



|              |   |
|--------------|---|
| Title        | 地盤の非線形特性と地域特性を考慮した地盤－建物の地震応答に関する研究  |
| Author(s)    | Xing, Shuang  |
| Citation     | 大阪大学, 2016, 博士論文  |
| Version Type | VoR   |
| URL          | <a href="https://doi.org/10.18910/55989">https://doi.org/10.18910/55989</a> |
| 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

地盤の非線形特性と地域特性を考慮した  
地盤－建物の地震応答に関する研究

邢 爽

(Xing Shuang)

2015 年 12 月

大阪大学大学院工学研究科

## 論文要旨

本論文では、地盤の非線形特性と地域特性が、地盤－建物の地震応答性状に与える影響を明らかにすることを目的とした。まず、地盤の非線形特性については、設計レベルを超える極大地震時での杭や改良体地盤と外周地盤との接触境界部で生じる非線形性に着目して、杭基礎建物模型の振動台実験と解析の両面から杭の水平抵抗や杭基礎建物の地震応答に与える影響を検討した。地域特性については、厳寒地での表層地盤の凍結層が地震時の建物応答と杭応力に及ぼす影響を杭基礎建物模型の振動台実験と解析から検討した。さらに、中国と日本の厳寒地に建つ実大建物モデルを対象とした地震応答解析を行い、各地点での地盤の凍結が建物の地震応答に及ぼす影響について検討を行った。本論文は、以下の5章から構成されている。

第1章では、本研究の背景と目的について述べ、既往研究に対する本研究の位置付けを明確にした。

第2章では、乾燥砂地盤内に設置した杭基礎及び杭周地盤を改良した杭基礎に支持された建物模型の地震波加振実験を、小型振動台により行った。入力地震波として兵庫県南部地震の震度7地域で推定された地震波の最大加速度を変化させることにより、杭や改良体と近傍地盤との接触部で生じる剥離、すべりなどの強非線形現象が、建物応答と杭応力に与える影響を把握した。次に、3次元非線形有限要素法を用いて振動台実験のシミュレーション解析を行い、杭や改良体とその近傍地盤間での強非線形現象の進行程度が、建物の応答性状及び杭応力の振幅と分布形状の変化に与える影響を明らかにした。杭周地盤を改良した場合は、杭の変形が拘束されたことにより杭頭付近の杭応力は低減するが、建物応答は増幅する結果となった。しかし、極大地震時には、改良体の底面及び外周地盤との剥離現象が進行するため改良効果は小さくなり、杭基礎の水平抵抗メカニズムが変化することを示した。

第3章では、厳寒地における凍結地盤での杭基礎建物の地震応答性状を把握するために、室内で作製した凍結砂地盤内に杭基礎建物模型を設置して振動台加振実験を行い、凍結層の厚さが杭－建物の地震応答に与える影響を把握した。まず、相対密度が異なる凍結土の供試体を用いて凍結温度をパラメータとした一軸圧縮試験を行い、凍結土の材料特性を把握した。建物模型は固有振動数を変えた2種類の上部構造モデルを用いて行い、表層の凍結深さを変化させた場合に建物の加速度応答と杭応力がどのように変化するかを明らかにした。さらに、1次元の地盤有効応力解析と3次元非線形有限要素法を用いたシミュレーション解析を行い、凍結層が杭基礎建物の地震応答に及ぼす影響を明らかにした。その結果、凍結層では過剰間隙水圧の上昇は抑えられ、下部の未凍結層で過剰間隙水圧の上昇量が大きくなるが、地表面応答に与える凍結層の影響は小さいことを示した。一方、表層地盤の

凍結は地盤－基礎－上部構造連成系の相互作用効果に与える影響は大きく、建物の剛性が大きい低層建物では表層部の凍結によって相互作用効果が小さくなり、建物応答が大きくなることを示した。また、杭応力は凍結層において大幅に抑制されるが、凍結層の下部地盤で杭応力が大きくなる分布形状となることを示した。

第4章では、厳寒地として中国の瀋陽と日本の釧路における代表的な地盤に建つ実大建物モデルを用いて地震応答解析を行い、両地点での地盤の凍結深さが建物の地震応答にどのように影響するかを検討した。結果として、表層地盤が凍結することにより地盤剛性が大きくなり、地表面の応答がやや低減すること、凍結深さが深くなるほど建物の基礎形式によらず地盤との相互作用効果が小さくなり、建物応答が増幅することを明らかにした。季節性凍土の深さが約 0.5m となる釧路では影響が小さいが、季節性凍土が約 1.5m と深い瀋陽では凍結層により建物応答が大きくなる結果となった。これらの凍結地盤での応答特性は、3章で行った振動台実験結果と同様であり、中国厳寒地での地震被害調査報告と対応することを示した。

第5章では、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

## 第一章 序論

|  |      |
|--|------|
| 1.1 研究背景 .....                             | 1-1  |
| 1.2 研究目的と内容.....                           | 1-5  |
| 1.3 既往研究 .....                             | 1-6  |
| 1.3.1 杭-地盤間の強非線形性と杭基礎建物の地震応答に関する既往の研究..... | 1-6  |
| 1.3.2 凍結地盤と杭基礎建物の地震応答に関する既往の研究.....        | 1-8  |
| 1.4 本論文の構成.....                            | 1-10 |
| 参考文献 .....                                 | 1-12 |

## 第二章 強非線形地盤での杭基礎建物模型の振動台実験とシミュレーション解析

|                                |      |
|--------------------------------|------|
| 2.1 はじめに .....                 | 2-1  |
| 2.2 振動台実験概要.....               | 2-2  |
| 2.2.1 実験装置 .....               | 2-2  |
| 2.2.2 表層地盤 .....               | 2-4  |
| 2.2.3 杭-建物模型.....              | 2-6  |
| 2.2.4 相似則 .....                | 2-7  |
| 2.2.5 実験ケースと入力地震動.....         | 2-8  |
| 2.2.6 実験結果 .....               | 2-10 |
| 2.3 3次元有限要素法によるシミュレーション解析..... | 2-20 |
| 2.3.1 解析モデル.....               | 2-20 |
| 2.3.2 解析結果 .....               | 2-28 |
| 2.4 まとめ .....                  | 2-49 |
| 参考文献 .....                     | 2-50 |

## 第三章 凍結地盤と杭基礎建物模型の振動台実験とシミュレーション解析

|                        |      |
|------------------------|------|
| 3.1 はじめに .....         | 3-1  |
| 3.2 凍土の一軸圧縮試験.....     | 3-3  |
| 3.2.1 試験方法と供試体の作製..... | 3-3  |
| 3.2.2 試験結果と考察.....     | 3-9  |
| 3.3 振動台実験概要.....       | 3-17 |
| 3.3.1 実験装置 .....       | 3-17 |
| 3.3.2 表層地盤と計器配置.....   | 3-18 |
| 3.3.3 凍結地盤の作製.....     | 3-22 |
| 3.3.4 建物模型 .....       | 3-24 |
| 3.3.5 実験ケースと入力地震動..... | 3-26 |
| 3.3.6 実験結果と考察.....     | 3-30 |

|                                  |      |
|----------------------------------|------|
| 3.4 振動台実験のシミュレーション解析.....        | 3-54 |
| 3.4.1 1次元有効応力解析.....             | 3-55 |
| 3.4.2 3次元有限要素法によるシミュレーション解析..... | 3-61 |
| 3.5 まとめ .....                    | 3-70 |
| 参考文献 .....                       | 3-71 |
|                                  |      |
| 第四章 凍結地盤における実大建物モデルの地震応答特性       |      |
| 4.1 はじめに .....                   | 4-1  |
| 4.2 日本の地盤における実大建物の地震応答特性.....    | 4-3  |
| 4.2.1 対象地盤と建物の概要.....            | 4-3  |
| 4.2.2 一次元解析による敷地地盤応答解析.....      | 4-6  |
| 4.2.3 実大建物の地震応答解析.....           | 4-11 |
| 4.2.4 北海道地盤における実大建物の地震応答解析.....  | 4-27 |
| 4.3 中国の瀋陽地盤における実大建物の地震応答解析.....  | 4-32 |
| 4.3.1 対象地盤と建物の概要.....            | 4-32 |
| 4.3.2 解析結果 .....                 | 4-37 |
| 4.4 まとめ .....                    | 4-44 |
| 参考文献 .....                       | 4-46 |
|                                  |      |
| 第五章 結論と今後の課題.....                | 5-1  |
|                                  |      |
| 本論文に関連した論文.....                  |      |
| 謝辞 .....                         |      |

# 第1章 序論

## 1.1 研究背景

近年、南海トラフ巨大地震や大都市圏直下の活断層地震の発生が危惧され<sup>1-1),1-2)</sup>、設計時に想定していない極大地震に対する杭基礎建物の耐震性を高度化することが喫緊の課題となっている。地震時において、杭基礎には上部構造の慣性力と同時に地盤からの強制変位が作用するため、図 1.1.1 に示すような地盤と建物の非線形相互作用を考慮することが必要となる。特に、強震動入力により、地盤は非線形化し、また杭および上部構造も塑性化するため、地盤と建物の動的相互作用は複雑となる<sup>1-3)</sup>。このうち、基礎の近傍地盤との接触面で生じる強非線形現象として、兵庫県南部地震では、強い地震動を受けて、直接基礎の建物が大きくロッキングし、図 1.1.2 のように、基礎が浮き上がった事例が認められた。基礎が浮き上がると、地盤との接触面積が減るために、地震入力が低減され、上部構造の被害軽減に結びつく場合がある<sup>1-4)</sup>。基礎浮き上がりの問題は、地下埋込み部の地盤との剥離の問題と合わせ、地盤と基礎との接触非線形の問題である。

また、乾燥砂地盤に建つ杭基礎建物には、大振幅の地震動が入力された場合、上部構造の大きな慣性力によって、杭周地盤の非線形性として、地盤の材料非線形性に加え

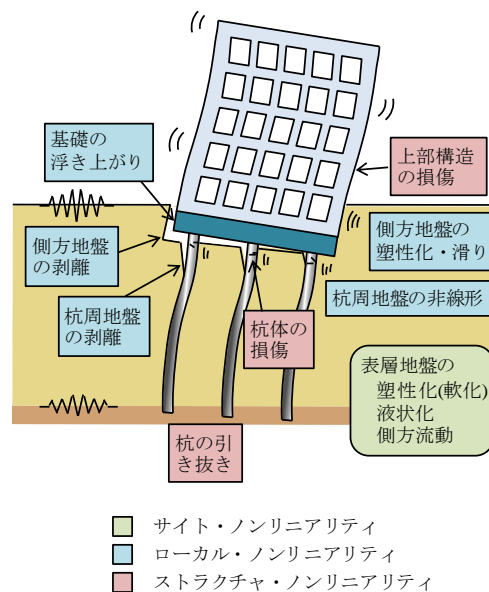
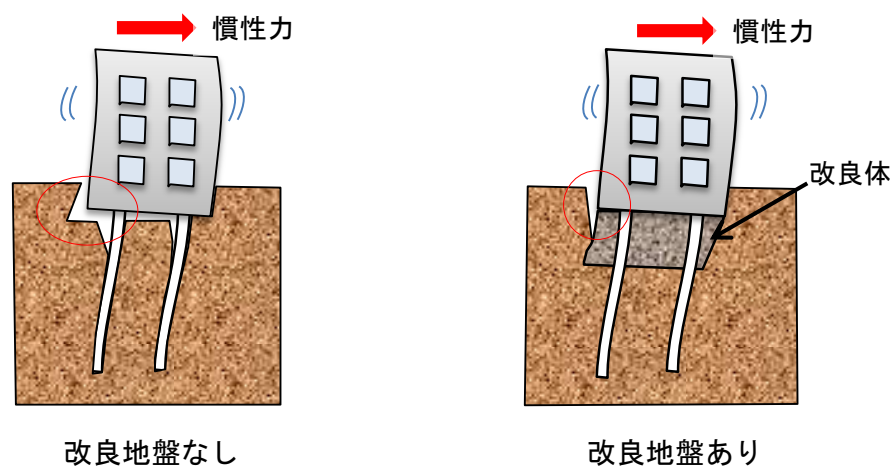
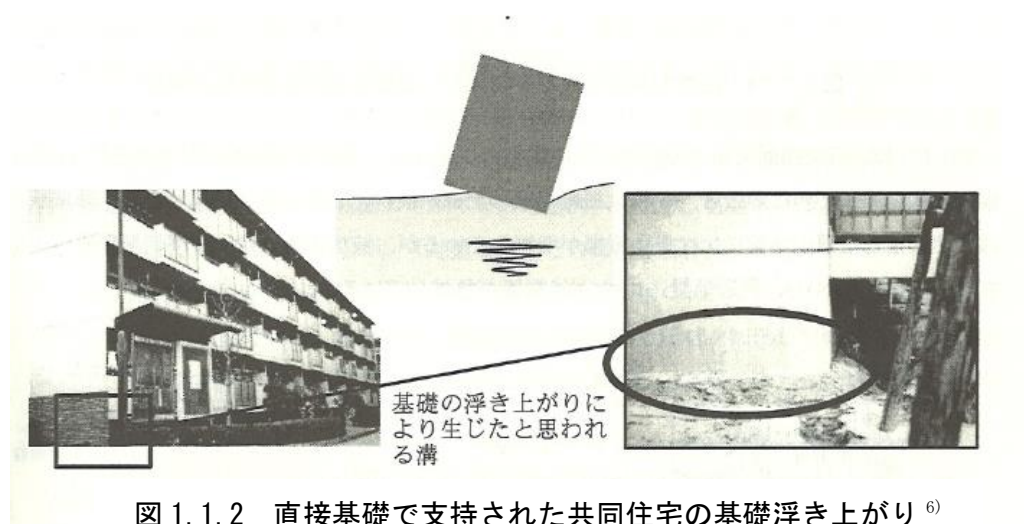


図 1.1.1 非線形相互作用の要因<sup>1-3)</sup>

て杭―地盤間で生じる剥離、すべり等の強非線形現象も指摘されている。また、杭頭部を改良体で補強し杭基礎の水平抵抗を向上させる工法<sup>1-5), 1-6)</sup>があるが、大地震時には改良地盤とその外周地盤との境界において強非線形現象が生じることも考えられる。図 1.1.3 に杭周囲地盤あるいは改良体の周囲地盤の強非線形現象を示す。極大地震に対する建築物の耐震性能評価には、これらの強非線形現象を設計モデルに、いかに考慮するかが重要となる。



さらに、厳寒地域では、飽和地盤での液状化と、凍結の現象が杭基礎建物にどのように影響するかを検討する必要がある。日本での液状化の研究および液状化に対する設計は、1964 年 6 月の新潟地震以降様々な角度から検討された。新潟地震以降、液状化研

究の中心は液状化現象の把握と液状化強度予測および対策工法の開発に重点が置かれた。その後、兵庫県南部地震の被害調査から地盤と杭基礎の被害状況が明かにされ、液状化地盤における杭応力の発生メカニズムについての研究が発展した。また、液状化時の地盤のせん断ひずみと地表の沈下量、水平変位量の予測が可能となってきた。また、東北地方太平洋沖地震による住宅(直接基礎)の沈下・傾斜被害の分析から、直接基礎の沈下・傾斜予測法の確立に向けた研究が行われている<sup>1-7)</sup>。

一方、地盤の凍結についての研究はまだ第一段階である。中国では、全国土の 68.6% は凍土地域で、凡そその半分の地域は地震活動地区に相当する。写真 1.1.1 に昆崑山地震(2001)の時、昆崑山周辺の凍結地盤の地震被害写真を示す<sup>1-8)</sup>。凍土地域のうち季節性凍土の最大凍結深さは、約 3m である<sup>1-9)</sup>。地盤が凍結する地域では、地盤の凍結により地盤の密度とせん断波速度が影響を受け、せん断剛性が大きく変化する。また、図 1.1.4 に示すように地盤表層部分の凍結により地表部の増幅が拘束され、増幅特性が変化し、建物の地震応答にも影響を与えると考えられる<sup>1-10)</sup>。近年の中国厳寒地での地震被害調査では、凍土が建築構造物の地震被害に影響を与えたことが確認されている。中国黒竜江省の徳都地区では、1986 年の冬と夏に M5.5 程度の地震が発生した。地震規模が同じであったにも関わらず、夏の地震に比べ冬の地震では剛性の高い建物の地震被害が大きかったことが報告されている<sup>1-11)</sup>。その原因として、表層の硬い凍土層の影響が考えられている。一方、日本の北海道でも季節性凍土が発生する地域があり、冬になると表層地盤が数十センチ凍結し、最大凍結深さは 1.2m 程度となる<sup>1-12)</sup>。北海道では釧路沖地震、北海道南西沖地震、北海道東方沖地震、十勝沖地震など被害地震が頻発している。例えば、1993 年 1 月に釧路沖地震が発生したが、当時釧路周辺では表

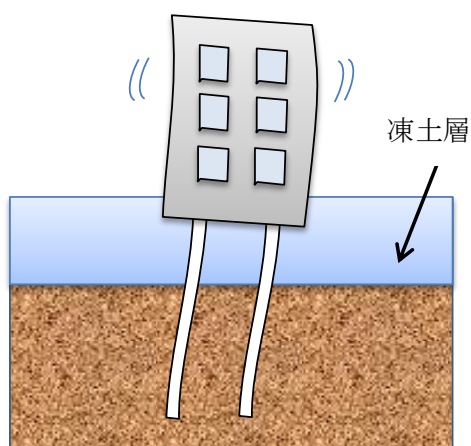


図 1.1.4 凍結地盤と建物相互作用のイメージ図



写真 1.1.1 凍結地盤の地震被害

層地盤が数十センチ凍結していた。この地震では、凍土が建物の地震被害に与えた影響や液状化発生の抑制に影響したという報告があるが<sup>1-13)</sup>、その原因は解明されていない。

以上のように、現状では地域や地盤によって異なる地盤増幅特性や、地盤と基礎の間で生じる非線形的挙動を適切に評価することが難しく、大地震での応答特性を解明して、安全性を確保しつつ経済的に建物の耐震設計を行うことが課題となっている。このため、地盤の地域特性と非線形特性を考慮した建物の耐震性能評価および地震被害推定に関する研究を進めて行く必要がある。

## 1.2 研究目的と内容

以上の背景を踏まえて、本論文では耐震設計で想定する極めて稀な地震動(レベル 2 地震動)を上回る地震動を対象とし、杭と建物の地震応答に着目して、地盤特性と地域特性の二つの視点から、杭基礎建物の地震応答の把握とメカニズムの解明を目的とする。

図 1.2.1 に、本論文で取り扱う問題の概念図を示す。乾燥砂地盤に対して、杭および改良体の外周地盤の剥離、すべりなどの強非線形現象が杭基礎建物の応答に及ぼす影響を検討する。また、飽和地盤を対象に、地域によって、液状化と凍結地盤が杭基礎建物にどのように影響するかを検討する。

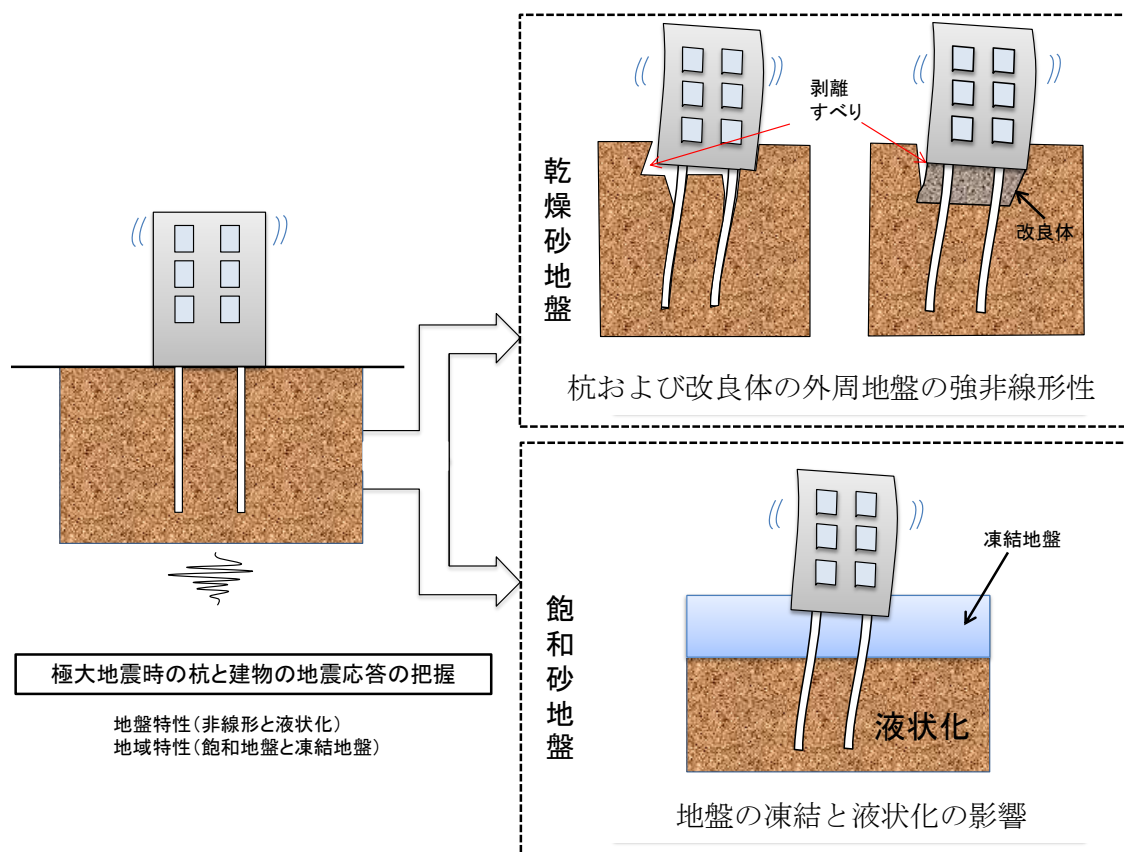


図 1.2.1 本論文で取り扱う問題の概念図

### 1.3 既往研究

杭基礎-地盤間で生じる非線形性が構造物の地震時挙動に及ぼす影響について、縮尺模型もしくは実大建物の振動実験とシミュレーション解析が実施されているが、地盤の局所的な非線形性に焦点を当てたものは少なく、地盤の局所的な非線形性が建物応答に及ぼす影響は明確になっていない。一方、凍結地盤が構造物の被害に与える影響に関する既往研究としては、日本国内では凍結地盤の凍上を対象とした研究<sup>例えば 1-14)・1-15)</sup>は多く行われている。しかし、構造物の地震応答に与える影響としては、寒冷地での橋梁の杭基礎を対象に地震時挙動を解析的に検討した研究<sup>1-16)・1-17)</sup>があるだけである、海外では、凍結地盤での橋梁の杭基礎の水平抵抗や地震応答に着目した研究<sup>1-18)・1-19)</sup>、地盤凍結時の建物の動特性を微動や地震観測と解析により検討した研究<sup>1-20)・1-21)</sup>があるが、数は限られている。以下に、杭-地盤間の強非線形現象と凍結地盤に着目して、杭基礎建物の耐震性能評価に関する研究をまとめる。

#### 1.3.1 杭-地盤間の強非線形性と杭基礎建物の地震応答に関する既往の研究

杭-地盤間の強非線形化と杭基礎建物の地震応答に関する既往の研究では、模型杭<sup>1-22~26)</sup>や実大杭<sup>1-27~29)</sup>の水平載荷実験により、杭周地盤の非線形化が杭の水平抵抗に与える影響を調べた研究は多くある。杭周の強非線形現象を検討した研究では、乾燥砂の模型地盤において極大振幅の水平載荷実験を行い、杭-地盤間のすべり、剥離による杭周の地盤変状の影響について検討している<sup>1-30)</sup>。また、杭周を改良体で補強した実大杭の水平載荷実験では、大振幅変位時に改良体地盤と外周地盤で強非線形現象が生じ、杭の水平抵抗に影響を与えることが確認されている<sup>1-31)</sup>。一方、杭基礎模型の地震波加振実験では、1G 場や遠心力場における液状化地盤での杭と建物の応答に関する研究結果は多く報告<sup>例えば 1-32)・1-33)</sup>されているが、耐震設計で想定する極めて稀な地震動(レベル 2 地震動)を上回る地震動を対象とした加振実験は少ない。

倉田ら<sup>1-30)</sup>は、群杭基礎と地盤間の強非線形相互作用効果を調べるために、乾燥砂地盤における群杭基礎に杭径を超える極大振幅を与え、かつ載荷方向や載荷速度などの載荷条件を変えて、単杭と群杭を模擬した実験の繰り返し水平載荷実験を行った。その結果、杭頭載荷によって、杭周囲地盤には明瞭なすり鉢状の変形やすべり線が生じ、群杭から離れた外周地盤表面に明瞭な段差が現れた。なお、杭基礎の水平抵抗に地表に見られた地盤変状の違いや実験条件による影響は小さかったという結果が得られている。また、杭頭荷重の最大値以降の耐力低下や外周地盤表面に見られた段差は、地盤の水平抵抗力が限界に達して地盤が破壊したためということが確認されている。



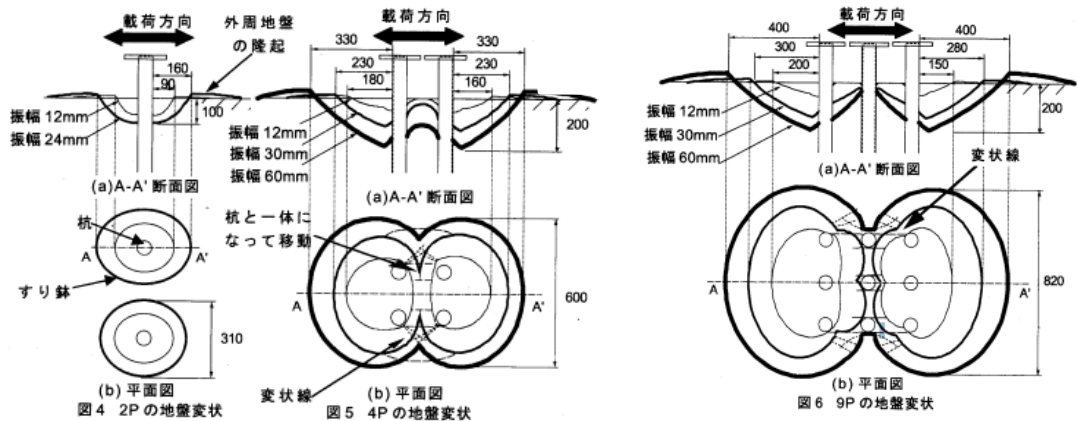


図 1.3.1 杭本数によって地盤変状<sup>1-30)</sup> (倉田らの実験)

宮本ら<sup>1-34)</sup>は、相対密度の異なる二層の飽和砂地盤に建つ杭基礎の遠心模型実験を行い、入力加速度レベルや入力地震波形の違いが液状化地盤の応答性状や杭応力に与える影響を検討した。また、この実験では杭頭加力実験も行い、地震波加振実験との比較から地震時杭応力を構成する上部構造物からの慣性力による杭応力について検討した。さらに、実験のシミュレーション解析を実施し、地震応答解析モデルについて相互作用ばねの非線形特性の評価の有効性を確認した。

秀川ら<sup>1-35)</sup>は地盤と杭の塑性化による非線形相互作用を取り入れた遠心振動実験を行い、地盤-杭基礎系の非線形性が、杭基礎建物の応答に与える影響を検討した。結果として、入力地震動の増大による伝達関数のピーク振動数の低下には、杭周辺地盤の塑性化の影響が大きいことが確認された。図 1.3.2 は解析により加振後の杭頭部と杭周辺地盤の塑性ひずみ分布を示す。また、実験のシミュレーション解析により、杭頭部と杭周辺地盤に塑性ひずみが発生することを確認した。しかし、入力加速度の限界から杭周地盤が強非線形域に至るまでの知見が得られていない。

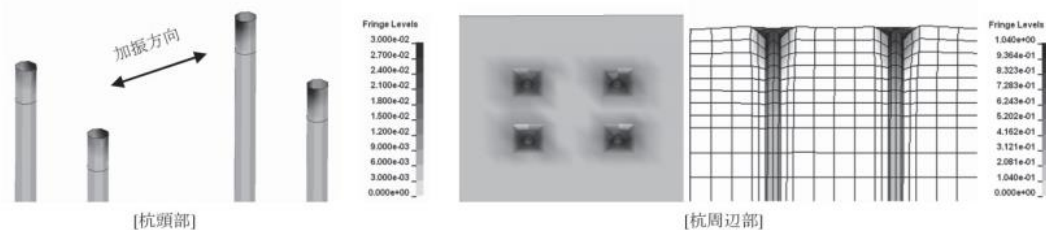


図 1.3.2 杭頭部と杭周辺地盤の塑性ひずみ分布\_\_大加振<sup>1-35)</sup> (秀川らの実験)

### 1.3.2 凍結地盤と杭基礎建物の地震応答に関する既往の研究

凍土と凍結地盤が構造物の影響に関する既往研究のうち、以下に示す5つについて概説する。

- (1) 凍土の凍上に関する既往研究
- (2) 凍土の動的強度と動的力学特性に関する既往研究
- (3) 凍結地盤の地震応答に関する研究
- (4) 凍結地盤が構造物の地震応答に与える影響に関する既往研究
- (5) 凍結工法に関する研究

#### (1) 凍土の凍上に関する既往研究

自然界における凍上現象は、冬季に地盤内の温度が低下し、間隙水が凍結することにより起因して発生する。ただし、水→氷への相変化による体積膨張率は9%程度であり、冬季間に数10cmにも及ぶような地盤隆起を単なる水の相変化から説明することはできない。凍上により隆起した地盤を掘削すると、幾重にも層状に形成された氷晶（アイスレンズ）が確認でき、それら氷の総量は凍結前に存在した水分量を遥かに超える量になっている。すなわち、凍上現象とはアイスレンズを形成する過程で未凍結部分から水分の供給を受けた場合に生じる現象であり、水分供給を受けながら成長したアイスレンズが幾重にも形成されることによって、大きな体積膨張を生じている。

初めて凍上を理論的観点から述べたのは1930年代のTaber<sup>1-36)</sup>やBeskow<sup>1-37)</sup>の研究であり、凍上が土中に発生するアイスレンズに起因したものとして、水分の移動と氷晶生成のメカニズムを論じた。特にTaberは、凍結時に体積収縮を起こすようなベンゼンなど数種の液体で置換した土においても凍上を確認し、凍上が水分の相変化による膨張現象ではないことを示した。鈴木ら<sup>1-38)</sup>は自然地盤が凍結した際に構造物に加える凍上力を定量的に捉えることを目的として、地表面に置いた直径10～20cmの円盤の変位をゼロに拘束した時に加える凍上力を、いくつかの地盤条件の下で実測した。その結果、地表面に置かれた円盤にはその下で発生する凍結膨張圧だけでなく、周辺地盤で発生した凍結膨張圧も凍結層を介して伝わることを、この時の地表面凍上力として伝達される力の大きさと伝達してくる範囲などを明らかにした。

#### (2) 凍土の動的強度と動的力学特性に関する既往研究

凍土は、土粒子、氷、不凍水、気体からなる複合物質である。このような複合物質に様々な外力が作用した時に生じる変形挙動や強度は、凍土の構成要素や外力のかかり方によって異なる。

高志ら<sup>1-40)・1-41)</sup>は砂凍土と粘土凍土の一軸圧縮試験を行い、一軸圧縮強度に及ぼす各種のパラメータの影響を調べた。その結果、砂凍土ではクラックが発生して変形するが、粘土凍土ではクラックが現れることなく変形が進行し、粘土凍土の一軸圧縮強度は $-30^{\circ}\text{C}$ まで温度の低下に伴いほぼ直線的に増加し、変形係数  $E_{50}$  は $-20^{\circ}\text{C}$ 付近までは温度の低下とともに増加するが、それ以下の温度ではあまり増加しないことを示した。

福田ら<sup>1-42)</sup>は含水条件と温度条件の両者が、凍土の弾性波速度に及ぼす影響に着目して、P 波速度・S 波速度を測定することで、凍土の動的性質について確認した。土の種類と含水条件とで P 波速度が著しく変化すること、温度の変化は、ある特定の含水状態を越えると、S 波速度の値に影響を及ぼすこと、P 波速度、S 波速度の変化は、土粒子・氷・水と間隙の相互連結の状態を反映することを示した。

### (3) 凍結地盤の地震応答に関する研究

地盤の凍結により地盤の物性が変化し、未凍結土と比べ凍土のせん断剛性がかなり大きく、S 波速度が増加する。また、表層部の凍結により地層構成が変化することによって、地盤の増幅特性が変化すると想定される。今まで、凍結地盤の増幅特性についての研究は少なく、十分検討が行われているとは言えない。

Xu ら<sup>1-43)</sup>は地盤の非線形性を考慮し、波動理論を用いて、凍土の温度と層厚の違いにより、永久凍土の地震動の加速度応答スペクトルについて検討した。その結果、凍土の温度低下にともない、応答スペクトルのピーク周期が小さくなり、振幅も小さくなること、また、凍土層の層厚の増大とともに、応答スペクトルの振幅は減少することを示した。

Gao ら<sup>1-44)</sup>は一次元波動理論を用いて、季節性凍土と永久凍土の地盤物性を変化させて地震応答を解析的に検討した。その結果、季節性凍土と永久凍土はともに凍土層の存在により、地表面の加速度応答が小さくなり、また、地盤温度の低下と凍土層厚の増加とともに、地表面の加速度応答が小さくなることを示した。

### (4) 凍結地盤が構造物の地震応答に与える影響に関する既往研究

凍結地盤が構造物の地震応答に与える影響としては、寒冷地での橋梁の杭基礎を対象に地震時挙動を解析的に検討しているが、その数は少ない。西ら<sup>1-17)</sup>は北海道における地震動の地域特性や地盤特性等を考慮した構造物の耐震性能評価と地震被害推定に関する研究を行った。北海道各地で考慮すべき震源域を整理するとともに、合理的な耐震設計を行うための応答スペクトルの提案、凍結地盤の影響による構造物の挙動解析の簡易手法などをまとめた。

国外では、凍結地盤での橋梁の杭基礎の水平抵抗や地震応答に着目した研究、地盤凍

結時の建物の動特性を、微動や地震観測と解析により検討した研究がある。

Feng ら<sup>1-45)</sup>は同じような気候条件での 3 つの建物を検討対象として、微動計測と 3 次元解析により建物の振動特性を検討した。その結果、凍結地盤に建つ構造物の地震応答には、建物と凍結地盤の剛性比が重要な要因となることを指摘した。

また、Zhao ら<sup>1-46)</sup>は、セメントで固化した砂層を凍結層としてモデル化し、凍結層と液状化地盤の地すべりが杭の水平抵抗に与える影響を振動台実験により分析した。その結果、凍土の存在により、間隙水圧の排出を制限し、凍土下層地盤の液状化の程度は凍結層ない場合と比べ大きくなることを指摘した。また、杭の水平変形が大きくなる傾向を示した。

## (5) 凍結工法に関する研究

地盤凍結工法は地盤を人工的に凍結させ、凍土のもつ完全な遮水性と優れた力学の強度を利用して、土木工事中の遮水壁、耐力壁とする仮設工法である。他の工法による施工では安全と確実性に不安が残ることが多く、凍結工法は最近増加傾向にある。1862 年にイギリスの鉱山用地で杭建設工事の崩壊防止に人工凍土を造成したのが世界初の凍結工法による施工であるといわれている<sup>39)</sup>。日本国内ではイギリスの初施工から 100 年後の 1962 年に大阪での河底横断水道管敷設工事に用いられたのが最初である<sup>1-40)</sup>。1970 年代からシールド工法の発達に伴って、軟弱土層、被圧土層などの地盤にはシールド工法が用いられるようになり、一方、凍結工法は地下鉄、上下水道、ガス、電力通信など地下トンネル工事に広い範囲で用いられている。

## 1.4 本論文の構成

本論文は、「地盤の非線形特性と地域特性を考慮した地盤－建物の地震応答に関する研究」と題し、5 章から構成されている。

第 1 章「序論」では、本研究の背景と目的について述べ、本論文での位置づけを明確にする。

第 2 章「強非線形地盤での杭基礎建物模型の振動台実験とシミュレーション解析」では、兵庫県南部地震の震度 7 地域での推定地震動を用いて、杭や改良地盤と外周地盤との境界部で生じる強非線形性が、杭基礎の水平抵抗や杭基礎建物の地震応答に及ぼす影響を実験・解析の両面から検討する。具体的には、乾燥砂地盤に設置した杭基礎建物模型の小型振動台により、杭や杭頭部改良体の周辺地盤の強非線形現象による影響について定性的な傾向を把握する。次に、振動台実験結果について、3 次元非線形有限要素モデルを用いてシミュレーション解析を行い、杭および改良地盤とその外周地盤でのすべ

りや剥離の有無をパラメータとした解析によって、局所的強非線形現象に対する検討を実施し、杭基礎建物や杭の地震応答に及ぼす影響を明らかにする。

第3章「凍結地盤と杭基礎建物模型の振動台実験とシミュレーション解析」では、寒冷地域での地域特性や地盤特性を考慮した建物の地震応答に着目し、凍土が地盤と建物の地震応答に与える影響を把握する。具体的には、飽和地盤模型の表層部を室内で凍結させて、凍結地盤内の杭基礎模型の地震波加振実験を行い、凍結地盤における杭基礎建物の地震応答を分析する。その際、地盤の凍結深さと建物の固有振動数の違いにより、建物加速度応答と杭応力がどのように変化するかを検討する。また、入力地震波形や入力加速度レベルの違いが、凍結地盤の深さや固有振動数の異なる建物応答にどのように影響するかも分析する。次に、振動台実験結果について3次元非線形有限要素法を用いたシミュレーション解析を行い、凍結地盤が杭基礎建物の地震応答に及ぼす影響を明らかにする。

第4章「凍結地盤における実大建物モデルの地震応答特性」では、3章で妥当性が確認できた3次元有限要素解析により、中国と日本の寒冷地での代表的な凍結地盤と建物を対象としたモデルを用いて、凍土地盤の応答特性や構造物の地震応答に与える影響を明らかにする。まず、6階建ての鉄筋コンクリート造杭基礎集合住宅を対象として、3次元非線形有限要素法よりモデル化した凍結地盤－建物連成系モデルを用いた地震応答解析を実施し、凍結地盤の応答特性と建物に与える影響を考察する。その際に、地盤凍結深さ、入力地震動の種類と振幅、ならびに加振方向についてのパラメトリックスタディを行い検討する。また、北海道における凍結地盤特性を考慮した建物の耐震性能評価を行うため、6階建ての鉄筋コンクリート造杭基礎建物を対象とし、北海道冬季の凍結地盤を用いて、凍結地盤－杭－建物連成系モデルの地震応答解析を実施し、凍結地盤の応答特性と建物に与える影響を考察する。さらに、中国の瀋陽地盤を用いて、中国の東北地区によくある建物種類である2階建て建物と6階建て建物の直接基礎建物を対象とする。その際、建物種類により、地盤の凍結深さと入力地震波の違いが直接基礎建物の地震応答にどのように影響するか考察する。

第5章「結論」では、本研究で得られた成果を総括するとともに、今後の課題を示す。

【参考文献(第1章)】:

- 1-1) 内閣府中央防災会議：南海トラフ巨大地震対策について(最終報告), 2013.5
- 1-2) 内閣府中央防災会議：首都直下地震の被害想定と対策について(最終報告), 2013.12
- 1-3) 宮本裕司：地震時における非線形相互作用と建物応答, 日本建築学会第8回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.3-12, 2006.12
- 1-4) 林康裕：直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果, 日本建築学会構造系論文集, No.485, pp.53-62, 1996.7
- 1-5) 富澤幸一, 西川純一：深層混合処理工法により形成した複合地盤における杭設計手法, 土木学会論文集, No.799/III-72, pp183.-193, 2005.9
- 1-6) 日本建築学会：直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果, 2006.2
- 1-7) 鈴木康嗣：液状化予測から変形予測への対応, 2014年度日本建築学会大会(近畿)パネルディスカッション資料, pp183.-193, 2014.9
- 1-8) <https://www.southcn.com/news/community/shms/200111160224.htm/>, 2015.11.1 参照
- 1-9) Zhou Youwu, Guo Dongxin, Qiu Guoqing et al: Chinese Permafrost, Beijing, Science Press, pp1-8, 2000.1
- 1-10) L. M. Wotherspoon, S. Sriharan, M. J. Pender: Modelling the response of cyclically loaded bridge columns embedded in warm and seasonally frozen soils, Engineering Structures, Vol32, pp933-943, 2010.4
- 1-11) Gao Yunxue, Yang Yucheng, Tan Yingkai: Earthquake damage to brick buildings and its mitigation in cold region International Symposium on Cold Region Development, Harbin, China, pp1-8, 1988.2
- 1-12) <https://www.pref.hokkaido.lg.jp/kn/ksd/kijun/touketsushindo.htm/>, 2015.2.20 参照
- 1-13) 鹿島：1993年1月15日釧路沖地震被害調査報告書, pp29-40, 1993.2
- 1-14) 鈴木輝之：地盤凍上力と構造物の被害対策, 地盤工学会北海道支部技術報告集(44): pp117-122, 2006.12
- 1-15) 川端伸一郎, 石川達也：土の凍上性評価に与える凍結方法および供試体寸法の影響, 土木学会論文, E1, pp191-198, 2013.12
- 1-16) 寺田武志, 岡田慎哉, 西弘明：免震橋の地震応答における地盤凍結の影響, 第62回年次学術講演会講演概要集, 2007.9
- 1-17) 西弘明, 今野久志, 三田村浩：北海道における地震動特性を考慮した構造物の耐震性能評価に関する研究, 寒地土木研究所, 2006~2010, <https://www.pwri.go.jp/jpn/results/report/report-seika/2010/pdf/sei-29.pdf/>, 2015.2.20 参照
- 1-18) Hans Vaziri, Yingcai Han: Full-scale field studies of the dynamic response of piles embedded in partially frozen soil, Canada Geotechnical Journal, pp708-718, 1991.10
- 1-19) Chen Xingchong, Gao Feng, Yan Songhong: Seismic response of bridges in the permafrost region, World Earthquake Engineering, pp26-31, 2005.4
- 1-20) Feng Xiong, Zhaohui (Joey) Yang, Gang Xu: Seasonally Frozen Soil Effects on the Dynamic Behavior of Building Structures, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing,

China

- 1-21) Zhaohui Yang, Utpal Dutta, Feng Xiong et al: Seasonal frost effects on the dynamic behavior of a twenty-story office building, Cold Regions Science and Technology, Vol51, pp76-84, 2008.1
- 1-22) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第 281 号, pp.41-53, 1979.7
- 1-23) 柴田徹, 佐藤忠信, 北口清, 山崎洋: 群杭の水平抵抗に関する模型実験, 第 15 回土質工学研究発表会講演集, pp.981-984, 1980.6
- 1-24) 富永晃司, 山肩邦男: 砂地盤中の模型群ぐいに関する水平載荷試験結果と理論的考察, 日本建築学会論文報告集, 第 326 号, pp.68-77, 1983.4
- 1-25) 大川寛, 末政直晃, 片田敏行, 堀井宣幸: 遠心場における杭の水平交番載荷試験, 第 36 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1659-1660, 2001.6
- 1-26) 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
- 1-27) 青砥一浩, 富樫勝男, 尾形隆永, 清広歳: 鋼管群杭の大変形水平載荷試験, 土木学会第 55 回年次学術講演会III-B, pp.12-17, 2000.9
- 1-28) 時松孝次, 鈴木比呂子, 佐伯英一郎: 実大杭の杭頭および地中水平載荷試験に基づく地盤反力変位関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 562 号, pp.53-58, 2002.12
- 1-29) 藪内彰夫, 土方勝一郎, 杉山達也, 伊東賢伸, 藤原一成, 酒向裕司: 静的水平載荷試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, 第 617 号, pp.111-119, 2007.7
- 1-30) 倉田高志, 柏尚稔, 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・地盤系の非線形挙動, 日本建築構造系論文集, 第 614 号, pp.45-52, 2007.4
- 1-31) 高田光真, 加藤祐子, 柏尚稔, 小林俊夫, 小田達哉, 宮本裕司: 杭周囲に地盤改良を施した鋼管杭の静的水平載荷実験 その 1～2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.555-558, 2013.8
- 1-32) Miyamoto Y., K. Miura, R.F. Scott, B. Hushmand: Pile Foundation Response in Liquefiable Soil Deposit during Strong Earthquakes (Centrifugal test for pile foundation model and correlation analysis), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 439 号, pp.49-63, 1992.9
- 1-33) 田村修次, 土屋富男, 鈴木康嗣, 藤井俊二, 佐伯英一郎, 時松孝次: 大型せん断土槽を用いた鋼管杭の液状化実験(その 1)～(その 3), 第 35 回地盤工学会研究発表会, pp.1907-1912, 2000.6
- 1-34) 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, 日本建築学会論文報告集, 第 494 号, pp.51-58, 1997.4
- 1-35) 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, 日本建築構造系論文集, 第 661 号, pp.491-498, 2011.3
- 1-36) Taber, S.: Frost Heaving, J. Geol., Vol.37, pp.428-461, 1929

- 1-37) Beskow, G.: Soil Freezing and Frost Heaving with Special Application to Road and Railroads, Swedish Geological Society, No.375, pp.1-144, 1935
- 1-38) 鈴木輝之, 朱青, 沢田成剛: 自然地盤の凍上力に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 523 号, pp.133-140, 1995.9
- 1-39) Klein, J.: State of the Art; Engineering Design of Shafts, Proc. of the 5th ISGF, Balkema, Rotterdam, pp. 235-243, 1988
- 1-40) 高志勤, 生頼孝博, 山本英夫, 岡本純: 砂凍土の一軸圧縮強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 302 号, pp.79-88, 1980.10
- 1-41) 高志勤: 均質な粘土凍土の一軸圧縮強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 315 号, pp.83-93, 1981.11
- 1-42) 福田成己, 井上成則: 凍土の動的性質について I, 低温科学, 物理篇, Vol.31, pp.245-259, 1973.5
- 1-43) Xu xueyan: Research on earthquake acceleration response spectrum of frozen soil ground, Chinese Journal of Geotechnical Engineering, Vol.25, No.6, 2003.10
- 1-44) GAO Feng, CHEN Xingchong: Influence of permafrost and seasonally frozen soil on seismic response of sites, Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, Vol.25, No.8, 2006.8
- 1-45) Feng Xiong, ZhaohuiYang, Gang Xu: Seasonally Frozen Soil Effects on the Dynamic Behavior of Building Structures, The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China
- 1-46) Zhao Hui Yang, Xiao Yu Zhang, Run Lin Yang: Shake Table Modeling of Laterally Loaded Piles in Liquefiable Soils with a Frozen Crust, Applied Mechanics and Materials, Vols.204-208, pp654-658, 2012.10
- 1-47) <http://www.southcn.com/news/community/shms/200111160224.htm>



## 第2章 強非線形地盤での杭基礎建物模型の振動台実験と シミュレーション解析

### 2.1 はじめに

近年発生した1995年兵庫県南部地震や2004年新潟県中越地震に代表される内陸の活断層を震源とする地震では、設計で用いられているレベルをはるかに越える地震動が観測された。このような大地震が起こった場合、地盤、杭、上部構造ともに非線形領域に達すると考えられる。また、杭基礎では上部構造の大きな慣性力によって杭周地盤で剥離、すべり等の強非線形現象が生じ、杭の水平抵抗メカニズムが大きく変化する。更に、杭頭部を改良体で補強し杭基礎の水平抵抗を向上させる工法があるが、大振幅時には改良地盤とその外周地盤との境界で強非線形現象が生じることが指摘されている<sup>2-1)</sup>。

このような非線形現象は建物の地震応答に大きく影響するが、メカニズムについては明らかにされていない。極大地震に対する建物の耐震性能評価では、これらの強非線形現象を設計モデルに対して、いかに考慮するかが重要となる。秀川らは、乾燥砂地盤に杭基礎建物模型を設置し、遠心力場での地震波加振実験を行い、杭周地盤の非線形性が杭応答に与える影響を検討しているが、入力加速度の限界から杭周地盤が強非線形域に至るまでの知見が得られていない。

そこで、本章では兵庫県南部地震の震度7地域での推定地震動を用いて、杭や改良地盤と外周地盤との境界部で生じる強非線形性が、杭基礎の水平抵抗や杭基礎建物の地震応答に及ぼす影響を実験・解析の両面から検討する。なお、推定地震動の最大加速度はレベル2地震動の3倍程度まで検討した。具体的には、乾燥砂地盤に設置した杭基礎建物模型の小型振動台により、杭や杭頭部改良体の周辺地盤の強非線形現象による影響について定性的な傾向を把握する。次に、振動台実験結果について、非線形3D-FEMモデルを用いてシミュレーション解析を行い、杭及び改良地盤とその外周地盤でのすべりや剥離の有無をパラメータとした解析によって、局所的強非線形現象に対する検討を実施し、杭基礎建物や杭の地震応答に及ぼす影響を明らかにする。なお、本実験は重力場の実験であり、得られた現象の定量的評価が直接的に実大での現象と対応するものではない。しかし、相互作用力の伝達メカニズムとしては、得られた結果と極めて近い現象が実大建物でも現れる可能性は高く、今後、本実験結果に基づく解析的検討を継続することによって、強非線形現象に対する定量的評価が可能になるものと考えられる。

## 2.2 振動台実験概要

本研究では、杭周囲地盤の改良なし・あり二種類ケースについて、杭周囲地盤局所的強非線形現象を実構造物の 1/25 のスケールを想定した 1 g 場における振動台実験を行うことにより検証した。

本研究では上部構造を簡易な 1 質点のモデルとした杭基礎建物模型について、極大地震時の地震応答性状の定性的傾向を明らかにする。また、地盤、杭、建物の 3 つの構成要素について、杭-周囲地盤系の非線形性と改良地盤-周囲地盤系の非線形性は建物応答の及ぼす影響を検討した。

### 2.2.1 実験装置

本実験は、大阪大学所有の 1 g 場振動台実験装置(動電式 2 軸同時地震動再現装置)を用いて、せん断土層及び杭基礎建物モデルの加振実験を行った。写真 2.2.1 は振動台実験装置であり、表 2.1 は振動台の仕様を示す。

振動台駆動テーブルの寸法は加振方向 1.2m、奥行方向 0.6m、高さ 0.8m である。振動方向は水平、垂直の二方向であり、二軸同時または何か 1 軸の加振が可能である。加振源に使用されている動電型の振動発生機には水平軸 1 基、垂直軸 1 機が装備され、各軸の信号系はそれぞれ独立しているため、各方向の加振条件は任意に設定することができる。加振制御は 2 方向同時振動制御装置が装備されており、2 軸実波形再現加振制御ソフトウェアにより、地震動の加振が行える。

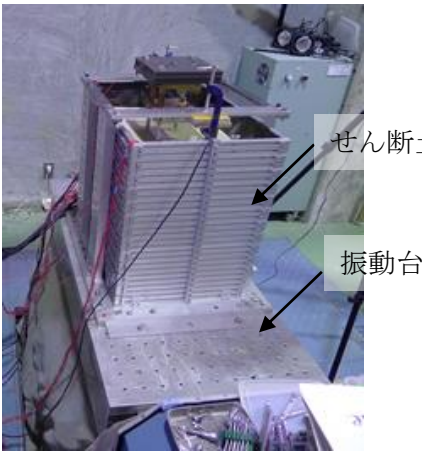


表 2.2.1 振動台の仕様

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

写真 2.2.1 振動台実験装置

写真 2.2.2 にせん断土槽を示す。せん断土槽は加振方向 0.6m，奥行方向 0.4m，高さ 0.48m の大きさである。せん断土槽とは、図 2.2.1 に示すように、地盤がせん断変形できるように土槽境界を可動とした実験装置である。このせん断土槽を用いることにより、模型地盤のせん断変形を拘束せず水平方向に無限に広がる地盤を再現できる。

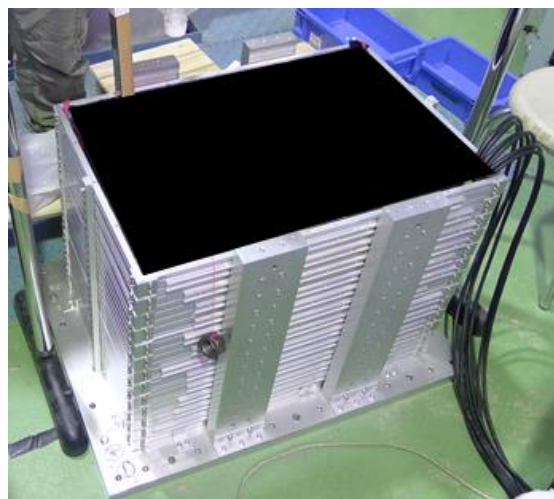


写真 2.2.2 せん断土層

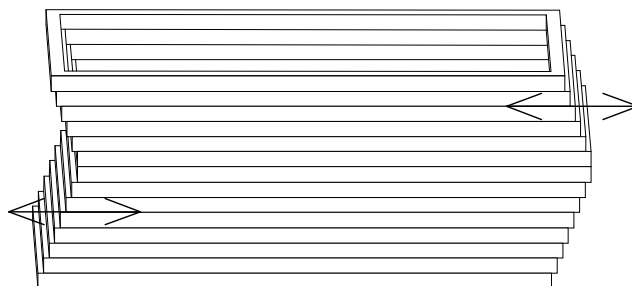


図 2.2.1 せん断土層のイメージ図



させて地盤を作製する方法であり、砂の落下高さや落下密度を調節して、地盤密度をコントロールできる。調整できる相対密度は 30~80% 程度である。一般的に落下高さを高くして少しずつ砂を降らせる（落下密度小）と相対密度 80% 程度の密な地盤の作製も可能である。今回の実験では、写真 2.2.3 のように、落下高さは 70cm とし、ペットボトルの蓋に直径 4mm 程度の穴を 3 つ開けて砂を落下させる。各層の密度が一定になるように 10 層に分けて表層地盤を作製する。また、写真 2.2.4 のように 1 層入れるごとに落下した砂の高さを計測し、相対密度を調べる。

表 2.2.2 豊浦砂の物理特性

|       |                         |      |
|-------|-------------------------|------|
| 土粒子密度 | $\rho(\text{g/cm}^3)$   | 2.64 |
| 密度    | $\rho_d(\text{g/cm}^3)$ | 1.64 |
| 最大間隙比 | $e_{\max}$              | 0.98 |
| 最小間隙比 | $e_{\min}$              | 0.61 |
| 相対密度  | $Dr(\%)$                | 70   |

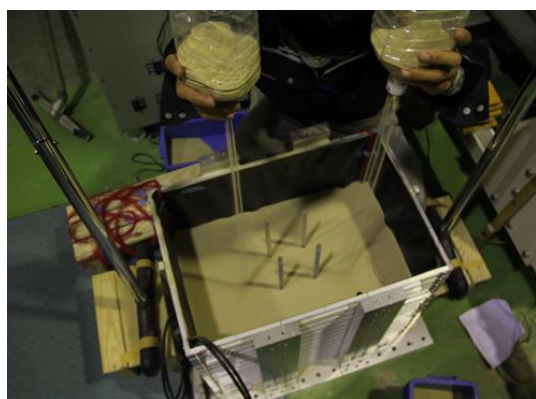


写真 2.2.3 空中落下法

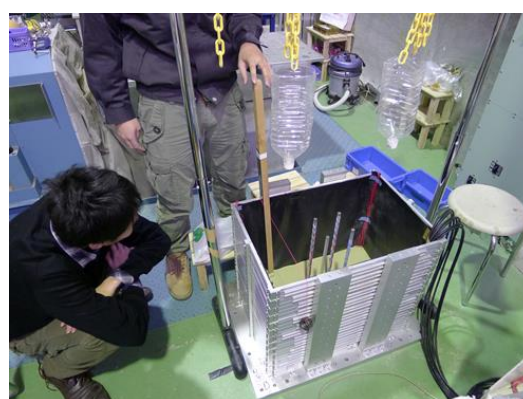


写真 2.2.4 地盤模型の高さを計測時の様子

表 2.2.2 に豊浦砂の物理特性を示す。砂の相対密度  $Dr$  とは、式 2.2.1 で定義され、砂の締め具合（間隙比  $e$ ）が、その砂の最も密な状態（最小間隙比  $e_{\min}$ ）と最も緩い状態（最大間隙比  $e_{\max}$ ）の間のどの状態にあるかを示す指標である。

$$Dr = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}) \quad 2.2.1$$

ここに、 $e$  は現状での砂の間隙比、 $e_{\max}$  は同じ砂の最もゆるい状態での間隙比（室内試験で得る）、 $e_{\min}$  は同じ砂の最も密な状態での間隙比（室内試験で得る）である。

自然状態での砂が最もゆるい場合には、（ $e = e_{\max}$ ）であるから  $Dr=0$  であり、また

最も密な状態にある場合には、( $e = e_{min}$ ) であるから  $Dr=1$  である。

計測は、上部構造には加速度計と変位計を、杭には深さ方向 11 か所にひずみゲージを設置した。また、地盤には加速度計を深さ方向に 4 か所、振動台に 2 か所設置した。

### 2.2.3 杭-建物模型

杭は 4 本のアクリル製の円柱杭 ( $\phi 12$ ) (写真 2.2.5)、杭間距離 92mm で上部構造 (写真 2.2.6) を支えている。杭先端は固定条件とし、杭頭と基礎を剛接合とした。上部構造は鉄製の基礎と上部質量およびリン青銅製の板ばねからなる 1 質点のモデルである。基礎及び上部質量は真鍮と鉄で製作され、上部質量と基礎はリン青銅の板バネで連結されている。上部構造の総重量は 18.5kg (上部質量 : 13.9kg、基礎部 : 4.6kg)、基礎固定時の固有振動数は 8.2Hz である。図 2.2.3 に上部構造の寸法を示す。

