lateral resistance characteristics of piles are reported and present conditions and issues of nonlinearity of k_h are summarized. Based on this, the purpose this study is presented.

In Chapter 2, a vibration experiment using vibration generator with a permanent magnet is proposed as the method to evaluate k_h at very small displacement (under 0.01% of pile diameter). It is possible to evaluate the k_h values at wide displacement revels by combining lateral static loading tests, and verifying the validity of the method by conducting experiments using model piles. As a result, the values of k_h are evaluated in the range from 0.002mm to 20mm (from 0.0015% to 15% of pile diameter).

Chapter 3 first describes the relationship between k_h and displacement measured from the vibration and static loading tests of a single model pile in dry sand. Second, a nonlinear model is selected which is suitable for modeling the relationship, and it confirms that the Ramberg-Osgood model can simulate the relationship in all the displacement areas. In addition, a method adopting the

nonlinear model for a spring-beam model with multi-mass is proposed, and verified by simulation of the vibration and static loading tests of a single pile.

In Chapter 4, displacement-level dependency of k_h is evaluated based on model grouped piles assumed to be actual railway structures such as rigid frame viaduct. The fixing degree of the pile head of the grouped piles is different from that of a single pile because of footing or underground beams; however, the displacement-level dependency is almost the same as a model single pile. The method adopting the nonlinear model for the spring-beam model with multi-mass which is proposed subjected to single pile is verified to the grouped piles. Moreover, it is shown that the behavior of the grouped piles generated by ground deformation can be simulated by numerical analysis using the value and nonlinearity of k_h evaluated from its behavior to the inertial force, by simulation the shaking table tests of model viaduct in the laminar share box.

In Chapter 5, the displacement-level dependency of k_h on the grouped batter piles is evaluated, and compared to that of the normal grouped piles. The reversed locking movement and input loss generated by ground deformation are typical characteristics of batter pile, which can be simulated by the spring-beam model using the proposed method for k_h evaluation. In addition, the damping effects due to each phenomenon are quantitatively evaluated.

In Chapter 6, a one-second scale model viaduct is constructed and k_h is measured by the vibration and static loading tests to obtain more accurate in measurements of k_h from the vibration tests; however displacement dependency of k_h is similar to that of the model piles whose scale size is small.

Chapter 7 provides the conclusions of this study.

目　　次

第１章　序論

1.1　研究の背景　1
1.2　杭の水平抵抗に関する既往の研究　3
1.2.1　はじめに　3
1.2.2　杭の水平支持力に関する解析的研究　4
1.2.3　杭の水平支持力に関する実験的研究　10
1.2.4　多質点系モデルにおける地盤ばねの非線形特性に関する既往の研究　11
1.3　現行の技術基準における水平地盤ばねの非線形特性の評価　12
1.4　本論文の目的　14
1.5　本論文の構成　15
図表　18
第１章の参考文献　22

第２章　幅広い変位レベルに対応した水平地盤反力係数の評価手法の構築

2.1　概要　28
2.2　幅広い変位レベルに対応した水平地盤反力係数の評価手法　29
2.2.1　既往の水平地盤反力係数評価手法　29
2.2.2　幅広い変位レベルに対応した水平地盤反力係数評価手法の提案　31
2.3　水平地盤反力係数評価手法の検証　35
2.4　実験結果と水平地盤反力係数の同定　37
2.4.1　静的水平載荷実験の結果と地盤反力係数の同定　37
2.4.2　共振実験の結果と水平地盤反力係数の同定　39
2.5　まとめ　43
図表　44
第２章の参考文献　81

第３章　直杭・単杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価

3.1　概要　83
3.2　模型実験から算出される水平地盤反力係数の変位レベル依存性　84
3.2.1　曲げモーメント分布から算出した地盤反力係数　84
3.2.2　1 質点モデルにより同定された地盤反力係数と杭頭変位の関係　85
3.2.3　曲げモーメント分布からの算出と 1 質点系モデルによる算出結果の比較　86
3.3　変位レベル依存性の評価モデルの検証　86
3.3.1　非線形評価モデルの概要　86
3.3.2　模型実験から得られた変位レベル依存性と非線形評価モデルの比較　89
3.4　多質点系梁ばね解析モデルへの適用手法の検証　91
3.4.1　梁ばね解析モデルへの適用　91
3.4.2　手法①に関する検討　92
3.4.3　手法②に関する検討　93
3.5　静的・動的な繰返し荷重に対する R0 モデルの適用　94
3.6　まとめ　95
図表　96
第３章の参考文献　115

第４章　直杭・組杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価

4.1　概要　117
4.2　模型実験の概要　118
4.2.1　ラーメン高架橋模型　118
4.2.2　模型地盤　119
4.2.3　共振実験ならびに水平載荷実験　119
4.2.4　計測機器　120
4.3　実験結果と水平地盤反力係数の評価　120
4.3.1　共振実験　120
4.3.2　水平載荷実験　121
4.3.3　組杭基礎における水平地盤反力係数の変位レベル依存性の評価　122
4.3.4　単杭基礎と組杭基礎の変位レベル依存性の比較　122
4.4　多質点系梁ばね解析モデルへの適用の検証　123
4.4.1　概要　123

4.4.2　解析条件　123
4.4.3　共振実験の再現解析結果　124
4.5　地盤変位作用時の挙動に対する解析モデル適用性の検証　124
4.5.1　はじめに　124
4.5.2　振動実験の概要　125
4.5.3　解析条件　125
4.5.4　実験結果と再現解析結果の比較　126
4.6　非線形評価モデルが構造物全体の応答に与える影響　127
4.6.1　数値実験に用いた解析モデル　127
4.6.2　検討対象とする非線形評価モデル　128
4.6.3　入力地震動　128
4.6.4　減衰特性の設定　129
4.6.5　数値実験結果　129
4.7　まとめ　130
図表　132
第４章の参考文献　176

第５章　斜杭・組杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価

5.1　概要　177
5.2　斜杭ラーメン高架橋模型の概要　178
5.3　共振実験による斜杭基礎模型の変位レベル依存性の評価　178
5.4　斜杭基礎特有の動的挙動と梁ばね解析による再現　180
5.4.1　はじめに　180
5.4.2　振動実験の概要　180
5.4.3　振動実験結果　181
5.4.4　再現解析モデル　184
5.4.5　再現解析結果　184
5.5　数値解析を交えた斜杭基礎の応答特性の評価　185
5.5.1　はじめに　185
5.5.2　上部工線形時における斜杭の制震効果の定量評価　185
5.5.3　柱端部塑性化時の斜杭の制震効果の定量評価　188
5.6　まとめ　192
図表　193
第５章の参考文献　231

第６章　実地盤中の大型組杭基礎模型における水平地盤反力係数の
変位レベル依存性の評価

6.1　概要　232
6.2　1/2 スケールの高架橋模型の概要　232
6.2.1　実験の背景　232
6.2.2　供試体の形状および諸元　233
6.2.3　施工手順　233
6.3　衝撃振動試験および共振実験　234
6.4　水平交番載荷試験　235
6.5　実地盤中の杭基礎における水平地盤反力係数の変位レベル依存　236
6.6　まとめ　237
図表　238
第６章の参考文献　255

第７章　結論　256

発表論文一覧

謝辞

第１章　序論

1.1　研究の背景

基礎構造物とは，建物や橋などの上部構造物を支持して，その荷重を地盤に伝えるための構造部分である．構造物はそれ自体の重量と積載される重量の他に，地震や風などの各種の荷重を受けるため，基礎構造物はこれらの荷重を地盤に確実に伝える必要がある．

地表面下の浅い深さに良質な支持層がある場合には，直接基礎を選定するのが一般的である．しかしながら我が国では，都市部の多くが軟弱な沖積平野に位置するため，土木・建築構造物の多くに杭基礎が用いられてきた．近年においても，鉄道や道路の土木構造物の建設地点が都市部の臨海地や埋立て地が主体であることから，軟弱な地盤条件の下で杭基礎構造物を設計・施工せざるを得ない場合が多い．特に新幹線構造物の場合には走行安全性を確保するために建設時の沈下の発生を抑える必要があることから，全土木構造物における橋梁・高架橋が約 5 割を占めており（**図 1- 1**）[1.1)]，この中の約 6 割において杭基礎が採用されている．

杭基礎構造は高い鉛直支持力を有する反面，水平方向の作用に対しては脆弱な構造を有する．橋りょうや高架橋は鉄道や道路をその上に通すことが目的であるため，車両の走行に必要な性能を確保しなければならない．特に，鉄道構造物の場合にはわずかな水平変位でも列車の走行に支障をきたすため，許容される水平変位量そのものや折れ角，目違い量が極めて小さく設定されている [1.2)]．さらに，日本は世界的に類を見ない地震多発帯に位置しており，設計において地震時における構造物の応答特性を精度よく評価するためには，杭の水平抵抗挙動の把握が必要不可欠である．そのため，水平力を受ける杭の挙動に関して数多くの実験的・解析的研究がこれまでに行われているとともに，これらの成果が実務設計に生かされてきた．

現在，道路橋や鉄道橋などの土木構造物や建築構造物では，水平力を受ける杭基礎の設計において，地盤をばねと仮定した Winkler モデルを用いるのが一般的である．この方法は比較的計算モデルが簡易であり，設定パラメータが FEM と比較して少なく，得られる解に設計者間のばらつきが少ない，といった利点がある．この Winkler モデルの中で，杭軸直角方向に作用する地盤反力度と杭変位の関係は *p-y* 曲線と呼ばれており，以下の式で表される．

$$p = k_h(y) \cdot y \tag{1-1}$$

ここで，p は地盤反力度（kN/m^2），y は杭変位（m），$k_h(y)$ は水平地盤反力係数（kN/m^3）である．水平地盤反力係数は杭が受ける地盤反力度と変位量の関係を表した指標であるが，

土の剛性・強度特性や地盤と杭体の剛性比，載荷幅などの影響が複雑に合わさって影響しているため，その評価は非常に難しい．特に，変位レベルが大きくなるほど *p-y* 曲線の等価割線剛性としての水平地盤反力係数 k_h が低下する「変位レベル依存性」（すなわち *p-y* 関係の非線形特性）が顕著に表れることが実杭の水平載荷試験で確認されており，この変位レベル依存性の評価ならびにモデル化は杭基礎の設計にとって最も重要な課題のひとつである．

設計基準の動向からみても，基礎の応答変位量評価手法の重要性が増している．国内での規制緩和の高まりや ISO への対応の観点から，新技術の導入が容易な自由度のある技術基準が求められており，各機関において性能規定型技術基準の導入が図られてきた．鉄道構造物の設計においては，平成 13 年に国の技術基準である「鉄道に関する技術上の基準を定める省令（国土交通省令第 151 号）」[1.3)]の中で，従来の仕様規定から性能から性能規定への改訂が謳われた．これを受けて平成 16 年の鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）[1.4)]を皮切りに，性能規定および照査を包含した性能照査型設計標準に改められている．基礎構造物については，平成 24 年に改訂された鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）[1.5)]において性能照査型の設計法が導入されたが，杭基礎の地震時の照査指標としてこれまでに用いられてきた応答塑性率に代わって，鉛直変位・水平変位・回転（傾斜）・部材の損傷の 4 項目が新たに設定された．これは「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」[1.6)]の中で，“基礎構造物の照査においては構造物から要求される基礎構造物の変位の制限値に対して基礎構造物の変位の照査を行うことが望ましい”，と記されたことを受けている．鉛直変位・水平変位・回転（傾斜）・部材の損傷の 4 項目を導入することで，地震時等の変形・破壊モードを正確に把握するとともに，基礎構造物の変形に起因した構造物全体の過度な変形が生じないことをチェックすることが出来る．参考として，鉄道構造物における杭基礎の水平変位の照査指標を**表 1- 1** に示す [1.7)]．このように，技術基準に関する背景として変形量自体を直接的に照査する方式に移行しつつあることからも，杭の *p-y* 関係の評価ならびにモデル化の高精度化がますます重要となりつつある．

過去 20 年における杭の水平地盤反力係数に関する研究としては，杭径の 10%を超えるような大変形時における挙動の把握・評価の高精度化が主流であった．阪神淡路大震災以前では設計上簡便化のため *p-y* 関係ならびに杭体を線形とみなして設計していたが，阪神淡路大震災の経験を踏まえて設計で考慮する地震動レベルが増大したことに対応し，杭体の損傷や地盤の非線形領域までの大変形挙動を許容する設計体系へと移行したことが要因のひとつである．さらに鉄道構造物の設計においては，地震時の列車走行安全性を確保する必要があるため，一定以上の水平剛性を確保することで地震時振動変位を抑制することや，構造物境界での不同変位を小さくすることが求められる．そのため，大変形時における杭の水平抵抗特性の評価に加えて，杭と地盤の動的相互作用に関する研究が精力的に進められてきた．

一方で，近年では微小変形時（微小振動時）の地盤反力係数についても着目されつつある．これは，主に鉄道分野において基礎の健全度判断手法である衝撃振動試験 [1.8]が普及しつつあるところが大きい．この試験法は，橋脚や高架橋天端を 30kg 程度の重錘を用いて打撃することで構造物全体の自由振動を励起させ，この時の固有振動数や逆算される地盤反力係数の経時変化を見ることで基礎構造物の健全度を定性的に診断する非破壊試験法である（**図 1- 2**）．既設構造物の延命化が求められている中，保有する性能を正確にとらえる必要性の観点から開発された非破壊試験であり，近年では道路構造物にも適用されつつある．この衝撃振動試験で発生する構造物の水平変位量は地表面位置で 0.1mm 以下のわずかなものであり，衝撃振動試験で得られた固有振動数から逆算された杭の地盤反力係数は，耐震設計等で用いる地盤反力係数の設計値よりも大きいことが経験的に知られている [1.9]．鉄道構造物の設計で用いられる地盤反力係数の推定式は載荷試験データから杭頭 10mm 変位時の値として設定されたものであり，一般的には弾性範囲内と思われるような比較的小さな変位領域においても変位レベル依存性を有していることを示している．しかしながら，前述のようにこれまでの変位レベル依存性に関する研究は地震時挙動を対象とした大変位領域を対象にしたものが主流であったことに加え，微小振動時の地盤反力係数と変位量の関係を定量的に把握する手法が存在しなかったため，大変位から微小変位までの *p-y* 関係を連続して評価した事例はこれまでになく，定量的な評価には至っていない．

このような背景から，本研究では「幅広い変位レベルにおける水平地盤反力係数の変位レベル依存性の評価手法の構築，ならびにモデル化手法の提案」を目的とし，様々な構造形式の杭基礎を対象に模型実験を行った．それらの模型実験結果から水平地盤反力係数と変位量の関係を定量評価するとともに，一般的な設計で用いられている多質点系梁ばね解析をベースとした数値解析モデル化手法について検討を行った．

1.2　杭の水平抵抗に関する既往の研究

1.2.1　はじめに

杭の水平抵抗は構造物－地盤系における相互作用問題の典型例の一つである．特に，頭部に静的な水平力を受ける杭－地盤系の挙動は，古くより実験・解析的検討が進められたため知見の集約も早く，土木・建築の分野における一般的な杭基礎構造の設計法の基本となっている．

本節では，杭の水平抵抗特性を対象とした解析的・実験的研究，そして地盤反力係数の非線形特性に関する既往の研究について概説する．

1.2.2　杭の水平支持力に関する解析的研究

杭基礎の相互作用の問題に対する解析手法として様々なアプローチがなされており，代表的なものだけでも，①極限地盤反力法，②弾性地盤反力法，③複合地盤反力法（以上，**表 1- 2** 参照 [1.10]），④杭基礎を多質点系に置換する方法，⑤弾性波動論による方法，⑥薄層要素法，⑦有限要素法による方法，等々がある．実務設計においては，④の杭基礎を多質点系に置換する方法を用いることが多い．

それぞれの解析手法について概説する．

（１）極限地盤反力法

極限地盤反力法は，杭・地盤系の極限状態における地盤反力の分布形状や大きさを仮定し，外力との釣合いから地盤の局限水平抵抗力を求める方法である．この方法では，杭の変形をとらえることはできないが，地盤の塑性水平地盤反力を簡便に算定することができ，地盤の非線形性を解析的に算出できる方法として，現在でも広く用いられている．

比較的古くに提案されているものに Engel の方法 [1.11] と Raes[1.12]の方法がある．Engel の方法では，水平方向の地盤反力分布を 2 次曲線と仮定することで，力とモーメントのつり合い条件から反力の大きさを計算することができる．このようにして求めた反力をその極限値と比較することによって杭の安定性を検討するものであるが，最大反力とその位置における受働土圧を比較する方法がとられている．Raes の方法は古典土圧論をそのまま取り入れる方法であり，杭が横方向力 H を受けるとき，地中部の C 点を中心として回転しようとする．この場合，C 点より上では杭の前面に受働土圧，後面に主働土圧が働き，C 点より下では後面に受働土圧，前面に主働土圧が働くものと考える．すると H の極限値は力およびモーメントのつり合い条件から計算できる．

Broms[1.13]は杭が非常に大きな水平変位を受けた極限状態を取り扱い，粘性土地盤および砂地盤中の杭の水平支持力を求め，これを安定図表としてまとめた．Broms の方法の最大の特徴は，地盤を粘性土と砂質土に分け，さらにそれぞれに対して，杭を短い杭，中間長さの杭，長い杭に分類している点にある．杭の長短の判別は βL または ηL によって行う．L は杭の根入れ長さ（cm）あり，また β，η はそれぞれ以下の式で計算される特性値である．

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} \tag{1-2}$$

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{EI}} \tag{1-3}$$

ここに，EI は杭の曲げ剛性（kgf・cm^2），k_h は地盤反力係数（kgf/cm^3），n_h は地盤反力係数の深さ方向の増加率に杭径 B を乗じた値（kgf/cm^3）である．k_h，n_h は線形弾性地盤反力法の項での別用に地盤の変形性能を表す係数であり，したがって βL や ηL は，杭と地盤の相対剛性を表すことになる．

基礎構造設計指針では，単杭の塑性地盤反力に対して Broms らの研究による解析法が，

群杭の塑性地盤反力に対して富永ら（1982）の研究[1.14]よる方法が用いられている．これらの他にも，地盤の塑性水平地盤反力を算定するモデルとして，Reese *et al.*の研究[1.15]，Meyerhof and Ranjan の研究[1.16]が挙げられる．

ただし，極限地盤反力法はあくまでつり合い式を計算する方法であるため，原理的には杭の水平変位挙動の予測はできないという問題がある．

（２）弾性地盤反力法

弾性地盤反力法は，極限地盤反力法の問題点を克服するため，地盤反力を杭の水平方向の変位の関数として仮定する方法である．杭を変形主体の梁に，地盤を不連続ばねの集合である Winkler ばねに置換することで杭－地盤系をモデル化した弾性支承上の梁モデルに基づき，次式の支配方程式を解くことによって杭に生じる応力や杭体変位を求めることができる．

$$\frac{d^2}{dx^2}\left(E_p I_p \frac{d^2 y}{dx^2}\right) + p(x,y)B = 0 \tag{1-4}$$

ここに，x は杭軸に沿う座標（一般的には深度）（m），E_p：杭のヤング率（kN/m^2），I_p：杭の断面 2 次モーメント（m^4），y：杭のたわみ（あるいは水平変位）（m），B は杭幅（m），p は単位面積当たりの地盤反力（kN/m^2）であり，p は以下のように考える．

$$p(x,y) = k \cdot f(x) \cdot g(y) \tag{1-5}$$

ここに，k は地盤反力係数（kN/m^3），$f(x)$は深度 x が地盤反力係数に及ぼす影響を表す関数，$g(y)$は杭のたわみ y が地盤反力に及ぼす影響を表す関数である．$f(x)$，$g(y)$としてどのような関数を用いるかで，様々な方法に分化している．ここでは，$p(x,y)$の与え方によって

① 線形弾性地盤反力法：$p = k(x) \cdot y$

② 非線形弾性地盤反力法：$p = k(x) \cdot y^n$

③ p-y 曲線法：$p = p(x,y)$

に分類し，それぞれに対して代表的な解法を示す．

Ⅰ）線形弾性地盤反力法

この方法では，地盤反力度が杭のたわみに比例するとして，

$$p = k(x) \cdot y \tag{1-6}$$

とおく．$k(x)$は深さ x における水平地盤反力係数である．ここでは，①$k(x)$：定数，②$k(x)$：深さ x のべき乗関数，③$k(x)$：任意の関数，の 3 つの場合について説明する．

i）地盤反力係数が深さによらず一定とする場合

地盤反力係数 $k(x)$が深さによらず一定値 k_h でとすれば，式(1-4)は，

$$E_p I_p \frac{d^2y}{dx^2} + k_h B y = 0 \tag{1-7}$$

となる．式(1-7)の解はあらゆる弾性地盤反力法を通じて最も重要であり，解が陽な形（すなわち数式の形）で示されることに加えて，式(1-6)の $k(x)$が一般の x の関数であったとしても，区分的に一定値 k_h を仮定すれば，式(1-7)の解を組み合わせることにより所要の解が得られるからである．

式(1-7)はいわゆる弾性床上の梁の方程式であり, 1987 年に Winkler によって弾性床上の梁の解法として提案されたといわれている．Chang[1.17)]は水平力を受ける杭の挙動を弾性地盤法を用いて最初に取り扱い，砂地盤のように地盤反力係数が深さに比例して増加すると考えらえる地盤に対しても, たわみ曲線の第 1 不動点の深さの地表面からの 1/3 の点における地盤反力係数の値をもって一定値とし，さらに杭長を半無限長と仮定することにより妥当な解が得られることを示した．一般的に式(1-7)は Chang の式とも呼ばれている．

式(1-7)は定数係数の線形微分方程式であることから簡単に解くことができ，一般解は

$$y = e^{\beta x}(C_1 cos\beta x + C_2 sin\beta x) + e^{-\beta x}(C_3 cos\beta x + C_4 sin\beta x) \tag{1-8}$$

と与えられる．ここで β は

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} \tag{1-9}$$

で表され特性値と呼ばれる値であり，長さの逆数の次元をもつ．C_1～C_4 は境界条件より定まる積分定数である．なお，β は杭と地盤の相対剛性を表しており，杭の水平抵抗挙動を表す重要なパラメータとなっている．例えば半無限超の杭として取扱ってよい境界長さは一般的に

$$L = \frac{\pi}{\beta} \tag{1-10}$$

程度とされており，根入長がこの値より小さい杭を有限長の杭と呼ぶことがある．また，杭の根入長がさらに短くなりその長さが

$$L = \frac{1}{\beta} \tag{1-11}$$

を下回るようになると杭の曲げ変形はほとんどなくなり，計算上は剛体としてふるまうことが知られており，このような場合は極限平衡法を用いることができる．

ⅱ）地盤反力係数が深さのべき乗関数の場合

沖積の砂地盤や正規圧密粘性土からなる一様地盤では，強度や剛性が深さに応じて大きくなることが知られており，地盤反力係数についても深さに応じて増加すると考えるのが妥当である．既往の研究において様々な条件で検討されているが，$k_h(x)$が次式のように地表面で $k_h(0)=0$ となる深さ x のべき乗形式で与えているものが多い．

$$k_h(x) = k_{hs}x^m \tag{1-12}$$

ここで，k_{hs} は k_h とは異なる次元からなる杭の水平地盤反力係数であり，m は水平地盤反力係数の深さ方向の分布特性をあらわす係数である．例えば Terzaghi[1.18)]は，地盤反力は地盤材料のせん断剛性やせん断強さと強い関連性があること，正規圧密状態ではせん断剛性やせん断強さが深度に対してほぼ直線的に増加することが多いことを考慮し，地盤反力係数に杭径を乗じた値 k_hB の深さ x 方向の増加率を n_h（kgf/cm^3）とした際の支配方程式を以下のように与えている．

$$E_pI_p\frac{d^2y}{dx^2} + n_hxy = 0 \tag{1-13}$$

この解は数式の形で求めることはできず，問題の解析として Cummings[19)]はエネルギー法，Rowe[1.20)]はべき級数解法，Reese and Matlock[1.21)]は無次元差分解法により解を求めている．

これ以外の任意の m の場合については，Palmer and Thompson[1.22)]が差分法を応用して近似的な数値解析法を，Matlock and Reese[1.23)]が無次元差分解法を提案している．

ⅲ）地盤反力係数が深さの任意の関数の場合

実際の地盤が一様であると仮定できるのはまれであり，通常は粘性土や砂質土が複雑な互層をなしていることのほうが多い．水平力を受ける杭の挙動に対しては，地表面付近の地盤の影響が支配的であることから，この部分の地盤がほぼ一様とみなせるような場合には，前記の解を用いて水平支持力を算定してよく，その深さは一般的に $1/\beta$ 程度と考えらえる．この間の土質に著しい変化がみられる場合には，多層地盤中の杭として解析する必要がある．このような多層地盤の問題に対しては，数値計算を主体とした解析手法を適用せざるを得ない．

Palmer and Thompson[1.22)]が適用した差分法や有限要素法が一般的であり，そのほかに，竹下[1.24)]の数値積分による解法などがある．

Ⅱ）非線形弾性地盤反力法

地盤反力度 p と変位 y の関係が線形でない場合の評価法を非線形弾性地盤反力法と呼ぶが，その非線形性は地盤反力を

$$p(z, y) = k(x)y^n \tag{1-14}$$

とおくことにより近似できる．この場合の支配方程式は

$$E_pI_p\frac{d^2y}{dx^2} + k(x)By^n = 0 \tag{1-15}$$

となるが，これは非線形の微分方程式であり解析的に解くことはできない．直接反復法や増分法により数学的に解く必要があるが，この問題の解法として代表的なものは港湾方式が挙げられる．久保[1.25)]や林らが大規模な実験を行い[1.26)]，杭の水平載荷実験から式(1-16)

に示すような水平地盤反力が深さと杭の変位の指数関数で表される *p-y* 関係を提案した．

$$p(x,y) = k_{hs}x^m y^n \tag{1-16}$$

m，*n* はそれぞれ地盤の固有のパラメータであり，地盤の強度が深さ方向に増加する砂地盤あるいは正規圧密年度では *m*=1，*n*=0.5，強度がほぼ一定であるよくしまった砂地盤や過圧密粘土地盤では *m*=0，*n*=0.5 が推奨されている．

港湾方式は，基準杭と基準曲線という概念を導入することにより，非線形微分方程式を直接導くことなく，相似則によって実際の杭の挙動が推定できるという特徴を持っている．

Ⅲ）*p-y* 曲線法

線形弾性地盤反力法はもちろん，非線形弾性地盤反力法においても，地盤が塑性化して地盤反力がある一定以上にならないという実際の性質を表現することはできない．これを可能にするためには，地盤反力 *p* と変位 *y* の関係を杭のたわみ *y* に対して区分的に連続な関数，例えばある深さ *x* において

$$p = \begin{cases} Ky^n & (0 \le y \le y_u) \\ p_u & (y_u \le y) \end{cases} \tag{1-17}$$

とすればよい．すなわち，極限地盤反力 p_u に達するまでは *p* は *y* の連続的な増加関数で表現し，p_u に達したときのたわみ y_u を超える範囲では $p=p_u$ という関係とすることによって実際の地盤の性質を表現しようとする方法が考えられた．一般に，ある深さにおける地盤反力―変位関係のことを *p-y* 関係と呼ぶが，この *p-y* 曲線に任意の関数系を仮定してこれを何らかの方法で推定し，杭の水平支持力問題を論じる方法を *p-y* 曲線法という．

p-y 曲線法の考え方の基礎は，McClelland-Focht により示された [1.27]．この中で，水平力を受ける杭の地盤反力と，土（粘性土）の圧密非排水三軸試験による応力－ひずみ関係とを関連付けている．Reese-Matlock[1.28]，Reese-Cox[1.29]らは，この研究を拡張して非線形な地盤反力－変位関係を *p-y* 関係と名づけ，差分法により杭の水平支持力の計算に忠実に取り入れる方法を提案した．そしてこの *p-y* 曲線を，土質試験結果をもとに推定する各種の方法が提案されている．その後さまざまな研究が行われ，軟らかい粘性土に対しては Matlock[1.30]が，砂に対しては Reese-Cox[1.31]が，固い粘性土に対しては Reese-Welch[1.32]がそれぞれ *p-y* 曲線の推定法を提案している．一方，岸田・中井 [1.33] ,[1.34]は，非線形な *p-y* 曲線をもっとも単純な形，すなわちバイリニア型に理想化し，一軸圧縮強さと標準貫入試験からの *N* 値という基本的な土質定数からこれを推定する方法を提案した．

（３）複合地盤反力法

複合地盤反力法は，地表面付近の地盤は杭のたわみが大きいこともあって地盤反力は完全に塑性化するが，それより下方の地盤は弾性域にとどまっていると仮定し，前者の塑性域には極限地盤反力法を，後者の弾性域には線形弾性地盤反力法を適用する解法である．

長[1.35]は，弾性域での水平地盤反力係数が深さによらず一定と仮定し，解析を行った．また，竹下[1.36)~1.38)]は弾性域の水平地盤反力係数を深さ方向に比例するものとして取り扱っている．このように，複合地盤反力法は地盤の塑性化を比較的簡易に考慮できるが，極限地盤反力係数の設定の仕方にはあいまいな点がある．

（４）多質点系解析法

地盤をばねーダッシュポット系でモデル化した多質点系モデルに置換する方法は比較的解析が簡単で，地盤および杭体の非線形領域までの解析が可能な実用的な方法であり，実務設計として非常に有効な解析手法である．今日までに多数の研究成果が発表されているが，1964 年に Penzien *et al.*[1.39]が提案した質点系モデル（Penzien モデル）がその先駆的な研究である．ここでは，動的相互作用として周辺地盤の効果を Mindlin の第 II 解を利用して求め，逸散減衰効果を地盤と杭の相対加速度に比例する有効重量の概念を導入することにより取り入れた解析手法であった．河村[1.40]は，有効質量に代わって周辺地盤をせん断土柱としてモデル化することにより Penzien モデルの修正を行っている（集約型モデル，あるいは修正 Penzien モデル）．佐藤[1.41]は，弾性波動論より得られた地盤－杭基礎系の複素剛性の値が実際の地震の周波数特性および杭経の範囲では，振動数によらずほぼ一定であることから，付加質量を無視したモデルを用いている．

また Penzien モデルでは，群杭支持の構造物の場合，スティックモデル（1 本棒モデル）に集約してモデル化していたが，コンピュータの計算能力の発達によって，梁ばねモデル自体を多数本杭に拡張する方向となった．阿世賀ら[1.42]は，簡便性，実用性の観点から，Nogami[1.43]等に基づいた相互作用ばねを多本数杭質点系に適用した解析手法を提案し，地震観測結果や薄層法等の解析法と比較することにより，解析モデルの妥当性を検証している．また，酒向・宮本[1.44]は宮本ら[1.45]の手法を多数本杭に拡張し，液状化地盤において軸力変動が杭の非線形挙動に与える影響について検討を行っている．

（５）弾性波動論

弾性波動論を適用した事例としては，単杭の動的問題を三次元弾性波動論で解析した多治見[1.46]の研究，二次元波動論により杭周辺の動的ばねを求めた Novak *et al.*[1.47]の研究等がある．多治見は，杭を中心として地盤を 3 次元多軸対象の弾性体と仮定し，その振動方程式と杭の曲げ振動に関する支配方程式を連立して，杭の地震応答解を定式化している．田蔵ら[1.48]は多治見らの解を拡張し，上部構造物の振動特性を考慮して杭の地震応答解を導いている．これらの弾性波動論による解析は，杭と地盤の動的相互作用の特性を精度よく解析できる利点を揺する反面，非線形特性を考慮するのが困難である．

（６）薄層要素法

薄層要素法は，水平方向は弾性波波動論に基づいて解析的に取り扱い，鉛直方向に対し

て有限要素法により離散化する一種のハイブリッド手法である．また，地盤を薄層に分割することから，成層地盤への適用も可能である．ただし，基本的には弾性波理論に基づいた解析法であるため，非線形性は等価線形的にしか扱うことができない．

（７）有限要素法

有限要素法を用いた方法は，複雑な地層構造，杭，構造物に対しても動的相互作用の影響を考慮できる利点を有しており，Blaney *et al.*[1.49)]の研究，Wolf *et al.*[1.50)]の研究，Tyson and Kausel[1.51)]，秀川ら [1.52)]の研究などが事例として挙げられる．また，FEM による方法では杭と地盤間の剥離・滑りといった現象の解析も可能である．土岐ら [1.53)]は 2 次元 FEM に Goodman ジョイント要素を取り入れた解析プログラムを開発し，根入れのある構造物では，滑動が剥離よりも低い入力レベルで生じ，特に低振動数側で滑動に伴って構造物の応答が大きく影響を受けることなどを指摘した．また土岐・三浦 [1.54)]は地盤にも弾完全塑性型の非線形構成則を導入し，地盤の降伏の影響についても検討がされた．竹宮・山田 [1.55)]は基礎構造物を動的サブストラクチャー法により定式化し，さらに計算の効率化が図られている．

1.2.3　杭の水平支持力に関する実験的研究

次に，杭の水平地盤反力係数の評価に関する実験的研究について示す．既往の研究で適用されている評価手法は以下の 4 種類に分類できる．

１．杭頭加振実験
２．せん断土槽等を用いた振動台実験
３．杭頭の静的載荷試験
４．振動試験や常時微動計測

杭頭加振実験は，共振曲線や杭頭インピーダンスの周波数特性の検討や解析手法の妥当性を目的として行われている．Novak and El-Sharnouby[1.56)]，Kobori *et al.* [1.57)]は起振器を用いた杭頭加振実験により動的インピーダンスの評価ならびに理論解や解析との比較を行っている．また Mizuno and Iiba[1.58)]や宮本・増田 [1.59)]，Imamura *et al*.[1.60)]，富井ら [1.61)]は加振力を変化させた実験を行い，振動特性や地盤抵抗の非線形特性について評価を行っている．また，田村・小林 [1.62)]は杭頭加振実験により，液状化過程における水平地盤反力について評価を行っている．

せん断土槽等を用いた振動台実験は，非線形地盤，あるいは液状化地盤における杭基礎の振動性状の把握や解析手法の妥当性の検討等を目的として行われている．例えば，Sato *et al*.[1.63)]は弾性地盤反力法を，田守ら [1.64)]は SR モデルを，室野ら [1.65)]は多質点系モデルを用いて，せん断土槽を用いた振動実験の再現解析を行っている．

杭頭の静的載荷試験として代表的なものに，大変位レベルまでの載荷を行い *p-y* 曲線の評価に関する実験が挙げられ，相互作用ばねの非線形性を表す復元力特性として，地震応答解析や応答変位法の静的増分解析に用いられる．例えば，岸田・中井 [1.66) 1.67)]，時松ら [1.68)] は単杭を対象に水平抵抗や杭体断面力について検討を行っている．冨永 [1.69)]，中谷ら [1.70)]，岡原 [1.71)]，幸左ら [1.72)]，Rollins *et al.*[1.73)]は群杭を対象に一方向の静的載荷試験を行い，交番載荷における杭の水平抵抗について検討した実験としては，Kobayashi *et al.*[1.74)]，福井ら [1.75)]，Maki and Mutsuyoshi[1.76)]等がある．また，神田 [1.77),1.78)]は分割杭模型を用いることで直接的に地盤反力係数を計測した．

実杭を対象とした水平地盤反力係数の非線形特性評価に関する研究は各分野において行われている．代表的なものとしては今井の検討 [1.79),1.80)]が挙げられる．今井は杭の水平載荷試験から得られる荷重変位関係に林－Chang の式を適用し，k 値は y が増大するにつれて減少することに着目した．杭頭変位量 y=1cm の時の k 値を基準 k 値 k_0 と名づけ，任意の変位量 y の時の k 値との比 k/k_0 と y との関係を多くの水平載荷試験結果より求め, k/k_0 は y の-1/2 あるいは-2/3 乗に比例することを示している．また，中谷ら [1.81)]は現行の設計標準に従い基準変位を杭径の 1%とした再検討を行っており，ばらつきはあるものの着目する変位レベルの大きさにかかわらず最小二乗近似した結果はほぼ-1/2 に近い値となった．

上記で示した研究では，地震時等の比較的大きな変位レベルでの水平地盤反力係数の評価を目的としていた．一方で前述のように，近年では実基礎構造物の健全度診断手法として衝撃振動試験や起振器試験が普及しつつある [1.82) 1.83)]．この試験法では，構造物天端を重錘で打撃することで構造物の自由振動を励起させ，固有振動数を実測し経時的に比較することで健全度を把握する手法である．この試験で把握できた固有振動数ならびに振動モードを梁ばねモデルの固有値解析で逆解析することで，地盤反力係数を逆算することができる．しかしながら，この方法で同定された地盤反力係数は，概して設計値（鉄道では静的載荷試験において杭頭 10mm 変位時の地盤反力係数を統計処理した値 [1.84)]）よりも大きくなることが報告されている．羽矢ら [1.85)]は直接基礎，ケーソン基礎ならびに杭基礎を対象に衝撃振動試験から逆算された地盤反力係数と設計値を比較し，2～3 倍程度大きくなることを確認している．また，徳永ら [1.86)]は実構造物のラーメン高架橋と橋梁を対象に常時微動計測を行い，卓越振動数を求めた．そしてこの卓越振動数を基に固有値解析による逆解析を行った結果，地盤反力係数は設計値の 3～10 倍になることを示している．

1.2.4　多質点系モデルにおける地盤ばねの非線形特性に関する既往の研究

基礎構造物の水平挙動は，地盤との力のやり取りを模擬した動的相互作用モデルを用い

ることによって推測することができる．相互作用を表現可能な数値解析モデルとしては多質点系モデルと有限要素解析があるが，ここでは現在一般的な設計手法として用いられることが多い多質点系モデルを対象に，地盤ばねの非線形特性に関する既往の研究について概説する．

杭－地盤系の非線形特性は杭近傍地盤の塑性化によるローカル非線形性と地震時挙動における地盤全体の非線形性であるサイト非線形性の 2 つに分類され，載荷試験で見られる非線形特性はローカル非線形性によるものである．Matlock *et al.*[1.87]は，多質点系モデルにおいて地盤ばねの非線形性に *p-y* 曲線，すなわち杭頭に作用する静的な水平力 *p* と杭頭変位 *y* の関係性を適用した時刻歴非線形応答解析手法を開発した．Nogami and Konagai[1.88]は，Novak の方法を応用して，地盤の材料非線形，幾何学的非線形を考慮した鉛直方向に加振力を受ける郡杭の時刻歴応答解析法を提案した．佐藤[1.89]は，地盤ばねに双曲線型の非線形特性を与えた解析モデルを提案している．ここでは，初期剛性として Novak の動的水平相互作用ばねの実部を，降伏強度として Rankine 土圧の 3 倍を用いている．Takemiya and Shimabuku[1.90]は, 非線形性の設定方法が異なるものの同様の考え方により地盤－杭－構造系モデルを構築し，兵庫県南部地震で被害を受けたピルツ橋の解析を行っている．護・長谷川[1.91]は，地盤系に薄層要素法を適用することにより郡杭効果を考慮した相互作用ばねの初期剛性を算定し，非線形は双曲線モデルや RO モデルで評価する方法を提案している．

1.3　現行の技術基準における水平地盤ばねの非線形特性の評価

現設の設計基準においては，耐震設計において梁ばねモデルによる構造解析モデルを一般的に用いている．杭の水平地盤反力係数の変位レベル依存性の評価は，杭の *p-y* 関係の非線形特性をどのようにモデル化するかによって決定されるが，各設計基準で大きく異なっているのが現状である．

（１）道路・鉄道

道路橋示方書[1.92]ならびに鉄道構造物等設計標準での *p-y* 関係のモデル化では，水平地盤反力係数 k_h の変位レベル依存性を直接的には考慮せず，基準変位量 y_r における水平地盤反力係数 k_{hr} と水平抵抗の上限値 p_e からなるバイリニア型の *p-y* 関係として取り扱われている．

ただし，地盤反力係数ならびに極限地盤反力の設定方法については 2 つの技術基準で異なる．地盤反力係数に着目すると，道路橋示方書においては，水平載荷試験における杭頭変位 1%*D* 時の逆算地盤反力係数を基準地盤反力係数としている．これは，多数の杭の水平載荷試験結果を整理し[1.93]，載荷荷重－杭頭変位関係における降伏変位量が 1%*D* であったことが背景となっている[1.94]．ただし，杭体の損傷による影響も含まれており，純粋に地盤

抵抗の非線形化によるものかどうかは明確にされていない。一方で鉄道構造物等設計標準では，水平載荷試験における杭頭変位 10mm 時の値を基準地盤反力係数としている [1.84]．杭種や杭径，群杭基礎における杭の本数が異なる条件においても，一つの基礎構造物として統一した指標で比較検討することが大きな目的であった．

（２）港湾

港湾では，港湾方式と呼ばれる指数関数型の *p-y* 関係を用いることが基本とされている [1.95]．

$$p = kx^m y^{0.5} \tag{1-18}$$

ここで，*k* は地盤の横抵抗定数，*m* は指数であり 1 または 0 の値をとる．一様な密度の砂地盤や正規圧密の粘土地盤のように *N* 値が深さとともに直線的に増加する地盤（S 型地盤）では *m*=1，表面のしまった砂地盤や大きな先行荷重を受けた粘土地盤のように *N* 値が深さによらず一定の地盤（C 型地盤）では *m*=0 としている．

（３）建築

建築基礎構造設計指針 [1.96]では杭に作用する水平地盤反力と杭の水平変位の関係は，地盤の非線形性を考慮し，*p-y* 曲線法を用いて次式で与えている．

$$p = k_{h0} y^{0.5} \tag{1-19}$$

ただし，$p \leq p_y$

ここで，k_{h0} は基準水平地盤反力係数（kN/m^3）（水平変位量が 1cm のときの水平地盤反力係数），p_y は塑性地盤反力度（kN/m^2）であり，Broms の提案式 [1.13]をベースとしている．ただし，式(1-19)の非線形特性は $y > 0.1$cm を適用範囲にしており，0.1cm 以下の範囲では変位レベル依存性を考慮せずに地盤反力係数を一定（$= 3.16k_{h0}$）としている．

（４）各設計基準における非線形モデルの比較

以上の各モデルの *p-y* 関係ならびに k_h-*y* 関係の非線形特性を比較した．**図 1－3**[1.97]に示す．ここでは比較のために *N* 値 10 の砂質土中の *D*=1.0m の杭の GL-2.5m 付近を想定して算定した．また，非線形特性の比較を行うため，鉄道構造物等設計標準で基準変位としている 10mm 変位時の地盤反力係数を基準に正規化を行い，各モデルで比較している．各ケースとも変位レベルが小さくなるほど地盤反力係数は大きくなるが，双曲線モデルおよび建築基礎構造設計指針では，最大でも 3～4 程度となるのに対し，指数関数モデルでは無限大まで増加し続けている．すなわち，微小な変位領域における各モデルでの評価が大きく異なっている．各設計基準で適用されている非線形モデルは載荷試験データベースからその妥当性が検討されたものではあるが，一般的な載荷試験の環境では $0.1 > y/y_r$ の領域（杭径の 0.1%以下，変位量としては 1mm 以下）における地盤反力係数の値を精度よく評価できなかったこ

と，また通常の設計においてはこの微小変位領域における水平地盤反力係数の評価が重要でなかったことが原因と推測される．

1.4　本論文の目的

1.1 や 1.2 で示したように，近年着目されつつある微小変位レベルでの地盤反力係数と変位の関係が定量的に評価できる手法が確立されていなかったこと，また微小変位レベルから大変位レベルにおける地盤反力係数の変化が定量的に評価・モデル化されていないことから，本研究では「杭基礎の水平地盤反力係数を対象とし，微小変位から大変位まで幅広い変位レベルにおいて水平地盤反力係数と変位量の関係を連続的に評価できる手法を構築するとともに，評価された変位レベル依存性を一般的な設計手法として用いられている多質点系梁ばね解析にモデル化する手法の提案ならびに妥当性の検証」を目的とする．

地盤反力係数の変位レベル依存性を微小変位レベルから大変位レベルまで評価可能なモデルが一般化できれば，以下に示すような様々な技術開発あるいは技術の高精度化に活用できると考える．

① 非破壊試験による既設構造物の耐震性能評価手法の確立
現状の技術では，既設構造物の耐震性能を評価する場合，新設構造物の設計と同様に標準貫入試験等の地盤調査結果を基に設計計算を実施し評価するのが一般的である．しかしながら，地盤調査結果と水平地盤反力係数の推定式には大きなばらつきがあるため，安全側の評価とならざるを得ない．幅広い変位レベルでの地盤ばねの非線形特性の標準モデルを構築することができれば，衝撃振動試験や比較的小さな地震観測等の結果から大地震時の挙動を直接的に予測することが可能となり，合理的な耐震性能評価手法の確立につながる．

② 設計計算に用いる地盤ばねモデルの合理化・高精度化
地盤ばねの非線形特性を高精度に評価することで，様々な作用に対する構造物の応答評価を一つのモデルで高精度に評価することが可能である．また，復元力特性まで精度よく評価する事ができれば，地震後の構造物の残留変形量を高精度に推定することが可能となる．

③ 非破壊試験における健全度評価指標の定量化
衝撃振動試験等の非破壊試験を用いて基礎構造物の維持管理を行う場合，現状では構造物の固有振動数の経時的変化を把握することで，構造物の安定性を定性的に評価するにとどまっている．すなわち，現在の技術では健全度評価指標と支持力性能に関連性を待

たすことはできていない．幅広い変位レベルにおける地盤反力係数の非線形特性が評価できれば，衝撃振動試験における健全度評価指標と支持性能を定量的に関係づけることが可能となる．

④ 杭施工後の品質管理手法の開発

現在のところ，杭の施工後に品質管理を行う方法としてはインテグリティ試験がある[1.98)]．この試験は，杭頭を打撃し，杭中を伝搬する弾性波がインピーダンスの異なる境界で反射する現象を利用して，杭の断面変位やクラック等を判定する方法である．ただし，品質確認として地盤抵抗を直接的に評価する方法は存在しない．衝撃振動試験等により水平地盤抵抗がある程度推測可能となれば，施工の品質管理の一環として杭の支持力特性を評価することが可能となりうる．

なお本論文では，既往の研究・検討結果を参考として，変位レベルの程度を以下のように表現することとする．

微小変位レベル	：杭径の 0.1%以下	（杭径 1.0m の場合　～1mm）	
小変位レベル	：杭径の 0.1～1%	（　〃　1～10mm）	
中変位レベル	：杭径の 1～5%	（　〃　10～50mm）	レベル 1 地震動
大変位レベル	：杭径の 5%以上	（　〃　50mm 以上）	レベル 2 地震時

1.5　本論文の構成

本論文では，微小変位から大変位まで幅広い変位レベルにおいて水平地盤反力係数と変位量の関係を連続的に評価できる手法を構築するとともに，評価された変位レベル依存性を一般的な設計手法として用いられている多質点系梁ばね解析にモデル化する手法の提案ならびに妥当性の検証を行う．

第２章「幅広い変位レベルに対応した水平地盤反力係数の評価手法の構築」では，微小変位レベルにおける杭の水平地盤反力係数 k_h と変位量 y の関係を定量的に評価可能な手法として，起振器を用いた共振実験を提案した．そして，共振実験と静的水平載荷実験を組合せることで幅広い変位レベルにおける k_h-y 関係を連続的に評価できることを，気乾砂地盤中の単杭模型に対象に実証した．杭径 150mm の単杭模型を対象とした場合に k_h-y 関係を評価できた変位レベルは杭頭変位で 0.002mm～22mm（およそ杭径の 10^{-3}%～15%）の範囲であり，これまでの実験的手法では計測不可能であった杭径の 0.1%以下での評価が可能であることを示した．

第３章「直杭・単杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価」では，**第２章**で提案した手法を用いて評価した単杭模型の地盤反力係数 k_h と地表面杭体変位量 $y(GL)$を整理し，水平地盤反力係数の変位レベル依存性（すなわち変位量による水平地盤反力係数の変化，あるいは p-$y(GL)$関係の非線形特性）を評価した．その結果，共振実験と静的載荷実験から得られた k_h-$y(GL)$関係は連続しており，一つの曲線として表されることが明らかになった．

次に，模型実験から得られた変位レベル依存性を表現可能な非線形モデルについて検討を行った．結果として RO モデルを用いることで，幅広い変位レベルにおける実験結果を評価可能であることが明らかになった．現在実務で用いられている一般的な非線形モデルとしてはバイリニア型モデルや双曲線モデル，指数関数モデルが挙げられるが，これらのモデルは，ある変位（鉄道や建築では 10mm）における初期地盤反力係数と極限値の 2 つのパラメータから p-y 関係の骨格曲線が決定される．一方，RO モデルは指数関数モデルをベースとしているが独立パラメータが前述のモデルよりも 1 つ多く，微小な変位レベルでの初期地盤反力係数，小変位（本研究では杭径の 2%程度）における地盤反力係数，そして大変位レベルの挙動の 3 つの観点からパラメータが決定され，これまでの設計計算モデルよりもフィッティングポイントが増えることから，再現性が高まったと考える．本章での検討は模型杭を対象としたものであるが，実杭の静的載荷試験の結果からその地盤反力係数は指数関数で表現できることが示されており，実杭を対象とした場合でも指数関数をベースとした RO モデルを用いることで幅広い変位レベルを表現できると考える．

さらには，多質点系の梁ばね解析モデルへの適用方法を新たに提案し，水平載荷実験ならびに共振実験の再現解析を行うことで妥当性の検討を行った．また，静的・動的な繰返し荷重に対する挙動に対して RO モデル＋Masing 則の適用を検証し，杭全体の水平抵抗挙動の履歴特性や残留変位量も精度よく評価できることが確認された．

第３章での検証は杭頭拘束が自由の状態である単杭模型が対象であったのに対し，実構造物の構造形式を想定すると，フーチングや地中梁により群杭や組杭として用いられる場合が大半である．**第３章**で評価した変位レベル依存性が，杭頭回転固定度が高い条件においても適用できるかは未解明であるため，**第４章「直杭・組杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価」**ではラーメン高架橋模型を対象に共振実験・静的水平載荷実験を実施し，水平地盤反力係数の変位レベル依存性を評価するとともに，単杭模型での結果との比較を行った．また，共振実験結果の再現解析を行い，多質点梁ばねモデルへの適用手法の妥当性を確認した．

ここで，これまでの検証は杭頭荷重が作用した場合の杭と地盤との相互作用に着目したものであった．一方，実構造物では，慣性力の影響により発生する相互作用（Inertial interaction）の他に地盤変位が杭体に作用する相互作用（Kinematic interaction）により，杭体に変形や断面力が発生する．杭頭慣性力により評価された地盤反力係数の評価モデルが地盤変位作用

時の挙動にも適用できるかどうかは不明である．そこで，せん断土槽を用いたラーメン高架橋模型の振動実験を対象に再現解析を実施し，地盤変位作用時における挙動への適用の可否について検討を実施した．結果として，地盤変位が単独で杭基礎に作用する場合，ならびに慣性力と地盤変位が同時に作用する場合についても，**第３章**で提案した地盤反力係数の評価モデルを用いることで，比較的小さな地震動から設計で用いられているレベル 2 地震動までの幅広い加振力に対して，また正弦波を含めた様々な入力波形に対して実験結果を再現できることが明らかになった．

第５章「斜杭・組杭基礎における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価」では，水平抵抗に優れる斜杭基礎に対して水平地盤反力係数の変位レベル依存性の検討を行い，直杭基礎との比較を行った．また，多質点梁ばね解析への適用性を確認するとともに，斜杭基礎特有の挙動である有効入力損失の効果や逆ロッキング動の発生についても評価できることを確認した．特に直杭基礎と斜杭基礎の減衰特性の比較や上部工が塑性化した場合の減衰特性の変化について，数値解析を交えた定量的な考察を行っており，この知見は構造解析モデルの高精度化によるところが大きい．

第６章「実地盤中の大型組杭基礎における水平地盤反力係数の変位レベル依存性の評価」では，実地盤中に作製した実構造物の 1/2 スケールのラーメン高架橋模型を対象に共振実験，衝撃振動実験，水平載荷実験を実施し，本論文で提案した幅広い変位に対応した地盤反力係数の評価手法の適用性を確認するとともに，変位レベル依存性の評価を行った．

第７章では，本研究により得られた結論ならびに知見をまとめるとともに，今後の研究課題について述べる．

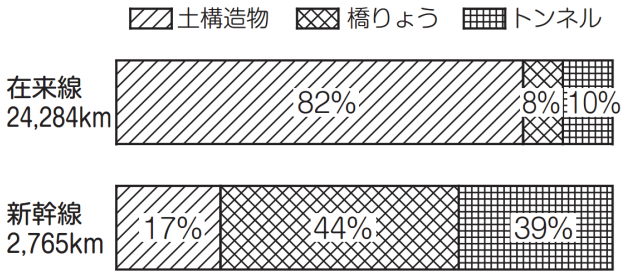


図 1- 1　土木構造物の採択比率 [1.1)]

表 1- 1　鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）における水平変位の照査指標 [1.7)]

地震時以外

構造物の要求性能	杭基礎の性能項目	照査指標		
		着目位置	設計応答値	設計限界値
安全性	水平安定	フーチング等の天端	最大応答水平変位	1.2%L_A≦100mm
使用性	長期支持性能			0.4%L_A≦40mm
	短期支持性能			0.4%L_A≦40mm

地震時

構造物の要求性能		杭基礎の性能項目	照査指標		
			着目位置	設計応答値	設計限界値
復旧性	性能ﾚﾍﾞﾙ1	残留水平変位	フーチング等の天端	最大応答水平変位	2%L_A≦100mm
	性能ﾚﾍﾞﾙ2				8%L_A≦400mm
安全性		水平安定			10%L_A

L_A：杭基礎の換算抵抗幅

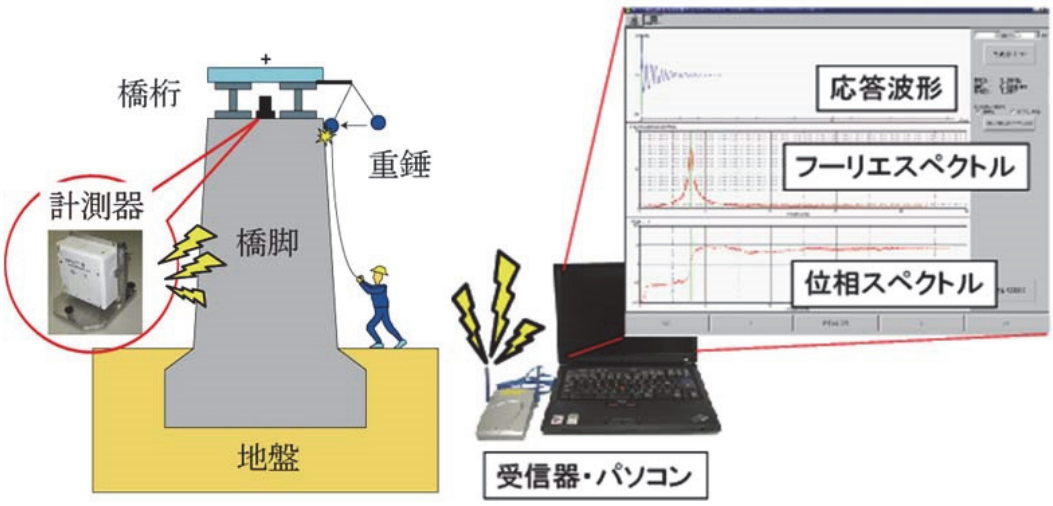
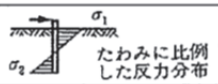
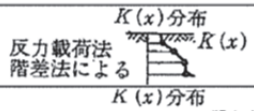
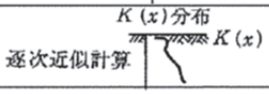
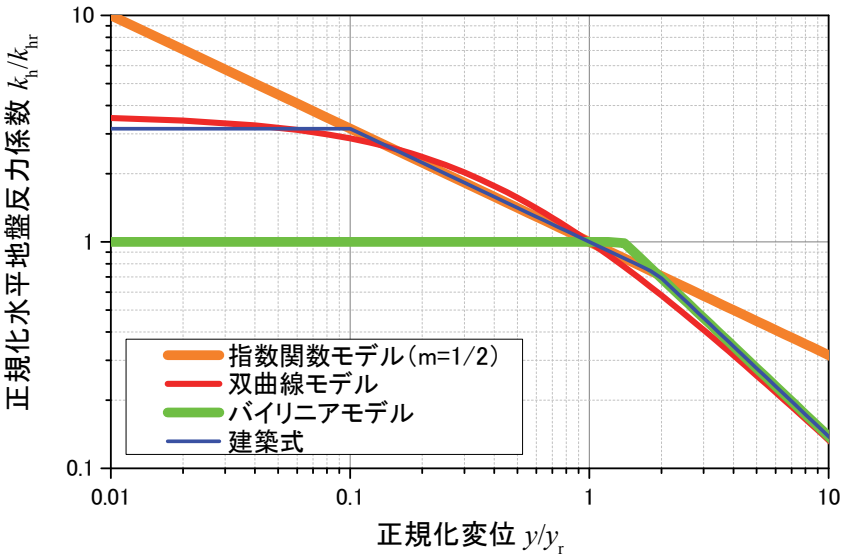


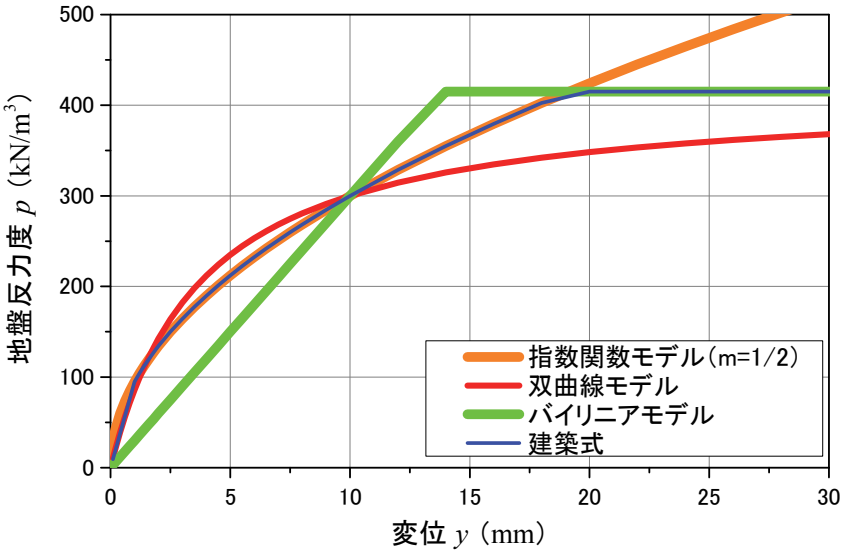
図 1- 2　衝撃振動試験の概要

表 1- 2　杭の横抵抗を考える際の解析手法の例 [1.10)]

類　型		地盤反力の分布形状	提　唱　者	摘　　要
極限地盤反力法		二次曲線（放物線）	○Engel ○物部	
		直　線	○Raes	
			○岡部	
			○鶴岡	
			○Broms	短い杭と長い杭に分けて議論。終局耐力では，塑性域の抵抗土圧は Rankine 土圧の約３倍
弾性地盤反力法	線形弾性地盤反力法	$p=k_h y$	○Terzaghi（粘土） ○Chang	
		$p=k_h\sqrt{x}y$	○南 ○猪瀬	
		$p=kxy$	○Terzaghi（砂質土） ○Cummings ○Rowe ○Reese-Matlock	 Cummings：エネルギー法（三次式） Rowe：べき級数解 Reese-Matlock：無次元階差解
		$p=kx^m y$	○Palmer-Thompson ○Reese-Matlock	m：任意 階差法による
		$p=K(x)\cdot y$	○Levinton	
			○竹下	
	地盤反力法 非線形弾性	$p=kxy^n$	○Rifaat	
		$p=k_s xy^{0.5}$	○篠原－久保	相似法則を利用して基準曲線から計算
		$p=k_c y^{0.5}$	○林－宮島	同上
	曲線法 p～y	$p=\begin{cases} ky^n\ (0<y\leqq y_u) \\ p_u\ (y_u\leqq y) \end{cases}$	○McClelland-Focht ○Reese-Matlock ○Reese-Cox	差分法による
複合地盤反力法		塑性域：Coulomb 土圧 弾性域：$p=k_h y$	○長	
		塑性域：Coulomb 土圧 弾性域：$p=kxy$	○竹下	
		塑性域 遷移域 弾性域 $p=kxy$	○Reese-Matlock	逐次近似解



(a)　正規化地盤反力係数－正規化変位関係



(b)　地盤反力度－変位関係

図 1- 3　各設計基準で用いられている杭の水平地盤ばねの非線形特性 [1.95)]

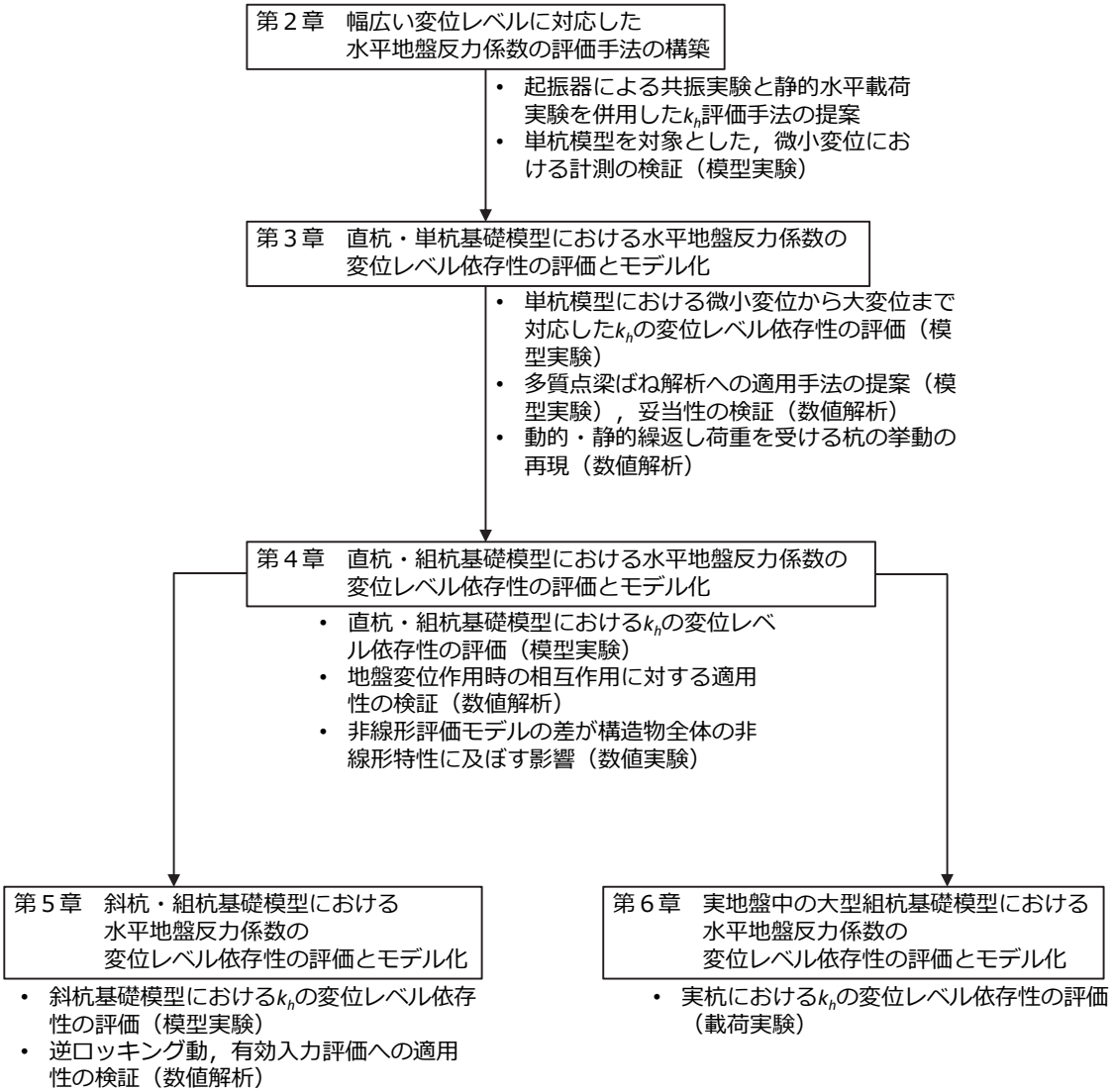

第２章　幅広い変位レベルに対応した
水平地盤反力係数の評価手法の構築
• 起振器による共振実験と静的水平載荷実験を併用したk_h評価手法の提案
• 単杭模型を対象とした，微小変位における計測の検証（模型実験）
第３章　直杭・単杭基礎模型における水平地盤反力係数の
変位レベル依存性の評価とモデル化
• 単杭模型における微小変位から大変位まで対応したk_hの変位レベル依存性の評価（模型実験）
• 多質点梁ばね解析への適用手法の提案（模型実験），妥当性の検証（数値解析）
• 動的・静的繰返し荷重を受ける杭の挙動の再現（数値解析）
第４章　直杭・組杭基礎模型における水平地盤反力係数の
変位レベル依存性の評価とモデル化
• 直杭・組杭基礎模型におけるk_hの変位レベル依存性の評価（模型実験）
• 地盤変位作用時の相互作用に対する適用性の検証（数値解析）
• 非線形評価モデルの差が構造物全体の非線形特性に及ぼす影響（数値実験）
第５章　斜杭・組杭基礎模型における
水平地盤反力係数の
変位レベル依存性の評価とモデル化
• 斜杭基礎模型におけるk_hの変位レベル依存性の評価（模型実験）
• 逆ロッキング動，有効入力評価への適用性の検証（数値解析）
第６章　実地盤中の大型組杭基礎模型における
水平地盤反力係数の
変位レベル依存性の評価とモデル化
• 実杭におけるk_hの変位レベル依存性の評価（載荷実験）

図 1- 4　本論文の構成

第１章の参考文献

1.1) 鉄道総合技術研究所：鉄道技術　来し方行く末　発展の系譜と今後の展望　第 44 回土構造物，RRR，Vol.73，No.1，pp.28-31，2016.

1.2) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説　変位制限，2006.

1.3) 国土交通省：鉄道に関する技術上の基準を定める省令，平成 13 年国土交通省令第 151 号，2001.

1.4) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説　コンクリート構造物，1999.

1.5) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物，2012.

1.6) 地盤工学会基準 JGS 4001-2004：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，2004.

1.7) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物，p.282，2012.

1.8) 西村明彦, 棚村史郎:既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8，pp.41-49，1989.

1.9) 羽矢洋，稲葉智明：衝撃振動試験における新しい評価基準値，鉄道総研報告，Vol.16, No.9，pp.35-40，2002.

1.10) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 17，杭基礎の調査・設計・施工から検査まで，p.99，2004.

1.11) 物部長穂：土木耐震学，常磐書房，1933.

1.12) Raes, P.E. : Theory of Lateral Bearig Capacity of Piles, Proc. 1st. Int. Conf. on Soil Mechanics and foundation Engineering, 1936.

1.13) Broms, B.B.：Design of laterally Loaded Piles, Proc. ASCE, Vol.91, SM3, 1965.

1.14) 富永晃司，山肩邦男：地盤の塑性状態を考慮した群ぐいの水平抵抗理論－その 1　塑性地盤反力について－，日本建築学会論文報告集，No.317，pp.32-40，1980.7.

1.15) Reese, L.C., Cox. W. R. and Koop, F. D. : Analysis of laterally Loaded Piles in Sand, 6th Annulal Offshore Tecnology Conference, Texas, pp.473-480, 1974.

1.16) Meyerhof, G.G. and Ranjan, G.：The Bridge capacity of Rigid Piles Under Inclined Loads in Sand.1：Vertical Piles, Canadian Geotechnical Jounal, Vol.9, pp.430-446, 1972.

1.17) Chang，Y.L.：Discussion on “lateral Pile Loading Tests” by L.B.Feagin, Trans. ASCE, Paper No.1959, Vol.102, pp.272~278, 1937.

1.18) Terzaghi, K.：Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction, Geotechnique, 1955.

1.19) Cummings, A.E.：Discussion on “Lateral Pile Loading tests” by Feagin, Trans. ASCE, Paper No.1959, Vol.102, pp255~264, 1937.
1.20) Rowe, P.W.：The simple Pile Subject to Horizontal Force, Geotechnique, Vol.6, No.2 pp.70~85, 1956,.
1.21) Reese, L.C. and Matlock, H.：Nom-Dimensional Solution for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth, Proc. 8th. Texas Conf. S.M.F.E., Special Publ., No.29, The Univ. of Texas, 1956.
1.22) Palmer, L.A. and Thompson, J.B.：The Earth Pressure and Deflection along the Embedded Length of Piles Subjected to Lateral Thrust, Proc. 2nd ICSMFE, 1949.
1.23) Matlock, H. & Reese, L.C.：Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles, Proc. ASCE, Vol.86, SM5, 1960.
1.24) 竹下淳：横荷重を受けるクイに関する二・三の考察，土木学会北海道支部技術資料，Vol.18, 1962.
1.25) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，港湾技術研究所報告，Vol.2，No.3，pp.1～37，1964.
1.26) 横山幸満：くい構造物の計算法と計算例，山海堂，1985
1.27) McClelland, B. and Focht, J.A. Jr.：Soil and Modulus for Laterally Loaded Piles, Proc. ASCE, vol.82, No.SM4, pp.1-22, 1956.
1.28) Reese, L.C. and Matlock, H.：Numerical Analysis of Laterally Loaded Piles, Proc. 2nd Struc. Div. Conf. on Elec. Comp., ASCE, Pittsburg, pp.657-668, 1960.
1.29) Rees L.C. and Cox, W.R.：Soil Behavior from Analysis of Tests of Uninstrumented Piles Under Lateral Loading, Performance of Deep Foundations, ASTM STP No.444, pp.160-176, 1969.
1.30) Matlock, H.：Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay, Proc. 2nd Annual offshore Technology Conf., Dallas, Paper No. OTC 1204, 1970.
1.31) Rees L.C., Cox, W.R. and Koop, F.D.：Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand, Proc. 6th Annual Offshore Technology Conf., Dallas, Paper No. OTC 2080, 1974.
1.32) Rees L.C., and Welch, R.C.：Lateral Loading of Deep foundations in Stiff Clay, Proc. ASCE, Vol.101, No. GT7, pp.633-649, 1975.
1.33) 岸田英明，中井正一：地盤反力ー変換系の非線形性，土と基礎，Vol.25，No.8，pp.21-28，1977.
1.34) 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，No.281，pp.41-55，1979.
1.35) 長尚：頭部が剛結された杭の横抵抗計算法，土木技術，Vol.16，No.5，pp.10-13，1961.
1.36) 竹下淳：組杭計算法（Ⅰ），土木技術，Vol.19，No.8，pp.54-60，1964.
1.37) 竹下淳：組杭計算法（Ⅱ），土木技術，Vol.19，No.9．pp.75-80，1964.

1.38) 竹下淳：組杭計算法（Ⅲ），土木技術，Vol.19，No.10，pp.71-79，1964.
1.39) Penzien，J., Scheffey, C.F., and Parmelee, R.A.：Seismic Analysis of Bridge on Long Piles, Journal of engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.90, EM3, pp.223-254, 1964.
1.40) 河村壮一：埋立軟弱地盤に建つ杭支持建物の地震動観測と解析（その 7），日本建築学会大会講演概要集，pp.415-416，1975.
1.41) 佐藤忠信：動的相互作用の解析法，講座（地盤と構造物の動的相互作用の解析法），土と基礎，Vol.40，No.8，pp.63-70，1992.
1.42) 阿世賀宏，新井寿昭，笠原章，鈴村純一，花田和史，塩尻弘雄，中村成貴：動的相互作用ばねを用いた地盤－杭基礎系の動的応答解析の一手法，日本建築学会構造系論文集，第 526 号，pp.45-52，1999.
1.43) Nogami, T.：Flexural Response of Grouped Piles under Dynamic Loading, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.13, No.3, pp.321-326, 1985.
1.44) 酒向裕司，宮本裕司：変動軸力を考慮した杭基礎の地震応答に関する解析的検討，日本建築学会構造系論文集，No.523，pp.79-86，1999.
1.45) 宮本裕司，酒向裕司，喜多村英司，三浦賢治：非線形，液状化地盤における杭基礎の地震時応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 471 号, pp.41-50, 1995.
1.46) 多治見宏：深い基礎を有する構造物の地震応答について，第 2 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.255-260，1966.
1.47) Novak, M., T. Nogami and F. Aboul-Ella : Dynamic Soil Reaction for Plane Strain Case, Proc. of ASCE, Vol.104, EM4, 1978.
1.48) 田蔵隆，中檜新，清水勝美，木全宏之，古川禎一，若原敏裕：軟弱地盤中の基礎杭の地震観測と解析，第 7 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.817-822，1986.
1.49) Blaney, G.W., Kausel, E. and Roesset, J.M.：Dynamic Stiffness of piles, Proc. of 2nd International Conference on Numerical Method in Geomehanics, Blacksburg, Virginia, pp.1001-1012, 1976.
1.50) Wolf, J.P. and Von Arx, G.A.：Impedance Function of group of Vertical Piles, Proc. of the Specialty Conference of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, ASCER, Pasadana, California, Vol.2，pp.1024-1041, 1978.
1.51) Tyson, T.R. and Kausel, E.：Dynamic Analysis of Axisynmetric Pile Group, MIT, report, No.751, 1983.
1.52) 秀川貴彦，岸本美季，柏尚稔，宮本裕司，田村修次：杭－地盤系の非線形性を考慮した杭基礎建物の地震応答性状, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.661, pp.491-498, 2011.
1.53) 土岐憲三，佐藤忠信，三浦房紀：強震時における地盤と構造物の間の剥離と滑動，土木学会論文報告集，No.302，pp.31-41，1980.

1.54) 土岐憲三，三浦房紀：地盤－構造系の非線形地震応答解析，土木学会論文報告集，No.317, pp.61-68，1982.

1.55) 竹宮宏和，山田善一：深い杭基礎を有する高橋脚の地盤との動的相互作用，土木学会論文報告集，No.318，pp.51-64，1982.

1.56) Novak, M. and El-Sharnouby B.：Evaluation of Dynamic Experiments on Pile Group, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.110, No.6, pp.738-786, 1984.

1.57) Kobori, T., Miura, R., and Baba, K., Miyamoto, Y., Moroi, T. and Kobayashi, Y.：Study on Dynamic Characteristics of a Pile Group Foundation, Proc. of Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, pp.853-860, 1991.

1.58) Mizuni, H. and Iiba, M.：Dynamic Effects of Backfill and Piles on Foundation Impedance, The 10th World Conference on Earthquake Engineering, pp.1823-1828, 1992.

1.59) 宮本裕司，増田潔：群杭基礎の振動性状に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，No.433，pp.121-130，1992.

1.60) Imamura, A., Hijikata, K., Tomii, Y., Nakai, S. and Hasegawa, M.：An Experimental Study on Nonlinear Pile-Soil Interaction Based on Forced Vibration Tests of a Single pile and a Pile Group, The 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.53, 1996.

1.61) 富井隆，成川匡史，土方勝一郎，大島豊，柳下文雄，長谷川正幸：加振試験による杭基礎の非線形振動特性に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，No.510，pp.67-74，1998.

1.62) 田村修次，小林健一：杭頭加振実験に基づく液状化過程における杭の水平地盤反力のメカニズム，日本建築学会構造系論文集，No.577．pp.55-61，2004.

1.63) Sato, H., Kouda, M., and Yamamoto, T.：Study on Nonlinear Dynamic Analysis Method of Pile Subjected to Group Motion. Part2：Comparison Between Theory and Experiment, The 11th World Conference on Earthquake Engineering, No. 1289, 1996.

1.64) 田守伸一郎，飯場正紀，北川良和：地盤の大歪み領域における地盤・杭・建物連星系の地震時挙動評価に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.45B，pp.103-111，1999.

1.65) 室野剛隆，王海波，西村昭彦，長谷川淳史：杭の地震時挙動に与える地盤振動と慣性力の影響に関する実験的考察，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.517-520，1997.

1.66) 岸田英明, 中居正一：地盤反力－変位関係の非線形性, 土と基礎, Vol.25, No.8, pp.21-28, 1977.

1.67) 岸田英明, 中居正一：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, No.281，pp.41-55，1979.

1.68) 時松孝次，鈴木比呂子，佐伯栄一郎：実大杭の杭頭および地中水平載荷試験に基づく地盤反力変位関係，日本建築学会構造系論文集，No.562，pp.53-58，2002.

1.69) 冨永晃司，山肩邦男：砂地盤中の模型ぐいに関する水平載荷試験結果と理論的考察，日本建築学会論文報告集，No.326，pp.69-77，1983.
1.70) 中谷昌一，岡原美知男，田口啓二，辻森佳次：単杭の大変形・水平載荷実験，土木学会第 45 回年次学術講演会，pp.1036-1037，1990.
1.71) 岡原美知夫，木村嘉富，高木繁，大堀裕康：群杭の水平載荷試験およびシミュレーション解析，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1371-1384，1993.
1.72) 幸左賢二，木村亮，伊藤恭平：実杭を用いた大変形水平載荷試験結果の考察，第 29 回土質工学研究発表会，pp.1595-1598，1994.
1.73) Rollins, K.M., Peterson, K.T. and Weaver, T.J. : Lateral Load Behavior of Full-Scale Pile Group in Clay, Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, pp.468-478, 1998.
1.74) Kobayashi, K., Yao, S. and Yoshida, N. : Dynamic Compliance of Pile Group Considering Nonlinear Behavior Around Piles, Proc. of Second International Conference on Recent Advance in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, pp.785-792, 1991.
1.75) 福井次郎，木村嘉富，大越盛幸，坂野彰：砂地盤中の単杭の復元力特性に関する水平載荷試験，土木研究所資料第 3552 号，1998.
1.76) Maki, T. and Mutsuyoshi, H. : Response Behavior of RC Pile Behavior Under Earthquake, The 12th World Conference on Earthquake Engineering, No.1245, 2000.
1.77) 神田政幸，竹村次郎，日下部治：遠心模型実験による砂地盤中の単杭の p-y 関係の測定，土木学会論文集，No.631，III/48，pp.355-369，1999.
1.78) 神田政幸，竹村次郎，日下部治：砂地盤中の単杭の p-y 関係のモデル化，土木学会論文集，No.645，III/50，pp.191-208，2000.
1.79) 今井常雄：地盤の横方向 K 値の研究 (3) －設計に用いる K 値－，土と基礎，Vol.17，No.11，pp.13-18，1969.
1.80) 今井常雄：地盤の横方向 K 値の研究 (4) －LLF 測定結果によるクイの横方向挙動の計算法－，土と基礎，Vol.18，No.1，pp.11-16，1970.
1.81) 中谷昌一，西田秀明，河野哲也：ひずみレベルに着目した地盤水平抵抗の評価に関する研究，平成 22 年度　土木研究所成果報告書，No.28，2010.
1.82) 国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）　基礎構造物・抗土圧構造物，2007.
1.83) 篠田昌弘，中島進，阿部慶太：鉄道もたれ壁の安定性に係わる健全度診断法の開発，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.68，No.2，433-450，2012.
1.84) 国土交通省鉄道局監修　鉄道総合技術研究所偏：鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物，pp.514-515，2012.
1.85) 羽矢洋，稲葉智明：衝撃振動試験における新しい評価基準値，鉄道総研報告，vol.16，No.9，pp.35-40，2002.

1.86) 徳永宗正，曽我部正道，谷村幸裕，小野潔：常時微動測定に基づく鉄道高架橋の等価固有周期の推定手法，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71，No.1，pp.72-86，2015.

1.87) Matlock, H., Foo, H.C. and Bryant, M.L. : Simulation of Lateral Pile Behavior Under Earthquake Motion, Proc. of ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, No.2, pp.600-619, 1978.

1.88) Nogami, T. and Konagai, K. : Dynamic Response of Vertically Loaded Nonlinear Pile Foundations, Journal of Engineering Mechanics, Vol.113, No.2, pp.147-160, 1987.

1.89) 佐藤忠信：動的相互作用の解析法，講座（地盤と構造物の動的相互作用の解析法），土と基礎，Vol.40，Vol.8，pp.63-70，1992.

1.90) Takemiya, H. and Shimabuku, J. : Effects of soil-pile modeling on seismic response of RC bridge pier, 第 24 回地震工学研究発表会論文集，pp.1065-1068，1997.

1.91) 護雅史，長谷川正幸：杭と地盤の非線形性を考慮した杭支持建物の地震応答解析法，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp.1711-1716，1998.

1.92) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編，Ⅳ下部工編，2013.

1.93) 岡原美智夫，高木章次，中谷昌一，田口敬二，坂本昭夫：載荷試験データによる杭の水平抵抗特性に関する調査，土木研究所資料，第 2721 号，1989.

1.94) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，pp.173-177，1992.

1.95) 日本港湾協会：港湾施設の技術上の基準・同解説，2007.

1.96) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.

1.97) Sanagawa, T., Nishioka, H., Shinoda, M. and Koda, M. : Response and static loading tests about displacement-level dependency of the coefficient of lateral subgrade reaction of pile, IS-Kanazawa, 2012.

1.98) 塚田幸広，市村靖光：インテグリティ試験による場所打ち杭の品質管理法，土木学会論文集，No.603 / III-44，pp.139-146，1998.

第２章　幅広い変位レベルに対応した水平地盤反力係数の評価手法の構築

2.1　概要

水平地盤反力係数を実杭や模型杭の載荷試験から求める方法の中で最も一般的なものは図解法である．**図 2- 1** に例を示す[2.1)]．図に既知である杭体の諸元と種々の想定 k 値を用いてあらかじめ荷重－変位関係の予測線を描いておき，これに試験から得られた荷重－変位関係をプロットすることで，k 値の推定を行うことができる．実務において想定 k 値から杭の荷重－変位関係を算出する際には Chang の式が用いられることが多い．ただし，一般的にフィールで行われる杭の水平載荷試験においては，使用される計測器の精度ならびに外乱の影響から変位計測機器の分解能は通常 1mm 程度である．杭径が 1000mm とすると精度としては杭径 0.1%に相当するため，静的載荷試験では微小変位レベル（杭径の 0.1%以下）における地盤反力係数の同定は困難である．一方模型実験を考えた場合，室内試験であることを考慮しても変位計測機器の分解能は良くても 0.1mm 程度であり, 杭径 100mm の比較的大きな模型杭を用いたとしてもやはり杭経の 0.1%より小さい変位レベルで計測を行うことは困難である.

水平載荷実験において杭体の曲げひずみを測定した場合，杭の曲げモーメント分布を適切な関数（多項式，指数関数，スプライン関数など）で近似し，その数値積分および数値微分より深度方向の曲げモーメント，せん断力，地盤反力，変位量，水平変位の分布を求めることも可能である[例えば 2.2)]．この場合，各深度における水平変位量－水平地盤反力係数などの関係を得ることができるが，微分にしたものは精度が相当に低下するため，一般には関数近似を行う．ただし，近似に用いる関数によって求まる値が大きく変動するため，関数の選択には十分留意しなければならない．特に，曲げモーメントの発生が小さい微小変位レベルにおいての計測や，曲げモーメントが収束する深い位置での評価は関数の設定による影響が大きくなることから，この方法を用いたとしても静的水平載荷実験から微小変位レベルにおける地盤反力係数を評価することは困難であると言わざるを得ない.

静的載荷試験以外で地盤反力係数を同定する方法としては，衝撃振動試験[2.3)]等で得られる固有振動数から求める方法が挙げられる. 衝撃振動試験で発生する杭頭変位は通常 0.1mm 以下であり，この試験で求められる地盤反力係数は微小変位レベルでの値を同定していることとなる．羽矢らは，様々な基礎形式に対して衝撃振動試験結果から地盤反力係数を同定し，この値は基礎形式に関わらず設計値（杭頭 10mm 変位時の地盤反力係数）よりも大

きく，その倍率は 2～3 倍となることを示している [2.4]．また，徳永らは既設のラーメン高架橋を対象に常時微動計測を実施しており，卓越振動数から同定された地盤反力係数の値は設計値の 3～10 倍となることを示した [2.5]．このように，衝撃振動試験や常時微動計測により微小変位レベルにおける地盤反力係数を同定することは可能である．ただし，衝撃振動試験では自由減衰振動を計測するため振幅が一定ではなく，また常時微動においても振動が定常状態とはならないため, 地盤反力係数 k と変位量 y の関係を定量的に関係づけることは難しい．さらに，上部工が設置されたトップヘビーな状態では自由振動が卓越しやすいが，一般的な水平載荷試験の対象である突出長の短い杭のみの状態では減衰が大きいため，このような条件下ではそもそも衝撃振動試験や常時微動計測では固有振動数の判定が困難となる．

そこで本研究では，微小変位における地盤反力係数と変位量の関係を定量的に評価可能な方法として，加速度振幅一定でのスイープ加振が可能な起振器を用いた共振実験を用いた手法を提案する．起振器を用いた共振実験は強制加振により共振状態を作り出すため，減衰が大きく衝撃振動試験や常時微動では測定が困難となるような杭頭突出長が短い条件でも固有振動数の把握は可能である．またスイープ加振により定常状態に近い状態で構造物が振動することから，共振時の変位量を容易に算定することができる．さらには，この起振器を用いた共振実験と水平載荷実験と組合せることで，微小変位から大変位まで連続的に地盤反力係数を評価することが可能と考えた．

本章ではこの手法の妥当性を検証するため，気乾砂地盤中における単杭模型を対象として実験を行った．

本章の構成を示す．2.2 節では幅広い変位レベルに対応した水平地盤反力係数の評価手法の構築として，起振器による共振実験と静的水平載荷実験を組み合わせた手法を提案し，その詳細を説明する．次に，提案した地盤反力係数評価手法の妥当性の検証を目的として，気乾砂地盤中に設置した単杭模型を対象に共振実験ならびに静的載荷実験を実施した．2.3 節では模型ならびに実験方法の詳細について説明し，2.4 節にて実験結果を示すとともに地盤反力係数ならびに変位量の同定方法を説明し，結果をまとめる．

2.2　幅広い変位レベルに対応した水平地盤反力係数の評価手法

2.2.1　既往の水平地盤反力係数評価手法

本節では，はじめに杭の地盤反力係数の評価に関する既往の手法について概説し，課題を示したのちに微小変位レベルでの評価も可能な手法を提案する．

（１）水平載荷実験による水平地盤反力係数の評価

杭の水平載荷試験は一般に降伏荷重や極限荷重を求めるものではなく，通常は杭の設計荷重付近での変位量や杭体に発生する応力度などを調べるものである．このため，実測値と計算値を対比することによって検討が行われる．

杭の水平地盤反力係数を水平載荷試験により求める手法は，各設計基準類，指針などにより異なる．代表的な手法の一つとして，地盤を均質な弾性体と仮定し，水平地盤反力係数を載荷荷重と杭頭変位から求める手法（Chang の方法 [2.6)]）がある．Chang の方法では載荷荷重と載荷点変位量（あるいは杭頭変位量）や回転角の関係が比較的簡単な数式で表わされるため計算は簡単であるが，杭体および地盤反力係数が線形を仮定しているため，実験結果を評価した場合，荷重（または変位量）の増大に伴って水平地盤反力係数が低下することが知られている．一方で，地盤を均質な弾性体とみなせない場合には多層地盤中の杭と想定し，杭および地盤を弾性と仮定して多質点系の梁ばね解析から，水平地盤反力係数と変位量の関係を求める方法もしばしば用いられる．ただし，これらの方法は水平地盤反力係数 k_h と荷重－変位曲線の勾配 P/δ の関係から水平地盤反力係数を同定するため，1 質点系として地盤反力係数を同定することを意味する．すなわち，深度方向への地盤反力係数の変化を直接的に評価することはできず，水平地盤反力係数を同定する際には深度方向への分布形状を仮定する必要がある．

水平載荷試験から地盤反力係数を求める方法として，杭体の曲げひずみ分布から地盤反力係数を算定する方法もしばしば用いられる[例えば 2.7)]．杭体を線形弾性体とするか，あるいは事前に杭体のモーメント－曲げひずみ関係を把握して，各深さにおける地盤反力と杭体変位量の線形・非線形関係を得るものである．具体的には，まず曲げひずみ分布から曲げモーメント分布を得て，これを多項式やスプライン関数などで近似する．そして，近似式を 2 階微分することにより，地盤反力分布を求める．一方，近似式を適切な境界条件の下で 2 階積分して，杭の地中変位分布を求める．両者の結果を合わせると，任意の深度における地盤反力－杭変位関係を求めることができる．ただし，杭の変位分布を求める過程において，曲げひずみの実験結果にある程度の誤差が含まれていても，2 階積分時のスムージング効果によって誤差の影響はさほど含まれないのに対し，地盤反力を求める過程においては，2 階微分の過程によりモーメントの計算誤差を拡大させ，用いた近似関数によって結果が大きく異なるので，注意する必要がある．また，微小変位時には計測される曲げひずみの値も小さいため算出される地盤反力係数が安定しないことが多いほか，曲げモーメントが収束する深い位置での評価は杭頭変位量が大きい場合でも困難となる．

（２）固有振動数を用いた水平地盤反力係数の評価手法

杭基礎（あるいは杭基礎を含む構造物全体）の固有振動数が評価できれば，この値から

地盤反力係数を求めることができる．同定手法としては図解法に類似しており，あらかじめ地盤反力係数 k_h と固有振動数 f_n の関係を数値解析により求めておくことで，試験で得られた固有振動数から求めることが可能である．この方法も図解法等と同じく 1 質点系モデルによる同定を意味するため，地盤反力係数の深度方向の分布形状については仮定が必要である．

構造物の固有振動数を求める方法としては，常時微動計測による方法や振動試験が挙げられる．振動試験の中でも代表的な試験方法として，強制的に初期変位を与えそれを瞬時に開放し自由振動を励起させる自由振動試験と，起振器による強制振動試験があり，現在基礎構造物の維持管理手法として一般的に用いられている衝撃振動試験 [2.3)]が自由振動試験に該当する．ただし，常時微動や自由振動は定常状態ではないため，構造物の変位振幅が一定ではなく，変位量の評価が難しい．また，減衰の大きい条件では固有振動数の評価が困難となる．

これに対し，起振器を用いた共振実験であれば，減衰が大きい条件であっても，定常振動に近い状態を計測することが可能である．また固有振動数や変位量も伝達関数から評価することができるため，変位量と地盤反力係数の関係を明確に評価することが可能となる．ただし，試験に用いる起振器の条件として，①予想される共振振動数よりも高い振動数まで制御できること，②予想される減衰性能に応じて十分な精度で振動数制御ができること，③十分な定常応答を維持させるためのエネルギー供給が可能であること，などが要求される．過去の研究においては，動的な設計に必要な諸量（地盤反力係数，減衰定数，付加質量など）を事前に求めるためや，完成または建設途中の構造物の振動特性についての確認，実証実験として起振器を用いた共振実験が実施された[例えば 2.8)]．当時は設計で想定される変位量を想定して加振力を高く設定していたため，1 回の試験で地盤に数多くの繰返し荷重が作用することから場合によっては地盤に乱れを生ずることとなり，試験結果の解釈が困難となる場合が多いという問題があった．

2.2.2　幅広い変位レベルに対応した水平地盤反力係数評価手法の提案

前述の通り，水平地盤反力係数を評価する方法としては水平載荷試験による方法と固有振動数に基づく方法がある．水平載荷試験による方法では，大変形時の地盤反力係数と変位量の関係を比較的簡易に評価することができるが，計測器の精度の問題から微小変位レベルにおける評価は難しい．一方起振器を用いた共振実験による場合，装置の精度や繰返し荷重の影響から比較的大きな変位レベルでの評価が難しく地盤反力係数の評価法として普及しなかったが，微小変位レベルにおける地盤反力係数および変位量の評価については，起振器に一定の性能が必要となるものの，可能と考えた．また，一般的な水平載荷試験の対象となるような減衰が大きい条件においても起振器による共振実験は適用可能である．さらには，大変位領域による水平地盤反力係数と変位量の関係は静的水平載荷試験，微小

変位においては起振器を用いた共振実験，と変位レベルに応じて 2 つの方法を組み合せることで，地盤に大きな乱れを生じることなく微小変位から大変位にかけて連続で評価できると考えた．

以下に，起振器ならびにこれを用いた共振実験の概要と計測結果から固有振動数を評価する方法を説明する．

（１）本研究で用いた起振器の概要

起振器には，磁気回路＋永久磁石方式，電磁石方式，機械方式があり，それぞれに長所と短所が存在する．**図 2- 2** に各種類の起振器における適用周波数範囲と加振力の大きさを示す．本研究で使用した起振器は，永久磁石のなかでは最も強力とされるネオジウム磁石を用いた永久磁石方式の起振器である．可動部の質量が 7kg の小型起振器 [2.9)]と，45kg の中型起振器 [2.10)]を，橋脚等の健全度診断手法として用いる目的で鉄道総研にて開発した．

鉄道総研にて比較的小さな起振器による共振実験を開発した背景を概説する．

鉄道構造物における橋梁下部構造物の代表的な健全度評価法の一つとして，衝撃振動試験法がある．衝撃振動試験は，重量約 30kg 程度の重錘により対象となる構造物を打撃し，構造物の自由振動を励起させた後に，この自由振動を計測することで構造物の固有振動数ならびに振動モードを測定する手法である．衝撃振動試験では高い固有振動数の特定が困難であり，壁式橋脚のような比較的剛な構造物の場合には適用が難しい場合がある．また，自由振動を励起させる必要があるため減衰の大きな構造物（例えば土留め壁や橋台など）の固有振動数特定には不適切な場合がある．

このような減衰が大きい構造物に対しても適用可能な非破壊試験として起振器による共振実験を考案した．起振器試験では強制的に対象構造物を振動させるため，減衰が大きな構造物に対しても適用可能である．また，用いた起振器は 0.1Hz から 1000Hz まで加振が可能であるため，固有振動数が高い構造物にも適用可能である．篠田ら [2.11)]は補強土擁壁への適用を検討し，健全度診断手法を開発している．また，猿渡ら [2.12)]は橋台に対して起振器試験を実施し，固有振動数の特定を試みた．

ただし，既設構造物の健全度診断法として適用するためには様々な条件下の現場で試験が出切るよう可搬性に優れコンパクトな装置とすることが必要であった．そこで，上記に示した可動部の質量が 7kg（全質量 8kg）の小型起振器と可動部の質量が 45kg（全質量 48kg）の中型起振器を開発した．

図 2- 3 に起振器の構造を示す．永久磁石で発生した静磁界内で駆動コイルに電流を流すことで力を発生させている．力の発生方向はフレミングの左手の法則で電流と磁束密度に直角方向であり，起振力は以下の式で求めることができる．

$$F = BLI \tag{2-1}$$

ここで, F は起振力（N）, B は磁束密度（Wb/m^2）, L は磁束中の線材長さ（m）, I は電流（A）である.

表 2- 1，**表 2- 2** に起振器の性能を示す．また，最大加速度ならびに最大変位における性能曲線を**図 2- 4**[2.9)], **図 2- 5** に示す. 加振能力としては両起振器で同等の性能を有しており，最大加速度としては約 3Hz から 200Hz の振動において 14m/s^2 である．小型起振器については総重量が 8kg と小型でありながら, 最大加速度や周波数範囲も十分な性能を有している．特に，スイープ加振時も一定の入力加速度で精度よく加振可能であることが大きな特徴である．中型起振器についても，可動部の質量が 45kg であるものの，小型起振器と同等に精度のよいスイープ加振が可能である.

（２）周波数解析による固有振動数の判定

共振実験では，起振器によって**図 2- 6** に示すような加速度振幅一定のスイープ加振を行い, 起振器入力加速度に対する応答加速度の伝達関数（応答倍率および位相差スペクトル）を求め，固有振動数を特定する．計測結果より算定する周波数応答関数では，周波数を f, 入力値 x，観測値を z とし，入力値のスペクトルを $P_{xx}(f)$，観測値のスペクトルを $P_{zz}(f)$とおくと，伝達関数の振幅特性 $H(f)$と位相特性（位相差）$Arg(H(f))$は下記のように求められる.

$$H(f) = \frac{P_{zz}(f)}{P_{xx}(f)} \tag{2-2}$$

$$Arg\big(H(f)\big) = tan^{-1}\frac{Qu(f)}{Co(f)} \tag{2-3}$$

ここで C_O は x と z のクロススペクトルの実部，Q_u は虚部である.

次に，起振器による共振実験結果を対象とした周波数解析の具体的な例として，1 次元モデルにおける強制・減衰振動の解について概説する [2.13)]．**図 2- 7** に示す 1 自由度強制・減衰振動モデルを表す微分方程式は以下の式(2-4)のようになる.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = Fcos\omega t \tag{2-4}$$

ここで，x：変位（m），m：質量（kg），k：ばね定数（kN/m），c：減衰係数（kN/(m/sec)）F：強制力（kN），ω：強制力の円振動数（rad/sec），t：時間（sec）である．両辺を質量 m で除すと，k/m，c/m は以下のように表される.

$$\frac{k}{m} = \omega_0^2 \tag{2-5}$$

$$\frac{c}{m} = 2\lambda \tag{2-6}$$

ここで ω_0：固有円振動数（rad/sec），λ：減衰率である．式(2-5)，(2-6)を用いると，式(2-4)は以下に示す運動方程式で表される．

$$\ddot{x} + 2\lambda\dot{x} + \omega_0^2 x = \frac{F}{m} cos\omega t \tag{2-7}$$

これを複素数の形で求めると，運動方程式は以下の形となる．

$$\ddot{x} + 2\lambda\dot{x} + \omega_0^2 x = \frac{F}{m} e^{i\omega t} \tag{2-8}$$

特殊解を $x=Be^{i\omega t}$ 形になおすと，B に対して，

$$B = \frac{F}{m(\omega_0^2 - \omega^2 + 2i\lambda\omega)} \tag{2-9}$$

が得られる．B を $be^{i\delta}$ の形におくと，b と δ はそれぞれ

$$b = \frac{F}{m\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4\lambda^2\omega^2}} \tag{2-10}$$

$$tan\delta = \frac{2\lambda\omega}{\omega^2 - \omega_0^2} \tag{2-11}$$

となる．最後に，$Be^{i\omega t} = be^{i(\omega t)}$という表現から実数部分を分離して，式(2-7)の特殊解が得られる．それに，式(2-7)において右辺がゼロの場合の一般解を加えると，

$$x = ae^{-\lambda t} cos(\omega t + \alpha) + bcos(\omega t + \delta) \tag{2-12}$$

となる．右辺の第 1 項は時間とともに指数関数的に減少することから，十分長い時間が立った後（すなわち定常加振に近い状態）には，第 2 項だけが残る．

$$x = bcos(\omega t + \delta) \tag{2-13}$$

以上より，強制・減衰振動における振幅と位相の関係は図 2- 8 (a)に示す通りとなる．起振器を用いた加速度振幅一定の共振実験の場合，起振器による入力加速度$\ddot{x}_{input}$は以下のようになる．

$$\ddot{x}_{input} = \frac{F}{m} cos(\omega t) \tag{2-14}$$

一方で，応答加速度$\ddot{x}_{output}$は以下の通りである．

$$\ddot{x}_{output} = -b\omega^2 cos(\omega t + \delta) \tag{2-15}$$

したがって，加速度の伝達関数（応答倍率ならびに位相差）は以下の通りとなる．

$$|H(f)| = \frac{F\omega^2}{m\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4\lambda^2\omega^2}} \Big/ \frac{F}{m} = \frac{\omega^2}{\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4\lambda^2\omega^2}} \tag{2-16}$$

$$Arg\big(H(f)\big) = -tan^{-1}\delta = -tan^{-1}\left(\frac{2\lambda\omega}{\omega^2 - \omega_0^2}\right) \tag{2-17}$$

図 2- 8 (b)に強制加振の円振動数 ω に対する応答倍率$|H(f)|$と位相差 $Arg(H(f))$の関係を示す．固有円振動数（$\omega=\omega_0$）にて位相差が 90 度となるとともに，振幅応答倍率がピーク付近を示す．減衰が十分小さい場合には，固有振動数と共振振動数が一致する．

以上より，本研究で行った共振実験では，伝達関数における位相差が 90 度となる振動数 f を固有振動数 f_n と判定することとする．

2.3　起振器を用いた共振実験による水平地盤反力係数評価手法の検証

前節で提案した起振器を用いた共振実験によって微小変位での水平地盤反力係数と変位量を実際に評価できるか検証するため，気乾砂地盤中の単杭模型を対象に検証実験を行った．また共振実験に続いて静的水平載荷実験を実施し，水平地盤反力係数を連続的に評価可能かについても検証を行った．

（１）模型杭

実験に用いた模型杭は，外径 150 mm，厚さ 5.0 mm，長さ 3400 mm の鋼管杭である．鋼管には予め底板を溶接し，静的載荷試験において載荷点となる杭頭部は厚さ 6 mm の鉄板を十字に溶接し補強を行った（図 2- 9）．補強の範囲は杭頭から 100 mm の範囲である．

ひずみゲージは，模型杭表面の所定の位置に，専用の接着剤（CN 材）を用いて貼付けた．また，接着剤硬化後にはゴム系ボンドを用いてゲージ表面をコーティングした（図 2- 10）．図 2- 11 はひずみゲージの貼付け位置を示す．なおひずみゲージのリード線は，貼付け位置付近に 3mm 程度の孔を空け，これを通すことで杭体内部を通じて杭頭まで延長し，データロガーに接続した（図 2- 9 参照）．ひずみゲージの検定は，模型を横にした状態で専用の台に載せ単純梁の状態で杭中央に荷重をかけることで，杭体に曲げモーメントを生じさせた．表 2- 3 は検定結果より得られた校正係数を示す．

なお，後述する静的載荷実験から求められた杭の特性値β（杭頭変位 1%D 時の地盤反力係数を基に算出）は 1.0 であり，一般的に杭先端の拘束条件の影響を無視できる条件と言われているβL>2.5 となっている．

（２）模型地盤

図 2- 11 に示すように，あらかじめ土槽底面に模型杭を設置した状態から模型地盤の作成を行った．模型地盤材料は気乾東北珪砂 6 号（平均粒径 D_{50}=0.34mm，最大乾燥単位体積重量γ_{dmax}=16.9 kN/m^3，最小乾燥単位体積重量γ_{dmin}=13.8 kN/m^3，G_s=2.66）を使用し，気乾砂地盤として作製した．全層（2.95 m）を相対密度 D_r=90%（乾燥単位体積重量γ_d=16.2 kN/m^3）

となるように 30 cm ごとに撒き出しおよびバイブレーターによる転圧を行って作製した. **表 2- 4** に密度管理の結果を示す．また，**図 2- 12** に模型地盤作成の様子を示す.

模型地盤の変形特性を把握するため，同模型地盤材料を用いた中空ねじり試験を実施している．**図 2- 13** に中空ねじり試験結果から得られた G～h～γ 関係を示す．中空ねじり試験の有効拘束圧は 20kPa で実施しているため，これに相当する深度は約 1.9m であり模型実験の寸法から考えると，杭の水平抵抗に支配的な深度よりは深い位置での評価となっている．また，相対密度 D_r が 90%では無いものの，別途 D_r=70%の模型地盤に対するせん断波速度 V_s を板叩き法により別途測定した結果（約 136m/s）を参考として**図 2- 14**，**表 2- 5** に示す.

（３）計測器

図 2- 15 に計測器の設置の概要を示す．共振実験の際には杭体の GL+0.2m の位置ならびに起振器本体に圧電型加速度計（ウィルコクソン社製　793L，**図 2- 16** 参照）を設置した．静的載荷実験の際には，載荷点ならびに GL+0.1m の位置にひずみゲージ型の接触式変位計（**図 2- 17**）を，載荷ジャッキ先端にロードセル（**図 2- 18**）を設置し載荷荷重の計測を行った．また，ひずみゲージによる杭体曲げモーメントの計測も行っている.

（４）起振器による加振条件

単杭模型を対象とした共振実験は, 小型起振器を杭頭部に設置することで行った. **図 2- 19** に設置状況を示す．本実験では加振条件を 3Hz から 200Hz までの加速度振幅一定のスイープ加振とし，スイープ速度は 1Hz/秒（振動数を 1 秒間に 1Hz ずつ連続的に増加）とした．様々な変位レベルでの地盤反力係数を同定するため，起振器の入力加速度振幅ならびに杭頭の錘の重量を変化させることで，固有振動数と共振時の変位振幅を変化させた．錘は 1 枚が 300mm×300mm×30mm の鋼板（1 枚 25kg）を使用し，杭頭と起振器の間にクランプで固定した.

表 2- 6 に実施した加振条件をまとめる.

（５）静的水平載荷方法

静的載荷試験は共振実験を行った後に，正負交番多段階載荷方式にて実施した．**図 2- 20** に載荷の様子を示す．油圧ジャッキを載荷方向に対して双方に設置することで正負交番載荷を行っている．なお，油圧ジャッキと杭体の間の接触面には球座を設置しており，載荷点にモーメントが作用しない機構となっている.

図 2- 21 に載荷ステップの概要を示す. 載荷の各段階において適宜 5 分程度の荷重保持時間を設け，地盤材料のクリープ変形による杭体変位の増加が生じないことを確認したのちに次の載荷ステップに移行した.

2.4　実験結果と水平地盤反力係数の同定

2.4.1　静的水平載荷実験の結果と地盤反力係数の同定

図 2- 22 に, 水平載荷実験から得られた載荷荷重 P と載荷点変位 $y(GL+0.4\mathrm{m})$ の関係を示す. 杭径の 20%に相当する 30mm 以上載荷しても明確な水平抵抗の頭打ちは確認できず，水平抵抗は増加し続けていることが分かる．また，図 2- 23 には荷重保持を行った各段階での曲げモーメント分布図を示す．載荷荷重が大きくなるともに曲げモーメントの値は大きくなっており，ピークの位置は深い位置へと移動している．杭体に発生しているひずみの値としては載荷点変位が 30mm の時点でも 2000μ を下回っており，杭体発生応力は弾性域であったことを確認している．

前述の通り水平載荷実験結果から水平地盤反力係数を同定する場合, 1 質点系モデルによる算出方法（図解法や Chang の式等により逆算する方法）と，曲げモーメント分布の 2 階積分･2 階微分から求める方法があり, ここではそれぞれの方法で地盤反力係数を算出した.

