The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	極大地震における群杭基礎の水平抵抗と被害解析に関する研究
Author(s)	中野, 尊治
Citation	大阪大学, 2017, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/61758
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

博士学位論文

極大地震における群杭基礎の水平抵抗と被害解析に関する研究

中　野　尊　治

２０１６年１２月

大阪大学大学院工学研究科

論文要旨

近年では、耐震設計のレベル 2 を上回る地震動により杭基礎が損傷し、鉛直支持力を失うことで建物機能を喪失する被害が発生している。逼迫する都市直下地震や南海トラフ巨大地震においても極大地震の発生が予測されており、杭基礎の高耐震化が不可欠である。しかし、極大地震における杭基礎の挙動は、地盤－杭－上部構造連成系の非線形相互作用により複雑となる。そこで本論文では、極大地震における群杭基礎の水平抵抗と杭被害のメカニズムを解明し、杭基礎の耐震設計の高度化に資することを目的とする。本論文は以下の 6 章から構成される。

第 1 章「序論」では、極大地震で杭基礎建物に発生する非線形相互作用と過去の杭被害について既往文献を調査し、本論文の位置付けを明確にするとともに、研究目的を示した。

第 2 章「群杭基礎建物の模型振動台実験と解析検討」では、乾燥砂地盤内に設置した 25 本群杭模型を対象に、振動台を用いた地震波入力による加振実験と三次元有限要素法によるシミュレーション解析を行った。その結果、入力レベルが大きくなるにつれて、地盤－群杭－上部構造連成系の固有振動数は小さくなり、地盤の非線形性が杭基礎建物の地震応答に大きな影響を与えることを示した。杭頭に生じる曲げモーメントは、隅杭で最も大きく、次いで側面杭、中央杭の順に小さくなり、群杭中の杭位置によって違いが見られた。しかし、入力レベルが大きくなるにつれ、杭位置による杭の曲げモーメントや分布形状の違いは小さくなることを示した。三次元有限要素法による解析結果は、入力レベルの違う上部構造および群杭の応答特性ともに実験結果と良い対応を示し、解析法の有効性を示した。

第 3 章「静的水平載荷解析による群杭基礎の杭周水平地盤抵抗」では、実大群杭の三次元有限要素法を用いた解析により、杭本数、杭配置、杭間隔、地盤条件および加力方向を変えて群杭の杭一本ごとの杭周地盤抵抗を算出した。その結果、群杭の杭周地盤抵抗は、小変位時には隅杭で大きく中央杭で小さくなるのに対し、大変位時には前面杭で集中して大きくなり、杭位置によって杭周地盤の抵抗性状が異なることを明らかにした。また、粘土地盤に比べ砂質地盤では、杭間隔が狭い場合に杭位置による杭周地盤抵抗の違いが顕著になることを示した。杭周地盤抵抗の加力方向による方向性は、特に隅杭では大きな地盤反力が発生する加力方向の範囲が広いことを示した。

第 4 章「1995 年兵庫県南部地震での杭被害解析」では、1995 年兵庫県南部地震の震度 7 地域で杭頭が損傷した杭基礎建物を三次元有限要素法で正確にモデル化し、建設地点で計算した工学的基盤波を入力動とする被害解析を行った。その結果、上部構造の応答層せん断力は保有水平耐力を下回り、被害状況と概ね対応した。建物北西部で発生した杭頭被害の原因については、杭本数が少ない独立フーティングのために杭周地盤抵抗が大きくなり上部構造の慣性力の分担が大きくなったこと、さらに建物北東部にあった隣接建物の存在により北西部の杭に大きな慣性力が生じたことを示した。また、上部構造からの慣性力とほぼ同時に大きな地盤変位が同方向に杭に作用したために、杭頭での塑性化が進行したことを明らかにした。

第 5 章「2016 年熊本地震での杭被害解析」では、2016 年熊本地震の KiK-net 益城地点での観測波を入力動として、擁壁に囲まれた段差地盤上に建つ仮想杭基礎建物の応答解析を三次元有限要素法を用いて行った。本解析では杭基礎として、1 次設計に準拠した断面性能をもつ場所打ち RC 杭を想定した。入力動が大きかった建物長辺方向では、上部構造からの慣性力と地盤変位が同時に作用したことにより杭頭の曲げモーメントが大きく、さらに地中部では地盤変形による曲げモーメントが大きくなり、杭被害が発生している可能性を示した。一方、入力動が小さかった建物短辺方向では、圧縮方向の変動軸力が大きくなる杭で曲げモーメントが大きくなる結果であったが、被害の程度は長辺方向に比べ小さくなることを示した。また、擁壁の存在により地盤応答が杭位置で異なるために、擁壁に近い位置の杭頭で曲げモーメントが増大しており、擁壁をもつ段差地盤上の杭基礎の設計では擁壁地盤の影響を適切に考慮する必要があることを示した。

第 6 章「結論」では、本研究で得られた成果を総括するとともに、今後の課題をまとめ、本論文の結論とした。

目次

第 1 章　序論 1-1
1.1　研究背景 1-1
1.2　既往研究の調査 1-4
1.2.1　杭基礎建物の応答解析モデル 1-4
1.2.2　地盤－杭－上部構造連成系の強非線形性 1-7
1.2.3　杭基礎建物の地震被害 1-10
1.3　研究目的と本論文の構成 1-12

第 2 章　群杭基礎建物の模型振動台実験と解析検討 2-1
2.1　はじめに 2-1
2.2　実験概要 2-2
2.2.1　実験装置 2-2
2.2.2　地盤の作製方法 2-2
2.2.3　杭－上部構造系モデル 2-2
2.2.4　計測器の設置位置 2-3
2.2.5　入力地震動 2-3
2.3　実験結果 2-7
2.3.1　地盤および上部構造の応答 2-7
2.3.2　杭の応答 2-9
2.4　三次元有限要素法による解析モデルと解析条件 2-14
2.5　解析結果 2-19
2.5.1　上部構造の応答 2-19
2.5.2　杭の応答 2-20
2.6　本章のまとめ 2-23

第 3 章　静的水平載荷解析による群杭基礎の杭周水平地盤抵抗 3-1
3.1　はじめに 3-1
3.2　解析方法 3-3
3.2.1　解析対象の杭基礎と地盤条件 3-3
3.2.2　解析モデルと解析条件 3-4
3.2.3　杭頭ばねと杭周地盤ばねの算出方法 3-5
3.3　杭頭ばねの群杭効果 3-7
3.3.1　各杭の杭頭せん断力－変位関係 3-7

3.3.2 杭頭ばねの群杭係数－変位関係 3-9
3.3.3 杭頭ばねの群杭係数－杭本数関係 3-9
3.3.4 杭頭せん断力の平面分布 3-11
3.4 杭周地盤ばねの群杭効果 3-13
3.4.1 各杭の杭周地盤反力－変位関係および杭周地盤反力の深さ方向分布 3-13
3.4.2 杭周地盤ばねの群杭係数－変位関係および群杭係数の深さ方向分布 3-18
3.4.3 杭周地盤ばねの群杭係数－杭本数関係 3-21
3.4.4 杭周地盤反力の平面分布 3-24
3.4.5 各杭の杭周地盤反力－変位関係の履歴特性 3-30
3.5 加力方向が杭頭ばねおよび杭周地盤ばねに及ぼす影響 3-32
3.5.1 杭頭ばねと加力方向の関係 3-32
3.5.2 杭周地盤ばねと加力方向の関係 3-34
3.6 本章のまとめ 3-39

第 4 章 1995 年兵庫県南部地震での杭被害解析 4-1
4.1 はじめに 4-1
4.2 対象建物と被害状況 4-3
4.3 解析方法と解析モデル 4-7
4.3.1 解析の手順 4-7
4.3.2 上部構造の水平抵抗特性の把握 4-7
4.3.3 三次元有限要素による地盤－杭－上部構造連成系モデル 4-10
4.3.4 震度 7 地域における入力地震動の設定 4-17
4.4 解析結果 4-21
4.4.1 地盤の応答 4-21
4.4.2 上部構造の応答 4-24
4.4.3 杭の応答 4-26
4.5 告示波（極稀）との比較による杭基礎建物挙動の検討 4-28
4.5.1 告示波（極稀）に対する応答 4-28
4.5.2 杭頭応答に対する上部構造慣性力と地盤変位の影響 4-30
4.6 杭頭被害の平面的偏りに対する影響因子 4-33
4.6.1 群杭本数の影響 4-33
4.6.2 隣接建物の影響 4-37
4.7 本章のまとめ 4-43

第 5 章　2016 年熊本地震での杭被害解析 5-1
5.1　はじめに 5-1
5.2　対象建物と解析方法 5-3
5.2.1　対象建物 5-3
5.2.2　解析方法と解析モデル 5-5
5.2.3　入力地震動の設定 5-9
5.3　解析結果 5-10
5.4　擁壁の有無が地盤－杭－上部構造連成系の応答に及ぼす影響 5-22
5.5　杭頭応答に対する上部構造慣性力と地盤変位の影響 5-26
5.6　本章のまとめ 5-30

第 6 章　結論 6-1
6.1　本論文のまとめ 6-1
6.2　今後の課題 6-3

本論文に関連する発表論文
謝辞

第 1 章 序論

1.1　研究背景

1995 年兵庫県南部地震や 2011 年東北地方太平洋沖地震では、設計用レベル 2 の地震動をはるかに上回る大振幅地震動が観測され、杭基礎の被害が多数発生した[例えば 1.1), 1.2)]。被害建物の中には上部構造の損傷は軽微であったにも拘らず、杭基礎の損傷によって建物の鉛直支持力が失われ、上部構造全体が傾斜することによって建物を継続使用できなくなった事例も報告されている[例えば 1.3)]。建物の耐震設計法を顧みると、上部構造については、1981 年のいわゆる新耐震設計法の導入以降、極めて稀に発生する地震動（レベル 2 地震動）に対してある程度の損傷を許容して安全性を確認する 2 次設計が一般的に行われている。一方、杭基礎について見ると、多くの建物では中小地震時に杭応力が短期許容応力度以下に留まることを確認する 1 次設計のみが要求されており、2 次設計が行われるのは超高層建物などの一部の建物に限られる [1.4)]。杭基礎を含めた建物全体を高耐震化するためには、大地震時の杭基礎の耐震性能を明確にし、杭基礎の耐震性を上部構造と同等かそれ以上に引き上げる必要がある。さらに、逼迫する南海トラフ巨大地震や都市直下地震でも大振幅地震動の発生が予測されており [1.5)]、極大地震を見据えた杭基礎の応答評価法の構築が急務となっている。

地震時の杭応力は、地盤－構造物の動的相互作用の影響を受ける。動的相互作用は、上部構造の振動が地盤に伝わることによる「慣性の相互作用」と、基礎が近傍地盤を幾何学的に拘束することによる「入力の相互作用」に大別される [1.6), 1.7)]。慣性の相互作用は、地盤との連成による建物の固有周期の長周期化や逸散減衰の増大として現れ、応答解析では「動的地盤ばね」として考慮される。入力の相互作用は、基礎の存在によって基礎への実効入力動が自由地盤の地表面の地震動と異なることであり、「基礎入力動」として考慮される。両相互作用と杭基礎に作用する外力との関係を見ると、慣性の相互作用は上部構造の応答を基礎固定時とは異なるものにし、基礎部材を介して杭頭に作用する水平力に影響を及ぼす。入力の相互作用は地盤震動による杭体への強制変位入力となる。

さらに、レベル 2 を上回る極大地震動が杭基礎建物に入力された場合には、敷地地盤の非線形性(Site Nonlinerity)、杭基礎近傍地盤の非線形性(Local Nonlinearity)、および基礎構造や上部構造の非線形性(Structure Nonlinerity)が杭基礎の応答に影響を及ぼす [1.8)]。図 1-1 に地盤－杭－上部構造連成系で発生する強非線形挙動を示す。敷地地盤の非線形性は、建物への入力動を考える上でまず考慮すべきものであり、建物敷地の自由地盤、すなわち建物が存在しないと仮定した地盤の非線形応答解析を行うことによって考慮できる。非線形応答解析では、自由地盤地盤のせん断ひずみに依存したせん断剛性の減少や履歴減衰の増大、および液状化時における有効応力の低下として取り入れる。次に、杭基礎近傍地盤の非線形性として、慣性の相互作用によって基礎近傍地盤に大きな変形が生じることによる材料非線形と、地盤－基礎の境界の滑り、剥離、浮上りによる非線形性がある。特に杭が密に配置された群杭では、

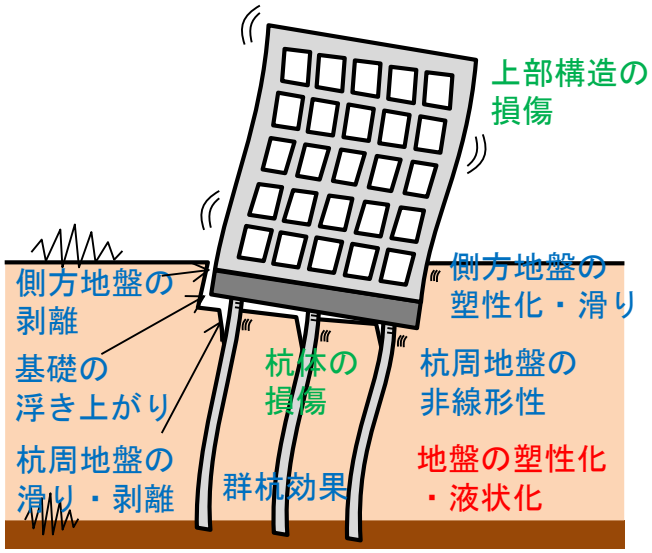


図1-1　地盤－杭－上部構造連成系の強非線形性

杭どうしの相互干渉、いわゆる群杭効果が発生し、杭位置や杭の前後面において杭基礎近傍地盤の非線形性の性状が異なる。杭の水平地盤抵抗には、以上で述べた敷地地盤および杭基礎近傍地盤の非線形性が複合した非線形性が影響する。最後に、構造物の非線形性として、基礎構造や上部構造の塑性化による部材の剛性低下がある。上部構造の損傷による建物剛性の低下は、慣性の相互作用を低減させる。また、基礎構造の損傷は建物の鉛直支持力や基礎入力動を急変させることから、建物応答に大きな影響を与える。以上のように、これらの強非線形性は杭に作用する外力や杭の水平抵抗メカニズムを一変させるものであり、如何に杭基礎建物の応答解析モデルに取り入れるかが重要となる。

上記の非線形相互作用を考慮できる杭基礎建物の応答解析法として、三次元非線形有限要素法がある。本手法は解析コストや計算負荷の面でまだまだ課題を有するものの、近年の計算機技術の発展を背景として利用が増えつつある。本手法によれば、地盤や基礎構造および上部構造の材料非線形と、地盤－基礎の境界の滑り、剥離、浮上りによる非線形性を含めた地盤－群杭系の三次元的な応力伝達性状を考慮できる。さらに、モデル化によっては杭基礎建物の部材レベルでの応答を算出することができ、極大地震に対する杭基礎の損傷メカニズムを解明する上で有用なツールとなる。

一方、杭基礎建物のより簡便な応答評価モデルとして、杭を曲げせん断棒にモデル化した質点系モデルがある。図 1-2 に質点系モデルの模式図を示す。質点系モデルは、上部構造と杭の応答をそれぞれ独立に算出する「分離型モデル」と、上部構造と杭を一体としてモデル化する「一体型モデル」に大別される [1,6]。分離型モデルでは、最初に上部構造モデルの基礎底面に地盤－群杭系の抵抗を表す「杭頭ばね」を設けたスウェイ・ロッキングモデルによって上部構造の応答を求める。一体型モデルでは杭と上部構造の応答を同時に求めることができるが、そのためには杭周地盤の抵抗を「杭周地盤ばね」としてモデル化する必要がある。

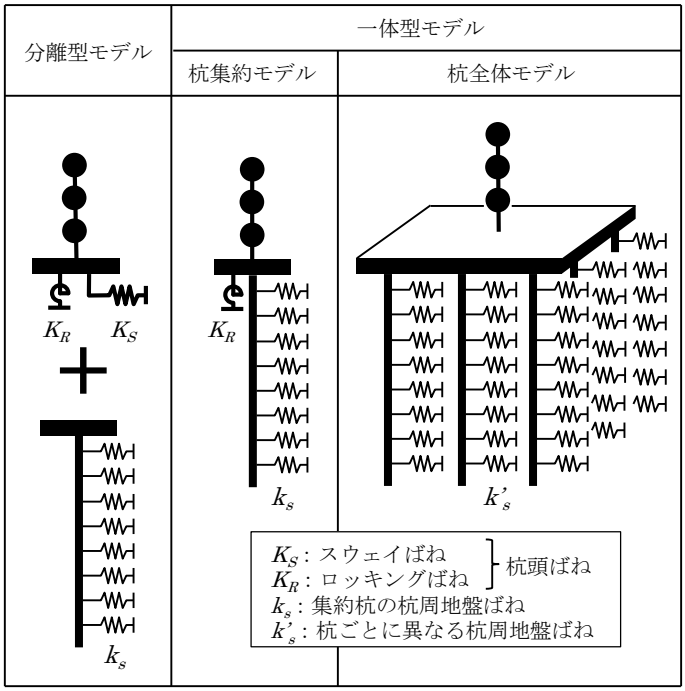


図1-2　杭基礎の質点系モデルの模式図

また多本杭のモデル化として、全ての杭を 1 本の杭に集約してモデル化する「杭集約モデル」と、一本一本の杭をモデル化する「杭全体モデル」がある [1.6)]。杭集約モデルでは、杭周地盤ばねに群杭係数を乗じることで群杭効果を考慮でき、多本杭の平均的な応答を算出できる反面、一本一本の杭応力を直接的に算出できない。これに対して、杭全体モデルでは杭一本一本で異なる杭応力を直接的に評価できる反面、モデル化にあたっては各杭で異なる杭周地盤抵抗を杭周地盤ばねとして適切にモデル化する必要がある。しかしながら、1.2 節で述べるように、杭周地盤ばねに着目した研究は杭頭ばねに関するものに比べ少なく、群杭の杭一本ごとの杭周地盤ばねの特性を明らかにする必要がある。

以上のような背景の下、本論文では極大地震における群杭基礎の水平抵抗の解明を目的とする。特に本論文で着目する非線形現象は、図 1-1 に示した項目のうち、下記について検討する。

・敷地地盤の塑性化による非線形性
・杭周地盤の塑性化による非線形性
・杭周地盤の滑り、剥離による非線形性
・杭配置や地盤条件、加力方向によって異なる群杭効果
・杭体の損傷による非線形性

研究方法としては、模型振動台実験に基づく実証研究と三次元有限要素法に基づく解析研究により、群杭基礎の杭位置による杭周地盤抵抗（杭周地盤ばね）の諸特性を明らかにする。さらに、現行の耐震設計のレベル 2 を上回る大振幅地震動を経験した実大杭基礎建物の応答解析により、極大地震における杭の被害要因を明らかにする。

1.2　既往研究の調査

本節では、本論文の位置付けを明確にするために、以下の観点から杭基礎の水平抵抗に関する既往の研究をまとめて示す。

①杭基礎建物の応答解析モデル

②地盤－杭－上部構造連成系の強非線形性

③杭基礎建物の地震被害

1.2.1　杭基礎建物の応答解析モデル

地盤－杭－上部構造連成系の動的相互作用を考慮した応答解析モデルとして、上部構造と杭基礎の応答を別々に算出する「分離型モデル」と、上部構造と杭基礎を連成させた「一体型モデル」がある。分離型モデルは地盤－構造物系を幾つかの部分系に分けて解く動的サブストラクチャー法に基づいており、後述する一体型モデルに比べ解析自由度が小さく、部分系の解析にはそれぞれに適した解析手法を適用できる利点がある。代表的なモデルとして、上部構造モデルの基礎部にスウェイばねとロッキングばねを取り付けた「スウェイ・ロッキングモデル」がある。一方、一体型モデルとしては「質点系モデル」や「有限要素法モデル」がある。以下に、各モデルについて概説する。

(1) 分離型モデル（スウェイ・ロッキングモデル）

スウェイ・ロッキングモデルでは、建物を質点系、地盤－杭系の持つインピーダンスをばねとダッシュポットに置き換える。地盤－杭系のインピーダンスは弾性波動論 [1.9)-1.14)]や薄層要素法 [1.15)-1.17)]、境界要素法 [1.18)]、有限要素法 [1.19),1.20)]などによって評価できる。動的サブストラクチャー法は重ね合わせの原理に基づいているため、スウェイばねとロッキングばねに非線形性を取り入れることが困難である。また、杭応力はスウェイ・ロッキングモデルからは直接的に求められないため、応答変位法などで別途検討する必要がある。

(2) 質点系モデル

質点系モデルでは、杭を曲げせん断棒と質点、杭周地盤抵抗を杭周地盤ばねに置換する。杭基礎のモデル化によって、群杭を一本杭に集約してモデル化する「杭集約モデル」と多本杭のままモデル化する「杭全体モデル」に分けられる。杭集約モデルの代表的なものが、いわゆる Penzien モデル [1.21)]である。杭集約モデルは杭全体モデルに比べ解析自由度が小さく、多本杭の平均的な応答を簡易に把握できる反面、一本一本の杭応力を直接的に算出できない。一方、杭全体モデルでは杭一本一本の応力を直接的に評価できる。酒向ら [1.22)]は、変動軸力による杭体の塑性化によって圧縮側の杭と引張側の杭の応答に差異が生じることを示している。齋藤ら [1.23)]と土方ら [1.24)]は、発破震動を利用した杭基礎の振動実験のシミュレーション解析を多本杭のまま行っている。木村ら [1.25)]は、基礎梁が柔な場合に端杭の杭応力が小さくなること

を示している。引田ら[1.26]は、杭一本一本で異なる杭周地盤抵抗、基礎梁の柔性および変動軸力を同時に考慮し、各因子が杭一本ごとの応答に及ぼす影響を分析している。

杭集約、杭全体の両モデルに共通して、杭周地盤ばねを適切にモデル化することが重要となる。特に杭全体モデルでは、杭一本一本で杭周地盤ばねが異なってくる。以下に既往の杭周地盤ばねの評価方法を概説する。

a) 基礎構造設計指針の方法

基礎構造設計指針[1.27]では、杭周地盤ばねの力－変形関係を、非線形性を考慮して(1-1)式の通りに与えている。

$$\begin{cases} p = 3.16 \cdot k_{h0} \cdot y & \text{for } 0 \le y \le 0.1\,\text{cm} \\ p = k_{h0} \cdot y_0^{1/2} \cdot y^{1/2} & \text{for } y > 0.1\,\text{cm} \end{cases} \quad \text{ただし、} \; p \le p_y \tag{1-1}$$

ここに、p：杭周地盤反力、k_{h0}：基準水平地盤反力係数、y：水平変位量、y_0：=1cm、p_y：塑性水平地盤反力

基準水平地盤反力係数は(1-2)式で与えられる。

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot \overline{B}^{-3/4} \tag{1-2}$$

ここに、α：評価法により決まる係数、ξ：群杭の影響を考慮した係数、E_0：変形係数、$\overline{B}$：無次元化杭径（杭径を cm で表した無次元数値）

変形係数の評価法として、孔内水平載荷試験、一軸または三軸圧縮試験、および N 値からの略算式（E_0=700N）が示されている。

塑性水平地盤反力は、砂質地盤では Broms[1.28]による(1-3)式を、粘性地盤では Broms[1.29]の式を修正した(1-4)式によって算出する。

$$p_y = \kappa \cdot K_p \cdot \gamma \cdot z \tag{1-3}$$

ここに、κ：群杭の影響を考慮した係数（単杭または前方杭の場合はκ=3.0）、K_p：受働土圧係数、B：杭径、γ：地盤の単位体積重量、z：深さ

$$p_y = \begin{cases} 2 \cdot (1 + \mu \cdot z / B) \cdot c_u & \text{for } z / B \le 2.5 \\ \lambda \cdot c_u & \text{for } z / B \ge 2.5 \end{cases} \tag{1-4}$$

ここに、μ, λ：群杭の影響を考慮した係数（単杭または前方杭の場合はμ=1.4, λ=9.0）、c_u：非排水せん断強度

冨永ら[1.30]は群杭の後方杭について、群杭前面地盤の塑性化状態を仮定することにより、前方杭と異なる塑性水平地盤反力を算出している。この考え方は、基礎構造構造指針にも取り入れられており、具体的には、(1-3)、(1-4)式中の係数κ, μ, λを杭間隔に応じて(1-5)、(1-6)式の通りに低減することで考慮される。

$$\kappa = (0.55 - 0.007\phi) \cdot [(S / B - 1.0) + 0.4] \tag{1-5}$$

ここに、ϕ：内部摩擦角(°)、S：杭中心間隔

$$\begin{cases} \mu = 0.6S/B - 0.4, \quad \lambda = 3.0S/B \quad \text{for } S/B \le 3.0 \\ \mu = 1.4, \quad \lambda = 9.0 \quad \text{for } S/B > 3.0 \end{cases} \tag{1-6}$$

b) Francis のばねと Broms の極限地盤反力を用いる方法

文献 1.7)では、杭周地盤ばねの初期剛性を弾性支承梁の理論に基づく Francis[1.31)]の式（(1-7)式）、減衰係数を Gazetas らの方法 [1.32)]による(1-8)式、極限地盤反力を Broms の式によって評価している。

$$k_0 = \frac{1.3E_s}{1-\nu_s^2}\left(\frac{E_s B^4}{E_p I_p}\right)^{1/12} \tag{1-7}$$

ここに、E_s, ν_s：地盤のヤング係数とポアソン比、B：杭径、E_p, I_p：杭のヤング係数と断面 2 次モーメント

$$c = 1.57\rho B(V_{La} + V_S) \tag{1-8}$$

ここに、ρ：地盤の密度、V_S：せん断波速度、V_{La}：Lysmer の波動速度で(1-9)式による。

$$V_{La} = \frac{3.4V_S}{\pi(1-\nu_s)} \tag{1-9}$$

杭周地盤ばねの力－変形関係は双曲線により(1-10)式の通りに与えられる。

$$p = \frac{k_0 \cdot \delta}{1 + k_0 \cdot \delta / p_{\max}} \tag{1-10}$$

c) 薄層法による方法

薄層法による評価は、群杭効果をより厳密に考慮できる手法である。杭周地盤ばねを算出するにあたっては、まず杭基礎を深さ方向に有限個の要素に離散化する。次に、薄層法リング加振解を用いると、杭周地盤反力$\{p\}$と杭変位$\{u\}$の関係は(1-11)式で表される。

$$\{u\} = [G]\{p\} \tag{1-11}$$

ここに、$[G]$：中実地盤の柔性フルマトリクス

$[G]$の逆行列から杭の体積分に相当する土柱の剛性マトリクスを差し引くことにより、群杭の地盤剛性フルマトリクス$[K_{PP}]$を得ることができる。宮本ら [1.33)]は、$[K_{PP}]$を質点系モデルに取り入れるために、$[K_{PP}]$を等価な 1 本杭の水平地盤ばね$[K_a]$とせん断地盤ばね$[K_b]$の和に縮合する方法を示している。この中で、各深さの水平地盤ばね K_{ai} は、杭に対して杭長方向に一様な変位 u を与えて得られる地盤反力 p_{ai} を用いて(1-12)式の通り求められる。

$$K_{ai} = \frac{p_{ai}}{u} \tag{1-12}$$

本論文の第 3 章では、三次元非線形有限要素法で杭に同様の静的水平変位を与えることで、群杭の杭周地盤ばねを算出する。

(3) 有限要素法モデル

有限要素法は、上述の質点系モデルに比べ解析自由度が大きく、計算負荷と解析コストに課題がある反面、地盤と構造物の材料非線形や、地盤－杭の境界の滑り、剥離による非線形性を容易に導入できる利点を持つ。Wakai ら [1.34)]は、砂質地盤に打設された 3×3 本の群杭模型の水平載荷実験を、地盤の構成則として Mohr-Coulomb 条件を用いた三次元非線形有限要素解析によってシミュレーションし、群杭に対する三次元非線形有限要素法の有効性を示している。間瀬ら [1.35)]は、単杭の原位置水平載荷実験に対して、地盤の構成則として下負荷面モデルを適用した三次元有限要素解析を実施し、解析結果は実験結果と良好に対応することを示している。秀川ら [1.36)]は、遠心力場における杭基礎構造物模型の振動台実験に対して、地盤の構成則として Mohr-Coulomb 条件を用いた三次元非線形有限要素解析を実施し、解析は実験結果を概ね再現することを示している。柏ら [1.37)]は、文献 1.36)と同じ実験を対象に、地盤の応力－ひずみ関係を多直線モデルとした三次元非線形有限要素解析を実施し、解析の精緻化に成功している。

1.2.2　地盤－杭－上部構造連成系の強非線形性

地盤－杭－上部構造連成系の強非線形性は、敷地地盤の非線形性、杭基礎近傍地盤の非線形性、および構造物の非線形性に大別される。いずれの非線形性も構造物への入力動や地盤－杭系の水平抵抗メカニズムを急変させるため、解析に取り入れる必要がある。以下では、各非線形性について概説する。

(1) 敷地地盤の非線形性

建物への入力動を検討する上で、建物が存在しない自由地盤の非線形応答は最初に考慮すべきである。地盤はせん断ひずみの増大につれて、徐々にせん断剛性が低下し、履歴減衰が増大する。このような地盤の非線形性は、敷地で採取した試料の動的変形試験によって調べることができ、せん断剛性比～せん断ひずみ(G/G_0～γ)関係および減衰定数～せん断ひずみ関係(h～γ)関係として整理される。G/G_0～γ、h～γ関係は、地盤の非線形応答解析を行う際にはさらに指数関数を用いた Ramberg-Osgood モデル [1.38)]や、双曲線を用いた Hardin-Drnevich モデル [1.39)]といった単純な関数で近似される。Ramberg-Osgood モデルの有効性については Ohsaki ら [1.40)]が砂質土と粘性土の試験結果に基づいて確認しており、Hardin-Drnevich の有効性については内田ら [1.41)]が砂質土、粘性土および礫質土の試験結果、古山田ら [1.42)]が砂質土と粘性土の試験結果に基づいて示している。また、これらの研究により、地盤の非線形パラメータは、拘束圧や堆積年代、土質によって異なることが示されている。

敷地地盤の非線形性を周波数領域で扱う解析手法として、SHAKE[1.43)]に代表される等価線形解析がある。SHAKE は、一次元重複反射理論および地盤の G/G_0～γ、h～γ関係に基づいて地盤応答を算出するプログラムである。SHAKE は後述の遂次非線形解析に比べ計算負荷が小さく、入力パラメータが簡便である特長を持っており、研究、実用の両面で多く用いられてい

る。ただし、吉田[1.44)]が指摘しているように、地盤が軟弱で地震動のレベルが大きい場合に地盤のせん断ひずみが大きくなると、観測記録との適合性が悪くなる欠点がある。そのため、等価線形解析の適用限界を上回る大ひずみ領域で地盤の応答を求める際には、遂次非線形解析を用いることが必要となる。

遂次非線形解析では、地盤の応力－ひずみ関係を骨格曲線と履歴曲線として定義し、時々刻々の応答を Newmark のβ法[1.45)]や Wilson のθ法[1.46)]といった直接積分法を用いて算出する。代表的な非線形モデルとして、前述の Ranberg-Osgood モデルや双曲線モデル、および石原－吉田モデル[1.47)]がある。いずれのモデルにおいても、履歴曲線を骨格曲線と相似形とする Masing 則が適用されている。さらに、軟弱な砂質土で入力地震動が大きい場合には液状化現象が発生する可能性があり、間隙水圧の上昇や消散による有効応力の変化に応じて応力－ひずみ関係を変化させる有効応力解析が必要となる[例えば 1.48)]。

以上の非線形モデルは一次元解析を念頭においたものであるが、地盤を有限要素法でモデル化する際には、一次元解析で用いた非線形モデルを多次元に拡張したモデルの他に、地盤要素の三次元的な応力状態を考慮した弾塑性モデルが用いられる。せん断強度の拘束圧依存性を考慮した古典的な降伏条件として、破壊面に作用するせん断応力と垂直応力を用いて定義された Mohr-Coulomb 条件[1.49)]や、応力の不変量を用いて定義された Drucker-Prager 条件[1.50)]がある。地盤の圧密とせん断の挙動を同時に考慮できるモデルとして、Cam-Clay モデル[1.51)]がある。これらの非線形性は地震時における敷地地盤の応答だけでなく、後述する杭基礎近傍地盤の非線形性にも影響する。

(2) 杭基礎近傍地盤の非線形性と群杭効果

杭基礎近傍地盤の非線形性は、杭基礎の変位によって杭基礎近傍地盤が変形することによる材料非線形と、地盤－杭間の滑り、剥離による非線形性からなる。特に複数の杭が密に配置された群杭では、杭どうしの相互干渉、いわゆる群杭効果により、杭位置や杭の前後面によって杭基礎近傍地盤の抵抗性状が異なる。そのため、群杭の水平抵抗について調べることを目的として、多くの原位置載荷実験や模型載荷実験が行われている。斉藤ら[1.52)]は、杭径 318.5mm の鋼管杭を杭間隔比 2.5 で 3×3 本の配置とした群杭を対象に原位置水平載荷実験を行い、群杭効果の変位依存性および前方杭と後方杭の違いによる杭応力の差異を示している。幸左ら[1.53)]は、杭径 1,200mm の場所打ち杭を杭間隔比 2.5 で 3×3 本の配置とした群杭を対象に原位置水平載荷実験を行い、杭位置の違いによる杭応力および杭周地盤反力－変位関係の差異を示している。さらに、載荷試験終了後に前面杭の前方地盤が水平、鉛直方向に変位したことを確認している。薮内ら[1.54)]は、杭径 800mm の場所打ち鋼管コンクリート杭を杭間隔比 2.5 で 2×3 本の配置とした群杭に対して原位置水平載荷実験を行い、三次元有限要素法によるシミュレーション解析を通じて、杭位置の違いによる杭周地盤反力－変位関係の履歴特性の差異や、杭近傍地盤の応力状態について分析している。寺本ら[1.55)]は、杭径 406.4mm の鋼管間杭を杭間隔比約 4.9 で打設した既設の LNG タンク基礎から 7×9 本の群杭を取り出し

て静的載荷を行い、三次元有限要素法によるシミュレーション解析では杭近傍地盤の応力および変形状態について検討している。玉置ら[1.56]は、砂質地盤に打設された群杭模型に対して静的水平載荷を行い、杭本数、杭間隔および杭頭の固定度をパラメータとして群杭効果の計算図表を示している。小野ら[1.57]は、粘性地盤に打設された群杭模型に対して静的水平載荷を行い、群杭効率が地盤と杭の剛性比によって変化することを示している。鈴木ら[1.58]は砂質地盤に打設された様々な杭本数、杭間隔の群杭模型に対して繰返し載荷を行い、杭周地盤反力－変位関係が前方杭と後方杭では背面側で降伏して三角形の履歴ループを描くのに対し、中間杭では両方向で降伏して対称なループを描くことを示している。柏ら[1.59]は、砂質地盤に打設された群杭模型に対して杭径の約 3 倍の大振幅で繰返し載荷を行い、群杭効率や各杭の荷重分担率が変位によって変化することを示している。また、載荷方向を 45°回転させた場合には前方杭の荷重分担率が大きくなることを示している。土方ら[1.24]は、杭径 220mm の鋼管杭を杭間隔比 2.5 で 5×5 本の配置とした群杭を対象に、発破震動を利用した動的載荷実験を行い、端杭の杭周地盤反力は前方杭となる場合に大きくなるが、後方杭となる場合に頭打ちとなることを示している。鈴木ら[1.60]は、乾燥砂地盤および飽和砂地盤に打設された群杭模型に対して大型振動台を用いた振動実験を行い、飽和地盤では液状化した際に杭位置の違いによる杭応力の差異が小さくなることを示している。周ら[1.61]は、砂質地盤に打設された群杭模型を対象に遠心力場での振動台実験を行い、杭頭に作用する水平力に対する転倒モーメントの割合が大きい場合に杭位置の違いによる水平力分担の差異が顕著になることを示している。

群杭に関する解析研究として、杭周地盤の破壊メカニズムを仮定した理論的アプローチや薄層法、有限要素法によるアプローチがある。冨永ら[1.30]は、杭前方地盤に隣接杭との干渉を考慮した破壊メカニズムを仮定して、前方杭と後方杭で異なる杭周地盤反力を算出している。土方ら[1.16]は、均質地盤および 2 層地盤に打設された最大 30×30 本の群杭を対象に、杭本数、杭間隔および地盤剛性を変数として薄層法によるパラメトリック解析を行い、群杭係数の回帰式を示している。護ら[1.17]は、杭本数、杭間隔および杭配置を変数として薄層法によるパラメトリック解析を行い、長辺方向と短辺方向のそれぞれについて群杭係数の回帰式を求めている。Wakai ら[1.34]は、砂質地盤に打設された 3×3 本の模型実験の水平載荷実験を三次元非線形有限要素法によってシミュレーションし、群杭に対する三次元非線形有限要素法の有効性を示している。土方ら[1.62]は、砂質地盤および粘性地盤に打設された 5×5 群杭を対象に、三次元非線形有限要素法による水平載荷解析を行い、砂質地盤では杭位置による杭頭せん断力および杭周地盤反力の差異が顕著になることを示している。

以上の研究の多くは、杭頭を加力した時の杭頭インピーダンス（杭頭ばね）に着目した研究であり、杭周地盤抵抗（杭周地盤ばね）に着目した研究は限られる[1.24),1.30),1.33),1.53),1.58),1.62]。また、地震荷重が多方向入力であることを鑑みると、任意方向の加力に対する杭周地盤ばねを把握する必要があるが、加力方向を変えて杭の杭周地盤抵抗を検討した研究はあまり見当たらない。そこで本論文の第 3 章では、加力方向をパラメータとして杭周地盤抵抗を算出する。

(3) 杭体の非線形性

杭体が塑性化すると、杭の水平抵抗メカニズムが変化するために、上部構造および杭の応答に影響を及ぼす。杭体の非線形性に着目した実験研究として、秀川ら[1.36)]は、杭頭の断面積を小さくし塑性化を発生しやすくした杭基礎構造物模型に対して遠心力場における振動台実験を行い、杭頭の塑性化により上部構造の応答が小さくなることを示している。解析研究として、酒向ら[1.22)]は、変動軸力による杭体の剛性および耐力の変化によって、時々刻々の杭応力が圧縮側の杭と引張側の杭で異なることを示している。引田ら[1.26)]は、基礎梁が塑性化した場合に杭頭固定度が低下することにより隅杭の杭頭応答が小さくなることを示している。

1.2.3　杭基礎建物の地震被害

過去の大地震において、杭基礎の被害が多数報告されている。将来発生が懸念されている巨大地震に対して、杭基礎建物の被害を抑制するためには、杭基礎建物の被害要因を明らかにして、設計法や耐震対策に反映させることが急務である。以下に、代表的な被害地震で見られた杭基礎被害の研究について概説する。

1964 年新潟地震では、地盤の液状化現象が大規模に発生し、RC 造建物の転倒や落橋などの被害が発生した[1.63),1.64)]。この地震を契機として、砂質地盤の液状化現象に関する研究が盛んに行われるようになった。1978 年宮城県沖地震では、変形性能の劣る既製コンクリート杭の被害が報告された[1.65),1.66)]。

1995 年兵庫県南部地震では、建築基準法の設計レベルを上回る地震動が都市を直撃し、湾岸の軟弱地盤と市街地の震度 7 の地域を中心に杭基礎の被害が多数発生した。地震発生後、各機関および学会によって精力的に行われた被害調査[1.1),1.67),1.68)]や、さらに、現在までに行われた実験研究・解析研究によって、杭基礎構造の被害要因として地盤－杭－上部構造連成系の非線形挙動が確実に影響を及ぼしたことが分かっている[1.69)]。その中で、特に沖積低地や人工埋立地で発生した液状化・側方流動による杭被害については、ポートアイランドの鉛直アレーにおいて貴重な強震記録[1.70)]が得られたことにより、杭基礎－上部構造への確かな入力地震動が得られたため、多くの研究者により軟弱地盤での杭被害のシミュレーションが行われた。宮本ら[1.71)]は、鉛直アレーの観測記録を入力動とした杭基礎建物の地震応答解析を行い、地盤の液状化と杭体の非線形性が杭の応答に及ぼす影響を検討している。古山田ら[1.72)]は、護岸近傍に建つ杭基礎建物の地震応答解析を行い、側方流動による地盤変位が杭の応答に及ぼす影響を検討している。長谷川ら[1.73)]は、PC 杭に支持された被害建物を対象に、杭集約型の質点系モデルを用いた地震応答解析と多本杭のフレームモデルを用いた応答変位法による静的解析を行い、杭の被害を説明している。これらの研究の成果として、杭基礎にみられた杭頭部の被害は上部構造の慣性力(Inertial 成分)が、地中部の地層境界での被害は地盤の強制変形(Kinematic 成分)が主原因であることが明らかとなった。特に後者の被害は液状化や側方流動による地盤変形が原因であり、従来から行われていた上部構造の慣性力のみを杭頭に作用させる杭基礎設計法の見直しに反映されている。

一方、市街地の震度 7 の地域については、観測記録が少なかったために、震源モデルを用いた強震動の推定や、神戸地域の不整形地盤に起因する震災の帯の出現を説明する研究[1.75),1.76)]が精力的に行われた。このような中で、杭基礎被害についても調査や分析が行われ、その被害要因を究明する必要性が叫ばれたが、強震観測記録が少なかったことによる入力地震動の不確かさや、大振幅入力時の杭被害解析モデルの未整備、地盤データや杭基礎被害データの公開の問題等があり、必ずしも詳細な被害検証が行われていない。既往の研究として、詳細な被害調査に基づいて杭基礎の被害要因を考察した中澤らの論文[1.77)]や、スウェイ・ロッキングモデルと静的梁－ばねモデルを併用した解析的検討によって杭の破壊状況を説明した茶谷ら[1.78),1.79)]の論文などがあるが、数は限られている。また、渦岡ら[1.80)]は二次元有限要素法による深部地盤モデルを用いて推定した地震動を入力動として地盤－杭－上部構造系の地震応答解析を行っているが、この研究は損傷の軽微だった杭基礎を対象としており、大きな損傷を受けた杭基礎に対して同様の検討を行った事例はあまり見当たらない。将来発生が懸念されている巨大地震に対して、杭基礎建物の被害を抑制するためには、杭基礎の被害要因を明らかにして、設計法や耐震対策に反映させることが急務である。

2003 年十勝沖地震では、軟弱地盤における地盤変位が既製コンクリート杭の地中部における損傷の要因となったことが報告されている[1.81)]。2011 年東北地方太平洋沖地震では、群杭支持建物において杭位置による杭周地盤抵抗の差異が杭の被害メカニズムに影響を及ぼした事例が報告されている[1.3)]。

1.3　研究目的と本論文の構成

本論文は、『極大地震における群杭基礎の水平抵抗と被害解析に関する研究』と題し、以下の 6 章から構成されている。

第 1 章「序論」では、極大地震で杭基礎建物に発生する非線形相互作用と過去の杭被害について既往文献を調査し、本論文の位置付けを明確にするとともに、研究目的を示す。

第 2 章「群杭基礎建物の模型振動台実験と解析検討」では、乾燥砂地盤内に設置した 25 本群杭模型を対象に、大阪大学所有の小型振動台を用いた地震波入力による加振実験を行い、群杭の水平抵抗を実証的に明らかにする。具体的には、まず地盤の非線形化が杭基礎建物の地震応答に与える影響を明らかにする。次に、杭位置による曲げモーメントやその分布形状の違いについて、入力レベルを変えて検討する。また、実験結果に対して三次元有限要素法によるシミュレーション解析を行い、解析法の有効性を検証する。

第 3 章「静的水平載荷解析による群杭基礎の杭周水平地盤抵抗」では、第 2 章で有効性を示した三次元有限要素法を実大群杭に適用し、群杭の杭一本ごとの杭周地盤抵抗を明らかにする。本検討は、全ての杭で等しくかつ杭長方向に一様な強制変位を与えることにより、杭位置と深さの違いによる杭周地盤抵抗を直接的に算出する。解析パラメータは、杭本数、杭配置、杭間隔、地盤条件および加力方向とする。

第 4 章「1995 年兵庫県南部地震での杭被害解析」では、1995 年兵庫県南部地震の震度 7 地域で杭頭が損傷した杭基礎建物を、第 2 章で有効性を示した三次元有限要素法で正確にモデル化し、建設地点で計算された工学的基盤波を入力動とする被害解析を行う。まず、杭頭に大きな被害が発生した要因として、上部構造の慣性力と地盤変位が杭の地震応答に及ぼした影響を明らかにする。さらに、建物内の一部の杭に被害が集中した原因として、独立フーティングを支持する群杭の本数の違いと、建物北東部にあった隣接建物の存在に着目し、杭被害が集中した群杭の杭本数を増やしてフーティングごとの群杭本数の違いを解消したモデルと、隣接建物の存在を考慮したモデルの応答解析を実施する。

第 5 章「2016 年熊本地震での杭被害解析」では、2016 年熊本地震の KiK-net 益城地点での観測波を用いて擁壁をもつ段差地盤上に建つ仮想杭基礎建物の被害解析を三次元有限要素法を用いて実施する。杭基礎は 1 次設計に準拠して場所打ち RC 杭を想定する。解析では、擁壁による段差の有無をパラメータとして擁壁の影響を分析し、擁壁をもつ段差地盤上の建物では擁壁地盤の影響を適切に考慮する必要があることを示す。

第 6 章「結論」では、本研究で得られた成果を総括するとともに、今後の課題をまとめ、本論文の結論とした。

参考文献

1.1) 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，1996.7.

1.2) 日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，2011.7.

1.3) 金子治，川股紫織，中井正一，関口徹，向井智久：東北地方太平洋沖地震における杭基礎の被害要因に関する解析的検討，日本建築学会構造系論文集，No.717，pp.1699-1706，2015.11.

1.4) 日本建築学会　構造委員会，基礎構造運営委員会：大地震時の杭基礎の耐震設計　－2 次設計を導入するのに何が必要かー, 22008 年日本建築学会大会（中国）パネルディスカッション資料, 2008.9.

1.5) 日本建築学会　構造委員会，振動運営委員会：大振幅予測地震動を耐震設計にどう取り込むか，2015 年日本建築学会大会（関東）構造部門（振動）パネルディスカッション資料，2015.9.

1.6) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，1996.4.

1.7) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，2006.2.

1.8) 宮本裕司：地震時における非線形相互作用と建物応答，第 8 回構造物と地盤の相互作用シンポジウム，pp.3-12，1006.12.

1.9) Tajimi, H. : Dynamic Analysis of a Structure Embedded in an Elastic Straum，Fourth World Conference on Earthquake Engineering，Vol.III，A6，pp.53-69，1969.

1.10) Nogami, T. and Novak, M : Soil-Pile interaction in Vertical Vibration，Earthquake Engineering and Structural Dynamics，Vol.4，pp.277-293，1976.

1.11) Novak, M. and Nogami, T. : Soil-Pile Interaction in Horizontal Vibration，Earthquake Engineering and Structural Dynamics，Vol.5，pp.263-281，1977.

1.12) Kobori, T., Minai, R. and Baba, K. : Dynamic Behavior of a Laterally Loaded Pilr，Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering，pp.175-180，1977.

1.13) Kaynia, A. M. and Kausel, E. : Dynamic Behaviour of Pile Groups，Proceeding of the Second International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling，pp.1-24，1982.

1.14) Nogami, T. : Flexural Responses of Grouped Piles under Dynamic Loading，Earthquake Engineering and Structural Dynamics，Vol.13，pp.321-336，1985.

1.15) 長谷川正幸，中井正一：杭基礎のインピーダンス関数に基づいた群杭効率の研究，日本建築学会構造系論文報告集，No.417，pp.133-145，1990.11.

1.16) 土方勝一郎，今村晃，柳下文雄，富井隆，小山桂介：群杭係数の評価方法に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第 476 号，pp.57-66，1995.10.

1.17) 護雅史，森川和彦：加振方向を考慮した群杭効率の推定式の提案，第 3 回日本地震工学会研究発表会，pp.416-417，2004.

1.18) Sen, R., Davies, T. G. and Banerjee. P. K. : Dynamic Analysis of Piles ans Pile Groups Embedded in Homogeneous Soils，Earthquake Engineering and Structural Dynamics，Vol.13，pp.53-65，1985.

1.19) Kuhlemeyer, R. L. : Static and Dynamic laterally loaded Floating Piles，Journal of the Geotechnical Engineering Division，pp.289-304，1979.2.

1.20) 喜多村英司，宮本裕司，三浦賢治，増田潔：埋込みを有する群杭基礎の地震応答性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.492，pp.53-60，1997.2.

1.21) Penzien, J., Scheffey, R. A. and Parmelee, R. A. : Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, Journal of the Engineering Mechanics Division，ASCE，Vol.90，No.EM3，pp.223-254，1964.

1.22) 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.79-86，1999.9.

1.23) 齋藤英明，田中英明，石田智昭，古山田耕司，紺谷修，宮本裕司：大規模発破震動を用いた液状化地盤における杭支持構造物の振動実験　－振動実験のシミュレーション解析－，日本建築学会構造系論文集，No.557，pp.85-92，2002.7.

1.24) 土方勝一郎，杉山達也，伊東賢伸，藤原一成，酒向裕司，宮本裕司：群杭基礎の非線形挙動に関する振動実験及び実験研究　－25 本杭試験体の実験結果とシミュレーション解析，日本建築学会構造系論文集 第 615 号，pp.109-117，2007.5.

1.25) 木村匠，社本康広，松井和幸，真野英之，護雅史，中井正一：杭基礎構造物の耐震性に及ぼす基礎梁の剛性の影響，日本建築学会構造系論文集，No.618，pp.41-48，2007.8.

1.26) 引田真規子，酒向裕司，宮本裕司：基礎梁・杭と杭周地盤ばねの非線形性が杭基礎構造物の地震応答に与える影響，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.641，pp.1241-1248，2009.7.

1.27) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.10.

1.28) Broms, B. B. : Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils，ASCE，Vol.90，No.SM3，pp.123-156，1964.

1.29) Broms, B. B. : Lateral Resistance of Piles in Cohesion Soils，ASCE，Vol.90，No.SM2，pp.26-63，1964.

1.30) 冨永晃司，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 第 317 号，pp.32-40，1982.7.

1.31) Francis, A. J. : Analysis of Pile Groups with Flexural Resistance, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.90, Issue3, pp.10-32, 1964.

1.32) Gazetas, G. and Dobry, R. : Horizontal Response of Piles in Layered Soils, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.110, pp.20-40, 1984.1.

1.33) 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.44-50，1995.5.

1.34) Wakai, A., Gose, S. and Ugai, K.：3-D Elasto-Plastic Finite Elemental Analyses of Pile Foundations Subjected to Lateral Loading，Soil and Foundations，Vo.39，No,1，pp.97-111，1999.2.

1.35) 間瀬辰也，橋口公一，中井正一，土方勝一郎，杉山達也，柳下文雄：下負荷面モデルを用いた単杭の水平挙動の 3 次元弾塑性解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.626, pp.575-582, 2008.4.

1.36) 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，Vol.67，No.661，pp.491-498，2011.3.

1.37) 柏尚稔，宮本裕司：杭の塑性化に着目した遠心載荷実験のシミュレーション解析に基づいた大地震時の杭頭損傷評価，日本建築学会構造系論文集 第 694 号，pp.2133-2142，2013.12.

1.38) Jennings, P. C. : Preodic Response of a general Yielding Structure, Proceeding of American Society of Civil

Engineers，Vol.90，EM2，pp.131-167，

1.39) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.：Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves，Proceeding of Americam Sociey of Civil Engineers，Vol.98，No.SM7，pp.667-692，1972.7.

1.40) Ohsaki, Y., Hara, A. and Kiyota, Y.：Stress-Strain Model for Soils for Seismic Analusis，the 5th Japan Earthquake Engineering Symposium，pp.357-364，1977.

1.41) 内田明彦，畑中宗憲，時松孝次：地盤材料の繰返し変形特性の定式化，日本建築学会構造系論文集，No.544，pp.69-75，2001.6.

1.42) 古山田耕司，宮本裕司，三浦賢治：多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性，第 38 回地盤工学会研究発表会，pp.2077-2078，2003.

1.43) Schnabel, P. B., Lusmer, J. and Seed, H. B.：SHAKE A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontaly Layerd Sites, Report No. EERC72-12, University of California, Berkeley, 1972.

1.44) 吉田望：実用プログラム SHAKE の適用性，軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.14-31，1994.

1.45) Newmark, N. M.：A Method of Computation for Structural Dynamics，Proceeding of American Sociey of Civil Engineers，Journal of Engineering Mechanics Divison，Vol.85，pp.67-94，1959.7.

1.46) Bathe, K. J. and Wilson, E. L. : Stability and Accuracy Analysis of Direct Integration Methods，Earthquake Engineering and Structural Dynamics，Vol.1，pp.283-291，1973.

1.47) Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S.：Modelling of Stress-Strain Relations of Soils in Cyclic Loading，Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics Nagoya，pp.373-380，1985.

1.48) 社本康広，時松孝次，有泉浩蔵：一次元有効応力解析の実地盤に対する適用性，日本建築学会構造系論文報告集，No.433，pp.113-119，1992.3.

1.49) Coulomb,C.A.：Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture, Mémorires de Mathématique et de Physique, Préfentés à l'Académie Royale des Sciences, par divers Savans, & Iûs dans Affemblées, 7, pp.91-128, 1773.

1.50) Drucker,D.C., Prager,W.：Soil mechanics and plastic analysis for limit design, Quarterly of Applied Mathematics, 10(2), pp.157-165, 1952.

1.51) Schofield, A. N. and Wroth, C. P.：Critical State Soil Mechanics，London，McGraw-Hill，1968.

1.52) 斉藤亮，飯古道則，五瀬伸吾，易鋒：杭基礎の水平方向大変形時の挙動に関する研究，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1395-1408，1993.3.

1.53) 幸左賢二，鈴木直人，木村亮，木村嘉富，森田悠紀雄：終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験，土木学会論文集 第 596 号，pp.249-260，1998.6.

1.54) 薮内彰夫，土方勝一郎，杉山達也，伊東賢伸，藤原一成，酒向裕司：静的水平載荷実験結果による場所打ち鋼管コンクリート群杭基礎の水平耐力と変形性能，日本建築学会構造系論文集，No.617，pp.111-119，2007.7.

1.55) 寺本俊太郎，木村亮，西崎丈能，新村知也，井上昭夫，阿久津富弘：既設の LNG タンク基礎を用いた 63 本群杭基礎の水平載荷試験に基づく群杭の挙動に対する考察，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.70，No.2，pp.275-289，2014.

1.56) 玉置脩，三橋晃司，今井常雄：水平抵抗における群杭効果の研究，土木学会論文報告集 第 192 号，pp.79-89，1971.8.
1.57) 小野勇，山田清臣，菊田征勇，松浦聖，岡田勝也：粘性土地盤における群杭の水平大変形挙動の実験的検討，土木学会論文集 第 645 号，pp.223-233，2000.3.
1.58) 鈴木康嗣，安達直人：模型水平載荷試験による群杭の地盤反力～変位関係，日本建築学会構造系論文集，第 570 号，pp.115-122，2003.8.
1.59) 柏尚稔，倉田高志，林康裕，田村修次，吹田啓一郎：大振幅水平載荷実験による群杭効果の振幅依存性，日本建築学会構造系論文集，第 614 号，pp.53-60，2007.4.
1.60) 鈴木比呂子，時松考次：大型振動台を用いた杭－地盤－構造物系の動的相互作用実験，日本地震工学会誌，No.10，pp.26-30，2009.7.
1.61) 周友昊，時松孝次，眞野英之：転倒モーメントが群杭内水平力分布に与える影響に関する実験及び解析的検討，日本建築学会構造系論文集 第 709 号，pp.427-434，2015.3.
1.62) 土方勝一郎他：3D-FEM に基づく群杭地盤ばねの非線形特性，その 1～6，日本建築学会学術講演梗概集，B-1，pp.435-440，2006.7；日本建築学会学術講演梗概集，B-1，pp.623-628，2007.7.
1.63) 日本建築学会，新潟地震災害調査報告，1964.
1.64) 建設省建築研究所：新潟地震による建築物の被害　－とくに新潟市における鉄筋コンクリート造建物の被害について－，建築研究所報告，No.42，1965.
1.65) 杉村義広，大岡弘：1978 年宮城県沖地震による既成コンクリート杭の被害調査報告，建築研究資料，No.31，1981.6.
1.66) 志賀敏男：宮城県沖地震による杭基礎の被害と補強，土と基礎，31(5)，pp.49-52，1983.5.
1.67) 時松孝次：地盤および基礎構造から見た建物被害，土と基礎，44-2(457)，pp.14-18，1996.2.
1.68) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編－4 木造構造物 建築基礎構造，pp.447-449，1997.11.
1.69) 日本建築学会，基礎構造系振動小委員会：第 4 回～第 8 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 1995～2006.
1.70) 関西地震観測研究協議会による報告
1.71) 宮本裕司，酒向裕司，古山田耕司，三浦賢治：1995 年兵庫県南部地震の観測記録を用いた液状化地盤における杭基礎構造物の応答に関する解析的検討，日本建築学会構造系論文集，No.493，pp.23-30，1997.3.
1.72) 古山田耕司，宮本裕司，酒向裕司，古江守：1995 年兵庫県南部地震における側方流動地盤での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，第 521 号，pp.49-56，1999.7.
1.73) 長谷川正幸，護雅史，淵本正樹，浅香美治：1995 年兵庫県南部地震における RC 造杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能，第 543 号，pp.87-95，2001.5.
1.74) 宮本裕司，福岡篤信，安達直人，古山田耕司：液状化地盤における杭基礎の地震時杭応力に関する研究 飽和二層地盤に建つ杭基礎の遠心模型実験と解析的検討，日本建築学会構造系論文集，No.494, pp.51-58, 1997.4.
1.75) 川瀬博，林康裕：兵庫県南部地震時の神戸市中央区での基盤波の逆算とそれに基づく強震動シミ

ュレーション，日本建築学会構造系論文集, No.480, pp.67-76, 1996.2.

1.76) 源栄正人，永野正行：深部不整形地下構造を考慮した神戸市の地震動の増幅特性解析－兵庫県南部地震における「震災の帯」の解釈－，日本建築学会構造系論文集, No.488, p.39-48, 1996.10.

1.77) 中澤明夫，蘓鉄盛史，中澤瑤子：兵庫県南部地震による建物杭基礎の被害調査報告と杭の破壊状況における上部架構の影響の考察（西宮市の事例），日本建築学会技術報告集，第 3 号，pp.70-75, 1996.12.

1.78) 茶谷文雄他：阪神・淡路大震災で被災した RC 杭の被害分析（その 1～4），日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1，pp.723-730，1997.9.

1.79) 茶谷文雄他：兵庫県南部地震で被災した上部構造－杭系の被害分析 －杭基礎が損傷した事例－（その 1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1，pp.509-514，1997.9.

1.80) 渦岡良介他：兵庫県南部地震における神戸市灘区の杭基礎建物の応答解析 （その 1,2），第 1 回構造物の破壊過程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，2000.3.

1.81) 古山田耕司, 宮本裕司, 福田孝晴：2003 年十勝沖地震における杭の実被害調査とその解析的検討, 日本建築学会構造系論文集，No.589，pp.97-104，2005.3.