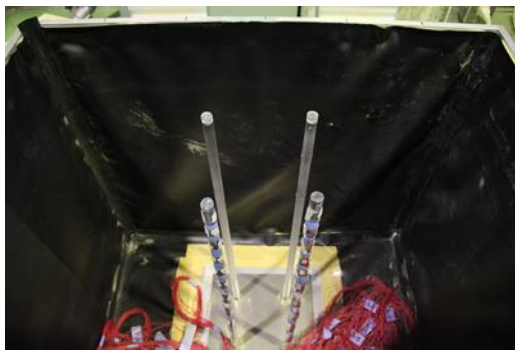


写真 2.2.5 杭

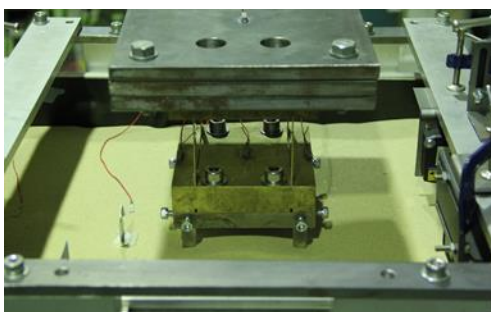


写真 2.2.6 上部構造

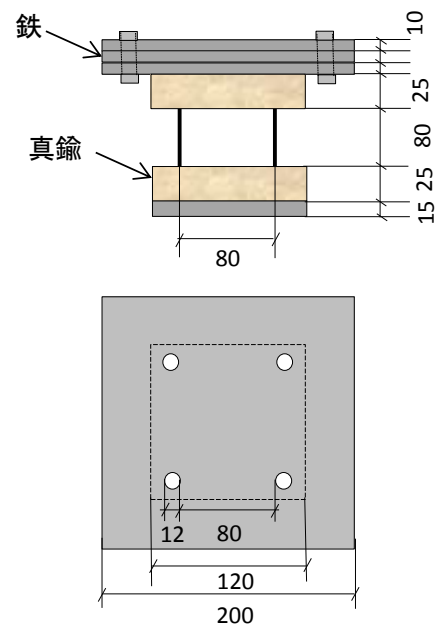


図 2.2.3 上部構造の寸法

#### 2.2.4 相似則

本実験は重力場による模型実験であり、実験結果の物理的意義を言及するためには相似則を適用する必要がある。相似模型とは、その幾何学的形状が実物と相似であるばかりでなく、その運動（模型現象に含まれる変数）も相似でなければならない。しかし完全な相似模型というのは不可能であり、ある範囲内で本質的にその現象に関する相似が満たされていればよい。相似が満たされている模型では、模型実験より実物の挙動も予測できる。

表 2.2.3 に示すように、本実験では重力場の相似則を用い、模型に対する実物の相似比は、長さの相似比を 25、時間の相似比を 5 に適用する。他の要素に関する相似比は表 2.2.3 にまとめる通りである。

表 2.2.3 重力場における相似則

|       | 相似則<br>(実物／模型)                | 相似則<br>(実物／模型) |
|-------|-------------------------------|----------------|
| 長さ    | $\lambda$                     | 25             |
| 密度    | $\lambda_\rho$                | 1              |
| 土のひずみ | $\lambda_\varepsilon$         | 1              |
| 時間    | $(\lambda_\varepsilon)^{0.5}$ | 5              |
| 加速度   | 1                             | 1              |
| 変位    | $\lambda\lambda_\varepsilon$  | 25             |

### 2.2.5 実験ケースと入力地震動

実験は、図 2.2.4 に示すように表層地盤をすべて豊浦砂の乾燥砂で作製したケース（改良なし）と、杭周地盤を改良体で置換したケース（改良あり）の 2 種類を実施した。

改良体地盤は深さ方向に G.L.から 50mm まで、水平方向に  $200 \times 200\text{mm}$  の範囲の砂地盤を油粘土で置換することにより作製した。油粘土は水分を含まないため、乾燥砂地盤模型実験には適用しやすいと判断し、改良地盤模型に用いた。後述の実験結果からの判断になるが、加振終了後において、改良地盤にはほとんど変形が認められなかったことから、重力場の模型実験では、油粘土による改良地盤模型は豊浦砂の表層地盤模型に比べ、十分に耐力が大きいと考えられる。

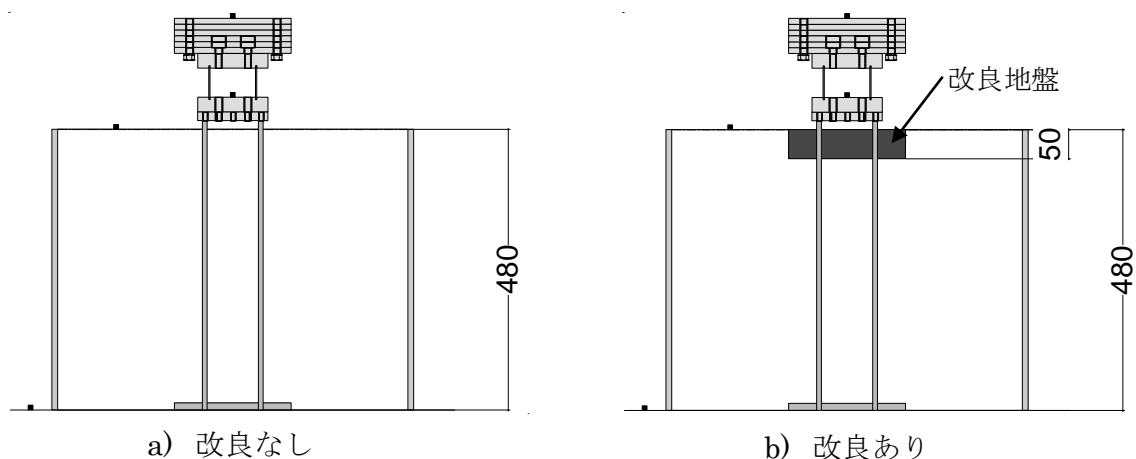


図 2.2.4 実験ケース

入力地震動には告示波（ランダム位相）と兵庫県南部地震推定基盤波<sup>2-2)</sup>を用いた。図 2.2.5 と図 2.2.6 に、最大速度応答を  $50\text{cm/s}$  に基準化した（レベル 2 相当）地震動の加速度波形を示す。図に示す地震動の時間軸を  $1/5$  倍した地震動を振動台への入力地震動とした。実験順序は表 2.4 に示すように、図 2.2.5 と図 2.2.6 の地震動を基準として、加速度振幅を 0.2 倍、0.4 倍、1.0 倍、1.7 倍、2.3 倍、3.0 倍したものを告示波→兵庫県南部地震推定基盤波の順に加振した。また、改良地盤のあるケースでは余震を想定して、大地震時に現れた地盤変状が杭基礎建物の応答に及ぼす影響を検証するために、3.0 倍加振終了後、0.2 倍、0.4 倍、1.0 倍の加振を行った。



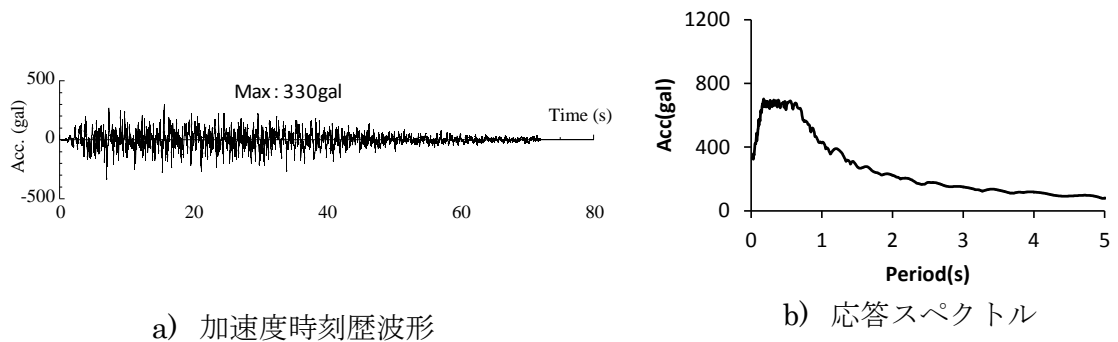


図 2.2.5 告示波（乱数位相）

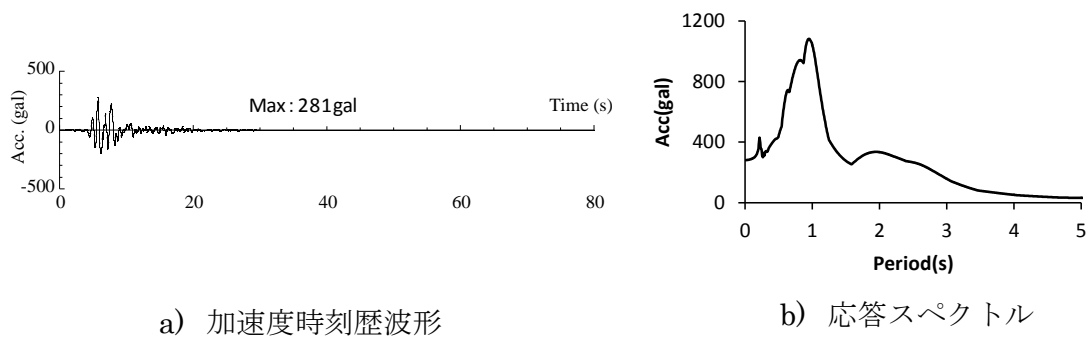


図 2.2.6 兵庫県南部地震波

表 2.4 加振ケース

| 加振順番 | 地震動 | 加振倍率 |
|------|-----|------|
| 1    | 告示波 | 0.2倍 |
| 2    | 兵庫波 | 0.2倍 |
| 3    | 告示波 | 0.4倍 |
| 4    | 兵庫波 | 0.4倍 |
| 5    | 告示波 | 1.0倍 |
| 6    | 兵庫波 | 1.0倍 |
| 7    | 告示波 | 1.7倍 |
| 8    | 兵庫波 | 1.7倍 |
| 9    | 告示波 | 2.3倍 |
| 10   | 兵庫波 | 2.3倍 |
| 11   | 告示波 | 3.0倍 |
| 12   | 兵庫波 | 3.0倍 |
| 13   | 告示波 | 0.2倍 |
| 14   | 兵庫波 | 0.2倍 |
| 15   | 告示波 | 0.4倍 |
| 16   | 兵庫波 | 0.4倍 |
| 17   | 告示波 | 1.0倍 |
| 18   | 兵庫波 | 1.0倍 |

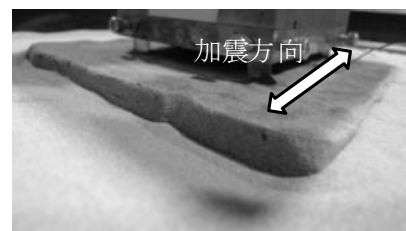
## 2.2.6 実験結果

### (1) 杭周および改良地盤外周の地盤変状

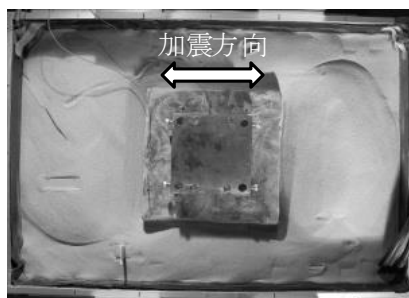
写真 2.2.7 に杭および改良地盤の外周地盤の地盤変状を示す。改良地盤がない実験では、加振を重ねるごとに杭周地盤が徐々に沈下した。地盤の沈下が明瞭に認められたのは、1.0 倍加振以降であり、写真 2.2.7(a)に示すように、杭が杭周地盤を揺することによって杭を中心とするすり鉢状のくぼみを形成した。一方、改良地盤がある実験では、写真 2.2.7(b)に示すように改良地盤外周の地盤が沈下していく様子が確認できた。杭のみの改良地盤がない場合に比べると地盤変状は格段に大きく、写真 2.2.7(c)に示すように、2.3 倍加振を超えると、加振方向の外周地盤において受働土圧に達することによって生じたと考えられる地盤の隆起が確認された。さらに、3.0 倍加振終了時には改良地盤の約半分の深さの部分が露出した。



(a) 杭周地盤のくぼみ  
(改良地盤なし・加震終了後)



(b) 改良地盤周囲の  
地盤の沈下 (1.7倍加震終了後)



(c) 改良地盤実験終了後の周囲地盤  
受働破壊とみられる隆起

写真 2.2.7 杭周地盤の地盤変状の詳細

## (2) 上部構造の最大加速度と最大変位

告示波と兵庫県南部地震波および余震加振時における上部質点の最大応答加速度値を、最大入力加速度に対してプロットしたものを図 2.2.7 に示す。図 2.2.7 より、告示波と兵庫県南部地震波ともに入力加速度に比べ地表面と上部質点の最大加速度は大きくなる。その増幅率は告示波に比べ兵庫県南部地震波のほうが大きい。また、改良地盤ありの上部質点の応答は、入力地震動が小さい場合には改良地盤なしと比べ大きいですが、入力地震動が大きくなるにつれて、改良地盤ありの上部質点の応答が逆に小さくなっていく。このように改良地盤が上部質量の応答に与える影響は、入力加速度の大きさによって異なり、建物の応答性状も異なってくることがわかる。また、改良地盤ありの余震加振の最大加速度は、同じ入力レベルの本震とほぼ同じ応答となっており、最大振幅での加振を経験した影響は小さい。

図 2.2.8 に基礎の最大変位を、最大入力加速度に対してプロットしたものを示す。図 2.2.8 より、告示波では明瞭には認められないものの、兵庫県南部地震波では改良地盤ありの基礎変位は改良地盤なしよりも小さくなっており、改良地盤が基礎変位を拘束する効果を持っていることがわかる。

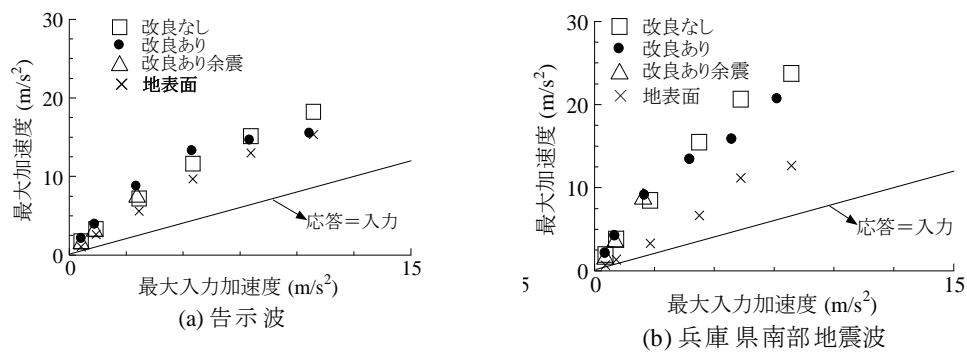


図 2.2.7 最大入力加速度に対する上部質量の最大加速度

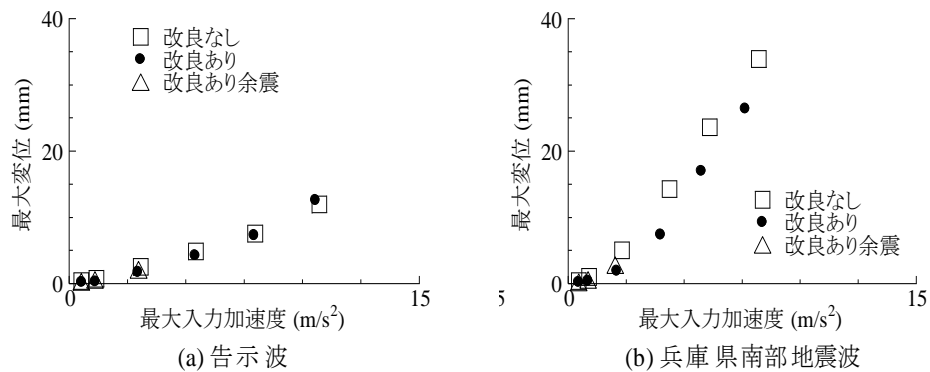


図 2.2.8 最大入力加速度に対する基礎の最大変位の比較

### (3) 深さ方向の曲げモーメント分布

告示波および兵庫県南部地震波それぞれの 0.2 倍、1.0 倍、3.0 倍加震での杭の最大曲げモーメント分布を図 2.2.9 に示す。図 2.2.9 には、改良地盤なしと改良地盤ありを比較している。また、0.2 倍、1.0 倍加震では余震加震の結果も比較している。入力加速度の増大に伴って、改良地盤ありと改良地盤なしとも杭の曲げモーメント分布の反曲点が地盤の深い位置へと変化することが確認できる。また、地震波の種類によらず、改良地盤ありは改良地盤なしに比べて杭頭部の曲げモーメントが小さくなり、杭の応力に改良効果が大きいことが確認できる。ただし、入力加速度が増大するにつれて、改良地盤ありと改良地盤なしの杭頭での最大曲げモーメントの比率が小さくなり、改良効果は小さくなる。

改良地盤ありの余震加震では、杭頭部の最大曲げモーメントは同じ入力レベルの改良地盤ありの本震加震よりも大きくなるが、改良地盤なしとの比較では、杭頭での最大曲げモーメントが依然として小さく、改良地盤の効果は小さくなるものの改良効果は発揮されている。

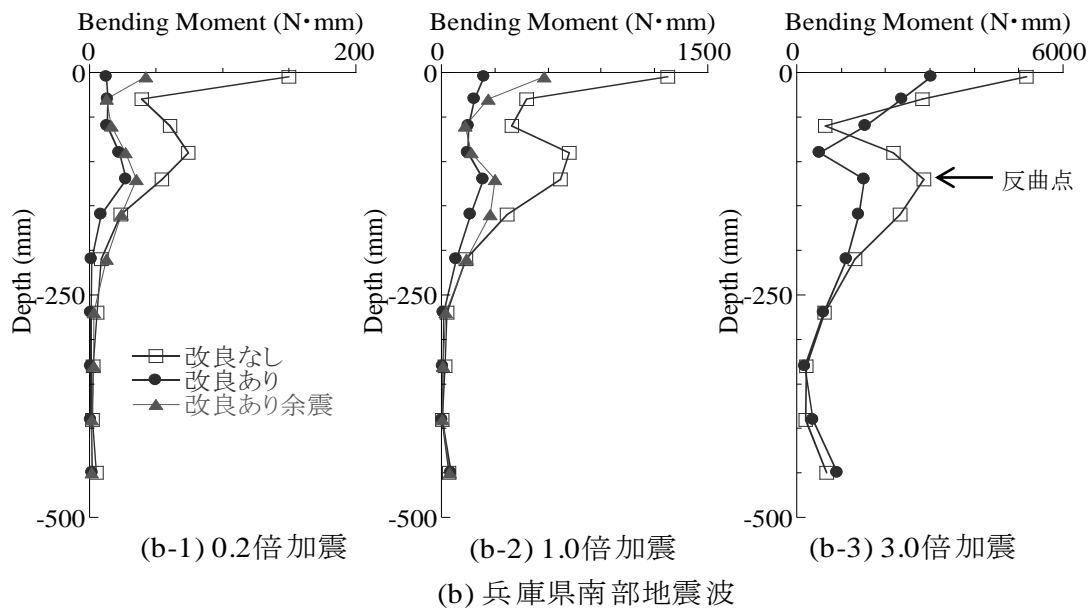
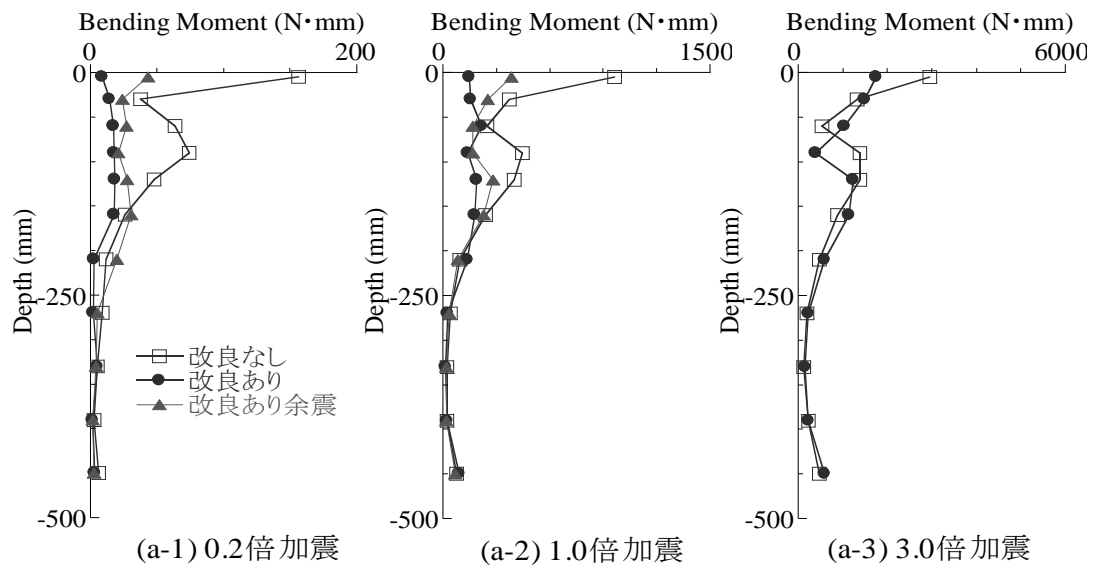


図 2.2.9 改良地盤の有無による最大曲げモーメント分布の比較

#### (4) 入力地震動に対するフーリエスペクトル比

改良地盤なしと改良地盤ありの場合について、告示波と兵庫県南部地震波それぞれの入力に対する上部質量のフーリエスペクトル比、および入力地震動のフーリエスペクトルを図 2.2.10 に示す。告示波、兵庫県南部地震波の 0.2 倍入力では、ともに杭と地盤との相互作用効果によって基礎固定時と比べピーク振動数が小さくなることが確認できる。次に、1.0 倍加振では、0.2 倍加振と比べてピーク振動数、ピーク振幅共に小さくなっていることから、相互作用効果が増大していることが確認できる。これは、杭と改良地盤の外周部地盤の非線形化による水平地盤抵抗の低下と減衰の増大が影響していると考えられる。3.0 倍加振でピーク振動数が変動する 4Hz~6Hz 領域における入力地震動のフーリエスペクトルをみると、告示波に比べ兵庫県南部地震波では大きなピークが見られる。このため、兵庫県南部地震波では、入力加速度の増大によって連成系の固有振動数の低下が大きくなって入力波の卓越振動数に近づき、上部質点の最大加速度や杭の最大曲げモーメントが大きくなったと考えられる。

次に、0.2 倍、1.0 倍、3.0 倍加振それぞれについて、改良地盤なしと改良地盤ありの上部質点の入力に対するフーリエスペクトル比を図 2.2.11 に示す。0.2 倍、1.0 倍加振では、告示波、兵庫県南部地震波ともに、改良地盤の影響についてみると、改良地盤ありのピーク振幅は改良地盤なしよりも大きく、基礎固定時の固有振動数との差が小さくなり、改良地盤によって相互作用効果が小さくなる。一方、3.0 倍加振になると、改良地盤ありと改良地盤なしのピーク振動数や振幅は変わらなくなる、改良地盤がある場合でも外周地盤の非線形化や沈下により、上部質点の応答について、改良効果が無い状態に近くなることがわかる。これらから、入力に対する上部質量のフーリエスペクトル比は、ある程度の入力加速度の大きさまでは改良地盤の効果が認められるが、極大地震では効果がかなり小さくなる

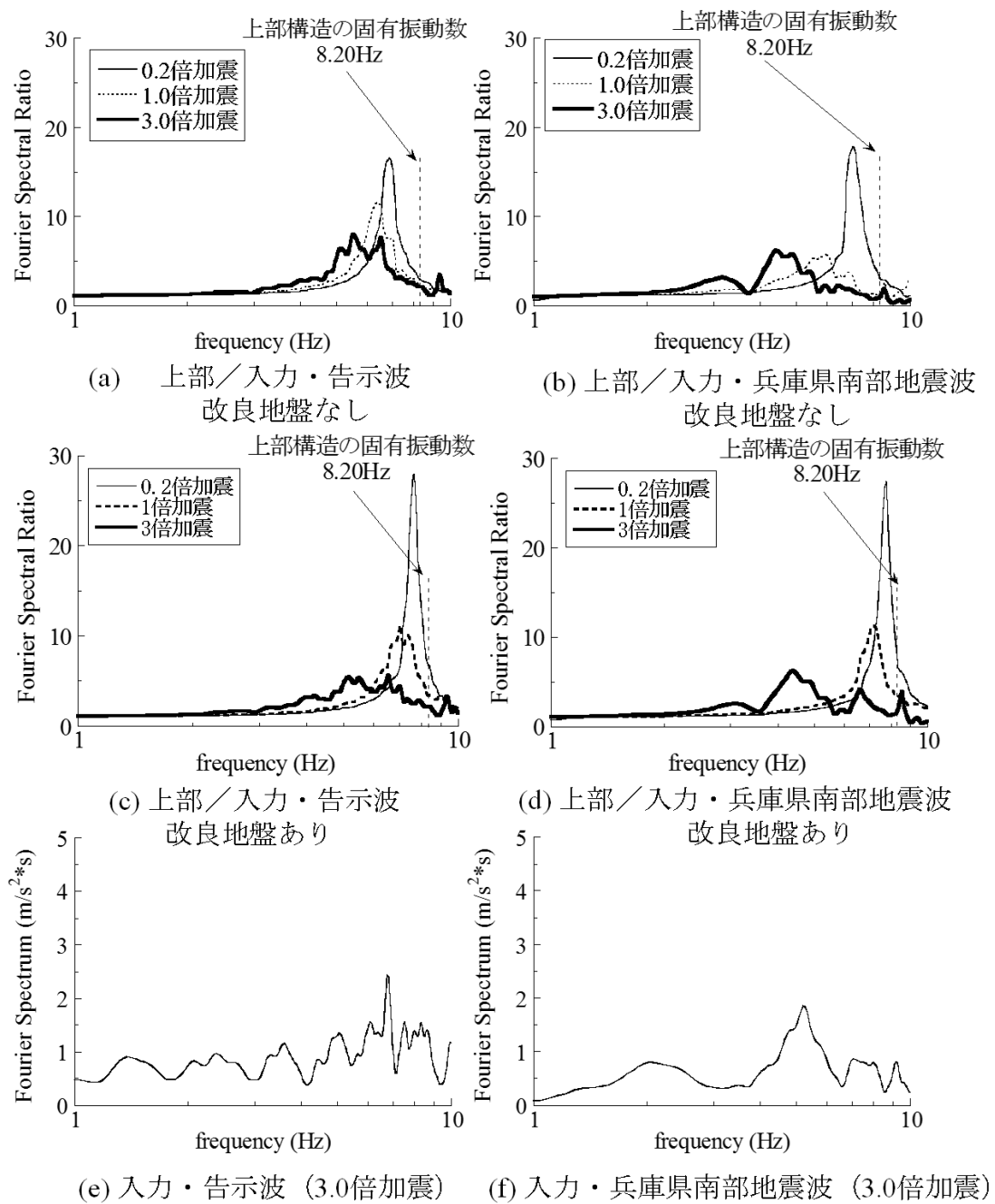
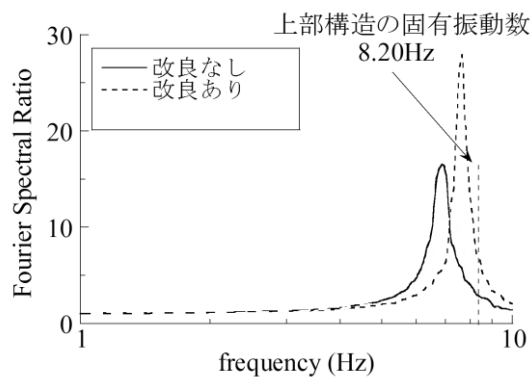
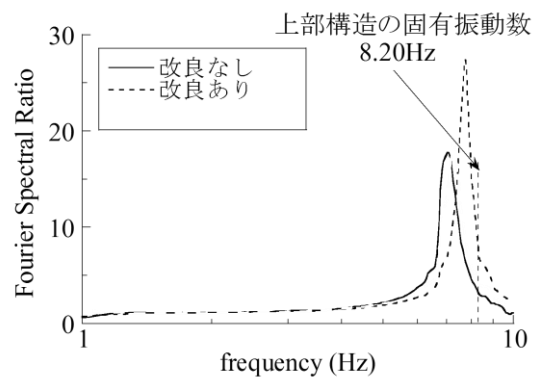


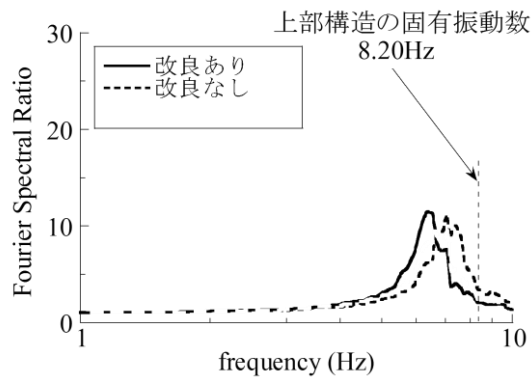
図 2.2.10 入力地震動に対するフーリエスペクトル比と入力地震動のフーリエスペクトル（改良地盤なし）



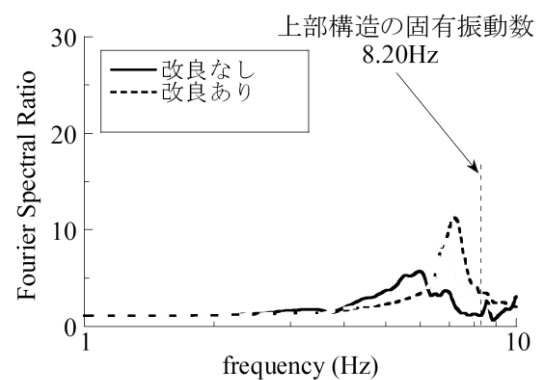
(a) 告示波0.2倍加震



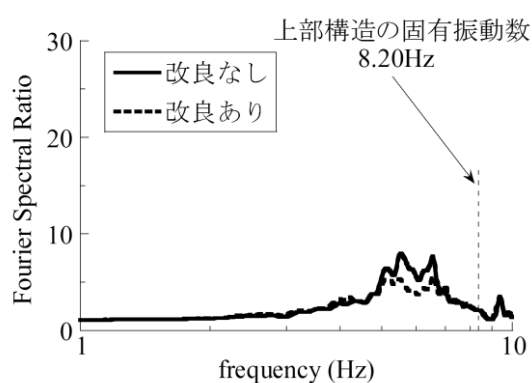
(b) 兵庫県南部地震波0.2倍加震



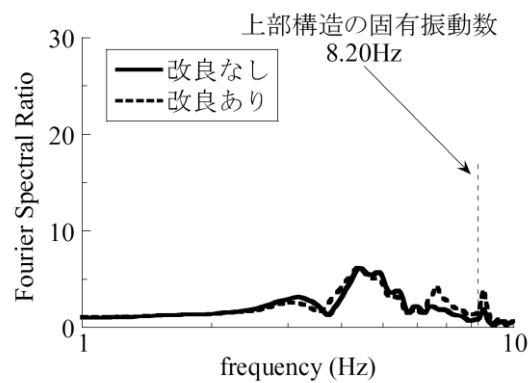
(c) 告示波1.0倍加震



(d) 兵庫県南部地震波1.0倍加震



(e) 告示波3.0倍加震



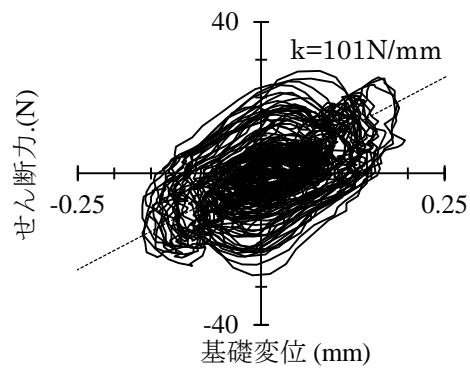
(f) 兵庫県南部地震波3.0倍加震

図 2. 2. 11 改良地盤の有無によるフーリエスペクトル比の比較  
(上部質量/入力)

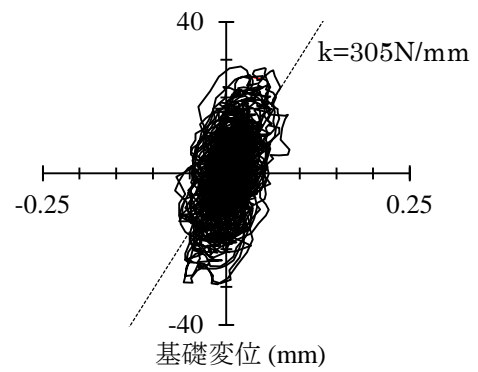


#### (5) 上部構造のせん断力と基礎変位の関係

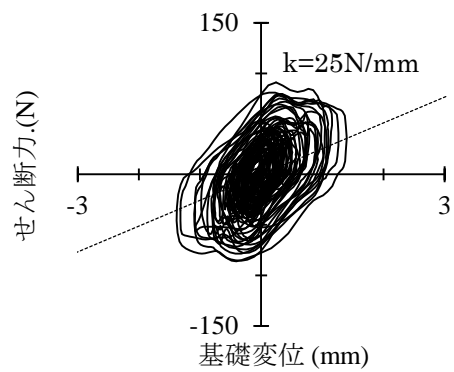
図 2.2.12 と図 2.2.13 に、杭頭せん断力と基礎変位の関係を示す。図 2.2.12 は告示波入力の場合、図 2.2.13 は兵庫県南部地震波入力の場合である。a)は改良地盤なしの場合、b)は改良地盤ありの場合である。図中には正側最大変位時の等価剛性を併記している。なお、杭頭せん断力は加速度応答より算出した上部質量の慣性力と基礎の慣性力の和である。また、基礎変位は、基礎と振動台との相対変位を示している。告示波と兵庫県南部地震ともに入力加速度の増加とともに等価剛性が低下した。0.2 倍入力と 1.0 倍入力時、改良地盤ありの場合は改良地盤なしに比べ等価剛性の増大が明瞭に確認できるが、3 倍入力になると、両者の等価剛性は変わらなくなり、改良効果が小さくなることがわかる。特に、告示波と比べて、兵庫県南部地震の場合には、0.2 倍入力と 1.0 倍入力時に見られる、改良効果による基礎変位の低減が、3 倍入力ではほとんど見られなくなっている。一方、入力加速度の増加とともに履歴ループの面積が増大している。これらには杭周および改良地盤周辺の地盤の強非線形性が影響していると考えられ、そのメカニズムについては第 2.3 節で検証する。



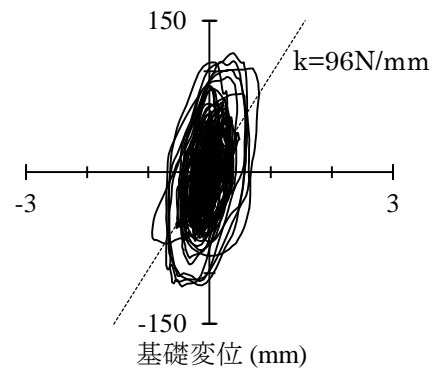
(a-1) 改良地盤なし\_0.2 倍



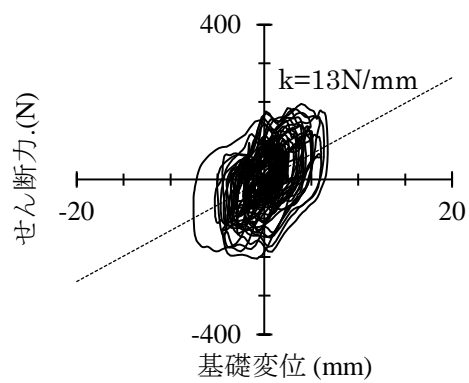
(b-1) 改良地盤あり\_0.2 倍



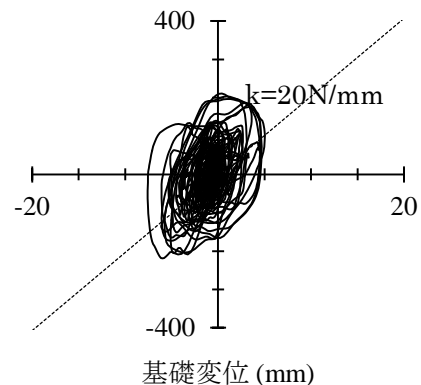
(a-2) 改良地盤なし\_1.0 倍



(b-2) 改良地盤あり\_1.0 倍

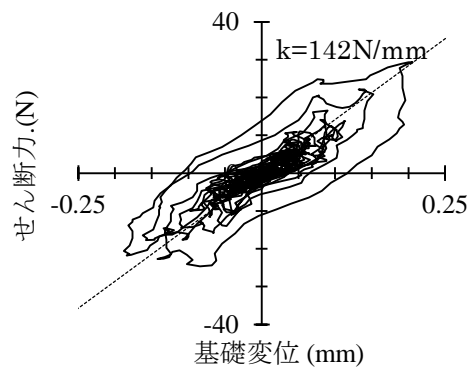


(a-3) 改良地盤なし\_3.0 倍

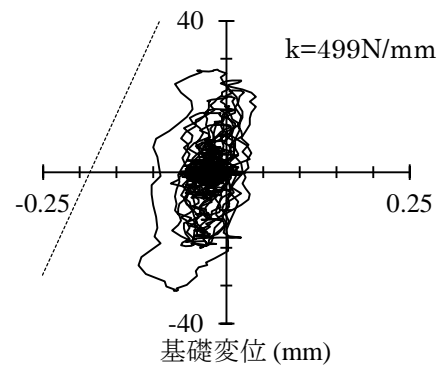


(b-3) 改良地盤あり\_3.0 倍

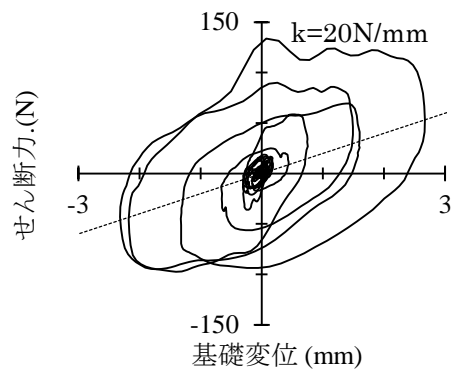
図 2. 2. 12 基礎に作用するせん断力と基礎変位の関係（告示波入力）



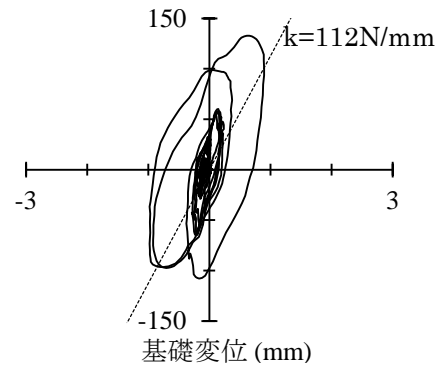
(a-1) 改良地盤なし\_0.2 倍



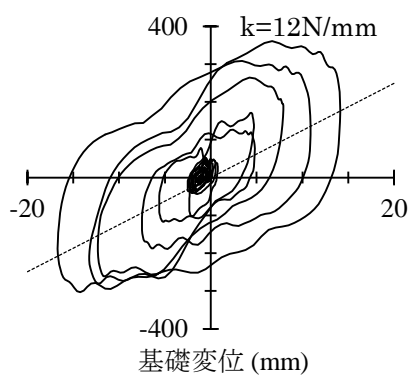
(b-1) 改良地盤あり\_0.2 倍



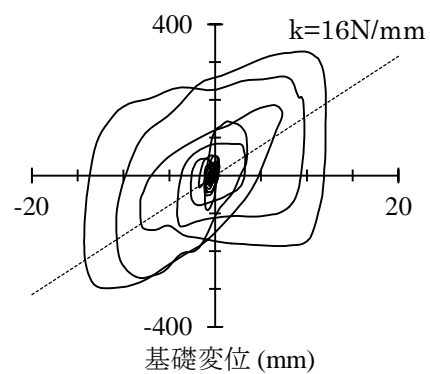
(a-2) 改良地盤なし\_1.0 倍



(b-2) 改良地盤あり\_1.0 倍



(a-3) 改良地盤なし\_3.0 倍



(b-3) 改良地盤あり\_3.0 倍

図 2.2.13 基礎に作用するせん断力と基礎変位の関係（兵庫県南部地震波入力）

## 2.3 3次元有限要素法によるシミュレーション解析

本節では、3次元有限要素法による汎用プログラムである「LS-DYNA」を用いて、節2.2で示した振動台実験に対して非線形3D-FEMによるシミュレーションを実施し、杭周および改良地盤周囲の地盤の強非線形現象が杭基礎建物に与える影響を検討する。なお、実験では入力地震動として告示波と兵庫県南部地震波の2波を使用した。2.2節(4)、(5)より、兵庫県南部地震の方が地盤の強非線形化が顕著と考えられるため、本章では兵庫県南部地震波のみを検討対象とする。

### 2.3.1 解析モデル

2章で示した試験体を3次元有限要素でモデル化し、汎用プログラムLS-DYNA<sup>2-3)</sup>を用いてシミュレーションを行う。LS-DYNAは陽解法に特化したソフトであり、動的接触問題に対して有効な3次元有限要素解析ツールである。

#### (1) 解析モデル

解析モデルの全体図を図2.3.1に、解析モデルの諸元を表2.3.1と表2.3.2に示す。解析モデルは対称条件を考慮した1/2モデルとし、上部構造と地盤の大きさは模型実験の大きさと同じとする。上部質量および基礎はソリッド要素で剛体としてモデル化し、柱(板バネ)はビーム要素で弾性体としてモデル化した。ビーム要素のヤング係数は実験モデルの固有振動数と合うように設定した。上部質量と基礎の密度は、実験モデルの重量に合わせて設定した。せん断土槽のフレーム質量は地盤の約8%であるが、地盤および連成系の固有周期に及ぼす影響は小さいため無視した。地盤は弾塑性体で、弾塑性条件としてMohr-Coulombの破壊規準を用いる<sup>2-4)</sup>。杭および改良地盤と外周地盤間には、両節点を共有とした密着条件と、すべり・剥離・再接触を考慮した接触条件の2ケースについて検討した。地盤の初期剛性は、0.2倍入力時の地盤の卓越周期と合うように、深さ(H)方向のせん断波速度分布を、

$$V_s = \alpha(H)^{1/4} \quad 2.3.1$$

として最適な係数 $\alpha$ を求めた。本解析では $\alpha=67$ とした。砂地盤のポアソン比は0.4、内部摩擦角は $37^\circ$ とした<sup>2-4), 2-5)</sup>。

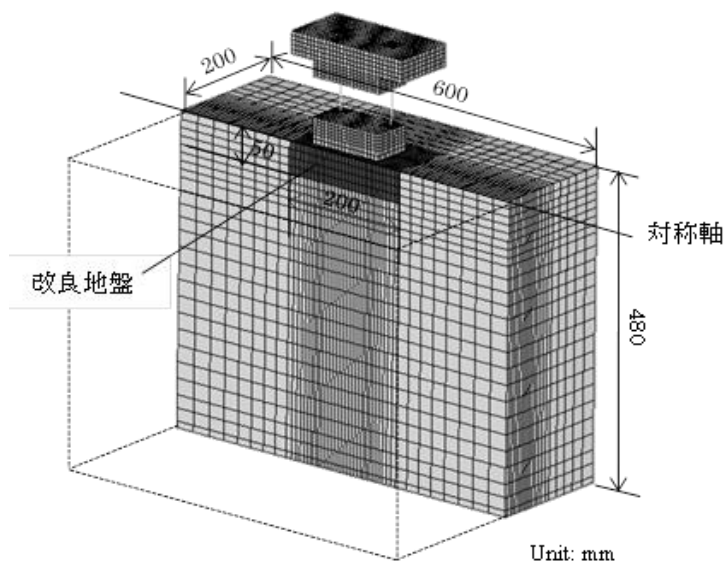


図 2.3.1 解析モデルの全体図（改良地盤あり、1/2 モデル）

表 2.3.1 解析の諸元

|      | 密度(g/cm <sup>2</sup> ) | ヤング係数<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 材料モデル     |
|------|------------------------|-------------------------------|-----------|
| 建物   | 7.83                   | 205000                        | 剛体（鉄）     |
| 柱    | 8.86                   | 239.5                         | 弾性体（リン青銅） |
| 杭    | 1.19                   | 3500                          | 弾性体（アクリル） |
| 地盤   | 1.5                    | 2.98～13.06                    | 弾塑性体      |
| 改良地盤 | 2                      | 10                            | 弾性体       |

表 2.3.2 地盤の物性

|       | 厚さ（m） | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) | Vs（m/s） | E(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-------|-------|------------------------|---------|-----------------------|
| 地盤表層  | 0.025 | 1.5                    | 26.64   | 2.98                  |
| 地盤2層  | 0.025 | 1.5                    | 31.68   | 4.22                  |
| 地盤3層  | 0.025 | 1.5                    | 35.06   | 5.16                  |
| 地盤4層  | 0.025 | 1.5                    | 37.68   | 5.96                  |
| 地盤5層  | 0.04  | 1.5                    | 40.98   | 7.05                  |
| 地盤6層  | 0.04  | 1.5                    | 43.64   | 7.99                  |
| 地盤7層  | 0.05  | 1.5                    | 46.4    | 9.04                  |
| 地盤8層  | 0.05  | 1.5                    | 48.74   | 9.9                   |
| 地盤9層  | 0.05  | 1.5                    | 50.78   | 10.83                 |
| 地盤10層 | 0.05  | 1.5                    | 52.6    | 11.62                 |
| 地盤11層 | 0.05  | 1.5                    | 54.26   | 12.36                 |
| 地盤12層 | 0.05  | 1.5                    | 55.77   | 13.06                 |

## (2) 境界条件と接触条件

接触条件については、杭要素および改良地盤要素とその外周地盤要素の接触面にコンタクトインターフェイスという接触条件を設定した。この接触条件はペナルティ法に基づく、接触面の接線方向に対する静止・動摩擦係数はともに  $\tan\theta$  ( $\theta$  は地盤の内部摩擦角) とした。ペナルティ法とは、図 2.3.2 に示すように貫入の生じた接触面に仮想のばねを設定し、ばね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、比例乗数は式 2.3.2 で定義される剛性ファクター  $k$  とする。

$$k = \frac{f_s \cdot K \cdot A^2}{V} \quad 2.3.2$$

ここで、 $K$  : 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)である。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<sup>19)</sup>。

地盤モデルの境界条件は図 2.3.3 に示すように、底面境界は固定条件とし、せん断土槽を模擬するために、地盤周囲は深さが等しい節点の  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向の変位が同一となるような繰り返し境界条件を設定し、加振方向と垂直面はローラー条件を設定した。

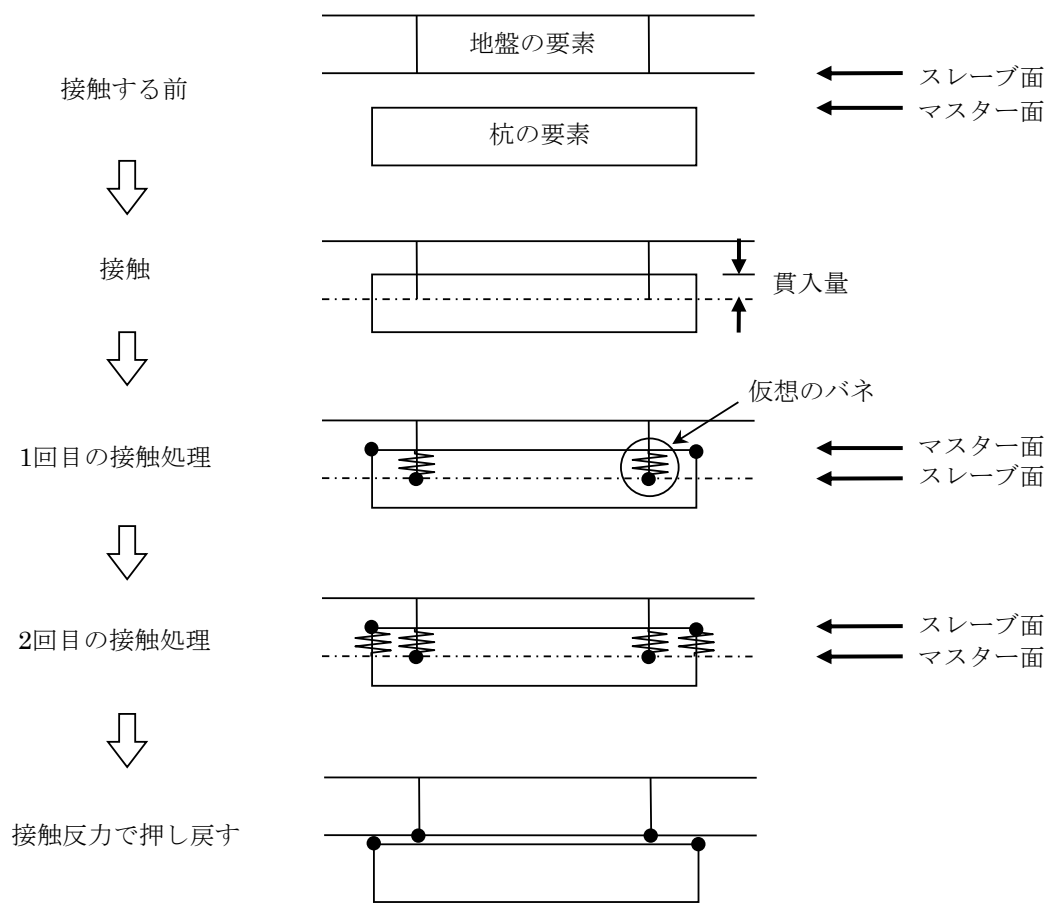


図 2.3.2 ペナルティ法に基づく接触処理の流れ

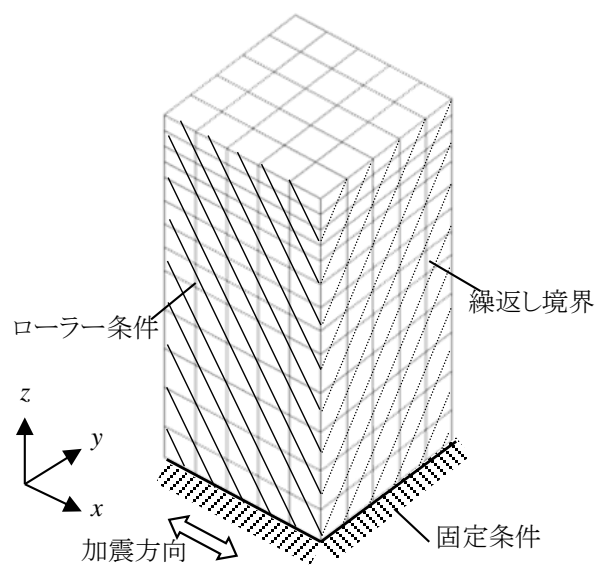


図 2.3.3 地盤の境界条件

### (3) 改良地盤のモデル化

改良地盤のモデル化については、油粘土の材料試験が困難であったため、本実験での物性を明確にすることはできていない。実験時、及び終了時の観察結果から、油粘土に変形がほとんど認められなかったことから、乾燥砂地盤モデルの表層部分よりも十分に耐力が大きいと判断し、弾性体でモデル化した。改良地盤のヤング係数はパラメトリックスタディを実施し、実験結果に適合する値を設定した。なお、ポアソン比は砂と同じ0.4としている。

### (4) 杭のモデル化

杭はシェル要素でモデル化し弾性体とした。杭径は実験モデルと同じ12mmとし、シェル要素の厚さは0.6mmとした。杭の曲げ剛性は、実験モデルの曲げ剛性と等しくなるようにシェル要素のヤング係数は10180N/mm<sup>2</sup>となる。

### (5) 減衰

構造減衰として、地盤および上部構造の1次固有振動数に対して質量比例型減衰を設定しており、地盤については2%、上部構造については0.2倍入力時の応答シミュレーション解析の結果から2%とした。質量比例型の減衰は式2.3.3で決める。

$$[C] = \alpha \cdot [M] \quad 2.3.3$$

$$\alpha = 2\omega_1 \cdot h_1 \quad 2.3.4$$

ここに、[C] は減衰マトリクス、[M] は減衰マトリクス  $\omega_1$  は1次固有円振動数

( $\omega_1 = 2\pi / T_1$ ) (単位: rad/s)、 $T_1$  は1次固有周期(単位: s)、 $h_1$ : 1次固有周期に対する減衰定数である。

なお、質量比例型減衰は地盤が大きく非線形化するような大加振のシミュレーションに対して、減衰を過大評価する恐れがあるが、本解析では3倍加振の実験に対して別途減衰に対するパラメトリックスタディを実施し、その影響が小さいことを確認している。



## (6) 重力解析

本解析では地震応答解析の前に重力加速度をモデルに作用させて自重解析を行う、本解析で用いている LS-DYNA の解析法は陽解法であり、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 2.3.4 に示すように徐々に重力を載荷することによって静的釣り合い条件を成立させる。そして、自重解析終了後、建物模型の地震応答解析を開始する<sup>19)</sup>。

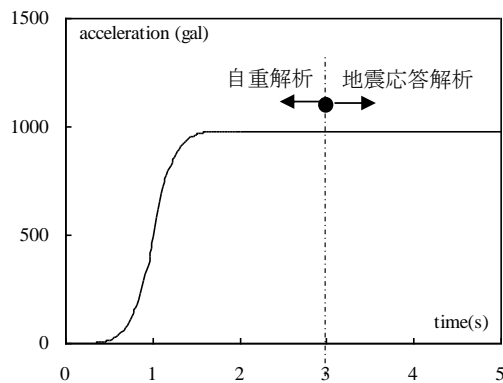


図 2.3.4 重力加速度

## (7) 入力地震動

入力地震動は実験の各ケースの時、振動台で取れた加速度データを用いて入力した。図 2.3.5 に改良なしの場合、1 倍加振の時入力した地震動を示す。(a)は時刻歴波形、(b)は加速度応答スペクトルを示す。

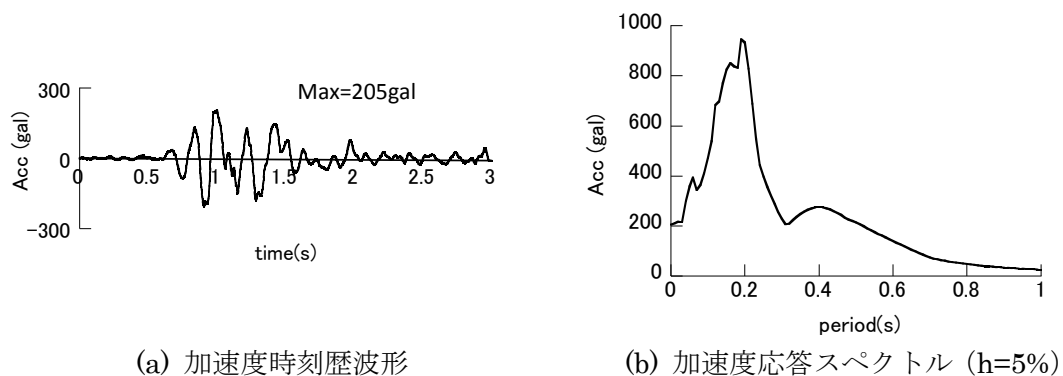


図 2.3.5 入力地震波（兵庫県南部地震波）

## (8) 解析結果の出力位置

図 2.3.6 に、地盤と上部構造の加速度、図 2.3.7 に杭の軸ひずみの出力位置を示す。

地盤応答については、対象建物から十分離れた位置に出力点を鉛直 1 列に設け、その結果を自由地盤応答とみなしている。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。

本解析では杭の曲げモーメントを曲率によって評価する。杭の曲げモーメントの算出は、図 2.3.7 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式 2.3.5 より算出する。

$$M = E I \cdot \phi \quad 2.3.5$$

$$\phi = \varepsilon / d \quad 2.3.6$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 \quad 2.3.7$$

ここで、 $M$ は曲げモーメント、 $E I$ は曲げ剛性、 $\phi$ は曲率、 $\varepsilon$ は杭の両側のひずみの差、 $d$ は杭径である。

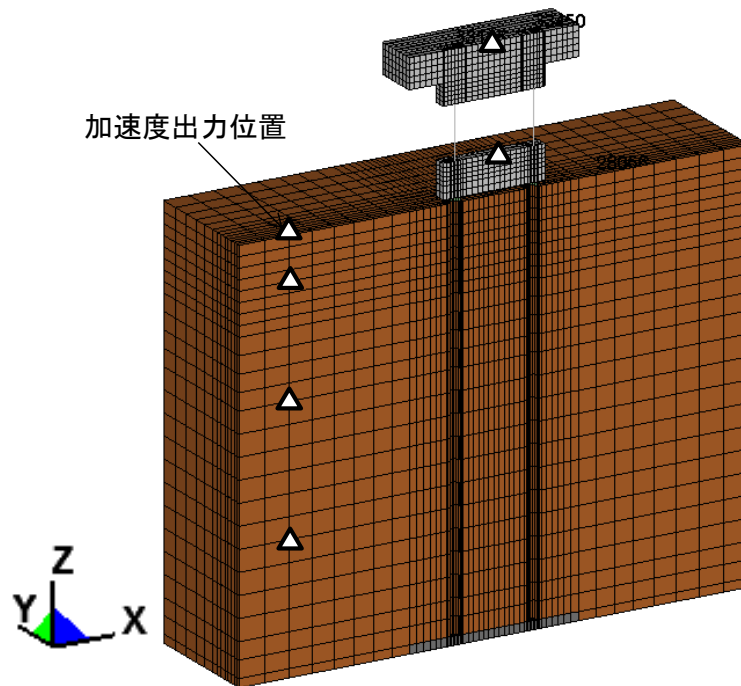


図 2.3.6 地盤と上部構造の加速度出力位置

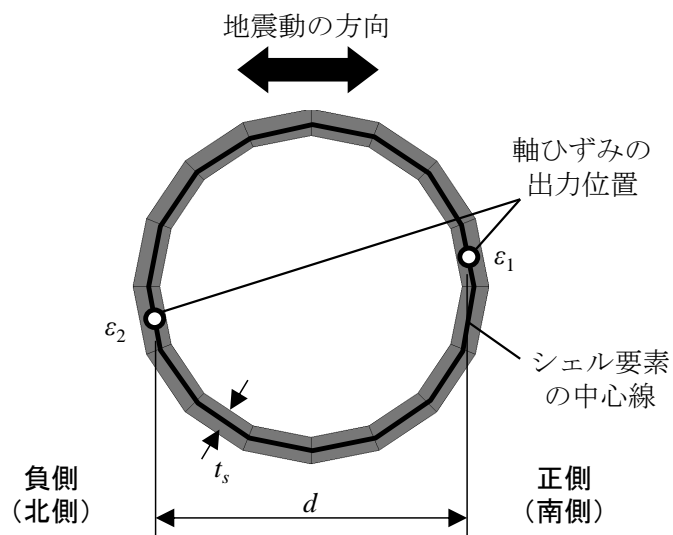


図 2.3.7 軸ひずみの出力位置

## 2.3.2 解析結果

検討対象とする解析ケースを表 2.3.3 に示す。

ここでは、実験と合わせ、解析でも改良地盤なしと改良地盤ありの 2 ケースを行う。  
入力地震動は兵庫県南部地震とし、No10 と表記する。

表 2.3.3 解析ケース

| 実験ケース | 接触条件 | 入力地震動と倍率  |
|-------|------|-----------|
| 改良なし  | 密着   | No10 0.2倍 |
|       |      | No10 1.0倍 |
|       |      | No10 1.7倍 |
|       |      | No10 3.0倍 |
|       | 接触   | No10 0.2倍 |
|       |      | No10 1.0倍 |
|       |      | No10 1.7倍 |
|       |      | No10 3.0倍 |
| 改良有り  | 密着   | No10 0.2倍 |
|       |      | No10 1.0倍 |
|       |      | No10 1.7倍 |
|       |      | No10 3.0倍 |
|       | 接触   | No10 0.2倍 |
|       |      | No10 1.0倍 |
|       |      | No10 1.7倍 |
|       |      | No10 3.0倍 |