（１）曲げモーメント分布からの水平地盤反力係数の算出

各載荷段階の曲げモーメント分布を 2 階微分することで，地盤反力分布が算出される．一方で 2 階積分することで深度方向の変位分布が算出でき，これらの結果から地盤反力係数を算出することができる．今回は載荷点変位量が 0.3mm，1.0mm，3.0mm，10mm，20mm，30mm の 6 つの段階について算出を行った．なお，実験結果から得られた曲げモーメントは深度方向に離散的なデータであるため，この曲げモーメント分布を 6 次関数に近似することで，微分・積分を簡易的に行うこととした．

図 2- 24 に, 各載荷段階における変位分布, 曲げモーメント分布（実測値と 6 次近似関数），せん断力分布，地盤反力分布，そして地盤反力係数分布を示す．曲げモーメント分布が 6 次関数によって精度良く表現できている．地盤反力係数については，深くなるにつれて値が大きくなっており，概ね深度に対して線形で増加しているが，1 次不動点（変位が 0 となる深度）より深い位置では結果が乱れており，これは関数近似の精度によるものと考える．

図 2- 25 に各深度における杭体変位量 y と地盤反力係数 $k_h(z)$ の関係を示す．第 1 不動点以深については変位量の解が安定しなかったためここでは記載していない．どの深度についても変位量に対して累乗則に近い挙動となっている．指数を見ると，GL-0.1m では-0.653 となっているのに対し，GL-1.0m では-0.365 となっている．地盤ばねが完全に塑性化した場合には-1，完全弾性体の場合には 0 となることから，地表面に近い（浅い）ほど塑性化の程度が大きいことを示しており，想定される地盤の挙動と定性的に一致していると考える．

また，図 2- 25 で示した杭体変位量 y と地盤反力係数 $k_h(z)$ の関係から各深度における基準水平地盤反力係数 k_{hr}（変位量が杭径の 1%時の水平地盤反力係数）を求め，深度ごとにプロットした（図 2- 26）. 基準水平地盤反力係数 k_{hr} は深さに対して概ね 0.5 乗で増加しており，この結果は神田らが分割杭を用いた遠心模型実験から測定結果 [2.14] と概ね一致している．さらに，同地盤材料を対象に実施した水平平板載荷試験結果 [2.15]（図 2- 27，図 2- 28）から得

られた分布形状とも概ね一致する結果となっており，砂質土地盤材料における拘束圧依存性によるものと考える．

（２）１質点系モデルによる水平地盤反力係数の同定

次に，杭の水平載荷試験から水平地盤反力係数を同定する際に最も一般的である図解法を用いて地盤反力係数を同定する．まずは線形地盤ばねを用いた梁ばね解析を実施し，水平地盤反力係数 k_h と荷重－変位関係の勾配 P/y との関係をあらかじめ求めておく．そして，実験で得られた勾配から水平地盤反力係数を同定する．この手法は 1 質点系モデルを用いた水平地盤反力係数の同定を意味するため，以降では「1 質点系モデルによる水平地盤反力係数の同定」手法と呼ぶこととする．

図 2- 29 に梁ばね解析モデルを示す．杭体の曲げ剛性 EI は，曲げ検定の結果から 1.32×10^3 kN・m^2 と設定した．単杭であるため軸方向の断面諸元は解析結果に影響しないが，ヤング率 $E = 2.05\times10^8$ kN/m^2，断面積 $A = 2.28\times10^{-3}$ m^2 とした．

1 質点系モデルにより水平地盤反力係数を同定する場合には，深度方向への地盤反力係数の分布形状を仮定する必要がある．最も簡便な方法は深度方向に地盤反力係数が一定と仮定して理論式から求める Chang の方法であるが，（１）の曲げモーメント分布から算出した基準地盤反力係数 k_{hr}（各深度で 1%D 変位時の地盤反力係数）は概ね深さの 0.5 乗で表現できることが明らかとなった（**図 2- 26**）．また，各載荷段階での水平地盤反力係数の値は深度に対しては概ね線形増加となっている（**図 2- 24**）．そこで，以下の 3 つの分布形状について検証を行うこととする．分布形状の評価式を式(2-18)～(2-20)に，概要を**図 2- 30** に示す．

深度一定モデル（$m = 0$）　：$k_h(\mathrm{z}) = k_{hs}$　(2-18)

0.5 乗モデル　（$m = 0.5$）　：$k_h(\mathrm{z}) = k_{hs} \cdot z^{0.5}$　(2-19)

線形増加モデル（$m = 1$）　：$k_h(\mathrm{z}) = k_{hs} \cdot z$　(2-20)

ここで，k_{hs} は通常の地盤反力係数とは単位が異なる係数であるが，値としては深度 GL-1.0m での水平地盤反力係数を示していることとなる．

図 2- 31 に，上記解析モデルを用いた数値解析から算出された水平地盤反力係数 k_{hs} と載荷点での荷重－変位曲線における勾配 $P/y_{(GL+0.4\mathrm{m})}$ との関係を示す．数値解析の結果は離散的であるため，この関係を指数関数で近似することで，実験結果で得られた荷重－変位曲線における勾配から地盤反力係数を求めた．

また，実験では地表面における杭体水平変位量 $y_{(GL)}$ を直接計測していないため，数値解析を用いてこの値も推定した．具体的には梁ばね解析によって載荷点変位 / 地表面変位の比率と水平地盤反力係数 k_{hs} の関係を算出しておき，載荷実験で同定された地盤反力係数 k_{hs} から各載荷段階での載荷点変位 $y_{(GL+0.4\mathrm{m})}$ / 地表面変位 $y_{(GL)}$ の比率を求め，これを載荷点変

位 $y(GL+0.4\mathrm{m})$に乗じることで推定した．**図 2- 32** には，各深度方向の分布形状について算出した載荷点変位 $y(GL+0.4\mathrm{m})$ / 地表面変位 $y(GL)$の比率と水平地盤反力係数 k_{hs} の関係を示す．

以上の方法を用いて算出した，各載荷段階における水平地盤反力係数と地表面杭体変位量を**表 2- 7** に示す．今回の単杭模型を対象とした静的水平載荷試験において地盤反力係数が評価できた地表面杭体変位量の領域としては，0.04mm（杭径の約 0.03%）から 22mm（杭径の約 15%）であった．なお，算出された地表面杭体変位量については，深度方向への水平地盤反力係数の分布形状の違いによる有意な差は見られなかった．

2.4.2　共振実験の結果と水平地盤反力係数の同定

本項ではまず共振実験の結果を説明し，実験結果から地盤反力係数を同定する方法ならびに同定結果について説明する．

（１）振動実験結果

共振実験の結果の例として，**図 2- 33** に杭頭質量 25kg のときの起振器の入力加速度ならびに杭体の応答加速度の時刻歴波形を，**図 2- 34** に起振器の入力加速度に対する応答加速度の伝達関数を示す．また，起振器による入力の精度検証を行うため，**図 2- 35** に入力加速度のフーリエ振幅スペクトルを示す．

入力加速度のフーリエスペクトルを見ると，10～180Hz の周波数帯において加速度振幅一定の加振が出来ており，ばらつきは最大でも 1gal 程度である．次に起振器による加振の再現性を確認するため，複数回加振を実施した 10gal，50gal，100gal のフーリエ振幅を比較する．同じ入力加速度目標ではフーリエ振幅スペクトルに有意な違いは見られないことから，振動数高い再現性を有していることが確認された．

固有振動数 f_n の判定は「**2.2.2 (2) 周波数解析による固有振動数の判定**」で示したように，伝達関数において位相差が 90 度となる振動数とした．**図 2- 34** に示す伝達関数を見ると 30～40Hz の間で明確な共振が発生しているが分かる．再現性を確認するために複数回行った 10gal，50gal，100gal，1000gal 加振についても伝達関数に有意な差は見られないことから，加速度計の分解能による誤差はあるものの，起振器による入力としては高い再現性を有していることが示された．**表 2- 8** に共振実験から求められた固有振動数 f_n と共振時の応答倍率 X_n を示す．

（２）1 質点系モデルによる水平地盤反力係数の同定

共振実験の結果から水平地盤反力係数を同定する方法について説明する．

模型実験を対象とした梁ばね解析モデルを作成し，固有値解析によりあらかじめ水平地盤反力係数と固有振動数の関係式を算定しておき，この関係式を用いて共振実験結果の固有

振動数 f_n から地盤反力係数 k_h を同定した．用いた梁ばね解析モデルは，模型杭上端に起振器の質量（8kg）ならびに錘を付加したものである（図 2- 29）．なお，固有振動数から数値解析を交えて水平地盤反力係数を同定するこの手法も 2.4.1(2)で示した静的載荷試験に対する同定手法と同様に 1 質点系モデルによるものであり，以降ではこの手法についても静的載荷の時と同じく「1 質点系モデルによる水平地盤反力係数の同定手法」と呼ぶこととする．

水平地盤反力係数の深さ方向への分布形状については，静的載荷試験での検討と同様に，式(2.18)～(2.20)に示した深度一定，0.5 乗増加，線形増加の計 3 つを仮定し，地盤反力係数 k_{hs} を変化させた固有値解析を行った．

固有値解析から得られた固有振動数 f_n と水平地盤反力係数 k_{hs} の関係式を図 2- 36 に示す．杭頭質量の条件は模型実験と合わせて 0kg，25kg，50kg の 3 パターンで求めた．固有値解析の増減のケースは離散的であるため，これらのデータから固有振動数と水平地盤反力係数の関係を指数関数で近似することで，実験結果で得られた固有振動数から水平地盤反力係数を求めている．

（３）杭体変位量の算定

計測点における加振時の杭体変位量 $y_{(GL+0.2m)}$（m）は，固有振動数 f_n において正弦波で振動していると仮定して，以下のように応答加速度を積分することで求めることができる．

$$y_{(GL+0.2m)} = \frac{\alpha_{output}}{4\pi^2 {f_n}^2} \tag{2-21}$$

ここで，α_{output}：共振時の応答加速度の片振幅（m/s^2）である．ただし，時刻歴波形から共振時の応答加速度を直接判定することは困難である．本試験で用いた起振器は入力加速度を一定に保ったままスイープ加振可能であるため，伝達関数から共振時の応答倍率を判定し入力加速度 α_{intput} に乗じることで，共振時の応答加速度は以下のように算出される．

$$\alpha_{output} = \alpha_{input} \cdot X_n \tag{2-22}$$

X_n：固有振動数 f_n における応答倍率である．これを式(2-21)に代入すると，共振時の応答変位量は以下のように求められる．

$$y_{(GL+0.2m)} = \frac{\alpha_{input} \cdot X}{4\pi^2 {f_n}^2} \tag{2-23}$$

この方法を用いることで，加速度時刻歴波形の積分で求めるよりも積分誤差の影響を小さくすることができる．

ただし，式(2-21)で求められる変位量は加速度計設置高さ（GL+200mm）での水平変位量 $y_{(GL+0.2m)}$である．そのため，固有値解析から各固有振動数における GL+200mm と GL での水平変位量の比が求められるため，この割合を用いて地表面における杭頭水平変位量 $y_{(GL)}$ を推定した．

（４）計測結果のまとめ

単杭模型の共振実験から求められた地盤反力係数 k_{hs} と杭頭水平変位量 $y_{(GL)}$ を**表 2- 9** に示す．最も小さい変位量としては，杭頭変位約 0.002mm（杭径の 0.001%）における地盤反力係数が評価出来ており，これは静的水平載荷では評価できない微小変位レベルである．また，杭頭質量を増やすことで固有振動数が低下し共振時の杭頭変位が大きくなるため，50kg の錘を付加した場合には 0.17mm（杭径の約 0.1%）の変位が発生している．

ここで，参考として共振試験から求められた微小変位における地盤反力係数の算出結果を，Francis のばねと比較する．Francis は弾性論に基づく Vesic の研究 [2.16)]を拡張し，地盤反力係数 k を以下のように表した [2.17)]．

$$kB = 1.3\frac{E_s}{1-\nu_s^2}\left(\frac{E_s B^4}{EI}\right)^{\frac{1}{12}} \tag{2-24}$$

ここで B：杭径，E_s：地盤の変形係数，ν_s：地盤のポアソン比（=0.3），EI：杭の曲げ剛性である．地盤の変形係数 E_s は以下の式によりせん断弾性波速度から求めることができる．

$$E_s = 2\cdot(1+\upsilon)\cdot G \tag{2-25}$$

$$G = \rho\cdot V_s^2 \tag{2-26}$$

ここで，ν：動的ポアソン比，G：動的せん断剛性である．動的ポアソン比を直接計測していないため，乾燥豊浦砂の実験結果 [2.18)]を参考に 0.17 と仮定した．また，上記のせん断弾性波速度の値は相対密度 70%での測定結果であるため，補正が必要である．Hardin and Richart[2.19)]は再調整試料を用いた要素試験を行い，砂質土のせん断弾性波速度は式(2-27)によって表されることを示している．

$$V_s = A\cdot F(e)(\sigma)^n \tag{2-27}$$

$$F(e) = \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \tag{2-28}$$

ここに，σ：等方圧密力，A：定数，$F(e)$：間隙比 e の関数，n：定数であり一般的には 0.5 前後の値をとる [2.20)]．東北硅砂 6 号の場合，D_r=70%での $F(e)$は 1.225，比重 1.548，D_r=90%での $F(e)$は 1.380，比重 1.605 であるため，この値を用いて実測の V_s を補正した．この補正を行った V_s から求められた k 値は 543MN/m^3 となった．共振実験で得られた杭頭変位 0.002mm 時の水平地盤反力係数と比較すると，仮定した分布形状により差があるものの，Francis の式で求められた水平地盤反力係数のほうが大きな値となった（**図 2- 37**）．

ただし，Francis の式で求められる k 値と共振実験や衝撃振動試験から同定された水平地盤反力係数の関係を定量的に把握することができれば，実務においても PS 検層の結果から微小変位時の水平地盤反力係数や構造物の固有振動数を推定することができる．これが高精度に推定できるようになれば，例えば共振実験や衝撃振動試験から実測された固有振動数と Francis の式から推定される k 値を基に算出した固有振動数を比較することで杭部材の

損傷を定量的に評価することも可能になると考えるため，今後は上記の比較データについても蓄積していきたいと考える．

（５）計測精度の検証

共振実験の結果から水平地盤反力係数ならびに変位量を算出する方法を提案し模型実験で検証を行った結果，水平地盤反力係数が計測できた最小の杭頭変位量が 0.002mm であり，一般的な静的載荷試験と比較すると 1/100 程度の微小変位での評価が可能であった．ここでは，この方法で算出される変位量と水平地盤反力係数の精度について考察を行う．

再掲となるが，共振実験では以下のように加速度を 2 回積分することで応答変位量を算出している．

$$y_{(GL+0.2)} = \frac{\alpha_{output}}{4\pi^2 {f_n}^2} \tag{2-29}$$

すなわち，変位量算定の分解能は，加速度計の精度と周波数解析による固有振動数評価の分解能に依存する．

それぞれの精度について検討する．まず，**図 2- 38** に加速度計のノイズ計測結果を示す．ノイズは最大で 0.01m/s^2（=1gal）程度であった．固有振動数の精度に関しては正確な評価は出来ないがフーリエ変換により求められた伝達関数における振動数の刻み Δf は 0.01526Hz である．分解能として 5 点分を考慮したとしても 0.075Hz であり大きな影響はない．

それぞれの分解能を基に，式(2-29)を用いて変位量換算時の誤差を計算した（**図 2- 39**）．固有振動数によって変位量としての分解能が変化するため，固有振動数と変位量の分解能の関係で示している．本実験で計測された最小の変位量である錘 25kg で 10gal 加振での条件（固有振動数 f_n=40Hz）で考慮すると，変位量の分解能は 0.0002（2×10^{-4}）mm となる．最も小さい加振レベルに対しては約 10%の誤差となるが，後述する非線形モデルの選定に際しては大きな影響はないと考える．

一方で，水平地盤反力係数は**図 2- 36** に示した水平地盤反力係数 k_h と固有振動数 f_n の関係式から求めているが，0.075Hz の差があったとしても k_h の評価値には 2%程度しか影響しない．

なお，本模型実験においては固有振動数が比較的高いため水平地盤反力係数，変位量の分解能も非常に小さいものとなったが，実構造物のように固有振動数が低い場合には本手法の分解能は低下することに注意する必要があると考える．

2.5　まとめ

本章では，微小変位における杭の水平地盤反力係数と杭体変位量の関係の評価手法として，起振器を用いた共振実験を提案した．そして，単杭模型・高架橋模型を対象に起振器による共振実験，ならびに水平載荷実験を行い，幅広い変位レベルにおける水平地盤反力係数を連続的に評価可能となるか検討した．

以下に得られた知見をまとめる．

1) 微小変位レベルでの水平地盤反力係数 k_h ならびに変位量 y を精度よく評価する方法として，永久磁石方式の起振器を用いた共振実験を提案した．また，静的載荷試験と組合せることで，連続的に水平地盤反力係数と変位量の関係を測定できると考えた．
2) 提案した手法の検証を目的として，単杭基礎模型を対象に起振器による共振実験を実施した．起振器の加速度ならびに杭頭に付加する錘の質量を変化させることで，地表面杭体変位量が 0.002mm から 0.17mm（杭径の 0.0015～0.1%）までの変位に対する杭の水平地盤反力係数を逆算することができ，従来の手法と比べて変位量が 1/100 の微小変位レベルまで評価可能であることが示された．
3) 静的水平載荷試験と組合せることで，0.002mm から 20mm（杭径の 0.0015～0.15%）までの範囲で連続的に水平地盤反力係数を評価可能であることを示した．

次章では，それぞれの方法で求めた水平地盤反力係数の変位レベル依存性を比較する．

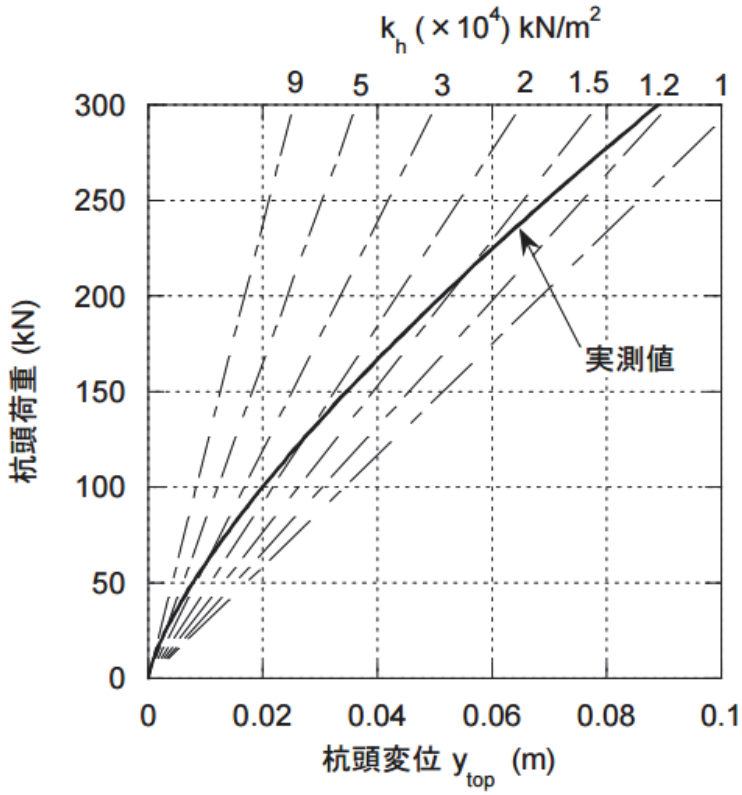


図 2- 1　図解法による水平地盤反力係数同定の例 [2.1)]

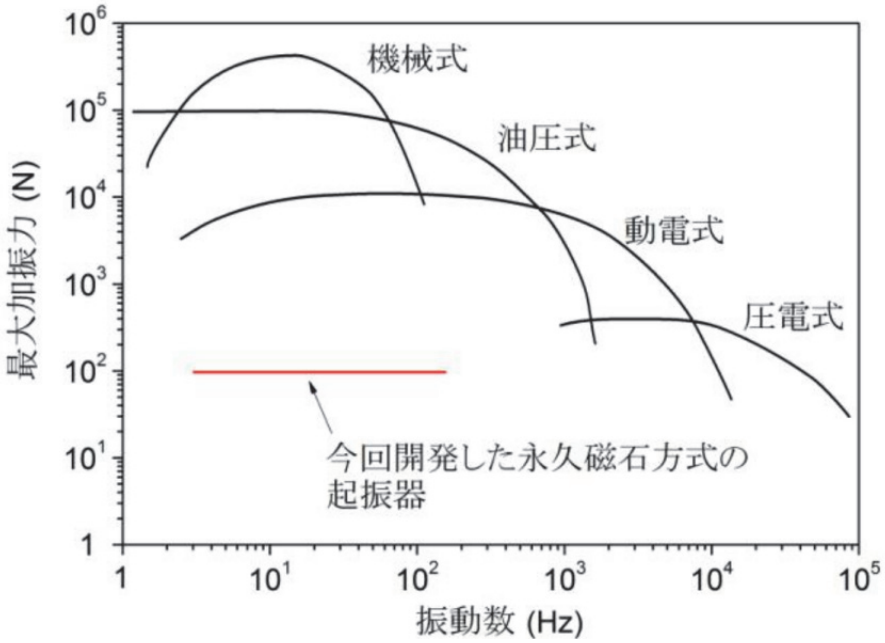


図 2- 2　各種類の起振器における適用周波数範囲と加振力の起きさ [2.9)]

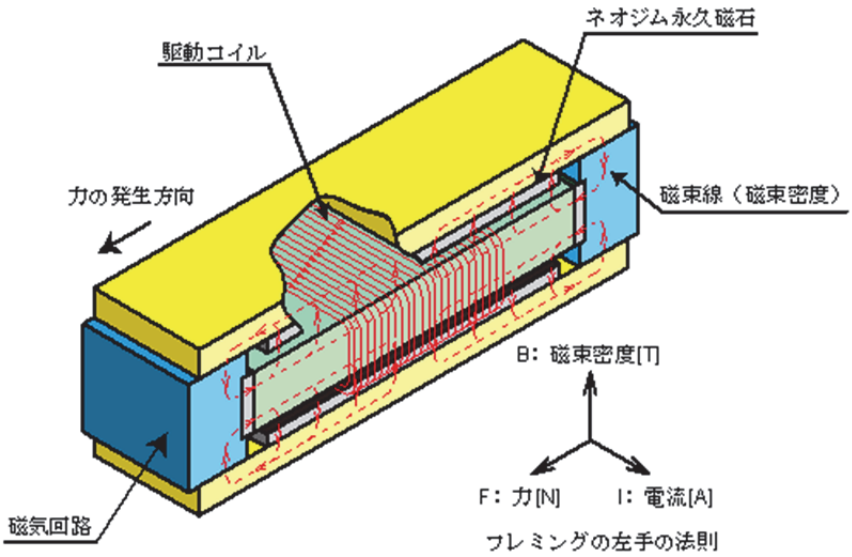


図 2- 3　永久磁石式の起振器の構造 [2.9)]

表 2- 1　実験に用いた小型起振器の性能（文献 2.9)に加筆）

最大加振力（N）	98
最大変位（mm）	80
最大速度（cm/s）	100
最大加速度（m/s^2）	14.4
周波数範囲（Hz）	0.1-1000 3-200（最大加速度時）
電源	AC100V
総重量（kg）	8.0
可動部質量（kg）	7.0

表 2- 2　実験に用いた中型起振器の性能（文献 2.10)に加筆）

最大加振力（N）	490
最大変位（mm）	150
最大速度（cm/s）	100
最大加速度（m/s^2）	14.4
周波数範囲（Hz）	0.1-1000 3-200（最大加速度時）
電源	AC100V
総重量（kg）	48.0 （鉛直加振時は最大 80kg）
可動部質量（kg）	45.0 （鉛直加振時は最大 77kg）

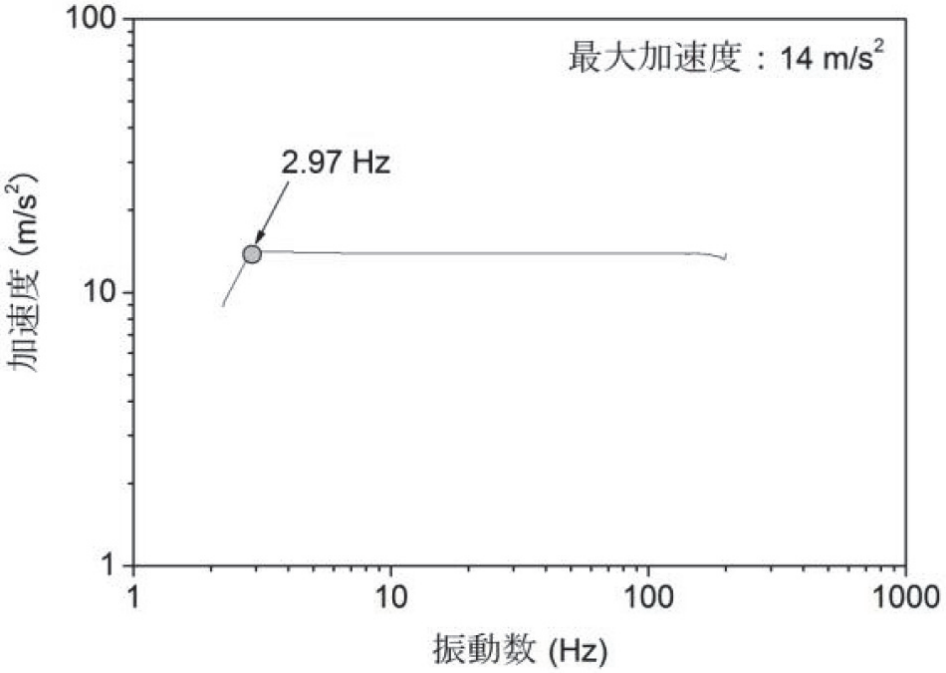


図 2- 4　起振器の最大加速度における能力線図 [2.9)]

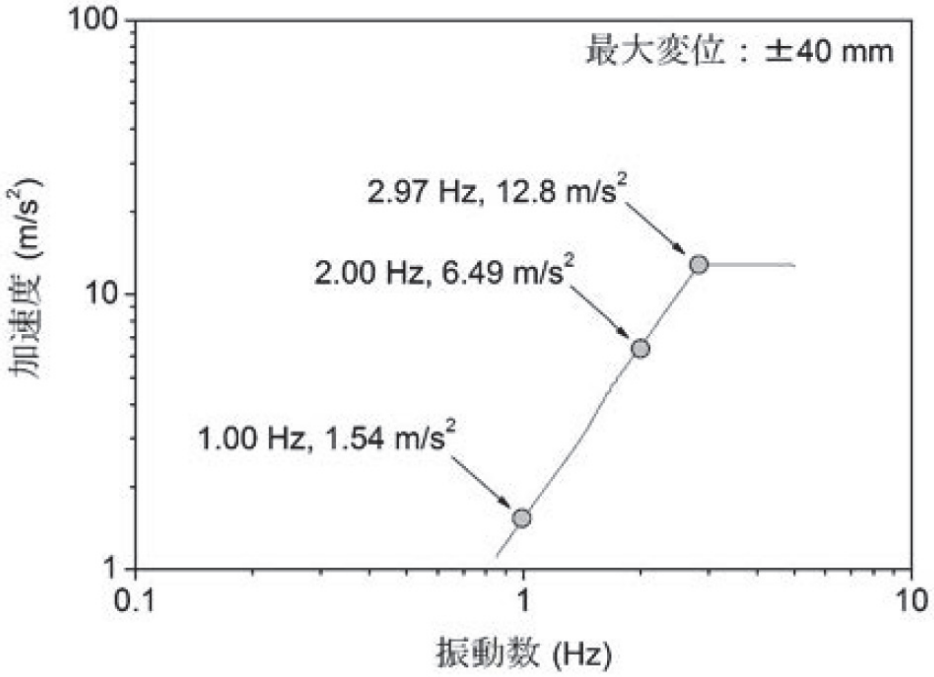


図 2- 5　起振器の最大変位における能力線図 [2.9)]

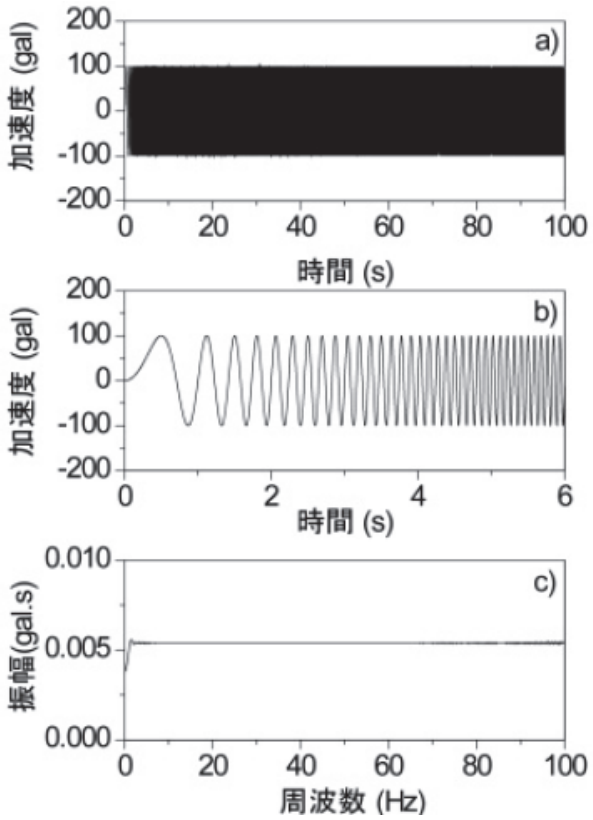


図 2- 6　起振器に入力する波形とフーリエ振幅の例（司令値）

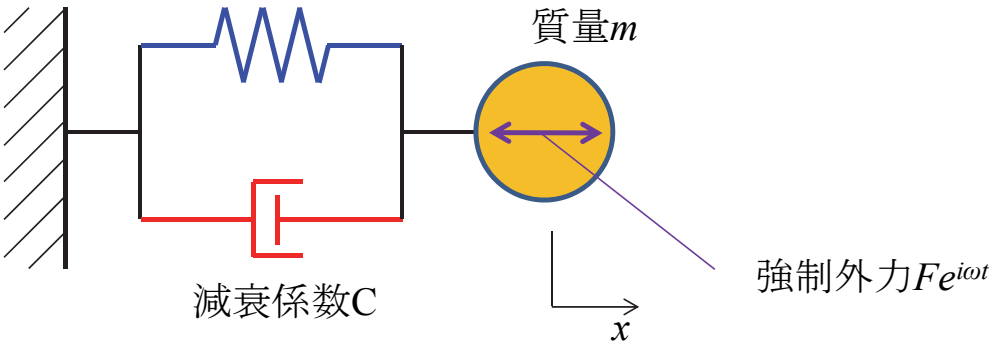
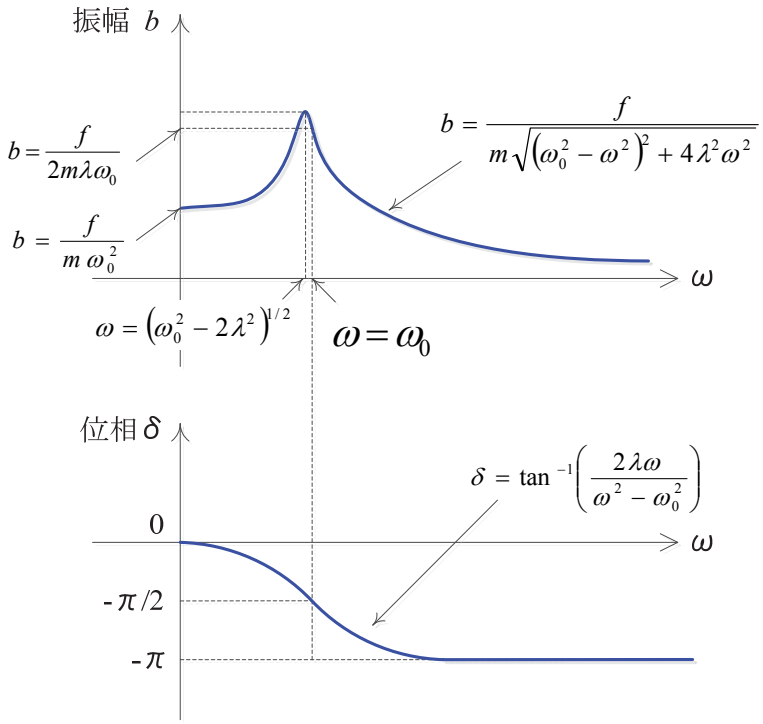
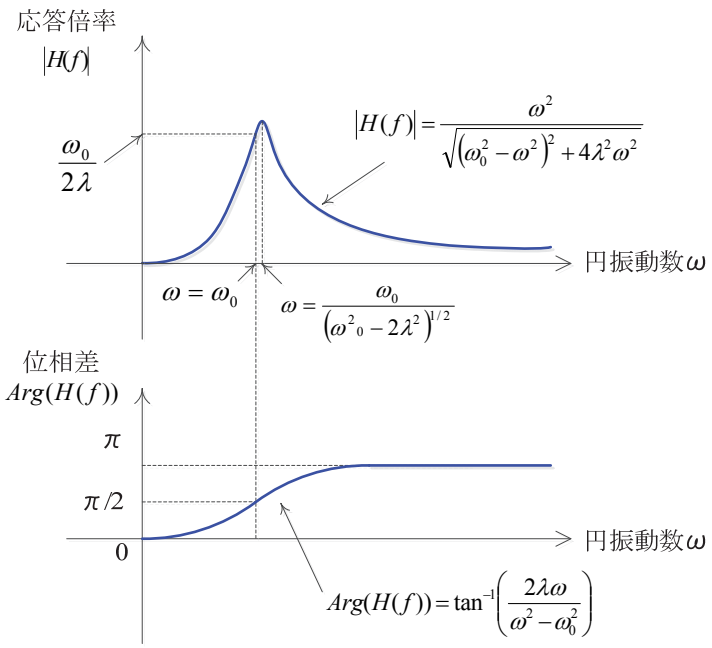


図 2- 7　１自由度強制・減衰振動モデル

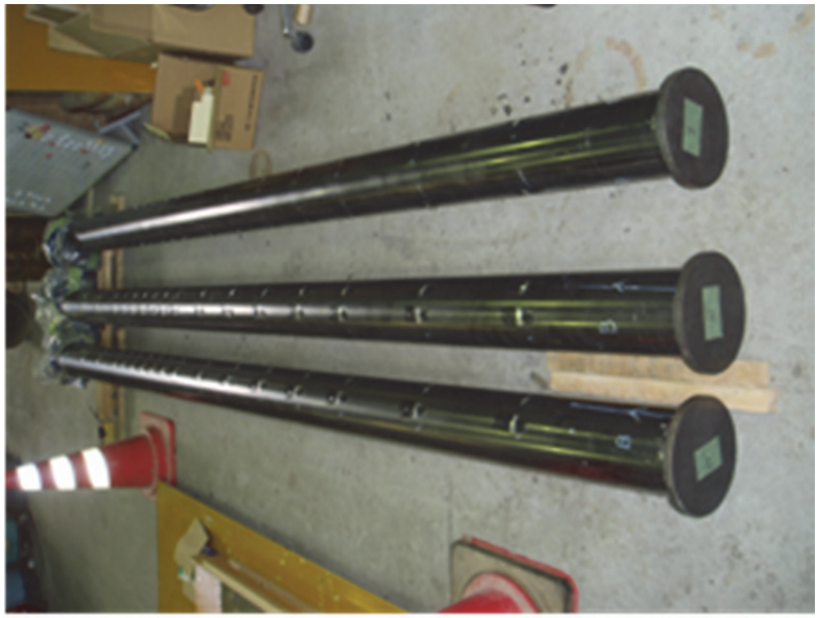


(a)　応答加速度の振幅と位相



(b)　強制外力の入力加速度に対する応答加速度の伝達関数

図 2- 8　１次元モデルの強制・減衰振動における理論解



(a)　外観

(b)　杭頭部

図 2- 9　単杭模型の様子

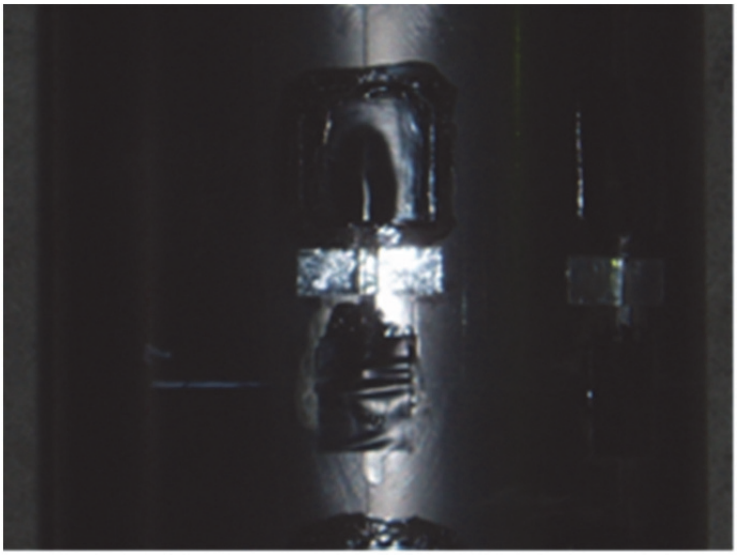


図 2- 10　ひずみゲージの貼付け状況

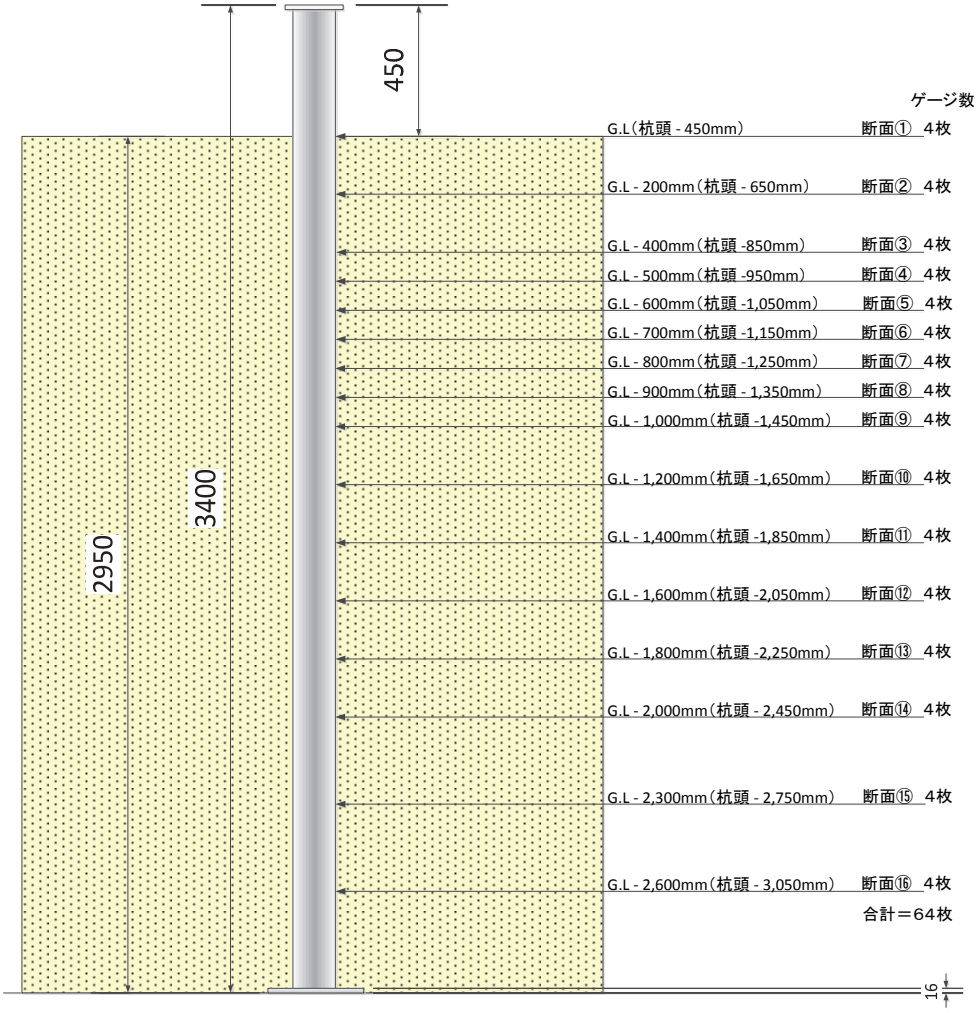


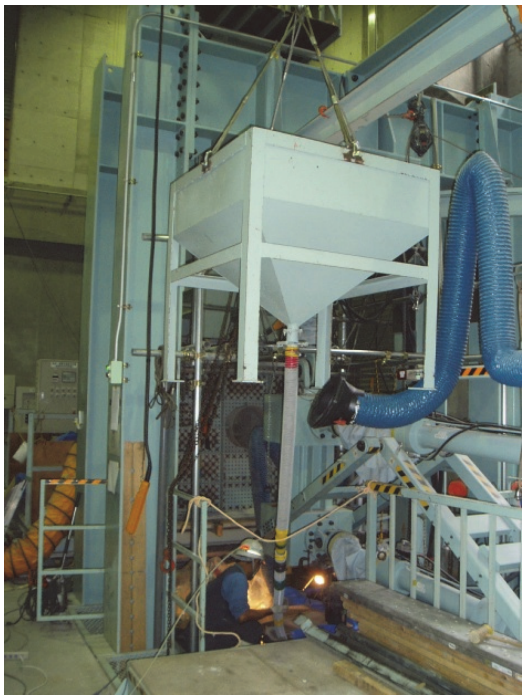
図 2- 11　ひずみゲージの貼付け位置

表 2- 3　杭の検定結果一覧（構成係数表）

ゲージ位置	杭頭基準レベル (mm)	GL(mm)	鋼管杭較正係数 (kN・m/με)
断面①	450	0	5.2615
断面②	650	-200	5.3618
断面③	850	-400	5.3213
断面④	950	-500	5.4446
断面⑤	1050	-600	5.5144
断面⑥	1150	-700	5.2262
断面⑦	1250	-800	5.2758
断面⑧	1350	-900	5.3357
断面⑨	1450	-1000	5.1978
断面⑩	1650	-1200	5.4570
断面⑪	1850	-1400	5.1763
断面⑫	2050	-1600	5.2946
断面⑬	2250	-1800	5.2294
断面⑭	2450	-2000	5.3692
断面⑮	2750	-2300	5.2631
断面⑯	3050	-2600	5.1447

表 2- 4　模型地盤の密度管理結果

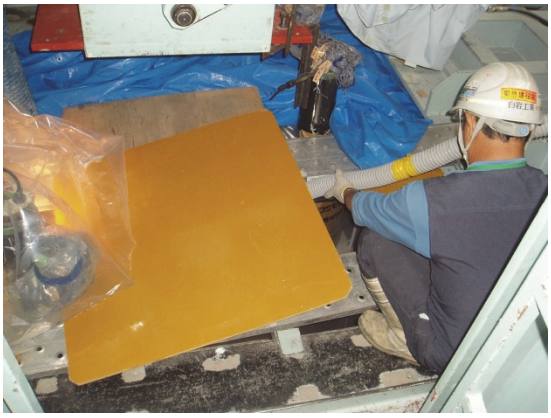
目標密度	高さ(cm)	底面積(cm^2)	必要量(kg)	累計(kg)	実測相対密度(%)
D_r=90%	30	39470	1962	1962	90.1
	60	39470	1962	3924	
	90	39470	1962	5886	
	120	39470	1962	7848	
	150	39470	1962	9810	
	180	39470	1962	11772	
	210	38940	1935	13707	
	240	38940	1935	15642	
	270	38410	1908	17550	
	295	38410	1590	19140	



(a)　硅砂計量

(b)　地盤材料の計量

(c)　硅砂撒出し状況



(d)　締固め状況

図 2- 12　模型地盤構築の様子

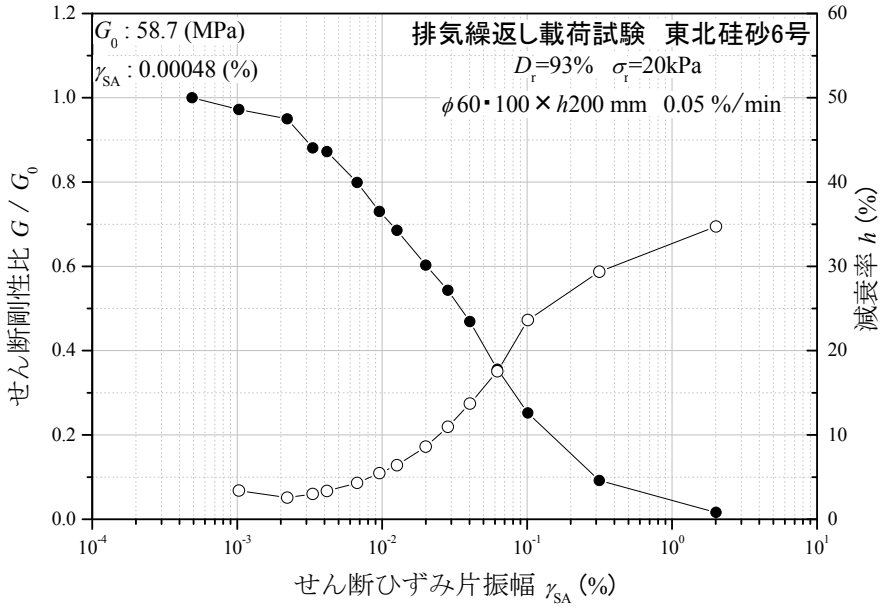
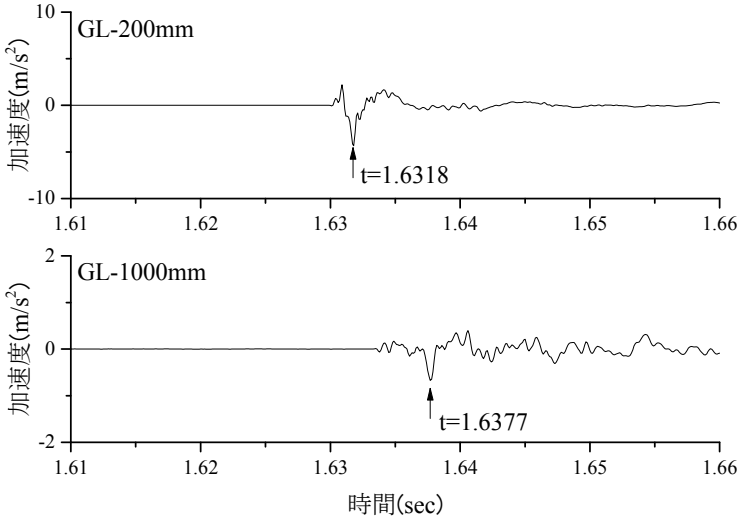
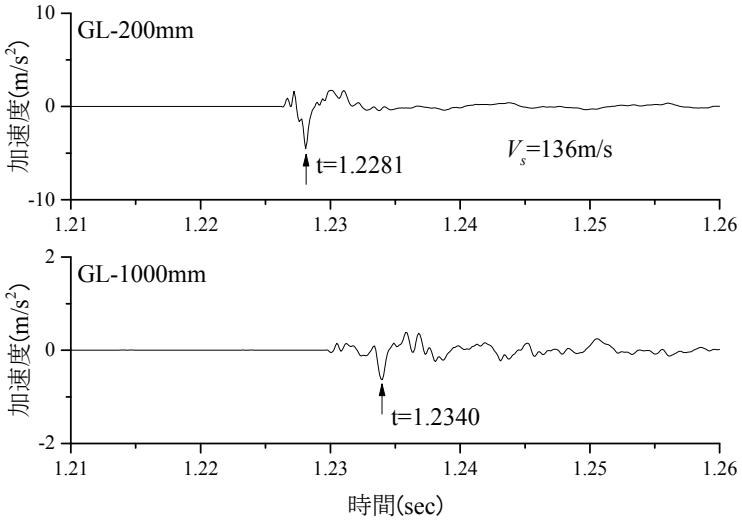


図 2- 13　中空ねじり試験から得られた気乾東北硅砂 6 号の G～h～γ 関係



(a)　1 回目

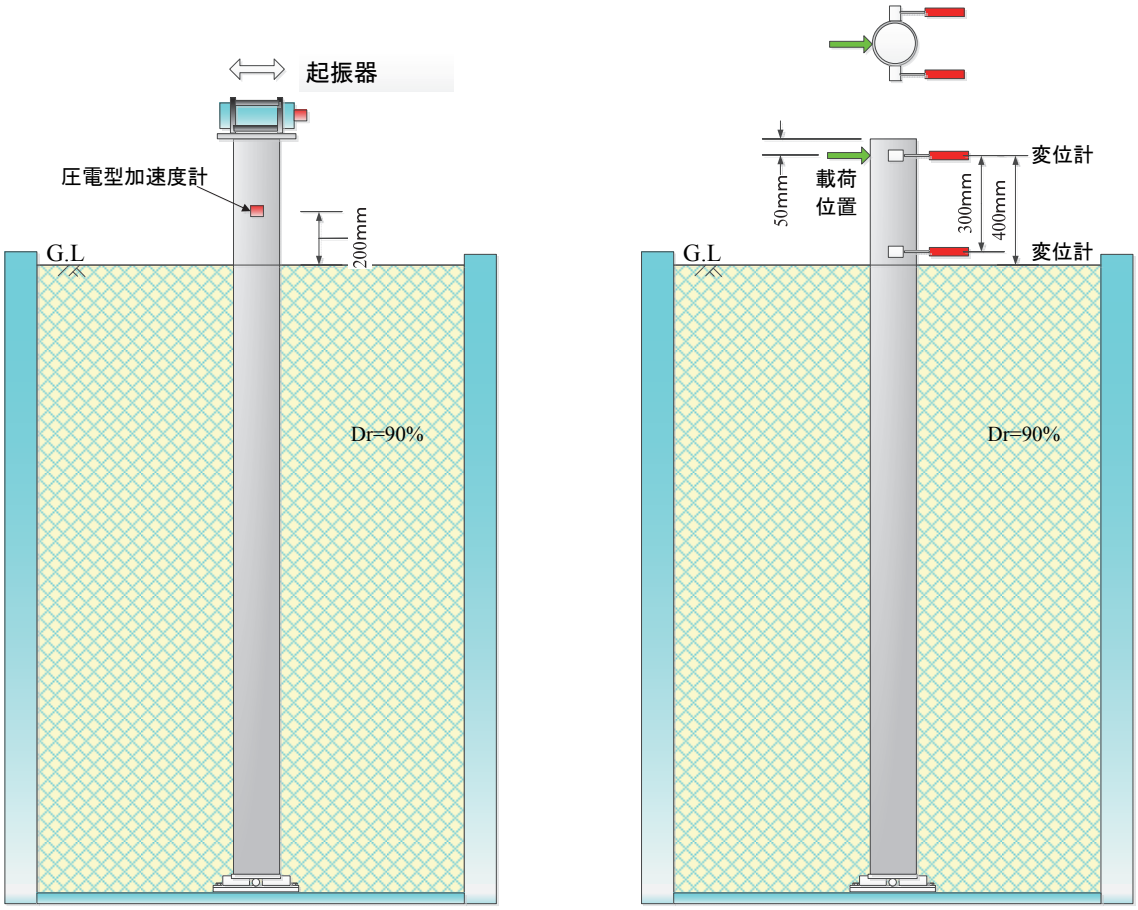


(b)　2 回目

図 2- 14　板叩き法で得られた模型砂地盤の応答加速度時刻歴波形の例

表 2- 5　模型地盤のせん断弾性波速度の測定結果

測定回数	到達時間（s）		時間差	せん断弾性波速度
	GL-200mm	GL-1000mm	(s)	(m/s)
1	1.6318	1.6377	0.0059	135.6
2	1.2281	1.2340	0.0059	135.6
3	1.4712	1.4771	0.0059	135.6
4	1.1431	1.1489	0.0058	137.9
5	1.0804	1.0862	0.0058	137.9



(a)　共振実験　　(b)　水平載荷実験

図 2- 15　計測器の設置位置

感度（mV/m/s^2）	50
共振周波数（kHz）	15
質量（g）	142
寸法（mm）	φ25.4×L61
最大加速度（m/s^2）	100
使用温度範囲（℃）	120

図 2- 16　圧電型加速度計（ウィルコクソン社製　793L）の概要

容量	200mm
定格出力	5mV/V
感度（×10^{-6} ひずみ/mm）	50
使用温度範囲（℃）	0～+60℃

図 2- 17　変位計（東京測器社製　SDP-200D）

容量	50kN
定格出力	1.5mV/V
感度（×10^{-6} ひずみ/mm）	3000±0.2%
使用温度範囲（℃）	-20～+70℃

図 2- 18　ロードセル（東京測器社製　CLP-50kNB）

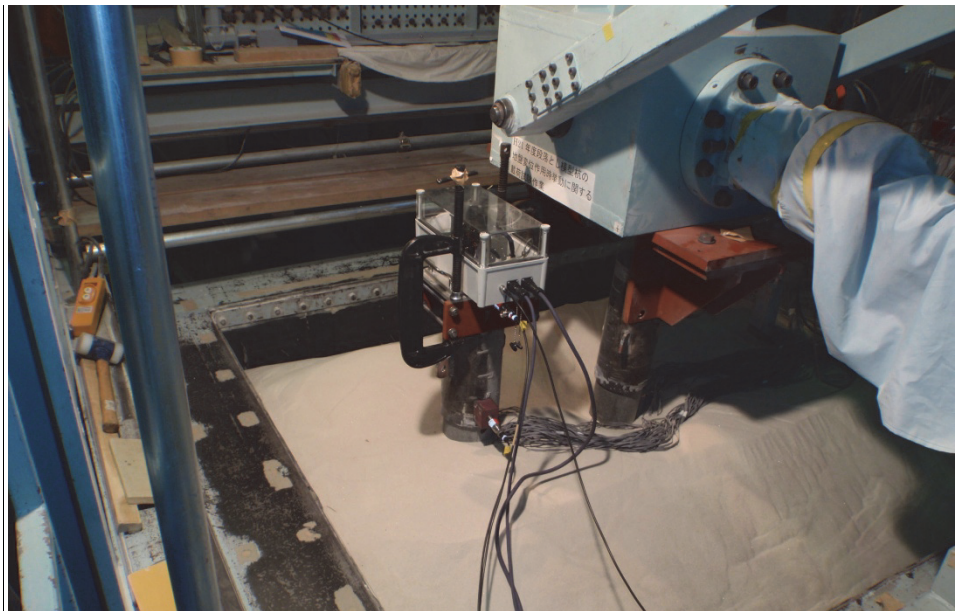


図 2- 19　起振器の設置状況

表 2- 6　共振実験における加振条件

杭頭質量 （kg）	起振器入力加速度振幅 （gal）	スイープ周波数 （Hz）	スイープ速度 （Hz/sec）
0	300	3-200Hz	1
	500		
	1000		
25 （錘 1 枚）	10		
	50		
	100		
	300		
	500		
	1000		
50kg （錘 2 枚）	300		
	500		
	1000		

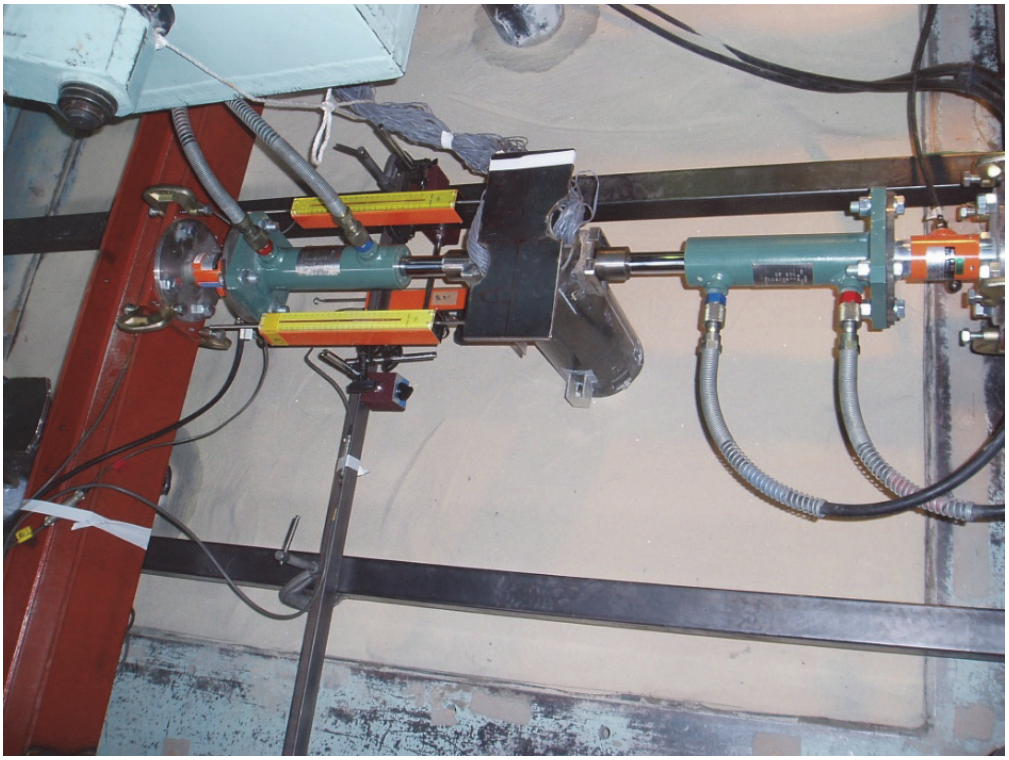


図 2- 20　水平載荷試験の様子

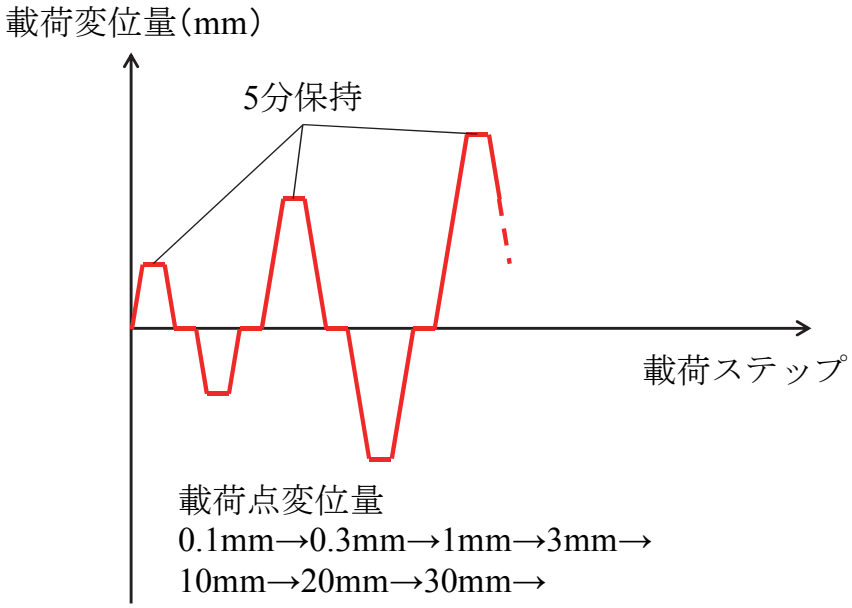


図 2- 21　水平載荷試験における載荷ステップの概要

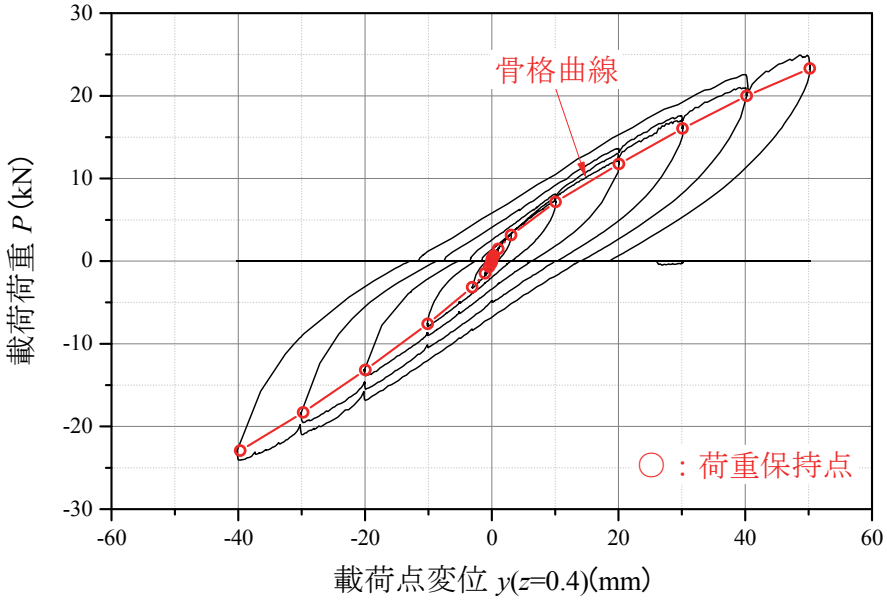


図 2- 22　水平載荷実験から得られ載荷荷重 - 載荷点変位関係

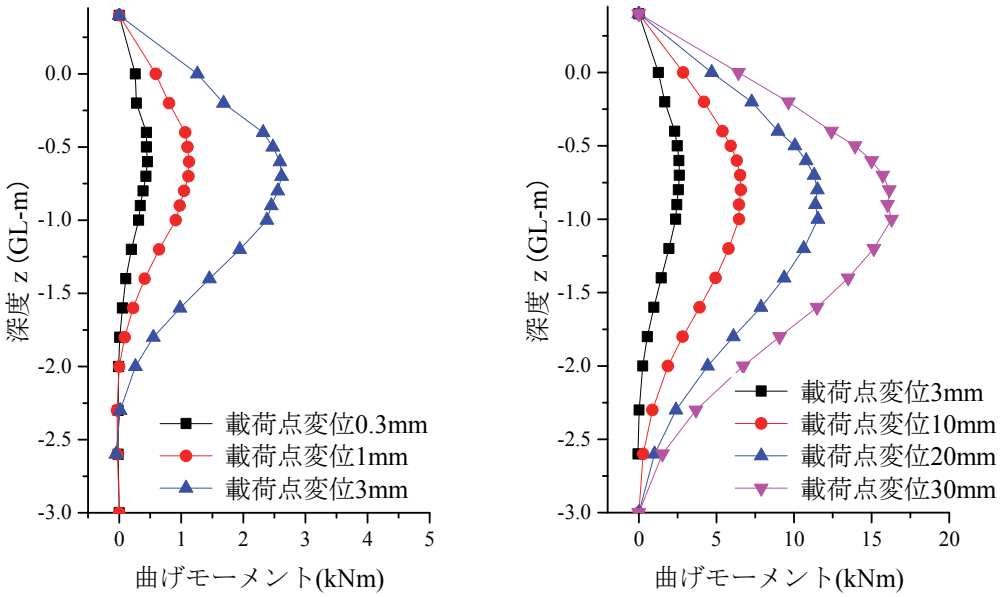
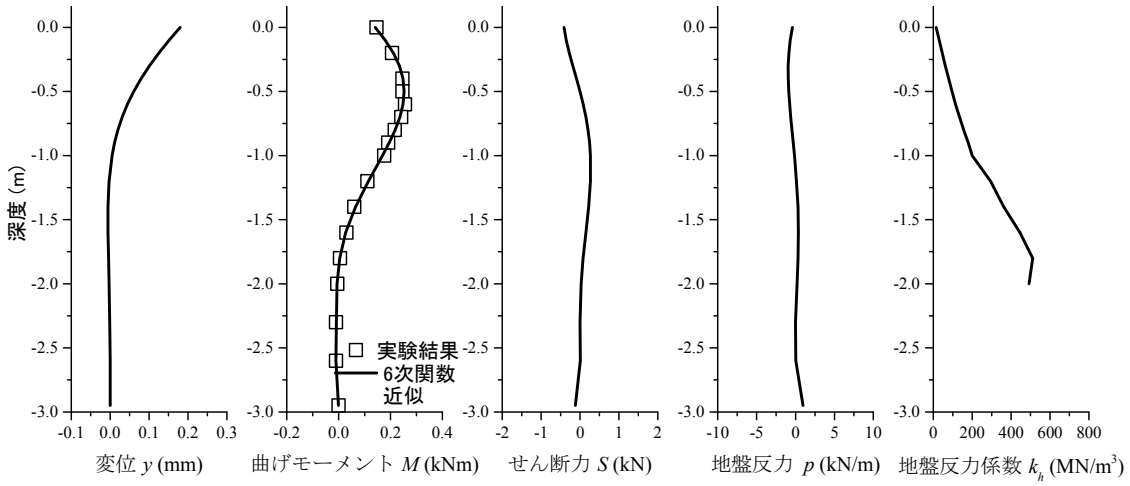
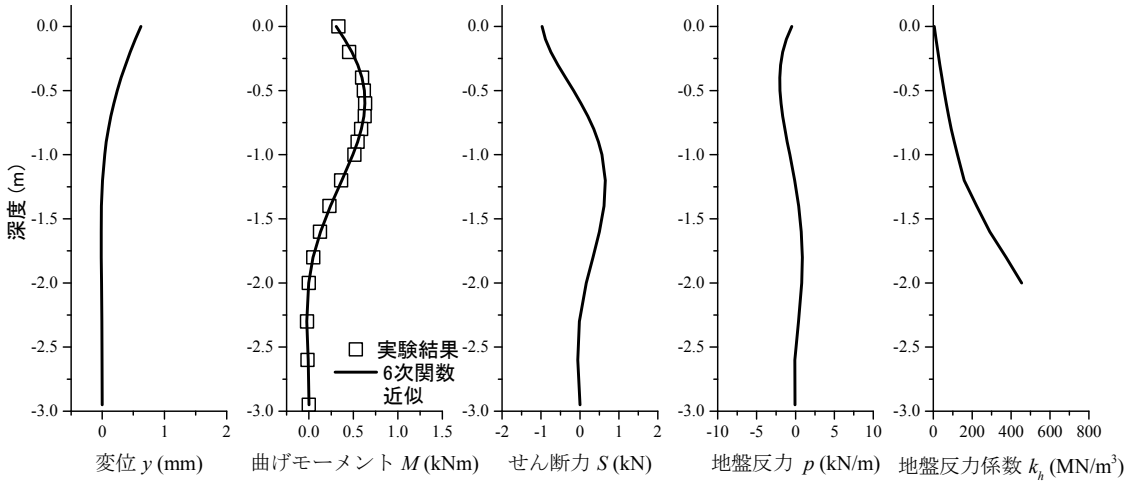


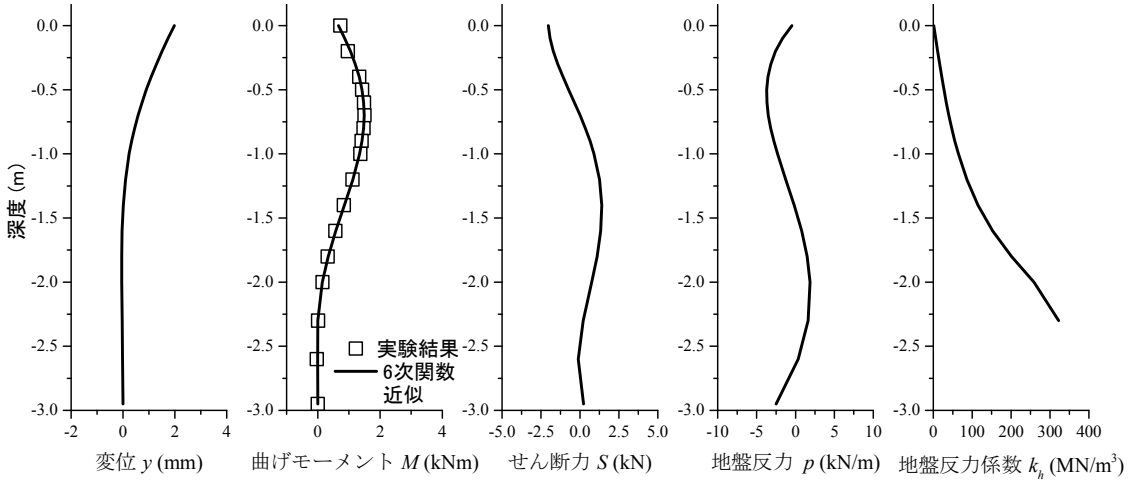
図 2- 23　水平載荷実験から得られた曲げモーメント分布



(a) 0.3mm 載荷時

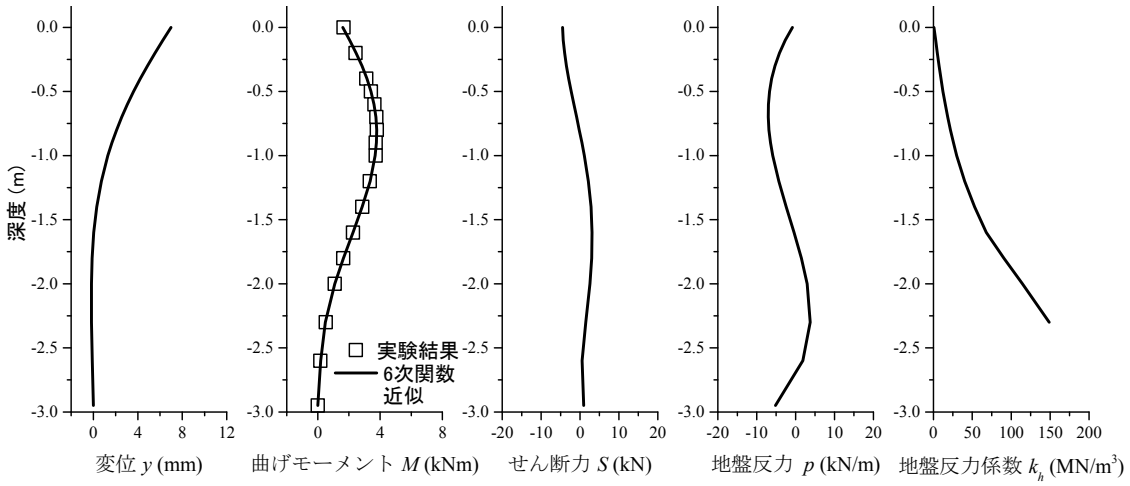


(b) 1mm 載荷時

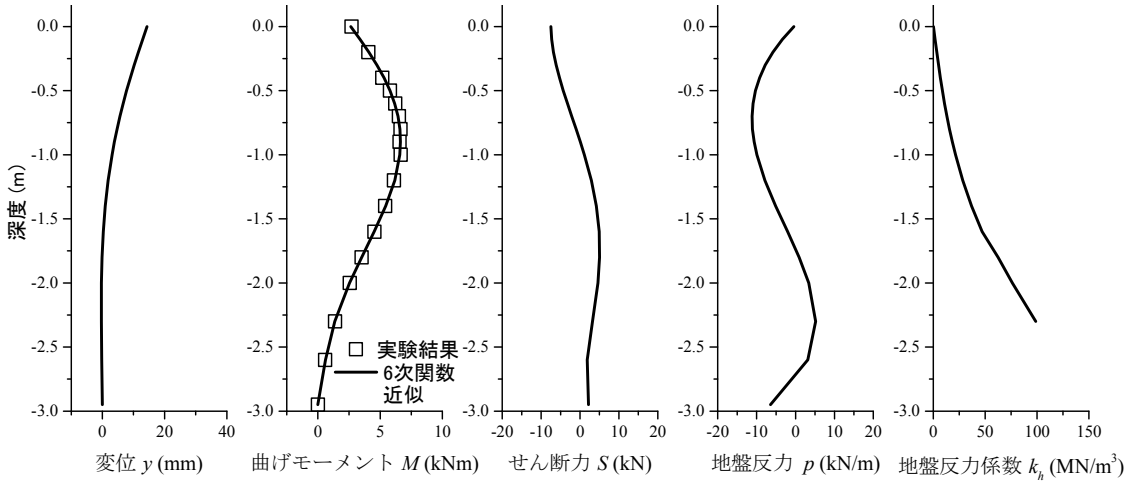


(c) 3mm 載荷時

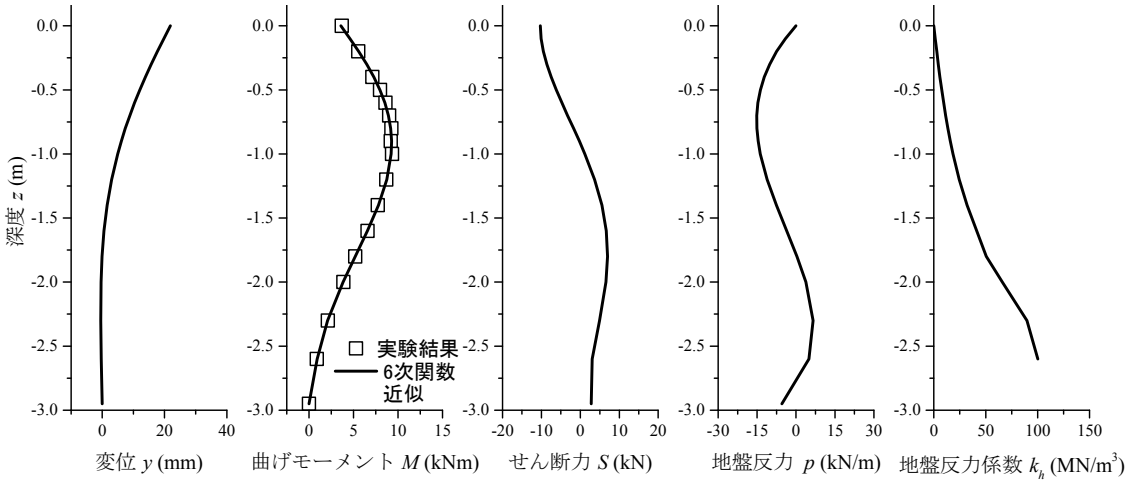
図 2- 24　曲げモーメント分布から算定される断面力分布等（その１）



(d) 10mm 載荷時

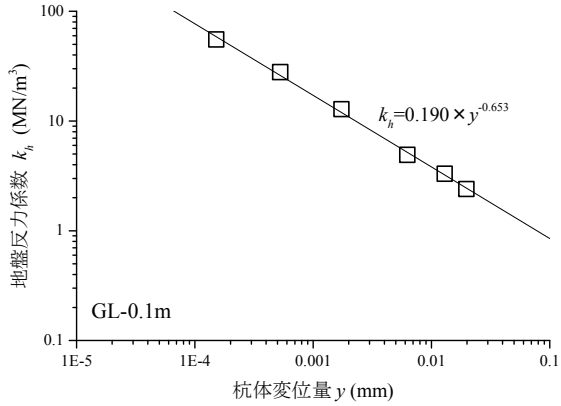


(e) 20mm 載荷時

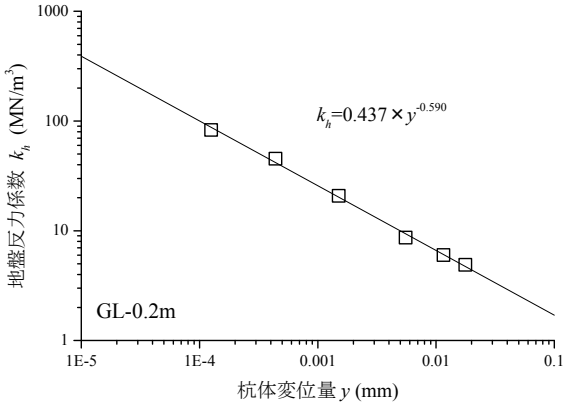


(f) 30mm 載荷時

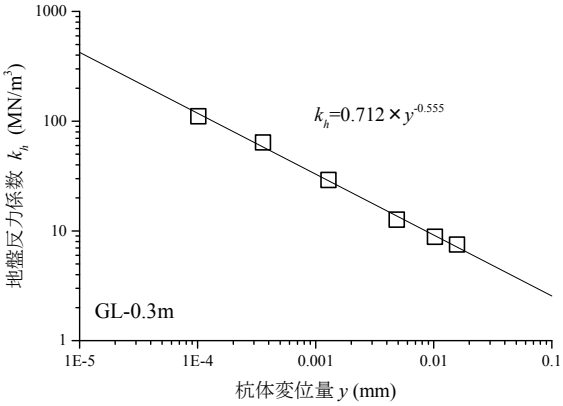
図 2- 24　曲げモーメント分布から算定される変位ならびに断面力（その２）



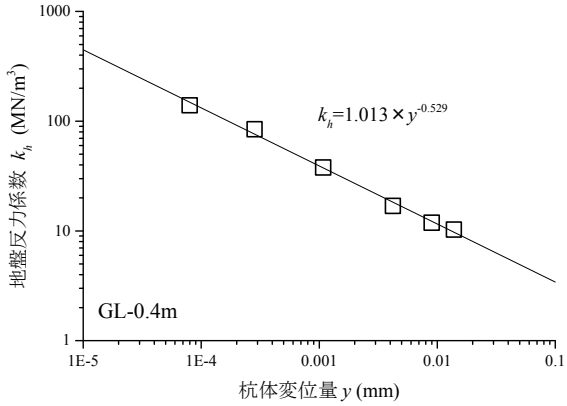
(a) GL-0.1m



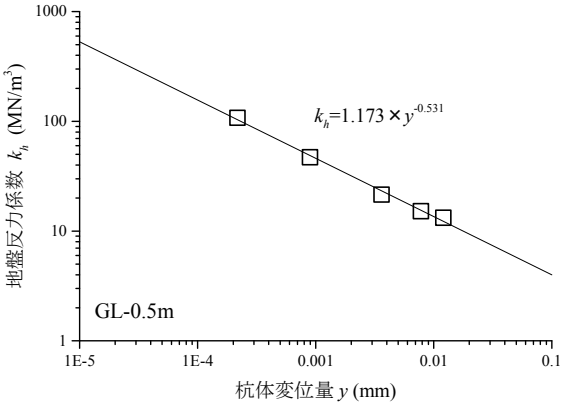
(b) GL-0.2m



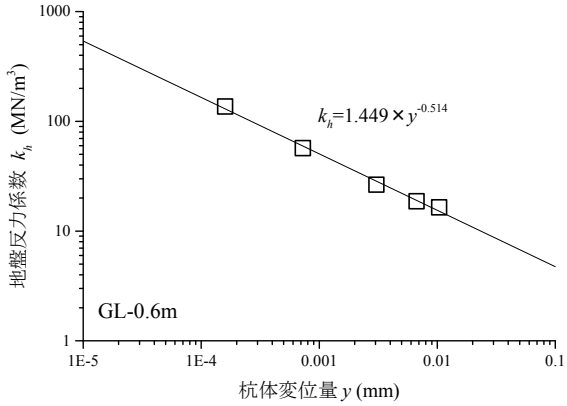
(c) GL-0.3m



(d) GL-0.4m

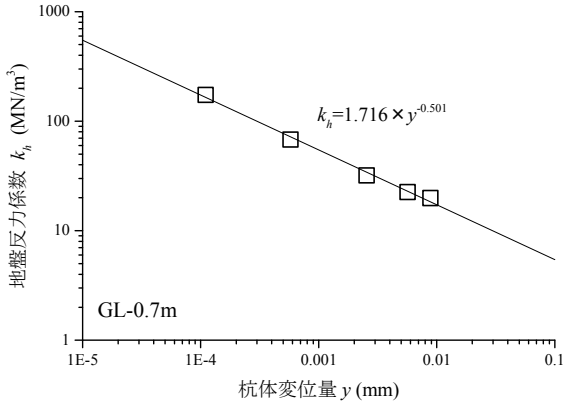


(e) GL-0.5m

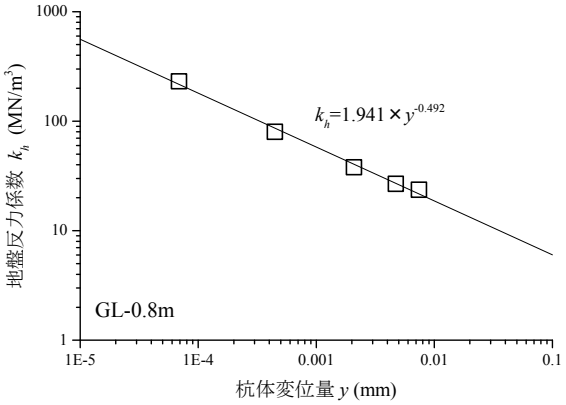


(f) GL-0.6m

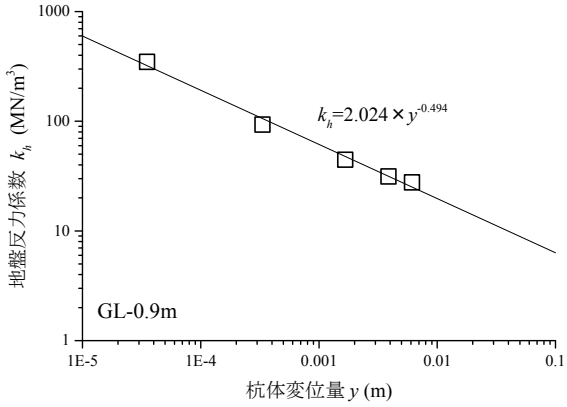
図 2- 25　各深度における地盤反力係数と変位の関係（その１）



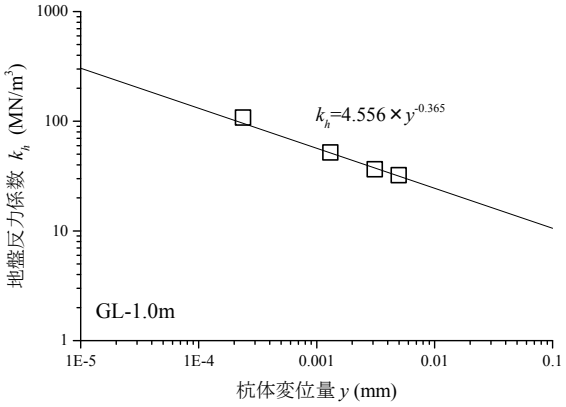
(g) GL-0.7m



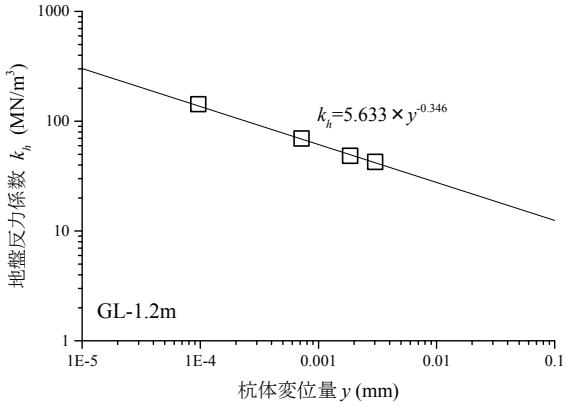
(h) GL-0.8m



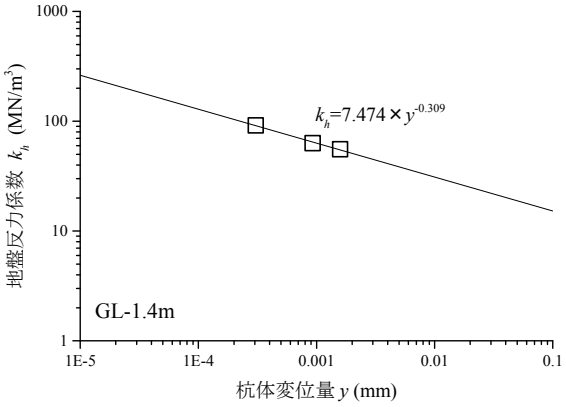
(i) GL-0.9m



(j) GL-1.0m



(k) GL-1.2m



(l) GL-1.4m

図 2- 25　各深度における地盤反力係数と変位の関係（その２）

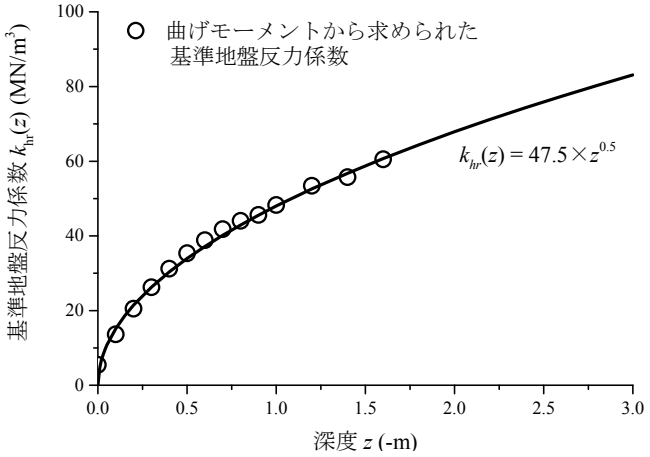


図 2- 26　静的載荷時の曲げモーメントから算出した各深度における基準地盤反力係数

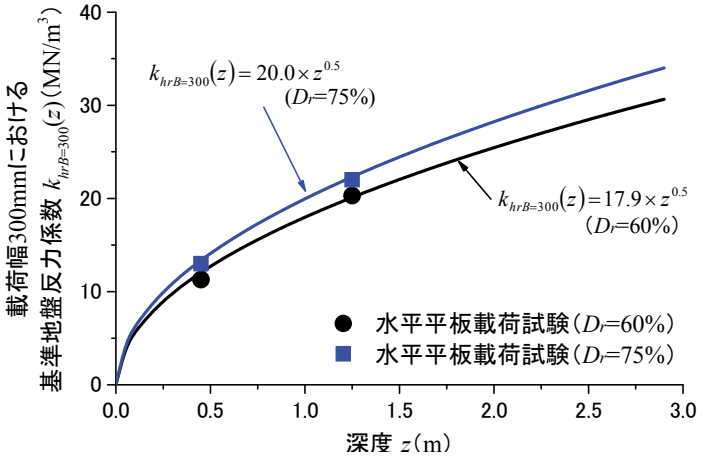


図 2- 27　水平平板載荷実験から求められた基準地盤反力係数 $k_{hrB=300}$[2.15)]

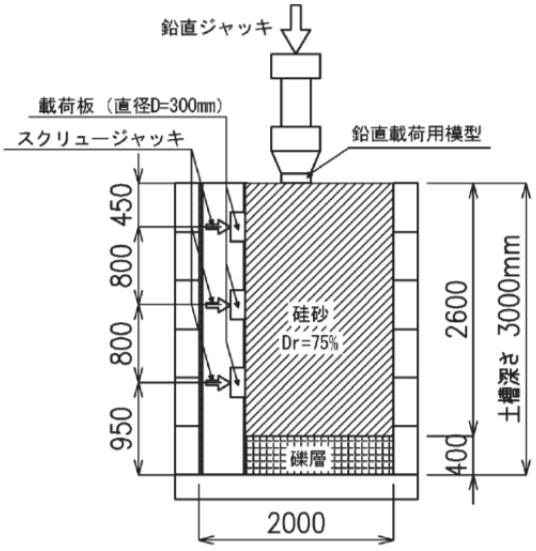


図 2- 28　水平平板載荷実験の概要[2.15)]

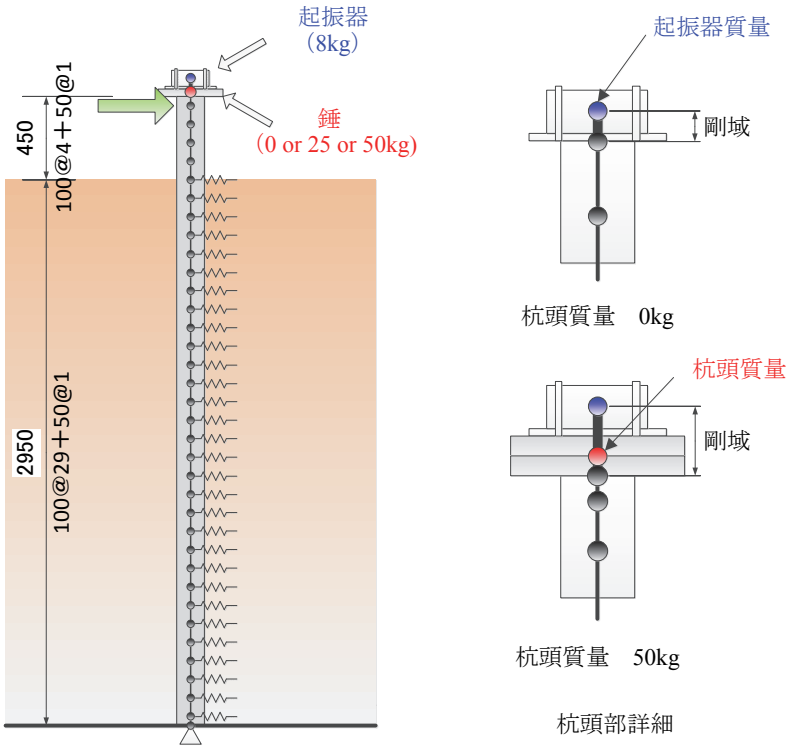


図 2- 29　単杭模型を対象とした梁ばね解析モデル

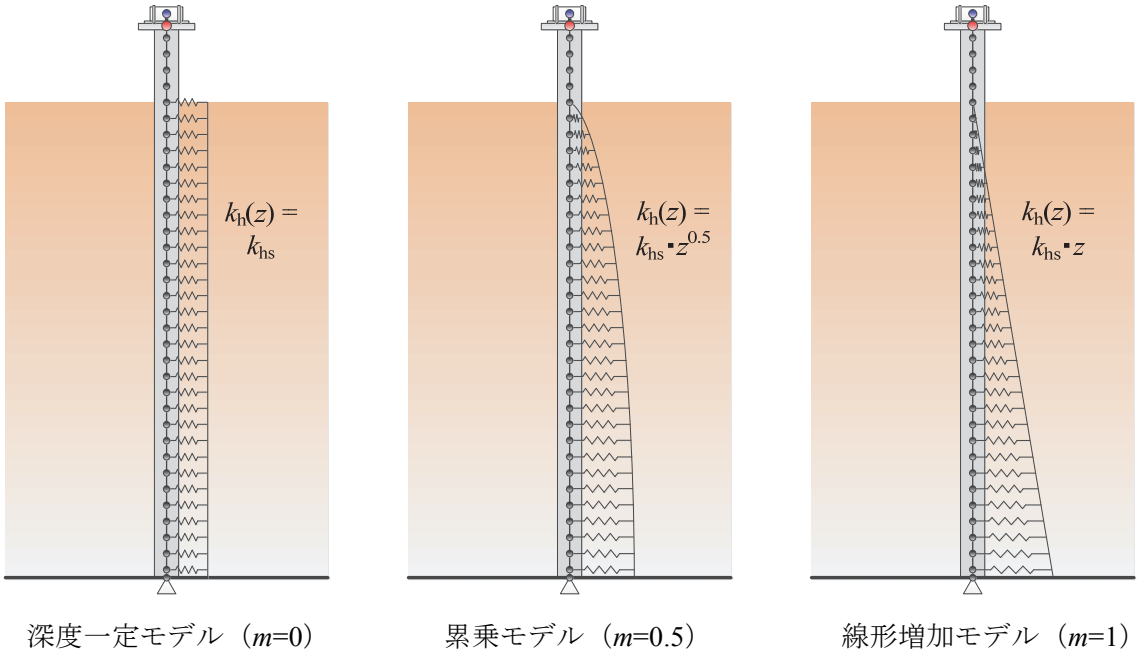
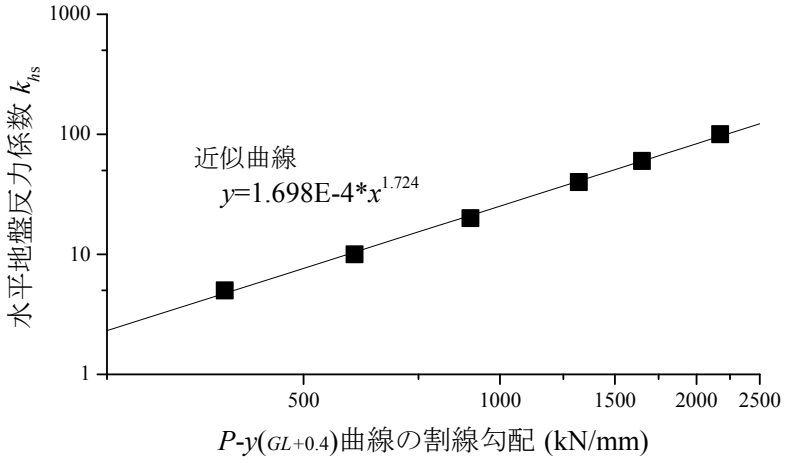
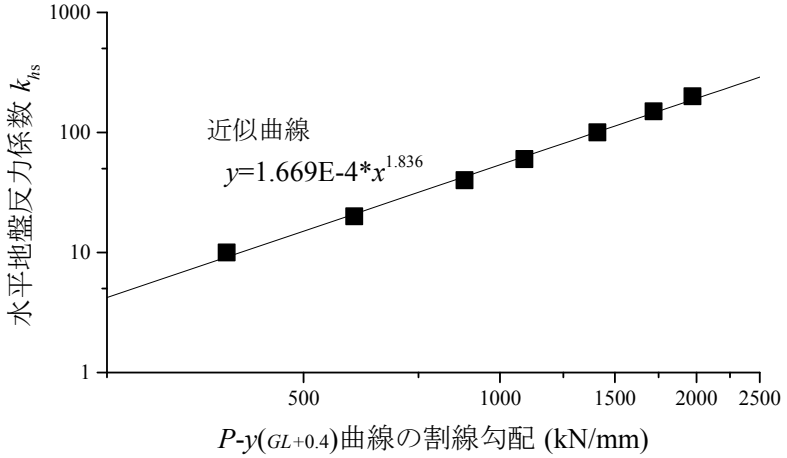


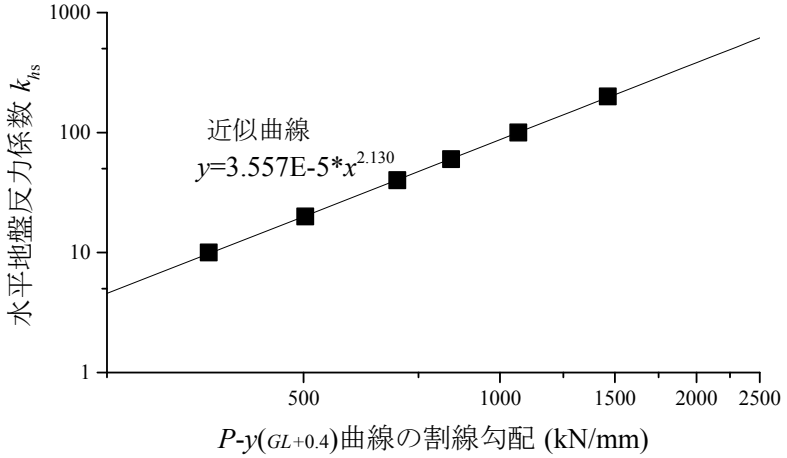
図 2- 30　水平地盤反力係数 k_h の深度方向へのモデル化



(a) 深度一定モデル（m=0）

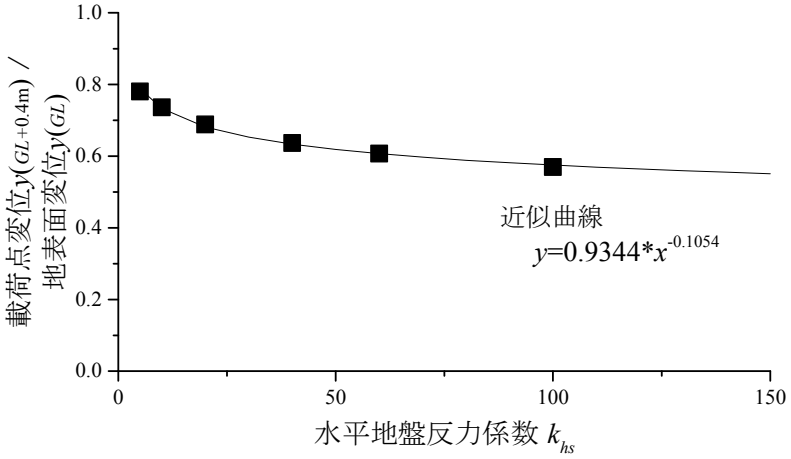


(b) 0.5 乗モデル（m=0.5）

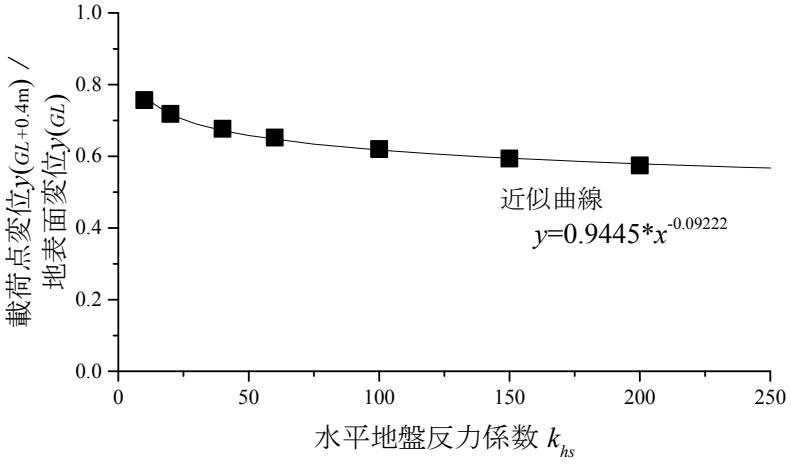


(c) 線形増加モデル（m=1）

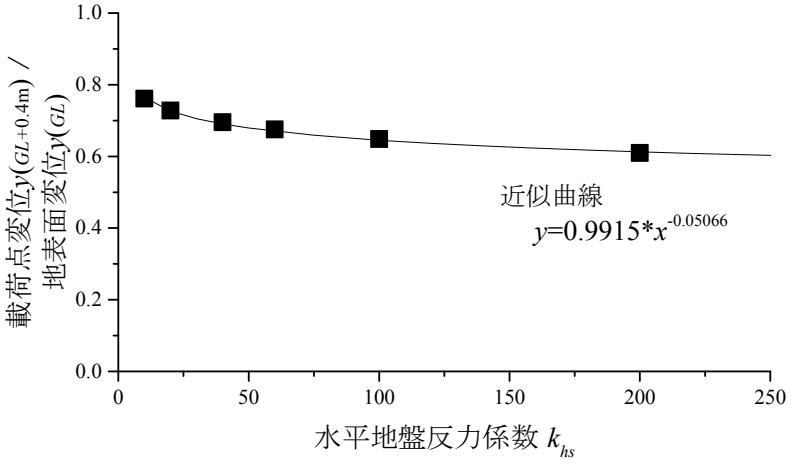
図 2- 31　数値解析から求めた P-y 曲線の割線勾配と水平地盤反力係数 k_{hs} の関係



(a) 深度一定モデル（m=0）



(b) 0.5 乗増加モデル（m=0.5）



(c) 線形増加モデル（m=1）

図 2- 32　載荷点変位と地表面変位の比率と水平地盤反力係数の関係

表 2- 7　静的水平載荷実験から逆算された水平地盤反力係数と地表面杭体変位量

(a)　深度一定モデル（m=0）

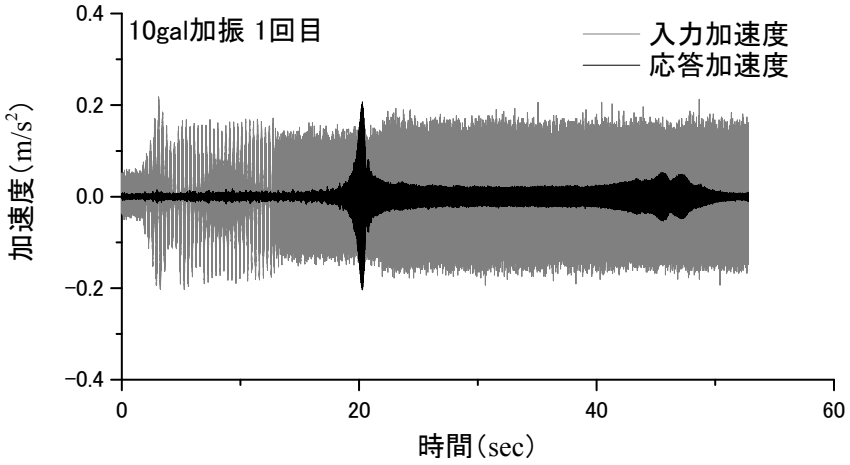
載荷点変位量 $y_{(GL+0.4m)}$（mm）	載荷荷重 P（kN）	P-$y_{(GL+0.4m)}$の割線勾配（kN/m）	地盤反力係数 k_{hs}	地表面杭体変位量 $y_{(GL)}$（mm）
0.31	0.65	2097	93.4	0.18
0.50	0.90	1800	70.7	0.30
1.01	1.48	1460	48.3	0.63
3.05	3.15	1033	25.7	2.02
5.03	4.45	885	19.4	3.44
10.08	7.15	709	13.0	7.19
20.07	11.75	585	9.1	14.85
30.10	16.05	533	7.7	22.68

(b)　深度 0.5 乗増加モデル（m=0.5）

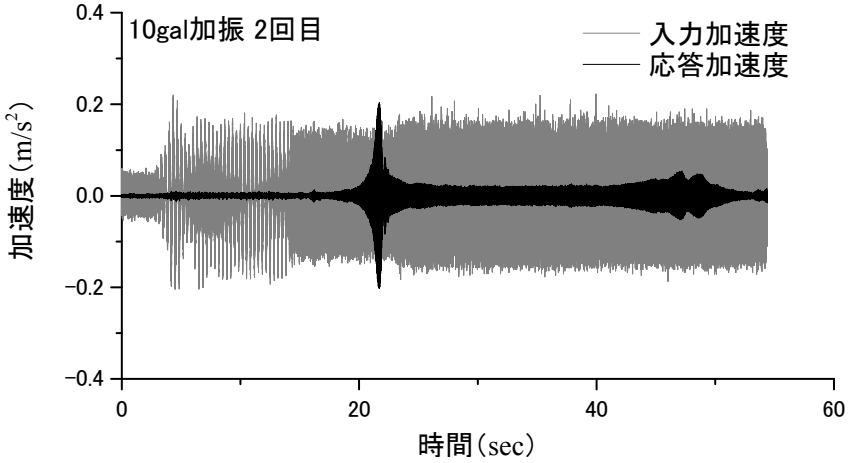
載荷点変位量 $y_{(GL+0.4m)}$（mm）	載荷荷重 P（kN）	P-$y_{(GL+0.4m)}$の割線勾配（kN/m）	地盤反力係数 k_{hs}	地表面杭体変位量 $y_{(GL)}$（mm）
0.31	0.65	2097	209.3	0.18
0.50	0.90	1800	158.2	0.30
1.01	1.48	1460	107.8	0.62
3.05	3.15	1033	57.0	1.98
5.03	4.45	885	42.9	3.36
10.08	7.15	709	28.6	6.99
20.07	11.75	585	20.1	14.37
30.10	16.05	533	16.9	21.90

(c)　深度線形増加モデル（m=1）

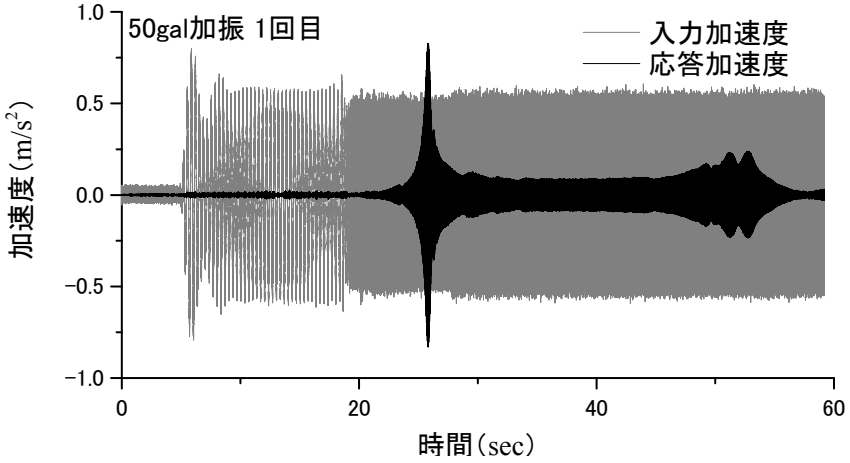
載荷点変位量 $y_{(GL+0.4m)}$（mm）	載荷荷重 P（kN）	P-$y_{(GL+0.4m)}$の割線勾配（kN/m）	地盤反力係数 k_{hs}	地表面杭体変位量 $y_{(GL)}$（mm）
0.31	0.65	2097	422.7	0.18
0.50	0.90	1800	305.4	0.30
1.01	1.48	1460	195.6	0.62
3.05	3.15	1033	93.5	1.98
5.03	4.45	885	67.3	3.34
10.08	7.15	709	42.0	6.93
20.07	11.75	585	27.9	14.23
30.10	16.05	533	22.9	21.66