第 2 章 群杭基礎建物の模型振動台実験と解析検討

2.1 はじめに

1995 年兵庫県南部地震や 2011 年東北地方太平洋沖地震では、設計用レベル 2 の地震動をはるかに上回る大振幅地震動が観測され、杭基礎の被害が多数発生した[例えば 2.1),2.2)]。将来の発生が懸念される南海トラフ巨大地震や都市直下地震においても、大振幅地震動の発生が予測されており、杭基礎を含めた建物全体の耐震対策が急務となっている。杭基礎建物が地震を受けると、建物の揺れが地盤に伝わることによる慣性の相互作用と、基礎の存在によって基礎近傍地盤が幾何学的に拘束されることによる入力の相互作用が発生する[2.3,2.4)]。両相互作用は建物の応答や杭基礎に作用する地震力に影響を及ぼす。さらに、極大地震においては、敷地地盤の非線形性、杭基礎近傍地盤の材料非線形や地盤－杭間の滑り・剥離による非線形性、および杭や上部構造の損傷による非線形性が杭基礎建物の挙動に影響を及ぼす[2.5)]。特に杭が密に配置された群杭では、杭どうしの相互干渉、いわゆる群杭効果により杭基礎近傍地盤の非線形性は杭位置によって異なり、杭の応答性状は一段と複雑になる。杭基礎建物の耐震設計モデルを高度化するためには、これらの非線形相互作用を如何に応答解析モデルに取り入れるかが重要となる。

一方、昨今の計算機技術の進歩を背景として、構造解析における三次元有限要素法の利用が増えている。本手法によれば、地盤や基礎構造および上部構造の材料非線形と、地盤－基礎の境界で発生する滑り、剥離、浮上りによる非線形性を含めた地盤－杭系の三次元的な応力伝達性状を考慮できる。さらに、モデル化によっては杭基礎建物の部材レベルでの応答を算出することができ、極大地震に対する杭基礎の損傷メカニズムを解明する上で有用なツールとなることが期待される。

以上の背景を踏まえ、本章では乾燥砂地盤内に設置した 25 本群杭模型を対象に、大阪大学所有の小型振動台を用いた地震波入力による加振実験を行い、地盤－群杭－上部構造連成系の応答と杭位置による杭応答の違いを実証的に把握する。さらに、三次元有限要素法による解析検討を行い、群杭の応答解析における解析手法のの有効性を確認する。2.2～2.3 節では実験の方法と実験結果を述べる。2.4～2.5 節では三次元非線形有限要素法による解析の方法と実験のシミュレーション結果について述べる。

2.2　実験概要

本実験では、砂質地盤内に設置された杭間隔比 2.0 の 25 本群杭模型を対象に、大阪大学所有の小型振動台を用いて地震波入力による加振実験を行う。地震動の波形と入力レベルを変えて加振を行い、地盤－群杭－上部構造連成系の地震応答性状と杭位置の違いによる杭応答を実証的に把握する。

2.2.1　実験装置

本実験では、写真 2-1 に示す大阪大学所有の小型振動台（動電式 2 軸地震動再現装置）を用いる。振動台の加振可能な方向は水平、鉛直方向であり、2 軸同時もしくはいずれか 1 軸の加振が可能となっている。本実験では水平 1 軸の加振を行う。表 2-1 に振動台の仕様を示す。振動台の駆動テーブルの寸法は、加振方向で 1200mm、加振直交方向で 600mm である。本実験装置の有効振動数は 0.5Hz～200Hz である。

図 2-1 に実験モデルの平面図と断面図を示す。加振方向 600mm、加振直交方向 400mm、高さ 400mm のせん断土槽の中に群杭模型を設置し、砂地盤を充填する。

2.2.2　地盤の作製方法

地盤は気乾状態の豊浦標準砂を用い、相対密度 60%を目標に空中落下法で作製する。ここで、空中落下法とは、写真 2-2 に示すように、地盤材料を空中から投下し堆積させて地盤を作製する方法であり、地盤材料の落下高さを調節することで地盤の密度を制御できる。本実験では地盤材料の落下装置としてペットボトルの蓋に直径 4mm 程度の穴を 3 つ開けた容器を用い、落下高さを 40cm としている。また、相対密度を管理するため、地盤材料を厚さ 50mm ごとに 8 層に分けて堆積させ、各層の重量と地表高さを計測する。地盤の相対密度 *Dr* は(2-1)式を用いて算定できる [2.6)]。

$$Dr = \frac{\rho_{d\max} \cdot (\rho_d - \rho_{d\min})}{\rho_d \cdot (\rho_{d\max} - \rho_{d\min})} \tag{2-1}$$

ここに、$\rho_{d\max}$：豊浦砂の最大密度、$\rho_{d\min}$：豊浦砂の最小密度、ρ_d：作製した地盤の密度

乾燥豊浦砂の最大、最小密度はそれぞれ 1.645g/cm^3、1.335g/cm^3 である [2.6)]。作製した地盤の加振前後における相対密度は表 2-2 に示す通りとなった。

2.2.3　杭－上部構造系モデル

杭は直径 12mm のアクリル製の円柱とし、図 2-2 に示すように、杭間隔 24mm で正方配置の 25 本群杭とする。杭の材質としてアクリルを選んだのは、加振時に杭を弾性域に留めるためである。本実験の杭間隔比 *S/B*（*S*：杭間隔、*B*：杭径）は 2.0 であり、群杭効果を検証するため杭間隔を小さく設定している。杭頭および杭先端は、杭径より若干大きめの孔が開いた鋼板に差し込んで接着剤で固定する。杭頭は地表から 5mm 突出させている。

上部構造は鋼材で作製しており、その総重量は 54.2kg（上部質量 : 52.9kg、基礎盤 : 1.32kg）である。また、地盤の増幅特性を把握するために、上部質量を取り払い慣性の相互作用の影響を小さくした場合も加振する。写真 2-3 に上部質量を取り付ける前の模型、写真 2-4 に上部質量を取り付けた後の模型を示す。

なお、小加振時の実験結果より、地盤－杭－上部構造連成系（以下、単に「連成系」と称する。）および地盤の 1 次固有振動数はそれぞれ約 8Hz、約 23Hz となっている。そのため、後述する入力地震動の卓越周期との兼ね合いを考えると、地盤震動の影響が小さい条件での実験となっている。

2.2.4　計測器の設置位置

計測器の配置については、図 2-1 に示すように、加速度計を上部構造の基礎盤(FT)と頂部(RF)、地盤(G1～G5)および振動台(INP)に設置する。振動台に対する基礎盤の相対変位を測定するため、基礎盤にレーザー変位計を設置する。また、杭応力の把握を目的として、図 2-2 に示すように、25 本杭のうち側面杭(p03 杭)、隅杭(p05 杭)および中央杭(p13 杭)の表面にひずみゲージを貼付する。ひずみゲージの貼付位置は、p03 および p05 杭で 16 箇所（8 断面）、p13 杭で 14 箇所（7 断面）とし、杭応力が大きくなると考えられる杭頭付近のひずみを密に測定する。なお、上記の計測器で得られたデータの波形はは、後述する ART 波の入力時には通過帯域 0.5～50Hz、Hyogo 波の入力時には通過帯域 0.5～35Hz のバンドパス・フィルタによって処理している。

2.2.5　入力地震動

本実験で用いる入力地震動は、ランダム位相の人工波(ART)と、兵庫県南部地震の震度 7 地域における工学的基盤位置の推定地震動(Hyogo)[2.7)]とする。実験では、これら 2 波の最大速度を 0.50m/s となるように基準化した後、時間軸を 1/5 倍した波形を基準として用いる。図 2-3 に基準となる両波形の加速度時刻歴、フーリエスペクトル加速度応答スペクトルを示す。ART 波は周期 0.04s～0.12s で卓越する継続時間の長い地震動であるのに対し、Hyogo 波は周期 0.2s 付近で卓越する継続期間の短い地震動である。また、フーリエスペクトルを見ると、ART 波は 25Hz 以上、Hyogo 波は 10Hz 以上で入力が小さくなる。加振実験の順序は、表 2-2 に示すように、図 2-3 の加速度波形の振幅を 0.4 倍、1.0 倍、2.0 倍したものをそれぞれ Hyogo 波、ART 波の順に入力する。

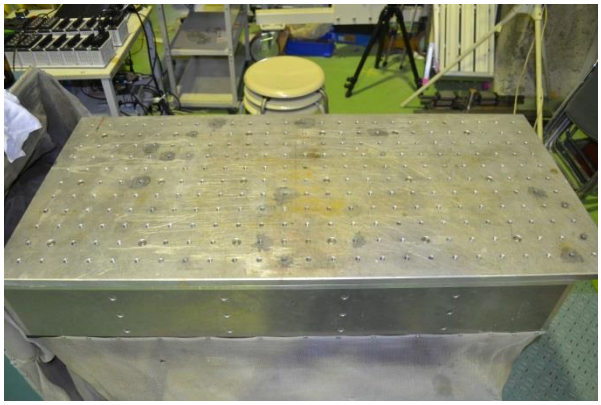
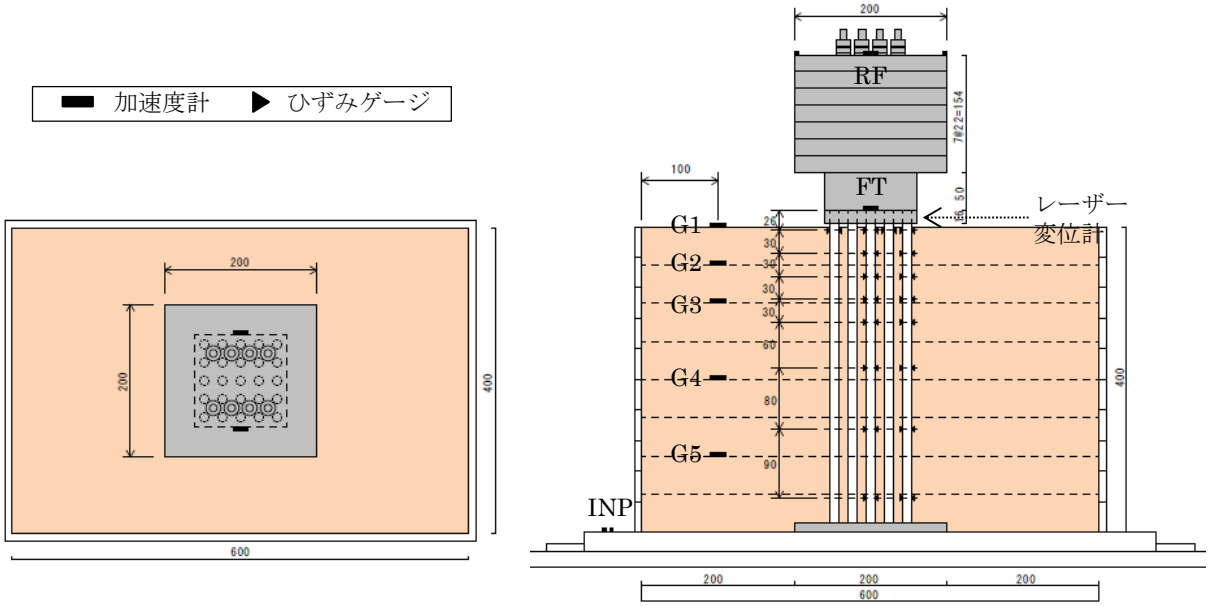


写真2-1　振動台実験装置

表2-1　振動台の仕様

駆動テーブル寸法	1200mm×600mm
最大加速度	24.5m/s^2（無積載時）
最大速度	0.8m/s（無積載時）
最大変位	100mm
有効振動数	0.5Hz～200Hz
最大積載重量	300kg



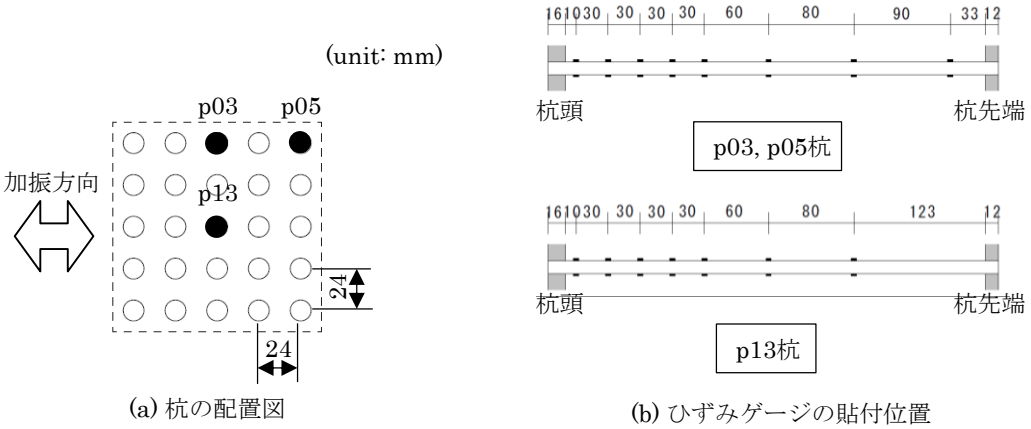
(a) 平面図　　(b) 断面図

図2-1　振動台実験装置

写真2-2　空中落下法による地盤作製の様子

表2-2　実際の相対密度

	上部質量なし	上部質量あり
加振前	62	60
ART波2.0倍加振後	66	70



(a) 杭の配置図　　(b) ひずみゲージの貼付位置

図2-2　杭の配置とひずみゲージの貼付位置

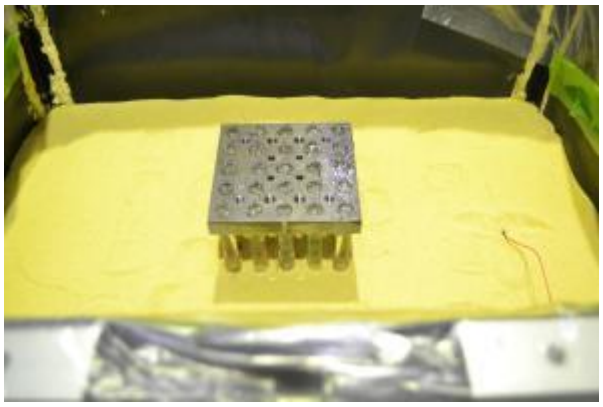


写真2-3　基礎盤のみを取り付けた構造物

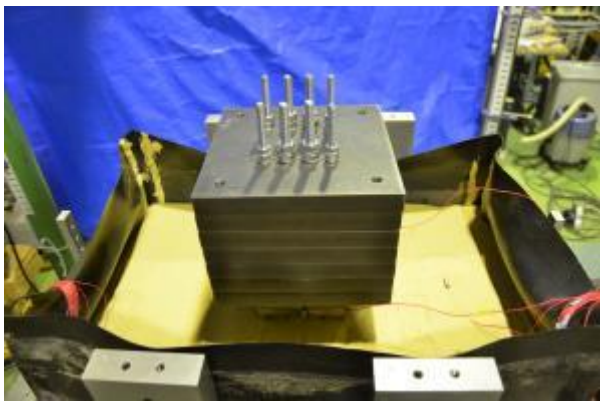
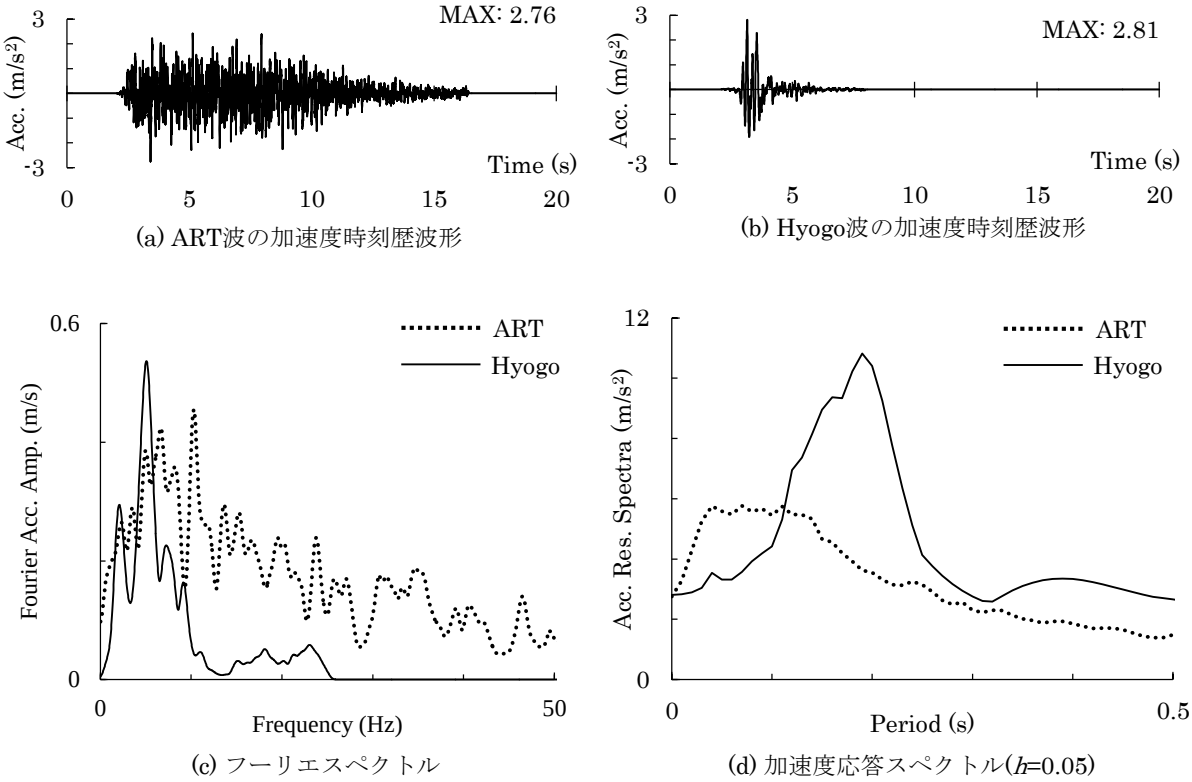


写真2-4　上部質量を取り付けた構造物



(a) ART波の加速度時刻歴波形

(b) Hyogo波の加速度時刻歴波形

(c) フーリエスペクトル

(d) 加速度応答スペクトル(h=0.05)

図2-3　入力地震動（1.0倍波）

表2-2　加振ケース

加振順序	加速度倍率	入力波形
1	0.4	Hyogo
2	0.4	ART
3	1.0	Hyogo
4	1.0	ART
5	2.0	Hyogo
6	2.0	ART

2.3　実験結果

2.3.1　地盤および上部構造の応答

(1) 入力に対する地表面のフーリエスペクトル比

図 2-4 に、入力加速度(INP)に対する地表面加速度(GL)のフーリエスペクトル比を示す。ここで、慣性の相互作用の影響を見るために、上部構造の有無によって比較して示している。

まず慣性の相互作用の影響が少ない上部構造なしについて見ると、ART 波、Hyogo 波ともに 0.4 倍入力では 23.0Hz にフーリエスペクトル比のピークがあり、この振動数が地盤の固有 1 次振動数と考えられる。ART 波で入力倍率を増大させると、フーリエスペクトル比のピーク振動数は小さく、ピーク値は小さくなっており、地盤の非線形化による剛性低下と減衰の増大が確認できる。一方、Hyogo 波で入力倍率を増大させると、10Hz 以上の入力が小さい影響で地盤の増幅特性を明確に確認することはできない。

次に、上部構造ありの応答結果を見ると、上部構造なしに比べフーリエスペクトル比のピーク振動数やピーク値がやや変化しており、地盤応答は慣性の相互作用の影響を受けていると考えられる。

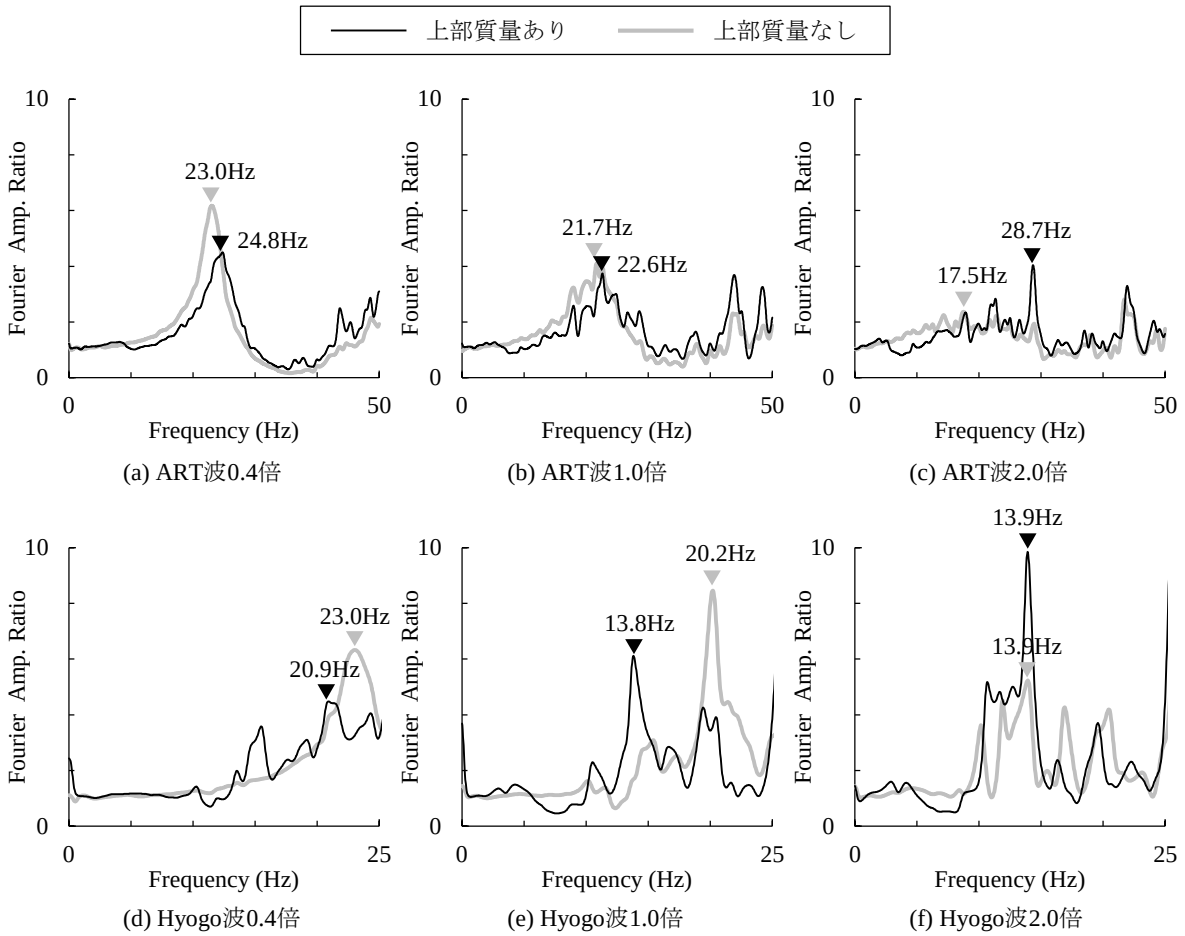


図 2-4　入力に対する地表面のフーリエスペクトル比

(2) 入力に対する上部構造頂部のフーリエスペクトル比

図 2-5 に、上部構造ありについて、入力加速度(INP)に対する上部構造頂部の加速度(RF)のフーリエスペクトル比を示す。まず ART 波の 0.4 倍入力について見ると、フーリエスペクトル比は 8.5Hz でピークとなっており、この振動数が連成系の 1 次固有振動数と考えられる。ART 波の入力倍率を増大させると、ピーク振動数は小さく、ピーク値は小さくなっており、地盤の非線形化による連成系の剛性低下と減衰の増大が確認できる。一方、Hyogo 波について見ると、10Hz 以上の入力が小さい影響で連成系の増幅特性を明確に見ることができない。

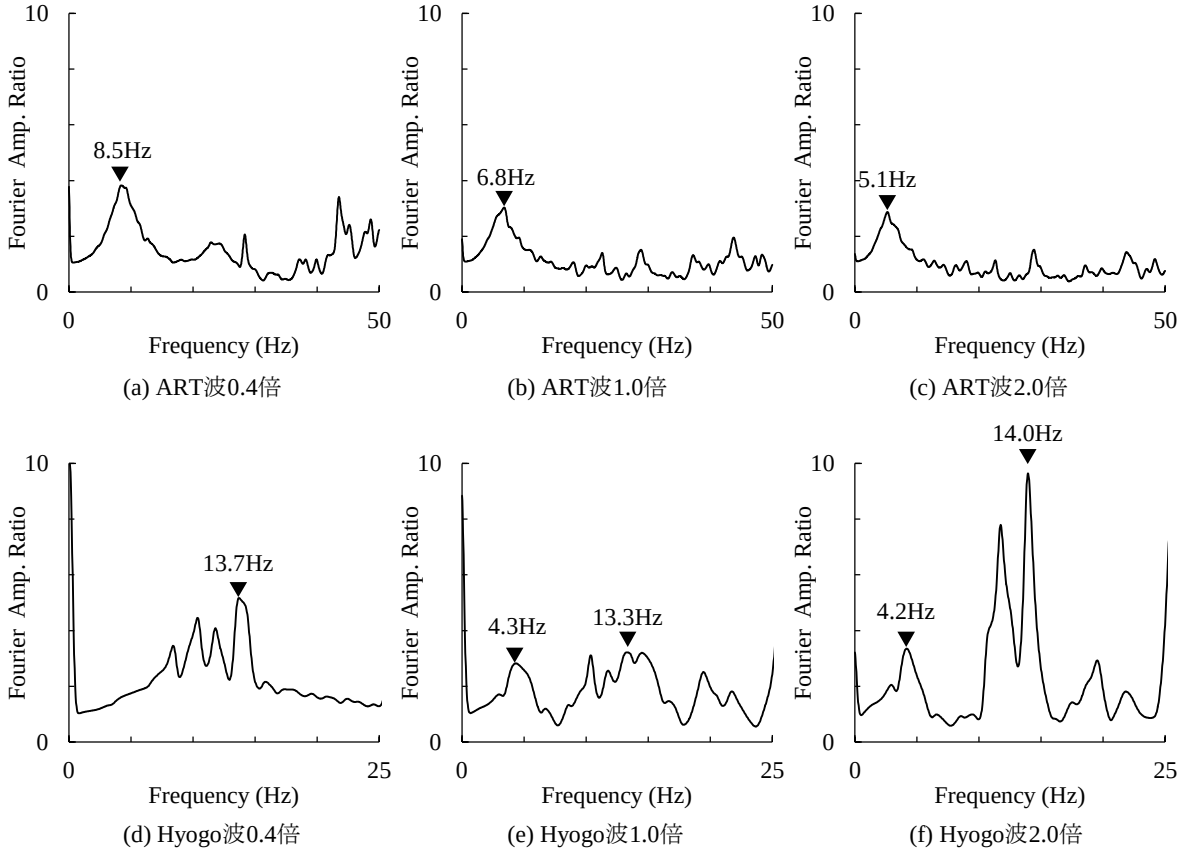


図 2-5　入力に対する上部構造頂部のフーリエスペクトル比

2.3.2　杭の応答

(1) 杭頭荷重－杭頭変位関係

群杭の水平抵抗として、杭頭荷重－杭頭変位関係を算出する。杭頭荷重 F は、上部構造の質量 m および重心の加速度 $\ddot{u}_g$ を基に、(2-2)式より算出する。

$$F = -m\ddot{u}_g \tag{2-2}$$

$\ddot{u}_g$ は、基礎盤および上部構造頂部の加速度を基に、遂次(2-3)式により計算する。

$$\ddot{u}_g = \ddot{u}_{FT} + \frac{z_g - z_{FT}}{z_{RF} - z_{FT}}(\ddot{u}_{RF} - \ddot{u}_{FT}) \tag{2-3}$$

ここに、$\ddot{u}_{FT}$ ：基礎盤の加速度(FT)、$\ddot{u}_{RF}$ ：上部構造頂部の加速度(RF)、z_g：上部構造の重心位置(GL+137mm)、z_{FT}：基礎盤の加速度計貼付位置(GL+13mm)、z_{RF}：錘頂部の加速度計貼付位置(GL+225mm)

図 2-6 に、上部構造ありの場合について、杭頭荷重－杭頭変位関係を入力地震動ごとに示す。ここで、図中には正側最大変位時における等価剛性 K_{eq} を示している。入力地震動によらず、杭頭荷重－杭と変位関係は楕円形のループを描いている。また、入力倍率が大きくなるほど最大杭頭変位は大きく、等価剛性は小さくなっており、非線形化が進んでいる。

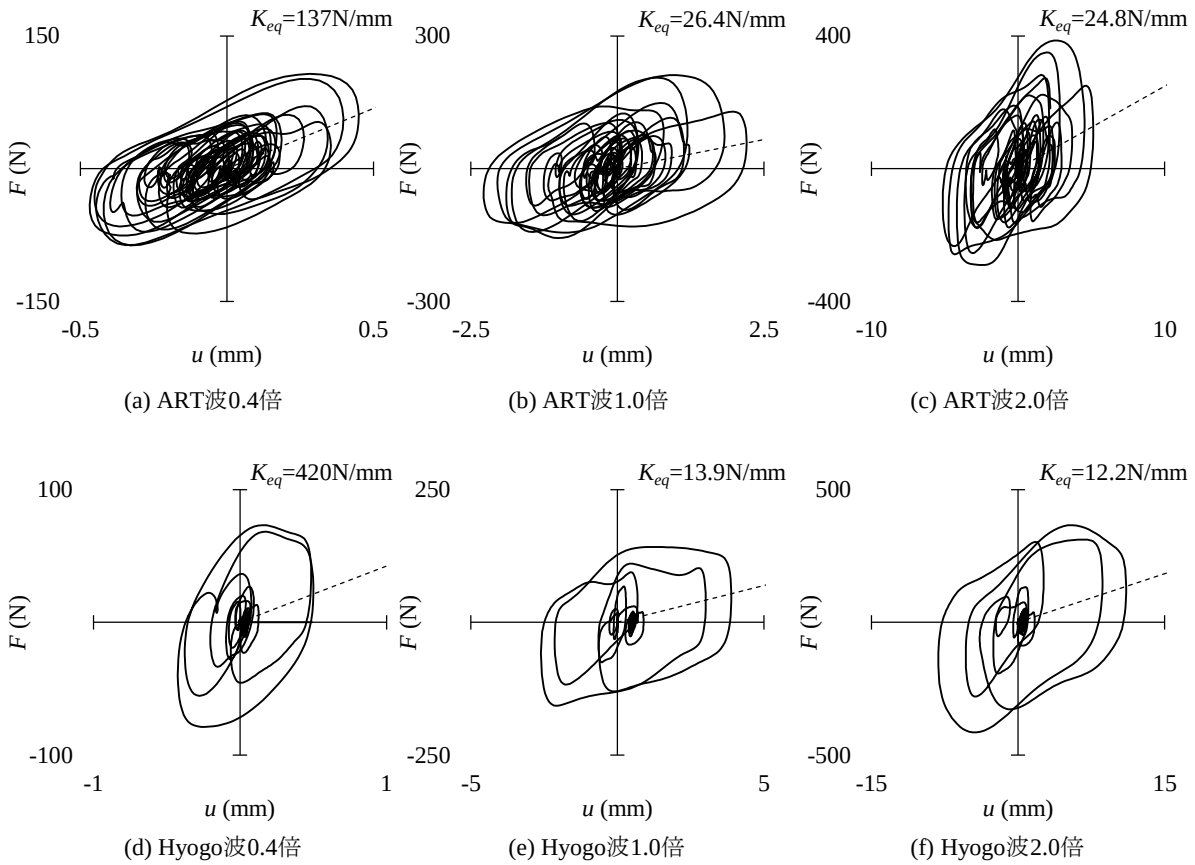


図 2-6　杭頭荷重－杭頭変位関係

(2) 各杭の最大曲げモーメント分布

各杭の応答として曲げモーメント分布を分析する。曲げモーメントの算出にあたっては、まずひずみゲージにより測定した杭の曲げひずみ$\Delta\varepsilon$を用いて(2-4)式によって曲率ϕを算出した後、曲率ϕに(2-5)式に示すように杭の曲げ剛性 EI を乗じることにより曲げモーメント M を算出する。

$$\phi = \frac{\Delta\varepsilon}{B} \tag{2-4}$$

$$M = EI \cdot \phi \tag{2-5}$$

ここに、B：杭径(=12mm)、EI：曲げ剛性(=3.56N・m^2)。曲げ剛性は、アクリルのヤング係数を 3500N/mm^2 として算出している。

図 2-7 に、各杭の最大曲げモーメント分布を入力地震動ごとに示す。ART 波、Hyogo 波ともにいずれの入力倍率においても、杭頭の最大曲げモーメントは隅杭(p05 杭)で最も大きく、側面杭(p03 杭)、中央杭(p13 杭)の順に小さくなる。また、地中部の反曲点は、隅杭(p05 杭)で最も浅く、側面杭(p03 杭)、中央杭(p13 杭)の順に深くなる。このように、杭位置によって曲げモーメントの最大応答値と分布形状に差が生じている。

次に、入力倍率による違いを見ると、入力倍率が大きくなるにつれて、各杭の地中部の反曲点位置が深くなり、隅杭(p05 杭)の曲げモーメントの分布形状が側面杭(p03 杭)や中央杭(p13 杭)に近付いている。さらに、杭頭曲げモーメントも杭位置による違いが小さくなっており、杭応答が均等化していることが確認できる。

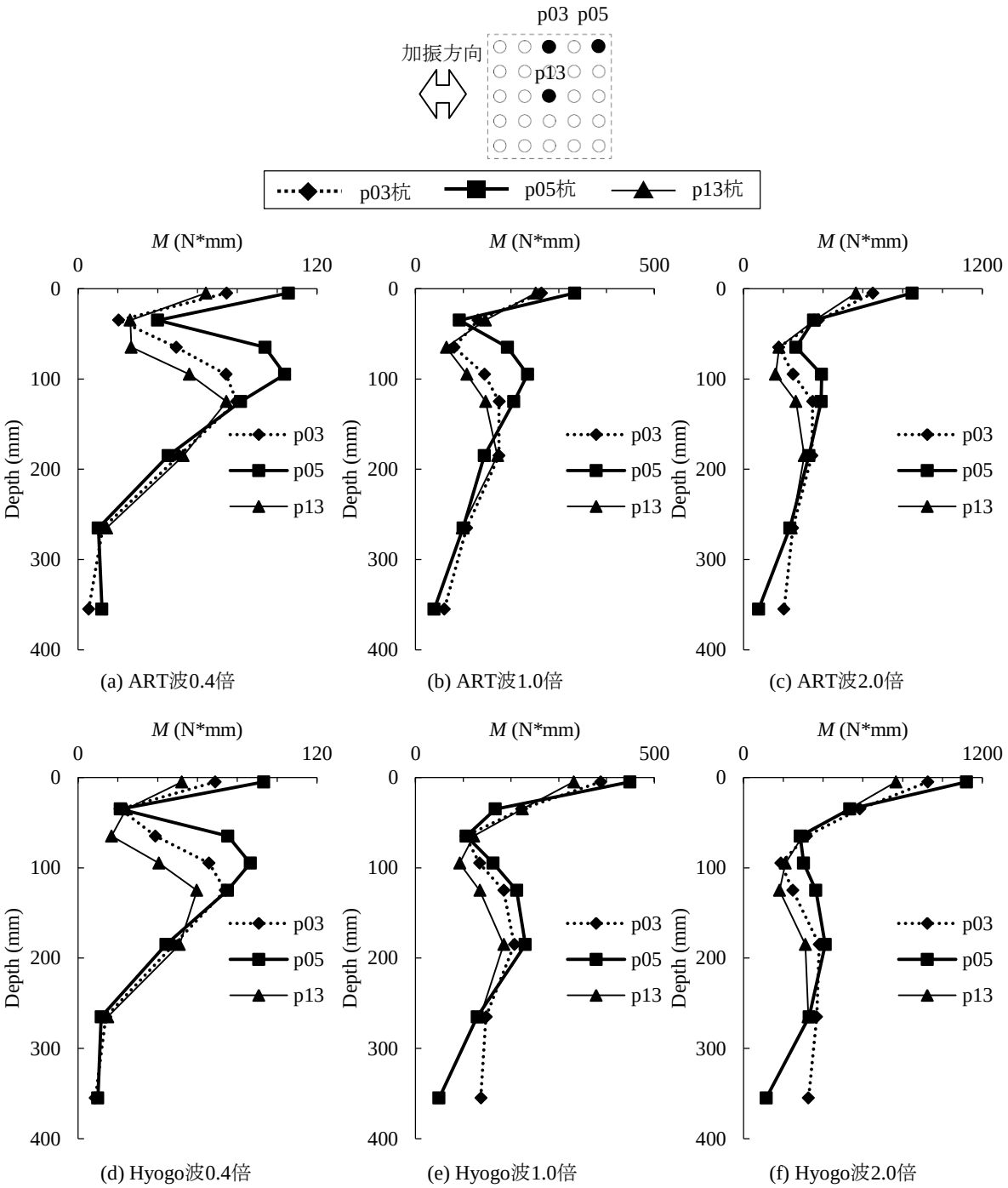


図 2-7　杭頭荷重－杭頭変位関係

(4) 杭周地盤反力－杭変位関係

曲げモーメント分布が杭ごとに異なっているのは、杭周地盤反力が異なるためと考えられる。そこで、各杭の杭周地盤反力－杭変位関係を算出する。任意の深さでの杭周地盤反力および杭変位は、杭の曲げモーメント分布を基に算定する。まず、曲げモーメント分布を最小2乗法によって(2-6)式に示すような深さ z に関する4次多項式で近似する。

$$M = \sum_{k=0}^{4} a_k (z - z_h)^k \tag{2-6}$$

ここに、a_k：係数、z_h：杭頭の z 座標(=-5mm)

次に、曲げモーメント M を(2-7)式に示すように深さ z に関して微分することでせん断力 Q を、せん断力 Q をさらに(2-8)式に示すように深さ z に関して微分することで杭周地盤反力 P を算出する。

$$Q = -\frac{dM}{dz} = -\sum_{k=1}^{4} k a_k (z - z_h)^{k-1} \tag{2-7}$$

$$P = -\frac{dQ}{dz} = \sum_{k=2}^{4} k(k-1) a_k (z - z_h)^{k-2} \tag{2-8}$$

一方、変位 u については(2-9)式に示すように、曲率 ϕ を深さ z に関して2階積分することで算出する。

$$u = -\iint \phi dz dz = u_h + \theta_h \cdot (z - z_h) - \frac{1}{EI} \sum_{k=0}^{5} \frac{1}{(k+1)(k+2)} a_k (z - z_h)^{k+2} \tag{2-9}$$

ここで、積分定数 u_h は杭頭変位でありレーザー変位計の測定値をそのまま用いる。θ_h は杭基礎全体の回転角であり、杭先端位置の変位が0となるように(2-10)式によって決定する。

$$\theta_h = -\frac{1}{z_e - z_h} \left\{ u_h - \frac{1}{EI} \sum_{k=0}^{5} \frac{1}{(k+1)(k+2)} a_k (z_e - z_h)^{k+2} \right\} \tag{2-10}$$

図2-8、図2-9に、それぞれART波とHyogo波の入力時において、各杭のGL-35mm深さの杭周地盤反力－杭変位関係を0.4倍、1.0倍および2.0倍入力で重ねて示す。ART波、Hyogo波ともにいずれの入力倍率においても、杭周地盤反力の最大値は隅杭(p05 杭)で大きくなる。また、隅杭(p05杭)の杭周地盤反力－杭変位関係は前方杭となる正側の最大反力が負側に比べ大きくなっている。それに対して、側面杭(p03 杭)および中央杭(p13 杭)では加振方向によらず後方杭となるため正負で同程度の最大反力となっている。このように、杭位置により杭周地盤反力－杭変位関係が大きく異なる。上部構造からの慣性力は地盤抵抗の大きさに応じて各杭に分配されるため、杭位置による杭周地盤反力の違いが隅杭(p05杭)の曲げモーメントが大きくなった原因と考えられる。また、曲げモーメントの分布形状の違いについても、隅杭(p05杭)では杭周地盤反力が大きいために、反曲点が他の杭に比べ浅くなったと考えられる。

入力倍率の違いについて見ると、ART波、Hyogo波ともに、2.0倍入力時の杭周地盤反力－杭変位の履歴曲線は1.0倍および0.4倍入力時のそれを包括している。さらに、入力倍率が大

きくなるにつれて最大変位時の等価剛性が低下しており、杭周地盤の非線形化が進行している。このことが、入力倍率が大きくなるほど杭の曲げモーメント分布の反曲点が深くなった原因と考えられる。

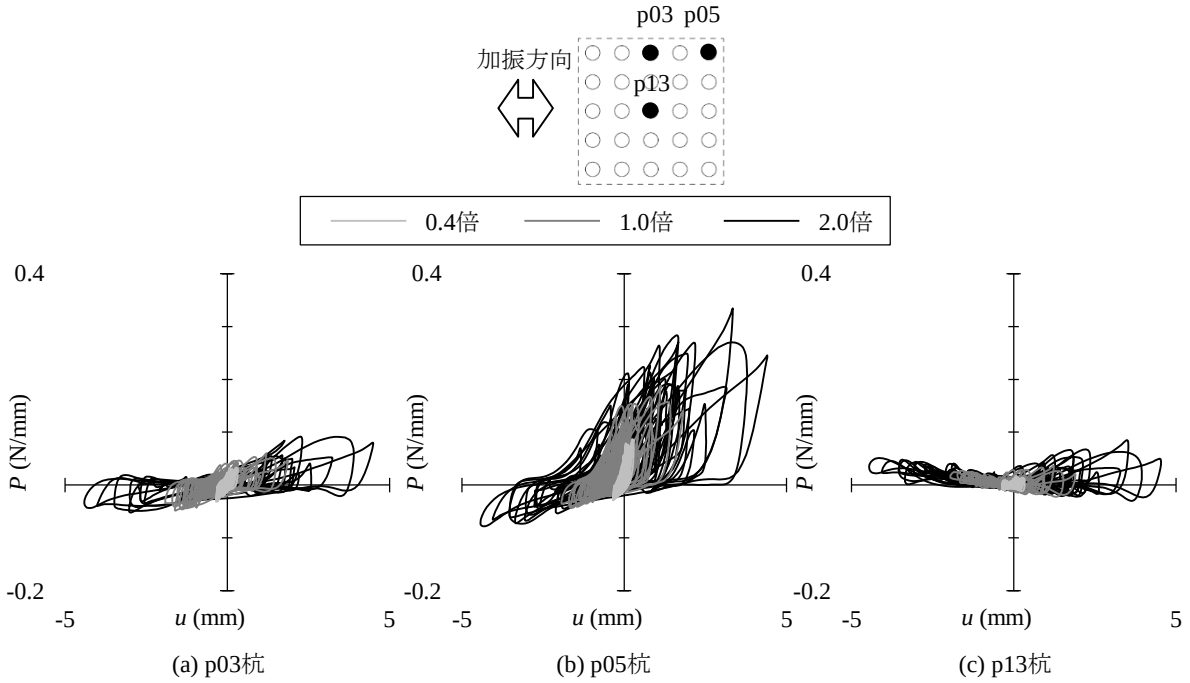


図 2-8　杭周地盤反力－杭変位関係（ART 波、GL-35mm）

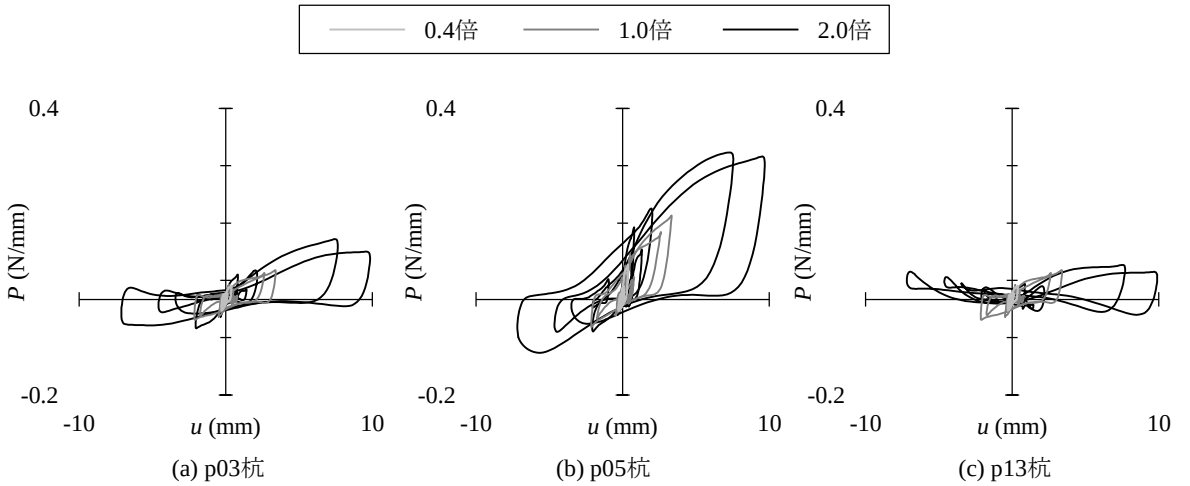


図 2-9　杭周地盤反力－杭変位関係（Hyogo 波、GL-35mm）

2.4　三次元有限要素法による解析モデルと解析条件

本節では、2.2～2.3 節で示した模型振動台実験を対象に、三次元非線形有限要素法による解析検討を行い、群杭の応答解析における本解析手法の有効性を検証する。図 2-10 に解析モデルを示す。また、表 2-3 に上部構造、杭および地盤の諸元を示す。解析には、地盤の材料非線形と、地盤－杭間の滑り、剥離による非線形性を取り入れる。解析コードは、動的接触問題に特化した三次元有限要素法の汎用コードである LS-DYNA[2.8)]を用い、陽解法で解析を行う。

(1) 上部構造のモデル化

上部構造は剛体のソリッド要素でモデル化する。上部構造の密度は、総重量が実験と同じ 54.2kg（上部質量：52.9kg、基礎盤：1.32kg）となるように設定する。

(2) 杭のモデル化

杭は、解析時間短縮のため、弾性体のシェル要素でモデル化する。シェル要素の杭径は実験と同じ、肉厚は杭径の 1/20 倍とし、ヤング係数は杭の曲げ剛性が実験と同じ 3.56N・m^2 となるように設定する。杭の境界条件は、杭先端を固定とし、杭頭は回転ばねを介して基礎盤と連結する。回転ばねのばね定数は、Hyogo 波 0.4 倍入力時の杭頭応答が実験と適合するように、1×10^5N・mm/rad.とした。杭の要素分割は、杭長方向の要素長さが杭径と同程度となるように行う。

(3) 地盤のモデル化

地盤は弾塑性体のソリッド要素でモデル化する。地盤の要素分割は、応力の集中する杭近傍の要素を細かくし、杭長方向に対しては要素長さが杭径と同程度となるように 32 層に分割する。地盤の初期せん断剛性 G_0 は、弾性波動論より導かれる(2-11)式より算定する。

$$G_0 = \rho \cdot Vs^2 \tag{2-11}$$

ここに、ρ：密度、Vs：せん断波速度

せん断波速度については、砂地盤では拘束圧の 1/4 乗に比例することが経験的に知られていることを踏まえて [2.9)]、(2-12)式の通りに設定する。

$$Vs = \alpha \cdot H^{1/4} \quad \text{(m/s)} \tag{2-12}$$

ここに、H：深さ(m)

式中の係数αについては、一次元重複反射理論を用いて、上部構造なしの小加振時における入力に対する地表面応答加速度のフーリエスペクトル比が実験結果と適合するように決定している。本解析ではα=59 が概ね適当と判断した。図 2-11 に、本解析で用いるせん断波速度の深さ方向分布を示す。

弾塑性体のせん断応力－せん断ひずみ関係の骨格曲線は、図 2-12 に示すような多折れ線モ

デルとする。多折れ線は(2-13)式で定義される双曲線モデルに内接しており、加振前の静止状態において、初期剛性は前述の G_0、せん断強度は Mohr-Coulomb 規準より定まる(2-14)式の強度を用いている。

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + G_0 \gamma / \tau_{\max}} \tag{2-13}$$

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \sin \phi \tag{2-14}$$

ここに、σ_v：上載圧、σ_h：静止土圧、ϕ：内部摩擦角

履歴則は Masing 則を用いている。また、地盤の拘束圧依存性を考慮するために、せん断応力－せん断ひずみ関係 $\tau=f(p,\gamma)$を、時々刻々の圧力 p に応じて(2-15)式の通りにスケーリングしている。

$$\tau(p,\gamma) = \frac{p}{p_0} \tau\left(p_0, \frac{p_0}{p} \gamma \right) \tag{2-15}$$

ここに、p_0：加振前の静止状態における圧力

地盤の境界条件は、底面を固定条件とし、側面はせん断土槽を模擬するために、深さが等しい節点の並進自由度が同一となるような拘束条件を設定する。

(4) 地盤－杭間の接触条件

地盤－杭の境界には、剥離、滑り、および再接触を考慮可能なペナルティ法に基づく接触条件を与える。接触面の接線方向に対する静止・動摩擦係数は $\tan\phi$（ϕ：地盤の内部摩擦角）とする。ペナルティ法とは、図 2-13 に示すように貫入の生じた接触面に仮想のバネを設定し、バネの反力によって接触面を押し戻す接触処理アルゴリズムである。ペナルティ法による接触処理の中で、接触面はスレーブ面とマスター面に分類される。まず、地盤側の接触面をスレーブ面、杭側の接触面をマスター面と仮定し、スレーブ面上の接触節点がマスター面に貫入しているかを判定する。貫入が生じていれば、接触節点に接触反力を作用させる。接触反力は貫入量に比例し、比例乗数は(2-16)式で定義される剛性ファクターk とする。

$$k = \frac{f_s \cdot K \cdot A^2}{V} \tag{2-16}$$

ここに、K：接触面を含む要素の体積弾性係数、V：体積、A：接触面の面積、f_s：ペナルティ係数(=0.1)

一度、上で述べた手順で接触処理を行った後、杭側の接触面をスレーブ面、地盤側の接触面をマスター面として同様の処理を繰り返し、接触反力により接触面を押し戻す [2.8)]。

(5) 減衰

解析モデルには地盤－杭－上部構造連成系の弾性1次固有振動数に対して減衰定数5%とな

るように、(2-16)式で決まる質量比例型の減衰を与える。

$$[C] = \alpha \cdot [M] \tag{2-16}$$

$$\alpha = 2\omega_1 \cdot h_1 \tag{2-17}$$

ここに、$[C]$：減衰マトリクス

$[M]$：質量マトリクス

ω_1：1 次固有円振動数（$=2\pi f_1$）

f_1：1 次固有振動数

h_1：1 次固有振動に対する減衰定数

連成系の 1 次固有振動数は、ART 波 0.4 倍入力時の実験結果である 8.5Hz を用いた。

(6) 重力解析

本解析では地盤の拘束圧依存性を考慮していることから、解析モデルに対して重力を作用させ、地盤に拘束圧を与えている。その際に、本解析で用いている陽解法では、重力を 1 ステップ目から一定の値で入力すると衝撃荷重が加わった状態になり、高周波振動を励起してしまう。そのため、本解析では図 2-14 に示すように徐々に重力を作用させ、擬似的な静的釣合いを作ってから地震応答解析を開始する [2.8)]。

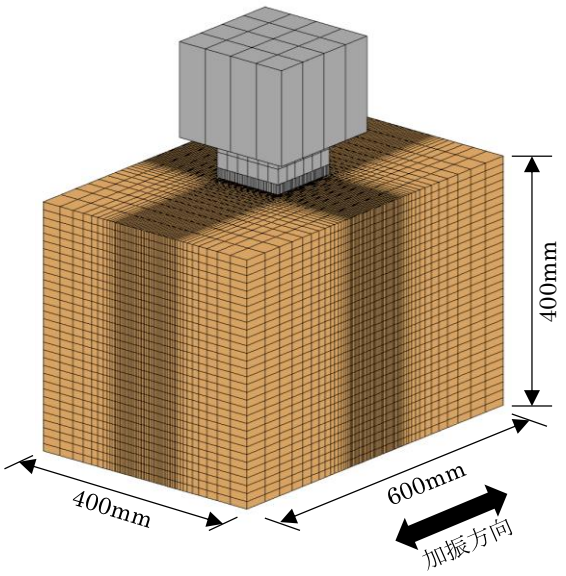


図2-10　三次元有限要素モデル

表2-3　解析モデルの諸元

杭	杭配置	5×5
	杭径(mm)	12
	EI (N*m^2)	3.56
	杭間隔杭径比	2.0
上部構造	総質量(kg)	54.2
地盤	密度(g/cm^3)	1.5
	S波速度(m/s)	$59H^{1/4}$
	内部摩擦角(°)	35
	粘着力(N/mm^2)	1×10^{-6}

※*H*：深さ(m)

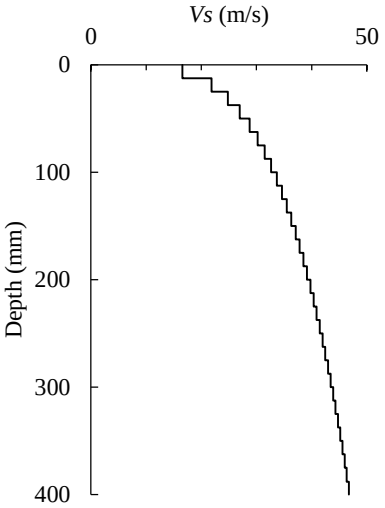


図2-11　地盤のせん断波速度の深さ方向分布

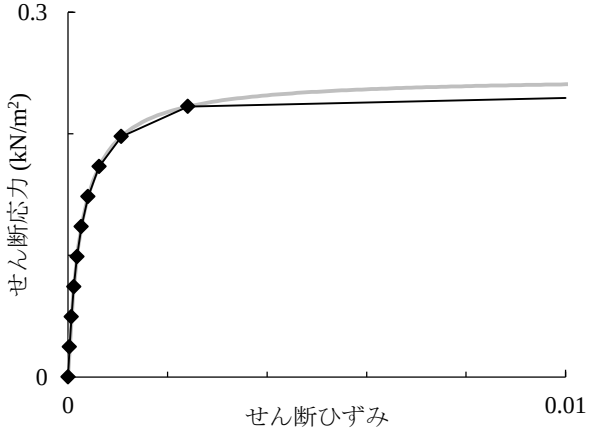


図2-12　地盤のせん断応力－せん断ひずみ関係（GL-31.25mm）

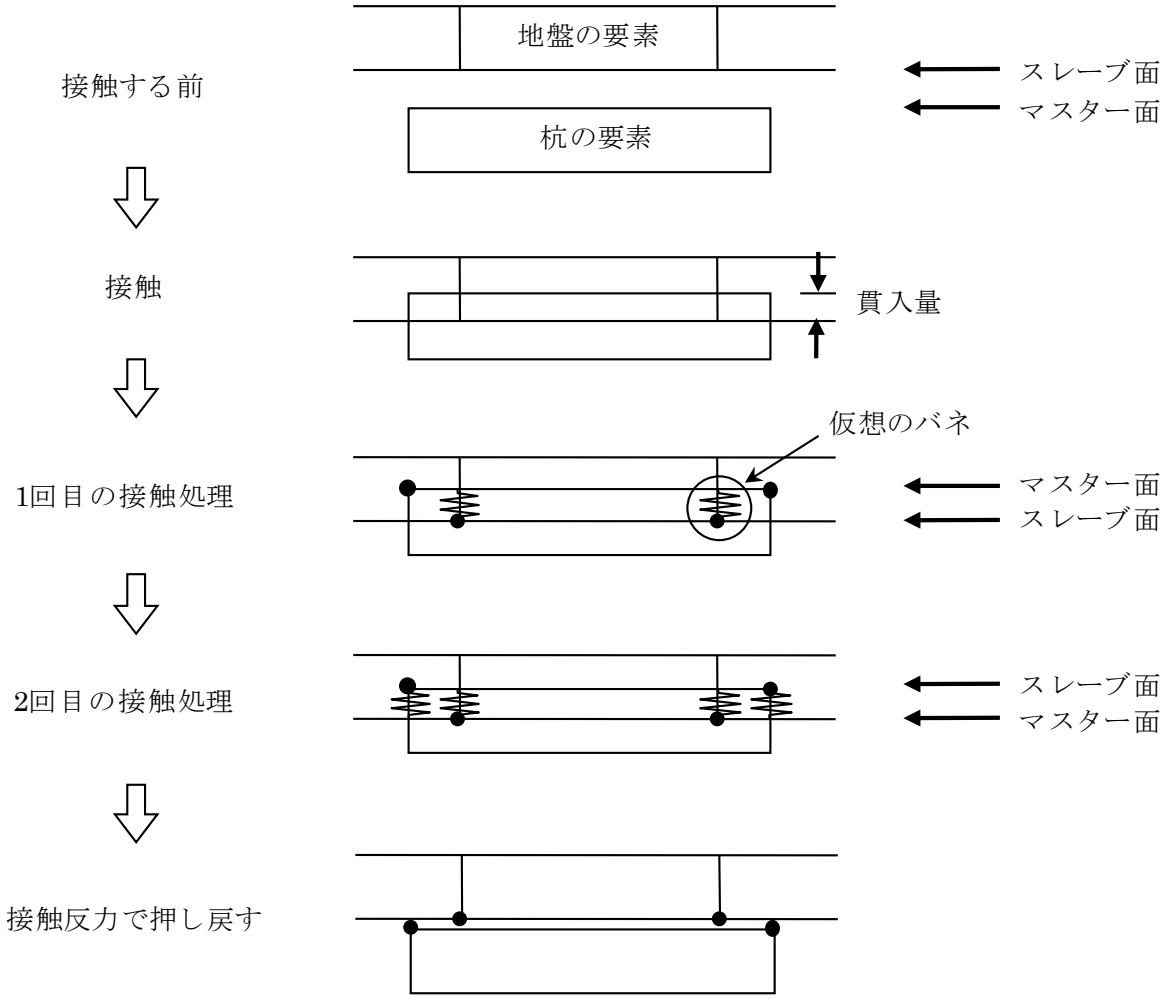


図 2-13　ペナルティ法による接触処理の模式図

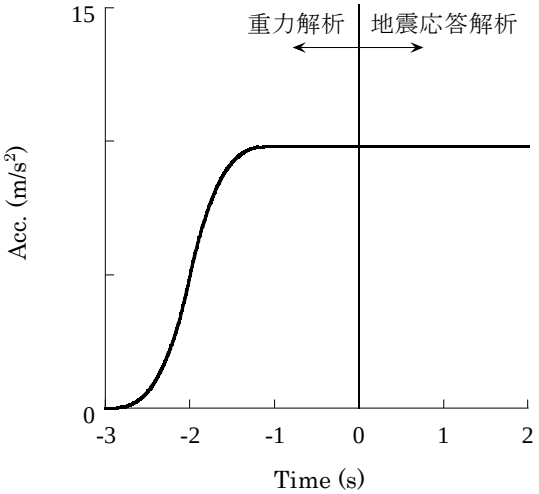


図 2-14　重力加速度

2.5　実験結果

2.5.1　上部構造の応答

図 2-15 に、上部構造頂部の加速度応答スペクトルを実験と解析で比較して示す。ART 波、Hyogo 波ともに、いずれの入力倍率においても解析結果は実験結果と概ね一致しており、解析は上部構造応答を良好にシミュレーションしている。

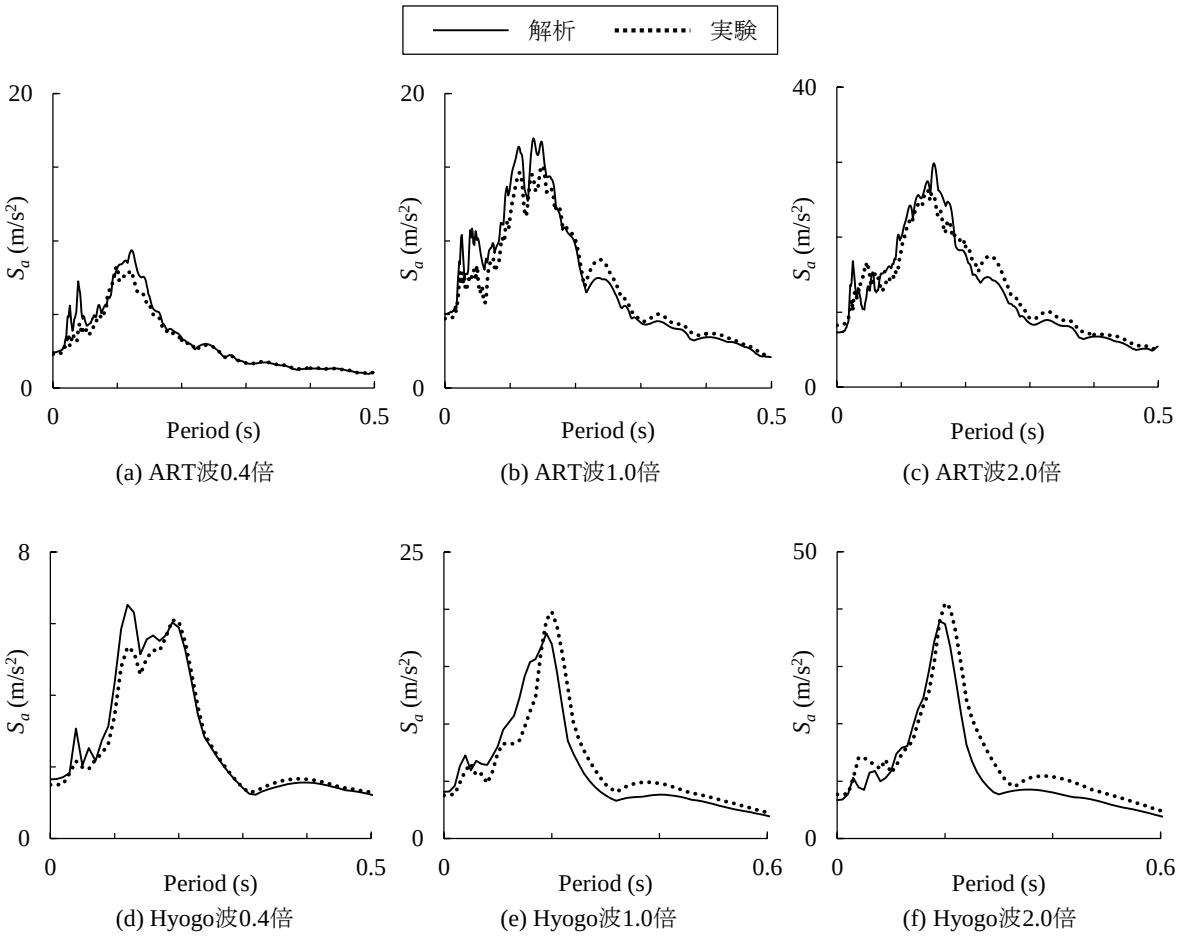


図 2-15　上部構造頂部の加速度応答スペクトル（h=0.05）

2.5.2　杭の応答

図 2-16～21 に、各杭の最大曲げモーメント分布を実験と解析で比較して示す。ART 波、Hyogo 波ともに、解析結果は杭頭モーメントをやや大きめに評価するものの、地中部の曲げモーメント分布は実験結果と概ね一致しており、解析は杭応答を良好にシミュレーションしている。

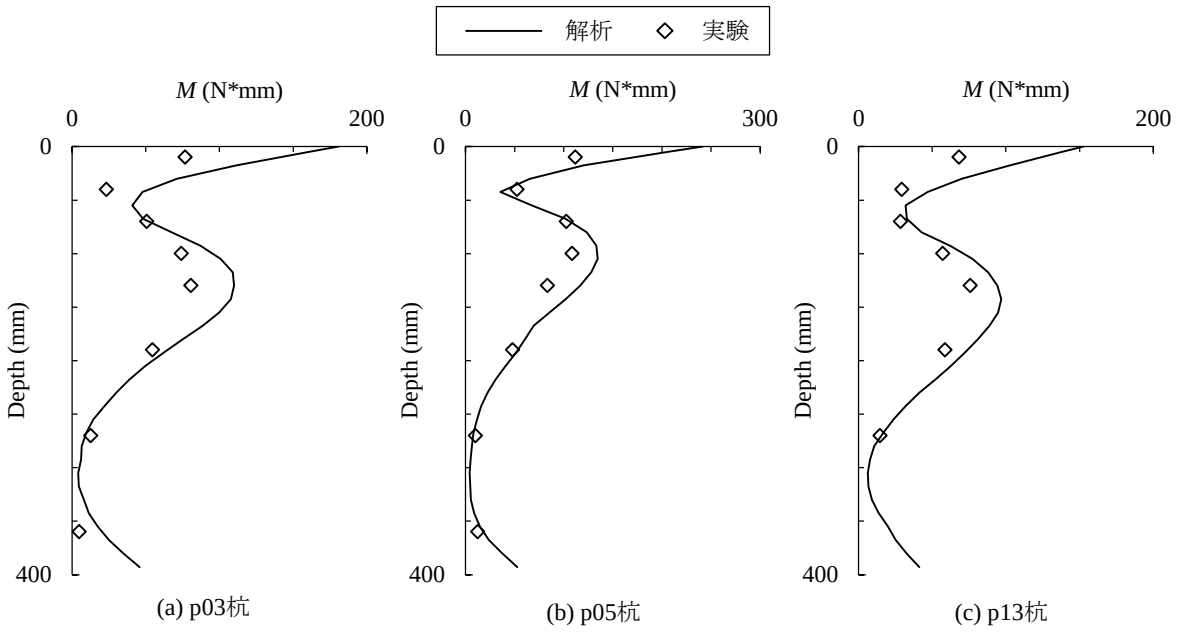


図 2-16　各杭の最大曲げモーメント分布（ART 波 0.4 倍入力）

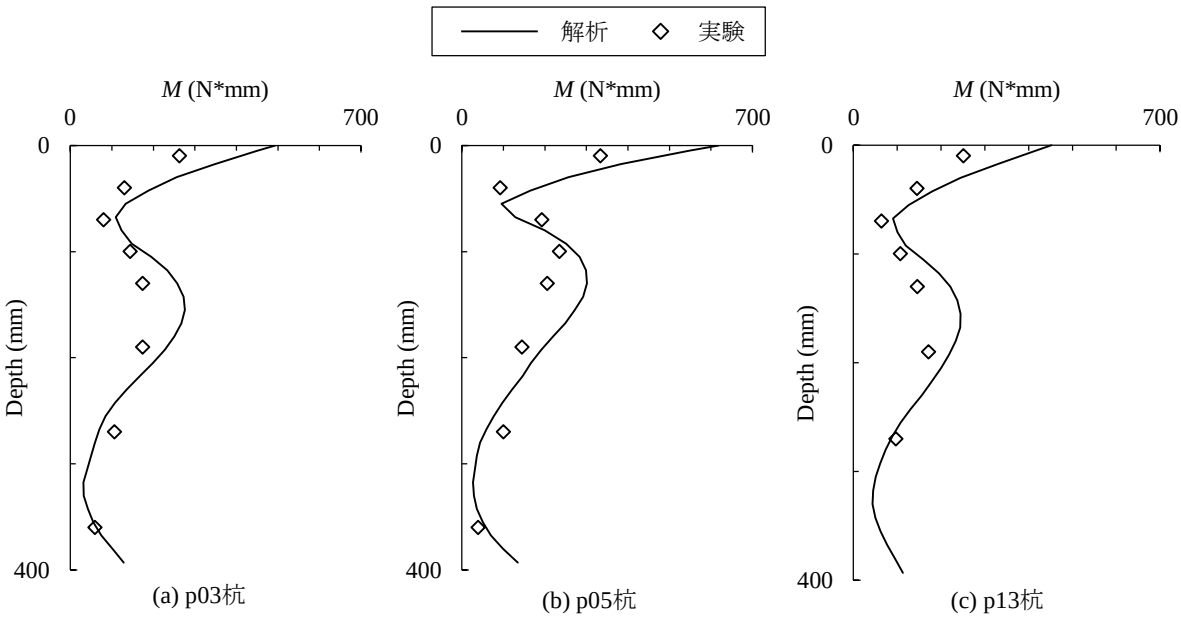


図 2-17　各杭の最大曲げモーメント分布（ART 波 1.0 倍入力）

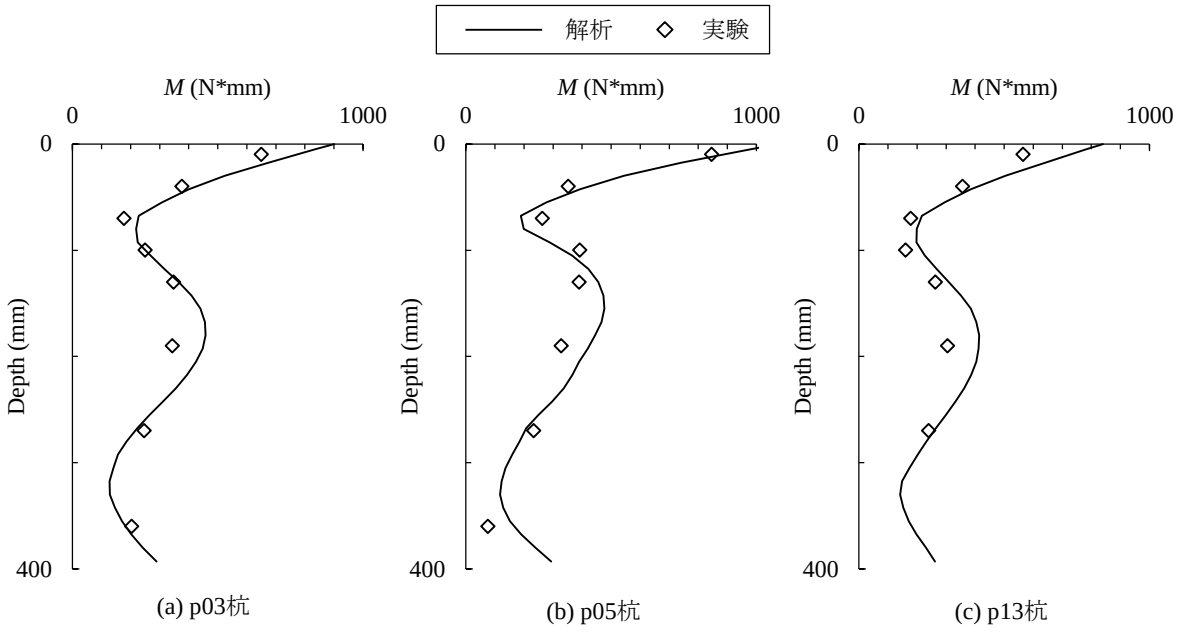


図 2-18　各杭の最大曲げモーメント分布（ART 波 2.0 倍入力）

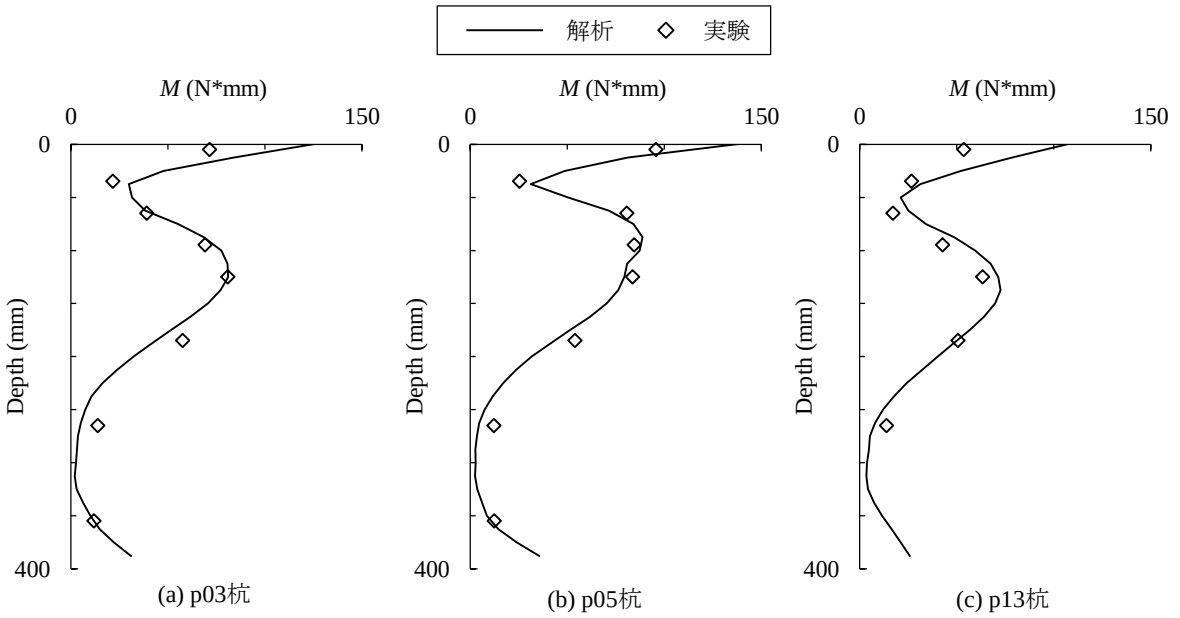


図 2-19　各杭の最大曲げモーメント分布（Hyogo 波 0.4 倍入力）

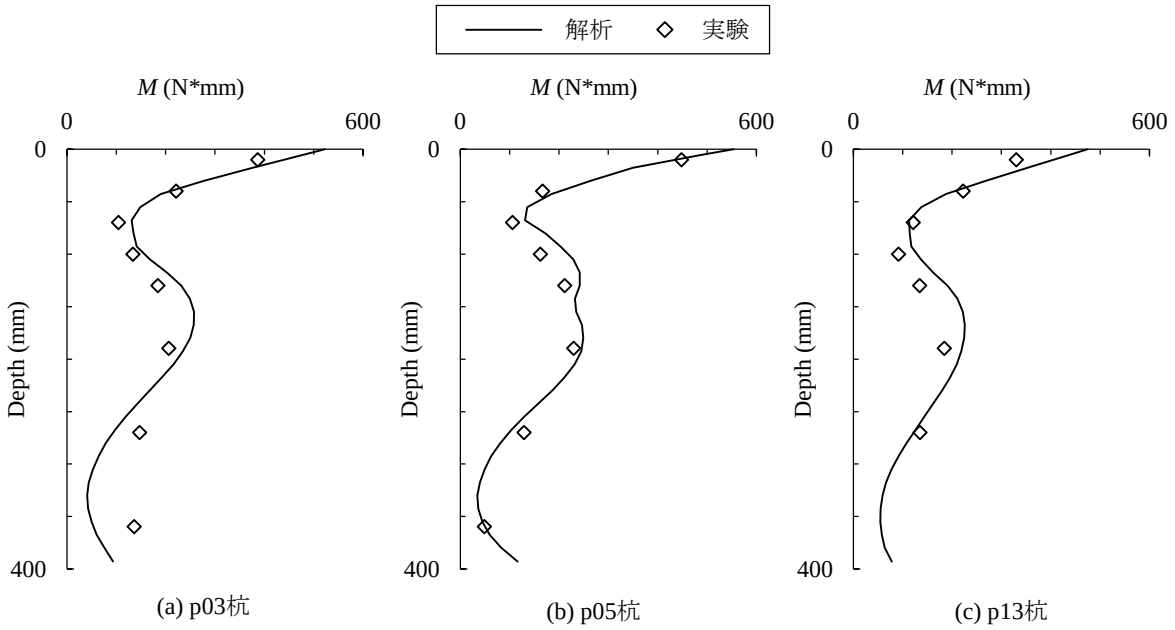


図 2-20　各杭の最大曲げモーメント分布（Hyogo 波 1.0 倍入力）

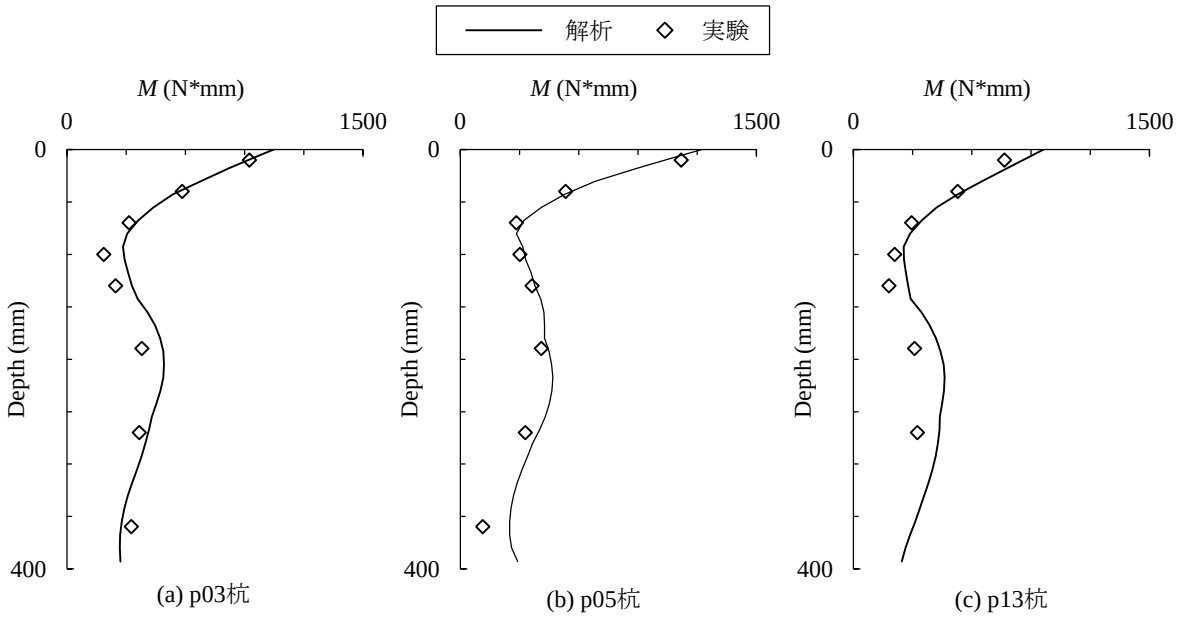


図 2-21　各杭の最大曲げモーメント分布（Hyogo 波 2.0 倍入力）

2.6　本章のまとめ

本章では、乾燥砂地盤内に設置した 25 本群杭模型を対象に、大阪大学所有の小型振動台を用いた地震波入力による加振実験と三次元有限要素法によるシミュレーション解析を行った。以下に得られた知見をまとめて示す。

① 入力レベルが大きくなるにつれて、地盤－群杭－上部構造連成系の固有振動数は小さくなり、地盤の非線形性が杭基礎建物の地震応答に大きな影響を与えることを示した。杭頭に生じる曲げモーメントは、隅杭で最も大きく、次いで側面杭、中央杭の順に小さくなり、群杭中の杭位置によって違いが見られた。しかし、入力レベルが大きくなるにつれ、杭位置による杭の曲げモーメントや分布形状の違いは小さくなることを示した。

② 三次元有限要素法による解析結果は、入力レベルの違う上部構造および群杭の応答特性ともに実験結果と良い対応を示し、解析法の有効性を示した。

参考文献

2.1) 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，1996.7.