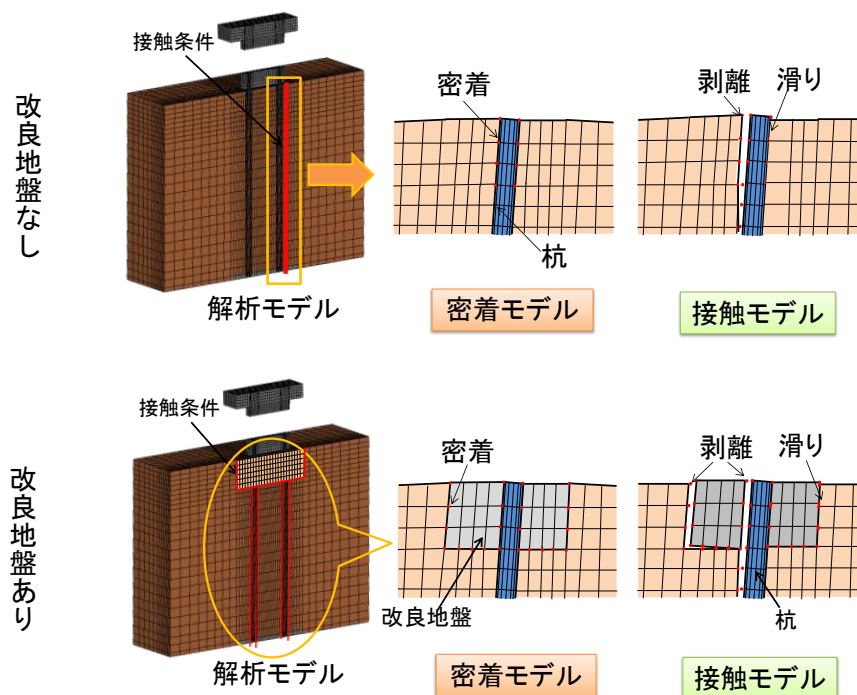


図 2.3.8 杭、改良地盤と周囲地盤の接触条件

解析パラメータについては、杭と周囲地盤の間に剥離の有無によって、図 2.3.8 に示すように密着モデルと接触モデル 2 種類を用い、入力地震動は兵庫県南部地震波を用いて、加振倍率は 0.2 倍、1.0 倍、1.7 倍、3.0 倍とした。

密着モデルの場合は、杭、改良地盤および周辺地盤が剥離しないように、杭と地盤の接する場所は、メッシュの節点を共有するように設定した。接触モデルの場合、杭、改良地盤および外周地盤の接触面に図 2.3.2 に示すように接触条件を設定した。

### (1) 解析モデルの妥当性について

図 2.3.9 に、兵庫県南部地震波 0.2 倍入力時の解析結果と実験結果で得られた建物上部での加速度時刻歴波形を比較して示す。0.2 倍入力時では杭および改良地盤と外周地盤間は密着とした。図に示すように改良地盤なしと改良地盤ありの場合とはともに、解析結果の最大加速度はやや小さいが、両者の波形はほぼ一致している。

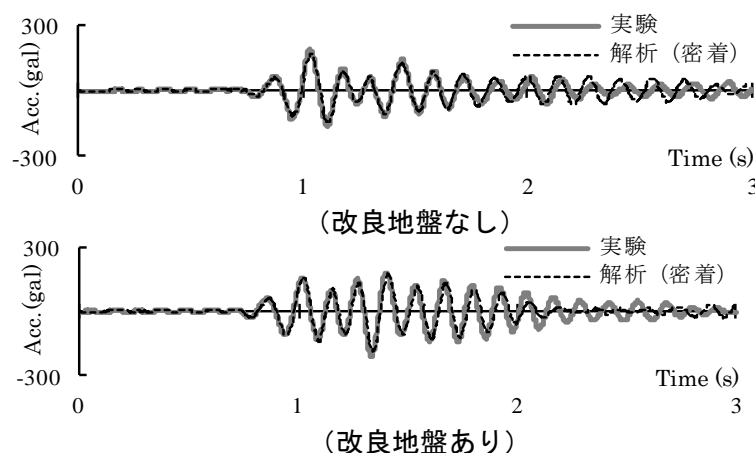


図 2.3.9 建物上部の加速度波形(兵庫県南部地震波 0.2 倍入力)

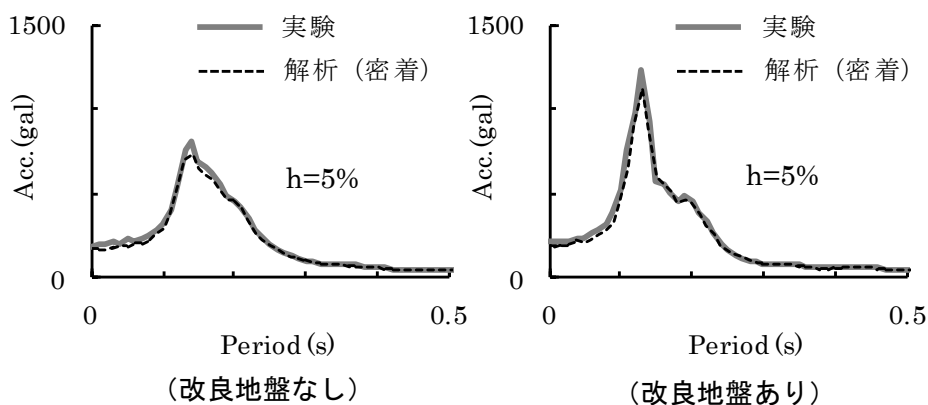


図 2.3.10 建物上部の応答スペクトル(兵庫県南部地震波 0.2 倍入力)

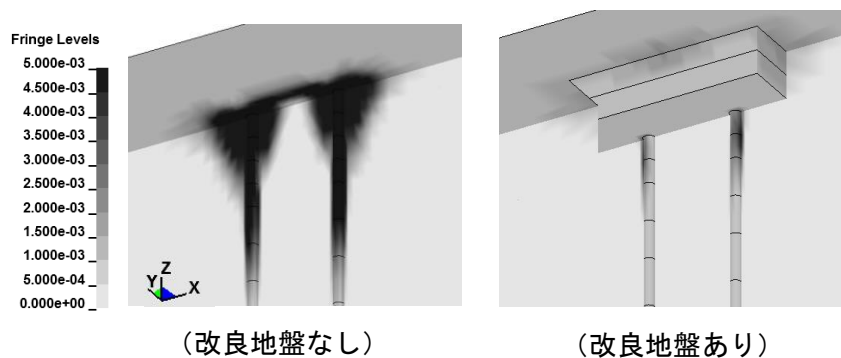


図 2.3.11 杭周地盤の塑性歪み分布(兵庫県南部地震波 0.2 倍入)

図 2.3.10 に、0.2 倍入力時の改良地盤なしと改良地盤ありの場合について、建物上部での加速度応答スペクトル( $h=0.05$ )の解析結果と実験結果の比較を示す。改良地盤なしと改良地盤ありとも解析結果と実験結果は良く一致し、改良地盤ありの場合に建物上部の加速度応答が大きくなることが確認できる。図 2.3.11 に、0.2 倍入力時の改良地盤なしと改良地盤ありの場合について、加速度応答が最大となる時刻前後の杭周地盤の塑性歪み分布を示す。改良地盤ありの場合には杭周囲および改良地盤外周の地盤の塑性歪みが小さくなり、改良地盤によって外周地盤の非線形化が抑制されて水平地盤抵抗が大きいことが確認できる。

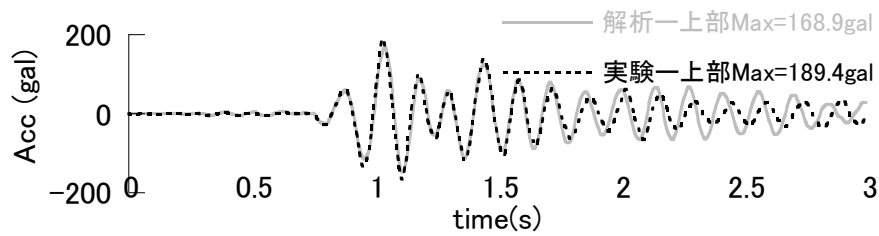
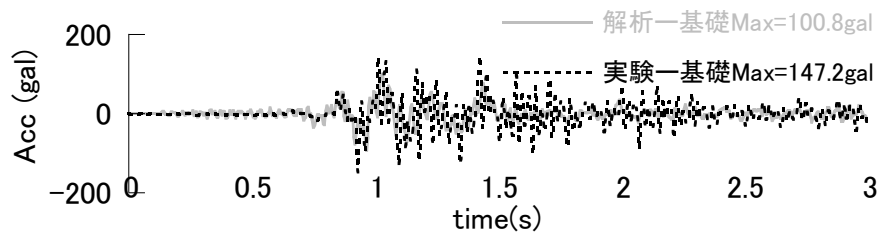
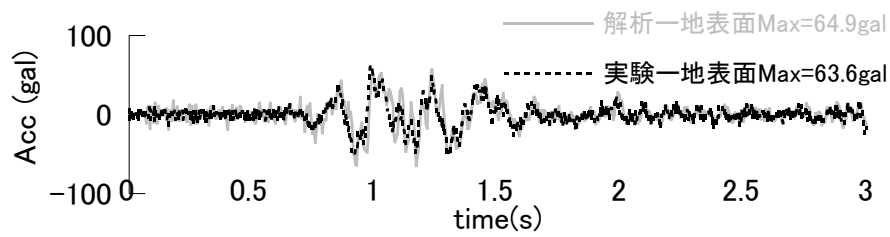
以上より、入力レベルが小さい 0.2 倍入力時の 3D-FEM による解析では、改良地盤がある場合とない場合とも建物上部の応答を精度よく再現できた。解析モデルの妥当性を確認した。また、改良地盤の有無による杭周地盤の塑性歪み分布の違いを把握した。

## (2) 解析結果と実験結果の比較

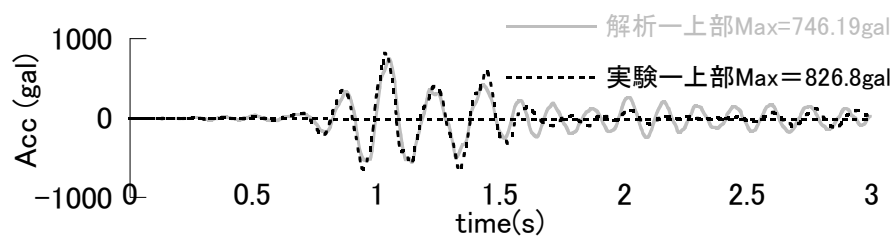
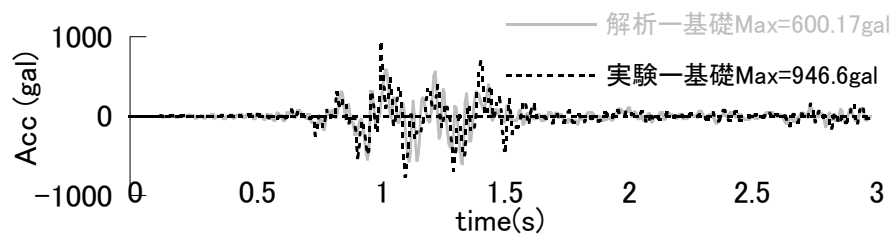
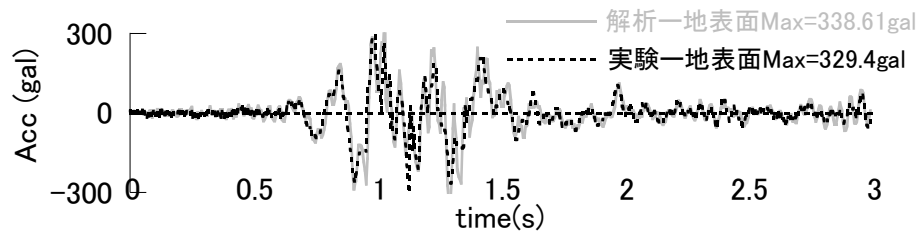
### a) 改良地盤なしの場合

図 2.3.12 と図 2.3.13 に改良地盤なしの場合について、地表面、基礎、建物上部における解析結果と実験結果の比較を示す。図中の(a)は 0.2 倍入力、(b)は 1 倍入力、(c)は 1.7 倍入力、(d)は 3 倍入力の結果である。図 2.3.12 は密着モデルの解析結果、図 2.3.13 は接触モデルの解析結果である。地表面の結果について、接触条件と入力倍率によらず、両ケースとも実験結果と比べて、解析結果の最大加速度はやや大きい、概ね実験結果と一致する。建物上部では、密着モデルの場合、0.2 倍入力の時密着モデルの方が実験結果と対応する。3 倍入力の時、接触条件によって差が小さい。

図 2.3.14 と図 2.3.15 に改良地盤なしの場合の地表面と建物上部における解析結果と実験結果の比較を示す。図 2.3.14 は密着モデルの解析結果、図 2.3.15 は接触モデルの解析結果である。地表面では、両モデルとも、小地震波入力の時ピーク振動数は実験とよく対応するが、最大振幅は実験の方が大きくなり、一方、大地震波入力の時、実験結果とあまり一致しないことが分かった。建物上部では、接触条件によらず、小地震波の解析結果と実験結果よく対応するが、入力倍率の増加とともに、最大振幅の差が大きくなる。



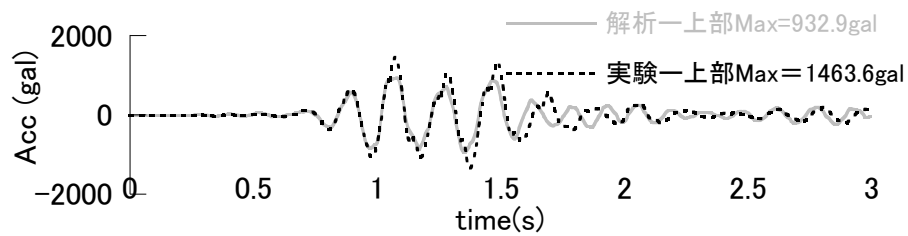
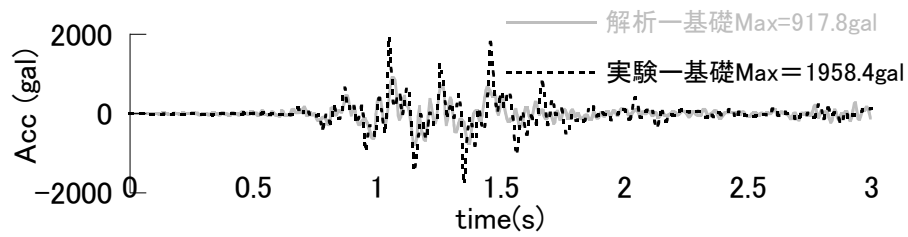
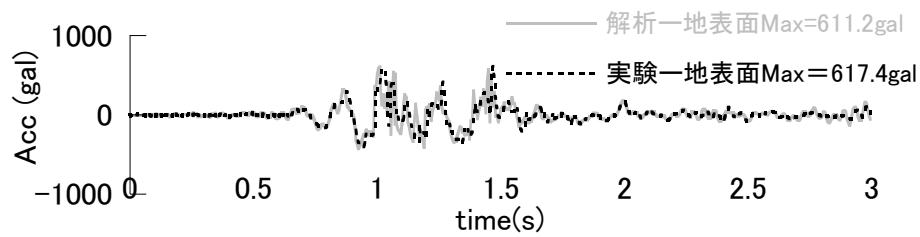
(a) 0.2 倍入力



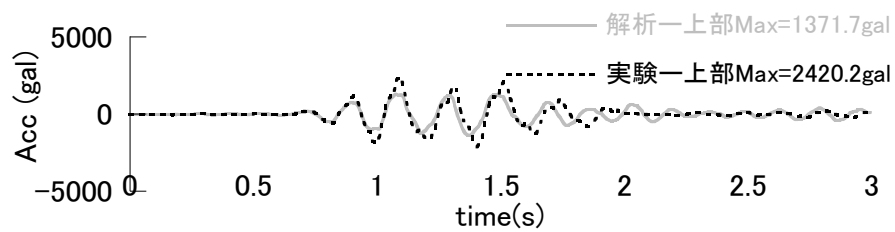
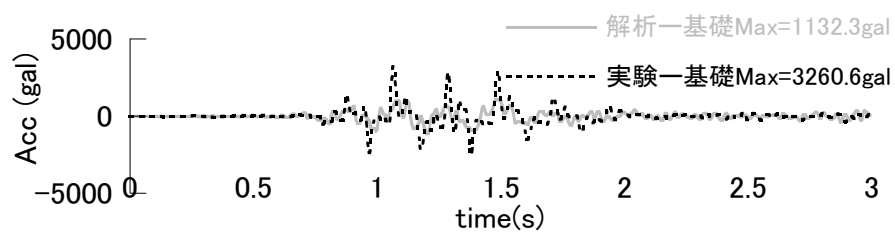
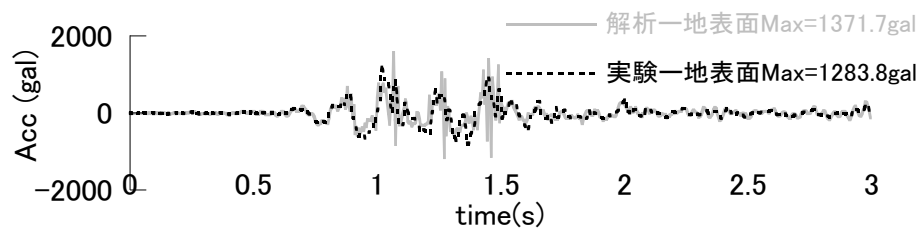
(b) 1.0 倍入力

図 2.3.12 改良地盤なしの場合加速度時刻歴波形の比較（密着モデル）



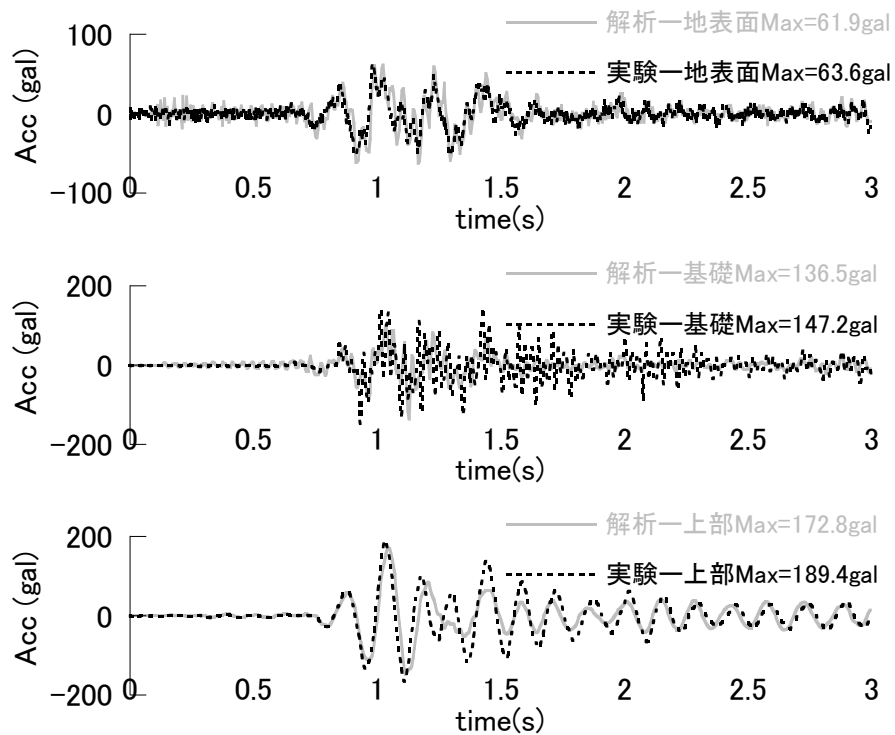


(c) 1.7 倍入力

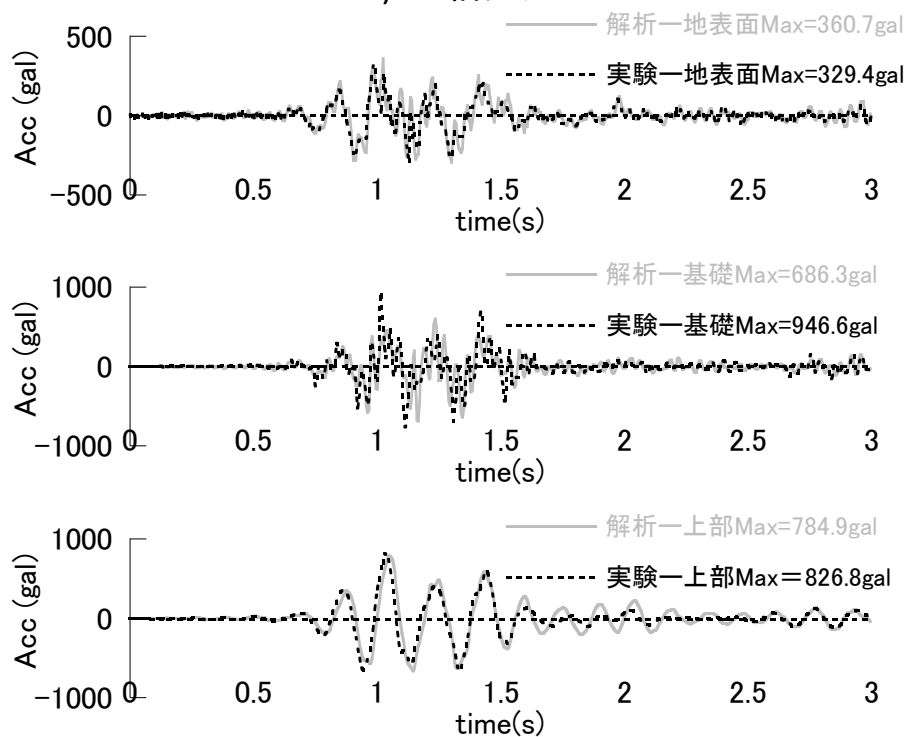


(d) 3.0 倍入力

図 2.3.12 改良地盤なしの場合加速度時刻歴波形の比較（密着モデル）

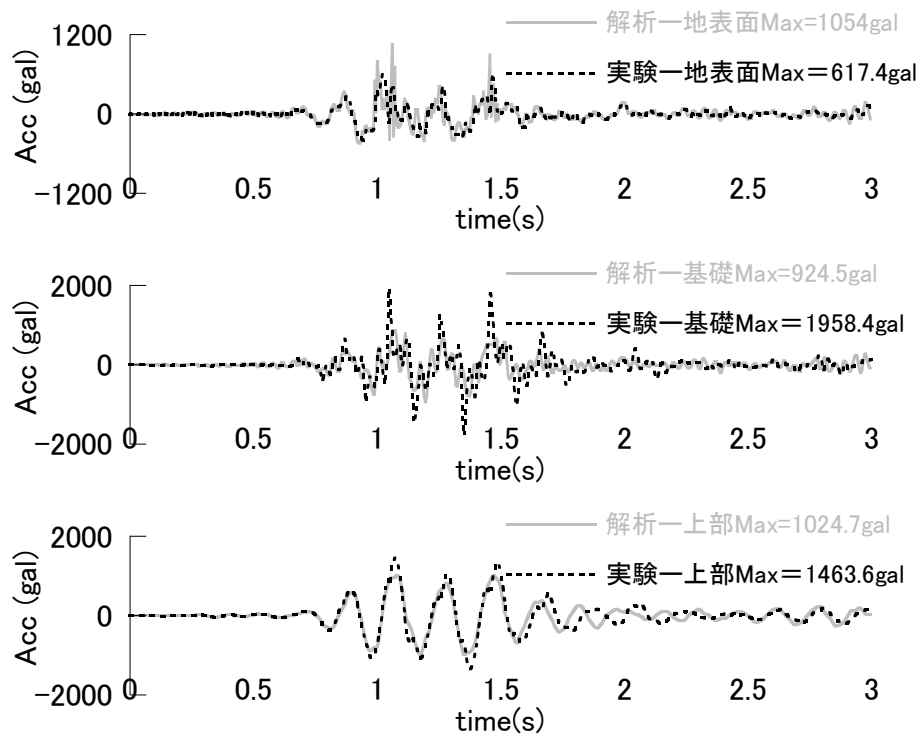


(a) 0.2 倍入力

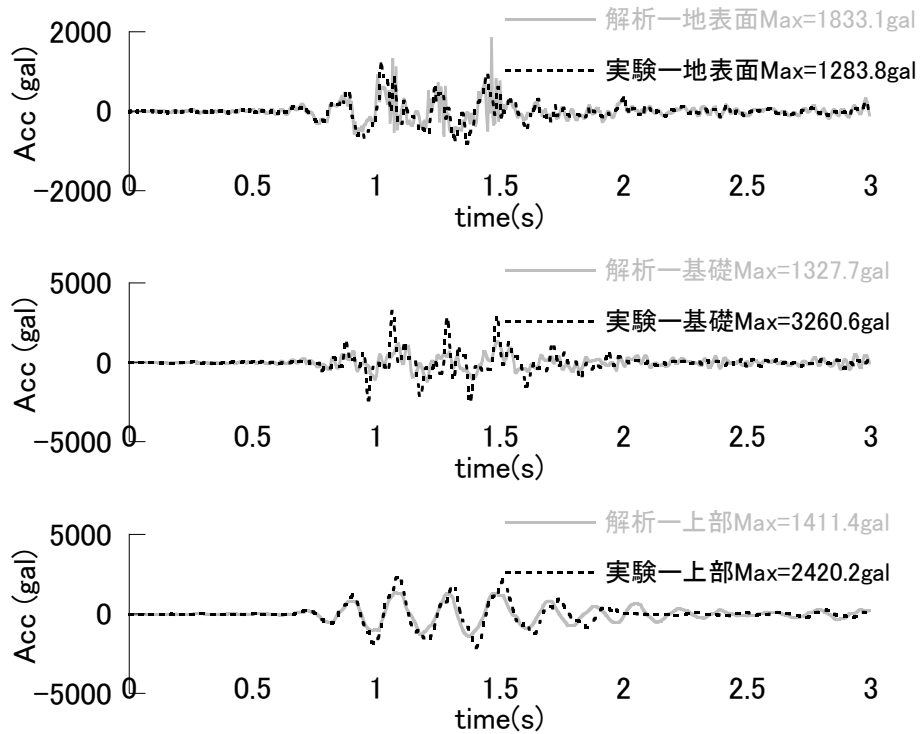


(b) 1.0 倍入力

図 2.3.13 改良地盤なしの場合加速度時刻歴波形の比較（接触モデル）

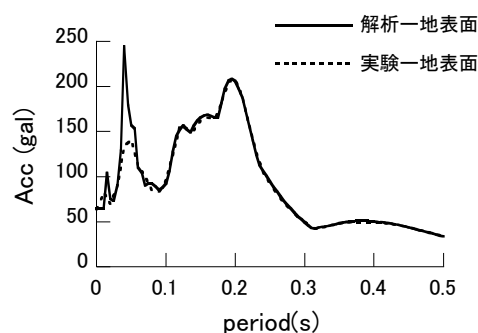


(c) 1.7 倍入力

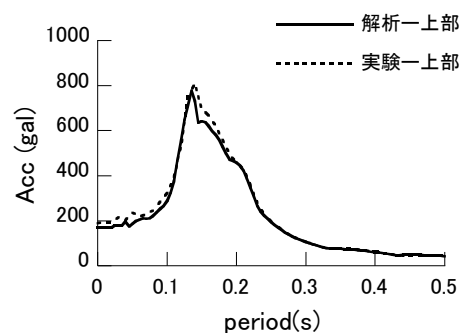


(d) 3.0 倍入力

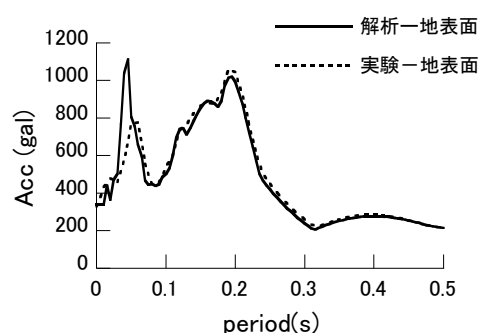
図 2.3.13 改良地盤なしの場合加速度時刻歴波形の比較（接触モデル）



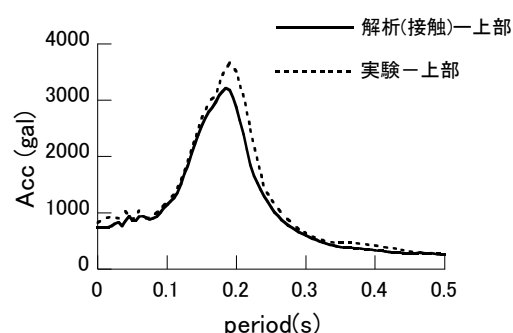
(a) 0.2倍入力\_\_地表面



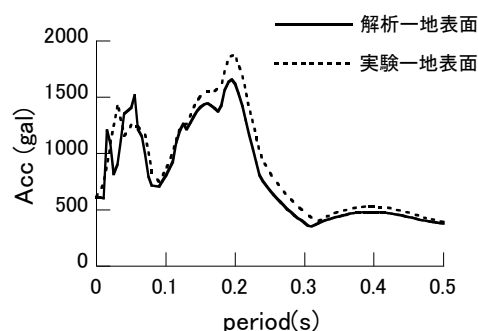
(e) 0.2倍入力\_\_建物上部



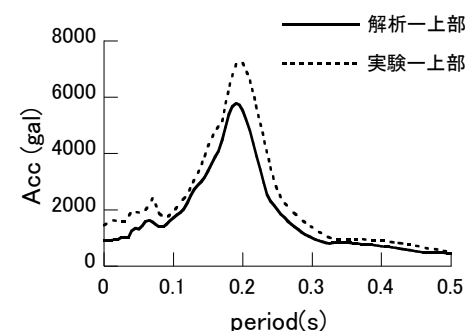
(b) 1倍入力\_\_地表面



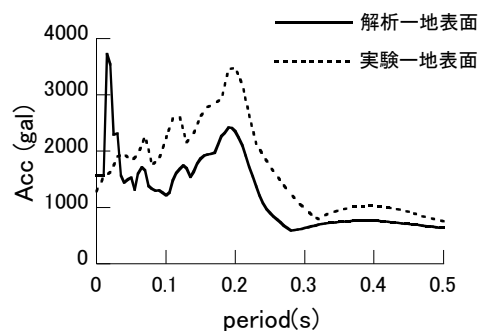
(f) 1倍入力\_\_建物上部



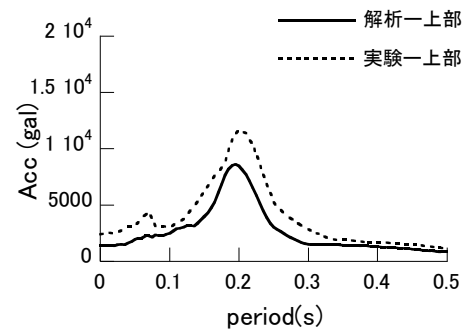
(c) 1.7倍入力\_\_地表面



(g) 1.7倍入力\_\_建物上部



(d) 3倍入力\_\_地表面



(h) 3倍入力\_\_建物上部

図 2. 3. 14 改良地盤なしの場合加速度応答スペクトルの比較（密着モデル）

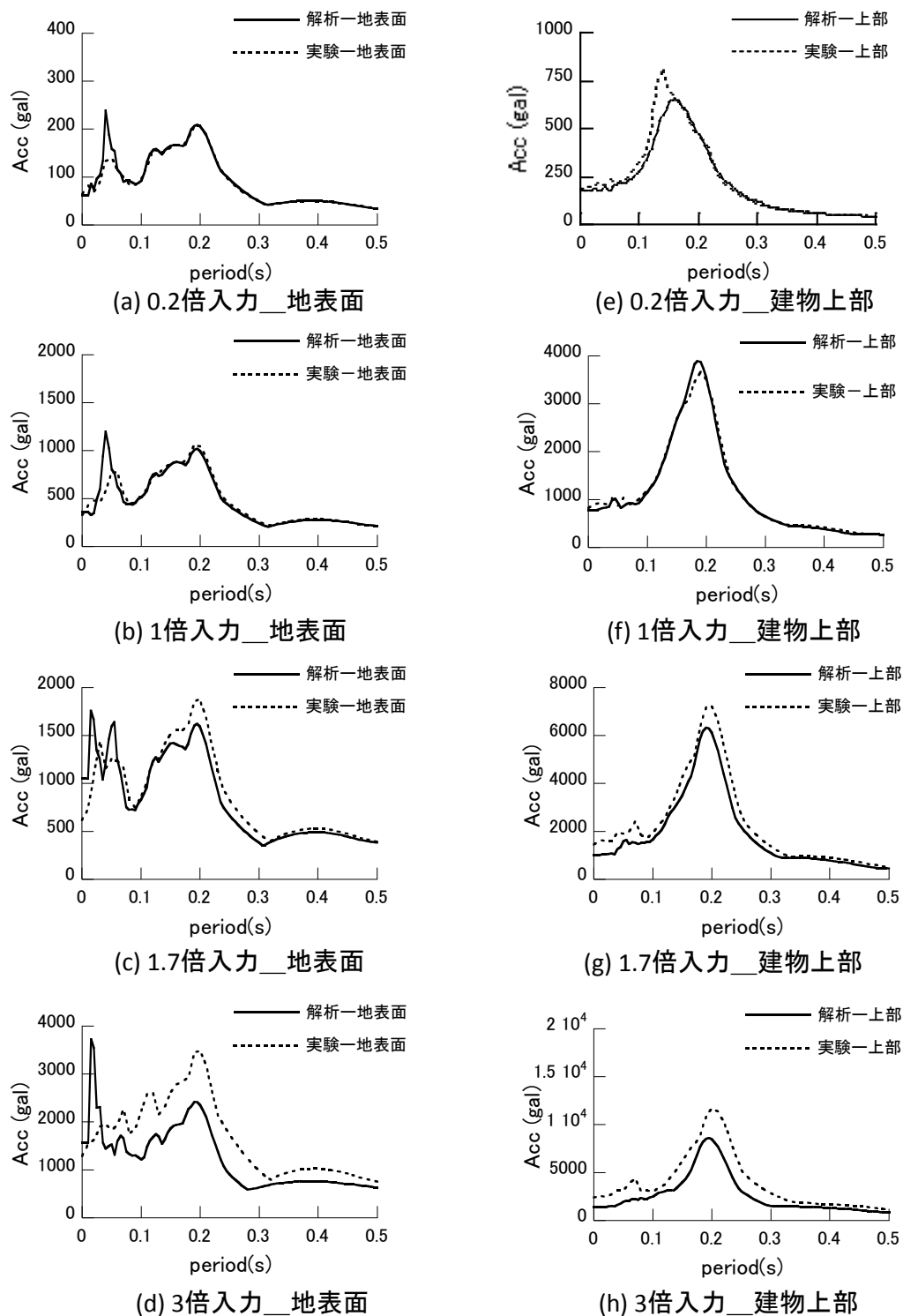
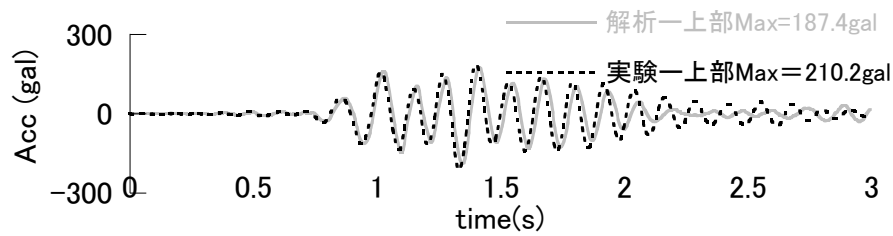
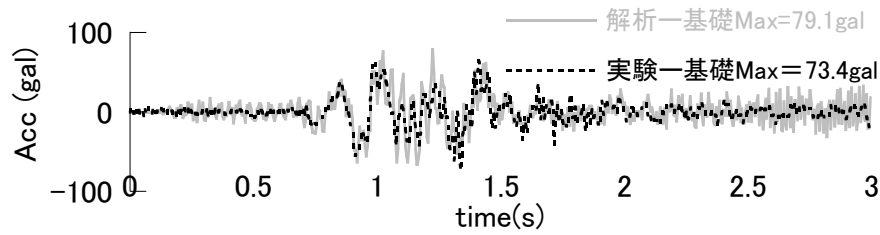
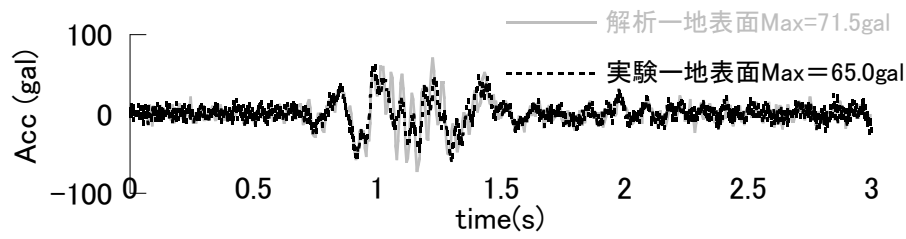


図 2.3.15 改良地盤なしの場合加速度応答スペクトルの比較（接触モデル  $h=5\%$ ）

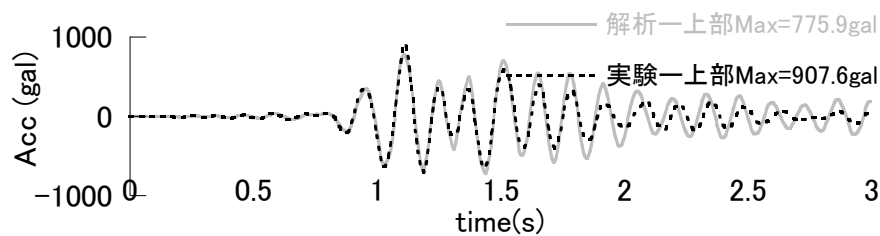
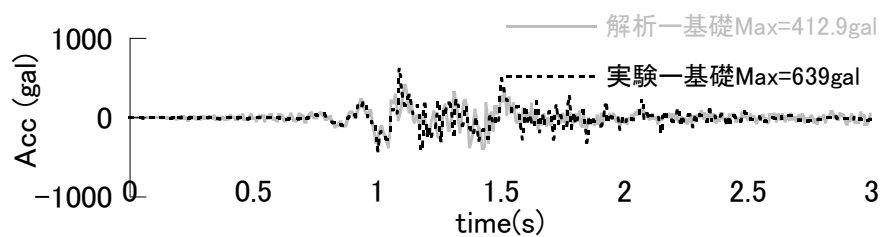
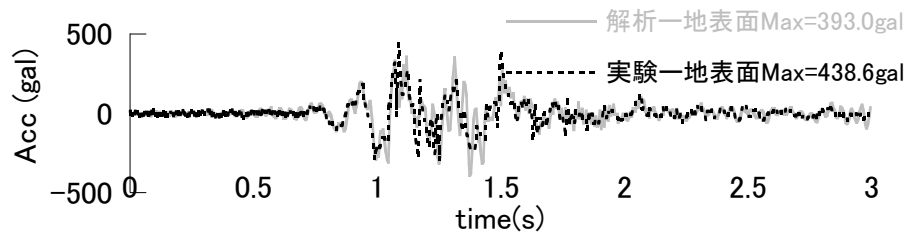
b) 改良地盤ありの場合

図 2.3.16 と図 2.3.17 に改良地盤ありの場合の地表面、基礎、建物上部における解析結果と実験結果の加速度時刻歴波形比較を示す。図中の(a)は 0.2 倍入力、(b)は 1 倍入力、(c)は 1.7 倍入力、(d)は 3 倍入力である。図 2.3.16 は密着モデルの解析結果、図 2.3.17 は接触モデルの解析結果である。地表面の結果については、接触条件と入力倍率によらず、どのケースでも実験結果と比べて、解析結果の最大加速度はやや小さいが、概ね実験を一致する。建物上部では、0.2 倍入力と 1 倍入力の時、密着モデルの場合は実験結果と一致する。1.7 倍と 3 倍入力の時では、接触モデルのほうの実験結果と一致するが、密着モデルの解析結果は実験結果と振動数がずれていることが分かった。

図 2.3.18 と図 2.3.19 に改良地盤ありの場合、地表面と建物上部における解析結果と実験結果の加速度応答スペクトルの比較を示す。図 2.3.18 は密着モデルの解析結果、図 2.3.19 は接触モデルの解析結果である。地表面では、両種モデルとも、小地震波入力の時ピーク振動数は実験とよく一致するが、最大振幅は実験の方が大きい値を示した。大地震波入力の時は、実験結果とあまり対応しないことが分かった。建物上部では、密着モデルの方が、小地震波の解析結果と実験結果はほぼ一致するが、入力倍率の増加とともに、実験結果との差が大きくなる。接触モデルの方が、小地震波の解析結果と実験結果あまり一致していないが、入力倍率の増加とともに、実験結果とよく一致になった。



(a) 0.2 倍入力



(b) 1.0 倍入力

図 2.3.16 改良地盤ありの場合加速度時刻歴波形の比較（密着モデル）

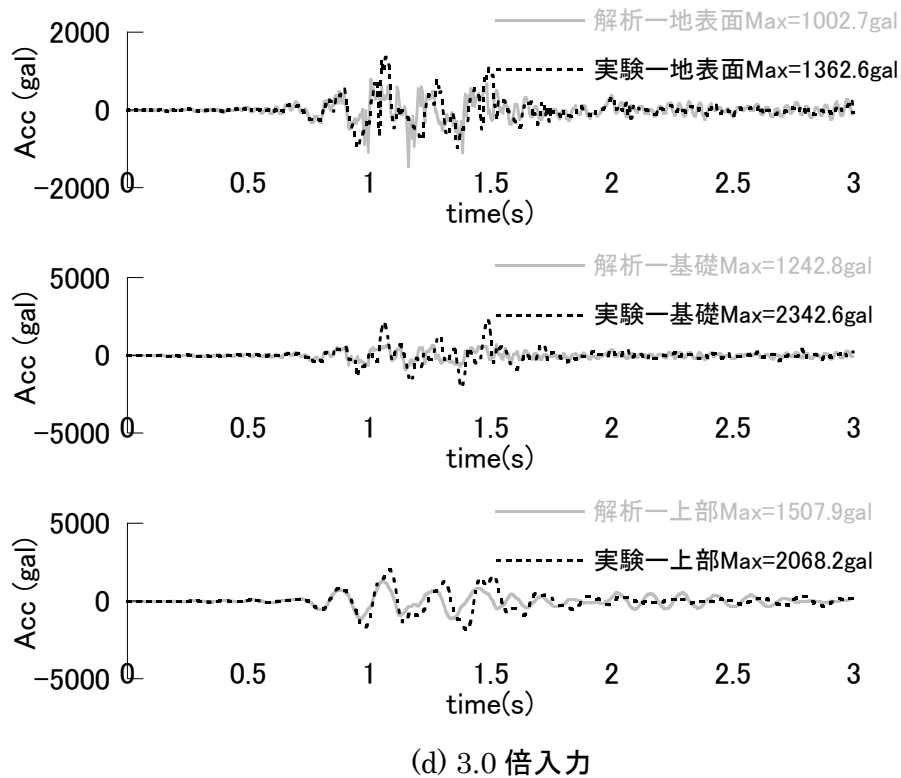
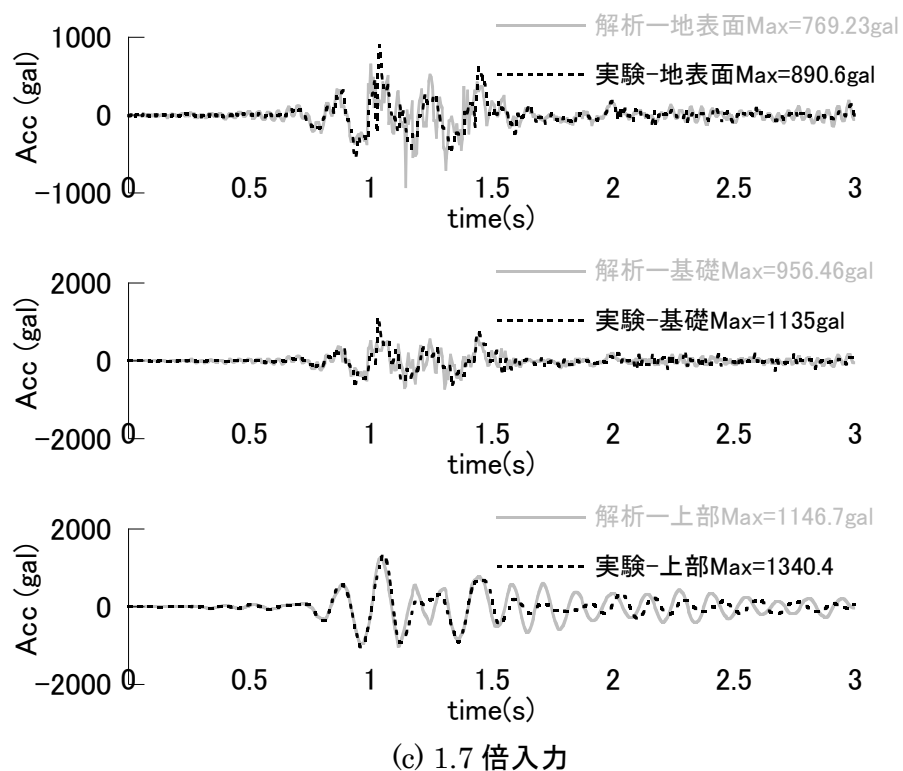


図 2.3.16 改良地盤ありの場合加速度時刻歴波形の比較（密着モデル）



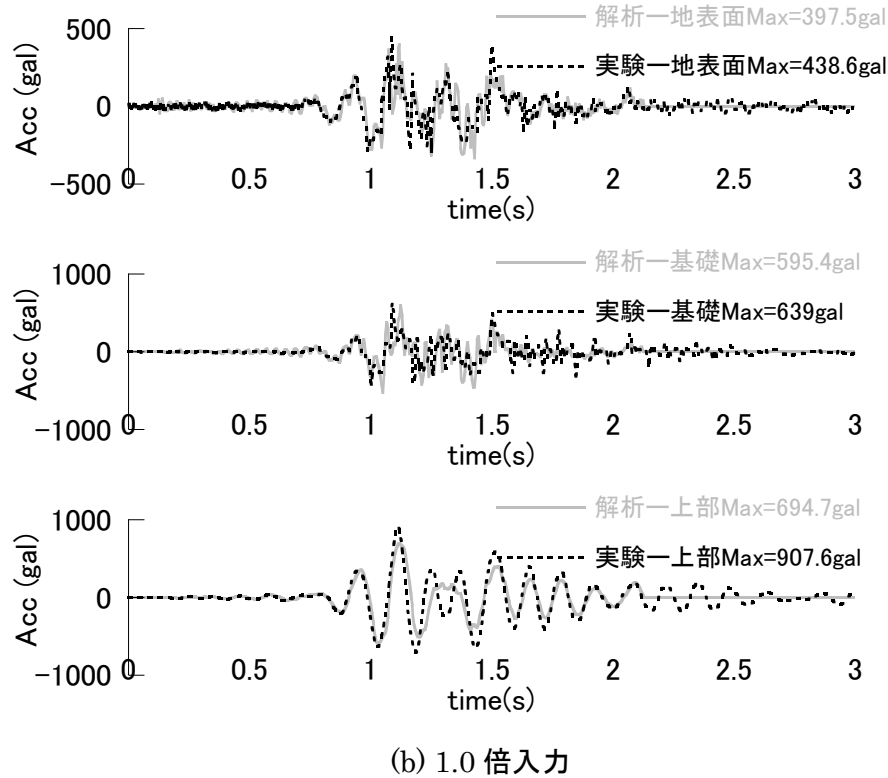
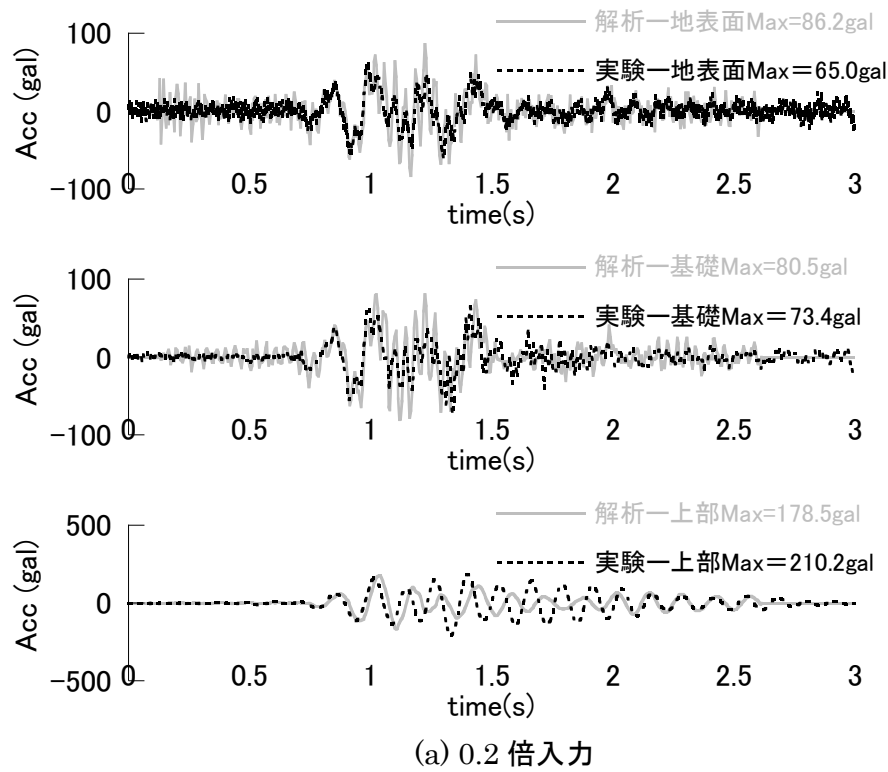


図 2.3.17 改良地盤ありの場合加速度時刻歴波形の比較（接触モデル）

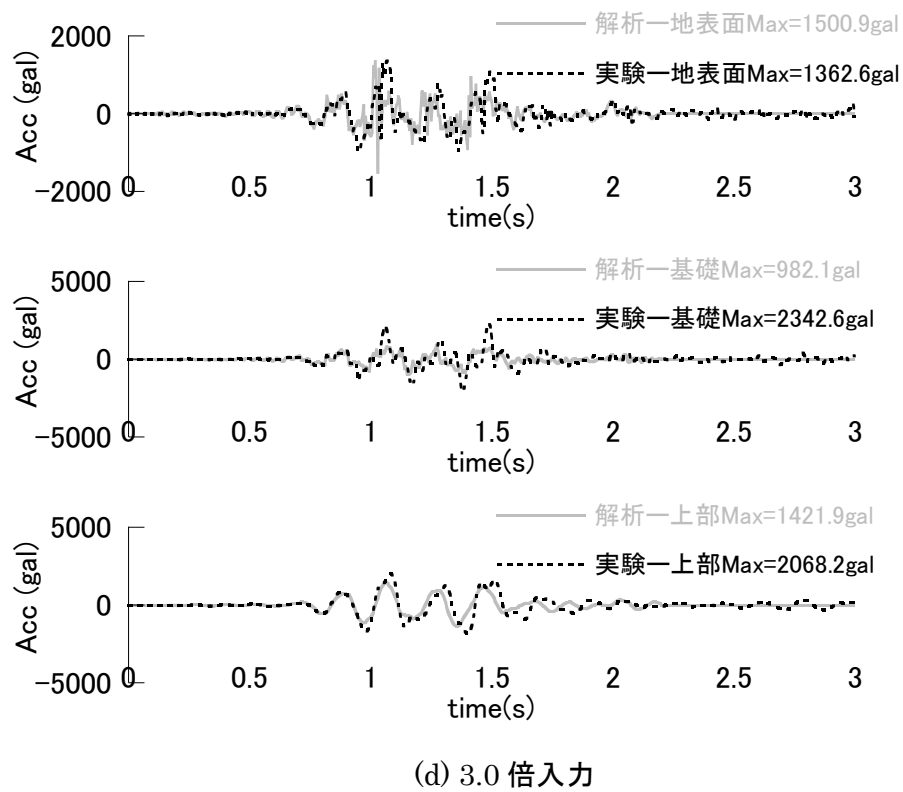
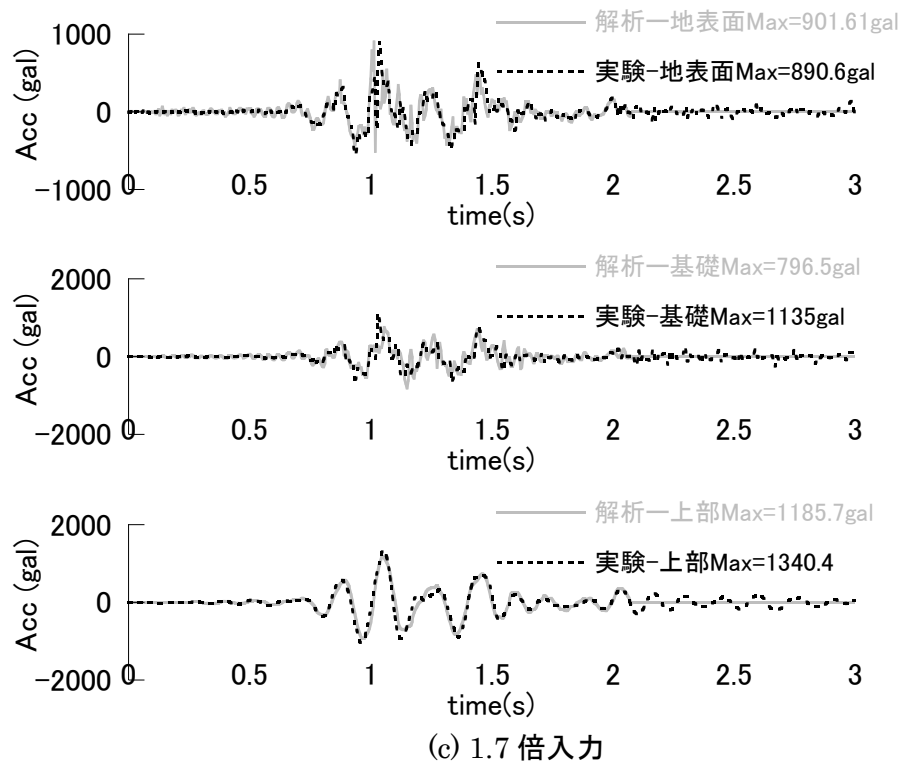
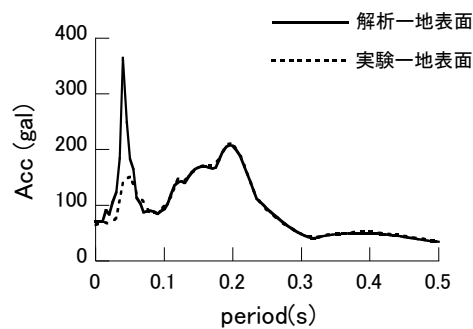
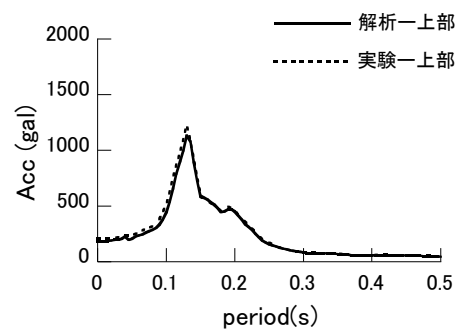