(a) 10gal 加振 1 回目

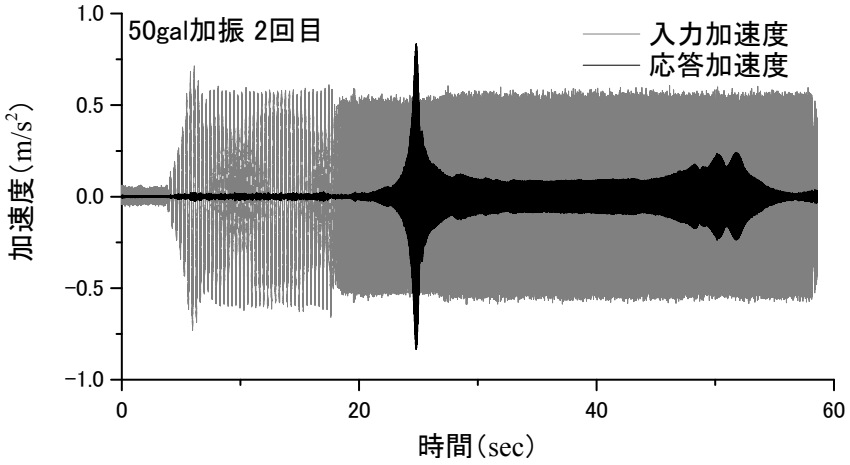


(b) 10gal 加振 2 回目

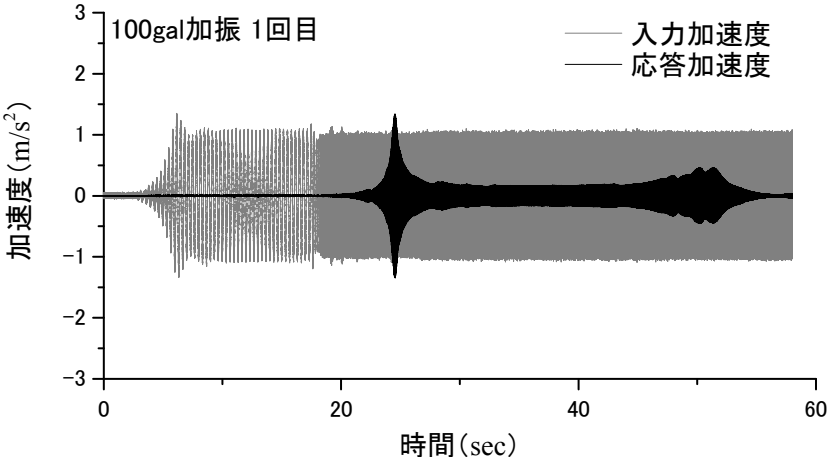


(c) 50gal 加振 1 回目

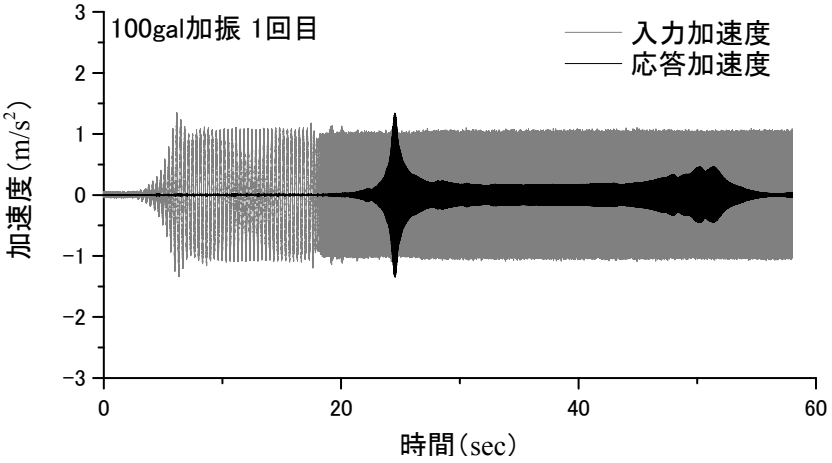
図 2- 33　杭頭 25kg 付加時の起振器試験結果（時刻歴加速度波形）（その１）



(d) 50gal 加振 2 回目

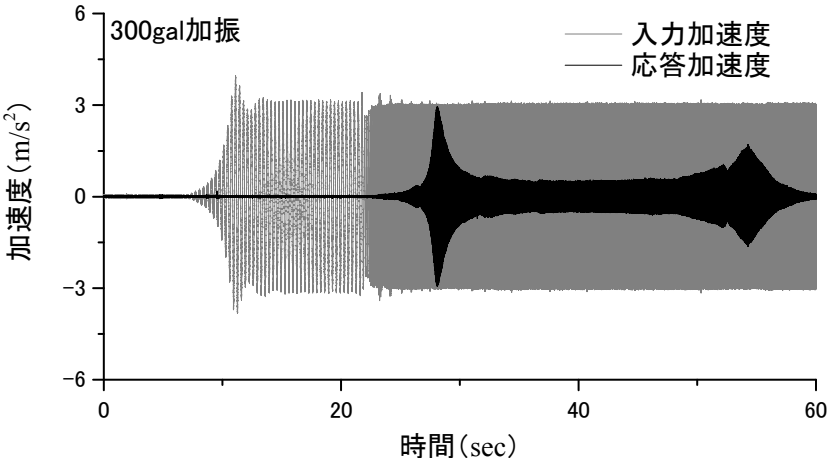


(e) 100gal 加振 1 回目

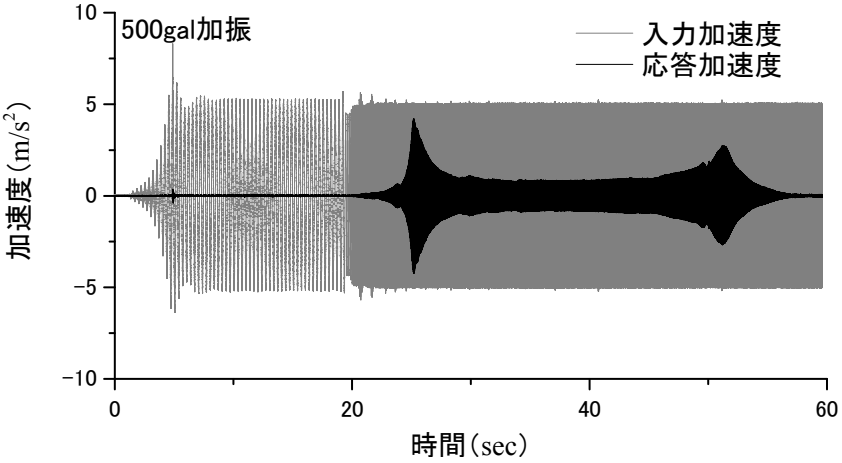


(f)100gal 加振 2 回目

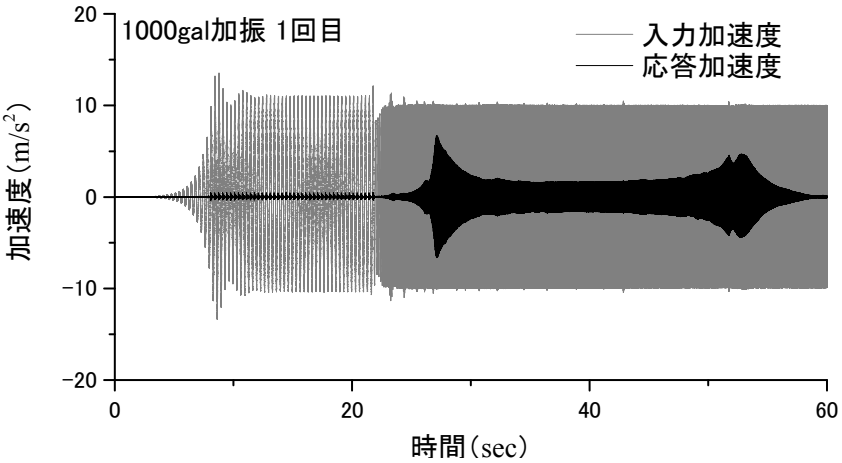
図 2- 33　杭頭 25kg 付加時の起振器試験結果（時刻歴加速度波形）（その２）



(g) 300gal 加振

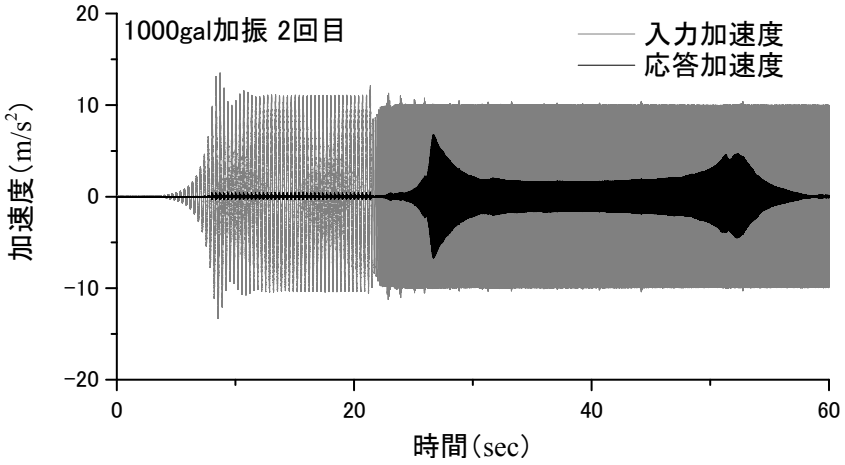


(h) 500gal 加振



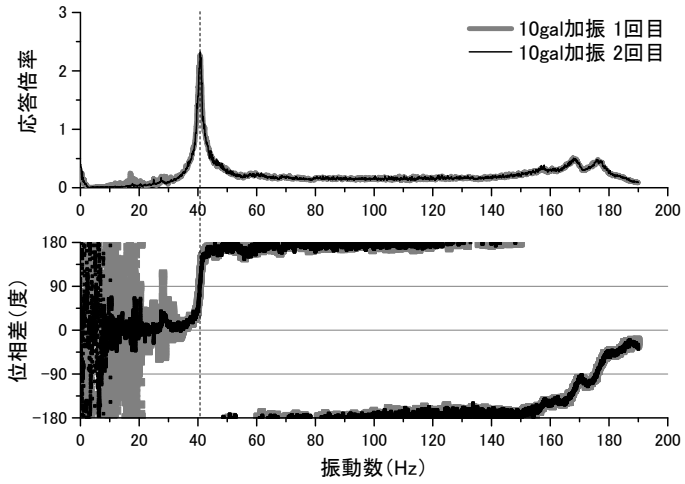
(i) 1000gal 加振 1 回目

図 2- 33　杭頭 25kg 付加時の起振器試験結果（時刻歴加速度波形）（その３）

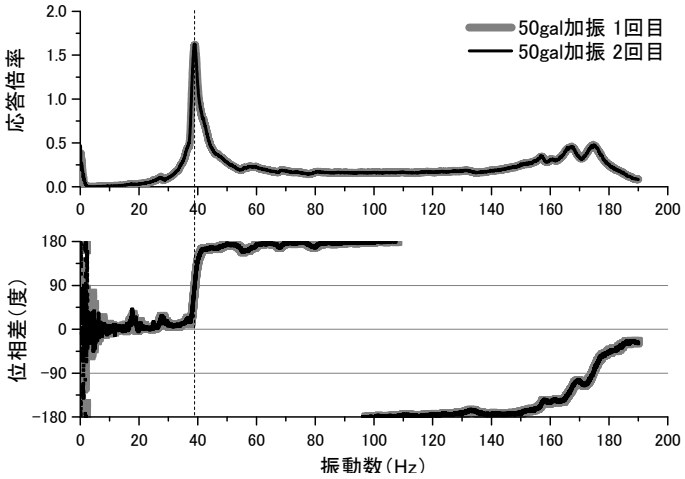


(j) 1000gal 加振 2 回目

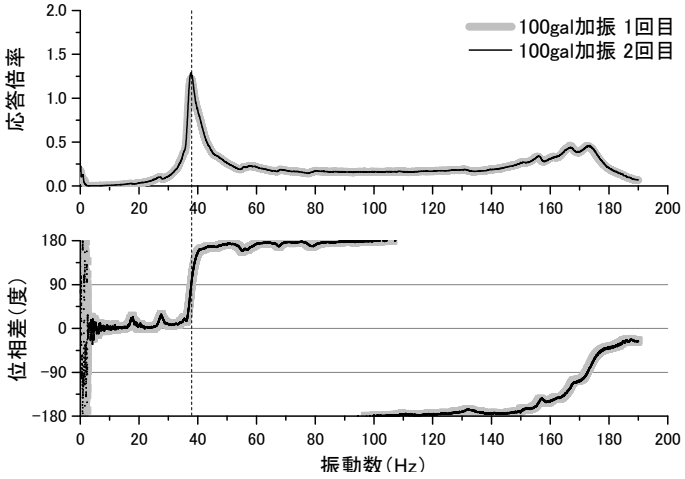
図 2- 33　杭頭 25kg 付加時の起振器試験結果（時刻歴加速度波形）（その４）



(a) 10gal 加振

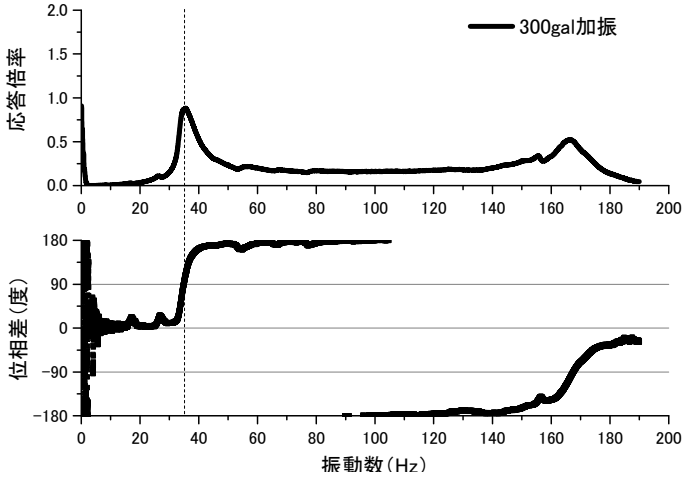


(b) 50gal 加振

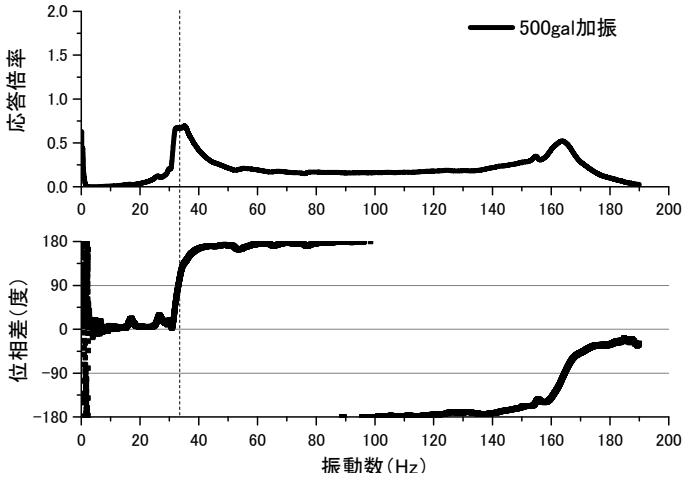


(c) 100gal 加振

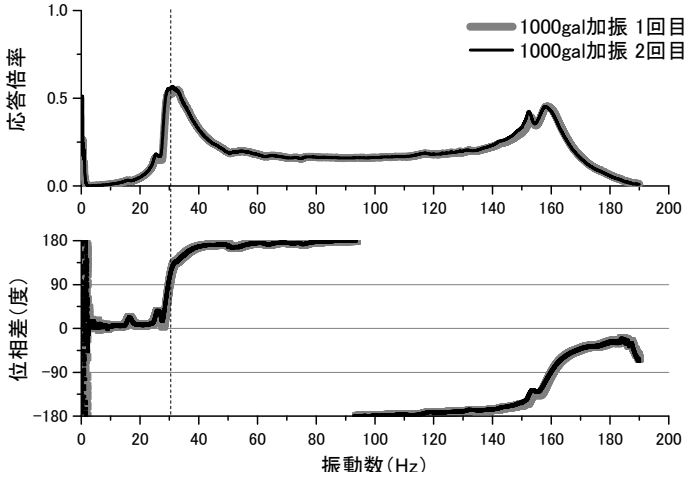
図 2- 34　杭頭 25kg 付加時の起振器試験結果（クロススペクトル）（その１）



(d) 300gal 加振

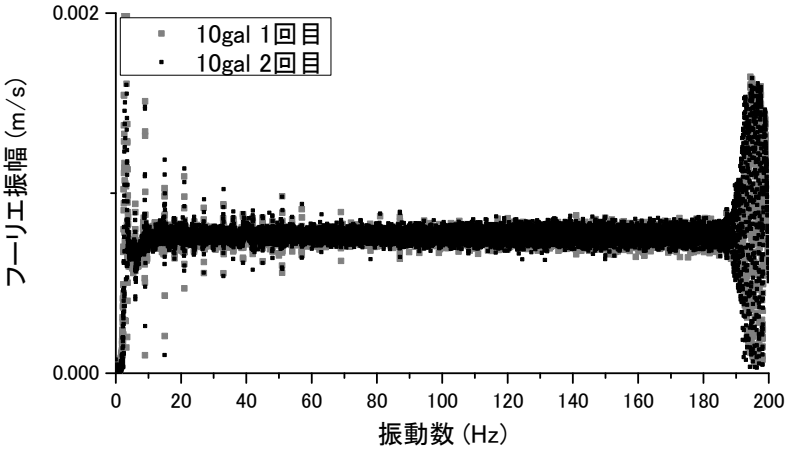


(e) 500gal 加振

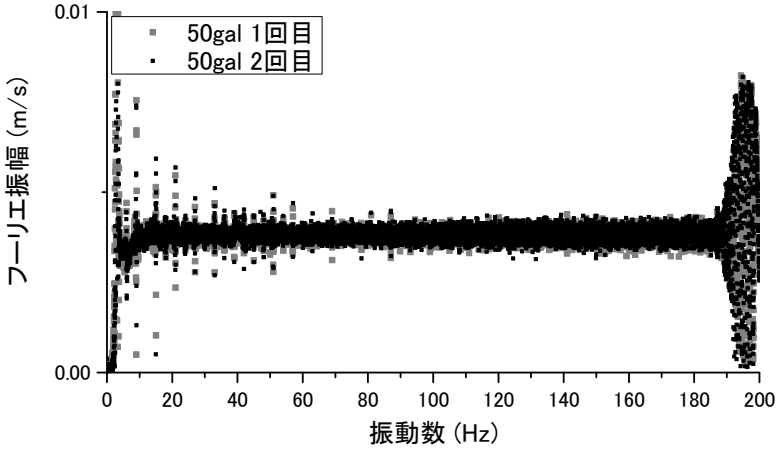


(f) 1000gal 加振

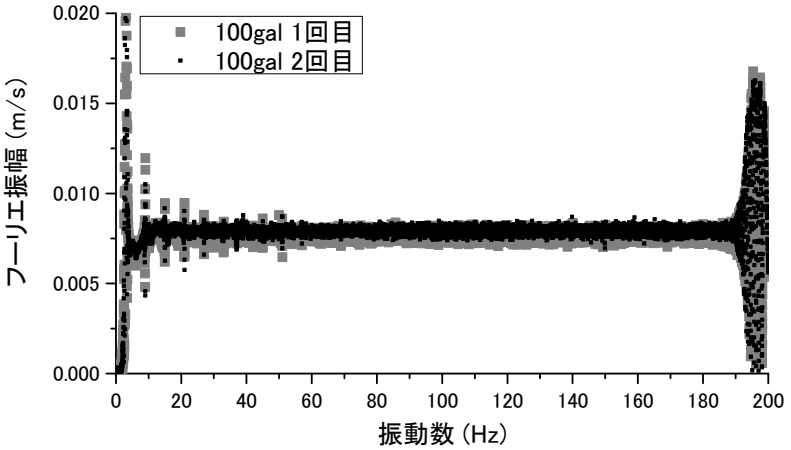
図 2- 34　杭頭 25kg 付加時の起振器試験結果（クロススペクトル）（その２）



(a) 10gal 加振

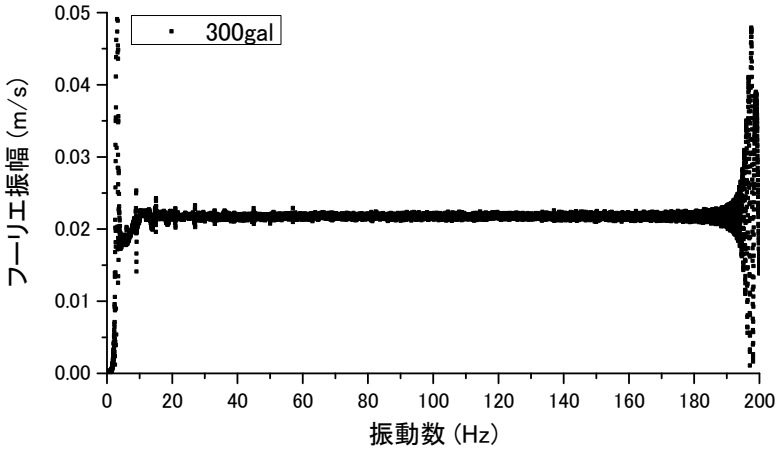


(b) 50gal 加振

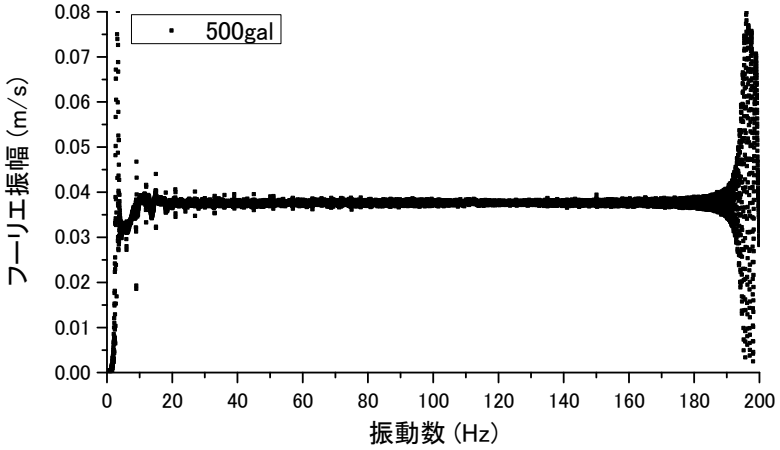


(c) 100gal 加振

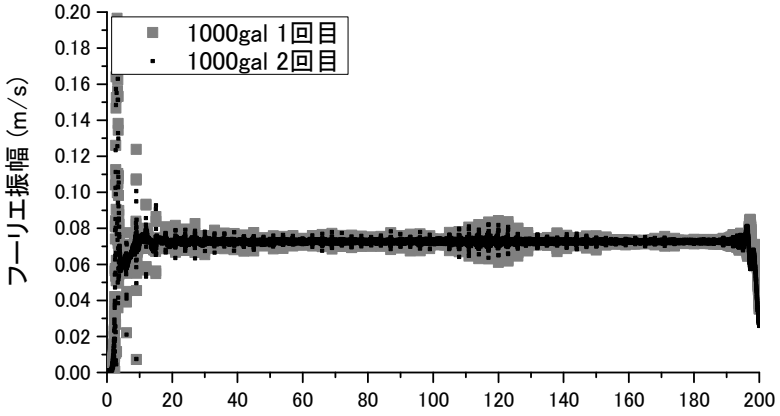
図 2- 35　杭頭 25kg 付加時の起振器試験における入力加速度のフーリエ振幅（その１）



(d) 300gal 加振



(e) 500gal 加振



(f) 1000gal 加振

図 2- 35　杭頭 25kg 付加時の起振器試験における入力加速度のフーリエ振幅（その２）

表 2- 8　共振実結果から判定された固有振動数と共振時の応答倍率

(a) 杭頭付加質量なし

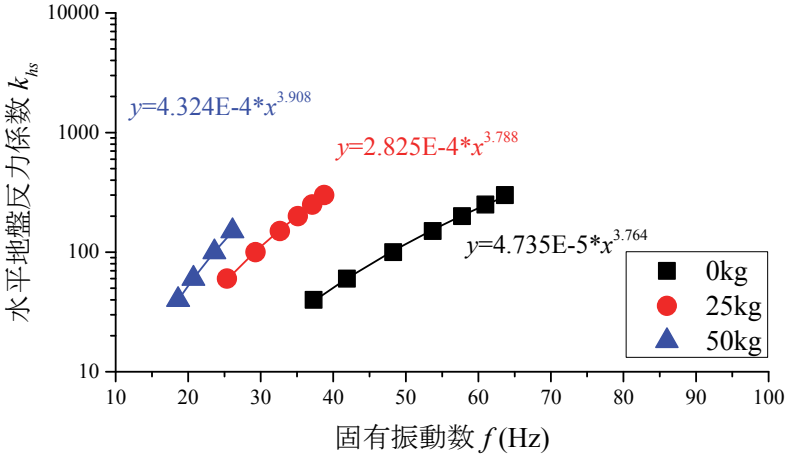
起振器入力加速度振幅		固有振動数 f_n (Hz)	共振時の応答倍率 X_n（GL+0.2m）
300gal	1 回目	62.52	1.186
	2 回目	62.34	1.193
	3 回目	62.23	1.208
500gal	1 回目	60.08	1.213
	2 回目	59.80	1.229
	3 回目	59.70	1.231
1000gal	1 回目	55.29	0.993
	2 回目	54.86	0.982

(b) 杭頭付加質量 25kg

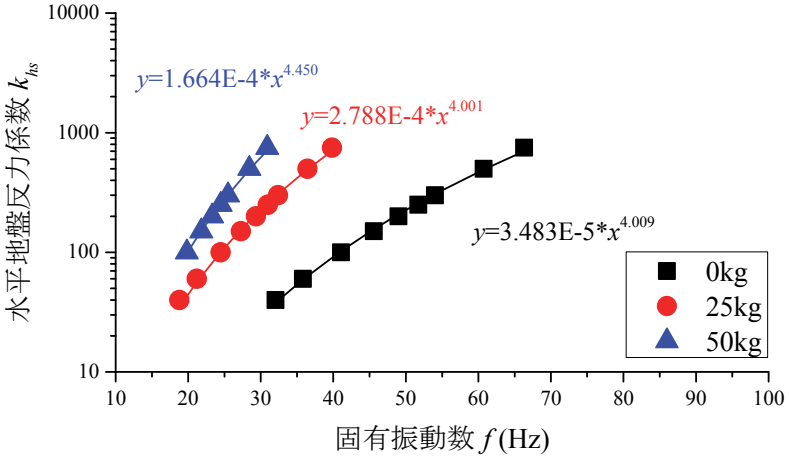
起振器入力加速度振幅		固有振動数 f_n (Hz)	共振時の応答倍率 X_n（GL+0.2m）
10gal	1 回目	40.59	2.119
	2 回目	40.65	2.140
50gal	1 回目	39.07	1.616
	2 回目	38.99	1.621
100gal	1 回目	37.84	1.219
	2 回目	37.83	1.282
300gal	1 回目	34.90	0.870
500gal	1 回目	33.09	0.668
1000gal	1 回目	29.96	0.529
	2 回目	29.63	0.553

(c) 杭頭付加質量 50kg

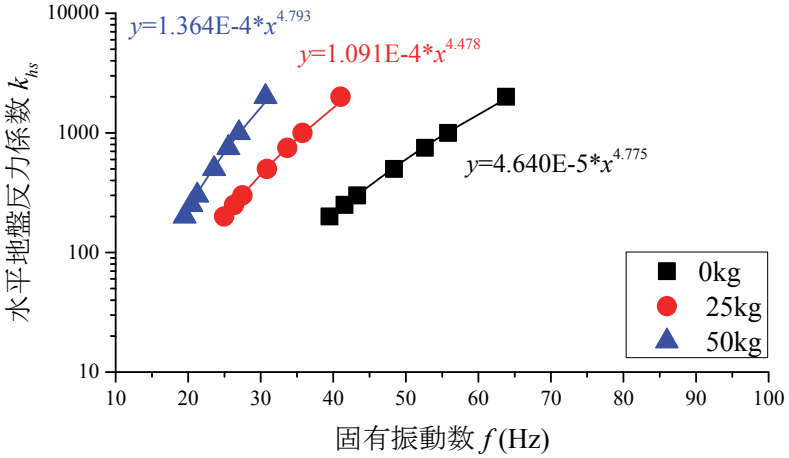
起振器入力加速度振幅		固有振動数 f_n (Hz)	共振時の応答倍率 X_n（GL+0.2m）
300gal	1 回目	27.57	0.474
500gal	1 回目	24.60	0.445
1000gal	1 回目	23.05	0.405
	2 回目	22.91	0.419



(a) 一定モデル（m=0）



(b) 0.5 乗モデル（m=0.5）



(c) 線形増加モデル（m=1）

図 2- 36　固有値解析から求められた水平地盤反力係数と固有振動数の関係

表 2- 9　共振実験結果から算出された地盤反力係数と杭頭変位量

(a)　杭頭付加質量なし

加速度振幅	固有振動数 (Hz)	応答倍率 GL+200mm	地盤反力係数 k_{hs}（MN/m^3）			杭頭変位量 $y_{(GL)}$（mm）		
			m=0	m=0.5	m=1	m=0	m=0.5	m=1
300gal	62.52	1.186	274.5	545.7	1722.9	0.0138	0.0142	0.0131
500gal	60.08	1.213	229.5	459.0	1402.2	0.0281	0.0288	0.0267
1000gal	55.29	0.993	168.2	337.7	972.8	0.0560	0.0571	0.0531

(b)　杭頭付加質量 25kg

加速度振幅	固有振動数 (Hz)	応答倍率 GL+200mm	地盤反力係数 k_{hs}（MN/m^3）			杭頭変位量 $y_{(GL)}$（mm）		
			m=0	m=0.5	m=1	m=0	m=0.5	m=1
10gal	40.59	2.265	366.9	760.3	1741.0	0.0022	0.0023	0.0021
50gal	39.06	1.626	308.2	646.7	1452.5	0.0087	0.0089	0.0084
100gal	37.84	1.256	271.3	573.1	1268.7	0.0144	0.0147	0.0139
300gal	34.89	0.907	194.8	414.6	883.2	0.0378	0.0383	0.0363
500gal	33.89	0.696	158.0	335.0	695.7	0.0548	0.0553	0.0525
1000gal	29.96	0.558	108.7	225.4	462.6	0.1108	0.1113	0.1059

(c)　杭頭付加質量 50kg

加速度振幅	固有振動数 (Hz)	応答倍率 GL+200mm	地盤反力係数 k_{hs}（MN/m^3）			杭頭変位量 $y_{(GL)}$（mm）		
			m=0	m=0.5	m=1	m=0	m=0.5	m=1
300gal	25.76	0.310	184.8	427.7	1093.5	0.0390	0.0394	0.0395
500gal	24.60	0.445	138.7	307.5	766.5	0.0643	0.0648	0.0646
1000gal	23.05	0.407	90.9	192.4	462.6	0.1517	0.1521	0.1511

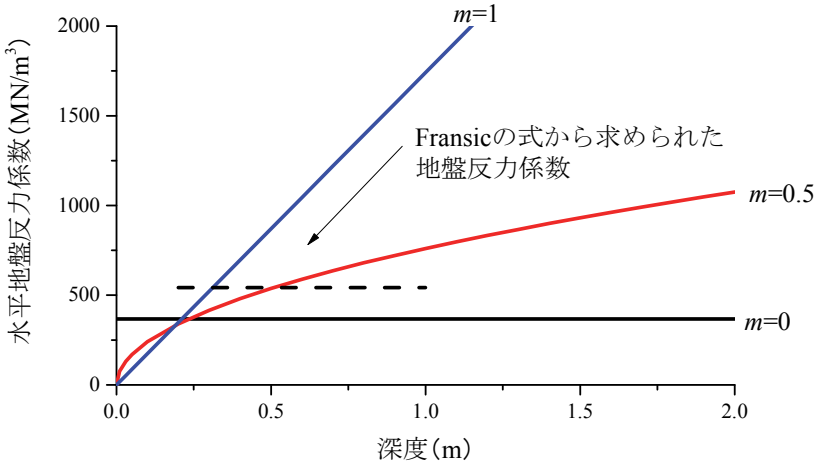


図 2- 37　共振実験と Francis の式から算出された水平地盤反力係数の比較

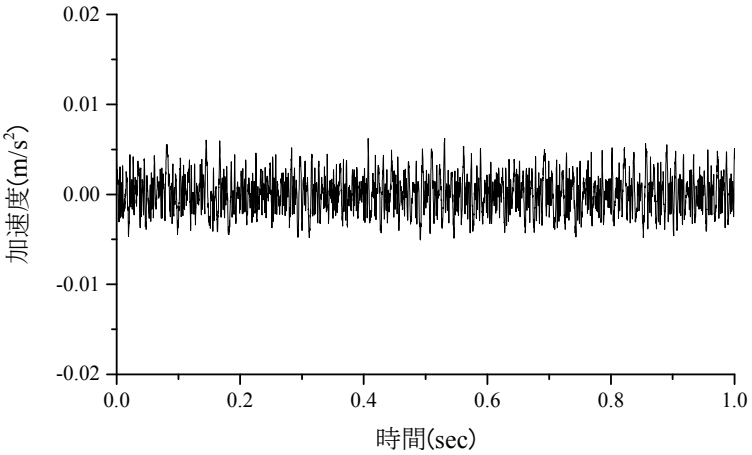


図 2- 38　圧電型加速度計のノイズ計測結果

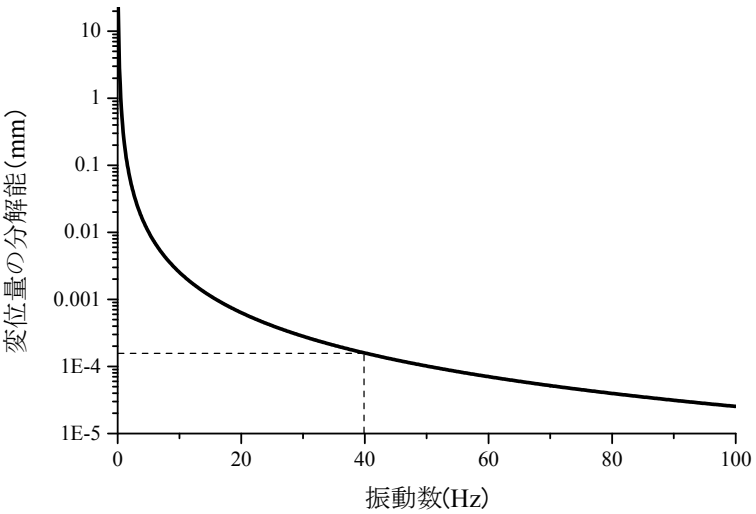


図 2- 39　圧電型加速度計で計測された加速度の積分による変位量算定の誤差

第２章の参考文献

2.1) 菊池喜昭 : 杭の軸直角方向抵抗性能を推定するための Chang のモデルに用いる地盤反力係数の新たな水平方法の提案，港湾空港技術研究所報告，Vol.48，No.4，2009.

2.2) 地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説，2010.

2.3) 西村昭彦, 棚村史郎 : 既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8，pp.41-49，1989.

2.4) 羽矢洋，稲葉智明 : 衝撃振動試験における新しい評価基準値，鉄道総研報告，Vol.16, No.9，pp.35-40，2002.

2.5) 徳永宗正，曽我部正道，谷村幸裕，小野潔：常時微動測定に基づく鉄道高架橋の等価固有周期の推定方法，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71，No.1，pp.72-86，2015.

2.6) Chang，Y.L.：Discussion on “lateral Pile Loading Tests” by L.B.Feagin, Trans. ASCE, Paper No.1959, Vol.102, 1937, pp.272-278.

2.7) 込山貴士，森伸一郎，木村亮：遠心模型実験による杭の p-y 関係の推定，第 2 回構造物の破壊過程推定に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集，pp.305-310，2001.

2.8) 塩見哲, 上島照幸 : 動的相互作用の電力施設への適用, 土と基礎, Vol.30, No.9, pp.43-52, 1981.

2.9) 篠田昌弘，真井哲生，江原季映，中島進，阿部慶太，藤田圭一，土屋宗典：小型起振器と光ファイバセンサを用いた鉄道橋梁下部構造物の振動計測，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，No.1，pp.40-56，2013.

2.10) 篠田昌弘，窪田勇輝，坂本寛章，御崎哲一：トンネル路盤コンクリートの健全度診断手法の開発，鉄道総研報告，Vol.28，No.8，2014.

2.11) 篠田昌弘，中島進，阿部慶太：鉄道もたれ壁の安定性に係わる健全度診断法の開発，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.68，No.2，433-450，2012.

2.12) 猿渡隆史，真井哲生，佐名川太亮，西岡英俊，篠田昌弘：橋台背面盛土撤去前後での振動特性の比較，第 47 回地盤工額研究発表会，pp.1423-1424，2012.

2.13) ランダウ=リフシッツ：「力学」，東京図書，1974.

2.14) 神田政幸，竹村次朗，日下部治：砂地盤中の p-y 関係のモデル化，土木学会論文集 No.645 / III-50，pp.191-207，2003.

2.15) 鈴木聡，太田剛弘，神田政幸，西岡英俊，近藤政弘：深さの異なる水平地盤反力係数に着目した模型土槽内水平平板載荷実験，土木学会第 64 回年次学術講演会，pp.III-133-134，2009.

2.16) Vesic, A.B. : Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid, J. Engrg. Mech. Div., ASCE, Vol.87, No.EM2, pp.35-53, 1961.

2.17) Francis, A. J. : Analysis of pile Groups with Flexural Resistance, J. Soil mechanics and Foundations Div., ASCE, Vol.90, No.SM3, pp.1-32, 1964.

2.18) 堤千花，佐藤剛司，古関潤一：動的および静的に求めた乾燥豊浦砂の弾性変形係数，生産研究，No.6，pp.521-524，2006.

2.19) Hardin, B.O. and Richart, F.E. : Elastic wave velocities in granular soil, Journal of the SMF Div., Proc. ASCE, Vol.95, No.SM6, pp.1531-1537, 1963.

2.20) 澁谷啓，小高猛司，龍岡文夫：講座　地盤材料の消費済みでの非線形性と地盤変形問題への適用「3. 地盤材料の変形特性（その 1)」，土と基礎，Vol.45，No.4，Ser471，pp.59-64，1997.

第３章　直杭・単杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価

3.1　概要

第２章では，共振実験と水平載荷実験を組合せて実施することで，微小変位（杭径の 0.0015%）から大変位（杭径の 15%）の幅広い変位レベルにかけての水平地盤反力係数と変位量の関係（変位レベル依存性）を評価することができた．また，水平載荷試験での曲げモーメント分布から各深度における水平地盤反力係数を直接的に算出することで，各深度における変位レベル依存性を直接的に評価可能であることも示された．

本章ではまず，それぞれの手法で求められた直杭・単杭基礎模型の地盤反力係数と変位量の関係を整理し，微小変位から大変位に至るまでの地盤反力係数の変位レベル依存性を評価する．次に，模型実験で評価された変位レベル依存性を表現可能な非線形モデルについて検討を行った．実務設計で比較的用いられている非線形評価モデルとしてはバイリニア型モデル，指数関数型モデル，双曲線モデル，RO モデルなどが挙げられる．既往の研究では，それぞれの非線形モデルを用いて大変形時の挙動の再現を目的とした検討が数多く行われているものの，微小変位から大変位にかけての幅広い変位レベルの挙動についても同一のモデル・パラメータが適用できるかについては検証されていない．そこで，模型実験で得られた幅広い変位レベルにおける水平地盤反力係数の変位レベル依存性を，表現可能な非線形モデルについて検討した．

以上は 1 質点系モデルで評価した地盤反力係数の変位レベル依存性（*p-y* 関係の非線形特性）が主な対象となっている．しかしながら，一般的な基礎構造物の設計で用いられるのは多質点系梁ばね解析モデルであり，深さ方向への影響も考慮しなければならない．載荷試験における曲げモーメント分布から，深度ごとに地盤反力係数と変位量の関係を直接的に求めることはできるが，各深度での変位レベル依存性を幅広い変位レベルで評価することは試験における計測精度の面から非常に困難である．一方で，微小変位における地盤反力係数と変位量の関係は，**第２章**で示したように共振実験結果から 1 質点系モデルを用いることで同定することができるが，深さ方向の水平地盤反力係数を直接的に評価することはできない．そこで，1 質点モデルで同定された変位レベル依存性を多質点梁ばね解析モデルへ簡易的に適用する手法を提案した．提案手法の妥当性を検証するため**第２章**で示した単杭模型の水平載荷実験の再現解析を行うとともに，動的・静的繰返し荷重に対する挙動の再現性についても検証を行った．

本章の構成を示す．3.2 節では，**第２章**において単杭模型を対象に実施した水平載荷実験，共振実験から得られた水平地盤反力係数 k_h と変位 y の関係をそれぞれ整理し，比較を行う．次に，3.3 節では模型実験結果から得られた変位レベル依存性と代表的な非線形評価モデルとを比較し，微小変位から大変位レベルまで表現可能な非線形モデルを検討する．3.4 節では，1 質点モデルにより同定された水平地盤反力係数の変位レベル依存性を多質点梁ばね解析モデルに適用する手法を提案し，静的水平載荷実験の再現解析により妥当性の検証を行う．最後に，水平交番載荷に対する復元力特性ならびに動的荷重に対する挙動を，3.4 節で提案した多質点系梁ばね解析モデルへの適用手法を用いて再現可能か検証を行う．

3.2　模型実験から算定される水平地盤反力係数の変位レベル依存性

3.2.1　曲げモーメント分布の微分・積分から算出した水平地盤反力係数

図 3- 1 に単杭の模型の曲げモーメント分布の微分・積分から算定した各深度における地盤反力係数 k_h と変位量 y の関係を示す．変位量が大きくなるに従い水平地盤反力係数が低下する様子は，深度によらず見られる．ただし，深度によって拘束圧の効果により地盤の剛性が異なるため，同じ杭体変位量であっても水平地盤反力係数は異なる．そこで，基準変位 y_r を設定し拘束圧依存性の影響を排除するため変位量 $y(z)$ を基準変位 y_r で除した正規化杭体変位量 $y(z) / y_r$ と，水平地盤反力係数 $k_h(z,y)$ を基準変位 y_r における地盤反力係数 $k_{hr}(z)$ で正規化した正規化地盤反力係数 $k_h(z,y) / k_{hr}(z)$ の関係を整理することとする．

ここで，基準変位 y_r の値の設定について示す．

基準変位の設定の考え方として 2 つ挙げられる．ひとつは絶対変位量として設定する方法，もうひとつは正規化変位量（杭径に対する割合）で設定する方法である．緒方ら [3.1)] は地盤材料の微小ひずみレベルからの変形特性の測定を行い，変形特性の応力・ひずみ依存性を定式化した．この地盤特性を用いた 3 次元 FEM により現場水平載荷試験をシミュレートし，載荷幅が大きい場合のパラメトリックスタディを実施し，絶対変位量で k 値の載荷幅依存性を整理した場合 n=-3/4 程度となり，載荷幅依存性に非線形の影響が現れるのに対し，正規化変位量で k 値の載荷幅依存性を整理した場合 n=-1 程度となり，Boussinesq の弾性解で示されるような弾性論的な挙動 [3.2)] となることを示している．これは，杭頭変位量が同一でも杭径（載荷幅）が異なれば地盤内に生じるひずみレベル（またはせん断応力レベル）が異なり，正規化変位量が同じであれば地盤のひずみレベルが概ね同等となるためと考えられる．

本研究では基準変位 y_r として正規化変位量を適用することとし，道路橋示方書 [3.3)] を参考として杭径の 1%とした．

図 3- 2 に正規化した k_h-y 関係（k_h/k_{hr}-y/y_r 関係）を示す．ばらつきはあるものの，正規化杭頭変位量 y/y_r が 0.03（変位量で 0.05mm）以上の範囲では，各深度における正規化水平地盤反力係数と正規化変位量の関係が一つの指数関数上（$y=x^{-0.5}$）に比較的集中している．すなわち，深度によって拘束圧の変化に伴う地盤材料の剛性変化が生じるため同一の変位量における地盤反力係数の値自体は変化するものの，正規化することで深度ごとの変位レベル依存性を一つの標準式で表現できる可能性が示されたと考える．龍岡ら [3.4)]は砂地盤材料を用いて拘束圧を変化させた要素試験を実施し，結果として G/G_{max}～γ 関係は拘束圧状態の影響を強く受けないことを示していることを考えると，正規化した水平地盤反力係数の非線形特性が深さ方向の影響を受けないことと定性的に整合すると考える．

3.2.2　1 質点モデルにより同定された地盤反力係数と杭頭変位の関係

図 3- 3 に 1 質点モデルを用いて共振実験ならびに静的水平載荷実験から同定された水平地盤反力係数 k_{hs}（GL-1.0m での水平地盤反力係数に相当）と地表面杭体変位 $y_{(GL)}$の関係を，**図 3- 4** に基準変位 y_r と基準水平地盤反力係数 k_{hr} で正規化した結果について示す．また参考として，**図 3- 5** に地表面変位量 $y_{(GL)}$が 0.015mm（杭径の 0.01%），1.5mm（杭径の 1%），15mm（杭径の 10%）のときの逆算水平地盤反力係数 $k_h(z)$を示す．**第２章**において深度方向の水平地盤反力係数のモデル化分布形状を 3 パターン（深度方向一定，0.5 乗増加，線形増加）仮定して検討を行ったため，**図 3- 3**～**図 3- 5** にはそれぞれの分布についての結果を示している．

今回共振実験で計測できた杭頭変位量の範囲は 0.002～22mm（杭径の 1.5×10^{-3}～15%）の範囲であり，この変位レベルでの水平地盤反力係数 k_{hs} と地表面杭体変位 $y_{(GL)}$の関係としては連続的に変化しており，変位量が大きくなるにつれて地盤反力係数が低下し，変位量が杭径 D の 0.1%を超えると指数関数モデルに漸近している．おおよその形状としては深度方向への分布形状に関わらず概ね類似しており，漸近する指数関数としても，深度方向一定モデルでは $y=x^{-0.50}$，0.5 乗モデルでは $y=x^{-0.52}$，線形増加モデルでは $y=x^{-0.54}$ となっており大きな差はない．今井 [3.5), 3.6)]は実験により地盤ばねの変位レベルを $y=Ax^{-0.5}$ で表現できることを実験から示しているが，これは 0.1%D 以上の変位レベルを対象に水平載荷実験を Chang の式を用いて地盤反力係数を逆算した結果である．すなわち，深さ方向に地盤反力係数一定を仮定しており，本実験結果から得られた知見は，既往の検討結果と定量的にも概ね一致していると言える．

3.2.3　曲げモーメント分布からの算出と１質点系モデルによる算出結果の比較

3.2.1 にて水平坂試験における曲げモーメント分布から求めた各深度における地盤反力係数の変位レベル依存性と，3.2.2 にて共振実験ならびに水平載荷試験から 1 質点系モデルで求めた地盤反力係数の変位レベル依存性を比較した．図 3- 6 に結果を示すが，曲げモーメントから求められた地盤反力係数にはばらつきがあるものの，正規化変位 y/y_r が 0.03～10 の範囲では概ね一致している．したがって，杭の水平抵抗への寄与が大きい比較的地表面から浅い範囲における水平地盤反力係数の変位レベル依存性は，共振実験・静的水平載荷実験結果から 1 質点モデルを用いて評価した結果で概ね評価できることが明らかとなった．

3.3　変位レベル依存性の評価モデルの検証

3.3.1　非線形評価モデルの概要

本節では，前節までの検討で評価された水平地盤反力係数 k_h の変位レベル依存性（あるいは p-y 関係の非線形特性）を評価可能な非線形モデルについて検討を行う．

単杭の模型実験から得られた変位レベル依存性を表現可能な非線形モデルを検討するにあたり，実験結果を基に新たな非線形モデルを構築することも考えられるが，汎用性を考えてまずは実務の中で一般的に用いられている非線形モデルの適用の可否を検証した．

第１章でも示したが，一般的な杭の設計において用いられている相互作用ばねの非線形評価モデルは，指数関数モデル，バイリニアモデルである．また，研究レベルでの検討としては双曲線モデルや RO モデルが用いられていることもある．

各非線形評価モデルに関して概説する．

１）バイリニアモデル

バイリニアモデルを p-y 関係に適用した場合，以下の式で表される．

$$p = k_{hr} y \quad y \le p_{max}/k_h \tag{3-1}$$

$$p = p_{max} \quad y \ge p_{max}/k_h \tag{3-2}$$

p_{max} は最大地盤反力度である．また，p/p_r-y/y_r 関係に適用した場合には，以下となる。

$$p/p_r = y/y_r \quad y/y_r \le p_{max}/p_r \tag{3-3}$$

$$p/p_r = p_{max}/p_r \quad y/y_r \ge p_{max}/p_r \tag{3-4}$$

地盤反力度の上限値 p_{max} は，一般的に土質条件で決められる事が多い．道路橋示方書 [3.7] や鉄道構造物等設計標準 [3.8]では, Broms の極限釣り合い [3.9]の考えを踏襲して設定している．ただし，杭の載荷試験との整合は必ずしも取れていない．

２）指数関数モデル

指数関数モデルを *p-y* 関係に適用した場合，以下の式で表される．

$$p = (k_{hr}\left(\frac{y}{y_r}\right)^m)y \tag{3-5}$$

m はパラメータであるが，経験則として *m*=-0.5 が推奨されている [3.10]．p/p_r-y/y_r 関係に適用した場合には，以下となる。

$$\frac{p}{p_r} = \left(\frac{k_{hr}}{k_{hr}}\left(\frac{y}{y_r}\right)^m\right)\frac{y}{y_r} = \left(\frac{y}{y_r}\right)^{m+1} \tag{3-6}$$

３）双曲線モデル

双曲線モデル [3.11]は土の応力－ひずみ関係を表現する際によく用いられ [3.12]，数式表現を以下に示すとおりである．

$$\tau = \frac{G_{max}\gamma}{1+\gamma/\gamma_a} \tag{3-7}$$

ここに，G_{max} は初期剛性，γ_a は基準ひずみ（$=\tau_{max}/G_{max}$，τ_{max} は最大せん断強度）であり，この 2 つが双曲線モデルのパラメータとなる．骨格曲線の概要を**図 3- 7 (a)**に示す．骨格曲線に双曲線モデルを用い，Masing 則を適用して得られる減衰定数は次のようになる．

$$h = \frac{4}{\pi}\left(1+\frac{\gamma_a}{\gamma}\right)\left[1-\frac{\gamma_a}{\gamma}ln\left(1+\frac{\gamma}{\gamma_a}\right)\right]-\frac{2}{\pi} \tag{3-8}$$

履歴曲線を作成したモデルを修正 Hardin-Drnevich モデル [3.13]とも呼ぶ．ただし，この履歴モデルでは，ひずみ $\gamma\rightarrow\infty$のときの最大減衰率 h_{max} が $2/\pi$ となる．これは剛－完全塑性体の履歴減衰と等しくなるため，地盤材料の要素試験から得られる値より大きくなりすぎる傾向がある [3.14]．

杭の水平地盤反力係数の *p-y* 関係に適用した場合，以下の式で表される．

$$p = k_{hmax}\frac{y}{1+y/y_a} \tag{3-9}$$

k_{hmax} は初期地盤反力係数，y_a は基準変位（$=p_{max}/k_{hmax}$，p_{max} は最大地盤反力度）であり，この 2 つがパラメータである．

その精度は初期剛性の設定方法に大きく依存する．神田 [3.15]は杭の大変形時の k_h-y 関係に双曲線モデルを適用する場合，中ひずみ程度での値を用いるのがよいことを示している．

双曲線モデルを p/p_r-y/y_r 関係に適用した場合には，以下となる．

$$p/p_r = \frac{k_{hmax}}{k_{hr}} \frac{y/y_r}{1+\frac{y/y_r}{y_a/y_r}} \tag{3-10}$$

k_{hmax}/k_{hr}，y_a/y_r の 2 つが独立パラメータとなる．

４）RO モデル（Ramberg-Osgood モデル）

RO モデル [3.16)]は基礎式が次のように表される指数関数型の非線形モデルであり，元々は金属材料の応力とひずみの関係として提案されたモデルであるが，双曲線モデルと同様に土の応力ーひずみ関係を表現する際にもよく用いられる [3.12)]．

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{max}}\left\{1 + \alpha\left(\frac{\tau}{\tau_f}\right)^{\beta-1}\right\} \tag{3-11}$$

$$\beta = \frac{2\pi h_{max}}{2-\pi h_{max}} \tag{3-12}$$

ここで，G_{max} は初期せん断定数，h_{max} は最大減衰率，α，β，τ_f はパラメータである．4 つのパラメータがあるように見えるが，$\alpha / \tau_f^{\beta-1}$ を一つの変数とすれば，パラメータの数が一つ減ることから，独立のパラメータは 3 つである．このような書き方をするのは力学的な意味がわかりやすいためである．図 3- 7 (b)に骨格曲線を示すが，このモデルでは，点（$(1+\alpha_\gamma)\gamma_r$，$\tau_f$）を必ず通る．また，$\beta$ の値によって曲線の曲率が変化するため，双曲線モデルより適用性が広いと言える．ただし，せん断ひずみ γ が大きくなるとせん断力 τ も無限大となるため，土の応力ーひずみ関係の大ひずみ領域を対象とする場合には矛盾を含むことになる．

式(3-6)を骨格曲線として Masing 則を適用すると，次式に示す減衰定数が得られる．

$$h = \frac{2}{\pi}\frac{\beta-1}{\beta+1}\left(1 - \frac{G}{G_{max}}\right) \tag{3-13}$$

地盤の非線形動的解析では，これを土の動力学モデルに適用できるようにした龍岡ら [3.17)]による修正モデルがよく用いられている．骨格曲線ならびに履歴減衰率は次式で与えられる．

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{max}}\left\{1 + \alpha(\tau)^{\beta}\right\} \tag{3-14}$$

$$h = \frac{2}{\pi}\frac{\beta}{\beta+2}\left(1 - \frac{G}{G_{max}}\right) \tag{3-15}$$

β は式(3-7)と同様である．

次に基準ひずみ $\gamma_{0.5}$（G/G_{max}=0.5 の時のひずみ）を用いるとパラメータ α は次式のように表される．

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5}G_{max}}\right)^{\beta} \tag{3-16}$$

ただし，土の G- γ 曲線の評価モデルに用いる場合，ひずみが大きくなるにつれて強度が増加し続けるため，最大強度が存在しないことが本モデルの課題である．

RO モデルを p-y 関係に適用した場合，以下の式で表される．

$$y = \frac{p}{k_{hmax}}\left\{1 + \alpha(p)^{\beta}\right\} \tag{3-17}$$

$$\beta = \frac{2\pi h_{max}}{2-\pi h_{max}} \tag{3-18}$$

$$\alpha = \left(\frac{2}{y_{0.5}k_{hmax}}\right)^{\beta} \tag{3-19}$$

式(3-17)～(3-19)の定式を用いると，k_{hmax}，h_{max}，$y_{0.5}$ の 3 つを独立パラメータとなる．
p/p_r-y/y_r 関係に適用する場合には，

$$y/y_r = \frac{p/p_r}{k_{hmax}/k_{hr}}\left\{1 + \alpha(p/p_r)^{\beta}\right\} \tag{3-20}$$

$$\beta = \frac{2\pi h_{max}}{2-\pi h_{max}} \tag{3-21}$$

$$\alpha = \left(\frac{2}{(y_{0.5}/y_r)(k_{hmax}/k_{hr})}\right)^{\beta} \tag{3-22}$$

となり，この場合は k_{hmax}/k_{hr}，h_{max}，$y_{0.5}/y_r$ の 3 つが独立パラメータとなる．

杭の載荷実験から得られた k_h/k_{hr}～y/y_r 関係をフィッティングする際のパラメータの設定方法としては，y/y_r→0 のときの正規化水平地盤反力係数を k_{hmax}/k_{hr}，k_h/k_{hr} が k_{hmax}/k_{hr} の半分となるときの y/y_r を $y_{0.5}/y_r$ として決められる．h_{max} は，土の G～h～γ 関係をフィッティングする場合には γ→∞のときの h として直接的に設定することができるが，今回の杭の実験では極大変位量における載荷までは行っていない．そこで，基準変位量付近における正規化水平地盤反力係数と変位量の関係（k_h=k_{hs}×y/y_r^{-m}）が，実験結果（m=-0.52）となるように h_{max} を設定した（**図 3- 8**）．なお, RO モデルについては y/y_r が p/p_r の関数になっているので，正規化地盤反力係数 k_h/k_{hr} は y/y_r に対して陽な関数として表記できない．

以上の 4 つの非線形評価モデルを対処に，再掲となるが骨格曲線の比較を行った結果を**図 3- 9** に示す．非線形特性の比較を目的とするため，変位が杭経の 1%時の地盤反力係数を揃えているが，評価モデルによって大変位レベルだけでなく微小変位レベルで評価値が大きく異なっているのが分かる．

3.3.2　模型実験から得られた変位レベル依存性と非線形評価モデルの比較

図 3- 10 に，正規化地盤反力度 p/p_r～正規化変位 $y_{(GL)}/y_r$ 関係ならびに正規化地盤反力係数 k_h/k_{hr}～正規化杭体変位 $y_{(GL)}/y_r$ 関係について，実験結果と前項で示した非線形モデルとの比

較結果を示す．なお，図中に非線形モデルの評価式とパラメータを記載しているが，前述したようにROモデルについてはy/y_rがp/p_rの関数になっており，正規化地盤反力係数k_h/k_{hr}はy/y_rに対して陽な関数として表記できないため，図中には記載していない．

指数関数モデルについては中変位から大変位にかけて合致率が高く，指数関数モデルを基本としているROモデルについても同様である．ただし，指数関数モデルでは変位がゼロに近づくにつれて地盤反力係数が上がり続けるため，変位が0.1%D以下の微小変位領域では実験値よりも大きな値として評価している．これに対し，ROモデルは指数関数モデルをベースとしており，加えて初期剛性が設定可能であるため，0.1%D以下の変位でも実験結果を再現できている．実務設計で用いられているバイリニアモデルあるいは双曲線モデルは初期剛性と極限値といった2つのパラメータからなる非線形モデルの場合には，特定の変位レベルではフィッティングできているものの幅広い変位レベルには対応できていない．

以上より，本研究目的の一つである幅広い変位レベルで地盤反力係数の変位レベル依存性を表現できる非線形モデルとしては，ROモデルが適していることが明らかとなった．杭のk_h/k_{hr}～$y_{(GL)}/y_r$関係がROモデルに近い挙動となった理由としては以下が考えらえる．

１）バイリニアモデルや指数関数モデル，双曲線モデルが有する独立パラメータは2つであり，物理的には初期剛性と極限値を意味する．これに対し，ROモデルでは3つの独立パラメータを有し，初期剛性と極限値に加え，降伏付近での挙動をコントロールできるため，幅広い領域で表現できたと考える．

２）土のG-γ関係のモデル化にROモデルを用いる場合，ROモデルではひずみが大きくなるにつれてせん断力も上昇し続けることから，最大せん断応力τ_{max}という概念がないことが問題とされている．一方で，杭の水平載荷の場合，設計実務における適用範囲である10%Dまでの範囲では，地盤の完全な塑性には至らないことが過去の載荷試験データや模型実験から示されている．極大変位時の挙動については今回の検討範囲の対象外としているため，最大せん断力を有しないというROモデルの問題点は影響しない．

３）模型杭の水平載荷試験から逆算される水平地盤反力係数の変位レベル依存性は，概ね概ね指数関数で表現できることが示された（**図 3- 2**）．ただし，指数関数モデルでは変位量がゼロに近づくとk_hが無限大まで増加しつづけるため，実現象と一致しない．そのため，指数関数をベースとし初期地盤反力係数k_{hmax}を表現できるROモデルとの相性が良いと考える．

また，追加検討として，静的水平載荷試験時の1質点系モデルで逆算した相互作用ばねについて，履歴減衰率hを算定した．履歴減衰を算定する方法は土の要素試験結果からh-γ関係を求める方法[3.18]（**図 3- 12**）と同様であり，1質点系モデルで同定したp/p_r-y/y_r関係の履歴面積から求めた（**図 3- 13**）．相互作用ばねのhとy/y_rの関係について，実験結果とROモデルを比較した結果を**図 3- 14**に示す．変位量が1%D以上では減衰定数hは概ね一定

となっており，その値は骨格曲線のフィッティングを行った結果（h_{max}=0.23）と概ね一致することが示されたことから，履歴則についても RO モデルに Maising 則を適用することで，相互作用ばねの挙動を表現できることが示された．

以上の検討結果は気乾砂地盤中の模型杭を対象としたものであり，実杭の様々な地盤条件における非線形特性についても同じ特性となるかは不明である．ただし実杭に対しても，比較的一様な地盤で，中変位以上の挙動は指数関数に近い挙動になることが示されている[3.5),3.19),3.20)]．例えば，3.2.2 でも示したが，今井[3.5)]は変位量 1cm のときの k 値を基準 k 値 k_0 として名づけ，任意の変位量 y のときの k 値との比 k/k_0 と y との関係を多くの水平載荷試験結果よりまとめ，杭頭変位量が 0.1～10cm（杭径の 0.1～10%）程度の範囲であれば，k/k_0 が -1/2 あるいは-2/3 乗に比例することを示した（**図 3- 11**）．このような載荷試験データの分析結果を勘案すると，実杭を対象とした場合でも指数関数モデルをベースとした RO モデルが適用できる可能性は高いと考える．

3.4　多質点系梁ばね解析モデルへの適用手法の検討

3.4.1　梁ばね解析モデルへの適用

前節にて，杭頭で整理した地盤反力係数の変位レベル依存性が，RO モデルを用いることで微小変位から大変位まで表現できることが明らかとなった．本節では，この非線形評価モデルを，構造解析モデルに組込む方法を検討する．

鉄道構造物の設計においては一般に多質点系梁ばね解析モデルが用いられ，各深度における相互作用ばねを個々に設定する必要がある．3.2.1 では，模型杭を対象とした静的水平載荷実験において，曲げモーメント分布から深度ごとに地盤反力係数の変位レベル依存性が評価できることが示された．そのため，この方法を用いて評価した各深度における変位レベル依存性を，直接モデル化するのが最も望ましいと考える．しかしながら載荷試験における曲げモーメントの計測精度の面から，微小変位レベルにおいて深度ごとに変位レベル依存性を評価しモデル化することは困難であると考える．

一方で，起振器実験および静的載荷試験結果を基に 1 質点モデルにて算出した地盤反力係数の変位レベル依存性は，深度方向への分布形状は評価できないものの，微小変位から大変位レベルまでを評価することが可能である．本研究では微小変位から大変位までの地盤反力係数の評価を目的としていることから，本節では 1 質点モデルにより求められた変位レベル依存性を多質点梁ばねモデルに適用する簡易的な手法について検討を実施する．

1 質点モデルから求められた変位レベル依存性を多質点系梁ばね解析の地盤ばねに適用する手法としては，以下に示す 2 つの方法が考えられた．

手法①：各深度における地盤反力係数の変位レベル依存性を，杭頭部の変位量に依存するものとしてモデル化する手法
手法②：各深度における地盤反力係数の変位レベル依存性を，それぞれの深度における杭体の変位量（たわみ量）に依存すると仮定してモデル化する手法

それぞれの手法の詳細について次項以降で説明する．

3.4.2　手法①に関する検討

各深度における地盤反力係数の変位レベル依存性を地表面杭体変位量に依存するモデルについて検討を行う．この手法は**第２章**で示したように 1 質点モデルによる地盤反力係数同定法を逆解析的に用いるものであるため，荷重－変位関係を再現できることは明白である．しかし深度方向の地盤反力係数の分布形状をひとつに仮定しなければならず，仮定する分布形状によって地中部の変形や断面力が大きく異なる．そこでいくつかの分布形状を仮定して検証を行う．

2.4.1 (1)で，曲げモーメントから算出されたある特定の杭頭変位量における地盤反力係数の分布形状は，おおむね深度方向に線形増加している（**図 2- 22**）．一方で，各深度において変位が杭径 1%時の地盤反力係数（基準地盤反力係数）を深度方向にプロットすれば，0.5 乗の変化に近いことが示された（**図 2- 26**）．ここでは試験的に，Chang の式の前提となっている深度方向一定の条件を加えた 3 つの分布形状を仮定し，それぞれの分布机形状について静的載荷実験の再現解析を行い，実験結果と比較した．

図 3- 15 に解析結果と実験結果から求められた曲げモーメント分布図を比較する．地盤反力係数が深度方向一定，あるいは 0.5 乗増加に場合には，杭先端付近まで大きな曲げモーメントが発生しており，深い位置での地盤反力係数を過小評価していることを表している．線形増加モデルについては 3mm より小さい載荷レベルでは実験結果と整合しているものの，10mm を超えると杭先端付近の曲げモーメントが実験結果よりも大きくなっており，深い位置での地盤反力係数は実験結果より小さい評価となっている．

このように，分形状を固定することである特定の変位レベルでの挙動は再現できるものの，幅広い変位レベルにおける再現には至らなかった．

3.4.3　手法②に関する検討

各深度における地盤反力係数の変位レベル依存性を各深度での杭体変位量に依存するモデルについて検討を行う．まず試みとして杭頭 1%変位時の逆算地盤反力係数を基準とし，杭頭で整理された変位レベル依存性をフィッティングした RO モデル（**図 3- 10 (d)**）を各深度の相互作用ばねに適用して解析を実施した．実験結果との比較を**図 3- 16** に示すが，実験結果に対して水平抵抗が大きく評価されている．一般的には地表面から $1/\beta$ の深度までの範囲の地盤条件が杭の水平抵抗に強い影響を与えると言われているのに対し，地表面位置で変位レベル依存性を評価することで，実際には地中部でのより小さい変位レベルでの挙動を地表面位置での大きな変位レベルでの挙動として捉えることとなる．

そこで，杭の水平抵抗特性を表現する上での代表となる深度を基準点として新たに設定し，この基準点を中心に評価する方法を考えた．具体的には，Chang が砂地盤のように地盤反力係数が深さに比例して増加すると考えられる地盤に対しても，杭のたわみ曲線の第 1 不動点の深さの 1/3 の深度における水平地盤反力係数を用いた Chang の式により載荷試験の再現を行った既往の検討を参考とし [3.21]，本検討においても第 1 不動点における深さの 1/3 における深度を基準点 R としたモデルで本研究の実験結果を再現可能か検討した．

提案手法の概要を**図 3- 17** に示す．まず，1 質点系モデルにより基準点 R が基準変位（杭径の 1%）に達した場合の地盤反力係数を逆算し，これを基準地盤反力係数とした（**図 3- 18**）．なお，この時の基準地盤反力係数は，曲げモーメント分布から求められた基準地盤反力係数（**図 2- 26**）と概ね一致する結果となった．次に，基準点 R の変位に対して水平地盤反力係数との関係を推定し（**図 3- 19 (a)**），基準変位 k_{hr}（=1%D）と基準地盤反力係数 k_{hr}（基準点 R が基準変位に達する時点の地盤反力係数）で正規化することで，変位レベル依存性を修正した（**図 3- 19 (b)**）．

上記モデルを用いた単杭の水平載荷実験の再現解析を行い，実験結果と比較した．結果として載荷点における荷重変位関係と曲げモーメント分布図を**図 3- 20** に示す．また，基準点を地表面位置にした場合と第 1 不動点の 1/2 の深度を基準点にした場合についての荷重変位関係で比較した結果を**図 3- 21** に示す．第 1 不動点の 1/3 の深さを基準点とすることで様々な変位レベルにおいて，荷重－変位関係，曲げモーメント分布ともに実験結果を評価することが出来ている．

以上の結果から，杭頭での荷重変位関係のみを再現する場合には杭頭の変位量 $y(GL)$で全深度の水平相互作用ばねの変位レベル依存性を考慮する手法が有効であるが，発生断面力や地中部の変形まで評価可能な手法としては，第 1 不動点の深さの 1/3 の深度を基準点として算定した基準地盤反力係数と変位レベル依存性を用いることで，様々なレベルで実験結果を再現できることが明らかとなった．

3.5　静的・動的な繰返し荷重に対する RO モデルの適用

前節において，多質点梁ばねモデルの地盤ばねに基準点 R での変位レベル依存性を評価した RO モデルを適用することで，静的水平載荷実験における荷重変位関係の骨格曲線と，各載荷段階における曲げモーメント分布を高精度に再現できることが確認された．一方で，地震時慣性力の作用による挙動への適用性を確認するためには，静的な荷重～変位関係における骨格曲線が評価可能であることを示す他に，①静的な繰返し水平荷重に対する復元力特性の再現，②動的な繰返し荷重に対する応答特性の再現，についても確認しなければならない．

そこで本節では，静的水平交番載荷実験の再現解析と，起振器による共振実験の再現解析を行うことで，復元力特性と動的挙動に対する適用の妥当性について検証を行う．

（１）静的水平交番載荷試験の再現解析

数値解析モデルは，3.2 に示したモデルと同じであり，水平相互作用ばねは前節で再整理した変位レベル依存性を基に RO モデルを設定し，履歴則として Masing 則を適用した．解析で与えた外力としては水平交番荷重を与え，収束計算による静的非線形解析を行った．

図 3- 22 に解析結果から得られた載荷点における荷重－変位関係を示す．実験で用いた油圧ジャッキは加力に対してのみ油圧制御ができる機構であったため，除荷時の細かい荷重制御はできていない．そのため，実験で得られた除荷時の履歴曲線は完全な静的な状態を表しているわけではないため評価は難しいものの，荷重変位関係の履歴曲線を概ね再現することが出来ている．特に，荷重がゼロとなった時点での残留変位は実験結果と解析結果で高精度に再現できており，杭基礎の残留変位量を精度よく評価できる可能性が示された．

（２）起振器による共振実験の再現解析

次に動的荷重を受ける杭への適用性を確認するため，起振器による共振実験の再現を目的とした動的解析を実施した．起振器により模型杭に与えられる力を荷重として与え，起振器の節点位置に直接作用させた（**図 3- 23**）．与えた外力としては，10Hz から 50Hz までの加速度振幅一定のスイープ波とした．**図 3- 24** に入力波形の時刻歴波形およびフーリエ振幅スペクトルを示す．

動的解析であるため，時間積分手法としては Newmark の平均加速度法（β=1/4）を用いた．ただし，非線形解析であることから，不釣合力が十分小さくなるまで Δt を調整し，最終的に解析に用いた Δt は 0.00025 秒である．減衰特性としてはレーリー減衰を適用し，パラメトリックスタディにより α=1.0E-3，β=2.0E-6 とした．

図 3- 25 に杭頭付加質量 25kg 時の 100gal，500gal，1000gal 加振の再現解析結果を示す．応答加速度の時刻歴波形，および入力加速度に対する伝達関数をそれぞれの入力レベルに対して示しているが，共振実験結果を高精度に再現できていることから，動的挙動に対しても適用可能であることが示された．

3.6　まとめ

本章では，模型実験から得られた水平地盤反力係数の変位レベル依存を整理し，これを表現可能な非線形モデルについて検討を行った．また，一般的な鉄道構造物の設計で用いられている多質点系の梁ばね解析へのモデル化手法についての検討も実施した．

本章の検討から得られた知見を以下に示す．

1) φ150mm の単杭模型を対象に実施した共振実験・水平載荷実験の結果から，水平地盤反力係数と変位量の関係を整理した結果，杭頭変位量 0.002～22mm（杭経の 0.0015～15%）の幅広い変位レベルにおいて評価でき，地盤反力係数が連続的に変化することが示された．
2) 曲げモーメント分布から得られた各深度での変位レベル依存性と 1 質点系モデルにより求めた変位レベル依存性を比較した結果，杭頭変位 1%で正規化することで概ね類似することが明らかとなった．ただし，曲げモーメント分布から水平地盤反力係数を出す手法については，その計測精度から杭頭変位 0.05mm（正規化杭頭変位 y/y_r が 0.03）未満の微小変位における評価は困難であったことから，この知見はこれより大きな変位レベルに限定される．
3) 模型実験で得られた変位レベル依存性を比較的一般的に用いられる非線形モデルと比較した．バイリニアモデル，指数関数モデル，双曲線モデルのような初期剛性と極限値の 2 パラメータを有する非線形モデルでは，あるパラメータの組合せでは特定の変位レベルでの挙動を再現できるものの，微小～中～大変位にかけたあらゆる変位レベルでの非線形特性を同一のパラメータで再現することは困難である．これに対し，初期剛性と極限値に加え降伏点を制御する 3 つの独立パラメータを有し，指数関数をベースとした RO モデルを用いることで，幅広い変位レベル（杭経の 0.0015～15%）における模型実験の結果を同一のパラメータで高精度にフィッティングすることが可能であった．
4) 一般的な杭基礎の設計計算に用いられる多質点系梁ばね解析モデルに共振実験・水平載荷実験から評価された非線形特性を適用する場合，杭頭位置で整理した非線形特性を各深度の相互作用ばねに適用しても，杭の全体の水平抵抗挙動を再現することがない．そこで多質点系梁ばね解析モデルへの簡易的な拡張手法として，第 1 不動点の 1/3 の深さを基準点として評価した非線形特性を梁ばねモデルに組み込む方法を提案し，検証解析の結果，単杭基礎模型の全体挙動を高精度に再現することが可能であることが示された．
5) RO モデルに Masing 則を適用することで，杭頭水平交番荷重を受けた杭の復元力特性についても概ね再現可能であることが明らかとなった．

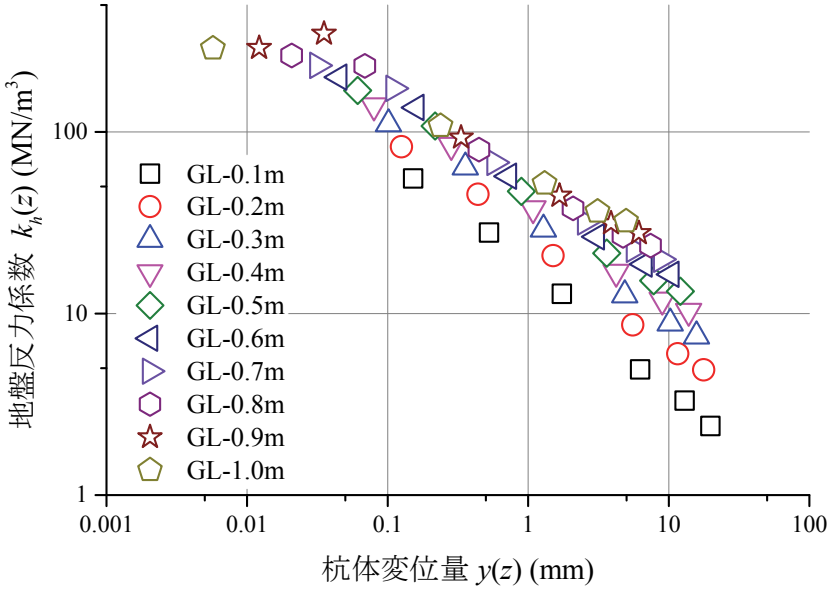


図 3- 1　静的水平載荷時の曲げモーメント分布から算出した地盤反力係数と変位の関係

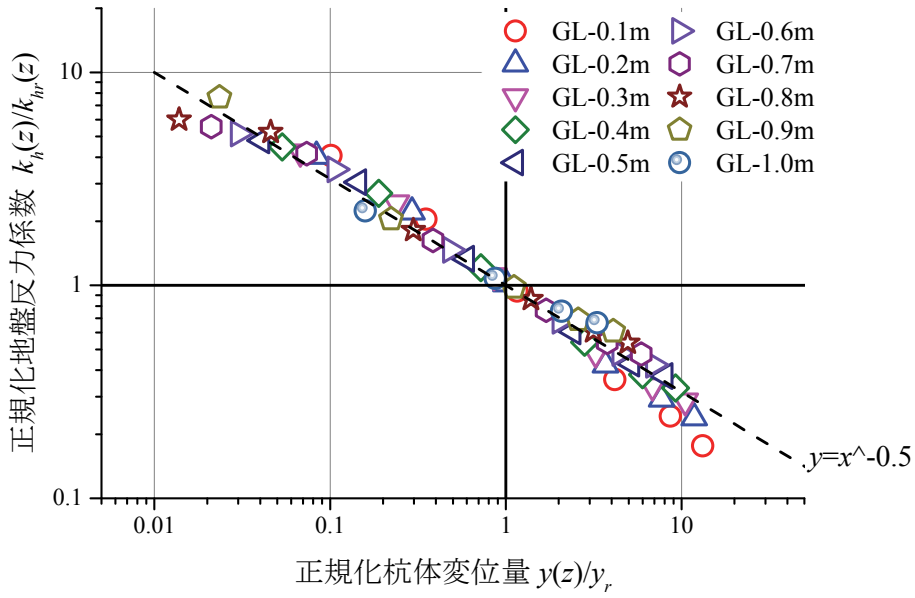
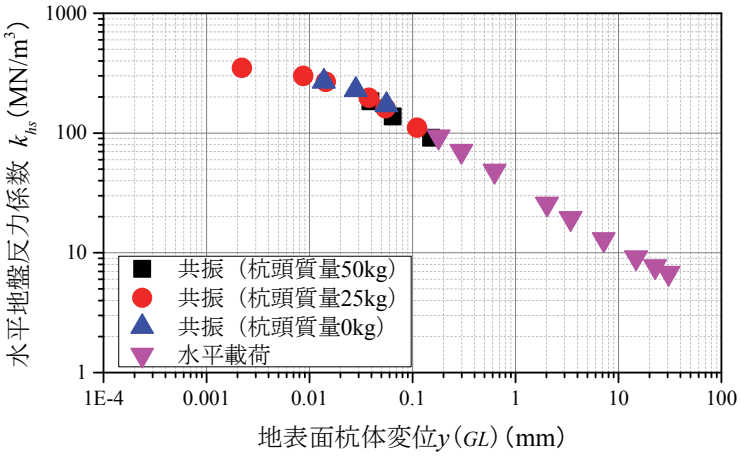
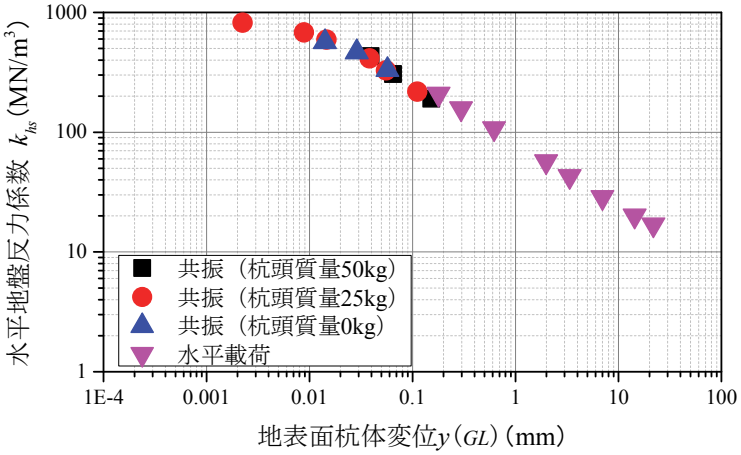


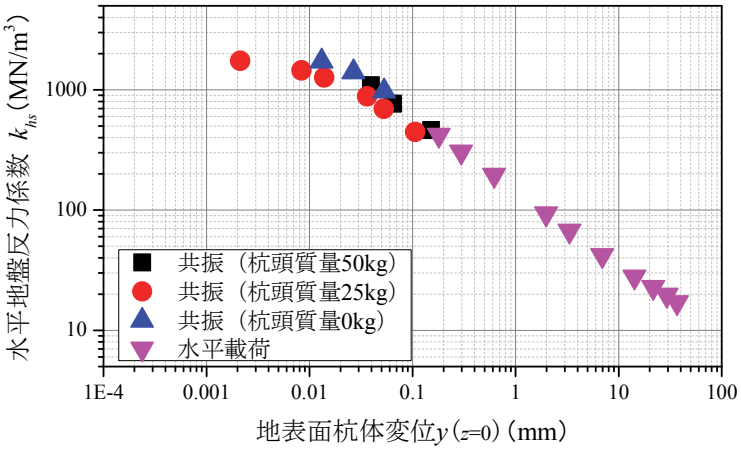
図 3- 2　静的水平載荷時の曲げモーメント分布から算出した
正規化地盤反力係数と正規化変位の関係



(a)　深度方向一定モデル

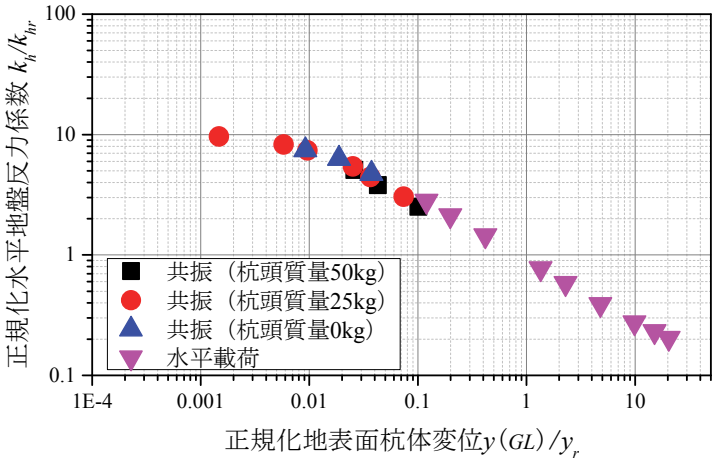


(b)　深度方向 0.5 乗モデル

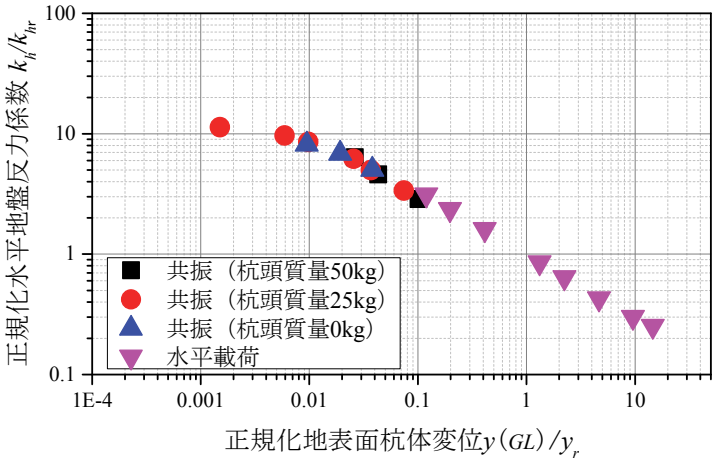


(c)　深度方向線形増加モデル

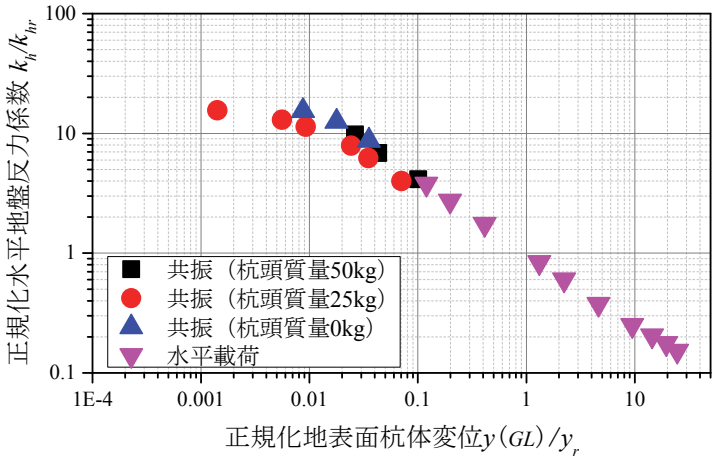
図 3- 3　単杭模型における水平地盤反力係数 k_{hs} と地表面杭体変位 $y_{(GL)}$の関係



(a)　深度方向一定モデル



(b)　深度方向 0.5 乗モデル



(c)　深度方向線形増加モデル

図 3- 4　単杭模型における正規化水平地盤反力係数と正規化杭頭変位の関係

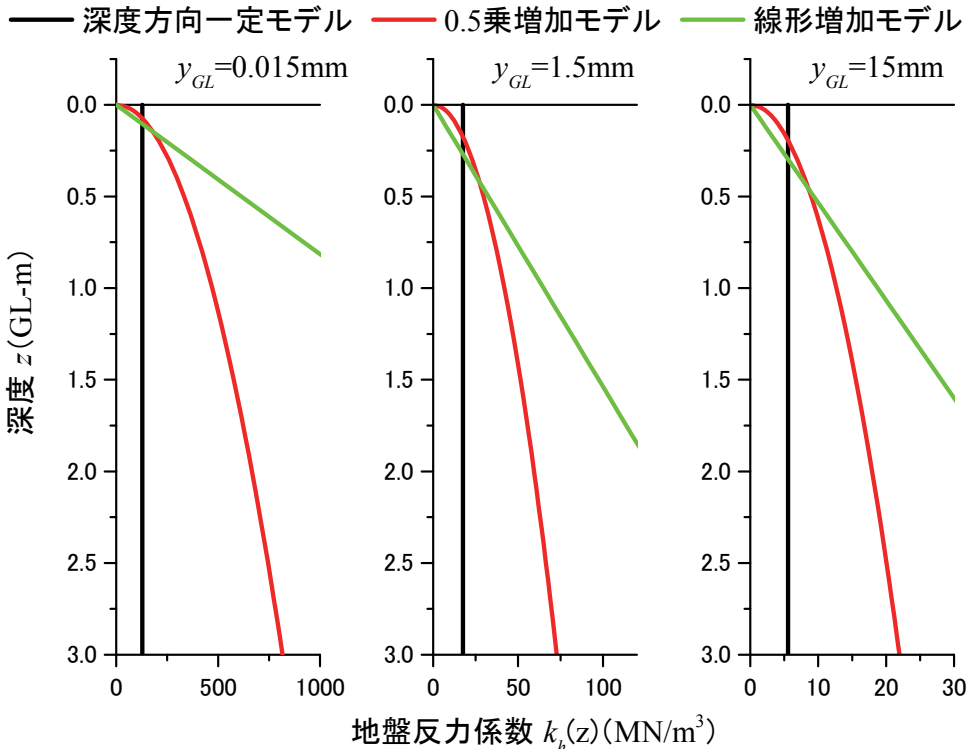


図 3- 5　逆算地盤反力係数 $k_h(z)$の比較

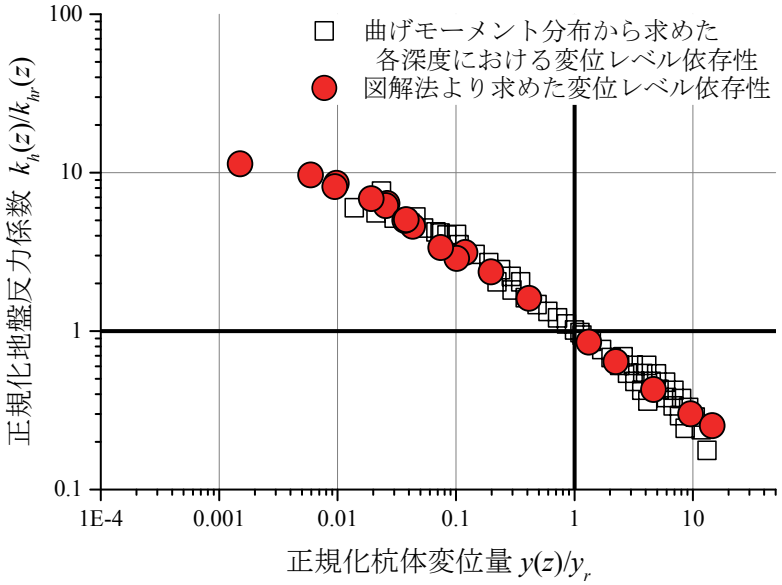
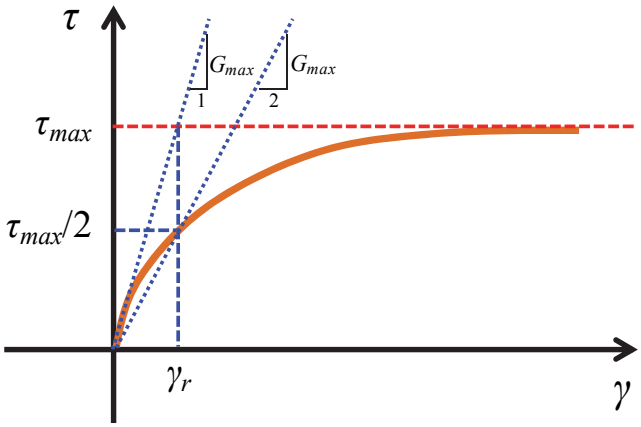
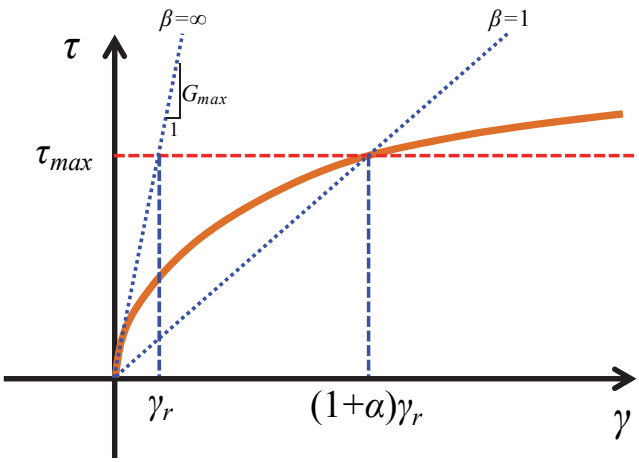


図 3- 6　曲げモーメント分布から求めた各深度における変位レベル依存性と
１質点系モデルにより求めた変位レベル依存性の比較



(a)　双曲線モデルの骨格曲線



(b)　RO モデルの骨格曲線

図 3- 7　双曲線モデルと RO モデルの骨格曲線の概要

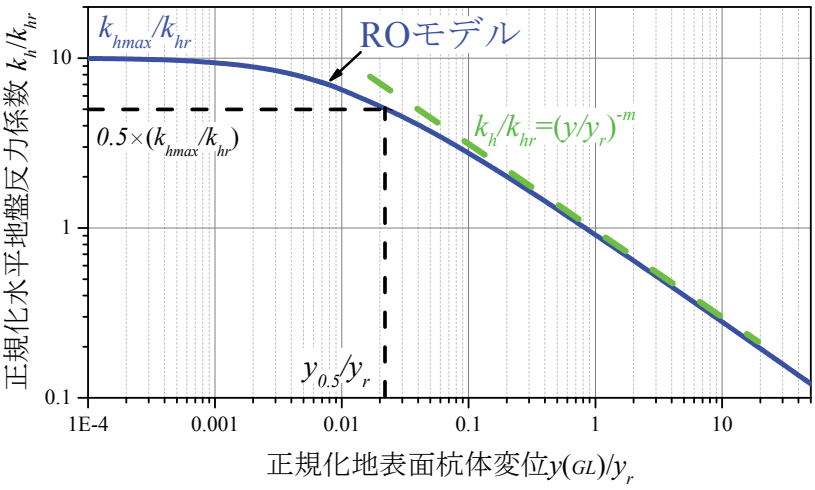
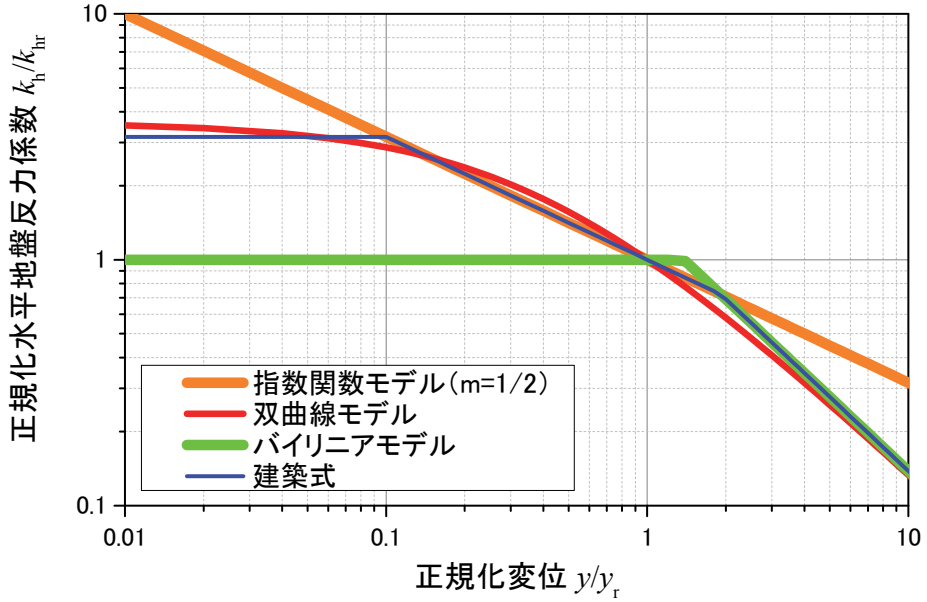
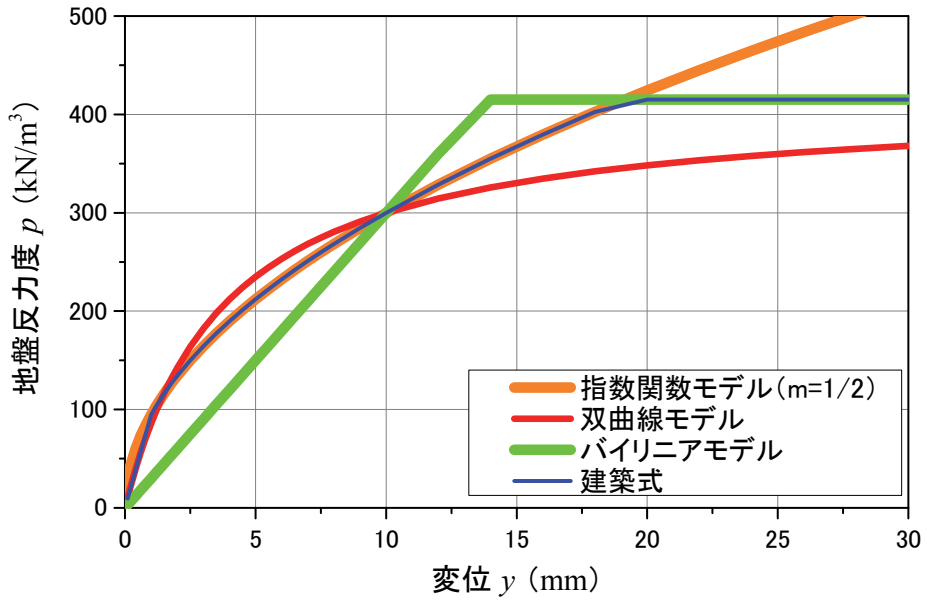


図 3- 8　RO モデルにおけるパラメータ設定の概要

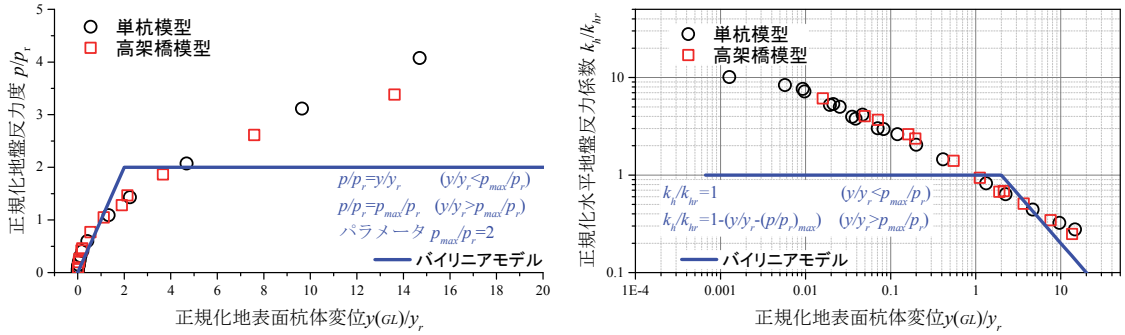


(a)　正規化水平地盤反力係数 k_h/k_{hr}～正規化変位関係 y/y_r

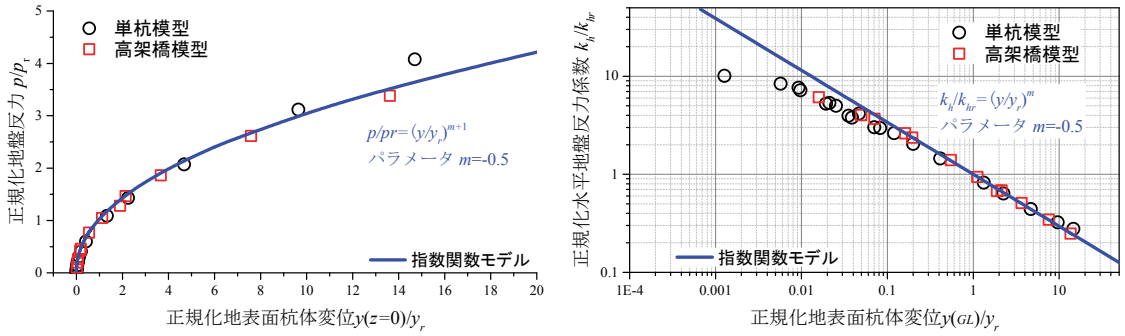


(b)　水平地盤反力度 p ～変位関係 y

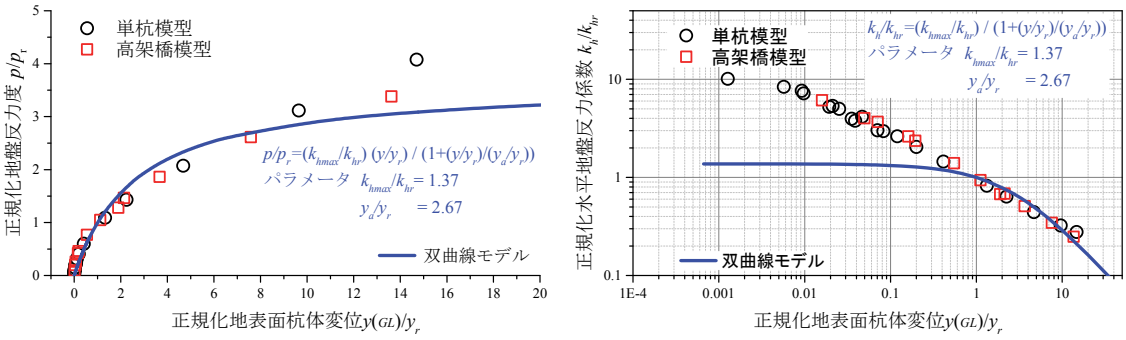
図 3- 9　各設計基準で用いられている代表的な変位レベル依存性と p-y 関係の評価モデル



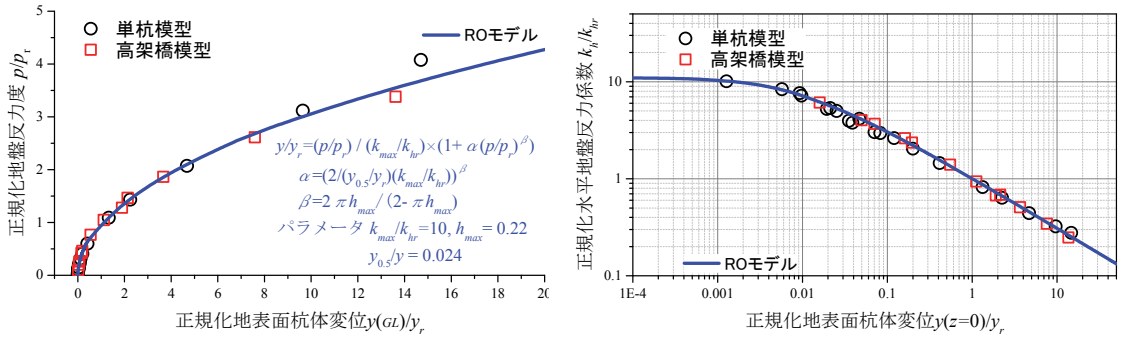
(a) バイリニアモデル



(b) 指数関数モデル



(c) 双曲線モデル



(d) RO モデル

図 3- 10　模型実験から得られた k_h/k_{hr} の変位レベル依存性と非線形モデルとの比較

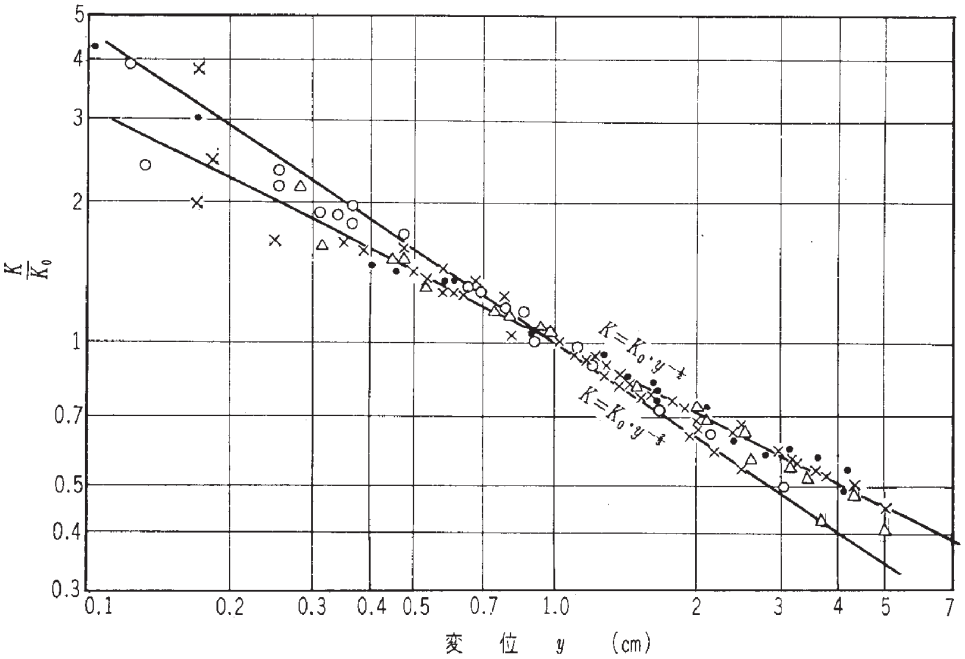


図 3- 11　k 値と変位 y の関係 [3.1)]

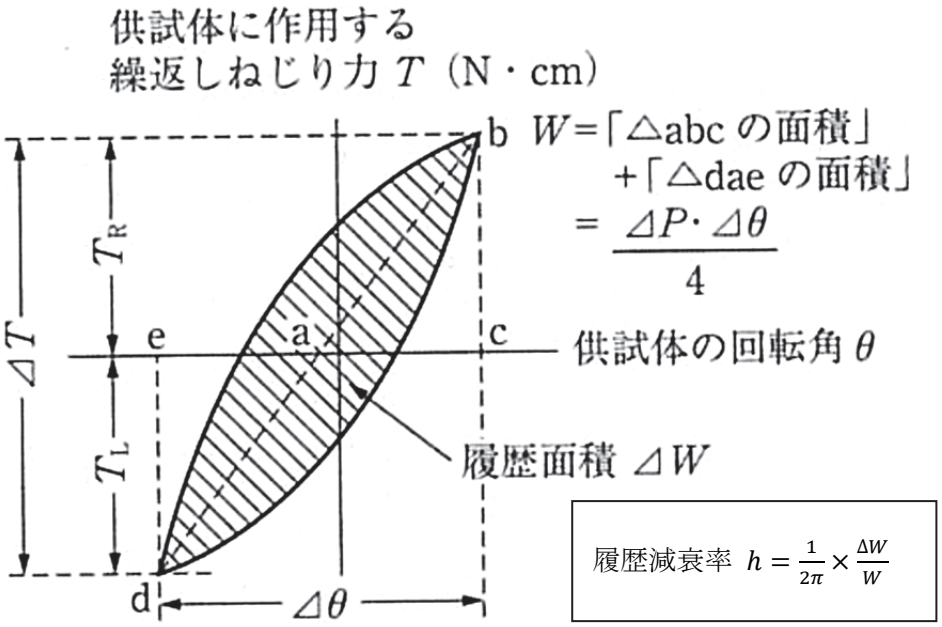


図 3- 12　履歴減衰率 h の算出方法 [3.17)]

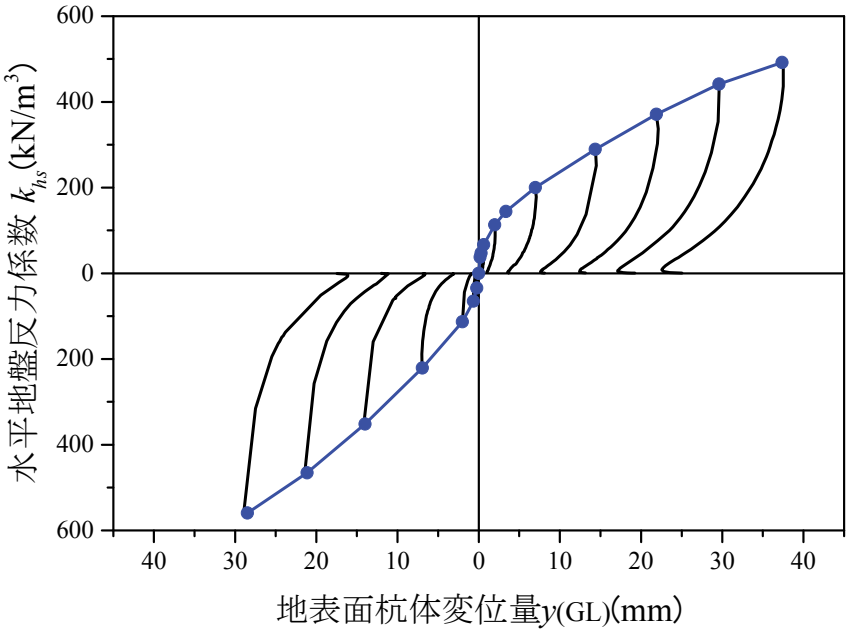


図 3- 13　水平載荷試験から同定された水平地盤反力係数と地表面杭体変位量の履歴曲線

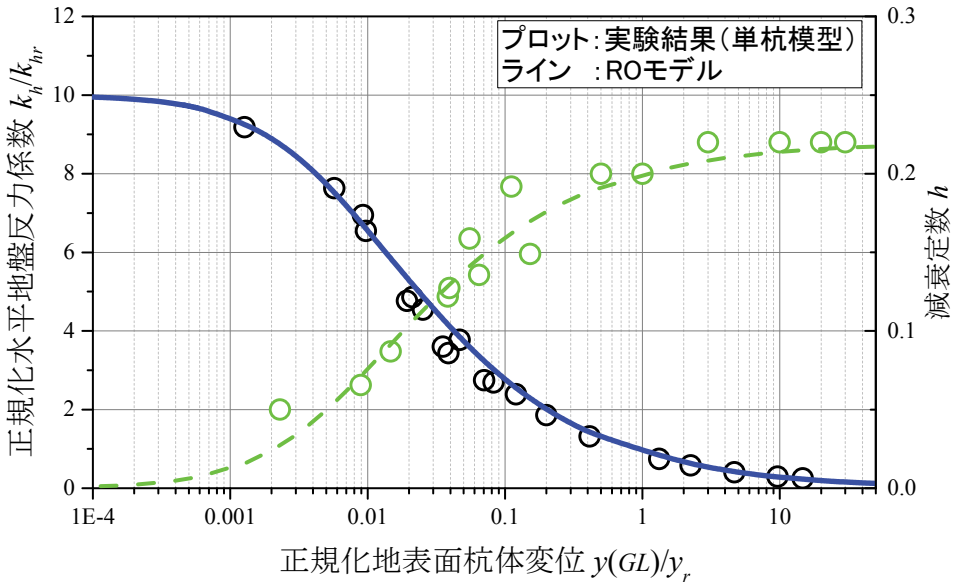
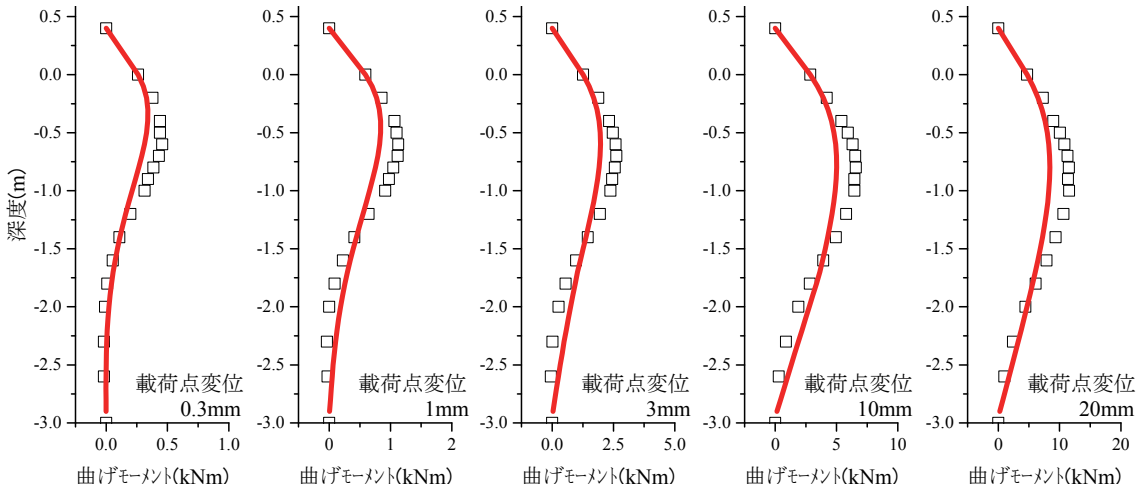
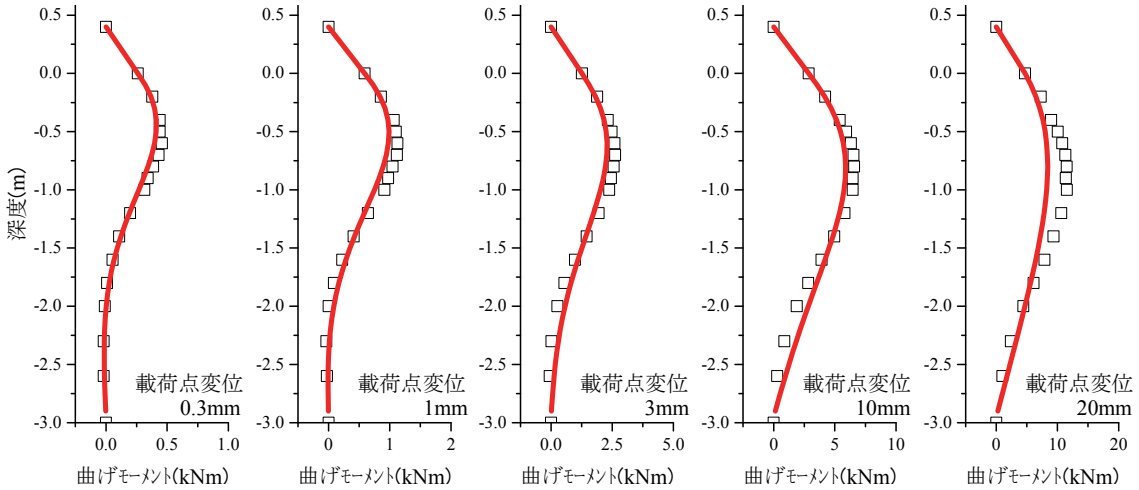