2.2) 日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，2011.7.

2.3) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，1996.4.

2.4) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，2006.2.

2.5) 宮本裕司：地震時における非線形相互作用と建物応答，第 8 回構造物と地盤の相互作用シンポジウム，pp.3-12，1006.12.

2.6) 土質工学会：土質試験の方法と解説，1990.3.

2.7) 永野正行，大野晋，古山田耕司，加藤研一：兵庫県南部地震時の神戸市内における基盤地震動および地盤増幅特性，日本建築学会構造系論文集　第 511 号，pp.77-84，1998.9.

2.8) 日本総研ソリューションズ：LS-DYNA Version 971 User’s Manual Volume 1,2，2007.6.

2.9) 鈴木康嗣，安達直人：模型水平載荷試験による群杭の地盤反力～変位関係，日本建築学会構造系論文集，第 570 号，pp.115-122，2003.8.

第 3 章 静的水平載荷解析による群杭基礎の杭周水平地盤抵抗

3.1 はじめに

極大地震時における杭基礎建物の挙動に対する影響因子として、杭基礎近傍地盤の非線形性がある。杭基礎近傍地盤の非線形性は、慣性の相互作用により基礎近傍地盤が大きく変形することによる材料非線形と、地盤－基礎の境界の滑り、剥離および浮上りによる非線形性からなる。特に杭どうしが近接する群杭では、杭－地盤－杭間の相互干渉、いわゆる群杭効果により、杭位置によって杭基礎近傍地盤の非線形性の性状が異なる。さらに、杭と上部構造に生じる地震力の大きさにも影響し、基礎の部材レベルでの設計を行う上で重要なものとなる。

杭基礎建物の簡便な応答評価モデルとして、図 3-1 に示す杭を曲げせん断棒にモデル化した質点系モデルがある。質点系モデルは、上部構造と杭の応答をそれぞれ独立に算出する「分離型モデル」と、上部構造と杭を一体としてモデル化する「一体型モデル」に大別される [3.1)]。一体型モデルでは、杭と上部構造の応答を同時に求めることができ、群杭のモデル化として、群杭を 1 本の棒にモデル化する「杭集約モデル」と、一本一本の杭をモデル化する「杭全体モデル」がある [3.1)]。杭集約モデルでは、群杭の平均的な応答を算出できる反面、一本一本の杭応力を直接的に算出できない。これに対して、杭全体モデルでは群杭の応答を部材レベルで把握することができ、群杭の杭応力を部材レベルで算出するために有用なモデルである。いずれのモデルにおいても、杭周地盤の水平抵抗を「杭周地盤ばね」として適切にモデル化する必要がある。

群杭の水平抵抗に着目した多くの研究の中で、杭周地盤ばねを実験的に算出した例として、幸左ら [3.2)]は、実大の 9 本の場所打ち杭基礎を対象として水平載荷実験を行い、杭位置の違いにより地盤反力－杭変位関係が異なることを示している。鈴木ら [3.3)]は、様々な杭本数および杭間隔の群杭模型を対象に繰返し水平載荷を行い、端杭において地盤反力－杭変位関係の履歴特性が加力方向によって異なることを報告している。土方ら [3.4)]は、25 本の鋼管杭基礎を対象に発破震動を利用した振動実験を行い、前方杭の極限地盤反力が大きくなることを確認している。また、解析研究として、冨永ら [3.5)]は、杭前方地盤の破壊メカニズムを仮定して前方杭と後方杭で異なる極限地盤反力を求めている。宮本ら [3.6)]は、薄層法のリング加振解を利用して群杭の杭周地盤ばねを評価し、質点系モデルによる非線形応答解析に取り入れている。土方ら [3.7)]は、砂質土および粘性土に打設された 25 本群杭を対象に三次元非線形有限要素法を用いて静的水平載荷を行い、土質の違いによって杭位置による極限地盤反力の平面分布に差があることを報告している。しかし、杭周地盤ばねに着目した研究は杭頭インピーダンス（杭頭ばね）に関するものに比べるとまだまだ少ない。また、上記の研究の多くは 1 軸の加力によるものである。地震荷重下において建物は多方向の入力を受けることを鑑みると、任意方向の加力に対する杭周地盤ばね特性を把握する必要があるが、加力方向を変えて杭周地

盤ばねを検討した研究はあまり見当たらない。

そこで本章では、実大群杭の杭周水平地盤抵抗を、第 2 章で有効性を確認した三次元有限要素法による静的解析によって把握することを目的とする。解析パラメータは、杭本数、杭配置、杭間隔、地盤条件および加力方向とする。3.2 節では解析対象とする杭基礎の概要と解析方法について述べる。3.3 節では、既往の研究で多く取り扱われている杭頭位置における群杭の水平抵抗の基本的性状を把握する。3.4 節では杭周地盤ばねに焦点を当てて分析する。3.5 節では杭頭ばねと杭周地盤ばねの加力方向への依存性を検討する。

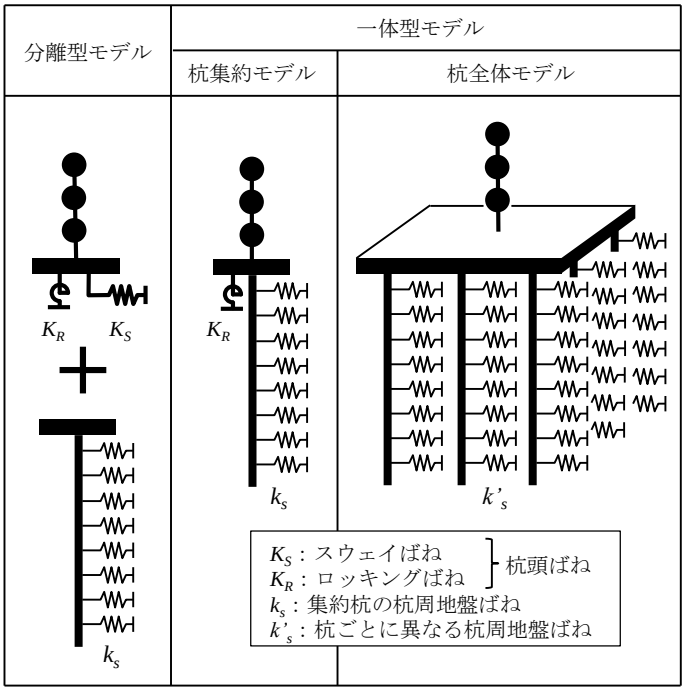


図 3-1　群杭基礎建物の質点系モデルの模式図

3.2　解析方法

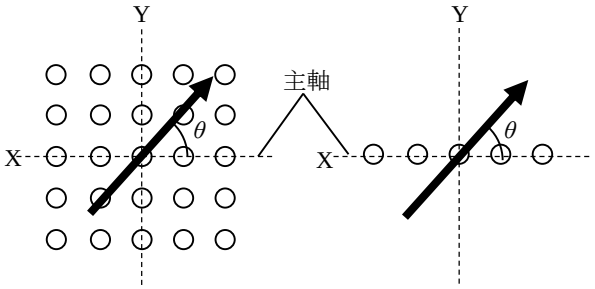
3.2.1　解析対象の杭基礎と地盤条件

本章では、「単杭」と、杭を正方形に配置した「正方配置の群杭」、および杭を 1 列に配置した「列状配置の群杭」を対象に、三次元非線形有限要素法を用いて杭頭ばねおよび杭周地盤ばねを算出する。表 3-1 に解析対象とする群杭の一覧を示す。解析パラメータは、杭本数 N_p、杭間隔比 S/B（S：杭中心間隔、B：杭径）、および加力方向とする。杭本数は、正方配置の場合は 4、9、25、49、81 本とし、列状配置の場合は 2、3、5、7、9 本とする。杭間隔比は 2.5 を基本とし、5×5 群杭については杭間隔比 6.0 の場合も考える。加力方向は、図 3-2 に示す群杭の主軸となる X 軸となす角度 θ を変数とし、これを 15°間隔で変化させる。杭は、全ての解析を通じて杭径 600mm、肉厚 9mm、杭長 11m の鋼管杭を想定する。鋼材のヤング係数は 2.05×10^5N/mm^2、ポアソン比は 0.33 とする。

群杭はいずれも層厚 11m の均質な表層地盤に打設されている。表層地盤は、表 3-2 に示す「砂質地盤」と「粘性地盤」の 2 種類を考える。土質の違いは内部摩擦角と粘着力によって表現し、砂質地盤に対して内部摩擦角 32°、粘性地盤に対して粘着力 50kN/m^2 を与えている。ここで、砂質地盤の粘着力と粘性地盤の内部摩擦角を 0 にしていないのは、重力解析で意図せず地盤が塑性化するのを防ぐためである。密度、せん断波速度およびポアソン比は、実際の地盤では土質によって異なるが、本解析では土質による降伏条件の違いの影響に着目するために両土質で共通の値を用いている。

表3-1　解析対象とする群杭の一覧

番号	群杭の種別	杭配置	杭間隔比
1	単杭	1×1	
2	正方配置	2×2	2.5
3		3×3	
4		5×5	
5		7×7	
6		9×9	
7		5×5	6.0
8	列状配置	2×1	2.5
9		3×1	
10		5×1	
11		7×1	
12		9×1	



(a) 正方配置の群杭　　(b) 列状配置の群杭

図3-2　加力方向の定義

表 3-2　地盤条件

番号	土質	密度 (t/m^3)	S波速度 (m/s)	ポアソン比	内部摩擦角 (°)	粘着力 (N/mm^2)
1	砂質地盤	1.8	110	0.33	32	1
2	粘性地盤				1	50

3.2.2　解析モデルと解析条件

図 3-3 に杭間隔比 2.5 の 5×5 群杭の解析モデルを示す。解析コードは、第 2 章で有効性を確認した三次元有限要素法の汎用コードである LS-DYNA[3.8)]を用い、陽解法で解析を行う。

(1) 地盤

地盤は弾塑性体のソリッド要素でモデル化する。地盤の材料非線形モデルについては、本解析では、Mohr-Coulomb 条件に従う完全弾塑性モデルを用いる。完全弾塑性モデルを用いる場合、地盤は降伏応力に達するまでは初期剛性を持つ弾性体として挙動する。一方、地盤は小さいひずみ領域から徐々に塑性化するため、完全弾塑性モデルで初期せん断剛性を$\rho \cdot Vs^2$（ρ : 密度、Vs : せん断波速度）とすると、地盤が降伏するまでの剛性を大きく評価すると考えられる。これを避けるために、本解析では、初期せん断剛性を $0.5\,\rho \cdot Vs^2$ として用いる。

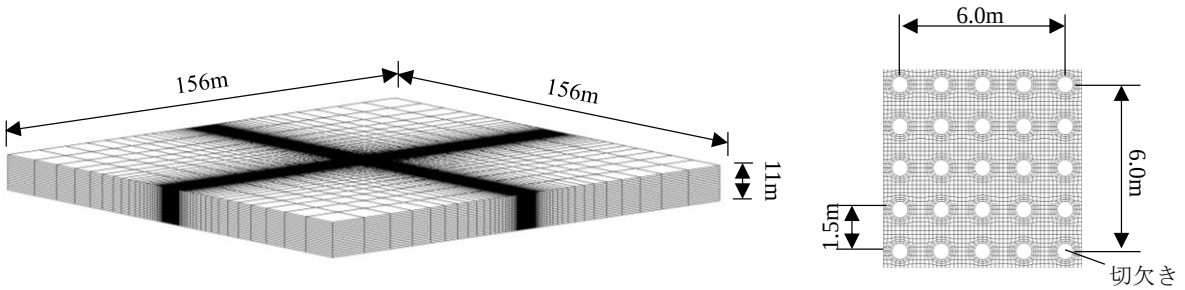
地盤の境界条件は、底面を水平ローラー、側面を鉛直ローラーとする。側面境界については、モデル化する地盤全体の領域を十分に大きく取ることにより、杭の水平抵抗に及ぼす境界条件の影響を小さくしている。

(2) 地盤－杭間の接触条件

地盤－杭間には滑り、剥離、再接触を考慮できるペナルティ法に基づく接触条件を与え、接触面の静止および動摩擦係数は砂質地盤、粘性地盤ともに $\tan\phi_s$（ϕ_s : 砂質地盤の内部摩擦角）とする。ペナルティ法の詳細については 2.4 節を参照されたい。

(3) 載荷ステップ

載荷ステップは単調載荷および正負交番漸増載荷とする。単調載荷の場合の最大変位は 100mm とする。正負交番漸増載荷は、変位振幅 1mm、2mm、5mm、10mm、20mm、50mm の載荷を連続して行った後、正の方向に 100mm 押し切って載荷を終了する。解析結果は、特に断らない限り単調載荷のものを示す。



(a) モデル全体図　　(b) 杭周地盤の要素分割

図 3-3　三次元有限要素モデル（5×5 群杭、*S/B*=2.5）

3.2.3　杭頭ばねと杭周地盤ばねの算出方法

群杭の水平抵抗として、図 3-1 に示した杭頭ばねと杭周地盤ばねを、それぞれ杭に対して図 3-4(a), (b)に示す強制変位を与えて算出する。

(1) 杭頭ばねを算出する場合

杭は弾性体のシェル要素でモデル化する。杭の曲げ剛性は、鋼管杭の初期曲げ剛性相当とする。杭の境界条件は、杭頭を剛基礎と剛接合とし、杭先端を固定条件とする。剛基礎の回転は拘束する。この条件下で杭頭に対して強制変位を与えて算出した杭頭せん断力－杭頭変位関係を、杭頭ばねの力－変形関係とする。

(2) 杭周地盤ばねを算出する場合

杭を深さ方向に有限個の部分に離散化した時の杭周地盤反力ベクトルを$\{p\}$、杭変位ベクトルを$\{u\}$とおくと、$\{p\}$と$\{u\}$の関係は地盤剛性マトリクス$[K_p]$を用いて(3-1)式の通りに表される。

$$\{p\}=[K_p]\{u\} \tag{3-1}$$

ここで、$[K_p]$は杭どうしおよび深さ方向のばねが連成したフルマトリクスである。これと等価になるように、杭周地盤ばねを(3-2)式に示すように、非連成のばねである水平地盤ばね$[K_a]$と連成ばね$[K_b]$の和に置換する。

$$[K_p]=[K_a]+[K_b] \tag{3-2}$$

$$[K_a]=\begin{bmatrix} K_a^1 & & & & & \\ & K_a^2 & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & K_a^i & & \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & K_a^m \end{bmatrix} \tag{3-3}$$

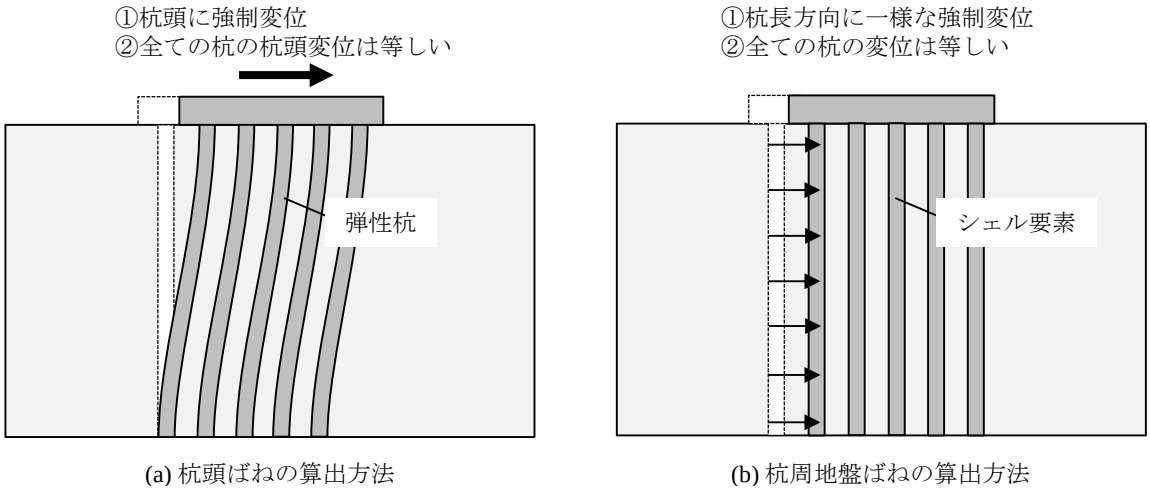
$$[K_b]=\begin{bmatrix} \sum_{j\neq 1} K_b^{1j} & -K_b^{12} & \cdots & -K_b^{1i} & \cdots & -K_b^{1m} \\ -K_b^{21} & \sum_{j\neq 2} K_b^{2j} & \cdots & -K_b^{2i} & \cdots & -K_b^{2m} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ -K_b^{i1} & -K_b^{i2} & \cdots & \sum_{j\neq i} K_b^{ij} & \cdots & -K_b^{im} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ -K_b^{m1} & -K_b^{m2} & \cdots & -K_b^{mi} & \cdots & \sum_{j\neq m} K_b^{mj} \end{bmatrix} \tag{3-4}$$

本研究ではこの中でも$[K_a]$に着目する。$[K_a]$を求めるためには、まず杭位置に相当する部分の地盤を円形に切欠いた「中空切欠き地盤」としてモデル化する。本解析では地盤－杭間の滑り、剥離を考慮するため、図 3-5 に示すように、杭を接触判定では考慮されるが応力は負担しないシェル要素でモデル化し、このシェル要素と地盤との間で前述の接触条件を設定している。このようなモデルに対して全ての杭に杭長方向に一様でかつ等しい強制水平変位 u を与えると、各深さで杭周地盤反力 p_i が得られる。これらを(3-1)式に代入すると K_b^{ij} を含む項が消え、(3-5)式を得ることができる。

$$p_i = K_a^i \cdot u \tag{3-5}$$

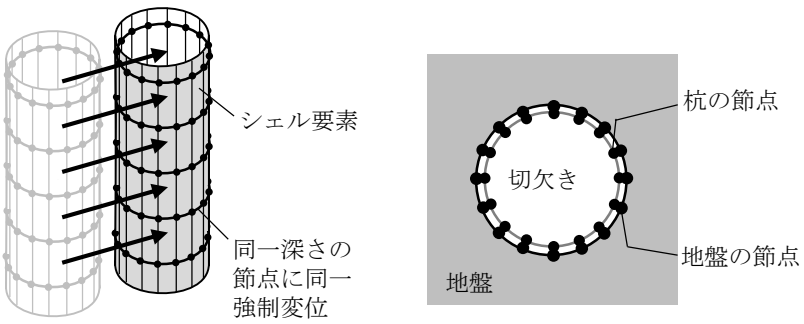
したがって、各深さの水平地盤ばね K_a^i は(3-6)式より求めることができる [3.6)]。

$$K_a^i = \frac{p_i}{u} \tag{3-6}$$



(a) 杭頭ばねの算出方法　　(b) 杭周地盤ばねの算出方法

図 3-4　杭頭ばねと杭周地盤ばねの算出時に仮定する杭の変位モード



(a) 俯瞰図　　(b) 平面図

図 3-5　杭周地盤ばねの算出時における杭のモデル化

3.3　杭頭ばねの群杭効果

本節では、既往の研究で多く取り扱われている杭頭位置における群杭の水平抵抗の基本的性状を把握する。検討では、群杭を 1 本に集約した「杭頭集約ばね」の杭頭せん断力と、個々の杭について求めた杭頭せん断力を考える。

3.3.1　各杭の杭頭せん断力－変位関係

図 3-6 に、杭間隔比 2.5 の正方配置の 5×5 群杭に対して 0°方向に加力した場合における側面中央杭（B 杭）、前面隅杭（C 杭）および中央杭（E 杭）の杭頭せん断力－変位関係を示す。図中には比較として単杭の杭頭せん断力－変位関係も示す。まず群杭と単杭を比較すると、群杭の杭頭せん断力はいずれの杭でも同変位における単杭の杭頭せん断力を下回っている。また、杭頭せん断力は前方杭となる C 杭で最も大きく、次いで B 杭、E 杭の順に小さくなっている。杭頭変位 100mm における B 杭の杭頭せん断力は、砂質地盤では C 杭の約 5 割、粘性地盤では約 7 割となっており、砂質地盤の方が杭位置による杭頭せん断力の違いは大きい。

図 3-7 に、同じ 5×5 群杭に対して 45°方向に加力した場合における前面端杭（A 杭）、前面中央杭（B 杭）および中央杭（E 杭）の杭頭せん断力－変位関係を示す。0°方向加力と同様、群杭の一本ごとの杭頭せん断力は同変位における単杭のそれに比べ小さくなっており、後方杭となる E 杭で一段と小さくなっている。前方杭となる A 杭と B 杭の杭頭せん断力を比較すると、砂質地盤では両杭で概ね同程度であるのに対し、粘性地盤では端杭となる A 杭の杭頭せん断力が大きくなっている。

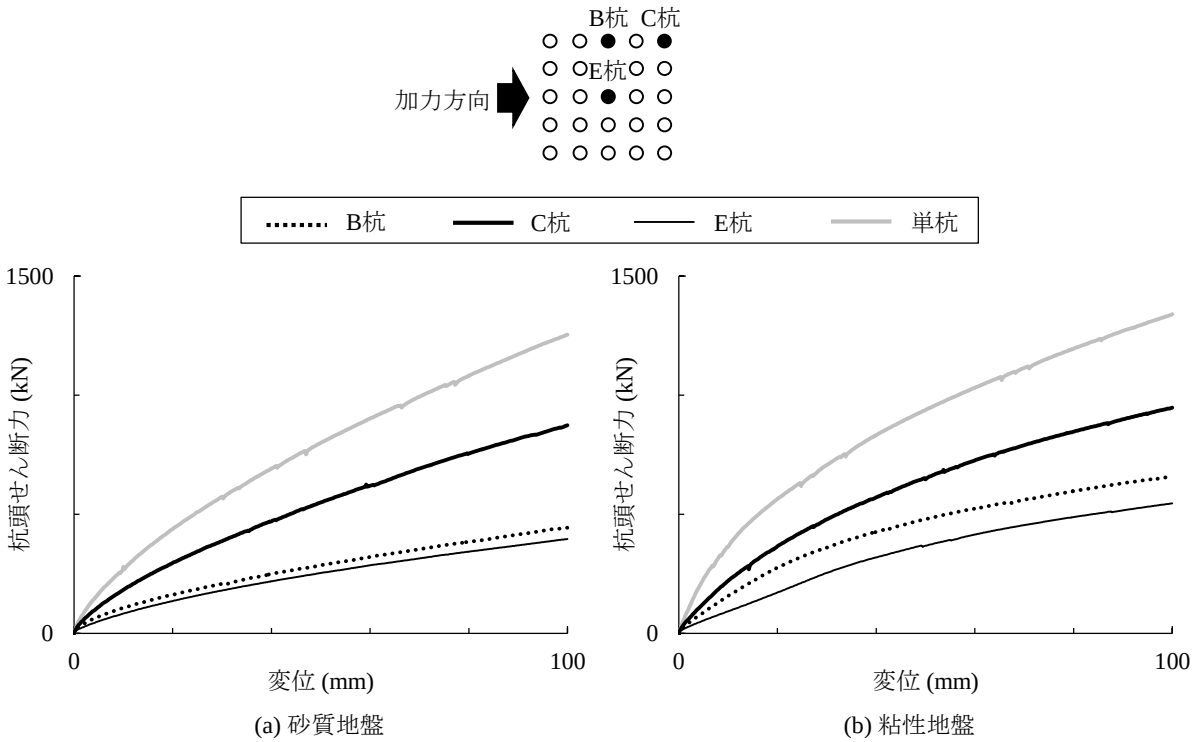


図 3-6　各杭の杭頭せん断力－変位関係（5×5 群杭、*S/B*=2.5、0°加力）

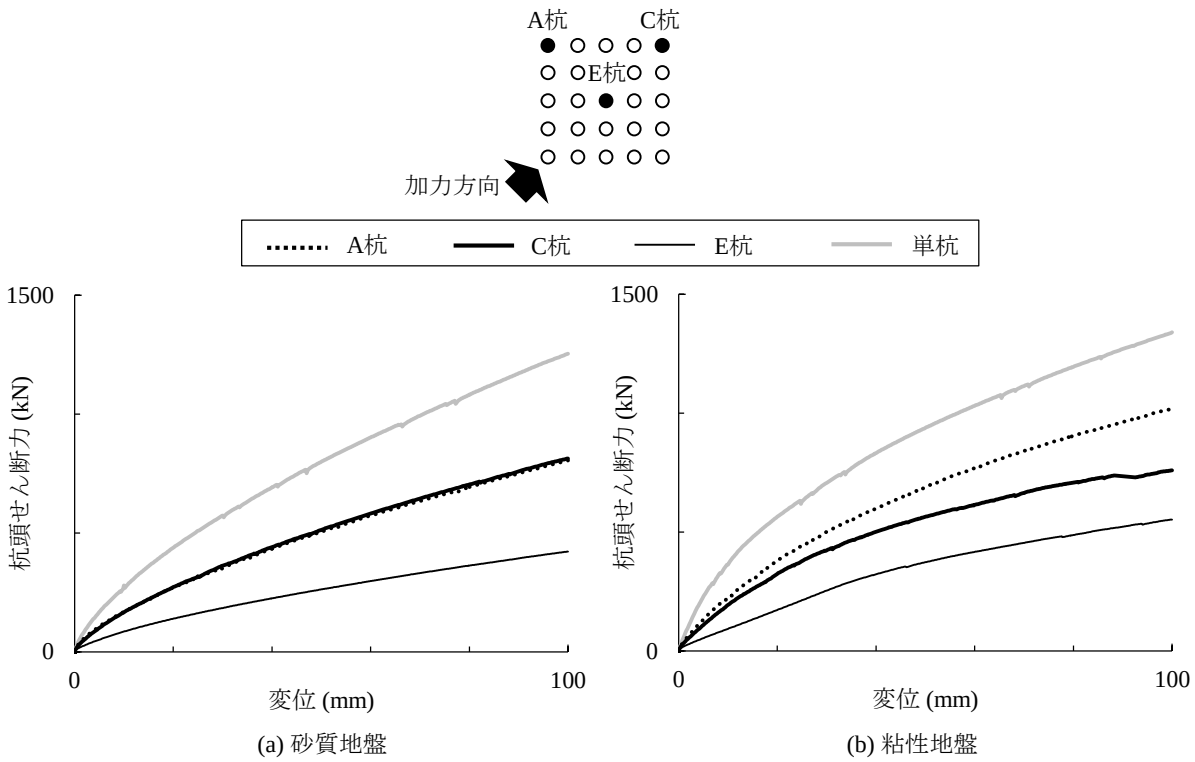


図 3-7　各杭の杭頭せん断力－変位関係（5×5 群杭、*S/B*=2.5、45°加力）

3.3.2　杭頭ばねの群杭係数－変位関係

群杭の平均的な水平抵抗性状を把握するために、群杭を 1 本に集約した「杭頭集約ばね」の杭頭せん断力を考える。杭頭変位 u に対する杭頭集約ばねの群杭係数α_Hを、各杭の杭頭せん断力を用いて(3-7)式の通りに定義する。

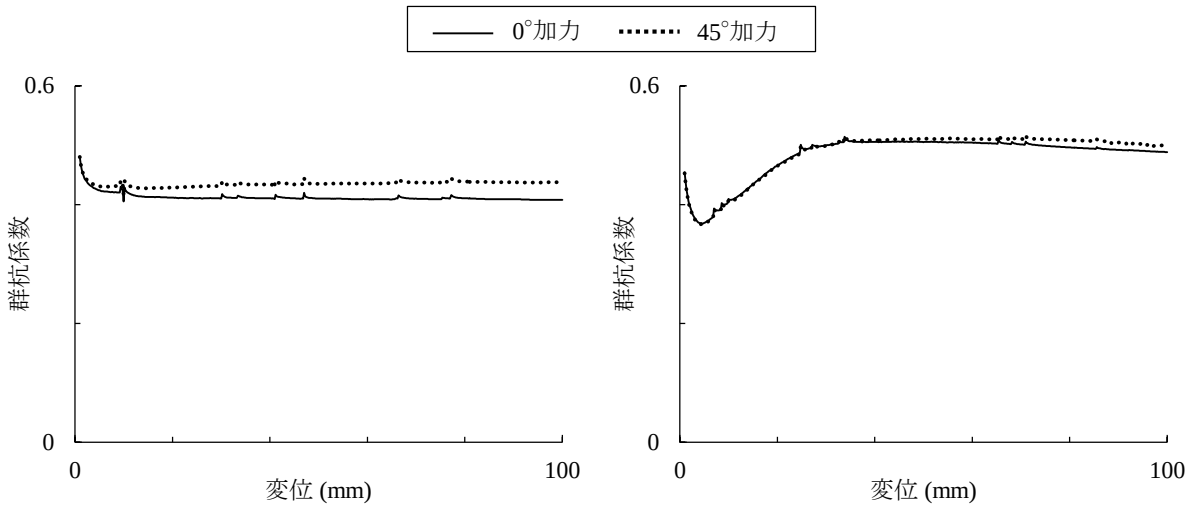
$$\alpha_H(u) = \frac{\Sigma_i Q_i(u)}{N_p \cdot Q_S(u)} \tag{3-7}$$

ここに、$Q_i(u)$：群杭の第 i 杭の杭頭せん断力、N_p：杭本数、$Q_S(u)$：単杭の杭頭せん断力

図 3-8 に、杭間隔比 2.5 の正方配置の 5×5 杭群杭について求めた群杭係数－変位関係を、0°および 45°方向加力で比較して示す。群杭係数は、群杭の一本ごとの杭頭せん断力が単杭のそれを下回っていたことを反映して、土質、杭頭変位および加力方向によらず 1 を下回っている。砂質地盤について見ると、群杭係数は杭頭変位 3mm 程度までは減少傾向にあるが、杭頭変位 3mm を超えると概ね 0.4 程度で一定の値となる。次に、粘性地盤について見ると、群杭係数は杭頭変位 4mm 程度で極小となった後、増大傾向に転じ、杭頭変位 30mm を超えると 0.5 程度で概ね一定の値となる。加力方向による違いを見ると、粘性地盤では 0°および 45°方向加力の群杭係数はほぼ一致するのに対し、砂質地盤では 45°方向加力の群杭係数がやや大きくなる。

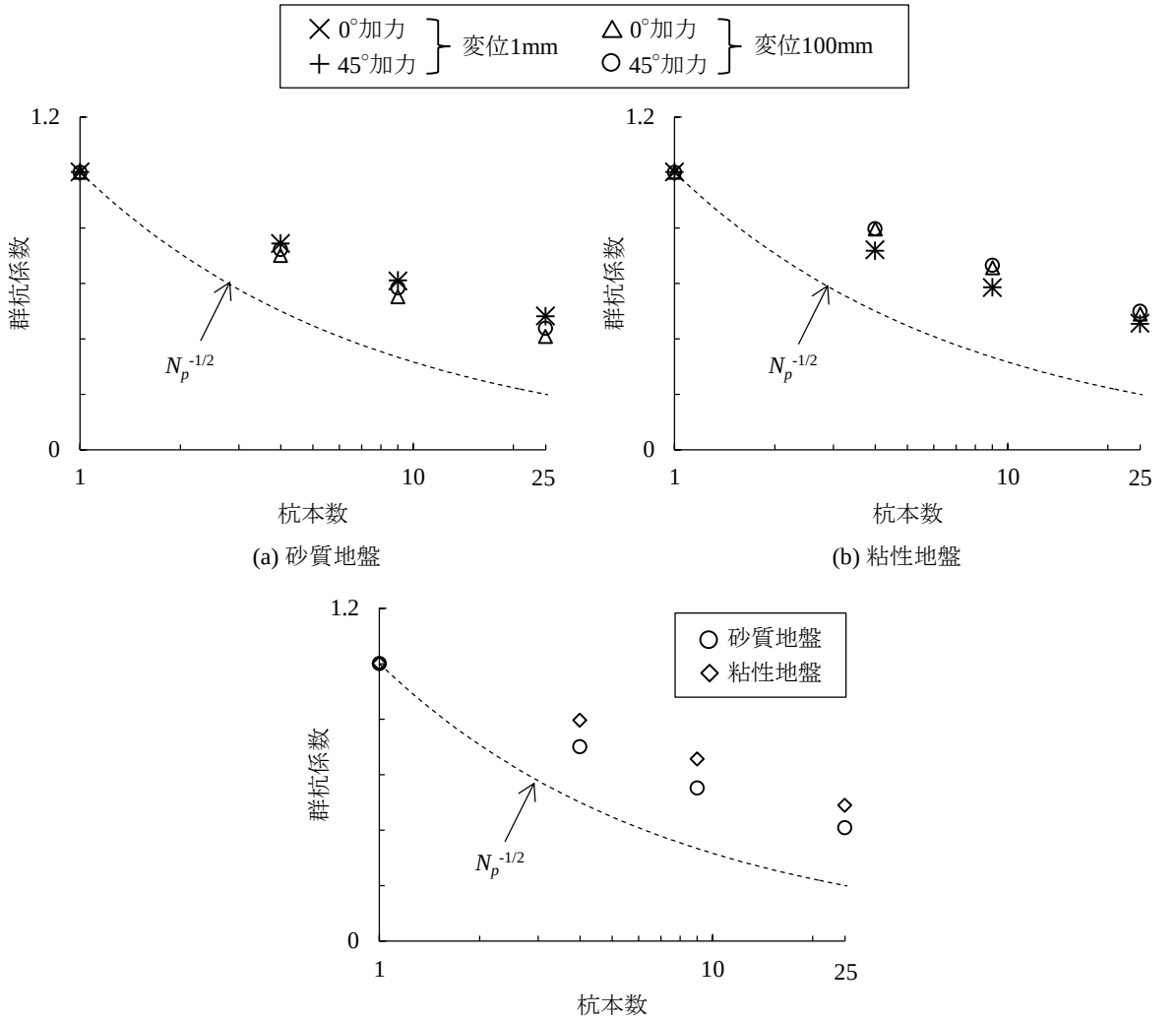
3.3.3　杭頭ばねの群杭係数－杭本数関係

図 3-9 に、杭間隔比 2.5 の正方配置の群杭について、杭頭集約ばねの群杭係数－杭本数関係を、0°および 45°方向加力で比較して示す。図には代表変位として、地盤がほぼ弾性範囲に留まる杭頭変位 1mm と、極限地盤反力に達しないものの地盤の塑性化が進行する杭頭変位 100mm の結果を示す。土質、杭頭変位および加力方向によらず、群杭係数は 1 を下回り、杭本数が多くなるにつれて小さくなる。土方ら [3.9)]は、群杭係数は概ね杭本数の-1/2 乗程度になると報告しているが、本解析で得られた群杭係数はこれを上回る。図(c)に、0°方向に杭頭変位 100mm を与えた場合の群杭係数を、砂質地盤と粘性地盤で比較して示す。杭本数によらず、砂質地盤の群杭係数が小さくなっている。



(a) 砂質地盤　　(b) 粘性地盤

図 3-8　群杭係数－変位関係（5×5 群杭、*S/B*=2.5）



(a) 砂質地盤　　(b) 粘性地盤

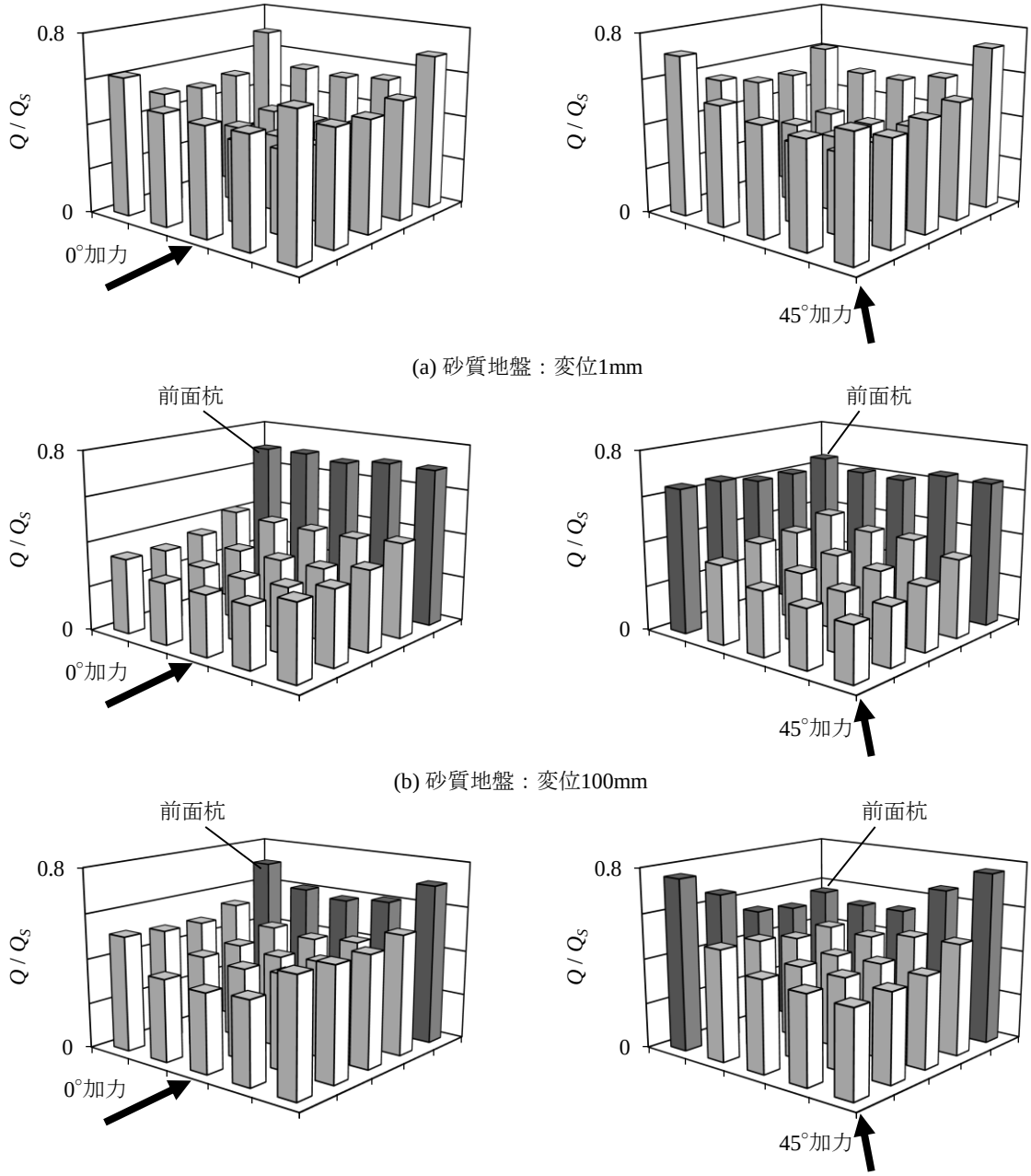
(c) 砂質地盤と粘性地盤の比較（0°加力、変位100mm）

図 3-9　群杭係数－変位関係（5×5 群杭、*S/B*=2.5）

3.3.4　杭頭せん断力の平面分布

図 3-10 に、杭間隔比 2.5 の正方配置の 5×5 杭群杭に対して杭頭変位 1mm および 100mm を与えた場合における杭一本一本の杭頭せん断力を示す。ここで、棒グラフの位置は杭位置と対応しており、縦軸の杭頭せん断力については同変位における単杭のそれで除して基準化した値 Q/Q_S を示している。杭頭変位 1mm について見ると、杭頭せん断力は加力方向によらず、隅杭で大きく中央杭で小さい、すり鉢状の分布となる。

一方、杭頭変位 100mm について見ると、0°方向加力の場合に網掛けで示した 5 本の杭が前面杭となり、これらの杭が 1 本あたりで負担する杭頭せん断力は、他の杭に比べ砂質地盤の場合に 2.1 倍程度、粘性地盤の場合に 1.4 倍程度となる。45°方向加力の場合には 9 本の杭が前面杭となり、前面杭 1 本あたりの杭頭せん断力は、他の杭に比べ砂質地盤で約 1.9 倍、粘性地盤で約 1.4 倍となる。このように、杭頭変位が大きくなると前面杭に杭頭せん断力が集中し、特に砂質地盤でその傾向が顕著になる。これは、前面杭の Q/Q_S は砂質地盤と粘性地盤で大差ないものの、後方杭の Q/Q_S は砂質地盤で小さくなることによる。このことは砂質地盤で群杭係数が小さくなった要因でもある。また、前面杭の杭頭せん断力分布を見ると、砂質地盤では全ての杭で概ね同程度の杭頭せん断力となっているのに対し、粘性地盤では端杭の杭頭せん断力が大きい分布となっている。



(a) 砂質地盤：変位1mm

(b) 砂質地盤：変位100mm

(c) 粘性地盤：変位100mm

図 3-10　各杭の杭頭せん断力の平面分布（5×5 群杭、*S/B*=2.5）

3.4　杭周地盤ばねの群杭効果

杭頭せん断力が杭位置によって変化するのは、杭周での地盤抵抗が影響していることによると考えられる。そこで、本節では杭周地盤ばねに焦点を当てて考察を行う。杭周地盤ばねについても、群杭を 1 本に集約した「杭周集約地盤ばね」と、個々の杭について求めた杭周地盤ばねについて分析する。

3.4.1　各杭の杭周地盤反力－変位関係および杭周地盤反力の深さ方向分布

本項では杭間隔比 2.5 の列状配置の 5×1 群杭および正方配置の 5×5 群杭について、代表的な杭に着目し、杭周地盤反力－変位関係および杭周地盤反力の深さ方向分布を分析する。

(1) 5×1 群杭の場合

まず 5×1 群杭に対して 0°方向に加力した場合の中央杭（B 杭）および前方杭（C 杭）の杭周地盤反力について分析する。図 3-11 に、各杭の GL-1.5m 深さにおける杭周地盤反力－変位関係を示す。まず群杭と単杭を比較すると、群杭の杭周地盤反力はいずれの杭でも単杭の杭周地盤反力を下回っており、後方杭となる B 杭で一段と小さい。杭変位 100mm における B 杭の杭周地盤反力は、砂質地盤では C 杭の約 3 割、粘性地盤では約 8 割であり、砂質地盤の方が杭位置による違いが顕著である。

図 3-12 に、代表的な杭変位における各杭の杭周地盤反力の深さ方向分布を示す。GL-1.5m 深さと同様、群杭の杭周地盤反力は、いずれの杭のいずれの深さにおいても単杭の杭周地盤反力を下回っており、B 杭で一段と小さくなっている。

(2) 5×5 群杭の場合

5×5 群杭に対して 0°方向に加力した場合の側面中央杭（B 杭）、前面隅杭（C 杭）および中央杭（E 杭）の杭周地盤反力について分析する。図 3-13 に、各杭の GL-1.5m 深さにおける杭周地盤反力－変位関係を示す。群杭と単杭を比較すると、5×1 群杭と同様、群杭の杭周地盤反力はいずれの杭でも単杭のそれを下回っている。杭周地盤反力は前方杭となる C 杭で最も大きく、B 杭がそれに続き、E 杭の杭周地盤反力は非常に小さい。杭変位 100mm における B 杭の杭周地盤反力は、砂質地盤では C 杭の約 2 割、粘性地盤では約 6 割となっており、砂質地盤の方が杭位置による違いが顕著である。

図 3-14 に、代表的な杭変位における各杭の杭周地盤反力の深さ方向分布を示す。GL-1.5m 深さと同様、群杭の杭周地盤反力はいずれの杭のいずれの深さにおいても単杭の杭周地盤反力を下回っており、C 杭、B 杭、E 杭の順に小さくなっている。

次に、同じ 5×5 群杭に対して 45°方向に加力した場合の前面端杭（A 杭）、前面中央杭（C 杭）および中央杭（E 杭）の杭周地盤反力について分析する。図 3-15 に、各杭の GL-1.5m 深さにおける杭周地盤反力－変位関係を示す。0°方向加力と同様、群杭の一本ごとの杭周地盤

反力は単杭のそれを下回っており、E 杭で特に小さくなっている。前面杭となる A 杭と C 杭に着目して杭位置による違いを見ると、砂質地盤では小変位時に A 杭の杭周地盤反力が大きくなるものの、杭変位が増大するにつれて A 杭と C 杭の差が小さくなる。一方、粘性地盤では端杭となる A 杭の杭周地盤反力が大きくなっている。

図 3-16 に、代表的な杭変位における各杭の杭周地盤反力の深さ方向分布を示す。群杭の杭周地盤反力はいずれの杭のいずれの深さにおいても単杭の杭周地盤反力を下回っている。杭変位 1mm の場合は A 杭、C 杭、E 杭の順に杭周地盤反力が大きくなっている。杭変位 100mm の場合は、砂質地盤では A 杭および C 杭の杭周地盤反力が同程度になるのに対し、粘性地盤では A 杭の杭周地盤反力が大きくなっている。

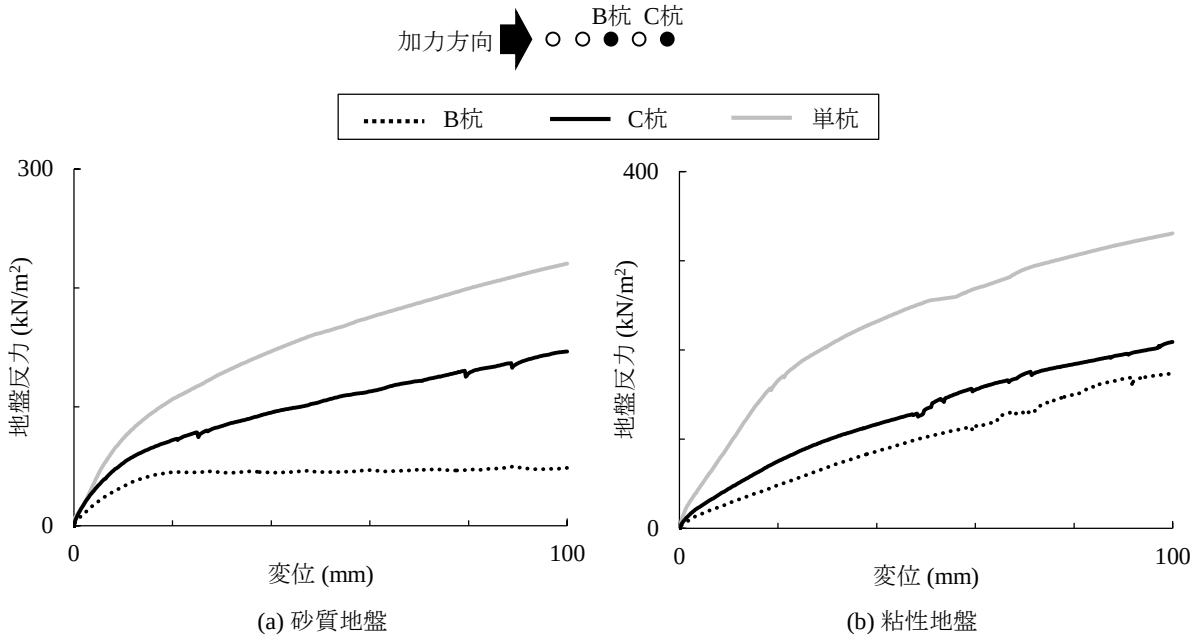


図 3-11　各杭の杭周地盤反力－変位関係（5×1 群杭、*S/B*=2.5、0°加力、GL-1.5m）

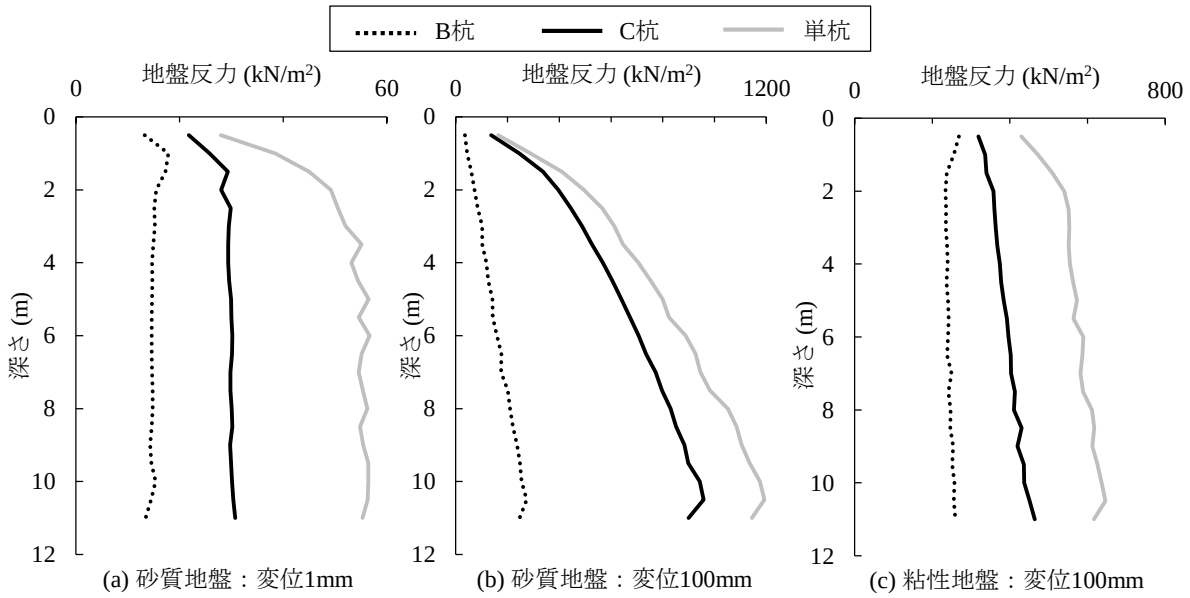


図 3-12　各杭の杭周地盤反力の深さ方向分布（5×1 群杭、*S/B*=2.5、0°加力）

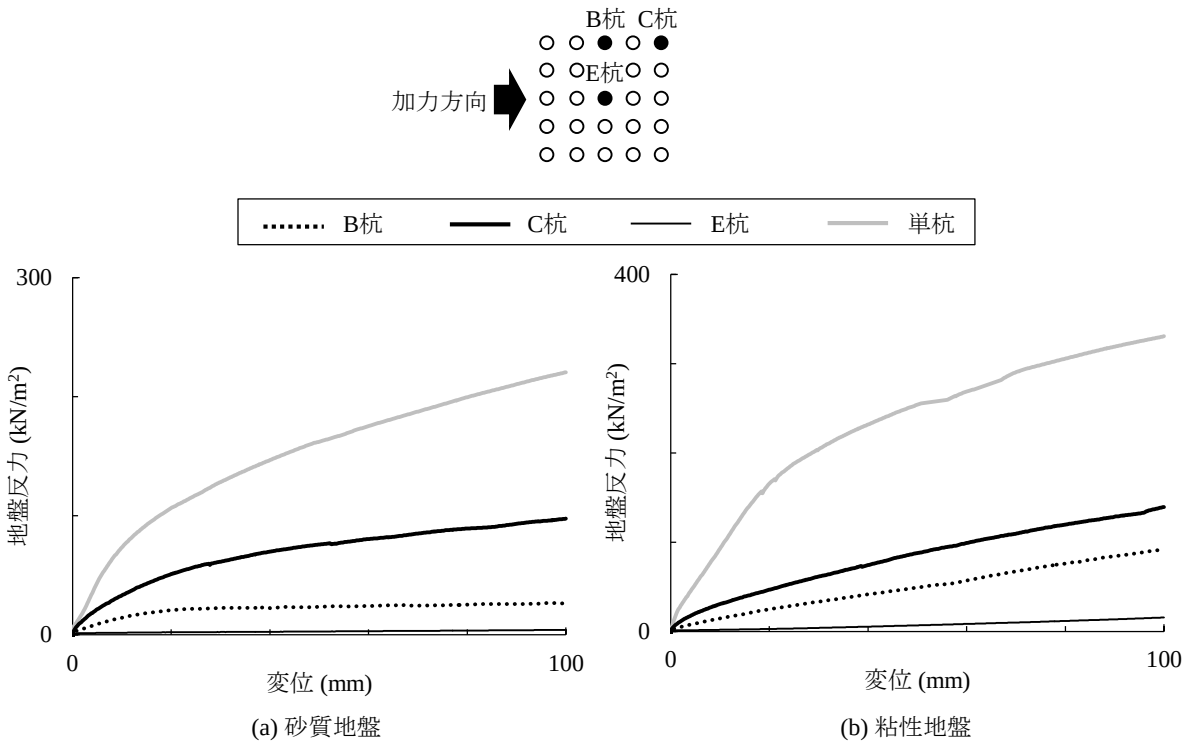


図 3-13　各杭の杭周地盤反力－変位関係（5×5 群杭、*S/B*=2.5、0°加力、GL-1.5m）

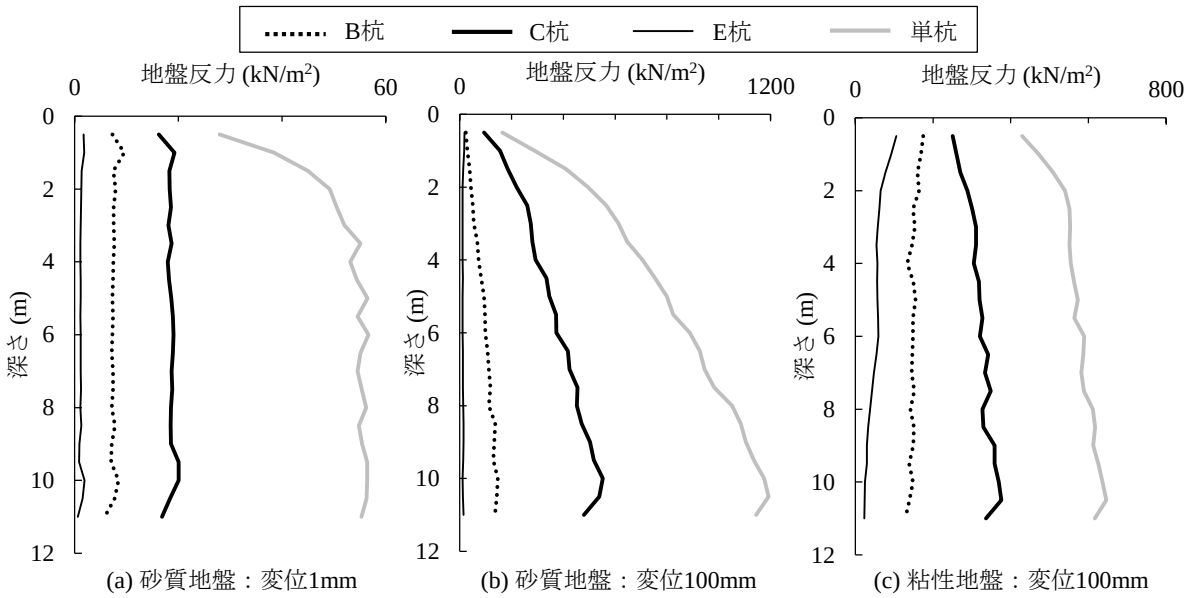


図 3-14　各杭の杭周地盤反力の深さ方向分布（5×5 群杭、*S/B*=2.5、0°加力）

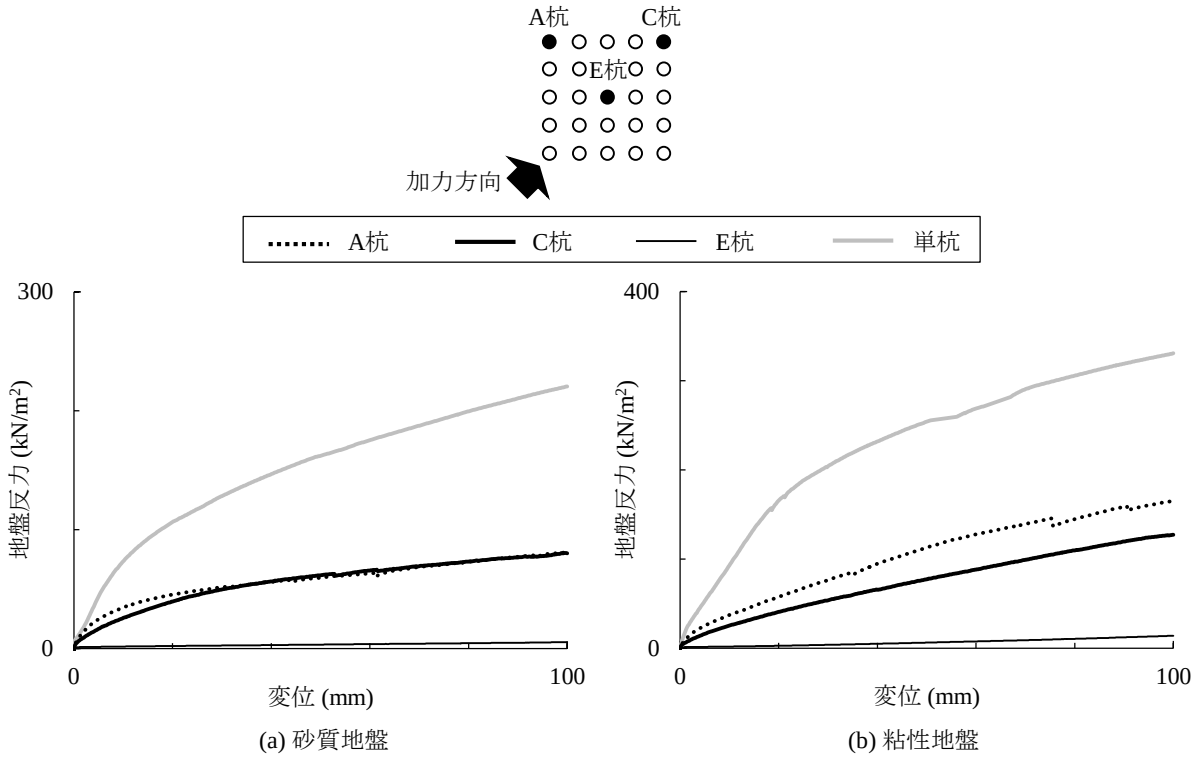


図 3-15　各杭の杭周地盤反力－変位関係（5×5 群杭、*S/B*=2.5、45°加力、GL-1.5m）

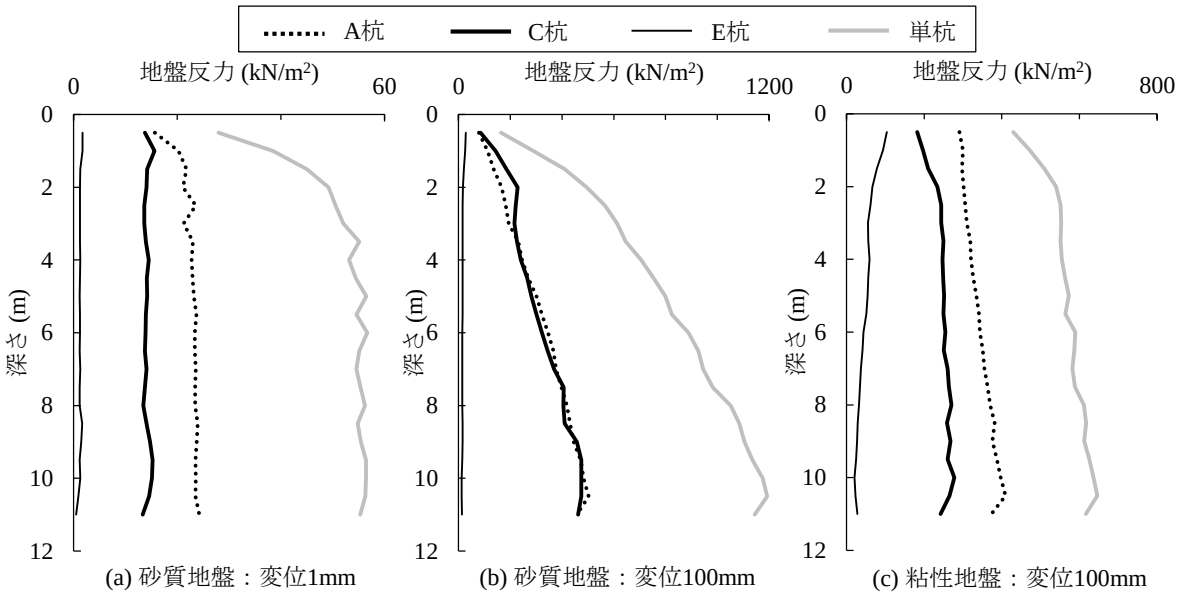


図 3-16　各杭の杭周地盤反力の深さ方向分布（5×5 群杭、*S/B*=2.5、45°加力）

3.4.2　杭周地盤ばねの群杭係数－変位関係および群杭係数の深さ方向分布

群杭の平均的な水平抵抗性状を把握するために、群杭を 1 本に集約した「杭周集約地盤ばね」の杭周地盤反力を考える。杭変位 u に対する深さ z における杭周集約地盤ばねの群杭係数β_Hを、各杭の杭周地盤反力を用いて(3-8)式の通りに定義する。

$$\beta_H(u,z) = \frac{\Sigma_i p_i(u,z)}{N_p \cdot p_S(u,z)} \tag{3-8}$$

ここに、$p_i(u,z)$：群杭の第 i 杭の深さ z における杭周地盤反力、N_p：杭本数、$Q_S(u,z)$：単杭の深さ z における杭周地盤反力

本項では杭間隔比 2.5 の列状配置の 5×1 群杭および正方配置の 5×5 群杭について、群杭係数－変位関係および群杭係数の深さ方向分布を分析する。

(1) 5×1 群杭の場合

図 3-17 に、5×1 群杭について、GL-1.5m 深さにおける杭周集約地盤ばねの群杭係数－変位関係を 0°、45°および 90°方向加力で比較して示す。群杭係数は、土質、杭変位および加力方向によらず 1 を下回っている。土質と杭変位によらず、直列方向となる 0°方向の加力よりも並列方向となる 90°方向の加力で群杭係数は大きくなる。砂質地盤について見ると、0°方向加力では杭変位の増大とともに群杭係数が小さくなるのに対し、90°方向加力では逆に大きくなる。杭変位 100mm では 90°方向加力時の群杭係数が 0°方向加力の約 2 倍となる。一方、粘性地盤について見ると、加力方向によらず群杭係数は杭変位 20mm 付近で極小となり、それ以上変位が大きくなると群杭係数は増大傾向にある。加力方向による群杭係数の違いは、砂質地盤に比べると小さい。