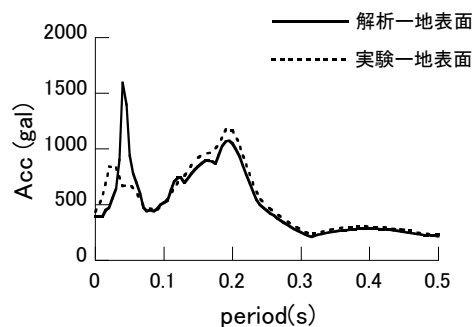
図 2.3.17 改良地盤ありの場合加速度時刻歴波形の比較（接触モデル）



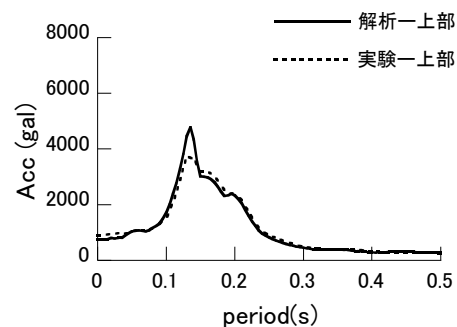
(a) 0.2倍入力\_\_地表面



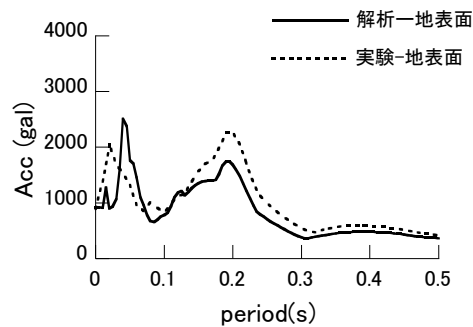
(e) 0.2倍入力\_\_建物上部



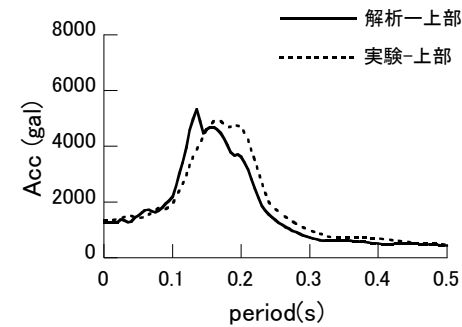
(b) 1倍入力\_\_地表面



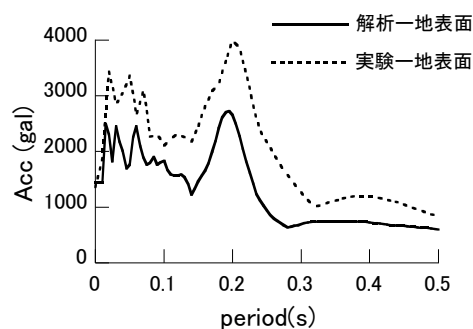
(f) 1倍入力\_\_建物上部



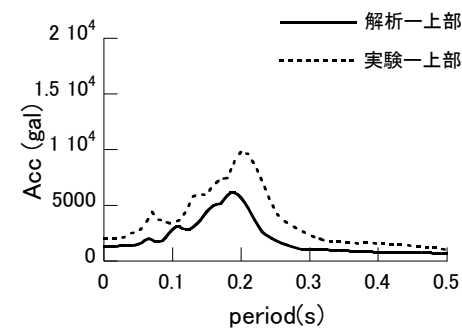
(c) 1.7倍入力\_\_地表面



(g) 1.7倍入力\_\_建物上部



(d) 3倍入力\_\_地表面



(h) 3倍入力\_\_建物上部

図 2. 3. 18 改良地盤ありの場合加速度応答スペクトルの比較（密着モデル h=5%）

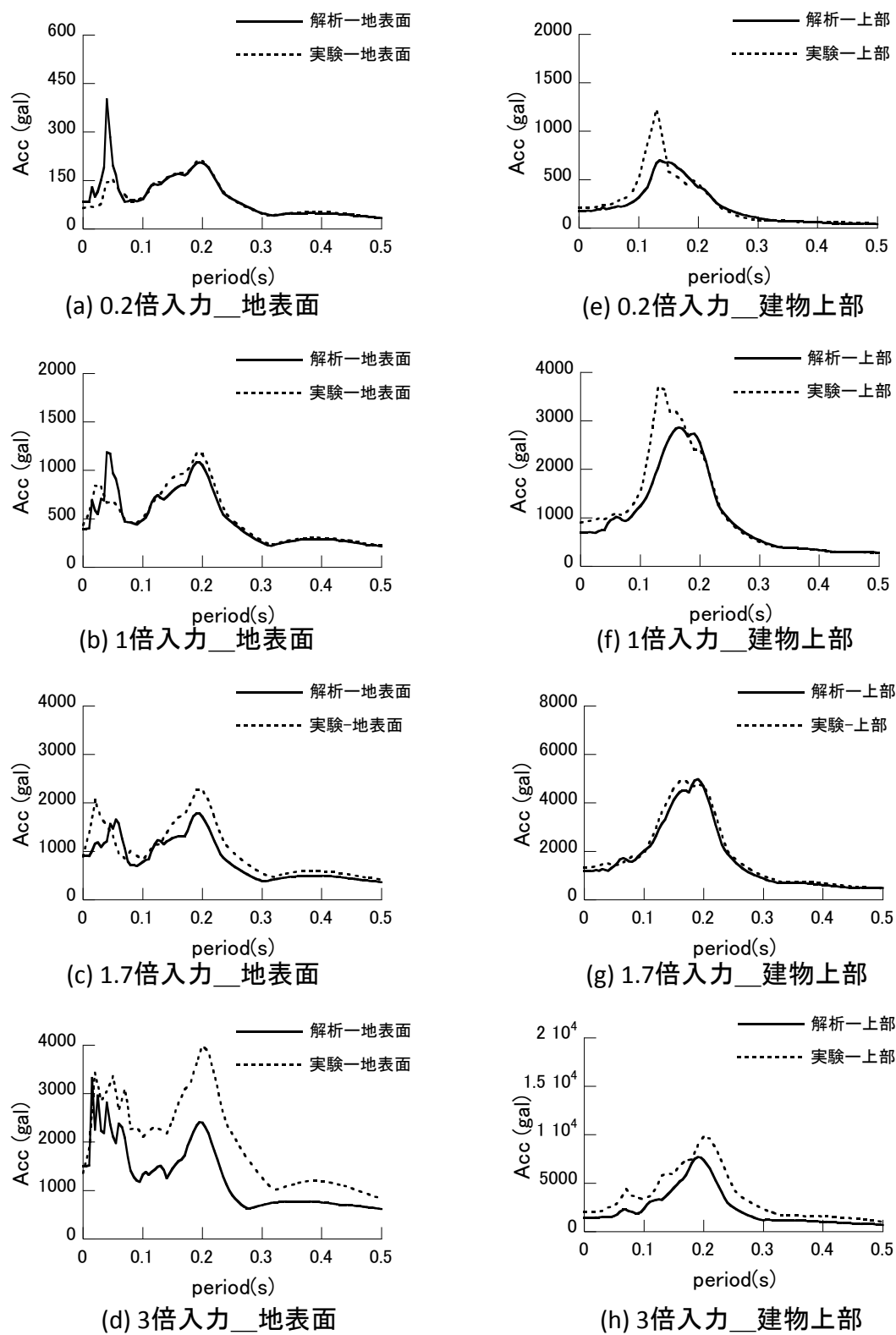


図 2.3.19 改良地盤ありの場合加速度応答スペクトルの比較（接触モデル  $h=5\%$ ）

### (3) 杭および改良体外周地盤の強非線形が地震応答に及ぼす影響

次に、大振幅地震入力時の杭と改良地盤の周囲地盤との強非線形化が、水平地盤反力と建物応答に及ぼす影響について検討する。

図 2.3.20 に、兵庫県南部地震波 1.0 倍、1.7 倍と 3.0 倍入力時の密着モデルと接触モデルについて解析結果と実験結果の応答スペクトル(減衰 5%)を比較して示す。1.0 倍入力時では、改良地盤なしの場合、密着モデルと比べ接触モデルのほうが実験結果と良く一致する。一方、改良地盤ありの場合、密着モデルのほうが実験結果と良く一致し、1.0 倍入力時の改良地盤なしでは、杭と周囲地盤の接触条件が建物上部の応答に影響を及ぼしていると考えられる。1.7 倍入力時の改良地盤ありの場合、接触モデルの方が実験

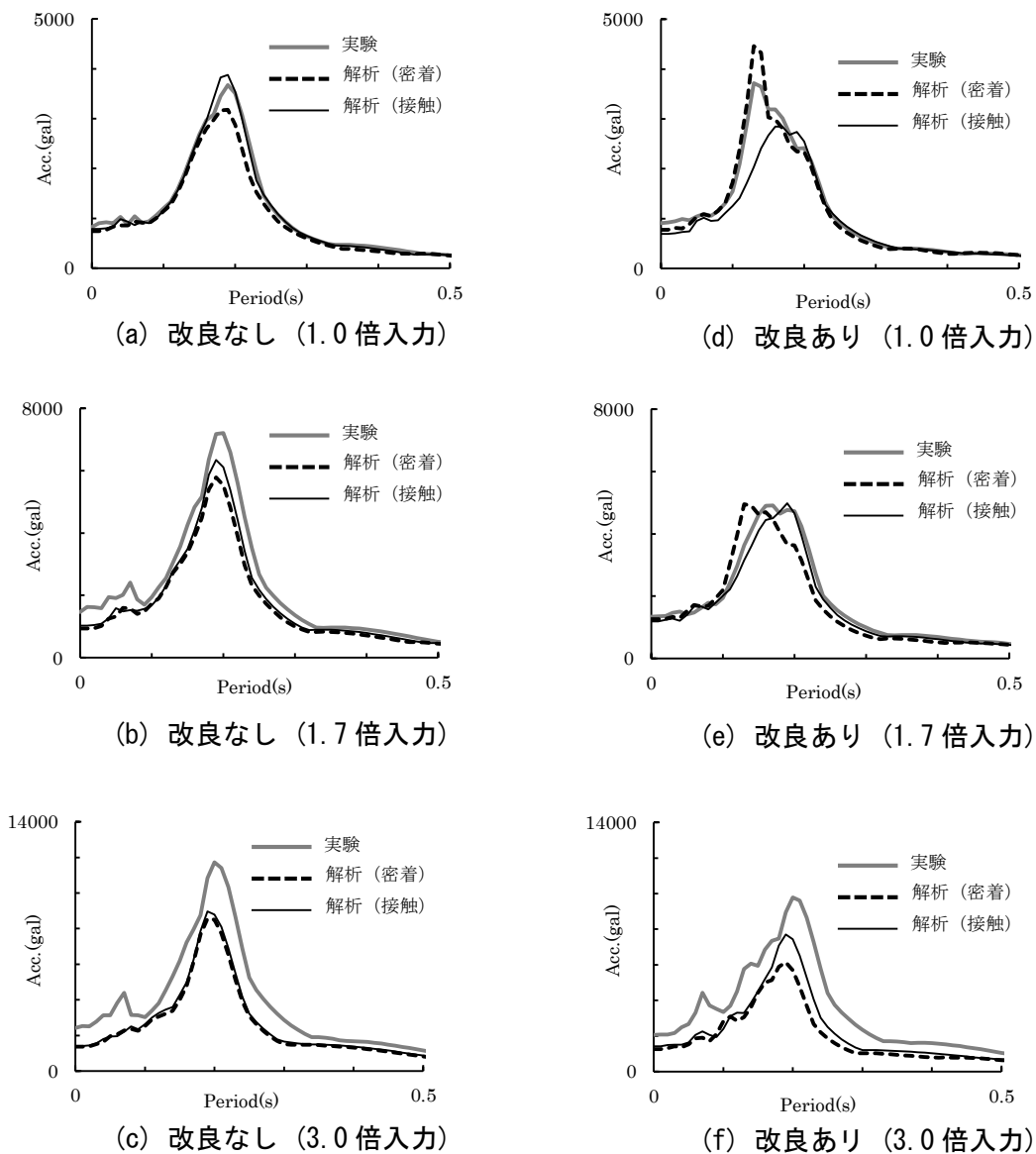


図 2.3.20 建物上部の応答スペクトル(兵庫県南部地震波入力  $h=5\%$ )

結果に近い結果となり、杭と改良地盤の外周の接触条件が建物上部の応答に影響を及ぼすようになる。3.0 倍入力時では、両実験結果と比べ解析の応答は小さくなるが、密着モデルと比べ接触モデルの方が実験結果と近くなる結果となり、入力振幅の増大にともなって杭および改良地盤外周での強非線形化が上部質量の応答に及ぼす影響が異なることがわかる。

図 2.3.21 に、兵庫県南部地震波 1.0 倍、1.7 倍と 3.0 倍入力時の、改良地盤なしと改良地盤ありの杭の最大曲げモーメント分布を、両接触条件の結果と実験結果を比較して示す。改良地盤なしの場合には、密着モデルと接触モデルの差は小さく、接触条件が杭の曲げモーメントに及ぼす影響は小さい。また、入力振幅が大きくなるにつれ、曲げモーメント分布の反曲点が深くなる傾向は実験結果と良く対応している。改良地盤ありの場合には、密着モデルと比べ接触モデルの杭の曲げモーメントが大きくなり、杭と改良地盤の外周地盤との強非線形化によって、杭の水平抵抗が低下することがわかる。実験結果との比較では、建物上部と同様に 1.0 倍入力では密着モデルが、1.7 倍入力では杭頭部で接触モデルが、3.0 倍入力では接触モデルのほうの実験結果と一致する。

図 2.3.22 に、兵庫県南部地震波 3.0 倍入力時の両接触条件について解析により求めた地盤の塑性歪み分布を示す。時刻は、建物上部の水平加速度応答が最大となる時刻を示している。図を見ると、改良地盤なしの場合には、接触モデルの方が杭周囲の地盤歪みは大きくなるが、地盤内の歪みの発生はほぼ同じ分布となる。改良地盤ありの場合には、密着モデルと比べ接触モデルの方が改良地盤側面の外周地盤で歪みが大きくなっている。

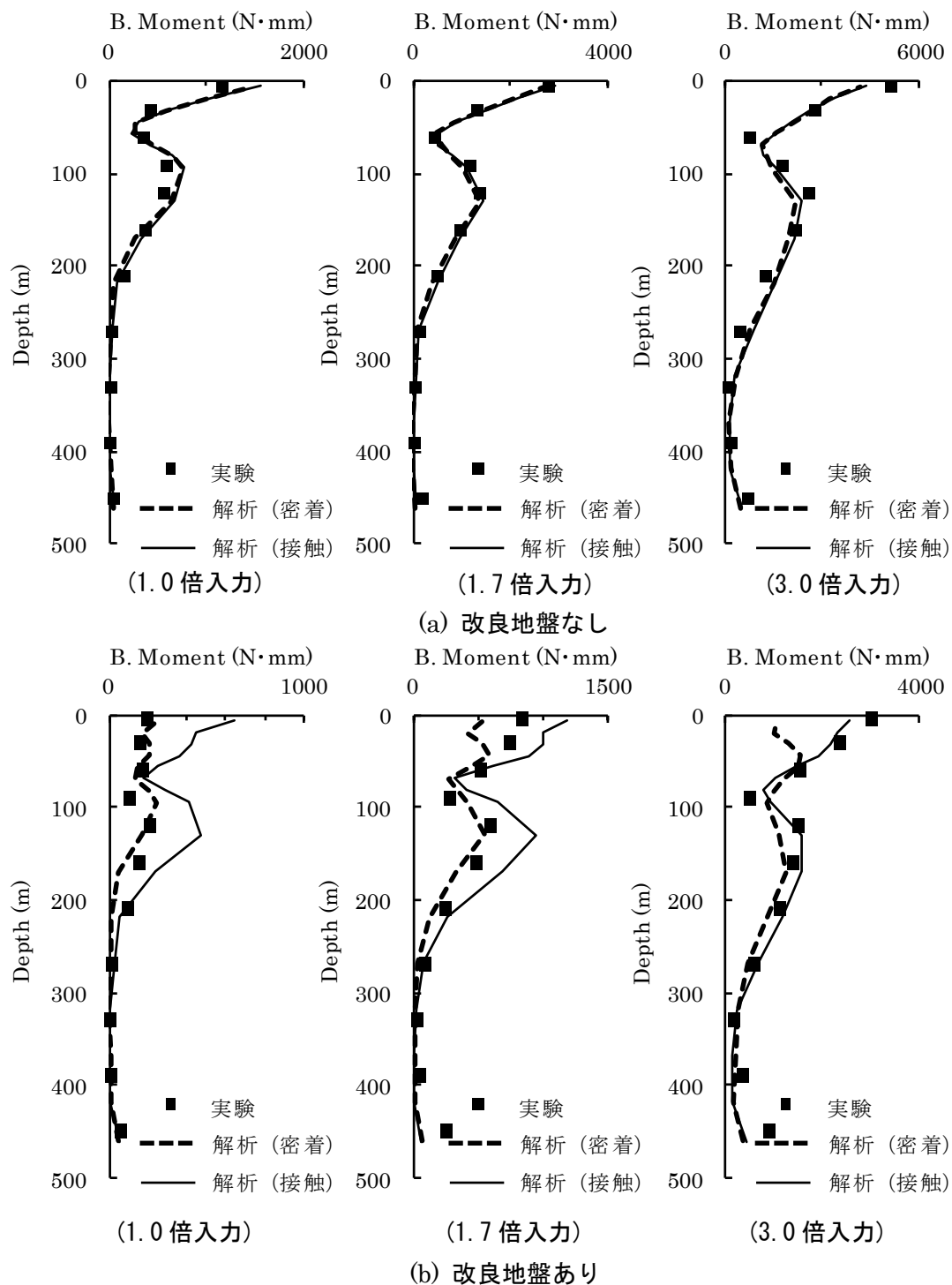


図 2.3.21 杭の最大曲げモーメント分布（兵庫県南部地震波入力）

また、図 2.3.23 に改良地盤と周囲地盤の変形図を拡大して示す。杭基礎が振動する方向の改良地盤の後方側面と底面において、改良地盤がややロッキング振動して外周地盤と剥離、すべりの現象が生じていることが確認でき、杭の水平抵抗が小さくなった原因と考えられる。

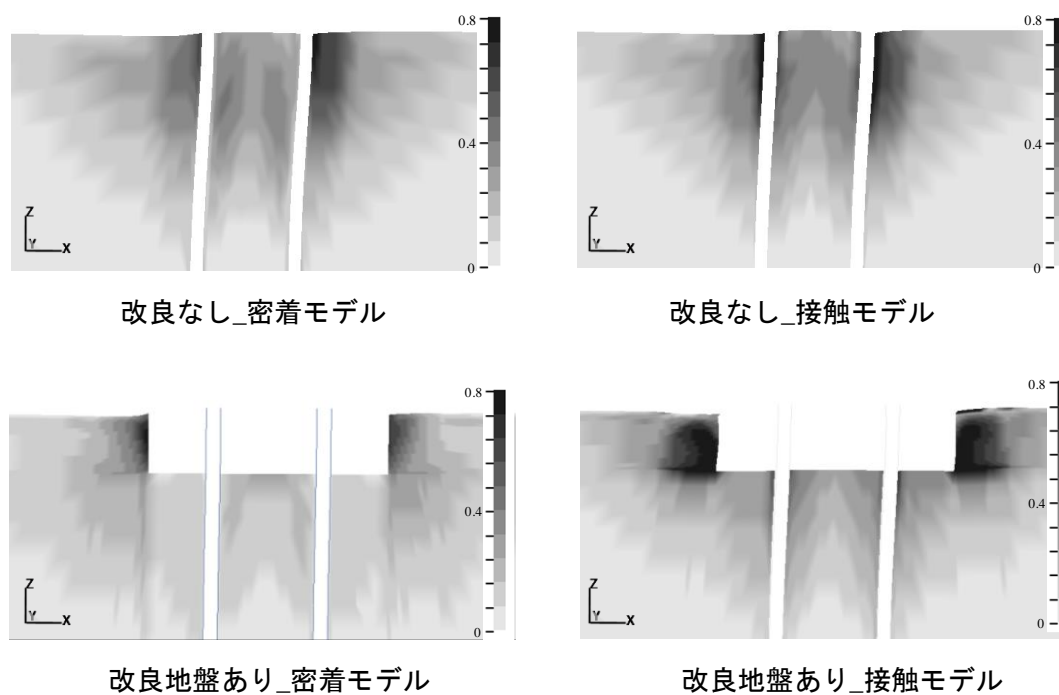


図 2.3.22 周辺地盤の塑性歪み分布  
(兵庫県南部地震波 3.0 倍入力)

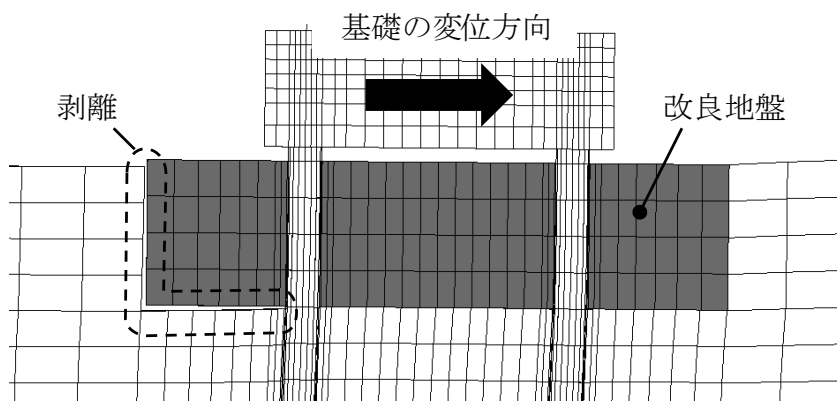


図 2.3.23 改良地盤と周囲地盤の変形図  
(兵庫県南部地震波 3.0 倍入力)



#### 4. まとめ

本章では、乾燥砂地盤に設置した杭基礎建物模型の極大振幅入力時の振動台加振実験と、非線形 3D-FEM を用いたシミュレーション解析を行った。それにより、杭および改良地盤と外周地盤の局所的な強非線形現象が、上部構造と杭の地震応答に及ぼす影響を把握した。模型実験という条件であるが、得られた結果を以下に示す。

- 1) 改良地盤なしの場合には、入力地震動の増大に伴って杭周地盤にすり鉢状のくぼみが現れた。改良地盤ありの場合は、ある程度の入力振幅を超えた段階で、改良地盤周囲の地盤沈下とその外周地盤での隆起が現れた。
- 2) 入力地震動の増大に伴って、杭－上部構造系の固有振動数の低下と卓越振動数での応答振幅の低下が顕著に見られた。特に、改良地盤がある場合は、入力振幅が小さい場合には相互作用効果が小さく、基礎固定時に近い応答性状となるが、入力振幅の増大に伴って改良地盤外周の地盤の水平抵抗力が小さくなり、改良地盤がない場合と近い応答性状を示した。
- 3) 改良地盤がない場合の杭の曲げモーメントは、入力振幅の増大に伴ない杭周地盤の強非線形化の影響が見られ、曲げモーメントの分布形状が変化した。改良地盤がある場合の杭の曲げモーメントは、改良効果によって小さくなった。しかし、入力振幅の増大に伴って外周地盤で地盤変状が生じると、改良地盤による杭応力の低減効果が小さくなった。
- 4) 非線形 3D-FEM を用いたシミュレーション解析により、入力振幅の増大に伴う杭と近傍地盤の非線形化の影響が、建物上部の応答と杭応力に与える影響を確認できた。また、杭と近傍地盤の接触条件の影響は入力振幅によって異なり、極大入力レベルでは接触モデルおよび密着モデルの差が小さくなった。杭周に改良地盤がある場合には、ある程度の入力振幅までは、外周地盤と密着条件に近い性状となったが、それ以上では接触条件に近い応答となり、改良地盤底面を含めて外周地盤との強非線形化が杭基礎の応答性状を変化させた。このように、極大地震時には杭および改良地盤と外周地盤との接触条件が杭基礎建物の応答に影響を与えること、特に改良地盤と外周地盤の接触条件は、杭基礎の抵抗メカニズムを変化させることがわかった。

【参考文献(第2章)】:

- 2-1) 稲富隆昌, 風間基樹, 大塚幸治: 深層混合処理工法による改良地盤の耐震雪渓について, 港湾技研資料, pp.3-18, No.608, 1988.5
- 2-2) 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, No.511, pp.77-84, 1998.9
- 2-3) LS-DYNA Version 971 User's Manual Volume I II, 2007.6
- 2-4) 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, 日本建築構造系論文集, 第 661 号, pp.491-498, 2011.3
- 2-5) 柏尚稔, 勝二理智, 林康裕: 砂質地盤における杭-地盤系の強非線形性を考慮した群杭の杭頭水平地盤ばね評価手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 651 号, pp.957-965, 2010.7

## 第3章 凍結地盤と杭基礎建物模型の振動台実験と

### シミュレーション解析

#### 3.1 はじめに

寒冷地域の地盤はその寒さに応じて凍結状態になる。凍結状態によって、凍土地盤は季節性凍土と永久凍土に分けられる。年平均気温が  $0^{\circ}\text{C}$  以下の地域では、2 年以上連続して凍結した状態の地盤は永久凍土と呼ばれ、冬季だけ気温が  $0^{\circ}\text{C}$  以下の地域では、冬に凍った土が夏季に融解する地盤は季節性凍土と呼ばれる。永久凍土と季節性凍土の地域を合わせると地球の全陸地の 70% を占める<sup>3-1)</sup>。

中国では、全国土の 68.6% が凍土地域で、そのうち半分の地域は地震活動地区に位置する。凍土地域のうち季節性凍土の最大凍結深さは約 3m である。一方、日本の北海道でも季節性凍土が発生する地域があり、最大凍結深さは 1.2m 程度となる。土が凍結すると、地盤の剛性が大きく変化し、地盤と建物の地震応答に影響を与える。中国厳寒地での近年の地震被害調査によっても、凍土が建築構造物の地震被害に影響を与えたことが確認された。中国黒竜江省では、1986 年の冬と夏に M5.5 の地震が発生した。同じ規模の地震であったにも関わらず、夏の地震と比べ冬の地震では剛性の高い建物の地震被害が大きかったことが報告された<sup>3-2)</sup>。その原因として、表層の硬い凍土層の影響が考えられている。また、日本において、寒冷地の北海道においても、冬になると表層地盤が数十センチ凍結する地域がある。例えば、1993 年 1 月に釧路沖地震が発生したが、

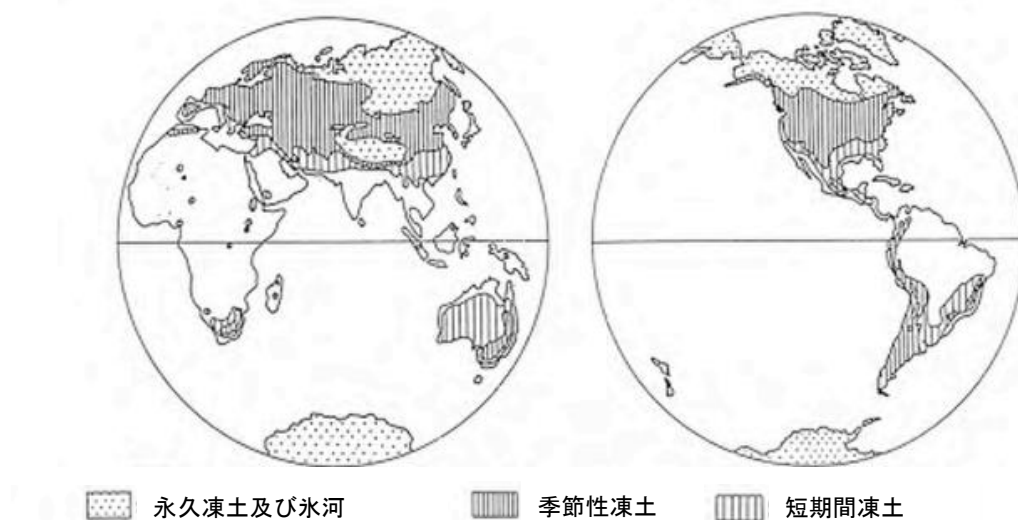


図 3.1.1 地球上の土の凍結状況

当時釧路周辺では表層地盤が数十センチ凍結していた。この地震では、凍土が建物の地震被害に与えた影響や液状化発生の抑制に影響したという報告があるが、真相は明らかになっていない。

日本では、凍結地盤が構造物の被害に与える影響に関する既往研究はあるものの、それらのほとんどが凍結地盤の凍上を対象とした研究である<sup>3-3)</sup>。凍結地盤が構造物の地震応答に与える影響としては、寒冷地での橋梁の杭基礎を対象に地震時挙動を解析的に検討しているが、数は限られている。海外では、凍結地盤での橋梁の杭基礎の水平抵抗や地震応答に着目した研究、地盤凍結時の建物の動特性を微動や地震観測と解析により検討した研究がある<sup>3-4)</sup>。また、セメントで固化した砂層を凍結層としてモデル化し、振動台実験により凍結層と液状化地盤の地すべりが杭の水平抵抗に与える影響について研究がある。しかし、凍結層の深さと建物剛性、また入力地震動の大きさが、凍結地盤での杭応力や上部構造の応答性状に与える影響を把握した研究は無く、建築物の耐震設計に凍土地盤の影響をどのように考えるかについての知見は乏しいのが現状である。したがって、寒冷地域での地域特性や地盤特性を考慮した建築物の地震応答に着目した研究を行う必要がある。

そこで本研究では、凍土が地盤と建物の地震応答に与える影響について検討する。具体的には、飽和地盤の表層部を室内で凍結させて、凍結地盤内に設置した杭基礎模型の地震波加振実験を行い、凍結地盤における杭基礎建物の地震応答について検討する。その際、地盤の凍結深さと建物の固有振動数の違いにより、建物の加速度応答と杭の応力がどのように変化するかを検討する。また、入力地震動やその加速度レベルの違いが、凍結地盤の深さや固有振動数の異なる建物応答にどのように影響するかについても検討する。次に、振動台実験結果について3次元有限要素法を用いたシミュレーション解析を行い、凍結地盤が杭基礎建物の地震応答に及ぼす影響を明らかにする。

### 3.2 凍土の一軸圧縮試験

以下に、凍土の力学特性を把握するために行った一軸圧縮試験とその方法について示す。

凍土の一軸圧縮試験では、普通の土と同じように、凍土に拘束圧を作用させない状態で圧縮することによって、強度を求める。今回の一軸圧縮試験は、写真 3.2.1 に示すように、供試体の軸ひずみを測定しながら、1 分間に供試体高さの 1%の圧縮ひずみが生じる速度で載荷し荷重を計測した。また、圧縮の際に圧縮装置への熱伝導による供試体の温度変化を抑えるため、アクリル板を介して圧縮を行った。

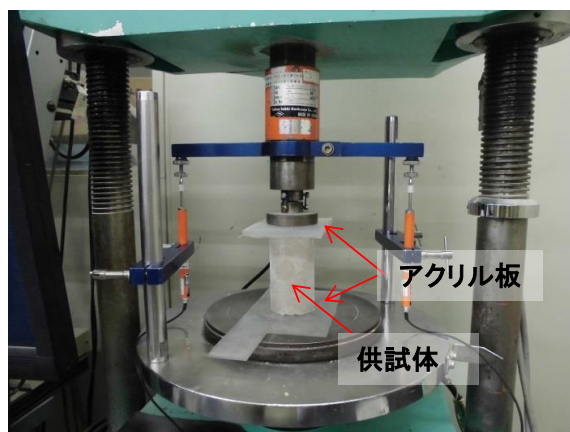


写真 3.2.1 一軸圧縮試験の様子

#### 3.2.1 試験方法と供試体の作製

凍土の一軸圧縮試験に用いた砂試料は図 3.2.1 の粒径加積曲線に示されている 2 種類の豊浦標準砂とケイ砂 6 号である<sup>3-5), 3-6)</sup>。相対密度の影響を調べるために、表 3.2.1 に示すように、養生温度を変えて相対密度 (Dr) 60%と 80%の供試体を製作した。なお、供試体の形状は直径 50mm、高さ 100mm の円形柱とした。表 3.2.2 に砂の物性と供試体の配合比を示す。供試体の製作については、上端が解放された塩ビ製パイプに打撃を加えながら充填した後、写真 3.2.2 のように底面と側面を断熱材で覆い、-24℃に保たれた冷蔵庫（写真 3.2.3）に収納し、上面から急速一次元凍結させた。24 時間の凍結の後にはアイスレンズを含まない均質な凍土となる。作製した供試体は氷の昇華を防ぐために、ビニール袋で密封し冷凍庫内で保存した。圧縮試験に際しては、12 時間前に実験温度の低温室に移しておき、実験温度に十分なじませた。一軸圧縮試験の温度には、振動台実験の地盤温度と対応する-1℃、-5℃、-10℃の 3 種類の温度環境を設置した。供

試体を砂の種類と相対密度によって 36 本作成し、凍結時間の影響を把握するために、図 3.2.2 に示すように供試体の 24 本（各ケース 6 本ずつ）は 24 時間、12 本（各ケース 3 本ずつ）は 72 時間で養生した。

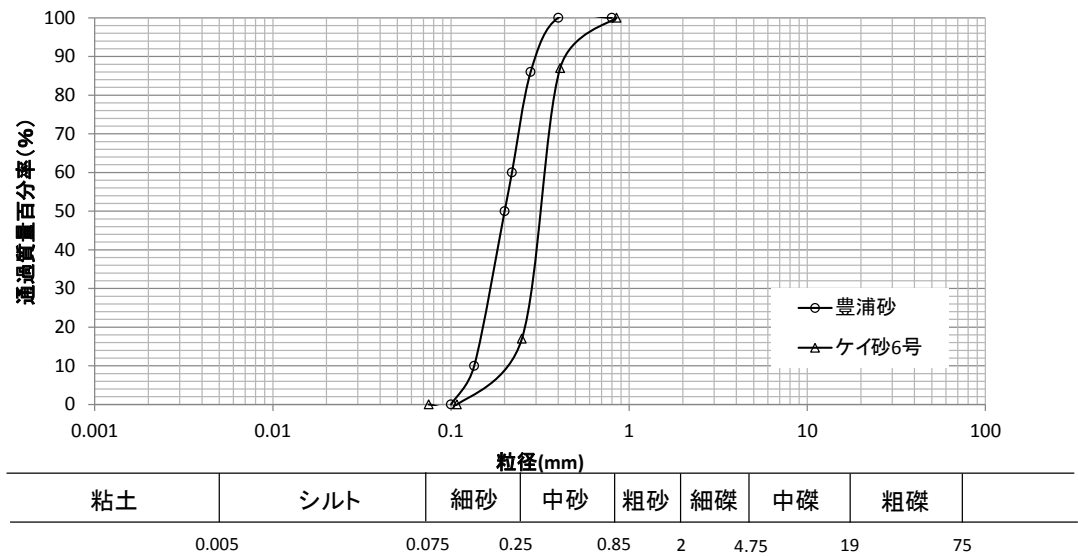


図 3.2.1 豊浦砂とケイ砂 6 号の粒径加積曲線

表 3.2.1 供試体の種類

| 砂の種類  | 相対密度 | 養生温度 |
|-------|------|------|
| ケイ砂6号 | 60%  | −1℃  |
|       |      | −5℃  |
|       |      | −10℃ |
| ケイ砂6号 | 80%  | −1℃  |
|       |      | −5℃  |
|       |      | −10℃ |
| 豊浦砂   | 60%  | −1℃  |
|       |      | −5℃  |
|       |      | −10℃ |
| 豊浦砂   | 80%  | −1℃  |
|       |      | −5℃  |
|       |      | −10℃ |

表 3.2.2 砂の物理特性と供試体の配合

| ケイ砂6号                             |         |
|-----------------------------------|---------|
| Dr (%)                            | 60%     |
| 土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )        | 2.646   |
| e <sub>max</sub>                  | 0.913   |
| e <sub>min</sub>                  | 0.579   |
| e                                 | 0.713   |
| V <sub>v</sub> /V <sub>s</sub>    | 0.713   |
| V <sub>v</sub> +V <sub>s</sub>    | 196.350 |
| V <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> ) | 81.700  |
| V <sub>s</sub> (cm <sup>3</sup> ) | 114.650 |
| mv (g)                            | 81.700  |
| ms (g)                            | 303.364 |
| 含水比 (%)                           | 0.269   |

| ケイ砂6号                             |         |
|-----------------------------------|---------|
| Dr (%)                            | 80%     |
| 土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )        | 2.646   |
| e <sub>max</sub>                  | 0.913   |
| e <sub>min</sub>                  | 0.579   |
| e                                 | 0.646   |
| V <sub>v</sub> /V <sub>s</sub>    | 0.646   |
| V <sub>v</sub> +V <sub>s</sub>    | 196.350 |
| V <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> ) | 77.046  |
| V <sub>s</sub> (cm <sup>3</sup> ) | 119.303 |
| mv (g)                            | 77.046  |
| ms (g)                            | 315.677 |
| 含水比 (%)                           | 0.244   |

| 豊浦砂                               |         |
|-----------------------------------|---------|
| Dr (%)                            | 60%     |
| 土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )        | 2.640   |
| e <sub>max</sub>                  | 0.980   |
| e <sub>min</sub>                  | 0.610   |
| e                                 | 0.758   |
| V <sub>v</sub> /V <sub>s</sub>    | 0.758   |
| V <sub>v</sub> +V <sub>s</sub>    | 196.350 |
| V <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> ) | 84.660  |
| V <sub>s</sub> (cm <sup>3</sup> ) | 111.689 |
| mv (g)                            | 84.660  |
| ms (g)                            | 294.859 |
| 含水比 (%)                           | 0.287   |

| 豊浦砂                               |         |
|-----------------------------------|---------|
| Dr (%)                            | 80%     |
| 土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )        | 2.640   |
| e <sub>max</sub>                  | 0.980   |
| e <sub>min</sub>                  | 0.610   |
| e                                 | 0.684   |
| V <sub>v</sub> /V <sub>s</sub>    | 0.684   |
| V <sub>v</sub> +V <sub>s</sub>    | 196.350 |
| V <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> ) | 79.752  |
| V <sub>s</sub> (cm <sup>3</sup> ) | 116.597 |
| mv (g)                            | 79.752  |
| ms (g)                            | 307.816 |
| 含水比 (%)                           | 0.259   |



写真 3.2.2 断熱材で覆った供試体



写真 3.2.3 冷蔵庫

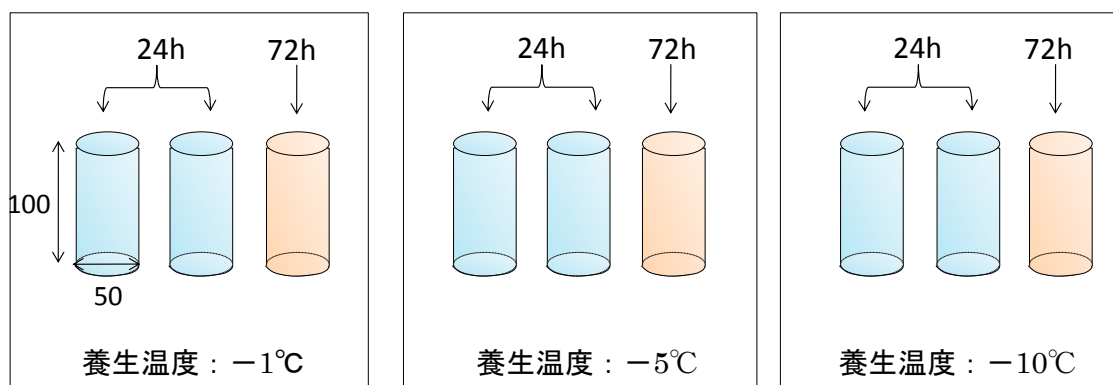


図 3.2.2 供試体の概要



結果の整理は、測定した軸ひずみと荷重から圧縮応力( $\sigma$ )を求め、圧縮応力の最大値を一軸圧縮強さ( $q_u$ )とし、その時のひずみを破壊ひずみ( $\epsilon_f$ )と定義した。変形係数( $E_{50}$ )の定義については、ベディングエラーにより応力-ひずみ曲線の初期部に曲点が生じたため、 $q_u/2$  時の圧縮ひずみ  $\epsilon_{50}$  (%)における接線剛性を延長し、ひずみ軸との交点を破壊ひずみ算出の修正原点とした<sup>3.7)</sup>。変形係数( $E_{50}$ )は式 3.2.1 を用いて算定した。図 3.2.3 に原点を修正した圧縮応力と圧縮ひずみの関係を示す。これらの数値は凍土の弾性領域における変形係数として、3.4 節のシミュレーション解析での凍土の物性として設定した。なお、写真 3.2.4 に養生温度ごとの一軸圧縮試験後の相対密度 60%の豊浦砂の供試体を示すが、試験終了時の供試体には外観上明確な変化は認められなかった。

$$E_{50} = \frac{q_u/2}{\epsilon_{50}} \quad 3.2.1$$

ここに、 $E_{50}$  は変形係数、 $q_u$  は一軸圧縮強さ、 $\epsilon_{50}$  は  $q_u/2$  時の圧縮ひずみである。

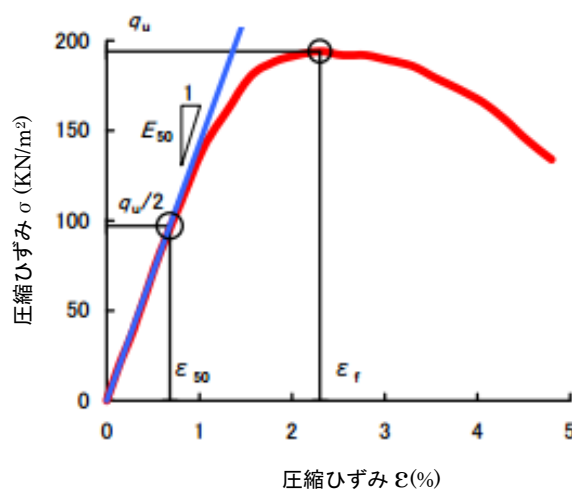
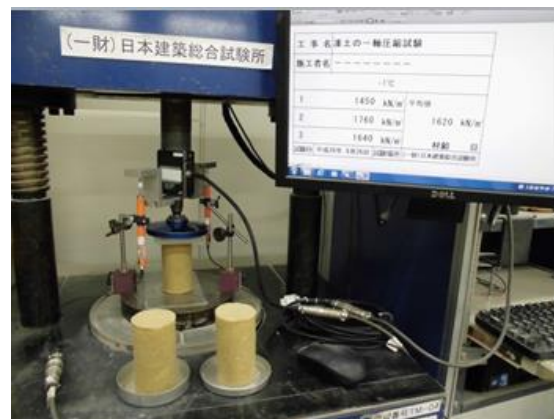
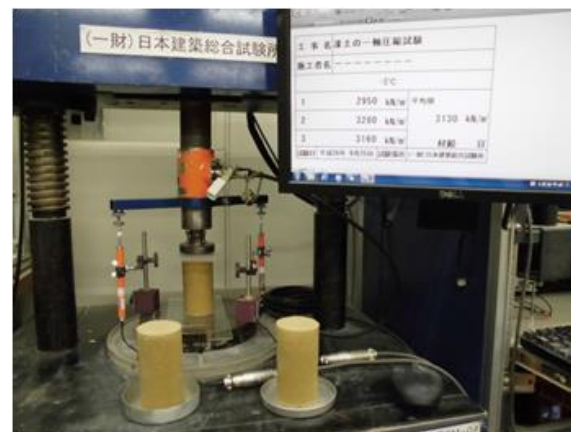


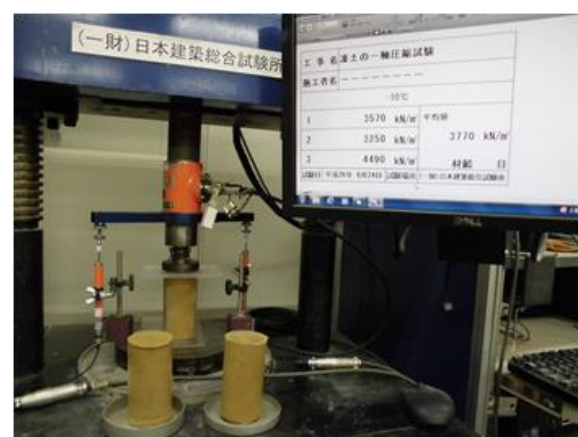
図 3.2.3 圧縮応力-圧縮ひずみの関係



(a) 養生温度-1℃



(b) 養生温度-5℃



(c) 養生温度-10℃

写真 3. 2. 4 一軸圧縮試験後の供試体の様子

### 3.2.2 試験結果と考察

図 3.2.4 に、 $-1^{\circ}\text{C}$ 、 $-5^{\circ}\text{C}$ 、 $-10^{\circ}\text{C}$ の3種類の養生温度で24時間養生した供試体の圧縮応力－軸ひずみ関係を示す。(a)は相対密度80%の豊浦砂、(b)は相対密度60%の豊浦砂、(c)は相対密度80%のケイ砂6号、(d)は相対密度60%のケイ砂6号の結果である。

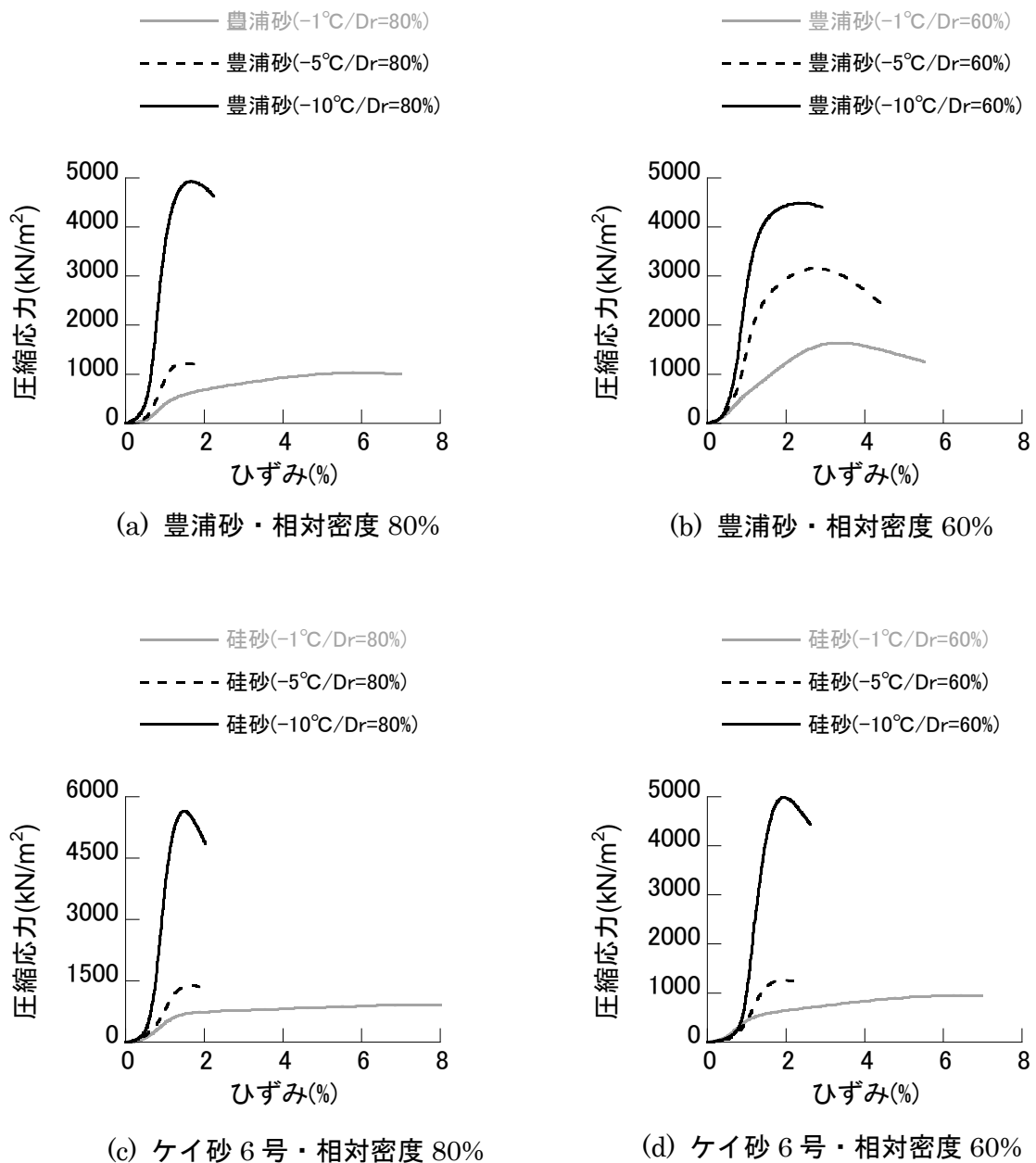
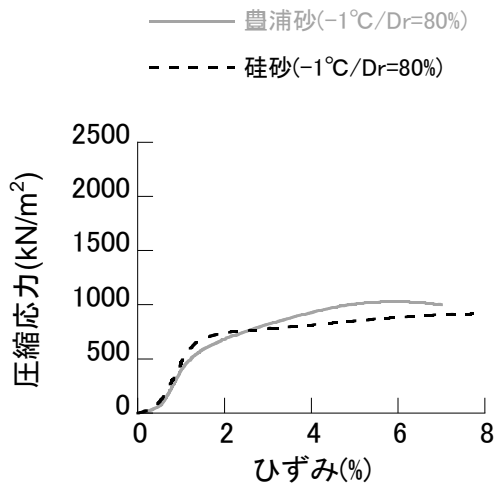


図 3.2.4 養生温度の違いによる圧縮応力－圧縮ひずみの関係

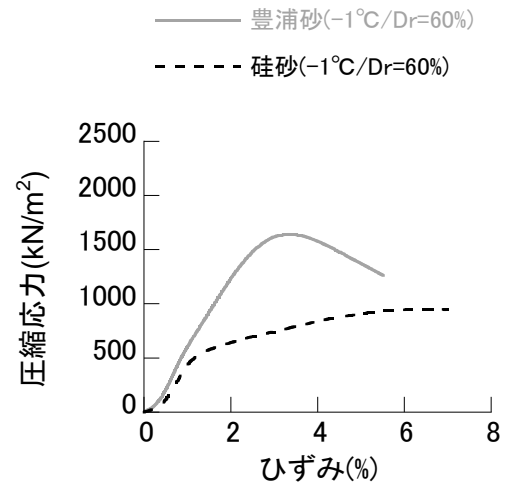
図 3.2.4 により、実験ケースによらず、ひずみが小さいうちは、応力はひずみにほぼ比例して増加するが、その後ピーク荷重が認められた。また、応力-ひずみ曲線の形状は温度によって変化する。養生温度が高い時は、凍土の靱性を示すが、温度の低くなるにつれて脆性を示す。また、砂の相対密度と砂の種類によらず、温度の低下とともに、凍土の圧縮応力は大きくなる。

図 3.2.5 に、砂の種類の違いによる、供試体の圧縮応力-軸ひずみ関係の比較を示す。(a)は相対密度 80%、養生温度-1℃、(b)は相対密度 60%、養生温度-1℃、(c)は相対密度 80%、養生温度-5℃、(d)は相対密度 60%、養生温度-5℃、(e)は相対密度 80%、養生温度-10℃、(f)は相対密度 60%、養生温度-10℃の結果である。図 3.2.5 より、相対密度 80%の場合、養生温度によらず、豊浦砂と珪砂の圧縮応力-軸ひずみ関係がほぼ同じであった。相対密度 60%の場合は、養生温度-1℃と-5℃の時に、豊浦砂のほうが圧縮強度は大きく、-10℃の場合は、2 種類の砂の圧縮応力-軸ひずみ関係はほぼ一致している。

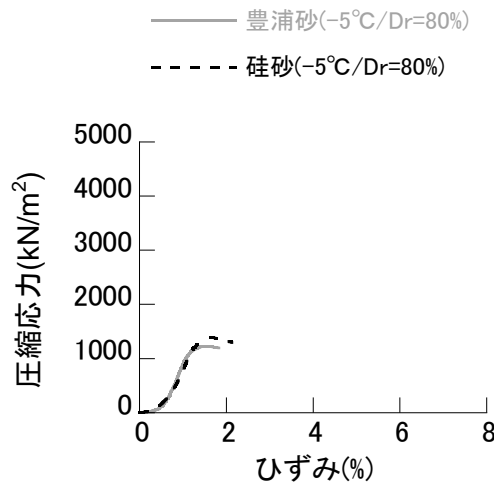
図 3.2.6 に供試体の圧縮応力-軸ひずみ関係の相対密度の違いによる比較を示す。(a)は 養生温度-1℃の豊浦砂、(b)は養生温度-1℃のケイ砂 6 号、(c)は養生温度-5℃の豊浦砂、(d)は養生温度-5℃のケイ砂 6 号、(e)は養生温度-10℃の豊浦砂、(f)は養生温度-10℃のケイ砂 6 号の結果である。図 3.2.6 を見ると、豊浦砂の場合、養生温度-1℃と-5℃の時、相対密度 80%の方が圧縮強度が大きく、養生温度-10℃の時は、相対密度の違いによる差が小さいことがわかる。また、ケイ砂 6 号の場合、養生温度と関係なく、相対密度の影響が小さいことがわかる。



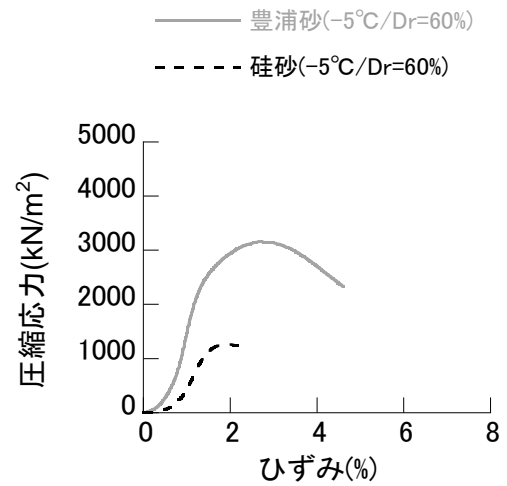
(a) 相対密度 80%・-1°C



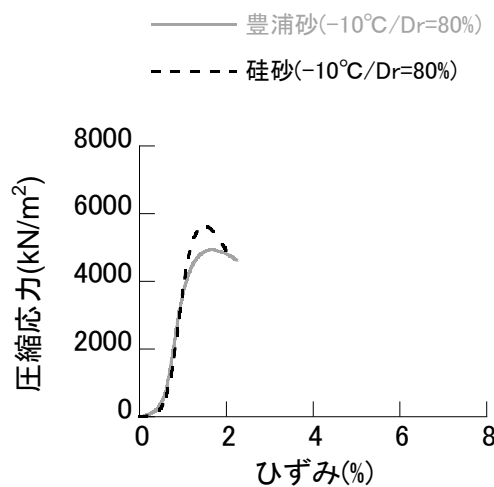
(b) 相対密度 60%・-1°C



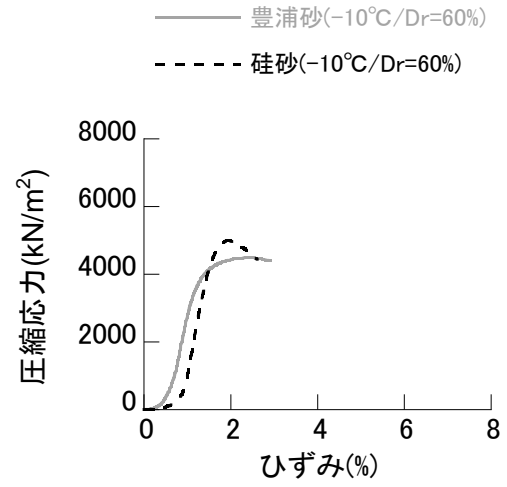
(c) 相対密度 80%・-5°C



(d) 相対密度 60%・-5°C

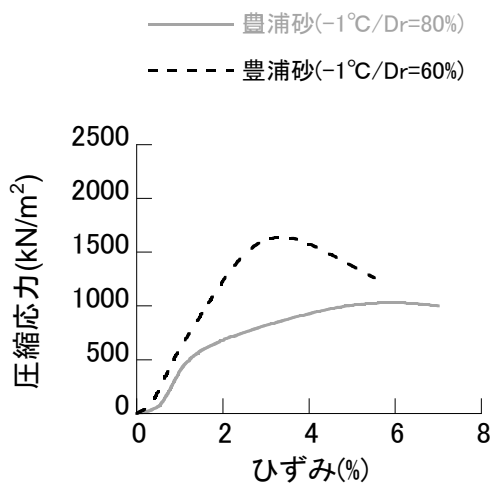


(e) 相対密度 80%・-10°C

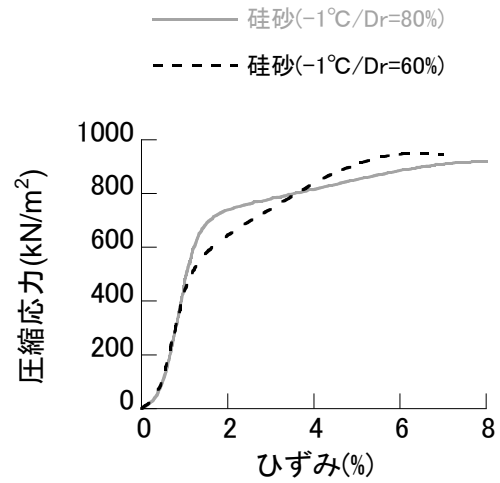


(f) 相対密度 80%・-10°C

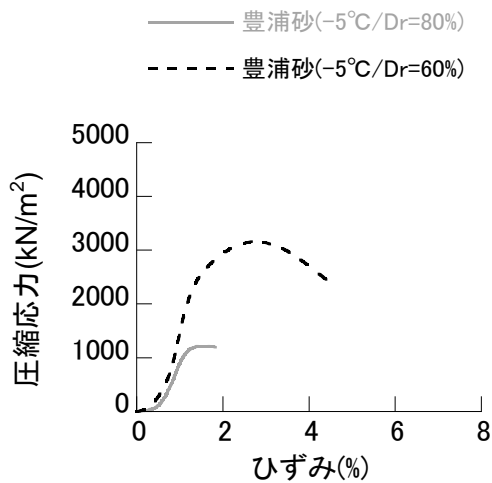
図 3.2.5 材料の違いによる圧縮応力-圧縮ひずみの関係



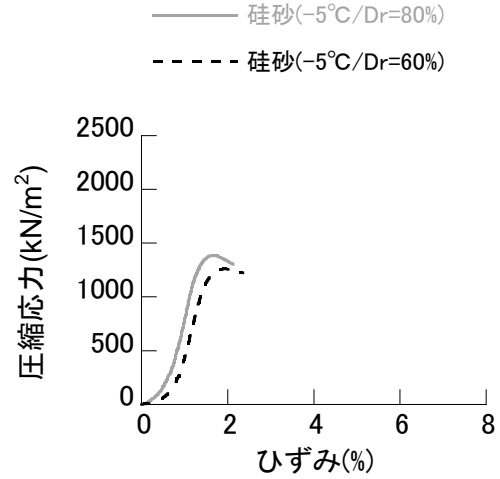
(a) 豊浦砂・-1°C



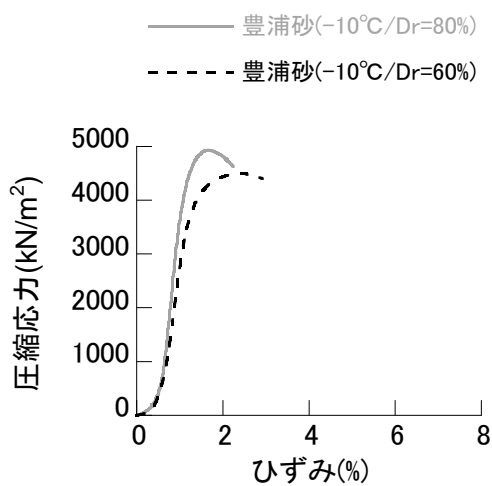
(b) ケイ砂・-1°C



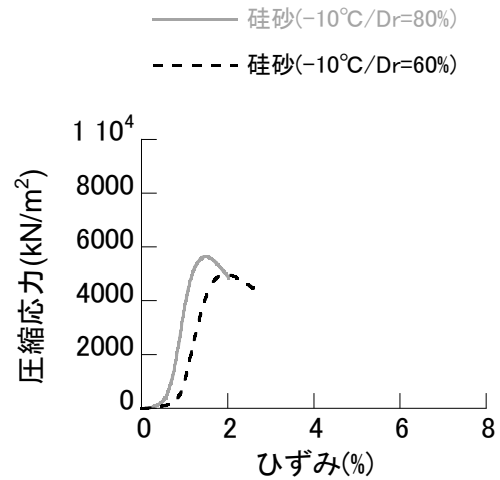
(c) 豊浦砂・-5°C



(d) ケイ砂・-5°C



(e) 豊浦砂・-10°C



(f) ケイ砂・-10°C

図 3. 2. 6 相対密度の違いによる圧縮応力-圧縮ひずみの関係

表 3.2.3 に各ケースの供試体の一軸圧縮試験結果を示す。また、相対密度 60% の豊浦砂の場合の圧縮強さと養生温度の関係及び変形係数と養生温度の関係を、図 3.2.7 と図 3.2.8 にそれぞれ示す。なお、図中には養生時間の違いによる結果も比較して示す。圧縮強さと変形係数は、養生温度-1℃に比べ-5℃と-10℃のほうが大きくなり、養生温度が低くなるほど大きくなる傾向を示している。養生温度-5℃では凍結時間の差は小さいが、-10℃では凍結時間による差が見られる。凍結時間が 72 時間の場合、温度の低下によって、圧縮強さと変形係数はほぼ直線的に増加する。また、各養生温度での供試体の含水比に多少の差が有り、圧縮強さの違いが見られたが、その傾向は明確でなかった。