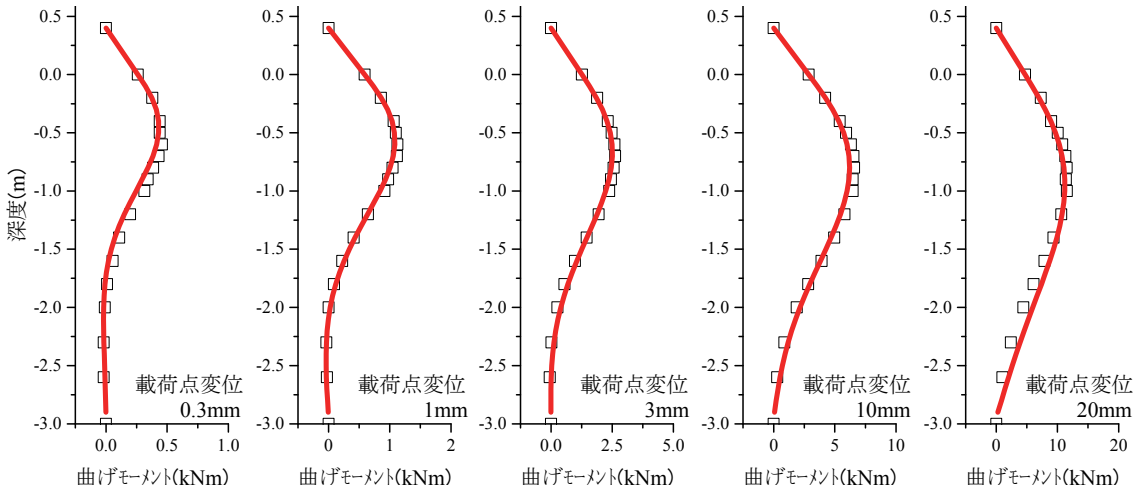
図 3- 14　杭の相互作用ばねの履歴減衰と RO モデルの比較



(a) 深度方向一定



(b) 深度方向 0.5 乗増加



(c) 深度方向線形増加

図 3- 15　手法①を適用した多質点梁ばね解析モデルによる再現解析結果

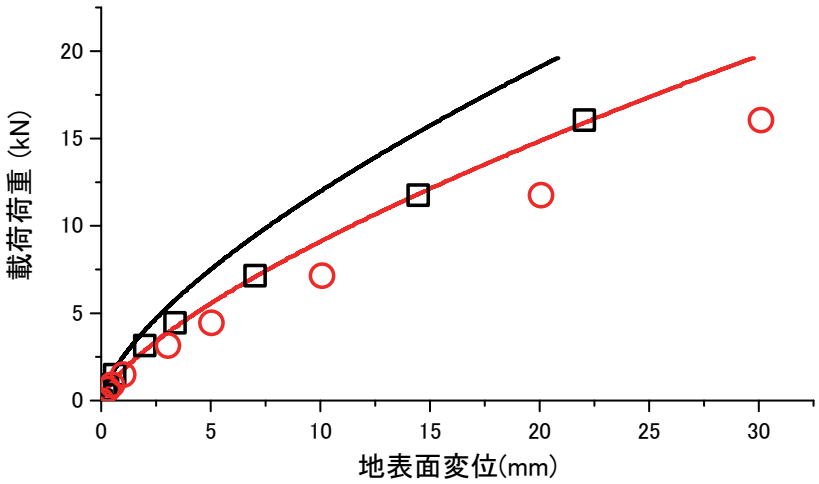


図 3- 16　手法②を適用した多質点梁ばね解析モデルによる単杭模型の再現解析結果
（杭頭における変位レベル依存性を考慮）

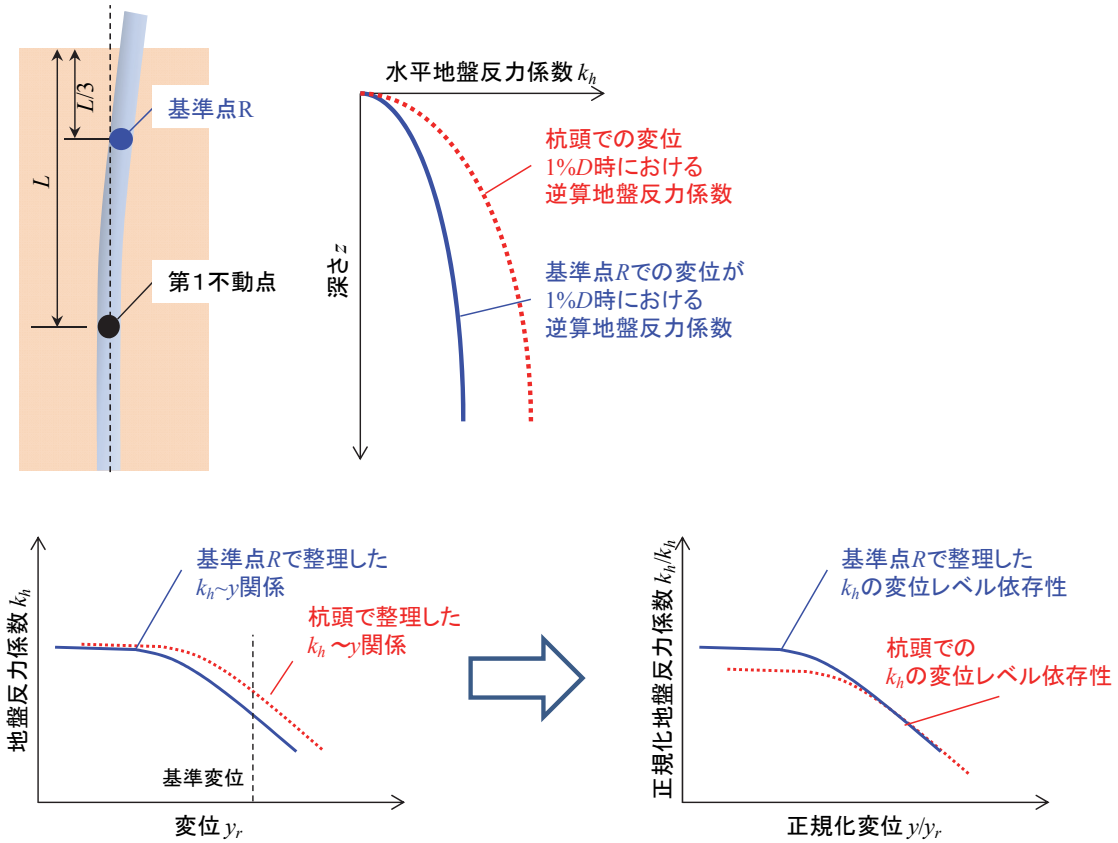


図 3- 17　手法②（基準点 R での変位レベル依存性評価）の概要

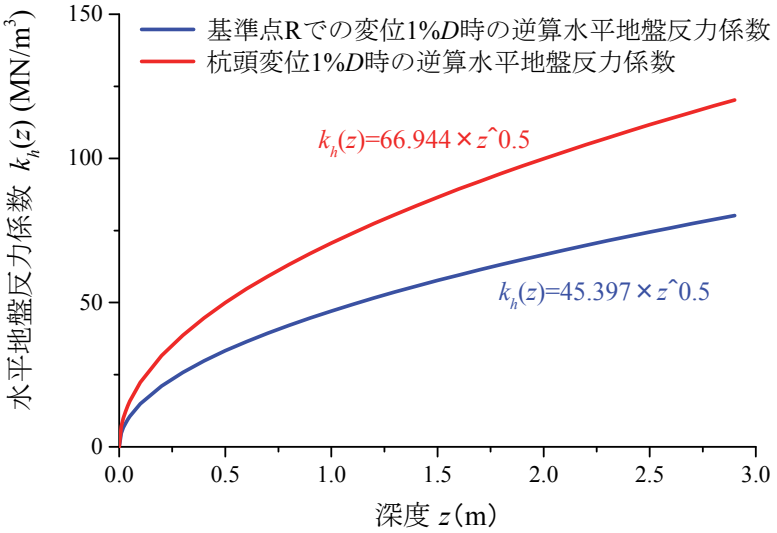
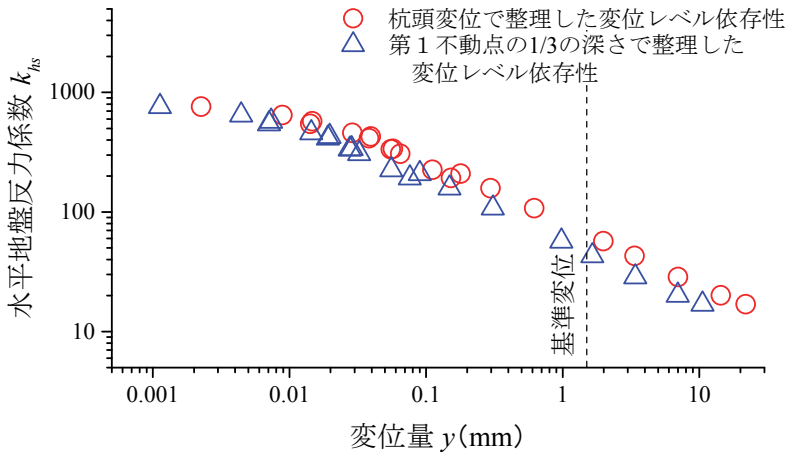
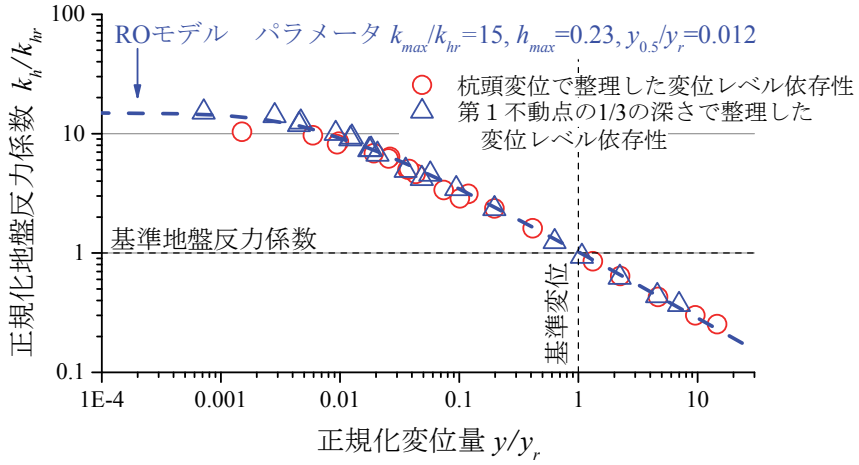


図 3- 18　杭頭ならびに第 1 不動点の 1/3 の深さ位置で整理した基準水平地盤反力係数 $k_{hr}(z)$

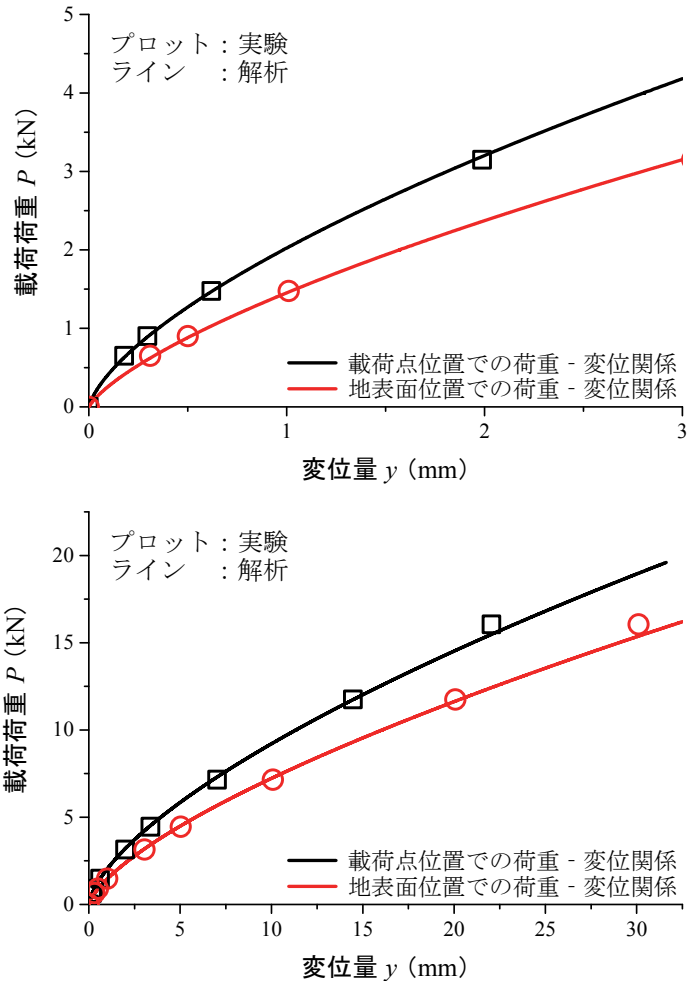


(a)　水平地盤反力係数 k_{hs}－変位量関係 y

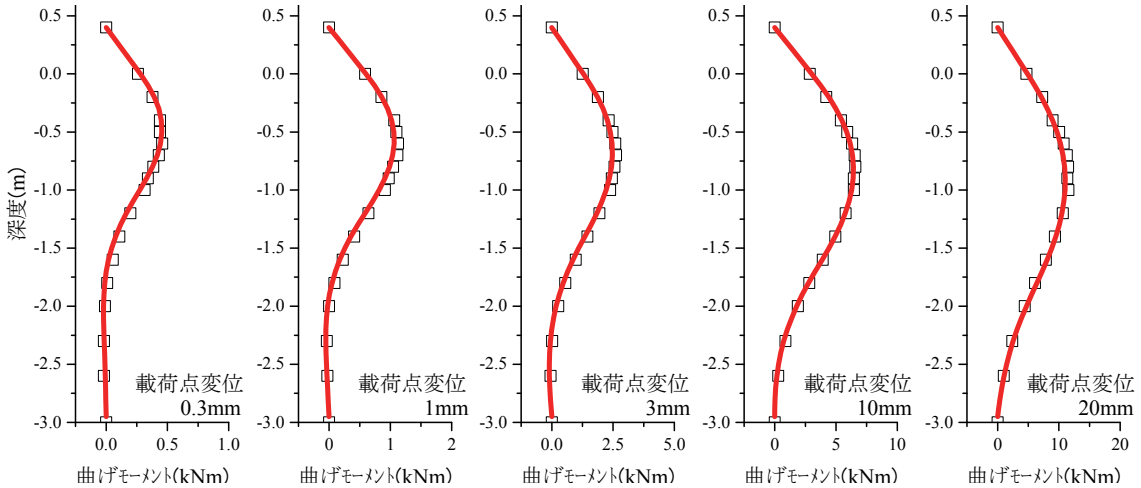


(b)　正規化水平地盤反力係数 k_h/k_{hr}－正規化変位量関係 y/y_r

図 3- 19　第 1 不動点の 1/3 の深さ位置を基準とした場合の変位レベル依存性



(a)　載荷荷重 P－変位 y 関係



(b)　曲げモーメント分布

図 3- 20　手法②を適用した多質点梁ばね解析モデルによる再

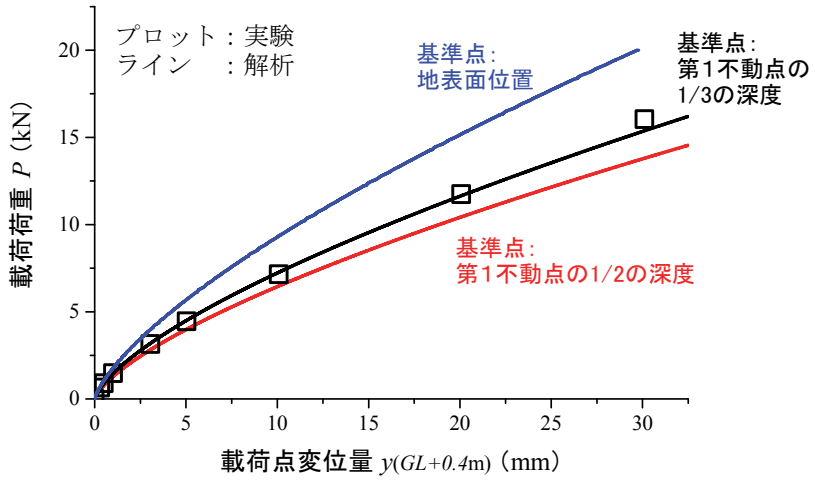
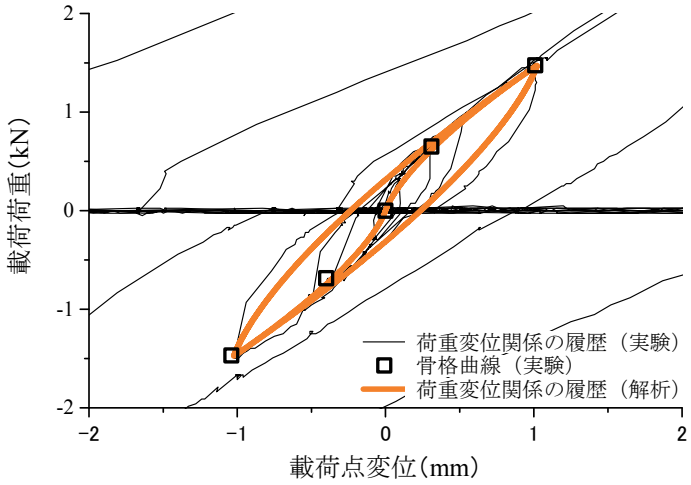
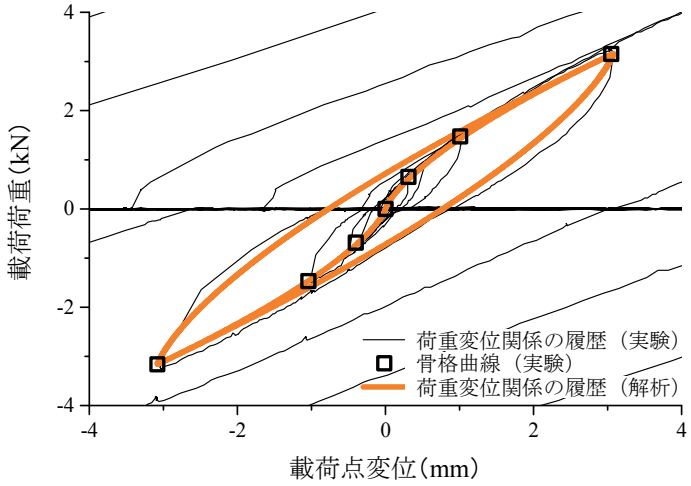


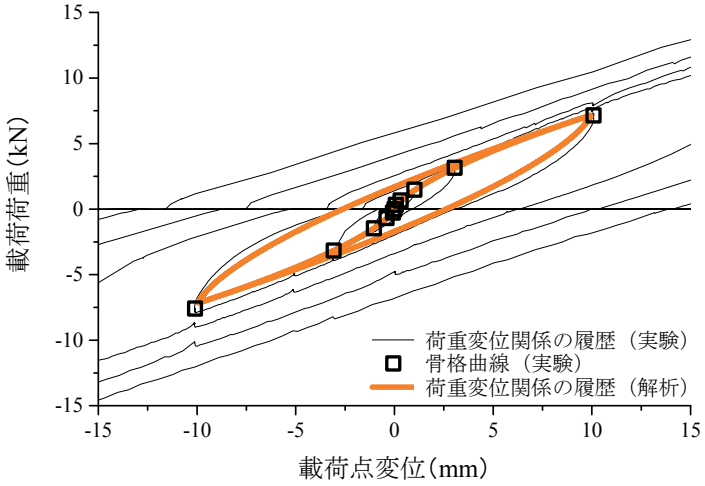
図 3- 21　基準点 R の設定が杭基礎全体の水平抵抗に及ぼす影響



(a) 載荷点変位±1mm 載荷時



(b) 載荷点変位±3mm 載荷時



(c) 載荷点変位±10mm 載荷時

図 3- 22　実験結果と数値解結果の荷重－変位関係の履歴曲線での比較

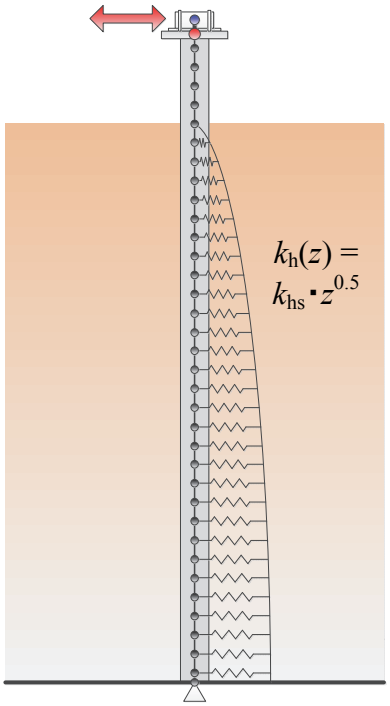


図 3- 23　起振器試験の再現解析モデル

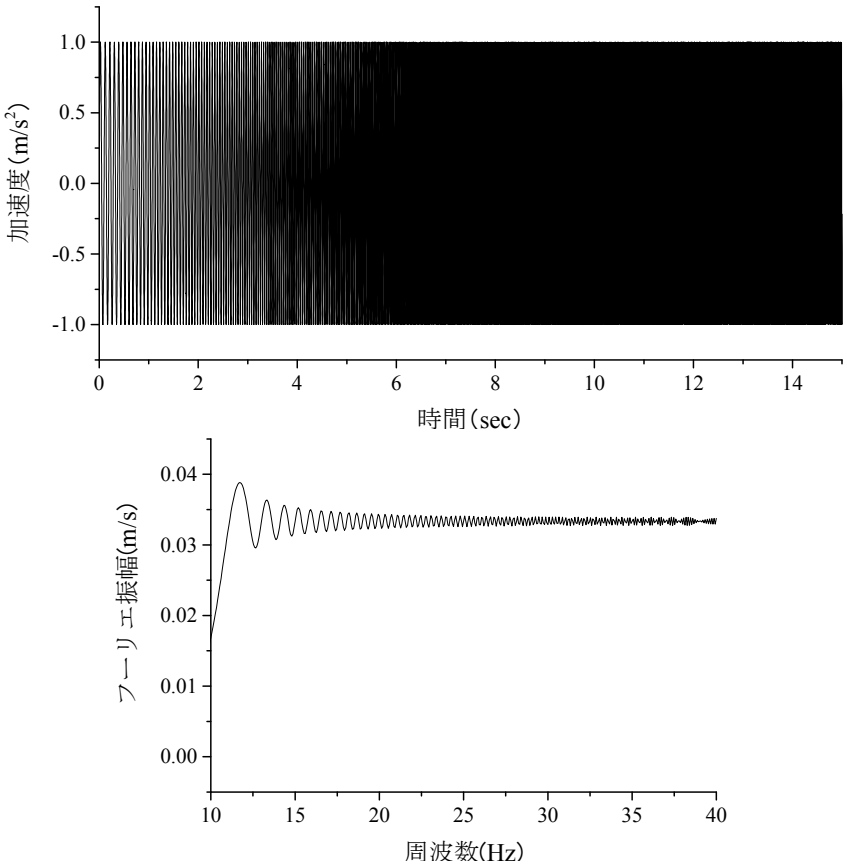
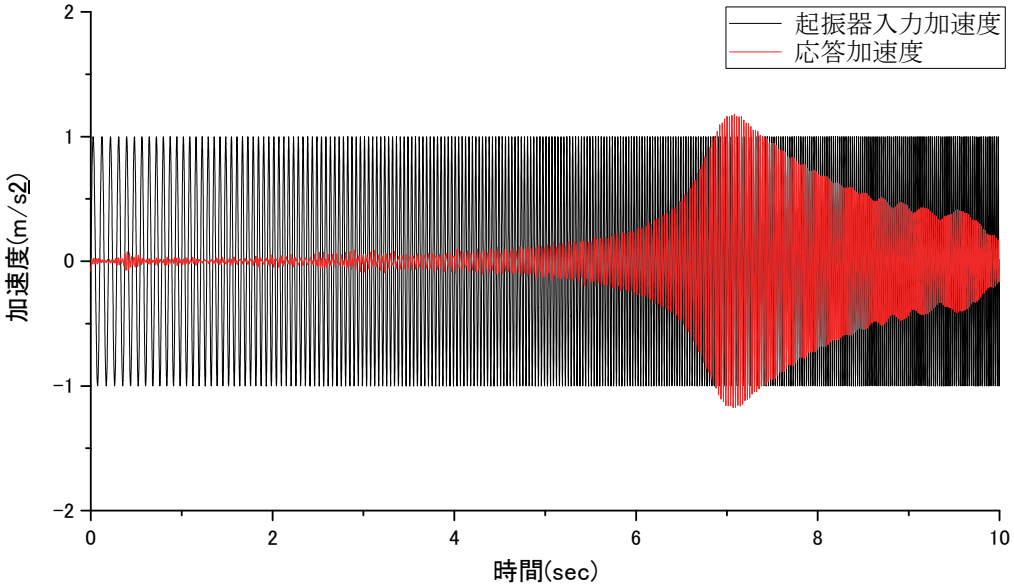
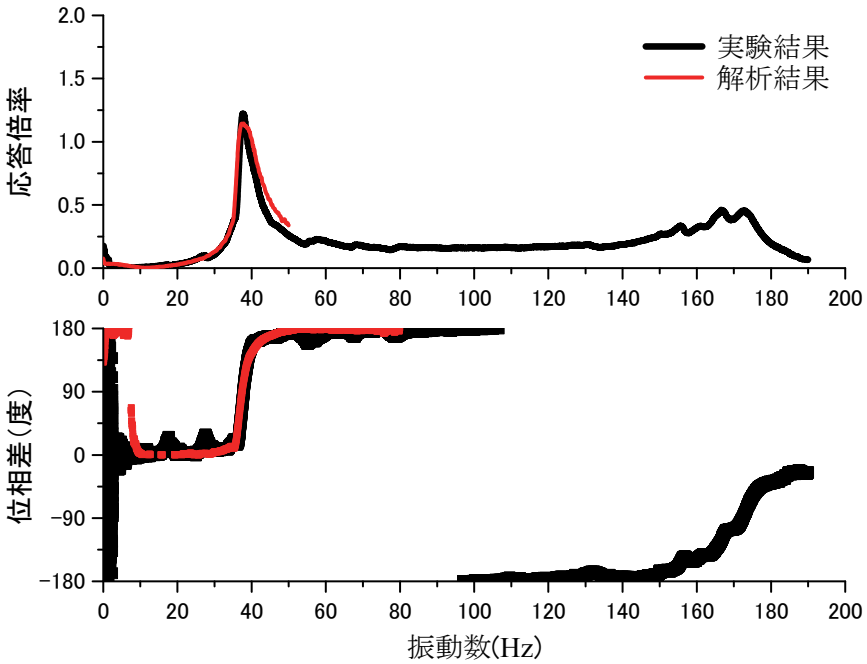


図 3- 24　入力波の時刻歴波形とフーリエ振幅スペクトル

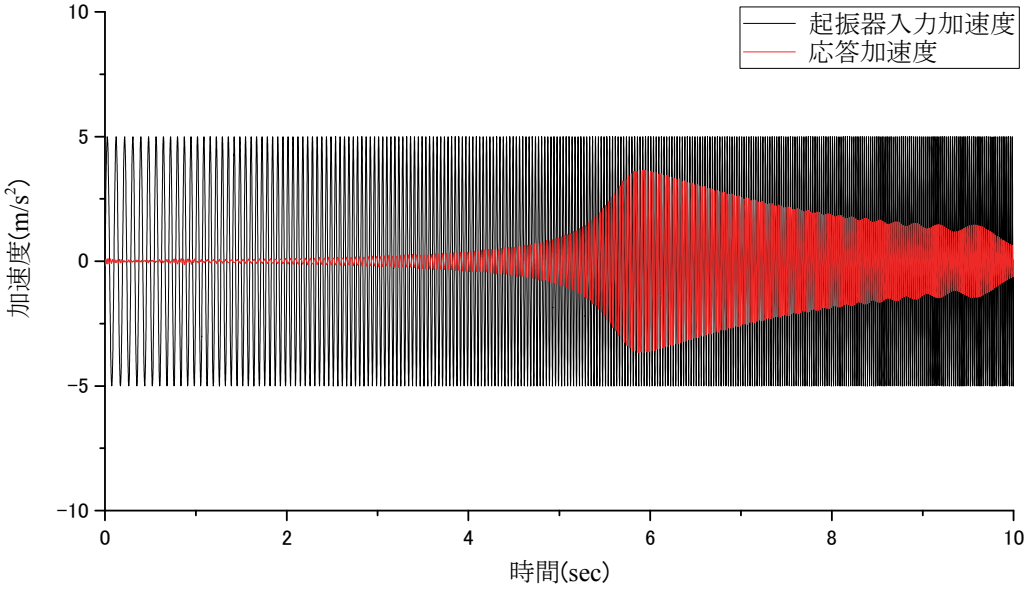


(a) 加速度の時刻歴波形

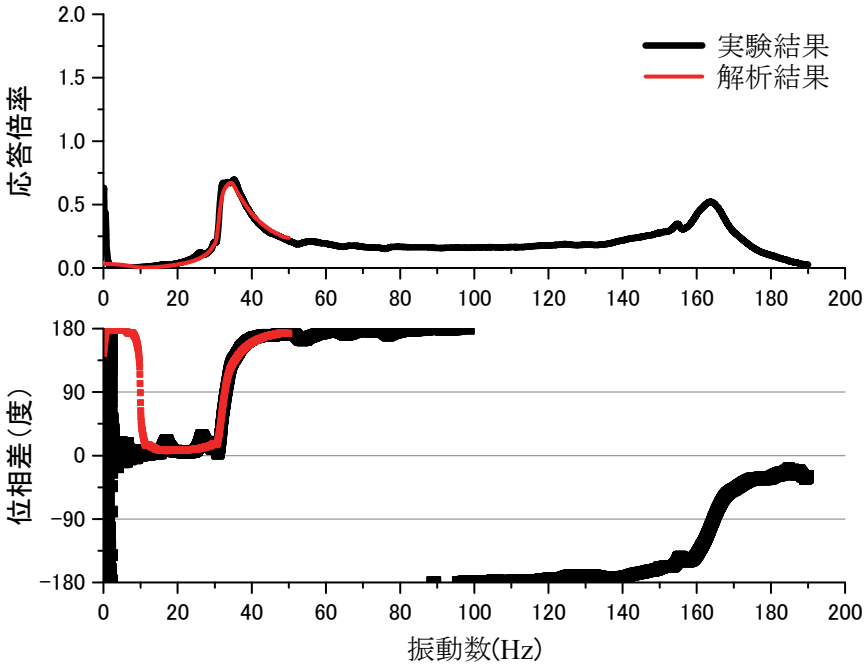


(b) 起振器の入力加速度に対する杭頭応答加速度の伝達関数

図 3- 25　共振実験の再現解析（その１）（100gal 加振時）

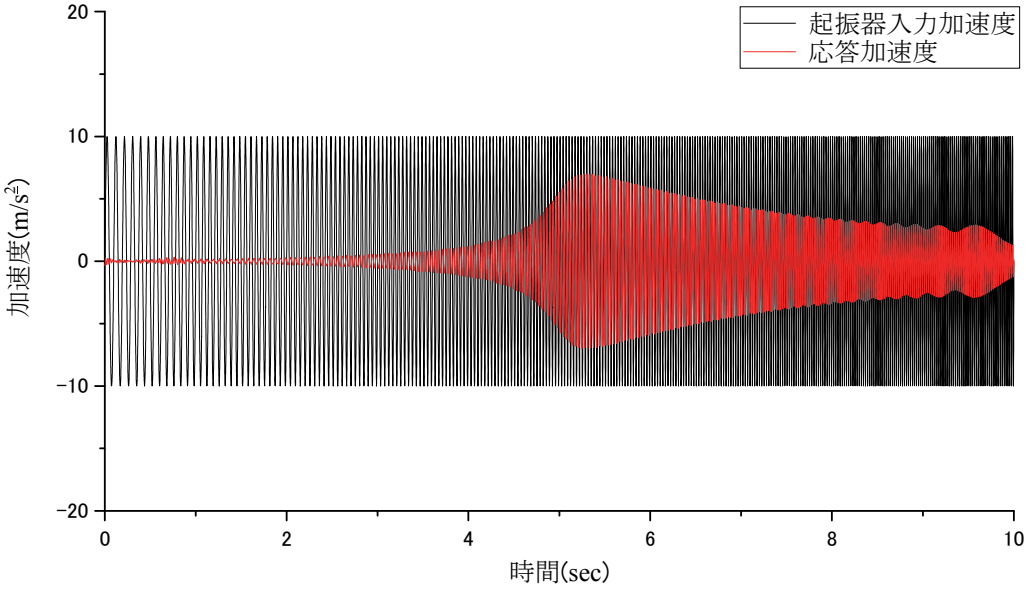


(a) 加速度の時刻歴波形

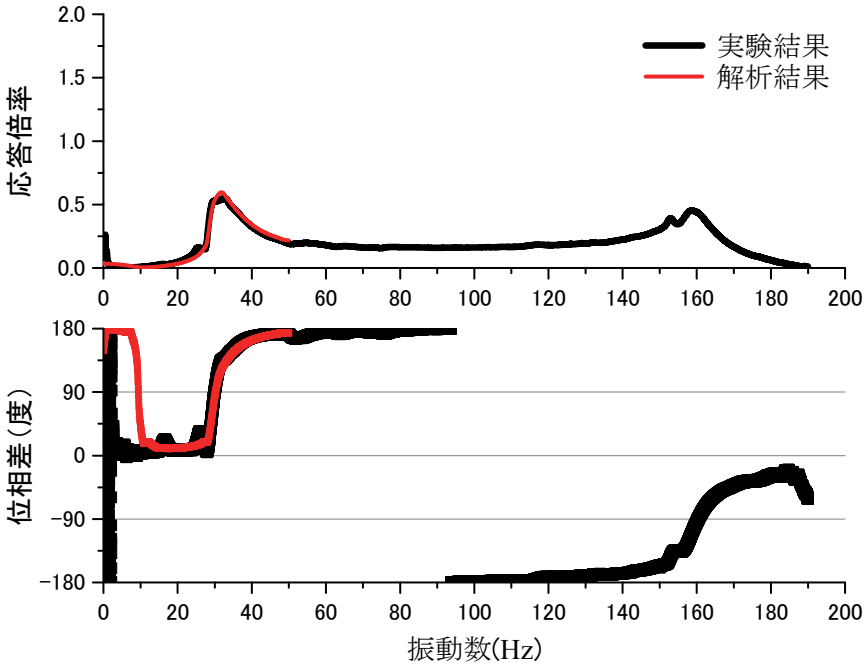


(b) 起振器の入力加速度に対する杭頭応答加速度の伝達関数

図 3- 25　共振実験の再現解析（その２）（500gal 加振時）



(a) 加速度の時刻歴波形



(b) 起振器の入力加速度に対する杭頭応答加速度の伝達関数

図 3- 25　共振実験の再現解析（その３）（1000gal 加振時）

第３章の参考文献

3.1）　緒方辰男，倉知禎直，古関潤一：地盤変形特性の応力・ひずみレベル依存性を考慮した水平方向地盤反力係数の載荷幅依存性, 土木学会論文集 No.631／III-48, pp.371-381, 1999.

3.2）　吉中竜之進：地盤反力係数と，その載荷幅による補正，土木研究所資料，第 299 号, 1967.

3.3）　日本道路協会：杭基礎設計便覧，pp.173-177，1992.

3.4）　龍岡文夫，福島伸二：砂のランダム繰返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について (2)，生産研究，Vol.30，No.10，pp.375-378，1978.

3.5）　今井常雄:地盤の横方向 K 値の研究(3)－設計に用いる K 値－, 土と基礎, Vol.17, No.11, pp.13-18，1969.

3.6）　今井常雄：地盤の横方向 K 値の研究(4) －LLF 測定結果によるクイの横方向挙動の計算法－，土と基礎，Vol.18, No.1，pp.11-16，1970.

3.7)　日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編：Ⅳ下部構造編，2012.

3.8)　国土交通省監修　鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物，2012.

3.9)　Broms, B.B.：Design of laterally Loaded Piles, Proc. ASCE, Vol.91, SM3, 1965.

3.10)　日本港湾協会：港湾施設の技術上の基準・同解説，2007.

3.11)　Kondner, R.L.：Hyperbolic Stress-strain Response, Cohesive Soils, Proc. ASCE, SM1, pp.115-153, 1963.

3.12)　地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，p.780，2009.

3.13)　国生剛治，櫻井彰雄：MODIFIED HARDIN-DRNEVICH モデルについて，土木学会第 33 回年次学術講演会講演概要集，第Ⅲ部門，pp.1181-1184，1979.

3.14)　龍岡文夫，福島伸二：砂のランダム繰返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について (1)，生産研究，Vol.30，No.9，1978.

3.15)　神田政幸，竹村次朗，日下部治：砂地盤中の単杭の p-y 関係のモデル化，土木学会論文集，No.645/III-50, pp.191-207, 2000

3.16)　Jennings, P.C.：Periodic response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, Vol.90, EM2, pp.131-163, 1964.

3.17)　龍岡文夫，福島伸二：砂のランダム繰返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について (1)，生産研究，Vol.30，No.9，1978.

3.18)　地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，p.772，2009.

3.19)　下村修一，鈴木康嗣：広範囲な杭経の水平載荷試験結果に基づく砂質土地盤における単杭の水平地盤反力係数, 日本建築学会技術報告集, Vol.22, No.52, pp.919-924, 2016.

3.20) 中谷昌一．白戸真大，河野哲也，中村祐二，野村朋之，横幕清，井落久貴：性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究，土木研究所資料，第 4136 号，2009.

3.21) Chang, Y.L. : Discussion on “Lateral pile loading tests” by Feagin, Transaction, ASCE, Vol.102, pp.272-278.

第４章　直杭・組杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価

4.1　概要

第３章では，単杭模型を対象に共振実験ならびに静的水平載荷実験を行い，微小変位から大変位にかけての水平地盤反力係数を評価した．また実験から得られた水平地盤反力係数の変位レベル依存性を，杭基礎の設計で一般的に用いられている多質点梁ばね解析モデルへの適用手法についても検証を行い，第 1 不動点の 1/3 の深さを基準点とした非線形特性を RO モデルで評価することで微小変位から大変位までの杭の水平抵抗挙動を表現可能であることを示した．また，杭頭に水平交番載荷を受けた杭の復元力特性についても高精度に評価可能であることが明らかになったことから，この水平地盤反力係数の評価・モデル化手法を用いることで，地震時の動的挙動についても高い再現性が望めることが示唆された．

一方で，実際の構造物では杭頭をフーチングや地中梁で連結された組杭として用いられることが大半である．鉄道構造物では，その経済性から近年はラーメン高架橋が採用される傾向にある．この時，杭基礎は柱 1 本につき杭 1 本という「1 柱 1 杭式」が採用されることが多く，フーチングで連結された橋脚の群杭基礎のように杭頭の回転自由度が完全に固定とはならないものの，地中梁によってある程度杭頭の回転が拘束されることとなる．杭頭固定度が異なると杭頭水平荷重によって杭体に発生する断面力分布や変形の形状も異なることが弾性床上の梁の解として示されているが[例えば 4.1)]，杭頭固定度が地盤反力係数の変位レベル依存性に与える影響を検討した事例はこれまでにない．

また別の課題として，Inertial な相互作用に対して評価した水平地盤反力係数の変位レベル依存性が，Kinematic な相互作用問題に対しても適用可能かは未解明である．すなわち，共振実験や水平載荷実験から評価される地盤ばねは慣性の相互作用（Inertial な相互作用）を評価したものであり，妥当性検証のために行った再現解析の対象も Inertial な相互作用による挙動となる．一方で実構造物の地震時挙動を考えた場合，特に軟弱地盤においては地盤変形の影響により杭体に断面力や変形が生じる．これを入力の相互作用（Kinematic な相互作用）と呼ぶが，**３章**で提案した手法により評価された地盤反力係数のモデルが，地盤変位単独，あるいは慣性力と地盤変位が同時に作用する状態を対象とした場合でも適用可能かはこれまでに検討された事例はない．

本章では，杭頭固定度の高い組杭基礎（**第３章**，**第５章**での検討対象と明確に比較する

ために標題には「直杭・組杭基礎」と記載しているが，本章では単に組杭基礎と呼ぶ）における水平地盤反力係数の変位レベル依存性の評価を目的として，実構造物の 1/10 スケールのラーメン高架橋模型を対象に起振器による共振実験ならびに静的水平載荷実験から水平地盤反力係数の変位レベル依存性を評価し，**第３章**で示した単杭の結果と比較した．また，組杭基礎についても**第３章**で提案した多質点系解析へのモデル化手法を用いて共振実験を対象に再現解析を行い，モデル化手法の妥当性を検証した．

次に，Kinematic な相互作用への適用性の検証として，せん断土槽中の高架橋模型の振動実験を対象として再現解析を実施し，杭頭水平荷重に対して評価した地盤反力係数のモデル化手法を用いて，地盤変位単独作用時あるいは慣性力と組合せ作用時の高架橋模型の挙動について再現解析を行った．

本章の構成を示す．4.2 節では高架橋模型を対象に実施した共振・水平載荷実験について説明し，4.3 節では実験結果と同定された地盤反力係数をまとめ，単杭模型での結果と比較を行った．4.4 節では，単杭模型と同様にて梁ばね解析モデルへの適用手法を確認する．最後に 4.5 節では地盤変位作用時の相互作用にも提案した地盤反力係数評価モデルが適用可能であるか評価するため，せん断土槽を用いた振動実験を対象に再現解析を実施する．

4.2　模型実験の概要

4.2.1　ラーメン高架橋模型

はじめに模型振動実験の概要を示す．実構造物の約 1/10 スケールのラーメン高架橋模型を対象とした共振実験ならびに水平載荷実験を行った．

模型の相似則の考え方について示す．プロトタイプは**図 4- 1** に示す新幹線の複線ラーメン高架橋であり，諸元としては上部工の高さ 12.3m，降伏震度 k_{hy} = 0.386，等価固有周期 T_{eq} = 1.23sec，地盤の固有周期 T_g = 0.61sec（普通～軟弱地盤，鉄道標準における G4 地盤[4.2)]相当）である．模型の寸法比を 1/10 として 1G 場における土構造物の模型振動実験における相似則（**表 4- 1**）[4.3)]に従って模型諸元を設定した．

図 4- 2 にラーメン高架橋模型の概要を示す．杭体はフーチングとの接合やひずみゲージの貼り付け等の作業性を勘案して角型鋼管を用いており，断面諸元は杭のβL がプロトタイプと同程度となるように設定した．ここでβの算出に用いる杭径には，平成 9 年発刊の鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物[4.4)]における H 鋼杭の考え方を参考として，式(4-1)により求められる換算杭幅 D_s を用いた．

$$D_s = \sqrt{BH} \tag{4-1}$$

ここで，B，H は角型鋼管の辺および高さ（m）である．

次に，柱，フーチング（地中梁）および上スラブの部材剛性については，杭との曲げ剛性比がプロトタイプと同等になるように設定した．最後に，模型地盤とラーメン高架橋模型の固有振動数について相似則を満足するよう，かつ上スラブとフーチングの重量比がプロトタイプと同様になるようそれぞれの重量を設定した．

表 4- 2 に本実験に適用した相似則を示す．最終的に用いた部材は，杭は 50mm×50mm，厚さ 2.3mm，11kg/本の角型鋼管，フーチングは平面寸法 750mm×750mm，厚さ 32mm，重量 121kg の鋼板（16mm の鋼板をボルトにより 2 枚重ね），柱は 75mm×75mm，肉厚 2.3mm の角型鋼管，上スラブは 1200mm×1200mm，厚さ 50mm，重量 566kg の鋼板であり，この上には軌きょう重量を模擬したウェイト（250mm×250mm，厚さ 50mm，25kg/枚の鋼板を計 8 枚）を設置した．

なお，一般に長い杭においては杭先端の曲げ抵抗は期待せず，また杭先端は十分に根入れされており十分な鉛直指示性能を有しているものと想定して，この条件を明確にするために杭先端はユニバーサルジョイントによるヒンジ結合とした．杭先端以外の各部材の結合は高力ボルトによる剛結としている．

4.2.2　模型地盤

模型地盤は，せん断土槽の内部に構築した．このせん断土槽は内寸法が幅 3000mm，奥行き 1100mm，高さ 3000mm であり，天端から高さ 2400mm までが 12 段のせん断枠で構成されている．各せん断枠はリニアガイドにて外枠に支持されており，地盤の挙動に追従して変形することができる．また，せん断土槽内部にはゴム製のメンブレンを設置しており，この中に模型地盤を構築することで，土槽壁面との摩擦を軽減している．

模型地盤の材料は，**第２章**で示した単杭模型の実験と同じ東北珪砂 6 号であり，土槽底面から 600mm は相対密度 D_r=90%の支持地盤，これより上の 2300mm は D_r=60%の表層地盤として作製した．各地盤層は，100mm ごとに砂の巻き出しおよび小型バイブレーターによる作製を行い，投入量ならびに高さ管理による密度管理を行った．

4.2.3　共振実験ならびに水平載荷実験

起振器よる共振実験は，上スラブを設置していない状態（基礎模型）と，柱・上スラブまで構築した状態（ラーメン高架橋模型）を対象に行った．共振実験の概要を**図 4- 3(a)**, (b)に示す．組杭基礎模型の場合にはフーチング天端に，ラーメン高架橋模型の場合には上スラブに起振器を設置して加振を行った．なお，用いた起振器は可動部質量が 45kg の中型起振器である．この高架橋模型を対象に，加速度を変化させたスイープ波加振を行った．与えた振動数は 1～20Hz であり，スイープ速度 1Hz/sec で振動数を漸増させながら加速度振

幅一定で加振を実施した．

水平載荷試験の概要を**図 4- 3 (c)**に示す．載荷の方法としては，油圧ジャッキとフーチングをユニバーサルジョイントで接合し，一方向の繰り返し載荷を行った．ただし，「**4.5　地盤変位作用時の挙動に対する評価モデル適用性の検証**」で説明する振動実験終了後に上部工を取り外した状態で実施したため，加振の影響により地盤材料の体積圧縮が生じており，水平載荷を行った時点では模型地盤地表面位置は初期よりも約 140mm 沈下していた．せん断枠の区間である地表面から 2300mm の深さまでが一様に体積圧縮したと仮定すると，相対密度 D_r は 94.8%まで上昇した計算になり，共振実験時とは異なる地盤条件となっている．

4.2.4　計測機器

共振実験の際は上スラブ，フーチング天端ならびに地表面に圧電型加速度計を，載荷試験ではフーチング位置にひずみゲージ式変位計を設置し，油圧ジャッキの先端にロードセルを設置することで載荷荷重を計測した（**図 4- 3**）．用いた計測機器の種類は**第３章**で示した単杭模型の実験と同一である．

4.3　実験結果と地盤反力係数の同定

4.3.1　共振実験

（１）実験結果

共振実験の結果として，上部ありの場合の加速度の時刻歴応答波形，起振器の入力加速度に対する応答加速度の伝達関数を**図 4- 4**，**図 4- 5** に，上部工なしの場合の結果を**図 4- 6**，**図 4- 7** に示す．2.2.2 にて示したように，伝達関数において位相差が 90 度となる振動数を固有振動数として判別した．構造物を加振しているにも関わらず地盤の固有振動数が明確に確認されたのは，模型の質量に対して比較的大きな加振力であったことに加え，せん断土槽内の高架橋模型であるためと考える．

表 4- 3 に，各加振で得られた構造物の固有振動数ならびにフーチング位置での応答倍率を示す．

（２）地盤反力係数の同定

地盤反力係数の同定方法は単杭模型の時と同一であり，固有値解析を用いて求めた．

固有値解析モデルの概要を**図 4- 8** に示す．柱・杭の梁要素については部材曲げ試験ならびに圧縮試験の結果を基に断面剛性を設定した．上スラブ，フーチングについては，ヤング係数を 2.05×10^8 kN/m^2 とし，断面二次モーメントと断面積は曲げ試験および軸方向圧縮試

験の結果から設定した．数値解析に適用した断面諸元を**表 4- 4** に示す．また，上スラブあるいはフーチング上に起振器を模擬した質点を設定している．

固有値解析モデルで設定した基準地盤反力係数の深度方向への分布形状は，単杭模型で計測された基準地盤反力係数の結果（**図 2- 26**）に基づき，深度に対して 0.5 乗のモデルを適用した（**図 4- 9**）．

鉛直地盤反力係数については，別途実施した φ50mm の円形鋼管模型杭の鉛直載荷試験の結果[4.5)]から杭径の 1%（0.5mm）変位時の地盤反力係数を設定した（**図 4- 10**）．なお，模型杭先端をヒンジ構造としたため鉛直方向へは剛結状態となっており，鉛直ばねの値が構造物全体系へ与える影響は極めて小さいことをパラメトリックスタディにより別途確認したため，線形ばねとしてモデル化した．

図 4- 11 に固有値解析から得られた固有振動数と地盤反力係数の関係を示す．実験に合わせて上部工ありのケースと下部工のみの状態それぞれで実施し，離散的な結果を指数関数で近似することで，実験結果で判明している固有振動数から水平地盤反力係数を精度よく求めた．

（３）共振時における杭頭変位量の算定

共振時の杭頭水平変位量の算定は，基本的には単杭のケースと同様の方法を用いた．ただし，単杭模型では固定土層を用いた実験であるのに対し，高架橋模型はせん断土槽であるため，地盤自体もわずかながら振動していることが計測結果から分かった．そこで，共振時の杭頭変位量は以下の式を用いることで，地盤自体の振動の影響を取り除いた相対変位量として求めた．

$$y = \frac{\alpha_{input} \cdot (X_p - X_g)}{4\pi^2 f_n^2} \tag{4-2}$$

ここで，α_{input}：起振器の入力加速度の片振幅（m/s^2），X_p：構造物の固有振動数 f_n における杭頭位置での応答倍率，X_g：構造物の固有振動数 f_n における地表面の応答倍率である．

（４）計測結果のまとめ

表 4- 5 に起振器実験の結果から算定した水平地盤反力係数ならびに杭頭変位量を示す．杭頭変位で 0.009mm（杭径の約 0.02%）から 1.07mm（杭径の約 2%）までの約 100 倍の変位レベルにおける地盤反力係数を評価することができている．

4.3.2　水平載荷実験

載荷点における荷重－変位関係を**図 4- 12** に示す．荷重－変位関係から水平地盤反力係数と杭体変位量を算出した．水平地盤反力係数を同定する方法は **2.4.2** で示した単杭模型と同

様であるため詳細な説明は省略するが，4.3.1 の固有値解析モデルと同様に，深度方向への分布形状は 0.5 乗増加とした．梁ばね解析から得られた水平地盤反力係数と荷重－変位関係の割線勾配の関係を**図 4- 13** に，地盤反力係数と割線勾配の関係式から算出された水平地盤反力係数を**表 4- 6** に示す．杭頭変位が 0.6mm（杭径の約 1%）～7.7mm（杭径の約 15%）の範囲で水平地盤反力係数が評価できており，共振実験結果と合わせることで，約 1000 倍オーダーの変位レベルにおける評価となった．

4.3.3　組杭基礎における水平地盤反力係数の変位レベル依存性の評価

図 4- 14 に実験から得られた水平地盤反力係数 k_{hs} と杭頭変位 $y_{(GL)}$の関係を示す．共振実験と水平載荷実験で地盤の相対密度が異なっているため（共振実験で D_r=60%，水平載荷実験で推定 D_r=94.8%），同じ杭頭変位で比較すると水平載荷実験から算出される水平地盤反力係数の方が大きくなっている．

ただし，共振実験と静的水平載荷実験の結果に対してそれぞれの基準地盤反力係数 k_{hr} で正規化すると**図 4- 15** に示す結果となり，変位レベルに応じて連続的に変化する関係として表されることが明らかになった．また，杭頭変位が 0.1%D 以上の領域では単杭模型と同様に概ね指数関数で表現できることが明らかになった．

4.3.4　単杭基礎と組杭基礎の変位レベル依存性の比較

単杭模型から得られた水平地盤反力係数の変位レベル依存性（**図 3- 4**）と高架橋模型から得られた変位レベル依存性（**図 4- 15**）を比較した結果を**図 4- 16** に示す．2 つの模型実験では，杭頭固定度，杭径，地盤の相対密度が異なっているためそれぞれの影響を分析することはできないものの，**第３章**で示した単杭模型の変位レベル依存性と概ね一致している．本実験では杭体の損傷が発生しておらず杭の水平地盤反力係数の非線形特性には地盤の非線形特性の影響が支配的であること，また砂質土の G/G_0-γ/γ_r 関係は正規化すれば概ね同一の標準形で表現できること [4.6)]から，今回実施した様々な模型実験の結果から変位レベル依存性についても正規化することで概ね一致したと推測される．

本論文での検討は限定的な条件にはなるが，同様の知見を積み重ねることで，地盤材料の G/G_0-γ/γ_r 関係のように杭の水平地盤反力係数の変位レベル依存性に関しても標準的な形で表現できる可能性が示された．

4.4　多質点系梁ばね解析モデルへの適用の検証

4.4.1　概要

第３章では単杭模型を対象に多質点梁ばね解析モデルへの適用手法を提案し，静的・動的な繰返し荷重を受けた杭の挙動を高精度に再現できることが確認された．本節では，同手法が杭頭固定度が高い組杭においても適用可能か検証を行う．妥当性の検証を目的とした再現解析の対象は起振器による共振実験とした．

4.4.2　解析条件

（１）骨組みモデル

共振実験の再現解析に用いた骨組みモデルは，4.3.1 で共振実験から水平地盤反力係数の同定に用いた固有値解析のものと同一である（**図 4- 17**）．

（２）部材の断面諸元のモデル化

部材の断面諸元についても（１）と同様に，4.3.1 で地盤反力係数の逆算の際に用いた固有値解析モデルと同一である（**表 4- 4**）．

（３）水平相互作用ばねのモデル化

ｉ）基準水平地盤反力係数のモデル化

基準地盤反力係数は，水平載荷試験において基準点 R（第 1 不動点の 1/3 の深度）における杭体変位量が 1%D に達するときの値とする（**図 4- 18**）．

ii）変位レベル依存性のモデル化

変位レベル依存性は，4.3.3 で求められた関係を基に RO モデルを用いてモデル化した．なお，厳密には高架橋模型において正規化地表面杭体変位 $y_{(GL)}/y_r$ が 0.01 以下の実験データがないため，最大となる正規化水平地盤反力係数の値が評価できていないが，単杭模型の実験結果（**図 3- 4 (b)**）を参考として最大値として基準地盤反力係数の 15 倍とした（**図 4- 19**）．

（４）鉛直相互作用ばね

4.3.1 項で示した固有値解析モデルと同様に線形ばねとしてモデルを行い，鉛直載荷試験結果[4.5)]から設定した．

（５）入力条件

起振器の質量を模擬した節点に，外力として荷重をスイープ波形にて与えた．実験では 1-50Hz のスイープ加振を行っているが，数値解析においては 1-15Hz までのスイープ波を入力とした．

（６）解析条件

時間積分手法としてはこれまでと同様に Newmark の平均加速度法（β=1/4）を用いた．Δt を調整し，最終的に解析に用いた Δt は 0.00025 秒である．

4.4.3 共振実験の再現解析結果

再現解析結果として,応答加速度の時刻歴波形を図 4- 20 に,伝達関数を図 4- 21 に示す．単杭模型の場合と同様に，非常に高精度に実験結果を表現できていることが確認された．

4.5　地盤変位作用時の挙動に対する解析モデル適用性の検証

4.5.1　はじめに

「4.3　実験結果と地盤反力係数の同定」にて組杭基礎における地盤反力係数の変位レベル依存性を評価し，単杭と概ね一致することを明らかにした．また前節では第３章で提案した多質点系梁ばね解析モデルへの適用手法を用いることで，静的あるいは動的な上部工慣性力を受けた場合の基礎の挙動を高精度に再現できることを確認した，

一方，地震時に杭基礎などの深い基礎は，上部構造物が振動することによって生じる慣性力を地盤に伝える（Inertial な相互作用）とともに，地盤内を伝播する地震動を上部構造物に伝える（Kinematic な相互作用）．その結果，杭基礎のように深い基礎構造物の地震時応力は，上部構造物からの慣性力以外に，地盤変位による影響を受けることとなる．兵庫県南部地震（1995）では上部工のみならず基礎も大きな被害を受けたが，慣性力によって杭頭部に大きな応力が発生して杭が損傷する以外に，地盤振動によって杭が強制的に変形させられ，杭中間部で損傷するという被害も報告されている [4.6]．建設中の構造物で，上部構造物が全くない状態の杭基礎が地層境界部で損傷した報告がなされているのがその顕著な例である．

鉄道構造物の設計においては十勝沖地震（1968）の高架橋の被害を契機に，地盤変位による影響を考慮する方法として応答変位法 [4.7]が用いられている．応答変位法とは，地盤ばねを介して地盤変位を構造物に作用させる解析法である．室野ら [4.8]は大型せん断土槽を用いた地盤－基礎系の振動実験を実施し，離散系多質点系モデルを用いたシミュレーションにより実験と同様の傾向が得られることを示している．ただし，Inertial と Kinematic な相互作用における地盤ばねの非線形特性の比較までは言及しておらず，本研究のように慣性力に対して評価・モデル化された水平地盤反力係数の非線形特性が，地盤変位作用に対しても適用可能かは未解明である．

そこで本節では，せん断土槽を用いたラーメン高架橋模型の振動実験を対象に再現解析

を行い，慣性力に対して評価した地盤反力係数が，地盤変位作用時にも適用が可能か検討する．

4.5.2　振動実験の概要

はじめに模型振動実験の概要を示す．高架橋模型ならびに模型地盤は「**4.2　模型実験の概要**」で示した共振実験で用いたものと同一であるためここでは説明を省略する．

鉄道総研が所有する大型振動試験装置にせん断土槽を設置し（**図 4- 22**），加振を実施した．**図 4- 23** に模型振動実験の概要を示す．振動実験における計測項目としては，杭体ならびに柱のひずみ（114 枚），加速度計（35 台），変位計（9 台）である（**図 4- 24**）．また，模型高架橋上スラブとせん断土槽の全せん断枠にはターゲットを設置しており，高速度カメラを用いて撮影を行い，画像解析による変位計測も行っている．

入力波形としては，0.1～15Hz にエネルギーを有するホワイトノイズ波（以下 WN），鉄道構造物の設計で用いられる L1 地震動[4.9)]ならびに L2 地震動スペクトル II[4.10)]を相似則に従い圧縮したもの，そして 5.5Hz と 2.0Hz の正弦波（10 波+前後にテーパー2 波ずつ）の計 5 種類であり，加速度を漸増させるステップ加振を行った．ここで，5.5Hz は WN100gal 加振時における構造物の固有振動数であり, 2Hz での加振は構造物ならびに地盤の固有振動数よりも十分低振動数側の加振を意味する．**図 4- 25** に振動実験に用いた基盤入力地震動を示す.

振動実験の試番表を**表 4- 7** に示す．下部工のみの CaseN-1 を L1 地震動 100gal まで加振した後に，上部工を設置し CaseN-2 に移行しており，模型地盤としては連続して実験を実施した．なお，加振の影響により地盤や構造物の状態が変化することが予想されるため，WN20gal の加振を随時実施し，伝達関数の変化を把握することで，地盤や構造物の変化を経時的に評価した．

4.5.3　解析条件

（１）骨組み解析モデル

地盤変位が構造物に及ぼす影響に着目して検討を行うため，**図 4- 26** に示す一体型モデル[4.11)]を用いた．このモデルでは，上部工－下部工－杭基礎周囲の相互作用ばねのほかに，地盤及びせん断土槽の質量を有する土柱モデルおよび非線形応力ひずみ関係を有する自由地盤ばねを設定し，土柱と各杭の水平相互作用ばねを接続するモデルである．このモデル底部から地震動を入力することで，土柱変位（地盤変位）が水平相互作用ばねを介して基礎に入力される．これにより，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的に動的解析により考慮することができる．

図 4- 27 に梁ばね解析モデルの詳細を示す．なお，部材の断面諸元は**表 4- 4** と同一である．

（２）相互作用ばね

相互作用ばねモデルは，前節で示した共振実験の再現解析に用いたものと同一であるため詳細は省略する．

（３）自由地盤モデル

自由地盤モデル（土柱モデル）の節点質量には，地盤とせん断枠（1 段あたり 184kg）の質量を与え，土柱間のせん断ばね（自由地盤ばね）の非線形モデルに関しては骨格曲線を GHE-S モデル [4.11)]を使用し，乾燥東北珪砂 6 号で実施した中空ねじり試験で得られている G～γ～h 関係（図 4- 28）をフィティングしてパラメータを設定した．なお，自由地盤ばねについても試番 40 以降で相対密度の変化により特性が変化したと考えられるので(図 4- 29)，GHE-S モデルの標準パラメータ [4.12)]を参考にパラメトリックスタディにより係数を設定した．

（４）減衰の設定

構造物の減衰には代表的なものとして構造減衰，履歴減衰，逸散減衰がある．履歴減衰については前項で設定した地盤ばねの非線形モデルで考慮されるが，これ以外の減衰の効果として，地盤と構造の主要モードの減衰を表現できるレーリー減衰を適用した．パラメトリックスタディにより，WN20gal加振の際はα=0.2，β=0.0002，これ以外の全ての加振ケースでα=0.5，β=0.0005と設定した（図4- 30）．減衰定数としては，構造物と地盤の固有振動数付近において，WN20gal加振のときで0.006，これ以外で0.018となる．

（５）入力条件

梁ばね解析モデルに作用させる外力としては，振動実験において実測されたせん断土槽底板における水平加速度を入力した．

4.5.4　実験結果と再現解析結果の比較

（１）地盤変位が単独で作用する場合

上部工なしの構造条件で行った WN100gal 加振の結果を対象に再現解析を実施した. 解析結果として，図 4- 31 に時刻歴応答加速度波形，応答加速度の伝達関数ならびに最大ならびに地盤変位最大時の曲げモーメント分布を示す．応答加速度，曲げモーメント分布ともに実験結果を精度よく再現することができており，慣性力に対して求めた基準水平地盤反力係数と変位レベル依存性を適用することで，地盤変位の作用に対する挙動についても再現することが明らかとなった．

（２）慣性力と地盤変位が同時に作用する場合

次に，慣性力と地盤変位が同時に作用する場合の挙動に対する適用を検証する．

上部工を設置した振動実験の中から，試番 1（WN20gal），試番 7（WN100gal），試番 18（WN200gal），試番 30（WN400gal），試番 45（WN20gal），試番 49（WN700gal）基盤入力時の再現解析結果を**図 4- 32** に示す. 上スラブ, フーチング, 表面応答加速度の時刻歴波形, 基盤入力加速度に対する上スラブと地表面応答加速度の伝達関数，および最大杭体曲げモーメント分布において実験結果と解析結果を比較しているが，どの加振レベルに対しても非常に高い再現性が得られている．そのため，地盤変位と慣性力が組合さって影響する条件であってもその挙動を再現できることを確認した.

ホワイトノイズ加振の他に入力波形の異なる L1 地震動（試番 14）, 正弦波（試番 34, 48）, L2 地震動（試番 47）についても再現解析を行ったが，どの波形に対しても精度のよい再現結果が得られている（**図 4- 33**）.

以上の結果から，水平載荷実験・共振実験から算出された基準地盤反力係数ならびに変位レベル依存性を RO モデルで評価し, 各深度における水平相互作用ばねに適用することで, 20gal から 700gal といった幅広い入力加速度の条件だけでなく，様々な波形，あるいは地盤変位の影響が卓越したケースについても，非常に高精度に動的挙動を再現することができている.

4.6　非線形評価モデルが構造物の全体応答に与える影響

4.4，4.5 節の検討により，共振実験・水平載荷実験で評価した水平地盤反力係数の変位レベル依存性を RO モデルでモデル化することで，慣性力・地盤変位作用時の幅広い加振条件に対して再現性が高いことが確認された．本節では Kinematic な相互作用（地盤変位単独作用時）および Inertial な相互作用（慣性力単独作用時）に対して，変位レベル依存性のモデル化に用いる非線形評価モデルの違いが構造物の全体挙動評価に与える影響について，数値実験により考察する.

4.6.1　数値実験に用いた解析モデル

図 4- 34 に数値実験に用いた解析モデルを示す. 地盤変位単独作用時の検討については実験の再現解析と同一の一体型モデルである．慣性力単独作用時については単一入力モデル[4.13)]を用いた. 変位レベル依存性の評価モデルならびに減衰特性以外の解析条件については, 4.5 節での振動実験の再現解析モデルと同様である．次項では非線形評価モデルと減衰の設定について記載する.

4.6.2　検討対象とする非線形評価モデル

比較する非線形評価モデルは，バイリニアモデル，指数関数モデル，双曲線モデル，そして非線形性を考慮しない線形ばねモデルである．図 4- 35 に用いた地盤ばね（*p-y* 関係）の変位レベル依存性評価モデルを示し，設定したパラメータの詳細を以降に示す．

１）バイリニアモデル

バイリニアモデルについては，勾配を基準地盤反力係数 $k_{hr}(z)$とし，上限値を鉄道構造物等設計標準[4.14)]を基に算出した有効抵抗土圧 $p_e(z)$とし，各深度で設定した．

$$\begin{cases} p(z) = k_h(z) \cdot y(z) & p(z) \leq p_e \\ p(z) = p_e & p(z) \geq p_e \end{cases} \tag{4-3}$$

$$p_e(z) = \alpha_h \gamma z K_p \tag{4-4}$$

ここで，α_h：杭の形状係数（=3），γ：土の単位体積重量（=15.7 kN/m^3），z：深度（m），K_P：受働土圧係数である．

２）双曲線モデル

双曲線モデルについては，上限値を有効抵抗土圧 p_e とし，杭径の 1 %変位時に基準地盤反力係数 $k_{hr}(z)$となるように，深度ごとにパラメータを設定した．

３）指数関数モデル

指数関数モデルについては，高架橋模型における変位レベル依存性の評価結果（図 4- 15）に基づき，以下の式でモデル化した．

$$p(z) = \left(k_{hr}(z)\left(\frac{y(z)}{y_r}\right)^{-0.52}\right) y(z) \tag{4-5}$$

4.6.3　入力地震動

検討する入力地震動は，振動実験で加振を行った WN20gal（試番 1），L1 地震動（最大加速度 150gal）（試番 14 番），L2 地震動（最大加速度 700gal）（試番 47）の実測加速度とした．なお，地盤変位単独作用時を模擬した単一入力モデルについては基盤入力加振するが，単一入力モデルでは図 4- 36 (b)の解析モデルで算出された有効入力動の水平成分を図 4- 36 (a)の基礎全体に入力している．

4.6.4　減衰特性の設定

模型実験の再現解析ではレーリー減衰を適用し，パラメトリックスタディにより同定した．その結果，WN20gal 以外のケースでの全体減衰定数は約 0.02 となり，固有値解析において柱・杭等の構造部材の要素減衰を 0.01 と仮定して相互作用ばねの減衰定数を逆算すると，約 0.03 に相当する．

一方，既往の研究において非線形領域における構造物の減衰について積極的に検討された例は見られず，実務設計においてもその評価は統一されていない．例えば，鉄道構造物等設計標準では相互作用ばねに与える相互作用ばねの減衰定数の目安を 0.15～0.30 としている[4.15)]．また，道路橋示方書では，基礎の抵抗を SR ばねとしてモデル化した場合の減衰定数を 0.1～0.2 としているが，線形ばねとしてモデル化した場合に限定しており，非線形履歴挙動を考慮する場合については言及していない[4.16)]．

以上の現状を踏まえ，本章における解析で実験結果を精度よく再現できたことから，慣性力単独作用時については，RO モデルを用いた場合の減衰定数を実験の再現解析で同定した条件に設定し，これ以外の非線形モデルについては伝達関数の応答倍率が RO モデルでの結果と概ね同等となるようにレーリー減衰の値を設定した．**図 4- 37** に最終的に各非線形モデルの場合に与えたレーリー減衰定数を示す．また，L1 地震動および L2 地震動の検討で用いたレーリー減衰に対し，構造部材の要素減衰定数を 0.01 と仮定して固有値解析により逆算した相互作用ばねの減衰定数を図中に併記している．

地盤変位単独作用時については地盤変位の発生量を統一するため，全ての非線形モデルで RO モデルと同一の減衰を与えている．

4.6.5　数値実験結果

図 4- 38 に地盤変位単独作用時の結果を，**図 4- 39** に慣性力単独作用時の結果を示す．また慣性力作用時の入力加速度に対する構造物の伝達関数を**図 4- 40** に示す．

地盤変位単独作用時については，フーチングの応答加速度（すなわち有効入力動）を見ると，非線形モデルあるいは線形ばねの地盤反力係数を大きく変化させても有意な変化はない．線形ばねで基準地盤反力係数の 0.1 倍と大きく低減させた場合に初めて応答特性が変化するため，非線形特性を含めて地盤反力係数を一定範囲の値に設定しておけば実務としては問題ないと考える．地表面付近の曲げモーメント分布にも有意な差は生じないものの，深い位置（地層の境界）では発生曲げモーメントに差が生じており，地盤反力係数を大きく設定することで発生曲げモーメントも大きくなっている．以上より，地盤変位の作用に対しては地盤反力係数を大きく設定することで実務上は安全側の設計となるものの，その非線形特性を適切に設定することで合理的な評価につながると考える．

慣性力単独作用時については，時刻歴波形を見る限りはそれほど大きな差異はない．ただし，**図 4- 40** の伝達関数を見ると，WN20gal 加振については非線形モデルにより卓越振動

数に差が生じている．一方で，L1 地震動になると，評価モデルによる差は小さくなっている（線形ばねモデルを除く）．ここで地震動入力時における杭頭水平変位量をみると，WN20gal 加振時では最大値は 0.2 mm（杭径の約 0.4 %），L1 地震動では 2.0 mm（杭径の約 4 %），L2 地震動では 7.0 mm（杭径の約 14 %）である．今回設定した非線形評価モデルはその k_h-y 関係が基準地盤反力系係数と基準変位量を通るように設定しているため，杭頭変位が 1%D を下回るような比較的小さな変位時の挙動まで再現できなかったが. 杭径 1 %を超えるような通常の耐震設計については，各非線形モデルによる差は減衰定数の設定により埋もれてしまうことが示された．動的解析においては減衰特性の設定により応答の評価が著しく変化するため，その設定については十分注意する必要があり，特に基礎の相互作用ばね自体に減衰を設定する場合には，p-y 関係の非線形特性のモデルとセットで考えなければならないと考える．

4.7　まとめ

本章で得られた知見を以下にまとめる．

1) 杭頭固定度の高い高架橋模型を対象に水平地盤反力係数の変位レベル依存性を評価した結果，杭頭フリーの単杭模型で算出された変位レベル依存性と概ね一致することが明らかとなった．
2) **第３章**で提案した多質点系梁ばね解析への適用手法を用いて共振実験の再現解析を行い，組杭基礎についても上部工慣性力作用時の挙動について高い再現性が得られることを確認した．
3) 共振実験や水平載荷実験から求められた水平地盤反力係数は杭頭水平荷重に対する挙動を評価した結果であるが，地盤変位が作用する場合の挙動に対しても適用可能かは未解明である．そのため，せん断土槽中に高架橋模型を設置した振動実験を対象に，一体解析モデルを用いた再現解析を行った．結果として，地盤変位作用時についても提案する地盤反力係数の評価・モデル化手法を用いることで高精度に評価できることを明らかにした．
4) 数値解析における水平相互作用ばねの非線形評価モデルの設定が，地震時の構造物全体に与える影響について数値実験による検討を行った．地盤変位作用時については，非線形評価モデルの設定が有効入力動評価に与える影響は非常に小さいものの，杭体断面力評価のためには詳細なモデルを用いることが望ましいと考える．慣性力に対する挙動については，杭径 1%以下の比較的小さい変位での挙動についてはモデル化の影響が大きいことが示された．しかしながら，L1 地震動や L2 地震動作用時のような大きな変位時の挙動については非線形モデルによらず，減衰特性の設定により概ね実験結果を再現す

ることができた．

以上より，様々な作用に対して一つのモデルで表現するためには，地盤反力係数の骨格曲線を正確にモデル化する必要があると考える．

なお実務設計において，水平地盤反力係数の非線形特性をバイリニアモデルなどの比較的簡易なモデルから RO モデルに変更した場合の影響は, 考慮する作用の種類や大きさによって異なる．これは，変位レベルによってどちらのモデルの方が水平地盤反力係数として大きい値と評価するか変化するためである．水平地盤反力係数の評価の大小が構造解析結果に与える影響は，考慮する作用の種類によって全く異なる．Inertial な相互作用については水平地盤反力係数を小さく評価することで構造物全体や部材の変形量が大きく算定されるため安全側の評価となる．逆に言えば，杭の水平地盤反力係数をこれまでより大きく評価（モデル化）することができれば，経済化が図れると考える．一方で，Kinematic な相互作用については，地盤反力係数を大きく評価することで発生する杭の断面力が大きくなる．そのため，水平地盤反力係数をこれまでより大きく評価（モデル化）すると，非経済化となる可能性もあることに注意する必要がある．

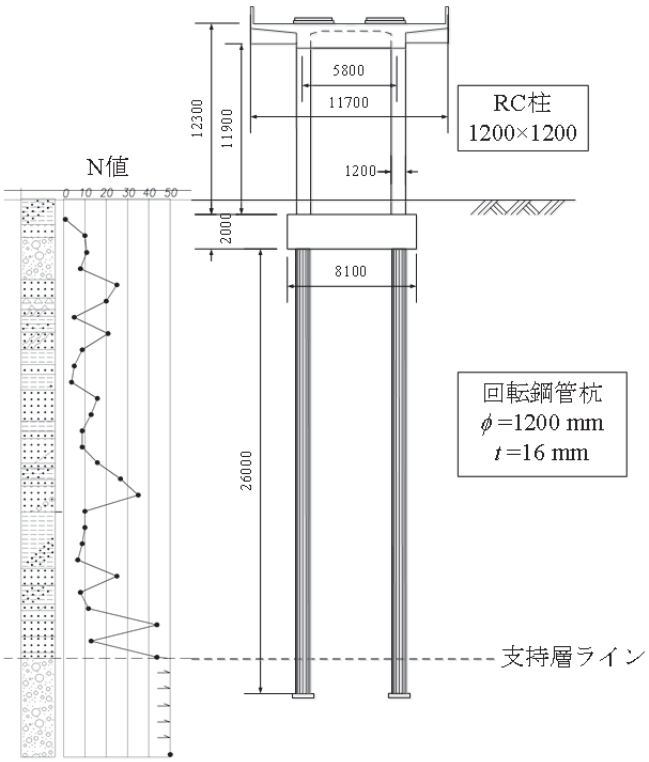


図 4-1　ラーメン高架橋模型のプロトタイプ

表 4-1　1G 場における土構造物の模型振動実験の相似則 [4.3)]

	模型／実物
振動数	$\lambda^{3/4}$
質量密度	1
動的変位	$1/\lambda^{3/2}$
動ひずみ	$1/\lambda^{1/2}$
応力	$1/\lambda$
加速度	1

表 4-2　ラーメン高架橋模型に適用した相似則一覧

項目	模型	実物	模型 /実物	目標値
柱高さ	1050 mm	11.9 m	0.088	$1/\lambda$ = 0.1
柱間隔	500 mm	5.8 m	0.086	
杭長	2870 mm	26 m	0.110	
柱剛性／杭剛性	3.23	3.54	0.912	1.0
杭の βL	5.56	6.72	0.827	1.0
地盤の固有振動数	7.6 Hz	1.15Hz	6.69	$\lambda^{3/4}$ = 5.62
高架橋の固有振動数	5.1 Hz	0.81 Hz	6.29	

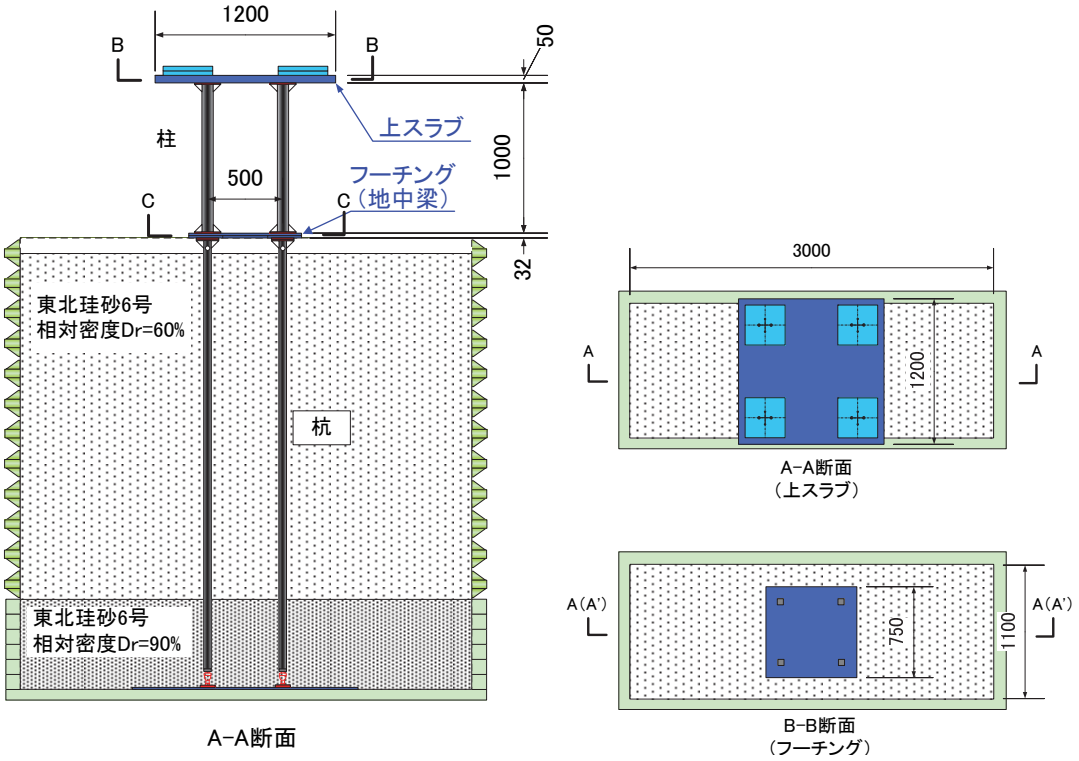
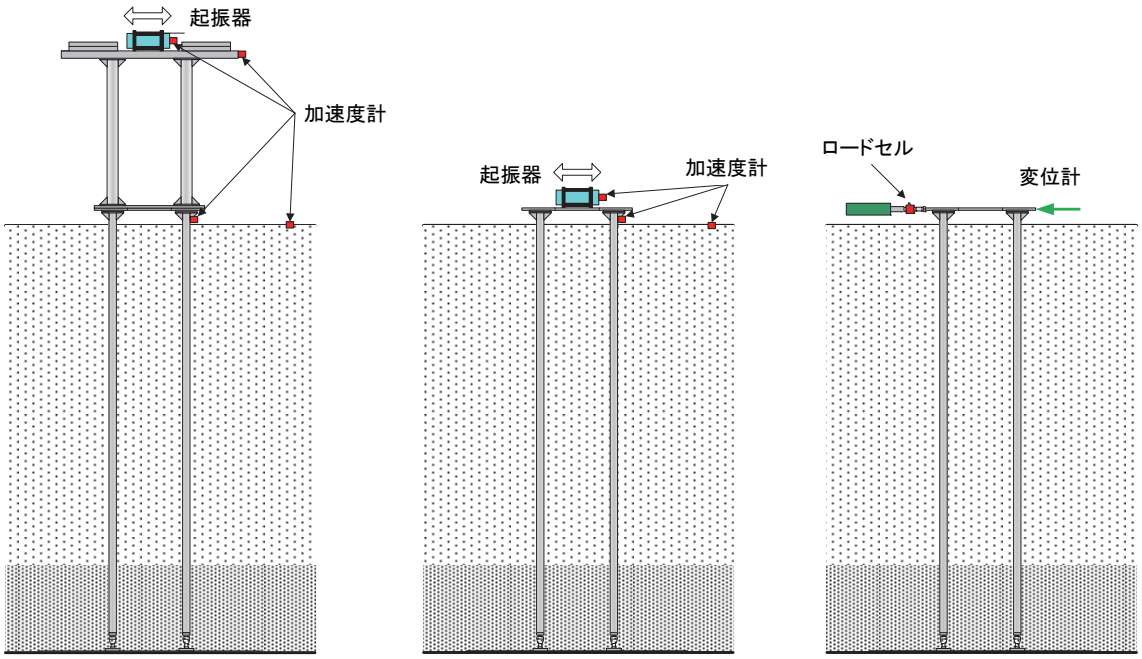
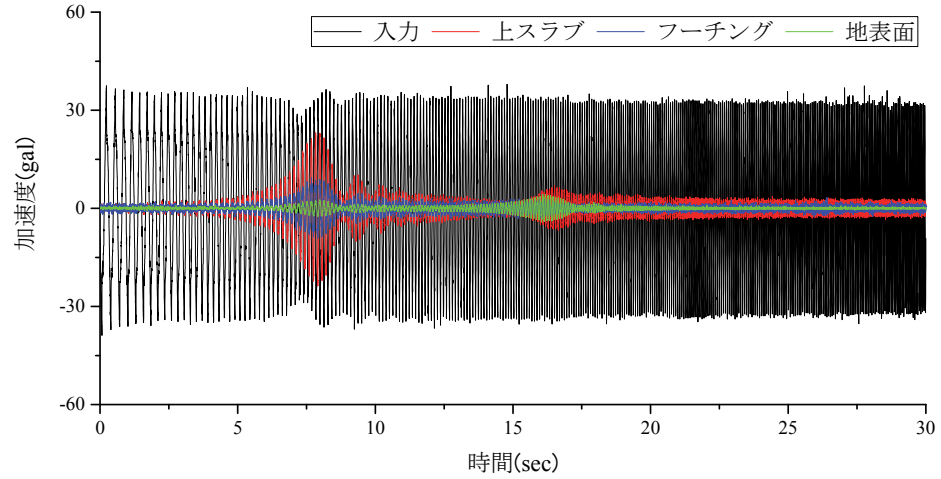


図 4- 2　高架橋模型の概要（単位 mm）

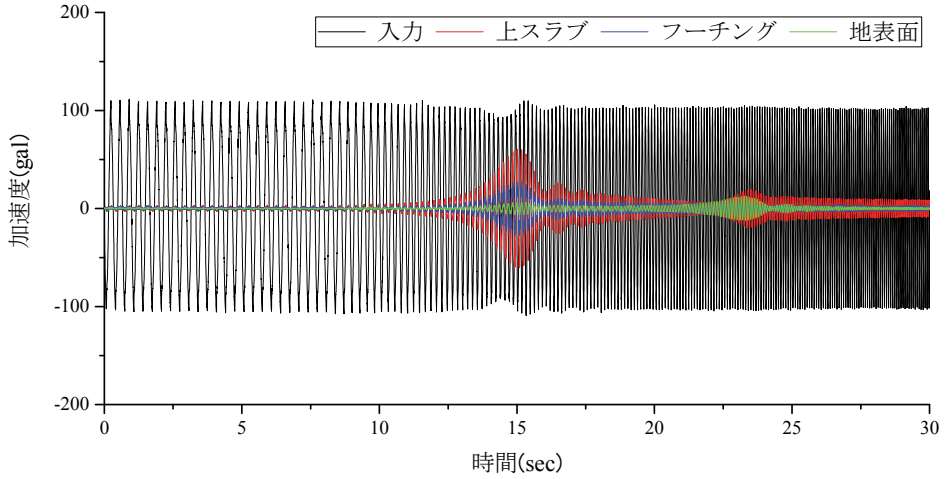


(a)　共振実験（上部工あり）　(b) 共振実験（上部工なし）　(c) 静的水平載荷実験

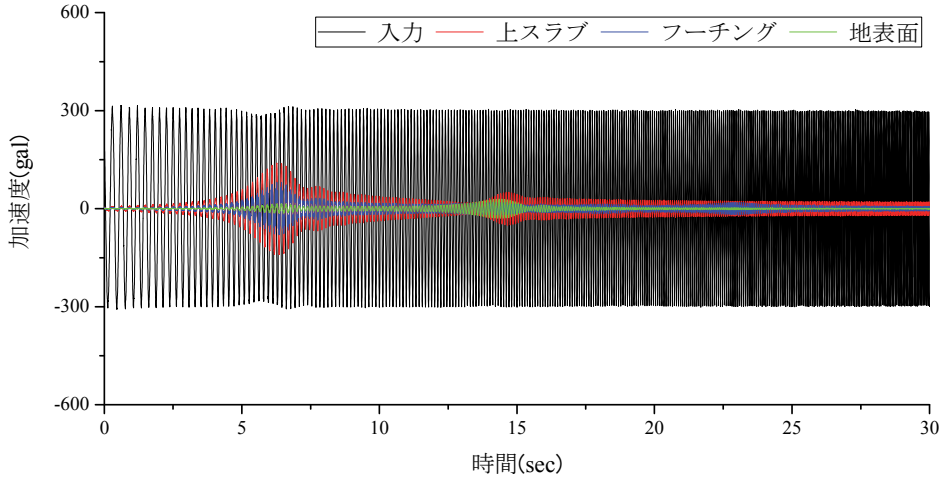
図 4- 3　高架橋模型を対象とした起振器実験の概要



(a) 30gal 加振

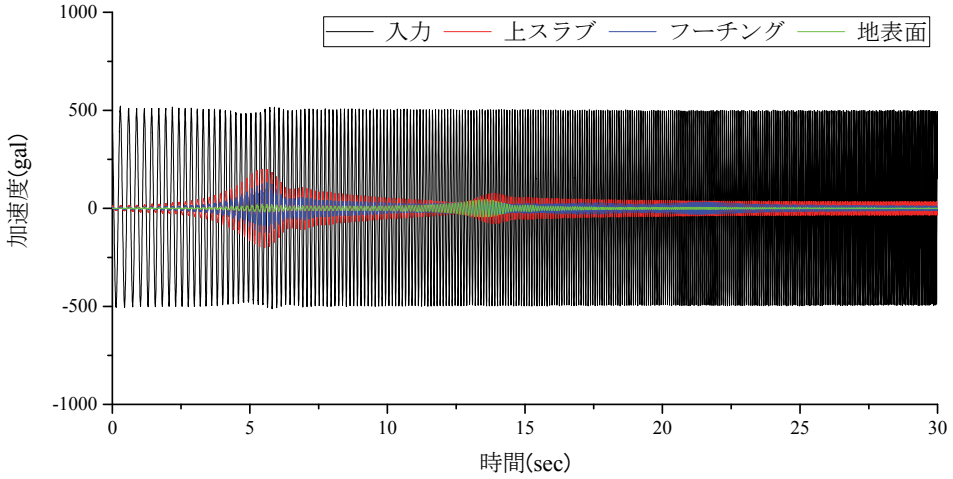


(b) 100gal 加振

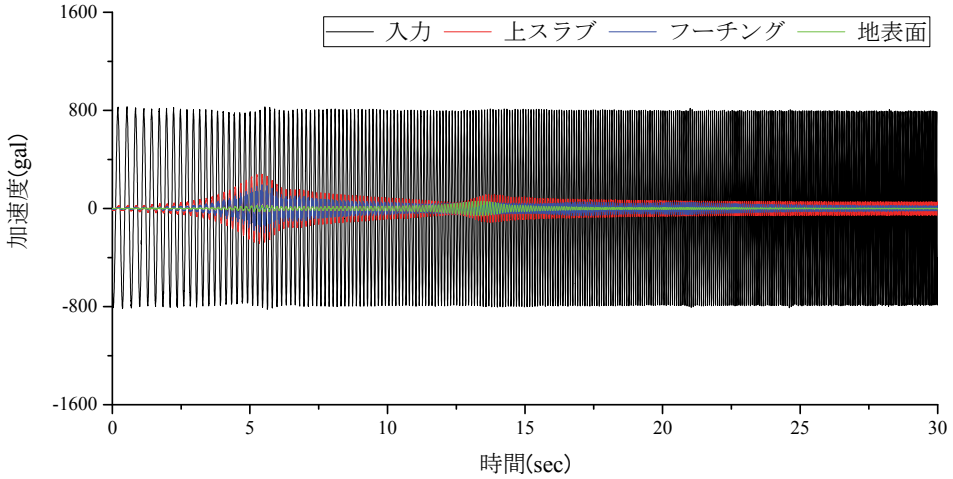


(c) 300gal 加振

図 4- 4　上部工ありの構造における共振実験結果（時刻歴波形）（その１）

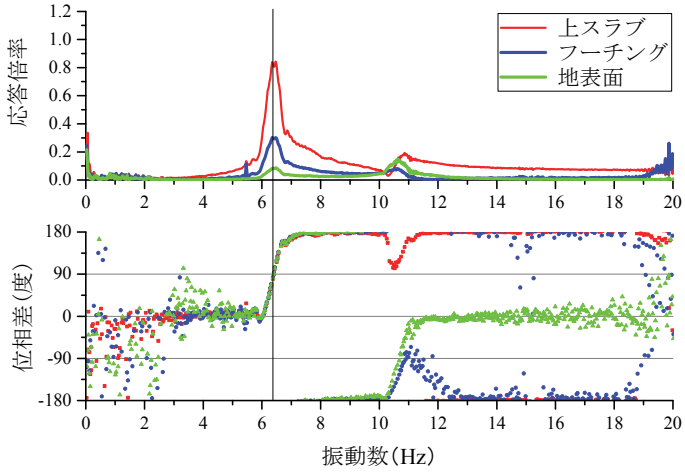


(d) 500gal 加振

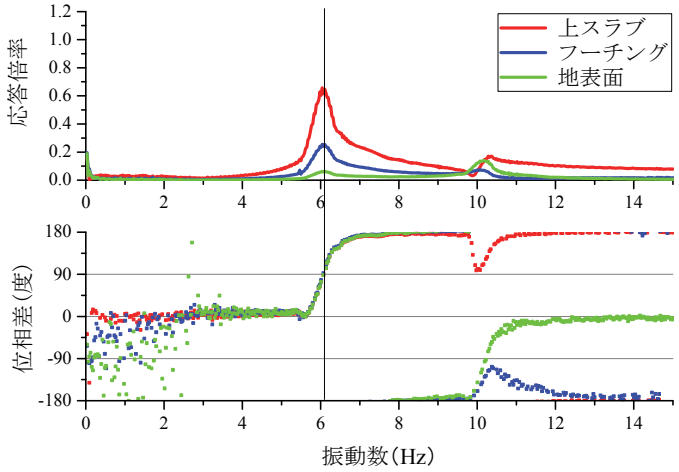


(e) 800gal 加振

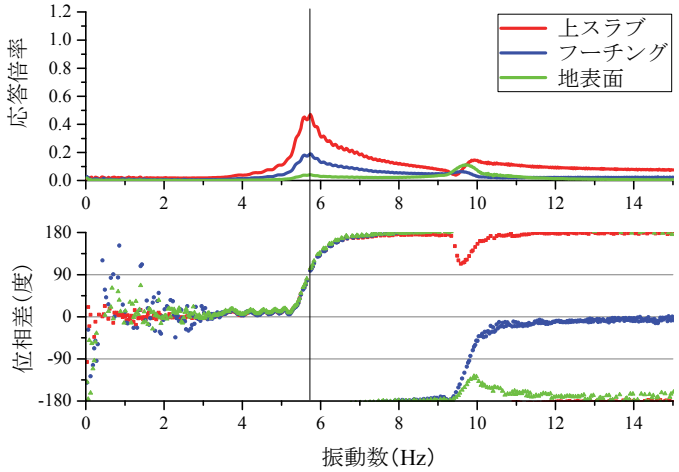
図 4- 4　上部工ありの構造における共振実験結果（時刻歴波形）（その２）



(a) 30gal 加振

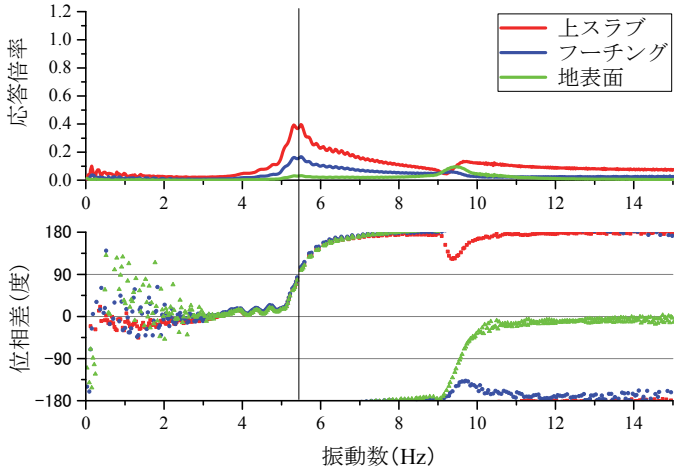


(b) 100gal 加振

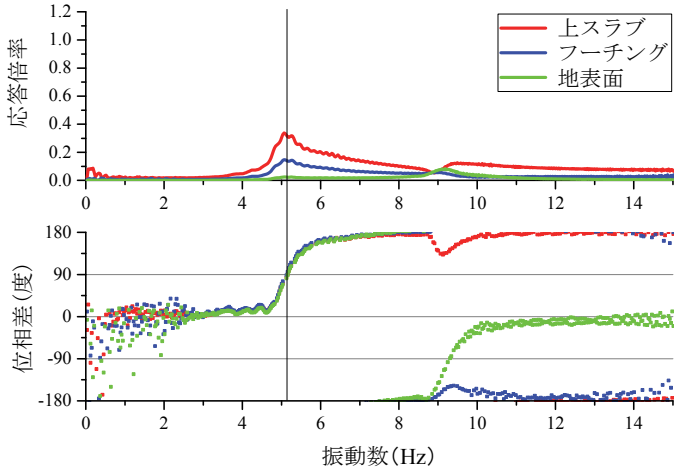


(c) 300gal 加振

図 4- 5　上部工ありの構造における共振実験結果（伝達関数）（その１）

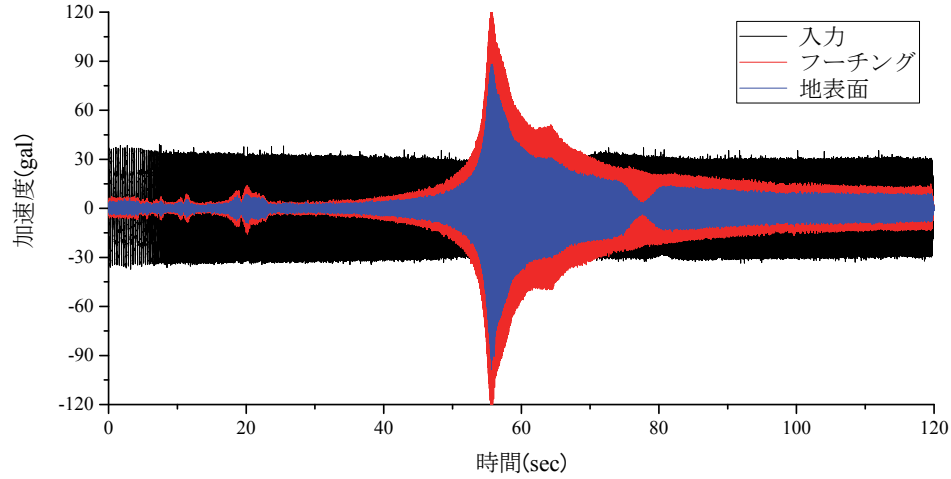


(d) 500gal 加振

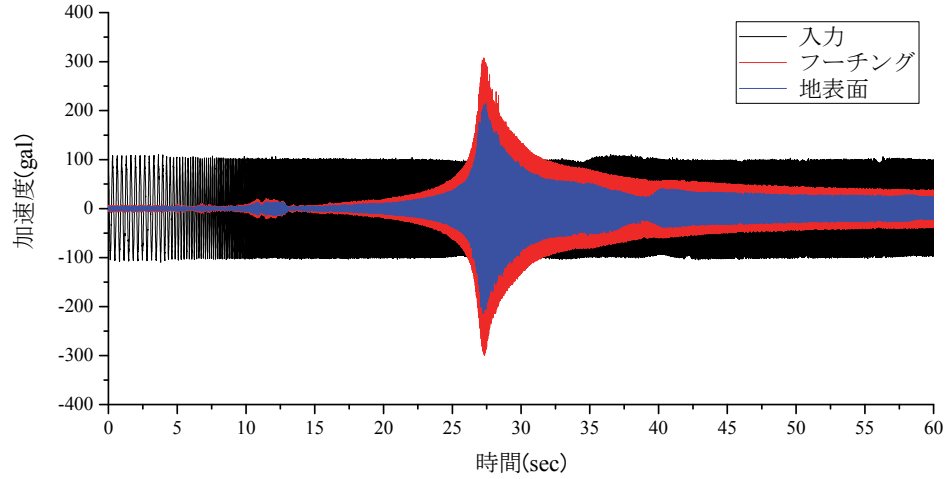


(e) 800gal 加振

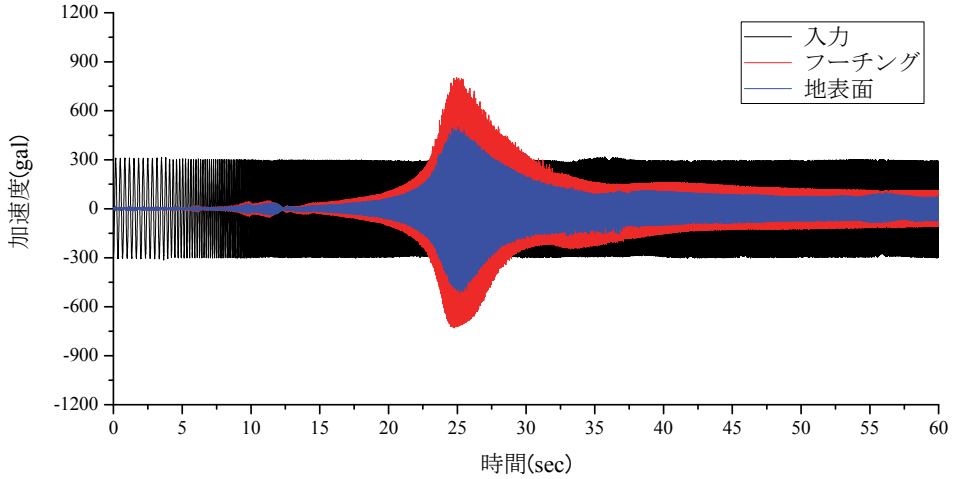
図 4- 5　上部工ありの構造における共振実験結果（伝達関数）（その２）



(a) 30gal 加振

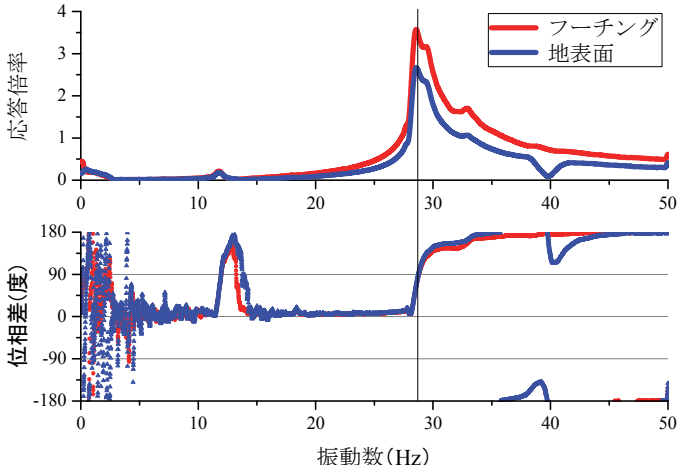


(b) 100gal 加振

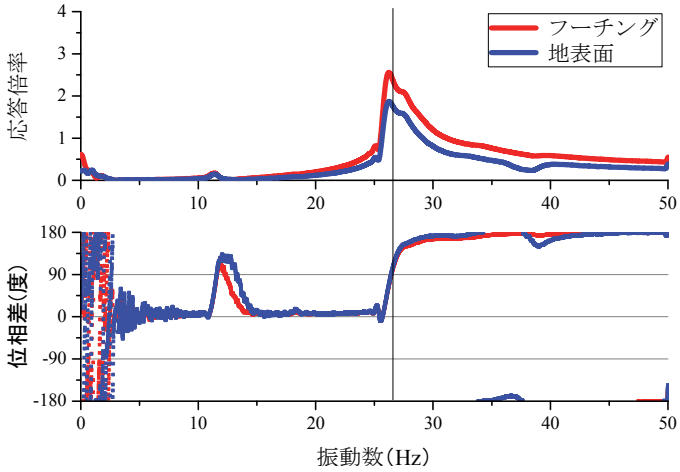


(c) 300gal 加振

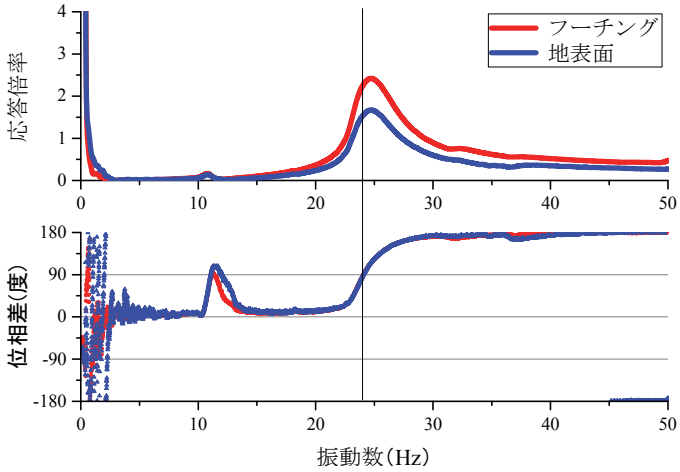
図 4- 6　上部工なしの構造における共振実験結果（時刻歴波形）



(a) 30gal 加振



(b) 100gal 加振



(c) 300gal 加振

図 4- 7　上部工なしの構造における共振実験結果（伝達関数）

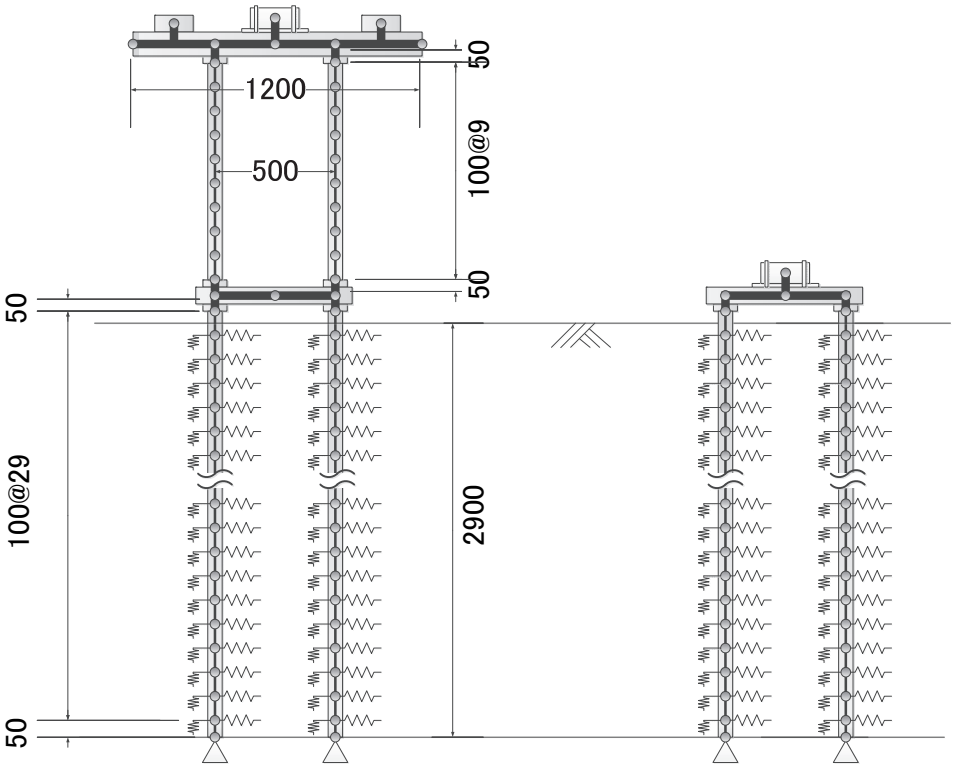
表 4- 3　高架橋模型を対象とした共振実験結果

(a)　上部工あり

起振器入力加速度振幅	固有振動数 f_n (Hz)	共振時の応答倍率 X_p-X_g（杭頭位置）
35gal	6.41	0.211
100gal	6.08	0.177
300gal	5.98	0.144
800gal	5.15	0.123