図 3-18 に、杭変位 1mm および 100mm における群杭係数の深さ方向分布を示す。群杭係数はいずれの深さにおいても 90°方向加力で大きく、0°方向加力で小さくなっている。

(2) 5×5 群杭の場合

図 3-19 に、5×5 群杭について、GL-1.5m 深さにおける杭周集約地盤ばねの群杭係数－変位関係を 0°および 45°方向加力で比較して示す。群杭係数は、群杭の一本ごとの杭周地盤反力が単杭のそれを下回っていたことを反映して、土質、杭変位および加力方向によらず 1 を下回っている。土質による違いを見ると、砂質地盤では杭変位によらず概ね一定であるのに対し、粘性地盤では杭変位 20mm 付近で極小となった後、増大傾向に転じる。加力方向による違いを見ると、砂質地盤では 45°方向加力の群杭係数がやや大きくなるものの、5×1 群杭に比べると加力方向の影響は小さい。

図 3-20 に、杭変位 1mm および 100mm における群杭係数の深さ方向分布を示す。群杭係数は、杭変位 1mm の場合は加力方向の影響をあまり受けていないが、杭変位 100mm の場合は 45°方向加力でやや大きくなっている。

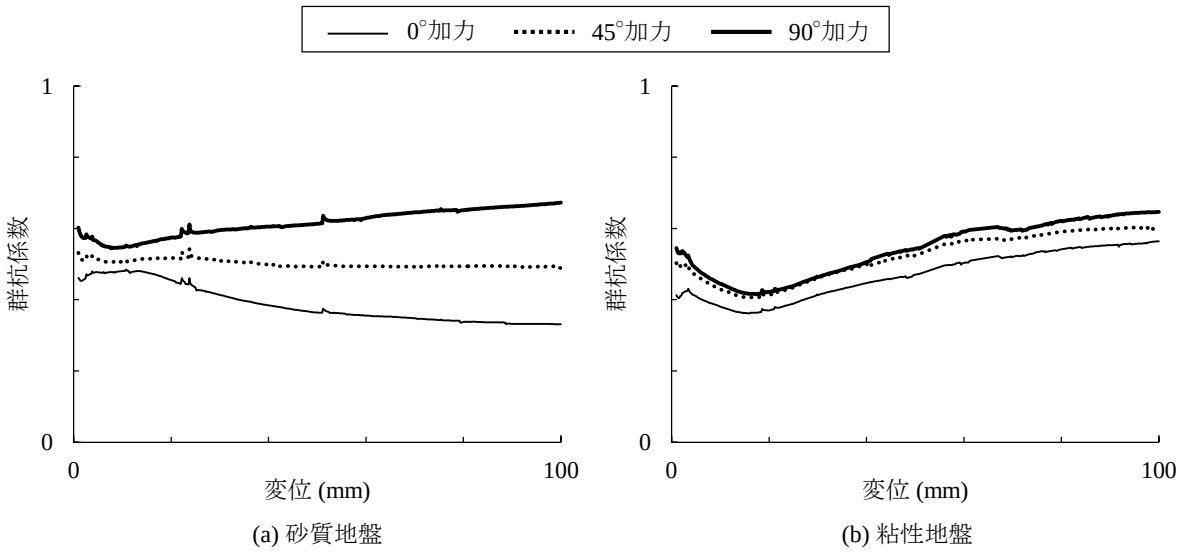


図 3-17　群杭係数－変位関係（5×1 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）

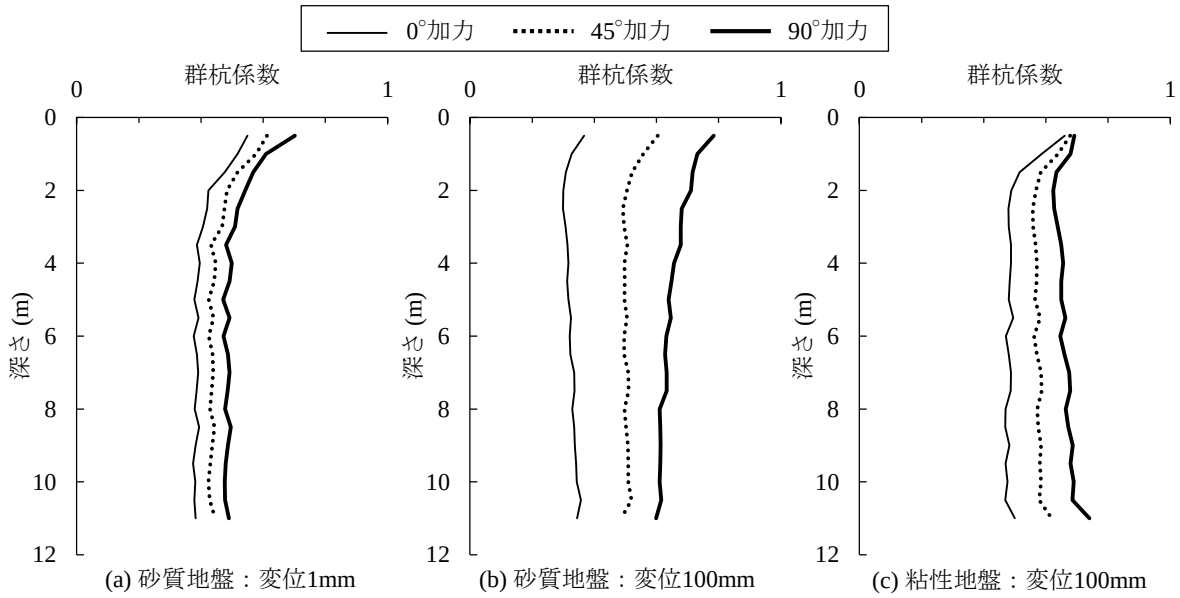


図 3-18　群杭係数の深さ方向分布（5×1 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）

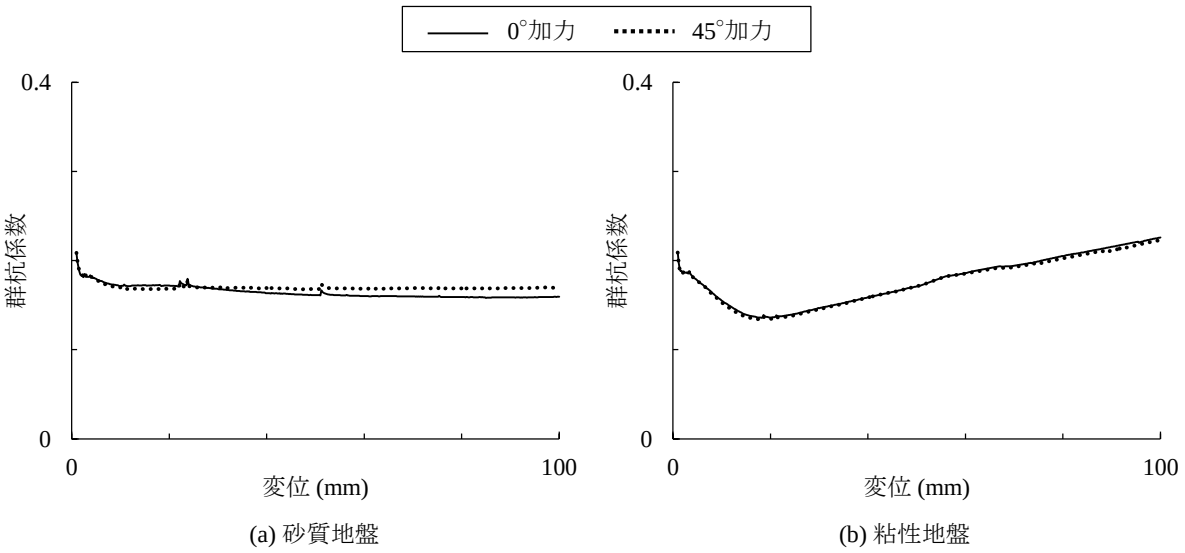


図 3-19　群杭係数－変位関係（5×5 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）

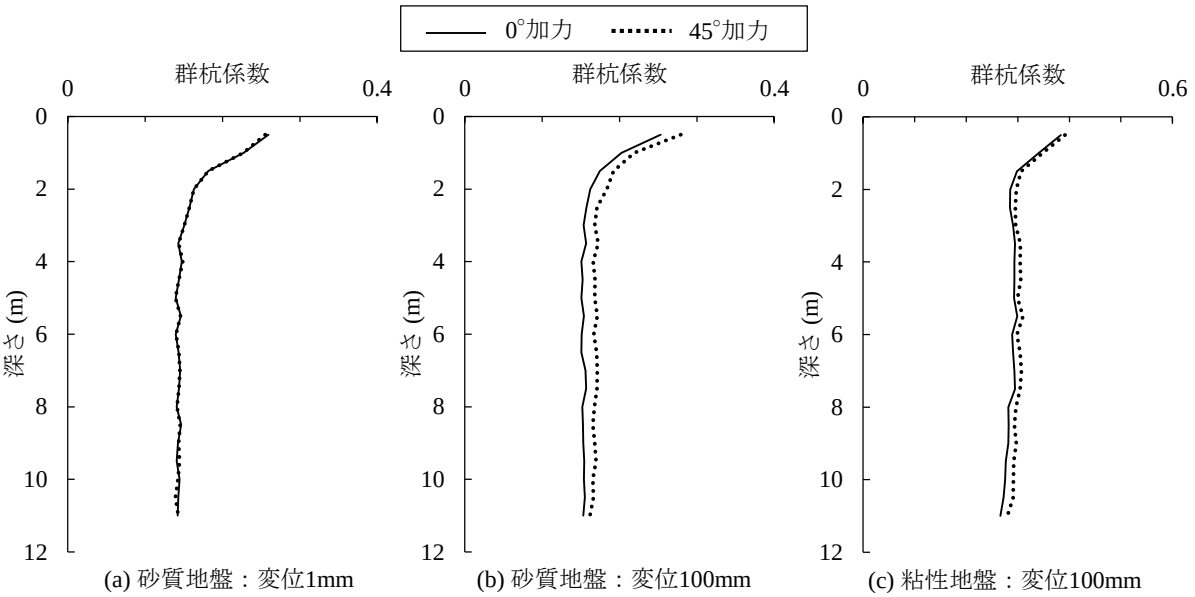


図 3-20　群杭係数の深さ方向分布（5×1 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）

3.4.3　杭周地盤ばねの群杭係数－杭本数関係

本項では杭間隔比 2.5 の列状配置および正方配置の群杭について、群杭係数－杭本数関係を分析する。

(1) 列状配置の群杭の場合

図 3-21 に、列状配置の群杭について、GL-1.5m 深さにおける杭周集約地盤ばねの群杭係数－杭本数関係を 0°、45°および 90°方向加力で比較して示す。図中には、弾性支承梁の理論解に基づく杭頭ばねと杭周地盤ばねの関係式「$\beta_H=\alpha_H^{4/3}$」[3.1)]に、杭頭ばねの群杭係数と杭本数 N_p の関係式「$\alpha_H=N_p^{-1/2}$」[3.9)]を代入して得た「$\beta_H=N_p^{-2/3}$」を併せて示している。まず杭変位 1mm を与えた場合に着目すると、群杭係数は $N_p^{-2/3}$ よりもやや大きくなっている。加力方向による違いを見ると、群杭係数は 0°方向、45°方向、90°方向の順に大きくなっており、90°方向加力時の群杭係数は 0°方向加力時の約 1.1～1.3 倍となっている。

次に、砂質地盤で杭変位 100mm を与えた場合に着目すると、90°方向加力時の群杭係数は 0°方向加力時の約 1.4～2.9 倍となっており、加力方向による群杭係数の違いは杭変位 1mm に比べ一段と大きくなる。

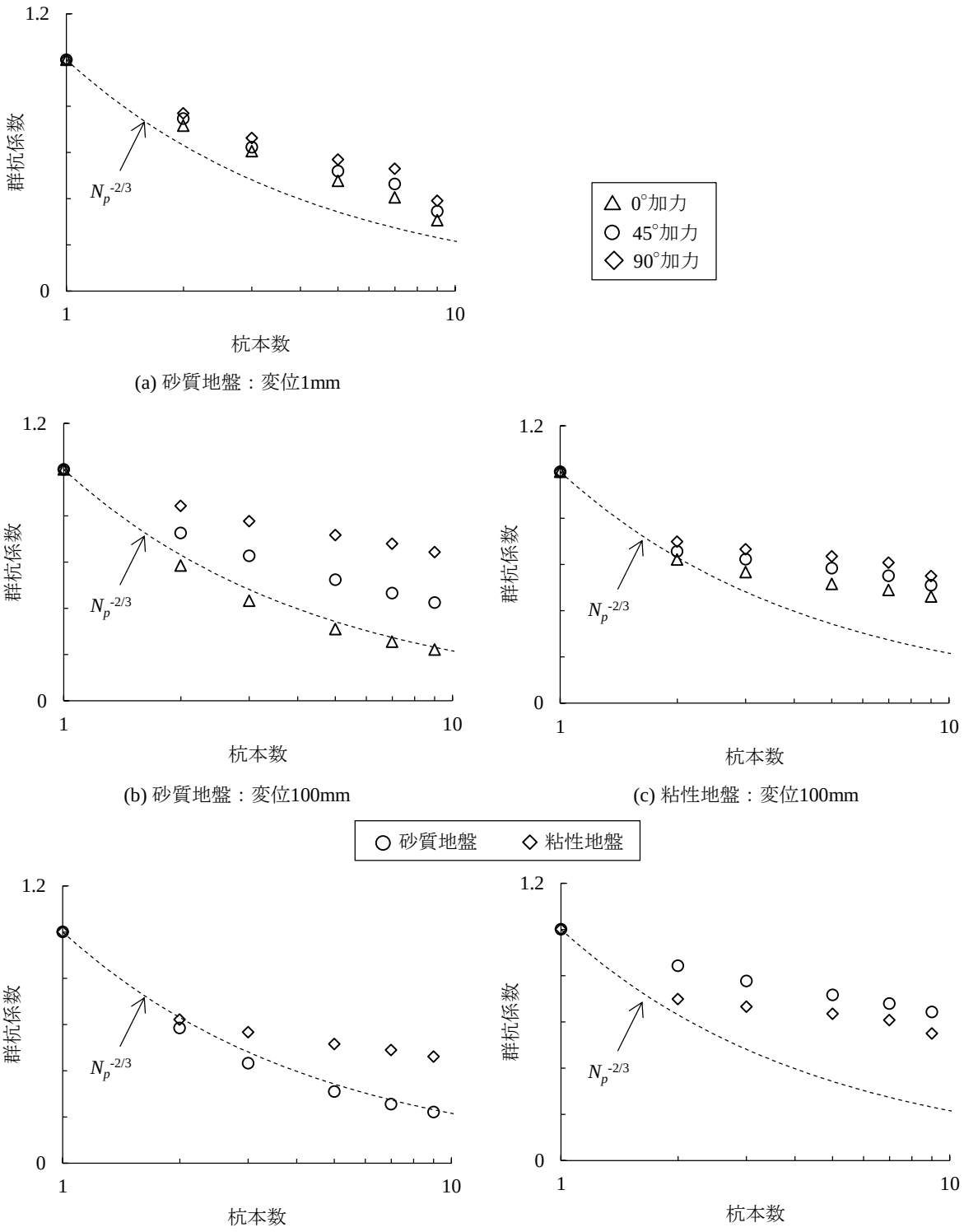
一方、粘性地盤で杭変位 100mm を与えた場合に着目すると、90°方向加力時の群杭係数は 0°方向加力時の約 1.1～1.2 倍となっており、砂質地盤で同変位を与えた場合に比べると群杭係数に及ぼす加力方向の影響は小さい。

図(d)、(e)に、それぞれ 0°方向、90°方向に杭変位 100mm を与えた場合の群杭係数を砂質地盤と粘性地盤で比較して示す。0°方向加力では砂質地盤の群杭係数が小さいのに対し、90°方向加力では逆に大きくなる。

(2) 正方配置の群杭の場合

図 3-22 に、正方配置の群杭について、GL-1.5m 深さにおける杭周集約地盤ばねの群杭係数－杭本数関係を 0°および 45°方向加力で比較して示す。砂質地盤について見ると、杭変位および加力方向が群杭係数に及ぼす影響は小さい。粘性地盤について見ると、杭変位 100mm での群杭係数は杭変位 1mm での群杭係数に比べ大きくなっているが、加力方向の影響については小さい。このように、正方配置の群杭では列状配置に比べ群杭係数に及ぼす加力方向の影響は小さい。

図(c)に、0°方向に杭変位 100mm を与えた場合の群杭係数を砂質地盤と粘性地盤で比較して示す。杭本数によらず、群杭係数は粘性地盤の方が大きくなっている。



(a) 砂質地盤：変位1mm

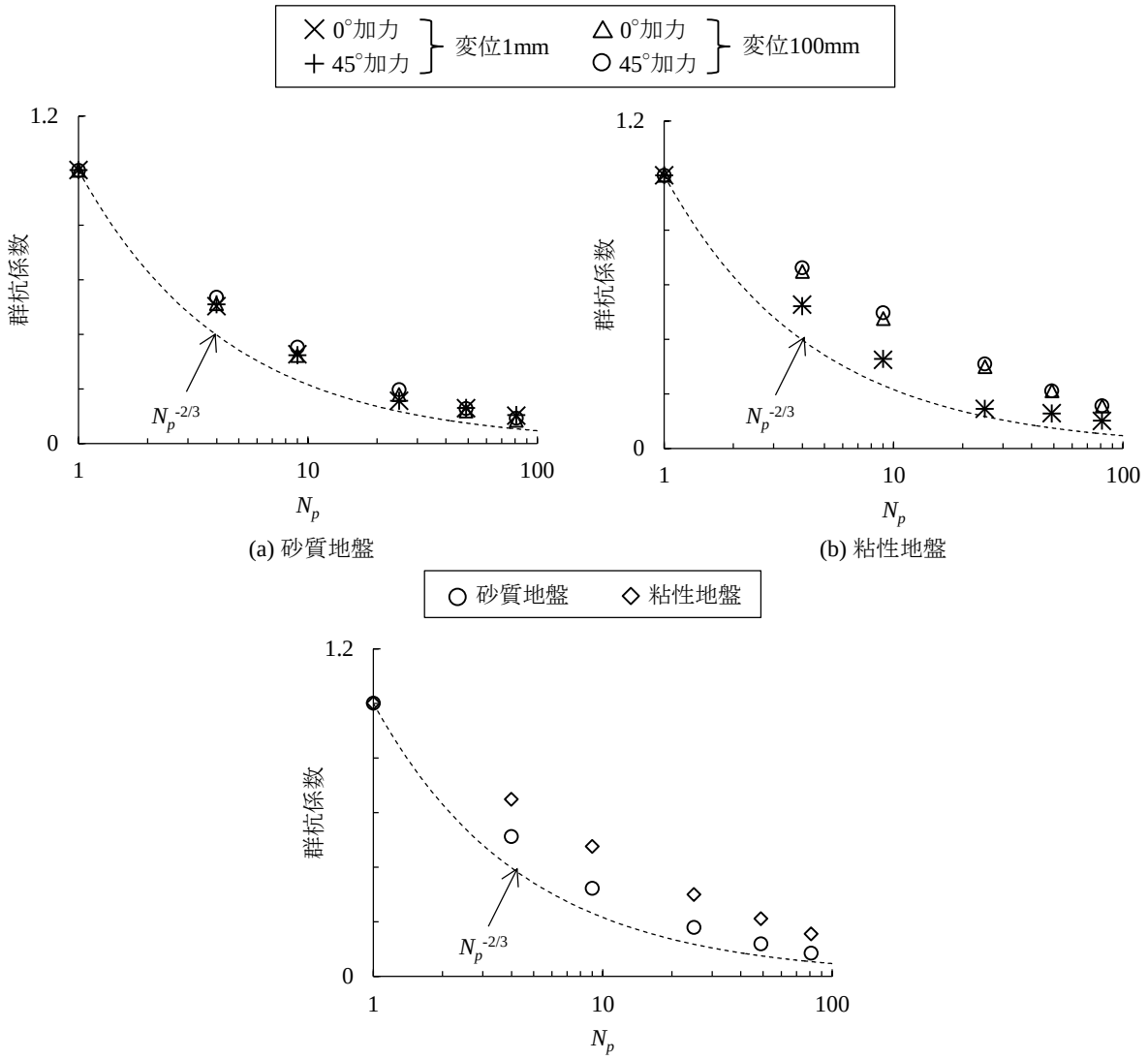
(b) 砂質地盤：変位100mm

(c) 粘性地盤：変位100mm

(d) 砂質地盤と粘性地盤の比較
（0°加力、変位100mm）

(e) 砂質地盤zと粘性地盤の比較
（90°加力、変位100mm）

図 3-21　群杭係数－杭本数関係（5×1 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）



(c) 砂質地盤と粘性地盤の比較
（0°加力、変位100mm）

図 3-22　群杭係数－杭本数関係（5×5 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）

3.4.4　杭周地盤反力の平面分布

本項では杭間隔比 2.5 の列状配置の 5×1 群杭と、杭間隔比 2.5 および 6.0 の正方配置の 5×5 群杭について、杭周地盤反力の平面分布を分析する。

(1) 5×1 群杭の場合

図 3-23 に、杭間隔比 2.5 の 5×1 群杭について、杭変位 1mm および 100mm における GL-1.5m 深さでの杭周地盤反力の平面分布を示す。棒グラフの位置は杭位置と対応しており、縦軸の杭周地盤反力については同変位における単杭のそれで除して基準化した値を示している。杭変位 1mm を与えた場合について見ると、加力方向によらず、端杭の杭周地盤反力が大きく中杭の杭周地盤反力が小さい分布となる。

次に、砂質地盤で杭変位 100mm を与えた場合について見ると、0°および 45°方向加力の場合には、1 本の杭が前面杭となって、それぞれ他の杭の 4.6 倍、1.7 倍程度の杭周地盤反力を負担している。90°方向加力の場合には端杭よりも中杭の杭周地盤反力が大きくなる。

一方、粘性地盤で杭変位 100mm を与えた場合について見ると、0°および 45°方向加力の場合には、砂質地盤に比べると後方杭の杭周地盤反力が大きくなり、後方杭の杭周地盤反力に対する前方杭の杭周地盤反力の比率はそれぞれ他の杭の 1.4 倍、1.2 倍程度に留まる。90°方向加力の場合には、全杭で杭周地盤反力が概ね均等に発生している。

(2) 5×5 群杭の場合

図 3-24 に、杭間隔比 2.5 の 5×5 群杭について、杭変位 1mm および 100mm における GL-1.5m 深さでの杭周地盤反力の平面分布を示す。杭変位 1mm を与えた場合に着目すると、加力方向によらず、杭周地盤反力は隅杭で大きく中央杭で小さい、すり鉢状の分布となる。

次に、砂質地盤で杭変位 100mm を与えた場合に着目すると、0°方向加力では網掛けで示した 5 本の杭、45°方向加力では 9 本の杭が前面杭となって、それぞれ 1 本あたり他の杭の 5.3 倍、4.3 倍程度の杭周地盤反力を負担している。すなわち、5×1 群杭に比べ前面（方）杭への杭周地盤反力の集中が著しい。また、同じ 5×5 群杭について前節で求めた杭頭ばねに比べても、前面杭への集中が顕著に見られる。

一方、粘性地盤で杭変位 100mm を与えた場合に着目すると、側面杭や内部杭である程度の大きさの杭周地盤反力が発生するために、前面杭に発生する杭周地盤反力は両ケースともに他の杭の 1.9 倍程度に留まる。

前面杭に着目して、杭変位 100mm での杭周地盤反力の分布を見ると、砂質地盤では杭周地盤反力が中杭で大きくなるのに対し、粘性地盤では逆に小さくなる。

図 3-25 に、杭間隔比 6.0 の杭間隔比 2.5 の 5×5 群杭について、杭変位 100mm における GL-1.5m 深さでの杭周地盤反力の平面分布を示す。砂質地盤について見ると、前面杭の杭周地盤反力は 0°方向加力時に他の杭の約 2.6 倍、45°方向加力時に約 2.2 倍となっており、杭間隔比 2.5 の群杭に比べると前面杭への杭周地盤反力の集中は緩和されるものの、依然として杭位置に

よる違いが見られる。

一方、粘性地盤について見ると、前面杭の杭周地盤反力は 0°および 45°方向加力ともに他の杭の約 1.2 倍に留まっており、杭周地盤反力分布は均等化されている。

建築基礎構造設計指針[3.10)]によると、杭間隔比 6.0 は群杭では群杭効果が小さくなるとされるが、依然として p/p_S は 0.7 を下回っており、かつ杭位置と加力方向による杭周地盤反力の違いが認められる。なお、鈴木ら[3.3)]は、杭間隔比 10 の群杭で杭頭位置での群杭効率（本論文の α_H に相当）が約 0.7 となることが実験的に示している。また、本解析で群杭の杭周地盤反力が小さくなる理由として、杭頭加力時と異なり杭の全長にわたって一様な変位を与えているため、杭間地盤の抵抗を小さめに評価していると考えられる。

続いて、これらの 5×5 群杭に対して 0°方向に杭変位 100mm を与えた場合に GL-1.5m 深さの杭周地盤に発生する相当塑性ひずみの分布を、図 3-26 に示す。杭間隔比を 2.5 とした場合には、杭群の側面および背面に大きな相当塑性ひずみが発生しているが、杭間地盤にはあまり相当塑性ひずみが発生しておらず、杭と杭間地盤が一体となって変位していることが分かる。また、杭間隔比を 6.0 とした場合でも、砂質地盤においては同様の地盤変状が見られる。一方、粘性地盤で杭間隔比を 6.0 とした場合には一本一本の杭の前方にのみ大きな相当塑性ひずみが発生しており、杭間隔比 2.5 の群杭とは杭周地盤の変形性状が明らかに異なる。このことが、土質と杭間隔比の違いによって杭周地盤反力の平面分布に差異が発生した要因と考えられる。

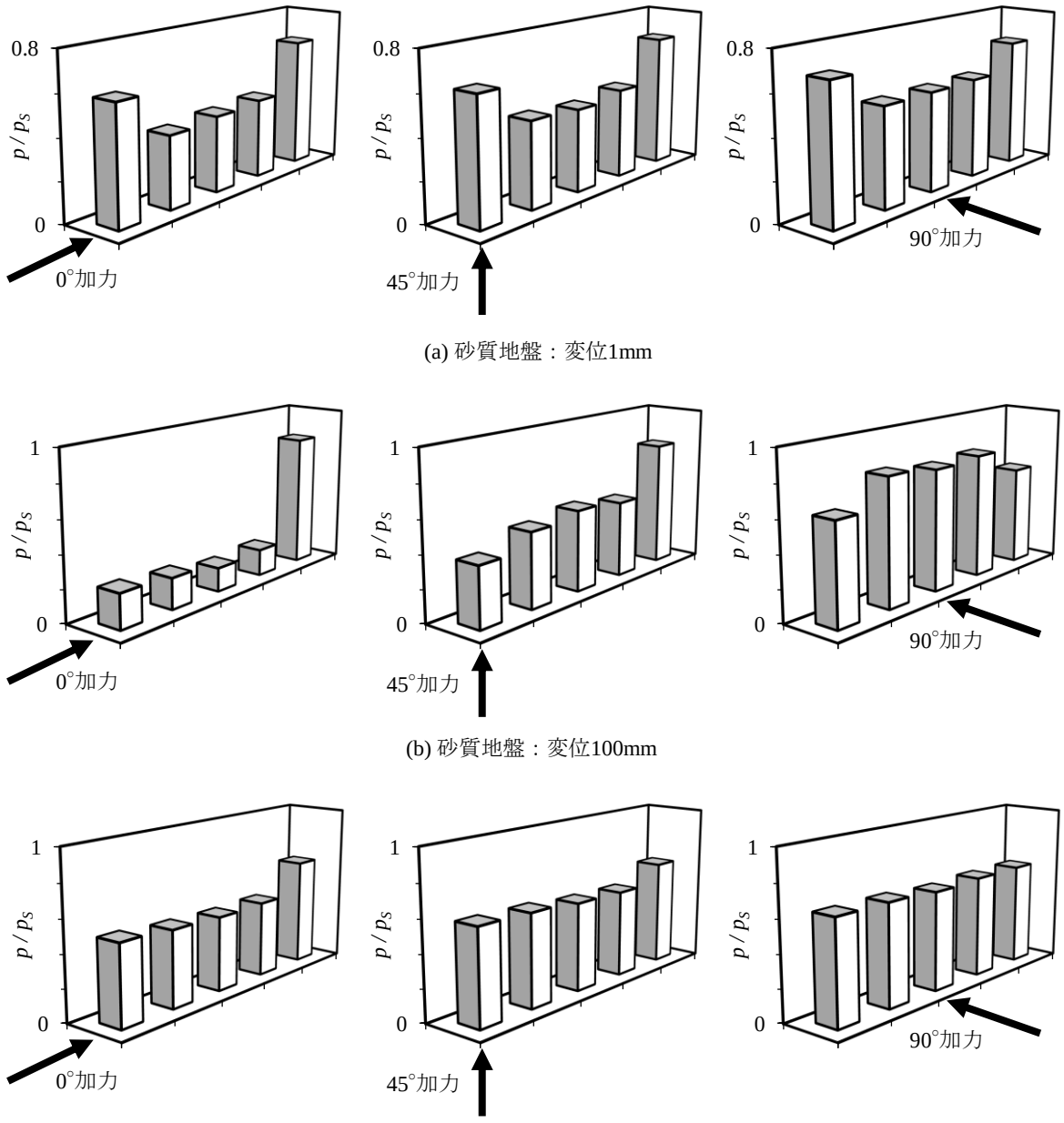
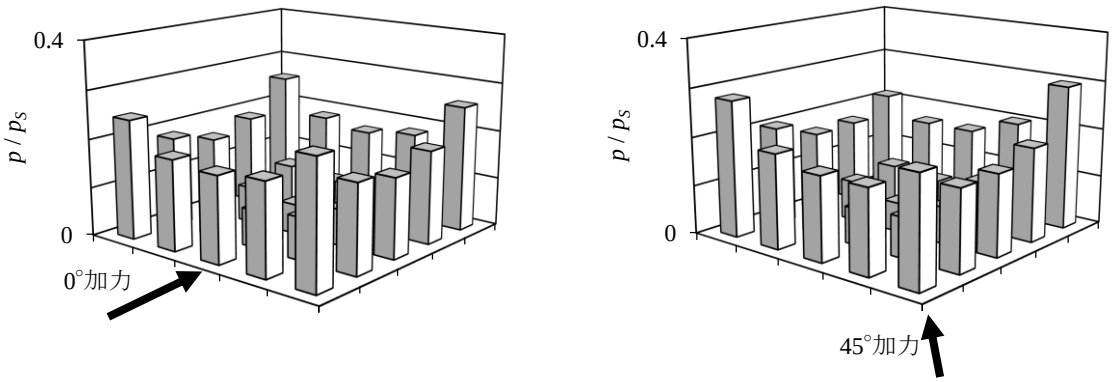
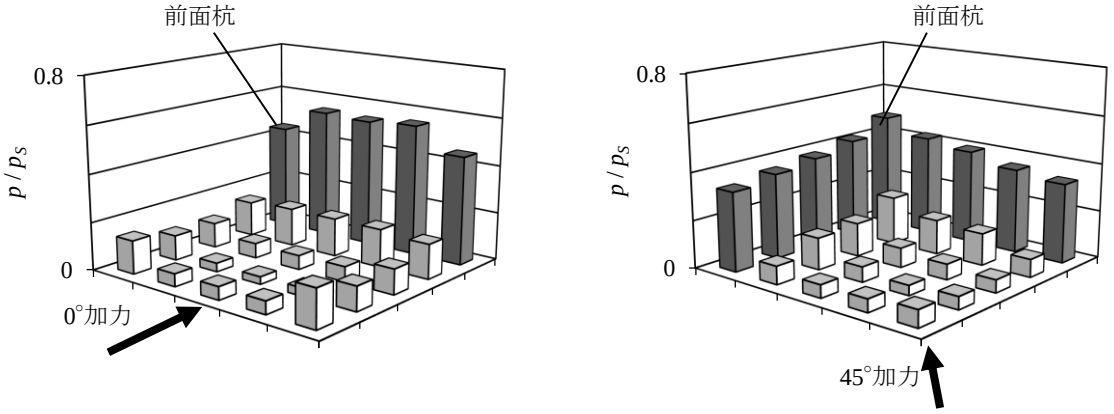


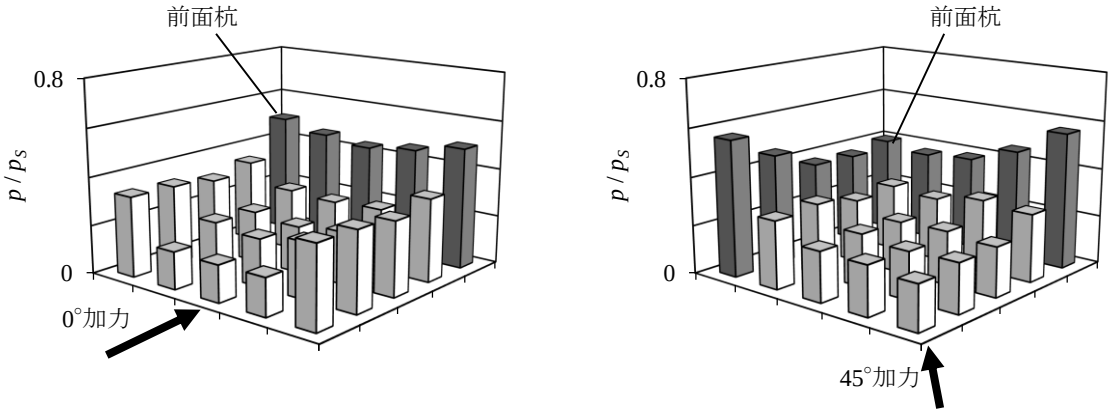
図 3-23　各杭の杭周地盤反力の平面分布（5×1 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）



(a) 砂質地盤：変位1mm

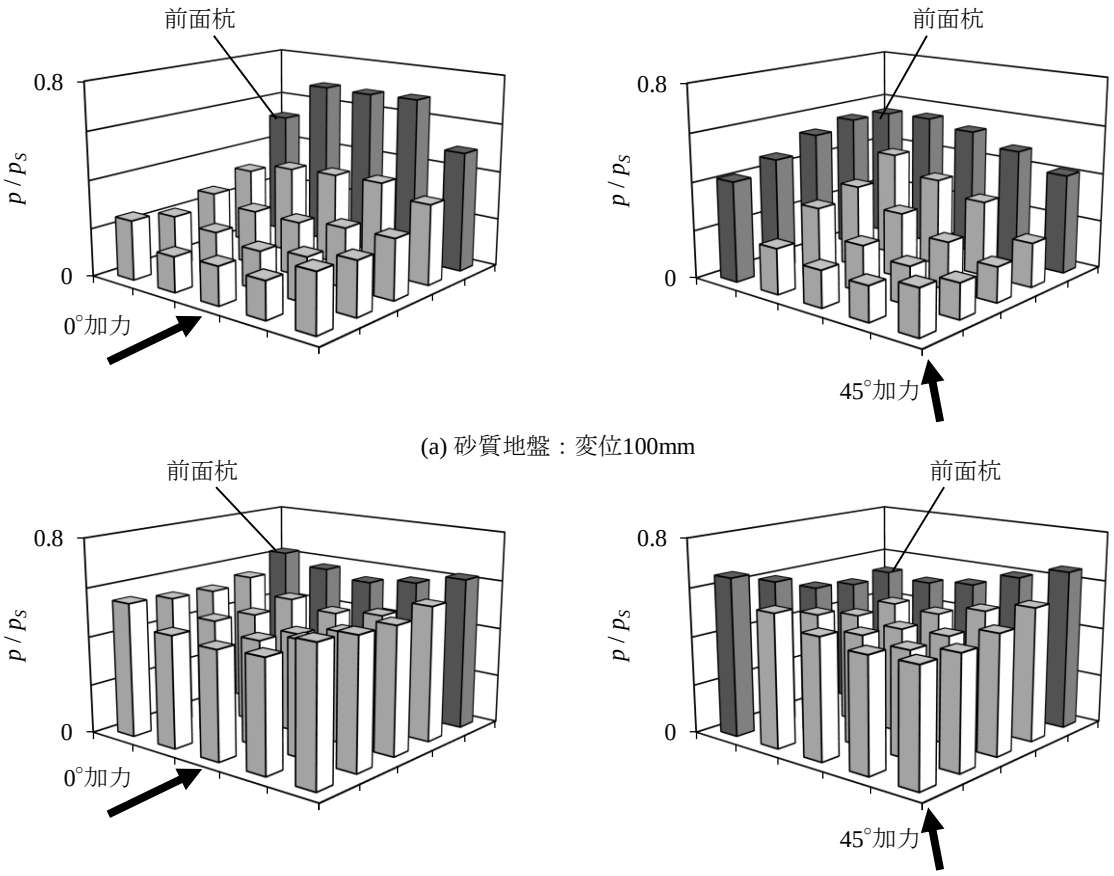


(b) 砂質地盤：変位100mm



(c) 粘性地盤：変位100mm

図 3-24　各杭の杭周地盤反力の平面分布（5×5 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）



(a) 砂質地盤：変位100mm

(b) 粘性地盤：変位100mm

図 3-25　各杭の杭周地盤反力の平面分布（5×5 群杭、*S/B*=6.0、GL-1.5m）

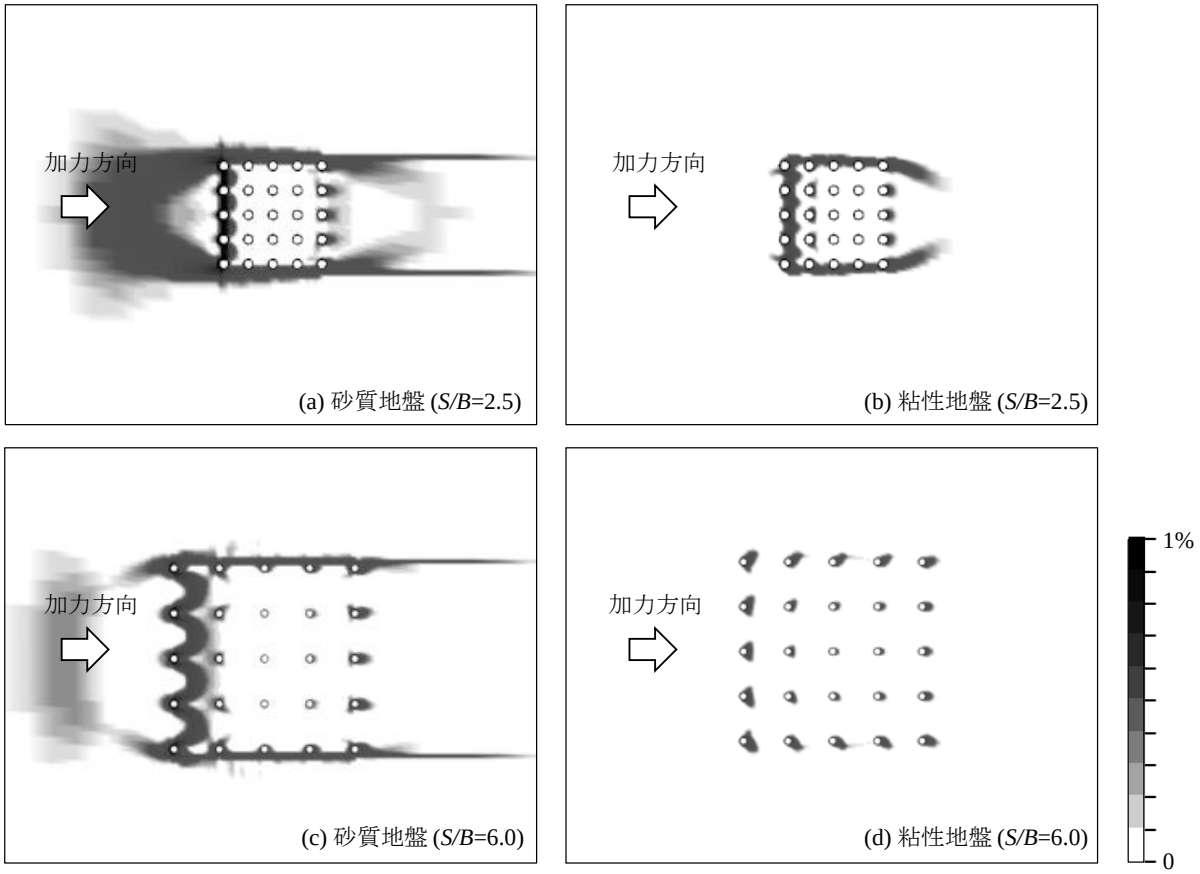


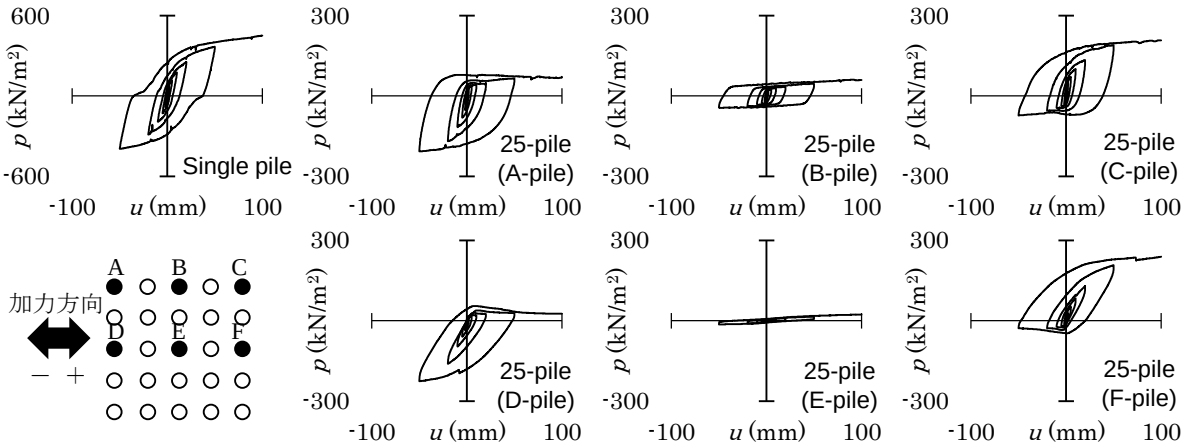
図 3-26　杭周地盤の相当塑性ひずみ分布（5×5 群杭、変位 100mm、GL-1.5m）

3.4.5　各杭の杭周地盤反力－変位関係の履歴特性

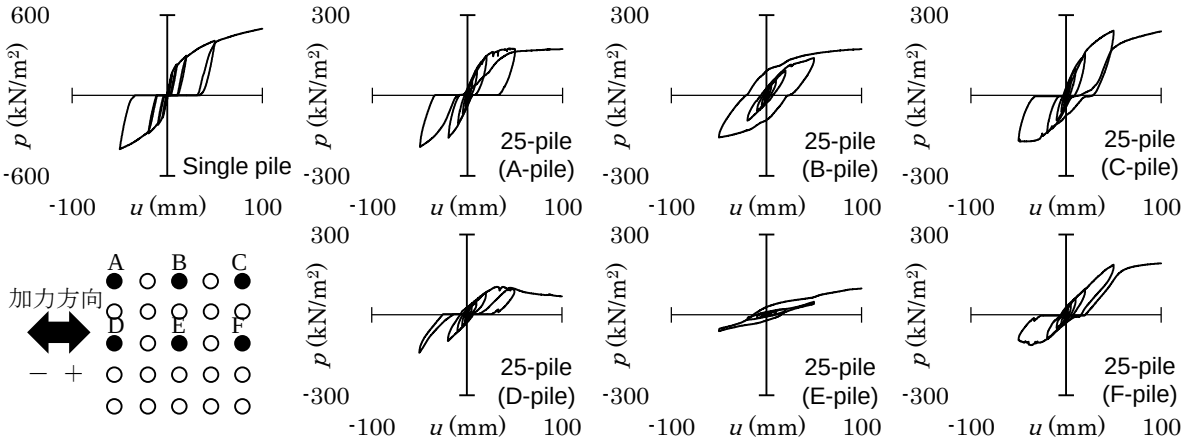
本項では、杭間隔比 2.5 の正方配置の 5×5 群杭における杭周地盤ばねの履歴特性について分析する。図 3-27 に、5×5 群杭に対して 0°－180°方向に正負交番漸増載荷を行った場合について、各杭の GL-1.5m 深さにおける杭周地盤反力－変位関係を示す。図には比較として単杭の結果も併記する。

まず砂質地盤について見ると、群杭では単杭の履歴性状に比べ、各杭で杭周地盤の抵抗性状が異なる。加力方向の前方に他の杭がある場合は杭周地盤の抵抗が小さくなるため、杭位置によって杭周地盤抵抗が描く履歴ループの性状が異なる。すなわち、加力方向の前後に他の杭がある B、E 杭では、正負対称かつ履歴面積の小さなループを描くのに対し、片側にのみ他の杭のある A、C、D、F 杭では、前面杭となる向きで履歴面積の大きい非対称な三角形のループを描いている。

一方、粘性地盤について見ると、前方杭と後方杭の杭周地盤反力の差が砂質地盤に比べ小さいため、端杭となる A、C、D、F 杭においても正負対称に近いループを描いている。しかし、各変位振幅の最大変位に達した後の除荷から逆方向への加力に至る履歴曲線に着目すると、端杭となる A、C、D、F 杭では地盤－杭間に離間が発生しスリップ挙動が発生するのに対し、中杭となる B、E 杭ではスリップ挙動が発生せず、紡錘形のループを描いている。



(a) 砂質地盤



(b) 粘性地盤

図 3-27　各杭の杭周地盤ばねの履歴特性（5×5 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）

3.5　加力方向が杭頭ばねおよび杭周地盤ばねに及ぼす影響

3.5.1　杭頭ばねと加力方向の関係

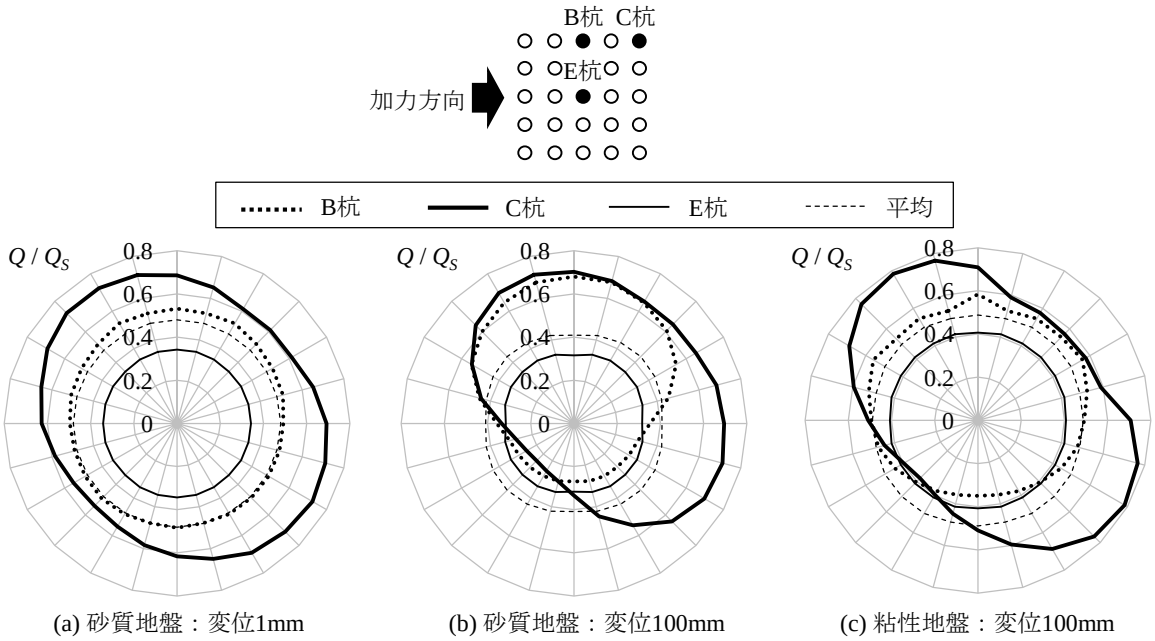
図 3-28 に、杭間隔比 2.5 の正方配置の 5×5 群杭について、杭頭変位 1mm および 100mm における外周中央杭（B 杭）、隅杭（C 杭）および中央杭（E 杭）の杭頭せん断力－加力方向関係を示す。ここで、加力方向は 15°ずつ変化させた結果を示しており、杭頭せん断力は単杭に同変位を与えた場合の杭頭せん断力で除して基準化している。また、図中の「平均」は 25 本の杭頭せん断力の平均値を表しており、杭頭集約ばねに相当する。

まず杭頭変位 1mm について見ると、B 杭および E 杭の杭頭せん断力は、加力方向によらず概ね一定の値となる。また、B 杭の杭頭せん断力は平均と同程度となる。これに対して、C 杭では加力方向によって杭頭せん断力が大きくなる。すなわち、C 杭の杭頭せん断力は、前面端杭となる 135°および 315°方向加力時に最大となり、背面中央杭となる 225°方向加力時に最小となる。

次に、砂質地盤で杭頭変位 100mm を与えた場合について見ると、B 杭および C 杭の杭頭せん断力は加力方向によって大きく変化する。B 杭の杭頭せん断力は、前面杭となる 90°方向加力時に最大となり、背面杭となる 225°～315°方向加力時に最小となる。C 杭の杭頭せん断力は、前面杭となる 0°～90°方向加力時に最大となり、背面杭となる 225°方向加力時に最小となる。また、B 杭および C 杭の杭頭せん断力の最大値は全杭の杭頭せん断力の平均値を大きく上回る。このように、砂質地盤で大きな杭頭変位を与えた場合には、外周杭の杭頭せん断力は加力方向によって著しく変化する。

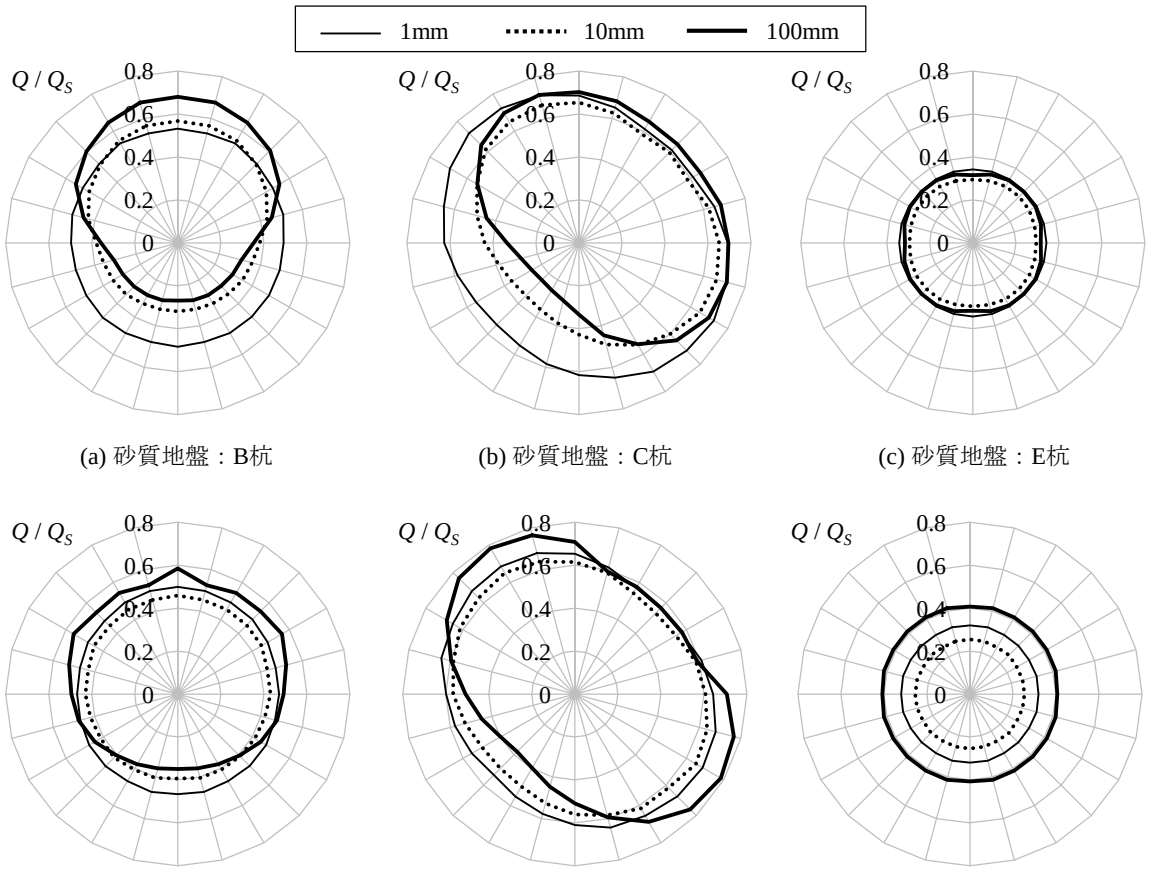
一方、粘性地盤で杭頭変位 100mm を与えた場合について見ると、C 杭の杭頭せん断力は加力方向によって変化する。C 杭の杭頭せん断力は、前面端杭となる 120°および 330°方向加力時に最大となり、背面杭となる 225°方向加力時に最小となる。また、前面杭となる場合でも 45°方向加力時には杭頭せん断力が最大値よりもやや小さくなる。C 杭の杭頭せん断力の最大値は全杭の杭頭せん断力の平均値を上回る。B 杭の杭頭せん断力も加力方向によって変化するが、砂質地盤に比べると影響は小さい。

図 3-29 に、同じ群杭の各杭について、杭変位を変化させた場合の杭頭せん断力－変位関係を示す。両土質ともに、B 杭および C 杭では、前面杭となる場合には杭変位の増大とともに単杭に対する杭頭せん断力の比率が大きくなり、逆に背面杭となる場合には小さくなる。しがたって、杭変位が大きいほど、外周杭となる B 杭および C 杭では加力方向による杭頭せん断力の差が大きくなる。



(a) 砂質地盤：変位1mm　(b) 砂質地盤：変位100mm　(c) 粘性地盤：変位100mm

図 3-28　杭位置の違いによる杭頭せん断力－加力方向関係（5×5 群杭、*S/B*=2.5）



(a) 砂質地盤：B杭　(b) 砂質地盤：C杭　(c) 砂質地盤：E杭

(d) 粘性地盤：B杭　(e) 粘性地盤：C杭　(f) 粘性地盤：E杭

図 3-29　杭変位の違いによる杭頭せん断力－加力方向関係（5×5 群杭、*S/B*=2.5）

3.5.2　杭周地盤ばねと加力方向の関係

(1) 5×1 群杭の場合

図 3-30 に、杭間隔比 2.5 の列状配置の 5×1 群杭について、杭変位 1mm および 100mm における GL-1.5m 位置での中央杭（B 杭）および端杭（C 杭）の杭周地盤反力－加力方向関係を示す。ここで、加力方向は 15°ずつ変化させた結果を示しており、杭周地盤反力は単杭に同変位を与えた場合の杭周地盤反力で除して基準化した値 p/p_S を示している。また、図中の「平均」は全杭の杭周地盤反力の平均値を表しており、前節の杭周集約地盤ばねに相当する。

まず杭変位 1mm に着目すると、B 杭、C 杭ともに杭周地盤反力は並列方向である 90°および 270°方向の加力時にやや大きくなる。また、加力方向によらず、B 杭の杭周地盤反力は平均を下回り、C 杭の杭周地盤反力は平均を上回っている。

次に、砂質地盤で杭変位 100mm を与えた場合に着目すると、杭周地盤反力は B 杭、C 杭ともに加力方向によって大きく変化する。B 杭の杭周地盤反力は並列方向の加力となる 90°および 270°方向加力時に最大となり、直列方向の加力となる 0°および 180°方向加力時に最小となる。C 杭の杭周地盤反力は前方杭となる 0°方向加力時に最大となり、後方杭となる 180°方向加力時に最小となる。平均との比較では、B 杭の最大杭周地盤反力は加力方向が同じ場合の平均杭周地盤反力に近いが、C 杭の最大杭周地盤反力は平均の 2 倍以上となっている。

一方、粘性地盤で杭変位 100mm を与えた場合に着目すると、B 杭および C 杭の杭周地盤反力は加力方向により若干変化するものの、砂質地盤に比べると影響は小さく、また平均との差は高々3 割程度である。

図 3-31 に、同じ 5×1 群杭の各杭について、杭変位を変化させた場合の杭周地盤反力－加力方向関係を示す。まず砂質地盤について見ると、B 杭の p/p_S は、90°および 270°方向加力時には杭変位の増大とともに大きくなり、0°および 180°方向加力時には逆に小さくなる。また、C 杭の p/p_S は、0°方向加力時には杭変位の増大とともに大きくなり、180°方向加力時には逆に小さくなる。その結果、杭変位の増大とともに各杭の杭周地盤反力に及ぼす加力方向の影響が大きくなっている。

一方、粘性地盤について見ると、杭変位が大きくなることで各杭の p/p_S は大きくなるが、その増大率は全方向で概ね均等であり、杭変位が大きくなっても各杭の杭周地盤反力に加力方向の影響はあまり変化しない。

(2) 5×5 群杭の場合

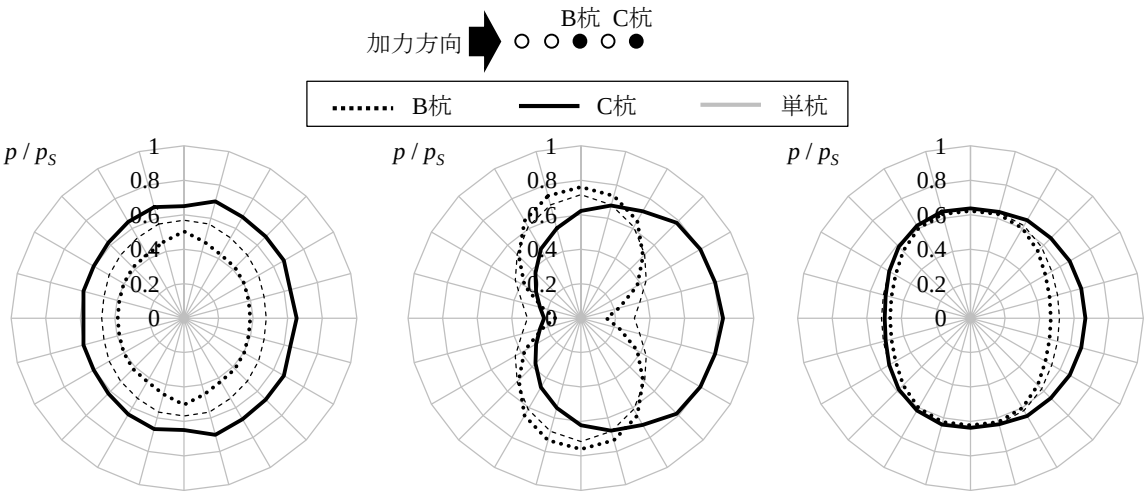
図 3-32 に、杭間隔比 2.5 の正方配置の 5×5 群杭について、杭変位 1mm および 100mm における GL-1.5m 位置での外周中央杭（B 杭）、隅杭（C 杭）および中央杭（E 杭）の杭周地盤反力－加力方向関係を示す。まず杭変位 1mm について見ると、B 杭および E 杭の杭周地盤反力は、加力方向によらず概ね一定となるのに対して、C 杭では加力方向によって杭周地盤反力が変化する。C 杭の杭周地盤反力は、前面端杭となる 135°および 315°方向加力時に最大となり、前面杭および背面杭となる 45°および 225°方向加力時に最小となる。

次に、砂質地盤で杭変位 100mm を与えた場合について見ると、B 杭および C 杭の杭周地盤反力は加力方向によって大きく変化する。C 杭の杭周地盤反力は、前面杭となる 0°および 90°方向加力時に最大となり、背面杭となる 225°方向加力時に最小となる。また、C 杭は 0°～135°および 315°～360°という広い範囲の加力方向に対して杭周地盤反力の集中する前面杭となる。一方、B 杭の杭周地盤反力は、前面杭となる 90°方向加力時に最大となり、背面杭となる 225°～315°方向加力時に最小となる。このように、杭周地盤反力においても杭頭せん断力と同様に、杭位置と加力方向による違いが明瞭に認められる。

一方、粘性地盤で杭変位 100mm を与えた場合について見ると、C 杭の杭周地盤反力は加力方向によって変化する。C 杭の杭周地盤反力は、前面端杭となる 120°および 330°方向加力時に最大となり、背面杭となる 225°方向加力時に最小となる。また、前面杭となる場合でも 45°方向加力時には杭周地盤反力が最大値よりもやや小さくなる。B 杭の杭周地盤反力も加力方向によって変化するが、砂質地盤に比べると加力方向の影響は小さい。

図 3-33 に、同じ 5×5 群杭につて、杭変位を変化させた場合の杭周地盤反力－加力方向関係を示す。両土質ともに、B 杭および C 杭では、前面杭となる場合には杭変位の増大とともに p/p_S が大きくなり、逆に背面杭となる場合には小さくなる。したがって、杭変位が大きいほど、外周杭となる B 杭および C 杭では加力方向による杭周地盤反力の差が顕著になる。

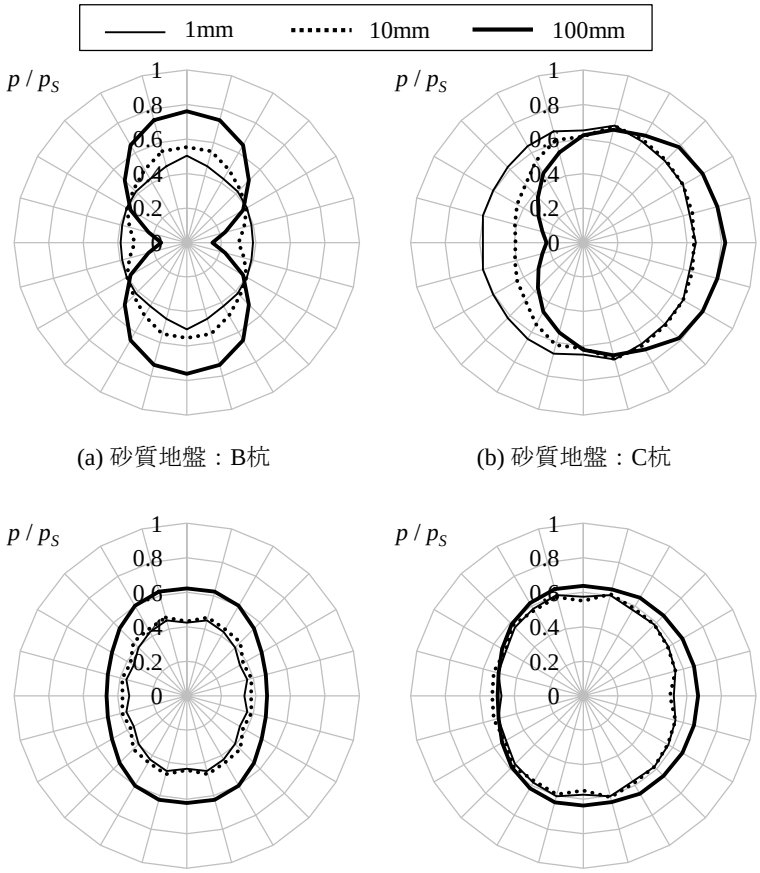
図 3-34 に、杭間隔比が異なる 5×5 群杭の各杭について、杭変位 100mm を与えた時の杭周地盤反力－加力方向関係を示す。土質と加力方向によらず、杭間隔が広いほど杭周地盤反力は大きくなる。杭間隔比を 2.5 から 6.0 に変化させると、杭周地盤反力は、B 杭と C 杭の背面杭となる向きおよび E 杭では 2 倍以上になるのに対し、B 杭および C 杭の前面杭となる向きでは高々1.3 倍程度にしかならず、杭位置と加力方向によって杭周地盤反力に及ぼす杭間隔の影響が異なる。