表 3.2.4 に養生温度の違いによる、各ケースの一軸圧縮試験結果の平均値を示す。既往研究によると、凍土では変形係数(E50)と一軸圧縮強さ(qu)との関係が正比例的な関係にあり、変形係数の値は一軸圧縮強度の 50 倍から 150 倍の間にあるという実験結果が報告されている(3-2)。今回の圧縮試験結果では、養生温度-1℃の場合は変形係数の値は圧縮強さの 46~82 倍、養生温度-5℃の場合は 117~143 倍で、養生温度-10℃の場合は 144~165 倍となり、E50 と qu はほぼ比例関係で、温度が低くなるとこの倍数が大きくなる。

表 3.2.3 供試体の一軸圧縮試験結果物性

(a) 豊浦砂(相対密度60%)

| 温度   | 湿潤密度 $\rho_t$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 含水比 $w$<br>(%) | 圧縮強さ $q_u$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 破壊ひずみ $\varepsilon_f$<br>(%) | 初期補正量 $\varepsilon_f$<br>(%) | 変形係数 $E_{50}$<br>(MN/m <sup>2</sup> ) |
|------|---------------------------------------|----------------|------------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------------|
| -1℃  | 1.89                                  | 24.8           | 1640                               | 3.09                         | 0.25                         | 75.6                                  |
| -5℃  | 1.91                                  | 24             | 3160                               | 2.14                         | 0.58                         | 349                                   |
| -10℃ | 1.92                                  | 24.2           | 4490                               | 1.92                         | 0.55                         | 629                                   |

(b) 豊浦砂(相対密度80%)

| 温度   | 湿潤密度 $\rho_t$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 含水比 $w$<br>(%) | 圧縮強さ $q_u$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 破壊ひずみ $\varepsilon_f$<br>(%) | 初期補正量 $\varepsilon_f$<br>(%) | 変形係数 $E_{50}$<br>(MN/m <sup>2</sup> ) |
|------|---------------------------------------|----------------|------------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------------|
| -1℃  | 1.88                                  | 25.2           | 1030                               | 5.33                         | 0.44                         | 63.3                                  |
| -5℃  | 1.86                                  | 27.3           | 1220                               | 1.03                         | 0.51                         | 181                                   |
| -10℃ | 1.89                                  | 26.1           | 4930                               | 1.15                         | 0.51                         | 774                                   |

(c) ケイ砂6号(相対密度60%)

| 温度   | 湿潤密度 $\rho_t$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 含水比 $w$<br>(%) | 圧縮強さ $q_u$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 破壊ひずみ $\varepsilon_f$<br>(%) | 初期補正量 $\varepsilon_f$<br>(%) | 変形係数 $E_{50}$<br>(MN/m <sup>2</sup> ) |
|------|---------------------------------------|----------------|------------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------------|
| -1℃  | 1.84                                  | 28.1           | 932                                | 7.9                          | 0.28                         | 72.5                                  |
| -5℃  | 1.84                                  | 27.7           | 1260                               | 1.18                         | 0.73                         | 159                                   |
| -10℃ | 1.85                                  | 28.1           | 4750                               | 0.96                         | 0.67                         | 703                                   |

(d) ケイ砂6号(相対密度80%)

| 温度   | 湿潤密度 $\rho_t$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | 含水比 $w$<br>(%) | 圧縮強さ $q_u$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 破壊ひずみ $\varepsilon_f$<br>(%) | 初期補正量 $\varepsilon_f$<br>(%) | 変形係数 $E_{50}$<br>(MN/m <sup>2</sup> ) |
|------|---------------------------------------|----------------|------------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------------|
| -1℃  | 1.87                                  | 26.5           | 920                                | 7.31                         | 0.4                          | 77.5                                  |
| -5℃  | 1.88                                  | 25.7           | 1390                               | 1.11                         | 0.53                         | 166                                   |
| -10℃ | 1.86                                  | 26.5           | 5650                               | 0.88                         | 0.6                          | 938                                   |

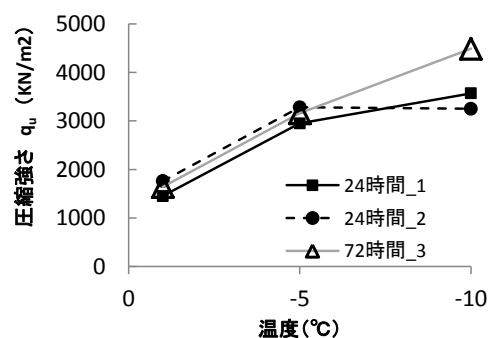


図 3.2.7 圧縮強さと温度の関係

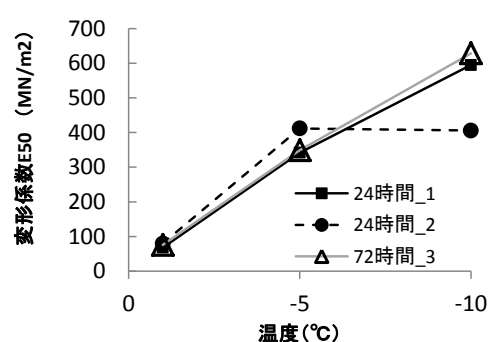


図 3.2.8 変形係数と温度の関係



表 3.2.4 養生温度と圧縮強さの平均値

(a) 豊浦砂(相対密度60%)

|                         | 養生温度-10℃ | 養生温度-5℃ | 養生温度-1℃ |
|-------------------------|----------|---------|---------|
| $q_u(\text{kN/m}^2)$    | 3770     | 3130    | 1620    |
| $E_{50}(\text{MN/m}^2)$ | 543      | 367     | 74.3    |
| $E_{50}/q_u$            | 144      | 117     | 45.9    |

(b) 豊浦砂(相対密度80%)

|                         | 養生温度-10℃ | 養生温度-5℃ | 養生温度-1℃ |
|-------------------------|----------|---------|---------|
| $q_u(\text{kN/m}^2)$    | 4420     | 1140    | 963     |
| $E_{50}(\text{MN/m}^2)$ | 654      | 141     | 60.5    |
| $E_{50}/q_u$            | 148      | 124     | 62.8    |

(c) ケイ砂6号(相対密度60%)

|                         | 養生温度-10℃ | 養生温度-5℃ | 養生温度-1℃ |
|-------------------------|----------|---------|---------|
| $q_u(\text{kN/m}^2)$    | 4870     | 1240    | 942     |
| $E_{50}(\text{MN/m}^2)$ | 695      | 150     | 67.9    |
| $E_{50}/q_u$            | 143      | 121     | 72.1    |

(d) ケイ砂6号(相対密度80%)

|                         | 養生温度-10℃ | 養生温度-5℃ | 養生温度-1℃ |
|-------------------------|----------|---------|---------|
| $q_u(\text{kN/m}^2)$    | 5530     | 1500    | 949     |
| $E_{50}(\text{MN/m}^2)$ | 915      | 215     | 77.6    |
| $E_{50}/q_u$            | 165      | 143     | 81.8    |

図 3.2.9、図 3.2.10 に変形係数と温度の関係を示す。図 3.2.9 は砂の相対密度の違いによる比較を示しており、図 3.2.10 は砂の種類の違いによる比較を示している。図 3.2.9 より相対密度 80%のほうが変形係数は大きく、また、図 3.2.10 よりケイ砂 6 号のほうが変形係数は大きいことが分かった。

図 3.2.11、図 3.2.12 に圧縮強さと温度の関係を示す。図 3.2.11 は砂の相対密度の違いによる比較を示しており、図 3.2.12 は砂の種類の違いによる比較を示している。圧縮強度は変形係数と同じ傾向を示す。

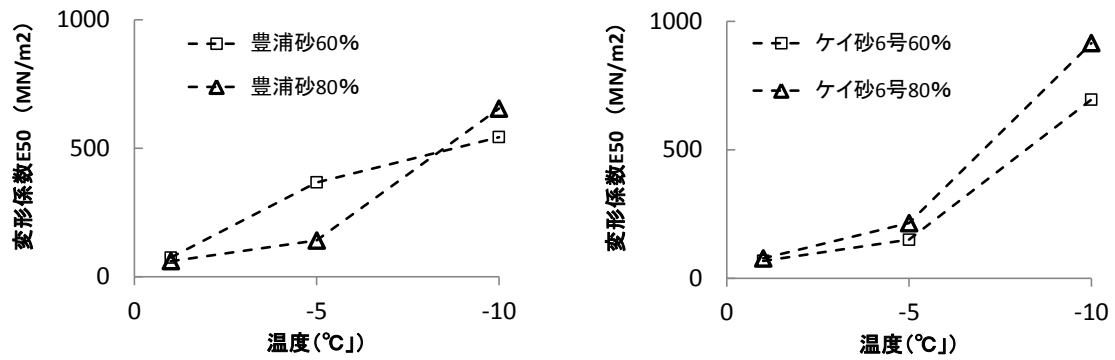


図 3.2.9 相対密度の違いによる変形係数と温度の関係

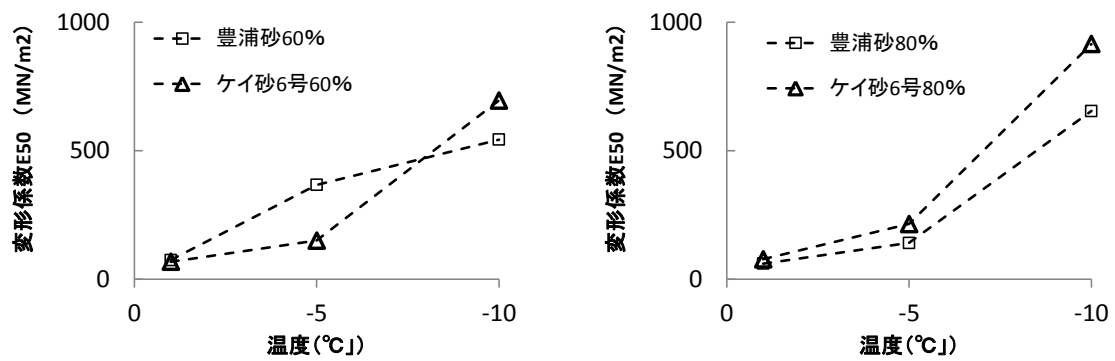


図 3.2.10 砂の種類の違いによる変形係数と温度の関係

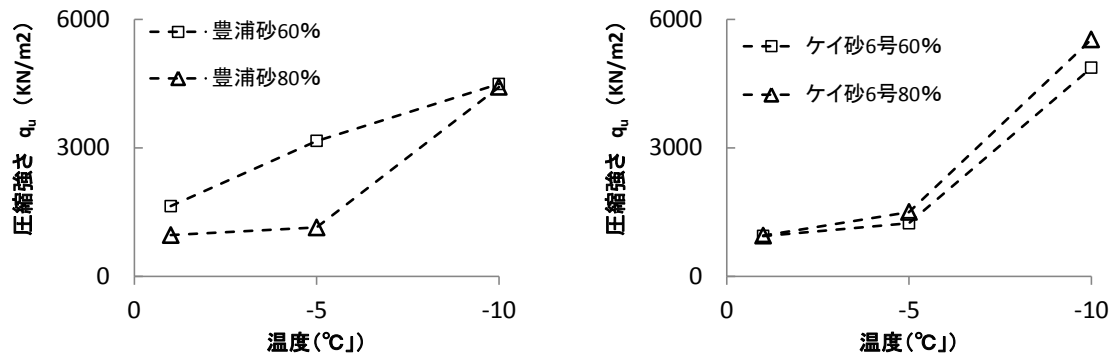


図 3.2.11 相対密度の違いによる圧縮強さと温度の関係

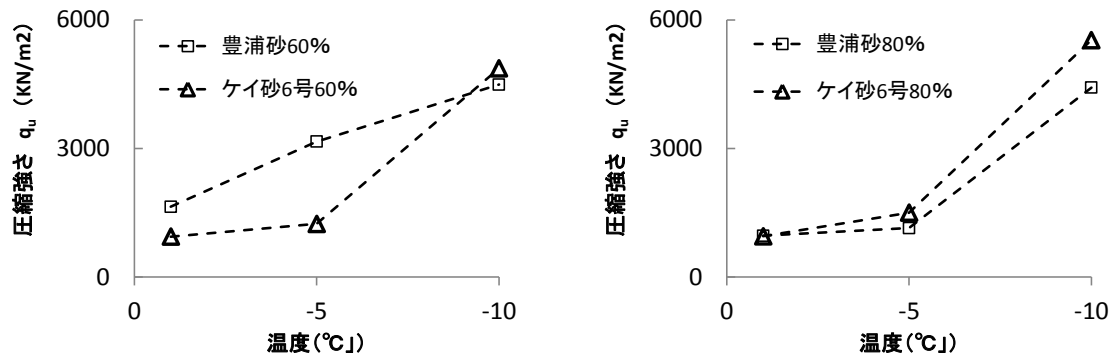


図 3.2.12 砂の種類の違いによる圧縮強さと温度の関係

### 3.3 振動台実験概要

本実験は、小型振動台に載せたせん断土槽の中に凍結地盤模型と杭基礎建物模型を設置し、振動台に地震動を入力する動的振動実験である。凍結地盤は飽和地盤の模型の表層部を室内で凍結させて作成した。また、地震動のレベルによって、凍結地盤における杭基礎建物の地震応答特性を調べるために、入力地震動を徐々に大きくする実験を行い、小加振時から大加振時まで、凍結地盤が上部建物や杭の応答特性に与える影響について検討した。

#### 3.3.1 実験装置

本実験では、第2章で使用した大阪大学所有の振動台（動電式2軸同時地震動再現装置）を使用して、1g重力場における動的振動実験を行った。写真3.3.1は振動台実験装置の写真であり、表3.3.1は振動台の仕様を示している。

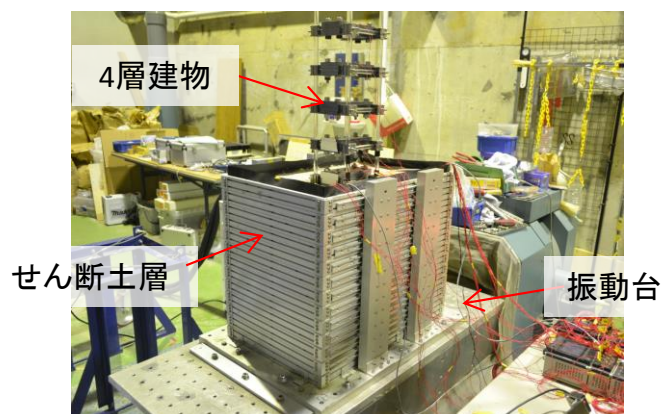


写真 3.3.1 振動台実験装置

表 3.3.1 振動台実験装置

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

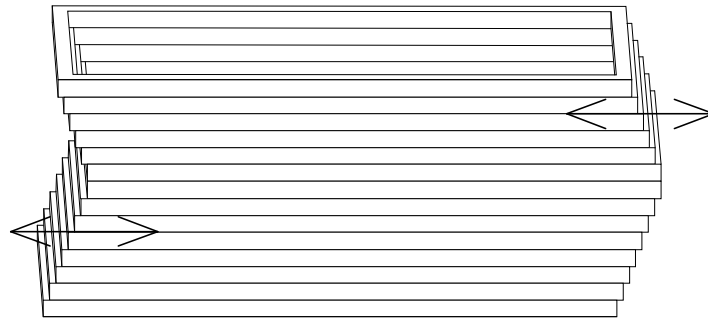


図 3.3.1 セン断土層のイメージ図

表 3.3.2 1g 重力場における相似則

|       | 相似比<br>(実物/模型)                | 相似比<br>(実物/模型) |
|-------|-------------------------------|----------------|
| 長さ    | $\lambda$                     | 25             |
| 密度    | $\lambda_\rho$                | 1              |
| 土のひずみ | $\lambda_\varepsilon$         | 1              |
| 時間    | $(\lambda_\varepsilon)^{0.5}$ | 5              |
| 加速度   | 1                             | 1              |
| 変位    | $\lambda\lambda_\varepsilon$  | 25             |

また、実験には前章と同様に土槽はせん断土槽（図 3.3.1）を用い、幾何学的形状の計算には重力場の相似則（表 3.3.2）を用いる。

### 3.3.2 表層地盤と計器配置

実験装置の平面図と立面図を図 3.3.4 に示す。地盤模型は、400×600×480(高さ)mm のせん断土槽内に製作した。地盤材料はケイ砂 6 号を用いた。表 3.3.3 にケイ砂 6 号の物理特性、図 3.3.2 に粒径加積曲線を示す。図 3.3.3 に凍結したケイ砂 6 号の圧縮応力－圧縮ひずみの関係を示す。飽和地盤は、地盤深さを図 3.3.4 に示すように 10 層に分けて、相対密度が 80%、含水比が 24.4%を目標に砂と水の質量を管理し、水中落下法（写真 3.3.2）で砂を降らせ、バイブレータにより均質な完全飽和地盤を製作した後、冷凍機を利用して地盤を凍結させた。なお、砂の落下高さは 100cm とした。

表 3.3.3 ケイ砂 6 号の物理特性

|       |                         |       |
|-------|-------------------------|-------|
| 乾燥密度  | $\rho_d(\text{g/cm}^3)$ | 1.484 |
| 土粒子密度 | $\rho(\text{g/cm}^3)$   | 2.646 |
| 最大間隙比 | $e_{\text{max}}$        | 0.913 |
| 最小間隙比 | $e_{\text{min}}$        | 0.579 |
| 相対密度  | $Dr(\%)$                | 80    |

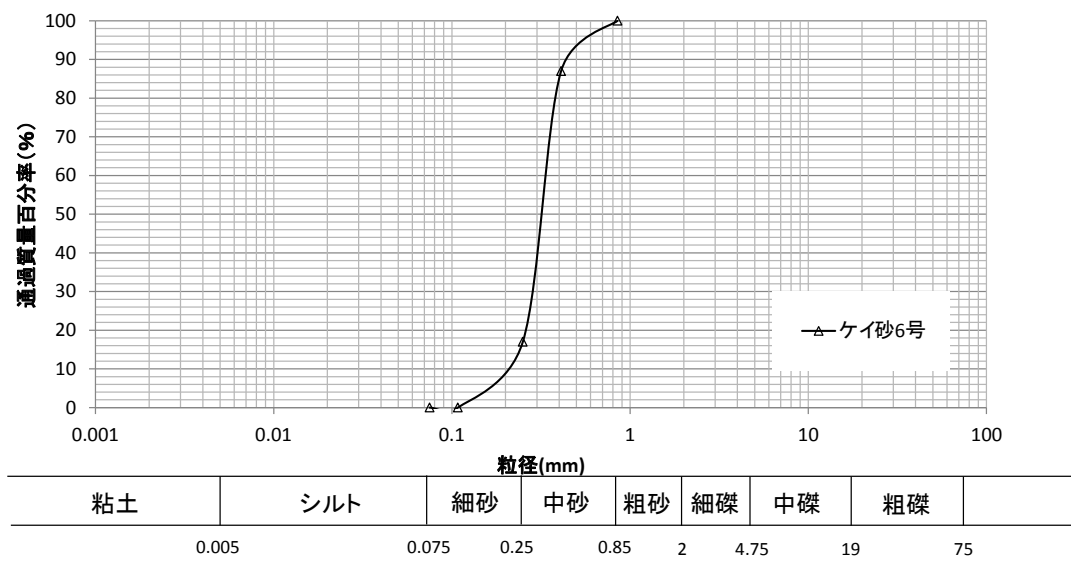


図 3.3.2 ケイ砂 6 号の粒径加積曲線

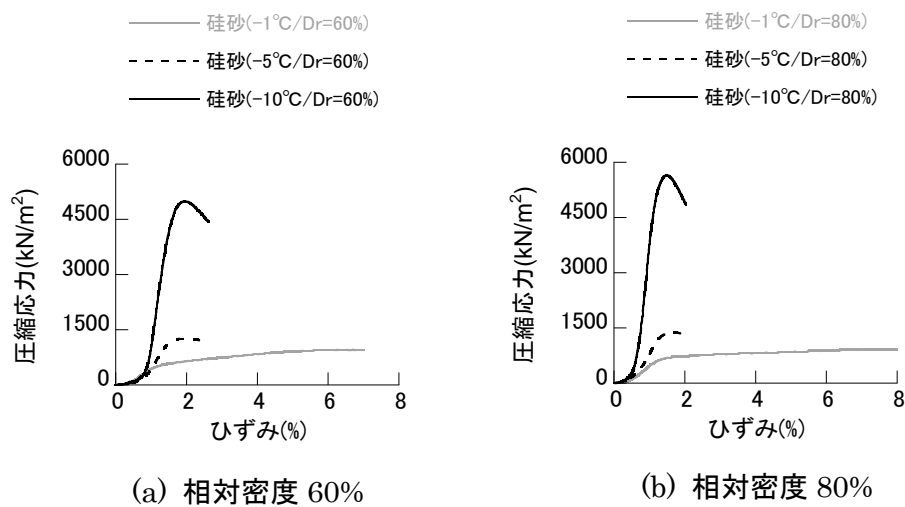


図 3.3.3 凍結したケイ砂 6 号の圧縮応力-圧縮ひずみの関係

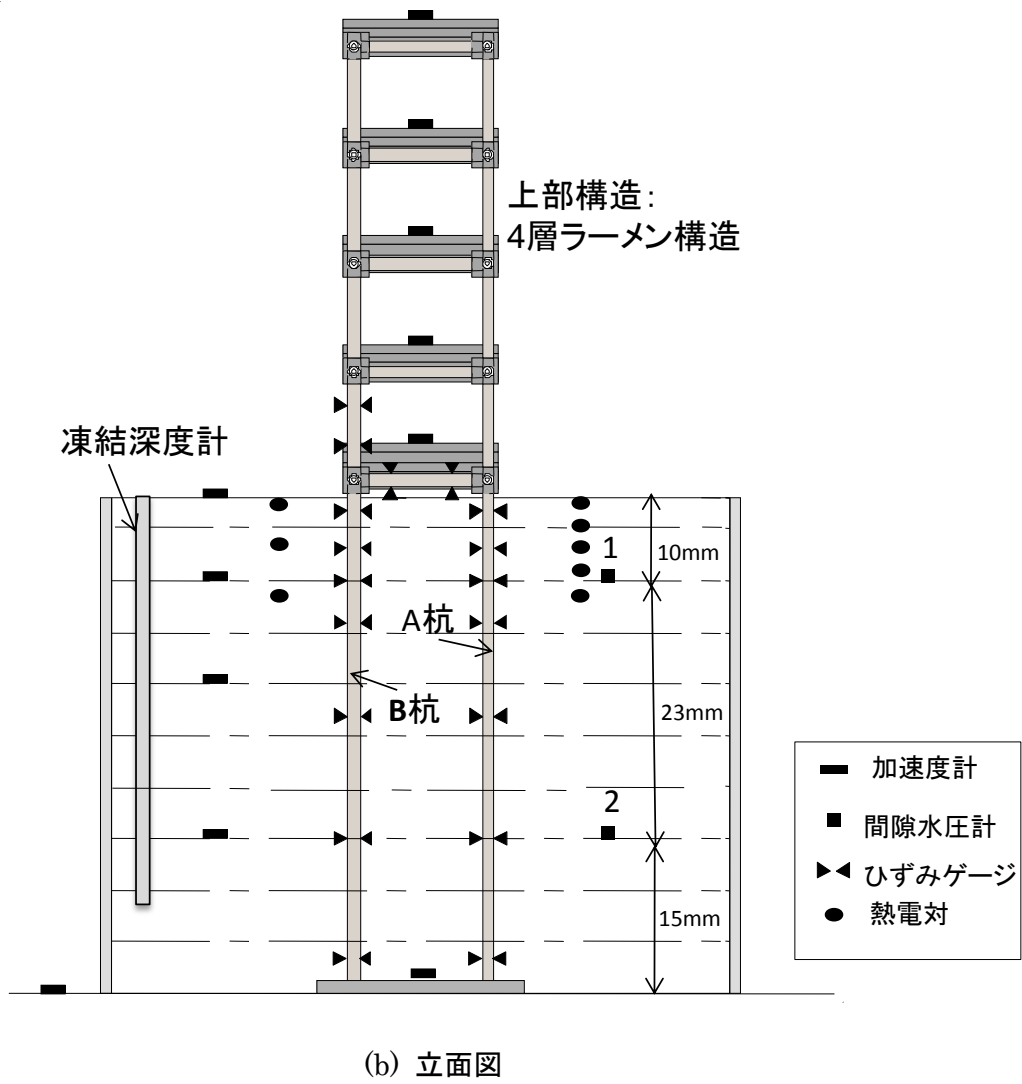
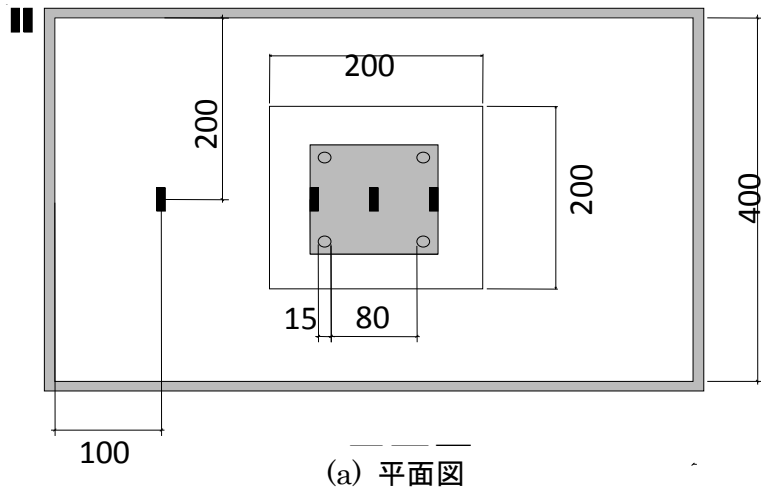
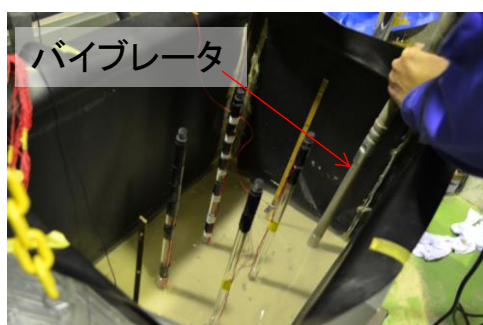


図 3.3.4 実験モデル

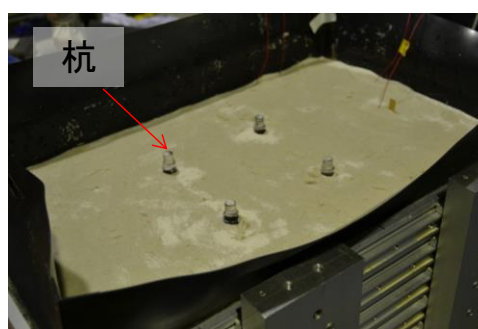
計測は、図 3.3.4 に示すように、加速度計、間隙水圧計、杭のひずみゲージを配置し計測した。その他の計測計として、凍結深度計と熱電対を設置した。加速度計（図中■）は地盤及び上部構造の計 12 点に設置した。ひずみゲージ（図中▲）は杭に計 22 点設置し、杭に働く応力（曲げモーメント）を計測した。間隙水圧計（図中■）は地盤内の 2 箇所に設置した。熱電対（図中●、図 3.3.5）は地盤深さ 1cm(2 ヶ所)、3cm、5cm(2 ヶ所)、7cm、11cm(2 ヶ所)に設置し、地中温度を計測した。凍結深度計（写真 3.3.3）は 2 本の透明なアクリル樹脂管で構成され、内管に 0.03%のメチレンブルー溶液を封入したものである。メチレンブルー溶液は凍結すると青色から無色に変化するため、内管の青色と無色の変わり目で凍結深さを求めた。



(a) 水中落下法



(b) 相対密度の調整



(c) 完成後飽和地盤

写真 3.3.2 飽和地盤の製作

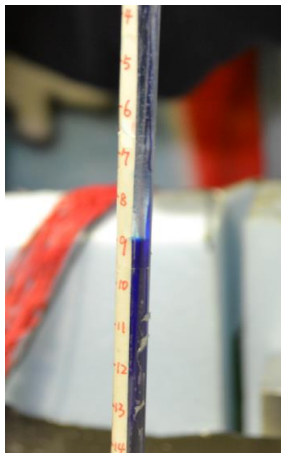


写真 3.3.3 凍結深度計

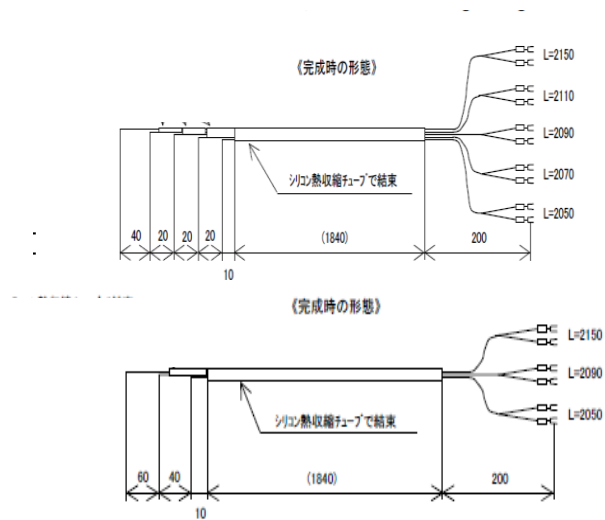


図 3.3.5 熱電対のイメージ図

### 3.3.3 凍結地盤の作製

凍結地盤は、冷凍機を用いてブライン溶液を $-20^{\circ}\text{C}$ に冷却させ、このブライン溶液を地表面に載せた冷却板内の凍結管を循環させて製作した。写真 3.3.4 に凍結地盤の作製、写真 3.3.5 に地盤冷却時の状況を示す。

図 3.3.6 は、地盤深さ 1cm、5cm、11cm の地盤温度と凍結時間の関係を示す。図 3.3.6 によると地表から 1cm の深さの温度低下が大きく、1 日で零下となった。地盤の深さとともに地盤温度の変化率は小さくなり、地盤深さ 5cm の温度は 2 日で、地盤深さ 11cm では凍結開始から一週間で零下となった。また、地盤が零下になると温度の低下率が小さくなった。

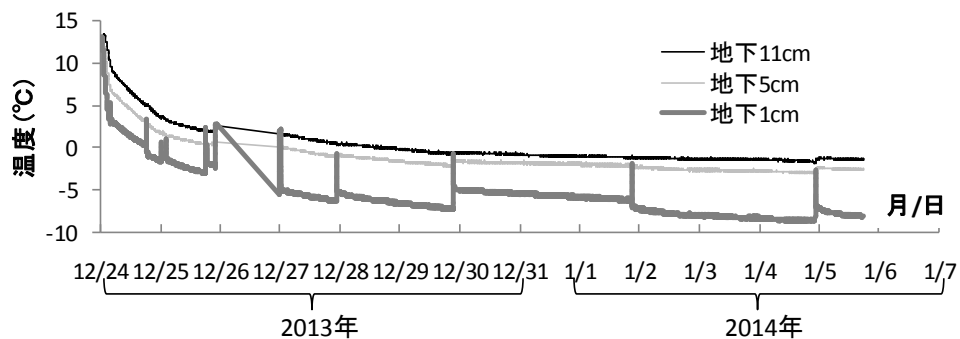


図 3.3.6 熱電対のイメージ図



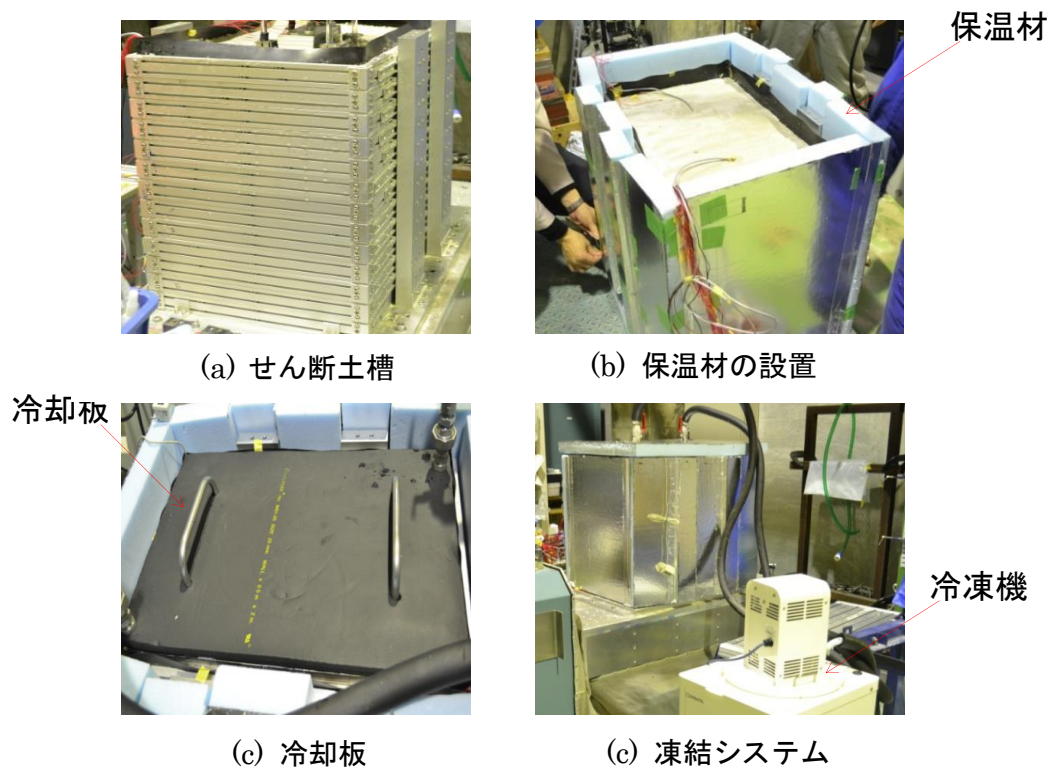


写真 3. 3. 4 凍結地盤の製作

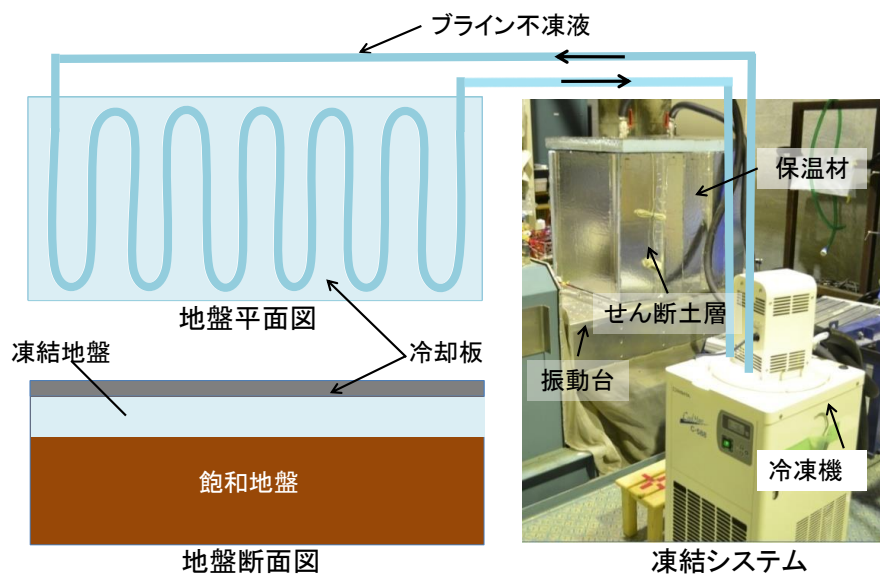


写真 3. 3. 5 地盤冷却時の状況

### 3.3.4 建物模型

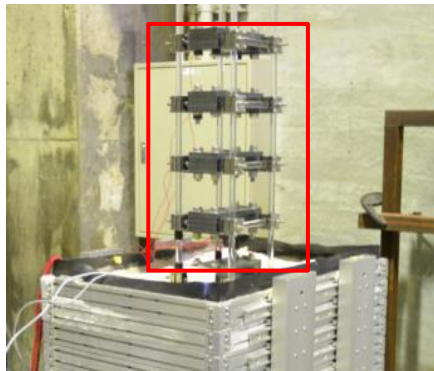
上部構造は、4本のアクリル製の円形杭で支持されており、杭径は15mm、杭長は497mmである。上部構造と杭の諸元をそれぞれ表3.3.4、表3.3.5に示す。上部構造（写真3.3.6）は4層または2層のラーメン構造とし、柱、梁、基礎梁には杭と同じアクリル製の丸棒を用いている。杭頭は建物模型の基礎盤に剛接合とし、杭先端はせん断土槽底板の鉄板上に設置した。鉄製の柱梁接合部（写真3.3.7、図3.3.7）では、ボルトを用いて摩擦剛接合されている。各階には重さ3kgの鉄板を付加しており、慣性力作用時の柱と梁の曲げ抵抗を妨げないように設置されている。柱、梁は直径12mmで、基礎梁は直径18mmである。建物模型の重量は4層建物で20kg、2層建物で12.4kgであり、基礎の重量は4.52kgである。4層建物の固有振動数は9Hz、2層建物の固有振動数は19Hzである。

表 3.3.4 上部構造模型諸元

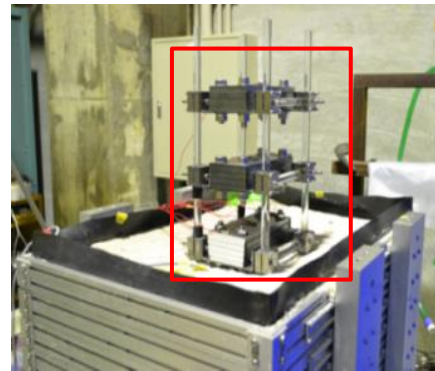
| 上部構造 | 床          |        | 柱                |                   | 梁                |                   |
|------|------------|--------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|
|      | 高さ<br>(mm) | 質量(kg) | 可撓<br>高さ<br>(mm) | 弾性<br>係数<br>(Mpa) | 可撓<br>高さ<br>(mm) | 弾性<br>係数<br>(Mpa) |
| RF   | 460        | 3.88   | -                | -                 | 100              | 3325              |
| 4F   | 350        | 3.88   | 80               | 3325              |                  |                   |
| 3F   | 240        | 3.88   |                  |                   |                  |                   |
| 2F   | 130        | 3.88   |                  |                   |                  |                   |
| 1F   | 20         | 4.6    | 剛体               |                   |                  |                   |

表 3.3.5 杭の諸元

| 基礎 | 杭                |            |                   |                   |
|----|------------------|------------|-------------------|-------------------|
|    | 可撓<br>高さ<br>(mm) | 杭径<br>(mm) | 杭頭<br>突出量<br>(mm) | 弾性<br>係数<br>(Mpa) |
|    | 473              | 15         | 5                 | 3325              |



(a) 4 層建物



(b) 2 層建物

写真 3.3.6 建物模型



写真 3.3.7 接合部

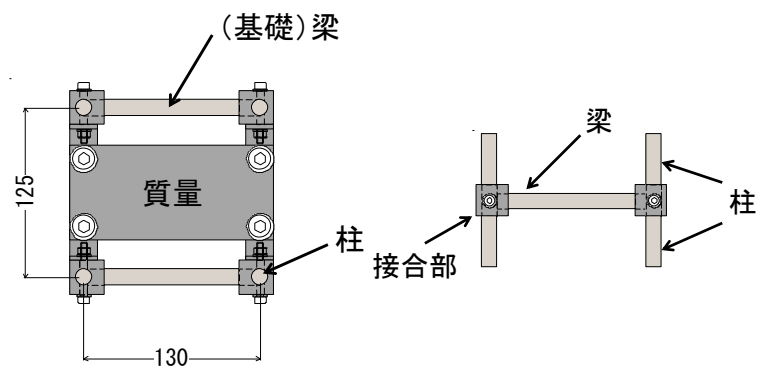


図 3.3.7 接合部のイメージ図

### 3.3.5 実験ケースと入力地震動

凍結地盤が杭基礎建物の地震応答に与える影響を調べるため、以下の実験を行った。

地盤模型は、図 3.3.8 に示すように、飽和地盤と凍結 2cm、凍結 5cm、凍結 9cm、凍結 18cm、融解地盤(自然融解)の 6 ケースである。

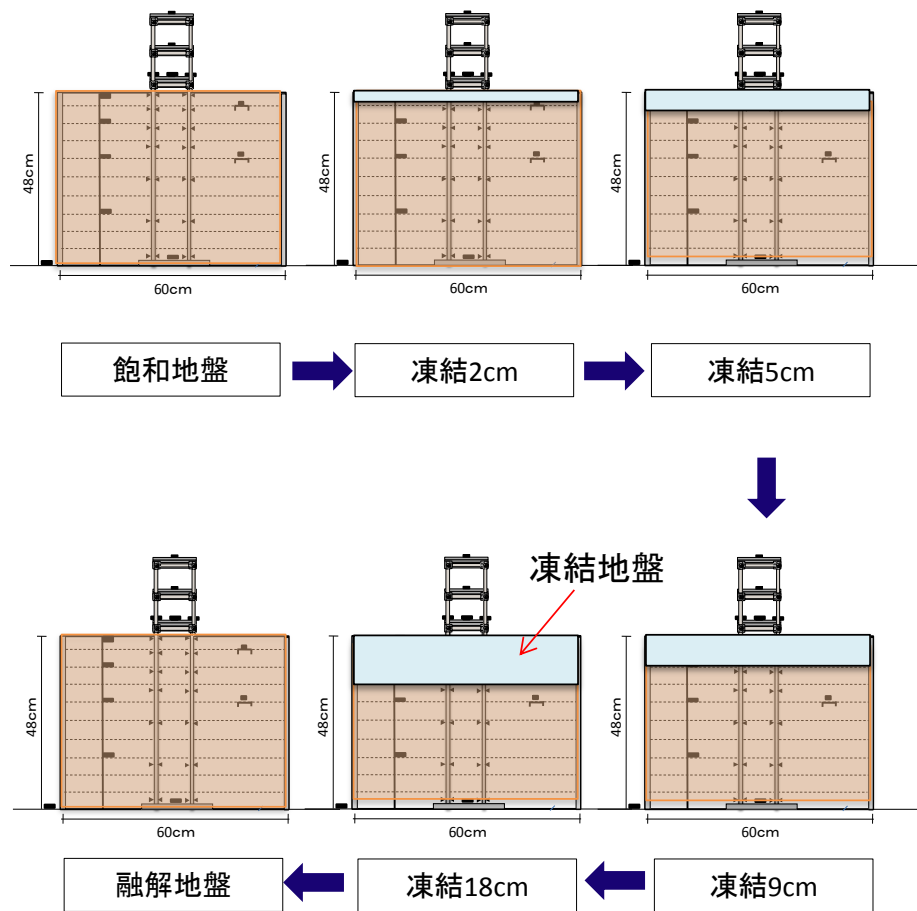
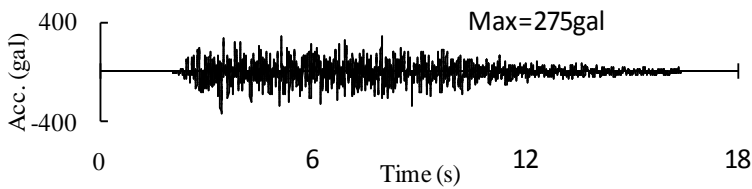
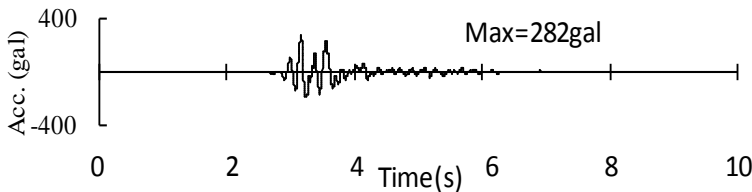


図 3.3.8 実験の流れ

入力地震動は、極稀相当の告示波(乱数位相：最大加速度 396gal、最大速度 72kine)と、兵庫県南部地震で震度 7 域の本山小学校で観測された強震記録と神戸市の深部地盤構造モデルを用いて、2次元有限要素法によって推定した工学基盤位置(G.L.-10m 相当)の地震動<sup>3・8)</sup>(最大加速度 823gal、最大速度 146kine)を、それぞれ最大速度を 50cm/s に基準化し、時間軸を 1/5 倍した波を 1 倍地震波(基準波)として用いた。これは、最大速度が同等で、地震波形の異なる入力地震動による応答性状を検討することを目的としたためである。振動台の入力地震動として最大速度を 50cm/s に規準化し目標波とした 1 倍地震波の最大加速度は、告示波 275gal、兵庫県南部地震波 282gal となる。入力レベルは、両地震波の加速度振幅を 0.1 倍、0.5 倍、1 倍、1.5 倍とした。図 3.3.9 に 50kine に規準化した 1 倍地震波の時刻歴波形を示す。(a)は告示地震波、(b)は兵庫県南部地震波である。



(a) 告示波（乱数位相）



(b) 兵庫県南部地震波

図 3.3.9 最大速度を 50kine に基準化した 1 倍地震波の時刻歴波形

表 3.3.6 実験の加振ケース

| 地震波種類 | ① 告示波 | ② 兵庫県南部地震波 |
|-------|-------|------------|
| 最大加速度 | 0.1倍  | 0.1倍       |
|       | 0.5倍  | 0.5倍       |
|       | 1.0倍  | 1.0倍       |
|       | 1.5倍  | 1.5倍       |

加振方法については、本実験も 2 章の実験と同様に実験は振動台に入力する加速度波形の種類および加速度振幅を順次変え、加速度倍率を大きくしながら二つの地震動を交互に入力した。表 3.3.6 に実験の加振ケースについてまとめる。

重力場 (1g) での実験を行っているため重力加速度の相似比は 1 となるが、入力地震動の最大加速度は必ずしも実物のものとなっていない。ここで、入力地震動の目標値と実験計測値の対応を説明する。図 3.3.10 に実験で使用された振動台の加速度と目標加速度の関係を示す。兵庫波の最大加速度の目標値と実効値を表 3.3.7 に、告示波の場合を表 3.3.8 に示す。また、加速度応答スペクトルの目標値と実効値の比較を図 3.3.11 に示し。これらの図表より、概ね両地震波形とも各加速度レベルにおいて、目標波に近い入力となっていることが確認できる。

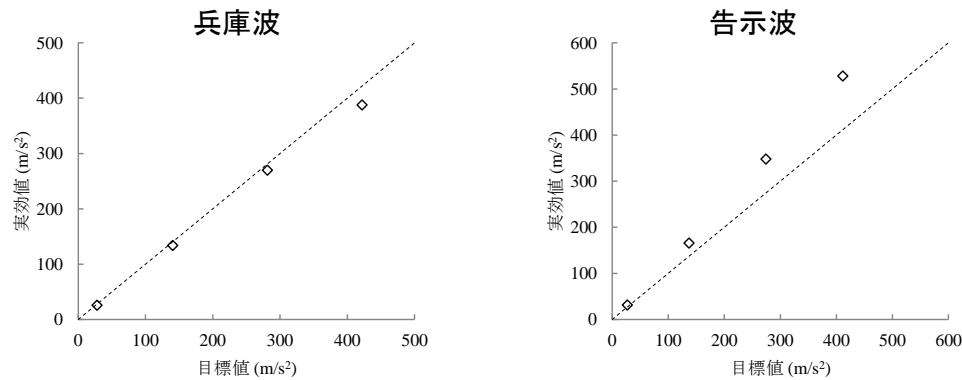


図 3.3.10 目標入力波と振動台の実効入力波の最大加速度の比較

表 3.3.7 入力地震波の目標値と実効値一覧(兵庫波)

| ケース  | 目標値  | 実効値  |
|------|------|------|
| 0.1倍 | 28.1 | 25.8 |
| 0.5倍 | 140  | 134  |
| 1.0倍 | 281  | 270  |
| 1.5倍 | 422  | 388  |

表 3.3.8 入力地震波の目標値と実効値一覧(告示波)

| ケース  | 目標値  | 実効値  |
|------|------|------|
| 0.1倍 | 27.4 | 31.8 |
| 0.5倍 | 137  | 166  |
| 1.0倍 | 274  | 348  |
| 1.5倍 | 412  | 528  |

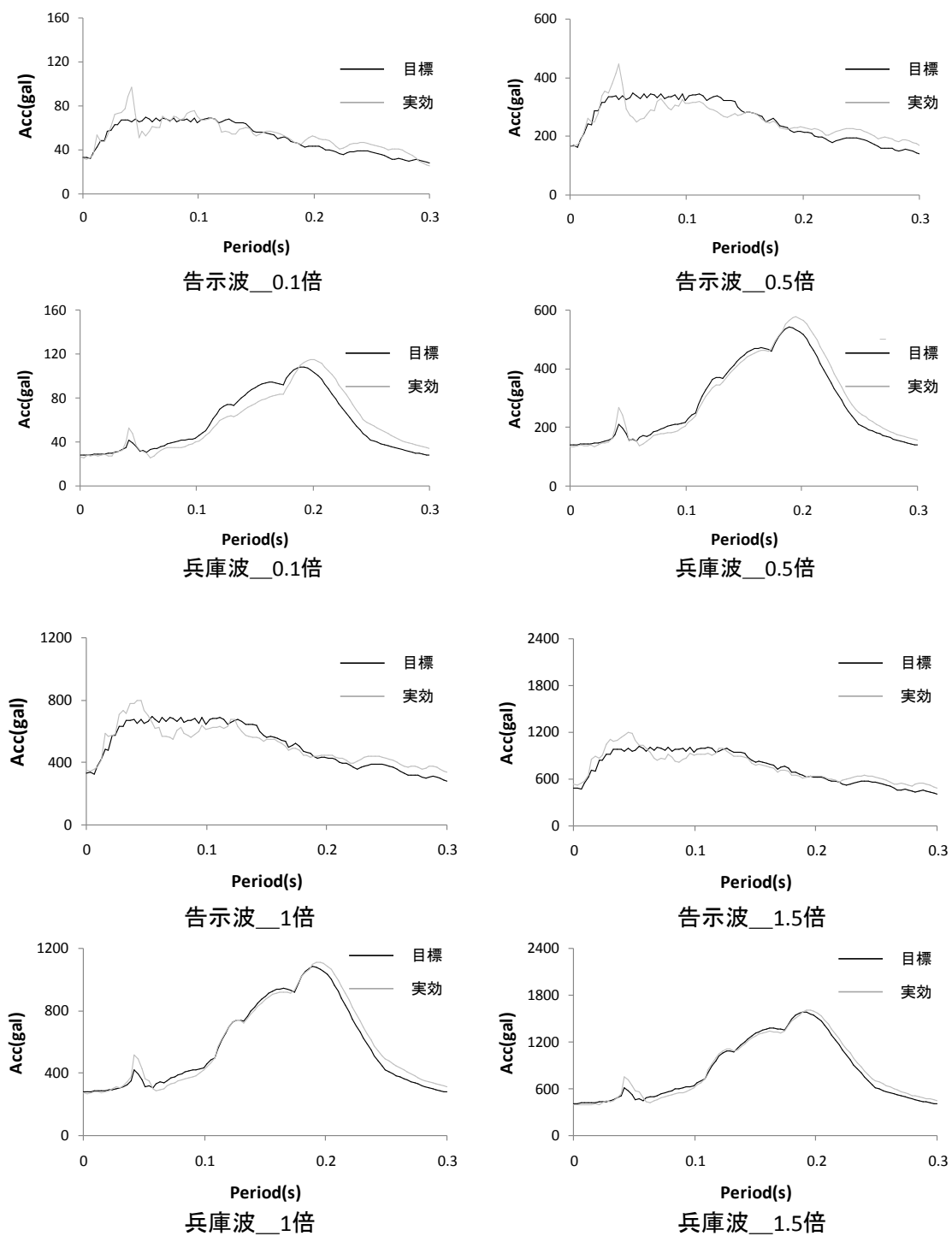


図 3.3.11 目標入力波と振動台の実効入力波の応答スペクトルの比較  
( $h=5\%$ )

### 3.3.6 実験結果と考察

#### (1) 間隙水圧の計測結果

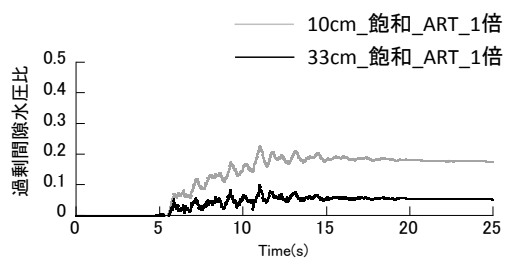
図 3.3.12、図 3.3.13 にそれぞれ 4 層建物に告示波 1 倍および 1.5 倍を入力した時の過剰間隙水圧比の時刻歴波形を示す。図 3.3.14、図 3.3.15 にそれぞれ兵庫波 1 倍および 1.5 倍を入力した時の過剰間隙水圧の時刻歴波形を示す。(a)は飽和地盤の場合、(b)は凍結 18cm の場合である。縦軸は過剰間隙水圧比で表す。間隙水圧計 1 は地盤深さ 10cm、間隙水圧計 2 は地盤深さ 33cm の位置にある。図 3.3.12 によると、飽和地盤の過剰間隙水圧の上昇は確認でき、10cm の深さで過剰間隙水圧比は 0.25 程度に上昇している。18cm の凍結地盤では、深さ 33cm の過剰間隙水圧波形の上昇は急で、過剰間隙水圧比は 0.4 程度までに上昇する。一方、凍結層内の地盤深さ 10cm では上昇は見られない。告示波 1.5 倍入力の際は 1.0 倍入力の時と同じ傾向が見られた。また、図 3.3.14 と図 3.3.15 より、兵庫波入力時の間隙水圧比の上昇の程度は告示波入力の時より小さい。

図 3.3.16、図 3.3.17 に 2 層建物に告示波 1 倍および 1.5 倍を入力時の過剰間隙水圧比の時刻歴波形を示す。図 3.3.18、図 3.3.19 に兵庫波 1 倍および 1.5 倍を入力時の過剰間隙水圧の時刻歴波形を示す。2 層建物の場合には、凍結深さ 18cm 地盤のほうが、間隙水圧比は 0.4~1 まで上昇する。また、その上昇の程度は 4 層建物の結果より大きい。その原因として、2 層建物の応答は大きいため、地盤応答に影響すると考えられる。

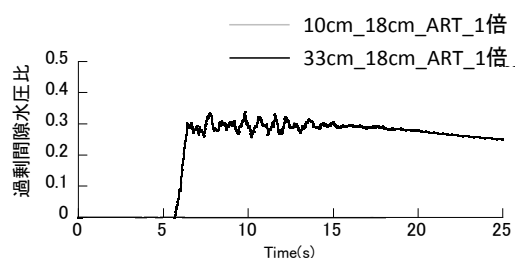
なお、飽和地盤の場合、入力加速度値に対して、過剰間隙水圧の上昇量が比較的小さいが、この原因として、加振実験の繰り返しにより飽和地盤の相対密度が上昇したことや、地盤の卓越振動数が高振動数域であることが考えられる。