(b)　上部工なし

起振器入力加速度振幅	固有振動数 f_n (Hz)	共振時の応答倍率 X_p-X_g（杭頭位置）
28.5gal	28.79	1.087
100gal	26.45	0.834
285gal	24.07	0.717



(a)　上部工あり　　(b) 上部工なし

図 4- 8　高架橋模型における固有値解析モデルの詳細

表 4- 4　模型部材の断面諸元

	EI（kN・m^2）	EA（kN）	質量（kg）
杭	2.5×10^1	6.0×10^4	11kg/本
柱	1.14×10^1	1.3×10^5	10kg/本
上スラブ	2.5×10^3	1.2×10^7	566kg
フーチング	3.8×10^2	4.4×10^6	121kg

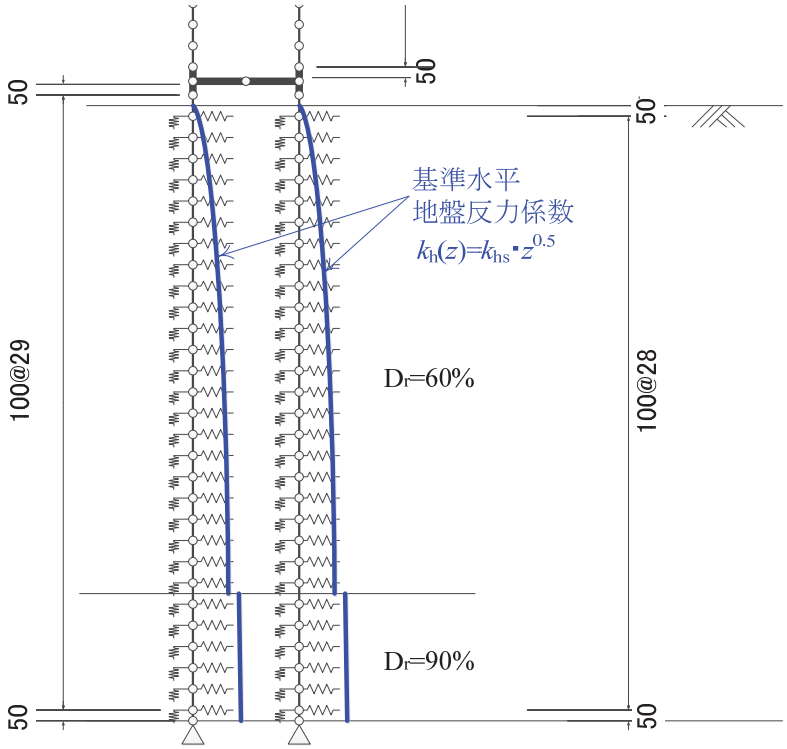


図 4- 9　固有値解析モデルにおける水平地盤反力係数のモデル化

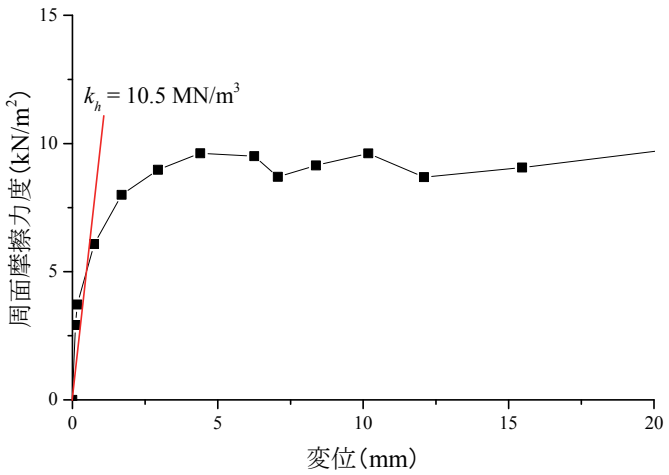


図 4- 10　単杭（φ50mm）の鉛直載荷試験（周面摩擦の荷重度－変位関係）

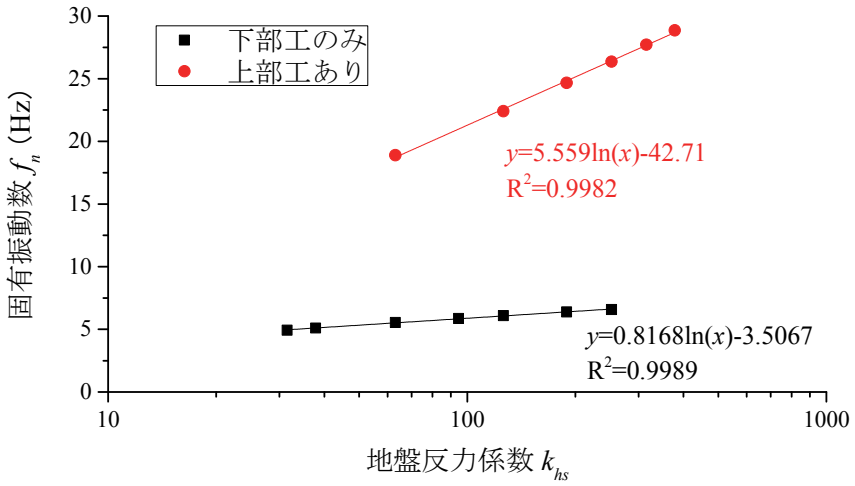


図 4- 11　固有値解析から求められた固有振動数 f_n と地盤反力係数 k_{hs} の関係

表 4- 5　共振実験結果

(a)　上部工あり

起振器入力加速度振幅 a_{input}（gal）	固有振動数 f_n（Hz）	応答倍率（フーチング位置）	地盤反力係数 k_{hs}	杭頭変位量 y(GL)（mm）
35	6.41	0.211	187.39	0.040
100	6.08	0.177	125.10	0.110
300	5.98	0.144	110.69	0.310
800	5.15	0.123	40.07	1.070

(b)　上部工なし

起振器入力加速度振幅 a_{input}（gal）	固有振動数 f_n（Hz）	応答倍率（フーチング位置）	地盤反力係数 k_{hs}	杭頭変位量 y(GL)（mm）
28.5	28.79	1.087	385.40	0.009
100	26.45	0.834	252.96	0.028
285	24.07	0.717	164.88	0.091

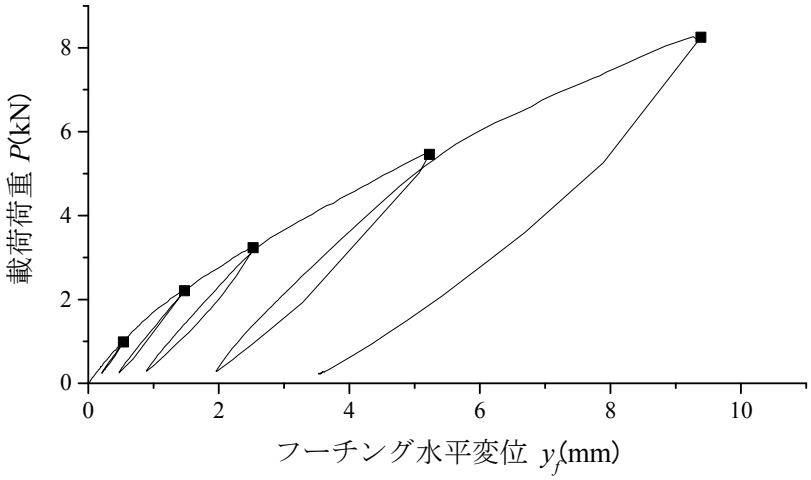


図 4- 12　水平載荷実験の荷重変位関係

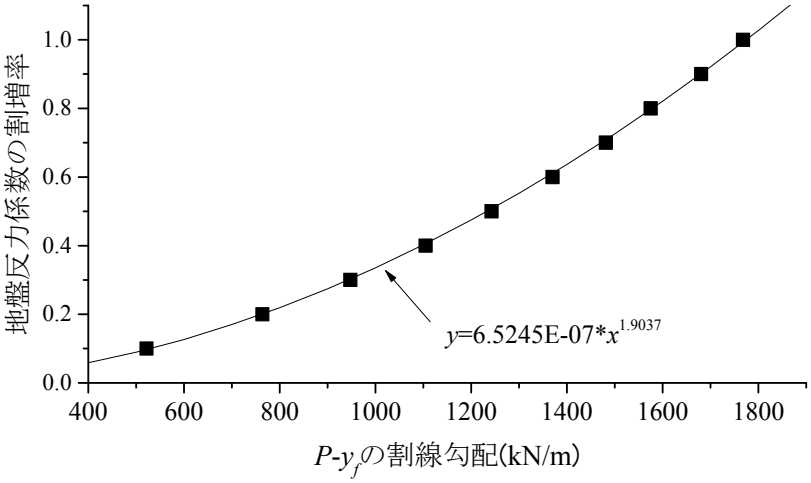


図 4- 13　梁ばね解析による水平地盤反力係数と割線勾配の関係

表 4- 6　静的載荷実験から求められた水平地盤反力係数

載荷点 変位 y_f (mm)	載荷荷重 P (kN)	P-δ の 割線勾配 (kN/m)	地盤反力係数 k_{hs} (MN/m^3)	地表面 杭頭変位 y(GL) (mm)
0.77	0.99	1831	76.87	0.63
1.48	2.20	1497	56.10	1.21
2.53	3.24	1281	41.68	2.07
5.23	5.46	1044	28.25	4.28
9.39	8.25	879	20.35	7.68

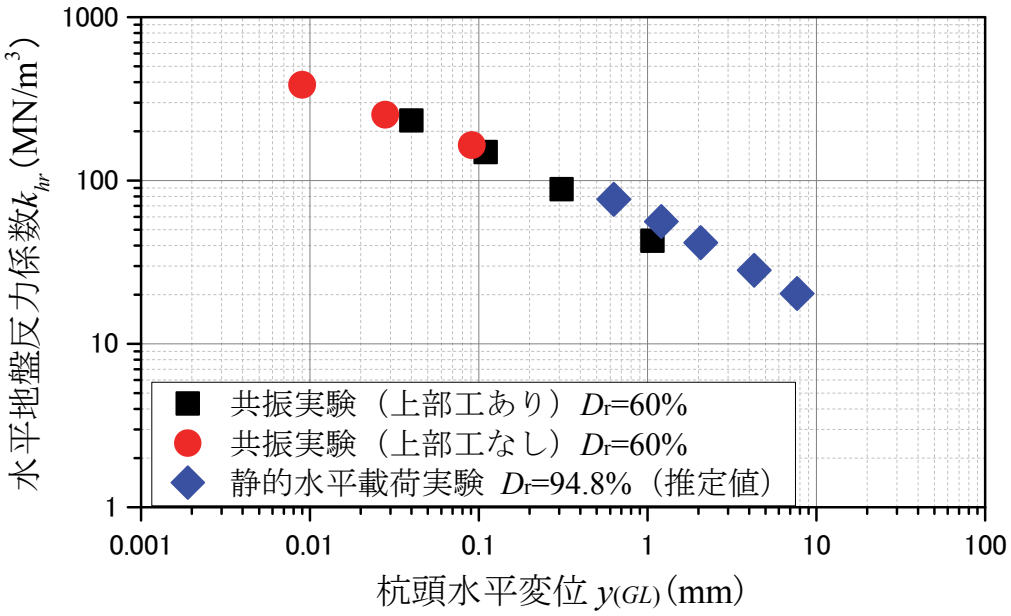


図 4- 14　高架橋模型における水平地盤反力係数と杭頭水平変位の関係

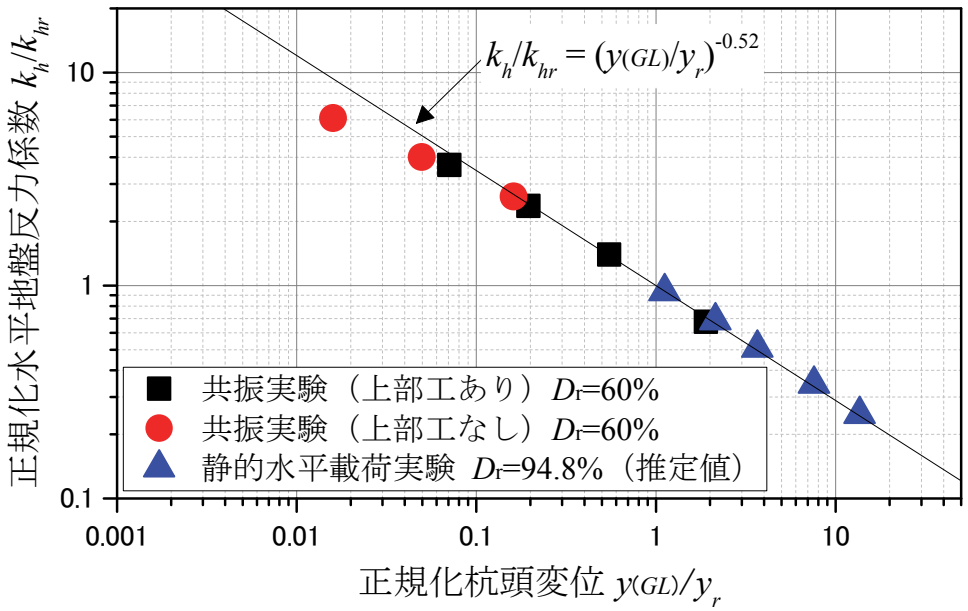


図 4- 15　高架橋模型における正規化水平地盤反力係数と正規化杭頭変位の関係

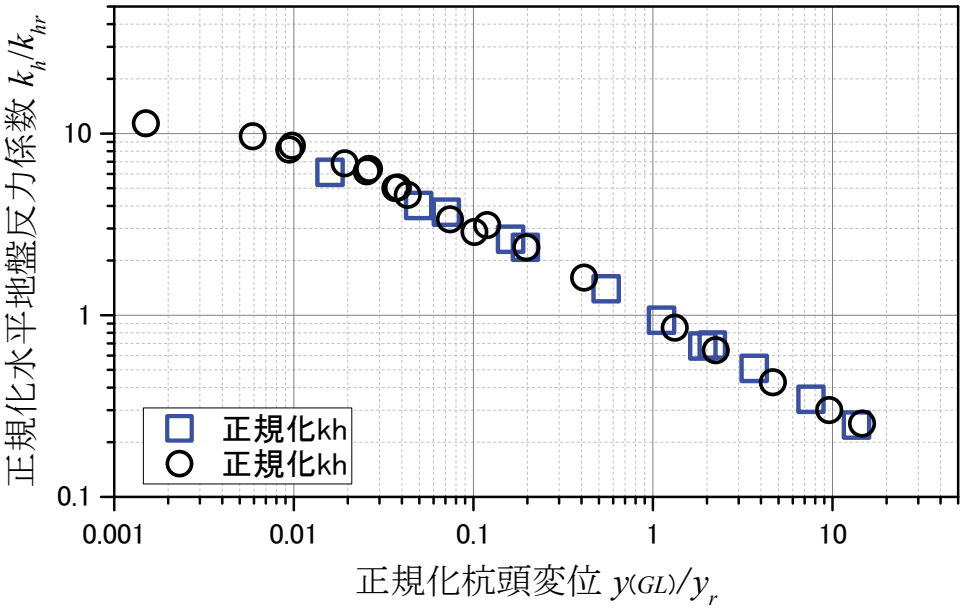


図 4- 16　単杭模型と高架橋模型の変位レベル依存性の比較

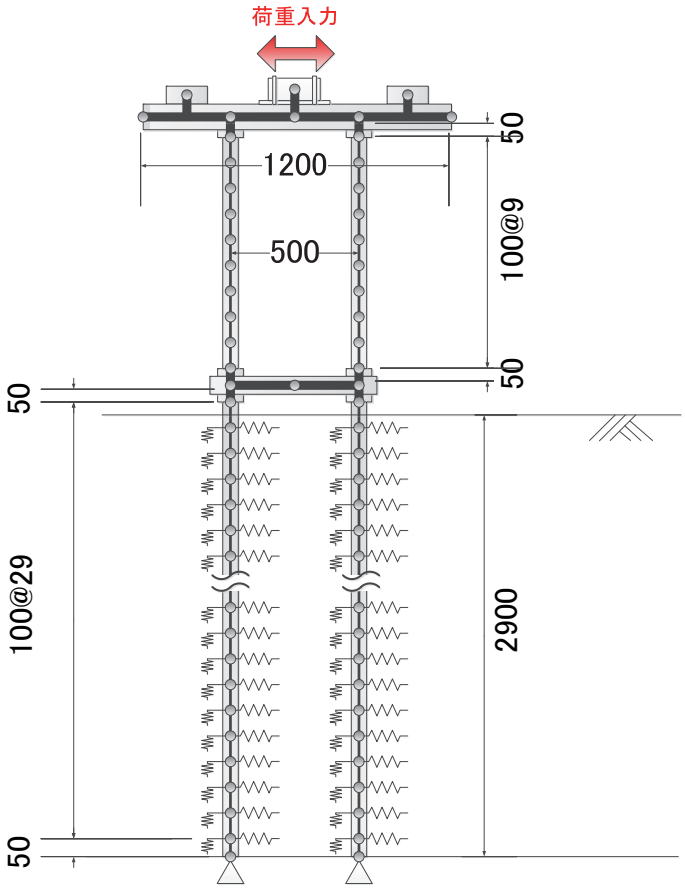


図 4- 17　共振実験の再現解析モデルの概要

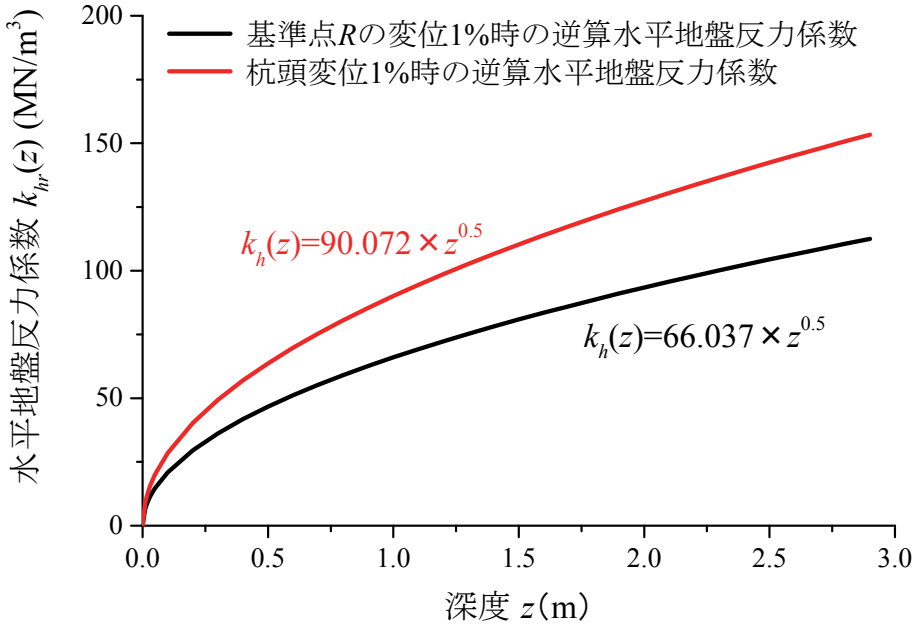


図 4- 18　基準地盤反力係数

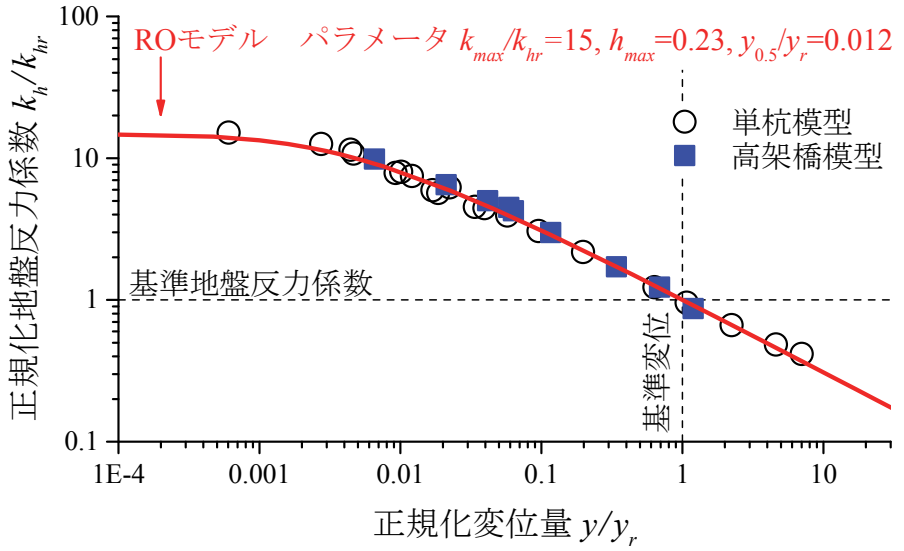


図 4- 19　基準点 R で整理した変位レベル依存性と RO モデルによるモデル化

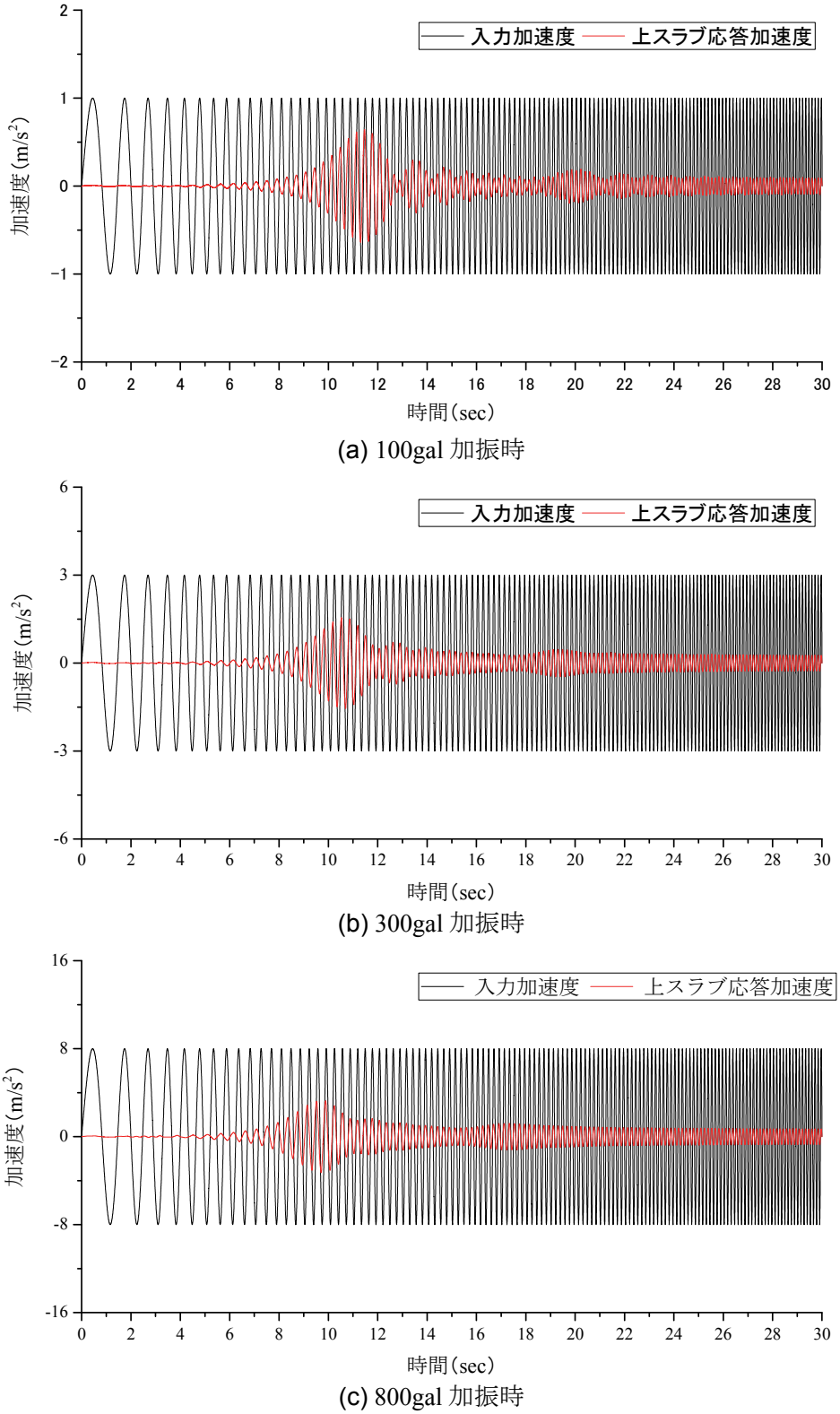
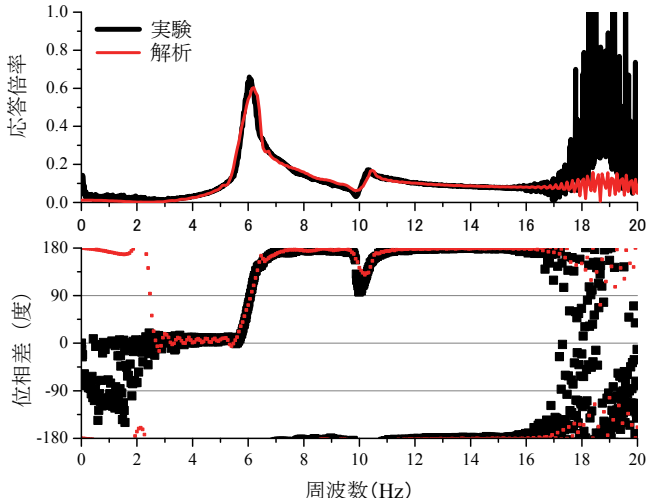
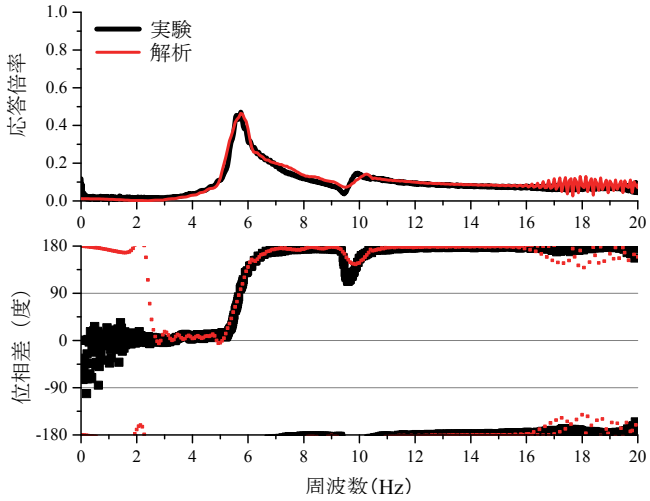


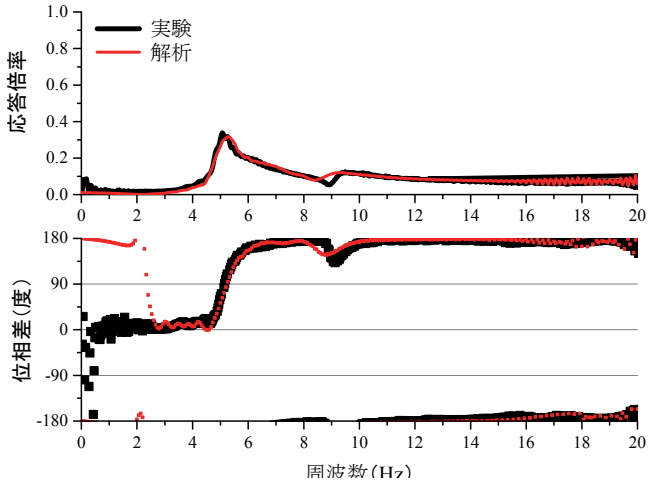
図 4- 20　共振実験の再現解析結果（時刻歴波形）



(a) 100gal 加振時

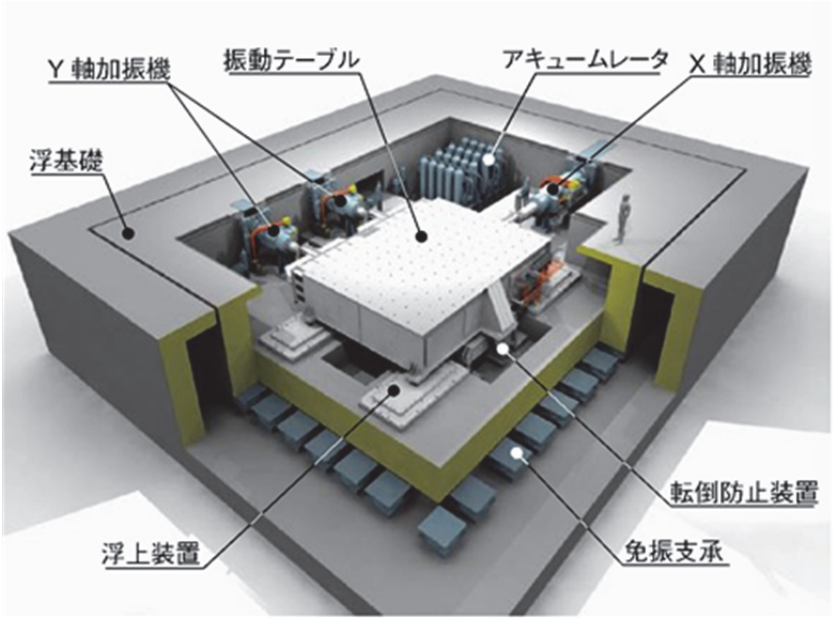


(b) 300gal 加振時



(c) 800gal 加振時

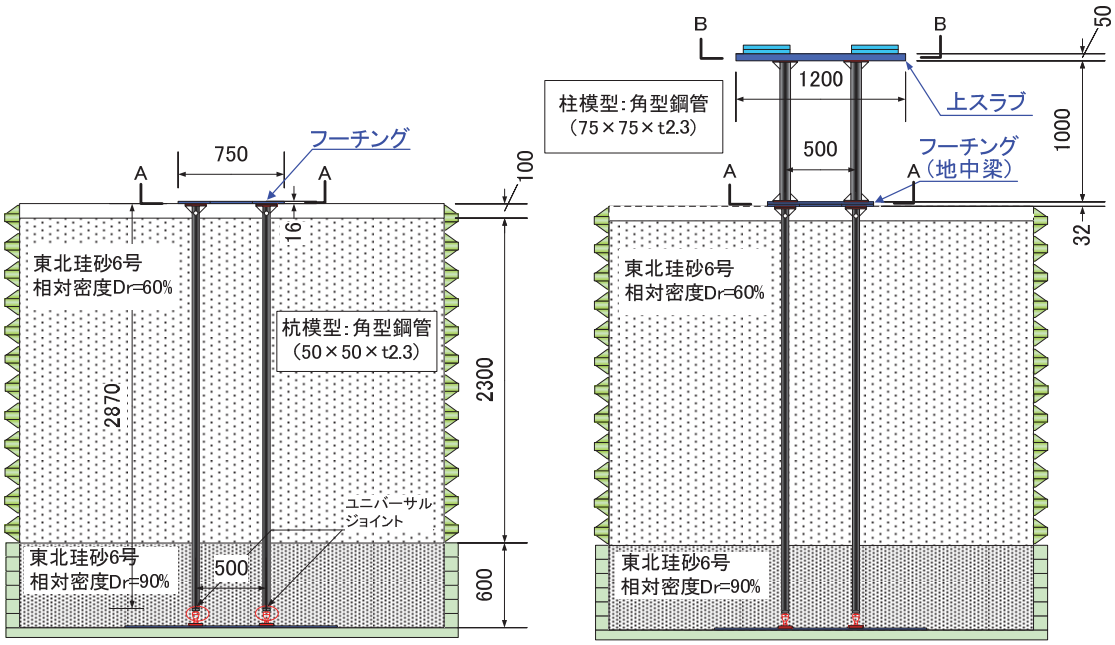
図 4- 21　共振実験の再現解析結果（伝達関数）



(a)　大型振動試験装置の概要

(b)　模型振動実験の様子

図 4- 22　振動台の概要と模型振動実験の様子



CaseN-1（上部工なし）　　CaseN-2（上部工あり）

図 4- 23　模型振動実験の概要

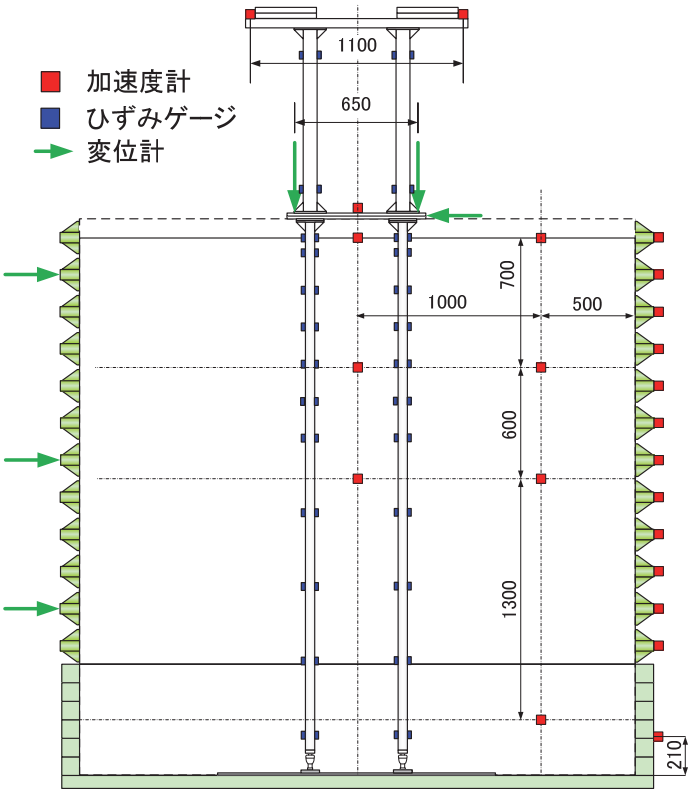
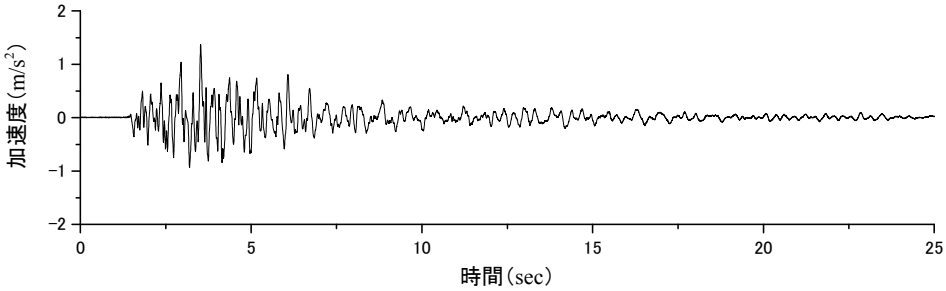
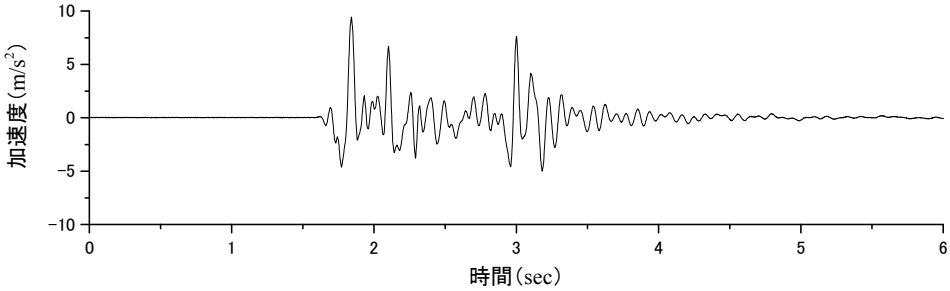


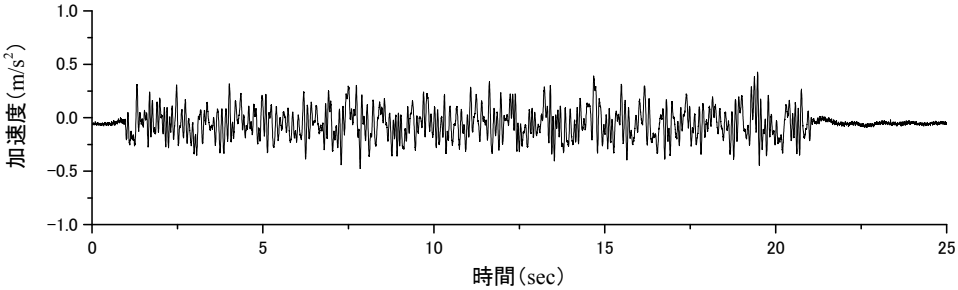
図 4- 24　計測器の配置概要



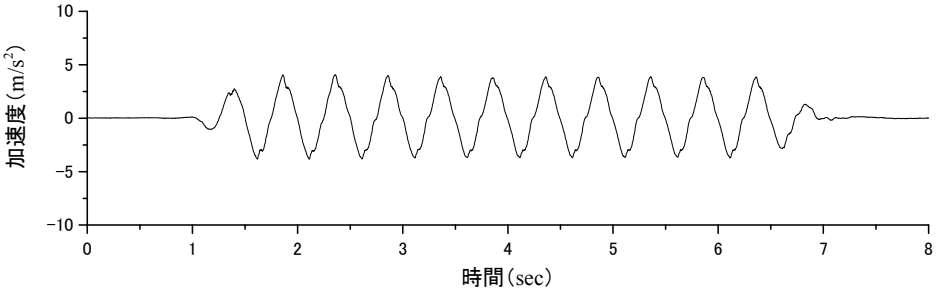
(a)　L1 地震動



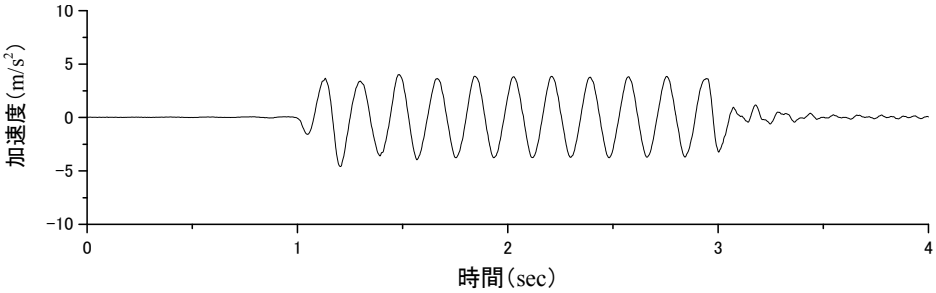
(b)　L2 地震動



(c)　WN（ホワイトノイズ）



(d)　正弦波 2.0Hz



(e)　正弦波 5.5Hz

図 4- 25　振動実験に用いた基盤入力地震動

表 4- 7　模型振動実験の試番表

(a)　CaseN-1（上部工なし）

試番	入力波形	最大加速度(指令値)	試番	入力波形	最大加速度(指令値)	試番	入力波形	最大加速度(指令値)
1	WN	20 gal	3	WN	100 gal	5	WN	20 gal
2	WN	50 gal	4	L1	100 gal			

(b)　CaseN-2（上部工あり）

試番	入力波形	最大加速度(指令値)	試番	入力波形	最大加速度(指令値)	試番	入力波形	最大加速度(指令値)
1	WN	20gal	18	WN	200gal	35	WN	20gal
2	WN	50gal	19	L1	200gal	36	WN	500gal
3	L1	50gal	20	L2	200gal	37	L1	500gal
4	L2	50gal	21	Sin5.5Hz	200gal	38	L2	500gal
5	Sin5.5Hz	50gal	22	Sin2.0Hz	200gal	39	Sin5.5Hz	300gal
6	Sin2.0Hz	50gal	23	WN	20gal	40	WN	20gal
7	WN	100gal	24	WN	300gal	41	WN	600gal
8	L1	100gal	25	L1	300gal	42	L1	600gal
9	L2	100gal	26	L2	300gal	43	L2	600gal
10	Sin5.5Hz	100gal	27	Sin5.5Hz	230gal	44	Sin5.5Hz	350gal
11	Sin2.0Hz	100gal	28	Sin2.0Hz	300gal	45	WN	20gal
12	WN	20gal	29	WN	20gal	46	L1	700gal
13	WN	150gal	30	WN	400gal	47	L2	700gal
14	L1	150gal	31	L1	400gal	48	Sin5.5Hz	450gal
15	L2	150gal	32	L2	400gal	49	WN	700gal
16	Sin2.0Hz	150gal	33	Sin5.5Hz	250gal	50	WN	20gal
17	WN	20gal	34	Sin2.0Hz	400gal			

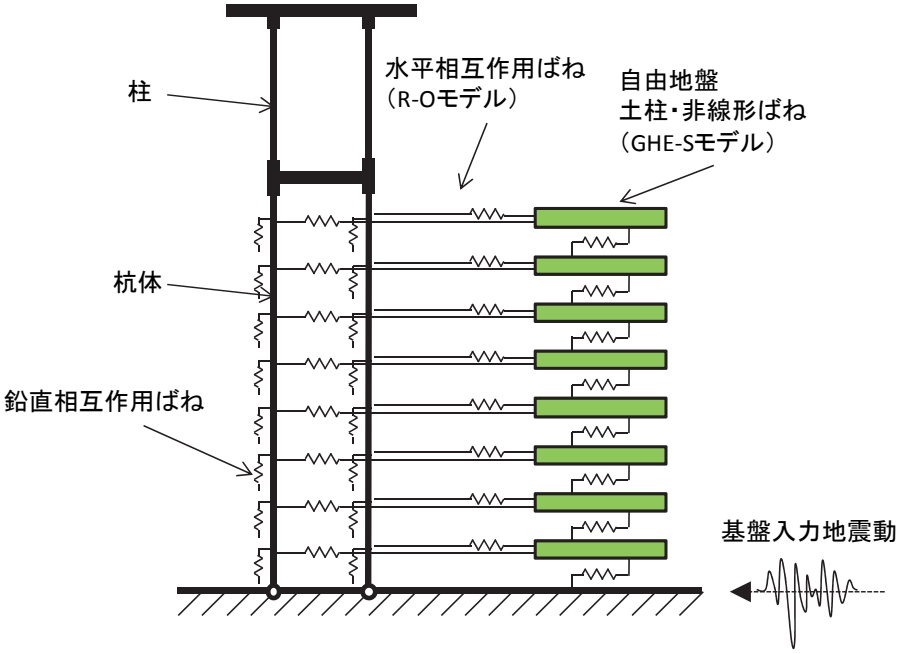


図 4- 26　一体解析モデルの概要

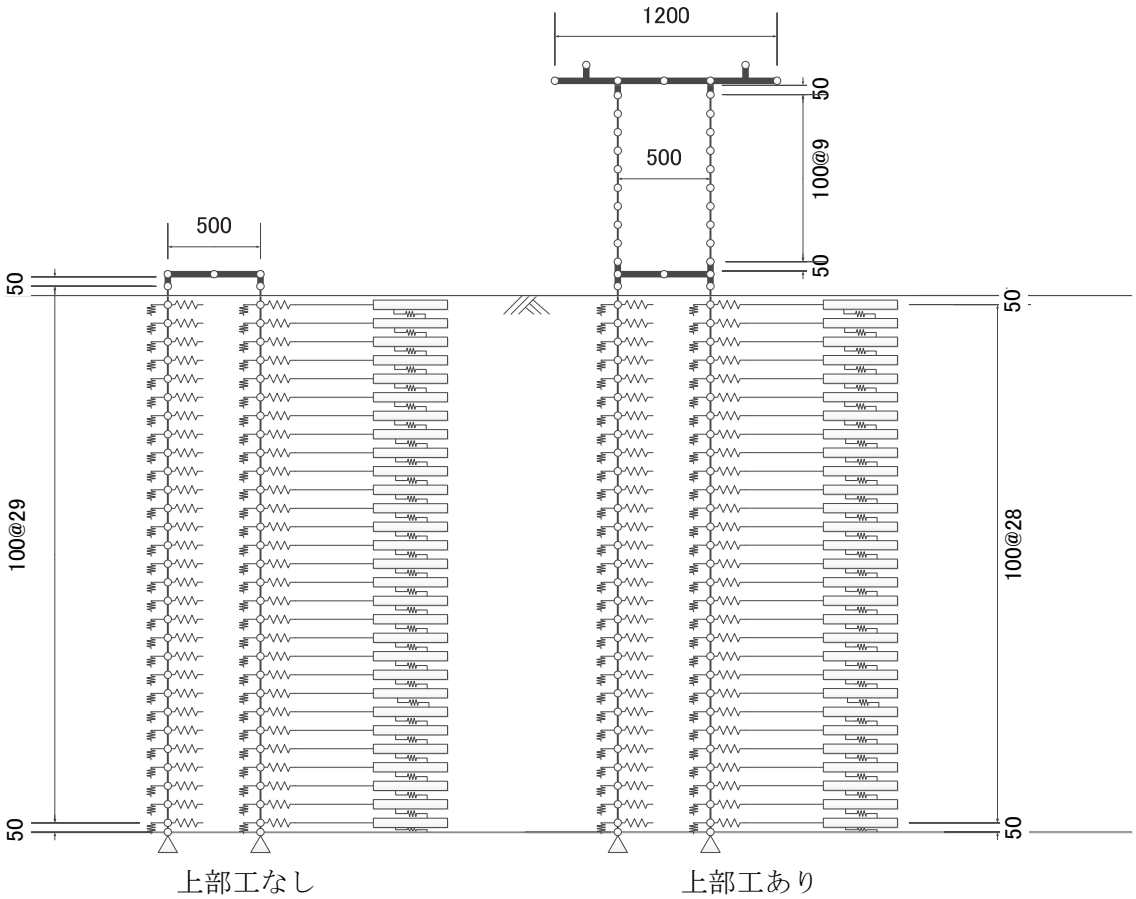


図 4- 27　振動実験の再現解析に用いた解析モデルの詳細

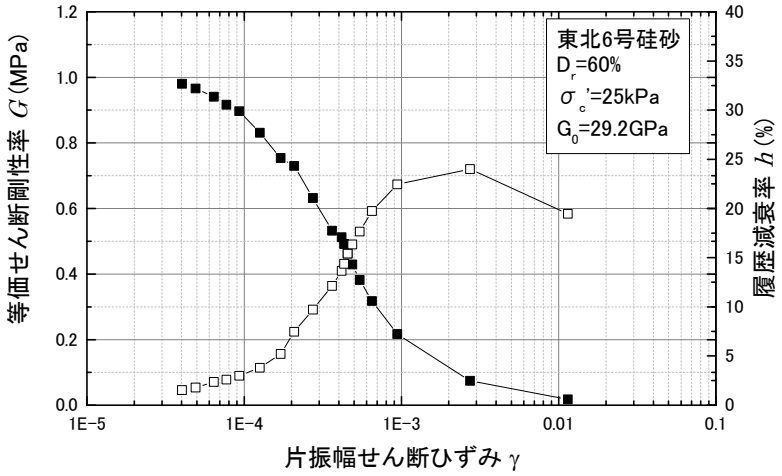


図 4- 28　東北珪砂 6 号の G～h～γ 関係

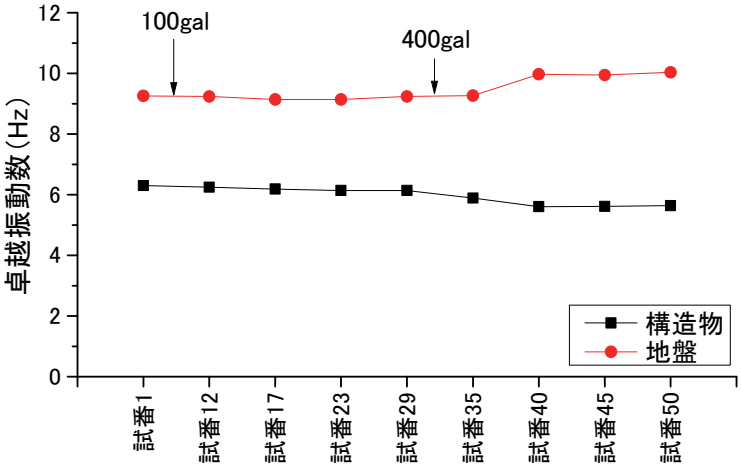


図 4- 29　WN20gal 加振時の構造物と地盤の卓越振動数の変化

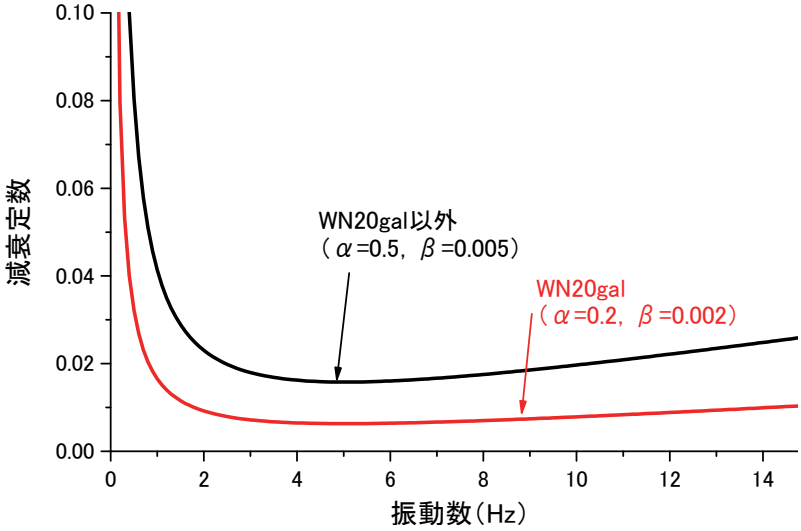
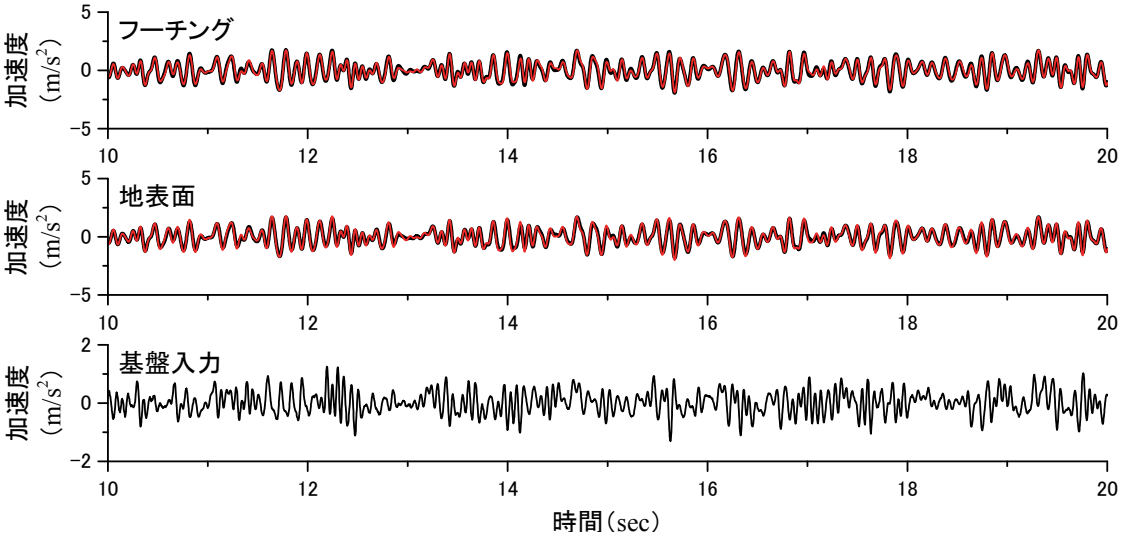
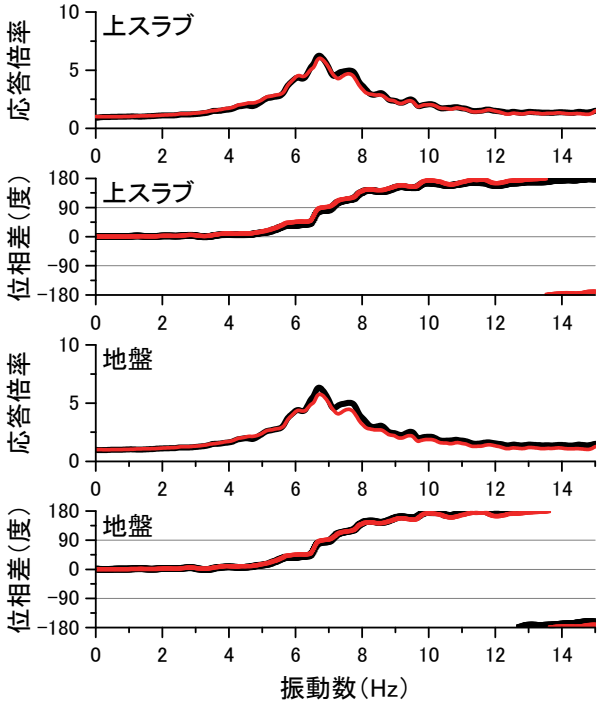


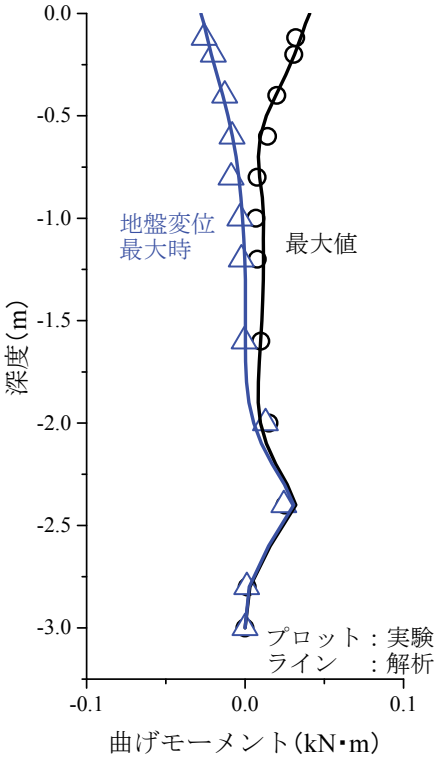
図 4- 30　レーリー減衰



(a)　時刻歴応答波形（黒線：実験，赤線：解析）

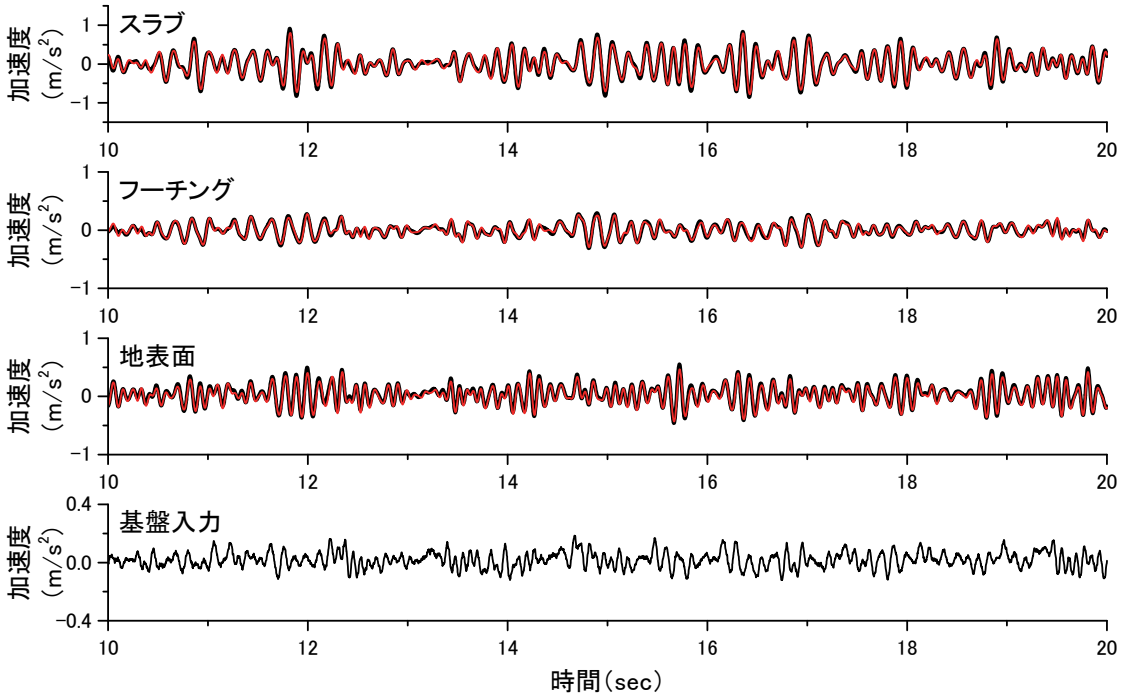


(b)　伝達関数（黒線：実験，赤線：解析）

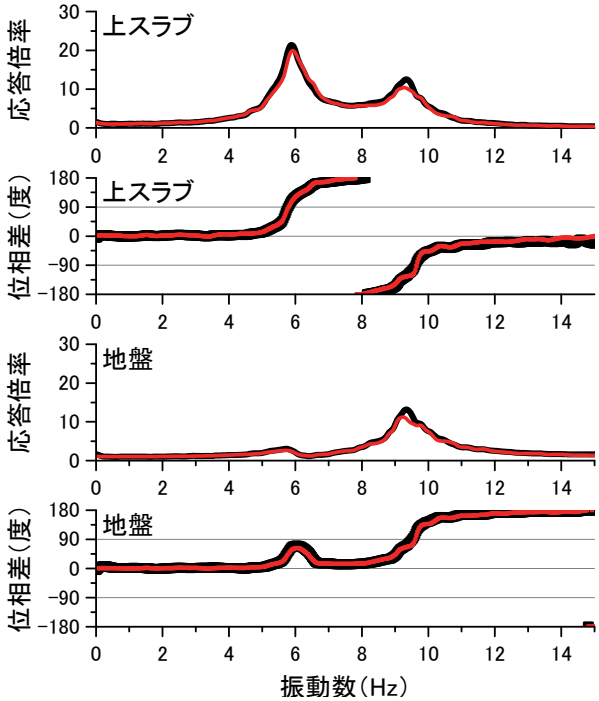


(c)　杭体曲げモーメント分布

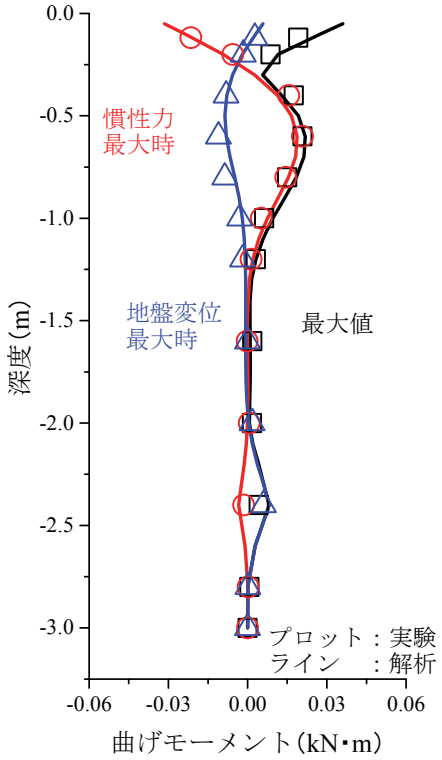
図 4- 31　地盤変位のみが作用する場合の再現解析結果（試番 3　WN100gal）



(a)　時刻歴応答波形（黒線：実験，赤線：解析）



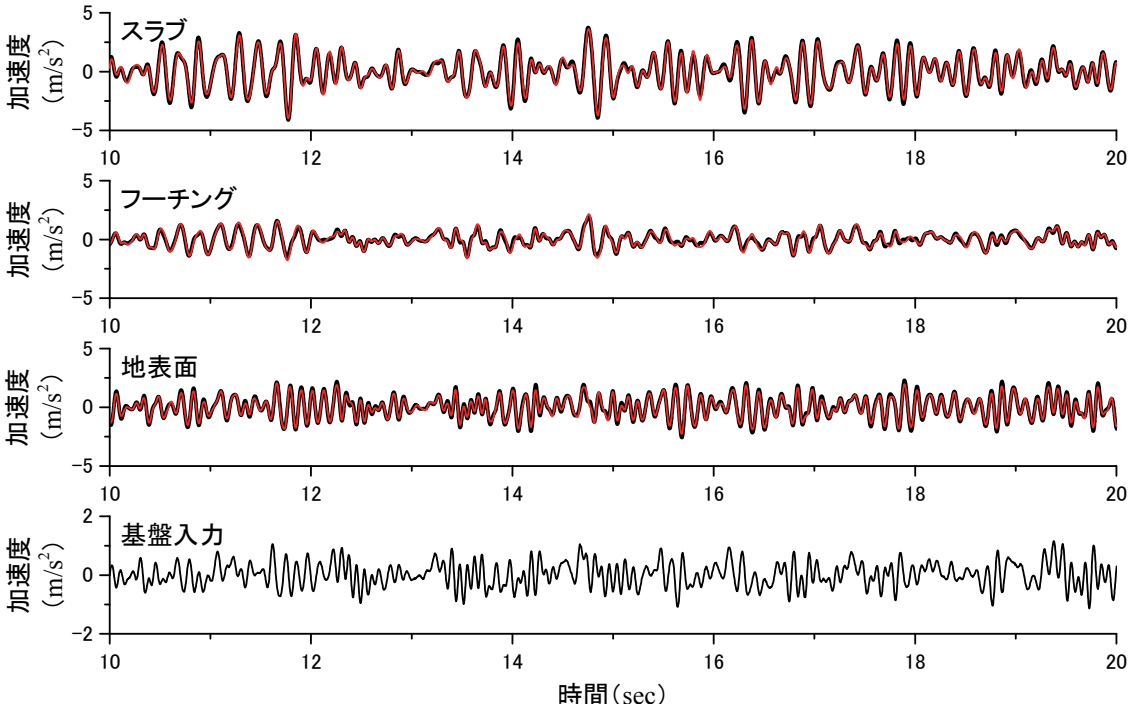
(b)　伝達関数（黒線：実験，赤線：解析）



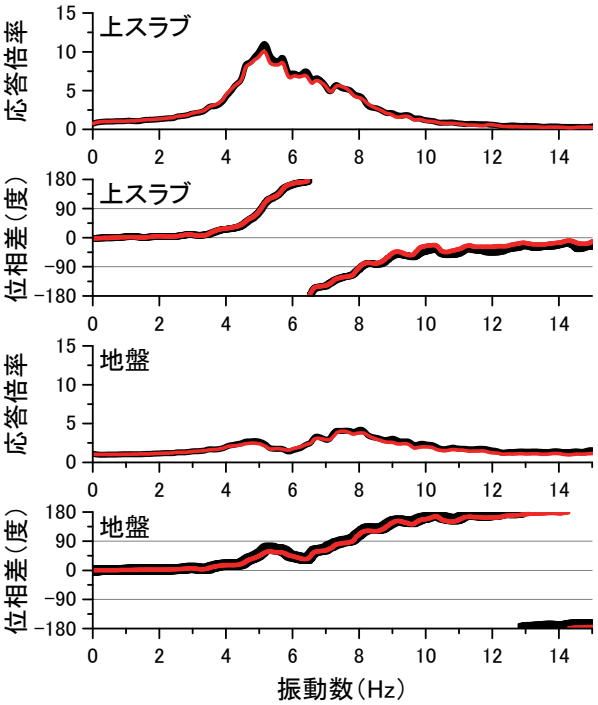
(c)　杭体曲げモーメント分布

（ｉ）　試番１　WN20gal

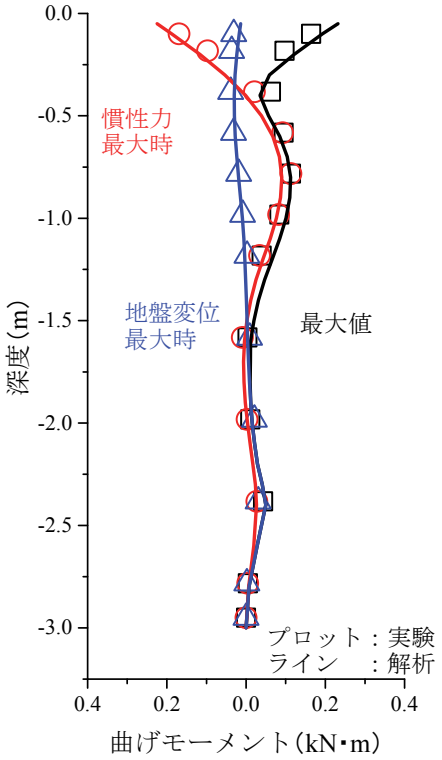
図 4- 32　慣性力＋地盤変位作用時の再現解析結果（その１）



(a)　時刻歴応答波形（黒線：実験，赤線：解析）



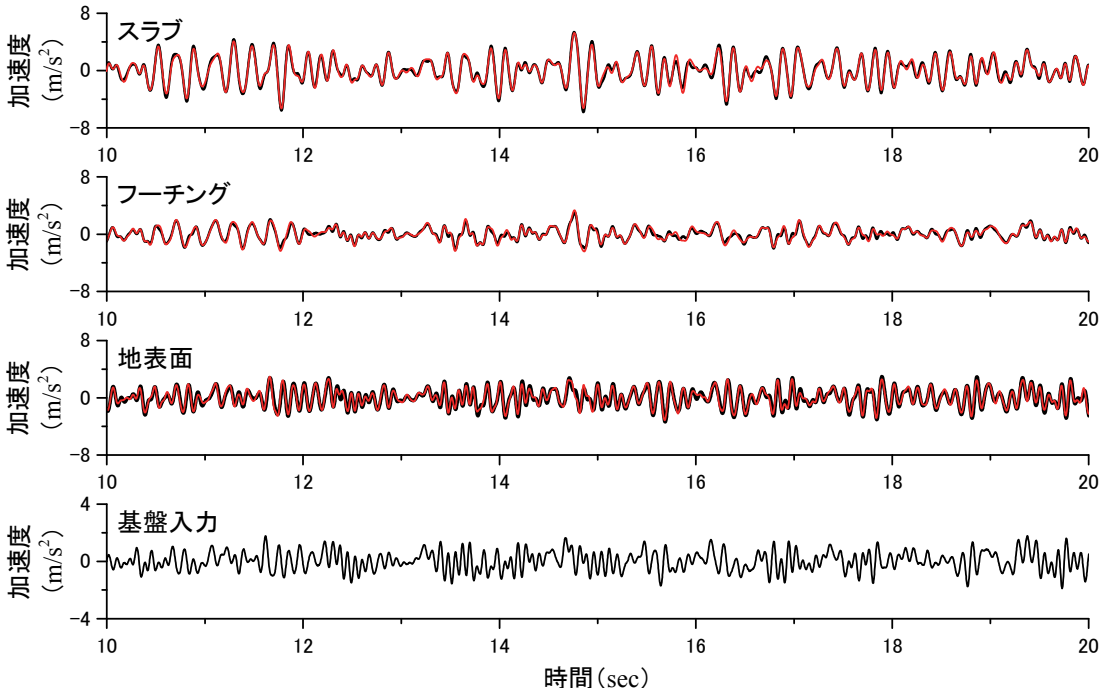
(b)　伝達関数（黒線：実験，赤線：解析）



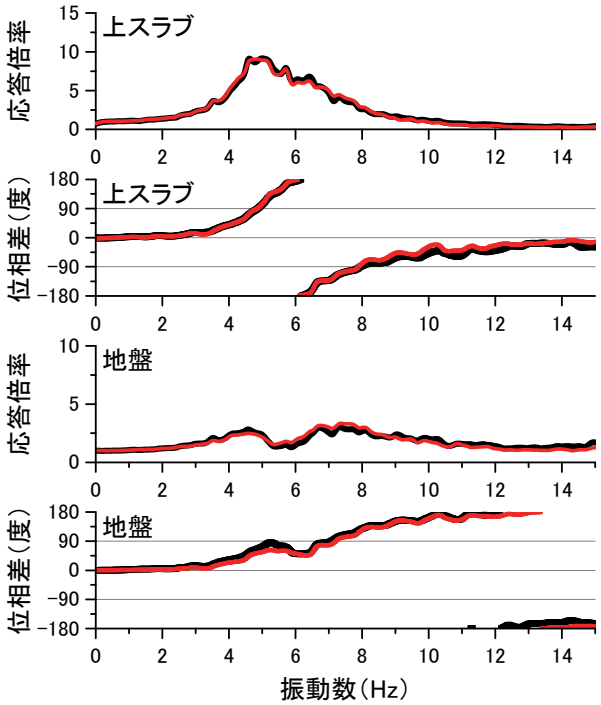
(c)　杭体曲げモーメント分布

（ⅱ）　試番７　WN100gal

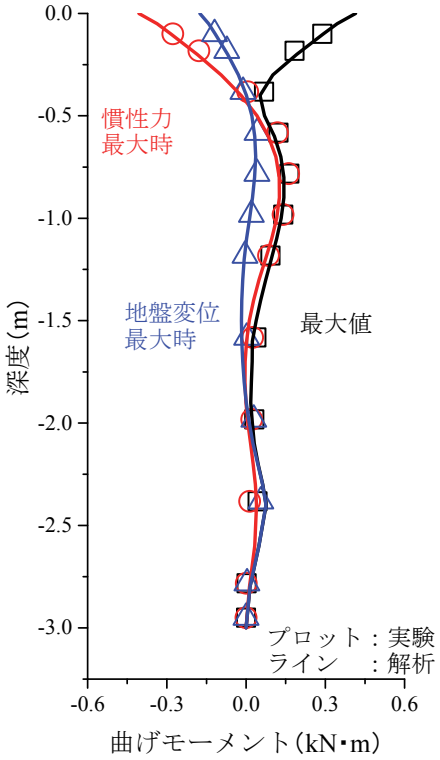
図 4- 32　慣性力＋地盤変位作用時の再現解析結果（その２）



(a)　時刻歴応答波形（黒線：実験，赤線：解析）



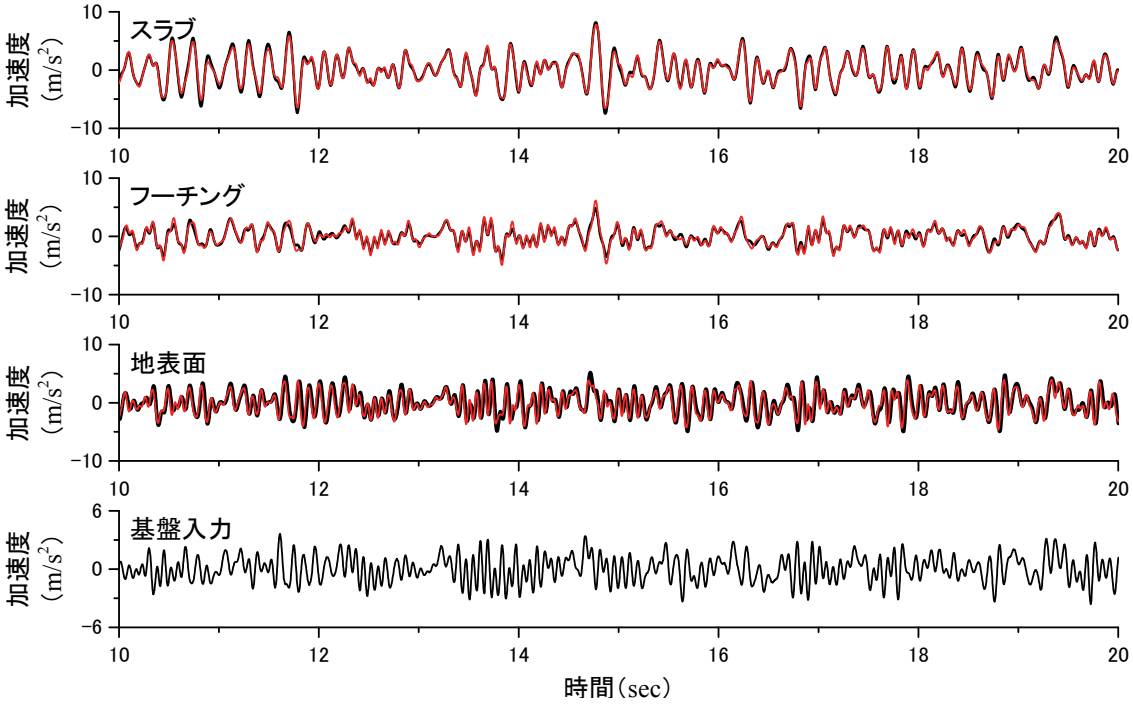
(b)　伝達関数（黒線：実験，赤線：解析）



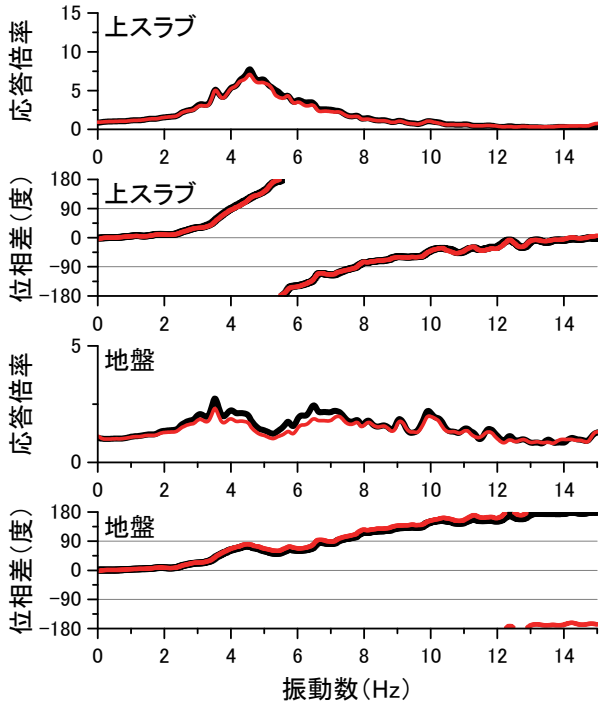
(c)　杭体曲げモーメント分布

（iii）　試番 18　WN200gal

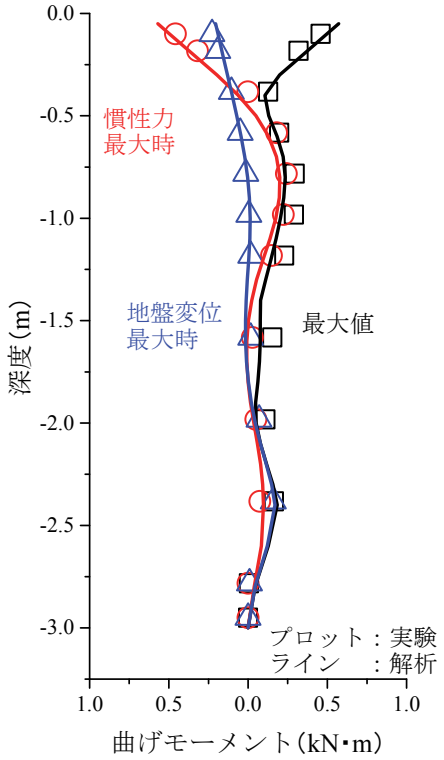
図 4- 32　慣性力＋地盤変位作用時の再現解析結果（その３）



(a)　時刻歴応答波形（黒線：実験，赤線：解析）



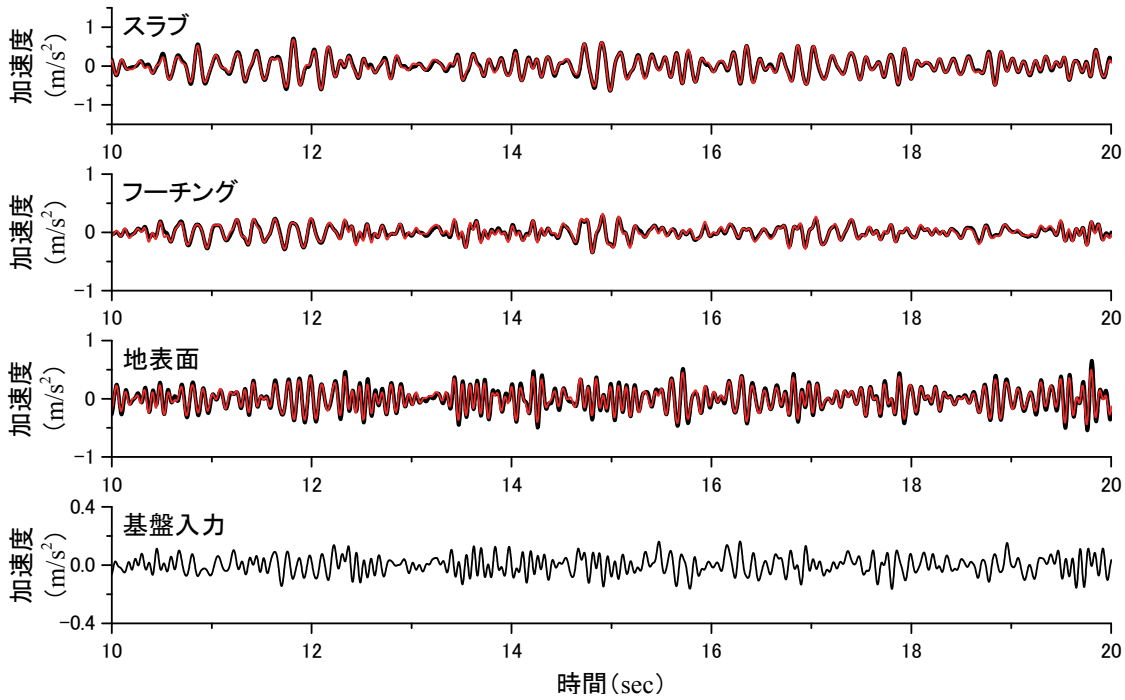
(b)　伝達関数（黒線：実験，赤線：解析）



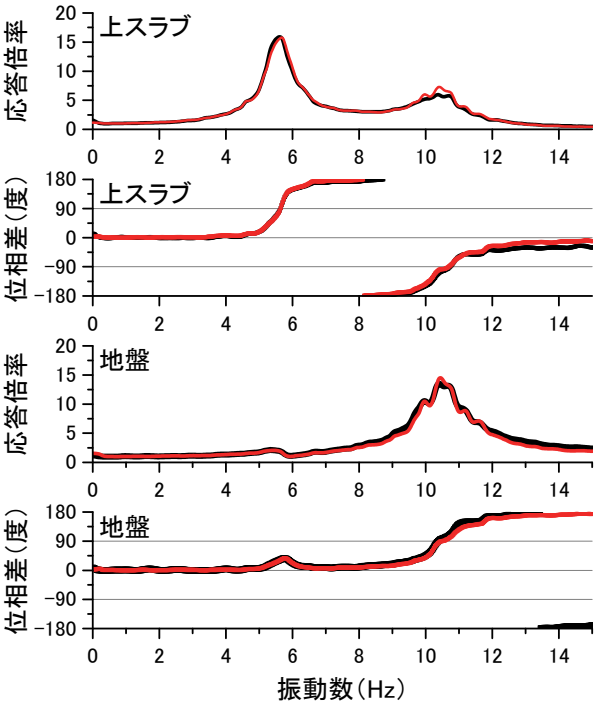
(c)　杭体曲げモーメント分布

（ⅳ）　試番 30　WN400gal

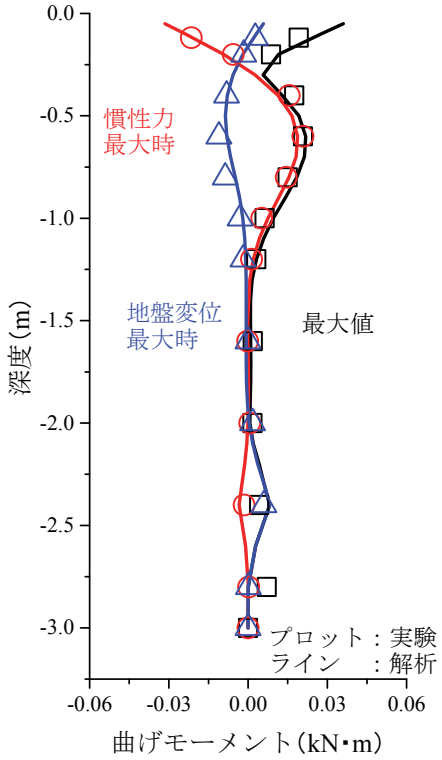
図 4- 32　慣性力＋地盤変位作用時の再現解析結果（その４）



(a)　時刻歴応答波形（黒線：実験，赤線：解析）



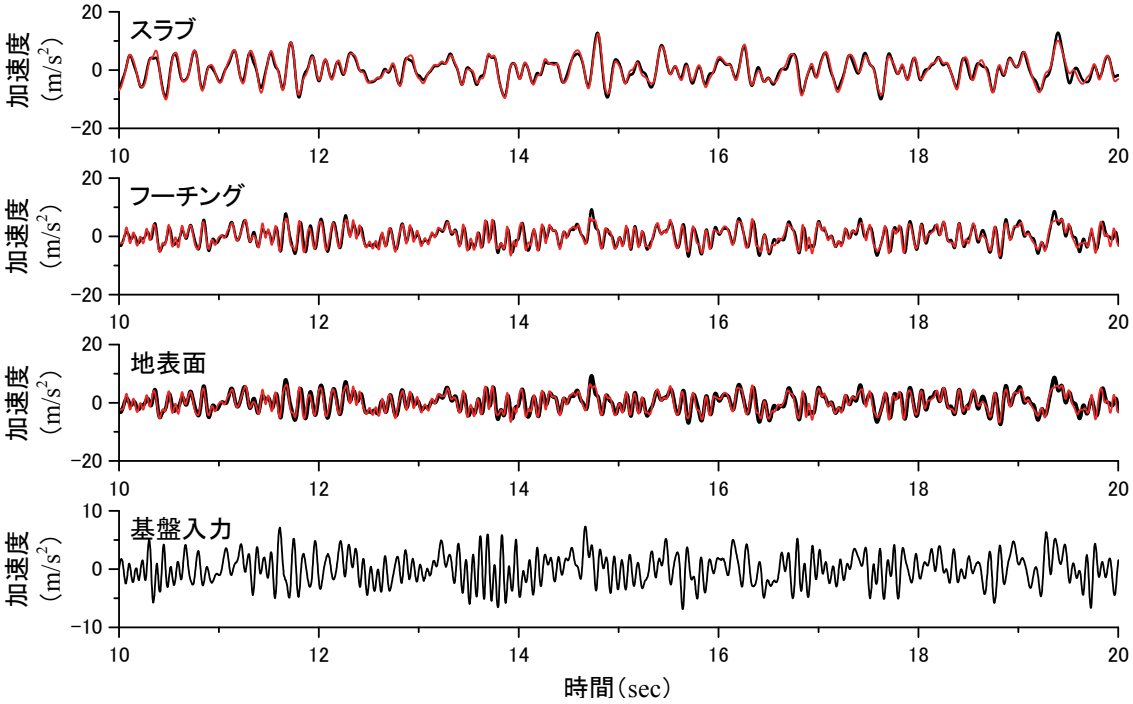
(b)　伝達関数（黒線：実験，赤線：解析）



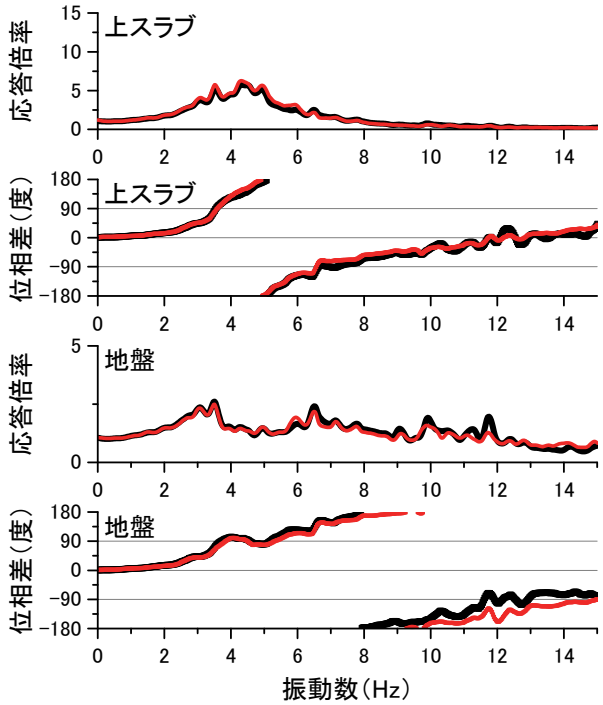
(c)　杭体曲げモーメント分布

（ｖ）　試番 45　WN20gal

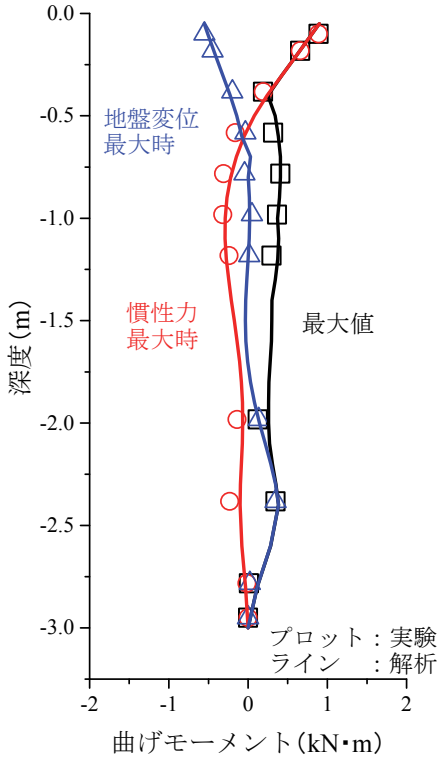
図 4- 32　慣性力＋地盤変位作用時の再現解析結果（その５）



(a)　時刻歴応答波形（黒線：実験，赤線：解析）



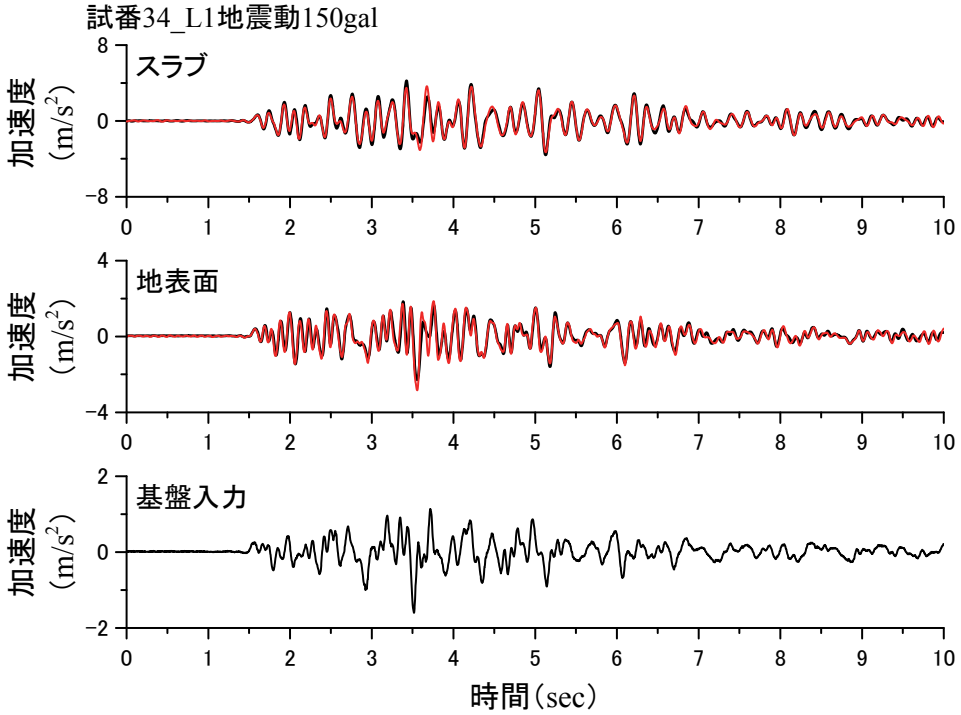
(b)　伝達関数（黒線：実験，赤線：解析）



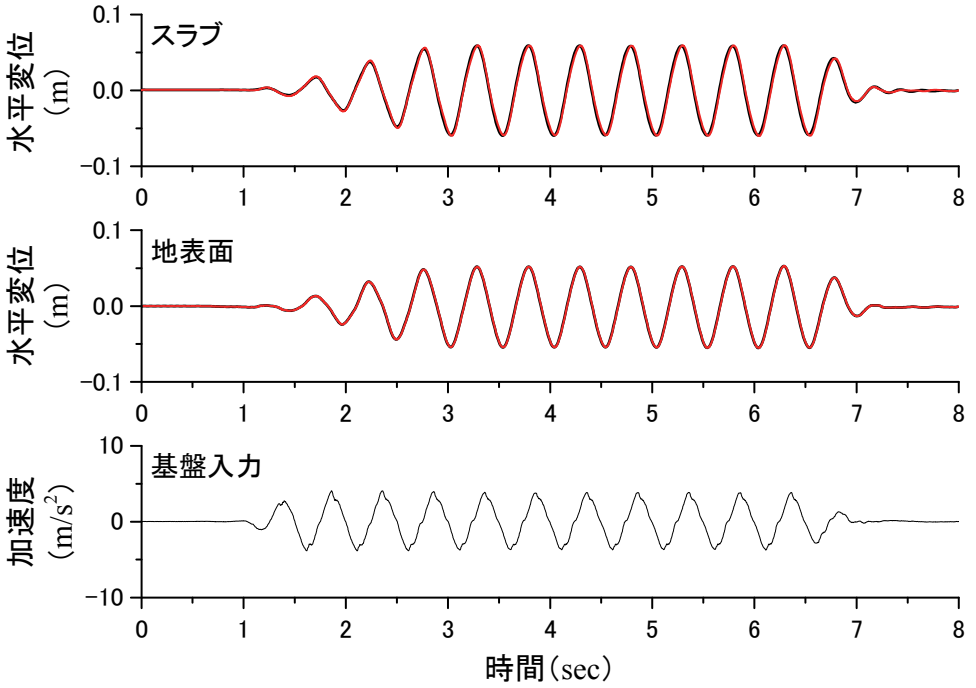
(c)　杭体曲げモーメント分布

（vi）　試番 49　WN700gal

図 4- 32　慣性力＋地盤変位作用時の再現解析結果（その６）

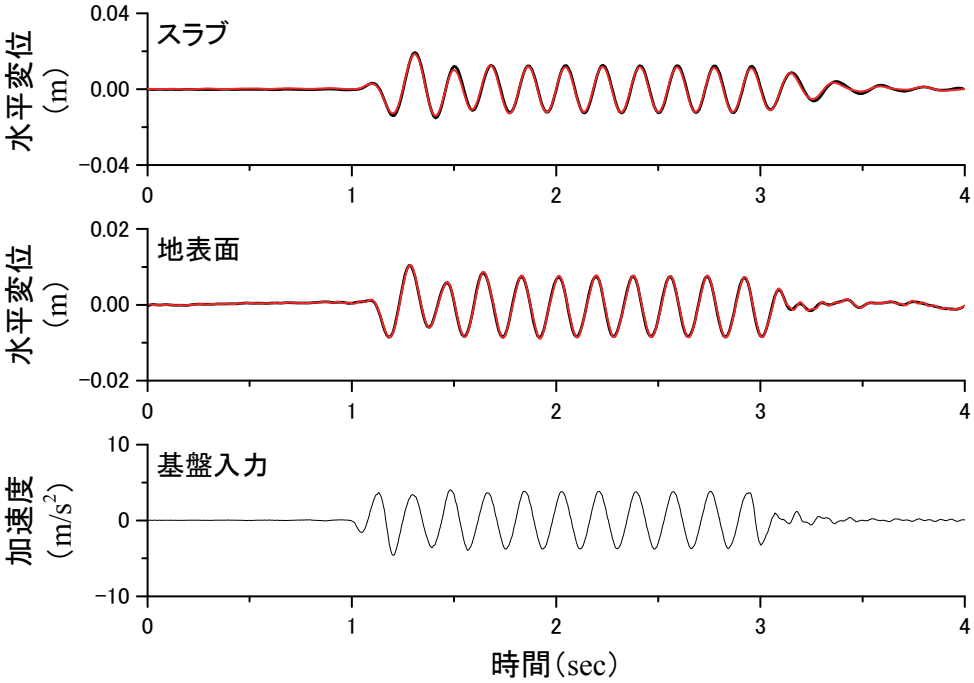


(a)　試番 14　L1 地震動 150gal（黒線：実験，赤線：解析）

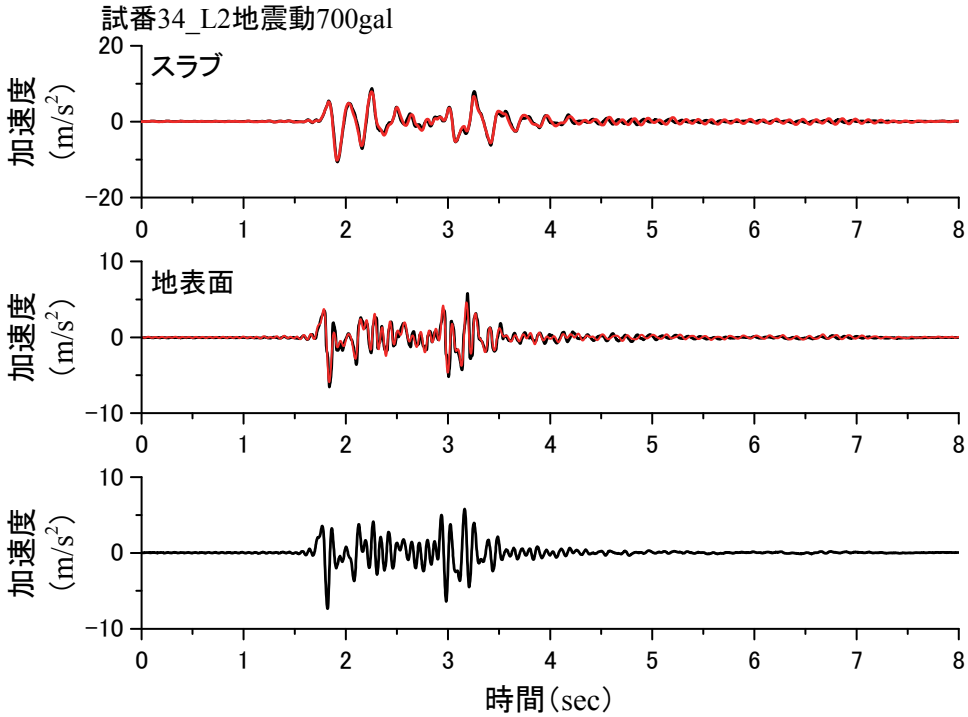


(b)　試番 34　正弦波 2Hz400gal（黒線：実験，赤線：解析）

図 4- 33　再現解析結果（その１）

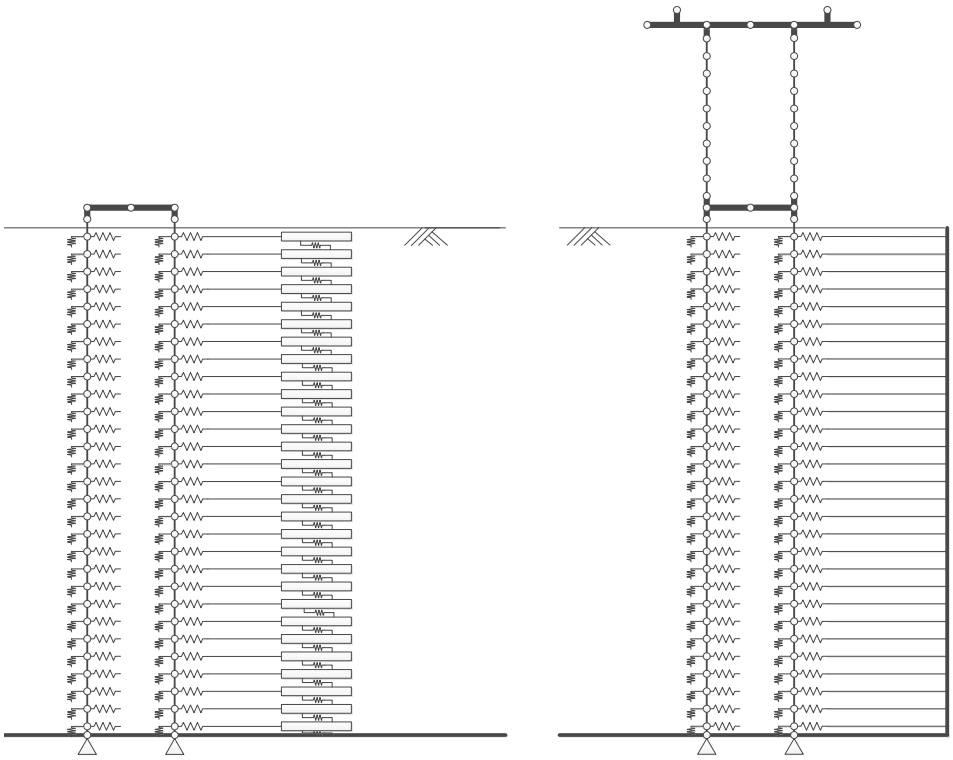


(c)　試番 48　正弦波 5Hz450gal（黒線：実験，赤線：解析）



(d)　試番 47　L2 地震動 700gal（黒線：実験，赤線：解析）

図 4- 33　再現解析結果（その２）



(a)　地盤変位単独作用モデル　　(b)　慣性力単独作用モデル（単一入力モデル）

図 4- 34　数値実験に用いた数値解析モデル

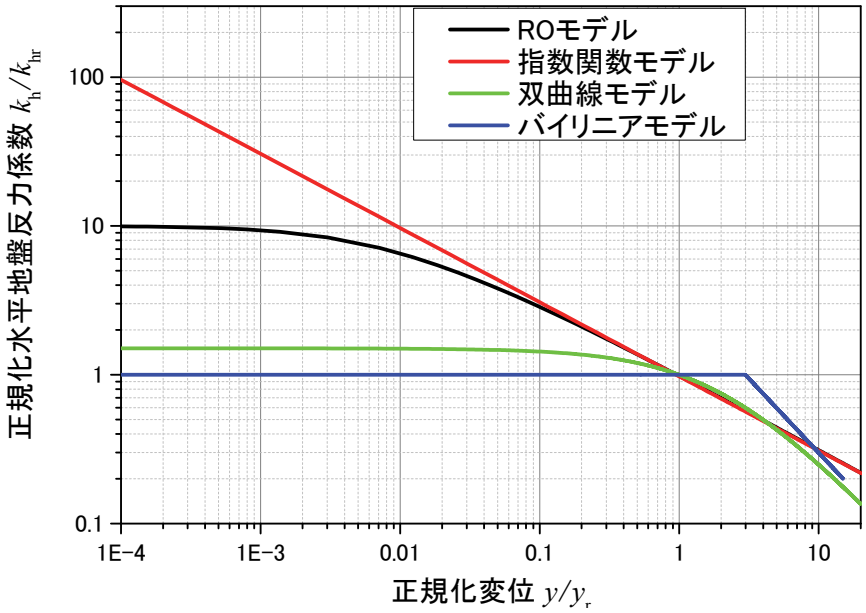


図 4- 35　比較検討に用いた変位レベル依存性モデル

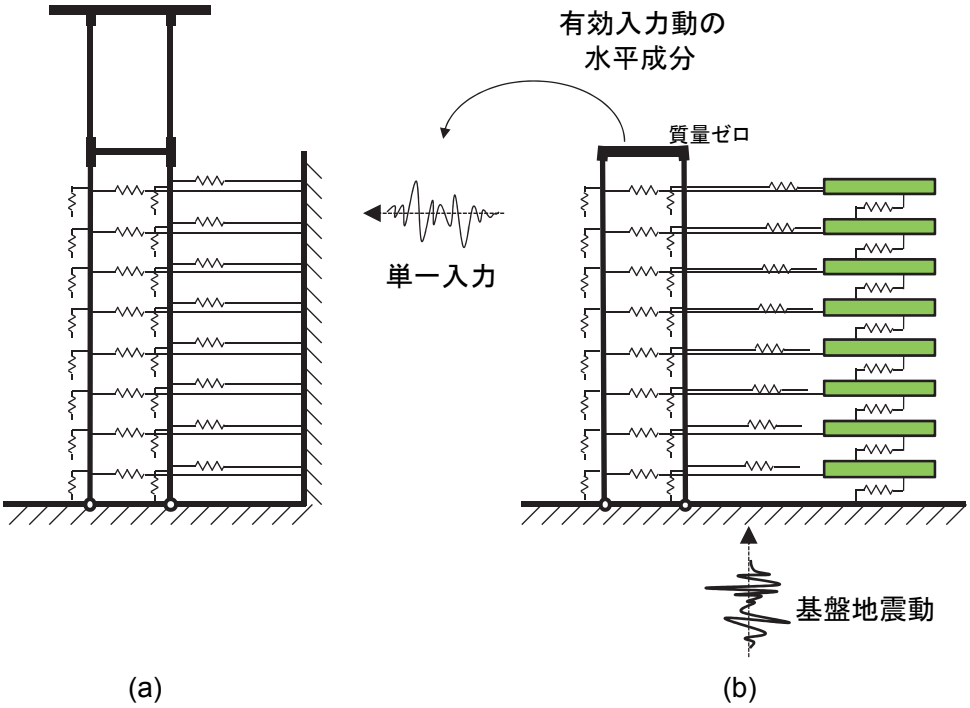


図 4- 36　単一入力モデルの概要

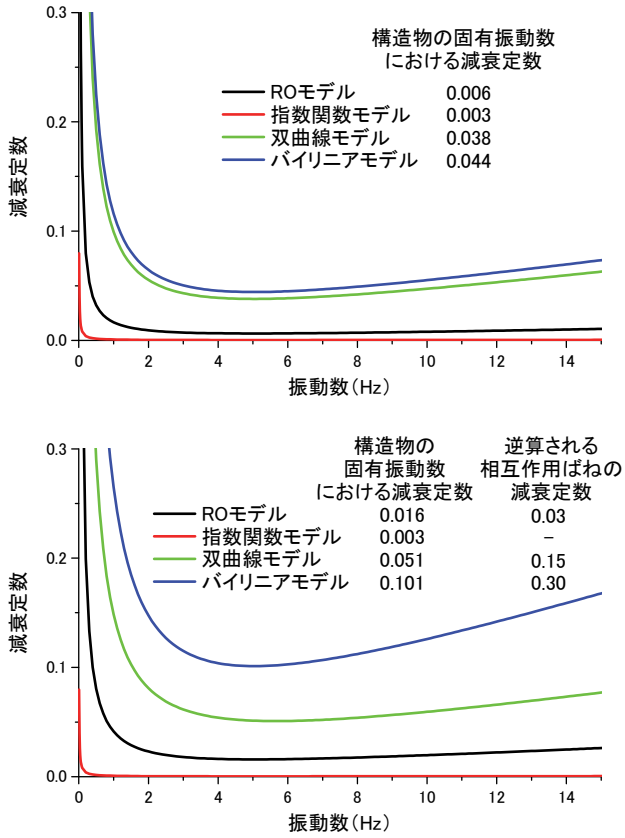
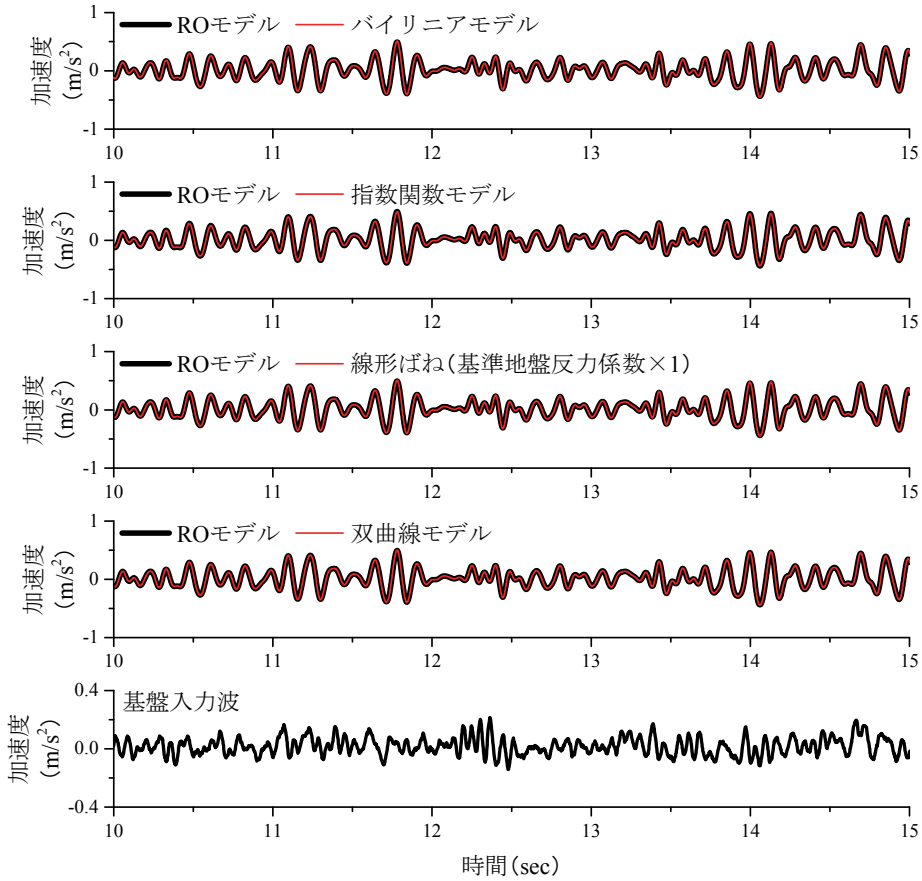
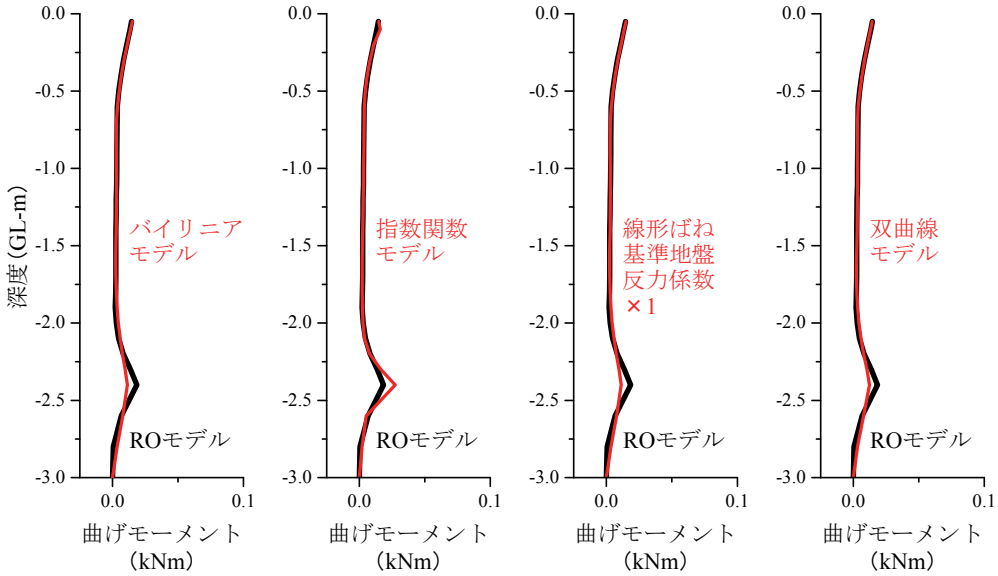