(a) 砂質地盤：変位1mm　(b) 砂質地盤：変位100mm　(c) 粘性地盤：変位100mm

図 3-30　杭位置の違いによる杭周地盤反力－加力方向関係

（5×1 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）

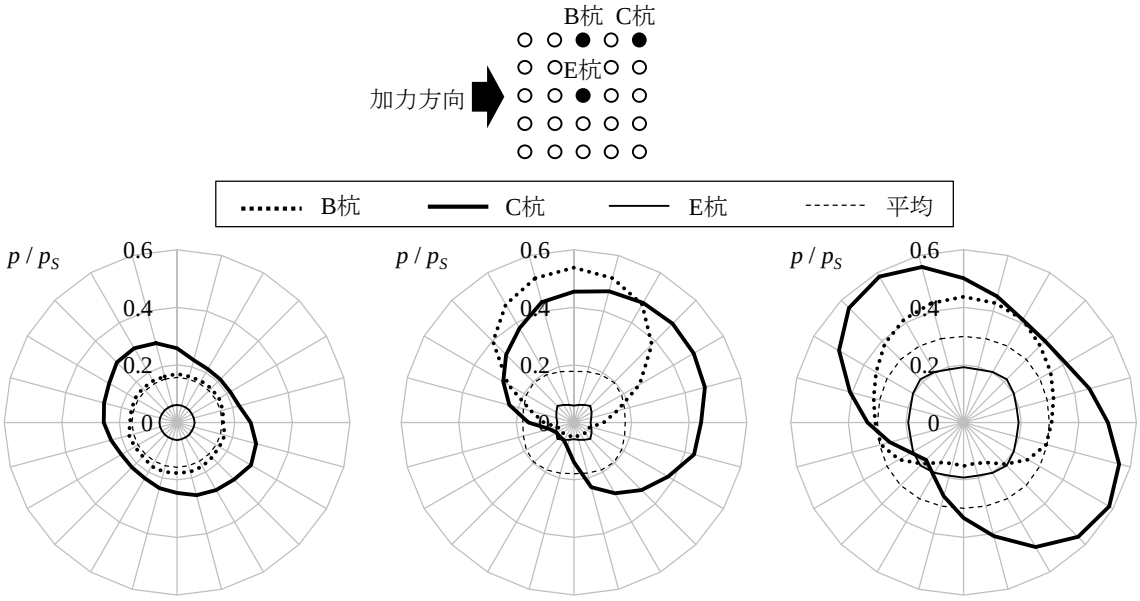


(a) 砂質地盤：B杭　(b) 砂質地盤：C杭

(c) 粘性地盤：B杭　(d) 粘性地盤：C杭

図 3-31　杭変位の違いによる杭周地盤反力－加力方向関係

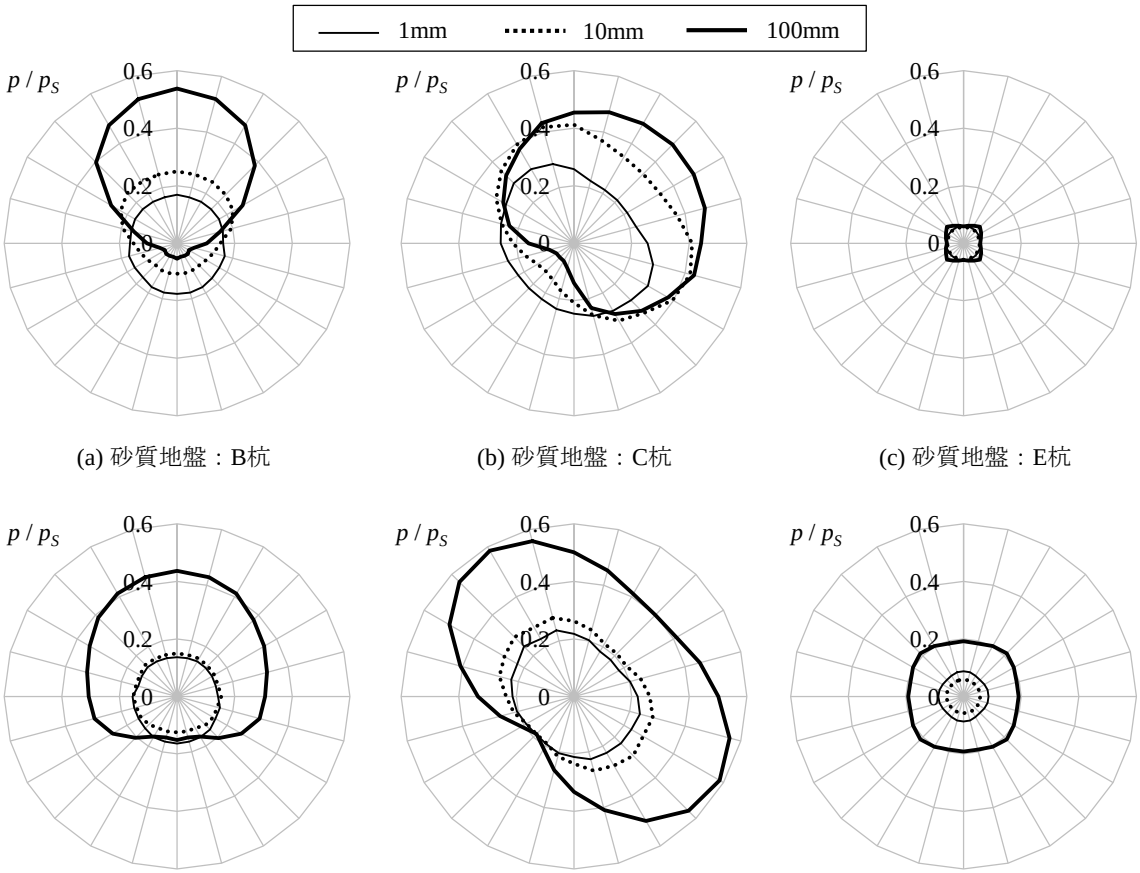
（5×1 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）



(a) 砂質地盤：変位1mm　(b) 砂質地盤：変位100mm　(c) 粘性地盤：変位100mm

図 3-32　杭位置の違いによる杭周地盤反力－加力方向関係

（5×5 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）

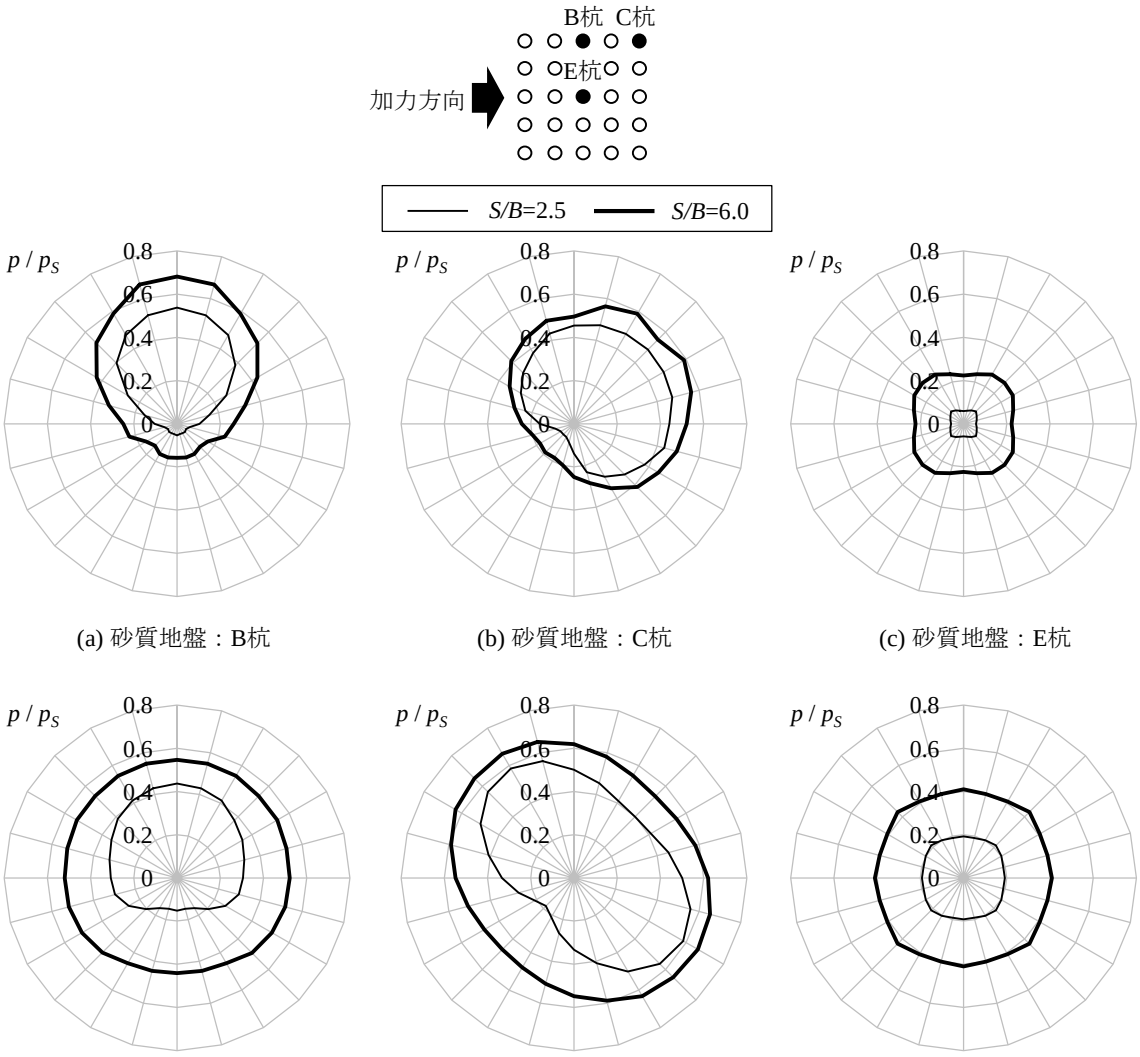


(a) 砂質地盤：B杭　(b) 砂質地盤：C杭　(c) 砂質地盤：E杭

(d) 粘性地盤：B杭　(e) 粘性地盤：C杭　(f) 粘性地盤：E杭

図 3-33　杭変位の違いによる杭周地盤反力－加力方向関係

（5×5 群杭、*S/B*=2.5、GL-1.5m）



(a) 砂質地盤：B杭　(b) 砂質地盤：C杭　(c) 砂質地盤：E杭

(d) 粘性地盤：B杭　(e) 粘性地盤：C杭　(f) 粘性地盤：E杭

図 3-34　杭間隔比の違いによる杭周地盤反力－加力方向関係

（5×5 群杭、変位 100mm、GL-1.5m）

3.6　本章のまとめ

本章では、実大群杭の三次元有限要素法を用いた解析検討により、杭本数、杭配置、杭間隔、地盤条件および加力方向を変えて群杭の杭一本ごとに杭周地盤抵抗を算出した。以下に得られた知見をまとめて示す。

① 列状配置群杭の群杭係数は、並列方向加力で大きく、直列方向加力で小さくなった。一方、正方配置群杭の群杭係数は、砂質地盤で対角方向に加力した場合にやや大きくなるものの、列状配置の群杭に比べると加力方向による影響をあまり受けなかった。

② 群杭の杭周地盤抵抗は、小変位時には隅杭で大きく中央杭で小さい分布となるのに対し、大変位時には前面杭で集中して大きくなり、杭位置によって杭周地盤の抵抗性状が異なることを明らかにした。

③ 粘土地盤に比べ砂質地盤では、杭間隔が狭い場合に杭位置による杭周地盤抵抗の違いが顕著になることを示した。

④ 杭周地盤抵抗の加力方向による方向性は、特に隅杭では大きな地盤反力が発生する加力方向の範囲でが広いことを示した。

以上より、群杭の杭周水平地盤抵抗が杭位置、加力方向および杭変位によって大きく変化することを示した。大地震時の杭応力評価を精度良く行う上で、本研究で得られた杭周地盤ばねの諸特性を適切に解析モデルに考慮することが重要であると考えられる。

参考文献

3.1) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，2006.2.

3.2) 幸左賢二，鈴木直人，木村亮，木村嘉富，森田悠紀雄：終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験，土木学会論文集　第 596 号，pp.249-260，1998.6.

3.3) 鈴木康嗣，安達直人：模型水平載荷試験による群杭の地盤反力～変位関係，日本建築学会構造系論文集，第 570 号，pp.115-122，2003.8.

3.4) 土方勝一郎，杉山達也，伊東賢伸，藤原一成，酒向裕司，宮本裕司：群杭基礎の非線形挙動に関する振動実験及び実験研究　－25 本杭試験体の実験結果とシミュレーション解析, 日本建築学会構造系論文集　第 615 号，pp.109-117，2007.5.

3.5) 冨永晃司，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　第 317 号，pp.32-40，1982.7.

3.6) 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.44-50，1995.5.

3.7) 土方勝一郎他：3D-FEM に基づく群杭地盤ばねの非線形特性，その 1～6，日本建築学会学術講演梗概集，B-1，pp.435-440，2006.7；日本建築学会学術講演梗概集，B-1，pp.623-628，2007.7.

3.8) 日本総研ソリューションズ：LS-DYNA Version 971 User’s Manual Volume 1,2，2007.6.

3.9) 土方勝一郎，今村晃，柳下文雄，富井隆，小山桂介：群杭係数の評価方法に関する研究，日本建築学会構造系論文集　第 476 号，pp.57-66，1995.10.

3.10) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.10.

第 4 章 1995 年兵庫県南部地震での杭被害解析

4.1 はじめに

1995 年兵庫県南部地震では、建築基準法の設計レベルを上回る地震動が都市を直撃し、湾岸の軟弱地盤と市街地の震度 7 の地域を中心に杭基礎の被害が多数発生した[例えば 4.1)-4.3)]。地震発生後、各機関および学会によって精力的に行われた被害調査や、さらに、現在までに行われた実験研究・解析研究によって、杭基礎構造の被害要因として地盤－杭－上部構造連成系の非線形挙動が確実に影響を及ぼしたことが分かっている[4.4)]。その中で、特に沖積低地や人工埋立地で発生した液状化・側方流動による杭被害については、ポートアイランドの鉛直アレーにおいて貴重な強震記録[4.5)]が得られたことにより、杭基礎－上部構造への確かな入力地震動が得られたため、多くの研究者により軟弱地盤での杭被害のシミュレーション解析が行われた[例えば 4.6)-4.8)]。それらの成果として、杭基礎にみられた杭頭部の被害は上部構造の慣性力(Inertial 成分)が、地中部の地層境界での被害は地盤の強制変形(Kinematic 成分)が主原因であることが明らかとなった[4.6),4.9)]。特に後者の被害は液状化や側方流動による地盤変形が原因であり、従来から行われていた上部構造の慣性力のみを杭頭に作用させる杭基礎設計法の見直しに反映されている。

一方、市街地の震度 7 の地域については、観測記録が少なかったために、震源モデルを用いた強震動の推定や、神戸地域の不整形地盤に起因する震災の帯の出現を説明する研究[例えば 4.10,4.11)]が精力的に行われた。このような中で、杭基礎被害についても調査や分析が行われ、その被害要因を究明する必要性が叫ばれたが、強震観測記録が少なかったことによる入力地震動の不確かさや、大振幅入力時の杭被害解析モデルの未整備、地盤データや杭基礎被害データの公開の問題等があり、必ずしも詳細な被害検証が行われていない。既往の研究として、詳細な被害調査に基づいて杭基礎の被害要因を考察した中澤らの論文[4.12)]や、スウェイ・ロッキングモデルと静的梁ばねモデルを併用した解析的検討によって杭の破壊状況を説明した茶谷らの論文等[4.13),4.14)]があるが、数は限られている。また、渦岡ら[4.15)]は深部地盤モデルを用いて推定した地震動を入力動として地盤－杭－上部構造系の地震応答解析を行っているが、この研究は損傷の軽微だった杭基礎を対象としており、大きな損傷を受けた杭基礎に対して同様の検討を行った事例はあまり見当たらない。将来発生が懸念されている巨大地震に対して、杭基礎建物の被害を抑制するためには、杭基礎の被害要因を明らかにして、設計法や耐震対策に反映させることが急務である。

このような背景の下、2010 年度日本建築学会近畿支部耐震基礎研究会ではその活動の一環として、兵庫県南部地震の震度 7 地域において杭基礎に被害を受けた建物を対象に被害検証を行った。検証の対象となった建物を図 4-1 に△印で示す。いずれの事例も震度 7 地域の内部もしくは近傍で発生した杭基礎被害である。

本章では、杭基礎被害の中でも杭頭に被害の見られた一建物に焦点を当て、建設地点で計

算された入力地震動と、三次元有限要素で出来る限り正確にモデル化した地盤－杭－上部構造連成系モデルを用いた地震応答解析を行い、対象建物の地震時挙動および杭の被害要因を明らかにする。4.2 節では、対象建物の概要と被害調査結果について述べる。4.3 節では、有限要素による対象建物のモデル化と入力地震動の設定方法を述べる。4.4 節および 4.5 節では、被害シミュレーションの結果を示し、兵庫県南部地震における杭頭被害の要因を示す。4.6 節では、群杭本数と隣接建物の有無をパラメータとした解析的検討を行い、各因子の杭頭被害に対する影響を検討する。

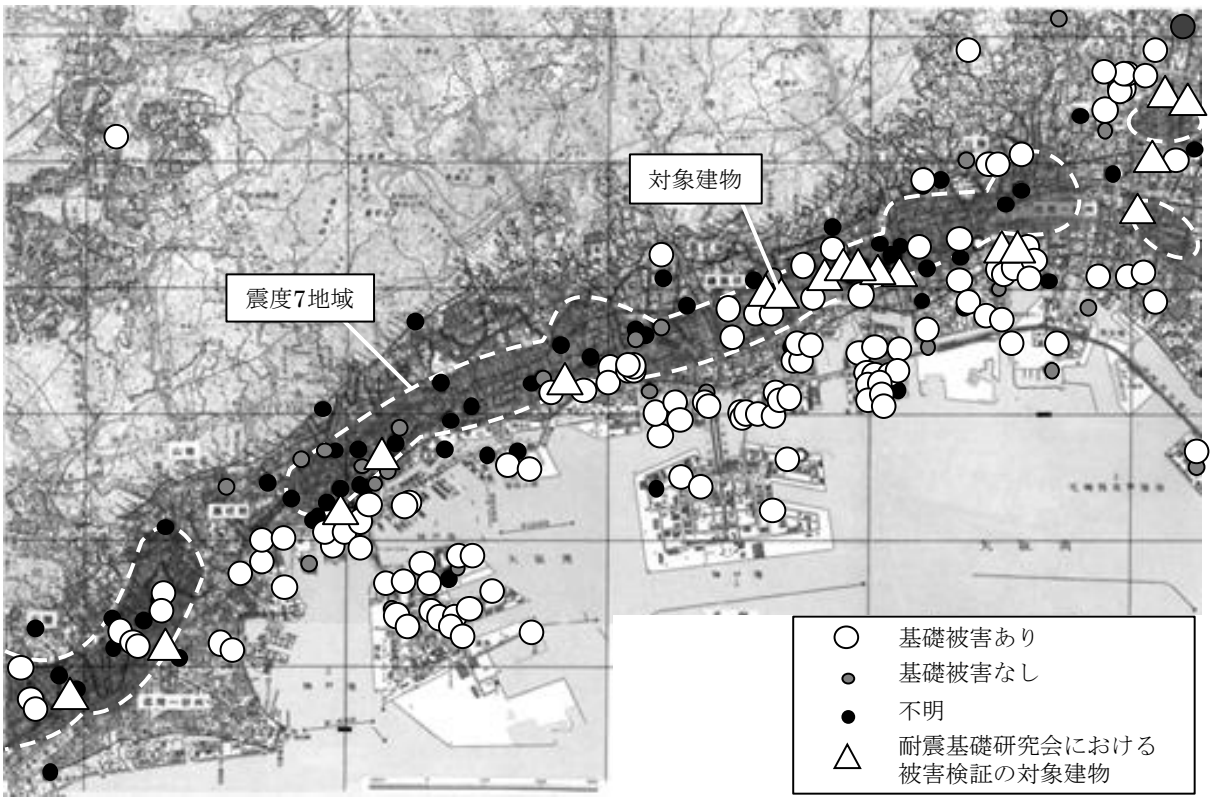


図 4-1　神戸地域における基礎被害の分布（文献 [4.3)]の図に加筆）

4.2　対象建物と被害状況 [4.3)]

対象建物は、神戸市東灘区の沖積低地に建つ鉄筋コンクリート造 6 階建ての集合住宅であり、1994 年の竣工である。建物の基礎伏図と軸組図を図 4-2、4-3、敷地地盤のボーリング柱状図および敷地近傍で実施された PS 検層の結果に基づいて推定したせん断波速度の分布を図 4-4 に示す。対象建物は A 棟および B 棟の 2 棟で構成されている。A 棟、B 棟ともに短辺方向に耐震壁が概ね均等に配置された 5×1 スパンもしくは 2×1 スパンの整形ラーメン架構であり、住棟間はエキスパンション・ジョイントにより連結されている。対象建物は各柱下に配置された外径 600mm の PHC 杭（C 種）により支持されている。杭基礎は独立フーティング 1 個あたり 2〜4 本の杭からなる群杭である。群杭の中心間距離は杭径の 2 倍（1,200mm）である。杭の総本数は A 棟で 35 本、B 棟で 14 本（階段およびエレベーターの支持杭は杭本数に算入しない。）であり、その支持層は G.L.-10m の洪積砂礫層である。なお、損傷状態レベルの荷重に対して杭が弾性範囲内に留まることは確認されている。

対象建物では被害状況を把握するために、1995 年 2 月に被害調査が行われた。図 4-5 に杭頭目視による杭頭被災度判定結果を示す。建物基礎の被災度区分判定基準および復旧指針に基づく被災度判定 [4.16)]では、A 棟で 5 本、B 棟で 7 本の杭が大破と診断された。ここで、大破は表 4-1 の損傷度 V に相当する。杭の損傷により建物が傾斜したが、建物傾斜の調査では A 棟で 1/593rad.、B 棟で 1/71rad.であり、それぞれ小破、大破と診断された。A 棟では平面的に杭の被害の程度に偏りが見られ、建物の北西部に損傷度の高い杭が集中している。地震後に敷地内の 1 箇所で土質調査が行われたが、工事を行った掘削底以深の地盤剛性および土性は地震前のそれと大きな相違はなかった。また、地震直後の周辺状況からも、液状化と思われる極度な隆起・沈下は確認されなかった。上部構造の被害としては、非構造部材やエキスパンション・ジョイントに損傷が見られたもの、主要構造の損傷は軽微であった。

B 棟の傾斜方向は北西方向であり、敷地に隣接する墓地で墓石の倒れた方向が西向きと北向きの両方に現れている [4.3)]。また、図 4-6 に示すように、東灘区において墓石および灯篭の転倒方向として北北西－南南東方位が優勢との調査結果 [4.17)]がある。これらのことを踏まえると、敷地周辺では断層直交方向である北北西方向（A 棟の短辺方向）に強い地震動が入力されたと考えられる。

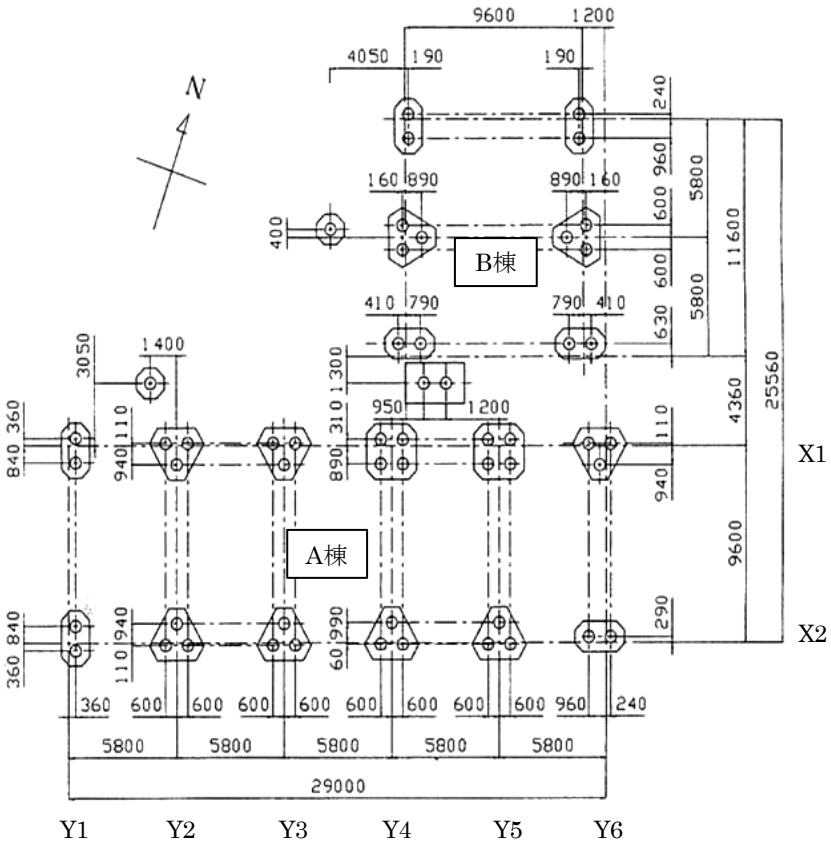


図 4-2　基礎伏図

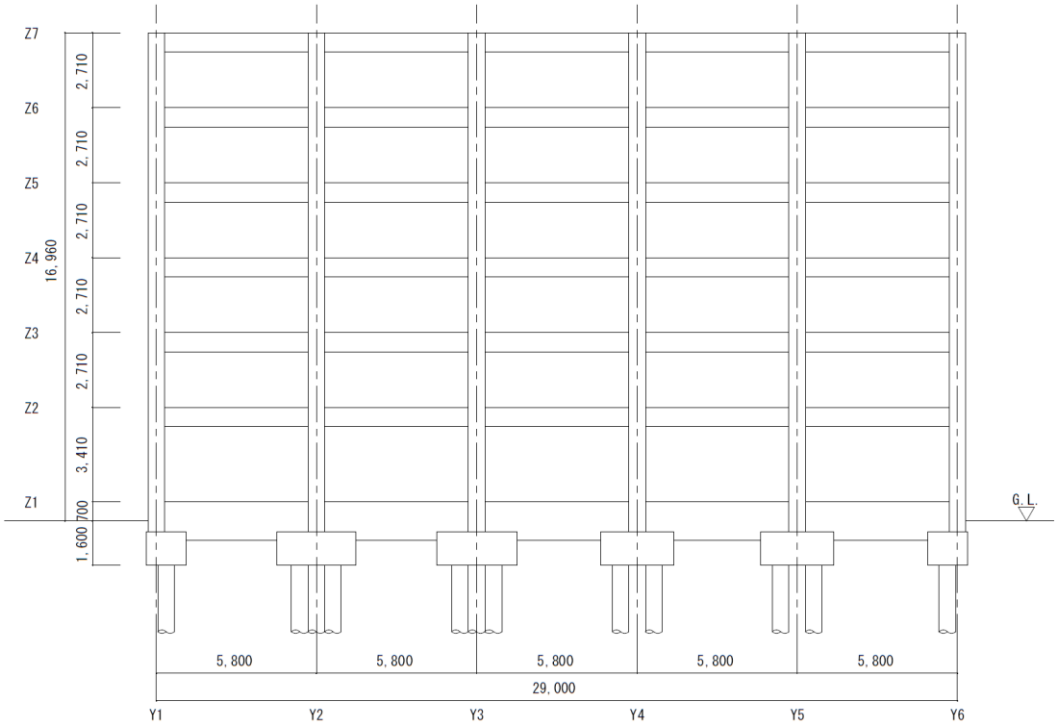


図 4-3　A 棟 X1 通り軸組図

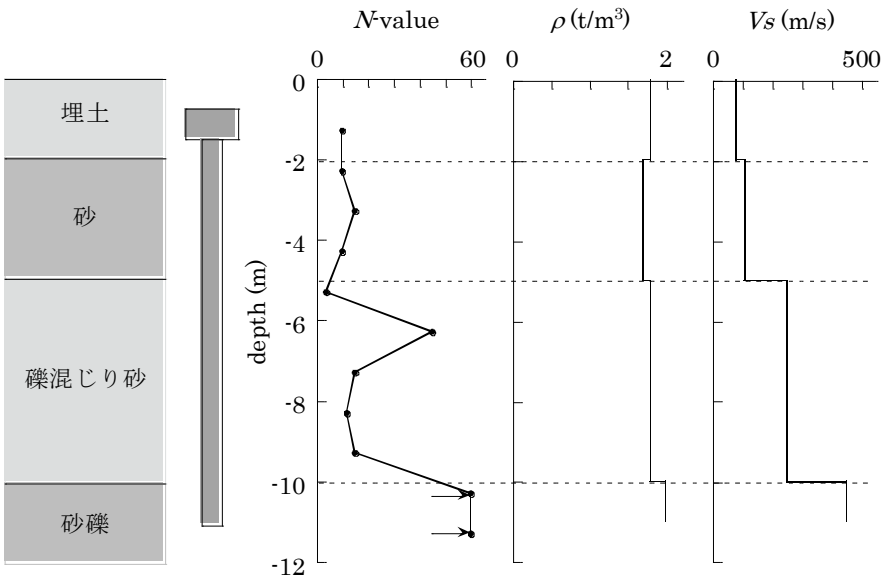


図 4-4　敷地地盤の柱状図

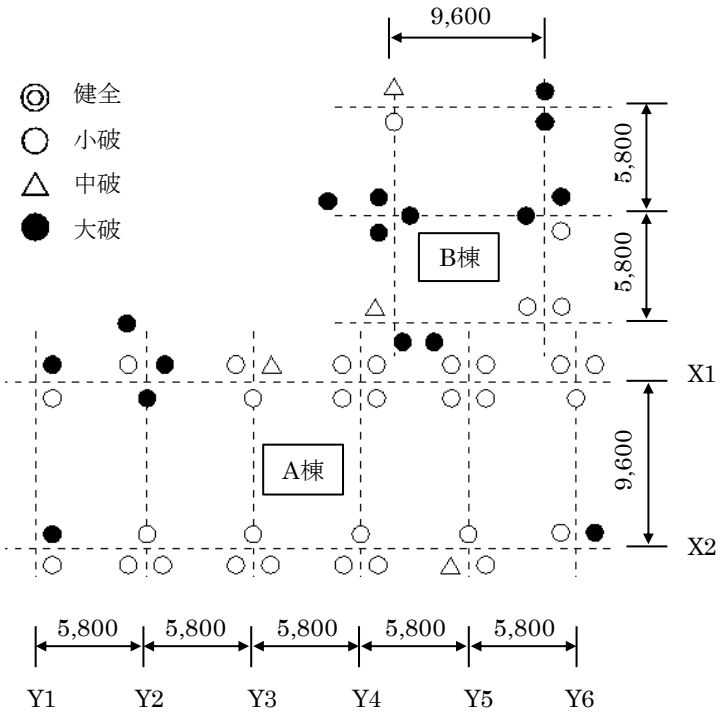


図 4-5　杭頭目視被災度判定図

表 4-1　既製コンクリート杭の損傷度区分の一例 [4.16)]

損傷度	被害の種類		
	軸力と曲げによる被害	軸力とせん断による被害	軸力による被害
Ⅰ	・細い曲げひび割れ（水平ひび割れ）0.1mm 以下 ・細いせん断ひび割れ（45°ひび割れ）0.1mm 以下 ・1.5D 以内に片側 1～3 本程度 ・コンクリートの剥落なし	・細いひび割れ 0.1mm 以下 ・3D 以内に片側 1 本程度 ・コンクリートの剥落なし	・細い水平ひび割れ 0.1mm 以下 ・ひび割れ間隔 0.5D 程度 ・コンクリートの剥落なし
Ⅲ	・水平ひび割れ 1mm 程度以下 ・45°ひび割れ 1mm 程度以下 ・1.5D 以内に片側 3 本程度，またひび割れ間隔 20～30cm 程度以下 ・局部的な表面コンクリートの剥落，高さにして約 10cm または 0.2D があってもよい ・鋼材は少し見えてもよい	・細いひび割れ 0.5mm 程度以下 ・3D 以内に片側 3 本程度以下 ・コンクリートの剥落なし	・水平ひび割れ 1mm 程度以下 ・ひび割れ間隔 0.5D 以下 ・コンクリート剥落はひび割れに沿って 10cm 幅程度以下
Ⅴ	・水平ひび割れ 1mm を超える ・45°ひび割れ 1mm を超える ・1.5D 以内に片側 5 本程度以上 ・ひび割れ間隔 20～30cm 程度以下 ・鋼材が局部的に座屈または破断している ・縦ひび割れが発生している ・杭が軸方向に縮んでいる ・コンクリートがはじけている	・ひび割れが 0.5mm を超える ・3D 以内に片側 3 本程度以上 ・斜めひび割れに沿ったコンクリートの剥落がある ・斜めひび割れに沿って鋼材が座屈または破断している ・杭が軸方向に縮んでいる	・コンクリートの剥落がひび割れに沿って 10cm 幅程度以上生じている ・コンクリートの剥落に沿って鋼材が露出している ・杭とフーチングが離れ，定着鉄筋が見える ・鋼材が座屈または破断している ・杭が軸方向に縮んでいる ・杭が折れ曲がっている

注）表中の D は杭径を表す

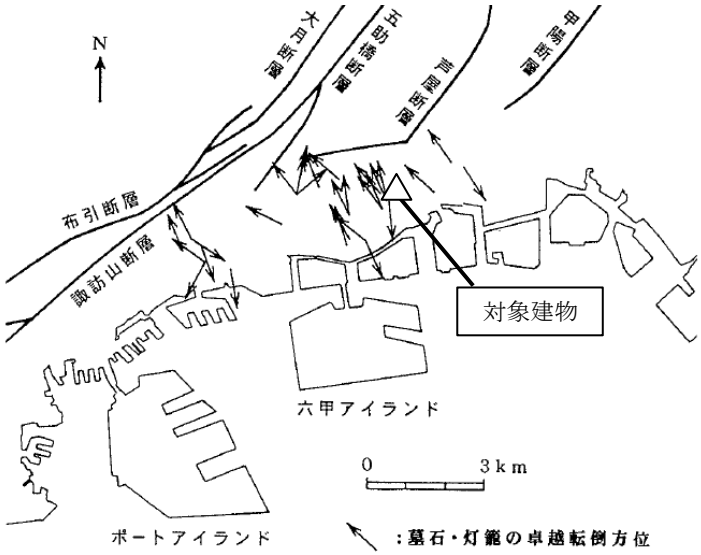


図 4-6　墓石および灯篭の卓越転倒方位（文献 [4.17)]の図に加筆）

4.3　解析方法と解析モデル

4.3.1　解析の手順

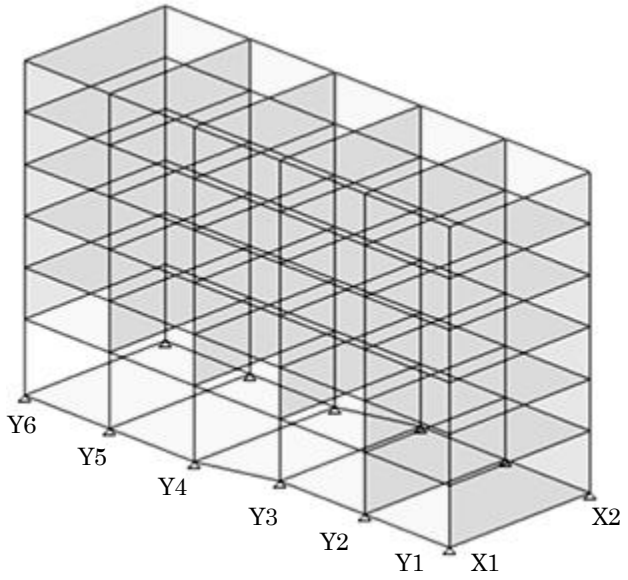
4.2 節で述べた杭基礎被害に対して解析的に検証を行う。本研究では、第 2 章で有効性を確認した三次元非線形有限要素法を用いて地盤－杭－上部構造連成系をモデル化し、非線形相互作用を考慮した地震応答解析を実施する。ここで、地震応答解析では入力地震動の設定が重要である。しかし、対象建物の近傍では観測記録が得られていない。よって、本解析では入力地震動として、4.3.4 項で述べる、本山第一小学校の強震記録 [4.18)]と神戸地域の深部不整形地盤モデルを用いて二次元有限要素解析により評価した推定工学的基盤波 [4.19)]を用いる。

4.3.2　上部構造の水平抵抗特性の把握

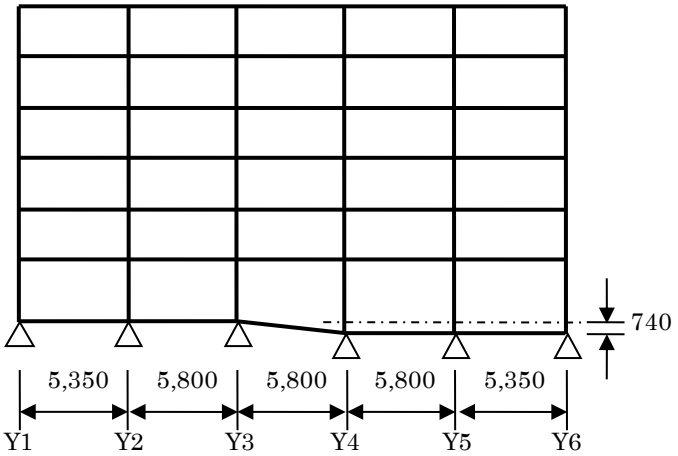
三次元有限要素モデルを作成する前に、上部構造の保有水平耐力を把握することを目的として、設計図書に基づいて図 4-7 に示すような三次元フレームモデルを構築し、静的増分解析を実施する。解析コードは構造解析ソフトの SNAP Ver.6[4.20)]を用いる。基礎梁を含めた柱梁と耐震壁は材料非線形を考慮してモデル化し、1F の柱脚をピン支持とする。各階の床には剛床仮定を導入する。外力は、まず長期荷重による応力を架構に対し静的に作用させた後、水平漸増載荷を荷重制御で行う。水平荷重の分布形は Ai 分布とし、短辺もしくは長辺一方向に載荷する。漸増載荷は、いずれかの層の層間変形角が 1/50rad.に達した時点で終了し、その時点での層せん断力を保有水平耐力とみなす。

静的増分解析により得られた上部構造の短辺方向および長辺方向の層せん断力係数－層間変形角関係を図 4-8 に示す。ここで、層せん断力係数はある層の層せん断力をその層が支える重量で除したものである。A 棟、B 棟ともに、耐震壁を多く有する短辺方向の水平力に関しては、ベースシア係数 0.8 を超えている。一方、ラーメン構造となっている長辺方向の水平耐力はベースシア係数 0.53～0.54 である。

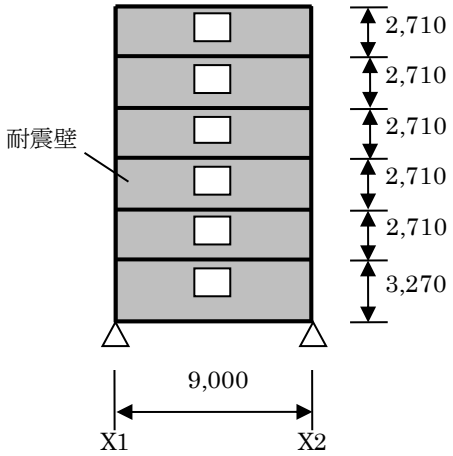
以上の結果から、次項以降で上部構造を有限要素でモデル化する際に、建物の短辺方向に地震動を入力する場合は線形モデル、長辺方向に入力する場合は非線形モデルとする。



(a) 全体図

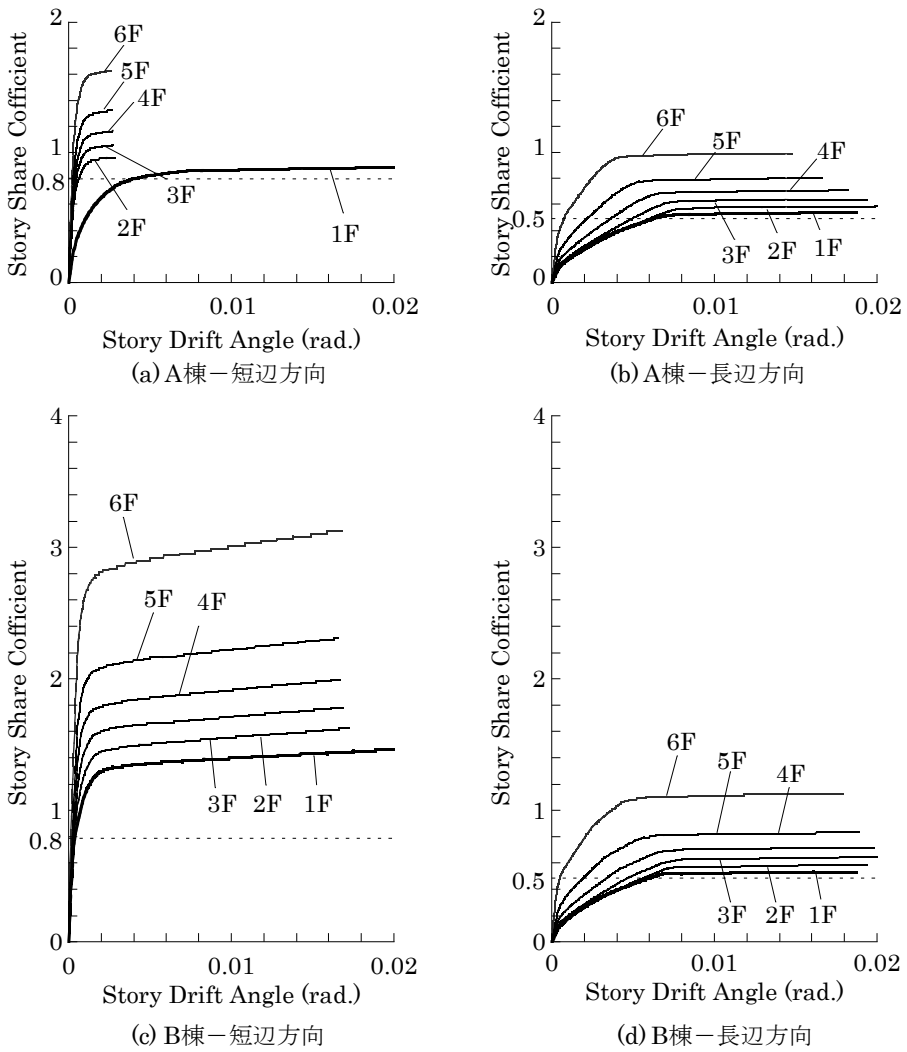


(b) X1構面



(c) Y1構面

図 4-7　A 棟上部構造の三次元フレームモデル



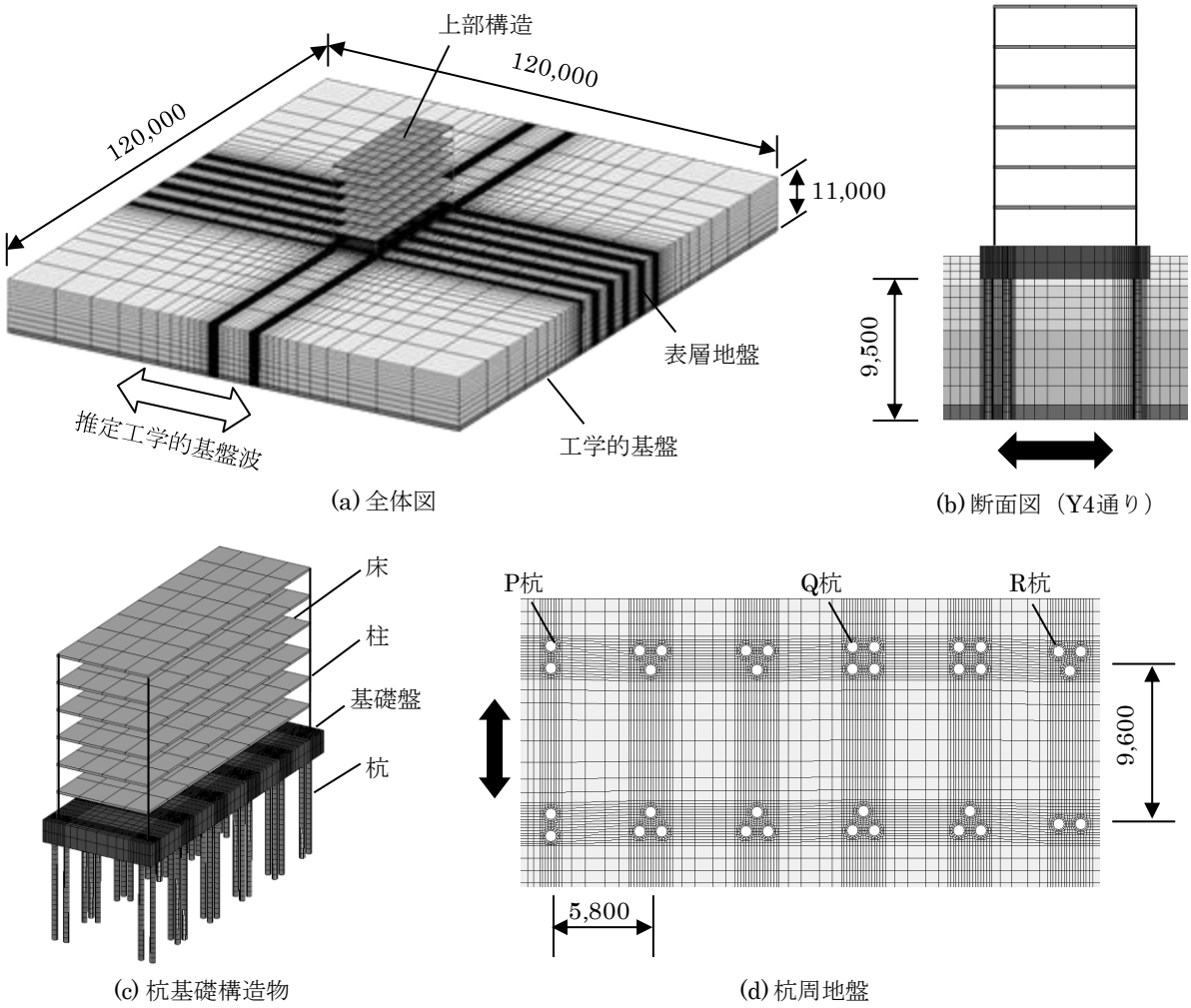
(a) A棟－短辺方向　(b) A棟－長辺方向

(c) B棟－短辺方向　(d) B棟－長辺方向

図 4-8　上部構造の層せん断力係数－層間変形角関係

4.3.3　三次元有限要素による地盤－杭－上部構造連成系モデル

地盤、杭、および上部構造を図 4-9 に示すように非線形の三次元有限要素でモデル化し、被害シミュレーションを行う。建物は、特に断らない限り B 棟を無視し A 棟のみをモデル化する。解析には、地盤および杭の材料非線形と、地盤－杭の境界で発生する剥離、滑りによる非線形性を取り入れる。解析コードは第 2 章で有効性を確認した有限要素法の汎用コードである LS-DYNA[4.21)]を用い、陽解法で解析を行う。



(a) 全体図　(b) 断面図（Y4通り）

(c) 杭基礎構造物　(d) 杭周地盤

図 4-9　三次元有限要素による地盤－杭－上部構造連成系モデル

(1) 上部構造のモデル化

上部構造の諸元を表 4-2 に示す。4.2 節で述べたように、敷地周辺では対象建物の短辺方向の地震動が卓越したと考えられることから、本解析では地震動を対象建物の短辺一方向に入力する。そのため、全項で述べたように上部構造は線形モデルとし、各層の水平剛性として短辺方向の初期剛性を与える。床および基礎盤は剛体のソリッド要素、柱および耐震壁は層の水平剛性が表 4-2 のそれと等価となるような弾性体のビーム要素でモデル化する。ビーム要素に与える曲げ剛性は (4-1)式用いて算出した。

$$EI = \frac{k \cdot h^3}{12 \cdot n} \tag{4-1}$$

ここに、EI：曲げ剛性、k：両端固定柱の水平剛性、h：柱の内法高さ、n：ビーム要素の本数

上部構造のみに対し基礎固定条件で固有値解析を行った結果、弾性 1 次固有周期は 0.172 秒であった。

表 4-2　上部構造（A 棟）の諸元

階位置	GL (mm)	重量 (ton)	床	柱		
			厚さ (mm)	高さ (mm)	水平剛性(kN/mm)	
					短辺方向	長辺方向
RF	16960	372	210			
6F	14250	388	210	2500	4480	2340
5F	11540	388	210	2500	8020	2640
4F	8830	388	210	2500	10300	2810
3F	6120	388	210	2500	12600	3000
2F	3410	443	210	2500	17200	3460
基礎	700	505	2200	2500	5590	4810

(2) 杭のモデル化

杭は材料非線形を考慮し、移動硬化型のバイリニア特性を持つシェル要素でモデル化する。シェル要素の材料定数を決定するために、まず JIS[4.22)]に準拠した PHC 杭断面に対して平面保持の仮定の下でファイバー解析を適用し、杭の曲げ変形特性を把握する。コンクリートと鉄筋の諸元は表 4-3 に示す数値を用い、断面に対して予めプレストレスによる初期応力と杭 1 本あたりの長期軸力に相当する 800kN の軸力を作用させている。上記の解析で得られた曲げ変形特性を以下、「JIS 規格値」と称する。次に、杭のみの有限要素モデルに対して長期軸力作用下で静的曲げ解析を行い、杭の曲げモーメントー曲率関係が JIS 規格値に適合するようにシェル要素の初期剛性と降伏応力を決定する。図 4-10 に杭の曲げモーメントー曲率関係を有限要素解析と JIS 規格値で比較して示す。両解析結果は概ね適合している。

杭の境界条件は、杭先端は鉛直変位のみを固定、水平変位および回転を自由とし、杭頭は基礎盤に剛接する。

表 4-3　ファイバー解析に用いた材料定数

材料	諸元	
コンクリート	プレストレス	10 N/mm^2
	圧縮強度	85 N/mm^2
	ヤング係数	4.0×10^4 N/mm^2
	終局ひずみ	0.25 %
	曲げ引張強度	7.5 N/mm^2
PC鋼材	降伏点	1275 N/mm^2
	引張強度	1420 N/mm^2
	ヤング係数	2.0×10^5 N/mm^2

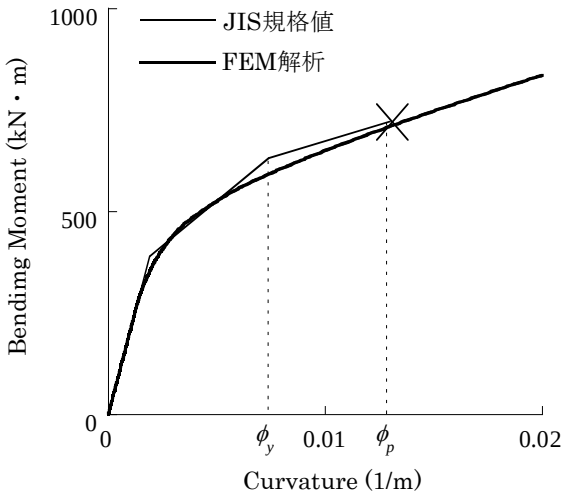


図 4-10　PHC 杭の曲げ変形特性

(3) 地盤のモデル化

表層地盤はボーリング結果に基づいて 4 層の地盤にモデル化し Mohr-Coulomb 条件に従う弾完全塑性体としてモデル化する。また、杭先端を支持している地盤は Vs=450m/s の弾性体でモデル化する。本解析では表層地盤を弾完全塑性体としてモデル化するため、表層地盤の初期せん断剛性として $\rho \cdot Vs^2$（ρ：密度、Vs：せん断波速度）から算出される値を用いると地盤が塑性ひずみに達するまでの地盤剛性を大きく評価すると考えられる。これを避けるために、表層地盤のせん断剛性は $0.5\rho \cdot Vs^2$ に低減した値を使用する。地盤の内部摩擦角は岸田・中井による(4-2)式[4.23]、ダイレイタンシー角は(4-3)式[4.24]を用いて算出した。

$$\theta = \sqrt{8(N-4)} + 25° \quad \text{and} \quad \theta \leq 45° \tag{4-2}$$

$$\psi = \theta - 30° \tag{4-3}$$

ここに、θ：内部摩擦角(°)、N：N 値、ψ：ダイレイタンシー角(°)

弾完全塑性モデルの地盤への適用性について、秀川ら[4.25]は杭基礎構造物の遠心振動実験とそのシミュレーション解析での中で、地盤のせん断応力ーせん断ひずみ関係を弾完全塑性近似しても妥当なシミュレーション結果が得られることを確認している。また、弾完全塑性モデルの G.L.-3.5m 位置におけるせん断応力ーせん断ひずみ関係の骨格曲線を、4.3.4 項で述べる Ramberg-Osgood モデルと比較して図 4-11 に示す。弾完全塑性モデルの骨格曲線は、せん断ひずみ 0.5%程度までは Ramberg-Osgood モデルに概ね適合する。ただし、大ひずみ域でのモデルの適用性や、弾完全塑性モデルに与える初期剛性の定め方については検討の余地があり、今後の課題としたい。

地盤の境界条件は、地盤側面を繰返し境界とする。地盤底面は剛基盤として地動加速度を入力する。

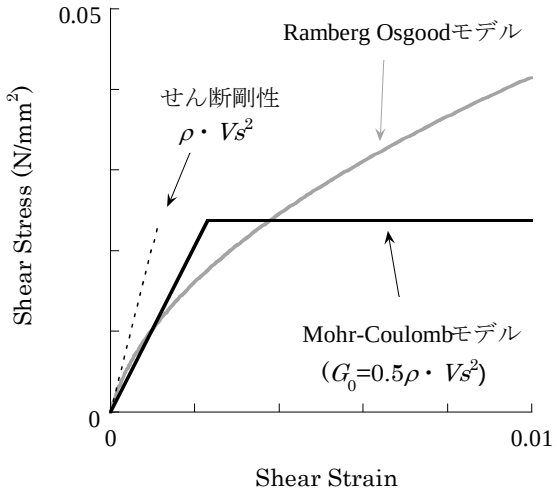


図 4-11　表層地盤のせん断応力ーせん断ひずみ関係（GL-3.5m）

(4) 地盤－杭間および地盤－基礎盤間の接触条件

地盤－杭および地盤－基礎盤の境界には、滑り、剥離、および再接触を考慮可能なペナルティ法に基づく接触条件を与える。接触面の接線方向に対する静止・動摩擦係数はともに tanθ（θ：地盤の内部摩擦角）とする。ペナルティ法の詳細については 2.4 節を参照されたい。

(5) 減衰

解析モデルには地盤－杭－上部構造連成系の弾性1次固有周期に対して減衰定数5%となるように、(4-4)式で決まる質量比例型の減衰を与える。

$$[C] = \alpha \cdot [M] \tag{4-4}$$

$$\alpha = 2\omega_1 \cdot h_1 \tag{4-5}$$

ここに、$[C]$：減衰マトリクス

$[M]$：質量マトリクス

ω_1：1 次固有円振動数（$=2\pi/T_1$）

T_1：1 次固有周期

h_1：1 次固有周期に対する減衰定数

固有値解析より得られた表層地盤および地盤－杭－上部構造連成系の弾性 1 次固有周期は、それぞれ 0.288 秒、0.325 秒である。比例減衰を質量比例型としたのは、本解析が陽解法によることが理由である。

(6) 解析結果の出力位置

図 4-12 に、地盤と上部構造の加速度・変位の出力位置を示す。加速度・変位は南向きを正とし、それぞれ絶対加速度と工学的基盤（G.L.-11m 位置）に対する相対変位で評価する。地盤応答については、対象建物および繰返し境界から十分離れた位置に出力点を鉛直 1 列に設け、その応答結果を自由地盤応答とみなしている。また、地盤の時々刻々の変位分布を(4-6)式により 1 階微分することで、地盤のせん断ひずみを算出している。

$$\gamma_i = \frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta h_i} \tag{4-6}$$

ここに、u_i：地表から数えて i 番目の節点の変位

Δh_i：i 番目と i+1 番目の節点間の距離

上部構造の加速度応答については、各階床スラブの中心で出力する。また、上部構造各層の柱脚に作用するせん断力を合計して、層せん断力を出力する。

杭の応答について、本解析では杭の損傷度を曲率によって評価する。杭の曲率は、図 4-13 に示す杭断面の両端の要素で出力した軸ひずみを用いて(4-7)式より算出する。

$$\phi = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{d} \tag{4-7}$$

$$d = (B - t_s) \cdot \cos^2 \frac{\pi}{n_s} \tag{4-8}$$

ここに、ε_1：正側の要素で得られた軸ひずみ

ε_2：負側の要素で得られた軸ひずみ

d：要素中心間の距離

B：杭の外径

t_s：シェル要素の厚さ

n_s：杭の円周方向に対する要素分割数(=16)

杭の変位は図 4-13 に示す位置で出力し、杭先端（工学的基盤位置）に対する相対変位を用いる。また、杭の断面力として軸力とせん断力を出力する。さらに、せん断力の深さ方向分布を(4-9)式を用いて微分することで、杭に作用する水平地盤反力を算出する。

$$p_i = -\frac{Q_{i+1} - Q_i}{\Delta h_i} \tag{4-9}$$

ここに、Q_i：杭頭から数えて i 番目の断面に作用するせん断力

Δh_i：i 番目と i+1 番目の断面間の距離

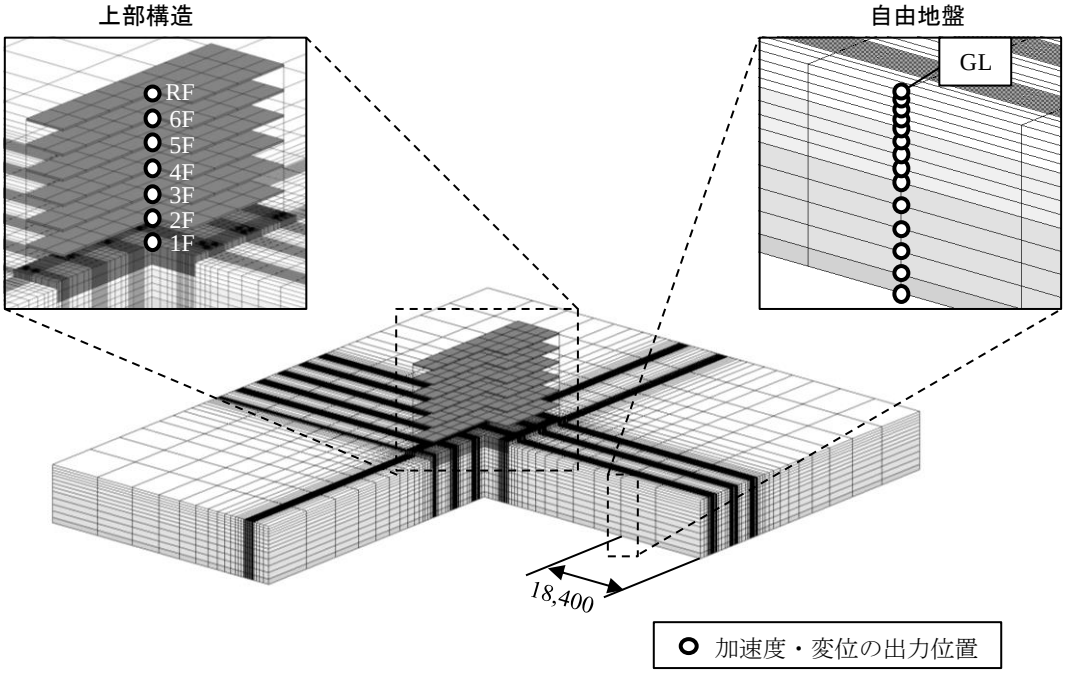


図 4-12　地盤と上部構造の加速度・変位出力位置

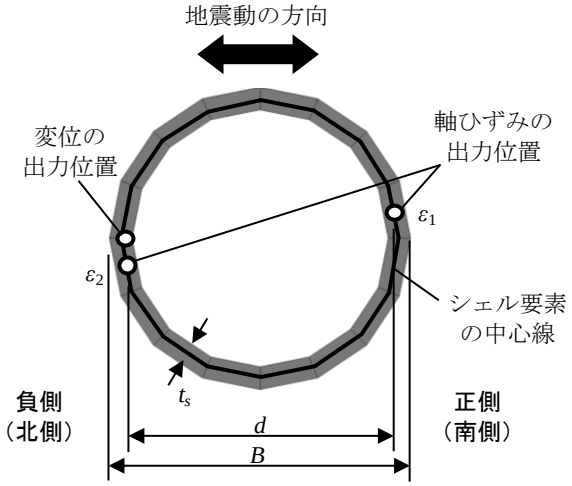


図 4-13　杭断面における軸ひずみ・変位の出力位置

4.3.4　震度 7 地域における入力地震動の設定

地震応答解析では入力地震動の設定が重要であるが、兵庫県南部地震時の震度 7 地域の観測記録はほとんど得られていない。一方で、震度 7 地域からやや外れているものの、対象建物の 1km 程度東方に位置する本山第一小学校で貴重な強震記録[4.18)]が得られている。そこで、この観測記録と、神戸地域の深部不整形地盤モデルを用いた二次元有限要素解析[4.19)]により、対象建物近傍における工学的基盤露頭波を推定し、被害シミュレーションモデルの入力地震動として用いる。また、比較として安全限界相当の告示波（乱数位相）を用いた地震応答解析も実施する。

(1) 深部不整形地盤モデルによる工学的基盤波の推定[4.19)]

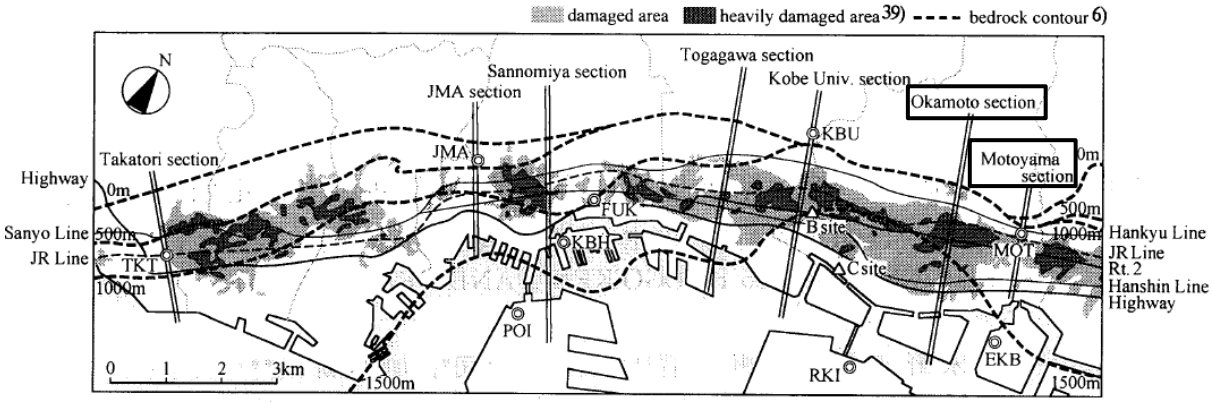
神戸市の深部地盤には六甲断層系による段差構造があり、この段差が震度 7 地域、いわゆる「震災の帯」の出現に寄与したことが指摘されている[4.10),11)]。そこで、建物敷地における工学的基盤露頭波の推定には、永野ら[4.19)]が作成した、二次元有限要素法による神戸地域の深部不整形地盤モデルを用いる。図 4-14 に地震動の推定に用いる本山断面と岡本断面について示す。両断面とも六甲断層系に直交する N160°E 方向で、本山断面は本山第一小学校、岡本断面は対象建物近傍を通る断面である。なお、断面方向は A 棟の短辺方向と概ね一致する。

各断面は反射法解釈図面に基づき、地震基盤(Vs=3,200m/s)から大阪層群上面(Vs=500m/s)を二次元有限要素でモデル化している。ただし、本山第一小学校は段差構造の近傍に位置しており、当該地点に複雑な波動場が発生すると予想されることから、本山断面では大阪層群以浅に Vs=200m/s、厚さ 20m の堆積層を仮定している。