以上より、凍結地盤では地表部の凍結層で間隙水圧の上昇が抑制されること、深い位置の未凍結層では間隙水圧の上昇が逆に大きくなることがわかる。



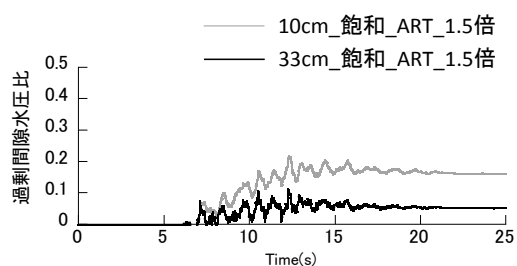


(a) 飽和地盤

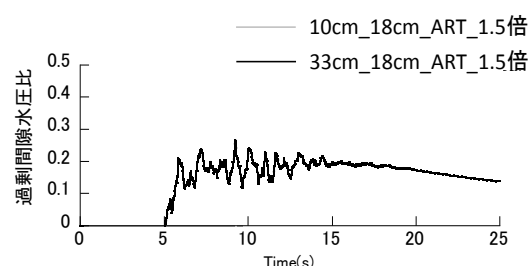


(b) 凍結 18cm

図 3.3.12 告示波 1 倍入力時の 4 層建物の過剰間隙水圧比の時刻歴波形

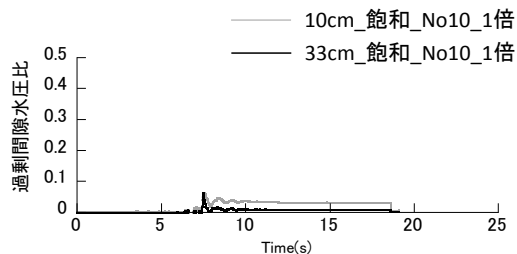


(a) 飽和地盤

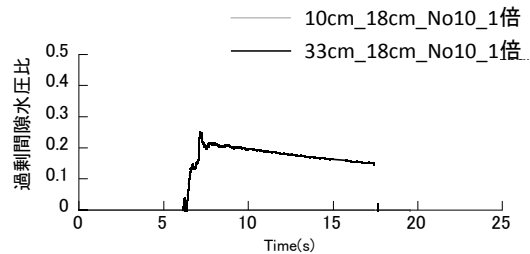


(b) 凍結 18cm

図 3.3.13 告示波 1.5 倍入力時の 4 層建物の過剰間隙水圧比の時刻歴波形

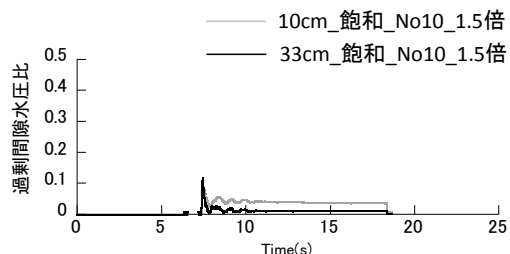


(a) 飽和地盤

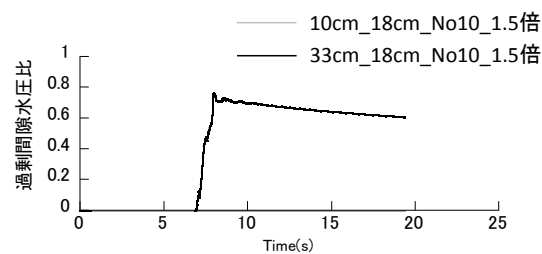


(b) 凍結 18cm

図 3.3.14 兵庫波 1 倍入力時の 4 層建物の過剰間隙水圧比の時刻歴波形



(a) 飽和地盤



(b) 凍結 18cm

図 3.3.15 兵庫波 1.5 倍入力時の 4 層建物の過剰間隙水圧比の時刻歴波形

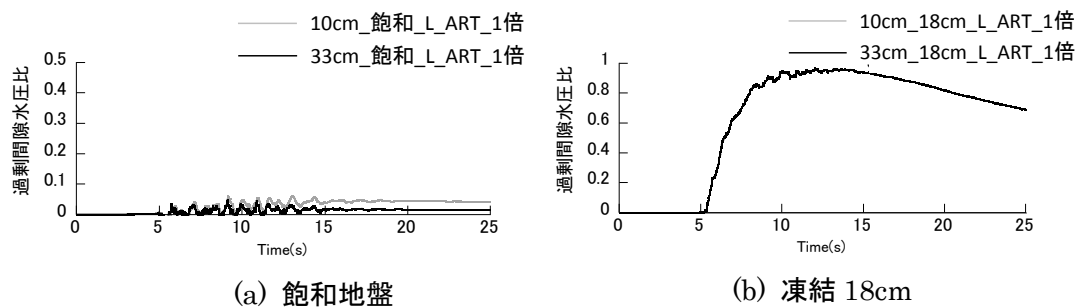


図 3.3.16 告示波 1 倍入力時の 2 層建物の過剰間隙水圧比の時刻歴波形

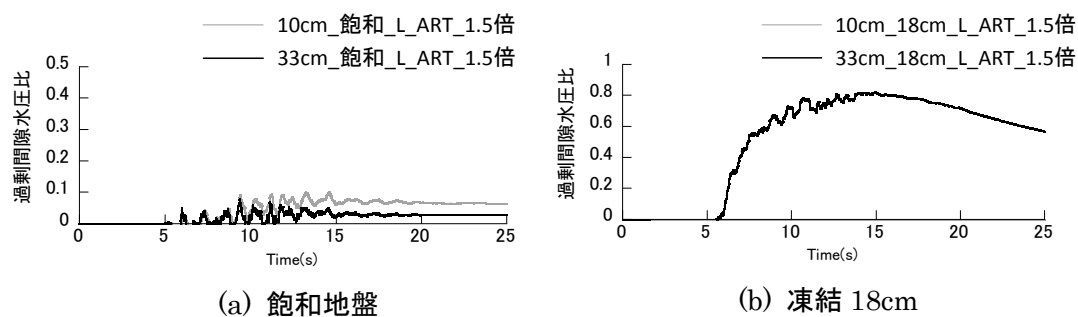


図 3.3.17 告示波 1.5 倍入力時の 2 層建物の過剰間隙水圧比の時刻歴波形

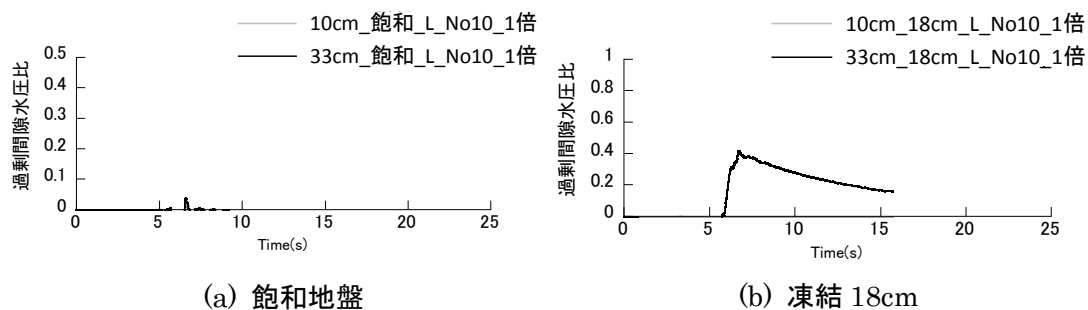


図 3.3.18 兵庫波 1 倍入力時の 2 層建物の過剰間隙水圧比の時刻歴波形

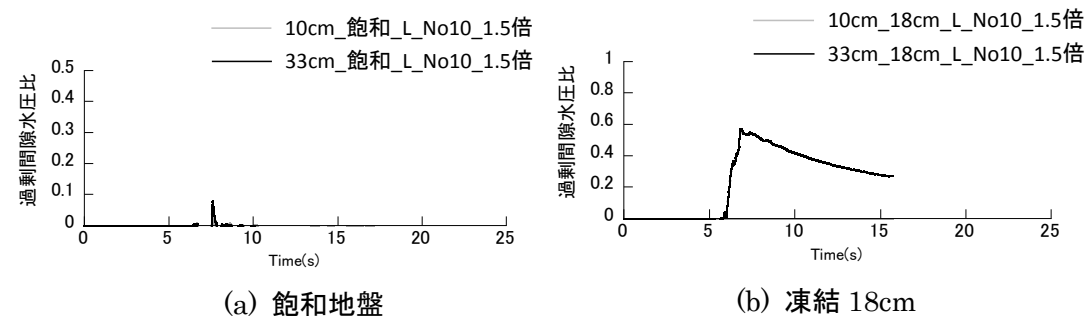
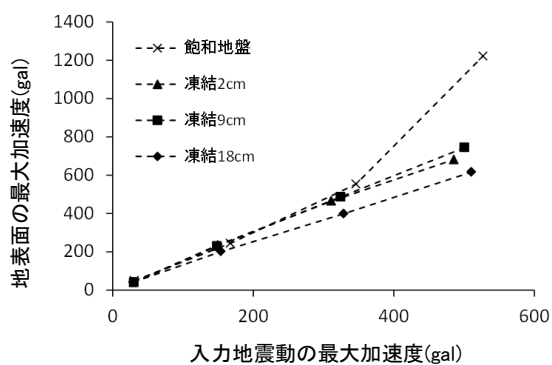


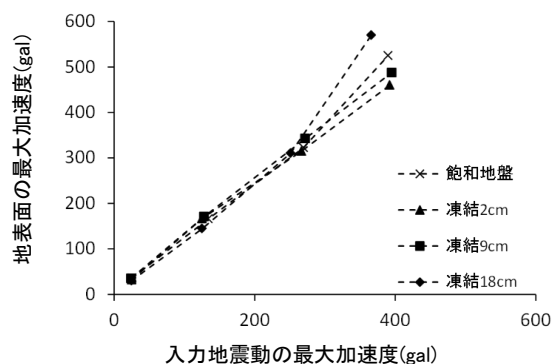
図 3.3.19 兵庫波 1.5 倍入力時の 2 層建物の過剰間隙水圧比の時刻歴波形

## (2) 地表面の応答

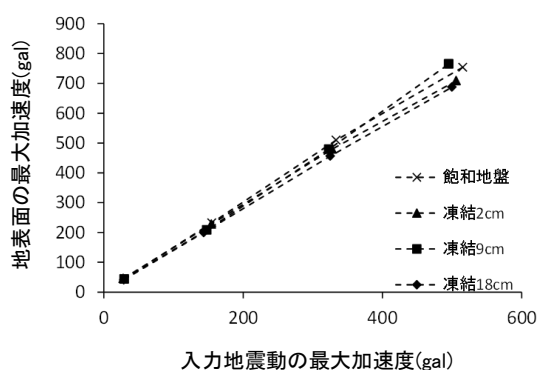
図 3.3.20 に入力地震動の最大加速度と凍結深さの違いによる地表面の最大加速度を地震波の種類と建物種類ごとに示す。4 層建物を設置した場合の地表面の最大加速度を、入力大きさと地震波ごとに表 3.3.9 に示す、同様に、2 層建物を設置した場合の地表面の最大加速度を表 3.3.10 に示す。地表面の最大加速度は凍結深さの増加とともに小さくなり、また、入力倍率の増加に伴って、地表面の最大加速度の低下の程度が大きくなる。ただし、あるケースに凍結 18cm の場合の地表面の最大加速度は飽和地盤より大きくなるます、これは建物上部の影響と考えられる。



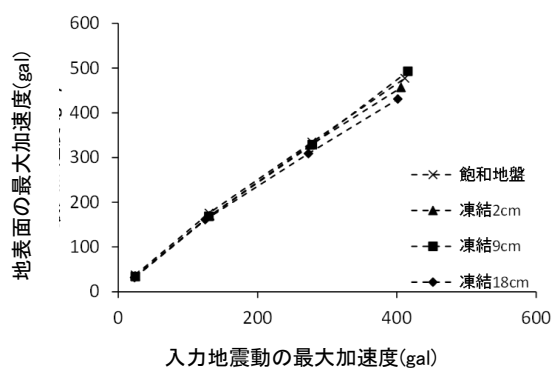
a) 告示波・4 層建物



b) 兵庫波・4 層建物



c) 告示波・2 層建物



d) 兵庫波・2 層建物

図 3.3.20 地表面の最大加速度の比較

表 3.3.9 4 層建物の場合地表面の最大加速度

(a) 告示波 0.1 倍 地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤 | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 49.2 | 41.0  | 40.4  | 41.0   |

(b) 告示波 0.5 倍 地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 243.8 | 234.6 | 228.6 | 201.4  |

(c) 告示波 1.0 倍 地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 553.2 | 464.8 | 486.4 | 398.8  |

(d) 告示波 1.5 倍 地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤   | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|--------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 1220.8 | 681.0 | 744.4 | 616.0  |

(e) 兵庫波 0.1 倍 地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤 | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 35.8 | 32.0  | 35.0  | 30.0   |

(f) 兵庫波 0.5 倍 地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 166.0 | 166.4 | 170.8 | 144.4  |

(g) 兵庫波 1.0 倍 地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 322.4 | 314.8 | 342.4 | 310.0  |

(h) 兵庫波 1.5 倍 地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 524.6 | 459.8 | 487.2 | 569.6  |

表 3.3.10 地表面の最大加速度 (2 層建物)

(a) 告示波 0.1 倍\_地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤 | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 45.2 | 45.8  | 43.6  | 41.4   |

(b) 告示波 0.5 倍\_地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 232.2 | 228   | 208.4 | 200    |

(c) 告示波 1.0 倍\_地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 509.4 | 479.8 | 479.2 | 456.2  |

(d) 告示波 1.5 倍\_地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 754.2 | 709.4 | 765.2 | 687.6  |

(e) 兵庫波 0.1 倍\_地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤 | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 37.2 | 35    | 33.6  | 31.6   |

(f) 兵庫波 0.5 倍\_地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 175.6 | 169.6 | 168.2 | 161    |

(g) 兵庫波 1.0 倍\_地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 334.2 | 328   | 328.6 | 308.8  |

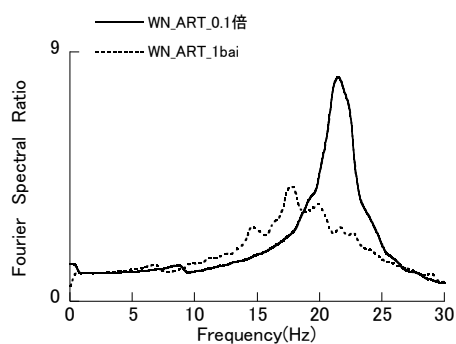
(h) 兵庫波 1.5 倍\_地表面

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 477.2 | 456.6 | 492.8 | 430.6  |

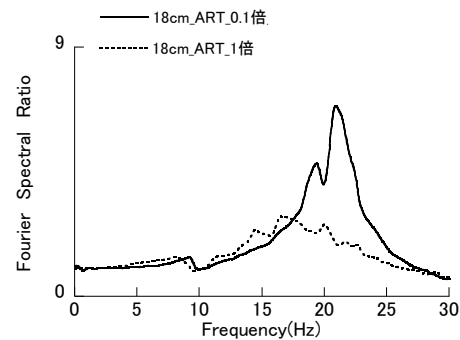
### a) 地震波の大きさによる比較

図 3.3.21 に、振動台の入力地震動に対する地表面応答のフーリエスペクトル比を地盤の種類と建物の種類ごとに示す。ここでは、入力地震動として告示波 0.1 倍と 1 倍を比較している。

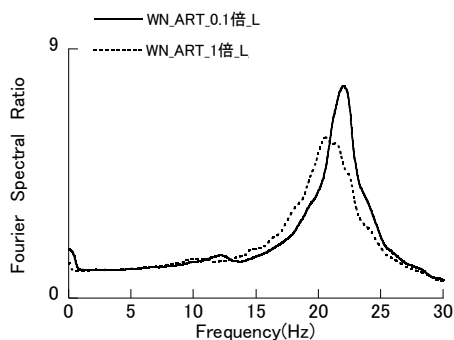
4 層建物の飽和地盤の場合は、0.1 倍入力と比べ 1 倍入力では応答振幅が低減し、ピーク振動数が 21Hz 付近から 17Hz 付近へと低振動数側に変化している。また、入力地震動のレベルによるピーク振動数の変化と振幅の低減は、飽和地盤と凍結地盤でともに同じ傾向となる。2 層建物の場合についても 4 層建物と同じ傾向が見られる。凍結深さ 18cm 凍結の場合、2 層建物は地表面に与える影響は大きいことを確認した。



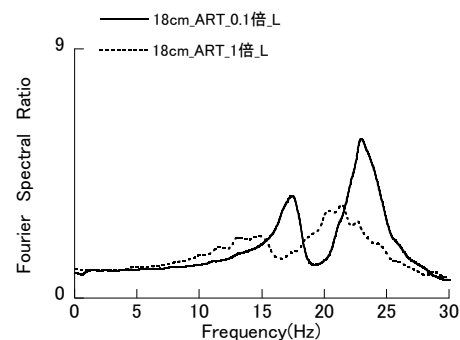
(a) 飽和地盤・4 層建物



(b) 凍結 18cm・4 層建物



(c) 飽和地盤・2 層建物



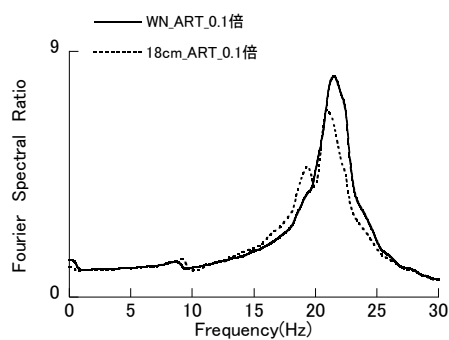
(d) 凍結 18cm・2 層建物

図 3.3.21 入力地震動の大きさの違いによる地表面/振動台入力のフーリエスペクトル比

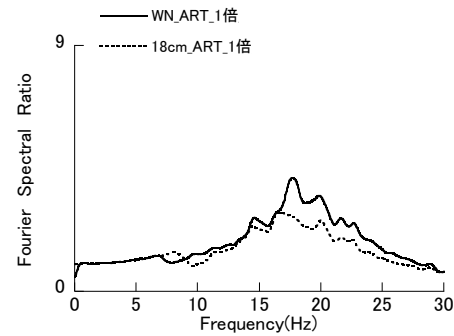
## b) 飽和地盤と凍結深さ 18cm の地盤の比較

図 3.3.22 に、振動台の入力地震動に対する地表面応答のフーリエスペクトル比を建物の種類と地震動の大きさごとに示す。ここでは、告示波 0.1 倍と告示波 1 倍入力時の飽和地盤と凍結地盤を比較している。

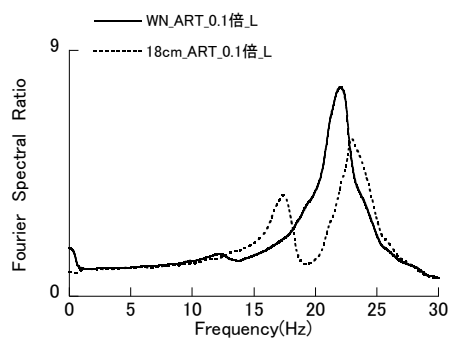
入力地震動の大きさによらず、凍結地盤の方が地表面の応答振幅がやや小さくなる。このことから、本実験のように密な飽和地盤が凍結深い場合、表層部の凍結は飽和地盤に比べ地表面の最大加速度を抑えるが、地盤の増幅特性に与える影響は、それほど大きくないことがわかる。また、2 層建物の場合は 4 層建物より、表層部の凍結による地表面の応答の低下が大きい。



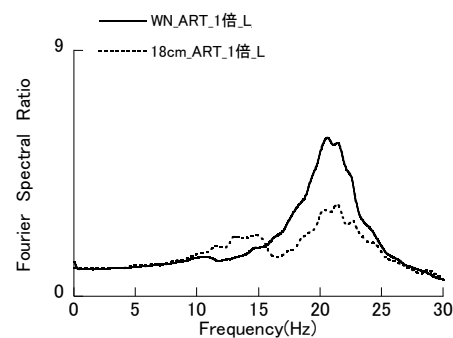
(a) 告示波 0.1 倍・4 層建物



(b) 告示波 1 倍・4 層建物



(c) 告示波 0.1 倍・2 層建物



(d) 告示波 1 倍・2 層建物

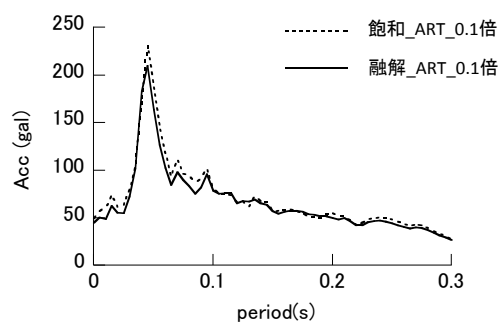
図 3.3.22 飽和地盤と凍結 18cm の比較による地表面/振動台入力のフーリエスペクトル比

### c) 飽和地盤と融解地盤の比較

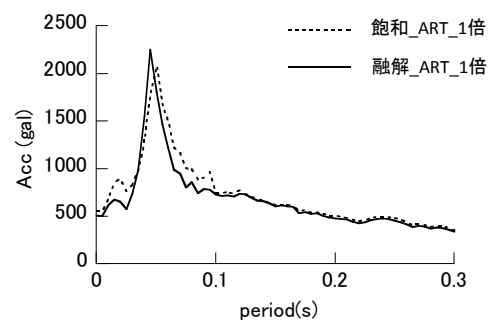
ここで、飽和地盤と凍結後自然融解する地盤の結果を比較して、地盤凍結前後の変化を考察する。図 3.3.23 に 4 層建物の場合、地表面の応答スペクトルを地震波ごとに飽和地盤と凍結深さ 18cm を比較して示す。0.1 倍入力と 1 倍入力とも飽和地盤と凍結深さ 18cm の地表面の応答はほぼ同じとなり、地盤凍結前後の地盤の応答の差が見られなかった。

### d) 凍結深さによる比較

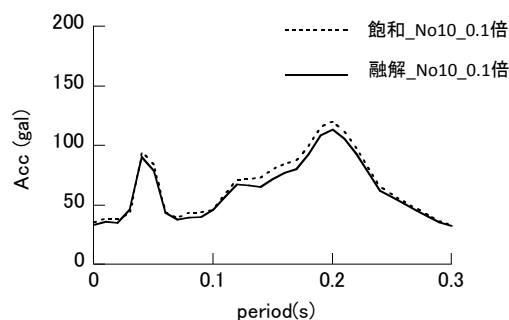
図 3.3.24 に地表面の応答スペクトルを入力地震動の種類と建物の種類ごとに示す。この図では、飽和地盤、凍結深さ 2cm、9cm、18cm の 4 ケースについて、地盤の応答スペクトルを比較している。入力地震動の種類と大きさによらず、地表面の応答は凍結深さの増加とともに小さくなるが、その差は小さい。



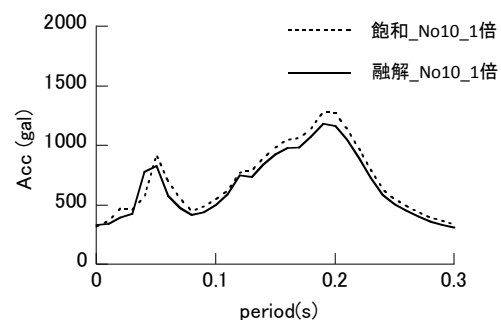
(a) 告示波 0.1 倍



(b) 告示波 1 倍



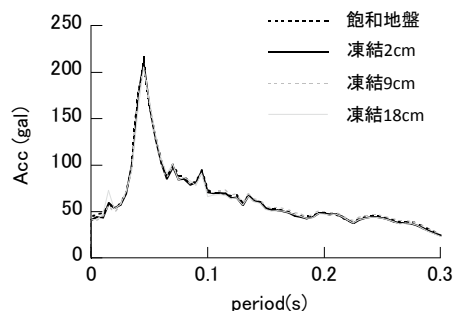
(c) 兵庫波 0.1 倍



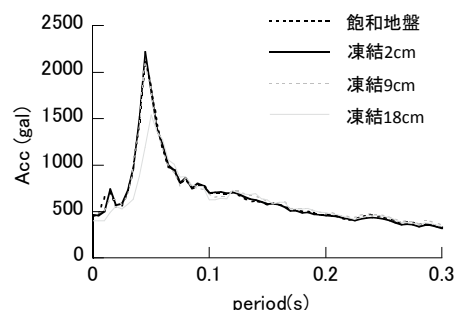
(d) 兵庫波 1 倍

図 3.3.23 4 層建物の場合地表面の応答スペクトル  
(飽和地盤と融解地盤の比較)

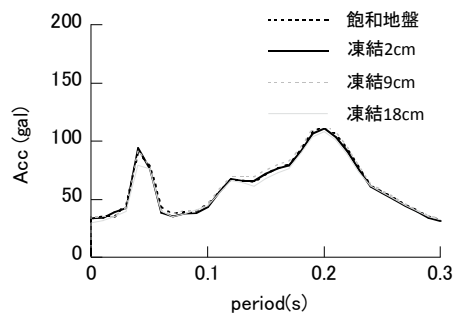




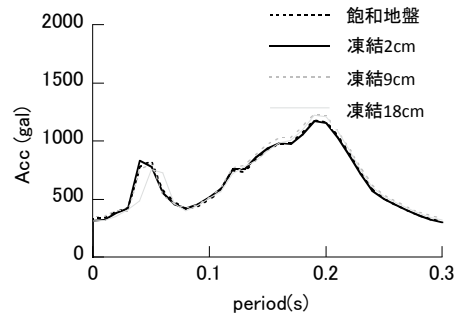
(a) 告示波 0.1 倍・4 層建物



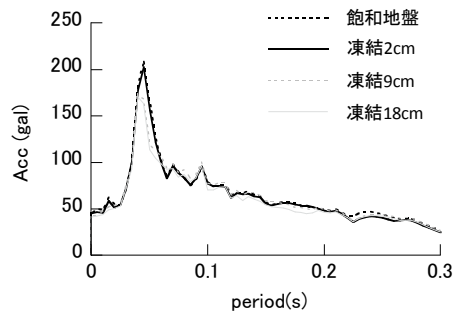
(b) 告示波 1 倍・4 層建物



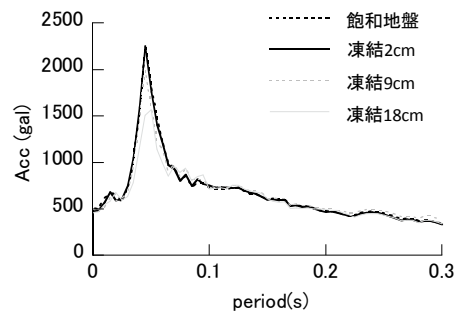
4層・兵庫波0.1倍  
(c) 兵庫波 0.1 倍・4 層建物



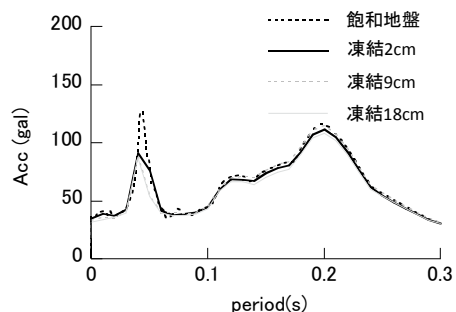
4層・兵庫波1倍  
(d) 兵庫波 1 倍・4 層建物



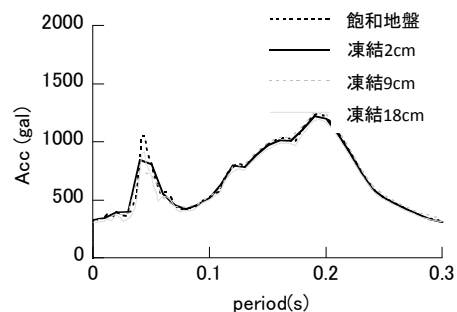
(e) 告示波 0.1 倍・2 層建物



(f) 告示波 1 倍・2 層建物



(g) 兵庫波 0.1 倍・2 層建物



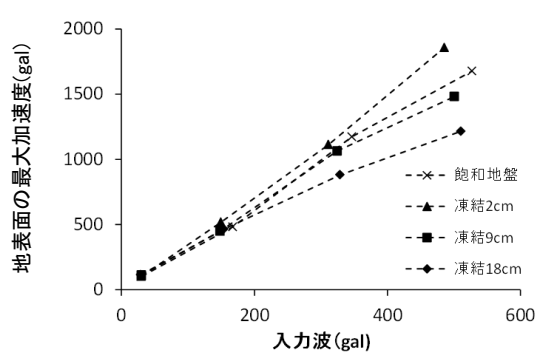
(h) 兵庫波 1 倍・2 層建物

図 3.3.24 凍結深さの比較による地表面の応答スペクトル

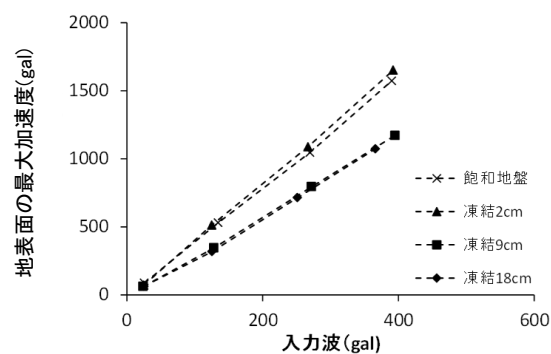
### (3) 杭-建物模型の応答

図 3.3.25 に入力地震動の最大加速度と凍結深さの違いによる建物上部での最大加速度を入力地震動の種類と建物の種類ごとに比較して示す。告示波の場合、4 層建物では凍結深さによる最大加速度の大小関係は、地表面と同様の傾向となる。2 層建物の凍結地盤では、最大加速度値が飽和地盤に比べて大きくなる。また、凍結深さによっても最大応答値が異なってくる。兵庫波の結果は告示波と同じ傾向となる。

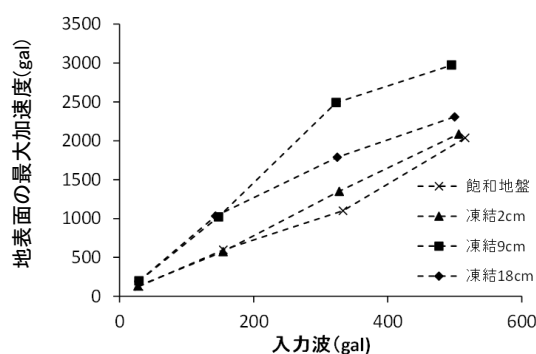
4 層建物の建物上部の最大加速度を、入力地震動の大きさと種類ごとに表 3.3.11 に示す。4 層建物の場合、建物の最大加速度は凍結深さの増加とともに小さくなるが、2 層建物の場合は大きくなる。



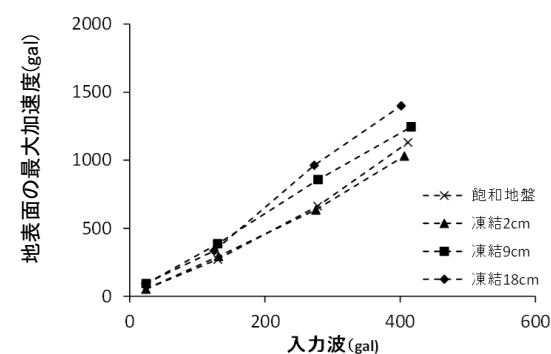
(a) 告示波・4 層建物



(b) 兵庫波・4 層建物



(c) 告示波・2 層建物



(d) 兵庫波・2 層建物

図 3.3.25 建物上部の最大加速度の比較

表 3.3.11 4 層建物上部の最大加速度

(a) 告示波 0.1 倍 建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 103.0 | 101.0 | 111.4 | 113.4  |

(b) 告示波 0.5 倍 建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 480.6 | 516.6 | 447.6 | 463.8  |

(c) 告示波 1.0 倍 建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤   | 凍結2cm | 凍結9cm  | 凍結18cm |
|----------|--------|-------|--------|--------|
| 加速度(gal) | 1171.6 | 1112  | 1062.6 | 880.2  |

(d) 告示波 1.5 倍 建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤   | 凍結2cm  | 凍結9cm  | 凍結18cm |
|----------|--------|--------|--------|--------|
| 加速度(gal) | 1676.6 | 1856.6 | 1481.2 | 1214.4 |

(e) 兵庫波 0.1 倍 建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤 | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 86.2 | 71.0  | 61.4  | 63.4   |

(f) 兵庫波 0.5 倍 建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 529.0 | 512.2 | 344.6 | 316.8  |

(g) 兵庫波 1.0 倍 建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤   | 凍結2cm  | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|--------|--------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 1044.8 | 1087.0 | 794.8 | 713.2  |

(h) 兵庫波 1.5 倍 建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤   | 凍結2cm  | 凍結9cm  | 凍結18cm |
|----------|--------|--------|--------|--------|
| 加速度(gal) | 1572.0 | 1650.8 | 1171.2 | 1072.8 |

表 3.3.12 2層建物上部の最大加速度

(a) 告示波 0.1 倍\_建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 128.8 | 133.2 | 196.6 | 194.0  |

(b) 告示波 0.5 倍\_建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm  | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|--------|--------|
| 加速度(gal) | 598.6 | 575.4 | 1020.8 | 1032.4 |

(c) 告示波 1.0 倍\_建物上部  
ART\_1倍\_建物上部(2層)

| 地盤模型     | 飽和地盤   | 凍結2cm  | 凍結9cm  | 凍結18cm |
|----------|--------|--------|--------|--------|
| 加速度(gal) | 1101.4 | 1351.0 | 2490.4 | 1789.0 |

(d) 告示波 1.5 倍\_建物上部  
ART\_1.5倍\_建物上部(2層)

| 地盤模型     | 飽和地盤   | 凍結2cm  | 凍結9cm  | 凍結18cm |
|----------|--------|--------|--------|--------|
| 加速度(gal) | 2038.4 | 2087.2 | 2973.4 | 2309.0 |

(e) 兵庫波 0.1 倍\_建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤 | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 53.8 | 54.0  | 92.8  | 93.6   |

(f) 兵庫波 0.5 倍\_建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 271.6 | 294.2 | 386.4 | 334.8  |

(g) 兵庫波 1.0 倍\_建物上部

| 地盤模型     | 飽和地盤  | 凍結2cm | 凍結9cm | 凍結18cm |
|----------|-------|-------|-------|--------|
| 加速度(gal) | 663.4 | 635.8 | 857.2 | 964.0  |

(h) 兵庫波 1.5 倍\_建物上部

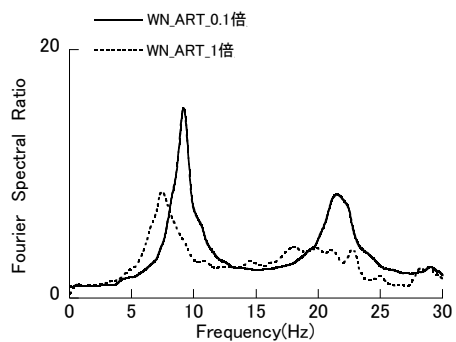
| 地盤模型     | 飽和地盤   | 凍結2cm  | 凍結9cm  | 凍結18cm |
|----------|--------|--------|--------|--------|
| 加速度(gal) | 1131.4 | 1031.2 | 1244.8 | 1400.6 |

#### a) 入力地震動の大きさによる比較

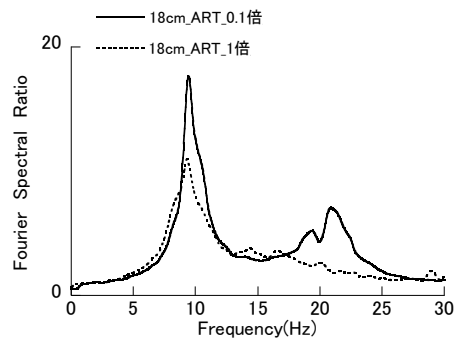
図 3.3.26 に、告示波 0.1 倍と 1 倍の入力地震動に対する建物上部のフーリエスペクトル比を建物の種類と地盤の種類ごとに示す。ここでは入力地震動の倍率が 0.1 倍と 1 倍の告示波入力について比較している。

飽和地盤と凍結地盤とも 0.1 倍入力では、4 層建物の基礎固定時の固有振動数である 9Hz 付近にピークを確認できる。飽和地盤の場合、0.1 倍入力に比べ、1 倍入力の応答倍率が小さくなり、ピーク振動数も 7Hz 付近まで小さくなる。凍結深さ 18cm の場合は、1 倍入力のピーク振動数は 0.1 倍入力とあまり変わらず、飽和地盤ほど変化は大きくない。これは、表層部が凍結したことにより凍結地盤の剛性が大きいために杭周地盤の非線形化が進まず、相互作用効果が小さくなるためと考えられる。

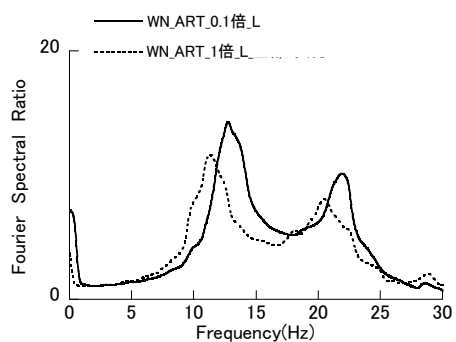
2 層建物の基礎固定時の固有振動数は 19Hz であり、4 層建物と比べ相互作用の影響が大きくなるため、飽和地盤の 0.1 倍入力では連成系の振動数は 13Hz に、1 倍入力では 11Hz 付近となる。



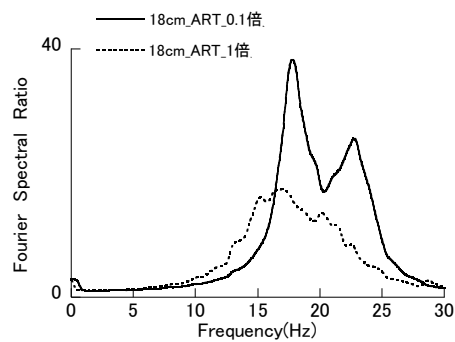
(a) 飽和地盤・4層建物



(b) 凍結 18cm・4層建物



(c) 飽和地盤・2層建物



(d) 凍結 18cm・2層建物

図 3.3.26 地震波の大きさの比較  
による建物上部/振動台入力のフーリエスペクトル比

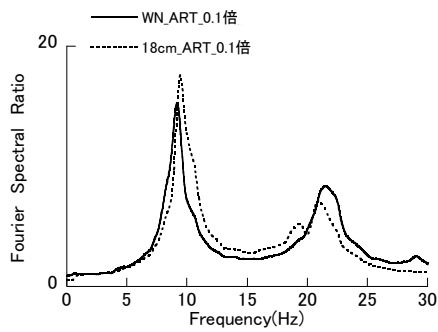
## b) 飽和地盤と凍結 18cm 地盤の比較

図 3.3.27 に、入力地震動に対する建物上部のフーリエスペクトル比を建物の種類と入力倍率ごとに示す。ここでは、飽和地盤と凍結深さ 18cm の地盤について比較している。

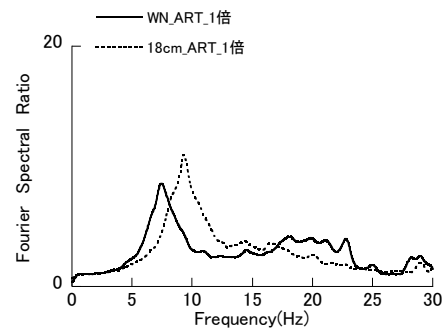
4 層建物の場合、入力地震動の倍率によらず、凍結深さ 18cm の場合に飽和地盤と比べピーク振動数付近の建物上部の応答倍率が大きくなることがわかる。また、告示波 0.1 倍入力の場合、凍結深さ 18cm のピーク振動数は飽和地盤とあまり変わらず、告示波 1 倍ほど変化は大きくない。

2 層建物の場合、凍結深さが 18cm の場合の 0.1 倍入力では、上部構造の連成系の卓越振動数は 18Hz と基礎固定時の固有振動数に近くなり、応答振幅も飽和地盤と比べ一段と大きくなる。告示波 1 倍入力の場合の図をみても、凍結深さ 18cm の応答倍率は非常に大きくなる、これは凍結地盤のピーク振動数と上部構造の固有振動数が近くなり、飽和地盤と比べ応答倍率が広い振動数範囲で大きくなるためである。

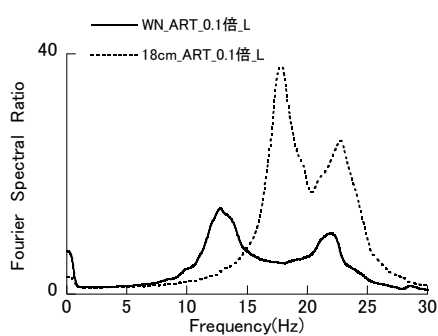
このように、剛性が高い 2 層建物では、飽和地盤と比べ凍結地盤では相互作用効果が小さくなり基礎固定条件に近くなること、また、凍結地盤の増幅する振動数域に上部構造の固有振動数が近づくため、建物応答が大きくなっている。



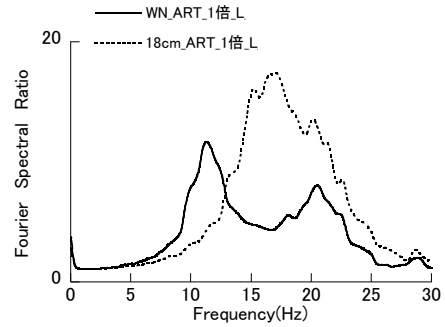
(a) 告示波 0.1 倍・4 層建物



(b) 告示波 1 倍・4 層建物



(c) 告示波 0.1 倍・2 層建物



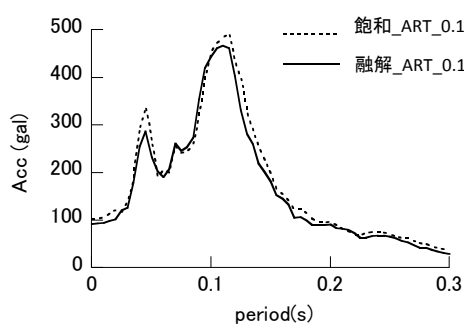
(d) 告示波 1 倍・2 層建物

図 3.3.27 飽和地盤と凍結 18cm の比較による建物上部/振動台入力  
のフーリエスペクトル比

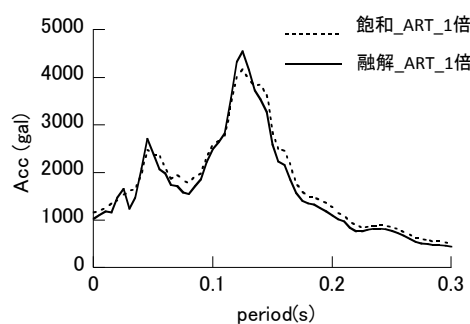


### c) 飽和地盤と融解地盤の比較

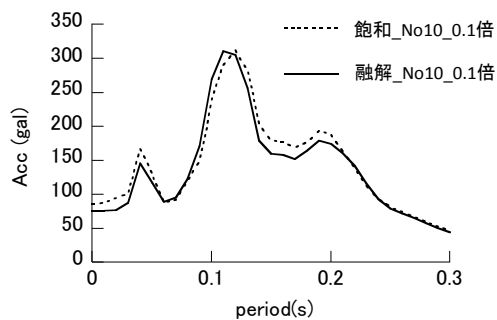
ここでは、飽和地盤と凍結後自然融解する地盤の建物上部の応答スペクトルを比較して、地盤凍結前後の建物の応答の差を考察する。図 3.3.28 に入力地震動の種類と入力倍率ごとに、飽和地盤と凍結深さ 18cm の場合の 4 層建物上部の応答スペクトルの比較を示す。地震波によらず、飽和地盤と凍結深さ 18cm の場合の建物上部の応答はほぼ同じとなり、地盤凍結前後の建物の応答の変化が見られなかった。



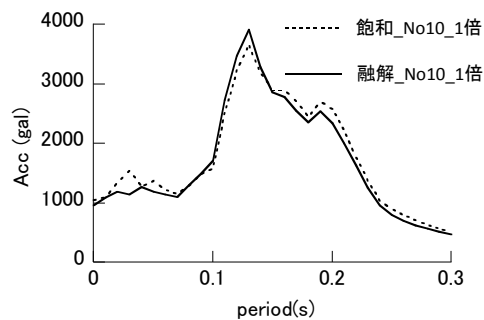
(a) 告示波 0.1 倍



(b) 告示波 1 倍



(c) 兵庫波 0.1 倍



(d) 兵庫波 0.1 倍

図 3.3.28 飽和地盤と融解地盤の比較による 4 層建物の場合  
建物上部の応答スペクトル

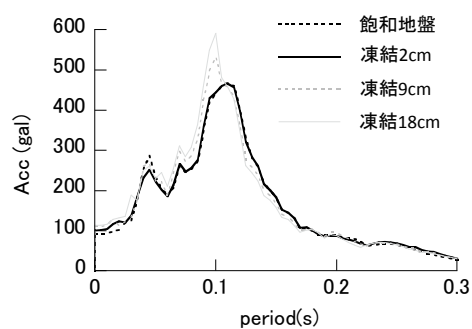
#### d) 凍結深さの違いによる比較

図 3.3.29 に建物上部の応答スペクトルを入力地震動の種類と建物の種類ごとに示す。ここでは、凍結深さの違いによる建物上部の応答スペクトルを比較している。

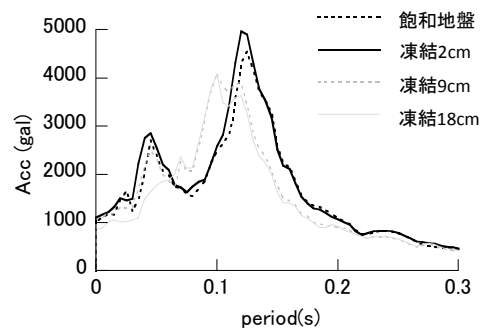
4 層建物に告示波 0.1 倍を入力する場合、凍結深さの増加とともに建物上部の応答は大きくなるが、その差は小さい。1 倍入力の時、凍結深さの増加とともに、応答は小さくなり、ピーク周期も小さくなる。兵庫波 1 倍入力の場合と告示波 1 倍の結果と同じように、凍結深さの増加とともに、応答は小さくなる。また、凍結 2cm と飽和地盤の応答はほぼ一致、凍結 9cm と凍結 18cm の応答はほぼ一致している。

2 層建物の場合、建物の固有周期は凍結地盤の固有周期と重なり、凍結深さ 9cm と 18cm の時の建物上部の応答は約 2 倍に大きくなる。凍結深さ 9cm と 18cm の場合のピーク周期は飽和地盤より小さくなる。また、4 層建物と同じく、2 層建物の場合でも、凍結深さ 2cm と飽和地盤の応答がほぼ一致、凍結 9cm と凍結 18cm の応答はほぼ一致している。

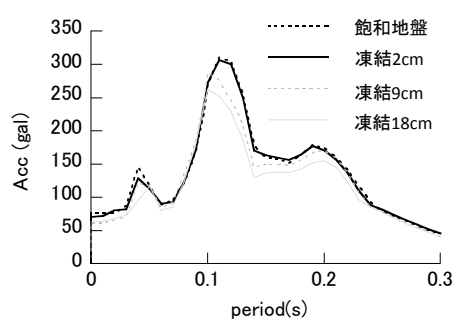
以上より、地盤が凍結すると、建物の種類により、建物と地盤の連成系の卓越周期は地盤の固有周期と近くなると、建物上部の応答は大きくなり、周期が離れると、建物の応答が小さくなる。



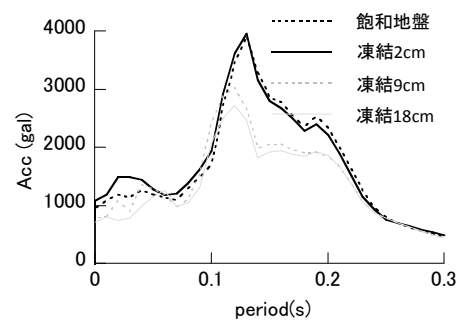
(a) 告示波 0.1 倍・4 層建物



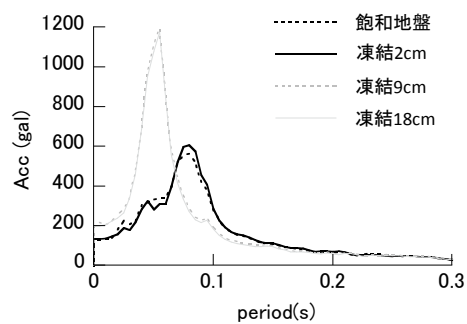
(b) 告示波 1 倍・4 層建物



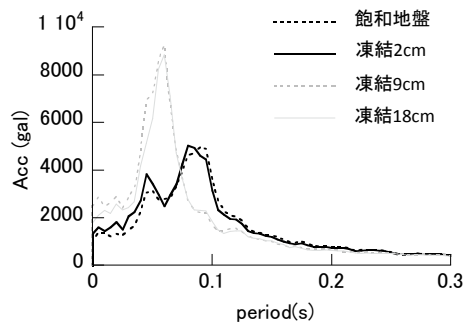
(c) 兵庫波 0.1 倍・4 層建物



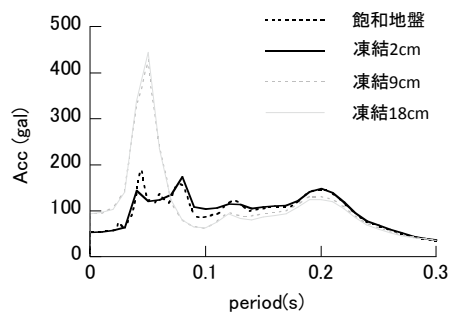
(d) 兵庫波 1 倍・4 層建物



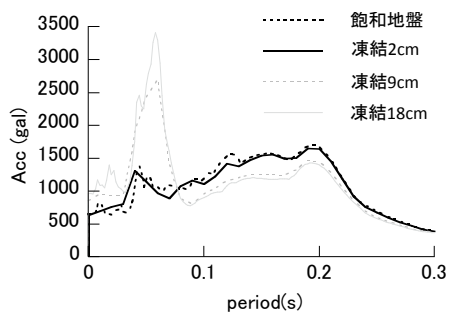
(e) 告示波 0.1 倍・2 層建物



(f) 告示波 1 倍・2 層建物



(g) 兵庫波 0.1 倍・2 層建物



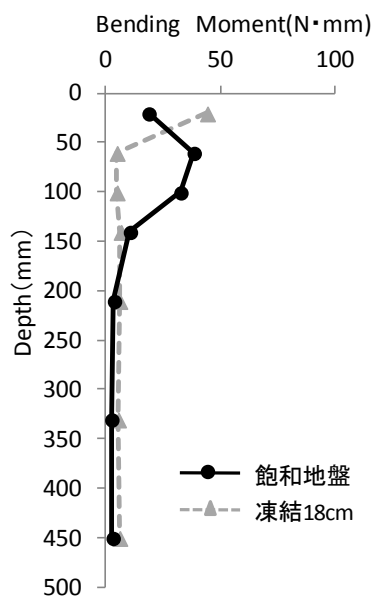
(h) 兵庫波 1 倍・2 層建物

図 3.3.29 凍結深さの違いによる建物上部の応答スペクトル

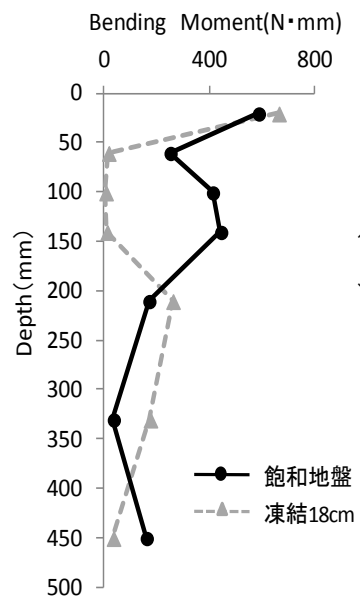
#### (4) 杭の曲げモーメント分布

入力地震動の種類ごとに4層建物の杭の最大曲げモーメント分布を図3.3.30に、2層建物の場合を図3.3.31に示す。ここでは、入力地震動の倍率は0.1倍と1倍について示し、飽和地盤と凍結深さ18cmの地盤を比較している。

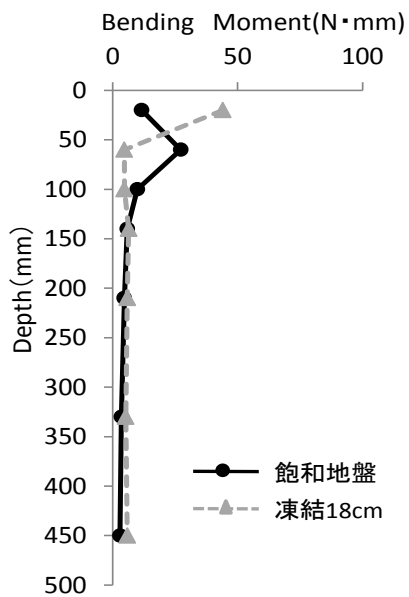
4層建物の0.1倍入力を除いて、4層、2層建物の曲げモーメントは全て杭頭付近で最も大きくなる。地中部の曲げモーメントに着目すると、深さ10cm付近で大きくなる。凍結地盤について、凍結層内では曲げモーメントが低減する効果大きいことがわかる。また、入力地震動の種類によらず、1倍入力では凍結層の下部で曲げモーメントがやや大きくなり、凍結層下部地盤の過剰間隙水圧の上昇が影響している。なお、杭頭位置での曲げモーメントについては、後述の解析結果を踏まえて分析する。



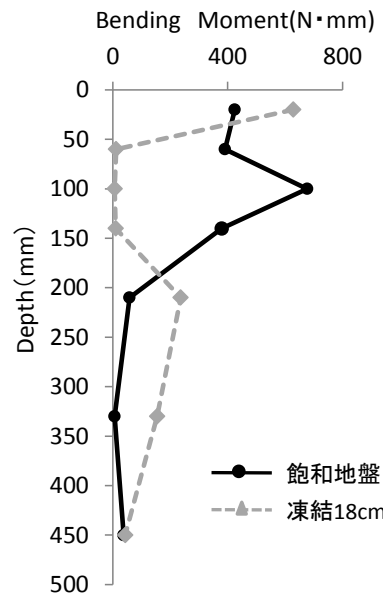
(a) 告示波 0.1 倍



(b) 告示波 1 倍

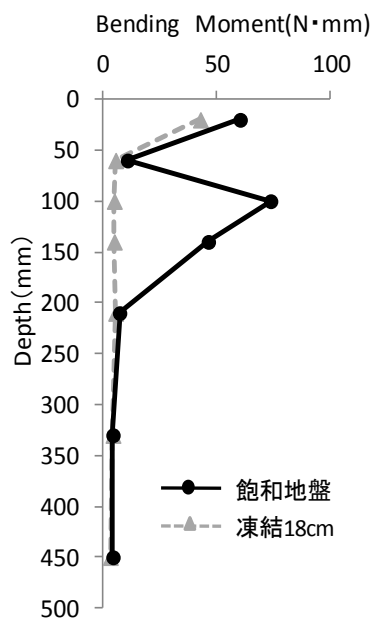


(c) 兵庫波 0.1 倍

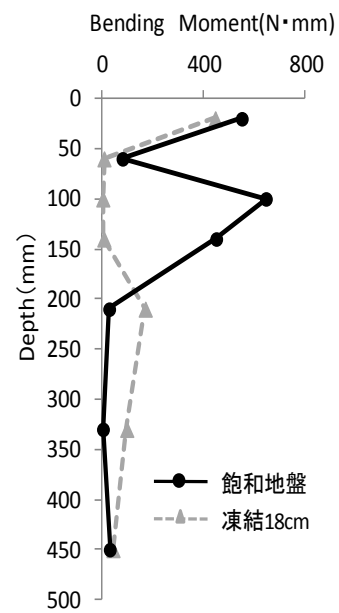


(d) 兵庫波 1 倍

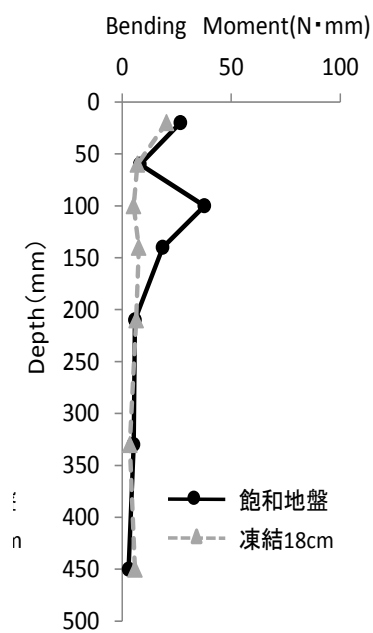
図 3.3.30 4 層建物の場合杭の最大曲げモーメント分布



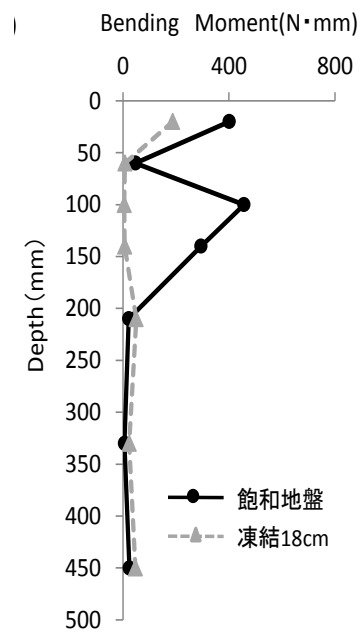
(a) 告示波 0.1 倍・2 層建物



(b) 告示波 1 倍・2 層建物



(c) 兵庫波 0.1 倍・2 層建物



(d) 兵庫波 1 倍・2 層建物

図 3.3.31 2 層建物の場合杭の最大曲げモーメント分布

## (5) 地震波の違いによる比較

飽和地盤と凍結深さ 18cm の地盤の場合の 2 層と 4 層建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を、図 3.3.32 に示す。入力地震動として告示波 1 倍と兵庫波 1 倍を用いた場合の応答を示している。2 層建物の場合、両入力地震動とも凍結地盤の方が飽和地盤と比べ応答値が大きくなる。特に、告示波 1 倍入力の凍結地盤では、兵庫県南部地震 1 倍入力に比べ応答はかなり大きくなる。これは入力地震動の卓越周期と凍結地盤の卓越周期および 2 層建物の固有周期が重なったことによる。また、飽和砂地盤では 2 層建物の地盤連成系の周期が長周期化したことで、凍結地盤と比べ応答が小さくなっている。4 層建物の場合では、地盤増幅の周期と比べ建物の固有周期が長く、また飽和地盤との相互作用効果もあまり大きくないため、両入力地震動に対するスペクトル特性は近いものとなっている。