図 4- 37　レーリー減衰のパラメトリックスタディ結果（慣性力単独作用時）

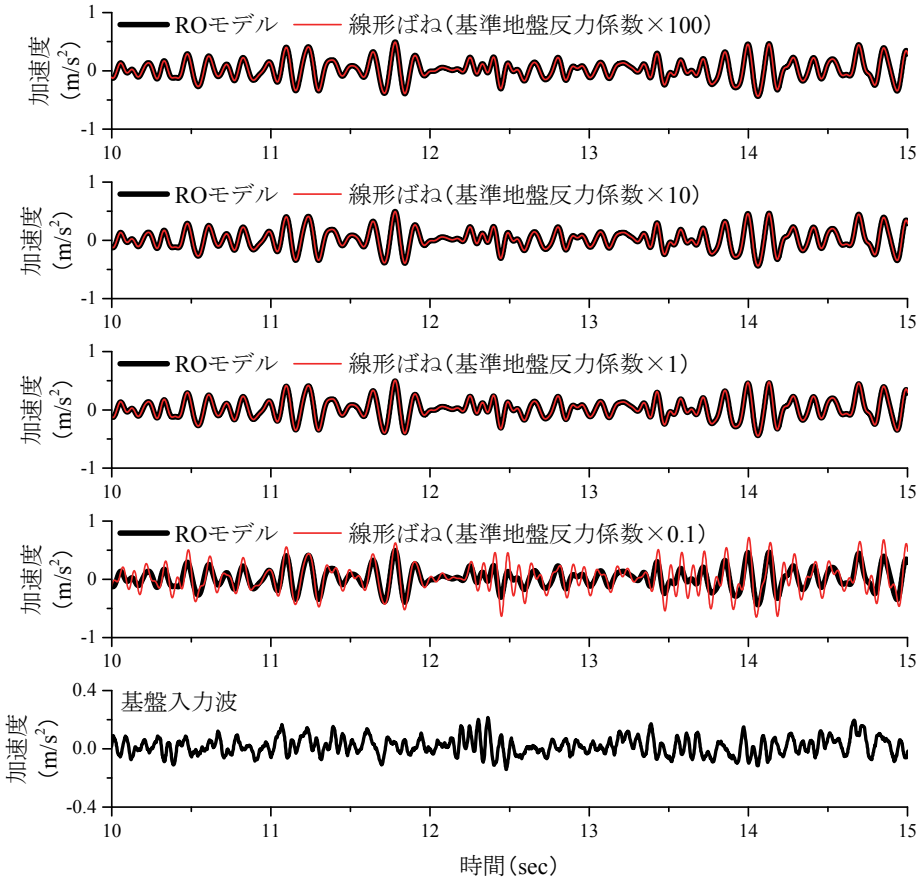


(a)　フーチングの時刻歴応答波形

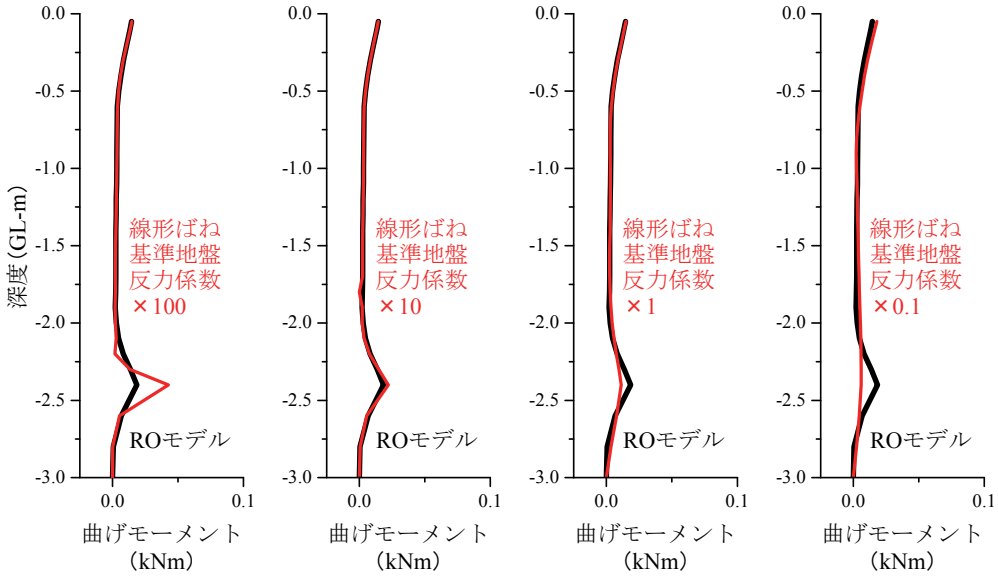


(b)　最大曲げモーメント分布

図 4- 38　地盤反力係数のモデルが地盤変位単独作用時の応答に与える影響（その１）
（WN20gal 加振）

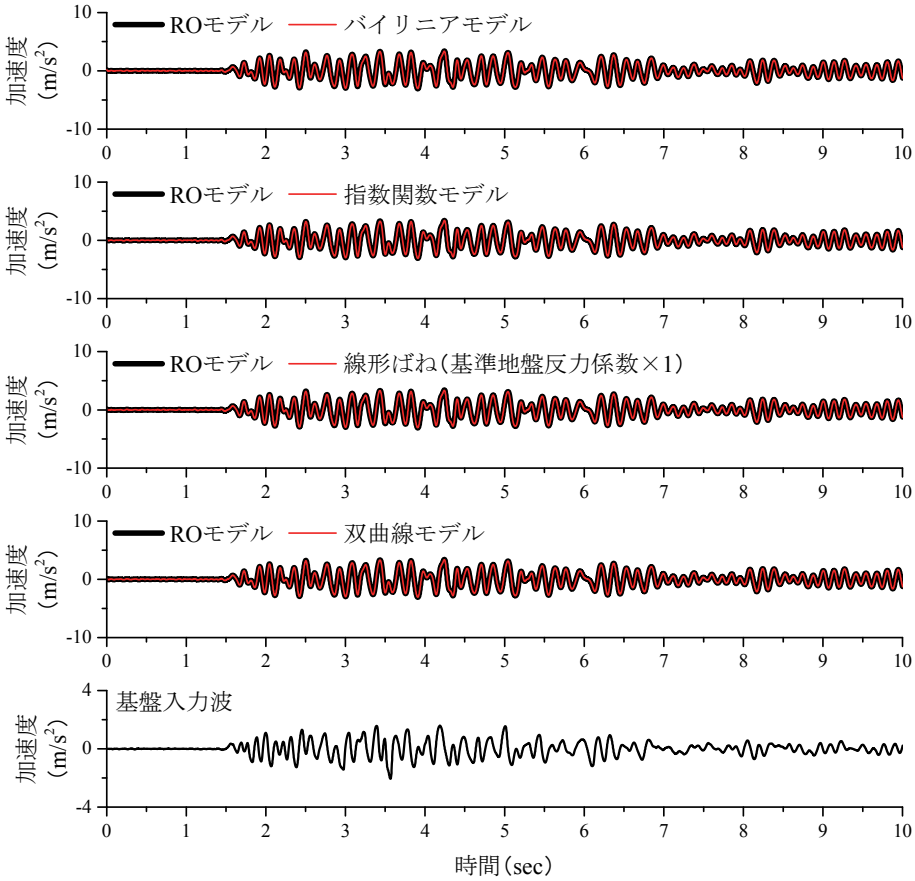


(a)　フーチングの時刻歴応答波形

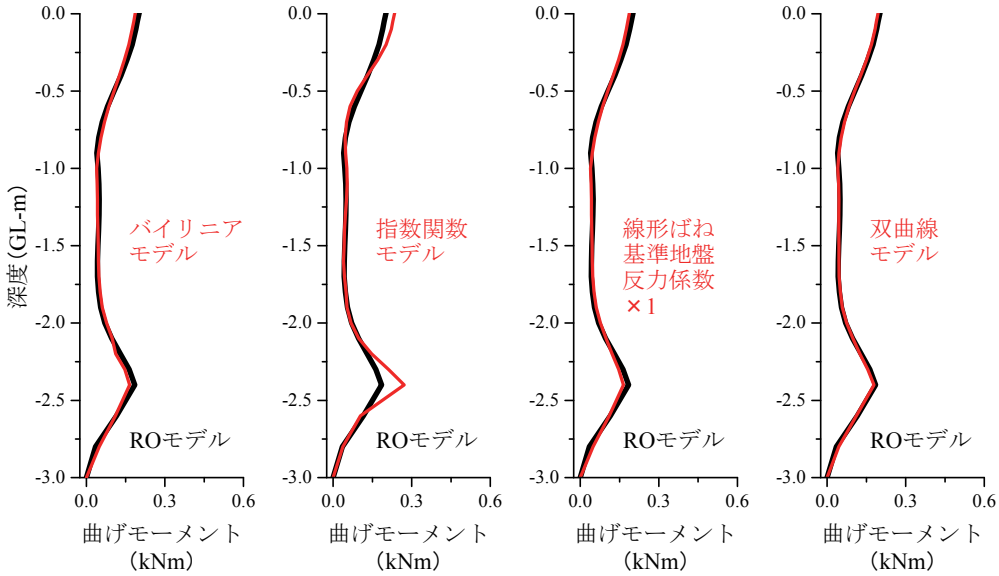


(b)　最大曲げモーメント分布

図 4- 38　地盤反力係数のモデルが地盤変位単独作用時の応答に与える影響（その２）
（WN20gal 加振）

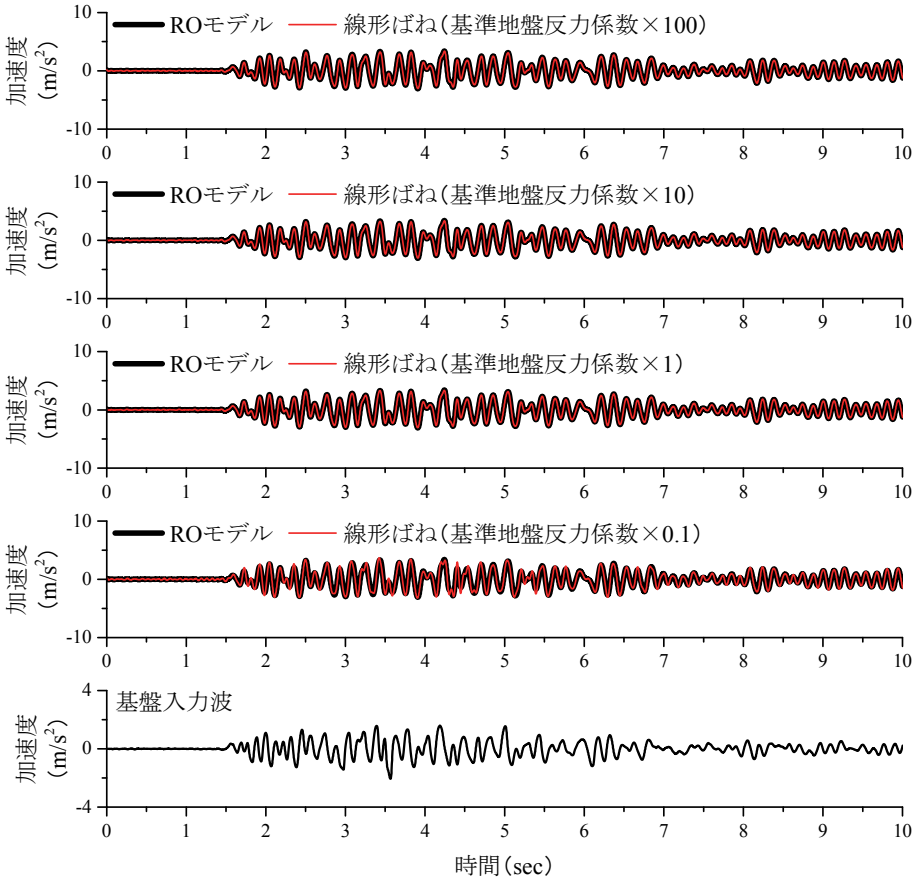


(a)　フーチングの時刻歴応答波形

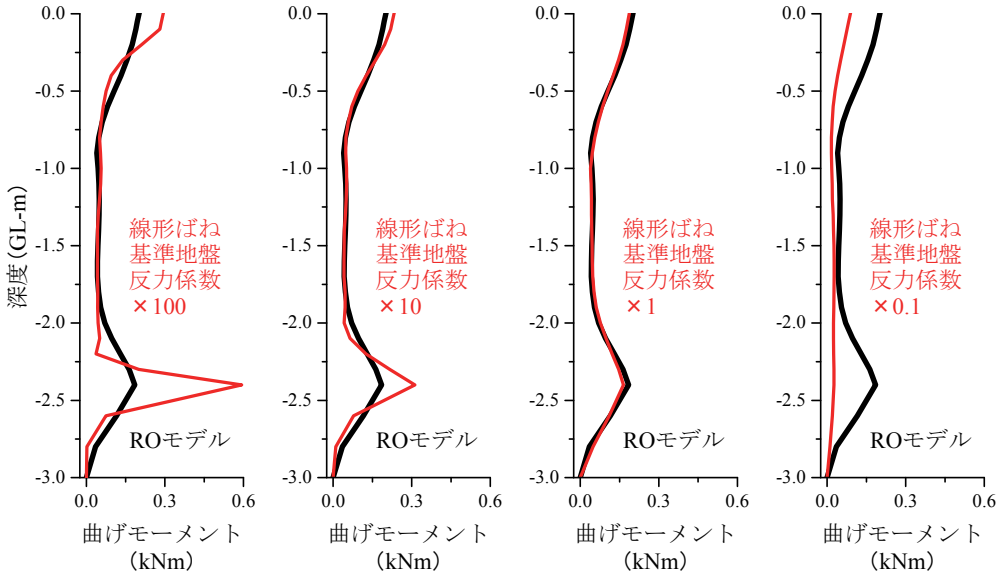


(b)　最大曲げモーメント分布

図 4- 38　地盤反力係数のモデルが地盤変位単独作用時の応答に与える影響（その３）
（L1 地震動加振）

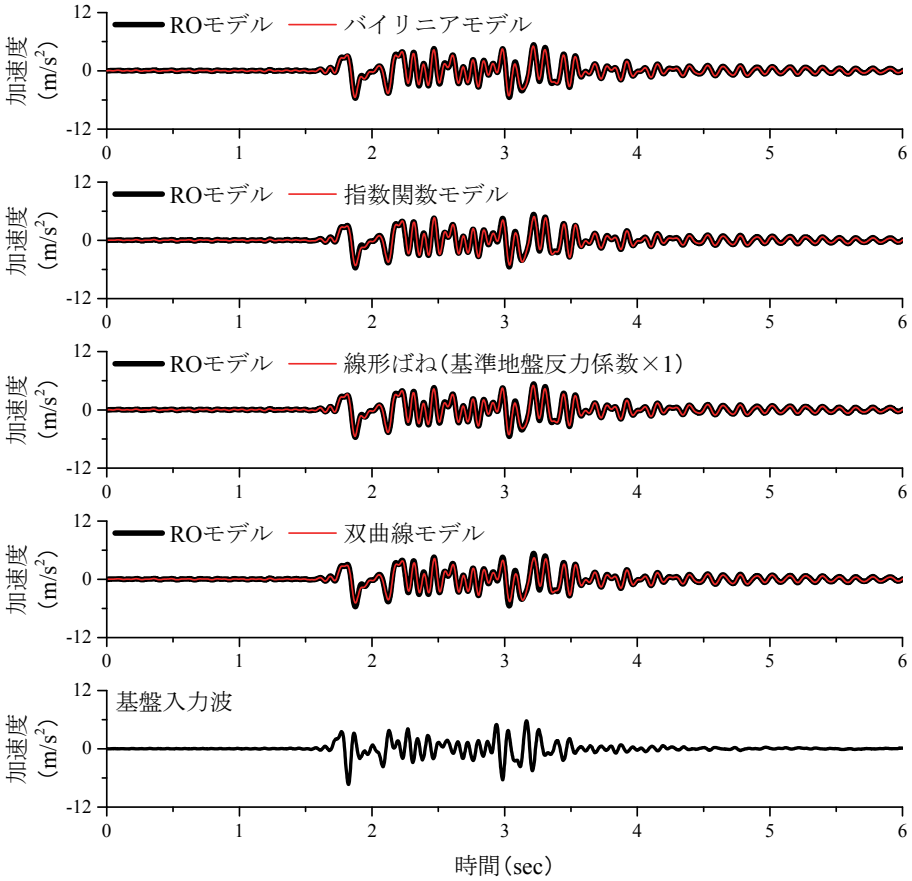


(a)　フーチングの時刻歴応答波形

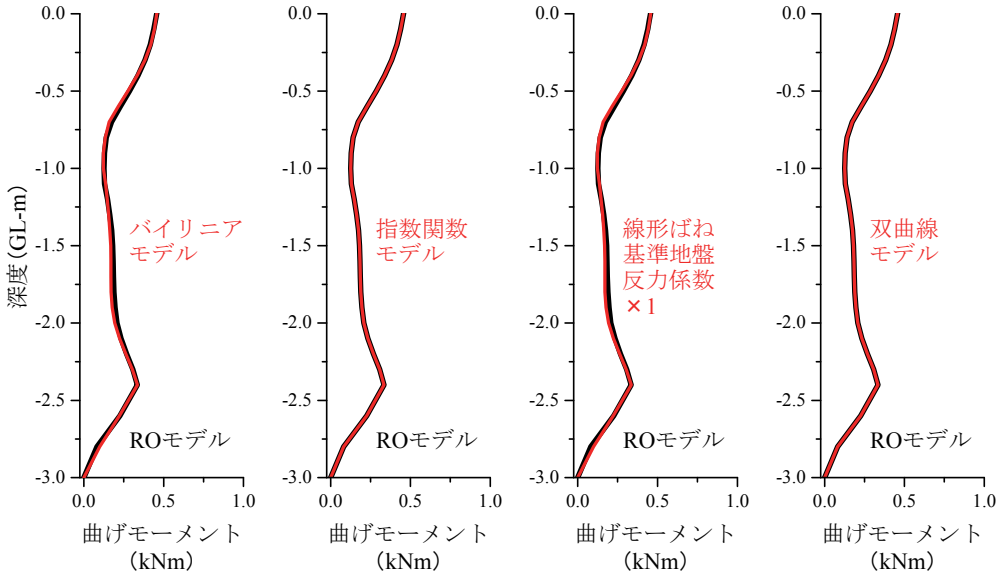


(b)　最大曲げモーメント分布

図 4- 38　地盤反力係数のモデルが地盤変位単独作用時の応答に与える影響（その４）
（L1 地震動加振）

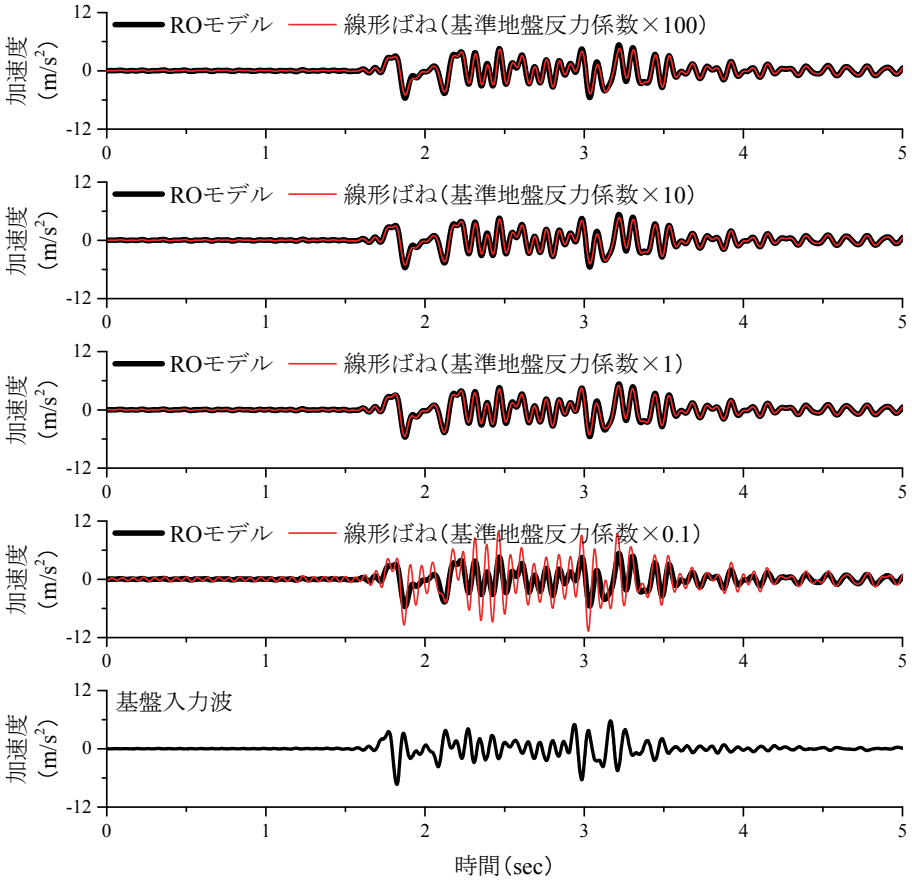


(a)　フーチングの時刻歴応答波形

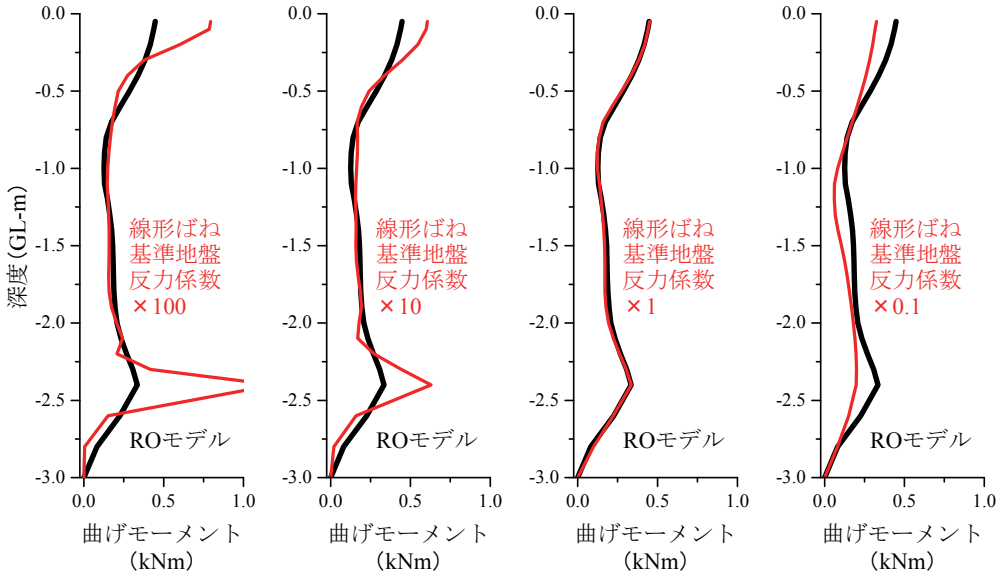


(b)　最大曲げモーメント分布

図 4- 38　地盤反力係数のモデルが地盤変位単独作用時の応答に与える影響（その５）
（L2 地震動加振）

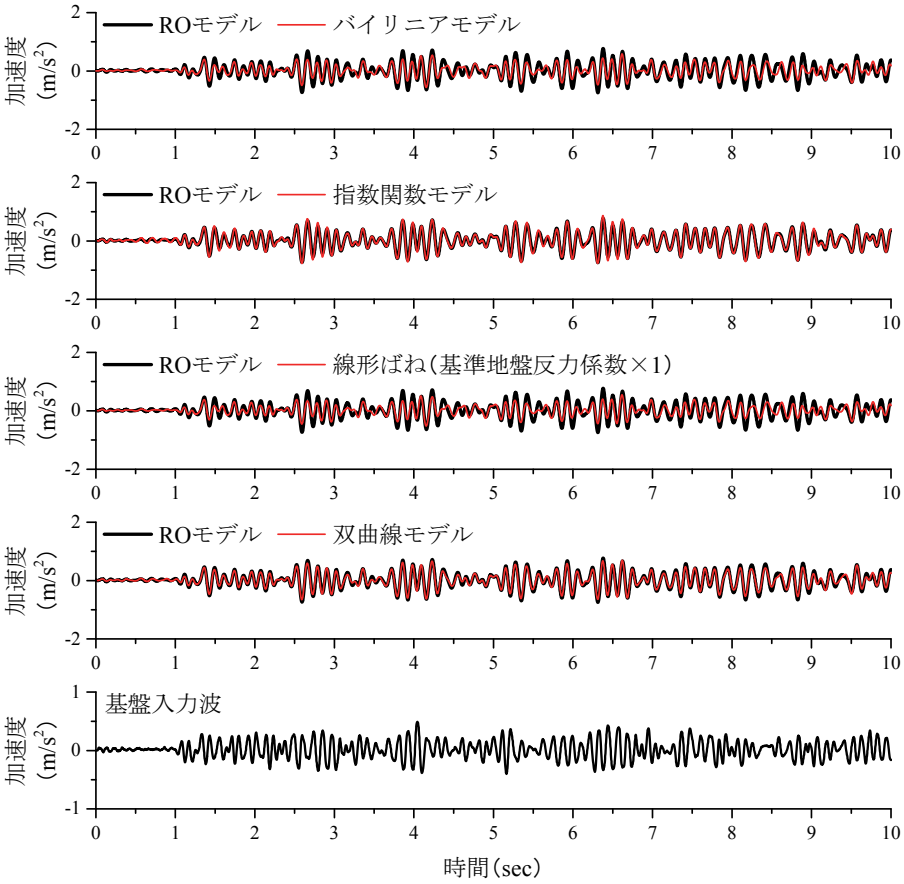


(a)　フーチングの時刻歴応答波形

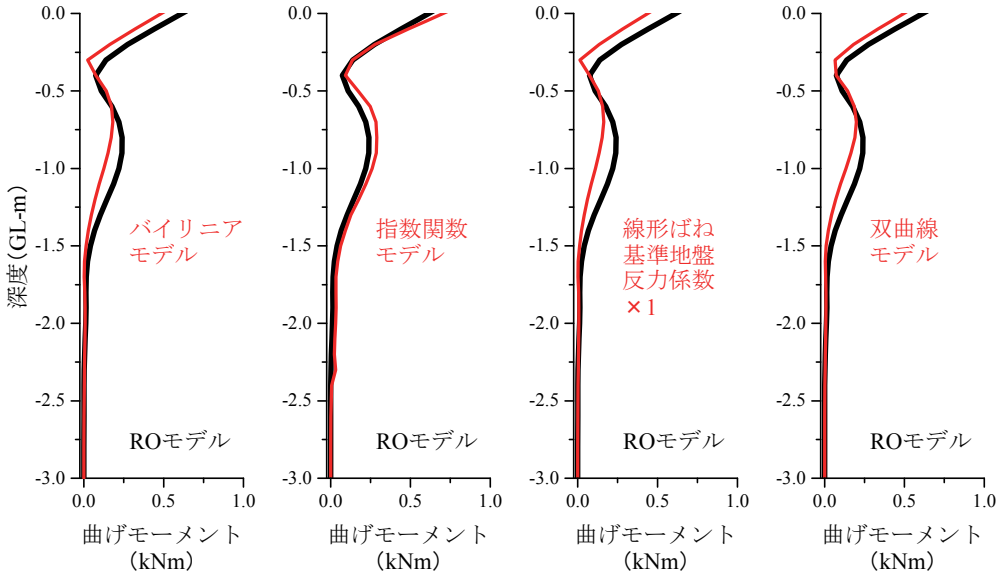


(b)　最大曲げモーメント分布

図 4- 38　地盤反力係数のモデルが地盤変位単独作用時の応答に与える影響（その６）
（L2 地震動加振）

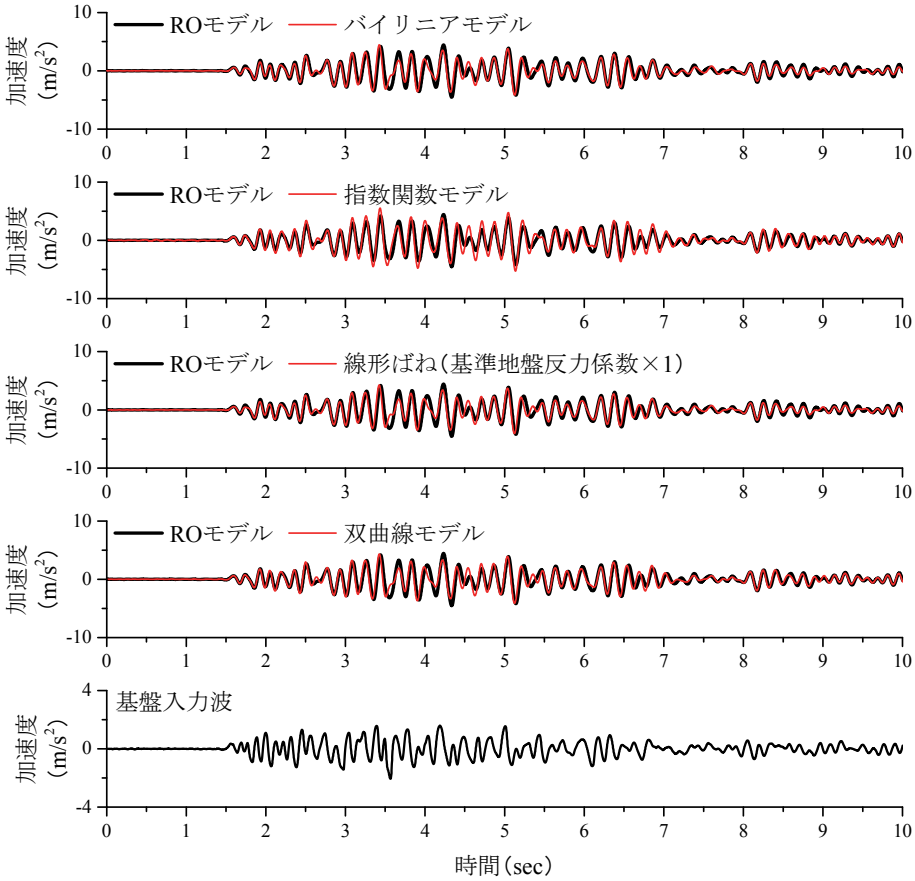


(a)　フーチングの時刻歴応答波形

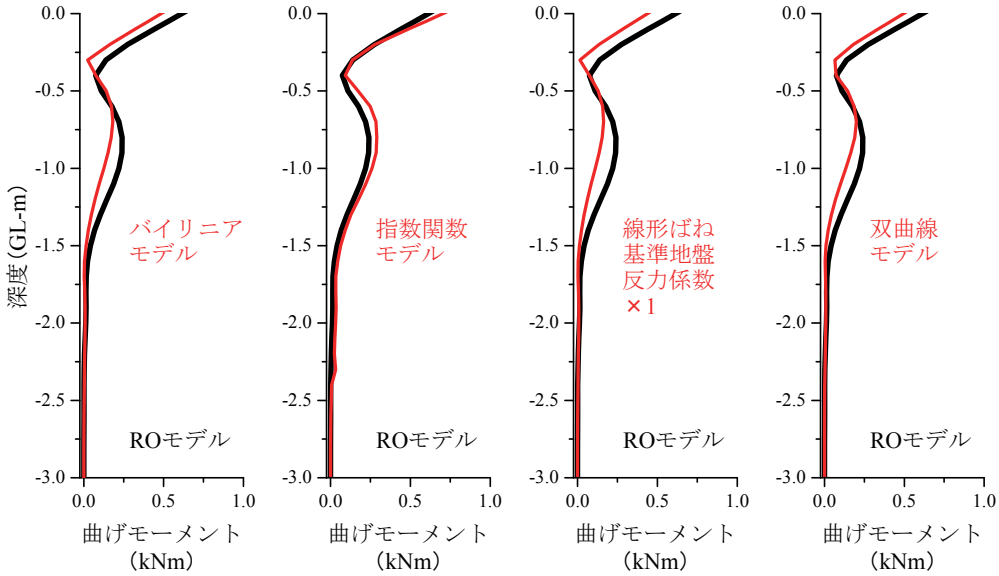


(b)　最大曲げモーメント分布

図 4- 39　地盤反力係数のモデルが慣性力単独作用時の応答に与える影響（その１）
（WN20gal 加振）

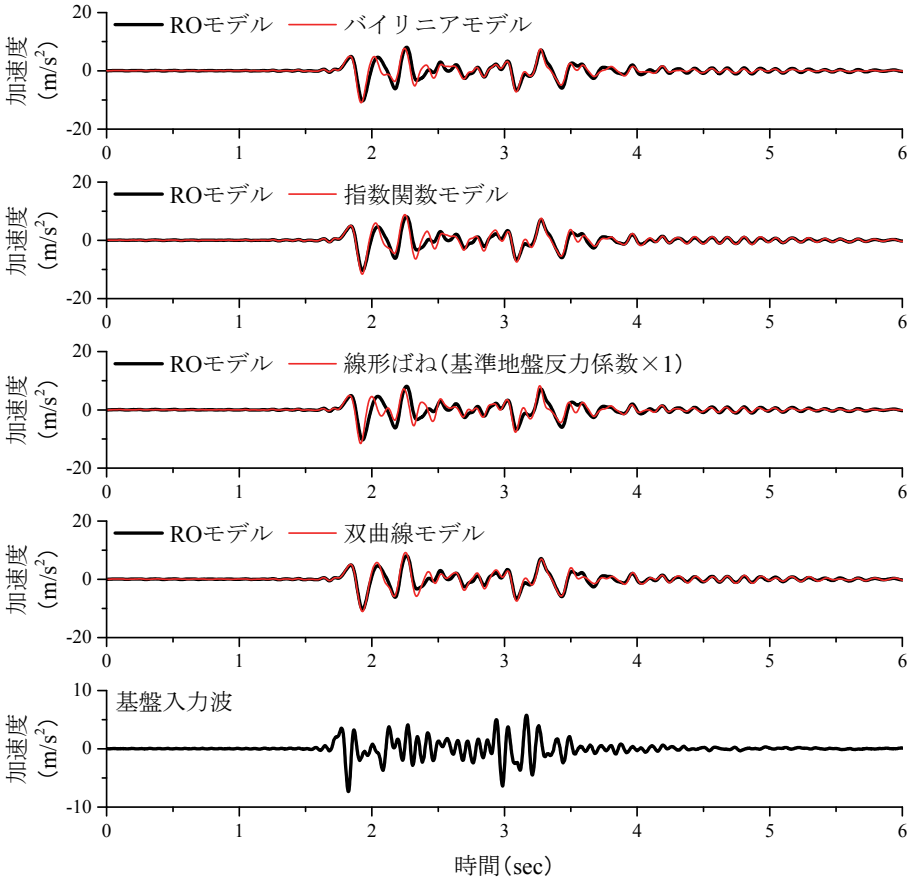


(a)　フーチングの時刻歴応答波形

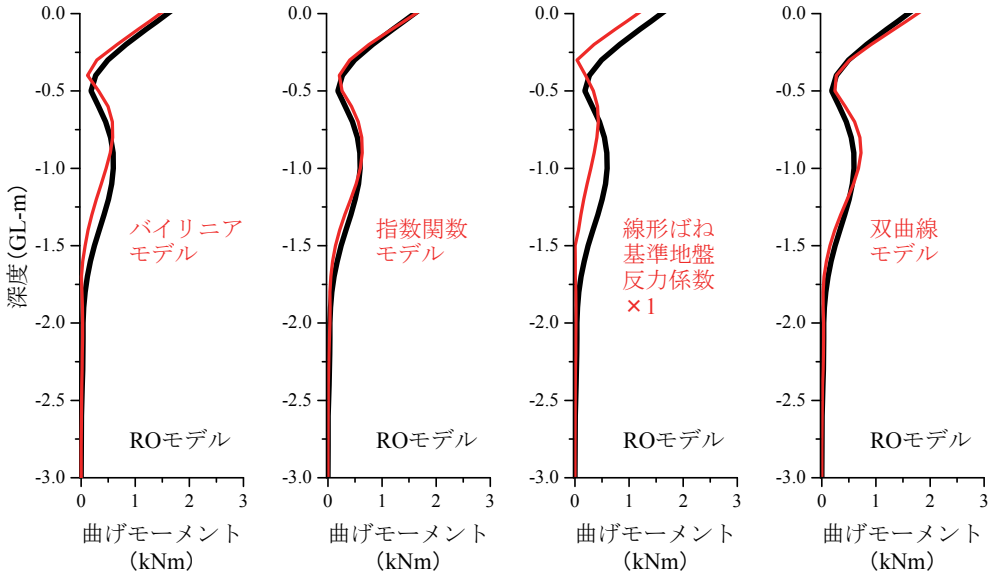


(b)　最大曲げモーメント分布

図 4- 39　地盤反力係数のモデルが慣性力単独作用時の応答に与える影響（その２）
（L1 地震動加振）

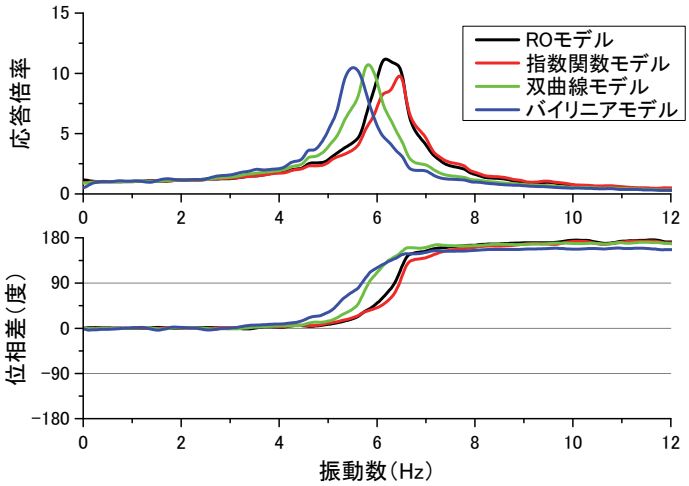


(a)　フーチングの時刻歴応答波形

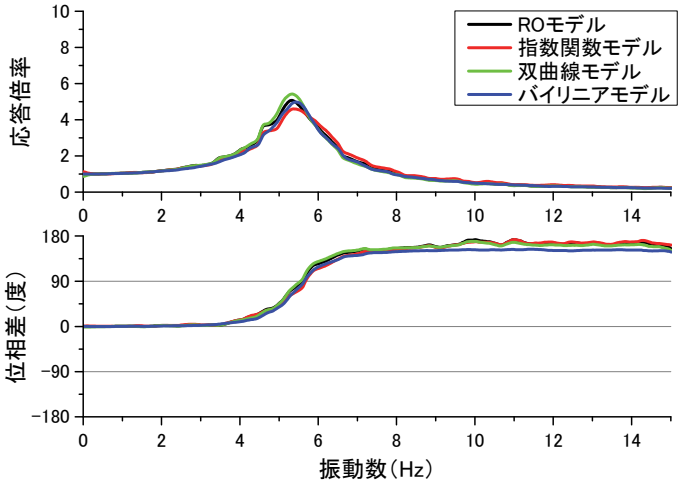


(b)　最大曲げモーメント分布

図 4- 39　地盤反力係数のモデルが慣性力単独作用時の応答に与える影響（その３）
（L2 地震動加振）



(a)　WN20gal 加振時



(b)　L1 地震動加振時

図 4- 40　各非線形モデルを用いた場合の高架橋模型の伝達関数

第４章の参考文献

4.1)　日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.270，2006.

4.2)　国土交通省監修, 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，p.37，2012.

4.3)　香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則，土木学会論文集，No.275，pp.69-76，1978.

4.4)　国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物，pp.211-212，1997.

4.5)　清水勝将，山田聖治，西岡英俊，高田啓一，和田昌敏，岸田慎司：鋼管群杭を用いた線路上空建築物の設計手法，鉄道総研報告，Vol.28，No.8，pp.35-40，2014.

4.6)　日本建築学会近畿支部基礎構造部会（兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会）：兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書，1996.

4.7)　西村昭彦：地盤変位を考慮した構造物の設計，基礎工，Vol.6，No.7，pp.48-56，1978.

4.8)　室野剛隆，王海波，西村昭彦，長谷川淳史：杭の地震時挙動に与える地盤振動と慣性力の影響に関する実験的考察, 第 25 回地震工学研究発表会論文集, pp.517-520, 1999.

4.9)　国土交通省監修, 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，p.37，2012.

4.10)　国土交通省監修, 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，p.47，2012.

4.11)　国土交通省監修, 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，p.82，2012.

4.12)　野上雄太，室野剛隆：S 字型履歴曲線を有する土の非線形モデルとそのパラメータの設定，第 30 回土木学会地震工学研究発表会，2009.

4.13)　川中徹人, 高橋祐治, 砂坂善雄, 高原秀夫：橋脚－基礎－地盤系の非線形応答解析　－杭の損傷が橋脚の地震応答に与える影響について－，第 3 回構造物の破壊仮定解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集，pp.213-218，2002.

4.14)　国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物，p.272，2012.

4.15)　国土交通省監修, 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，p.127，2012.

4.16)　日本道路協会：道路橋示方書（Ｖ耐震設計編）・同解説，p.126，2012.

第５章　斜杭・組杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価

5.1　概要

第４章では，ラーメン高架橋模型を対象に起振器実験ならびに水平載荷実験を実施し，直杭・組杭基礎における水平地盤反力係数の変位レベル依存性を評価した．また，水平相互作用ばねにROモデルを適用した一体解析モデルを構築することで，慣性力と地盤変位が同時に作用する場合の挙動についても高精度に再現できることが明らかとなった．

本章では，斜杭・組杭基礎（以降では単に「斜杭基礎」と呼ぶ）を対象に変位レベル依存性の評価を行うとともに，逆ロッキング動ならびに入力損失といった斜杭基礎特有の地震時挙動を対象に，多質点梁ばね解析による再現性について検証を行う．

はじめに，斜杭基礎について概説する．

第１章でも記述したが，杭基礎構造物は水平力に対して比較的脆弱な構造を有する．この問題の解決方法の一つとして，斜杭基礎が比較的古くから用いられてきた．斜杭の水平抵抗に関する既往の研究として，後藤ら[5.1), 5.2)]は斜杭基礎の模型実験ならびに現地実験を行い，杭頭に水平荷重が作用した場合に斜杭基礎は直杭基礎よりも大きな抵抗有することを示した．また，小松ら[5.3)]は数値解析を用いた検討を行っており，水平抵抗特性に加えて支持力の検討も行っている．鉄道構造物においては，清田ら[5.4)]の検討を基に耐震設計手法の提案まで行われており，水平抵抗の上昇ならびにこれに伴う短周期化による効果を非線形応答スペクトル法により考慮する設計手法を構築している．

斜杭基礎による制震効果として，上部工慣性力に対する水平抵抗の上昇以外に，逆ロッキング動および入力損失による制震効果の発揮が既往の研究により示唆されている．逆ロッキング動とは**図 5- 1** に示すように水平振動と逆向きの回転振動が生じる現象であり，斜杭基礎に地盤変位が作用する時に発生することが，数値解析や実験によって定性的に確認されている[例えば 5.5), 5.6)]．逆ロッキング動が生じるとカントの役割を果たすため，地震時における列車や車両の走行安全性が向上すると考えられるが，発生メカニズムや発生量の評価には至っていない．一方で，斜杭基礎の入力損失の効果については実構造物を対象にした数値解析による検討が行われており，直杭基礎よりも斜杭基礎の場合に入力損失が大きくなることが示されている[5.7)]が，実験的に測定された事例は筆者が知る限りない．

以上に示したように，斜杭の地震時挙動に関する定性的な評価や，様々な特性が構造物全体の応答にもたらす制震効果を包括的に検討した事例はあるものの[例えば 5.8), 5.9)]，各特性の効果を定量的に分析した事例はない．

そこで本章ではまず，斜杭ラーメン高架橋模型を対象に起振器による共振実験を行い，評価された水平地盤反力係数の変位レベル依存性を一般的な直杭・組杭基礎（以降では単に「直杭基礎」と呼ぶ）と比較した．そして，RO モデルを用いた梁ばね解析モデルにより振動実験の再現解析を行い，斜杭基礎特有の逆ロッキング動と入力損失が再現できることを確認した．さらに，この数値解析モデルを基にして数値実験を行い，斜杭基礎の逆ロッキング動ならびに入力損失がもたらす構造物全体への応答低減効果を定量的に分析した．

本章の構成を示す．5.2 節でははじめに斜杭ラーメン高架橋模型について説明し，5.3 節では斜杭基礎における水平地盤反力係数の評価結果を示す. 次に 5.4 節にて斜杭基礎特有の動的挙動を，模型振動実験結果を用いて説明し，数値解析による再現性を確認する．5.5 節では数値実験を行い，斜杭基礎の制振効果を定量的に評価した検討について説明する．

5.2　斜杭ラーメン高架橋模型の概要

図 5- 2 に斜杭ラーメン高架橋模型のプロトタイプを示す．上部工は**第４章**と同じ標準的な新幹線の複線ラーメン高架橋を対象としている．斜杭の角度は 5 度としており，この角度は杭が鉄道用地内に収まることを想定した最大の角度である．

図 5- 3 に斜杭ラーメン高架橋模型の概要を示す. フーチングより上の構造（フーチング，柱，上スラブ等）ならびに土槽や模型地盤の諸元については「**4.2.1　ラーメン高架橋模型**」にて説明したものと同一であるため，ここでは斜杭基礎の部分についてのみ説明する．

斜杭基礎の杭体は**第４章**の実験で用いた直杭基礎の杭模型を転用したため断面諸元は同一であり，一辺 50 mm，肉厚 2.3 mm の角型鋼管である．フーチングと杭の結合部にくさび型のスペーサを入れることで，斜杭の角度を 5 度にした．杭先端は直杭高架橋模型と同様にユニバーサルジョイントによりヒンジ構造としてせん断土槽底面に結合した．

5.3　共振実験による斜杭基礎模型の変位レベル依存性の評価

（１）共振実験の概要と結果

第４章で示した直杭高架橋模型と同様に，中型起振器を用いた共振実験により斜杭基礎における水平地盤反力係数の変位レベル依存性を評価した．斜杭高架橋模型天端に起振器を設置し，起振器の入力加速度振幅を 100gal，300gal，500gal，1000gal で加振したケースに

加え，せん断土槽底部に起振器を設置し 1000gal での加振を試みた．

図 5- 4 に実験で計測された入力・応答加速度の時刻歴波形を，**図 5- 5** に基盤入力加速度に対する上スラブ応答加速度の伝達関数を示す．伝達関数から位相差が 90 度となる振動数を固有振動数 f_n と判定した．**表 5- 1** に固有振動数 f_n と固有振動数における応答倍率 X_p-X_g を示す．

（２）地盤反力係数の同定

単杭基礎模型ならびに直杭基礎模型の場合と同様に，あらかじめ梁ばねモデルを用いた固有値解析により地盤反力係数 k_h と固有振動数 f_n の関係を算出しておき，共振実験から得られた固有振動数から地盤反力係数を同定し，共振時の応答倍率から杭頭変位量をそれぞれ算定した．

固有値解析に用いた斜杭の解析モデルについて説明する．**図 5- 6** に梁ばね解析モデルの概要を示す．基本的には「**4.3　実験結果と地盤反力係数の同定**」で説明した直杭ラーメン高架橋モデルと同じである．斜杭基礎を梁ばねモデルでモデル化するにあたり，実現象を考えれば，地盤抵抗を相互作用ばねでモデル化するには斜角の影響を適切に考慮する必要があると考える．具体的には，地盤ばね要素の設定方向（水平方向あるいは杭体軸直角方向）や基準地盤反力係数の値，非線形特性が，直杭と異なる可能性がある．しかしながら，斜杭基礎における相互作用ばねの詳細なモデル化に関してこれまでに検討された事例はない．また，本実験で用いた斜杭の角度は 5 度と比較的小さいことを勘案し，本章で用いる斜杭基礎の数値解析モデルでは，直杭基礎と同様に相互作用ばね要素を杭部材の各節点に対して水平および鉛直方向に接続することとした．

なお，水平地盤反力係数の深さ方向の分布形状は，**第４章**の直杭高架橋模型の解析モデルと同様に 0.5 乗増加とした．

（３）変位レベル依存性の評価と梁ばねモデルへの適用

図 5- 7 に実験から得られた正規化水平地盤反力係数 k_h/k_{hr}～正規化地表面杭体変位 $y_{(GL)}/y_r$ 関係を示す．今回の共振実験により求められた水平地盤反力係数の変位レベル依存性は，**第４章**にて評価した直杭・組杭基礎，そして**第３章**にて評価した直杭・単杭基礎の結果と概ね一致することが明らかとなった．

次に，**第３章**で提案した多質点系梁ばね解析モデルへの適用手法が斜杭基礎にも適用可能か確認するため，斜杭高架橋の共振実験を対象に再現解析を実施した．数値解析モデルは，杭の角度以外は **4.2.4** で示した直杭高架橋模型を対象とした解析モデルと同じであるため，詳細は省略する．

数値解析結果として，**図 5- 8** に時刻歴応答加速度波形を，**図 5- 9** に起振器入力加速度に対する上スラブ応答加速度の伝達関数を示すが，斜杭基礎についても慣性力に対する挙動を精度良く表現できることが確認された．

なお，今回検討の対象とした斜杭基礎はその角度が 5 度と比較的小さい値であり，これよりも斜杭の角度が大きくなった場合でも直杭基礎と同等の変位レベル依存性を有しているかは未解明である．そのため，本節の結論（直杭基礎と同等の評価・モデル化が適用可能）が適用できる斜杭の角度としては，今のところは 5 度以下となる．角度が大きくなると，杭との相互作用によって地表面付近に生じる地盤内応力が直杭基礎とは大きく異なるようになると考えられ，変位レベル依存性についても変化する可能性は否定できない．ただし，今回提案した共振実験ならびに水平載荷実験による地盤反力係数の評価手法を適用することは可能と考える．

5.4　斜杭基礎特有の地震時挙動と梁ばね解析モデルによる再現

5.4.1　はじめに

前節では慣性力の影響を受けた場合の斜杭基礎の挙動を，多質点系梁ばね解析モデルを用いた数値解析により高精度に再現できることが示された．一方で，斜杭基礎については地盤変位の作用により逆ロッキング動と入力損失が発生することが既往の研究により示されている [5.5),5.6),5.7)]．直杭基礎では地盤変位作用時の挙動についても，共振実験・水平載荷実験から同定された水平地盤反力係数を用いることで高精度に再現することができたが，斜杭基礎の逆ロッキング動や入力損失まで再現できるかどうかは未解明である．

そこで本節では，はじめにせん断土槽を用いた斜杭ラーメン高架橋模型の振動実験について概要・結果を示したのちに，斜杭基礎特有の動的挙動である逆ロッキング動と入力損失の再現を検証する．

5.4.2　振動実験の概要

表 5- 2 に実施した実験ケースを，**図 5- 10** に模型の概要を示す．直杭基礎である CaseN-1 および CaseN-2 は**第４章**での検討対象ケースであるが，後述の実験結果の考察にて斜杭基礎との比較を行うため参考として示す．直杭基礎の振動実験と同様に下部工のみの斜杭高架橋 CaseB-1 を L1 地震動 100gal まで加振した後に，上部工を設置し CaseB-2 に移行しており，模型地盤としては連続して実験を実施した．

振動実験における計測項目は**第４章**での直杭高架橋模型と同じであり，杭体ならびに柱のひずみ（114 枚），加速度計（35 台），変位計（9 台）を設置した．模型高架橋上スラブとせん断土槽にはターゲットを設置しており，高速度カメラを用いて撮影を行い，画像解析による変位計測も行っている．

表 5- 3，**表 5- 4** に各試験ケースで実施した加振条件（試番表）を示すが，これについて

も直杭基礎模型での振動実験（**表 4- 7**）と同一である．

5.4.3　振動実験結果

本項では，振動実験の結果について概説する．

（１）　地盤変位作用時の斜杭基礎の挙動

下部工のみのケース（CaseN-1，CaseB-1）を対象に行なった WN100gal 加振時の結果を比較することで，地盤変位が斜杭基礎に与える影響を考察する．なお，実際には杭頭をつなぐフーチング（鋼板）が存在するが質量が 25kg と相対的に小さいこと，また起振器を用いた共振実験から求められた構造物としての固有振動数は直杭基礎で 28.8Hz，斜杭基礎で 30.3Hz であり，構造物や地盤の固有振動数そして入力波形である WN の振動数帯域を大幅に上回っていることから，地盤変位による影響が支配的なケースと位置付けることが出来る．

ｉ）応答特性

図 5- 11 (a)にフーチング天端における応答加速度の時刻歴波形を示す. 前述のようにフーチング質量は相対的に小さいとみなせるため，このフーチング応答加速度は有効入力動に相当すると考えらえる．**図 5- 11 (b)**には，基盤入力波に対するフーチングならびに地表面動の伝達関数を示す．位相差スペクトルの値が 90 度となる振動数を固有振動数と判定すると地盤の固有振動数は CaseN-1，CaseB-1 ともに 7.1 Hz となっており，模型地盤作成の影響による有意な差はないことが確認された．

図 5- 12 には地表面動に対するフーチングの水平加速度のフーリエ振幅比（すなわち水平成分の有効入力係数）を，直杭基礎と斜杭基礎について示す．直杭では周波数が 15 Hz までフーリエ振幅比が 1.0 であり，明確な入力損失は見られない．一方斜杭のケースでは，低振動数では 1.0 であるが振動数の増加に伴い低下し，15 Hz では約 0.75 まで低下している．これは斜杭基礎の方が水平荷重に対する構造的な剛性が高いためであり，直杭よりも斜杭の入力損失の方が大きくなる傾向は実構造物を想定した数値解析による検討で確認されていたが [5.10)]，実験的に確認されたのは初めてとなる．

ⅱ）回転挙動

図 5- 13 にフーチング水平変位最大時（t =11.726 秒）の杭体ひずみ分布を，**図 5- 14** に杭体及び地盤の変形図を示す．ここで，フーチングおよび地盤の変位については加速度計の値を積分し，杭体の変形についてはひずみゲージの値を積み上げることで算出した．曲げひずみ分布をみると，地表面付近の浅い位置で斜杭の曲げひずみの方が直杭よりも大きくなっているものの分布形状は類似しており，既往の研究結果とも定性的に一致している．軸ひずみについて 2 μ 程度と値そのものが非常に小さく，直杭・斜杭どちらのケースにおい

ても地盤変位による有意な軸力の発生はないと考える．一方変形図を見ると，全体的にはともに地盤変形に追従するような変形となっているものの，直杭基礎ではフーチングに回転がほとんど生じていないのに対し，斜杭基礎では明確な逆ロッキング動が生じているのがわかる．

次に，フーチングのロッキング動（すなわち有効入力動の回転成分）の周波数特性を見るため，フーチングの水平加速度に対する回転加速度の伝達関数を求めた（**図 5- 15**）．**図 5- 1** で示した座標軸の設定により，位相差スペクトルにおいて位相差が 0 度（同位相）の時に逆ロッキング動が，±180 度（逆位相）の時に正ロッキング動が生じていることとなる．位相差スペクトルを見ると，斜杭基礎では 15Hz までのすべての周波数において逆ロッキング動が生じているのに対し，直杭基礎では低振動数において逆ロッキング，高振動数において正ロッキング動が生じている．ただし，フーリエ振幅スペクトルや**図 5- 11 (a)**の時刻歴波形を見ると直杭ではそもそも回転応答自体が小さいことから，地盤変位の作用による回転挙動の発生はほとんどないと評価するのが妥当と考える．

最後に，斜杭基礎におけるフーチング回転角発生量について考察を行う．**図 5- 16** に，基盤からの地表面変位量（地盤のせん断変形に起因した地表面変位量）に対するフーチング回転角の伝達関数を示す．位相差は 0 度であり，またフーリエ振幅比スペクトルは振動数によらず一定の比率が存在していることから，地盤変位（せん断変形）によって逆ロッキング動が発生し，その回転角は地盤の変形量と線形関係にあることが明らかになった．

逆ロッキング動の発生メカニズムについて，斜杭基礎の幾何学形状の観点から，追加の考察を行う．

図 5- 13 に示した結果から，5 度の斜杭角度では地盤変位の作用により発生する杭体ひずみに大きな違いはないことが明らかになった．曲げモーメントが概ね等しいことは，杭軸直角方向に発生するたわみ形状も同等となることを意味する．直杭基礎の場合には，杭軸直角方向のたわみはフーチングの回転に寄与せず，回転に影響を与えるのは杭の押込み・引抜き量ならびに杭体圧縮であるが，実験結果（**図 5− 13**）から軸力はほとんど発生していないため，杭先端が実験のようにヒンジ固定に近い条件では，大きな回転動は発生しないと考えられる．一方で，斜杭基礎の場合には杭の軸直角方向に出たたわみは，杭がハの字型となっているため全体座標系に変換すると，載荷方向に対し前方の杭では隆起方向（鉛直上向き）の変位となり後方の杭では沈下方向（鉛直下向き）の変位となる（**図 5- 17**）．そのため，斜杭基礎の場合のみ地盤変位の影響によりフーチングに回転挙動が生じ，その挙動は逆ロッキング動になると推測される．

推測の検証として，実験結果から得られたフーチング回転角と地盤変位の比率について追加検討を行う．杭の発生軸力をゼロと仮定すると，**図 5- 17** に示すように幾何学形状から斜杭における杭頭位置での鉛直変位量δ_{fv}は式(5-1)で算出できる．

$$\delta_{fv} = \delta_{fh} \cdot tan\theta_p \tag{5-1}$$

ここで，δ_{fh}：フーチングの水平変位，θ_p：斜杭の角度である．ここから，フーチングの回転量 θ_fは式(5-2)で算出できる．

$$\theta_f = 2 \cdot \delta_{fv}/d = 2 \cdot \delta_{fh} \cdot tan\theta_p/d \tag{5-2}$$

d：杭間隔（m）である．さらに，入力損失がゼロと仮定すると，$\delta_{fh}= \delta_g$（δ_g：地表面における基盤からの相対地盤変位量）となるため，地表面変位量とフーチング回転角の関係は式(5-3)で表される．

$$\theta_f/\delta_g = 2 \cdot tan\theta_p/d \tag{5-3}$$

本実験では，杭間隔 d=0.5(m)，斜杭の角度 θ_p=5 (度)であるため，フーチング回転角と地表面変位の比率はθ_f / δ_g= 2・tan 5 / 0.5 ≒ 0.35 となる．**図 5- 16** に示した実験結果と比較するとおおむね一致していることから，斜杭基礎の逆ロッキング動は地盤変位の作用により発生し，その回転角と地盤変位量の比率は基礎の幾何学形状から説明できることが明らかになった．

（２）慣性力と地盤変位組合せ作用時の斜杭基礎の挙動

前節では地盤変位が斜杭基礎に与える影響について検討を行ったが，本節では CaseN-2, CaseB-2 の実験結果を比較することで慣性力と地盤変位が組合わさって作用する時の斜杭基礎の挙動に関して考察を行う．

ｉ）応答特性

図 5- 18 に WN100gal ならびに L1 地震動基盤入力時の上スラブ応答加速度の時刻歴波形を示す．また，**図 5- 19** に WN100gal 基盤入力時の基盤入力加速度に対する上スラブ，フーチングならびに地表面での応答加速度の伝達関数を示す．なお，基盤入力波は土槽下端に設置した加速度計の値としている．構造物の固有振動数は直杭で 5.1 Hz，斜杭で 5.8 Hz と判定でき，杭を斜杭化することで構造物全体の剛性が増加していることが確認できる．一方で，上スラブでの応答加速度の振幅値を見ると，L1 地震動加振では斜杭の方が小さいのに対し，WN100gal 加振時では斜杭の方が大きい．**図 5- 19** の WN100gal 加振時の伝達関数を見ても，構造物の固有振動数付近において斜杭の応答倍率の方が高い．このことは，直杭基礎と斜杭基礎の減衰特性が異なることを意味する．この減衰特性に関する検討は **5.5.2 (3)**にて数値解析を交えて検討・考察を行う．

なお，直杭と斜杭で地盤の挙動が異なり，地盤の挙動に構造物の振動特性が影響している．これは，せん断土槽内の地盤の質量が有限であり，基礎と地盤の間に相互作用が働いた結果であると考える．

ⅱ）回転挙動

WN100gal 加振時の上スラブならびにフーチングにおける，水平加速度に対する回転角加速度の位相差スペクトルを**図 5- 20** に示す．また，このスペクトルから判別される各振動数領域における定性的なロッキング挙動を**表 5- 5** にまとめた．正弦波 100gal 加振に計測された高架橋模型の変形挙動（**図 5- 21**，**表 5- 6**）を踏まえ，ロッキング動の振動数依存性を以下のように考察した．

ⅰ）低振動数領域：～5 Hz

構造物および地盤の固有振動数より低振動領域においては，構造物の応答増幅が少なく地盤変位の影響が相対的に大きくなる．そのため，下部工によるロッキング動が高架橋全体の挙動にも影響し，直杭では正ロッキング動，斜杭では逆ロッキング動となる．

ⅱ）中振動数領域：5～8 Hz

構造物の固有振動数に近い振動数領域では，構造物の応答増幅が大きくなるため，上部工のロッキング動が支配的となる．そのため，直杭，斜杭ともに正ロッキング動となる．

ⅲ）高振動数領域：8 Hz～

高振動数では，直杭・斜杭ともに上スラブとフーチングが逆位相の水平変位を発生するようになり，構造物全体としては”く”の字型の変形となる．そのため，下部工の形式にかかわらず上スラブは正ロッキング動，フーチングは逆ロッキング動となる．

以上をまとめると，基礎のみの場合には，斜杭基礎では全振動数領域において逆ロッキング動が生じたのに対し，斜杭高架橋全体系の場合には，地盤変位と上部工の慣性力の影響が組み合わさることでロッキング挙動が振動数依存性を有するようになることが明らかになった．

5.4.4　再現解析モデル

斜杭高架橋模型の振動実験を対象とした再現解析モデルの概要を**図 5- 22** に示す．基本としては**第 4 章**の直杭高架橋模型の振動実験を対象とした再現解析で用いた一体解析モデルと同じである．部材の諸元や相互作用ばねの特性，自由地盤モデルや，レーリー減衰，解析時間等の設定は，**4.5.3** を参照されたい．斜杭基礎の部材配置，そして相互作用ばねの設置方向については **5.4** で実施した共振実験の再現解析モデルと同一である．

5.4.5　再現解析結果

解析モデルの妥当性の確認として，CaseB-1（斜杭基礎のみ），CaseB-2（斜杭基礎＋線形上部工）の WN100gal の再現解析結果を**図 5- 23**，**図 5- 24** に示す．ここでは各箇所に上スラブ，フーチング地表面における応答加速度あるいは応答変位の時刻歴波形を示しているが，どちらのケースについても実験結果を非常に精度よく再現されている．特に CaseB-1

のフーチングの回転動を見ても，斜杭基礎特有の挙動である逆ロッキング動を精度よく再現することが出来ている. さらには, 有効入力動についても高い再現性を得ている（図 5- 25）.

以上の結果から，一体解析モデルの水平相互作用ばねに幅広い変位レベル依存性をモデル化した RO モデルを適用することで, 斜杭基礎の挙動を再現できることが明らかとなった.

5.5　数値解析を交えた斜杭基礎の応答特性の評価

5.5.1　はじめに

前節で示した模型振動実験の結果ならびに既往の研究結果から，斜杭基礎が構造物全体の応答に与える影響は図 5- 26 に示すように，以下の 5 つに分類されると推測される.

[1]（静的な）水平剛性の増加

[2] 構造物の短周期化

[3] 減衰特性の変化

[4] 逆ロッキング動の発生（有効入力動の回転成分）

[5] 入力損失（有効入力の水平成分）

本検討で実施した模型振動実験では，直杭と斜杭の固有振動数が異なるため，上記[1]～[5]すべての効果が発揮されており，各影響を分解するのは非常に困難である．仮に直杭と斜杭で構造物の固有振動数を一致させた実験ができれば[3]～[5]の影響が発生することとなる．また，[4] 逆ロッキング動ならびに[5] 入力損失は地盤変位に起因して発生するため，本検討で行った高架橋模型ならびに基礎のみの模型を対象として，剛体土槽を用いたケース（慣性力のみ作用）とせん断土槽を用いたケース（慣性力と地盤変位作用）の実験を行い比較することで評価することが可能である.

しかしながら，現実的には模型実験において斜杭基礎と直杭基礎の固有振動数を完全に一致させることは非常に困難であるし，各ケースに対して全く同様の加振を行うことは振動試験装置の加振能力としても非常に困難である．そのため，斜杭基礎の効果を定量評価するためには数値解析を用いた検討が必要不可欠ではあるが，用いる数値解析モデルの再現精度が高くなければ，十分な検討とはならない.

そこで本節では，実験条件を補完するために数値実験を実施し，斜杭基礎の制震効果を項目ごとに定量評価することを試みる.

5.5.2　上部工線形時における斜杭の制震効果の定量評価

（１）逆ロッキング動および入力損失が構造物全体にもたらす応答低減効果

5.5.1 で示したように，模型振動実験では剛体土槽を用いた慣性力のみが作用するケース

を実施していないため，図 5- 27 に示す単一入力モデル[5.11)]を用いた数値解析を行った．(a)のモデルは土柱モデルの変位境界条件を固定とすることで，剛体土槽内部での構造物の挙動を表すことができる．ただし．このモデルの基盤に基盤地震動を入力すると，地盤による地震動の応答の効果が反されない．そこで，あらかじめ図 5- 27 (b)に示すようなフーチング部の質量をゼロとした基礎部のモデルを作成し，基盤地震動を入力することで算出される基礎部水平応答加速度（有効入力動の水平成分）を図 5- 27 (a)のモデルに入力することで，地盤による地震動の増幅ならびに入力損失の影響を評価することができる．この単一入力モデルと多点入力モデルでの応答を比較することで，地盤変位の影響により斜杭基礎にもたらされる制震効果（逆ロッキング動＋入力損）を定量評価した．また，(a)のモデルに地表面動を入力し，有効入力動を入力した場合と比較することで，入力損失の影響を評価した．

単一入力モデルならびに多点入力モデルで算出された L1 地震動基盤入力時の上スラブ水平応答加速度の時刻歴波形を図 5- 28 に示す．直杭の場合には，すべての解析モデルで有意な差はない．このことは，ロッキング動ならびに入力損失は発生していないことを意味しており，実験結果（図 5- 12，図 5- 15）とも一致する．一方斜杭の場合には，単一入力モデルにおける地表面地震動と有効入力動の水平成分入力時で上スラブの応答にわずかに差があり，多点入力モデルでの結果は応答が大きく低減されていることがわかる．このことは，入力損失により若干の応答低減効果が，逆ロッキング動により大きな制震効果が発揮されていることを意味する．周波数別の低減効果を見るために，図 5- 29 には地表面地震動を入力した単一入力モデルの結果を基準としたときのフーリエ振幅比を示す．入力損失ならびに逆ロッキング動による制震効果は 15 Hz まで振動数において応答が低減していること，また逆ロッキング動による効果は入力損失のそれよりも大きいことが明らかになった．

（２）逆ロッキング動による応答低減効果の簡易評価手法

単一入力モデルを用いた数値実験により，入力損失と逆ロッキング動による制震効果を分離することができた．ここでは，逆ロッキング動による構造物の応答低減効果を簡易的に評価する方法の検討を目的として，見かけの有効入力動の適用を検討した．見かけの有効入力動とは，高野ら[5.12)]が 1 自由度モデルにおいて逆ロッキング動による構造物への影響評価モデルとして提案したものであり，式(5-4)に示される．見かけの有効入力動の概念図を図 5- 30 に示す．

$$\ddot{u}_{eff} = \ddot{u}_{eff} - L\ddot{\theta}_{eff} \tag{5-4}$$

ここで，u_{eff}は構造物に対する有効入力動の水平成分（m），θ_{eff}は回転成分（rad），L は構造物の高さ（m）である．すなわち，逆ロッキング動により慣性力作用位置に働く低減効果 $L \cdot \theta_{eff}$を，入力地震動からからあらかじめ減じた形となっている．この手法は 1 自由度系の

振動モデルを対象として提案されたが，本検討で用いた高架橋模型のようにトップヘビーな構造形式の場合には多自由度系に対しても適用可能であると考えた．

検証のため，CaseB-2 を対象に多点入力モデルと見かけの有効入力動を用いた単一入力モデルによる解析を行い，時刻歴応答波形の比較を行った．結果を**図 5- 31** に示すが，結果は完全に一致していることから，多自由度モデルについても見かけの有効入力動を用いた単一入力モデルで評価できること，また同時に斜杭による応答低減効果は逆ロッキング動と入力損失の効果として評価できることが，改めて確認された．

（３）数値実験による直杭基礎と斜杭基礎の動的応答特性の比較

高架橋基礎を斜杭にすることによる効果を直接的に評価するため，直杭と斜杭の固有振動数を一致させた条件で解析を行い，結果を比較した．固有振動数を一致させる方法としては上部工の質量を調整することや，柱や杭の剛性を調整することが考えらえる．今回は斜杭の肉厚を減じることで L1 地震動入力時の構造物の卓越振動数を直杭と一致させた．**図 5- 32** に解析から得られた上スラブ応答水平加速度の時刻歴波形を示すが，最大振幅値で比較すると，斜杭の方が大きい値となっている．振動数別の応答特性を比較するため**図 5- 33** には応答加速度の伝達関数およびフーリエ振幅比（斜杭/直杭）を示す．全体的な傾向としては高振動数になるにつれて応答が減少しているが，構造物の固有振動数である 5.8 Hz 付近で斜杭の方が直杭よりも応答している．この傾向は**図 5- 19** で示した CaseN-2，B-2 の実験結果とも一致している．

直杭と斜杭のケースで固有振動数は概ね一致した条件での解析であることから，この現象は減衰特性の違いから生じていると考えられる．詳細に考察するため，**図 5- 34** に上スラブ最大変位時の変形モード図および水平相互作用ばねの履歴を示す．上スラブ位置での変位量は直杭で 5.0 mm，斜杭で 4.9 mm でありそれほど差がない．一方，杭頭位置での水平変位量は直杭で 2.0 mm，斜杭で 1.5 mm と斜杭の方が小さいことがわかる．これは，基礎の水平抵抗としては斜杭の方が大きいためである．一方で，構造物全体の固有振動数を一致させるために杭体の断面剛性を低減しているので杭の曲率が大きく，これに伴って上部工の回転量が大きい変形モードとなっている．また，**図 5- 34** に示す水平相互作用ばねの履歴を見ても，斜杭の方が杭の水平変位が小さいことから水平相互作用ばねに発生する変位量も小さくなっており，水平相互作用ばねの履歴減衰の発生量が小さくなっていることも意味している．このことから，斜杭基礎の全体減衰は直杭よりも小さくなるため，特に構造物の振動が大きくなる固有振動数付近にて直杭よりも天端の応答加速度が大きくなったと考えられる．確認のため相互作用ばねを等価線形ばねとした解析モデル（すなわち相互作用ばねによる履歴減衰は直杭・斜杭ともにゼロとなり，相互作用による減衰特性が同等のモデル）を行ったところ，構造物の固有振動数付近での増幅は見られず，時刻歴波形からも斜杭による低減効果は明確である（**図 5- 35**）．

以上の結果により，直杭基礎と斜杭基礎の高架構造物では，構造物の固有振動数が同じ

場合でもモード形状が異なるため，地盤との相互作用の履歴減衰の差に起因した応答特性の変化が発生することが明らかとなった．

5.5.3　柱端部塑性化時の斜杭の制震効果の定量評価

前項までは，部材線形時について斜杭基礎がもたらす応答低減効果について検討を行ってきた．しかしながら通常のラーメン高架橋は，大地震時には柱端部の塑性化によるエネルギー吸収を期待した構造となっている．そのため，レベル 2 地震動に対しても斜杭基礎による応答低減効果を期待するためには，柱端部に塑性化が生じた場合でも効果が発揮されるか検討する必要がある．そこで，柱端部の塑性化を模擬した模型振動実験を行い，数値解析を加えることで応答低減効果の定量評価を行う．

（１）模型振動実験の概要

柱端部の塑性化を模擬した模型振動実験の概要を**図 5- 36** に示す. CaseN-2 および CaseB-2 の柱の上下端に塑性ヒンジ模型（**図 5- 37**）を追加で設置した実験条件となっている．塑性ヒンジ部は，水平震度 0.6 程度で降伏するように事前に設計を行い，部材の曲げ試験により変形性能を確認した．**図 5- 38** に曲げ試験から得られた M-φ 関係を示す．曲げ試験ならびに後述する振動実験において，塑性ヒンジ模型の上下鋼板に取り付けたパイ型変位計から塑性ヒンジ部の曲率 φ を算出している（**図 5- 39**）.

CaseN-3，CaseB-3 の試番表を**表 5- 7** に示す．L1 地震動，L2 地震動波形の加速度振幅を漸増させたステップ加振を行い，塑性ヒンジ部の変化を見るため随時 WN50gal 加振を行った．

（２）振動実験結果の概要

柱塑性時の動的応答特性に関する検討として, L2 地震動 950gal 加振時について考察する．

図 5- 40，**図 5- 41** にそれぞれ L1 地震動 150gal，L2 地震動 950gal 加振時の応答加速度・変位の時刻歴波形を示す. CaseN-3, CaseB-3 で計測された基盤入力波は概ね一致しており，入力条件としては同等であると考える．L2 地震動加振時の上スラブの応答をみると，最大応答加速度は直杭と斜杭で 5%程度の差に収まっているのに対し，最大応答変位で比較すると直杭で 63.9mm，斜杭で 39.8mm と斜杭の方が明らかに小さい値となっている．構造物の固有振動数や地盤の状態，加振履歴により塑性ヒンジ部の損傷の累積に差があるため定量的な判断は難しいものの，定性的には斜杭の効果により水平変位量が抑制されたと判断できる．また**図 5- 42** に L2 地震動加振時における上スラブ水平変位最大応答時における杭体断面力図（杭 4 本の平均値）を示す．軸力に関しては分布形状に大きな差はないものの直杭の方が約 5%大きくなっている．一方曲げモーメント分布図で比較すると，斜杭基礎では杭頭部付近での値が大きくなっており，さらにより深い位置まで大きな値が発生している．

田蔵ら[5.6]や Giannakou *et al.*[5.9]は地盤変位の作用に対しては直杭基礎よりも斜杭基礎の方が大きな断面力が発生することを示しており，本実験においても上部工が塑性化することにより上部工慣性力の影響が抑えられたことから，相対的に地盤変位の影響が大きな実験条件となり，斜杭に大きな曲げモーメントが発生したと考える．

図 5- 43 に柱端部における加振中の *M-φ* 関係を示す．参考として試番 16（L2 地震動 950gal 加振）以外についてもいくつか計測結果を示している．試番 16 において，曲げモーメントが曲げ試験から得られた最大値に達していることが確認でき，また計測箇所においてばらつきはあるものの，骨格曲線に概ね沿った挙動となっている．柱の上下端で原点対称の履歴を示していることから，ラーメン構造特有の変形挙動になっている．また直杭基礎と斜杭基礎で比較すると，いずれの試番についても斜杭基礎の方が発生する曲率が小さくなっており，柱端部の損傷程度についても抑制されていることが確認された．

次にロッキング動について考察する．**図 5- 44** に L2 地震動 950gal 加振で計測された上スラブおよびフーチングでの水平変位と回転角の関係を示す．**図 5- 39** に示した座標系の設定から，第 1，3 象限が逆ロッキング動，第 2，4 象限が正ロッキング動となる．**図 5- 45** には上スラブ水平変位最大時の変形図を示す．杭体の変形量についてはひずみゲージの値から，上スラブ，柱ならびに地盤の変形量については画像解析から，フーチングについては変位計の値を用いている．上スラブにおける水平変位と回転角の関係を見ると，直杭の場合には正ロッキング動となっているのに対し，斜杭基礎の場合には全ての加振時ではないものの，特に最大水平変位時には逆ロッキング動となっている．この逆ロッキング動により，上スラブの応答加速度および水平変位の発生が抑制されたと推測する．

（３）解析モデルの構築と検証

模型振動実験では斜杭基礎の応答抑制効果が定性的には確認されたが，直杭と斜杭の試験ケースにおいて構造物の固有振動数や，地盤の状態が異なるため，実験のみでは定量的な評価には至らない．そこで上部工線形時と同様に数値解析を交えた検討を行う．

はじめに，前項の上部工線形時の評価と同様に解析モデルの構築を行い，再現解析により妥当性の検証を行う．この後に，数値実験による補完により柱端部塑性化時の斜杭の制震効果を評価する．

本節で用いる数値解析モデルは，上部工線形の時と基本的には同じであるため，追加で設定した塑性ヒンジ部のモデル化について説明する．柱端部の *M-φ* 関係については，曲げ試験結果を基にトリリニア型のモデルを採用した（**図 5- 38**）．ただし実験の L2 地震動 950gal 加振時における塑性ヒンジ部の挙動をみると，それまでの加振ですでに損傷を受けており，*M-φ* 関係の履歴曲線は静的載荷試験から得られた骨格曲線と比較するとやや軟化している（**図 5- 43**）．そのため，解析モデルの妥当性の検証として行う再現解析では，直杭（CaseN-3），斜杭（CaseB-3）それぞれの加振で計測された *M-φ* 関係を基に骨格曲線を設定し，履歴則として Masing 則を用いてモデル化した．

再現解析結果として，加速度および変位の時刻歴波形ならびに柱端部の M-φ 関係を**図 5-46**，**図 5- 47** に示す．なおこの図で実験結果として示している M-φ 関係は，計測した 4 か所の平均値である．また，杭体断面力分布の比較結果を**図 5- 48** に示す．杭体断面力は，各杭の同一深度において計測された断面力の中から最大値を拾ってきている．直杭・斜杭のケースともに，実験結果を概ね再現できており，本解析に適用した数値解析モデルの妥当性が確認されたと考える．ただし，詳細にみると応答変位と M-φ 関係については，加速度ほど再現性が高くない．この理由としては，実験では特に損傷の高い直杭のケースで塑性ヒンジ部の M-φ 関係の骨格曲線が，正負非対称となっているのに対し，数値解析においては正負対象のトリリニアでモデル化したためと推測される．

（４）数値実験による柱端部塑性化時の直杭基礎と斜杭基礎の応答特性の比較

5.3.3 (2)で示した実験結果では，直杭と斜杭の試験ケースにおいて構造物の固有振動数や，地盤の状態に差が見られた．また，ステップ加振を行ったために加振履歴がヒンジ部の塑性化程度に影響しており，L2 地震動加振（試番 16）における M-φ 関係の骨格曲線も一致していないことが確認されている．以上から，L2 地震動に対する斜杭の効果を，直杭と斜杭の実験結果の純粋な比較によって評価することはできなかった．そこで上部工線形時（5.5.2）と同様に数値実験として，直杭と斜杭について以下の条件を揃えた解析を実施し，比較を行った．

[1] 基盤入力地震動
[2] 自由地盤ばねの特性
[3] 相互作用ばねの特性
[4] 構造物の固有振動数
[5] 塑性ヒンジ部の曲げ変形特性

[1]の基盤入力地震動および[2]・[3]の自由地盤ばね・相互作用ばねの特性は，直杭の再現解析において適用した条件に揃えた．[5]の塑性ヒンジ部の曲げ変形特性は，に示す部材試験から得られたトリリニア型の骨格曲線（繰返し回数 3 回目）を適用し，履歴モデルとしては RC 部材の履歴則として一般的に用いられる修正武田モデルで統一した．[4]の構造物の固有振動数については，単一入力モデル（**図 5- 27 (a)**）に L2 地震動基盤入力時の地表面地震動を入力し，直杭の杭体断面剛性を増加させることで卓越振動数が一致するようにパラメトリックスタディを実施した．結果として，直杭の杭体断面剛性を 3 倍に増加した場合に，直杭と斜杭の卓越振動数が一致した．参考として，このときの上スラブにおける応答加速度と変位の時刻歴波形を**図 5- 49**，**図 5- 50** に示す．部材線形の場合は，卓越振動数は一致しているものの，応答加速度・変位の振幅としては斜杭の方が大きくなっている．これは 5.5.2（３）で示したように，直杭基礎よりも斜杭基礎の水平抵抗の方が大きいため基礎の水平変位量が小さくなり，結果として相互作用ばねによる履歴減衰が小さくなるためである（**図 5- 34**）．一方，部材の非線形性を考慮した場合には応答に差が見られない．柱

端部が塑性化した場合には，構造物全体の減衰特性に対して塑性ヒンジ部の履歴減衰が占める割合が大きく，相互作用ばねによる履歴減衰の差が全体応答には現れなくなったことが原因と推測される．

以上のように[1]～[5]の条件を一致させた状態で多点入力解析を行い，L2 地震動作用時における直杭と斜杭の応答を直接的に比較した．

直杭基礎と斜杭基礎を比較した結果として，**図 5- 51** に時刻歴応答波形を，**図 5- 52** に塑性ヒンジ部の M-φ 関係を示す．地盤条件および構造物の固有周振動数が等しい条件において直杭と斜杭基礎のラーメン高架橋の挙動を比較すると，斜杭高架橋のほうが最大水平応答変位や柱端部の損傷度が抑制されることが確認された．一方，**図 5- 32** で示したように，部材線形となる L1 地震時の検討においては，斜杭基礎を有する方が構造物全体の減衰が小さくなるため，応答低減効果が現れなかった．このことから，L2 地震時に柱端部が塑性化した場合には，構造物全体としての減衰特性の差が小さくなることが影響して，斜杭による逆ロッキング動と入力損失による応答低減効果は部材線形の場合よりも発揮されやすくなると考える．

（５）見かけの有効入力道を用いた応答抑制効果の評価

見かけの有効入力動による斜杭の応答抑制効果の評価の適用性を検証するために，単一入力モデルに対して地表面動，有効入力動ならびに見かけの有効入力動を基盤入力させた解析を行い，多点入力モデルとの比較を行った．

解析結果として，上スラブの応答加速度・変位と塑性ヒンジ部の曲率 ϕ の時刻歴波形，ならびに単一入力モデルに作用させた地震動を**図 5- 53**，**図 5- 54** に示す．直杭では全ての入力ケースで解析結果が一致しており，入力損失ならびに逆ロッキング動による応答抑制効果は発揮されていない．一方，斜杭のケースでは，逆ロッキング動と入力損失による効果が確認されるが，逆ロッキング動による効果の方が大きいことがわかる．また，見かけの有効入力動を用いた単一入力モデルと多点入力モデルの解析結果が一致することから，見かけの有効入力動によって斜杭の応答抑制効果を評価可能であることが確認された．なお，以上の傾向は上部工線形時の結果と一致している．

（６）柱の降伏震度による応答低減率の変化

逆ロッキング動および入力損失は，基礎と地盤の動的相互作用により生じるものであり，上部工の影響は受けない．しかしながら，構造物の降伏震度が変化すると構造物の振動特性が変化するため，逆ロッキング動と上部工の挙動の位相差から，斜杭基礎による応答低減効果が定量的に変化する可能性はある．そこで，柱端部の降伏曲げモーメントを変化させることで上部工の降伏震度を変化させた単一入力モデルに対して，地表面地震動，有効入力動ならびに見かけの有効入力動を用いたパラメトリックスタディを行うことで，応答抑制効果の変化を検討した．

その結果として，各降伏震度における上スラブの最大水平変位量と柱端部の最大曲率を図 5- 55 に示す．入力損失ならびに逆ロッキング動による応答低減効果は，構造物の降伏震度によらず，概ね一定であることが確認された．

5.6　まとめ

本章の検討で得られた知見を以下に示す．

1）角度 5 度の斜杭・組杭基礎における水平地盤反力係数の変位レベル依存性は，直杭基礎と概ね同等であることが模型実験結果から示された．

2）評価された水平地盤反力係数を多質点系梁ばね解析モデルに組込むことで，上部工慣性力に対する挙動を再現できることが出来た．

3) 斜杭高架橋に慣性力と地盤変位が同時に作用する場合の挙動についても，一体解析モデルを用いることで再現できることが明らかになった．特に，斜杭基礎特有の動的挙動である逆ロッキング動および入力損失の効果についても，提案する地盤反力係数評価モデルを用いることで高精度に再現可能である．

4）数値解析を交えた分析を行うことで，斜杭基礎の制振効果が構造物全体の応答に与える影響について，定量的に区分することができた．また，大地震時に上部工に塑性化が生じた場合に制震効果についても定量的に評価した．特に，斜杭高架橋と直杭高架橋の減衰特性が異なる分析については，水平地盤反力係数の高精度モデルによるものが大きいと考える．

本検討は，一般的な鉄道ラーメン高架橋に斜杭基礎を適用した場合を想定し，角度 5 度の斜杭基礎に関して実験的・数値解析的検討を行った．その結果，水平地盤反力係数は直杭の場合と比較しても有意な差はなく，多質点系梁ばね解析のモデルについても相互作用ばね要素を水平・鉛直に設定することで斜杭基礎の振動実験での挙動を精度良く再現できることが明らかになった．

ただし，他分野の構造物の基礎に用いられる場合には，より大きな角度で用いられる場合がある．斜杭の角度が大きくなると，杭頭部に水平荷重が作用した場合の地盤内応力の状態が直杭の場合と大きく異なり，水平地盤反力係数（あるいは杭軸直角方向の地盤反力係数）も直杭と異なることが予想される．また角度が大きくなると，杭軸方向の抵抗力が構造全体の水平抵抗に与える寄与度が大きくなるため，これについても評価する必要が生じる．ただし，本論文で提案した手法（起振器による共振実験＋静的載荷試験）を用いれば，鉛直方向における地盤反力係数の変位レベル依存性を精度良く計測できると考えられる．

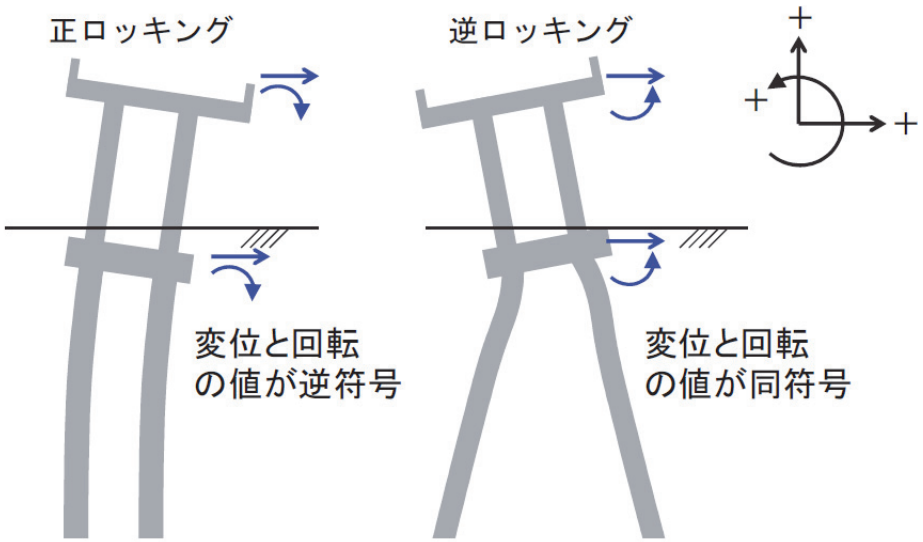


図 5- 1　逆ロッキング動の概念

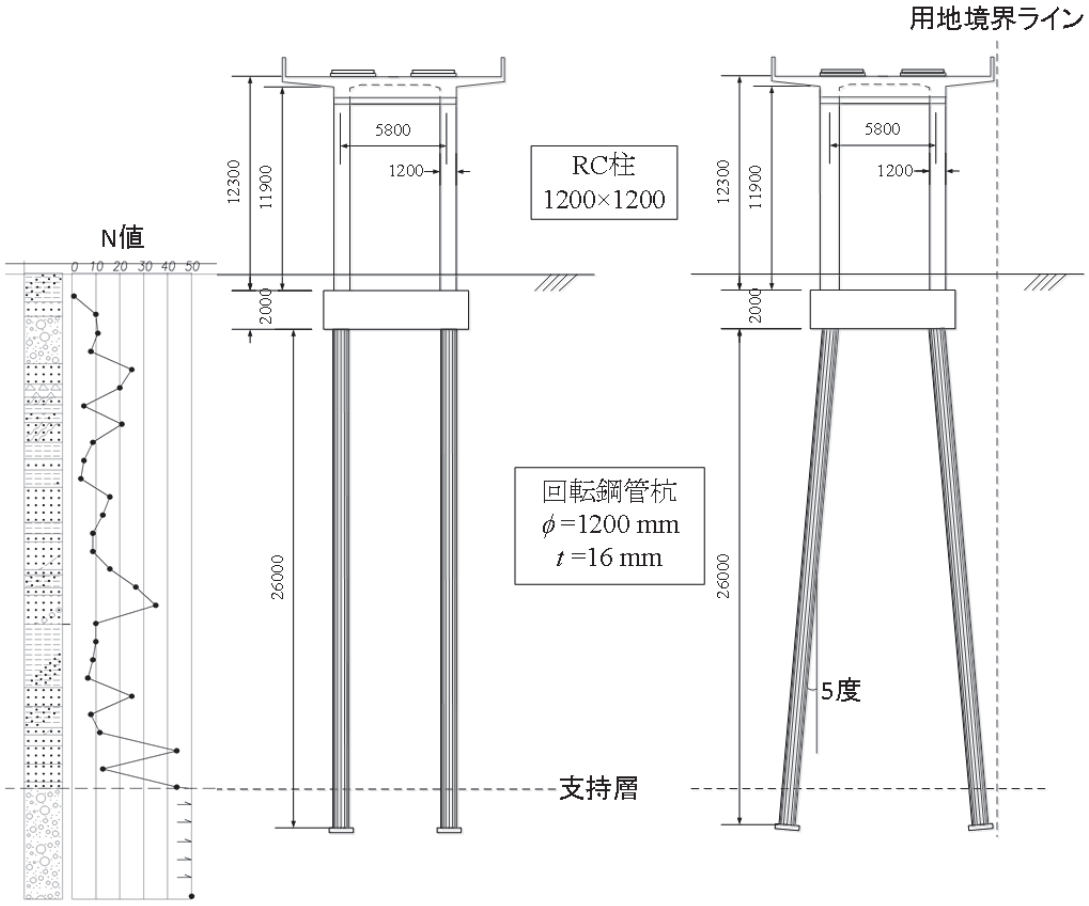


図 5- 2　斜杭ラーメン高架橋模型のプロトタイプ

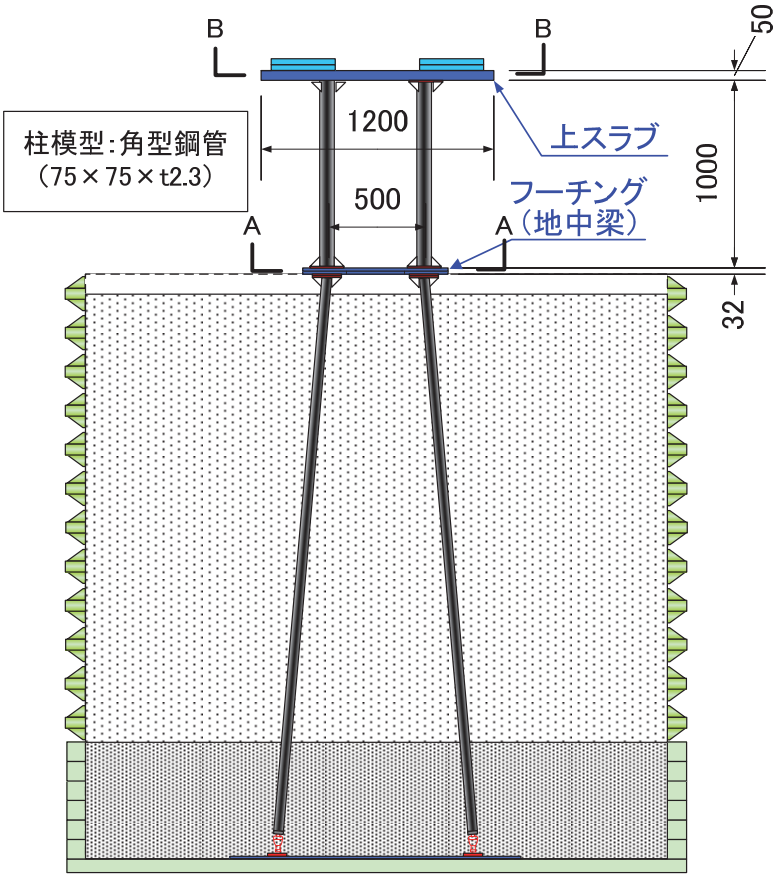
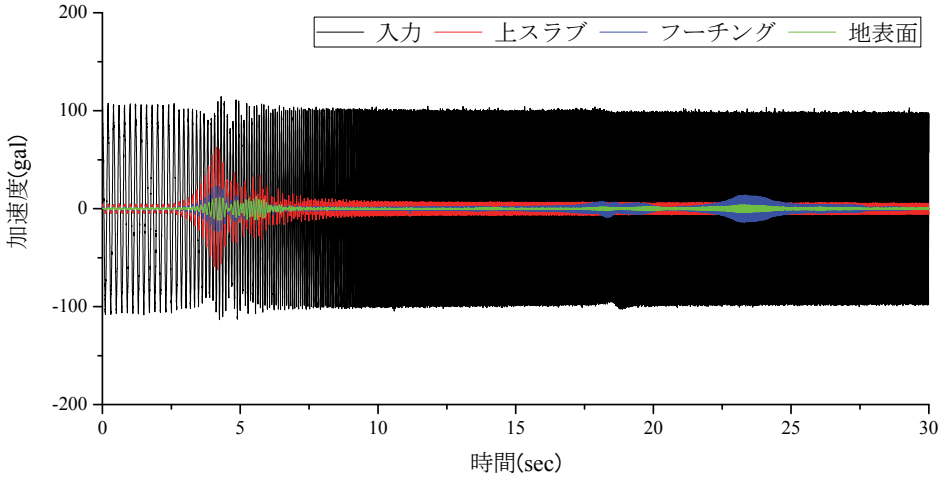
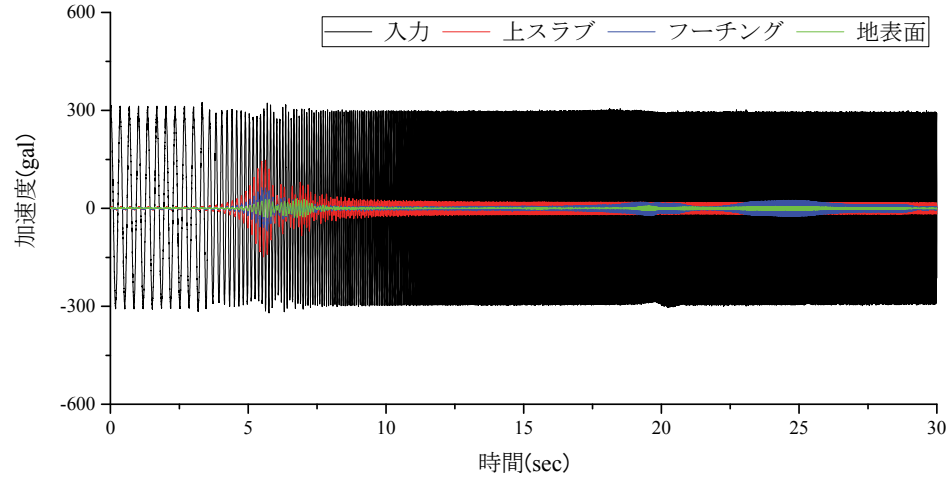


図 5- 3　斜杭ラーメン高架橋模型の概要

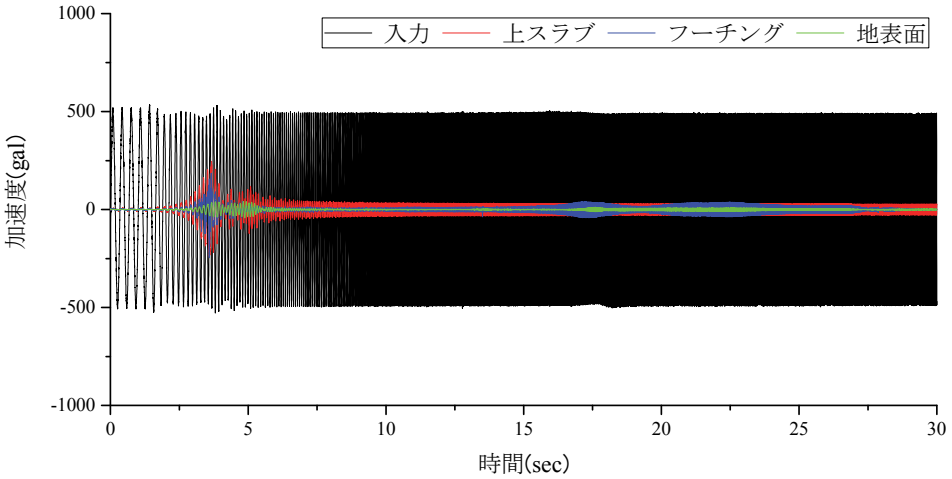


(a) 100gal 加振

図 5- 4　共振実験結果（加速度時刻歴波形　その１）

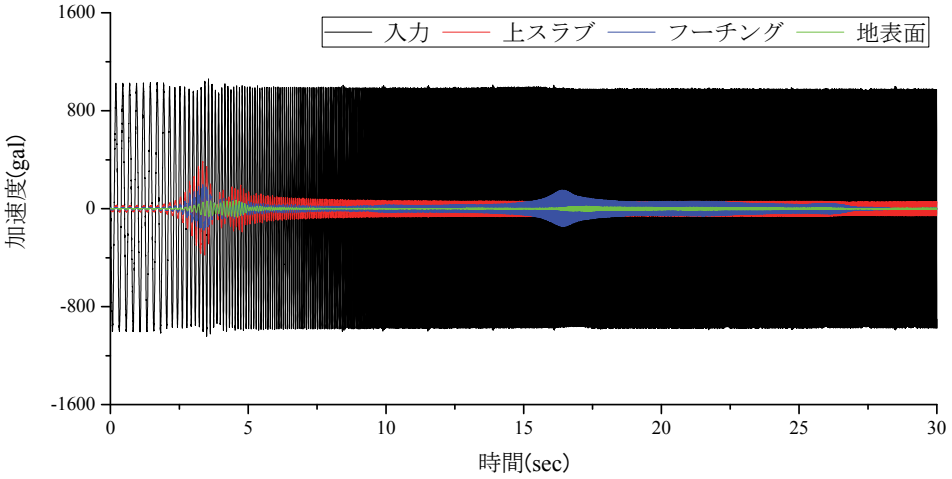


(b) 300gal 加振



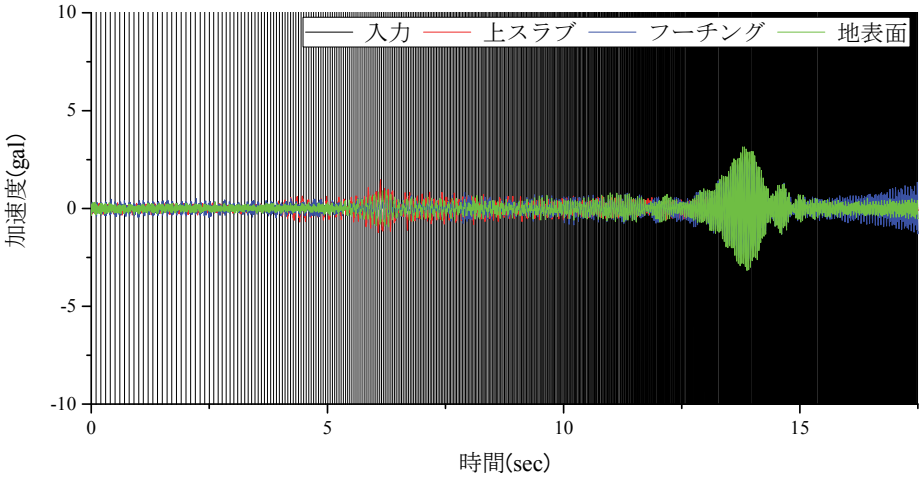
(c) 500gal 加振

図 5- 4　共振実験結果（加速度時刻歴波形　その１）



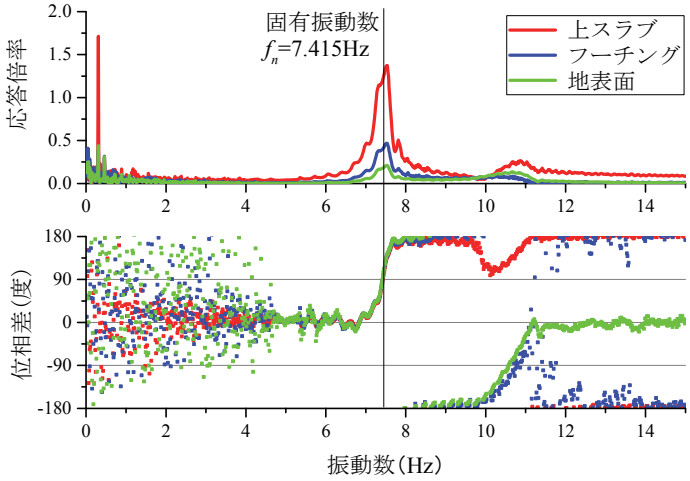
(d) 1000gal 加振

図 5- 4　共振実験結果（加速度時刻歴波形　その２）

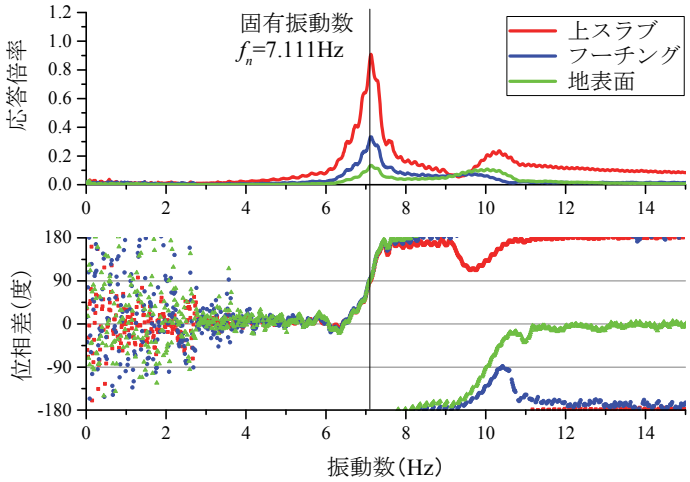


(e) 1000gal 基盤加振

図 5- 4　共振実験結果（加速度時刻歴波形　その３）

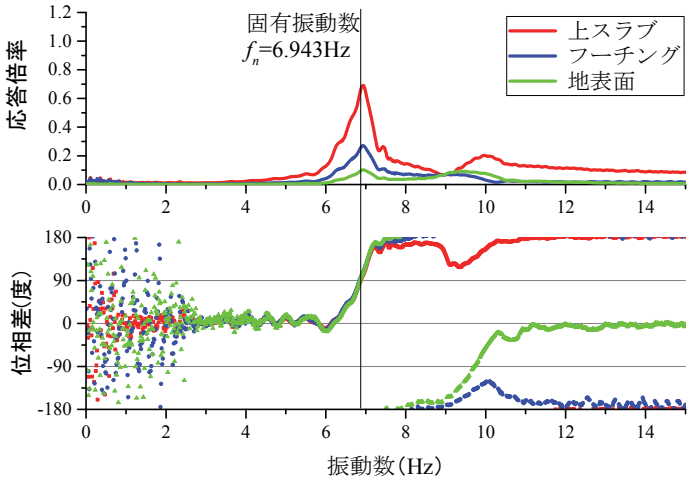


(a) 100gal 加振



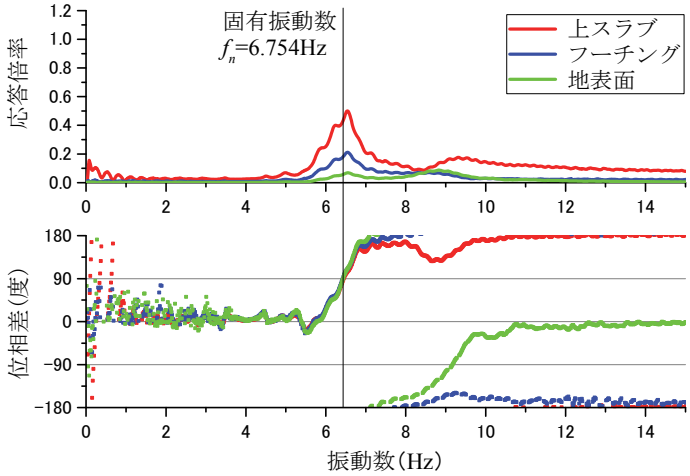
(b) 300gal 加振

図 5- 5　共振実験結果（伝達関数　その１）

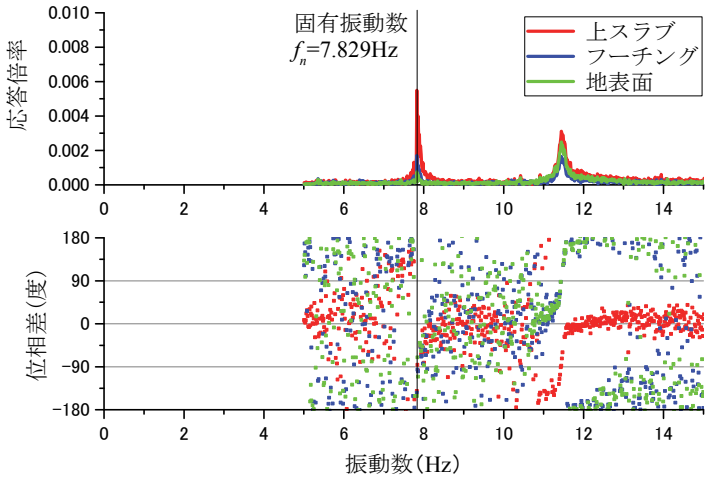


(c) 500gal 加振

図 5- 5　共振実験結果（伝達関数　その１）



(d) 1000gal 加振



(e) 1000gal 基盤加振

図 5- 5　共振実験結果（伝達関数　その２）

表 5- 1　斜杭基礎における共振実験結果

加速度振幅	固有振動数 f_n (Hz)	応答倍率 X_p-X_g（杭頭位置）
100gal	7.415	0.332
300gal	7.111	0.373
500gal	6.943	0.393
1000gal	6.754	0.424
1000gal_基盤入力	7.828	0.021