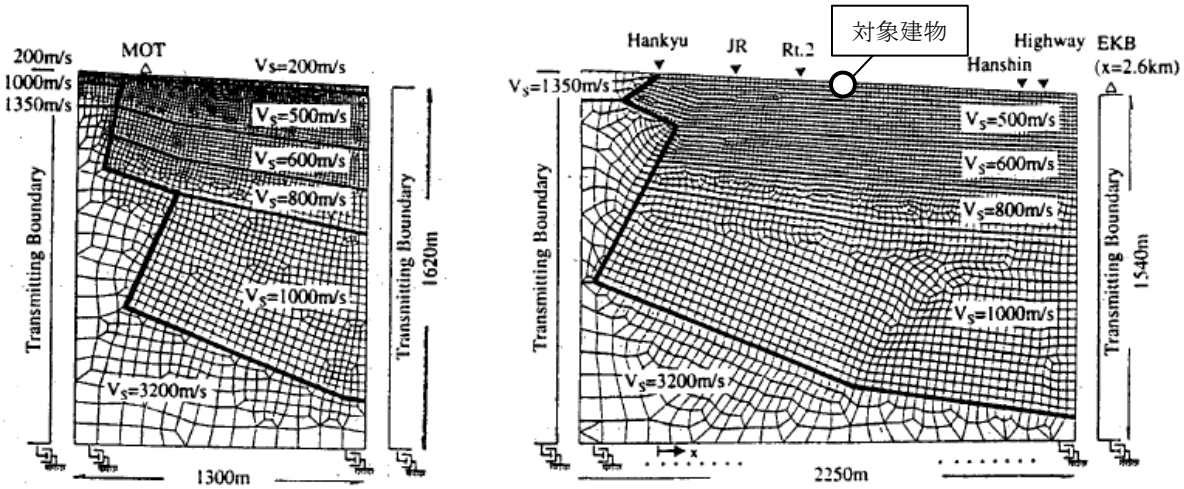
深部不整形地盤への地震動の入射条件は、鉛直 SV 波入射を仮定する。境界条件は、側面をエネルギー伝達境界、底面を粘性境界とする。有効振動数は 0～5Hz とし、有限要素分割は 5Hz で 1 波長 5 節点以上を目安に行っている。

図 4-15 に、2 つの断面モデルを用いた工学的基盤波の推定手順を模式的に示す。まず本山第一小学校の観測記録を断面方向の N160°E 成分に変換後、本山断面の深部不整形地盤モデルを用いた逆応答解析により地震基盤位置の地震動を逆算する。続いて、逆算した地震基盤波を岡本断面の地震基盤位置に入射し、対象建物直下の工学的基盤露頭波を評価する。

図 4-16 に、以上の手順で推定された建物敷地近傍の工学的基盤露頭波（G.L.-10m 相当）を示す。比較として、安全限界相当の告示波（乱数位相）も併せて示す。推定波は周期 1.0s の成分が卓越するパルス性の地震動である。最大加速度は 8.23m/s^2 であり、告示波を大きく上回る。また、最大速度は 1.46m/s である。文献 4.19)に示されている「震災の帯」における工学的基盤位置での地盤応答のピーク値は、最大加速度が 8～12m/s^2、最大速度が 1.5～2.0m/s であり、図 4-16(a)の推定波は概ねその範囲に含まれる。

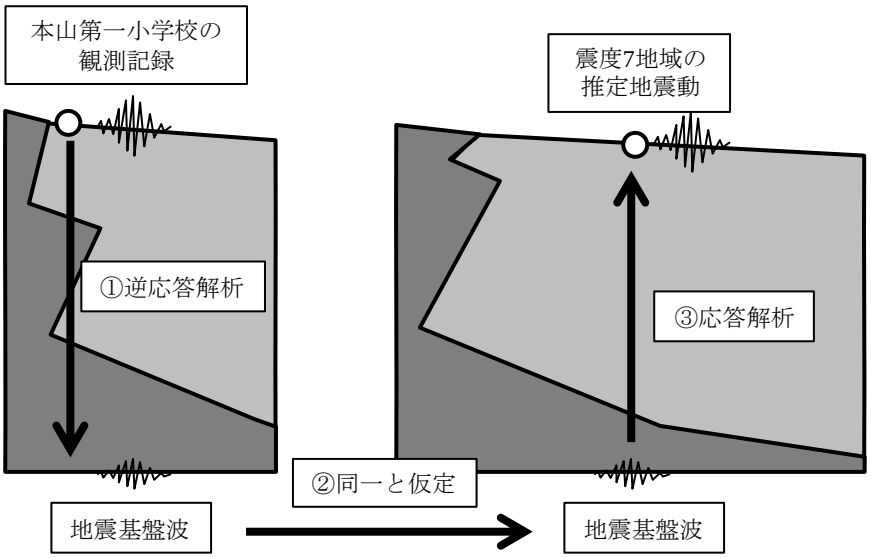


(a) 解析断面の位置



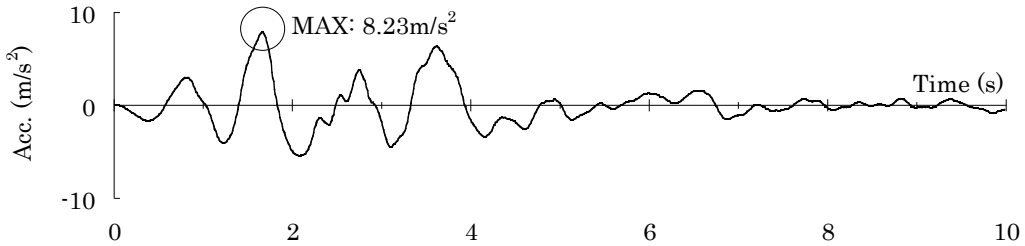
(b) 深部不整形地盤モデル－本山断面　　(c) 深部不整形地盤モデル－岡本断面

図 4-14　解析断面と地震動評価に用いる深部不整形地盤モデル [4.19)]

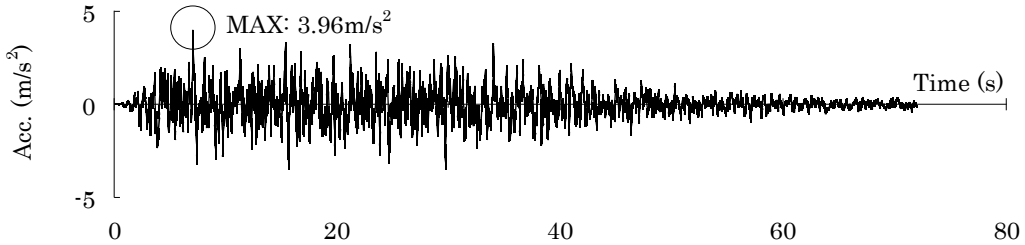


(a) 本山断面　　(b) 岡本断面

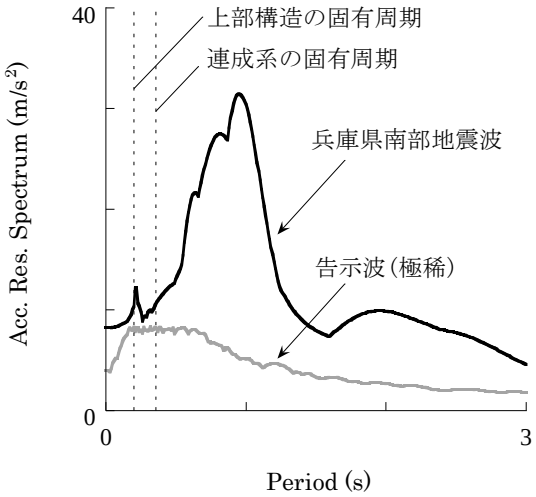
図 4-15　推定工学的基盤波の評価手順



(a) 加速度時刻歴：兵庫県南部地震波（推定波）



(b) 加速度時刻歴：告示波（極稀・乱数位相）



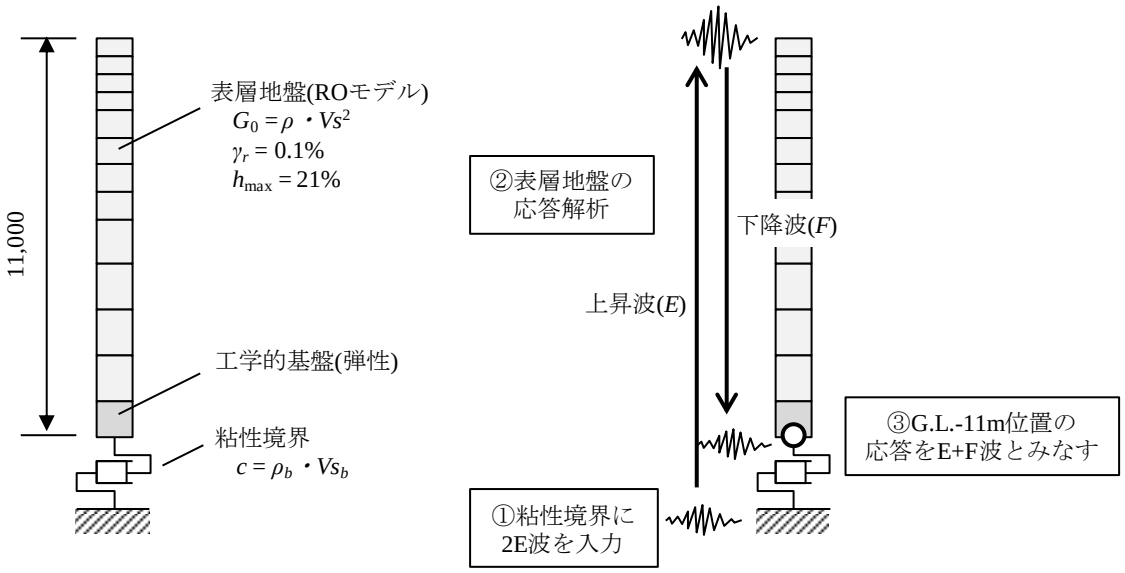
(c) 加速度応答スペクトル(h=0.05)

図 4-16　震度 7 地域の推定工学的基盤波および告示波

(2) 一次元解析による E+F 波の評価

上記の手順で求めた推定地震動は露頭波（2E 波）である。一方、本解析で用いる地盤－杭－上部構造連成系モデルの地盤モデル最下部は剛基盤であるため、入力波として別途 E+F 波を評価する必要がある [4.26)]。そこで、図 4-17 に示す一次元有限要素モデルを用いた自由地盤解析により推定地震動（2E 波）を E+F 波に変換する。解析には有限要素法のコードである Soil Plus[4.27)]を使用する。

表層地盤は幅、奥行きともに 1m の平面ひずみ要素でモデル化し、材料非線形モデルは Ramberg-Osgood モデルを用いる。Ramberg-Osgood モデルの初期剛性は $\rho \cdot Vs^2$、規準ひずみと最大減衰定数については砂地盤の標準値 [4.28)]を採用しそれぞれ 0.1%、21%とする。工学的基盤は弾性体とする。地盤の境界条件は側面を繰返し境界、地盤底部を粘性境界とする。粘性境界に与える減衰係数は工学的基盤の密度とせん断波速度の積 $\rho_b \cdot Vs_b$ とする [4.26)]。解析モデルには減衰として表層地盤の 1 次および 2 次固有周期に対し減衰定数が 2%となるように Rayleigh 減衰を与える。図 4-16 に示した 2E 波を基盤入力波として地震応答解析を行い、得られた G.L.-11m 位置の加速度波形を被害シミュレーションで入力する E+F 波とする。



(a) 一次元非線形モデル　　(b) E+F波の評価手順

図 4-17　一次元解析による E+F 波の評価

4.4　解析結果

4.4.1　地盤の応答

図 4-18、4-19 に、シミュレーション解析より得られた地表位置における加速度、変位の時刻歴を示す。加速度応答を見ると、パルス性の地震動である兵庫県南部地震波の入力時には主要動が入力される時刻 1.5s 付近から大振幅の波が数波発生している。変位応答を見ると、時刻 1.5～1.8s にかけて北向き（負の向き）の変位が急激に増大しており、最大変位は告示波に比べはるかに大きい。

図 4-20 に、深さ方向に対する最大加速度、最大変位、および最大せん断ひずみの分布を示す。最大せん断ひずみ分布を見ると、兵庫県南部地震波を入力した場合、G.L.-5m および G.L.-10m 付近で地盤が大きく塑性化しており、最大変位分布において杭先端位置に対する地表の相対変位は告示波よりも大きくなっている。一方、最大加速度分布を見ると、兵庫県南部地震波の最大加速度は告示波と比較して、基盤位置で約 2 倍となっているが、地表ではほぼ同じとなる。告示波では基盤から地表へと地震波が伝達される際に加速度の増幅が見られるが、兵庫県南部地震波では増幅がほとんど認められず、特に G.L.-2m、G.L.-5m および G.L.-10m の地層境界付近では最大加速度が低減している。これは、兵庫県南部地震波では告示波に比べ地層境界で地盤が大きく塑性化したことが原因と考えられる。

ここで、図 4-16(a)に示した推定波と既往の観測記録 [4.29)]を比較するために、推定波を用いたシミュレーションで得られた地表加速度、神戸海洋気象台の観測記録（地表、NS 方向。以下「JMA 神戸」と表記する。）、本山第一小学校の観測記録（1 階、NS 方向。以下「本山」）、および震度 7 地域に位置する葺合供給所の観測記録（地表、NS 方向。以下「葺合」）について、加速度応答スペクトル(h=0.05)を図 4-21 に重ねて示す。短周期の応答が卓越する JMA 神戸に比べると、推定波では周期約 1.0 秒の応答が卓越しており、同じく周期 1.0s 付近の応答が卓越する葺合と比べてもスペクトルのピーク値は大きい。

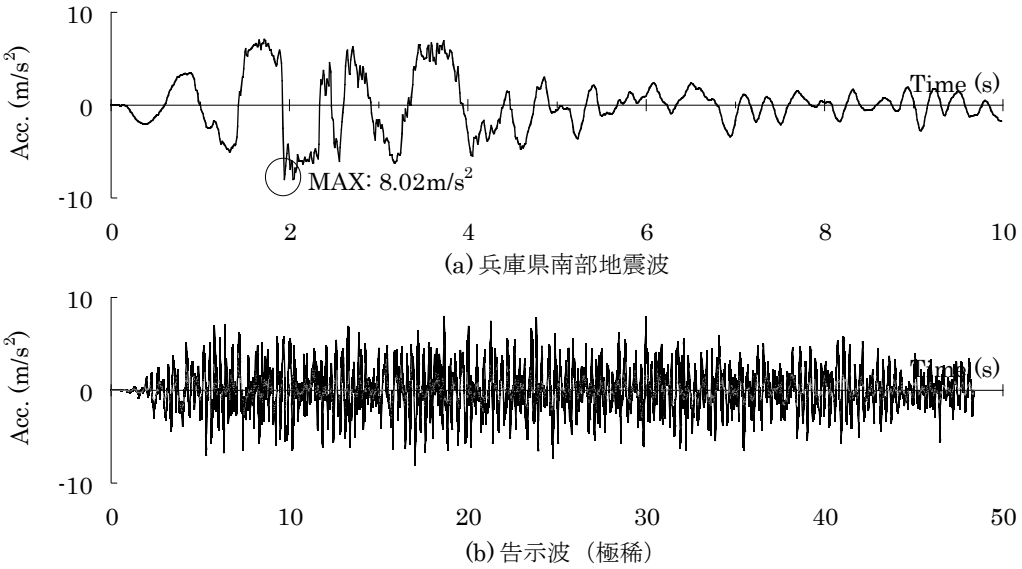


図 4-18　地表加速度の時刻歴

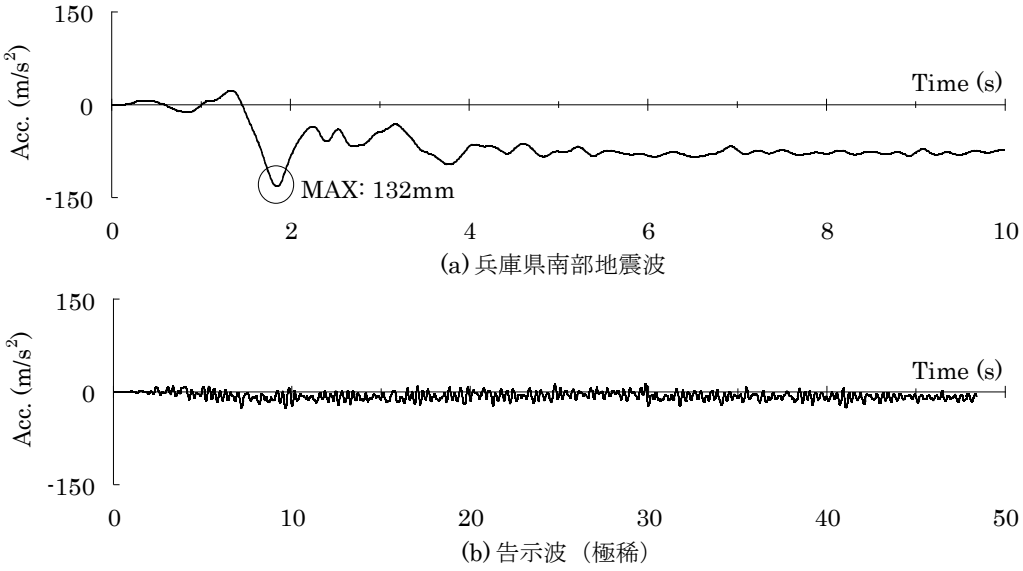


図 4-19　地表変位の時刻歴

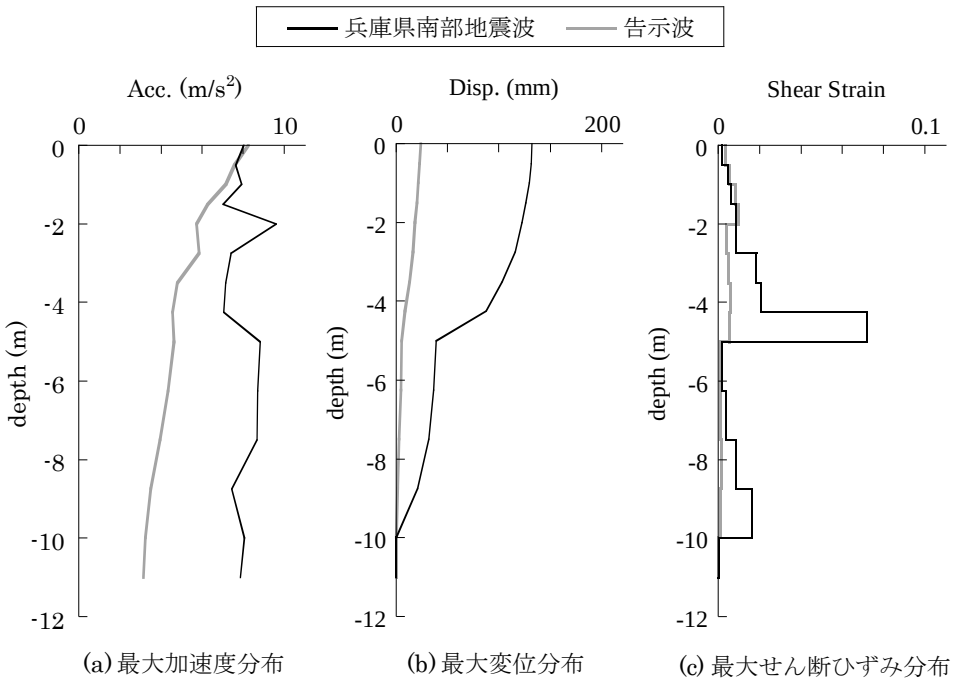


図 4-20　表層地盤の最大応答分布

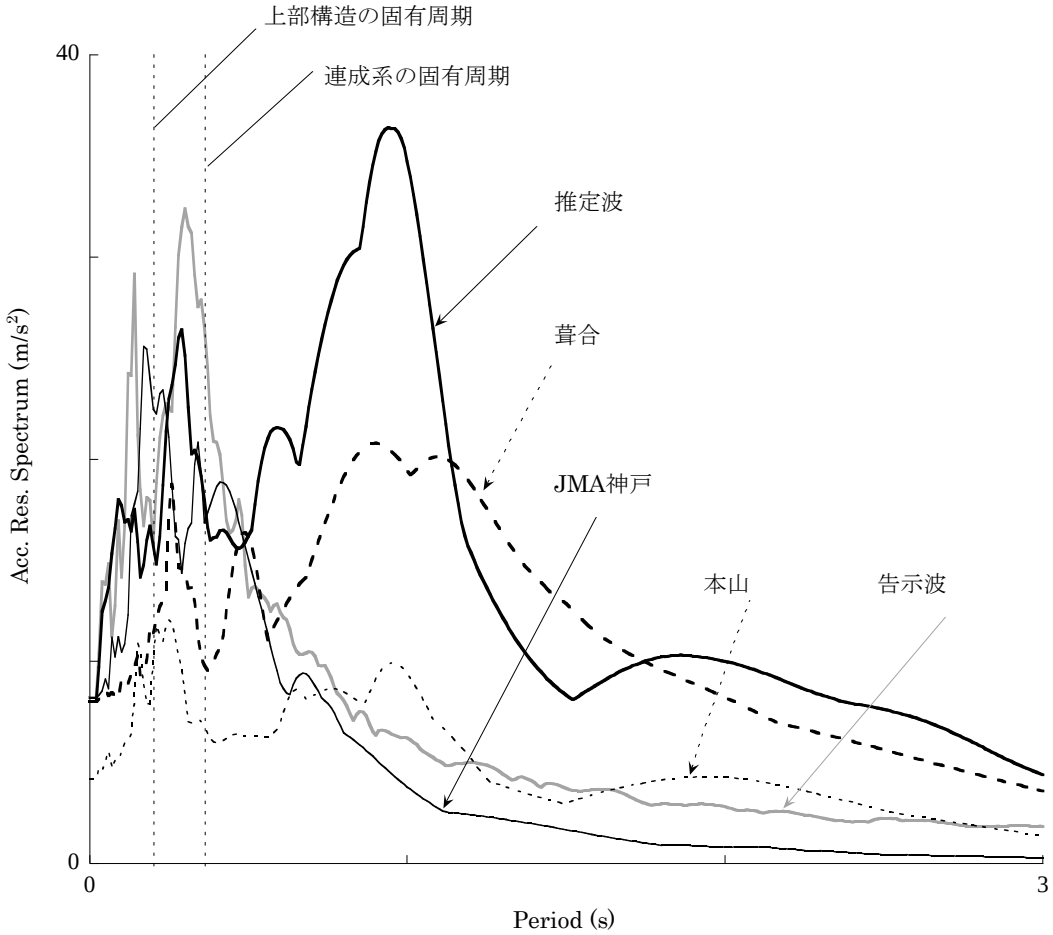


図 4-21　観測記録との比較

4.4.2　上部構造の応答

図 4-22 に上部構造 1F、RF の加速度時刻歴波形と、これより算出した加速度応答スペクトル、および各階の最大加速度を示す。波形を見ると、1F、RF とも、地表応答と同様に、パルス性の兵庫県南部地震波の入力により発生した大振幅の波が数波見られる。入力地震動の卓越周期は地盤および上部構造の固有周期に比べて長く、地表および上部構造の応答のピーク周期は入力地震動の卓越周期とほぼ一致している。1F から RF まで最大加速度は概ね一定であり、顕著な増幅は見られない。

図 4-23 に 1F の層せん断力係数の時刻歴と、最大層せん断力係数分布を示す。ここで、図中の C_{ui} は 4.3.2 項で述べた静的増分解析より得られた各層の保有水平耐力を表す。上部構造の最大応答は保有水平耐力よりも小さく、上部構造はほぼ弾性域に留まっていると判断できる。このことは、被害調査結果において上部構造の被害が軽微であったことに対応している。

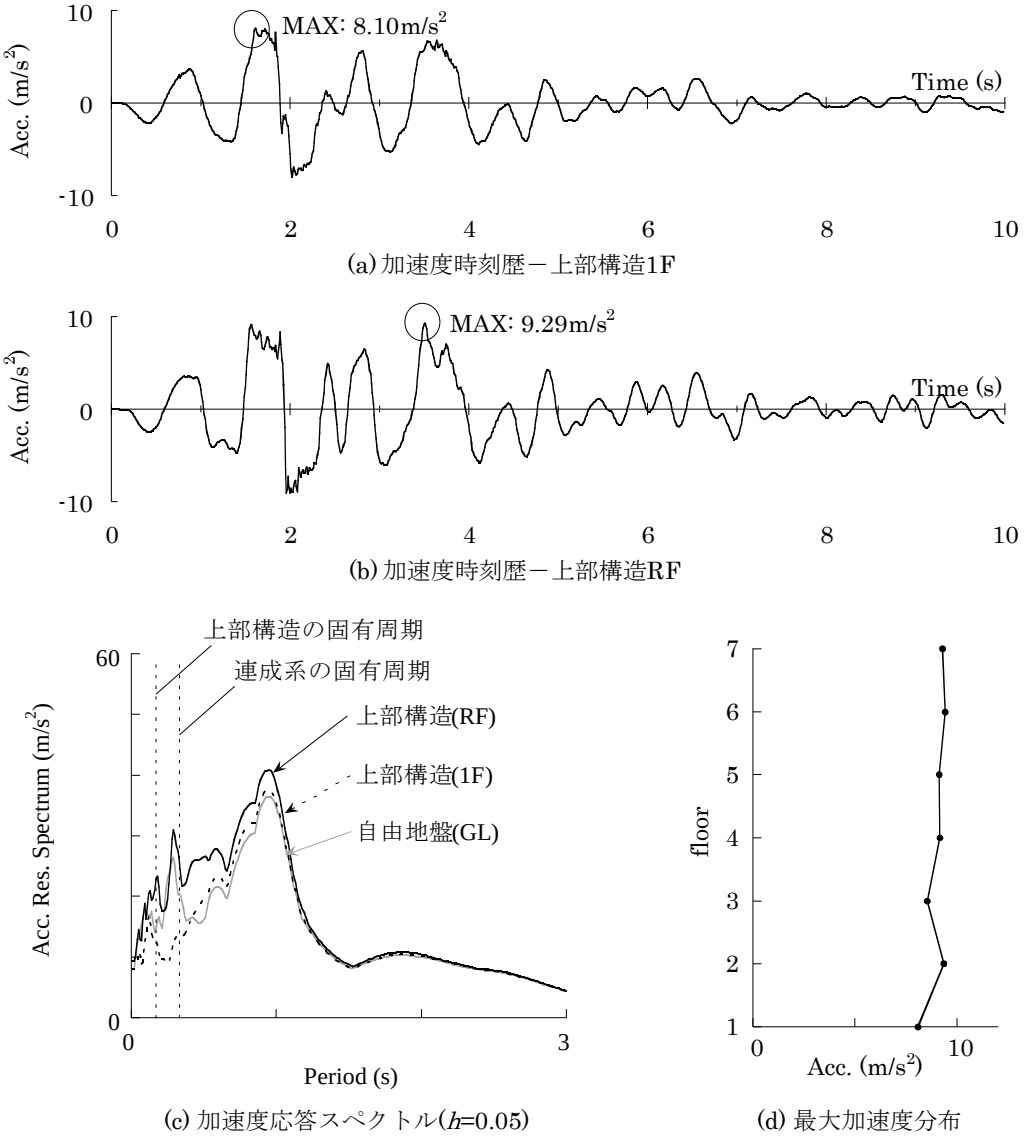
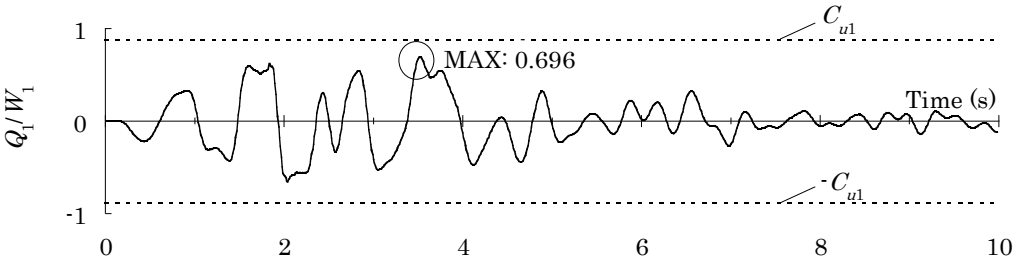
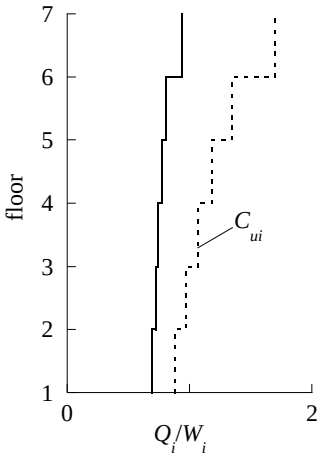


図 4-22　上部構造の加速度応答



(a) ベースシア係数の時刻歴



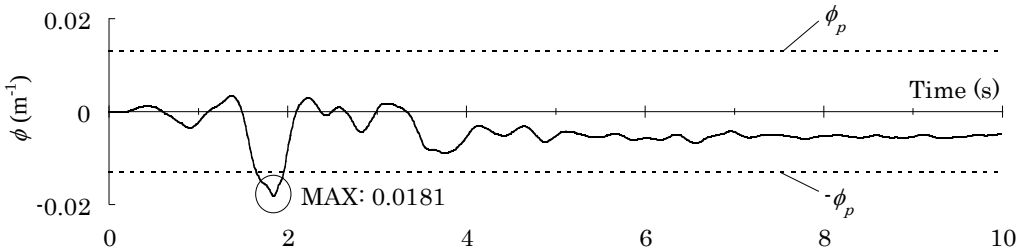
(b) 最大層せん断力係数分布

図 4-23　上部構造の最大層せん断力分布

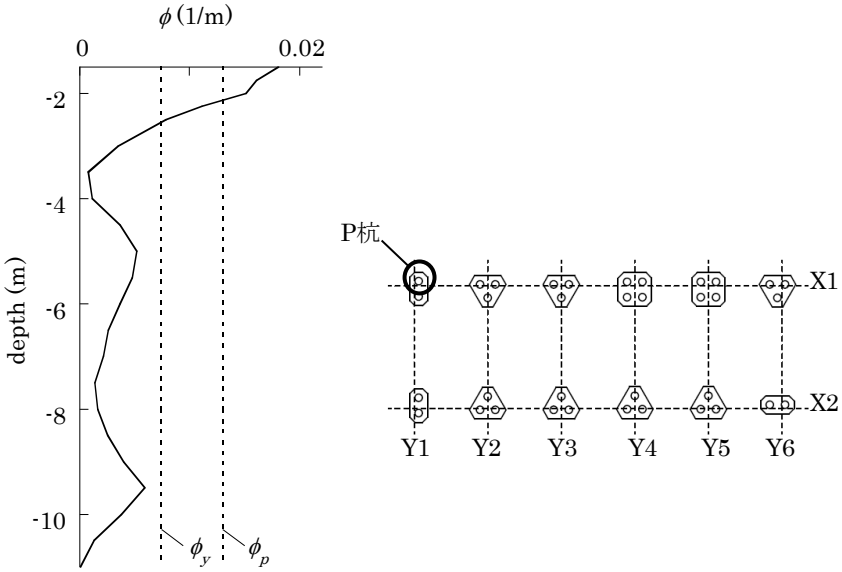
4.4.3　杭の応答

建物の北西端に位置し実際に被害が見られた代表杭（P 杭）に着目し、杭頭の曲率の時刻歴波形と、深さ方向に対する最大曲率の分布を図 4-24 に示す。まず杭頭曲率の波形を見ると、曲率は主要動が入力されている時刻 1.83s で最大値となる。次に、最大曲率分布を見ると、杭に発生する曲率の中で杭頭が最大となっており、杭頭曲率は終局曲率を超える結果となっている。GL-5m および GL-10m の地層境界付近でもやや大きい曲率が発生しているが、いずれの応答も降伏曲率未満に留まっている。

図 4-25 に A 棟平面における各杭の最大杭頭曲率分布を示す。図中の φ_p は杭の終局曲率を表す。全ての杭で杭頭曲率は終局曲率を上回っている。被害調査結果で健全な杭も見られたことを勘案すると、解析結果は実被害に比べて大きめの評価である。しかし、建物の北西部に位置する杭の応答が大きくなっており、建物の北西部に損傷度の高い杭が集中していた傾向と対応している。



(a) P杭の杭頭曲率の時刻歴



(b) P杭の最大曲率分布

図 4-24　代表杭（P 杭）の曲率応答

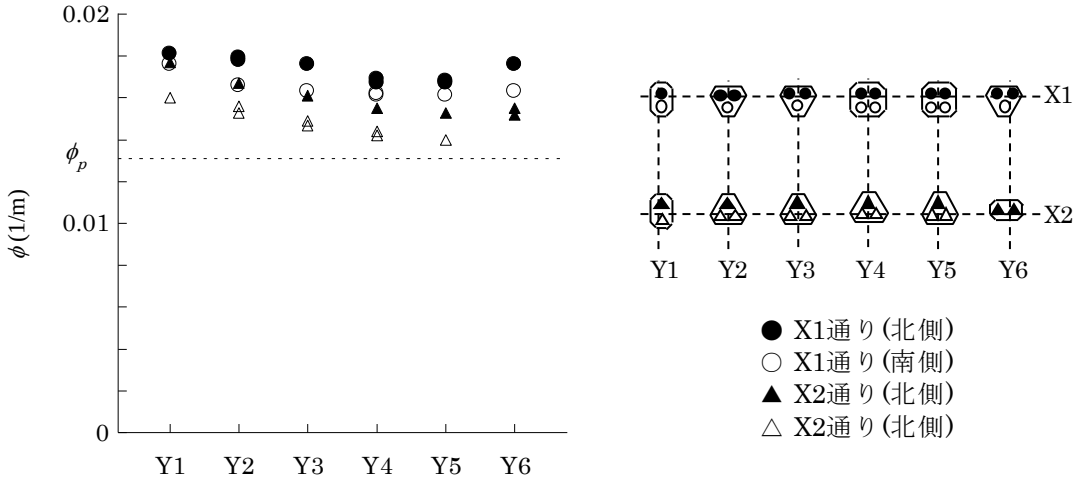


図 4-25　A 棟平面における各杭の最大杭頭曲率分布

4.5　告示波（極稀）との比較による杭基礎建物挙動の検討

4.5.1　告示波（極稀）に対する応答

次に、図 4-16(b)の告示波に対する対象建物の応答を分析する。図 4-26 に上部構造の各層の最大加速度と最大層せん断力を示す。告示波では兵庫県南部地震波と異なり、1F から RF へ地震動が伝わるにつれて加速度が増幅している。上部構造各層の最大層せん断力について見ると、いずれの層の応答も保有水平耐力を下回っており、告示波と兵庫県南部地震波で最大層せん断力に大きな違いは見られない。

図 4-27 に各杭の最大杭頭曲率を示す。図中の φ_y は杭の降伏曲率を表す。全ての杭について杭頭の最大曲率は降伏曲率を下回っている。Y1 通りの杭に着目すると、告示波による杭頭曲率は兵庫県南部地震波の半分以下となっている。

一方、杭頭曲率最大時における P 杭の杭頭せん断力は、兵庫県南部地震波で 464kN、告示波で 460kN と、ほぼ一致していることを確認している。次項では、杭頭せん断力が告示波とほぼ同じでありながら、杭頭応答が明らかに大きくなった原因について分析する。

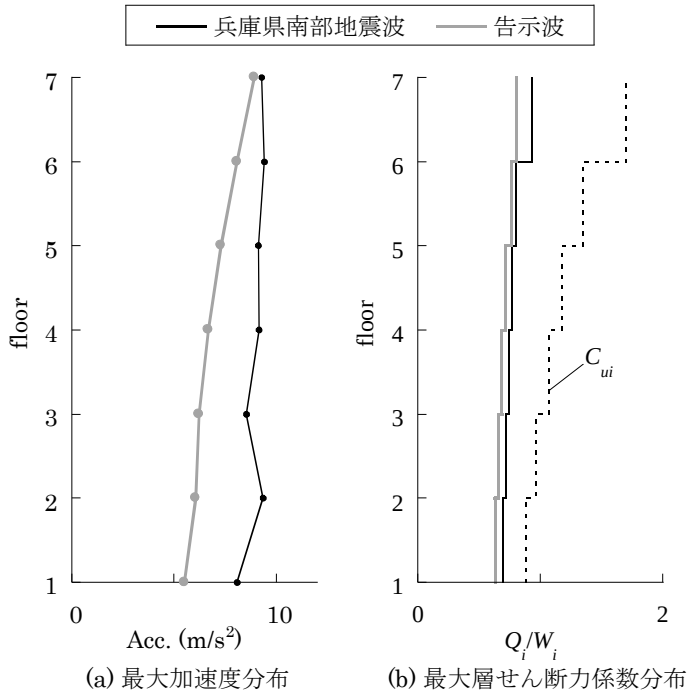


図 4-26　上部構造の最大応答分布（兵庫 vs.告示）

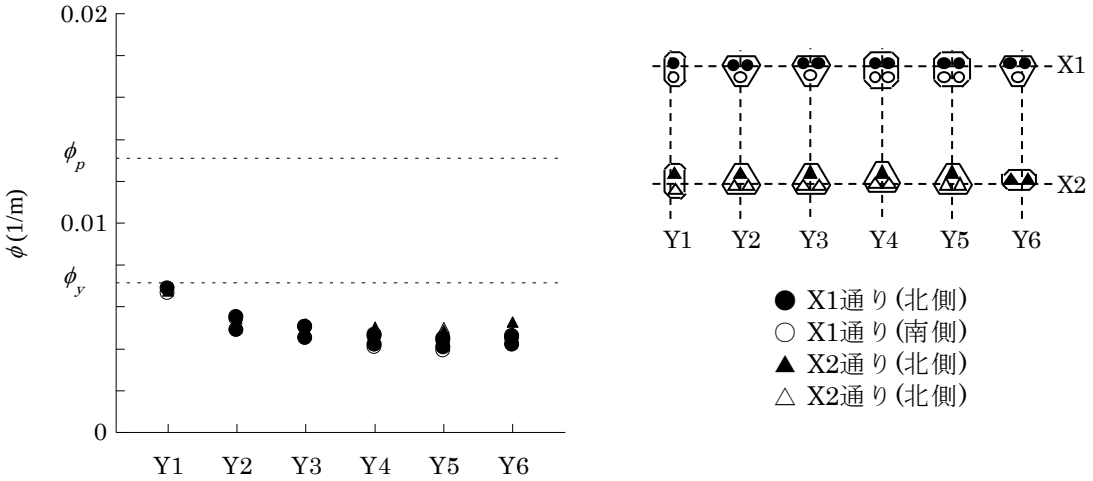


図 4-27　A 棟平面における各杭の最大杭頭曲率分布（告示）

4.5.2　杭頭応答に対する上部構造慣性力と地盤変位の影響

杭応力が発生する要因として、上部構造の慣性力が基礎盤を介して杭頭に伝わることによる水平力（以下、「杭頭慣性力」と称する。）と、地盤震動による強制変位が考えられる。兵庫県南部地震波および告示波に対する地震応答解析結果において、両外力が杭に対してどのように作用するのかを分析する。図 4-28、4-29 に杭頭せん断力、杭先端位置に対する P 杭および自由地盤の G.L.-1.5m 位置の相対変位、および P 杭の杭頭曲率の時刻歴波形を示す。ここで、杭頭せん断力は(4-10)式により算出する。

$$F_{all} = Q_1 + m_1 \cdot a_1 \tag{4-10}$$

ここに、Q_1：1F の層せん断力

m_1：基礎質量

a_1：1F の加速度

兵庫県南部地震について見ると、杭頭曲率は時刻 1.83s に最大となる。これと同時刻において、杭頭慣性力と地盤変位もほぼ最大となっており、かつ杭の変位と同方向に応答している。一方、告示波について見ると、杭頭曲率は時刻 7.26s に最大となる。同時刻において、杭頭慣性力も杭の変位と同方向で大きくなっている。地盤変位は杭変位とやや位相が異なり極大値とはなっていないものの、杭変位と同方向に応答している。以上のことから、両入力地震動において杭頭慣性力と地盤震動は杭の変位と同方向に作用している。

図 4-30 に杭の曲率が最大となる時刻での深さ方向に対する P 杭および自由地盤の変位分布を示す。告示波では杭頭の変位が地盤変位の約 1.5 倍であり、地盤－杭間に大きな相対変位が見られる。一方、兵庫県南部地震波では杭および地盤の変位分布は概ね一致しており、地盤、杭、および上部構造は一体となって変形している。

続いて、杭頭慣性力のみが杭応力に及ぼす影響を分析するために、兵庫県南部地震波および告示波に対する被害シミュレーションから得られた杭頭せん断力を杭頭に静的に作用させる解析を行った。静的解析には図 4-31 に示すように、4.3 節で述べた被害シミュレーションモデルから上部構造の 2 階以上を取り去った地盤－杭－上部構造連成系モデルを用い、基礎盤に対し短辺方向に強制変位を与えることで、杭頭に水平力を作用させる。なお、杭に軸力を与えるため、基礎盤には基礎盤と上部構造の重量を合算した重量を与えている。

図 4-32 に静的解析における P 杭の杭頭曲率と兵庫県南部地震波および告示波に対する動的解析での応答値を比較して示す。兵庫県南部地震波に対する静的解析結果は杭の終局曲率より小さく、上部構造からの慣性力のみでは杭に被害が発生しないことがわかる。また、告示波に対する応答値は静的解析結果に近い。図 4-30 に示したように、告示波における地盤変位は小さいため、告示波入力で杭応答が発生する条件は杭頭慣性力のみが作用する条件に近いといえる。一方、兵庫県南部地震波における地盤変位は大きく、さらに慣性力と同時に同方向に作用するため同じ慣性力でも静的解析に比べて動的解析の杭頭変位が大きくなり、それに伴って杭頭の曲率が大きくなったと考えられる。

以上より、検討事例においては、上部構造からの慣性力と地盤変位が杭に対してほぼ同時

に同方向に作用し、さらに地盤変位が大きかったため、両者の重ね合わせによって杭先端に対する杭頭の相対変位が非常に大きくなった。このことが、杭頭に大きな被害が発生した要因と考えられる。

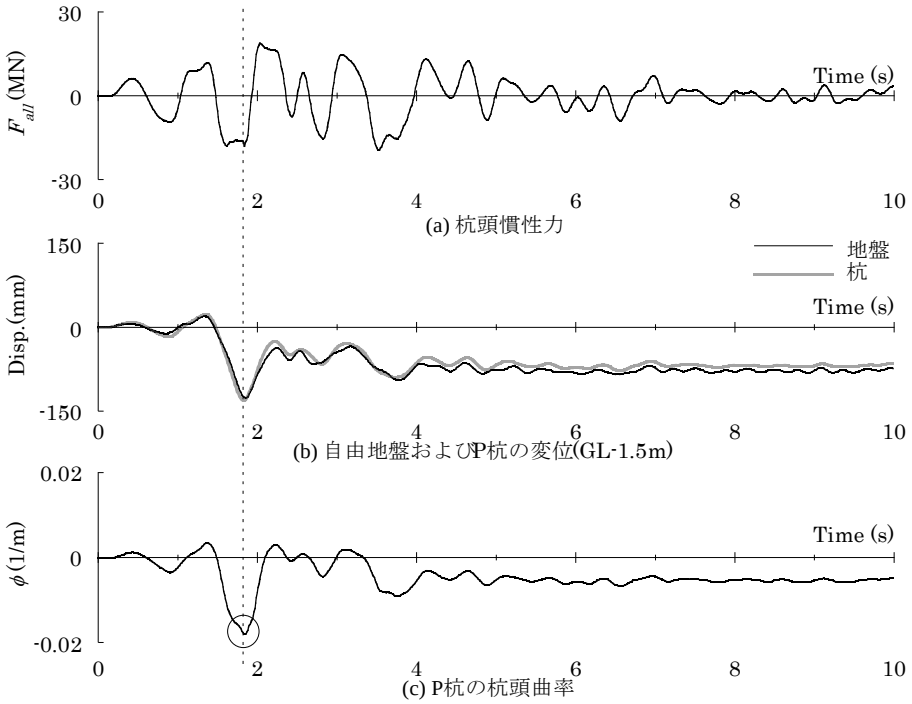


図 4-28　杭頭曲率および杭に作用する外力の時刻歴（兵庫県南部地震波）

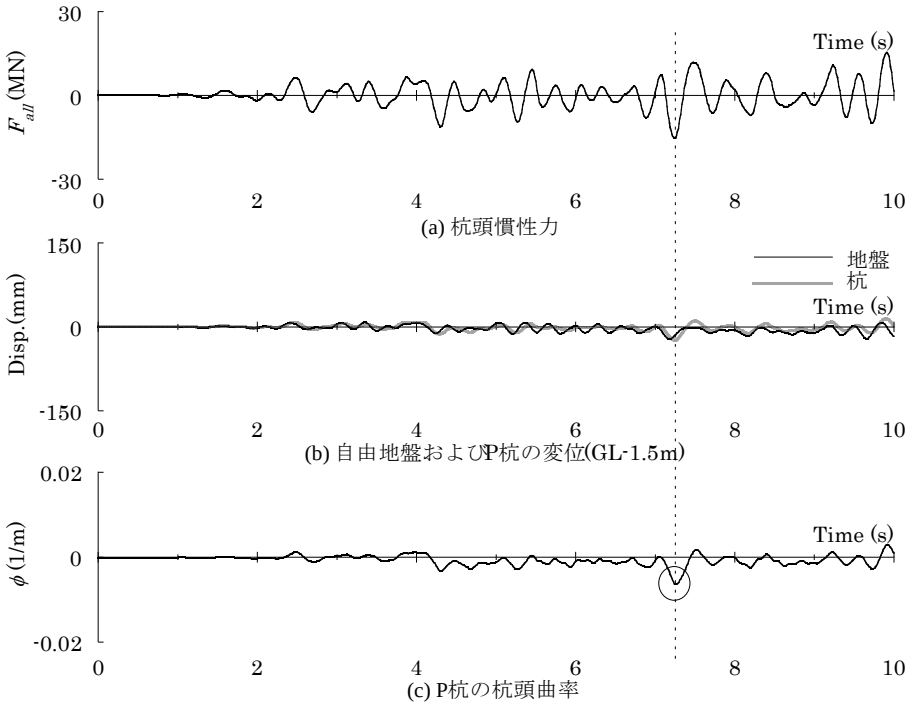


図 4-29　杭頭曲率および杭に作用する外力の時刻歴（告示波）

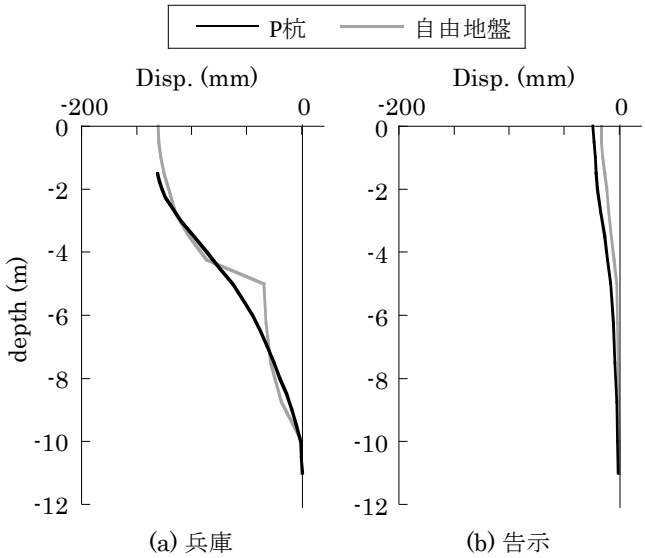


図 4-30　杭頭曲率最大時における杭および地盤の変位分布

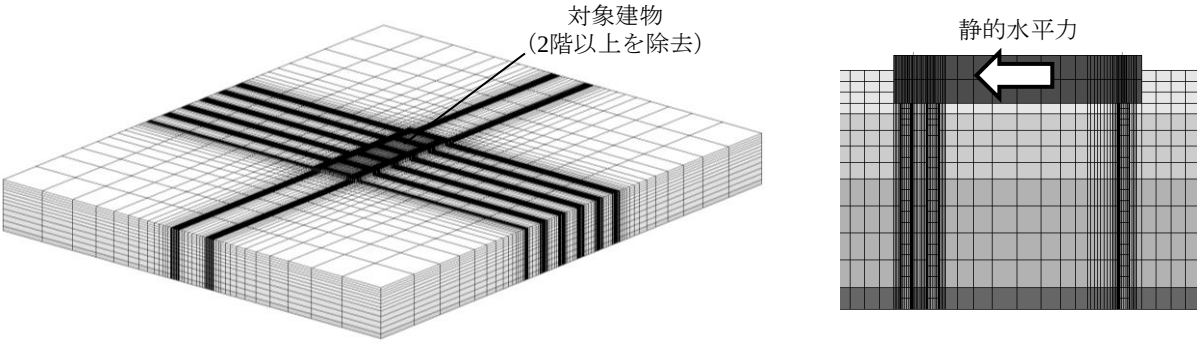


図 4-31　地盤－杭－上部構造連成系モデルを用いた静的水平載荷

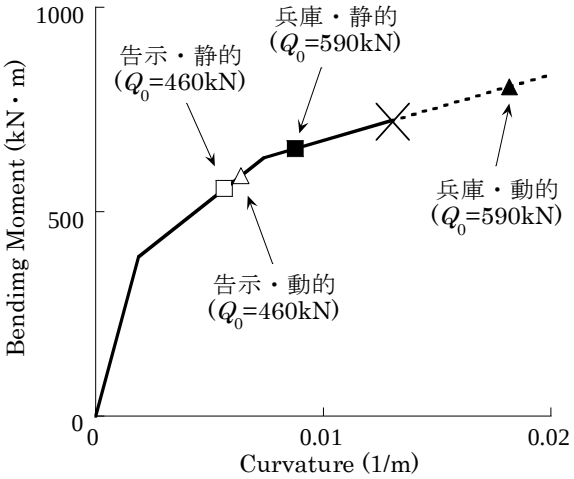


図 4-32　P 杭の杭頭応答

4.6　杭頭被害の平面的偏りに対する影響因子

4.6.1　群杭本数の影響

検討事例では、全ての独立フーティングを群杭で支えており、フーティング 1 個あたりの杭本数は図 4-33(a)に示すように 2～4 本である。4.2 節で示した被害調査結果では建物北西部の 2 本杭に杭頭被害が偏って見られた。本項では、このような被害の平面的偏りに対して群杭本数が及ぼす影響を分析するため、損傷が集中した群杭の本数を部屋して各フーティングの群杭本数を均等にし、群杭本数の平面的偏りを解消した仮想建物を対象として応答解析を実施する。

仮想建物の基礎伏図を図 4-33(b)に示す。仮想建物の敷地地盤および上部構造の条件は、4.4～4.5 節で被害解析を実施した被害建物と共通とし、杭基礎については被害建物と同じ杭径・杭種の杭を各フーティングに 3 本ずつ配置する。なお、仮想建物の応答解析に際しては、建物の対称性を考慮し 1/2 モデルを用いる。

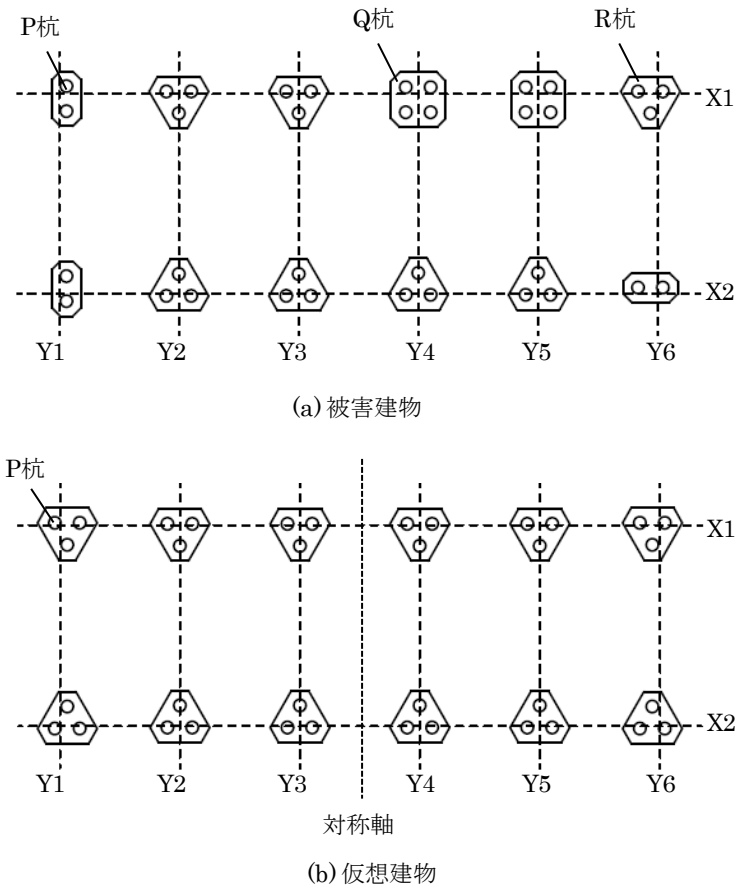


図 4-33　被害建物と仮想建物の基礎伏図

図 4-34 に建物平面について最大杭頭曲率分布を示す。被害建物、仮想建物の両建物で X1 通りの北寄りに位置する杭（図中●印の杭）の杭頭曲率が大きい。図(c)に、●印の杭に着目し、Y1～Y6 通りの最大杭頭曲率を被害建物と仮想建物で比較して示す。仮想建物では実建物に比べて北西端の杭の杭頭曲率が小さくなっており、杭頭曲率の平面的な偏りが小さい。

被害建物で最大杭頭曲率に分布が生じた理由を考察するため、図 4-33(a)に示した P～R 杭について、杭頭の曲率が最大となる時刻での深さ方向に対する地盤反力の分布を図 4-35 に示す。P～R 杭はそれぞれ X1 通り上の 2 本杭、4 本杭、3 本杭の中の 1 本である。杭によらず地層境界に近い G.L.-4.75m 位置に地盤反力が集中している。同深さの地盤反力を比べると、P 杭の地盤反力は他の杭に比べて大きく、P 杭の杭頭曲率が大きいことと対応している。

図 4-36 に P 杭の最大杭頭曲率発生時刻について、杭周地盤の G.L.-4.75m 位置における相当塑性ひずみの平面分布を示す。この時、杭は北向き（紙面上向き）に変位している。杭の前方（北側）の地盤について見ると、P～R 杭のいずれの杭の前方においても相当塑性ひずみの大きい領域が広がっている。また、Q、R 杭では、もう 1 本の前方杭との間でも地盤の塑性化が進行しており、変位直交方向に並ぶ杭の間で群杭効果が現れている。このことと図 4-35 とを合わせて考察すると、単独の前方杭となる P 杭に比べて、Q、R 杭は並列するもう 1 本の前方杭との間でも群杭効果が現れるために、杭 1 本あたりに生じる地盤反力が小さくなった。このことから、Q、R 杭の水平地盤剛性は P 杭に比べ低下し、Q、R 杭の応答が小さくなったと考えられる。

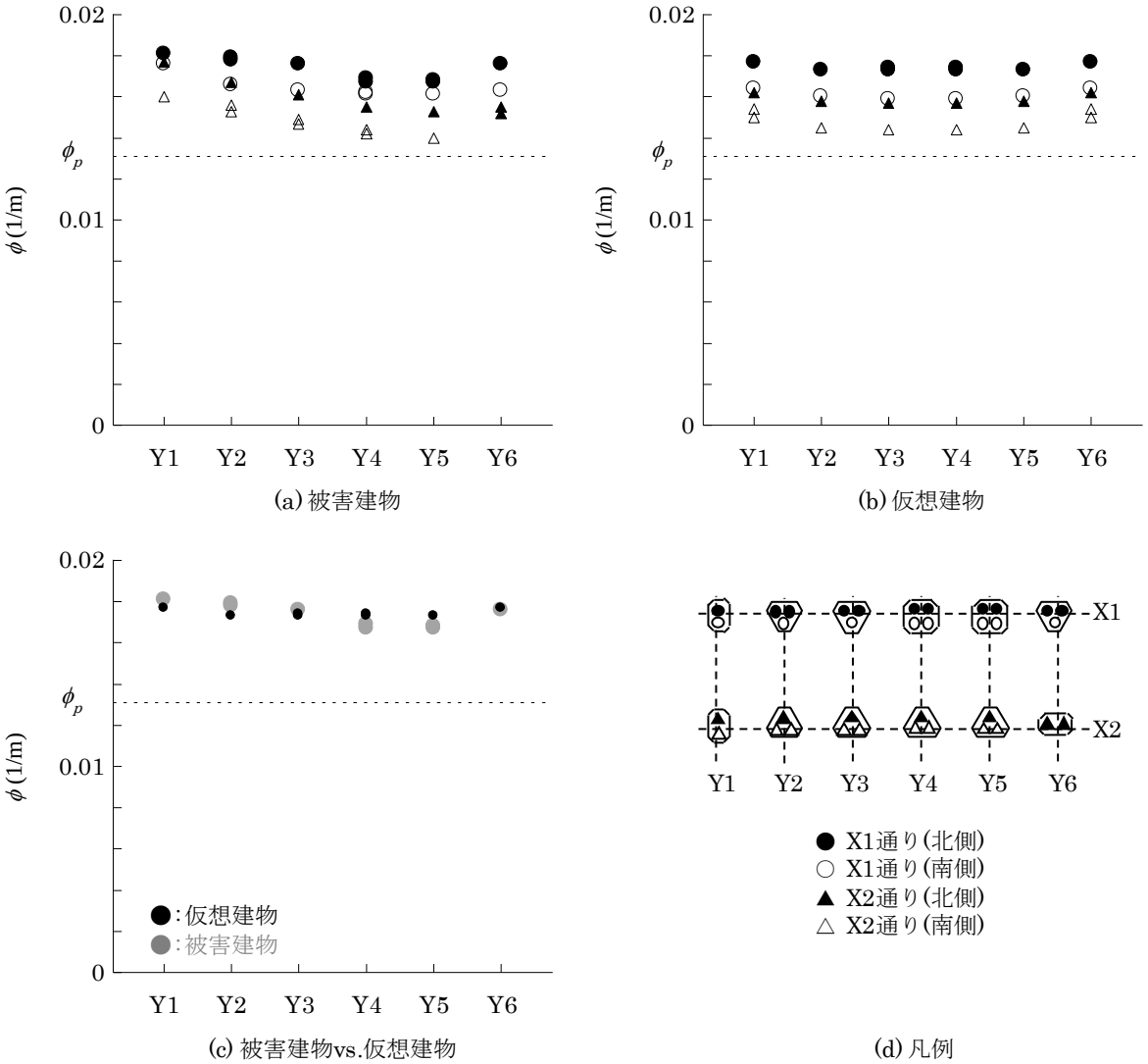


図 4-34　A 棟平面における各杭の最大杭頭曲率分布

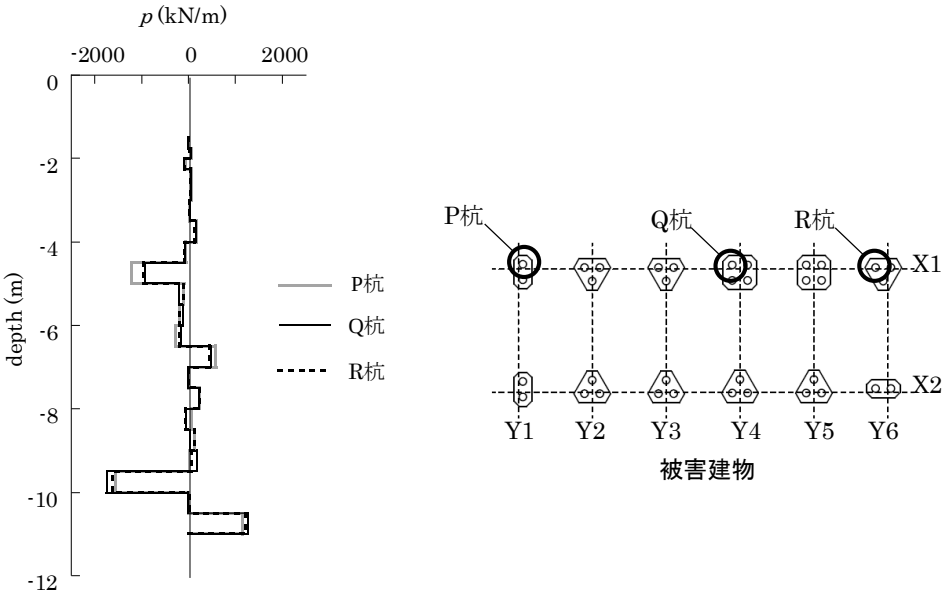


図 4-35　P 杭の杭頭曲率最大時における P～R 杭の地盤反力分布

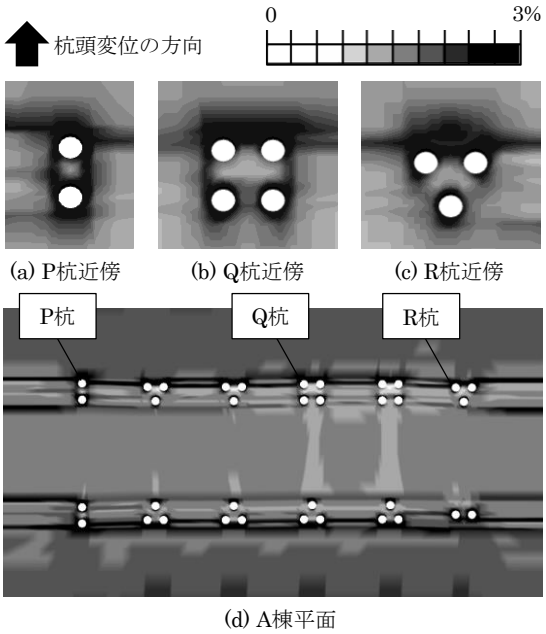


図 4-36　P 杭の杭頭曲率最大時における
杭周地盤の相当塑性ひずみ分布（G.L.-4.75m）

4.6.2　隣接建物の影響

4.5 節までの被害シミュレーションでは、対象建物（A 棟）に隣接する B 棟を無視して地震応答解析を行った（以下、この時に用いた解析モデルを「A 棟モデル」と称する。）。一方で、建物に隣接して別の建物が存在する場合、建物同士の間で相互作用が生じることが指摘されている [4.30)]。そこで本項では、B 棟が A 棟の杭被害に及ぼす影響を分析するために、図 4-37 に示すように、A 棟と B 棟の両方を有限要素でモデル化した「2 棟モデル」を用いて、被害シミュレーションを行った。

表 4-4 に B 棟の上部構造の諸元を示す。B 棟については、地震動を長辺方向に入力するため、上部構造各層の水平剛性として長辺方向の初期剛性を与える。柱は塑性化を考慮し、弾塑性体のビーム要素とする。ビーム要素に与える降伏応力は、長期軸力作用下で水平力を層ごとに静的に作用させた際に、層せん断力係数 0.5・A_i（A_i：Ai 分布）で柱の両端が全塑性曲げモーメントに達すると仮定して、(4-11)、(4-12)式を用いて決定する。

$$\sigma_y = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \frac{M_{pn}}{Z_p} + \sqrt{\left(\frac{M_{pn}}{Z_p}\right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{N}{A}\right)^2} \right\} \tag{4-11}$$

$$M_{pn} = \frac{0.5 \cdot A_i \cdot W_i}{n_c} \cdot \frac{h}{2} \tag{4-12}$$

ここに、σ_y：ビーム要素に与える降伏応力

M_{pn}：長期軸力作用下における柱の全塑性曲げモーメント

Z_p：柱の断面係数

N：柱 1 本あたりに作用する長期軸力

A：柱の断面積

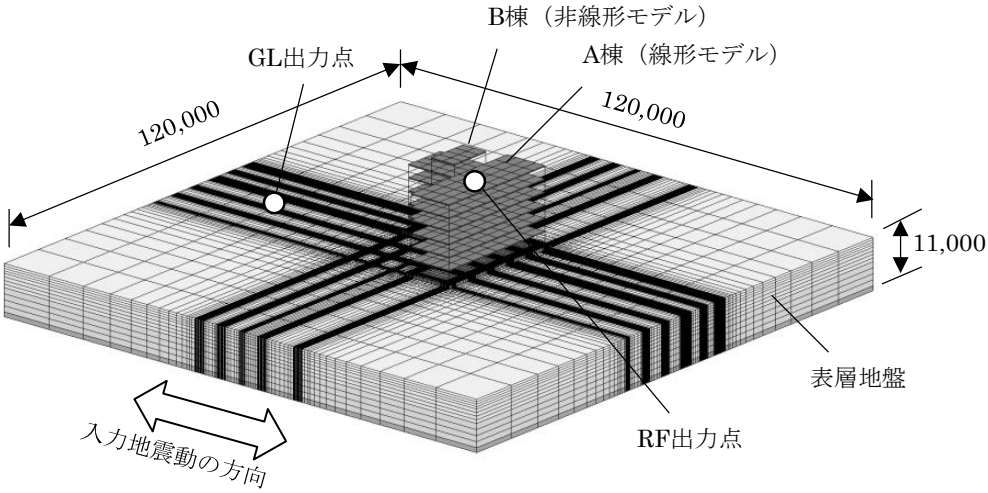
n_c：柱本数

h：柱の内法長さ

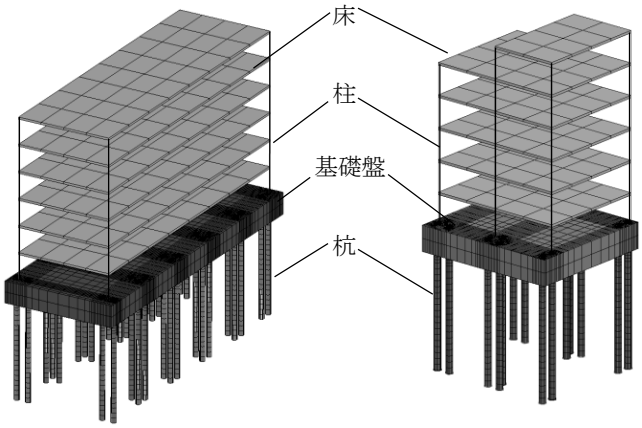
A_i：Ai 分布

W_i：第 i 層が支える重量

また、ビーム要素の降伏後の硬化係数として、初期剛性の 1/100 倍の剛性を用いる。B 棟の上部構造の弾性 1 次固有周期は基礎固定時で 0.259 秒である。A 棟－B 棟間はエキスパンション・ジョイントで連結されているが、本検討では A 棟の応答に対する B 棟の影響を大きくすることを意図して、解析モデルの基礎盤どうしを剛接する。A 棟のモデル化、地盤構成、およびその他の解析条件は A 棟モデルと同じである。