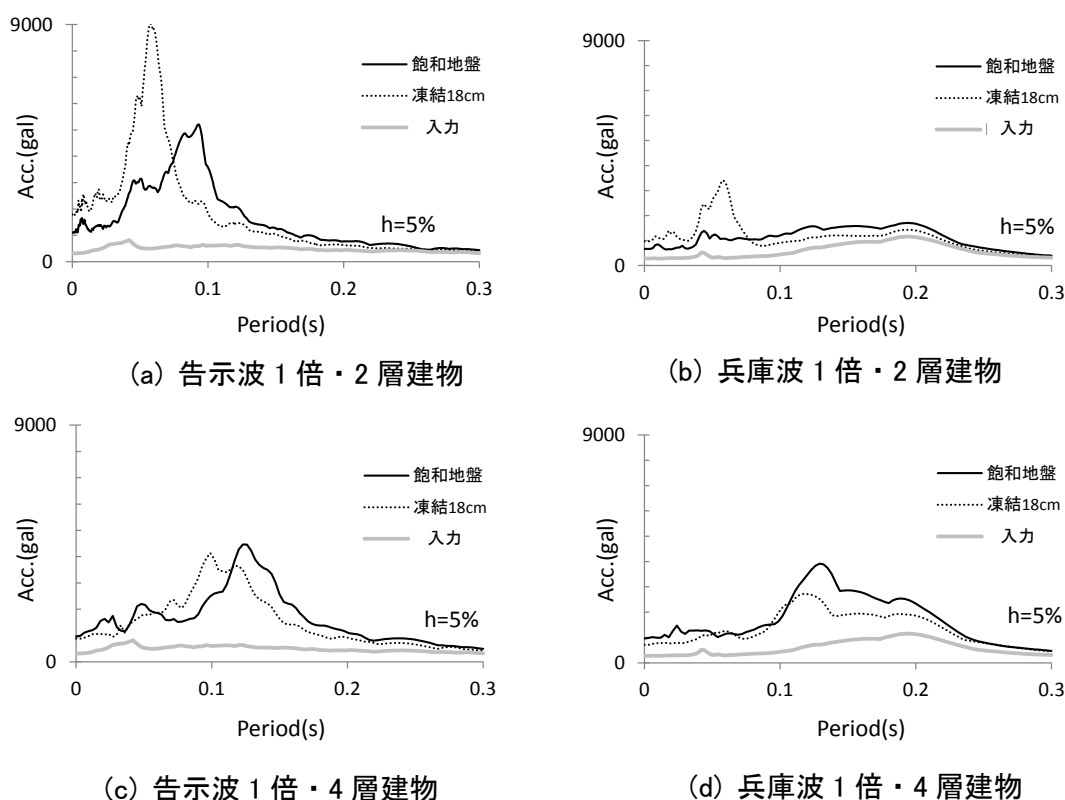


図 3.3.32 2 層と 4 層建物上部の加速度応答スペクトル

### 3.4 振動台実験のシミュレーション解析

振動台実験のシミュレーション解析は図 3.4.1 に示すように、2 つのステップに分けて行った。まず、飽和地盤のみと、凍結深さ 18cm の地盤の地盤系の解析を 1 次元の有効応力解析により行い、凍結土が地盤応答に与える影響を把握する。次に、3 次元 FEM を用いて、凍結地盤が建物の加速度応答と杭応力に及ぼす影響を検討する。この際、飽和地盤での過剰間隙水圧の上昇にともなう地盤剛性の低下を、等価な地盤物性として考慮する。

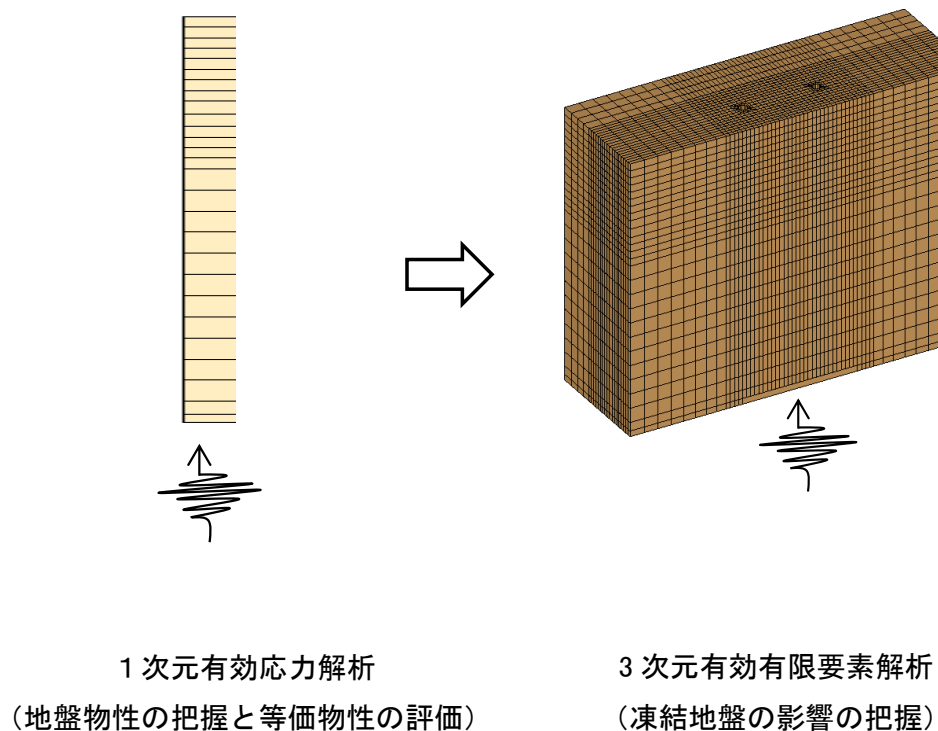


図 3.4.1 シミュレーション解析のステップのイメージ図



### 3.4.1 1次元有効応力解析

#### (1) 解析条件

地盤の1次元モデルを作成し、有効応力解析を行った。用いた有効応力解析法は、1次元成層地盤(土柱モデル)の地震応答解析を行うプログラムで、土の非線形モデルにHardin-Drnevich(HD)モデルを、過剰間隙水圧の発生に社本らのモデル<sup>3-9)</sup>を用いて、逐次非線形解析を行う。解析コードは重複反射理論に基づいたShakePRO<sup>3-10)</sup>を用いた。逐次非線形解析は、時間領域において土の非線形性を逐次考慮しながら地盤応答解析を計算する方法である。HDモデルのパラメータについて、規準せん断ひずみ $\gamma_{0.5}$ と最大減衰定数 $h_{max}$ は式3.4.1と式3.4.2規定されるモデルである。

$$G/G_o = 1/(1 + \gamma/\gamma_{0.5}) \quad 3.4.1$$

$$h = h_{max}(1 - G/G_o) \quad 3.4.2$$

ここで、 $G/G_o$ はせん断剛性比、 $h$ は減衰定数である。

また、規準せん断ひずみ $\gamma_{0.5}$ は $G/G_o = 0.5$ となる時のせん断ひずみである。解析に用いたH-Dモデルのパラメータ(規準せん断ひずみと最大減衰定数)は、以下の通りである。

砂質土：  $\gamma_{0.5} = 0.10\%$        $h_{max} = 21\%$

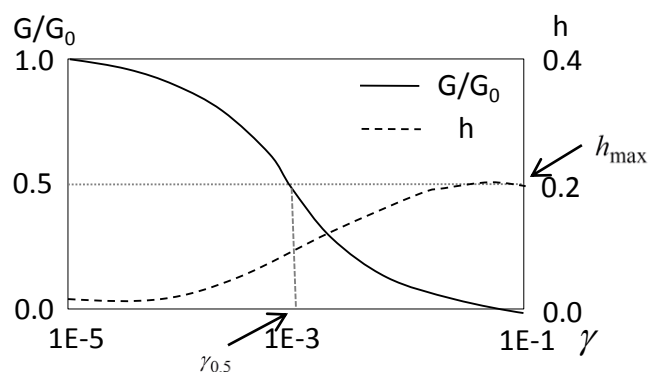


図 3.4.2 砂質土の非線形特性（ひずみ依存性）

地盤各層の S 波速度は、深さに応じて式 3.4.3 のような関係があるとし、0.1 倍と 1 倍地震波入力時の地盤増幅特性が適合するように係数  $\alpha$  を設定した。本解析では  $\alpha = 53$ 、 $\alpha = 67$  を設定した。係数を変化した理由として、時間軸を 1/5 倍した告示波と兵庫県南部地震波を入力地震動として繰り返し実験を行ったため、実験終了後では地表面が平均約 9.6mm 沈下し、このことで地盤が締め固められたと考えられるためである。

$$V_s = \alpha(H)^{1/4} \quad 3.4.3$$

ここで、 $V_s$  は S 波速度、 $H$  は地盤深さである。また、式 3.4.3 は式 3.4.4、式 3.4.5、式 3.4.6 により導出した。

$$G_0 = \rho_d \times V_s^2 \quad 3.4.4$$

$$\sigma_{m0} = \gamma \times H \quad 3.4.5$$

$$G_0 = A\{(2.17 - e)^2 / (1 + e)\}(\sigma_{m0})^{1/2} \quad 3.4.6$$

ここで、 $\rho_d$  は密度、 $\gamma$  は単位体積重量、 $H$  は地盤深さ、 $G_0$  は初期せん断剛性、 $\sigma_{m0}$  は初期平均有効応力である。

凍結地盤の物性は、表 3.4.1 に示した凍結土の一軸圧縮試験の結果を用いて、図 3.4.3 に示すように、地盤温度に依存する値として設定した。図 3.4.4 に、解析に用いた地盤の S 波速度の深さ方向の分布を示す。(a)は飽和地盤の場合、(b)は凍結地盤の場合である。

表 3.4.1 凍土の一軸圧縮試験結果

| 試料の状態                                | 養生温度-10℃ | 養生温度-5℃ | 養生温度-1℃ |
|--------------------------------------|----------|---------|---------|
| qu(kN/m <sup>2</sup> )               | 3770     | 3130    | 1620    |
| E <sub>50</sub> (MN/m <sup>2</sup> ) | 543      | 367     | 74.3    |

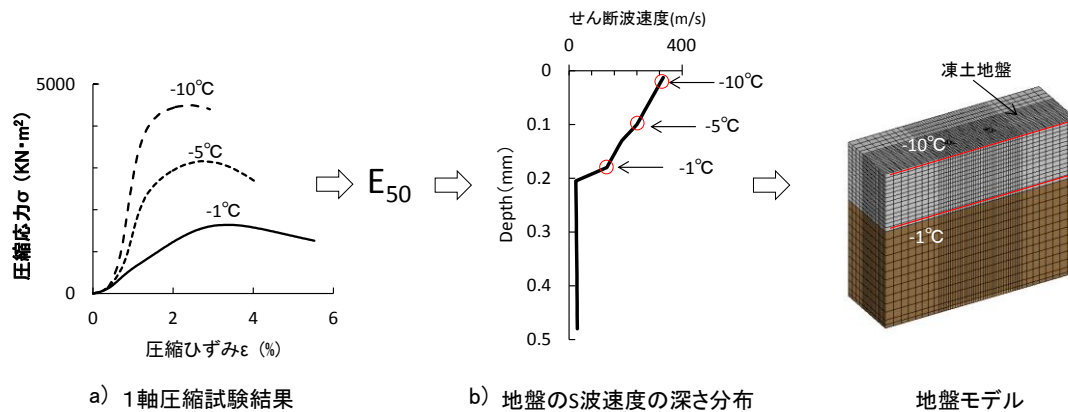


図 3.4.3 凍結地盤のせん断剛性の温度依存性

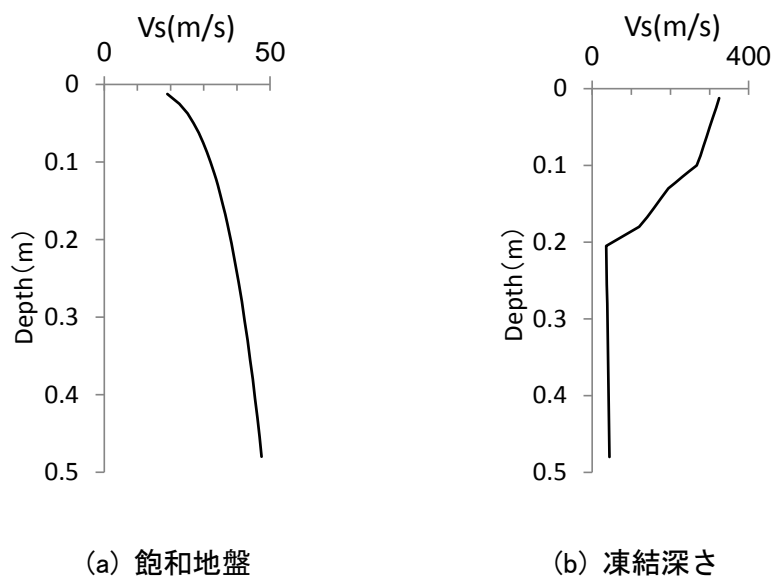


図 3.4.4 解析に用いた地盤の S 波速度の深さ分布

解析で用いる入力地震動には、振動台上で計測された加速度波形を用いた。なお、0.1 倍入力時には間隙水圧の上昇はほとんどないため全応力解析を行うこととした。1 倍入力時には有効応力解析を行った。地盤減衰にはレーリー型減衰を用いた。間隙水圧の上昇に関する液状化抵抗のパラメータについては、過剰間隙水圧の上昇量に合わせて等価繰り返し回数 20 に対して、液状化抵抗比は 0.7~0.9 とした。ここで設定した液状化抵抗比の値は、通常考えられている値よりも大きいものとなった。この理由として、前述

したように繰り返し行った加振により飽和砂の相対密度がかなり高くなったことや、低拘束圧下での実験のために、飽和砂の液状化抵抗が大きくなったこと等が考えられる(3-11)。

## (2) 解析結果

図 3.4.5 に、実験と解析による飽和地盤における地表面の加速度応答スペクトル ( $h=5\%$ ) の比較を示す。(a) は告示波 0.1 倍入力の場合、(b) は兵庫県南部地震波 0.1 倍入力の場合である。両地震波とも解析結果は実験値とほぼ一致しており、本解析で設定した地盤の物性値は妥当であることが確認できる。

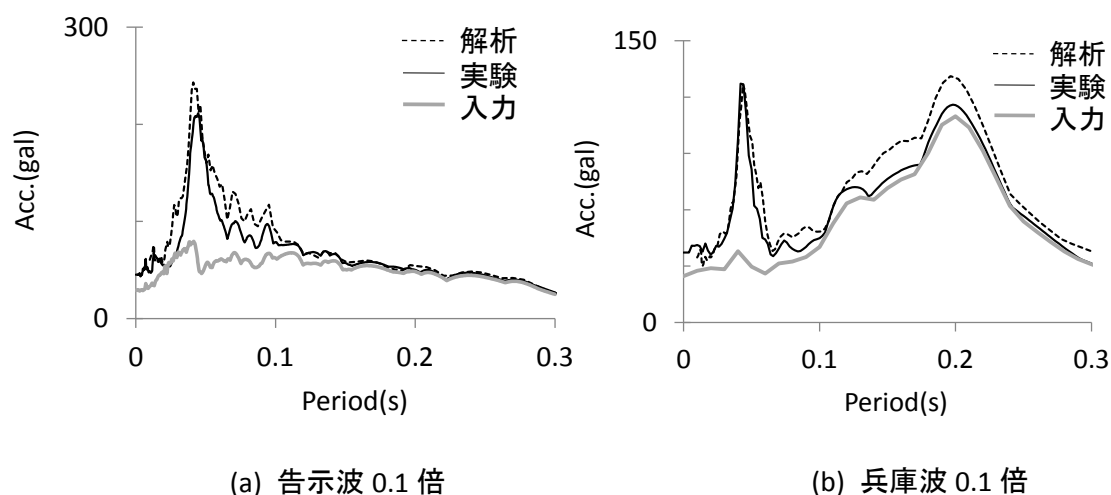


図 3.4.5 飽和地盤の場合地表面の加速度応答スペクトルの比較

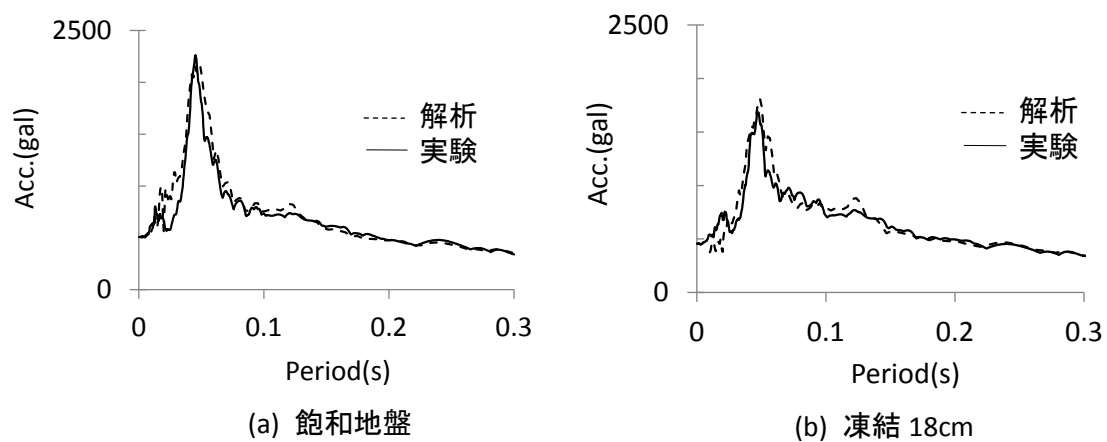


図 3.4.6 告示波 1 倍入力時地表面の加速度応答スペクトルの比較

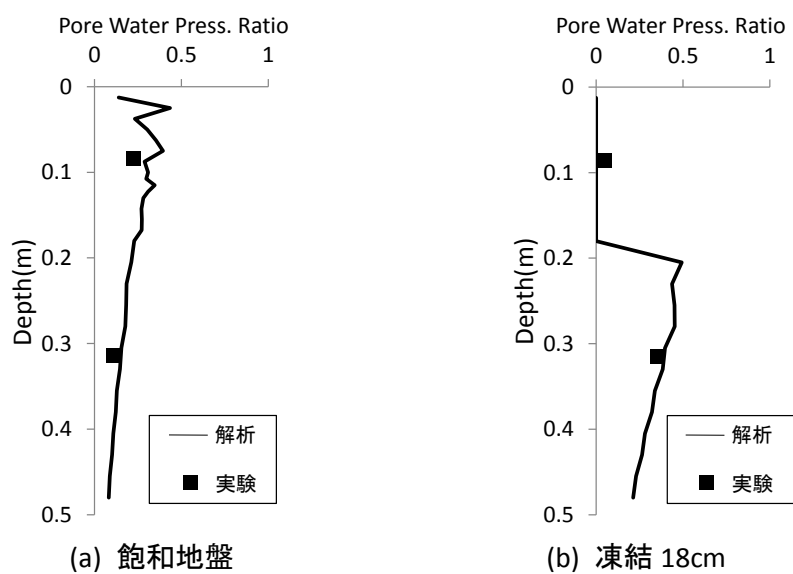


図 3.4.7 告示波 1 倍入力時過剰間隙水圧比の深さ分布

図 3.4.6 に、実験と解析による告示波 1 倍入力時の飽和地盤と凍結深さ 18cm 地盤の地表面の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。飽和地盤と凍結深さ 18cm の地盤とも、解析結果は実験結果とよく一致している。また、地盤凍結により地表面の応答がやや小さくなることも確認できる。

図 3.4.7 に過剰間隙水圧比の深さ分布を示す。a)は飽和地盤の場合、b)は凍結 18cm の場合である。両地盤とも解析結果はやや大きいが、間隙水圧上昇とよく対応している。図 3.4.8 に両地盤の地盤深さ 33cm の加速度応答スペクトルを示す。この図より、凍結地盤の飽和地盤内で地盤応答が大きくなっていることがわかる。このことから、表層の凍結により飽和地盤の層厚が薄くなり地盤増幅が大きくなったことや、凍結層で間隙水の消散が抑えられ、飽和地盤内の間隙水圧の上昇量が大きくなったと考えられる。

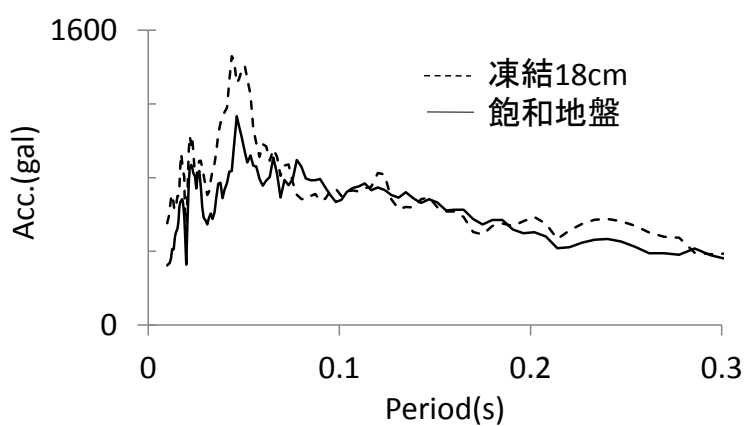


図 3.4.8 告示波 1 倍入力時深さ 33cm 位置の加速度応答スペクトル

### 3.4.2 3次元有限要素法によるシミュレーション解析

3次元有限要素法によるシミュレーション解析では、2層建物モデルに告示波が入力した場合を対象として、各部の応答について検討する。

#### (1) 地盤物性のモデル化

図 3.4.9 に地盤物性の設定手順を示す。小加振時 1次元全応力解析により実験結果の地盤増幅特性と適合するように、地盤各層の S 波速度を決定する。一方、大加振の時、3次元 FEM 解析では、過剰間隙水圧の上昇量も小さいため、有効応力の低下による地盤剛性の低減を等価地盤物性として評価することにより行った。

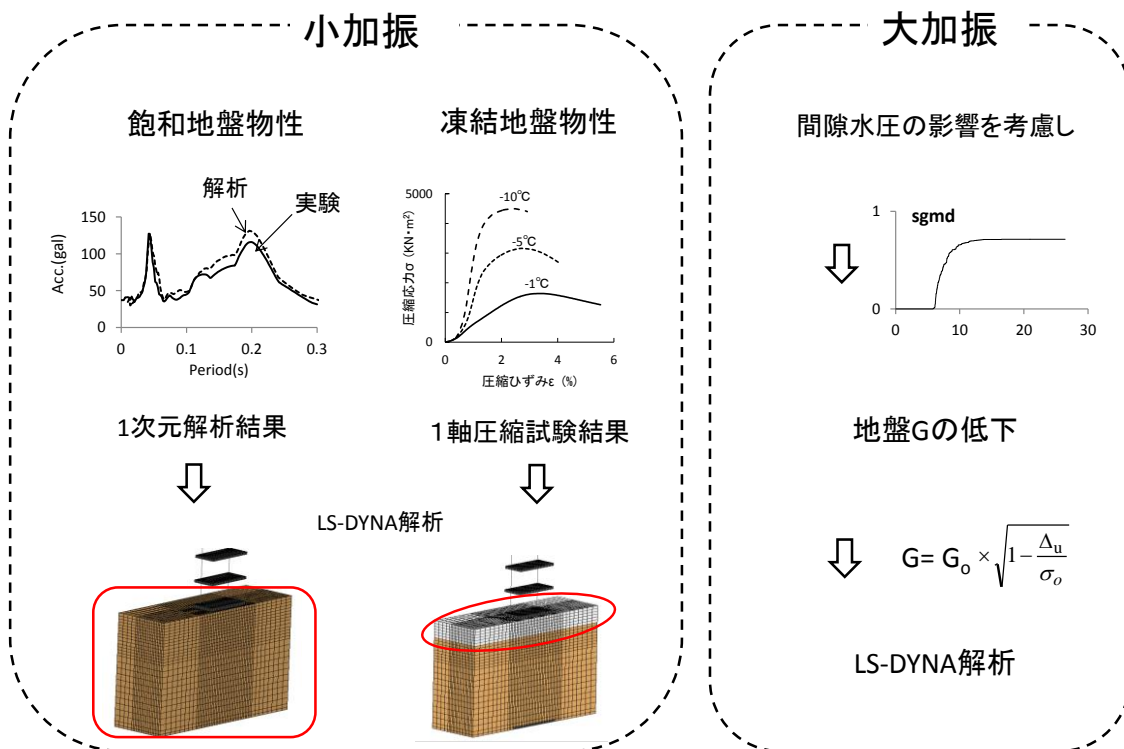


図 3.4.9 解析における地盤物性を決める手順

具体的には、まず 1 次元有効応力解析で得られた有効応力の低減を考慮するため、間隙水圧が上昇した層での等価せん断剛性  $G'$  を式 3.4.7 により評価した。なお、低減率  $\beta$  は、各深さで得られた最大過剰間隙水圧比  $u_{\max}$  を用いて式 3.4.8 により算出した。

$$G' = G_0 \times \beta \quad 3.4.7$$

$$\beta = \sqrt{1 - u_{\max} / \sigma'_0} \quad 3.4.8$$

ここで、 $G'$  は地盤等価せん断剛性、 $G_0$  は地盤初期剛性、 $\beta$  は低減率、 $\sigma'_0$  は初期有効応力、 $u_{\max}$  は最大過剰間隙水圧比である

図 3.4.10 に、告示波 1 倍入力時の飽和地盤と凍結深さ 18cm の地盤の等価せん断剛性を、初期せん断剛性と比較して示す。両地盤とも過剰間隙水圧の上昇量が小さいため地盤剛性の差は小さい。また、ポアソン比は飽和地盤と凍結地盤とも同じ 0.4 とし、地盤の塑性条件は Mohr-Coulomb 条件<sup>3-12)</sup>とした。

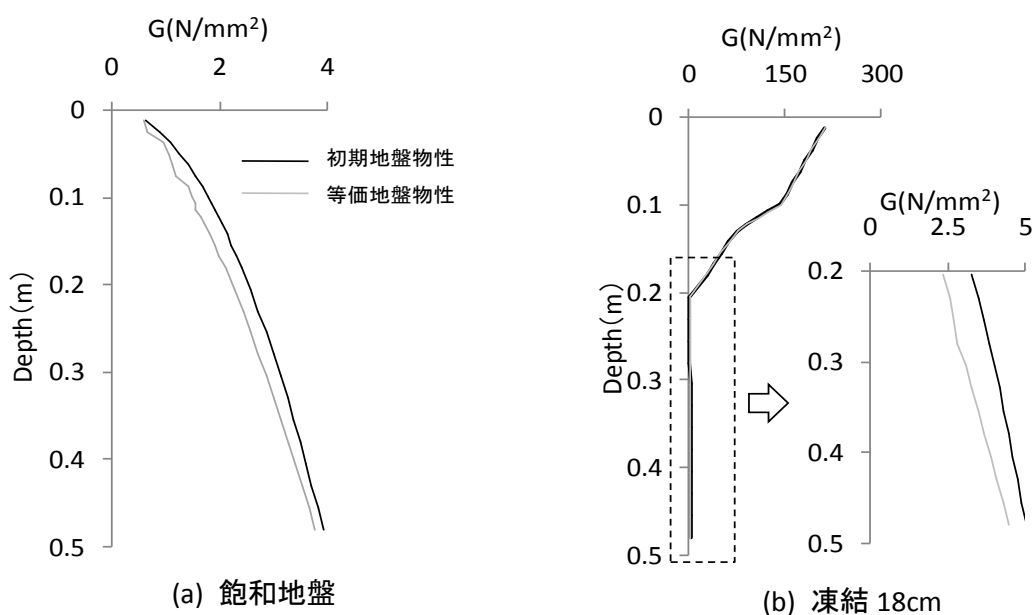


図 3.4.10 等価地盤剛性の深さ分布（告示波 1 倍）



## (2) 3D-FEM 解析モデル

3次元 FEM 解析は、汎用プログラム LS-DYNA<sup>3-13)</sup>を用いて行った。LS-DYNA は陽解法に特化したプログラムであり、動的接触問題に対して有効な解析ツールである。

解析モデルの全体図を図 3.4.11 に、解析諸元を表 3.4.2 に示す。解析モデルは対称条件を考慮した 1/2 モデルとし、上部構造と地盤の大きさは模型実験の大きさと同じとする。建物上部および基礎はソリッド要素で剛体としてモデル化し、柱(板バネ)はビーム要素で弾性体としてモデル化した。ビーム要素のヤング係数は実験モデルの固有振動数と合うように設定した。建物上部と基礎の密度は、実験モデルの重量に合わせて設定した。

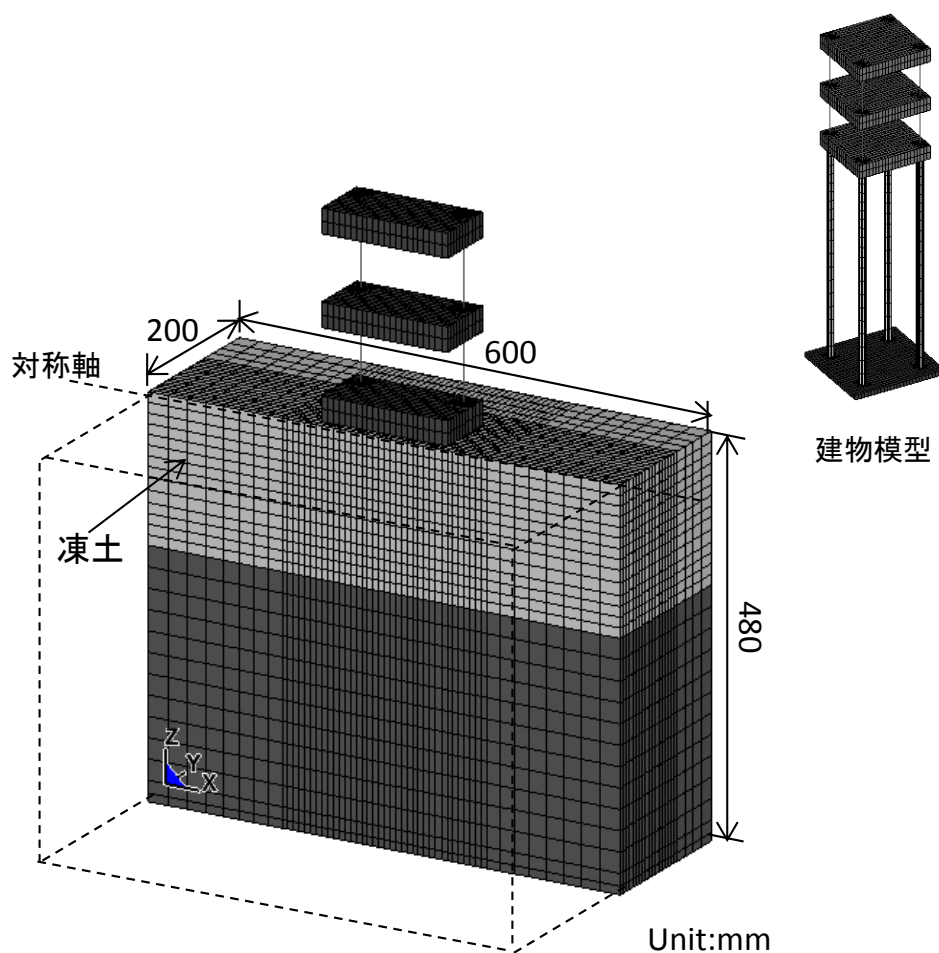


図 3.4.11 凍結地盤の FEM 解析モデル (1/2 モデル)

表 3.4.2 解析諸元

|     | 密度(g/cm <sup>2</sup> ) | ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> ) | 材料モデル      |
|-----|------------------------|---------------------------|------------|
| 建物  | 7.8                    | 205000                    | 剛体 (鉄)     |
| 柱   | 1.2                    | 3325                      | 弾性体 (アクリル) |
| 杭   | 1.2                    | 3325                      | 弾性体 (アクリル) |
| 地盤  | 2.0                    | 3~11                      | 弾塑性体       |
| 凍結層 | 2.0                    | 596~29                    | 弾性体        |

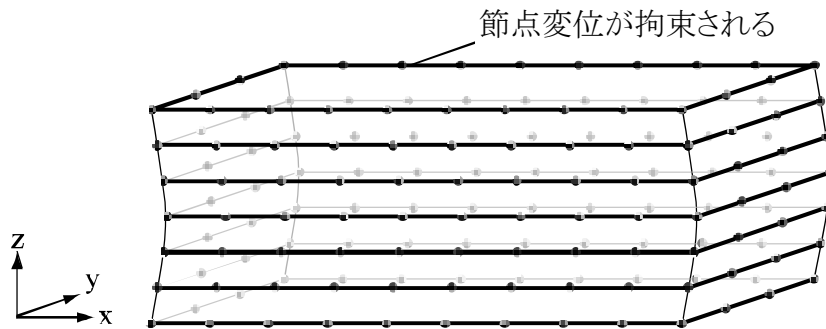


図 3.4.12 地盤の境界条件

地盤モデルの底面境界は固定条件とし、せん断土槽の特徴を再現するために、地盤外周の節点を図 3.4.12 のように深さが等しい節点の  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向の変位が同一となるような拘束条件を設定した。せん断土槽のフレーム質量は地盤の約 8% であり、地盤および連成系の固有周期に及ぼす影響は小さいため無視した。杭は、シェル要素でモデル化し弾性体とした。杭径は実験モデルと同じ 15mm とし、シェル要素の厚さは 0.6mm としモデル化した。杭の曲げ剛性は、実験モデルの曲げ剛性と等しくなるようにシェル要素のヤング係数を設定した。なお、杭・地盤間にはすべり・剥離・再接触を考慮した接触条件を与えた。また、構造減衰として、地盤および上部構造の 1 次固有振動数に対して質量比例型減衰でそれぞれ 8%、3.5% を設定した。これらの値は 0.1 倍入力時のシミュレーション解析の結果から設定したものである。

また、今回のシミュレーション解析では、2 章と同じように解析モデルに重力加速度を作用させている。その際、LS-DYNA で用いられている陽解法では、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となり、高周波振動を励起してしまう。そのため、図 3.4.13 に示すように徐々に重力を載荷し擬似的な静的釣り合いを作ってから地震動を入力する。入力地震動は、先ほど記述した重力加速度の振動が収まってから入力する。

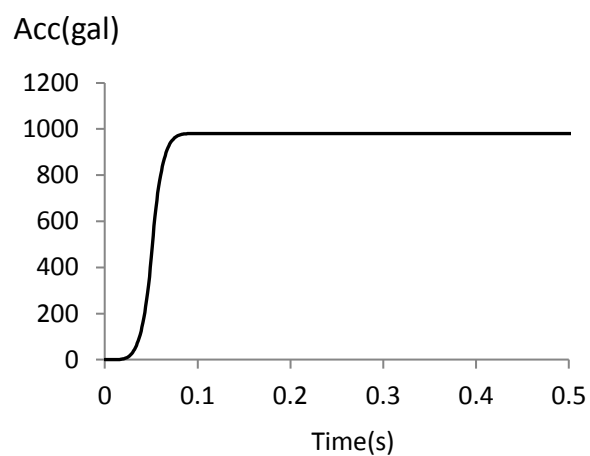


図 3.4.13 重量加速度

### (3) 実験結果と解析結果の比較

図 3.4.14 に、告示波 0.1 倍と 1 倍入力時の地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。(a)～(d)は飽和地盤の場合、(e)～(h)は凍結深さ 18cm の地盤の場合である。図に示すように、飽和地盤の場合は、0.1 倍と 1 倍入力の時はともに地表面の応答は解析結果がやや大きい、建物上部の応答は両結果ともよく一致する。凍結深さ 18cm の地盤の場合では、0.1 倍入力の地表面と建物の応答振幅でやや差があるが、凍土地盤の影響により応答の変化が捉えられている。

1 倍入力の場合は、建物上部の応答については解析結果と実験結果はほぼ一致するが、地表面応答については差が見られる。この原因として、解析結果では建物が地表面応答に影響しているためであり、凍土地盤のモデル化に課題を残している。

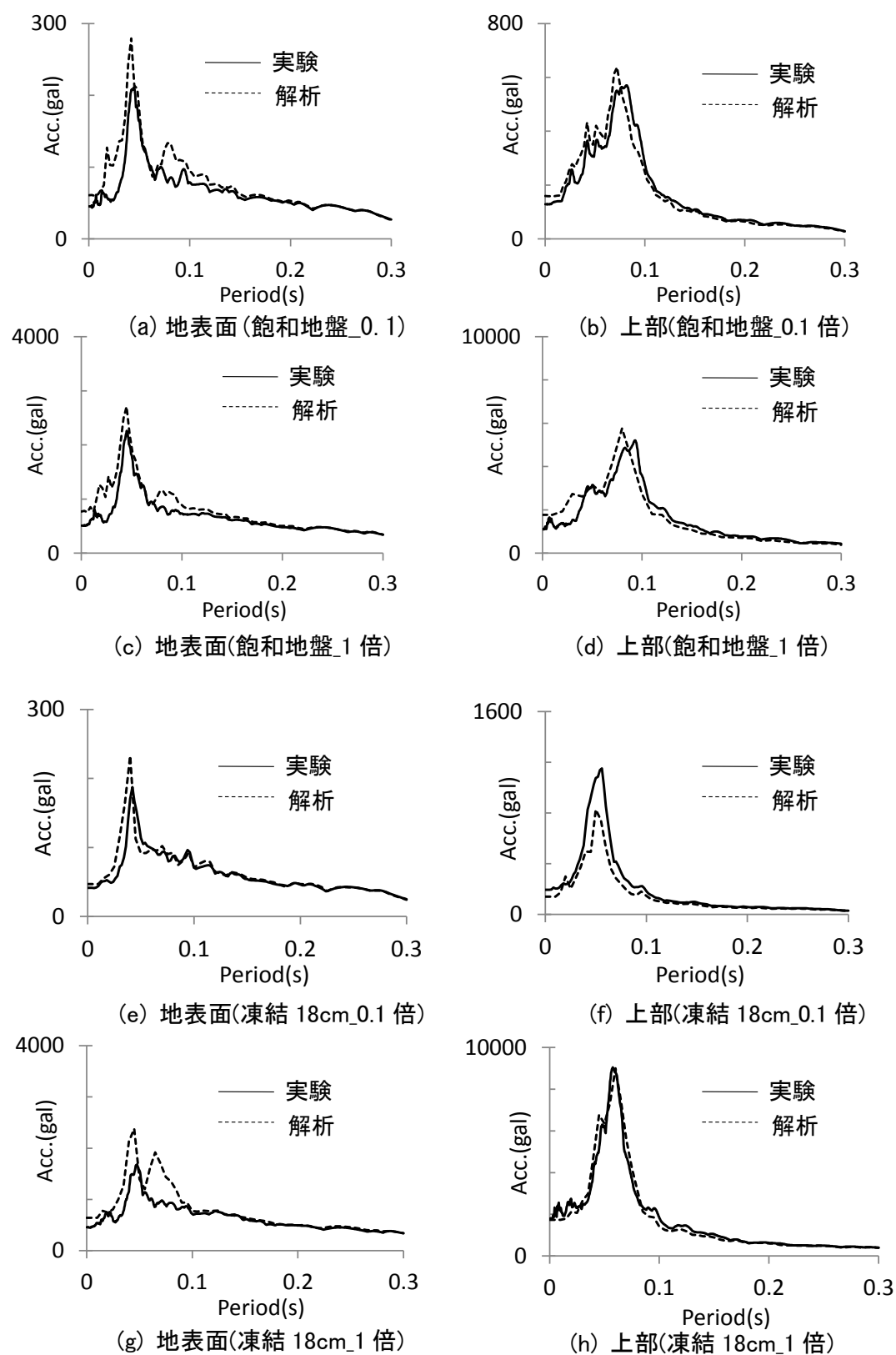
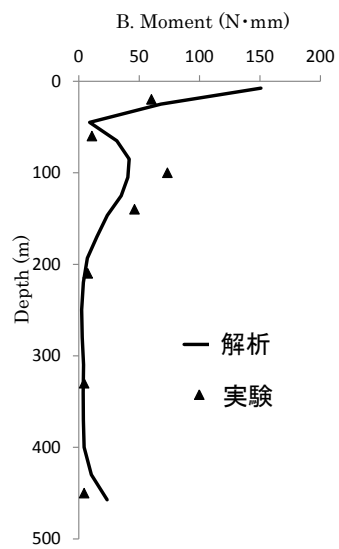


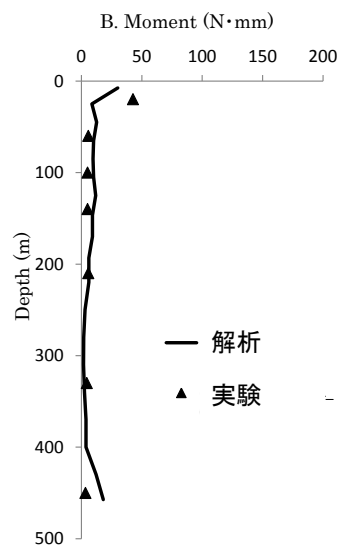
図 3.4.14 2 層建物の場合告示波入力の時地表面と建物上部の  
加速度応答スペクトル ( $\eta=5\%$ )

図 3.4.15 に、告示波 0.1 倍と 1 倍入力時の、飽和地盤と凍結深さ 18cm の地盤の杭の最大曲げモーメント分布を示す。飽和地盤の場合、地中部の曲げモーメントは解析結果がやや小さいが、杭頭位置での曲げモーメントが大きくなることなど、モーメントの分布形状はよく対応している。凍結地盤の場合は、実験結果とほぼ一致し、地盤凍結により杭の曲げモーメントの低減が大きく、凍結層下側において曲げモーメントが大きくなる傾向を再現できている。なお、杭先端部において解析結果の曲げモーメントが大きくなるが、これは実験では杭先端をせん断土槽底板の鉄板上に載せて設置していたが、解析ではモデル化する上で、杭先端のシェル要素と鉄板の節点を共有したモデルとしたためである。

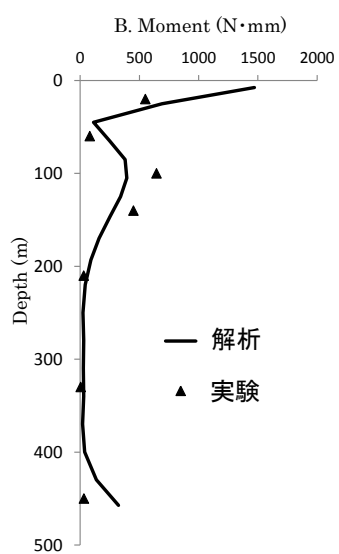
以上のように、3 次元 FEM の解析結果は凍結地盤と杭－建物応答の振幅でやや差が見られるが、地盤の凍結による建物の応答特性を概ね捉えており、凍土の地盤物性評価や今回行った実験程度の過剰間隙水圧の上昇にともなう等価地盤物性の評価法の有効性を示すことができた。



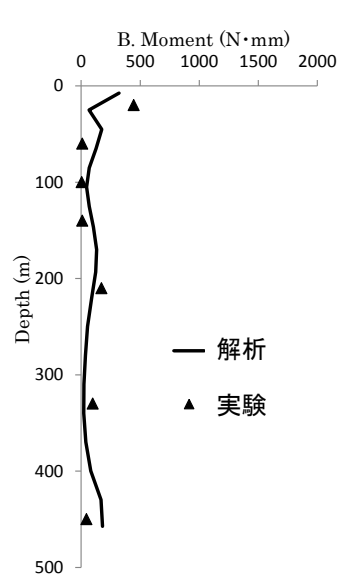
(a) 飽和地盤\_0.1 倍



(b) 凍結 18cm\_0.1 倍



(c) 飽和地盤\_1 倍



(d) 凍結 18cm\_1 倍

図 3.4.15 2 層建物の場合告示波入力の時杭の最大曲げモーメント分布

### 3.5 まとめ

本研究では飽和地盤と凍結地盤に設置した杭基礎建物模型の地震時の挙動について振動台実験と解析的検討から、凍結地盤が杭―建物の地震応答に与える影響を把握した。得られた知見を以下に示す。

飽和地盤では、地震入力により地盤全層で過剰間隙水圧が上昇するが、表層に凍結層がある場合には凍結層で過剰間隙水圧の上昇が抑えられ、逆に下部にある未凍結の飽和地盤で過剰間隙水圧の上昇量が大きくなる。

本実験モデルのように密な飽和地盤で凍結層がある場合では、表層部の凍結が深くなるほど地表面の加速度応答が小さくなる傾向を示す。地盤の増幅特性については飽和地盤と凍結層がある地盤で差が見られるが、その差は小さく、凍結層が地盤の応答性状に与える影響はそれ程大きくない。

飽和地盤に比べ凍結地盤では凍土層の剛性が大きくなるため、相互作用効果が小さくなり建物応答は大きくなる。また、本実験モデルの 2 層建物のように比較的剛な建物では、凍結地盤の影響で相互作用効果が期待できなくなり凍結地盤の卓越振動数と建物の固有振動数が近くなると、建物応答が増幅する可能性がある。

飽和地盤では杭頭と地中部で杭の曲げモーメントが大きくなる分布となるが、凍結層では杭の曲げモーメントの低減が大きい。また、凍結層の下部地盤で曲げモーメントがやや大きくなる。

凍土の地盤物性を考慮して、過剰間隙水圧の上昇にともなう等価地盤剛性を用いた 3 次元 FEM 解析からも、凍結地盤の応答性状と、相互作用効果が小さくなることにより建物応答が大きくなることが確認できた。また、凍結層において杭応力が大幅に抑制されることもシミュレーションできた。

なお、本実験は、重力場での実験であり、相対密度が高い密な飽和砂地盤で、過剰間隙水圧の上昇もあまり大きくない条件であった。実地盤モデルや緩い砂地盤を対象とした地盤条件については、今後の課題としたい。



【参考文献(第3章)】:

- 3-1) 木下誠一: 地球と火星の影響凍土, 惑星地質ニュース, Vol.15, No.3, pp25-36, 1993.9
- 3-2) Gao Yunxue, Yang Yucheng, Tan Yingkai: Earthquake damage to brick buildings and its mitigation in cold region International Symposium on Cold Region Development, Harbin, China, pp1-8, 1988.2
- 3-3) 鈴木輝之: 地盤凍上力と構造物の被害対策, 地盤工学会北海道支部技術報告集(44): pp117-122, 2006.12
- 3-4) Zhaohui Yang, Utpal Dutta, Feng Xiong et al: Seasonal frost effects on the dynamic behavior of a twenty-story office building, Cold Regions Science and Technology, Vol51, pp76-84, 2008.1
- 3-5) 高志勤, 生頼孝博, 山本英夫: 砂凍土の一軸圧縮強さに関する実験の研究, 土木学会論文報告集, 第302号, pp79-88, 1980.10
- 3-6) Xu Xueyan, Zhong Congli, Chen Yaming et al: Research on dynamic characters of frozen soil and determination of its parameters, Chinese Journal of Geotechnical Engineering, pp71-81, 1998.9
- 3-7) 地盤工学会: 土質試験の方法と解説, 2000
- 3-8) 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, No.511, pp77-84, 1998.9
- 3-9) 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集, 第433号, pp113-119, 1992.3
- 3-10) 山崎久雄, 中川佳久, 宮本裕司: H-D パラメータによる応力-歪モデルを用いた1次元有効応力解析, その1, 観測記録による検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp387-388, 2014.9
- 3-11) 田中智広, 安田進, 直井賢治: 種々の珪砂の低拘束圧下における液状化および液状化後の変形挙動, 第30回土木学会地震工学研究発表会論文集, 2-0013, 2009.10
- 3-12) 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, 日本建築構造系論文集, No.661, pp491-498, 2011.3
- 3-13) LS-DYNA Version 971 User's Manual Volume II, 2007.6

## 第4章 凍結地盤における実大建物モデルの地震応答特性

### 4.1 はじめに

積雪寒冷という特殊な気象環境下にあり、冬季に凍結が想定される地盤では、季節により構造物の挙動が大きく変動することが懸念されている。寒冷地設計規準により、凍上、凍害の防止を考慮するため、建築物の基礎は凍結深度以下とする規準があるが、耐震設計規準の中に、凍土地盤の影響をどのように考えるかについての知見は乏しいのが現状である。このため、厳寒地における凍結地盤の特性を考慮した構造物の耐震性能評価および地震被害推定などに関する研究が必要となっている。その第一歩として、冬時の地盤物性を調査し、その物性値を用いて地盤凍結時の地震時の構造物の挙動について検討する。

日本の北部にある北海道は、冬期では $-20^{\circ}\text{C}$ を下回る、寒さのために、北海道の土は冬期間凍結する。特に寒さが厳しい道東地域では、降雪が少ないこともあり、凍結深度が深い地域が広く分布している。帯広市の最大凍結深さは1mである。木下ら<sup>4-1)</sup>は、メチレンブルーによる凍結深測器を北海道全域に多数設置し、積雪のない条件での地盤凍結深分布図を作製している（図4.1.1）。これによれば、札幌近辺で40cm、道東の最深部で80cmとなっている。また、北海道では、冬季に釧路沖地震などの被害地震が発生しており、凍土地盤が地震被害に与えた影響や液状化発生の抑制に影響したという報告<sup>4-2)</sup>があるが、真相は明らかとなっていない。

一方、中国では、図4.1.2<sup>4-3)</sup>に示すように、全国の68.6%は凍土地域（永久凍土と季

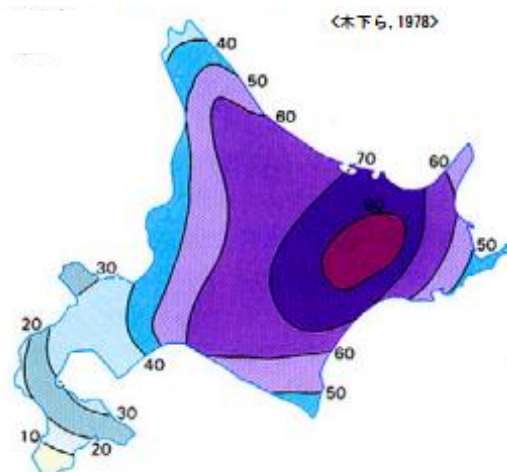


図4.1.1 昭和49～50年冬期における最大凍結深の分布<sup>4-1)</sup> (cm)

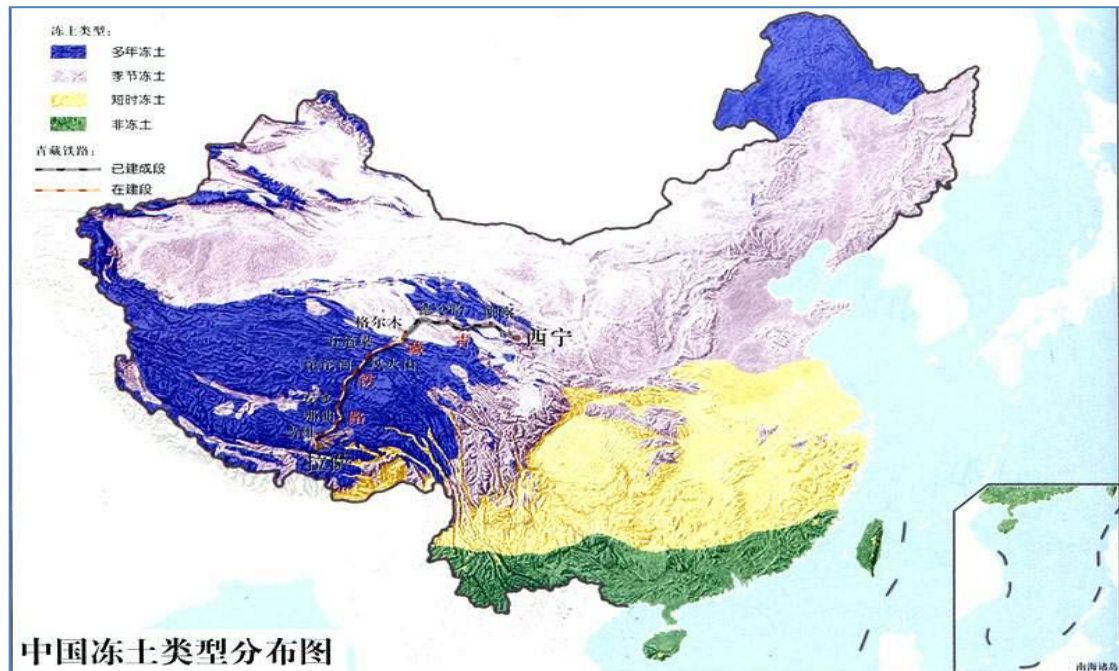


図 4.1.2 中国の凍土分布 <sup>4-3)</sup>

節性凍土) で <sup>4-4)</sup>、その半分は地震活動域に存在する。近年の地震被害調査と研究によって、地盤が凍結することによって、建物の固有振動数は 4%～50%の広範囲に変動し <sup>4-5)</sup>、凍土地盤が建築構造の動的特性に影響が大きいことが確認された。

3 章では縮尺模型の振動台実験を行い、凍土が地盤と建物の地震応答に与える影響を分析した。ただし、縮尺模型の重力場 (1g) での振動台実験は相似則を満たすことが難しく、また、実大模型の振動台実験は建物と凍結地盤の大規模模型の製作が困難であり、実規模の加振力を与えての実験も難しく、3 次元有限要素解析により実大モデルの数値シミュレーションが有力な評価手法である。

以上の背景を踏まえ、本章では、3 章で妥当性が確認できた 3 次元有限要素解析により、中国と日本の寒冷地での代表的な凍結地盤と建物を対象としたモデルを用いて、凍土地盤の応答特性や構造物の地震応答に与える影響を明らかにする。

## 4.2 日本の地盤における実大建物の地震応答特性

本節では、6階建ての鉄筋コンクリート造集合住宅を対象とした、3次元有限要素解析により出来るだけ正確にモデル化した凍結地盤－建物連成系モデルを用いた地震応答解析を実施し、凍結地盤の応答特性と建物に与える影響を考察した。

### 4.2.1 対象地盤と建物の概要<sup>4-6)</sup>

本解析で用いた対象建物は、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4.2.1、図4.2.2に示す。対象建物はA棟とB棟の2軸で構成されている。A棟と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スパンおよび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、杭基礎はフーチング1個あたり2～4本の杭からなる群杭である。その支持層はG.L.-10mの洪積砂礫層である。今回の解析では、A棟のみ対象とした。

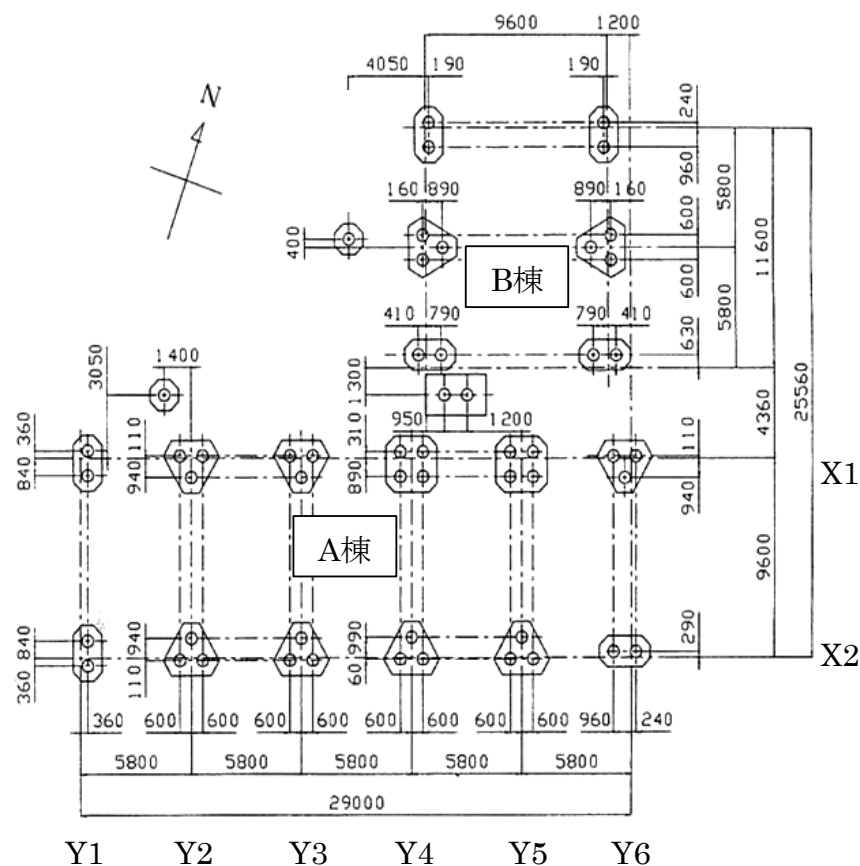


図 4.2.1 基礎伏図

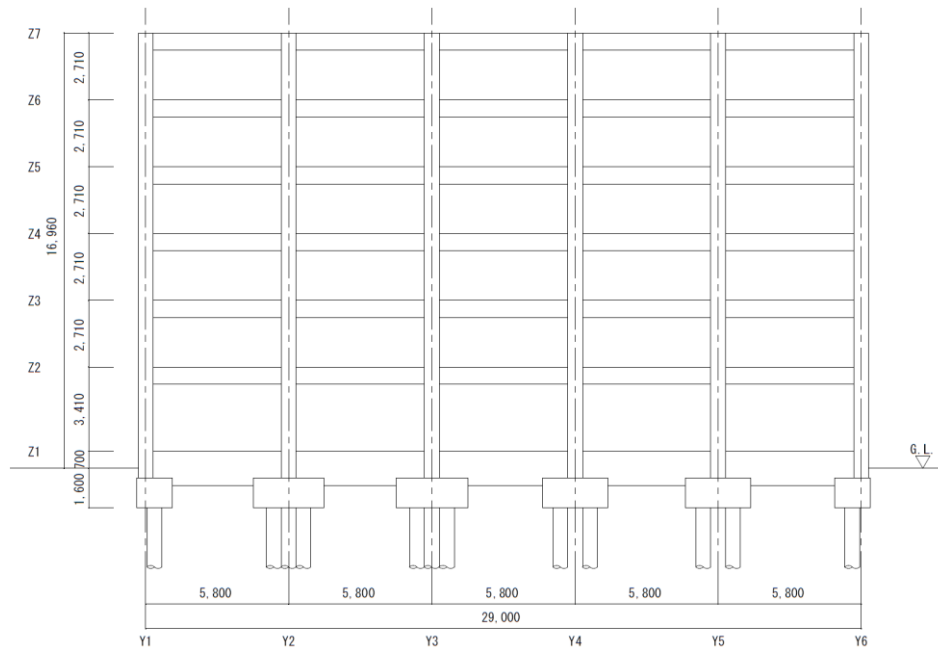


図 4.2.2 A 棟 X1 通り軸組図

A 棟建物については、平面規模は 29m×9.6m の地上 6 層、地下なしの対称的な集合住宅である。標準階高は 2.7m、軒高は 16.9m である。

また、今回の解析では、群杭効果と建物のねじれ挙動を考慮せず、シンプルなモデルとして、杭種を建設当時の PHC 杭から径 1400mm の場所打ちコンクリート杭に変更した。図 4.2.3 に本解析で用いた杭種を場所打ち杭に変更した基礎構造を示す。変更した場所打ち杭の主筋は SD345 とし、主筋の配筋は表 4.2.1 に示すものを用いる。杭のコンクリート強度は 24N/mm<sup>2</sup> とし、コンクリートのかぶり厚は 150mm とする。