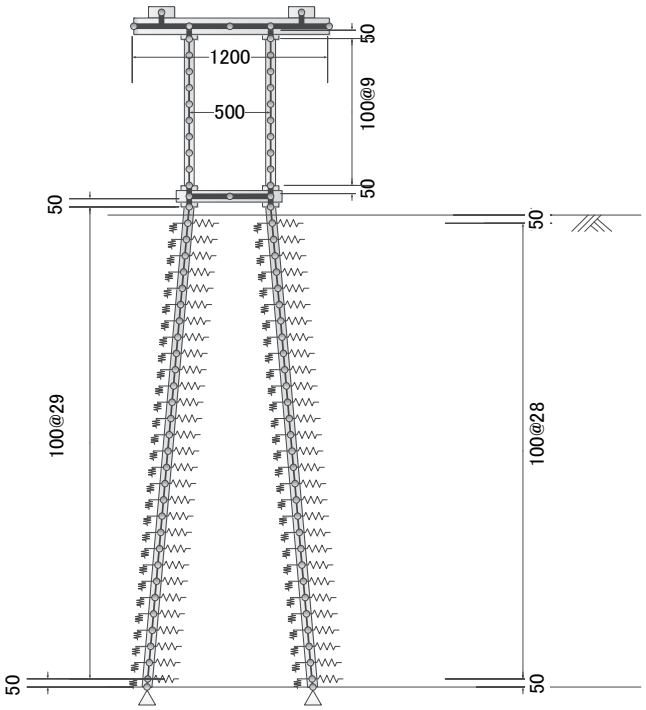


図 5- 6　斜杭ラーメン高架橋の固有値解析モデル

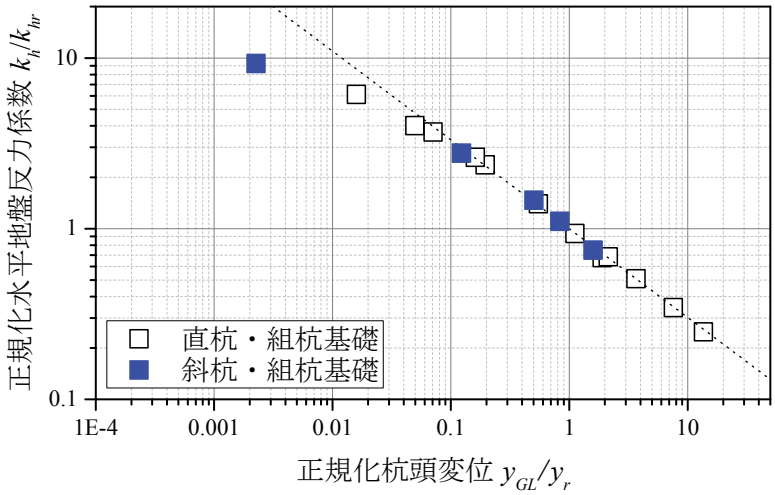
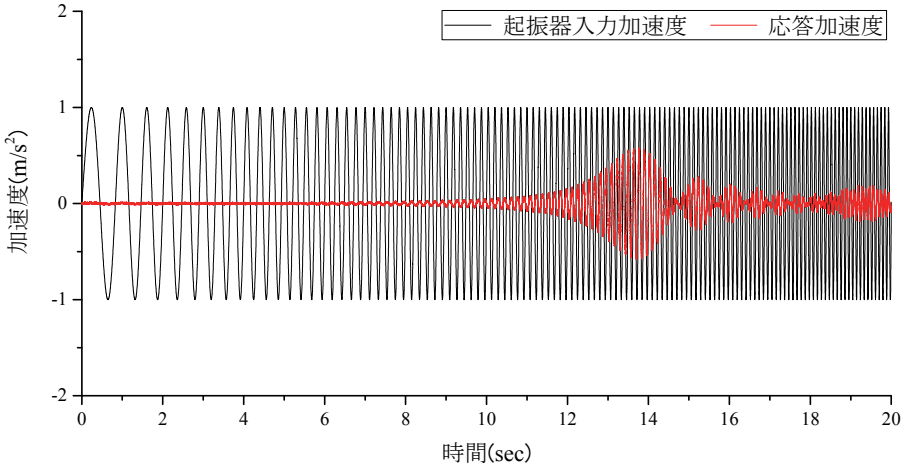
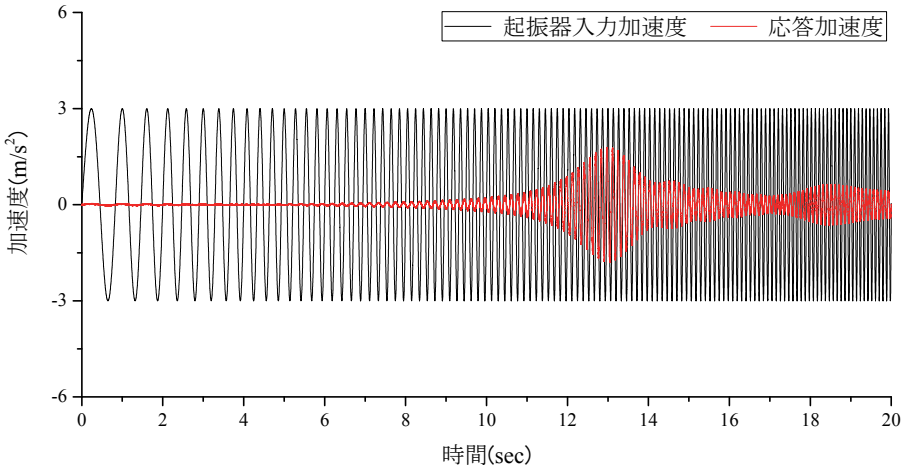


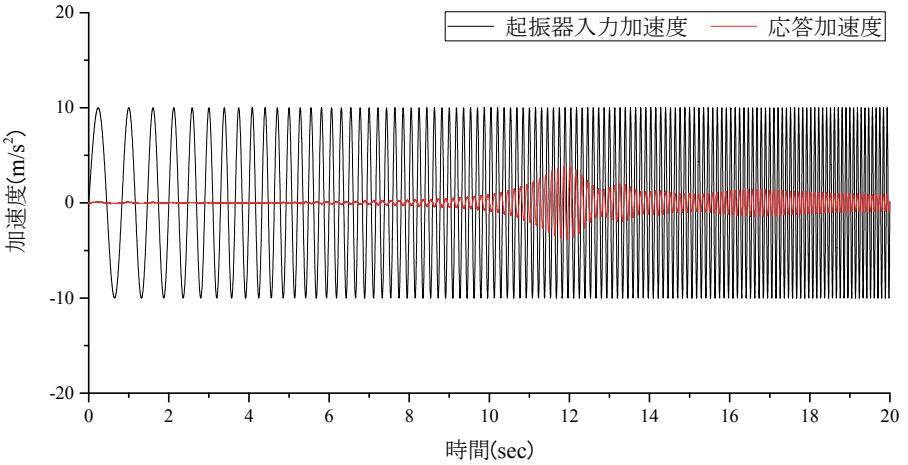
図 5- 7　斜杭基礎における水平地盤反力係数の変位レベル依存性



(a) 100gal 加振

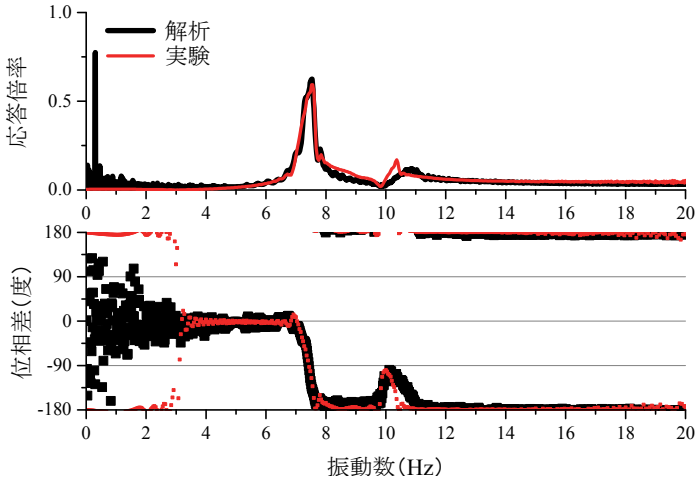


(b) 300gal 加振

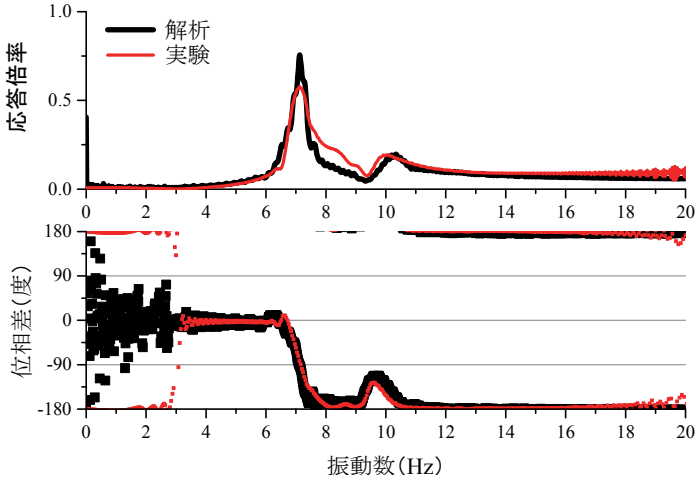


(c) 1000gal 加振

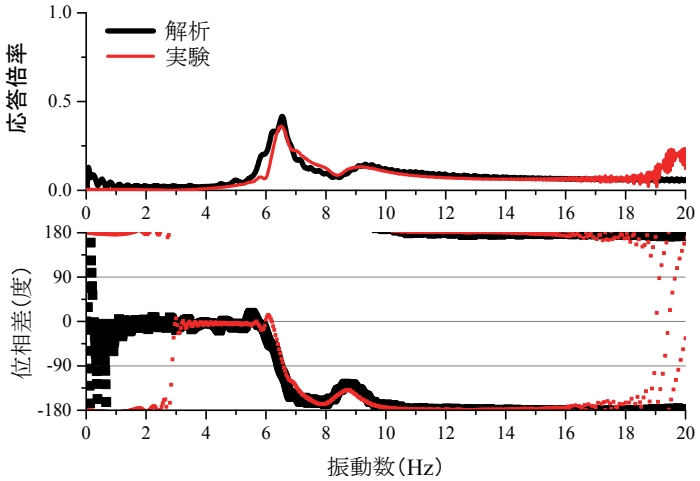
図 5- 8　共振実験の再現解析結果（時刻歴加速度波形）



(a) 100gal 加振



(b) 300gal 加振



(c) 1000gal 加振

図 5- 9　共振実験の再現解析結果（伝達関数）

表 5- 2　振動実験ケース一覧

ケース名	下部工	上部工	備考
CaseN-1	直杭基礎	なし	―
CaseN-2		あり	Case1 加振後に上部工を設置
CaseN-3		あり（柱端部塑性化）	5.5.3 に記載
CaseB-1	斜杭基礎（5 度）	なし	―
CaseB-2		あり	Case3 加振後に上部工を設置
CaseB-3		あり（柱端部塑性化）	5.5.3 に記載

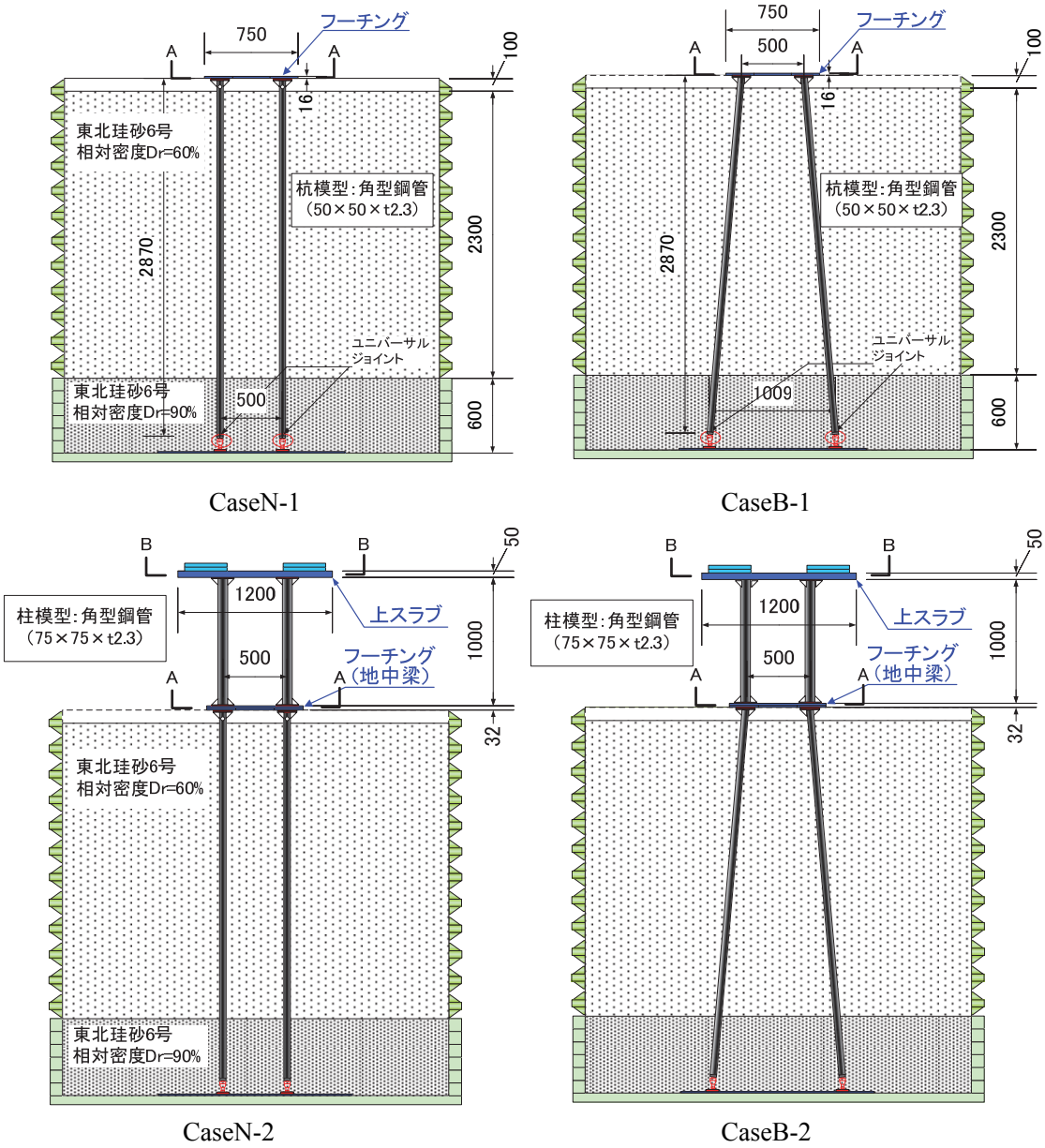


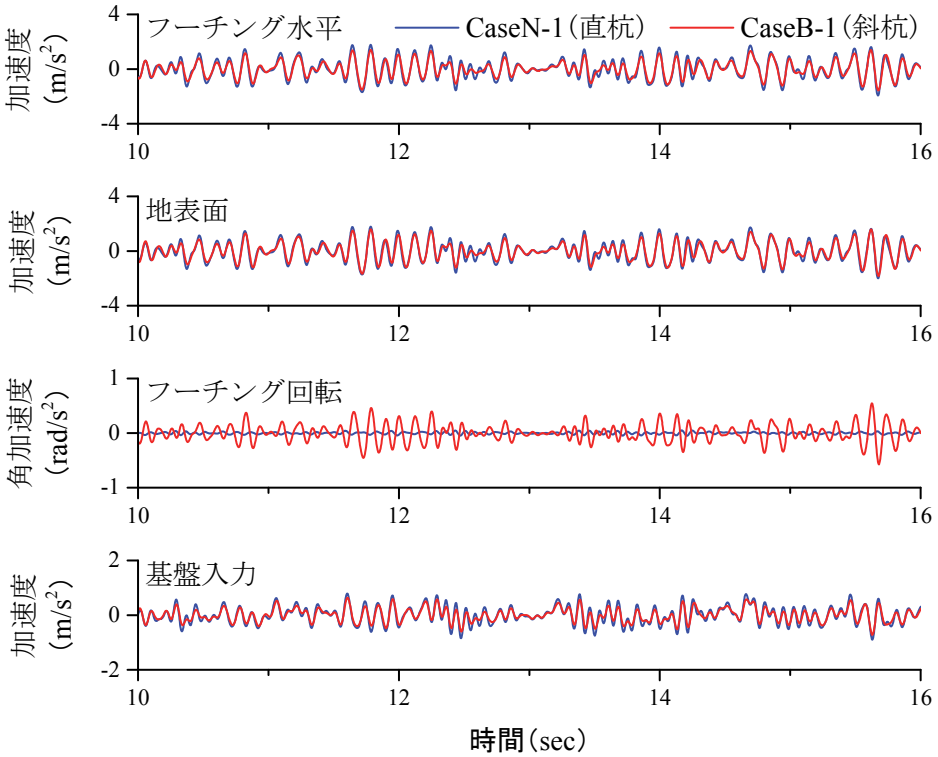
図 5- 10　模型振動実験の概要

表 5- 3　CaseB-1（上部工なし）の試番表

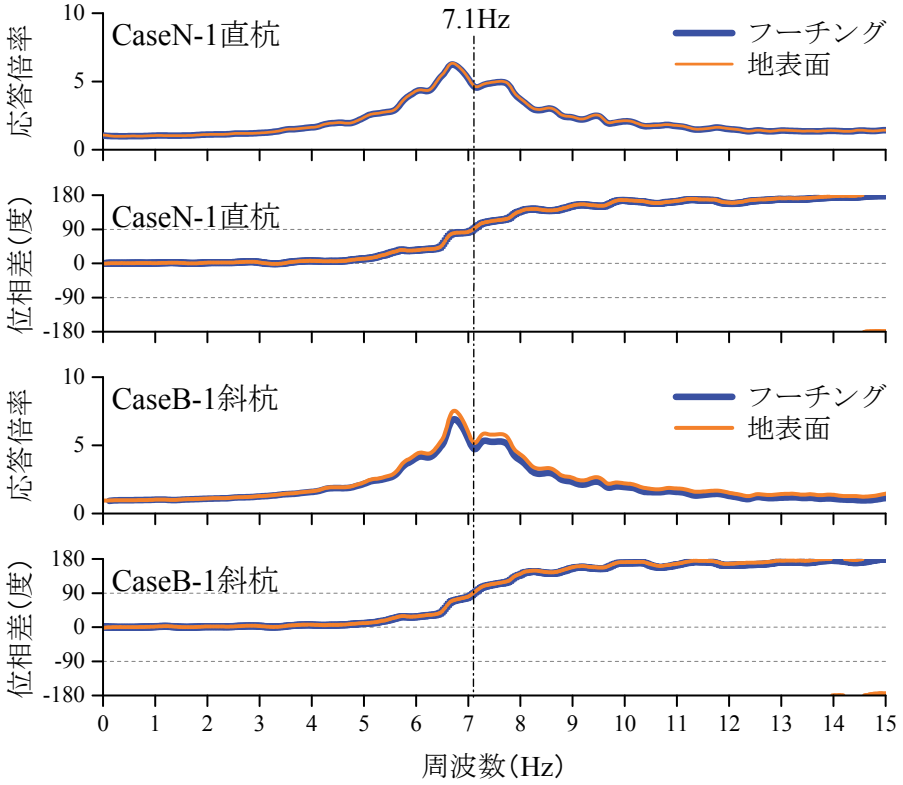
試番	入力波形	最大加速度（指令値）	試番	入力波形	最大加速度（指令値）	試番	入力波形	最大加速度（指令値）
1	WN	20 gal	3	WN	100 gal	5	WN	20 gal
2	WN	50 gal	4	L1	100 gal			

表 5- 4　CaseB-2（上部工あり）の試番表

試番	入力波形	最大加速度（指令値）	試番	入力波形	最大加速度（指令値）	試番	入力波形	最大加速度（指令値）
1	WN	20 gal	18	WN	200 gal	35	WN	20 gal
2	WN	50 gal	19	L1	200gal	36	WN	500 gal
3	L1	50gal	20	L2	200gal	37	L1	500gal
4	L2	50gal	21	Sin5.5Hz	200gal	38	L2	500gal
5	Sin5.5Hz	50gal	22	Sin2.0Hz	200gal	39	Sin5.5Hz	300gal
6	Sin2.0Hz	50gal	23	WN	20 gal	40	WN	20 gal
7	WN	100 gal	24	WN	300 gal	41	WN	600 gal
8	L1	100gal	25	L1	300gal	42	L1	600gal
9	L2	100gal	26	L2	300gal	43	L2	600gal
10	Sin5.5Hz	100gal	27	Sin5.5Hz	230gal	44	Sin5.5Hz	350gal
11	Sin2.0Hz	100gal	28	Sin2.0Hz	300gal	45	WN	20gal
12	WN	20 gal	29	WN	20 gal	46	L1	700gal
13	WN	150 gal	30	WN	400 gal	47	L2	700gal
14	L1	150gal	31	L1	400gal	48	Sin5.5Hz	450gal
15	L2	150gal	32	L2	400gal	49	WN	700 gal
16	Sin2.0Hz	150gal	33	Sin5.5Hz	250gal	50	WN	20 gal
17	WN	20 gal	34	Sin2.0Hz	400gal			



(a)　時刻歴応答波形



(b) 基盤入力地震動に対する伝達関数

図 5- 11　WN100gal 入力時の直杭基礎と斜杭基礎の比較（下部工のみ）

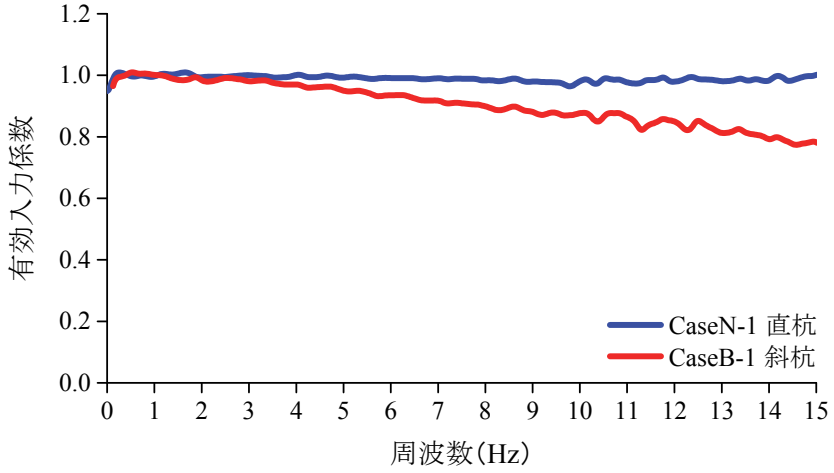


図 5- 12　直杭基礎と斜杭基礎の有効入力係数

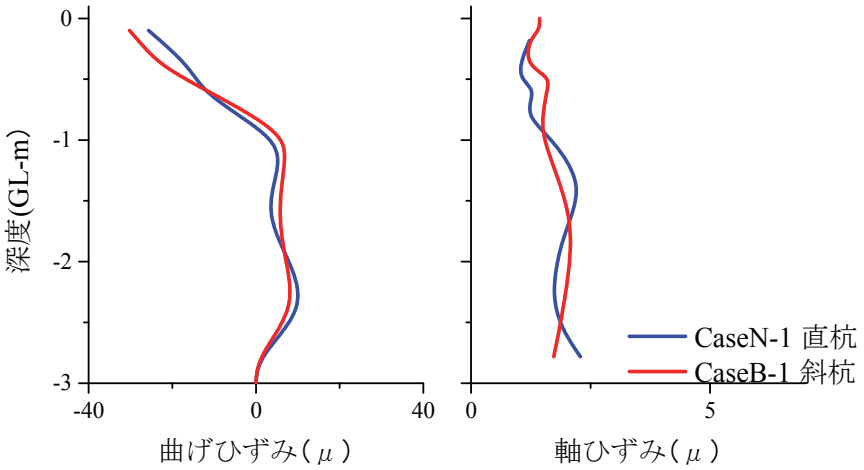


図 5- 13　フーチング水平変位最大時のひずみ分布（下部工のみ）

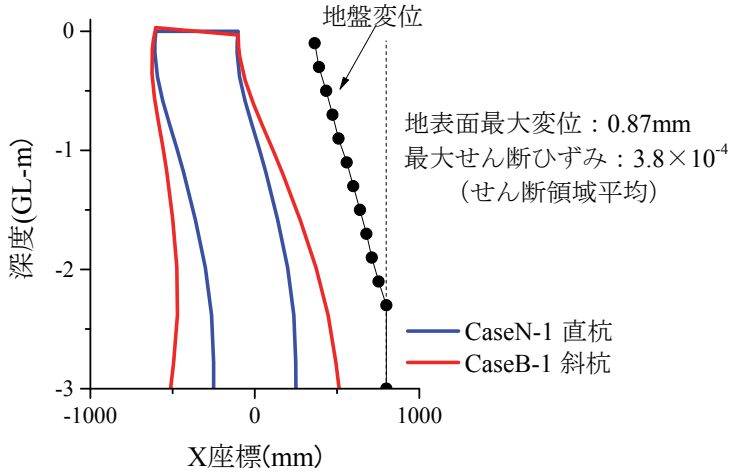


図 5- 14　フーチング水平変位最大時の変形図
（変形倍率 500 倍）

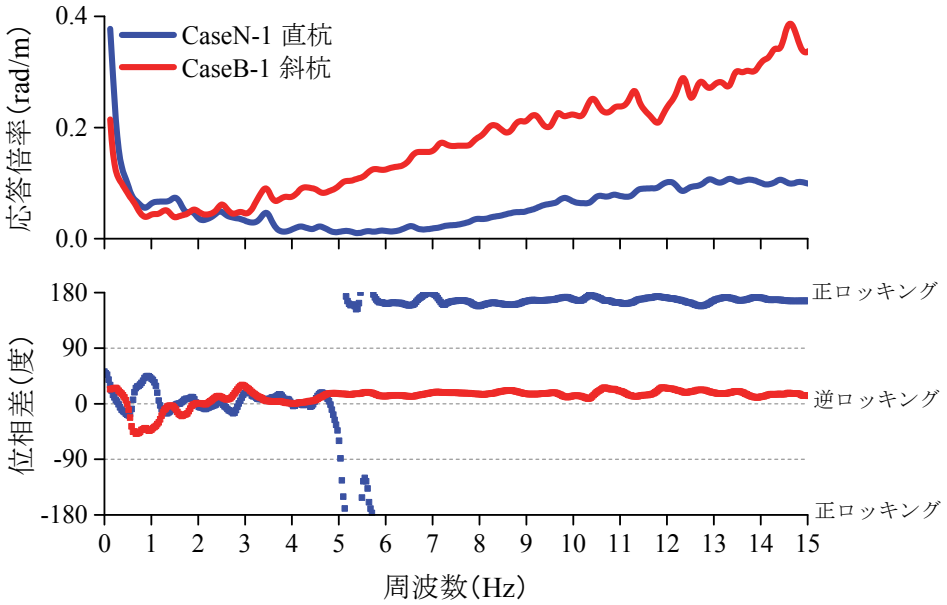


図 5- 15　フーチング回転動の周波数解析

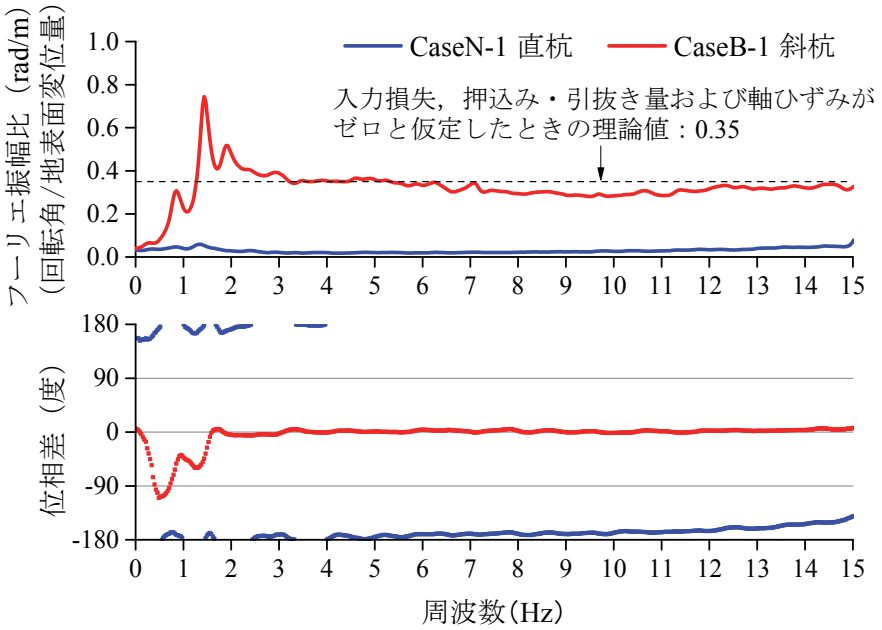


図 5- 16　フーチング回転角と地表面相対変位量の比率

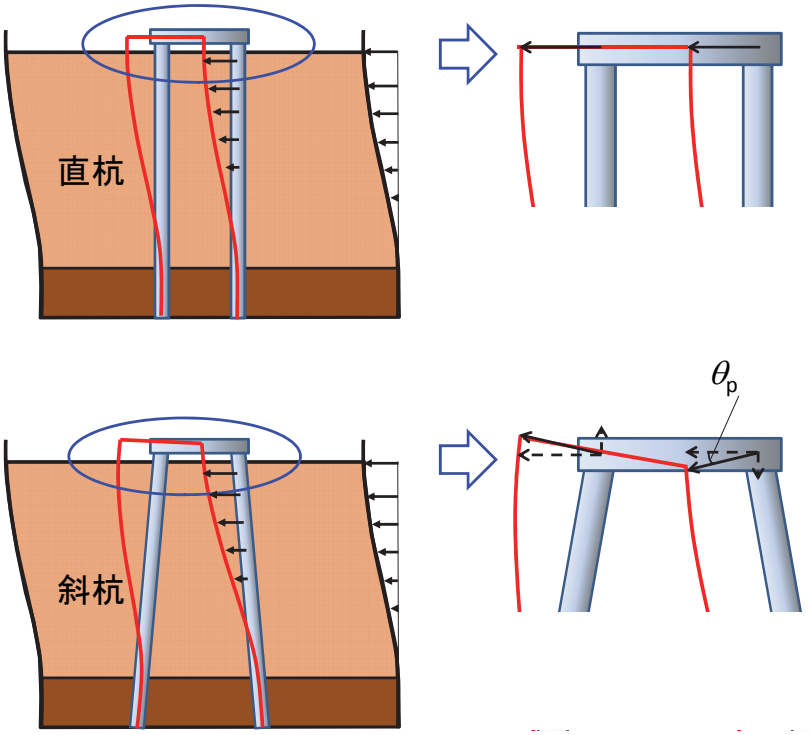
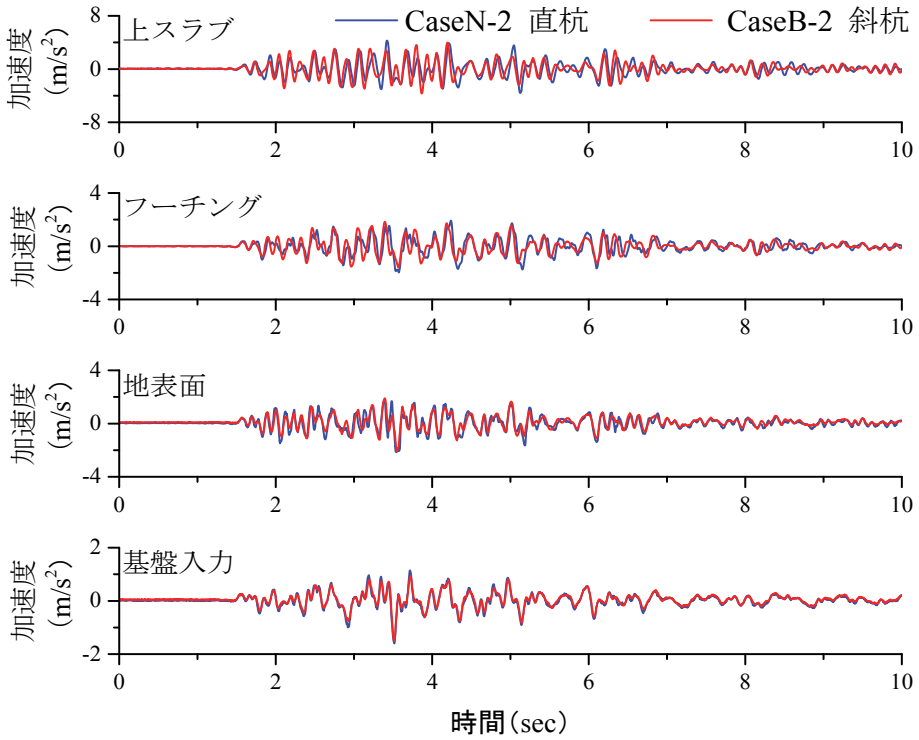
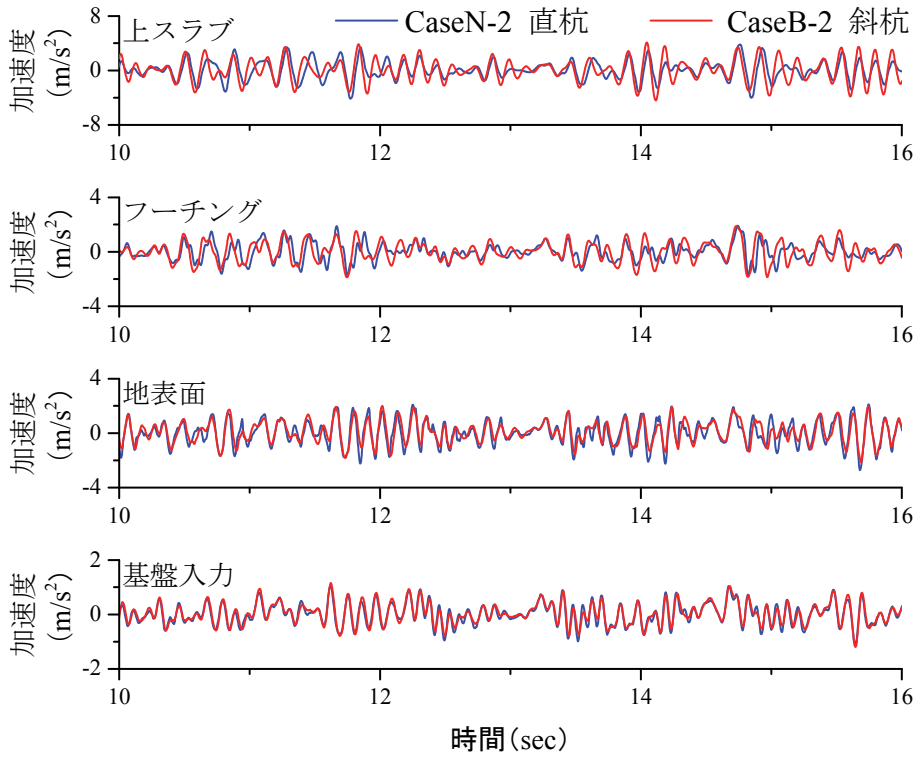


図 5- 17　逆ロッキング動のメカニズム



(a)　L1 地震動加振時



(b)　WN100gal 加振時

図 5- 18　上スラブ水平応答加速度の時刻歴波形の比較（上部工あり）

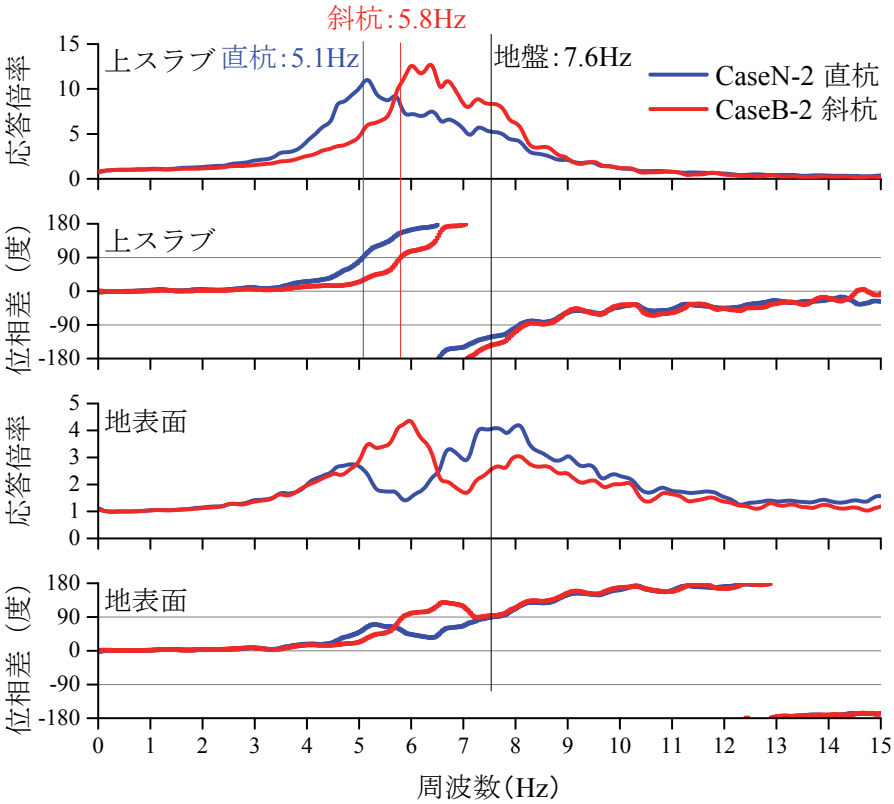


図 5- 19　水平応答加速度の伝達関数（上部工あり）

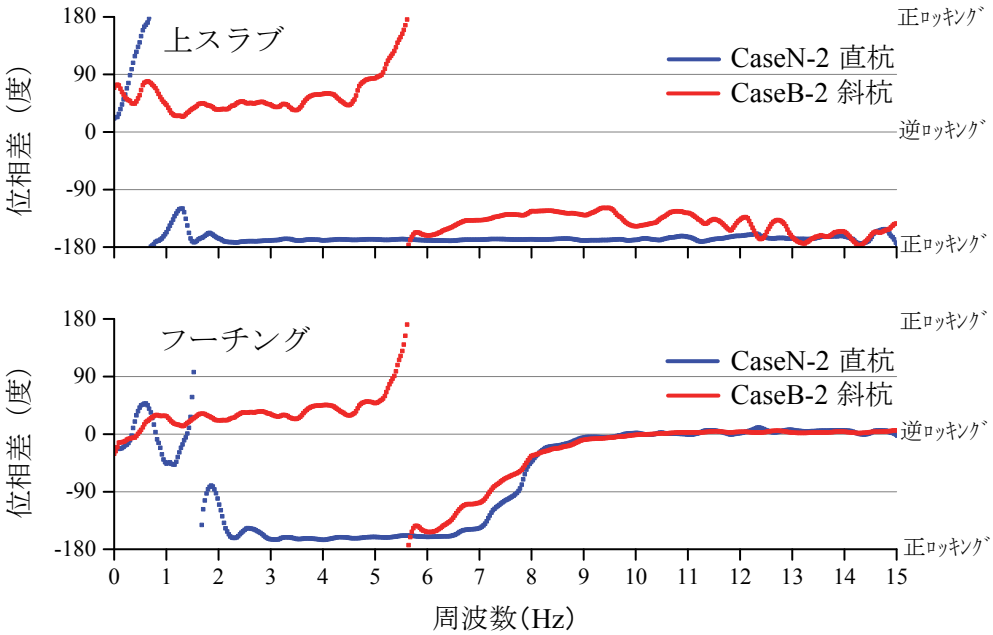
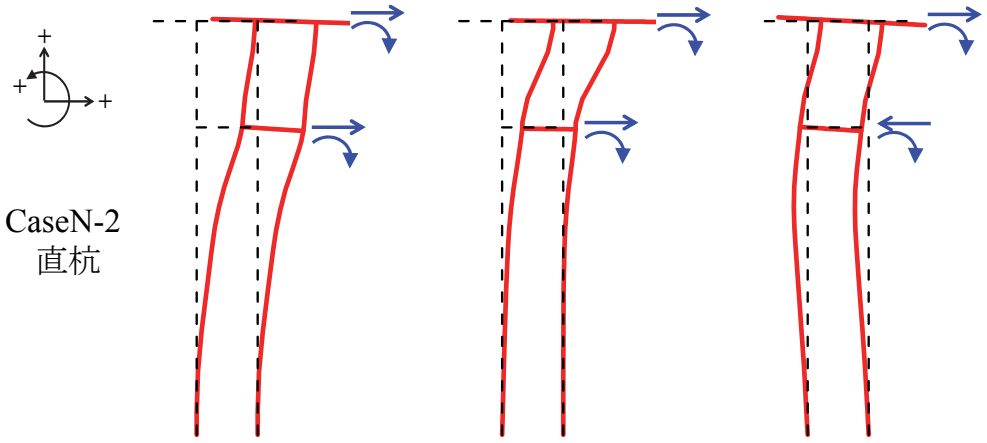


図 5- 20　水平加速度に対する回転角加速度の位相スペクトル（上部工あり）

表 5- 5　各振動数領域におけるロッキング動の方向

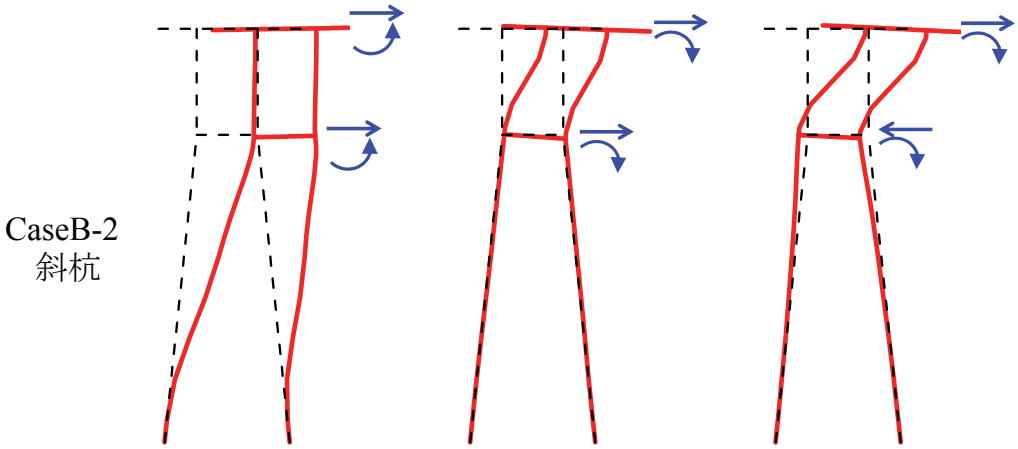
振動数領域	直杭基礎（CaseN-2）		斜杭基礎（CaseB-2）	
	上スラブ	フーチング	上スラブ	フーチング
～5 Hz	正	正	逆	逆
5 ～8 Hz	正	正	正	正
8 Hz～	正	逆	正	逆



2Hz　　5.5Hz　　8Hz

（変形倍率　200倍　　50倍　　200倍）

(a)　直杭高架橋



2Hz　　6.5Hz　　8Hz

（変形倍率　200倍　　50倍　　200倍）

(b)　斜杭高架橋

図 5- 21　正弦波加振時の変形モード

表 5- 6　正弦波加振時における上スラブおよびフーチングの最大変位量

		上スラブ		フーチング	
		水平変位 (mm)	回転角 (1/1000rad)	水平変位 (mm)	回転角 (1/1000rad)
直杭 CaseN-2	2 Hz	2.4	-0.4	1.9	-0.4
	5.5 Hz	8.4	-0.5	2.0	-0.4
	8 Hz	0.5	-0.6	-0.3	-0.6
斜杭 CaseB-2	2 Hz	2.4	0.2	2.2	0.2
	6.5 Hz	3.6	-0.9	0.2	-0.9
	8 Hz	1.6	-0.4	-0.2	-0.2

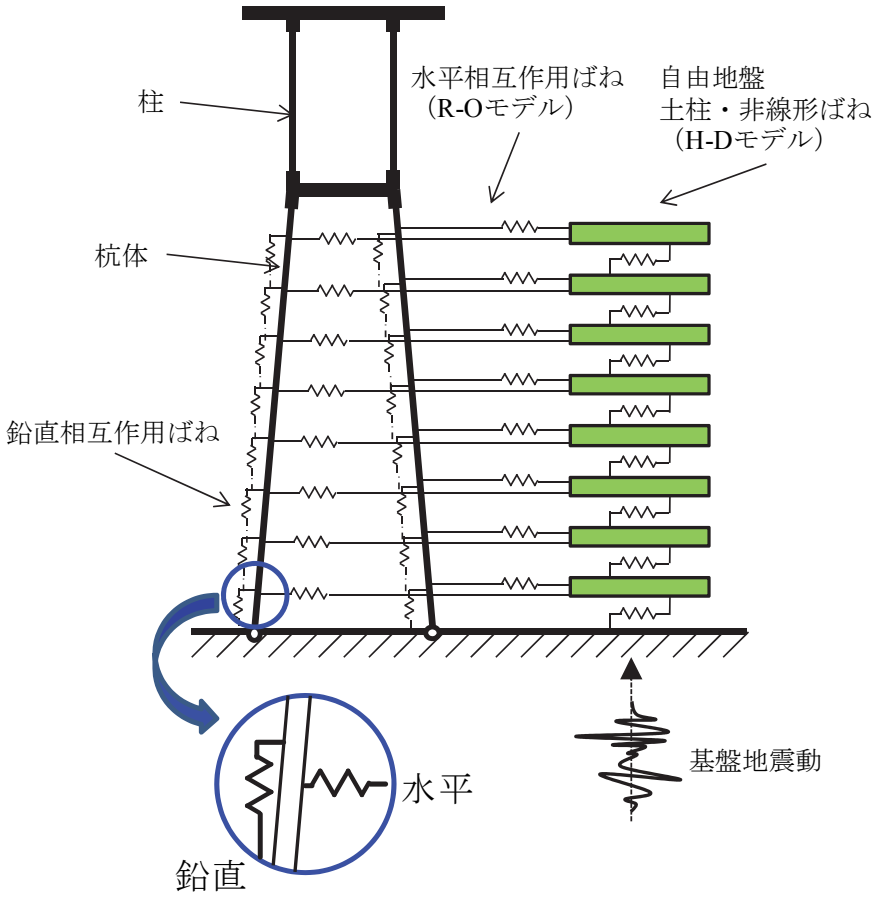
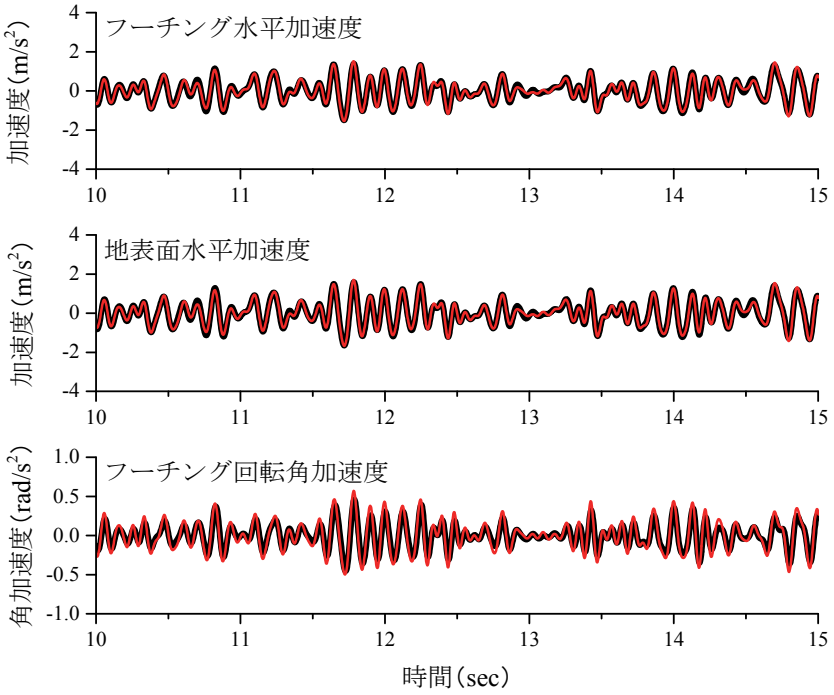
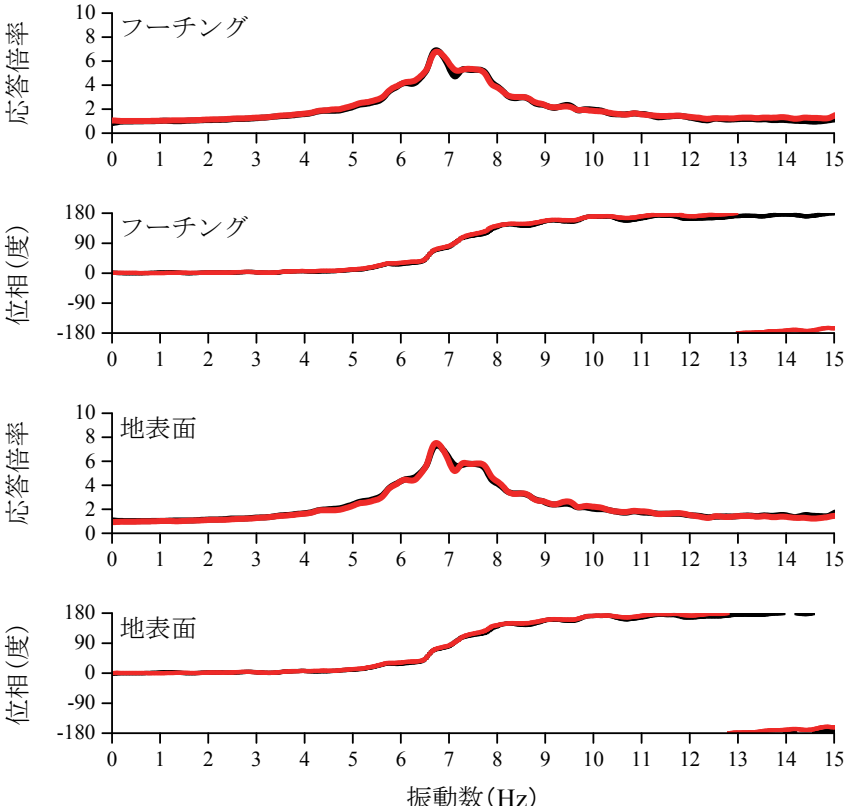


図 5- 22　斜杭高架橋の数値解析モデル

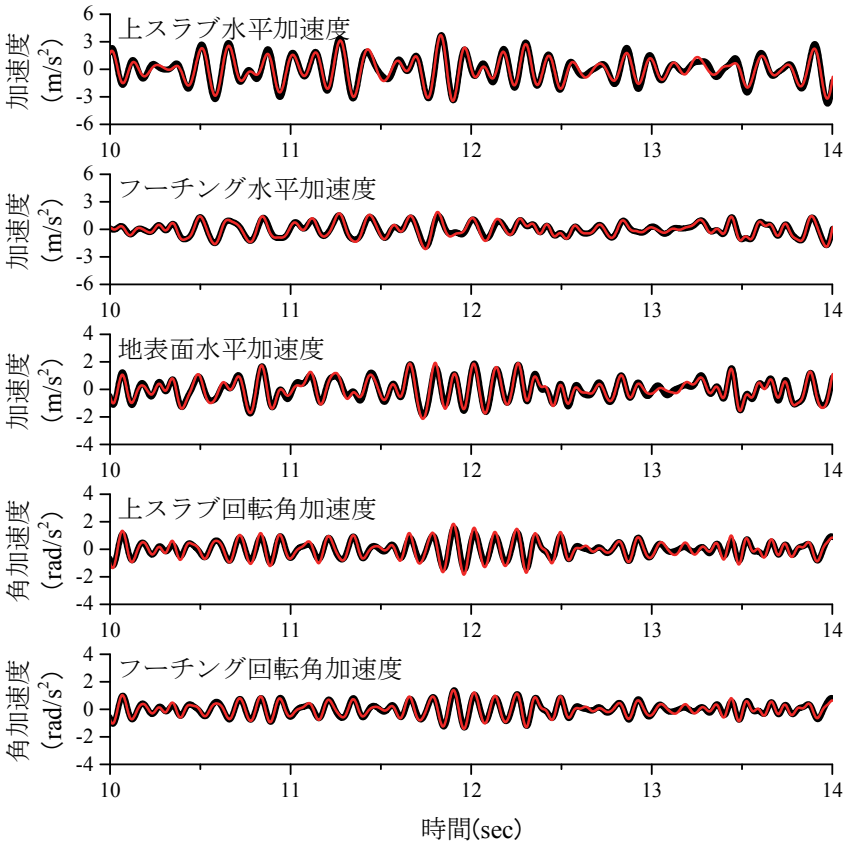


(a)　時刻歴波形

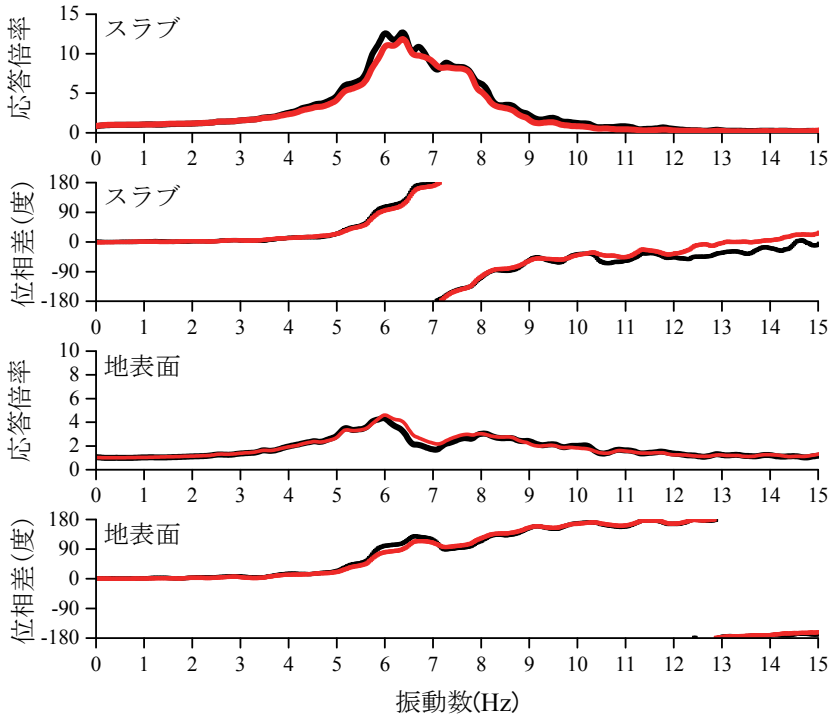


(b)　伝達関数

図5- 23　再現解析結果（CaseB-1，WN100gal）（黒：実験，赤：解析）

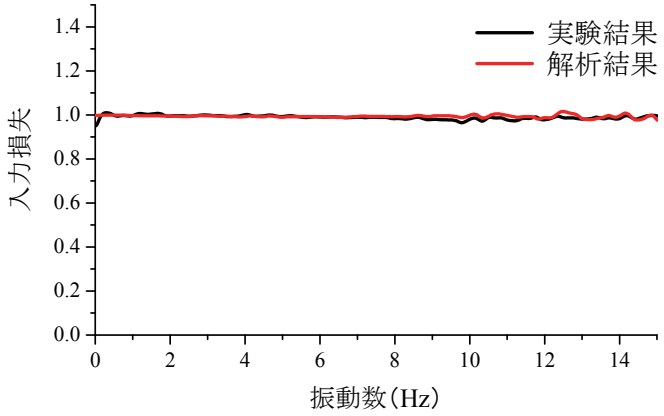


(a)　時刻歴波形

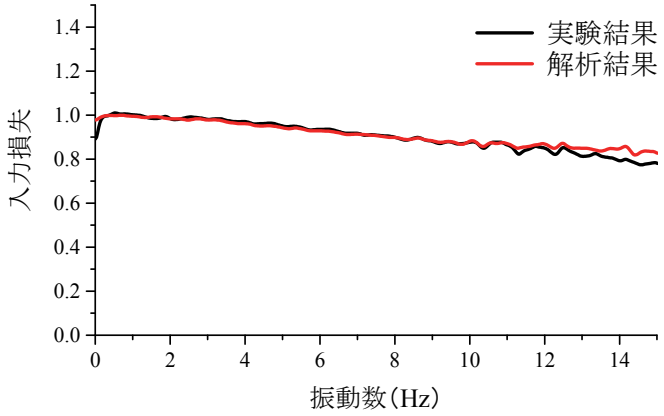


(b)　伝達関数

図5- 24　再現解析結果（CaseB-2，WN100gal）（黒：実験，赤：解析）



(a)　直杭基礎（CaseN-1）



(b)　斜杭基礎（CaseB-1）

図 5- 25　入力損失の再現解析結果

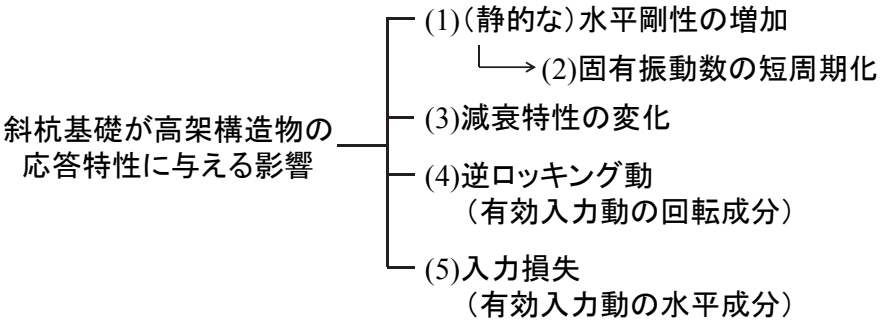


図 5- 26　斜杭基礎が高架橋全体応答に与える影響

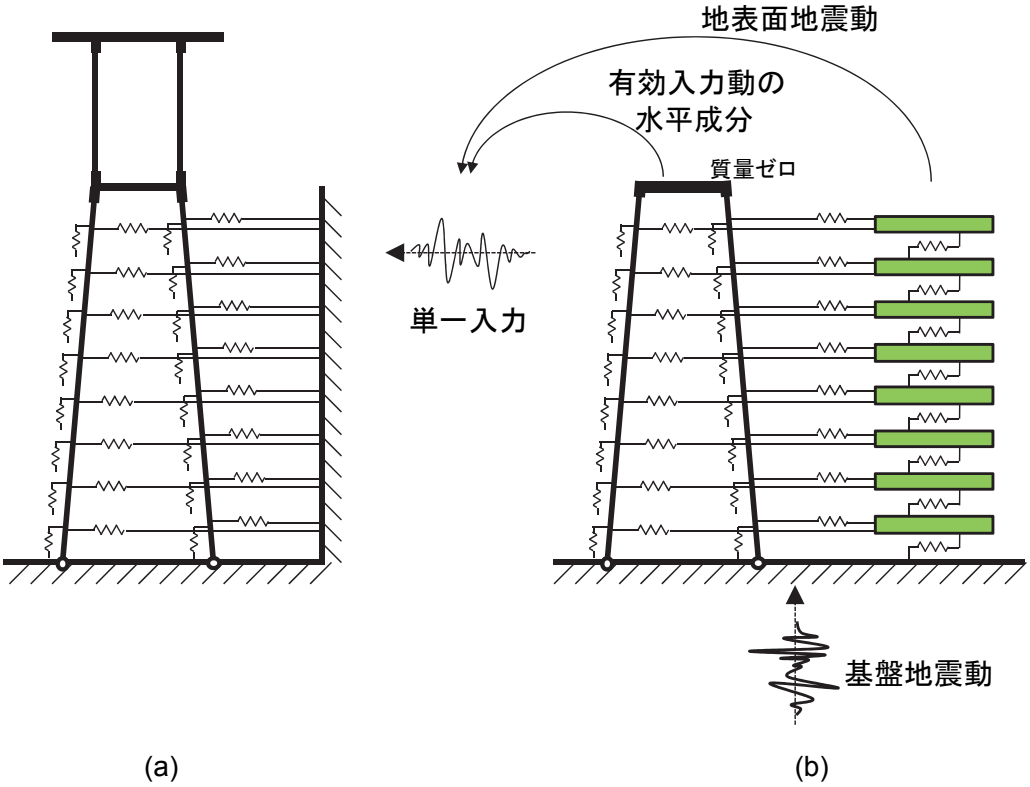


図 5- 27　単一入力モデルの概要

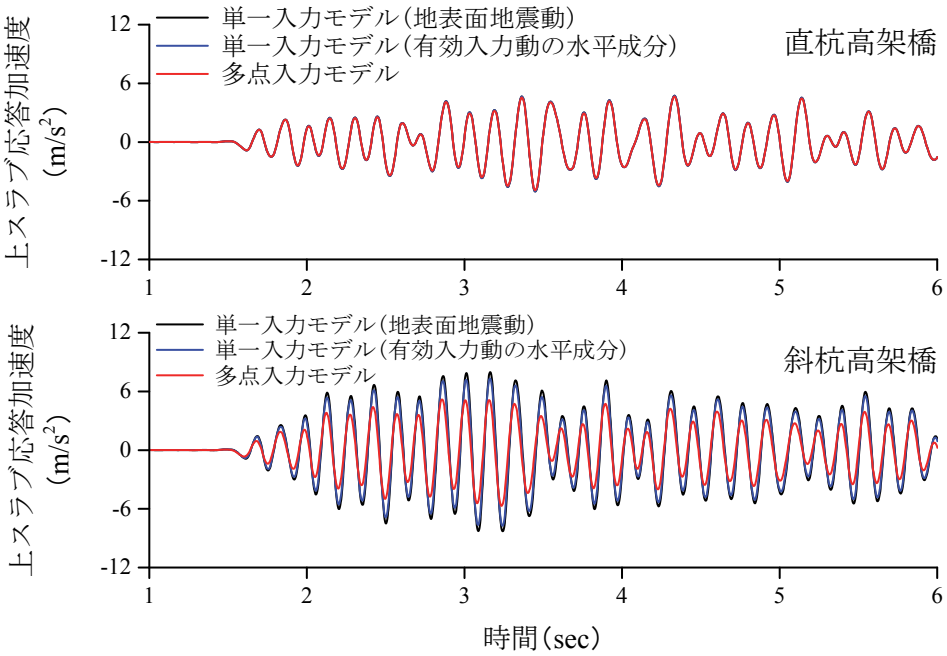


図 5- 28　単一入力モデルと多点入力モデルの解析結果の比較（上スラブ応答加速度）

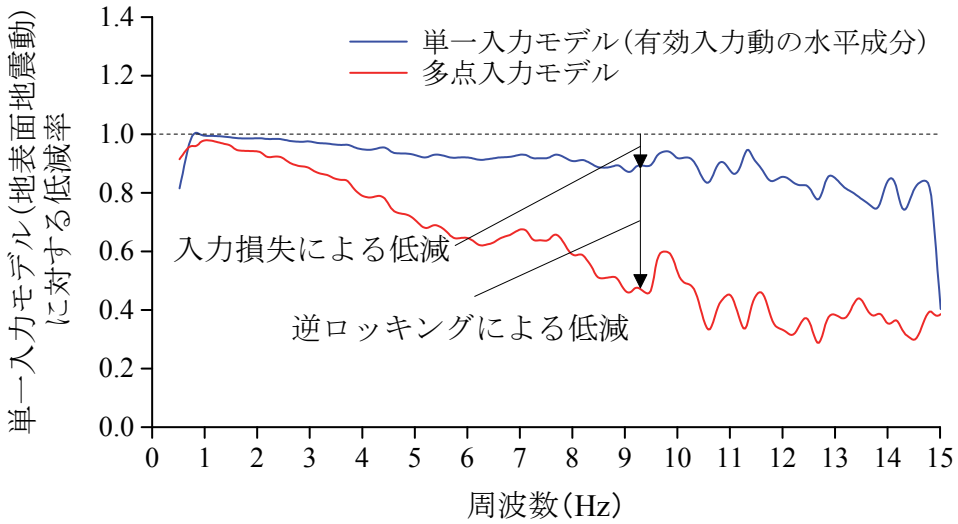


図 5- 29　斜杭による有効入力動の低減率

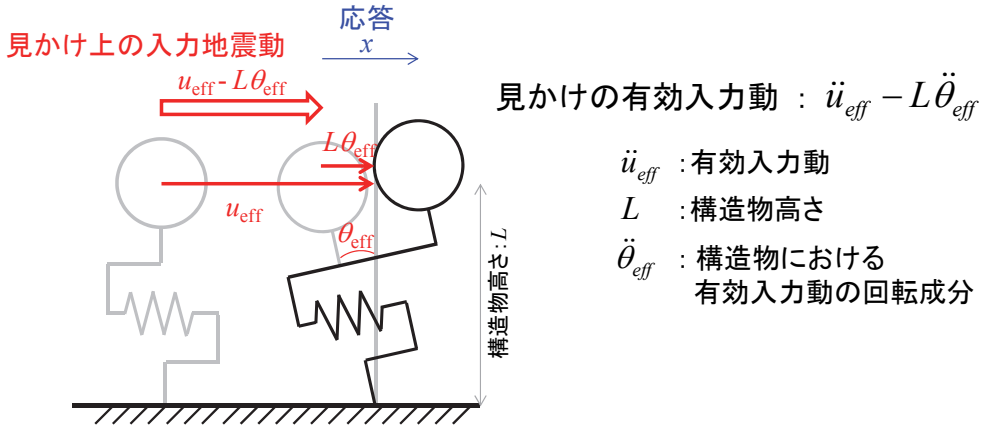


図 5- 30　見かけの有効入力動 [5.12)]

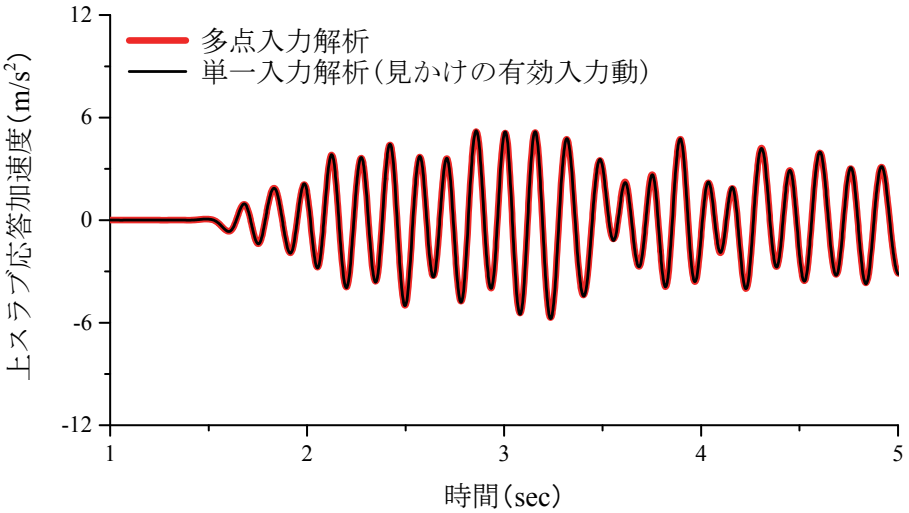


図 5- 31　見かけの有効入力動を用いた数値解析結果（CaseB-2）

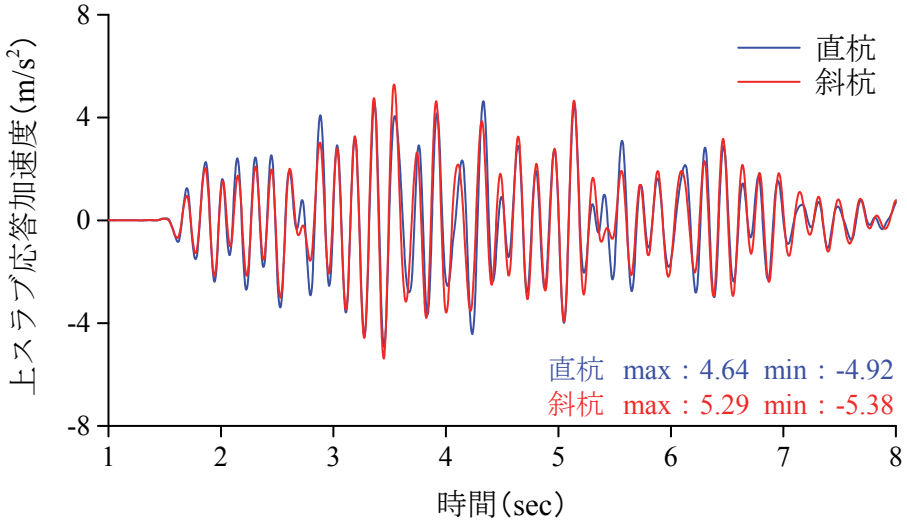


図 5- 32　構造物の固有周期を一致させた場合の直杭基礎と斜杭基礎の応答の比較

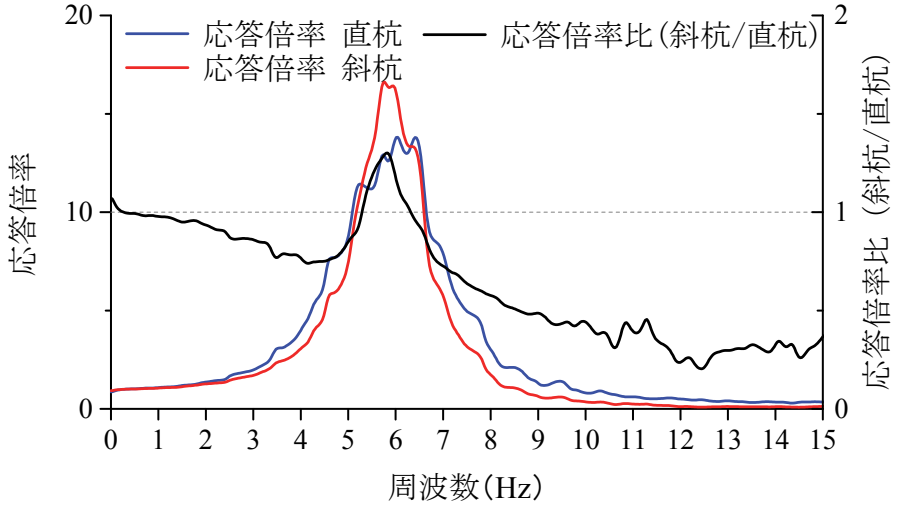


図 5- 33　伝達関数の比較

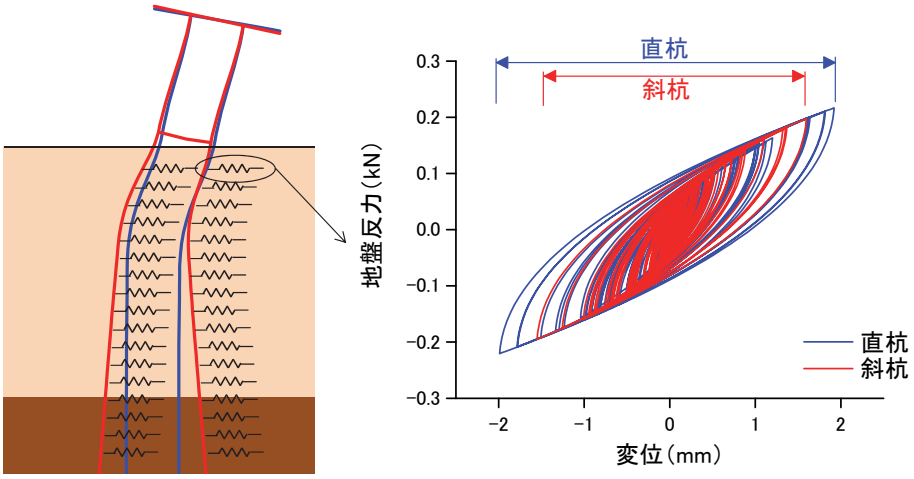
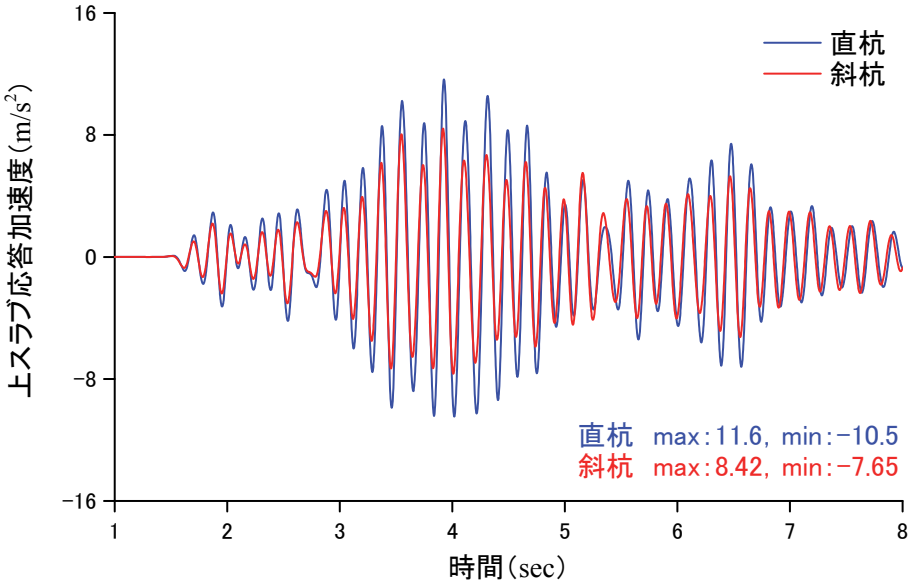
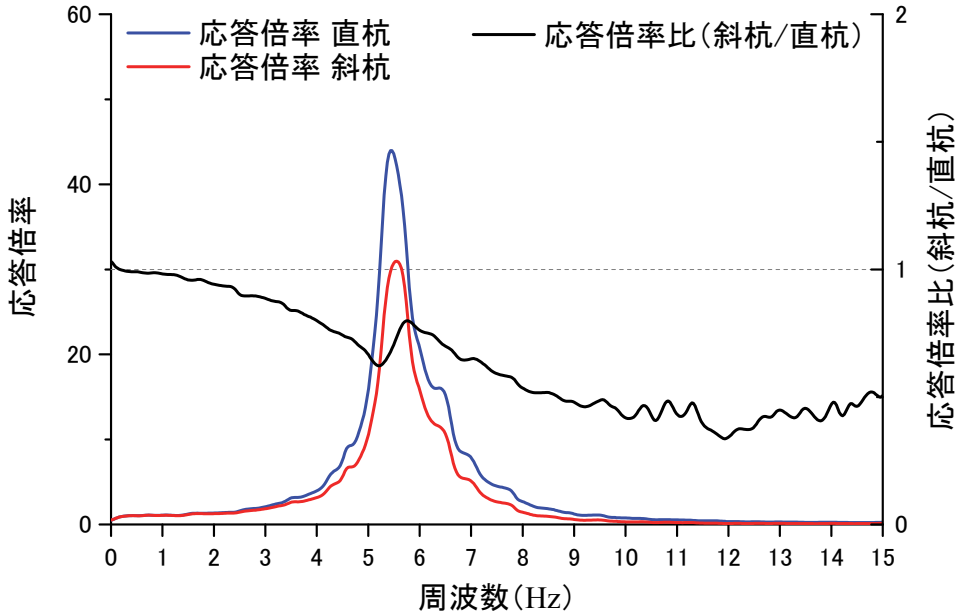


図 5- 34　上スラブ最大変位時の変形モードおよび水平相互作用ばねの履歴



(a)　上スラブの時刻歴応答波形



(b)　基盤入力加速度に対する上スラブ応答加速度の伝達関数

図 5- 35　等価線形モデルでの直杭基礎と斜杭基礎の挙動の比較

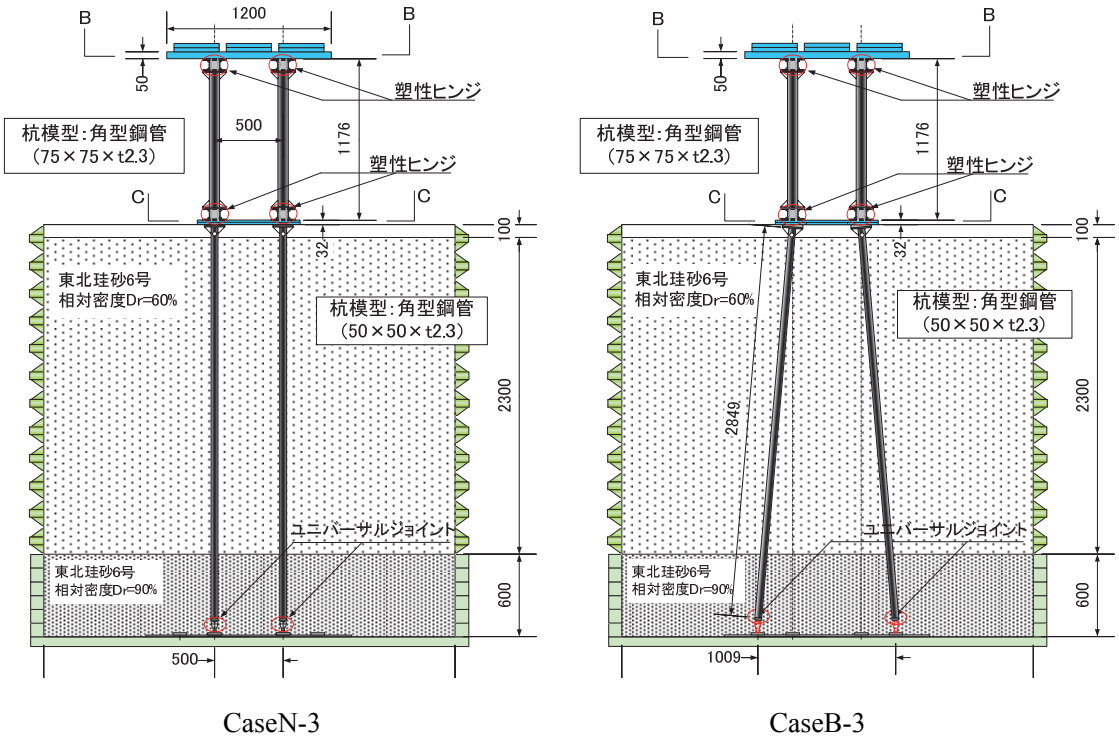


図 5- 36　模型振動実験の概要

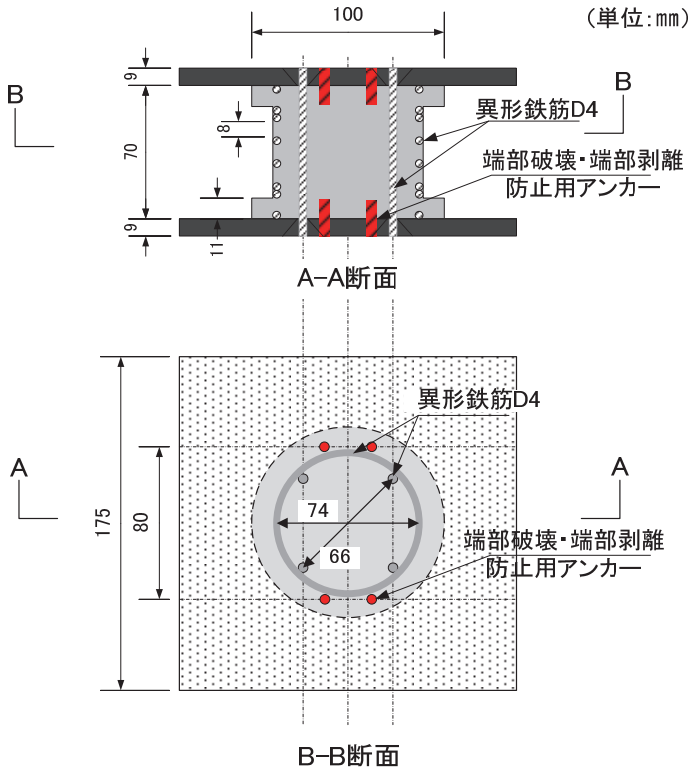


図 5- 37　塑性ヒンジ模型の概要

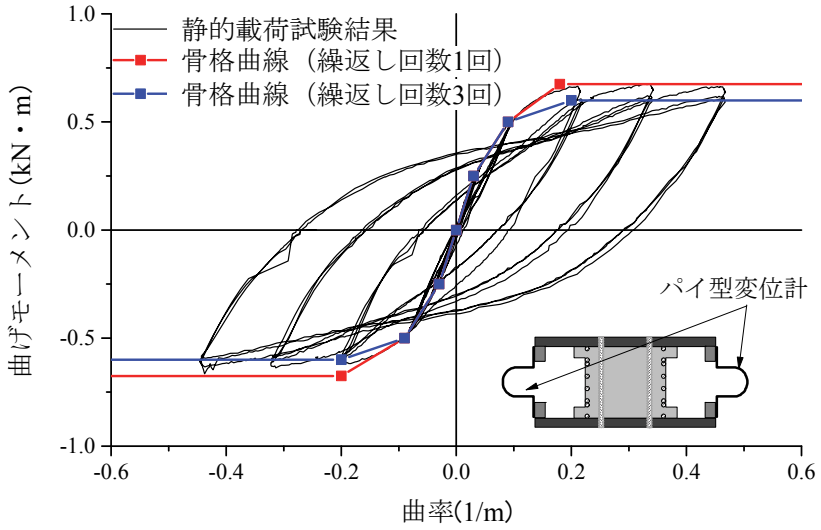


図 5- 38　塑性ヒンジ模型の $M-\varphi$ 関係

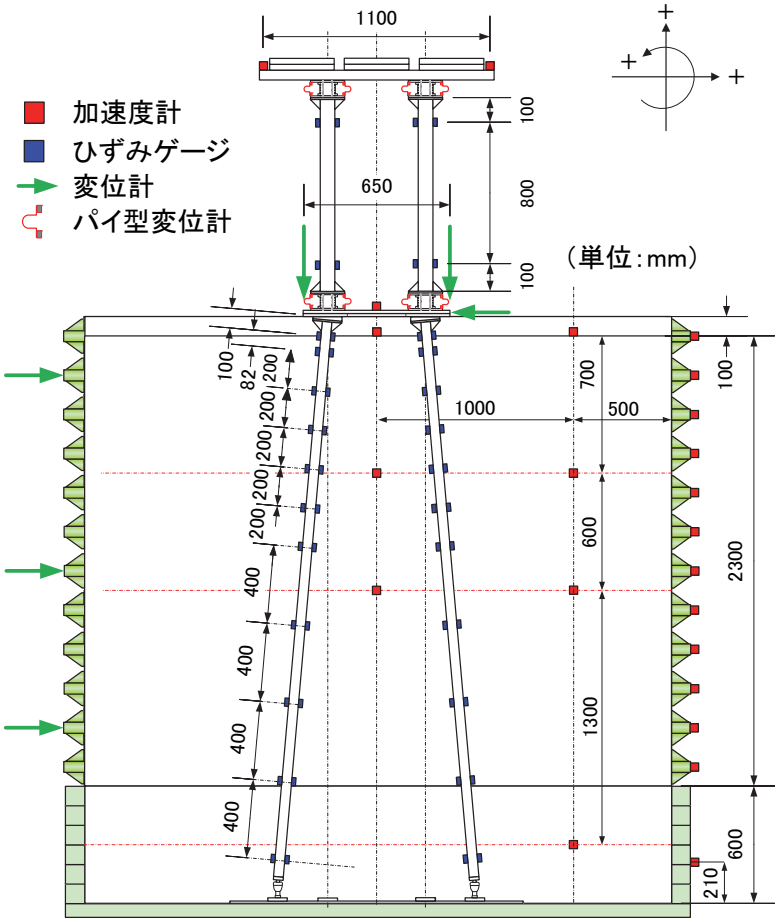


図 5- 39　計測器配置の例（CaseB-3）

表 5- 7　CaseN-3，B-3 の試番表

試番	入力波形	最大加速度（指令値）	試番	入力波形	最大加速度（指令値）	試番	入力波形	最大加速度（指令値）
1	WN	50 gal	8	L1	200 gal	15	WN	50 gal
2	L2	100 gal	9	WN	50 gal	16	L2	950 gal
3	WN	50 gal	10	L2	600 gal	17	L1	450 gal
4	L2	250 gal	11	L1	300 gal	18	WN	50 gal
5	L1	100 gal	12	WN	50 gal	19	L1	700 gal
6	WN	50 gal	13	L2	800 gal			
7	L2	400 gal	14	L1	350 gal			

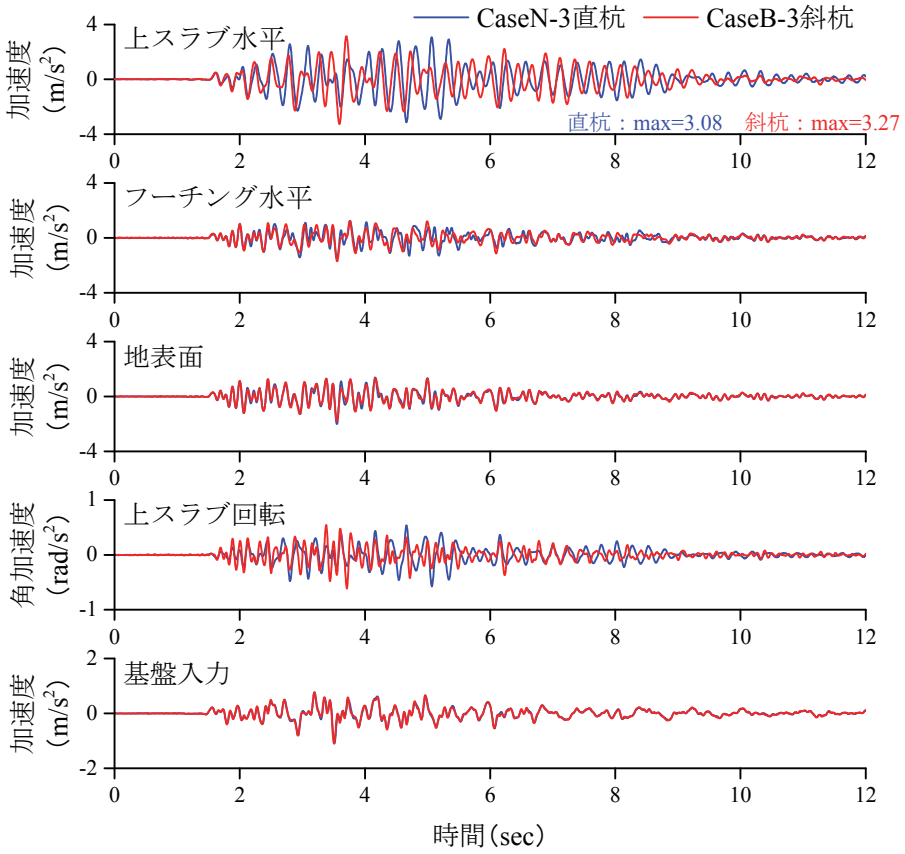


図 5- 40　CaseN-3，B-3 における時刻歴応答波形（L1 地震動 150gal）

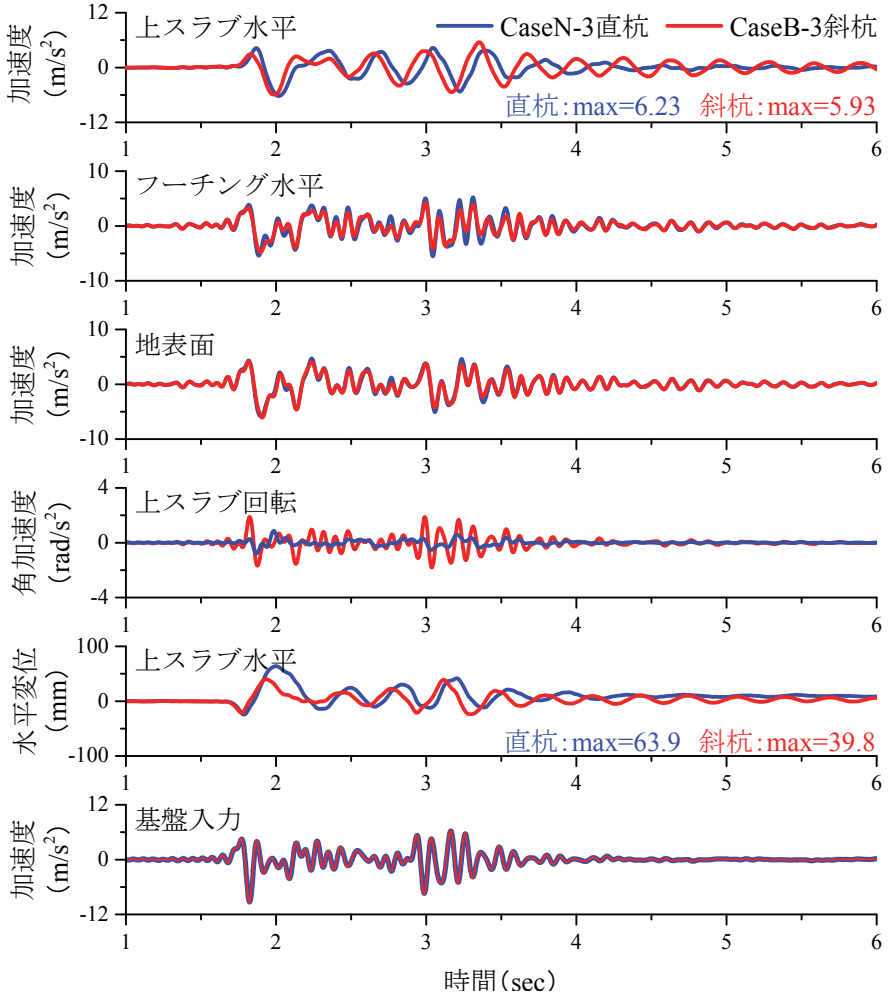


図 5- 41　CaseN-3，B-3 における時刻歴応答波形（L2 地震動 950gal）

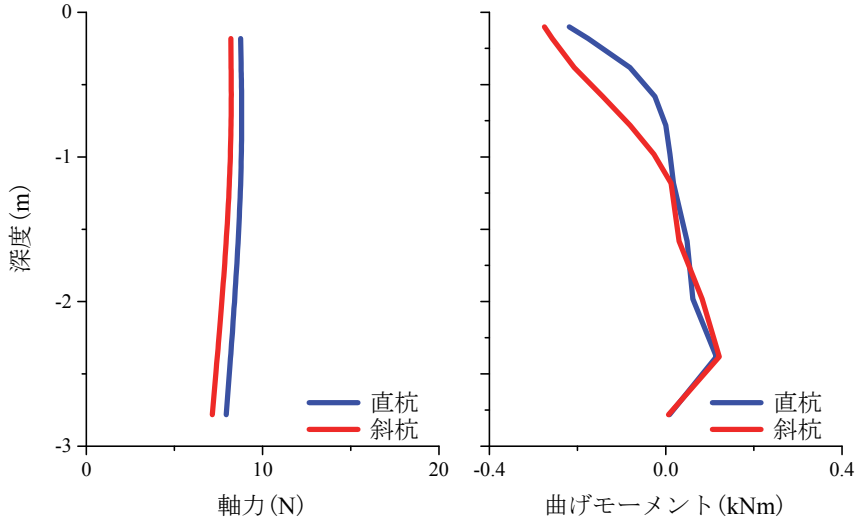
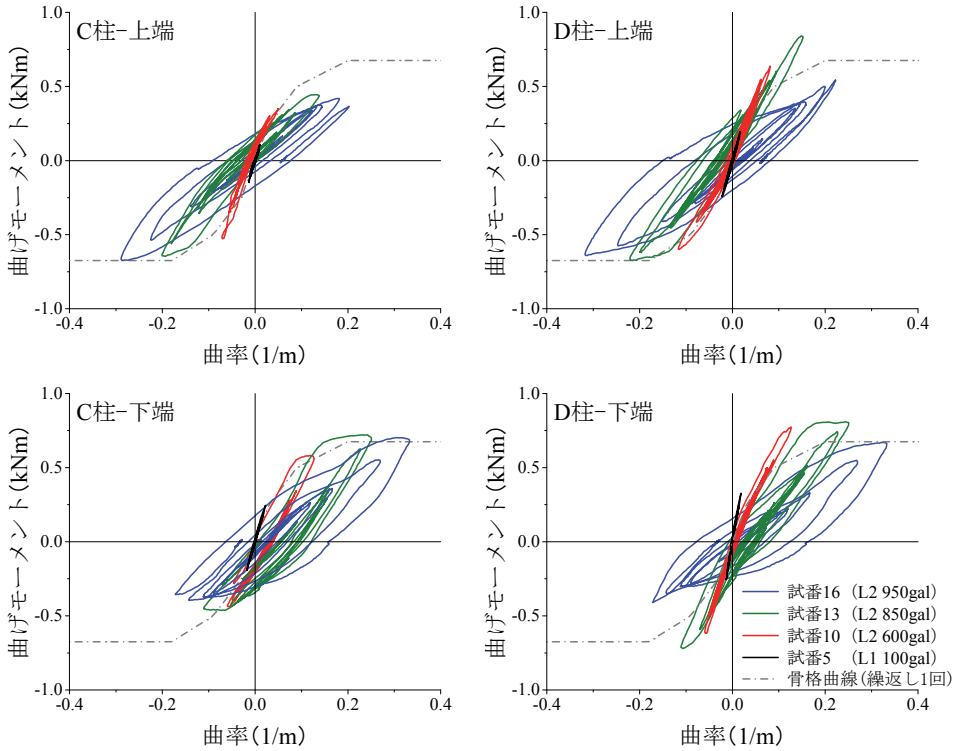
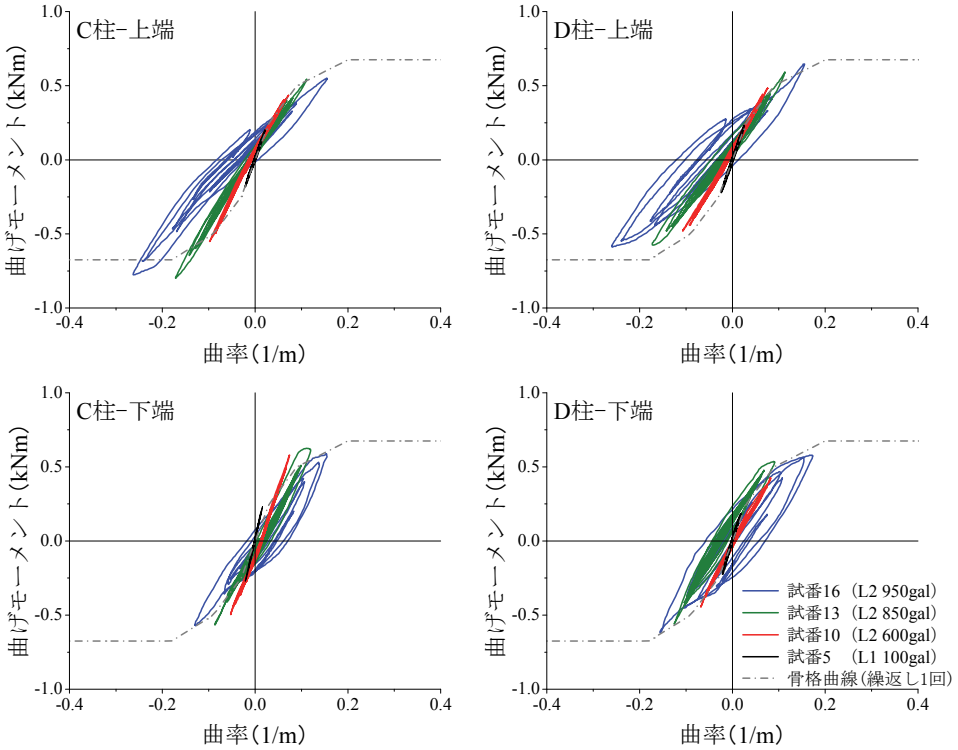


図 5- 42　上スラブ最大水平変位時の杭体断面力図（L2 地震動 950gal）

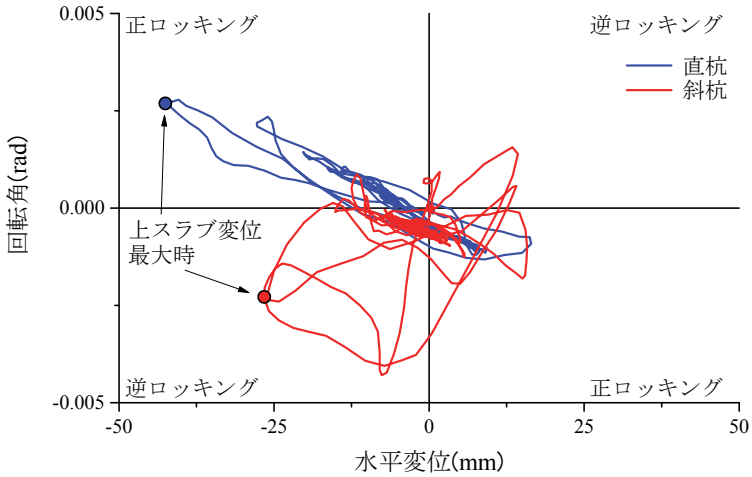


(a)　CaseN-3

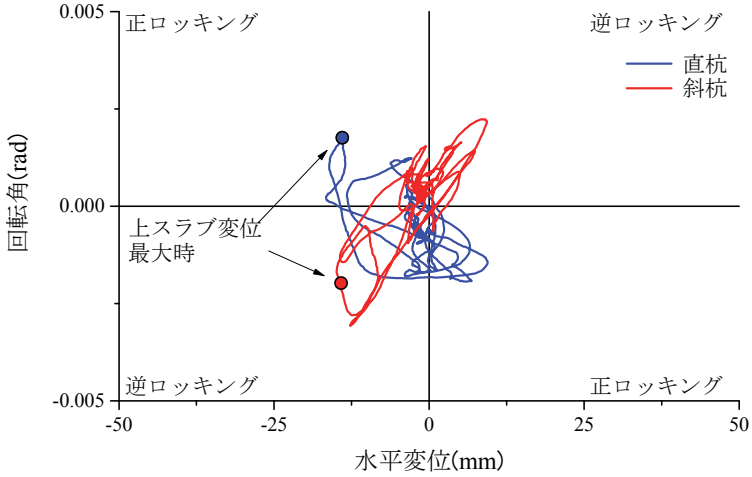


(b)　CaseB-3

図 5- 43　加振中における塑性ヒンジ部の M-φ 関係



(a)　上スラブ



(b)　フーチング

図 5- 44　CaseN-3，B-3 における回転角と水平変位の関係（L2 地震動 950gal）

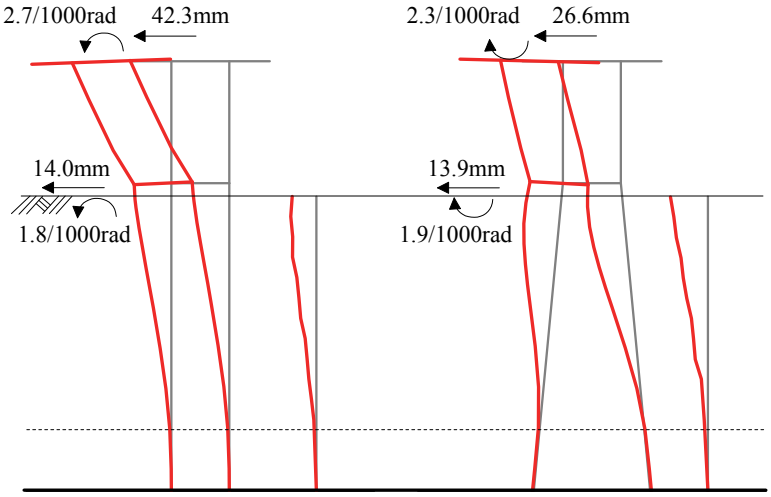
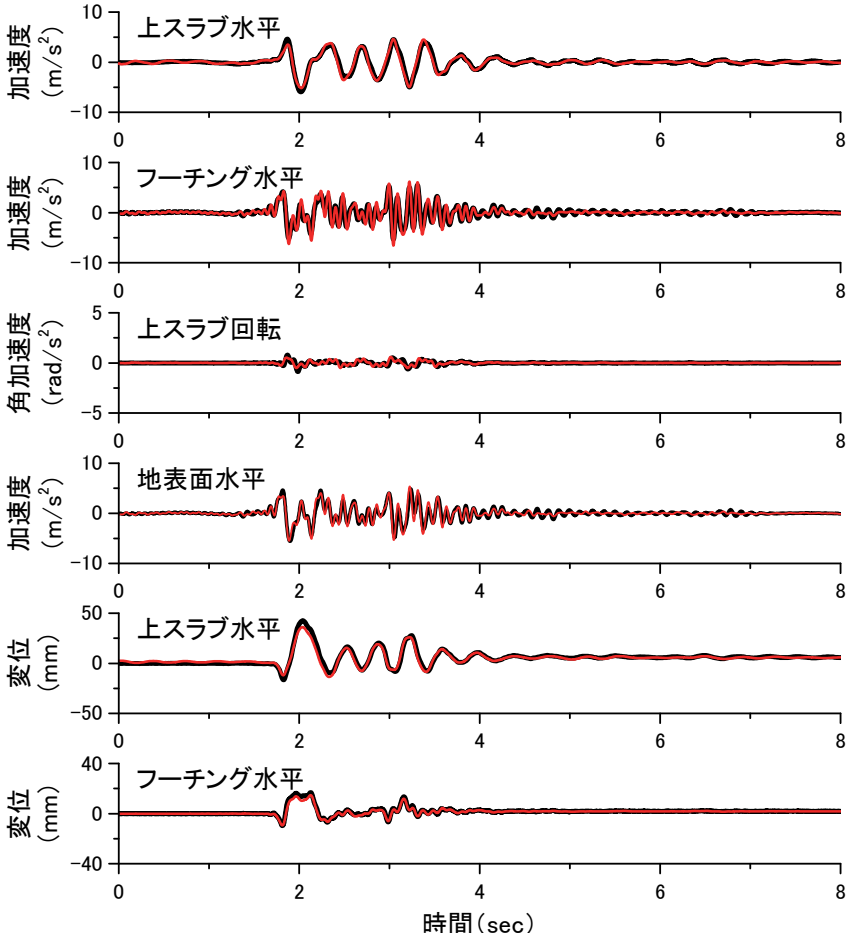
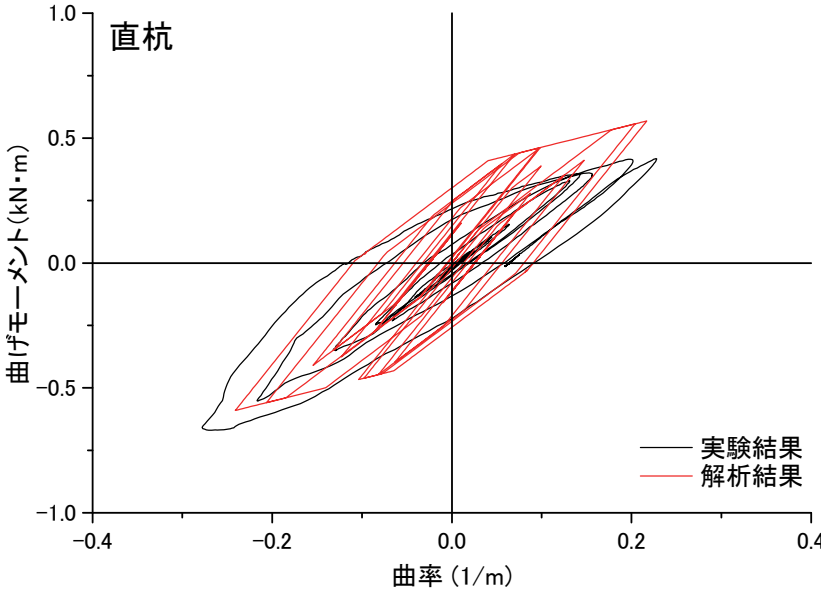