(a) 全体図（2棟モデル）



(b) A棟　　(c) B棟

図 4-37　2 棟モデルの全体図

表 3.3-1　上部構造（B 棟）の諸元

階位置	GL (mm)	重量 (ton)	床	柱		
			厚さ (mm)	高さ (mm)	水平剛性(kN/mm)	
					短辺方向	長辺方向
RF	16960	151	210			
6F	14250	159	210	2500	2240	975
5F	11540	159	210	2500	4010	1100
4F	8830	159	210	2500	5150	1170
3F	6120	159	210	2500	6300	1250
2F	3410	180	210	2500	8600	1440
基礎	700	202	2200	2500	2800	2000

図 4-38 に A 棟平面における最大杭頭曲率分布を示す。B 棟の有無によらず、全ての杭の杭頭で終局曲率を上回っている。図(c)に X1 通り北側に位置する杭（図中●印の杭）の応答を B 棟の有無によって比較して示す。B 棟を考慮した場合は B 棟を無視した場合に比べ Y1 通りの杭の杭頭曲率は大きく、Y4 通りの杭の杭頭曲率は小さくなっており、建物の北西部に被害が集中する傾向が強く現れている。よって、B 棟を考慮する方が被害調査結果とより良く対応する。

B 棟の存在によって北西端の杭の杭頭曲率が大きくなった理由を考察するため、B 棟との距離が異なる P～R 杭の応答に着目する。図 4-39 に、杭頭の曲率が最大となる時刻での深さ方向に対する曲率の分布を A 棟モデルと 2 棟モデルで比較して示す。B 棟に近い Q、R 杭に着目すると、G.L.-5m 付近における 2 棟モデルの曲率は A 棟モデルの半分程度となっており、B 棟の存在により曲率の分布形状が異なっている。

同時刻での P～R 杭の地盤反力の深さ方向に対する分布を図 4-40 に示す。Q、R 杭の G.L.-4.75m 付近の地盤反力を見ると、2 棟モデルの地盤反力は A 棟モデルの半分程度となっており、G.L.-5m 付近の曲率が小さかったことと対応する。

同時刻での P～R 杭前方地盤の応答性状を把握するために、各杭から北（前方）へ約 2m 離れた位置における地盤変位の深さ方向に対する分布を図 4-41 に示す。G.L.-5m 付近の地盤変位に着目すると、P 杭前方地盤では B 棟の有無に関係なく概ね変位が等しいのに対し、Q、R 杭前方地盤では B 棟を考慮した場合の変位が小さくなり、B 棟の影響を受ける。

同時刻での Q 杭変位と Q 杭前方地盤変位の分布を重ねて描いたものを図 4-42 に示す。G.L.-5m の地層境界付近に着目すると、杭－前方地盤間の相対変位は、A 棟モデルの 18mm に比べて 2 棟モデルは 13mm で約 7 割に低減する。これより、2 棟モデルにおいて Q、R 杭の G.L.-5m 付近での地盤反力が A 棟モデルより小さくなったと考えられる。さらに、B 棟が Q、R 杭の地盤反力に及ぼす影響が杭頭にも現れて Q、R 杭の杭頭曲率が小さくなり、建物の北西部に杭頭被害が集中した傾向が強まる。

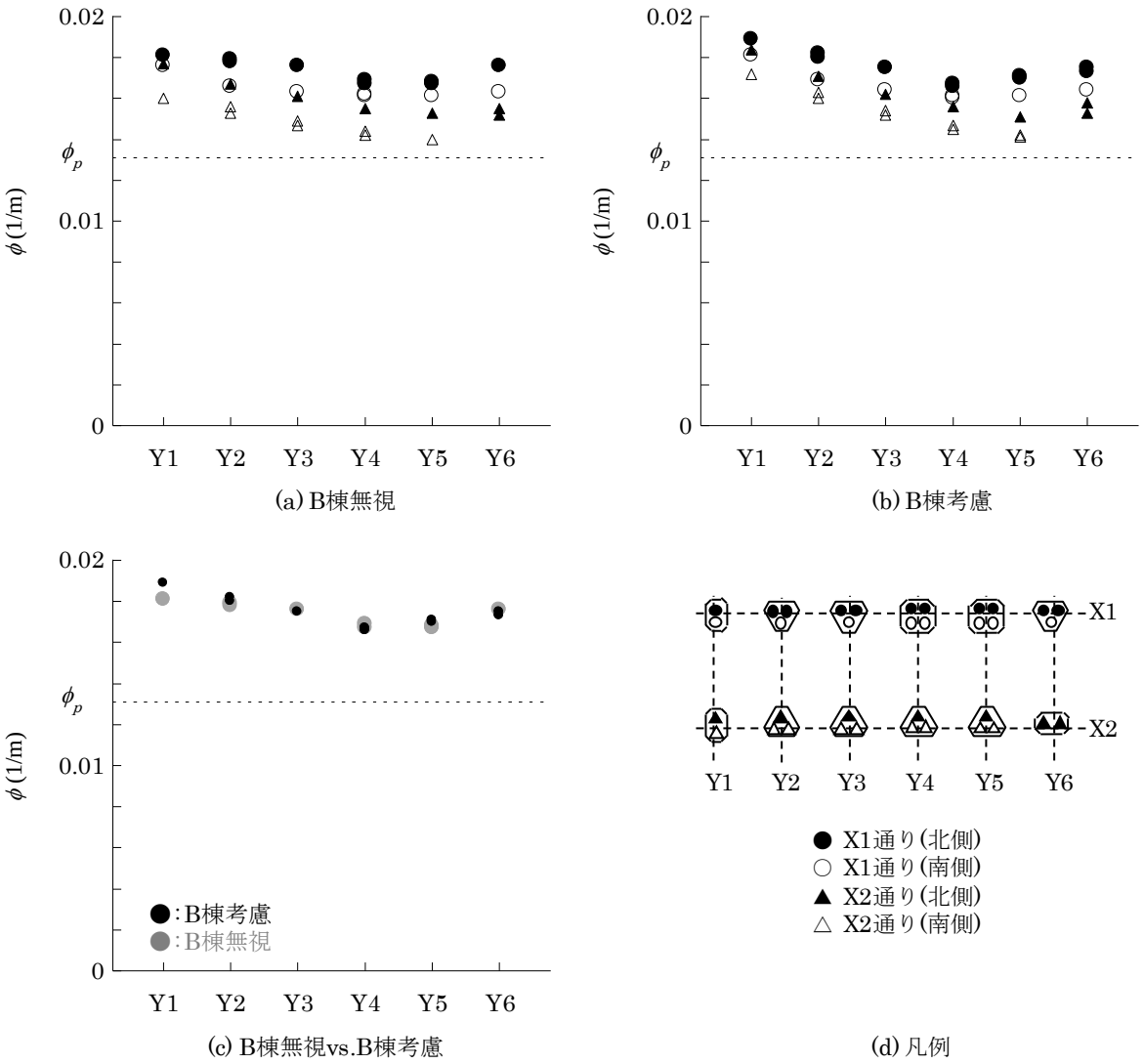


図 4-38　A 棟平面における最大杭頭曲率分布

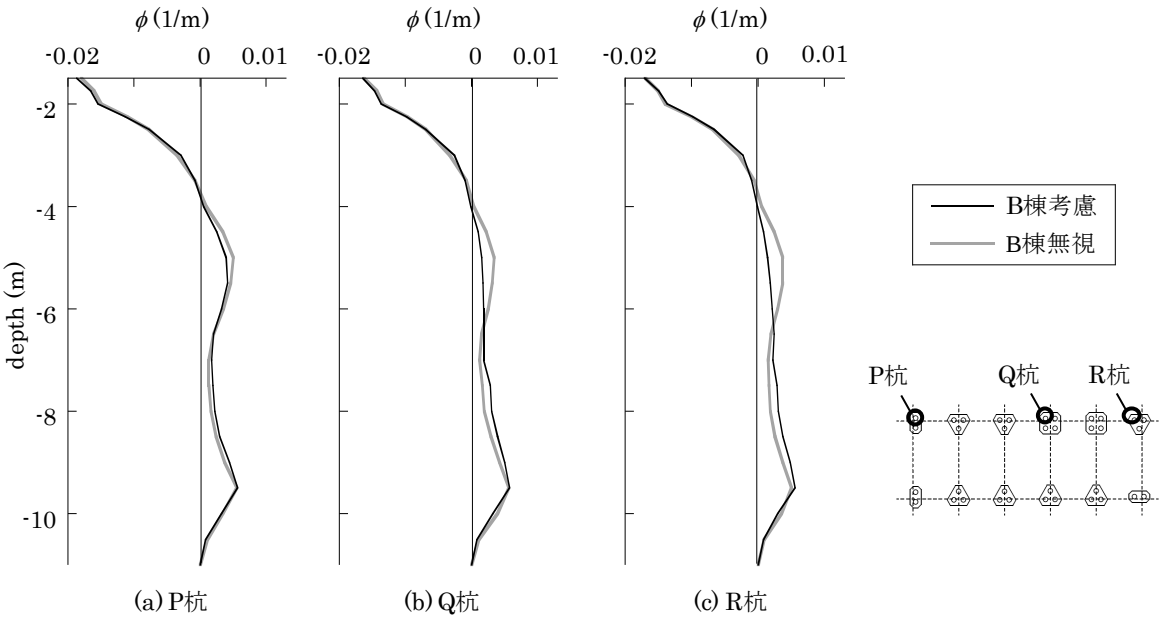


図 4-39　杭頭曲率最大時での P～R 杭の曲率分布

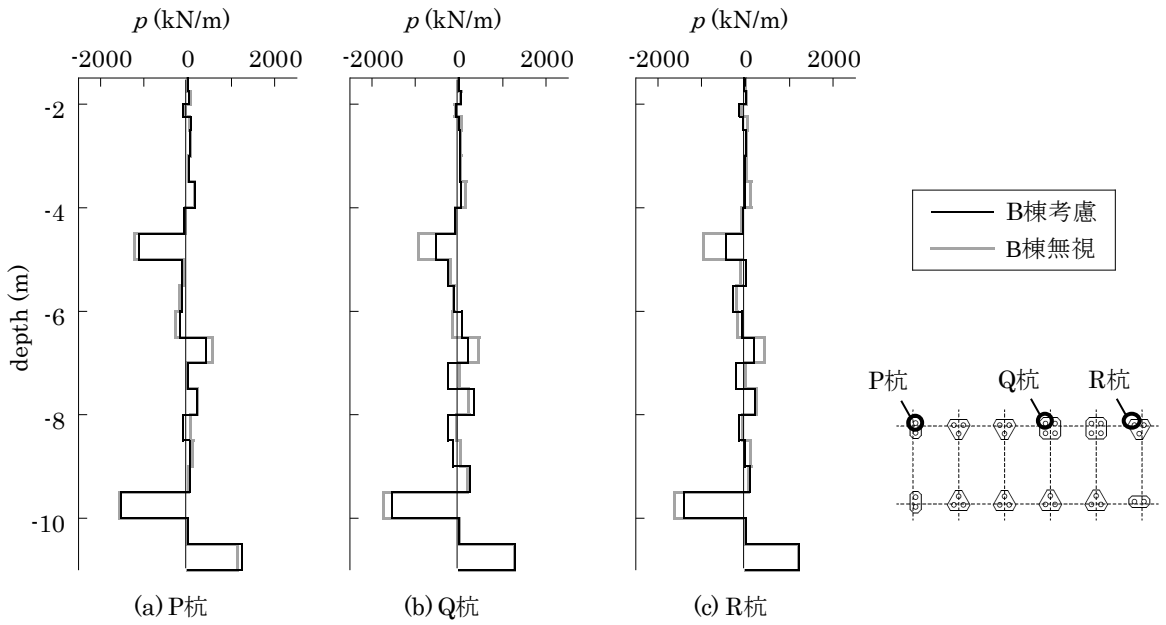


図 4-40　杭頭曲率最大時における P～R 杭の曲率分布

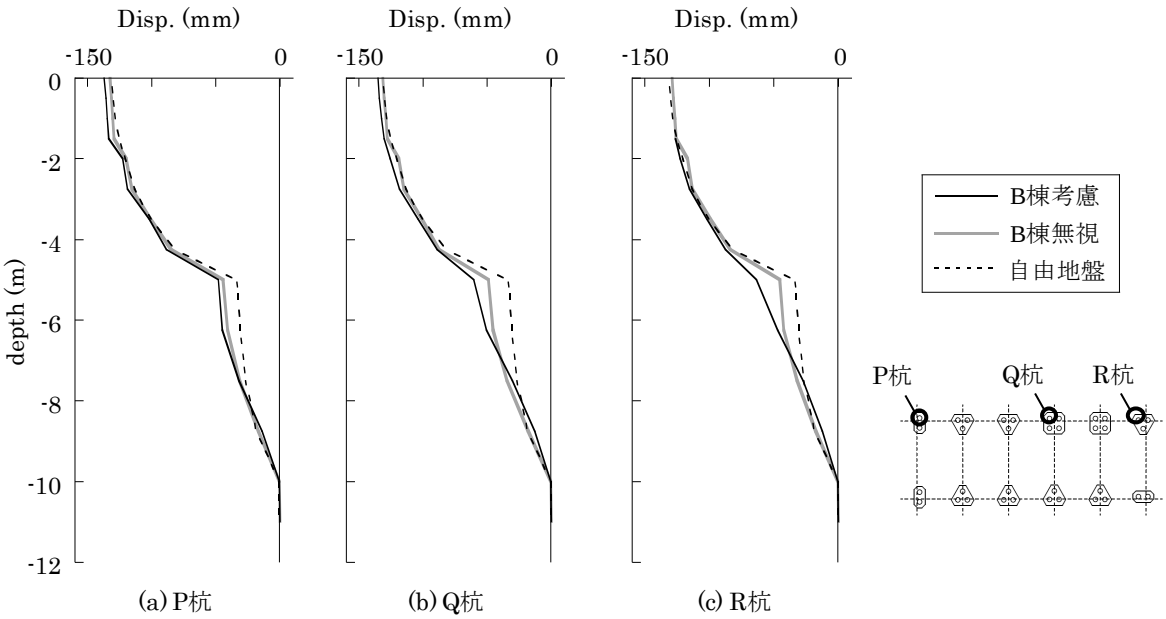


図 4-41　杭頭曲率最大時における P～R 杭前方地盤の変位分布

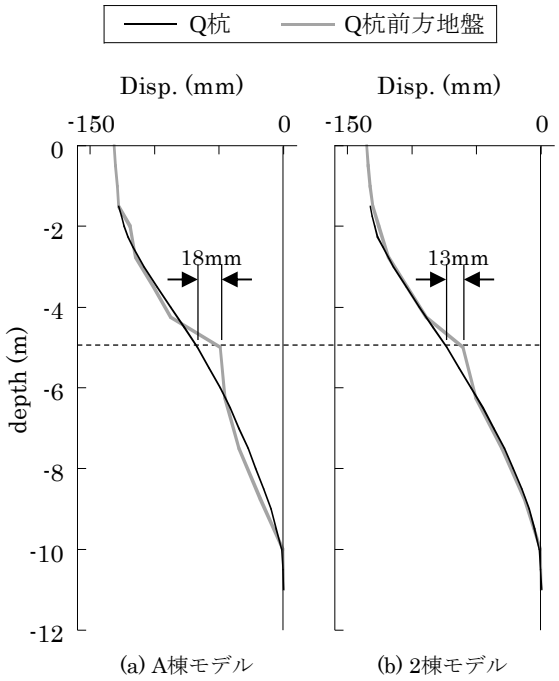


図 4-42　Q 杭とその前方地盤の変位分布の比較

4.7　本章のまとめ

本章では、1995 年兵庫県南部地震の震度 7 地域で杭頭が損傷した杭基礎建物を三次元有限要素法で正確にモデル化し、建設地点で計算した工学的基盤波を入力動とする被害解析を行った。以下に得られた知見をまとめて示す。

① 対象建物の被害として、上部構造の被害は軽微だったが杭頭に被害を受けたため、杭基礎建物全体が傾斜した。

② 上部構造の応答層せん断力は保有水平耐力を下回り、被害状況と概ね対応した。

③ 上部構造からの慣性力とほぼ同時に大きな地盤変位が同方向に杭に作用したしたために、杭頭での塑性化が進行したことを明らかにした。

④ 建物北西部で発生した杭頭の被害については、本数が少ない独立フーティングの群杭のために杭周地盤抵抗が大きくなり上部構造の慣性力の分担が大きくなったこと、さらに建物北東部にあった隣接建物の存在により北西部の杭に大きな慣性力が生じたことを示した。

以上より、兵庫県南部地震のような現行の設計レベルをはるかに超える極大地震においては、杭頭の損傷に対しても上部構造の慣性力に加えて地盤変位が大きく影響する。大地震を見据えて杭基礎を設計するにあたっては、非液状化地盤であっても、上部構造からの慣性力だけでなく、地盤変位をいかに精度良く評価するかが重要と考えられる。また、被害解析の精度について、本検討のモデル化で杭被害をある程度定量的に把握することはできるものの、改善の余地があると考えられる。今後も実証データおよびシミュレーション解析の蓄積が必要と考えられる。

参考文献

4.1) 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，1996.7.

4.2) 時松孝次：地盤および基礎構造から見た建物被害，土と基礎，44-2(457)，pp.14-18，1996.2.

4.3) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告　建築編－4　木造構造物　建築基礎構造，pp.447-449，1997.11.

4.4) 日本建築学会，基礎構造系振動小委員会：第 4 回～第 8 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 1995～2006.

4.5) 関西地震観測研究協議会による報告

4.6) 宮本裕司，酒向裕司，古山田耕司，三浦賢治：1995 年兵庫県南部地震の観測記録を用いた液状化地盤における杭基礎構造物の応答に関する解析的検討，日本建築学会構造系論文集，No.493，pp.23-30，1997.3.

4.7) 古山田耕司，宮本裕司，酒向裕司，古江守：1995 年兵庫県南部地震における側方流動地盤での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，第 521 号，pp.49-56，1999.7.

4.8) 長谷川正幸，護雅史，淵本正樹，浅香美治：1995 年兵庫県南部地震における RC 造杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能，第 543 号，pp.87-95，2001.5.

4.9) 宮本裕司，福岡篤信，安達直人，古山田耕司：液状化地盤における杭基礎の地震時杭応力に関する研究 飽和二層地盤に建つ杭基礎の遠心模型実験と解析的検討，日本建築学会構造系論文集，No.494, pp.51-58, 1997.4.

4.10) 川瀬博，林康裕：兵庫県南部地震時の神戸市中央区での基盤波の逆算とそれに基づく強震動シミュレーション，日本建築学会構造系論文集, No.480, pp.67-76, 1996.2.

4.11) 源栄正人，永野正行：深部不整形地下構造を考慮した神戸市の地震動の増幅特性解析－兵庫県南部地震における「震災の帯」の解釈－，日本建築学会構造系論文集, No.488, pp.39-48, 1996.10.

4.12) 中澤明夫，蘓鉄盛史，中澤瑤子：兵庫県南部地震による建物杭基礎の被害調査報告と杭の破壊状況における上部架構の影響の考察（西宮市の事例），日本建築学会技術報告集，第 3 号，pp.70-75，1996.12.

4.13) 茶谷文雄他：阪神・淡路大震災で被災した RC 杭の被害分析（その 1～4），日本建築学会大会学術講演梗概集　B-1，pp.723-730，1997.9.

4.14) 茶谷文雄他：兵庫県南部地震で被災した上部構造－杭系の被害分析　－杭基礎が損傷した事例－（その 1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集　B-1，pp.509-514，1997.9.

4.15) 渦岡良介他：兵庫県南部地震における神戸市灘区の杭基礎建物の応答解析　（その 1,2），第 1 回構造物の破壊過程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，2000.3.

4.16) 建設省建築研究所：建築研究資料 No.90 建築基礎の被災度区分判定指針及び復旧技術例，p.14，1997.8.

4.17) 横山俊治，菊山浩喜：墓石・灯篭の転倒方向からみた 1995 年兵庫県南部地震の水平地震動の方位と地表変状の方向規制，地質学論集，第 51 号，pp.78-88，1998.3.

4.18) 関西地震観測研究協議会による記録.
4.19) 永野正行，大野晋，古山田耕司，加藤研一：兵庫県南部地震時の神戸市内における基盤地震動および地盤増幅特性，日本建築学会構造系論文集　第 511 号，pp.77-84，1998.9.
4.20) 構造システム：SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル，2012.9.
4.21) LS-DYNA　使用の手引き　Second Edition，株式会社日本総合研究所　エンジニアリング事業本部，2004.5.
4.22) 日本規格協会:プレキャストプレストレストコンクリート製品 JIS A 5373: 2010, pp.94-102, 2010.3.
4.23) 岸田英明，中井正一：地盤反力‐変位関係の非線形性，土と基礎　25(8)，pp.21-28，1977.8.
4.24) 地盤工学会：弾塑性有限要素法がわかる，2003.
4.25) 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，No.661，pp.491-498，2011.3.
4.26) 日本建築学会：入門・建物と地盤の動的相互作用，丸善，1996.
4.27) Getting Started Soil Plus 2011，伊藤忠テクノソリューションズ株式会社，2011.1.
4.28) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，丸善，2006.
4.29) 日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会他：1995 年兵庫県南部地震強震記録資料集，1996.1.
4.30) 文学章，福和伸夫：隣接建物の存在が杭基礎の動的相互作用特性に与える影響に関する解析的検討，日本建築学会構造系論文集，第 606 号，pp.147-154，2006.8.

第 5 章 2016 年熊本地震での杭被害解析

5.1　はじめに

2016 年熊本地震では、4 月 14 日の地震(M_j6.5)と 4 月 16 日の地震(M_j7.3)で震度 7 を記録する極大地震が連続して発生した。特に後者の地震においては、震央の近傍に位置する KiK-net 益城観測点(KMMH16)[5.1)]で 1G を超える大振幅地震動が観測され、周期 1s 付近で卓越するパルス性の地震動であった点が特徴といえる。

地震発生後、各機関および学会等によって精力的に被害調査が行われた[5.2)]。主な地震被害として、震度 7 を観測した益城町および西原村を中心に多くの木造家屋が倒壊し、山間部で大規模な土砂崩れが発生したほか、平野部の軟弱地盤で液状化が発生した。また、益城町の実地調査では、地盤－基礎系の変状が多数確認された。益城町中心部は北へ行くほど標高が高い緩やかな傾斜地となっているが、土地の造成に伴う擁壁において写真 5-1 に示すような亀裂や崩落が見られた。また、RC 造の集合住宅では、建物近傍地盤に写真 5-2 に示すような亀裂が見られており、Local Nonlinearity によって建物の応答に影響を及ぼしたと考えられる。杭基礎の被害については 2016 年 11 月現在、あまり報告されていないが、上記のような地盤の変状と地震動の大きさを踏まえると、何らかの被害が発生していると推測できる。

そこで本章では、4 月 16 日の地震の益城観測波を入力動として、擁壁による段差を有する仮想杭基礎建物に対して三次元有限要素法による被害シミュレーションを実施する。5.2 節では、対象建物の概要と被害調査結果について述べる。5.3 節および 5.4 節では解析結果を示し、杭の被害要因を分析する。

(a) 文化施設

(b) 庁舎

図 5-1　擁壁の被害

(a) 集合住宅A

(b) 集合住宅B

図 5-2　RC 造建物近傍の地盤に発生した亀裂

5.2　対象建物と解析方法

5.2.1　対象建物

図 5-1 に、解析対象とする仮想杭基礎建物の配置図、南北断面図および杭伏図を示す。上部構造は東西に長い板状の平面を有する 9×1 スパン、4 層の RC 造の集合住宅である。第 4 章で検討対象とした集合住宅と単位床面積あたりの質量が同等となるように、2F～RF の質量を各 750t、基礎盤の質量を 1,000t とする。建物の長辺は東西軸に比べて約 11°ずれている。建物の西側および南側の道路は建物位置よりも標高が低くなっており、建物－道路間は最大高さ 3.6m の擁壁で段差となっている。杭は各柱下に場所打ち杭を配置し、現行の許容応力度設計に基づく 1 次設計により杭径を 1,300mm、主筋を 14-D25 (SD345)としている。杭先端は支持層に 2m、基礎盤は地盤に 1.5m 根入れしている。敷地地盤の地層層序と材料定数を表 5-1 に示す。土質とせん断波速度は KiK-net 益城のボーリングデータを参考に設定している。非線形パラメータの算出にあたっては、まず道路橋示方書[5.3)]の(5-1)式より、N 値を逆算した。

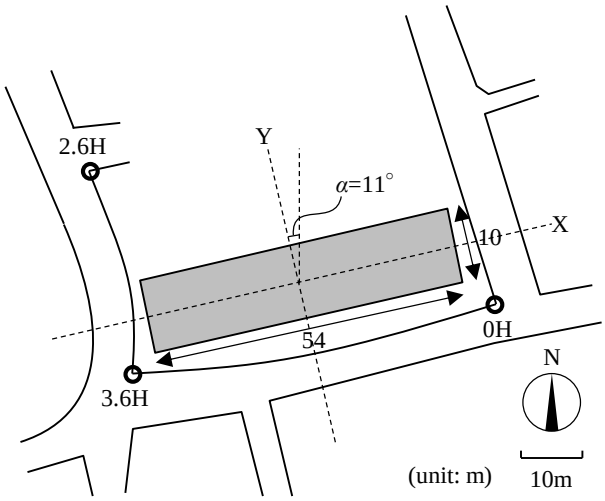
$$\begin{cases} V_S = 100N^{1/3} \quad (1 \le N \le 25) \quad \text{for clay} \\ V_S = 80N^{1/3} \quad (1 \le N \le 50) \quad \text{for sand} \end{cases} \tag{5-1}$$

粘性地盤では、テルツァギ&ペック[5.4)]を参考に(5-2)式より粘着力を算定した。

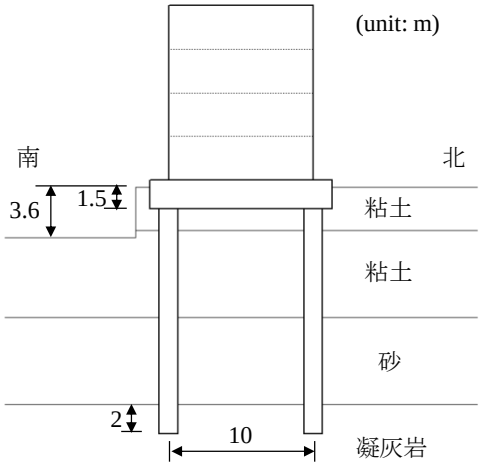
$$c = q_u / 2, \quad q_u = 13.2N \ (\text{kN/m}^2) \tag{5-2}$$

砂質地盤では、岸田・中井[5.5)]による(5-3)式より内部摩擦角を算定した。

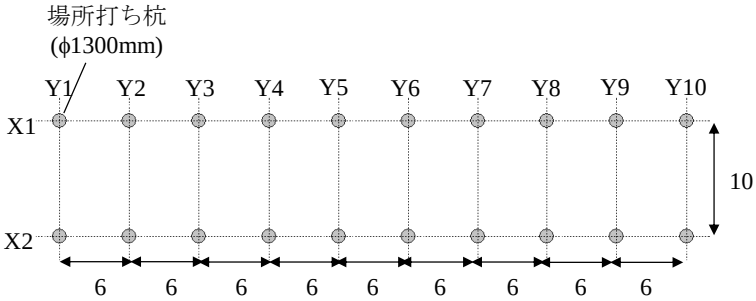
$$\phi = \sqrt{8(N-4)} + 25° \le 45° \tag{5-3}$$



(a) 配置図



(b) 南北断面図



(c) 杭伏図

図 5-1　対象建物の概要

表 5-1　地盤の材料定数

深さ	土質	ρ (t/m^3)	Vs (m/s)	ν	ϕ (°)	c (kN/m^2)
GL～GL-3m	粘土	1.5	110	0.45	0	20
GL-3m～GL-9m	粘土	1.5	240	0.45	0	180
GL-9m～GL-15m	砂	1.8	240	0.35	39	1
GL-15m～	凝灰岩	2.0	500	0.35	－	－

5.2.2　解析方法と解析モデル

解析は三次元非線形有限要素法により行い、地盤、基礎および上部構造を図 5-2 に示すように三次元有限要素でモデル化する。解析コードは LS-DYNA[5.6)]を用いる。本解析では、解析パラメータとして、建物近傍の擁壁による段差の有無及び地震動の入力方法を考える。擁壁については、図 5-1(a)に示した建物近傍の段差をモデル化した「段差あり」と、地盤を平坦にした「段差なし」を考える。地震動の入力方向は、建物の長辺一方向に入力する「長辺入力」と、短辺一方向に入力する「短辺入力」を考える。

(1) 上部構造のモデル化

上部構造は、2F～RF の床スラブと基礎盤を剛体でモデル化する。

(2) 地盤のモデル化

表層地盤は弾塑性体のソリッド要素でモデル化する。弾塑性体のせん断応力－せん断ひずみ関係の骨格曲線は、図 5-3 に示すような多折れ線モデルとする。多折れ線は(5-4)式で定義される双曲線モデルに内接しており、加振前の静止状態において、初期剛性は$\rho \cdot Vs^2$（ρ：密度、Vs：せん断波速度）、せん断強度は Mohr-Coulomb 規準より定まる(5-5)式の強度を用いている。

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + G_0 \gamma / \tau_{\max}} \tag{5-4}$$

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \sin\phi + c\cos\phi \tag{5-5}$$

ここに、σ_v：上載圧、σ_h：静止土圧、ϕ：内部摩擦角、c：粘着力

履歴則は Masing 則を用いている。砂質地盤では拘束圧依存性を考慮するために、せん断応力－せん断ひずみ関係$\tau=f(p,\gamma)$を、時々刻々の圧力 p に応じて(5-6)式の通りにスケーリングしている。

$$\tau(p,\gamma) = \frac{p}{p_0} \tau\left(p_0, \frac{p_0}{p} \gamma \right) \tag{5-6}$$

ここに、p_0：加振前の静止状態における圧力

一方、粘性地盤では、せん断応力－せん断ひずみ関係を圧力 p によって変化させない。工学的基盤は弾性体としてモデル化する。

地盤の境界条件は、底面は粘性境界（単位面積あたりの減衰係数：$\rho \cdot Vs$）[5.7)]として工学的基盤位置の地震動を入力し、側面境界は自由境界とする。

(3) 杭のモデル化

杭は、コンクリートの部分をソリッド要素、鉄筋を断面積の等価なシェル要素でモデル化する。コンクリートおよび鉄筋の応力－ひずみ関係を図 5-4、材料定数を表 5-2 に示す。コンクリートの材料特性は圧縮側と引張側で異なり、圧縮側は von Mises 条件に従う弾塑性体として挙動し、引張側は引張強度に達した後応力を解放する。鉄筋の材料特性は、von Mises 条件に従う移動硬化型の弾塑性モデルとする。図 5-5 に、軸力の違いによる杭体の曲げモーメント－曲率関係を示す。図中には比較としてファイバー解析の結果も併せて示す。有限要素モデルは、要素に発生する第 2、第 3 主応力の影響によりファイバーモデルに比べ降伏後の曲げモーメントをやや大きく評価するものの、圧縮軸力が大きくなるにつれ曲げ剛性が大きくなる傾向を概ね再現している。

(4) 地盤－基礎間の接触条件

地盤－基礎盤の境界には、滑り、剥離、および再接触を考慮可能なペナルティ法に基づく接触条件を与える。接触面の接線方向に対する静止・動摩擦係数はともに $\tan\theta$（θ : 地盤の内部摩擦角）とする。ペナルティ法の詳細については 2.4 節を参照されたい。なお、地盤－杭間は密着条件とする。

(5) 減衰

解析モデルには地盤の弾性 1 次固有周期に対して減衰定数 5%となるように、質量比例型の減衰を与える。地盤の弾性 1 次固有周期は 0.28s であり、地盤－杭－上部構造連成系の固有周期は表 5-3 に示す通りである。

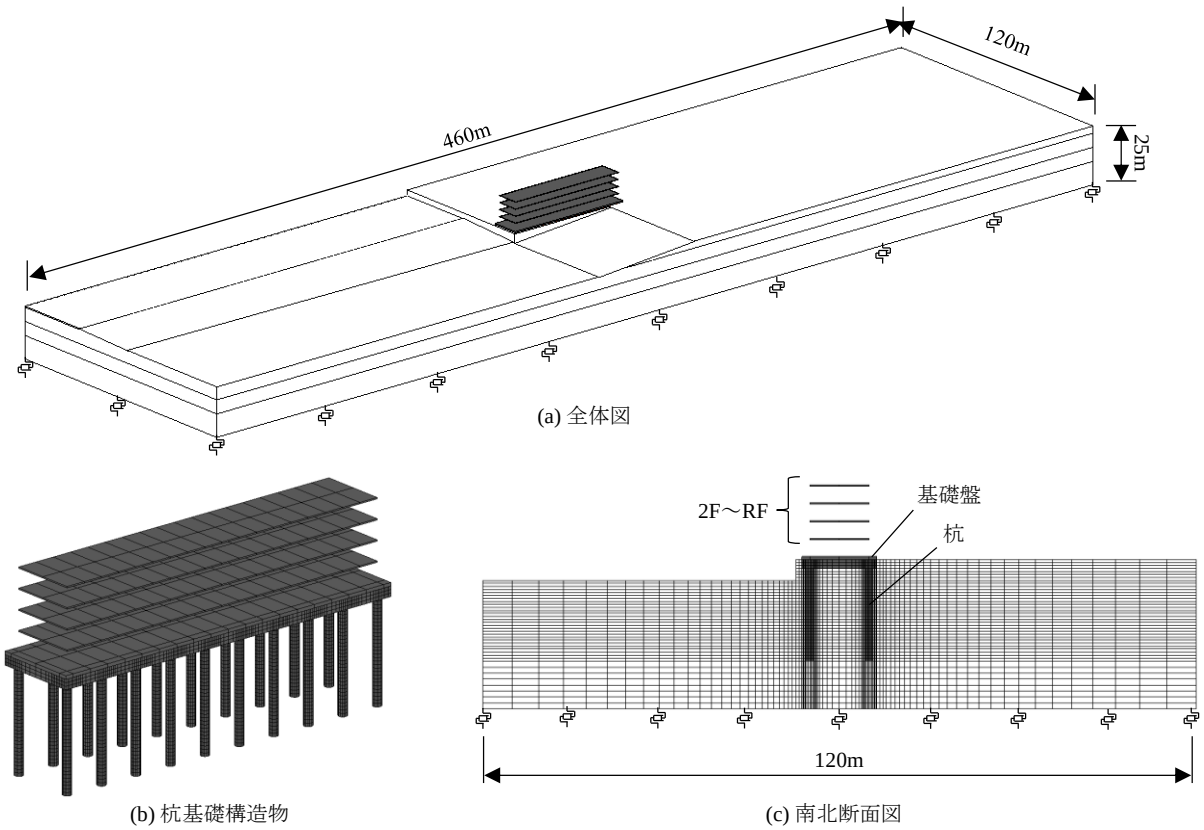


図 5-2　三次元有限要素モデル（段差あり）

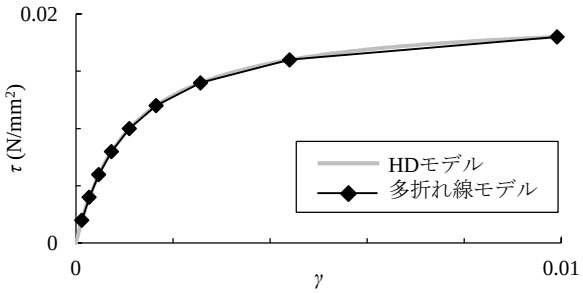


図 5-3　地盤のせん断応力－せん断ひずみ関係（GL-1.5m）

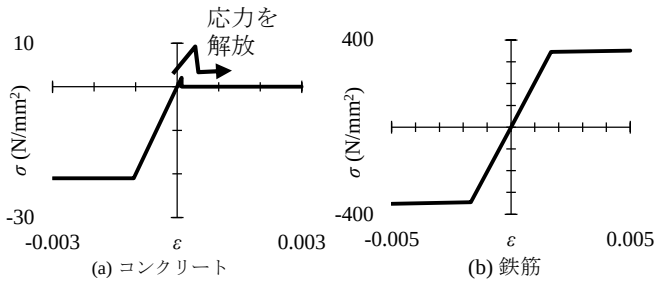


図 5-4　杭体の応力ーせん断ひずみ関係

表 5-2　杭体の材料定数

	密度 (t/m³)	ヤング係数 (N/mm²)	ポアソン比	圧縮強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	降伏後の硬化係数 (N/mm²)
コンクリート	2.3	20000	0.2	21	2.1	ー
鉄筋	7.85	205000	0.33	345	345	2050

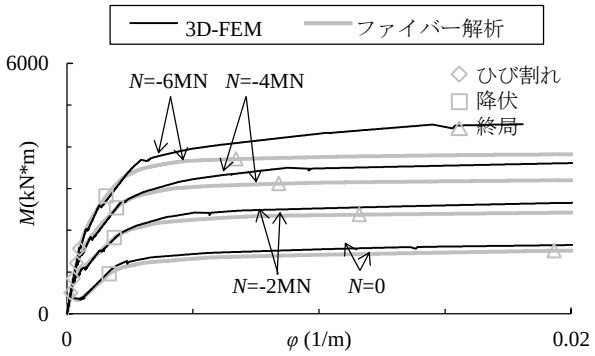


図 5-5　杭体の曲げモーメントー曲率関係

表 5-3　連成系の固有周期

段差	固有周期(s)	
	長辺方向	短辺方向
なし	0.29	0.30
あり	0.24	0.29

5.2.3　入力地震動の設定

本解析で用いる工学的基盤波は、KiK-net 益城観測点で得られた 4 月 16 日の地震(M_j7.3)の地表面観測波より、線形の一次元重複反射理論に基づいて逆算する。なお、前述のように建物の長辺、短辺はそれぞれ東西軸、南北軸に対して約 11°ずれているので、地表面での観測記録の方位を建物の長辺および短辺に合うように補正した後で逆応答解析を行っている。また、逆応答解析に用いる地盤モデルの底面は粘性境界としている。

図 5-6 に、逆算した工学的基盤位置の地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを示す。長辺方向、短辺方向ともに周期 1.0s 付近で卓越する継続時間の短い地震動である。長辺方向の入力波は特に大きく、全ての周期帯で告示スペクトル（極稀）を上回っている。最大加速度の発生時刻は長辺方向で 4.5s、短辺方向で 6.3s である。

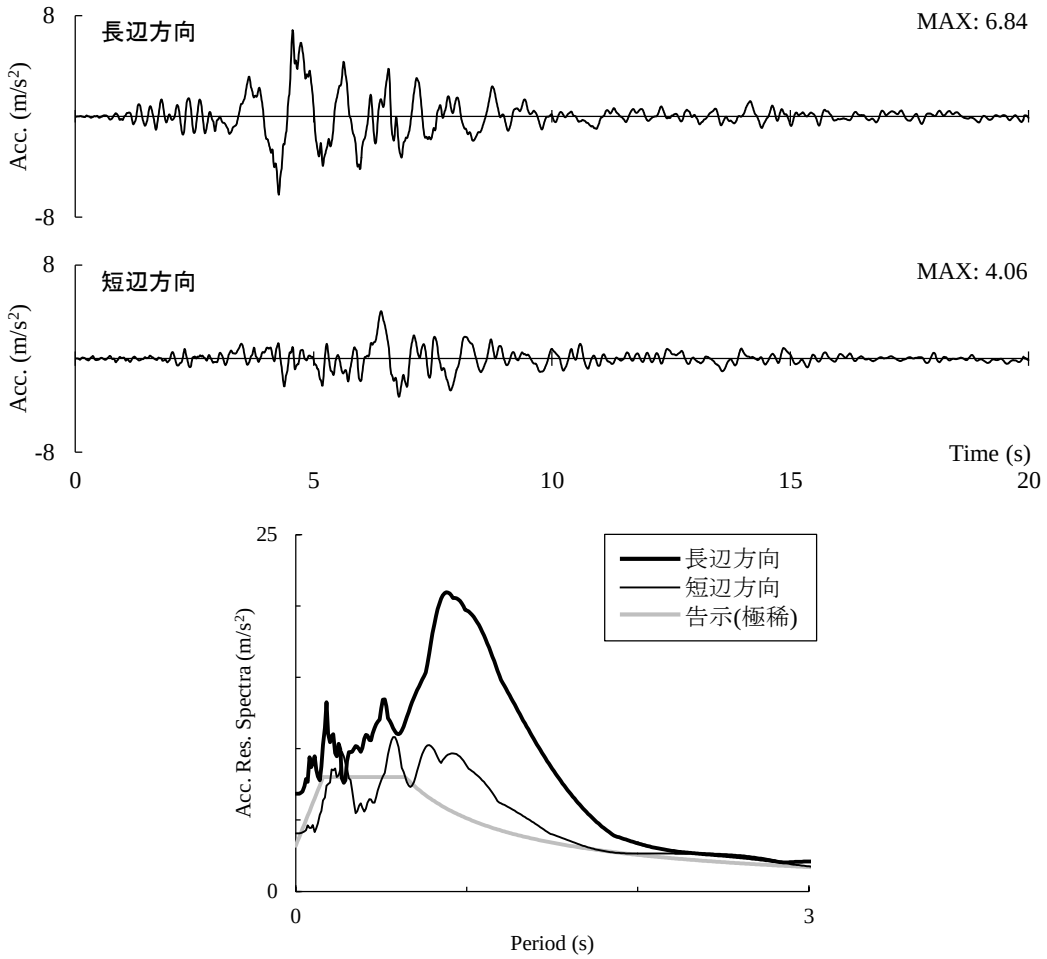


図 5-6　逆算工学的基盤波の加速度時刻歴波形と
加速度応答スペクトル（*h*=5%）

5.3　解析結果

(1) 自由地盤解析の結果

図 5-7 に、自由地盤における地表面の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを示す。また図中には入力波形(GL-25m)の加速度応答スペクトルも示す。まず長辺方向について見ると、観測記録は周期 0.4s と 1.0s で加速度応答スペクトルが大きく、時刻 4.7s に 1G を上回る最大加速度が発生するが、解析結果は周期 0.4s の加速度応答スペクトルが小さく、最大加速度は小さくなっている。これは、5.2.3 項で述べた逆応答解析を線形計算によって行ったことと、地盤の材料非線形のモデル化によると考えられる。一方、短辺方向について見ると、解析結果は最大加速度をやや小さく評価するものの、周期 0.3s における加速度応答スペクトルのピークを概ね捉えている。

図 5-8 に、地盤の最大加速度および最大相対変位の深さ方向に対する分布を長辺入力と短辺入力で比較して示す。ここで、相対変位は地盤モデル底面(GL-25m)を基準としている。入力レベルの大きい長辺入力では、最大加速度は GL-3m の地層境界で低減するが、相対変位は大きく増大している。一方、短辺入力では、加速度分布は深さによらず概ね一定となっており、増幅はあまり見られない。

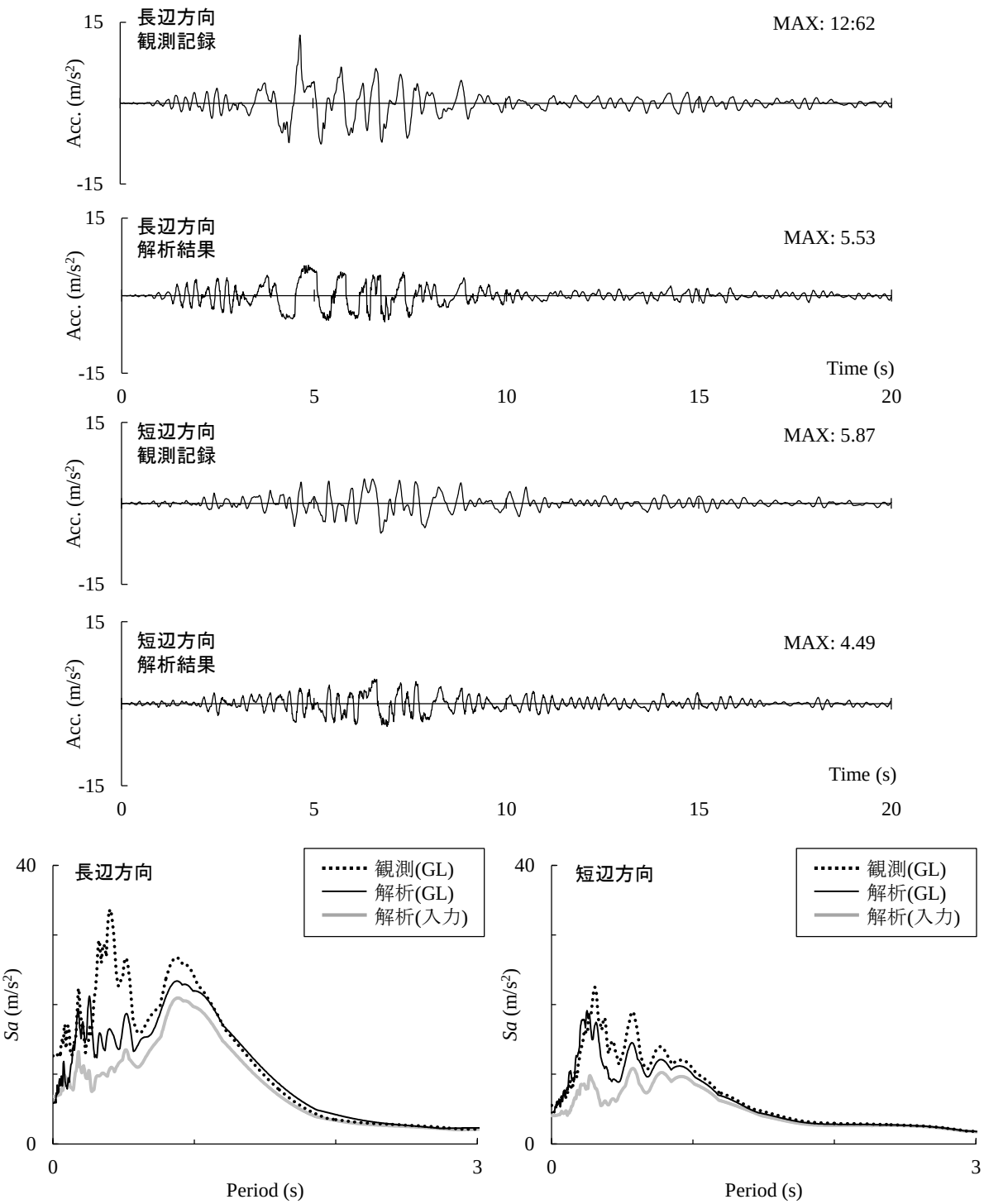


図 5-7　自由地盤における地表面の加速度時刻歴波形と
加速度応答スペクトル（h=5%）

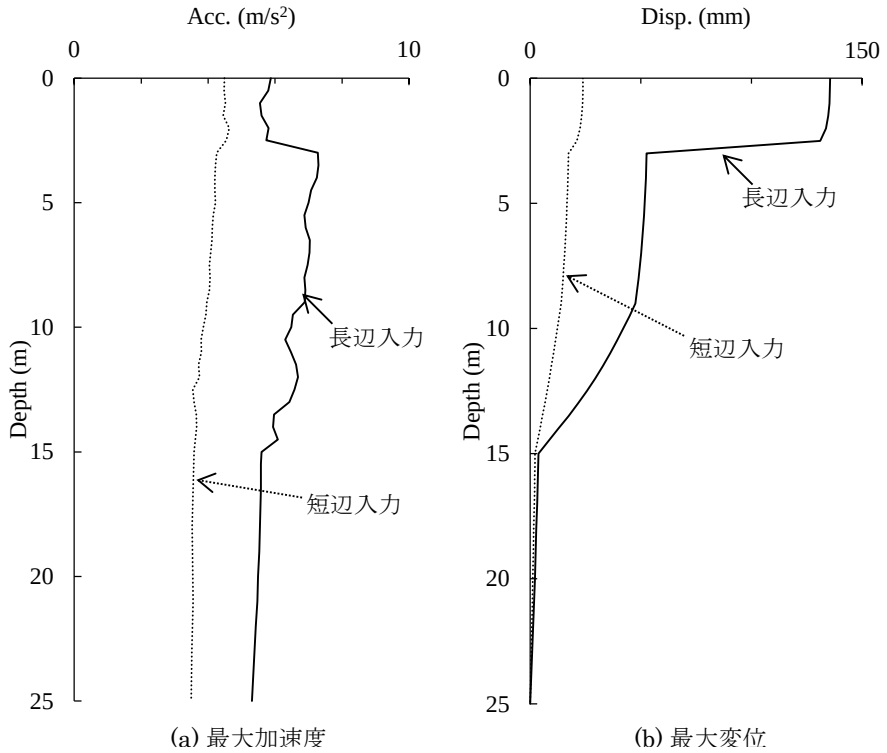


図 5-8　自由地盤の最大応答

(2) 上部構造の応答

図 5-9、10 に、上部構造頂部(RF)の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを示す。また図中には GL、1F の加速度応答スペクトルも示す。長辺入力では、擁壁の有無によらず、RF の応答波形は主要動が入力される時刻 4～6s で振幅が大きくなり、周期 1s 程度の波が数波見られる。また、GL、1F、RF の加速度応答スペクトルはほぼ同程度となる。短辺入力では、擁壁の有無によらず、RF の応答振幅は主要動が入力された後の時刻 7～8s で大きくなっている。加速度応答スペクトルは、周期 0.2s 付近で GL、1F、RF の順に応答が大きくなる。RF の応答が 1F よりも大きくなるのは、基礎のロッキングの影響による。

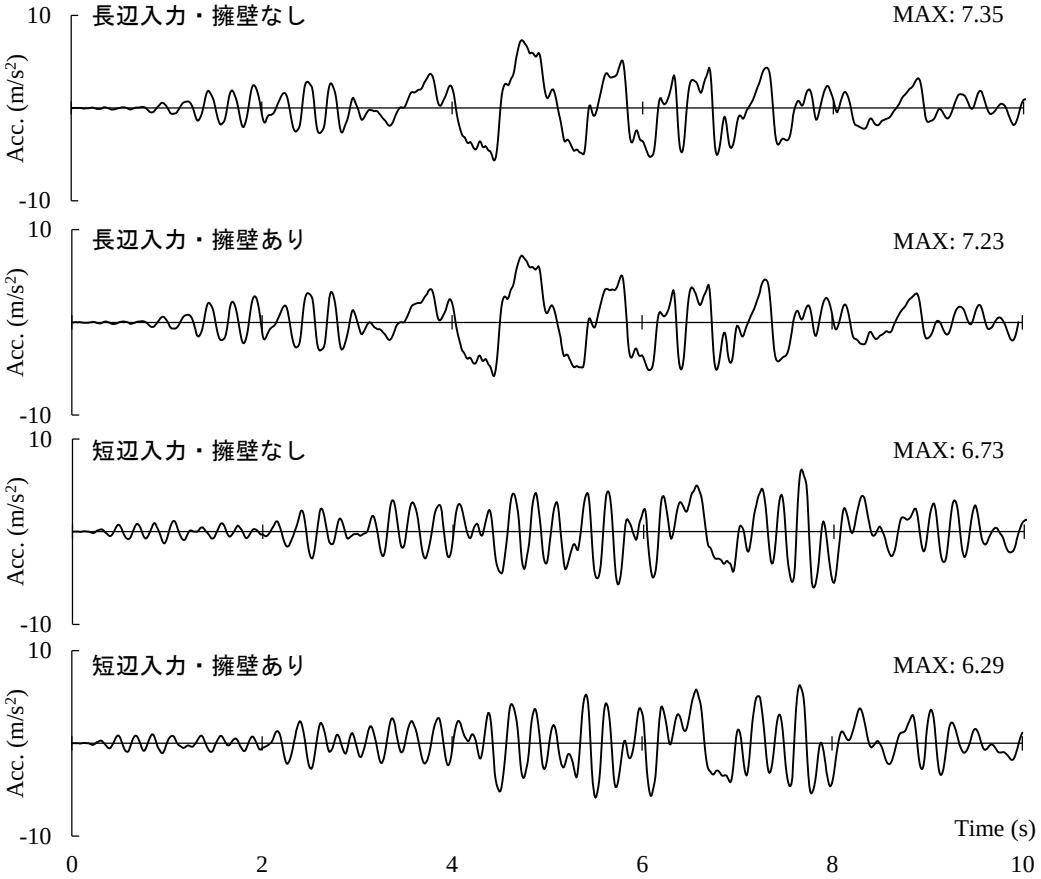


図 5-9　上部構造頂部(RF)の加速度時刻歴波形

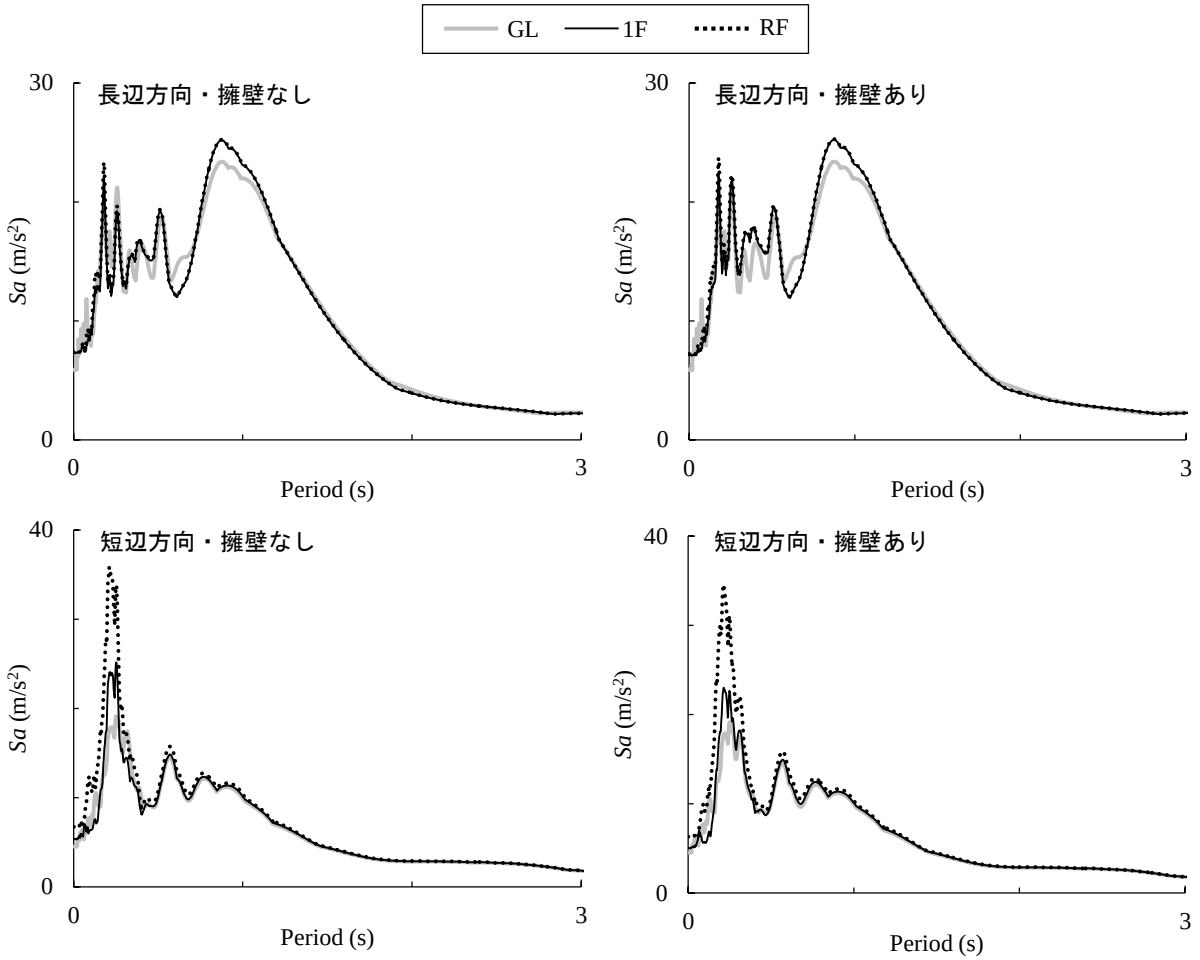


図 5-10　上部構造頂部(RF)の加速度応答スペクトル（*h*=5%）

(3) 杭の応答

図 5-11 に、各杭の最大曲げモーメント分布と最大せん断力の深さ方向分布を示す。まず長辺入力について見ると、杭応力は杭頭と GL-9m および GL-15m の地層境界付近で大きくなる。この中で、GL-9m および GL-15m の曲げモーメントは主に地盤震動の影響によるものである。A 杭の杭頭応力は B 杭よりも大きく、その差異は擁壁ありの場合に一段と大きくなっている。次に、短辺入力について見ると、杭応力は杭頭と GL-15m 付近で大きくなっている。後述する変動軸力による杭の曲げ剛性の変化により、A 杭の杭頭応力は B 杭よりもやや大きくなっている。

図 5-12 に、各杭の杭頭における最大曲げモーメントおよび最大せん断力の平面分布を示す。長辺入力時には、杭頭応力は建物の西側に位置する杭で大きくなっており、この傾向は擁壁ありの場合に一段と顕著に見られる。一方、短辺入力時には、杭頭応力は建物の南側に位置する杭で大きくなっている。擁壁なしの場合、東西方向の杭頭応力分布は対称形となるが、擁壁ありの場合は建物の西側に位置する杭の杭頭応力がやや大きくなっている。

図 5-13 に、長辺入力時における杭頭の曲げモーメント、せん断力および軸力の時刻歴波形を示す。擁壁の有無によらず、杭頭応力の振幅は、主要動が入力される時刻 4s 以降に大きくなっている。変動軸力の振幅は長期軸力に比べ小さく、杭の曲げ剛性への影響は小さいと考えられる。擁壁なしの場合について、A 杭の杭頭曲げモーメントが最大となる時刻 4.8s に着目すると、同杭の杭頭せん断力も同位相でほぼ最大となっている。また、ほぼ同時刻において B 杭でも A 杭と同程度の最大応力が発生している。

図 5-14 に、短辺入力時における杭頭応力の時刻歴波形を示す。軸力の波形を見ると、擁壁の有無によらず、建物の前後端に位置する A 杭と C 杭で互いに逆位相の変動軸力が発生している。擁壁なしの場合について、A 杭の杭頭曲げモーメントが最大となる時刻 7.7s に着目すると、杭頭せん断力も最大となっており、圧縮の変動軸力が作用している。これと同時刻において、C 杭には引張の変動軸力が作用しており、A 杭に比べ杭頭曲げモーメントと杭頭せん断力は小さくなる。次に、C 杭の杭頭曲げモーメントが最大となる時刻 7.8s に着目すると、変動軸力の正負が入れ替わり、逆に A 杭の杭頭応力が小さくなる。このように、短辺入力では変動軸力によって杭の曲げ剛性が変化するために、圧縮側の杭で水平力の分担が多き唸り、杭応力が大きくなっている。

図 5-14 に、長辺入力時における各杭の杭頭および GL-14.5m での曲げモーメントー曲率の履歴曲線を示す。図中には軸力を変化させて求めた降伏点(M_y)と終局点(M_u)の軌跡を示している。長辺入力では変動軸力の影響が小さいため、第 1、第 3 象限の杭剛性はほぼ同程度となる。杭応答は、擁壁の有無によらず、杭頭では降伏点を上回り、GL-14.5m 位置では終局点に近い応答となっており、いずれもループを描いている。

図 5-15 に、短辺入力時における各杭の杭頭および GL-14.5m での曲げモーメントー曲率の履歴曲線を示す。短辺入力では変動軸力の影響により第 1、第 3 象限で杭剛性が著しく異なる。すあわち、A 杭では圧縮軸力を受ける第 3 象限の曲げ剛性が大きく、引張軸力を受ける

第 1 象限の曲げ剛性は小さくなる。C 杭では変動軸力の正負が A 杭の逆であるため、杭の曲げ剛性は第 1 象限で大きく、第 3 象限で小さくなる。各杭の応答は、擁壁の有無によらず、杭頭、GL-14.5m 位置ともに降伏点を下回っている。ただし、本検討は上部構造を剛体と仮定しており、実状と比べて杭頭に作用する上部構造からの慣性力を小さく評価している可能性があることには注意を要する。

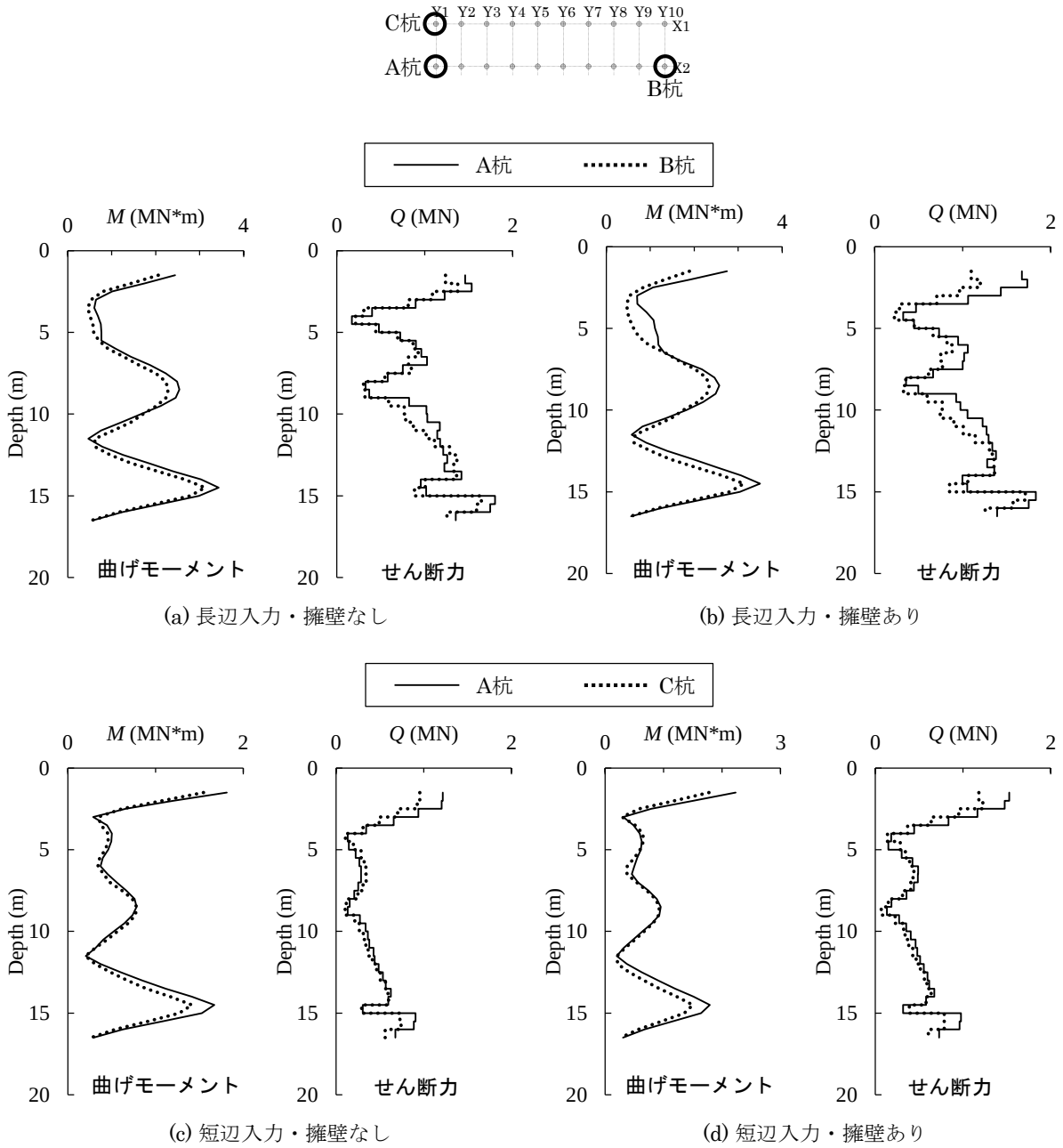


図 5-11　杭の最大応力分布

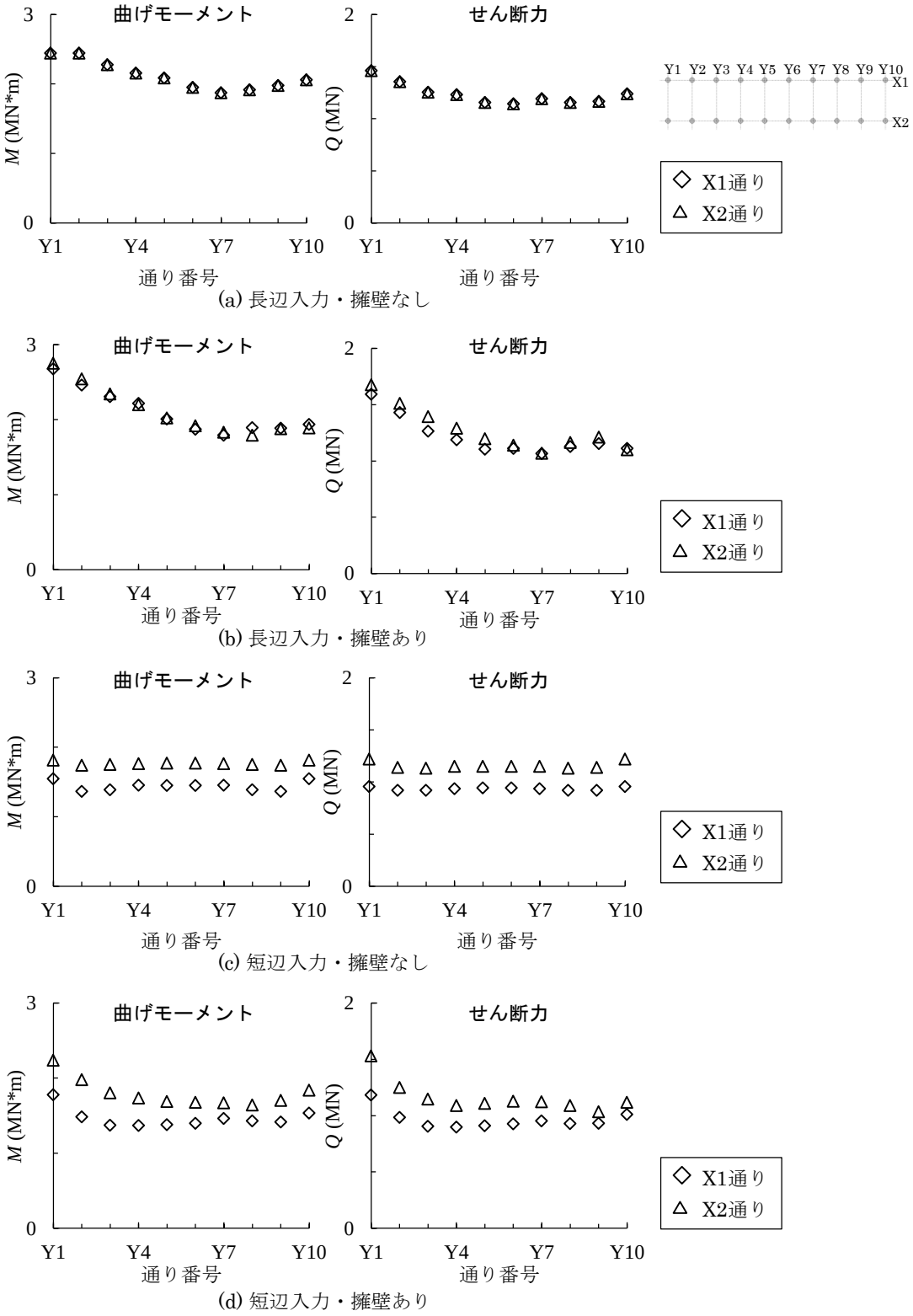
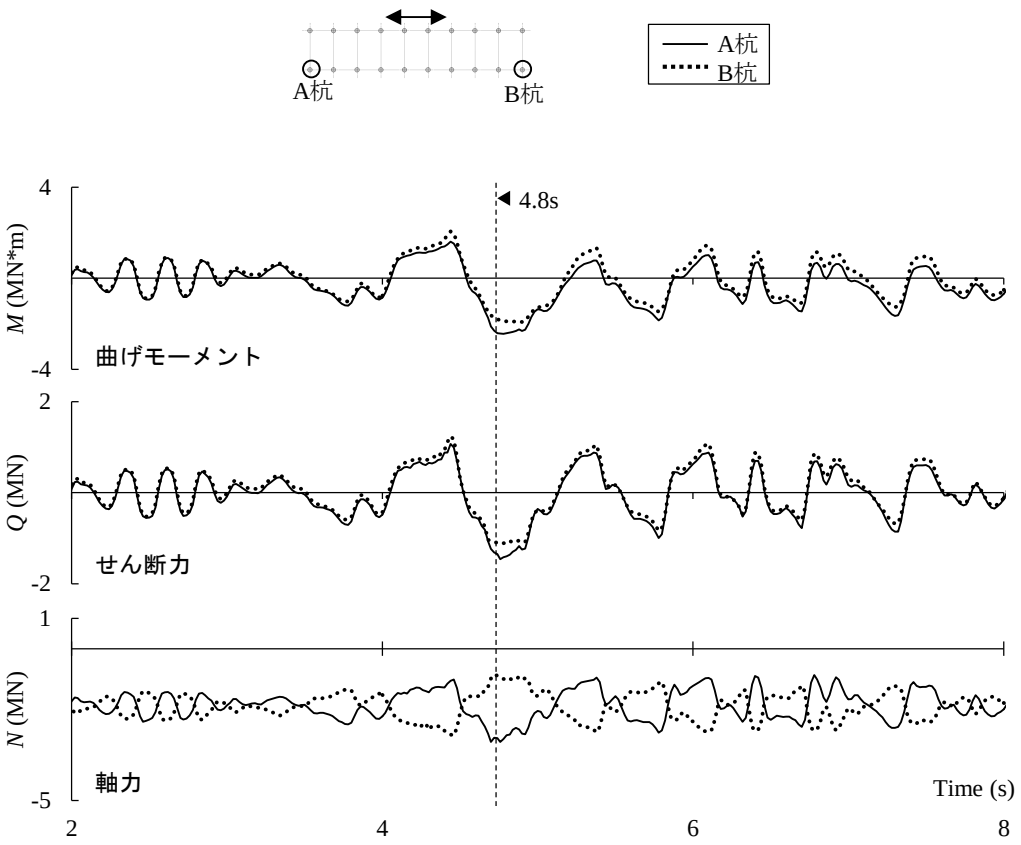
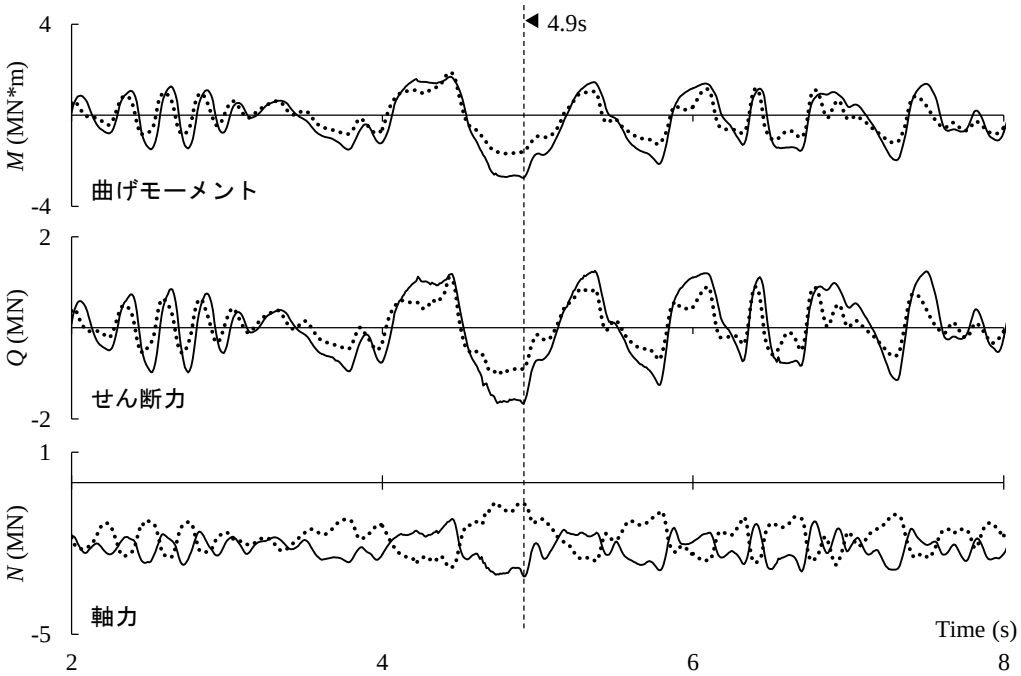


図 5-12　杭頭の最大応力の平面分布（段差なし）

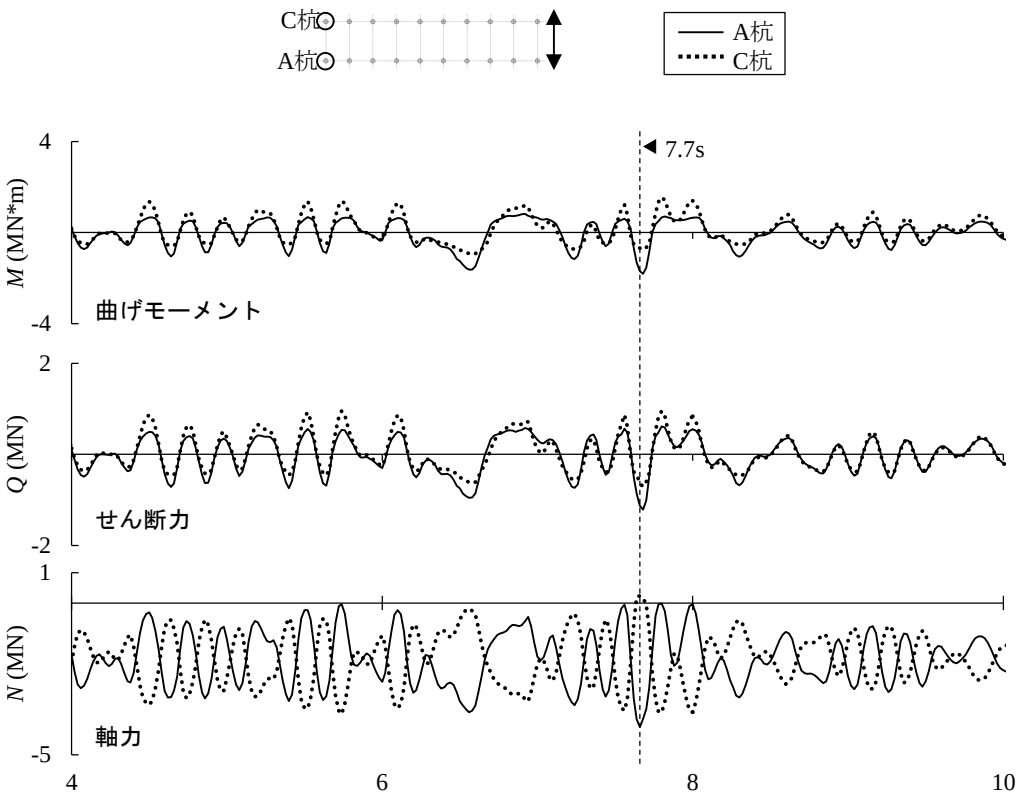


(a) 擁壁なし

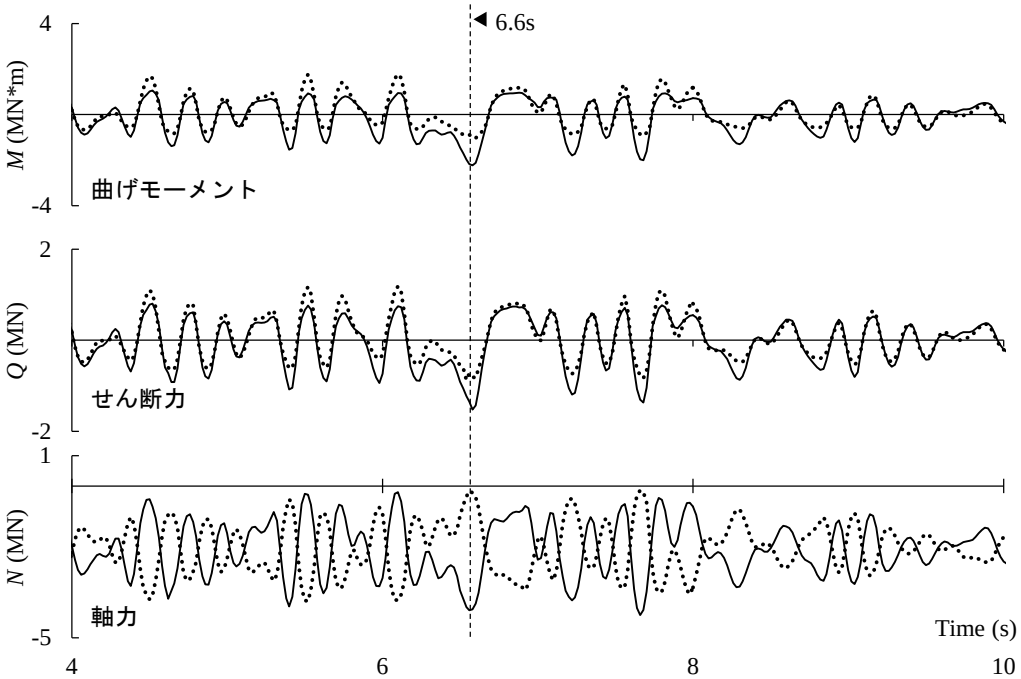


(b) 擁壁あり

図 5-13　杭頭応力の時刻歴波形（長辺入力）

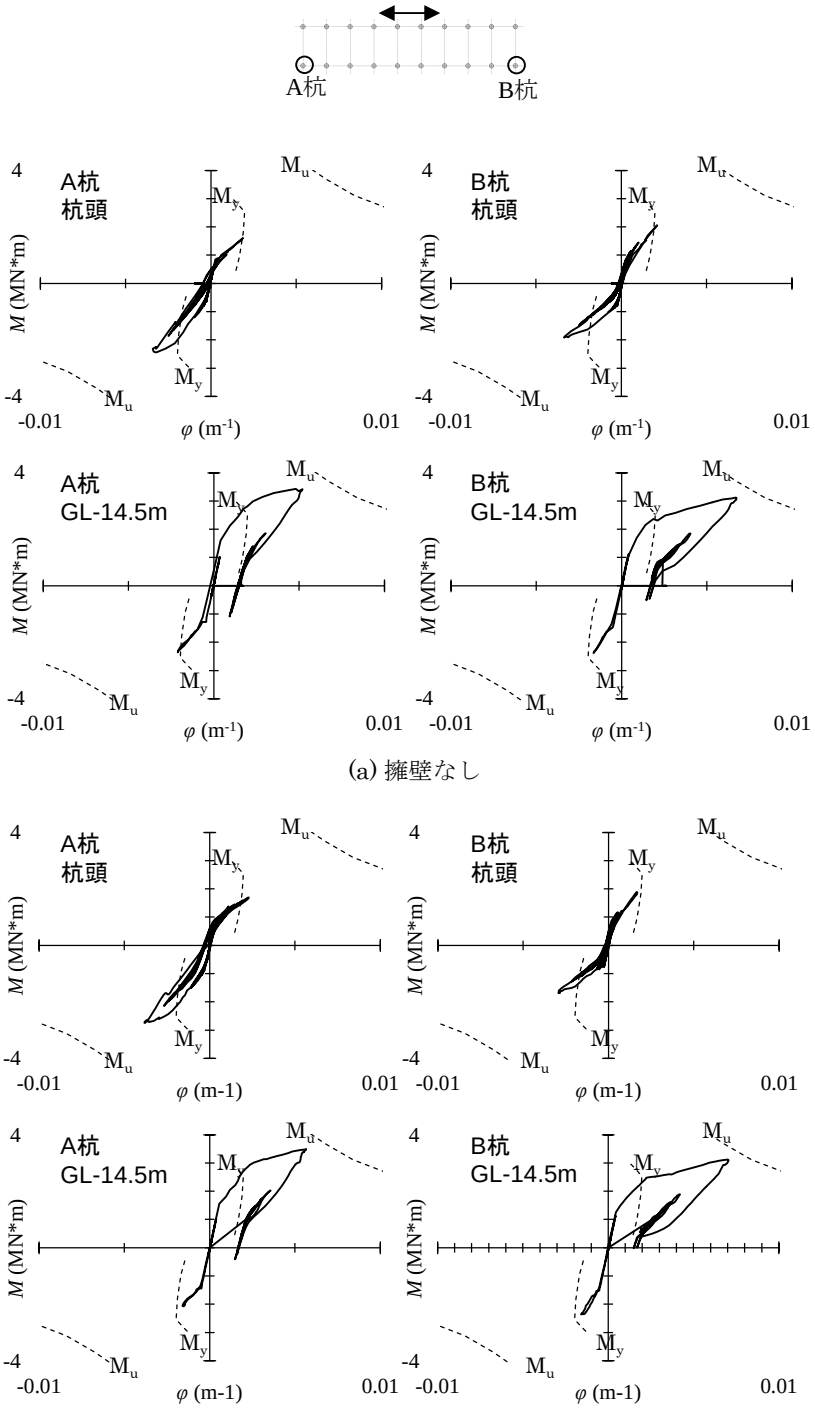


(a) 擁壁なし



(b) 擁壁あり

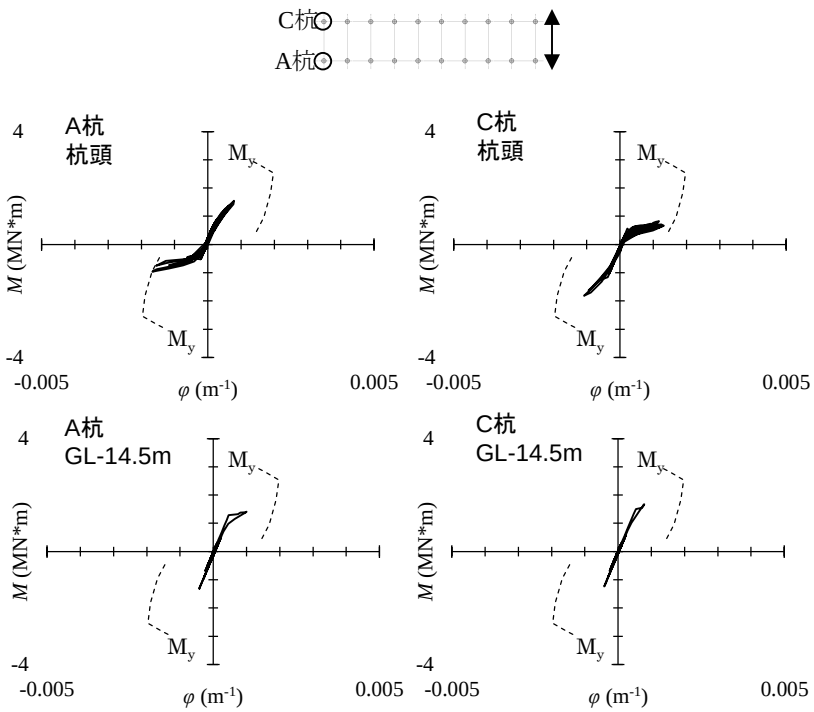
図 5-14　杭頭応力の時刻歴波形（短辺入力）



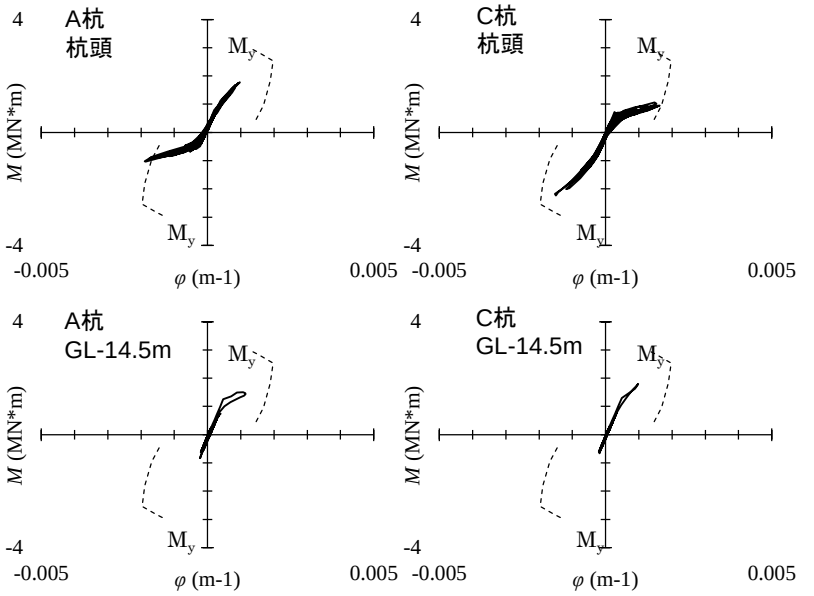
(a) 擁壁なし

(b) 擁壁あり

図 5-15　杭の曲げモーメント－曲率関係（長辺入力）



(a) 擁壁なし



(b) 擁壁あり

図 5-16　杭の曲げモーメント－曲率関係（短辺入力）

5.4　擁壁の有無が地盤－杭－上部構造連成系の応答に及ぼす影響

(1) 杭－上部構造系が存在しない地盤の変位応答

図 5-17 に、杭－上部構造系が存在しない地盤における各杭位置での最大変位応答を擁壁の有無によって比較して示す。長辺入力、短辺入力ともに、擁壁がない場合は杭位置によらず地盤の変位応答は同程度となるのに対し、擁壁がある場合は擁壁に近い西側の杭の位置で地表付近の変位応答が大きくなっている。

(2) 地盤－基礎系の残留変形

図 5-18 に、長辺入力による地震応答終了時の地盤－基礎の残留変形図を示す。図では変位を 20 倍に拡大して示している。擁壁の有無によらず、表層地盤全体が西側に変位し、杭および建物もこれに追随している。また建物西側の地盤－基礎間に剥離が見られる。擁壁ありの場合について建物西側の擁壁に着目すると、建物から離れた位置では西側に大きく変位するが、建物近傍では杭の拘束効果により変位が小さくなり、両者の相対変位は約 50mm に達する。その結果、建物北西端付近の擁壁で大きなたわみが発生している。益城町では RC 造建物近傍の擁壁が損傷した事例が確認させており、建物と擁壁の相互干渉が擁壁の被害要因となり得ることが示された。

(3) 上部構造の応答

図 5-19 に、上部構造頂部(RF)の加速度応答スペクトルを擁壁の有無によって比較して示す。加速度応答スペクトルは擁壁なしと擁壁ありで概ね一致しており、擁壁による段差が建物応答に及ぼす影響は小さい。

(4) 杭の応答

図 5-20 に、擁壁近傍に位置する A 杭に着目して、最大曲げモーメントと最大せん断力の深さ方向に対する分布を擁壁の有無によって比較して示す。長辺入力、短辺入力ともに、擁壁ありの場合は杭頭付近の応力が擁壁なしの場合に比べやや大きくなる。

図 5-21 に、X2 通りにおける杭頭の最大曲げモーメントおよび最大せん断力の平面分布を擁壁の有無によって比較して示す。長辺入力、短辺入力ともに、擁壁ありの場合の杭頭応力は擁壁に近い西側の杭で大きくなっている。

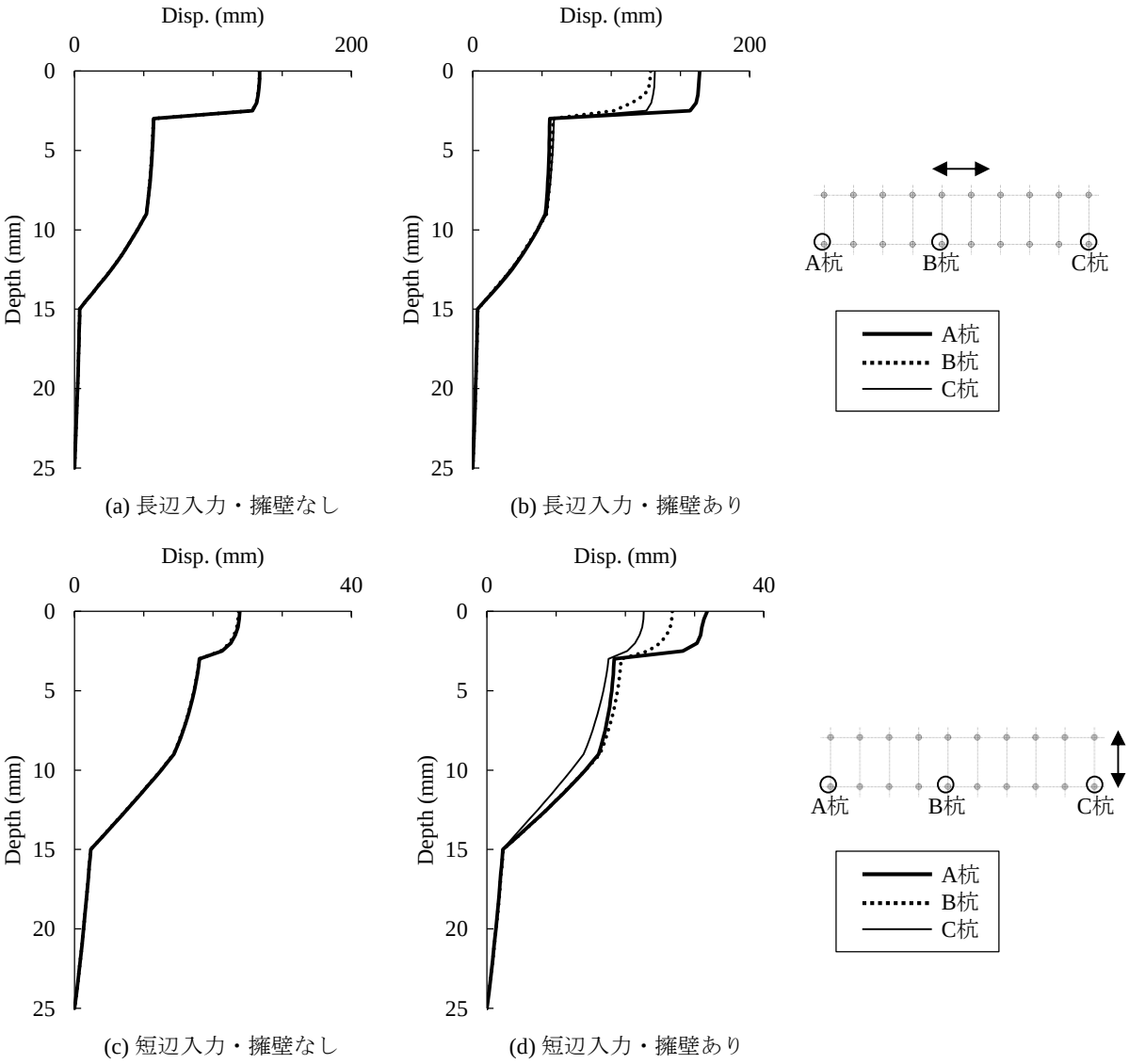
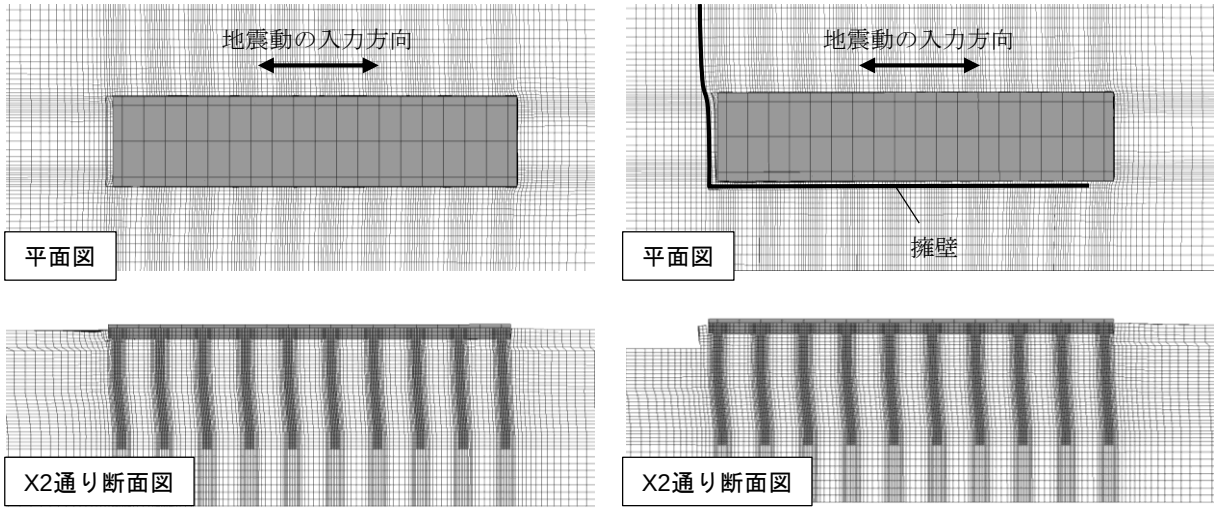


図 5-17　地震応答終了時の地盤－基礎の残留変形（長辺入力）



(a) 擁壁なし　　(b) 擁壁あり

図 5-18　地震応答終了時の地盤－基礎の残留変形（長辺入力）

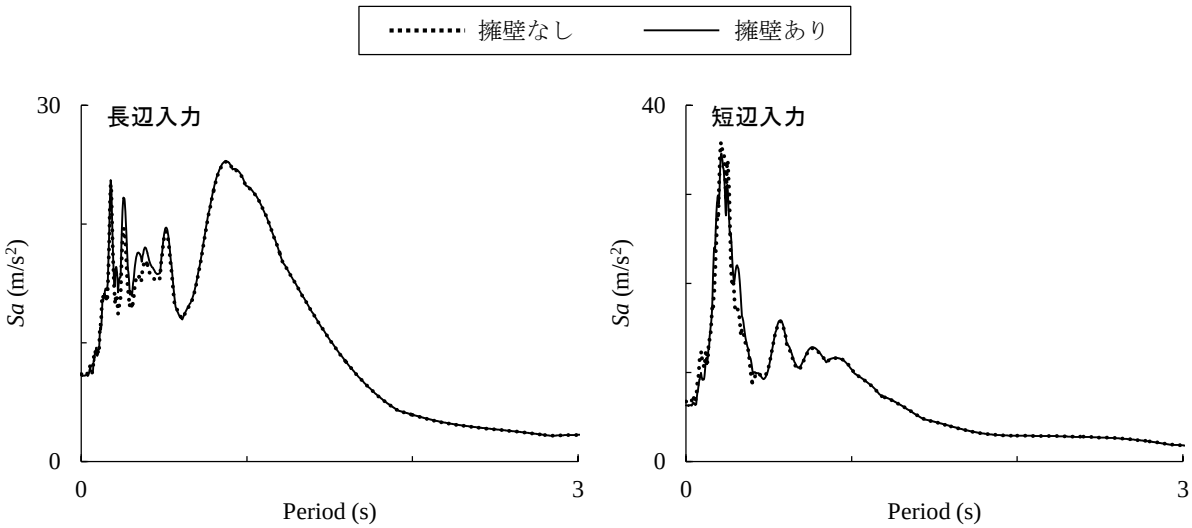


図 5-19　擁壁の有無による上部構造頂部(RF)の加速度応答スペクトル（*h*=5%）

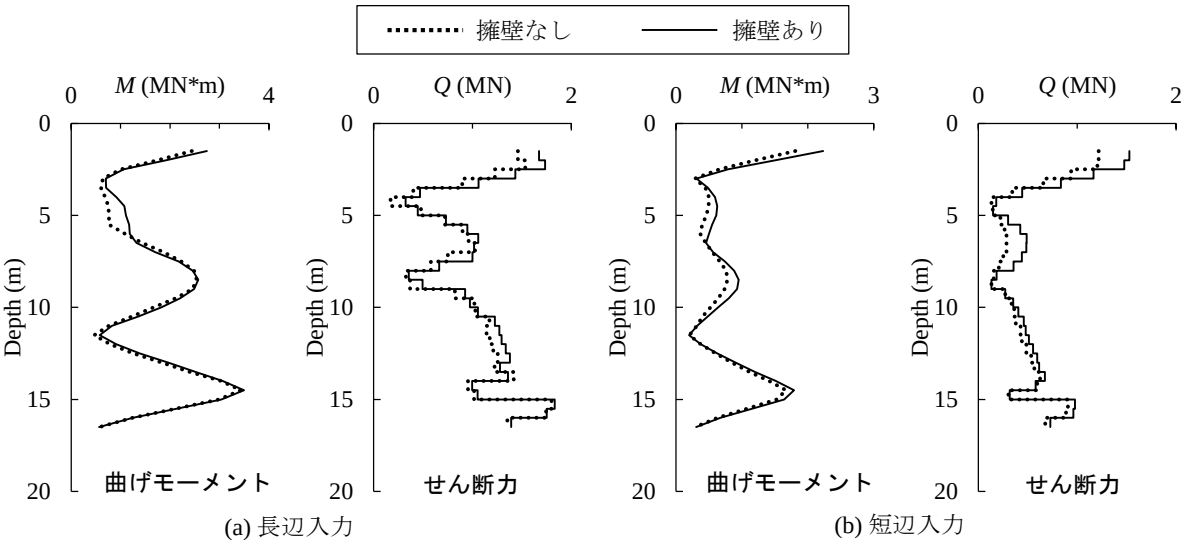


図 5-20　擁壁の有無による A 杭の最大応力分布

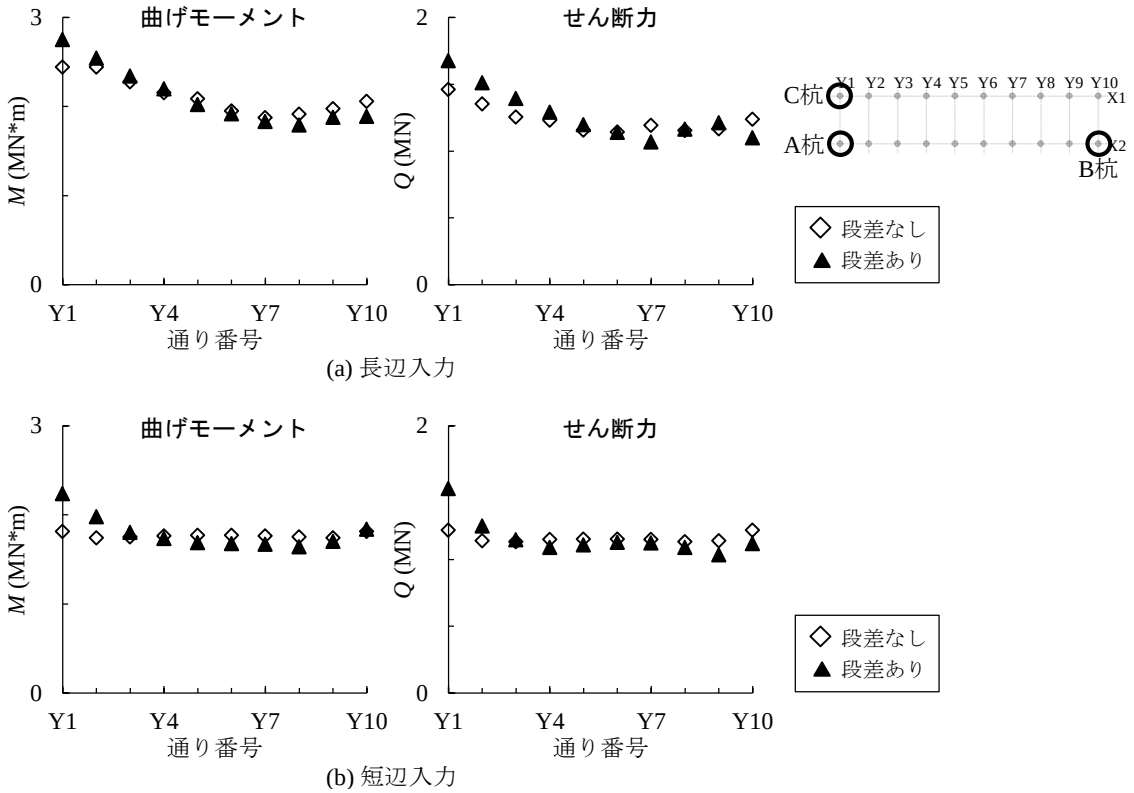


図 5-21　擁壁の有無による X2 通りでの杭頭応力の平面分布

5.5　上部構造慣性力と地盤変位が地盤－杭－上部構造連成系の応答に及ぼす影響

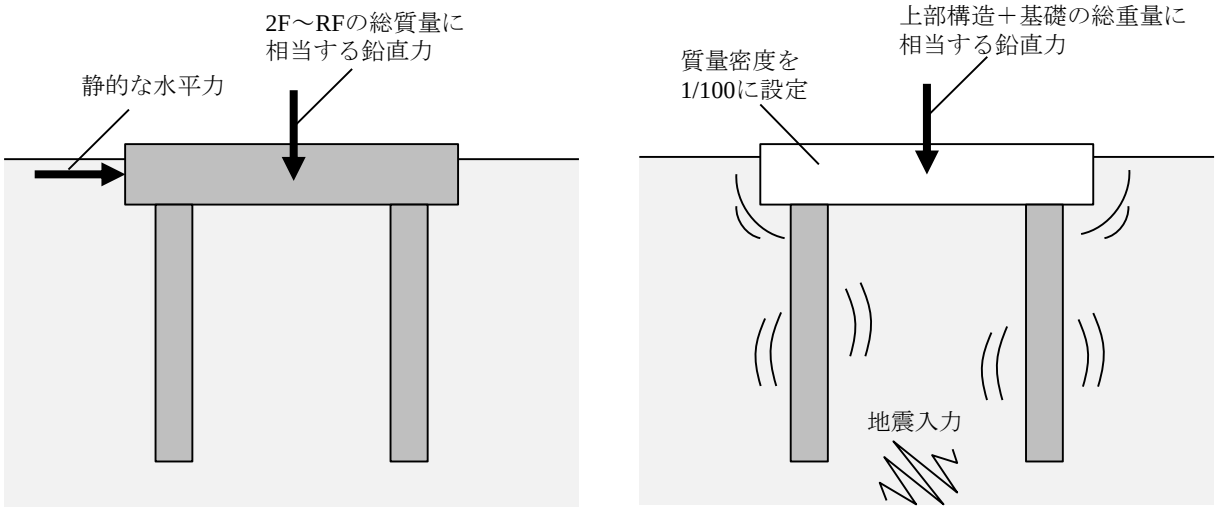
(1) 検討方法

本節では段差ありのモデルについて、杭応力として、杭基礎－上部構造全体系モデルの地震応答(Total)の他に、杭基礎に杭頭荷重を静的に作用させた場合の応力(Inertial)と、2F～RFを取り去った無質量基礎を有する杭基礎の地震応答(Kinematic)を考える。図 5-22 に、各応力の算出方法の概念図を示す。Inertial 応力の算出にあたっては、基礎盤に対して、全ての杭の杭頭せん断力の総和が Total の最大値に達するか(Case1)、A 杭の杭頭せん断力が Total の最大値に達する(Case2)まで水平一方向の強制変位を与える。表 5-4 に、杭頭せん断力の総和と A 杭の杭頭せん断力の最大値を示す。Kinematic 応力の算出にあたっては、上部構造を取り去ったうえで、無質量基礎を模擬するために基礎盤の質量密度を全体系モデルの 1/100 に設定し、地震応答解析を行う。なお、両応答を算出する際には、杭の軸力を Total と同等とするために、取り去った部分の総重量に相当する鉛直力を基礎に作用させている。

(2) 杭の応答

図 5-23 に、A 杭の最大曲げモーメントと最大せん断力の深さ方向分布を、Total、Inertial、Kinematic で比較して示す。長辺方向入力では、杭頭の曲げモーメントは Total で Inertial (Case2)よりも大きくなっており、上部構造慣性力と地盤震動の両方の影響によって応力が発生したと考えられる。一方、反曲点(GL-4m 程度)より深い位置に着目すると、Kinematic と Total の応答は概ね対応しており、主に地盤震動によって応力が発生したと考えられる。次に、短辺入力について見ると、杭頭の曲げモーメントは Total と Inertial (Case2)で概ね一致しており、杭頭の応答は主に上部構造慣性力によって発生したと考えられる。

図 5-24 に、X2 通りにおける杭頭の最大曲げモーメントと最大せん断力の平面分布を、Total、Inertial、Kinematic で比較して示す。長辺入力について見ると、Inertial 応答は全ての杭で概ね均等であるのに対し、Kinematic 応答は西側に位置する Y1 通りで大きくなっている。これは 5.4 節で示したように、擁壁に近い位置の地盤の変位応答が大きかったことによると考えられる。短辺入力についても同様に、Inertial 応答は杭位置による違いがあまり見られないのに対し、Kinematic 応答は Y1 通りで大きくなっており、杭位置による地盤の変位応答の違いが杭応答に影響を及ぼしたと考えられる。

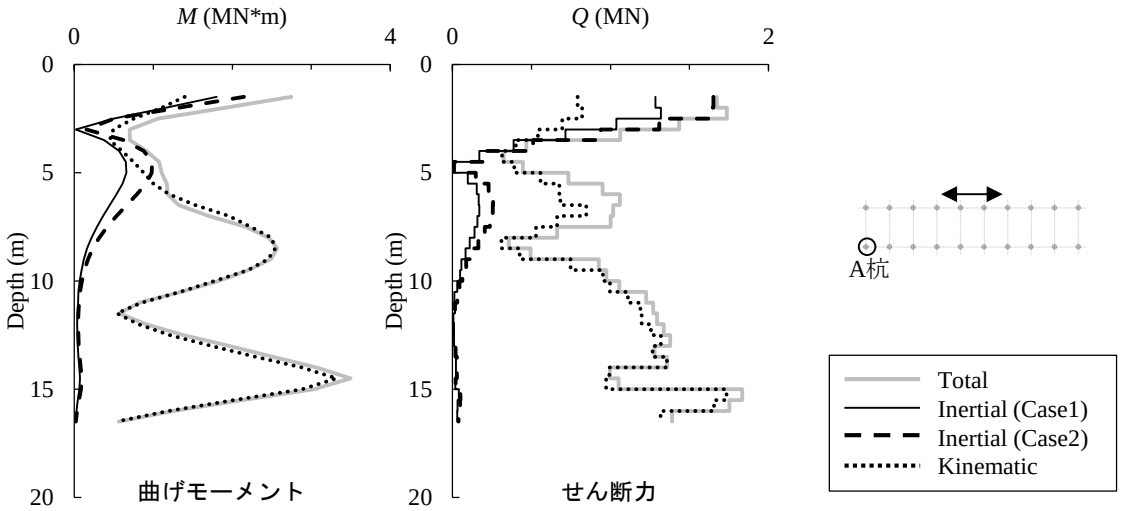


(a) 上部構造＋基礎の慣性力を作用　　(b) 地盤震動を作用

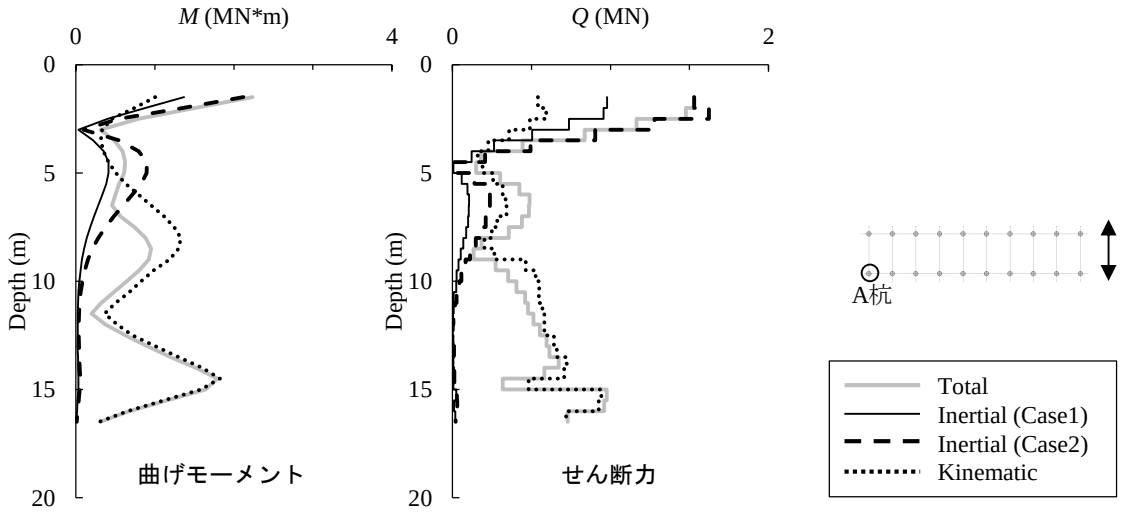
図 5-22　上部構造慣性力と地盤震動の影響の分析方法

図 5-4　Total の応答結果

	長辺入力	短辺入力
杭頭せん断力の総和の最大値 (MN)	23.8 (西向き)	18.0 (南向き)
A杭の最大杭頭せん断力 (MN)	1.67 (西向き)	1.53 (南向き)



(a) 長辺入力



(b) 短辺入力

図 5-23　Total、Inertial、Kinematic による A 杭の最大応力分布

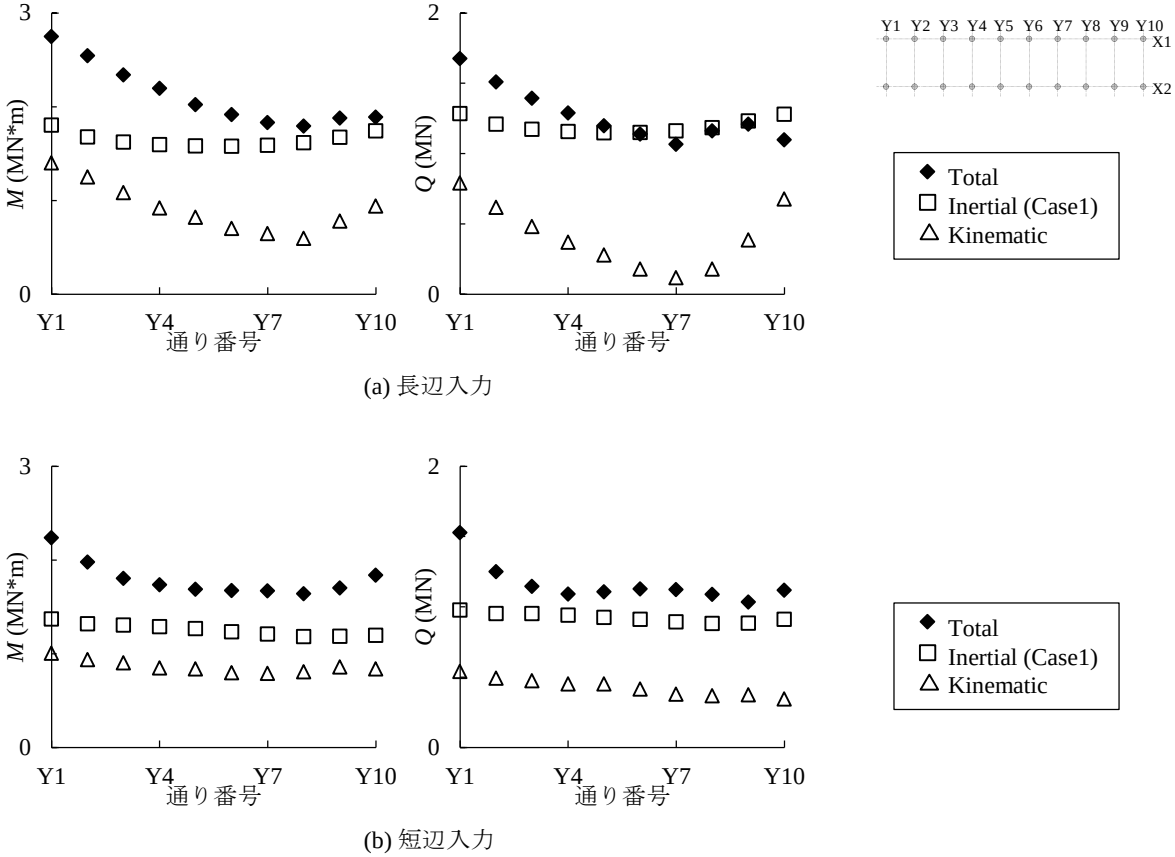


図 5-24　Total、Inertial、Kinematic による X2 通りの杭の最大杭頭応力の平面分布

5.6　本章のまとめ

本章では、2016 年熊本地震の KiK-net 益城地点での観測波を入力動として、擁壁をもつ段差地盤上に建つ仮想杭基礎建物の応答解析を三次元有限要素法を用いて行った。本解析では杭基礎として、1 次設計に準拠した断面性能をもつ場所打ち RC 杭を想定した。以下に得られた知見をまとめて示す。

① 有限要素モデルの工学的基盤位置に入力する地震動は、KiK-net 益城観測点での地表面観測記録より一次元重複反射理論に基づいて逆算した。入力地震動は、周期 1s の成分が卓越するパルス性の地震動であった。その最大加速度は長辺方向で 6.84m/s^2、短辺方向で 4.06m/s^2 であり、特に建物長辺方向の地震動が大きく、全ての周期帯で極稀レベルの告示スペクトルを上回っていた。

② 入力動が大きかった建物長辺方向では、上部構造からの慣性力と 136mm に及ぶ地盤変位が同時に作用したことにより杭頭の曲げモーメントが大きく、さらに地中部では地盤変形による曲げモーメントが大きくなり、杭被害が発生している可能性を示した。

③ 入力動が小さかった建物短辺方向では、圧縮方向の変動軸力が大きくなる杭で曲げモーメントが大きくなる結果であったが、被害の程度は長辺方向に比べ小さくなることを示した。

④ 上部構造の加速度応答は擁壁による影響をあまり受けなかった。一方、擁壁の影響で地盤応答が杭位置により異なるために、擁壁に近い位置の杭頭で曲げモーメントが増大しており、擁壁をもつ段差地盤上の杭基礎の設計では擁壁地盤の影響を適切に考慮する必要があることを示した。

参考文献

5.1) 防災科学技術研究所強震観測網(URL: http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/).

5.2) 日本建築学会災害委員会：2016 年熊本地震災害調査報告会，2016.8.

5.3) 日本道路協会：道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説，p.26，2002.3.

5.4) テルツァギ，ペック著／小野薫，星埜和，加藤渉，三木五三郎共訳：土質力学　応用編，丸善，p.271，1955.7.

5.5) 岸田英明，中井正一：地盤反力－変位関係の非線形性，土と基礎　25(8)，pp.21-28，1977.8.

5.6) 日本総研ソリューションズ：LS-DYNA Version 971 User’s Manual Volume 1,2，2007.6.

5.7) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，1996.4.

第 6 章 結論

6.1　本論文のまとめ

本論文では、極大地震時における群杭基礎の水平抵抗と杭被害の原因を明らかにした。第 1 章では、極大地震で杭基礎建物に発生する非線形相互作用と過去の杭被害の原因について既往文献を調査し、本論文の位置付けを明確にするとともに、研究目的を示した。第 2 章では、乾燥砂地盤内に設置した 25 本群杭模型を対象に、大阪大学所有の小型振動台を用いた地震波入力による加振実験を行い、群杭の水平抵抗性状を実証的に示した。さらに、実験結果に対して三次元有限要素法によるシミュレーション解析を行うことにより、解析法の有効性を検証した。第 3 章では、第 2 章で有効性を示した三次元有限要素法を実大群杭に適用し、杭本数、杭配置、杭間隔、地盤条件および加力方向を変えて群杭の杭一本ごとの杭周地盤抵抗を算出した。第 4 章では、1995 年兵庫県南部地震の震度 7 地域で杭頭が損傷した杭基礎建物を、第 2 章で有効性を示した三次元有限要素法で正確にモデル化し、建設地点で計算された工学的基盤波を入力動とする被害解析を行うことで、杭の被害要因を明らかにした。第 5 章では、2016 年熊本地震の KiK-net 益城地点での観測波を用いて擁壁をもつ段差地盤上に建つ仮想杭基礎建物の被害解析を三次元有限要素法を用いて行い、杭の被害状況を推定するとともに、擁壁地盤の応答が杭応答に及ぼす影響を明らかにした。以下に各検討で得られた知見をまとめて示す。

(1) 群杭基礎建物の模型振動台実験と解析検討

① 入力レベルが大きくなるにつれて、地盤－群杭－上部構造連成系の固有振動数は小さくなり、地盤の非線形性が杭基礎建物の地震応答に大きな影響を与えることを示した。杭頭に生じる曲げモーメントは、隅杭で最も大きく、次いで側面杭、中央杭の順に小さくなり、群杭中の杭位置によって違いが見られた。しかし、入力レベルが大きくなるにつれ、杭位置による杭の曲げモーメントや分布形状の違いは小さくなることを示した。

② 三次元有限要素法による解析結果は、入力レベルの違う上部構造および群杭の応答特性ともに実験結果と良い対応を示し、解析法の有効性を示した。

(2) 静的水平載荷解析による群杭基礎の杭周水平地盤抵抗

① 列状配置群杭の群杭係数は、並列方向加力で大きく、直列方向加力で小さくなった。一方、正方配置群杭の群杭係数は、砂質地盤で対角方向に加力した場合にやや大きくなるものの、列状配置の群杭に比べると加力方向による影響をあまり受けなかった。

② 群杭の杭周地盤抵抗は、小変位時には隅杭で大きく中央杭で小さい分布となるのに対し、

大変位時には前面杭で集中して大きくなり、杭位置によって杭周地盤の抵抗性状が異なることを明らかにした。

③　粘土地盤に比べ砂質地盤では、杭間隔が狭い場合に杭位置による杭周地盤抵抗の違いが顕著になることを示した。

④　杭周地盤抵抗の加力方向による方向性は、特に隅杭では大きな地盤反力が発生する加力方向の範囲でが広いことを示した。

(3) 静的水平載荷解析による群杭基礎の杭周水平地盤抵抗

①　対象建物の被害として、上部構造の被害は軽微だったが杭頭に被害を受けたため、杭基礎建物全体が傾斜した。

②　上部構造の応答層せん断力は保有水平耐力を下回り、被害状況と概ね対応した。

③　上部構造からの慣性力とほぼ同時に大きな地盤変位が同方向に杭に作用したしたために、杭頭での塑性化が進行したことを明らかにした。

④　建物北西部で発生した杭頭の被害については、本数が少ない独立フーティングの群杭のために杭周地盤抵抗が大きくなり上部構造の慣性力の分担が大きくなったこと、さらに建物北東部にあった隣接建物の存在により北西部の杭に大きな慣性力が生じたことを示した。

(4) 2016 年熊本地震での杭被害解析

①　有限要素モデルの工学的基盤位置に入力する地震動は、KiK-net 益城観測点での地表面観測記録より一次元重複反射理論に基づいて逆算した。入力地震動は、周期 1s の成分が卓越するパルス性の地震動であった。特に建物長辺方向の地震動が大きく、全ての周期帯で極稀レベルの告示スペクトルを上回っていた。

②　入力動が大きかった建物長辺方向では、上部構造からの慣性力と 136mm に及ぶ地盤変位が同時に作用したことにより杭頭の曲げモーメントが大きく、さらに地中部では地盤変形による曲げモーメントが大きくなり、杭被害が発生している可能性を示した。

③　入力動が小さかった建物短辺方向では、圧縮方向の変動軸力が大きくなる杭で曲げモーメントが大きくなる結果であったが、被害の程度は長辺方向に比べ小さくなることを示した。

④　上部構造の加速度応答は擁壁による影響をあまり受けなかった。一方、擁壁の影響で地盤応答が杭位置により異なるために、擁壁に近い位置の杭頭で曲げモーメントが増大しており、擁壁をもつ段差地盤上の杭基礎の設計では擁壁地盤の影響を適切に考慮する必要があることを示した。

以上のように、模型振動台実験と三次元有限要素法に基づく解析検討により、群杭基礎の杭位置による水平地盤抵抗の諸特性を明らかにするとともに、現行の耐震設計のレベル 2 を上回る大振幅地震動を入力動とする実大杭基礎建物の応答解析により、極大地震における杭の被害要因を明らかにした。

6.2　今後の課題

本論文で実施した群杭の静的載荷解析は、限られた範囲の群杭を対象としており、さらに多くの解析パラメータに対する検討が必要である。特に地盤条件については、均質な砂質地盤と粘性地盤の代表的なケースについて検討したに過ぎず、地盤定数をより細かく変えた場合や多層地盤についても検討する必要がある。さらに、模型実験や原位置載荷実験による実証データの蓄積も不可欠である。

本論文で算出した杭周地盤ばねを質点系モデルに適用するためには、ばねの力－変形関係を簡易な数学モデルに置換する必要がある。特に、本論文で明らかにした杭周地盤ばねの加力方向への依存性を解析に取り入れるためには、解析の整備も必要になると考えられる。また、本論文では杭長方向に一様な変位を与えて水平地盤ばねのみを算出したが、杭基礎の解析モデルを精緻化するためには、深さ方向や杭どうしで連成する地盤ばねについても算出する必要がある。

本論文で行った被害解析の精度については、本検討のモデル化で杭被害をある程度定量的に把握することができるものの、改善の余地があると考えられる。今後も実証データおよびシミュレーション解析の蓄積が必要と考えられる。また、本論文では、板状の中層建物を対象としたが、より平面規模の大きい建物や、超高層建物などについても検討を行う必要がある。

本論文に関連する発表論文

1. 主論文

1) 中野尊治，柏尚稔，宮本裕司：兵庫県南部地震の震度 7 地域で損傷した杭基礎建物のシミュレーション解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.692, pp.1695-1704, 2013.10.
2) 中野尊治，宮本裕司：任意方向加力を受ける杭間隔と杭配置の異なる群杭の杭周水平地盤抵抗の非線形性，構造工学論文集，Vol.62B，pp.363-371，2016.3.
3) 中野尊治，宮本裕司：任意方向の加力を受ける群杭の杭周水平地盤抵抗の非線形性，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.721，pp.505-514，2016.3.
4) Nakano, T. and Miyamoto, Y.: Nonlinear Soil Resistance of Pile Group Foundation Subjected to Load in Different Directions Based on Nonlinear 3D FEM, 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 2017.1.
5) 中野尊治，川辺秀憲，宮本裕司：地盤-基礎系の強非線形が直接基礎および杭基礎建物の地震応答に与える影響（2016 年熊本地震益城観測波を入力した検討），日本地震工学会第 12 回年次大会梗概集，P2-40(ポスターセッション)，2016.9.

2. 関連論文

査読論文

1) 邢爽，柏尚稔，中野尊治，宮本裕司：極大地震時の杭および改良体の外周地盤の強非線形化が杭基礎建物の応答に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.710，pp.583-591，2015.4.
2) 廣瀬榛名，中野尊治，宮本裕司：杭位置の違いによる群杭の非線形水平地盤抵抗のモデル化，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.726，pp.1233-1241，2016.8.

学術会議・シンポジウム

3) Kashiwa, H., Nakano, T. and Miyamoto, Y.: Effect of Ground Improvement around Pile Foundation on Seismic Behavior of Pile Structure during Very Large Earthquake, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012.9.
4) 柏尚稔，中野尊治，宮本裕司：兵庫県南部地震・十勝沖地震における杭基礎被害のシミュレーション解析, 第 9 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.58-68, 2013.1.
5) 中野尊治，宮本裕司：三次元非線形有限要素法に基づく群杭基礎の杭周水平地盤抵抗，第 14 回日本地震工学シンポジウム，pp.341-348，2014.12.
6) Hirose, H., Nakano, T. and Miyamoto, Y.: Lateral Soil Resistance of Each Pile Group by Shaking Table Tests and Its Simulation Analysis, 16th World Conference on Earthquake Engineering,

Santiago, Chile, 2017.1.

日本建築学会大会学術講演梗概集・日本建築学会近畿支部研究報告集など

7) 中野尊治，柏尚稔，宮本裕司：三次元有限要素法による過大入力地震時の群杭基礎建物の地震応答解析，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(52)，pp.25-28，2012.5.
8) 柏尚稔，中野尊治，宮本裕司：三次元有限要素法による過大入力地震時の群杭基礎建物の地震応答解析　その 1：群杭のモデル化手法の検討，日本建築学会学術講演梗概集，構造 II，pp.649-650，2012.9.
9) 中野尊治，柏尚稔，宮本裕司：三次元有限要素法による過大入力地震時の群杭基礎建物の地震応答解析　その 2：地震応答解析結果，日本建築学会学術講演梗概集，構造 II，pp.651-652，2012.9.
10) 中野尊治，柏尚稔，宮本裕司：過大入力地震時における群杭基礎建物の杭頭損傷要因，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(53)，pp.25-28，2013.5.
11) 中野尊治，柏尚稔，宮本裕司：1995 年兵庫県南部地震の震度 7 地域で損傷した杭基礎建物のシミュレーション解析，第 48 回地盤工学研究発表会，pp.1633-1634，2013.7.
12) 小林俊夫，小田達哉，柏尚稔，高田光真，中野尊治，宮本裕司：羽根付き鋼管杭貫入時の地盤の乱れが杭の水平抵抗に及ぼす影響　その 1：原位置水平載荷実験の概要と杭周地盤の地盤変状，日本建築学会学術講演梗概集，構造 I，pp.551-552，2013.8.
13) 小田達哉，小林俊夫，柏尚稔，高田光真，中野尊治，宮本裕司：羽根付き鋼管杭貫入時の地盤の乱れが杭の水平抵抗に及ぼす影響　その 2：杭の水平抵抗性状と杭周地盤改良の効果，日本建築学会学術講演梗概集，構造 I，pp.553-554，2013.8.
14) 中野尊治，柏尚稔，宮本裕司：三次元有限要素法による過大入力地震時の群杭基礎建物の地震応答解析　その 3:杭頭損傷要因, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 II, pp.27-28, 2013.8.
15) 中野尊治，柏尚稔，宮本裕司：三次元有限要素法による過大入力地震時の杭基礎の地盤ばね評価，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(54)，pp.57-60，2014.5.
16) 中野尊治，柏尚稔，宮本裕司：三次元有限要素法による過大入力地震時の杭基礎の地盤ばね評価，日本建築学会学術講演梗概集，構造 II，pp.55-56，2014.9.
17) 中野尊治，宮本裕司，柏尚稔：群杭の杭位置と加力方向が異なる杭周水平地盤抵抗の非線形特性，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(55)，pp.209-212，2015.5.
18) 廣瀬榛名，中野尊治，宮本裕司：群杭の地盤抵抗特性と非線形地震応答解析，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(55)，pp.277-280，2015.5.
19) 廣瀬榛名，中野尊治，宮本裕司：群杭の地盤抵抗特性と杭基礎建物の非線形地震応答解析，日本建築学会学術講演梗概集，構造 II，pp.223-224，2015.9.
20) 中野尊治，宮本裕司，柏尚稔：群杭の杭位置と加力方向が異なる杭周水平地盤抵抗の非線形特性，日本建築学会学術講演梗概集，構造 II，pp.225-226，2015.9.

21) 馬承遠，中野尊治，宮本裕司：地盤の降伏条件の違いが単杭の水平抵抗に及ぼす影響，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(56)，pp.157-160，2016.5.
22) ZOU Kaiqi，中野尊治，宮本裕司，小林俊夫：模型振動台実験による基礎梁を有しない杭基礎建物の地震応答性状，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(56)，pp.161-164，2016.5.
23) 中野尊治，宮本裕司：砂質地盤および粘性地盤における群杭の杭周水平地盤ばねと極限地盤反力，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(56)，pp.169-172，2016.5.
24) 廣瀬榛名，中野尊治，宮本裕司：振動台実験と 3 次元非線形 FEM 解析による群杭支持建物の非線形地震応答, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系(56), pp.553-556, 2016.5.
25) 廣瀬榛名，中野尊治，宮本裕司：振動台実験と 3 次元非線形 FEM 解析による群杭支持建物の地震応答性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.445-446，2016.8.
26) 小林俊夫，ZOU Kaiqi，中野尊治，宮本裕司：模型振動台実験による基礎梁を有しない杭基礎建物の地震応答性状　その 1：建物模型の振動台実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.831-832，2016.8.
27) ZOU Kaiqi，中野尊治，宮本裕司，小林俊夫：模型振動台実験による基礎梁を有しない杭基礎建物の地震応答性状　その 2：振動台実験のシミュレーション解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.833-834，2016.8.
28) 中野尊治，宮本裕司：砂質地盤および粘性地盤における群杭の杭周水平地盤ばねと極限反力，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.839-840，2016.8.
29) 馬承遠，中野尊治，宮本裕司：地盤の降伏条件の違いが杭周の水平地盤抵抗に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.841-842，2016.8.
30) 廣瀬榛名，中野尊治，宮本裕司：群杭の非線形水平地盤抵抗を考慮した地震応答解析モデル，日本地震工学会第 12 回年次大会梗概集，P3-34(ポスターセッション)，2016.9.

謝辞

本論文は、大阪大学工学部地球総合工学科建築工学科目 4 年生の 1 年間と博士前期課程の 2 年間を含めて、主に博士後期課程の 3 年間で行った群杭基礎の水平抵抗と杭被害に関する研究をまとめたものです。本研究を進めるにあたっては多くの方にご指導、ご鞭撻をいただきました。

大阪大学大学院工学研究科教授 宮本裕司先生には、本論文の分野への門戸を開いていただき、6 年間にわたって丁寧なご指導、ご鞭撻を賜りました。さらに研究に対する真摯な姿勢や、ひとりの人間としての振る舞い方までも指導していただきました。ここに深甚なる感謝の意を述べさせていただきます。

大阪大学大学院工学研究科教授 多田元英先生、准教授 桑原進先生には、論文全般にわたり貴重なご意見、ご助言を賜りました。ここに厚く感謝の意を述べさせていただきます。

大阪大学大学院工学研究科准教授 川辺秀憲先生には、貴重なご助言を賜るとともに、研究室の運営など研究以外の面でもご指導を賜りました。ここに厚く感謝の意を述べさせていただきます。

大阪大学大学院工学研究科元助教（現・国土交通省国土技術政策総合研究所）柏尚稔先生には、学部の 1 年間と博士前期課程の 2 年間にわたりご指導、ご鞭撻を賜るとともに、大学を出られてからも折に触れてご助言を賜りました。ここに厚く感謝の意を述べさせていただきます。

大阪大学大学院工学研究科准教授 吉村智昭先生（故人）には、研究分野が異なればこその貴重なご助言を賜りました。ここに厚く感謝の意を述べさせていただきます。

ケミカルグラウト株式会社 島村淳博士には、実験を進める上で実験装置の準備など多大なご協力を賜りました。ここに厚く感謝の意を述べさせていただきます。

株式会社三誠 小林俊夫氏には、杭の原位置載荷実験への参加という貴重な機会を賜りました。ここに厚く感謝の意を述べさせていただきます。

本研究に関連して、研究の遂行にご協力いただいた大阪大学 廣瀬榛名氏、Zou Kaiqi 氏、馬承遠氏をはじめとする大阪大学建築地震地盤学領域の宮本研究室の学生の皆様には、実験など様々な面でご助力賜りました。深く感謝の意を述べさせていただきます。

最後に、本研究を進めるにあたり、温かく見守り支援してくださった両親、家族に感謝いたします。

なお、本研究は日本学術振興会特別研究員奨励費 26・725（研究課題名：「極大地震時における杭の損傷過程の解明と杭基礎建物の耐震性能評価法の開発」、代表者：中野尊治）の補助の下で実施したものです。ここに記して謝意を表します。