図 5- 45　CaseN-3，B-3 における上スラブ水平変位最大時の変形図

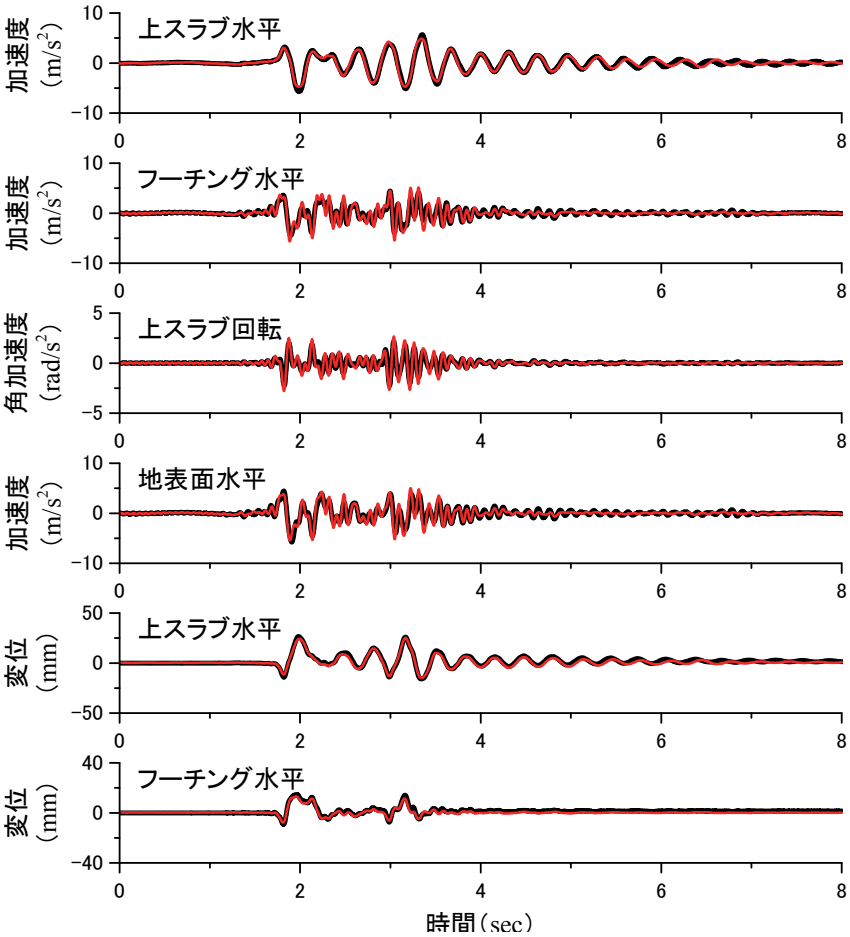


(a)　時刻歴応答波形

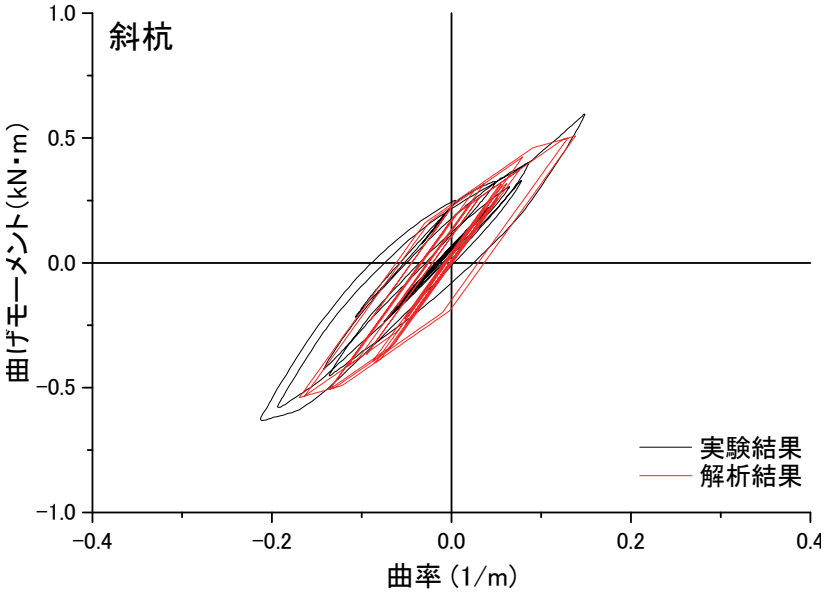


(b)　柱端部の M-φ 関係

図 5- 46　CaseN-3 の再現解析結果



(a)　時刻歴応答波形



(b)　柱端部の M-φ 関係

図 5- 47　CaseB-3 の再現解析結果

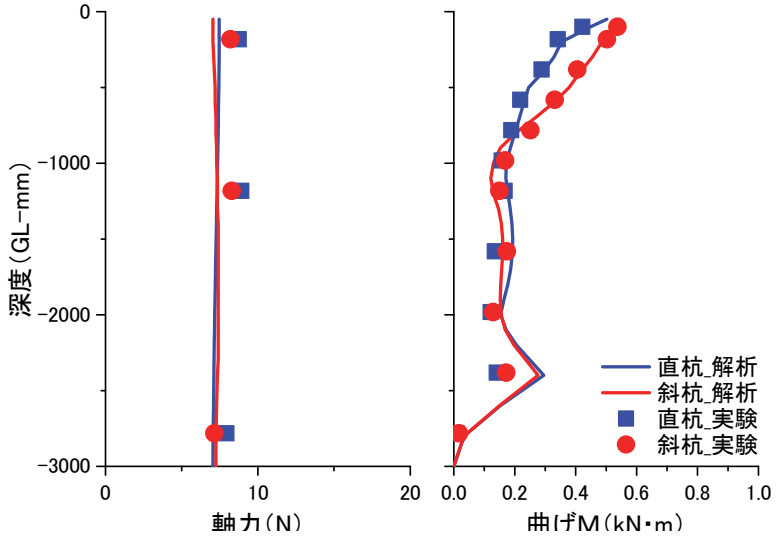


図 5- 48　再現解析結果（CaseN-3，B-3 の杭体曲げモーメント分布）

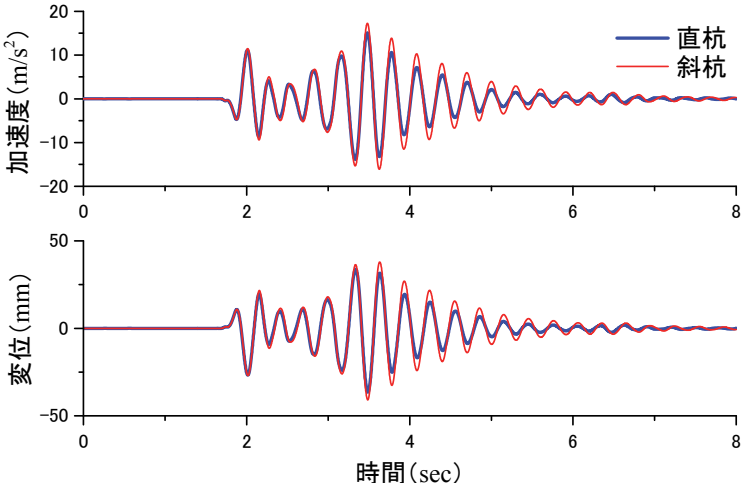


図 5- 49　単一入力モデルにおける直杭基礎と斜杭基礎の比較（部材線形）

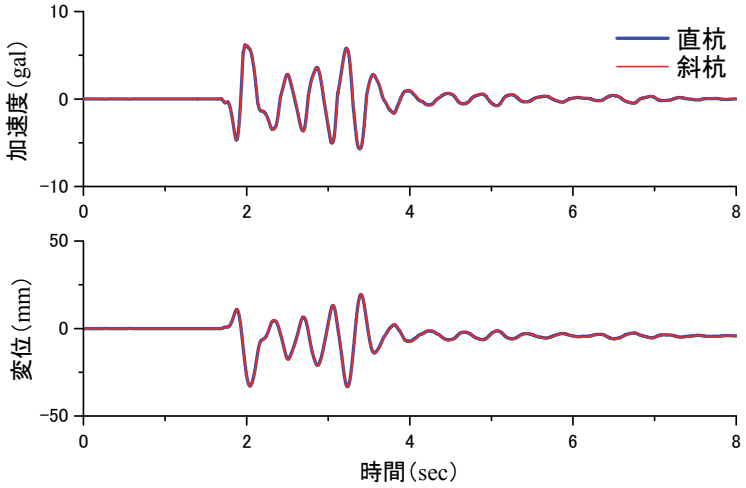


図 5- 50　単一入力モデルにおける直杭基礎と斜杭基礎の比較（部材非線形）

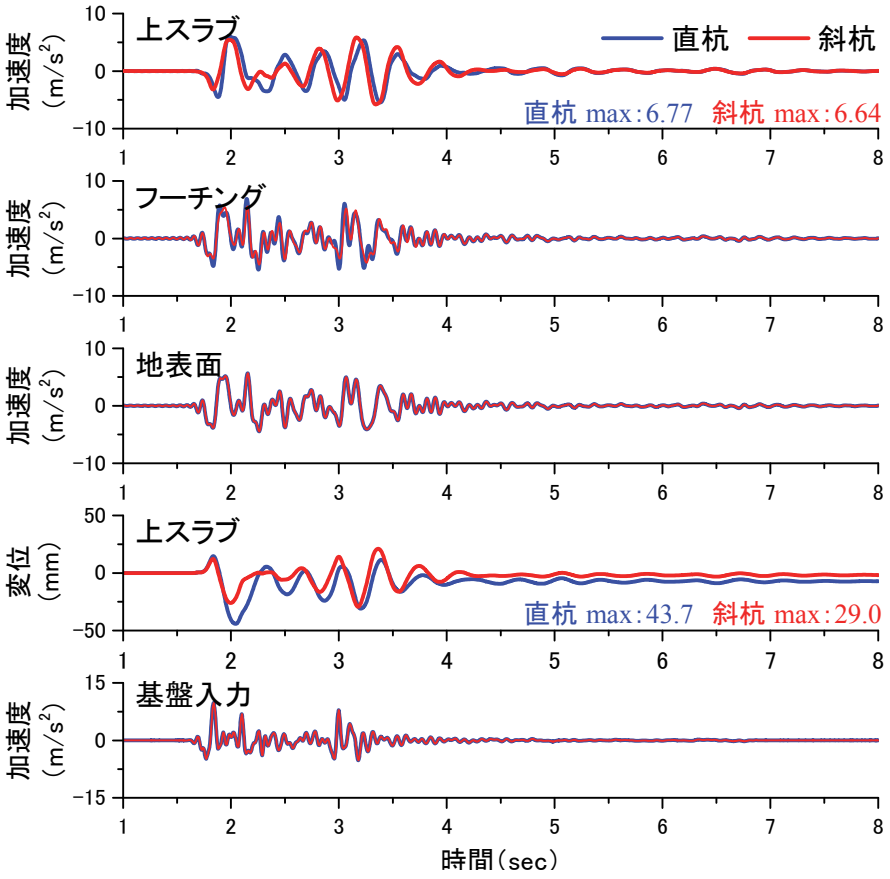


図 5- 51　数値実験による直杭高架橋と斜杭高架橋の比較

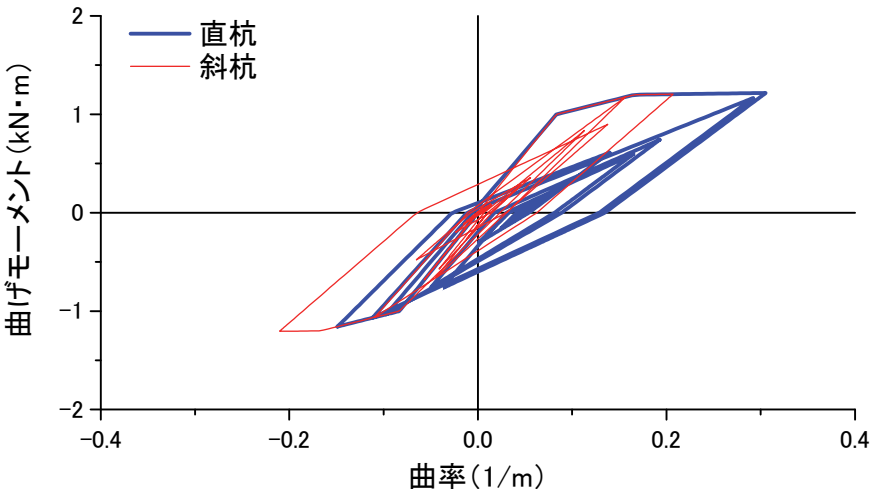


図 5- 52　数値実験における柱端部の M-ϕ 関係

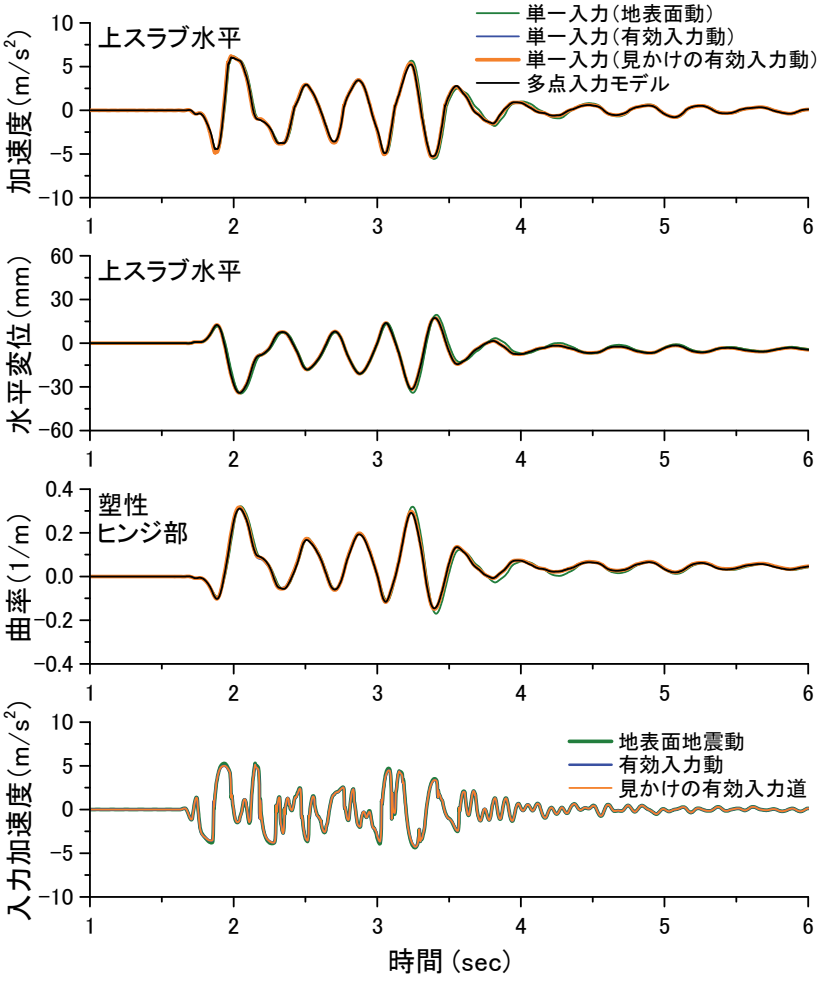


図 5- 53　直杭高架橋模型の応答低減効果

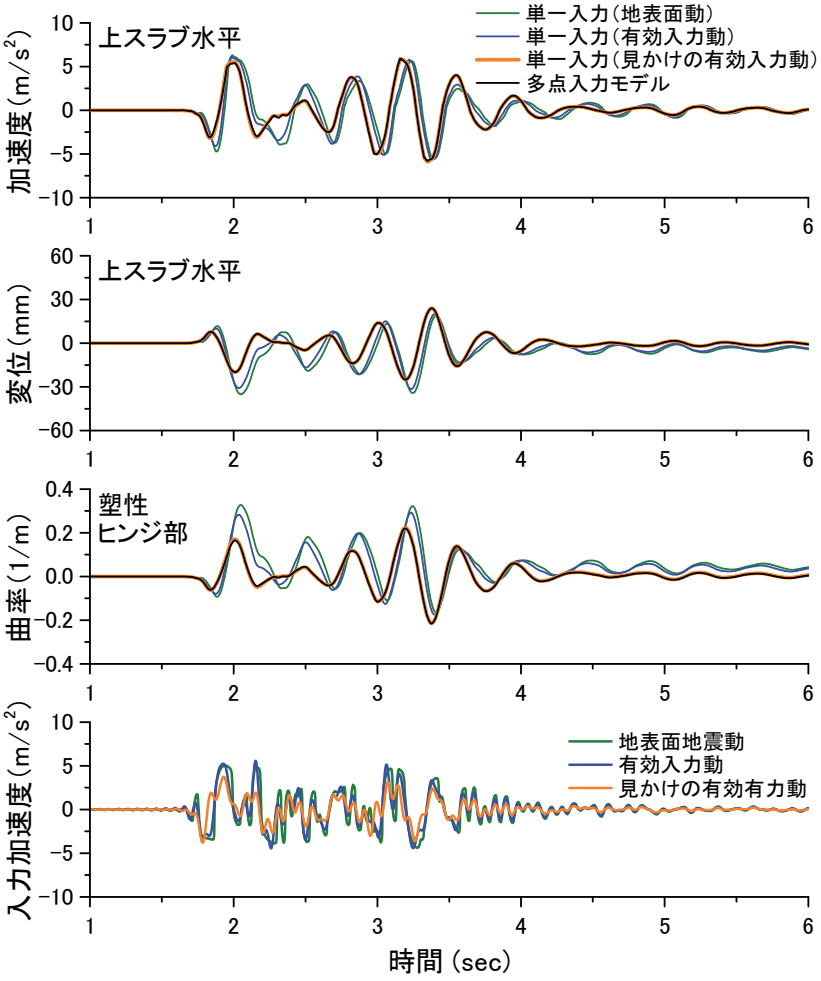
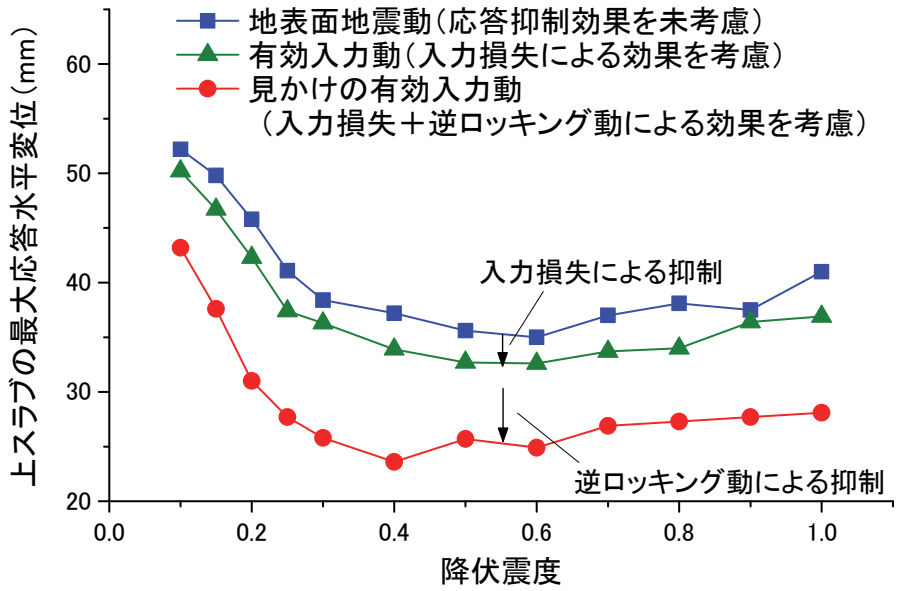
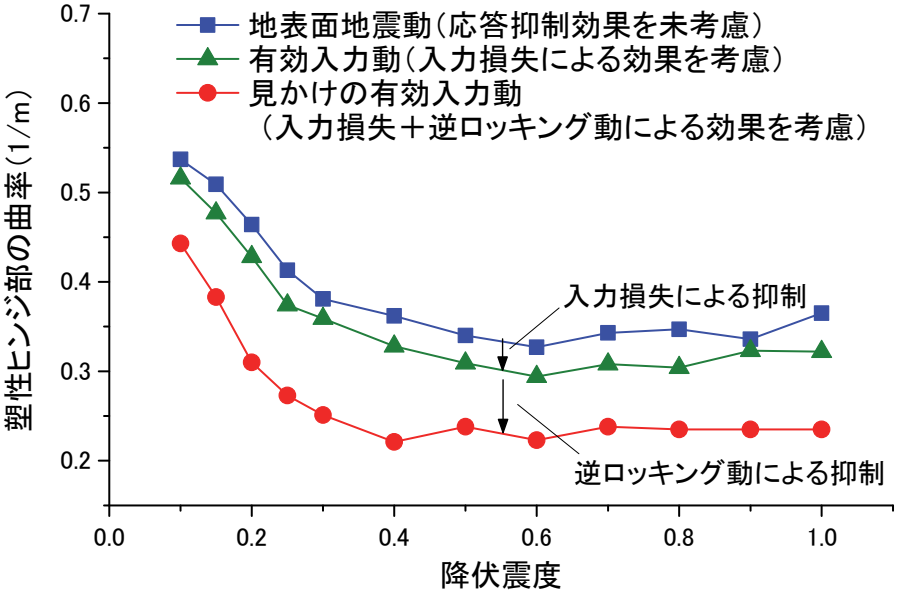


図 5- 54　斜杭高架橋における応答低減効果



（a）上スラブ最大応答水平変位と柱の降伏震度の関係



（b）塑性ヒンジの曲率と柱の降伏震度の関係

図 5- 55　構造物の降伏震度と斜杭による応答低減率の関係

第５章の参考文献

5.1) 後藤尚男，藤森哲，八木寿，芦見忠志：斜杭・組杭をふくむ構成基礎杭に関する現地試験，土木学会志，Vol.45，No.11，pp.15-20，1960.

5.2) 後藤尚男，芦見忠志，滝井健司：斜杭・組杭の水平抵抗に関する模型実験的考察，土木学会論文集，Vol.79，pp.24-34，1962.

5.3) 小松章，前田良刀，赤司有三，D. A. Shuttel：斜杭基礎を有する群杭基礎の地震時支持力評価に関する一考察，構造校額論文集，Vol.50A，pp.1233-1244，2004.

5.4) 清田三四郎，米澤豊司，青木一二三，神田政幸，西岡英俊，出羽利行：斜杭基礎の水平抵抗と鉄道構造物への適用性の検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.5, No.2, pp.293-307, 2010.

5.5) 大川賢紀，亀井宏之，張鋒，樋口美紀恵，木村亮：斜杭を有する鋼管群杭の地震時の支持性能，土木学会論文集，No.806/III-73，pp.1-12，2005.

5.6) 田蔵隆，張至鎬，田地陽一，木全宏之，坂井康伸，齋藤正人，Goit, C.：斜杭基礎のキネマチック・インターラクションに関する研究，土木学会論文集 A1，Vol.70，Mo.1，pp.51-66，2014.

5.7) 本山紘希，室野剛隆，仲秋秀祐，西岡英俊，米澤豊司，森野達也，青木一二三：斜杭を有する構造物での有効入力，土木学会第 67 回年次講演会，pp.I-551,552，2012.

5.8) Gerolymos, N. Giannakou, A., Anastasopulos, I. and Gazetas, G. : Evidence of beneficial role of inclined piles : observations and summary of numerical analysis, Bull of Earthquake Engineering, Vol.6, No.4, pp.705-722, 2008.

5.9) Giannakou, A., Gerolymos, N., Gazatas, ASCE,M., Tazoh, T. and Anastasopoulos, I., : Seismic Behavior of Batter Piles : Elastic Response, Journal of Geotechnical and Geoenviromental Enginnering, Vol.136, No.9, pp.1187-1199, 2010.

5.10) 本山紘希，室野剛隆，仲秋秀祐，西岡英俊，米澤豊司，森野達也，青木一二三：斜杭を有する構造物での有効入力動，土木学会第 67 回年次講演会，pp.I-551-552，2012.

5.11) 川中徹人，高橋祐治，砂坂善雄，高原秀夫：橋脚－基礎－地盤系の非線形動的応答解析－杭の損傷が橋脚の地震応答に与える影響について－，第 3 回構造物の破壊過程解明に基づく地盤防災性向上に関するシンポジウム論文集，pp.213-218，2002.

5.12) 高野裕輔，山東徹生，陶山雄介，西岡英俊，松浦光佑，本山紘希：斜杭基礎の動的制震効果を考慮した鉄道高架橋の耐震設計手法の提案と試計算，第 18 回鉄道工学シンポジウム，2014.

第６章　実地盤中の大型組杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性の評価

6.1　概要

第５章までの検討で実施してきた模型実験は，気乾砂地盤中に設置した比較的スケールの小さい模型杭を対象としてきた．模型実験の結果として，杭径や杭頭固定度などによらず概ね同等の変位レベル依存性となることが明らかになったが，寸法の小さい模型杭かつ同一の地盤材料に限定されており，実構造物の寸法レベルの杭や実地盤においても同様の傾向が得られるかは未解明である．

そこで本章では，実寸法に近い杭での水平変位レベル依存性の評価を目的として，標準的な RC ラーメン高架橋の約 1/2 スケールの大型模型を作製し，共振実験ならびに水平載荷実験を実施した．

6.2　1/2 スケールの高架橋模型の概要

6.2.1　実験の背景

はじめに，本実験を実施した背景について示す．

1995 年に発生した兵庫県南部地震により，山陽新幹線をはじめとして東海道新幹線，東海道本線，阪急神戸線，伊丹線，阪神本線などの鉄道構造物で被害を受けた [6.1)]．山陽新幹線は新大阪～姫路間の高架橋形式としては RC ラーメン高架橋が大半であり，柱部材上下端の破壊により上床スラブの落下や桁の落橋に至った．東海道新幹線においても京都～新大阪間の高槻地域において RC ラーメン高架橋の柱の一部にひび割れ等の被害が発生した．

地震により構造物が被災した場合，鉄道事業者は構造物の損傷レベルによって運行可能等の判断しなければならない．従来はひび割れ幅やその形状，かぶりコンクリートの剥離状況等の目視検査結果から定性的に判断していた．しかしながら，特にラーメン高架橋柱の地震による損傷レベル評価に関しては，軸力によりひび割れが閉口していることが多く，目視による確認は困難である．そこで，関らは衝撃振動試験から得られる固有振動数を基に，柱の損傷レベルを評価する手法について検討を行い [6.2)]，損傷レベルに伴う剛性の低下と，応答塑性率に応じた固有振動数の低下とを把握した．

一方，兵庫県南部地震を対象に上部工の耐震補強が進められている．ラーメン高架橋に

ついては柱や中層梁のせん断破壊を防止するため鋼板巻き補強などが行われているのに対し，基礎の補強は経済性や施工性の課題から実施されないことがほとんどであり，仮に上部工のみが補強された構造物に対して地震動が作用すると，基礎が損傷する可能性は否定できない．しかしながら，杭頭部は一般的に地中部にあり，目視で調査するためには非常に大きな労力が必要となるため，柱の損傷と同様に衝撃振動試験により杭頭部の損傷が把握できれば有益である．

そこで，ラーメン高架橋で杭頭が損傷した場合に固有振動数に与える影響を検証するため，標準的な既設 RC ラーメン高架橋の 1/2 模型を作製し，交番載荷試験により杭頭を損傷させた前後で共振実験ならびに衝撃振動試験を実施し，固有振動数の変化を計測した [6.3),6.4)].

本章では，杭頭に損傷が生じるまでの比較的小さな変位での載荷試験と振動試験のデータを用いることで，体変位には至っていないものの，実構造物に近い条件での地盤反力係数の変位レベル依存性を評価した．

6.2.2　供試体の形状および諸元

実験に用いた供試体は，東海道新幹線の標準的な RC ラーメン高架橋の 1/2 スケールであり，１径間分を模擬した．供試体の形状および諸元を**図 6- 1** に示す．供試体の形状は，上スラブの寸法は 3500mm×4900mm×600mm，柱高さ 3000mm，柱寸法 300×300mm である．杭基礎は杭径 406.4mm，肉厚 12.7mm，羽径 800mm の羽根付き鋼管杭（小径エコパイル）を用いており，杭長 4450mm（地中梁下端から 4950mm）とした．

図 6- 2 に柱ならびに杭頭部の配筋図を示す．用いた鉄筋の種類は，杭頭部の軸方向鉄筋のみ SD295 で、その他は全て SD345 である．柱の配筋は，曲げせん断強度比を考慮して実物と一致するように相似則を考慮して設定した．また，柱の軸方向応力度が実物と同程度（1N/mm^2）となるように上スラブ重量を設定した．地中梁の載荷により杭頭の損傷を発生させるため，杭頭の 500mm 区間は φ250mm の RC 構造とし，地中梁と鋼管杭を接合した．

コンクリートの強度（普通ポルトランドセメント）については 37.0～39.6N/mm^2（平均 38.0N/mm^2），静的弾性係数は 28.7～30.4×10^{3}N/mm^2（平均 29.7N/mm^2）であった．

なお，通常の構造物の地中梁は埋め戻しされているが，杭体による水平抵抗を明確にするため，杭頭を突出させた状態で振動試験ならびに静的載荷を実視している．

6.2.3　施工手順

（１）地盤調査

事前にボーリング調査ならびに標準貫入試験を行い，施工箇所の地盤調査を行った．調

査位置ならびに地盤調査の結果を図 6- 3 に示す．表層から約 3m は N 値 5 程度のローム質土であり，これより下は N 値 30～40 程度の砂礫層である．ボーリングは油圧式ロータリー式ボーリングマシンを使用し，標準貫入試験には JIS A1219 に基づいた標準貫入試験器具を用いた．

（２）杭打ち

施工の手順としては初めに杭打ち工を実施した．鋼管杭を図 6- 4 に，打設の状況を図 6- 5 に示す．　小型の回転圧入機械により打設した．また杭打設後模型周辺地盤を地表面から約 1.0m 掘削し，杭頭突出状態とした（図 6- 6）．

（３）杭頭部 RC 打設

杭頭 500mm の範囲は φ250 の RC 部材であり，杭頭部の鉄筋の定着のために鋼管杭天端から 550mm には中詰めコンクリートを打設した（図 6- 7）．鋼管杭の内部にはずれ止めを設置した．コンクリートの打設に際しては，杭頭部の φ250mm の部分は鋼製型枠を使用することとし，中詰めコンクリートの支えとして，吊り鉄板を設けることとする．杭頭コンクリート打設後，地中梁構築前に脱型を行った．

（４）上部工製作

掘削底面に敷き鉄板を設け，地中梁構築のための支保工を構築した．その後地中梁の型枠の構築を行い，柱部分の天端までコンクリート打設を行う．その後，スラブの配筋を地上で行うとともに，スラブ構築のための支保工を掘削底面および先に構築した地中梁から構築する．支保工を構築後，型枠を設置し，地上面にて組み上げたスラブの鉄筋をクレーンを用いてスラブ型枠上に設置し，コンクリートの打設を行った（図 6- 8）．

コンクリート打設の様子を図 6- 9 に示す．

6.3　衝撃振動試験および共振実験

（１）加振方法ならびに実験結果

ラーメン高架橋模型の施工完了後，衝撃振動試験ならびに起振器による共振実験を実施した．衝撃振動試験は上スラブを 30kg の重錘とかけやで打撃することで，自由振動を励起させ計測した．共振実験は可動部質量が 50kg の中型起振器を用いて行い，目標入力加速度振幅を 100gal，300gal，500gal，1000gal の 4 ケースとし，振動数を 1Hz から 25Hz のスイープ波加振（スイープ速度 1Hz/sec）とした．なお，起振器は地中梁に設置した．

計測器は上スラブ，柱，地中梁，杭体に圧電型加速度計を計 8 点設置した（図 6- 10）．

ただし，構造物が大きくなるためこれまでの模型実験よりも応答加速度が小さくなることが予想された．そこで，より感度の高い圧電型加速度計（ウィルコクソン社製　731 207）を用いた．感度は**第２章～第５章**の共振実験で使用した圧電型加速度計（793L）のおよそ 20 倍であり，ノイズとしては 0.001m/s^2(=0.1gal)以下である(実測で 0.0005m/s^2(=0.05gal))．

計測結果として，衝撃振動試験の時刻歴応答速度波形とフーリエスペクトルを**図 6- 11**，**表 6- 1** に，共振実験の時刻歴加速度波形と伝達関数を**図 6- 12**，**表 6- 2** に示す．両実験ともに明確に共振しているのがわかる．衝撃振動試験は自由振動であるためフーリエ振幅スペクトルがピークを示す振動数を固有振動数とし，共振実験については**第２章**で示したように伝達関数の位相差スペクトルが 90 度となる振動数を固有振動数とした．そして，積分により固有振動数における応答変位量を算出した．なお，衝撃振動試験は自由振動であるため時間によって応答が減衰するが，打撃直後の 1 波目の応答速度から変位量を算出した．衝撃振動試験，共振実験（1000gal 加振時）で 0.07mm 程度の杭頭変位が発生しており，杭径のおよそ 0.02%に相当する．

（２）地盤反力係数の同定

第２章で示した方法と同様に，梁ばね解析からあらかじめ水平地盤反力係数と固有振動数の関係を算定しておき，共振実験ならびに衝撃振動実験から得られた固有振動数から，地盤反力係数を同定した．固有値解析に用いた骨組みモデルを**図 6- 13** に示す．橋軸直角方向の柱ならびに杭を 1 本に集約してモデル化している．

固有値解析により得られた水平地盤反力係数と固有振動数の関係を**図 6- 14** に示す．

6.4　水平交番載荷試験

（１）載荷方法および計測項目

高架橋模型の周囲に反力架台を設置し（**図 6- 15**），ラーメン高架橋模型の地中梁の 2 点に対して油圧ジャッキ（オックスジャッキ社製 SLP-8051-C）を 2 台設置して，水平方向に正負交番載荷を行った（**図 6- 16**）．そして杭頭部の鉄筋のひずみをモニターして，降伏ひずみに達した時点の載荷点位置の水平変位を降伏変位 $1\delta_y$ とし，これを漸増させながら変位制御にて載荷を行った．計測項目は，供試体の水平変位，鉛直変位（**図 6- 17**），鉄筋のひずみ（**図 6- 18**）である．

（２）実験結果

実験結果として，載荷荷重および変位量の時刻歴図を**図 6- 19** に，杭頭位置での荷重－変

位関係を**図 6- 20** に示す．杭頭水平変位量が 10mm を超えたところで杭頭 RC 部にひび割れが生じた. 杭頭鉄筋のひずみが降伏ひずみに達したのは杭頭変位 30mm の時点ではあるが，杭頭 RC 部の剛性としてはひび割れによって発生の前後によって大きく変化したと推測される．このため，この杭頭変位より大きい領域においては水平地盤反力係数の変化を評価することはできないと考え，杭頭水平変位 10mm 以下での結果を対象に，図解法により地盤反力係数を算出した.

（３）水平地盤反力係数の同定

方法としては，これまでに**第２章**で示した方法と同じであり，梁ばねモデルを用いた数値解析によりあらかじめ水平地盤反力係数と載荷荷重 P と杭頭水平変位 δ の関係の割線勾配との関係を算出しておき, 実験から得られた P/δ から各載荷時点での水平地盤反力係数を求めた．数値解析から得られた地盤反力係数と P/δ の関係を**図 6- 21** に示す.

6.5　実地盤中の杭基礎における水平地盤反力係数の変位レベル依存性

共振実験，衝撃深度試験，ならびに静的水平載荷試験から求められた正規化地盤反力係数と正規化杭頭変位の関係を**図 6- 22** に示す. 非破壊試験と静的載荷試験で評価された変位レベル依存性に 20 倍程度差があり，y/y_r が 0.02～0.4 の範囲の挙動については評価できていないものの，気乾砂地盤中の模型杭における変位レベル依存性と比較すると近い挙動となっている.

ここで，既往の研究において整理された実杭の載荷試験データを見ると，杭頭変位が 0.1～10%D の範囲（0.1～7cm）の範囲では水平地盤反力係数は y の-1/2 あるいは-2/3 乗に比例することが示されている [6.5)]．そのため実構造物についても指数関数モデルをベースとする RO モデルが適すると考えられ，静的載荷試験のデータに共振実験や衝撃振動試験のデータを追加することで，変位レベル依存性を幅広い変位でモデル化することが可能と考える．また，今回は 1 ケースと限定的であるが，同様の知見を積み重ねることにより，実構造物を対象として水平地盤反力係数の変位レベル依存性の標準式を構築できる可能性もある.

ただし実構造物の場合，相似則の影響により相似則の影響により固有振動数が低下する．この場合，**2.4.2 (5)**で示したように，固有振動数の評価の誤差による影響が強まってくる．たとえば，今回の大型模型の場合では固有振動数が 0.05Hz 異なるだけで地盤反力係数の評価が 10%程度変化する．また応答加速度も小さくなるため，共振実験による評価精度の確保が今後の課題と考える.

6.6　まとめ

本章の検討で得られた知見を以下に示す.

1) 実地盤に施工した実構造物の約 1/2 スケールのラーメン高架橋を対象に，変位レベル依存性の評価を行った．その結果，本論文にて提案した評価手法が適用できたとともに，評価された変位レベル依存性は，気乾砂地盤中の模型杭での結果と近い挙動となっていることが明らかとなった.
2) 実杭の水平載荷試験データを見ると，0.1～10%*D* の範囲において，水平地盤反力係数は概ね変位の-1/2 あるいは-2/3 に比例することが示されている. そのため実杭についても，高精度に評価可能な非線形モデルとしては，指数関数モデルをベースとし 3 つの独立パラメータを有する RO モデルが最も適すると考える.
3) 本研究で実施した検討は構造・地盤条件としては非常に限定的であるが，今後同様の検討を様々な地盤や杭種の構造物について行いデータを積み重ねることで，変位レベル依存性の標準式を構築することが可能と考える.

なお，本実験で実施した 1/2 スケールのラーメン高架橋模型の場合には，共振実験・衝撃振動試験では 0.07mm（= 0.02%*D*）以下，水平載荷実験では 1.55mm（= 0.4%*D*）以上が測定可能範囲であった．すなわち，0.02～0.4%*D* の変位レベルの挙動を測定することが出来なかった. 実構造物の場合には, 水平載荷試験の下限値は概ね 1mm 程度のままであるのに対し，共振実験で加振出来る変位量は減少することが予想される．そのため，より大きな変位量の挙動を把握するためには，より可動部質量が大きな起振器を用いる必要があるが（永久磁石方式でも 1000kg（= 10000N）まで加振可能な装置がある），取り付け作業が著しく困難となる．そのため，例えば地震観測により，小規模な地震動に対して 0.1～1mm 付近の挙動を把握する方法も考えられる.

本章における検討に一部は、国土交通省の鉄道技術開発補助金を受けて実施した。

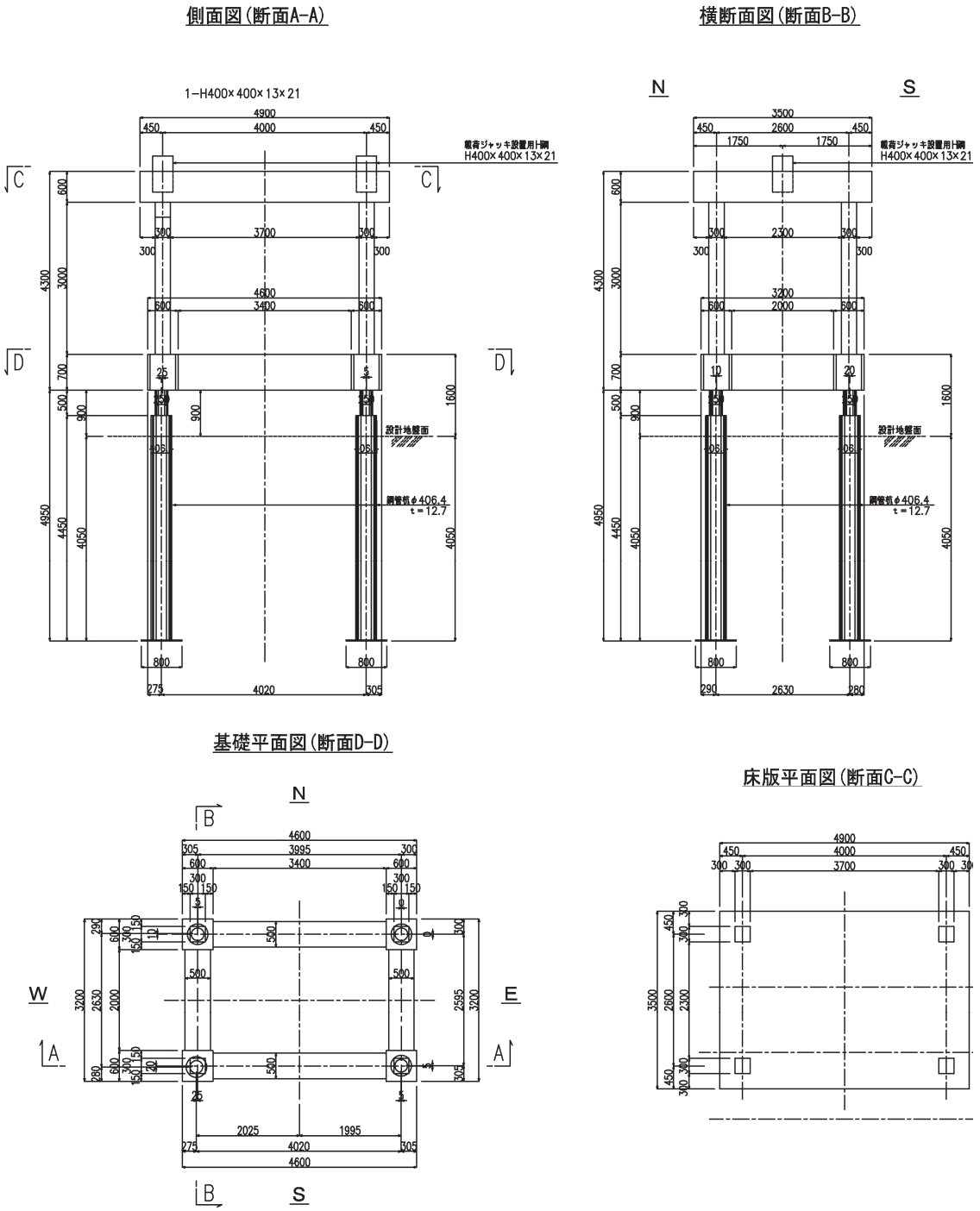
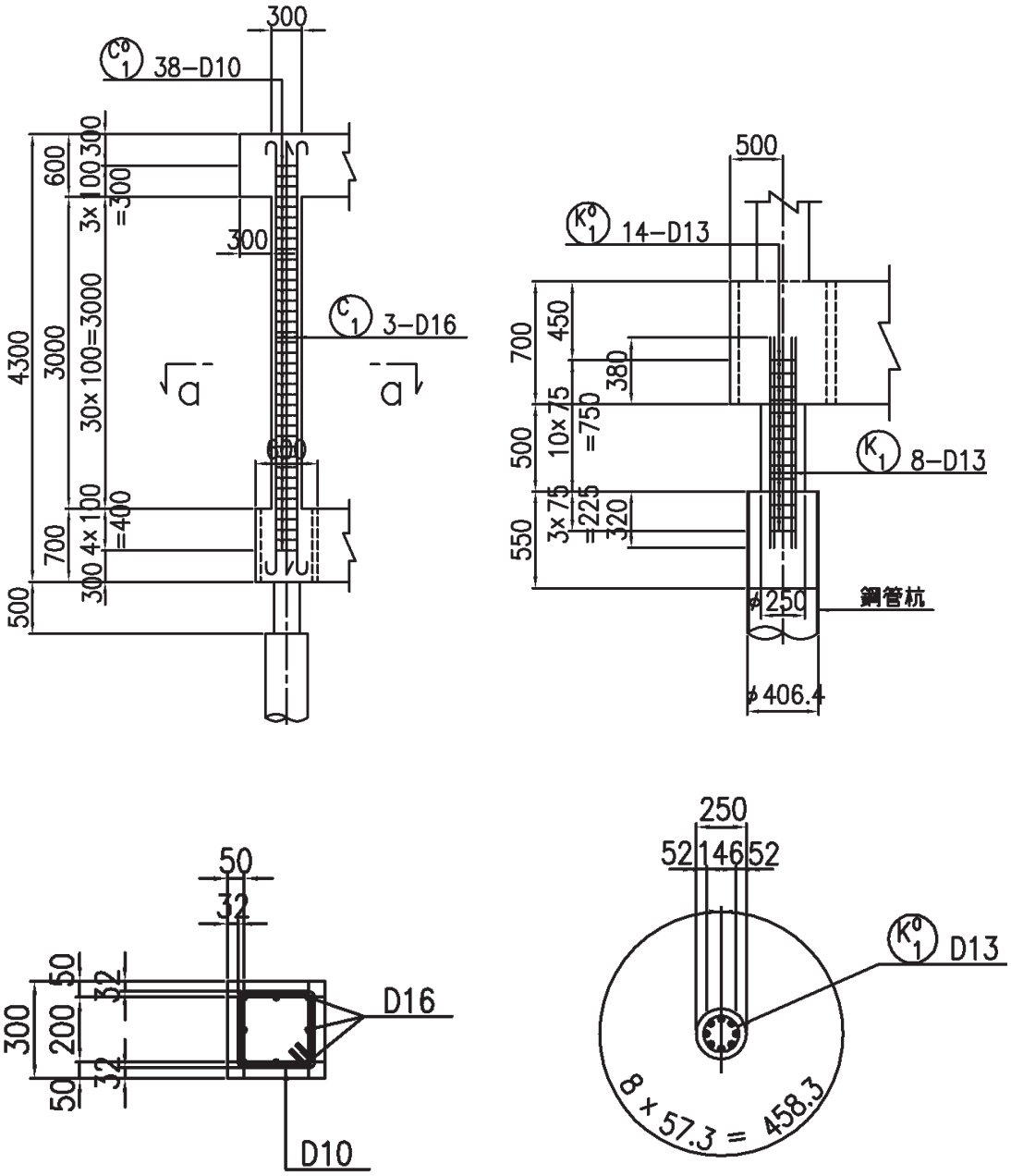
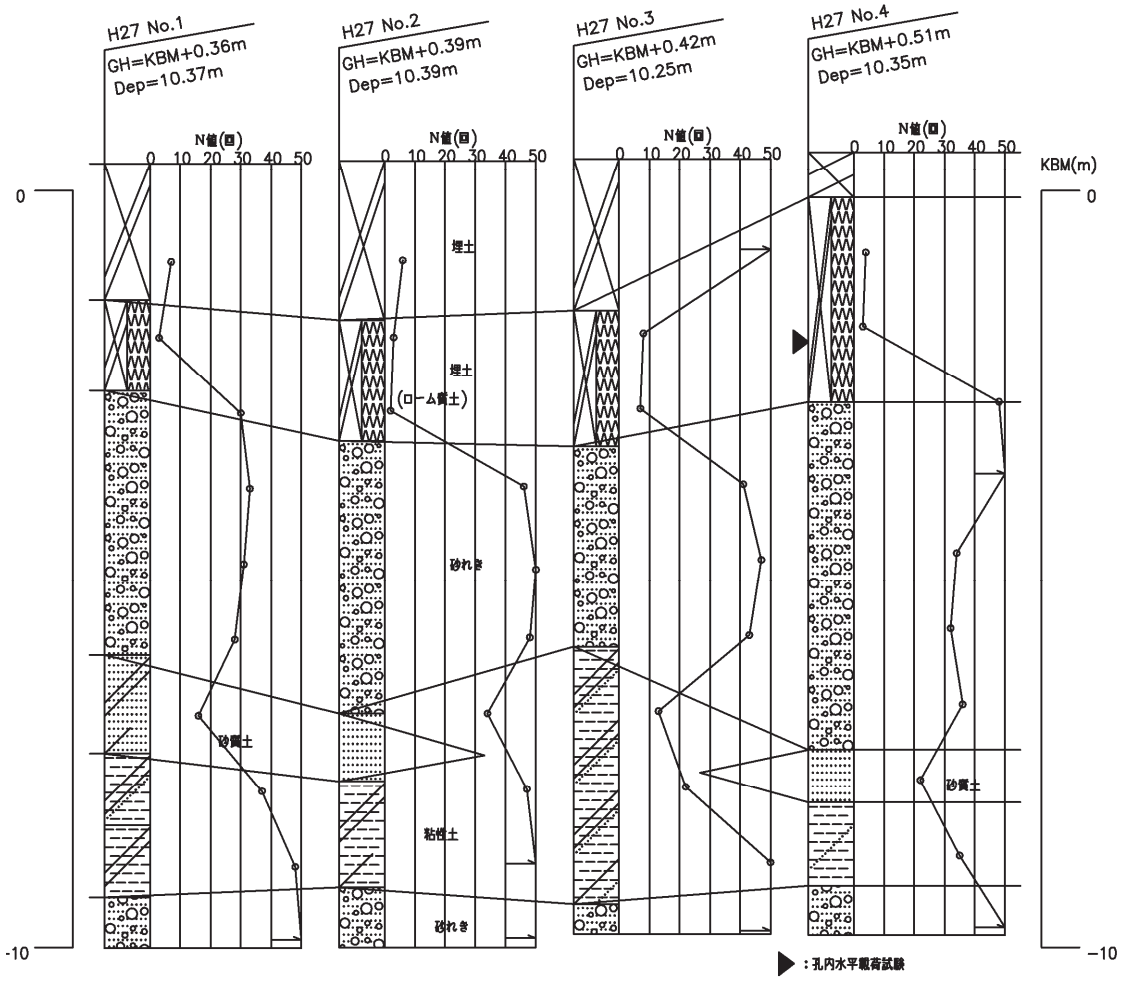


図 6-1　大型ラーメン高架橋模型の一般図



(a)　柱の配筋図　　(b)　杭頭の配筋図

図 6- 2　柱，杭頭部の配筋図



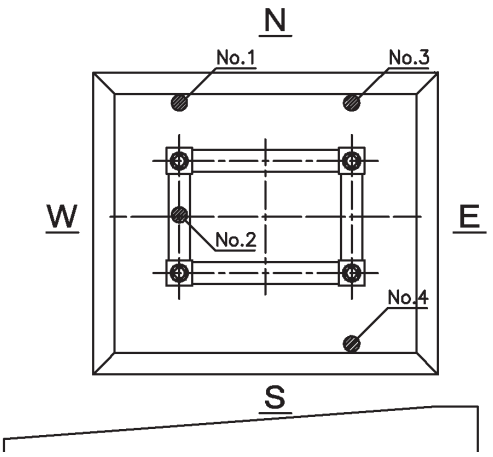


図 6- 3 ボーリング調査結果の概要

図 6- 4　高架橋模型に用いた鋼管杭（エコパイル）

図 6- 5　鋼管杭の打設状況

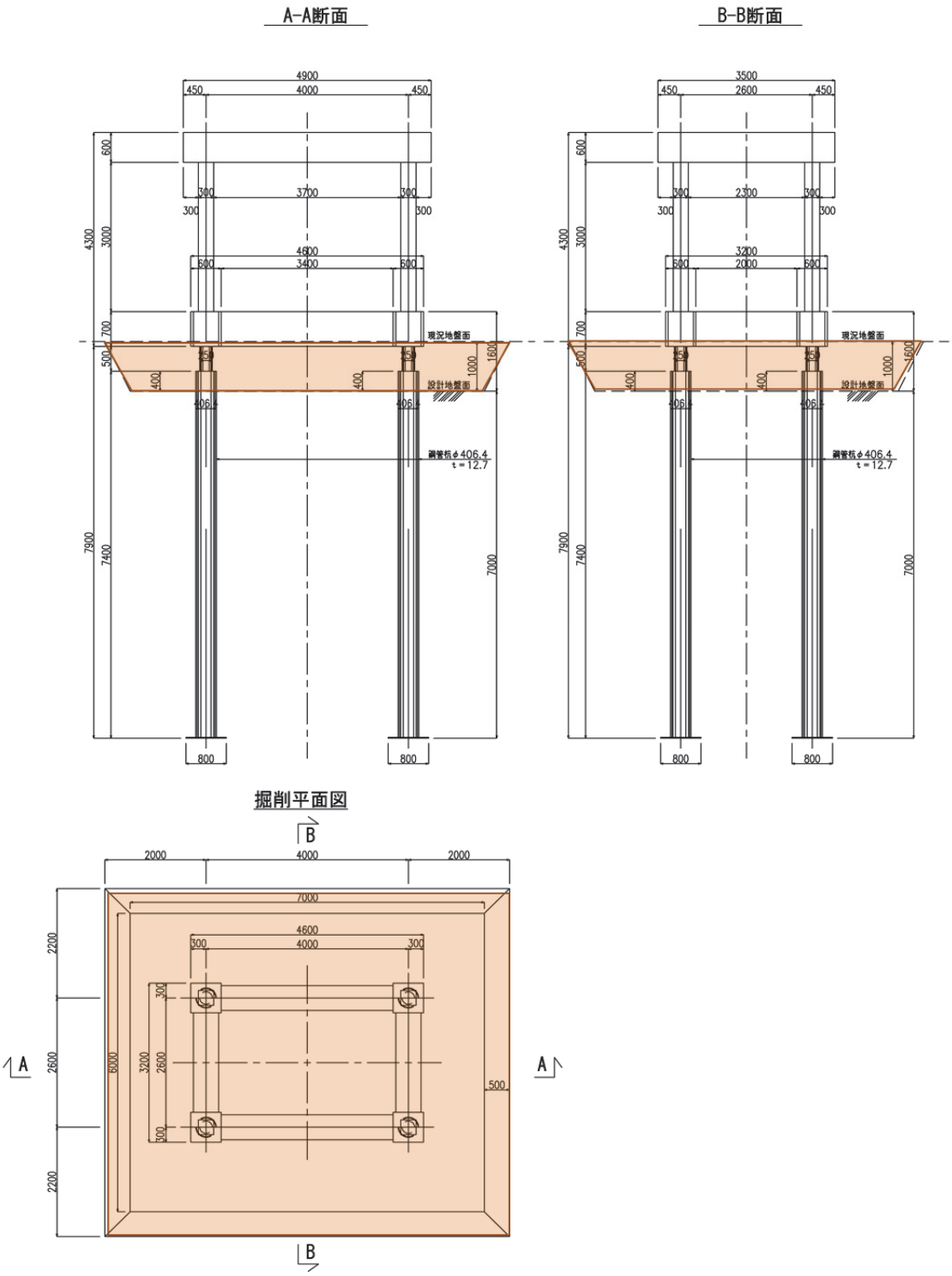


図 6- 6　掘削範囲

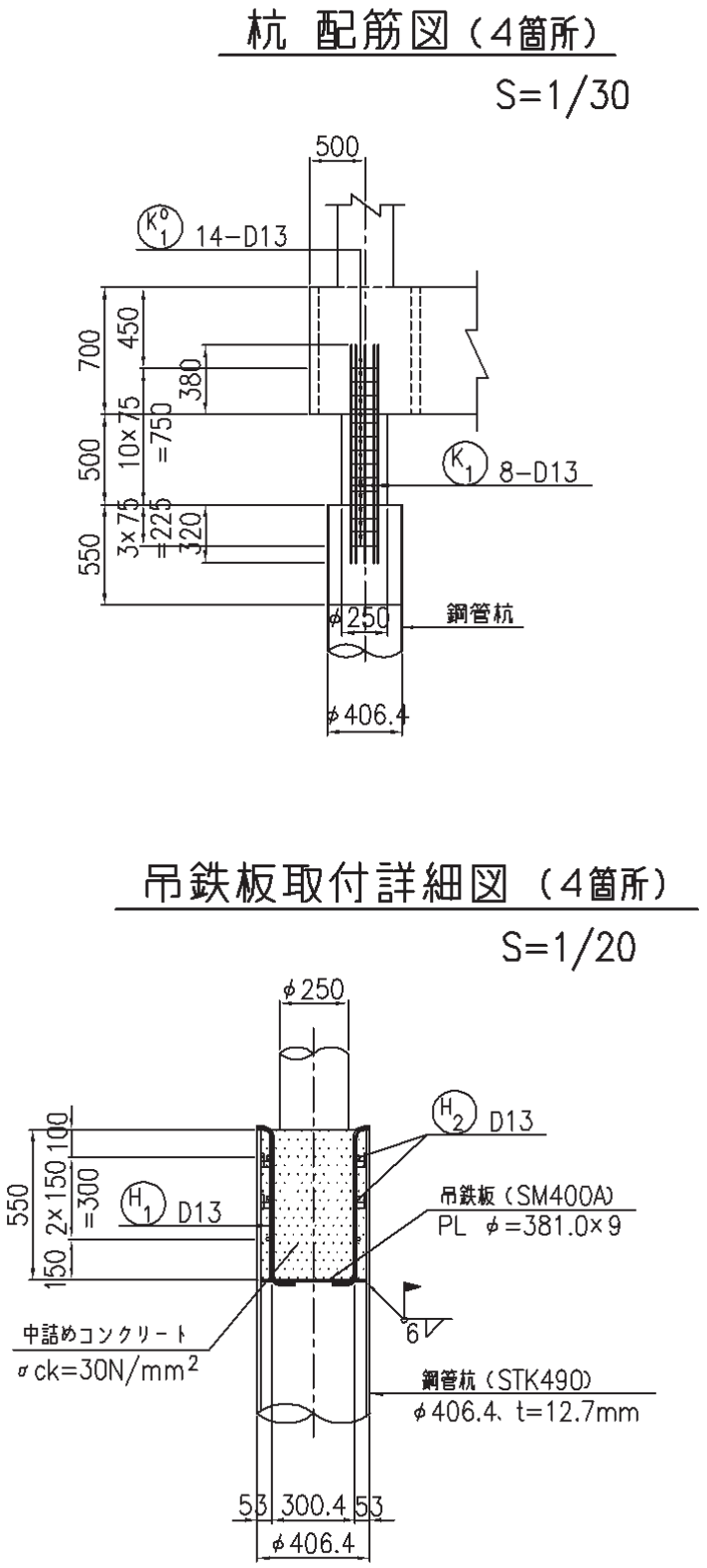

杭 配筋図（4箇所）
S=1/30
500
K°1 14-D13
700
450
380
500
10×75
=750
K1 8-D13
550
3×75
=225
320
φ250
鋼管杭
φ406.4
吊鉄板取付詳細図（4箇所）
S=1/20
φ250
H2 D13
550
100
2×150
=300
150
H1 D13
吊鉄板（SM400A）
PL φ=381.0×9
6
中詰めコンクリート
σck=30N/mm2
鋼管杭（STK490）
φ406.4、t=12.7mm
53 300.4 53
φ406.4

図 6-7　杭頭部の一般図

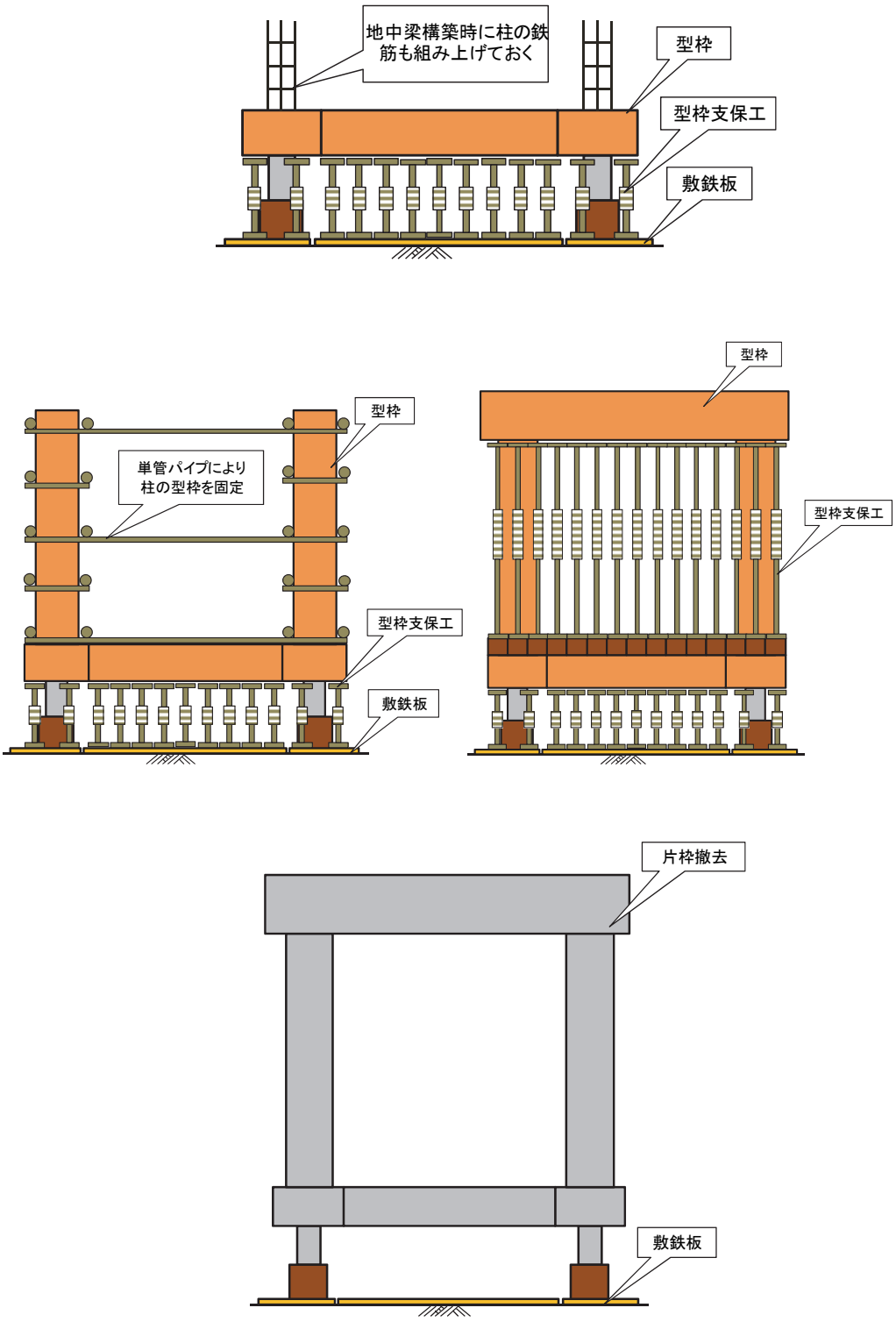
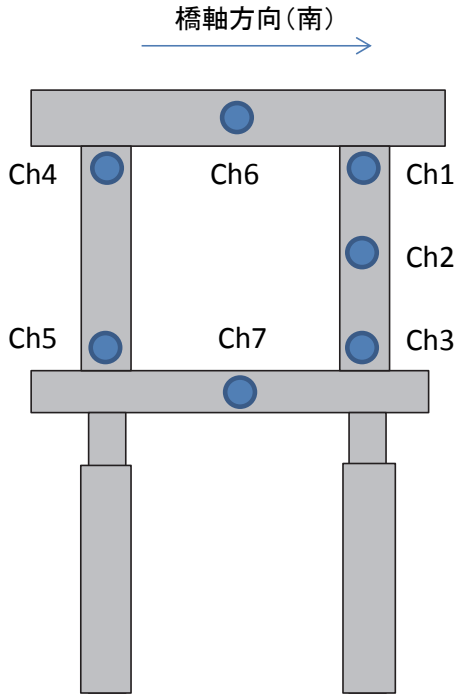
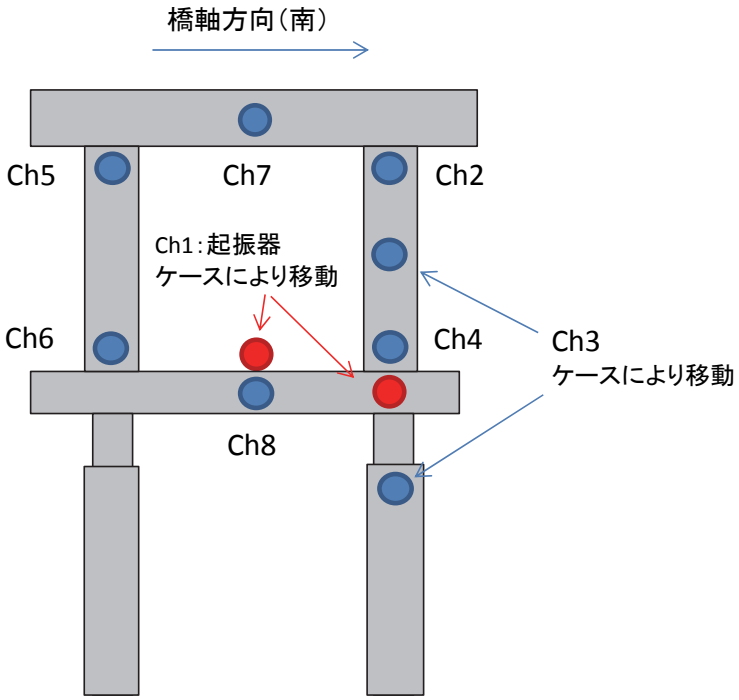


図 6- 8　コンクリート打設の概要

図 6- 9　コンクリート打設の施工状況

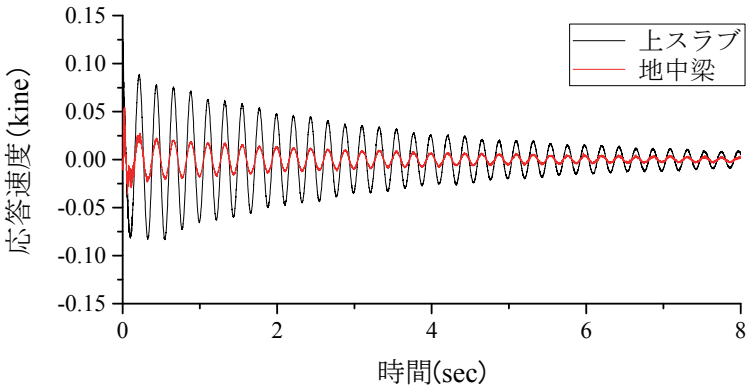


(a)　衝撃振動試験

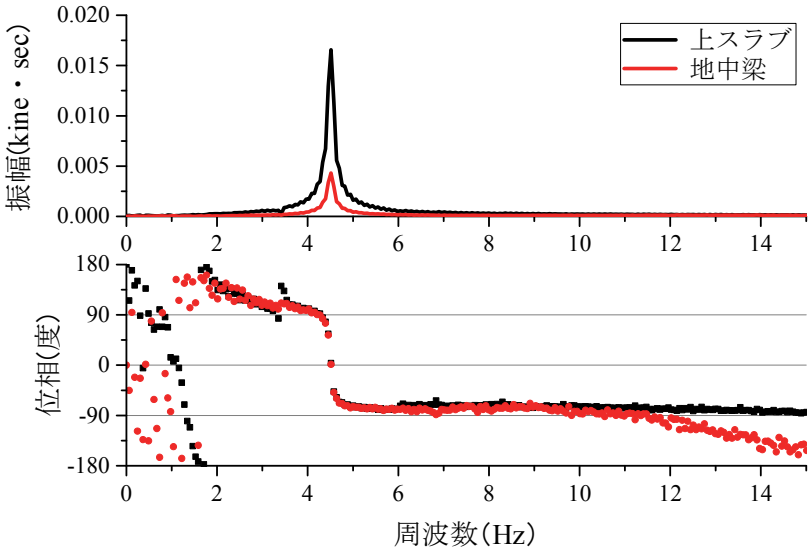


(b)　起振器による共振実験

図 6- 10　非破壊試験における計測器の配置概要



(a) 時刻歴速度波形

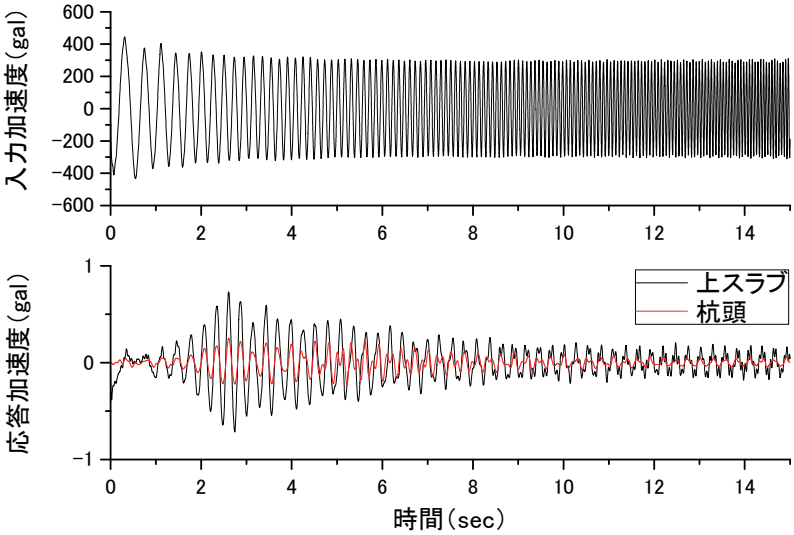


(b) フーリエスペクトル

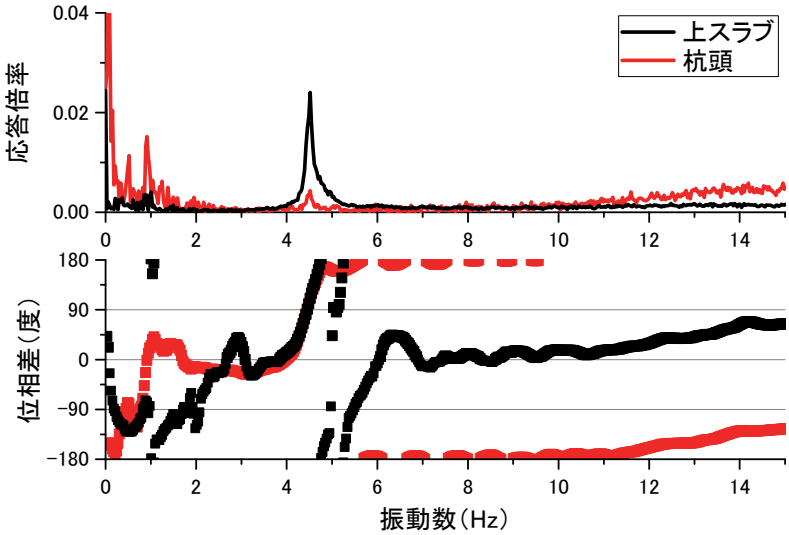
図 6- 11　衝撃振動試験の結果の例

表 6- 1　衝撃振動試験の結果

打撃方法	固有振動数	最大応答速度		応答変位	
		上スラブ	地中梁	上スラブ	地中梁
	Hz	kine	kine	mm	mm
30kg 重錘	4.517	0.81	0.211	0.29	0.074



(a) 時刻歴速度波形



(b) 位相差スペクトル

図 6- 12　共振実験の結果の例（300gal 加振）

表 6- 2　起振器実験の結果

起振器入力加速度	固有振動数	応答倍率		応答変位	
		上スラブ	杭頭	上スラブ	杭頭
gal	Hz	−		(mm)	
1000	4.486	0.0364	0.00585	0.45	0.072
500	4.486	0.0134	0.0232	0.08	0.014
300	4.517	0.0153	0.00266	0.07	0.013
100	4.517	0.0122	0.00241	0.04	0.007

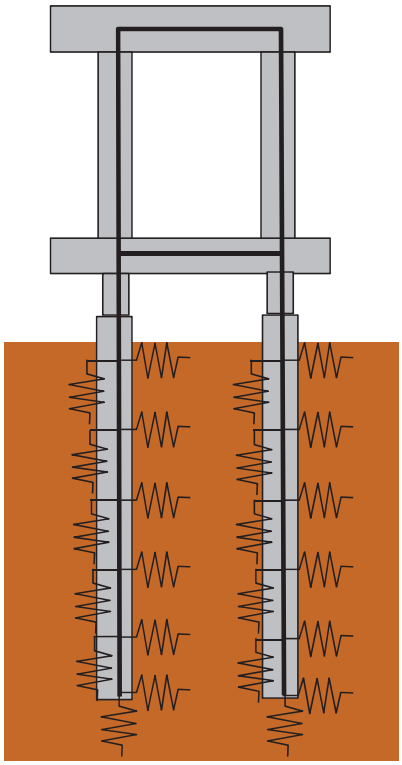


図 6- 13　固有値解析から求められた地盤反力係数と固有振動数の関係

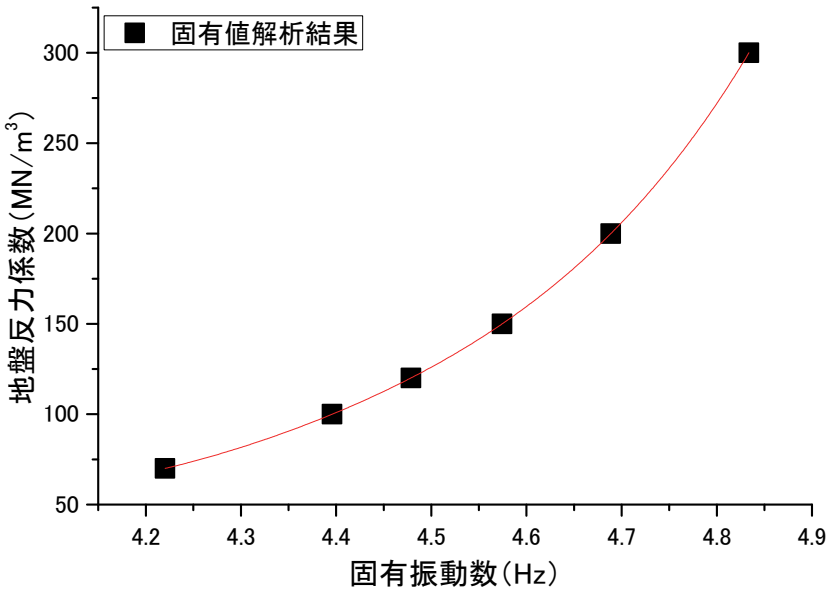


図 6- 14　固有値解析から求められた地盤反力係数と固有振動数の関係

図 6- 15　反力架台の設置

図 6- 16　油圧ジャッキの取り付け

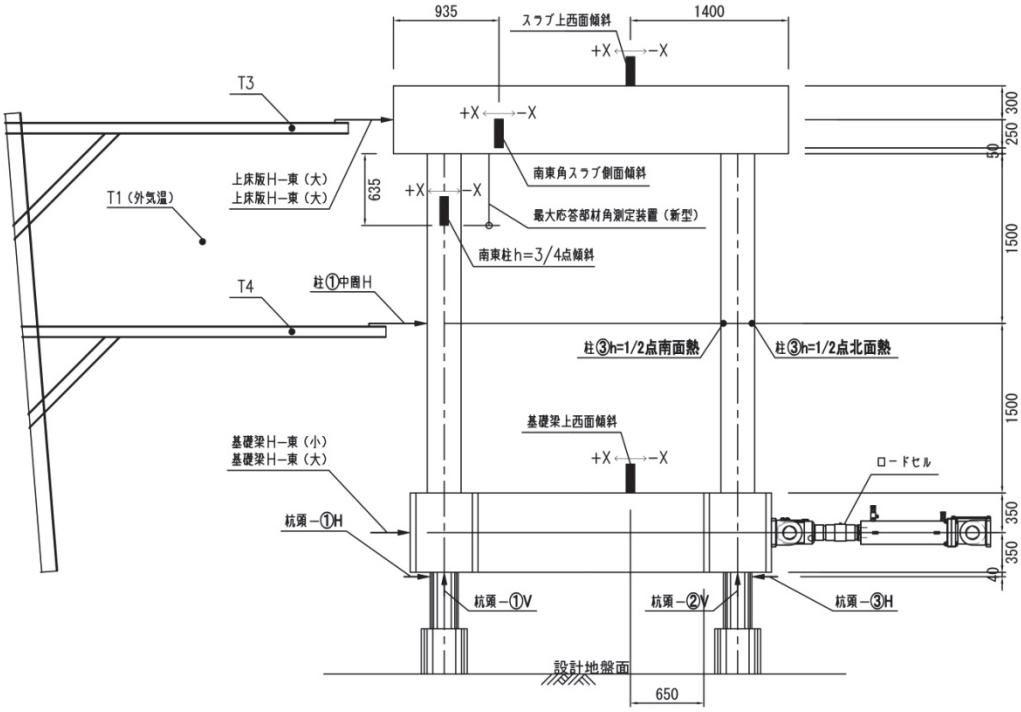


図 6- 17　計測測器の設置

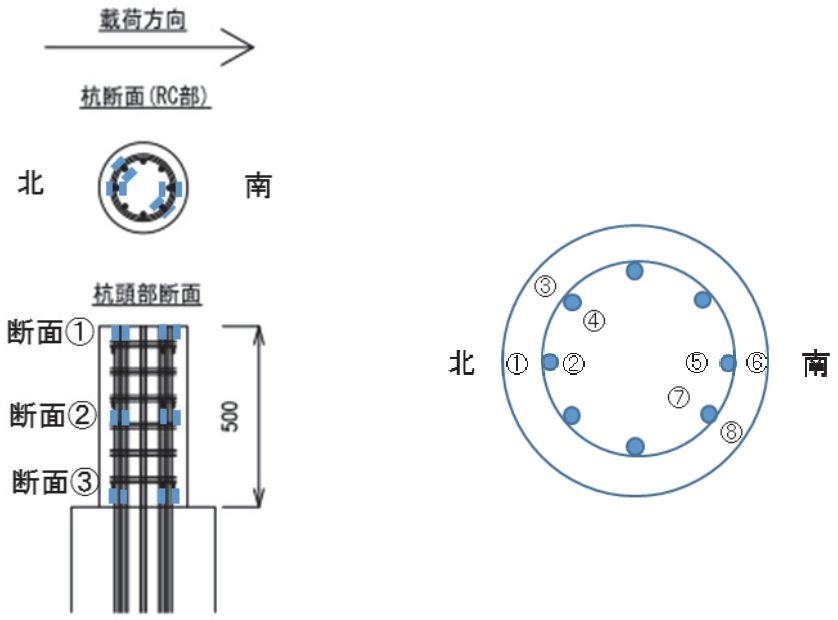


図 6- 18　杭頭部に設置したひずみゲージの配置

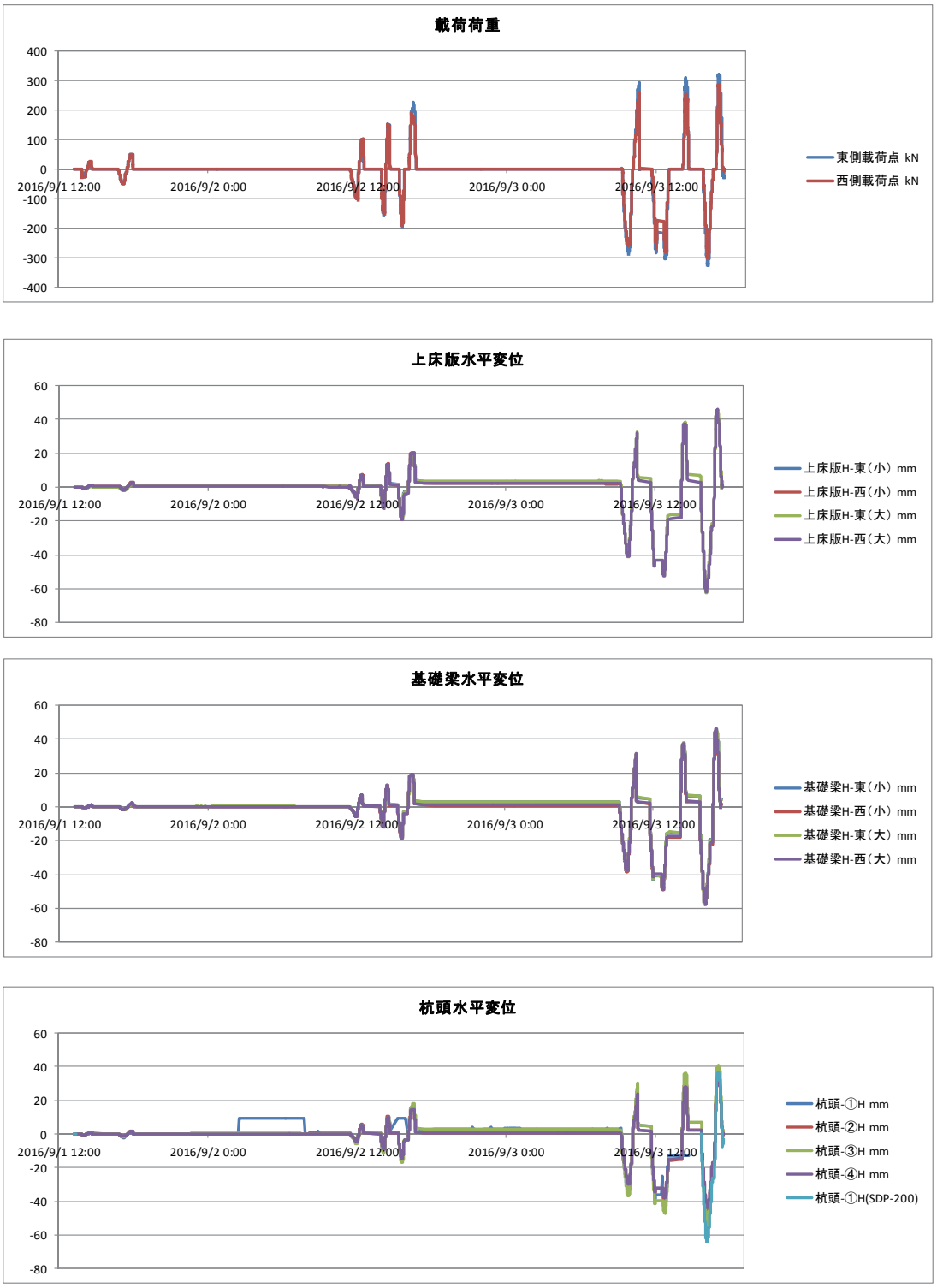


図 6- 19　載荷における荷重，変位量の時刻歴図

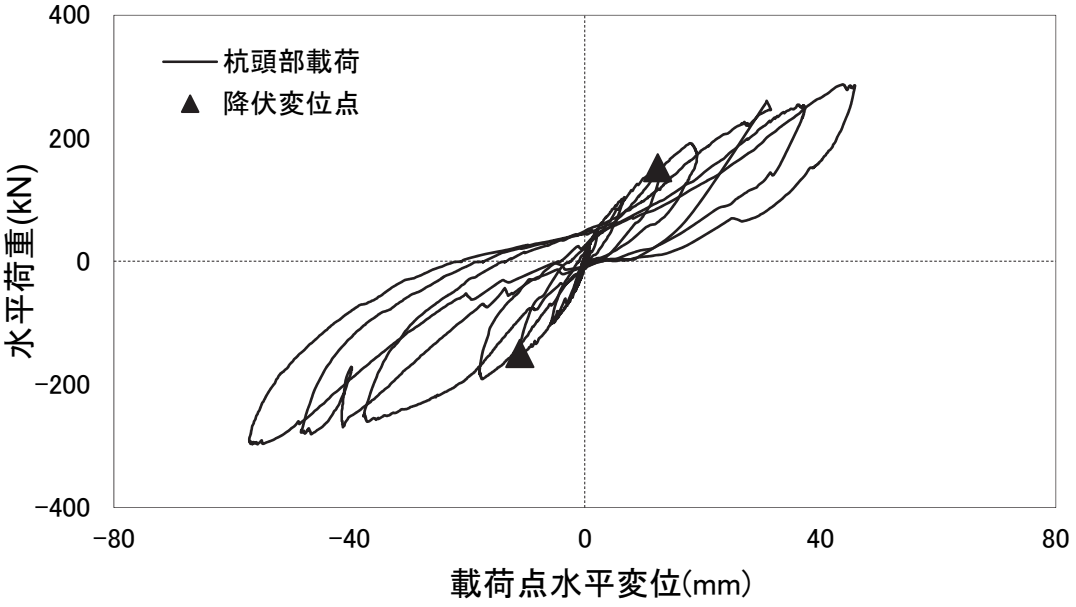


図 6- 20　地中梁位置での荷重変位関係

表 6- 3　載荷実験結果

載荷荷重（kN）	杭頭変位量（mm）	*P-δ* の割線勾配（kN/mm）
98.8	1.55	63.96
-100.1	-1.70	58.97
199.9	4.886	41.16
-198.9	-4.86	40.91
300.7	9.67	31.09
-303.3	-9.72	31.21

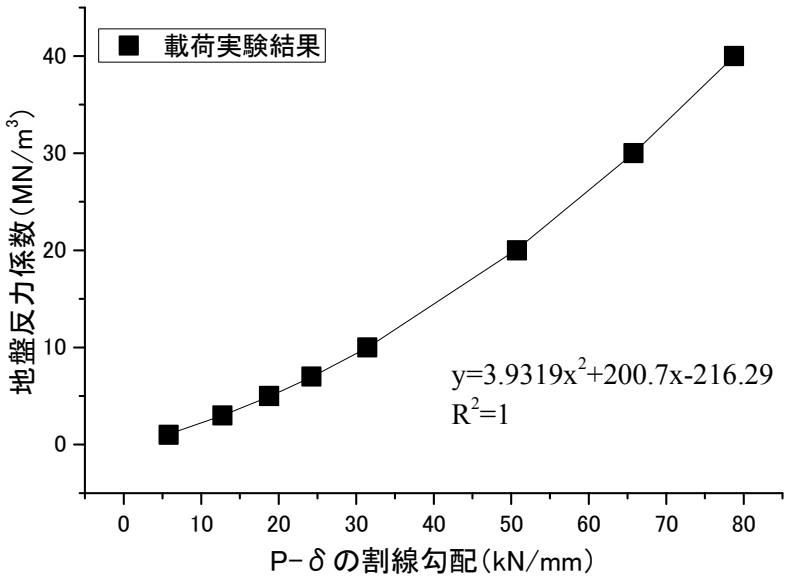


図 6- 21　数値解析から得られた地盤反力係数と割線勾配の関係

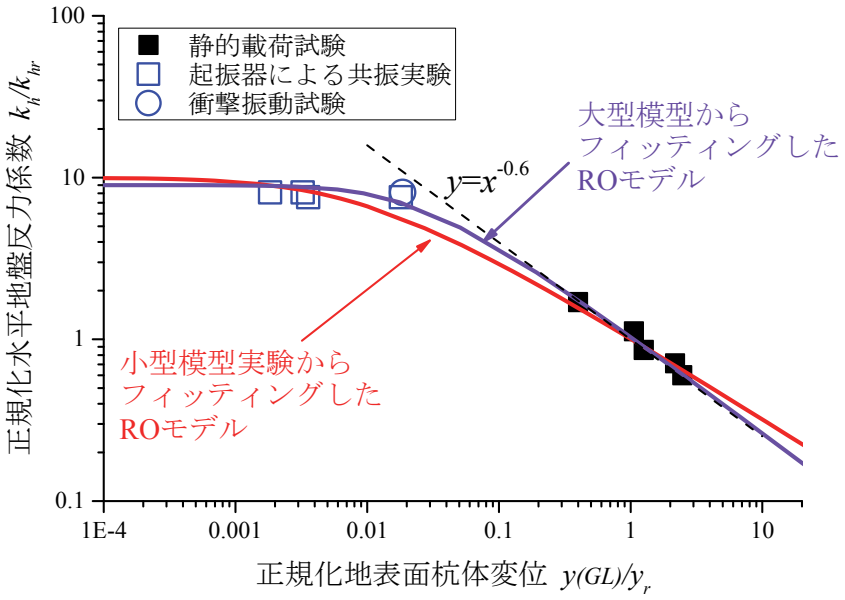


図 6- 22　実地盤中の大型模型基礎における変位レベル依存性

第６章の参考文献

6.1) 鉄道総合技術研究所　地震対策プロジェクト：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，鉄道総研報告，特別 4 号，1996.

6.2) 関雅樹，西村昭彦，佐野弘幸，中野聡：RC ラーメン高架橋の地震時損傷レベルの評価に関する研究，土木学会論文集 No.731 / I-63，pp.54-64，2003.

6.3) 石原匠，西岡英俊，阿部慶太，仁平達也，名取努：1 柱 1 杭式ラーメン高架橋大型模型の正負交番載荷試験による振動数の低下傾向について，土木学会第 72 回年次学術講演会，pp.685-686，2017.

6.4) 阿部慶太，石原匠，西岡英俊，仁平達也，名取努：1 柱 1 杭式ラーメン高架橋杭頭部および柱端部の損傷レベルが振動特性に及ぼす影響について，土木学会第 72 回年次学術講演会，pp.687-688，2017.

6.5) 今井常雄：地盤の横方向 K 値の研究 (3) －設計に用いる K 値－，土と基礎，Vol.17，No.11，pp.13-18，1969.

第７章　結論

本論文では，幅広い変位レベルにおける杭の水平地盤反力係数と変位量の関係に関する評価手法の開発，ならびにモデル化手法の構築を目的として，模型実験による検証を実施した．そして，得られた水平地盤反力係数と変位量の関係を表現可能な非線形評価モデルを検討するとともに，多質点系梁ばね解析へのモデル化手法を構築し，再現解析により妥当性を検討するアプローチを，いくつかの条件の杭について実施した．

以下に得られた知見をまとめる．

第２章　幅広い変位レベルに対応した水平地盤反力係数の評価手法の構築

- 微小変位レベルでの水平地盤反力係数 k_h ならびに変位量 y を，精度よく評価することが可能な方法として，永久磁石方式の起振器を用いた共振実験を提案した．また，静的載荷試験と組合せることで，水平地盤反力係数と変位量の関係を連続的に測定できると考えた．
- 提案した手法の検証を目的として，単杭基礎模型を対象に起振器による共振実験を実施した．起振器の加速度ならびに杭頭に付加する錘の質量を変化させることで，地表面杭体変位量が 0.002mm から 0.17mm（杭径の 0.0015～0.1%）までの変位に対する杭の水平地盤反力係数を逆算することができ，従来の手法と比べて変位量が 1/100 の微小変位レベルまで評価可能であることが示された．
- 静的水平載荷試験と組合せることで，0.002mm から 20mm（杭径の 0.0015～0.15%）までの範囲で連続的に水平地盤反力係数を評価可能であることを示した．

第３章　直杭・単杭基礎模型における
水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価

- φ150mm の単杭模型を対象に実施した共振実験・水平載荷実験の結果から，水平地盤反力係数と変位量の関係を整理した結果，杭頭変位量 0.002～22mm（杭経の 0.0015～15%）の幅広い変位レベルにおいて評価できており，地盤反力係数が連続的に変化することが示された．
- 曲げモーメント分布から得られた各深度での変位レベル依存性と 1 質点系モデルにより求めた変位レベル依存性を比較した結果，杭頭変位 1%での水平地盤反力係数で正規化することで概ね類似することが明らかとなった．ただし，曲げモーメント分布から水平地盤反力係数を出す手法については，その計測精度から杭頭変位 0.05mm（杭径の

0.03%）未満の微小変位における評価は困難であったことから，この知見はこれより大きな小変位レベル以上に限定される．

- 模型実験で得られた水平地盤反力係数の変位レベル依存性を，比較的一般的に用いられている非線形モデルと比較した．バイリニアモデル，指数関数モデル，双曲線モデルのような，初期剛性と局限値の 2 パラメータを有する非線形モデルでは，微小～中～大変位のすべての変位レベルで非線形特性を再現することは困難であるのに対し，初期剛性と極限値に加え降伏点を制御する 3 つの独立パラメータを有し，指数関数をベースとした RO モデルを用いることで, 模型実験の結果を高精度にフィッティングすることが可能であった．
- 一般的な杭基礎の設計計算に用いられる多質点系梁ばね解析モデルに共振実験・水平載荷実験から評価された非線形特性を適用する場合，杭頭位置で整理した非線形特性を各深度の相互作用ばねに適用しても，杭基礎全体の水平抵抗挙動を再現することができない．そこで多質点系梁ばね解析モデルへの簡易的な拡張手法として，第 1 不動点の 1/3 の深さを基準点として評価した非線形特性を梁ばねモデルに組み込む方法を提案し，検証解析の結果，単杭基礎模型の全体挙動を高精度に再現することが可能であることが示された．
- RO モデルに Masing 則を適用することで，静的・動的な杭頭水平交番荷重を受けた杭の復元力特性についても概ね再現可能であることが明らかとなった．

第４章　直杭・組杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価

- 杭頭固定度の高い高架橋模型を対象に水平地盤反力係数の変位レベル依存性を評価した結果，杭頭フリーの単杭模型で算出された変位レベル依存性と概ね一致することが明らかとなった．
- 前章で提案した多質点梁ばね解析への適用手法を用いて共振実験の再現解析を行い，組杭基礎についても高い再現性が得られることを確認した．
- 共振実験や水平載荷実験から求められた水平地盤反力係数は杭頭水平荷重に対する挙動を評価した結果であるが，地盤変位が作用する場合の相互作用ばねとしても適用可能かは未解明である．そのため，せん断土槽中に高架橋模型を設置した振動実験を対象に，一体解析モデルを用いた再現解析を行った．結果として，地盤変位作用時についても提案する地盤反力係数の評価手法・非線形モデルを用いることで精度よく評価できることを明らかにした．
- 非線形解析モデルの設定が，地震時の構造物全体に与える影響について数値実験による検討を行った．L1 地震動や L2 地震動作用時のように，特定の変位レベルでの動的挙動（あるいは特定の作用に対する動的挙動）を対象とする場合には，どの非線形モデ

ルを用いたとしても，そのパラメータと減衰特性の設定によって実験結果を概ね再現することができる．一方で，様々な変位レベルでの挙動に対して一つのモデルならびにパラメータで表現するためには，相互作用ばねの *p-y* 関係を正確にモデル化する必要があることを示した．

第５章　斜杭・組杭基礎模型における水平地盤反力係数の変位レベル依存性のモデル化と評価

- 角度 5 度の斜杭・組杭基礎における水平地盤反力係数の変位レベル依存性は，直杭基礎と概ね一致することが模型実験結果から明らかになった．
- 評価された水平地盤反力係数を多質点系梁ばね解析モデルに組込むことで，共振実験での挙動を再現可能である．
- 斜杭高架橋に慣性力と地盤変位が同時に作用する場合の挙動についても，一体解析モデルを用いることで再現できることが明らかになった．特に，斜杭基礎特有の動的挙動である逆ロッキング動および入力損失の効果についても，提案する地盤反力係数評価モデルを用いることで高精度に再現可能である．
- 数値実験により振動実験のケースの補完を行うことで，斜杭基礎の制振効果が構造物全体の応答に与える影響を定量的に区分することができた．実験ケースを補完するためには高精度な数値解析モデルが必要であり，水平地盤反力係数の高精度評価モデルの構築によるところが大きい．またこの数値解析モデルを用いて，大地震時に上部工に塑性化が生じた場合の制震効果についても定量的に評価した．
- 得られた知見は角度 5 度以下の斜杭に適用可能と考える．5 度以上の場合には，模型実験から得られた知見が適用可能か不明であるが，起振器を用いた共振実験と水平載荷実験を組合せることで，その非線形特性を評価可能と考える．

第６章　実地盤中の組杭基礎における水平地盤反力係数の変位レベル依存性の評価

- 実地盤に施工した実構造物の約 1/2 スケールのラーメン高架橋を対象に，変位レベル依存性の評価を行った．その結果，本論文にて提案した評価手法が適用でき，評価された変位レベル依存性は RO モデルで表現できるとともに，気乾砂地盤中の模型杭での結果と比較的近い挙動となっていることが明らかとなった．
- 起振器を用いた共振実験では杭頭変位で 0.07mm までしか加振出来なかったため，0.07～0.15mm での水平地盤反力係数が評価できなかった．そのため実構造物に**第２章**で提案した水平地盤反力係数の評価手法を適用する場合には，可動部質量の大きな起振器を用いる，水平載荷試験で高精度の変位計測を行う，あるいは地震観測結果などを活用する，などの対応を行う必要がある．

- 実杭の水平載荷試験データから，0.1～10%*D* の範囲において，水平地盤反力係数は概ね変位の-1/2 あるいは-2/3 に比例することが既往の研究で示されている．そのため実杭を対象とした場合でも，高精度に評価可能な非線形モデルとしては，指数関数モデルをベースとし 3 つの独立パラメータを有する RO モデルが最も適すると考える．
- 本研究で実施した検討は構造・地盤条件としては非常に限定的であるが，今後同様の検討を様々な地盤や杭種の構造物について行いデータを積み重ねることで，変位レベル依存性の標準式を構築することが可能と考える．

以上に示したように，本論文で得られた知見により，幅広い変位レベルにおける杭の水平時反力係数の評価手法の開発，ならびにモデル化の構築に関する基礎的検討としては一定の成果を収めたと考える．また，評価した非線形特性を多質点系梁ばね解析モデルに組込む手法について検討し，模型実験における地震時挙動をこれまでに無いほど高精度に評価できたことから，実務設計手法の高精度化にもつなげることができると考える．

しかしながら，実務への適用を考えるとより一般化する必要があり，このためには今後の研究課題として残っているものとして以下の事項が挙げられる．

（1）幅広い変位レベルにおける水平地盤反力係数のデータ蓄積

本研究では 3 種類の小型の模型杭基礎，ならびに大型の杭基礎について 1 事例を対象に検討を実施し，それぞれで評価された幅広い変位レベルにおける水平地盤反力係数の変位レベル依存性は概ね類似することが示された．しかしながら，検討を行った杭基礎の構造・地盤条件としては限定的であり，杭の水平地盤反力係数に影響を与える要因としては以下のものが考えられる。

・杭径
・杭の施工法
・地盤材料
・地層構成

以上の要因を分析するためには，実杭を対照とした載荷試験を数多く実施し，データの蓄積を行う以外の方法はない．

ただし，小変位レベル以上（数 mm～100mm 程度）における実杭の載荷試験のデータは比較的多く存在している．そのため，微小変位～小変位（共振実験～10mm 程度）の試験データが蓄積されれば，これまでの載荷試験データを活用することで，幅広い変位レベル依存性を推定することも可能と考える．この場合，大きな載荷試験設備は必要ないため，コストを大幅に抑えることが出来る．

一方で，実杭を対象とした既往の載荷試験結果から，比較的一様な地盤中の杭を対象とした場合，2mm～100mm 程度の変位レベルにおいては水平地盤反力係数の変位レベル依存

性が概ね指数関数で表され，その指数は-1/2～-2/3 の範囲にあることが示されている．そのため，実杭において上で示した要因による影響が生じたとしても，水平地盤反力係数の変位レベル依存性には RO モデルが適用でき, そのパラメータについても土質区分などに応じて標準的な値を設定することが可能と考える.

（２）数値解析を交えた変位レベル依存性の評価手法の検討

本論文では，実験結果から水平地盤反力係数の非線形特性を直接的に評価してきた．実杭を対象とした場合でも，今回提案した手法を適用すれば極微小変位から大変位にかけての水平地盤反力係数を同定することは可能である．しかしながら，実杭の水平載荷試験は非常にコストが高く，その実施は一般的でないのが現状である.

そこで，地盤材料の構成則ならびに杭と地盤の境界値問題を高精度に評価することができれば，FEM 解析において水平地盤反力係数の変位レベル依存性をある程度は推定可能と考える．これまでにも FEM を用いて杭の水平抵抗挙動を評価する研究・検討は行われていたが，そのほとんどが大地震を想定した大変位レベルでの挙動の評価を目的としており，この場合には杭と地盤の剥離の問題が生じるなど非常に複雑な挙動となる．そのためモデルについても複雑なものが必要となるため，実務においては，杭の水平抵抗挙動の評価手法として FEM 解析を実施することは少ない.

ただし, 杭と地盤の境界条件が大きく変化しない微小～中変位領域（杭頭変位 1mm 以下）では，土の非線形変形特性を正確にモデル化することで，FEM による変位レベル依存性の高精度評価の可能性は高いと考える。今回実施した模型実験で微小変位～中変位程度までの挙動を非常に高精度に評価できているため，数値解析により変位レベル依存性を評価する際のパイロット試験となりうる．なお，実杭を対象とする場合には，施工の影響が大きく影響すると考えられるが，これを完全にモデル化する不可能であると考えるため，数値解析的検討だけでなく，実験的検討や実杭の載荷試験データを用いた分析とバランスよく実施するのが必要と考える.

（３）鉛直方向の地盤反力係数の変位レベル依存性の評価

本研究テーマでは，杭の水平抵抗を対象に検討を行った．近年施工されている一般的な杭は，強固な支持地盤で支持させることが大半であるため，たとえば地震時に発生する鉛直方向の変位は水平方向と比較すると極わずかであり，水平方向の挙動が支配的であるため，地震時挙動の高精度化につながりやすいと考える.

一方で，木杭基礎などの中間支持杭や多数群杭などの旧式基礎形式の場合には，杭の鉛直挙動が構造物全体の挙動に与える影響が大きくなるため，鉛直方向の地盤反力係数が重要となる．鉛直方向の検討についても今回提案した方法と同様の手法を用いれば地盤反力係数の非線形特性を評価できると考える。しかしながら，鉛直の地盤抵抗は特に工法や施工に依存するところが大きいと予想される．そのため，鉛直の場合は実杭を対象とした検

討が望ましいが，水平方向の検討と比べて荷重規模が大きくなることから，本研究で実施した起振器による検討では評価できないと予想される．代替の検討手法としては，列車通過時の沈下量を用いた検討などが考えられる．

発表論文一覧

第２章

西岡英俊, 佐名川太亮, 篠田昌弘, 神田政幸 ： 杭の水平地盤反力係数の変位レベル依存性に関する共振実験および静的載荷実験, 第46回地盤工学研究発表会, pp.17-20, 2011.

T. Sanagawa, H. Nishioka, M. Shinoda, M. Koda : Resonance and static loading tests about displacement-level dependency of the coefficient of lateral subgrade reaction of pile, *Proc. of the 9th International Conference on Testing and Design Method for Deep Foundations*, pp.371-376, 2012.

西岡英俊, 篠田昌弘, 神田政幸, 佐名川太亮 ： 起振器を用いた杭の水平地盤反力係数の非破壊調査手法の提案, 土と基礎, Vol.61, No.8, 2013

第３章

佐名川太亮, 西岡英俊, 神田政幸 ： 杭の水平地盤反力係数の変位レベル依存性を考慮した静的非線形解析, 第47回地盤工学研究発表会, pp.1137-1138, 2012.

第４章

笠原康平, 佐名川太亮, 西岡英俊 ： 水平地盤反力係数の変位レベル依存性が基礎の水平抵抗に与える影響, 土木学会第71回年次講演会, 2016.

第５章

西岡英俊, 佐名川太亮, 米澤豊司, 森野達也, 飯塚貴洋, 青木一二三, 石井秀和 ： 斜杭基礎の逆ロッキン動に関する模型振動実験, 第47回地盤工学研究発表会, pp.1379-1380, 2012.

森野達也, 米澤豊司, 石井和秀, 青木一二三, 西岡英俊, 佐名川太亮, 飯塚貴洋, 室野剛隆 ： 斜杭基礎の制震効果に関する模型振動実験, 土木学会第67回年次学術講演会, pp.I-372-373, 2012.

佐名川太亮, 西岡英俊, 本山紘希, 室野剛隆, 森野達也, 米澤豊司, 石井和秀, 青木一二三：斜杭基礎の動的制震効果の振動依存性に関する検討, 土木学会第67回年次学術講演会, pp.I-373-374, 2012.

飯塚貴洋, 西岡英俊, 佐名川太亮：斜杭基礎を有する高架橋の断面力低減効果に関する模型振動実験, 第9回地盤工学会関東支部発表会 (Geo-Kanto2012), 2012.

佐名川太亮, 西岡英俊, 本山紘希, 室野剛隆, 高野裕輔, 陶山雄介, 米澤豊司, 青木一二三：斜杭ラーメン高架橋を対象とした地盤変位作用時の動的挙動に関する実験的検討, 土木学会論文集C (地圏工学), Vol.71, No.3, pp.163-176, 2015.

佐名川太亮, 西岡英俊, 室野剛隆, 高野裕輔, 米澤豊司, 青木一二三：ラーメン高架橋柱端部の塑性化が斜杭基礎の制震効果に及ぼす影響, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.2, pp.302-314, 2016.

謝辞

本論文を結ぶにあたり，作成に御指導・御協力を賜りました方々へ，ここに記して感謝の意を申し上げます。

本論文の審査におきまして主査を務めて頂きました東京工業大学大学院理工学研究科高橋章浩教授には，研究内容をはじめとし，論文の構成・内容に至るまで様々な視点からのご指導，ご鞭撻を賜りました．特に，本論文を完成させることができたのは，その方向性に関して懇切丁寧なご指導あってのことです．心より感謝申し上げます．副査を務めて頂きました北詰昌樹教授，竹村次郎准教授，岩波光保教授，田村修次准教授には，ご多忙の中，杭基礎の水平抵抗特性という構造工学と地盤工学の境界領域にある問題に対しまして，各先生方が御専門とされている立場から貴重な御意見を頂きました．深く御礼申し上げます.

本論文は，筆者が2009年に公益財団法人鉄道総合技術研究所に入社して以来実施してきた，杭基礎の水平抵抗特性に関する様々な模型実験ならびに数値解析モデルの構築の結果をとりまとめたものです。研究の機会を与えてくださったのは，構造物技術研究部長である神田政幸博士，基礎・土構造研究室主任研究員である西岡英俊博士です．入社以来，直接の上司として日頃から研究に関するご指導を頂いただけでなく，将来的な実用化に向けた方向性やコードライターとしての立場からのご意見も頂きました。時には夜遅くまでご指導，ご教示くださいましたこと，心より感謝いたします．基礎・土構造研究室長　渡邉健治博士には，専門とされる地盤工学の分野からの視点だけでなく，模型実験に関する技術について指導を頂きました。本論文の中で使用した起振器を用いた維持管理手法を開発された篠田昌弘博士（現防衛大学校システム工学群建設環境工学科　准教授）には，振動論の基礎から起振器の取扱いからまでご教授いただきました．上記の方々以外にも，鉄道総合技術研究所の多くの方々のご指導，ご協力を頂くことで研究を進めることが出来ました．ここに厚く感謝を申し上げます.

本論文の中で示した模型実験につきましては，株式会社　複合技術研究所の皆様のご協力なしには実施することができませんでした．特に，飯島正敏氏，木口峯夫氏には，模型作成の際などに様々なアドバイスを頂き，大変お世話になりました。御礼を申し上げます。

第５章の斜杭基礎に関する検討の一部は，独立行政法人　鉄道建設・運輸施設整備支援機構の委託業務「斜杭基礎の制震効果による構造物の経済化に関する研究」の一環として実施して得られた成果によるものです．謝意を表しますとともに，関係者の方々に深く感謝致します.

本論文で行った研究は，杭の水平抵抗の評価・モデル化に関する基礎的研究となります．実用化により社会に貢献できるまでにはまだまだ道のりがありますが，今後も本研究テーマの発展に対して様々なアプローチから取組みたいと思います．

最後に，これまで暖かく応援してくれた妻の佳子に心から感謝いたします．

２０１７年９月

公益財団法人鉄道総合技術研究所
佐名川　太亮