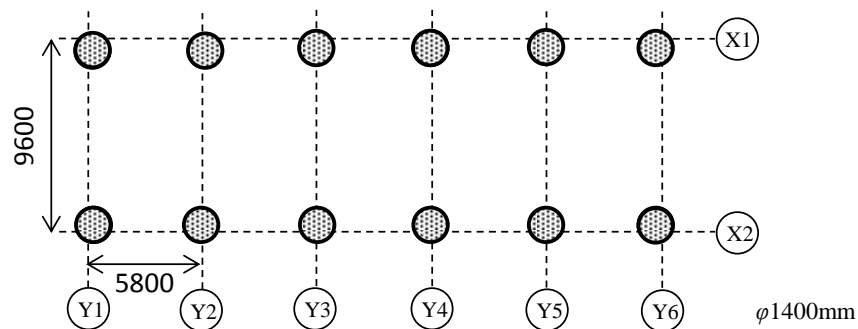


図 4.2.3 本解析で用いた杭種を場所打ちコンクリート杭に変更した基礎構造

表 4.2.1 場所打ちコンクリート杭の配筋

| 杭径       | 配筋     |
|----------|--------|
| φ 1400mm | 28_D25 |

表 4.2.2、表 4.2.3 に敷地地盤の N 値および敷地近傍で実施された PS 検層の結果を示す。図 4.2.4 に示すように敷地地盤は GL-6m までは埋土層もしくは沖積層で、それ以深は洪積層である。GL-10m からは支持層となる砂礫層が続いている。

表 4.2.2 敷地地盤の N 値

| depth (m) | N-value |
|-----------|---------|
| -1.3      | 10      |
| -2.3      | 10      |
| -3.3      | 15      |
| -4.3      | 10      |
| -5.3      | 4       |
| -6.3      | 45      |
| -7.3      | 15      |
| -8.3      | 12      |
| -9.3      | 15      |
| -10.3     | 60      |
| -11.3     | 60      |

表 4.2.3 敷地地盤のせん断波速度と密度

| depth (m) | Vs (m/s) | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) |
|-----------|----------|----------------------------|
| 0         | 80       | 1.8                        |
| -2        | 80       | 1.8                        |
| -2        | 110      | 1.7                        |
| -5        | 110      | 1.7                        |
| -5        | 250      | 1.8                        |
| -10       | 250      | 1.8                        |
| -10       | 450      | 2                          |
| -11       | 450      | 2                          |

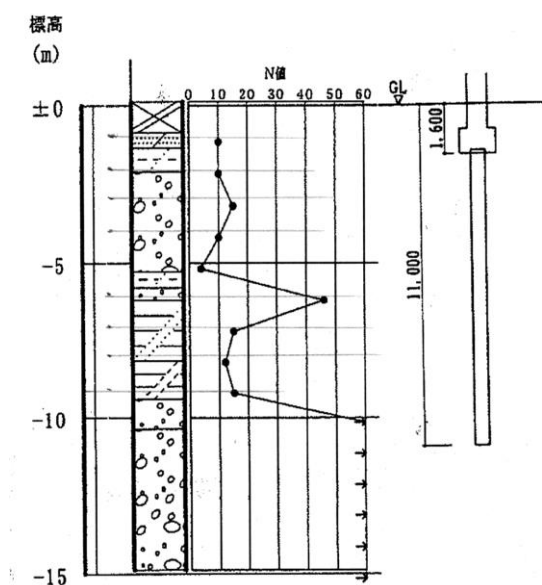


図 4.2.4 敷地地盤の物性

## 4.2.2 一次元解析による敷地地盤応答解析

### (1) 解析条件

本節では、対象建物が立地する表層地盤の地震応答性状について検討する。地盤模型は、凍結 0m（飽和地盤）と凍結 3m、凍結 5cm の 3 ケースである。

解析コードは 3 章と同じように、重複反射理論に基づいた ShakePRO<sup>4,7)</sup>を用いて、逐次非線形解析を行っている。ShakePRO は 1 次元成層地盤モデルの地震応答解析を行うプログラムで、全応力解析と有効応力解析が実行できる、実用的なプログラムである。

表層地盤の N 値、せん断波速度  $V_s$  および密度  $\rho$  は、表 4.2.3、表 4.2.4 に示すように設定する。なお、工学的基盤は  $V_s=450\text{m/s}$  程度の弾性体とする。要素分割は表層地盤の各層を 4 つに分割している。せん断弾性係数  $G$  は、弾性波動論に基づき式 4.2.1 を用いて算出した。

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad 4.2.1$$

内部摩擦角  $\theta$  は、岸田ら<sup>4,8)</sup>による式 4.2.2 を用いて算出した。

$$\theta = \sqrt{8(N-4)} + 25 (^{\circ}) \leq 45^{\circ} \quad 4.2.2$$

表層地盤は非線形特性を考慮し、Hardin-Drnevich モデル（以後、H-D モデル）を適用する。H-D モデルのパラメータである規準せん断ひずみ  $\gamma_{0.5}$  と最大減衰定数  $h_{\max}$  は、式 4.2.3 と式 4.2.4 で設定した。

$$G/G_o = 1/(1+\gamma/\gamma_{0.5}) \quad 4.2.3$$

$$h = h_{\max} (1 - G/G_o) \quad 4.2.4$$

ここで、 $G/G_o$  はせん断剛性比、 $G_o$  は初期剛性、 $h$  は減衰定数である、

また、規準せん断ひずみ  $\gamma_{0.5}$  は  $G/G_o = 0.5$  でのせん断ひずみである。解析に用いた H-D モデル(図 4.2.5)の規準せん断ひずみと最大減衰定数は、それぞれ  $\gamma_{0.5} = 0.10\%$ 、 $h_{\max} = 21\%$  である。

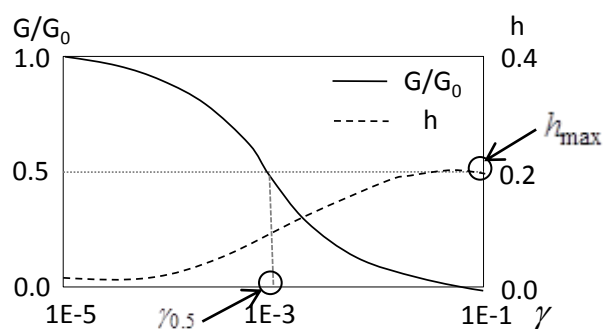


図 4.2.5 砂質土の非線形特性（ひずみ依存性）

図 4.2.6 に、解析に用いた地盤の S 波速度の深さ方向の分布を示す。図 4.2.6(a)は凍結 0m の場合、(b)は凍結 3m の場合、(c)は凍結 5m の場合である。なお、凍結地盤の物性は、表 4.2.4 に示す北海道の釧路にある河川橋架位置近傍で実施された PS 検層<sup>4-8)</sup>の結果を参考にして、地盤の温度差に応じて図 4.2.6 に示したように設定しました。

表 4.2.4 凍結地盤の物性値

|                   | 平温時         | 凍結時         | 凍結/平温   |
|-------------------|-------------|-------------|---------|
| 密度( $t/m^3$ )     | 1.7         | 1.7         | 1       |
| ポアソン比 $\nu$       | 0.281~0.395 | 0.452~0.456 | 1.2~1.6 |
| S波速度 $V_s(m/s)$   | 120~160     | 710         | 4~6     |
| P波速度 $V_p(m/s)$   | 220~360     | 2400~2500   | 7~11    |
| せん断剛性( $KN/m^2$ ) | 24480~43520 | 856970      | 20~35   |

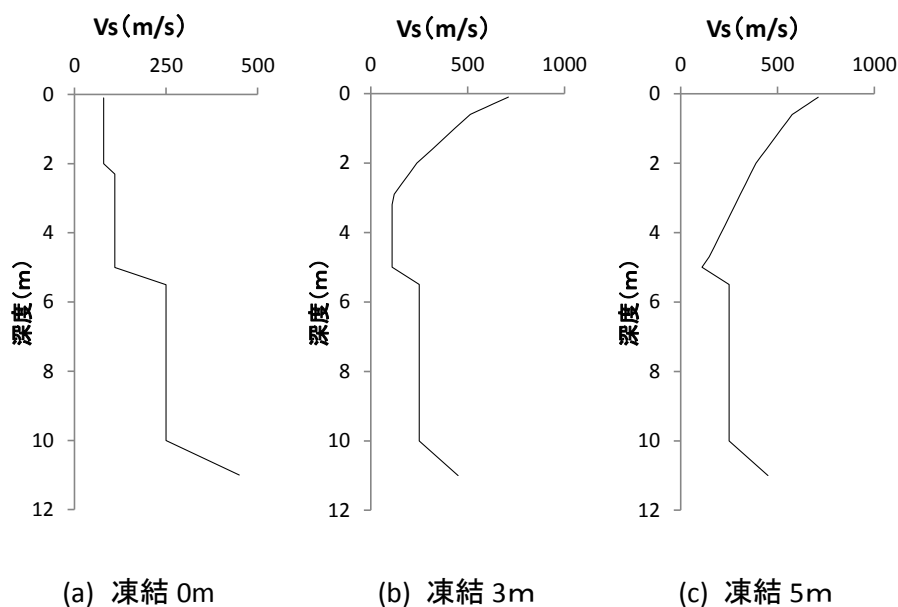


図 4.2.6 地盤の S 波速度の深さ方向の分布



入力地震動は、図 4.2.7 に示す最大加速度 396gal の極めて稀な地震動レベルの告示波(乱数位相)とした。検討対象とする解析ケースを表 4.2.5 に示す。

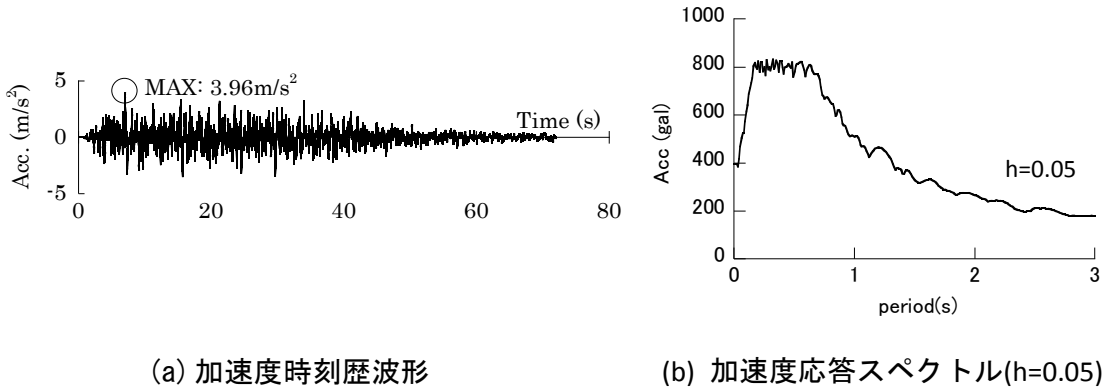


図 4.2.7 入力地震動告示波(告示波\_乱数位相)

表 4.2.5 解析ケース

| 解析条件  | 凍結深さ | 入力倍率 |
|-------|------|------|
| 全応力解析 | 凍結0m | 0.2倍 |
|       |      | 1.0倍 |
|       | 凍結3m | 0.2倍 |
|       |      | 1.0倍 |
|       | 凍結5m | 0.2倍 |
|       |      | 1.0倍 |

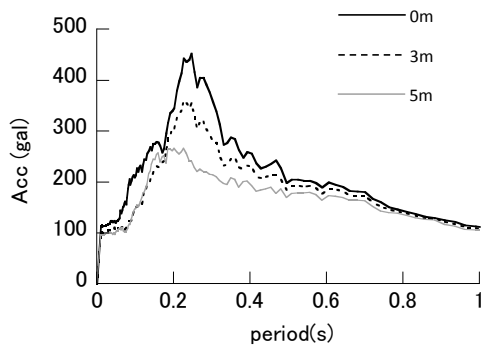
## (2) 解析結果

凍結深さ 0m、3m、5m の場合の地盤応答結果として、図 4.2.8 に地表面の加速度応答スペクトル、図 4.2.9 に地表面の最大加速度と凍結深さの関係を示す。図中の(a)は告示波 0.2 倍入力の場合、(b)は告示波 1 倍入力の場合である。

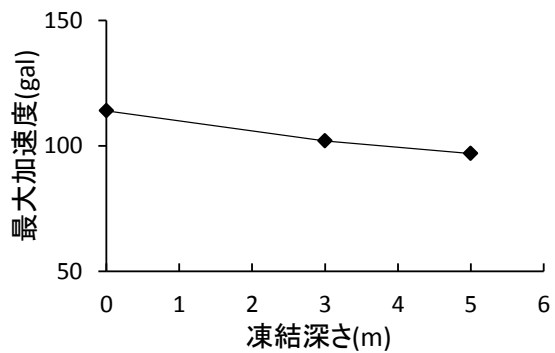
まず、図 4.2.8 から、0.2 倍入力の時の凍結 0m の場合の加速度応答スペクトルから、地盤の卓越周期は 0.23s 付近であることを確認できる。凍結深さの増加とともに、地盤の卓越周期が短くなり、地表面の応答振幅も小さくなることがわかる。1 倍入力の場合も 0.2 倍入力と同じ傾向である。また、1 倍入力の時は、地盤の非線形化が進んでいるため、地盤応答の卓越周期が長周期化している。

図 4.2.9 から、入力倍率と関係なく、凍結深さが増加するにつれて、地表面の加速度応答は小さくなることがわかる。また、1 倍入力の場合、凍結深さ 3m 凍結では地表面応答の低減率は大きい、5m 凍結と 3m 凍結の最大加速度はほぼ同じ値となった。

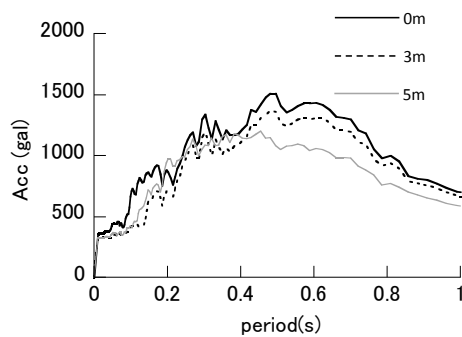
図 4.2.10(a)、(b)、(c)にそれぞれ、1 倍入力の時の最大ひずみ、最大加速度、最大変位の深さ分布を示す。図 4.2.10(a)より、凍結地盤内でのせん断ひずみは進んでいないことがわかる。凍結 5m の場合、凍結層と非凍結層の境界でひずみが大きくなることがわかる。図 4.2.10(b)より、地盤が凍結すると、最大加速度はあまり増幅しない。また、凍結深さ 5m の地盤では、境界層で加速度応答が大きくなる。図 4.2.10(c)より、凍結深さ 3m の地盤の最大相対変位は 0m 凍結地盤より小さいが、その差は小さい。凍結深さ 5m の場合、非凍結地盤に比べ、凍結層での相対変位が大きく低減することがわかる。



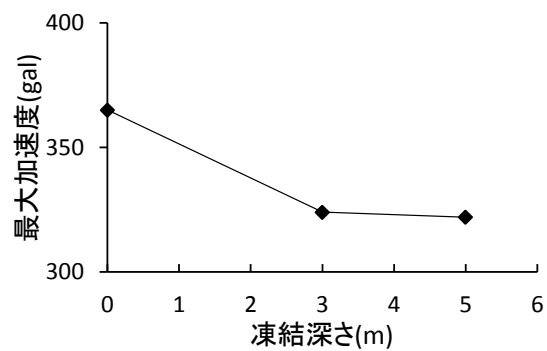
(a) 告示波 0.2 倍



(a) 告示波 0.2 倍



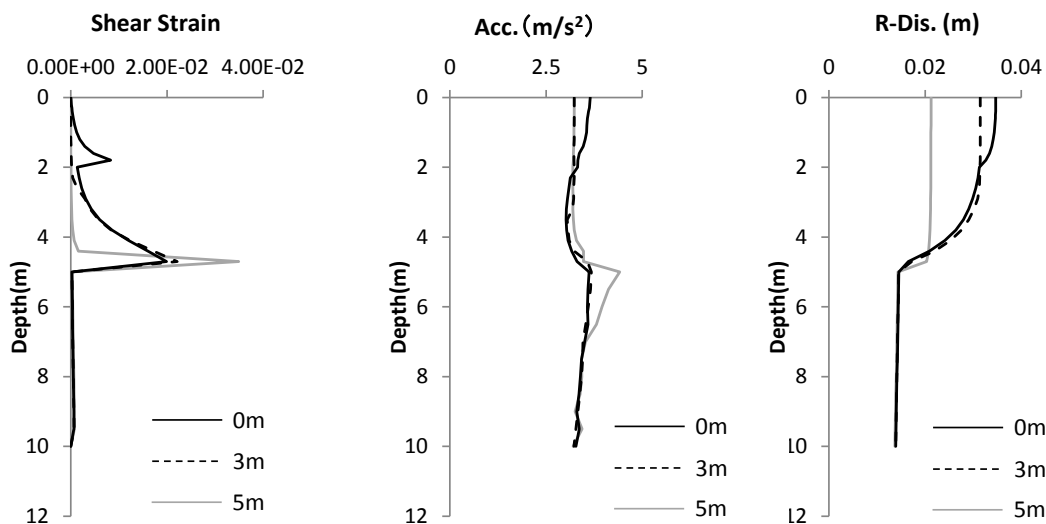
(b) 告示波 1.0 倍



(b) 告示波 1.0 倍

図 4.2.8 地表面の加速度応答スペクトル  
( $h=0.05$ )

図 4.2.9 地表面の最大加速度と  
凍結深さの関係



(a) 最大ひずみの深さ分布 (b) 最大加速度の深さ分布 (c) 最大変位の深さ分布

図 4.2.10 告示波 1 倍入力時の結果

### 4.2.3 実大建物の地震応答解析

#### (1) 解析条件

本節では、3次元有限要素解析を用いて、4.2.1節で説明した6階建ての鉄筋コンクリート造集合住宅をモデル化し、凍結地盤における杭基礎建物の地震応答について検討する。その際、凍結地盤の深さと入力地震動の違いが建物応答に及ぼす影響について検討を行う。また、建物の固有振動数の影響を考察するために、建物の短辺方向と長辺方向、それぞれに加振を行う。

解析コードは、陽解法に特化した有限要素法の汎用コードであるLS-DYNA<sup>4)9)</sup>を用いる。解析モデルの全体図を図4.2.11に、上部構造モデルを図4.2.12に示す。解析モデルの諸元を、表4.2.6および表4.2.7に示す。凍結地盤の物性値は4.2.2節の図4.2.6に示した地盤モデルと同じように設定した。凍結深さは0m（未凍結）、3m凍結と5m凍結の3種類とした。

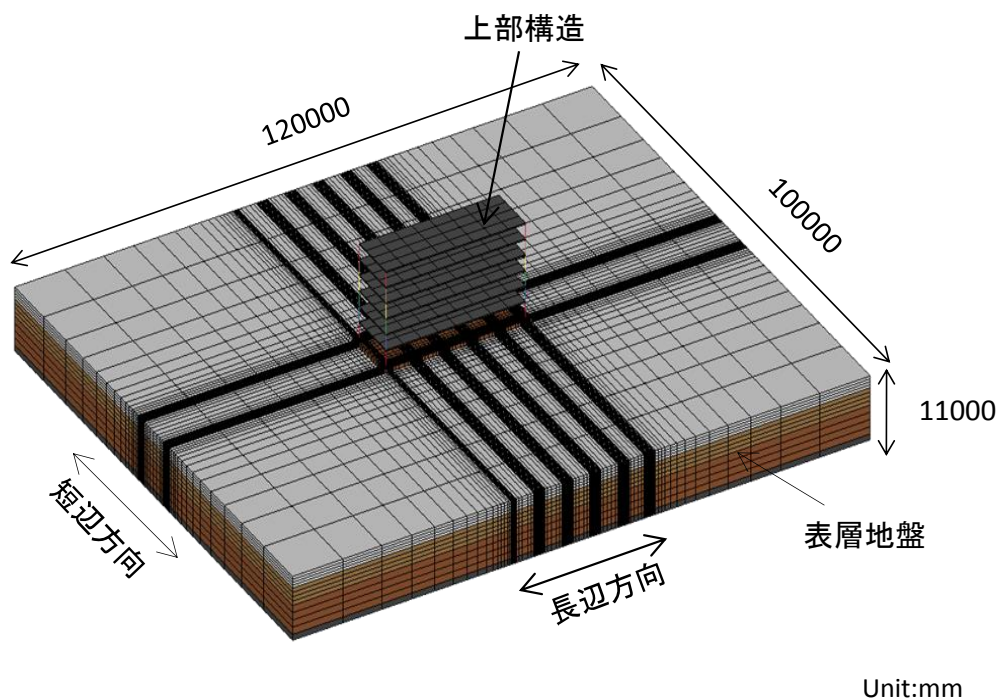
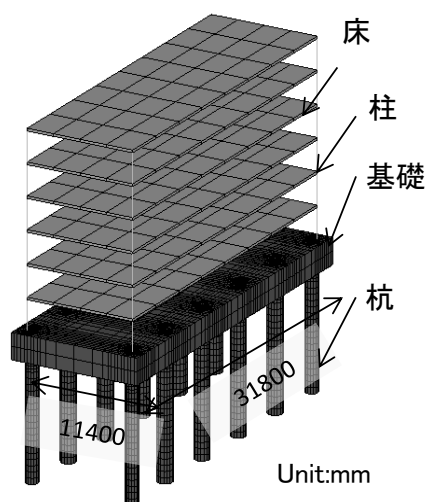
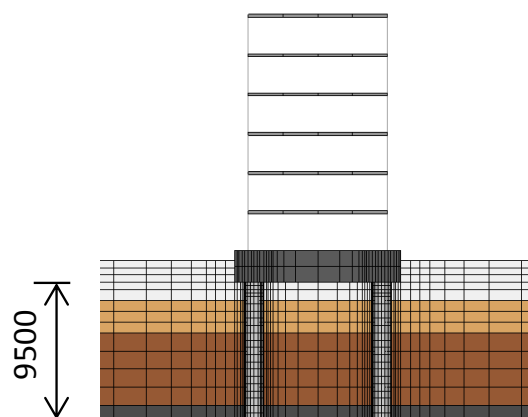


図 4.2.11 3次元有限要素による地盤－杭－上部構造連成系モデル



(a) 立面図



(b) 断面図

図 4.2.12 上部構造モデル

表 4.2.6 上部構造の諸元

| 階位置 | GL<br>(mm) | 重量<br>(ton) | 床          | 柱          |             |      |
|-----|------------|-------------|------------|------------|-------------|------|
|     |            |             | 厚さ<br>(mm) | 高さ<br>(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 |

表 4.2.7 未凍結地盤の物性

| 位置            | 層厚<br>(m) | N値   | $V_s$<br>(m/s) | $\rho$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | $\nu$ | $G$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $\theta$<br>(deg) | $c$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $\psi$<br>(deg) |
|---------------|-----------|------|----------------|-------------------------------|-------|-----------------------------|-------------------|-----------------------------|-----------------|
| ～GL-2m        | 2.00      | 10.0 | 80.0           | 1.80                          | 0.33  | 11.5                        | 31.9              | 0.001                       | 1.93            |
| GL-2m～GL-5m   | 3.00      | 10.0 | 100            | 1.70                          | 0.33  | 20.6                        | 31.9              | 0.001                       | 1.93            |
| GL-5m～GL-10m  | 5.00      | 18.2 | 250            | 1.80                          | 0.33  | 113                         | 35.7              | 0.001                       | 5.66            |
| GL-10m～GL-15m | 5.00      | 60.0 | 450            | 2.00                          | 0.33  | 405                         |                   |                             |                 |

上部構造の床および基礎はソリッド要素で剛体としてモデル化し、柱(板バネ)はビーム要素で弾性体としてモデル化した。ビーム要素に与えるヤング係数は、柱を両端固定とした時の水平剛性が表 4.2.6 に示した剛性に適合するように、式 4.2.5 を用いて算出した。

$$E = \frac{k \cdot h^3}{12I} \quad 4.2.5$$

ここで、 $k$  は両端固定柱の水平剛性、 $h$  は柱の高さ、 $I$  は断面 2 次モーメントである。

地盤の境界条件としては、地盤側面には深さが等しい節点の  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向の変位が同一となるような繰り返し拘束条件を設定した。地盤底面は剛基盤として地震動加速度を入力する。杭は、シェル要素でモデル化し弾性体とした。杭の境界条件は、杭先端は鉛直変位のみを固定、水平変位及び回転を自由とし、杭頭は基礎盤に剛接合する。なお、杭－地盤間にはすべり・剥離・再接触を考慮した接触条件を与えた。また、構造減衰として、地盤－杭－上部構造の連成系の 1 次固有振動数に対して質量比例型減衰で 5% を設定した。また、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として、短辺方向および長辺方向の弾性 1 次固有周期は、それぞれ 0.172s、0.259s である。

解析に用いる入力地震動を図 4.2.13 に示す。本解析では、1 次元解析と同様に、安全限界相当の告示波（乱数位相）と告示波（JMA 神戸位相）を用い、支持地盤の剛基盤の底面上にある一つの節点に入力した。検討対象とする解析ケースを表 4.2.8 に示す。

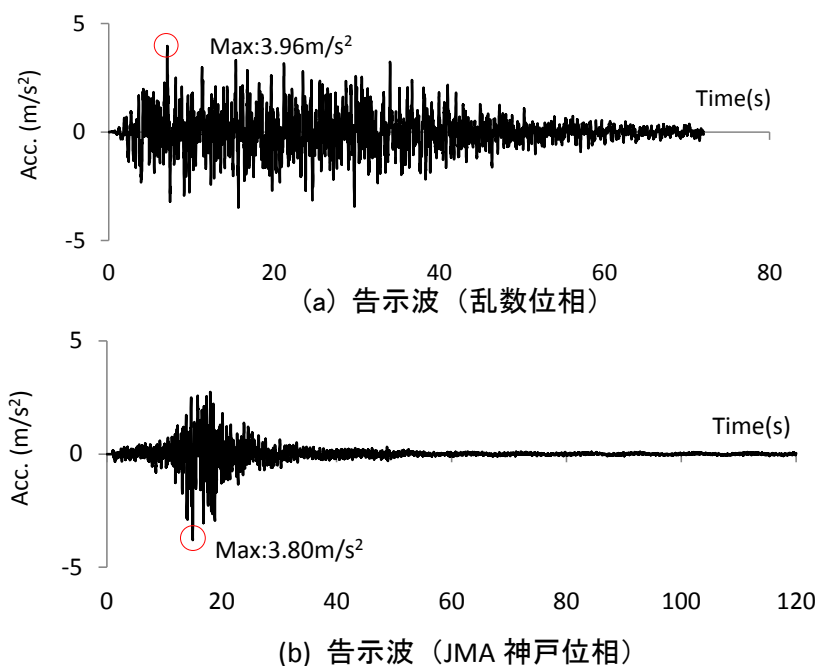


図 4.2.13 入力地震動

表 4. 2. 8 解析ケース

| 加振方向 | 解析条件      | 凍結深さ | 入力倍率 |
|------|-----------|------|------|
| 短辺加振 | 告示波(乱数位相) | 凍結0m | 0.2倍 |
|      |           |      | 1.0倍 |
|      |           | 凍結3m | 0.2倍 |
|      |           |      | 1.0倍 |
|      |           | 凍結5m | 0.2倍 |
|      |           |      | 1.0倍 |
|      | 告示波(神戸位相) | 凍結0m | 0.2倍 |
|      |           |      | 1.0倍 |
|      |           | 凍結3m | 0.2倍 |
|      |           |      | 1.0倍 |
|      |           | 凍結5m | 0.2倍 |
|      |           |      | 1.0倍 |
| 長辺加振 | 告示波(乱数位相) | 凍結0m | 0.2倍 |
|      |           |      | 1.0倍 |
|      |           | 凍結3m | 0.2倍 |
|      |           |      | 1.0倍 |
|      |           | 凍結5m | 0.2倍 |
|      |           |      | 1.0倍 |
|      | 告示波(神戸位相) | 凍結0m | 0.2倍 |
|      |           |      | 1.0倍 |
|      |           | 凍結3m | 0.2倍 |
|      |           |      | 1.0倍 |
|      |           | 凍結5m | 0.2倍 |
|      |           |      | 1.0倍 |

## (2) 解析結果

本項では、凍結地盤が地盤－杭－建物連成系の地震応答に与える影響を把握するため、実大建物モデルを対象し、地盤凍結深さ、入力地震動の種類と振幅、ならびに加振方向をパラメータとして検討する。なお、3m凍結は季節性凍土、5m凍結は永久凍土の凍結深さとして考えられる。

### (a) 短辺方向加振

図 4.2.14 に短辺方向加振の場合、告示波の乱数位相 0.2 倍入力時の地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.2.14(a)は凍結 0m、(b)は凍結 3m、(c)は凍結 5m の場合である。図 4.2.15 に凍結深さが 0m、3m、5m と異なる場合における地表面と上部構造の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.2.15(a)は地表面、(b)は建物上部である。また、上部構造のせん断力分布、杭の最大曲げモーメント分布についても同様に、図 4.2.16、図 4.2.17 に示す。

まず、図 4.2.14(a)から、凍結 0m地盤の卓越周期は 0.31s 付近、凍結 3m の場合、地盤の卓越周期は 0.30s 付近、凍結 5m の場合では、地盤の卓越周期は 0.205s 付近となる。建物の卓越周期は基礎固定時の 0.172 に比べ、地盤との連成効果により長周期化している。

図 4.2.15(a)の凍結深さの違いによる地表面の加速度応答スペクトルを見ると、凍結深さの増加とともに、地盤の卓越周期の変化は小さく、凍結地盤で地表面の応答がやや小さくなる。凍結 5m の場合、建物の影響で地表面の応答が大きくなる。また、凍結すると、地盤の 2 次の卓越ピークが小さくなる。同図(b)の建物上部の加速度応答スペクトルを見ると、凍結深さの増加とともに、建物の卓越周期が小さくなることがわかる。また、地盤凍結すると、剛性が大きくなり、相互作用効果が小さくなる。更に、建物と地盤の卓越周期が近くなると、上部構造の応答が 2 倍程度大きくなる。

図 4.2.16 の凍結深さの違いによる上部構造のせん断力分布を見ると、地盤 3m 凍結の場合では 0m 凍結より 1.5 倍程度大きくなる。また、凍結 5m の場合、上部構造の加速度応答が同じであるが、凍結地盤が存在するため、上部構造のせん断力が凍結 3m ほど大きくない。

図 4.2.17 の凍結深さの違いによる杭の最大曲げモーメント分布を見ると、凍結 3m の場合は、上部の応答がかなり大きくなるため、杭頭部の曲げモーメントが大きくなる。一方、凍結 5m の場合、凍結層において杭の曲げモーメントの低減が大きい。また、凍結層の下部地盤で曲げモーメントがやや大きくなる。凍結 3m の場合では、このような現象を見られなかった。



図 4.2.18 に短辺方向加振の場合、告示波の乱数位相 1.0 倍入力時の地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.2.18(a)は凍結 0m、(b)は凍結 3m、(c)は凍結 5m の場合である。図 4.2.19 に凍結深さが 0m、3m、5m と異なる場合における地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.2.19(a)は地表面、(b)は建物上部である。また、上部構造のせん断力分布、杭の最大曲げモーメント分布についても同様に、図 4.2.20、図 4.2.21 に示す。

まず、図 4.2.18 の(a)から、凍結 0m地盤の卓越周期は 0.32s 付近、凍結 3m の場合、地盤の卓越周期は 0.29s 付近、凍結 5m の場合では、地盤の卓越周期は 0.205s 付近となり、0.2 倍入力の場合とほぼ同じである。

図 4.2.19(a)の凍結深さの違いによる地表面の加速度応答スペクトルを見ると、0.2 倍入力と同じ傾向を見られた。建物上部の加速度応答スペクトルを見ると、地盤と同じように、凍結深さの増加とともに、建物の卓越周期が小さくなる。また、地盤 3m凍結する場合、建物と地盤の卓越周期が近くなると、上部構造の応答が 2 倍程度大きくなる。ただし、凍結 5m になると、建物と地盤の卓越周期が離れるため、上部構造の応答は凍結 3m ほど大きくない。

図 4.2.20 の凍結深さの違いによる上部構造のせん断力分布と図 4.2.21 の凍結深さの違いによる杭の最大曲げモーメント分布について、0.2 倍入力と同じ傾向を見られた。

図 4.2.22 に短辺方向加振の場合、告示波の神戸位相 0.2 倍入力時の地表面、上部構造および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.2.22 (a)は凍結 0m、(b)は凍結 3m、(c)は凍結 5m の場合である。図 4.2.23 に凍結深さが 0m、3m、5m と異なる場合における地表面と上部構造の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.2.23(a)は地表面、(b)は上部構造である。また、上部構造のせん断力分布、杭の最大曲げモーメント分布についても同様に、図 4.2.24、図 4.2.25 に示す。神戸位相の応答は乱数位相 0.2 倍と同じ傾向である。

図 4.2.26 に短辺方向加振の場合、告示波の神戸位相 1.0 倍入力時の地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.2.26 (a)は凍結 0m、(b)は凍結 3m、(c)は凍結 5m の場合である。図 4.2.27 に凍結深さが 0m、3m、5m と異なる場合における地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.2.27(a)は地表面、(b)は建物上部である。また、上部構造のせん断応力分布、杭の最大曲げモーメント分布についても同様に、図 4.2.28、図 4.2.29 に示す。凍結 5m の場合、相互作用効果が小さくなり上に、建物と地盤の卓越周期が重なるため、上部構造の応答がかなり大きくなる。

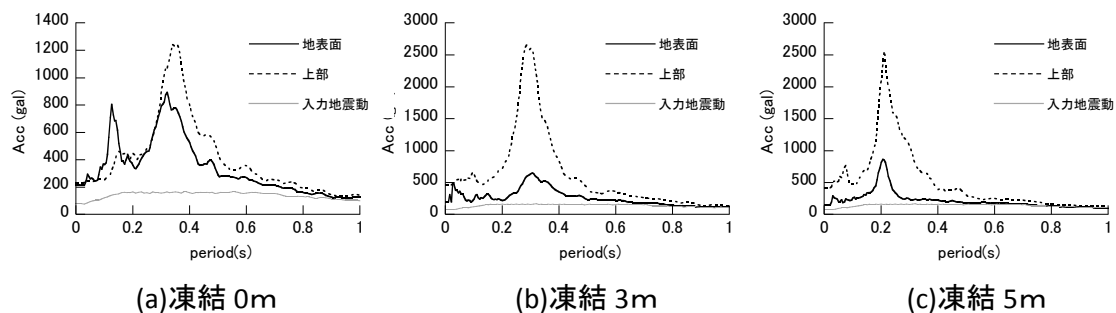


図 4.2.14 地表面、建物上部及び入力地震波の加速度応答スペクトル  
(告示乱数位相 0.2 倍・短辺加振)

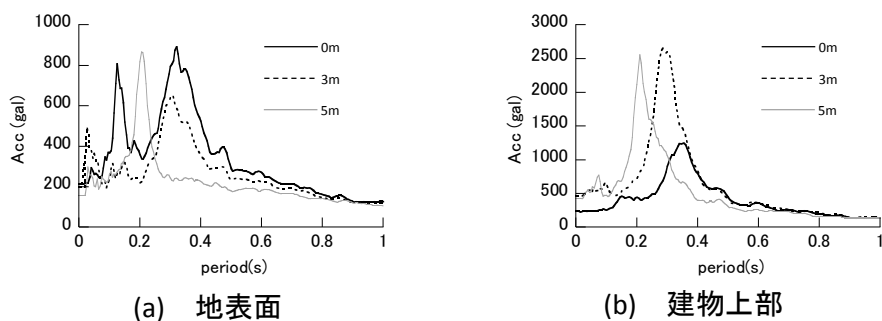


図 4.2.15 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示乱数位相 0.2 倍・短辺加振)

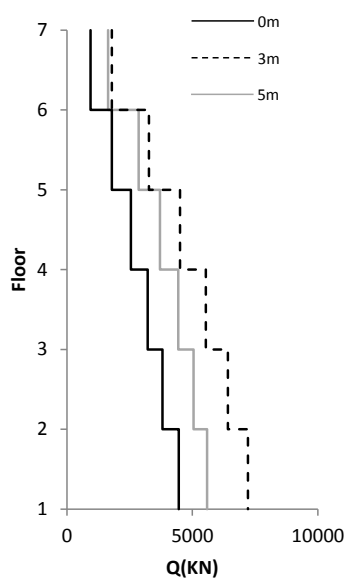


図 4.2.16 上部構造のせん断力分布  
(告示乱数位相 0.2 倍・短辺加振)

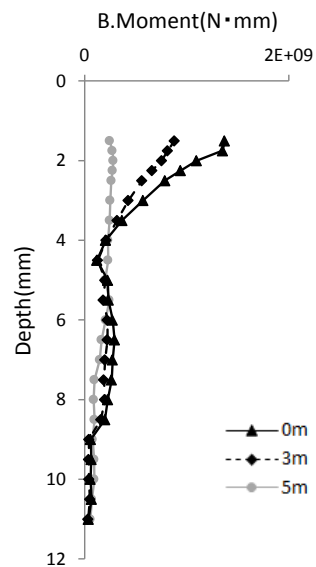


図 4.2.17 杭の最大曲げモーメント分布  
(告示乱数位相 0.2 倍・短辺加振)

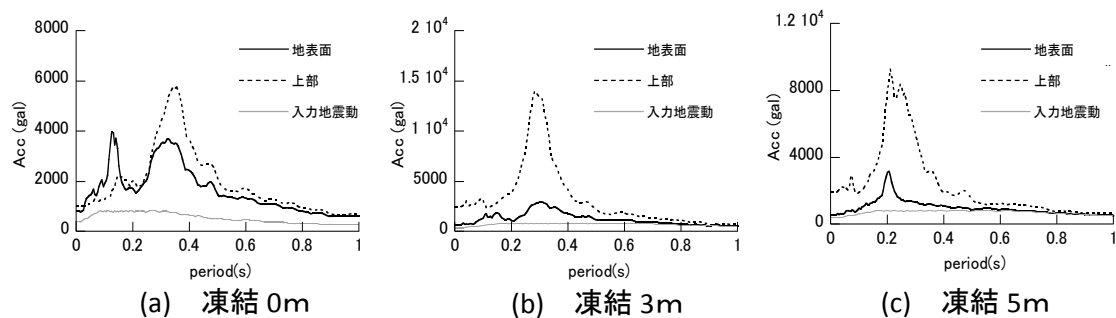


図 4.2.18 地表面、建物上部及び入力地震波の加速度応答スペクトル  
(告示乱数位相 1.0 倍・短辺加振)

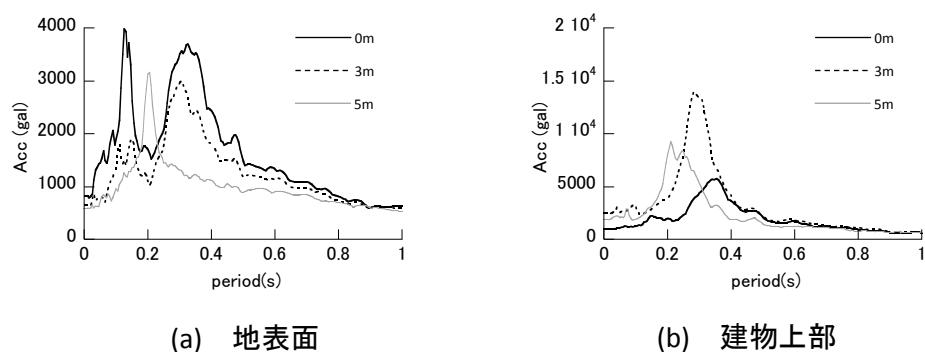


図 4.2.19 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示乱数位相 1.0 倍・短辺加振)

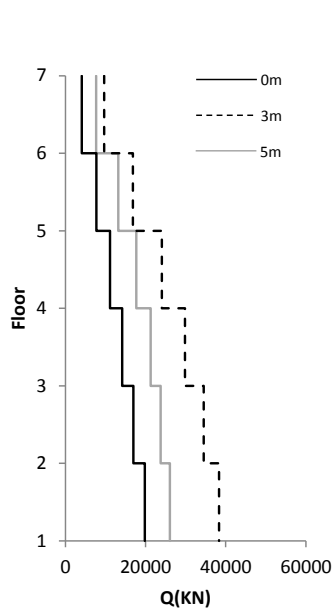


図 4.2.20 上部構造のせん断力  
(告示乱数位相 1.0 倍・短辺加振)

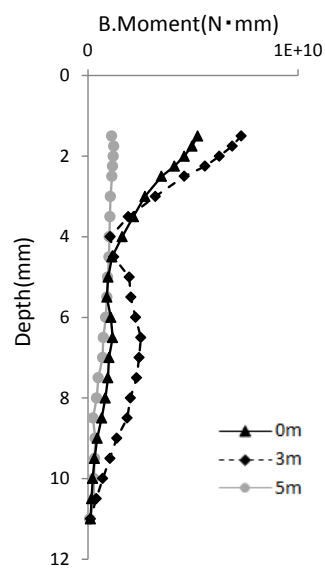


図 4.2.21 杭の最大曲げモーメント分布  
(告示乱数位相 1.0 倍・短辺加振)

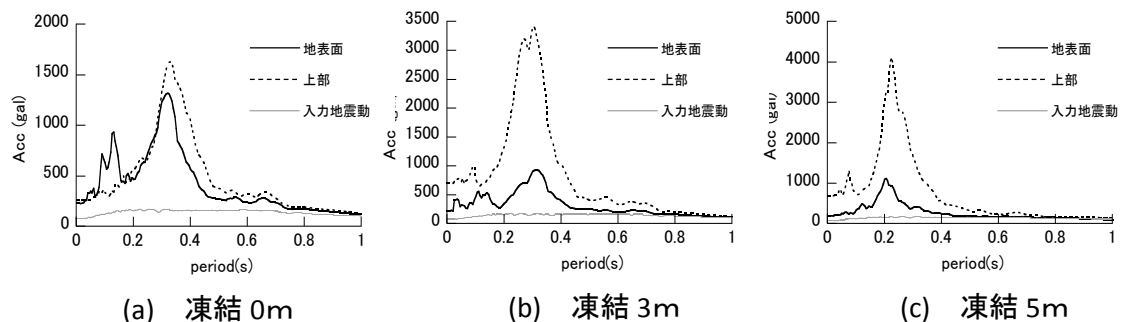


図 4.2.22 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示神戸位相 0.2 倍・短辺加振)

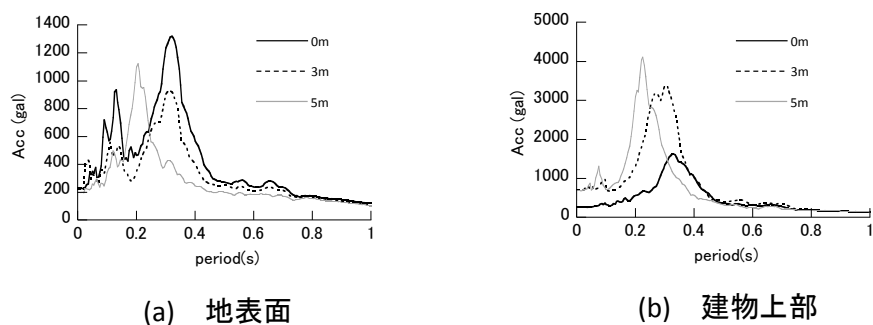


図 4.2.23 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示神戸位相 0.2 倍・短辺加振)

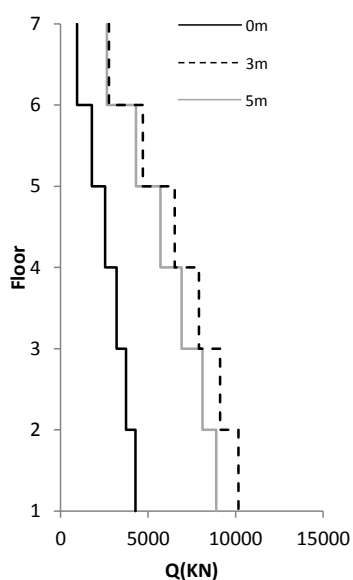


図 4.2.24 上部構造のせん断力  
(告示神戸位相 0.2 倍・短辺加振)

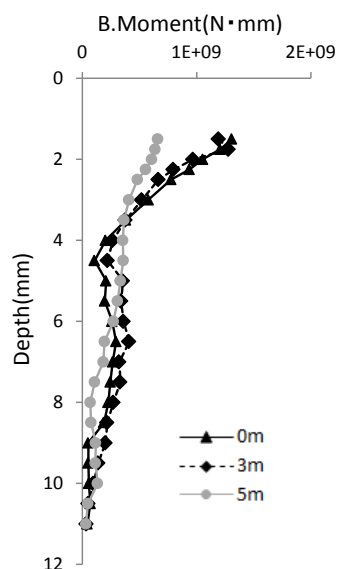
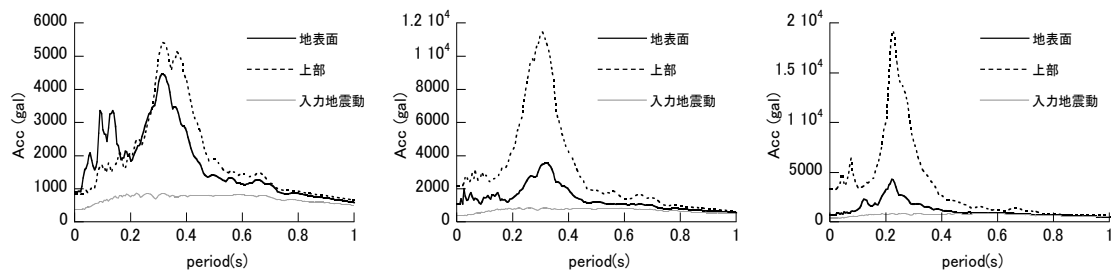
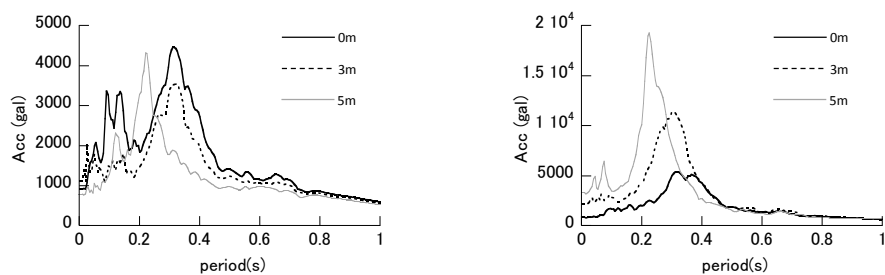


図 4.2.25 杭の最大曲げモーメント分布  
(告示神戸位相 0.2 倍・短辺加振)



(a) 凍結 0m (b) 凍結 3m (c) 凍結 5m

図 4. 2. 26 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示神戸位相 1.0 倍・短辺加振)



(a) 地表面 (b) 建物上部

図 4. 2. 27 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示神戸位相 1.0 倍・短辺加振)

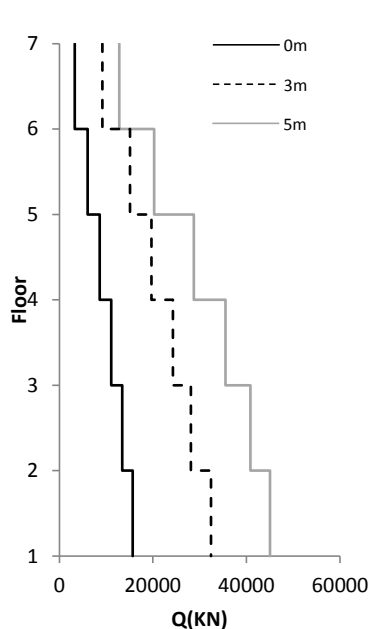


図 4. 2. 28 上部構造のせん断力  
(告示神戸位相 1.0 倍・短辺加振)

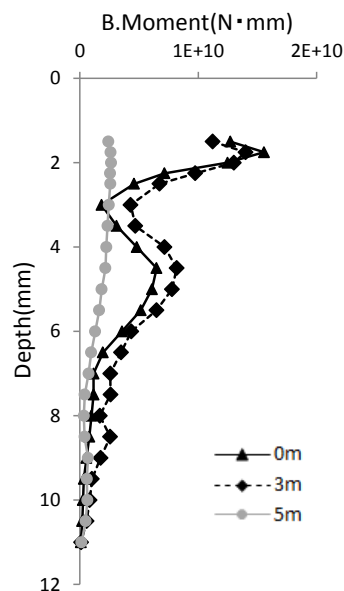


図 4. 2. 29 杭の最大曲げモーメント分布  
(告示神戸位相 1.0 倍)・短辺加振

(b) 長辺方向加振

図 4.2.30 に長辺方向加振の場合、告示波の乱数位相 0.2 倍入力時の地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.2.30 (a)は凍結 0m、(b)は凍結 3m、(c)は凍結 5m の場合である。図 4.2.31 に凍結深さが 0m、3m、5m と異なる場合における地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.2.31 (a)は地表面、(b)は建物上部である。また、上部構造のせん断力分布、杭の最大曲げモーメント分布についても同様に、図 4.2.32、図 4.2.33 に示す。

まず、図 4.2.30 の(a)から、凍結 0m地盤の卓越周期は 0.30s 付近、凍結 3m の場合、地盤の卓越周期は 0.275s 付近、凍結 5m の場合では、地盤の卓越周期は 0.21s 付近となる。建物の卓越周期は、基礎固定時の 0.259 s に比べ、地盤の連成効果により長周期化している。

図 4.2.31 の凍結深さの違いによる地表面の加速度応答スペクトルを見ると、凍結深さの増加とともに、地盤の卓越周期は小さくなり、地表面の応答が小さくなる。凍結 5m の場合、建物の影響で地表面の応答がやや大きくなる。また、凍結すると、地盤の 2 次卓越周期が小さくなる。建物上部の加速度応答スペクトルを見ると、地盤と同じように、凍結深さの増加とともに、建物の卓越周期が小さくなる。また、地盤 3m凍結すると、相互作用効果が小さく上に、建物と地盤の卓越周期が近くなると、建物上部の応答が 2 倍程度大きくなる。凍結 5mの場合、地盤と建物の卓越周期が離れるため、地盤の卓越周期のところだけで、上部の応答が増幅する。

図 4.2.32 の凍結深さの違いによる上部構造のせん断力分布を見ると、地盤凍結 3m の場合は凍結 0m の場合に比べ 1.5 倍程度大きくなる。また、凍結 5m の場合、上部構造のせん断力がやや小さくなる。

図 4.2.33 の凍結深さの違いによる杭の最大曲げモーメント分布を見ると、凍結 3m の場合と凍結 0mの場合よりやや大きくなるが、差が小さい。凍結 5m の場合、凍土層が存在する上に、上部構造の応答も大きくなるため、杭の曲げモーメントの低減が大きい。

図 4.2.34 に長辺方向加振の場合、告示波の乱数位相 1.0 倍入力時の地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.2.34 (a)は凍結 0m、(b)は凍結 3m、(c)は凍結 5m の場合である。図 4.2.35 に凍結深さが 0m、3m、5m と異なる場合における地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.2.35 (a)は地表面、(b)は建物上部である。また、上部構造のせん断力分布、杭の最大曲げモーメント分布についても同様に、図 4.2.36、図 4.2.37 に示す。

まず、図 4.2.34 の(a)から、凍結 0m地盤の卓越周期は 0.315s 付近、凍結 3m の場合、地盤の卓越周期は 0.28s 付近、凍結 5m の場合では、地盤の卓越周期は 0.21s 付近とな

り、0.2 倍入力の場合とほぼ同じである。

図 4.2.38 に長辺方向加振の場合、告示波の神戸位相 0.2 倍入力時の地表面と建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.2.38 (a)は凍結 0m、(b)は凍結 3m、(c)は凍結 5m の場合である。図 4.2.39 に凍結深さが 0m、3m、5m と異なる場合における地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.2.39 (a)は地表面、(b)は建物上部である。また、上部構造のせん断応力分布、杭の最大曲げモーメント分布についても同様に、図 4.2.40、図 4.2.41 に示す。

図 4.2.42 に長辺方向加振の場合、告示波の神戸位相 1.0 倍入力時の地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.2.42 (a)は凍結 0m、(b)は凍結 3m、(c)は凍結 5m の場合である。図 4.2.43 に凍結深さが 0m、3m、5m と異なる場合における地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.2.43 (a)は地表面、(b)は建物上部である。また、上部構造のせん断力分布、杭の最大曲げモーメント分布についても同様に、図 4.2.44、図 4.2.45 に示す。

告示波神戸位相 0.2 倍入力と 1.0 倍入力とも、凍結 3m の場合、地盤の卓越周期と建物の卓越周期が重なるため、建物上部の応答がかなり大きくなる。凍結 5m の場合、地盤と建物の卓越周期が離れるため、相互作用効果の影響で、上部構造の応答が大きくなるが。凍結 3m 凍結ほど大きくないと考えられる。

上部構造のせん断力も同じ傾向を見られる。杭の最大曲げモーメント分布については、凍結 3m と凍結 0m の曲げモーメント分布はほぼ同じで、凍結 5m の場合では杭の応答大きく低減する。

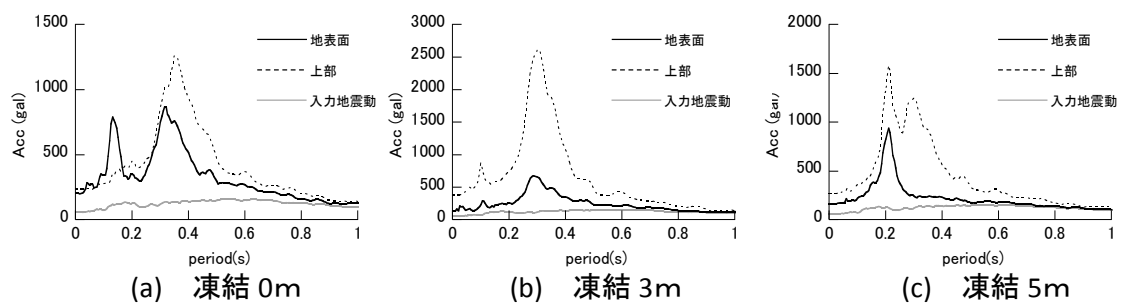


図 4.2.30 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示乱数位相 0.2 倍・長辺加振)

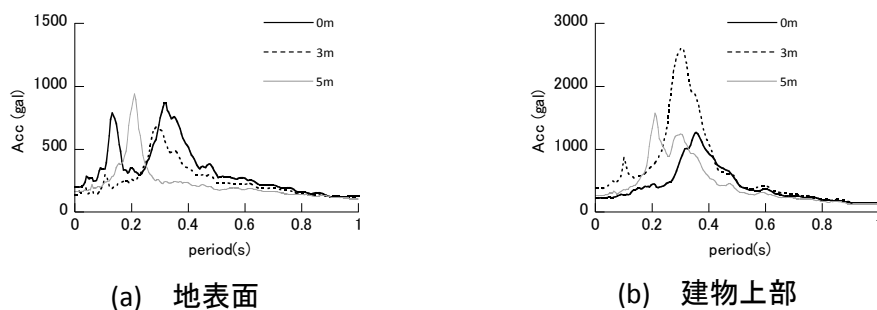


図 4.2.31 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示乱数位相 0.2 倍・長辺加振)

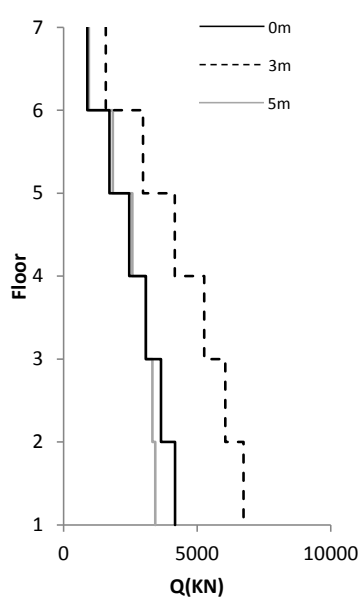


図 4.2.32 上部構造のせん断力  
(告示乱数位相 0.2 倍・長辺加振)

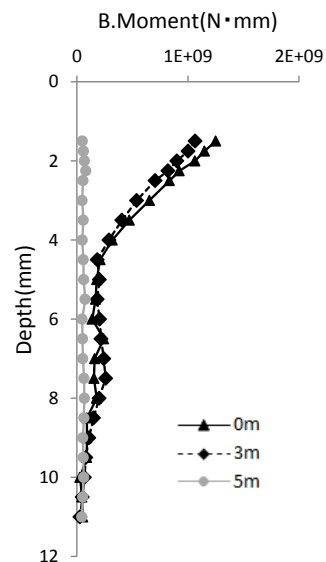
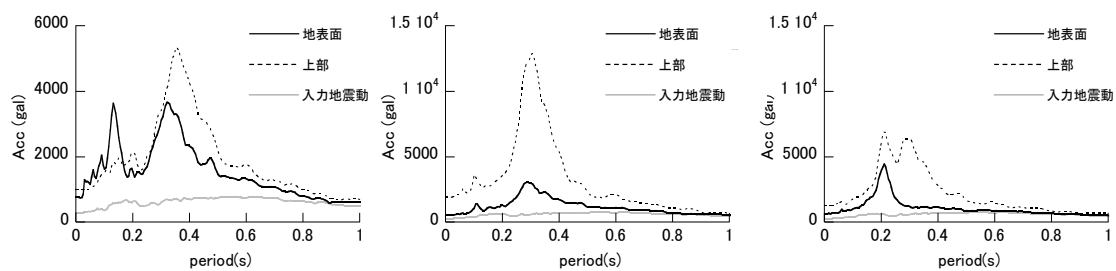


図 4.2.33 杭の最大曲げモーメント分布  
(告示乱数位相 0.2 倍・長辺加振)





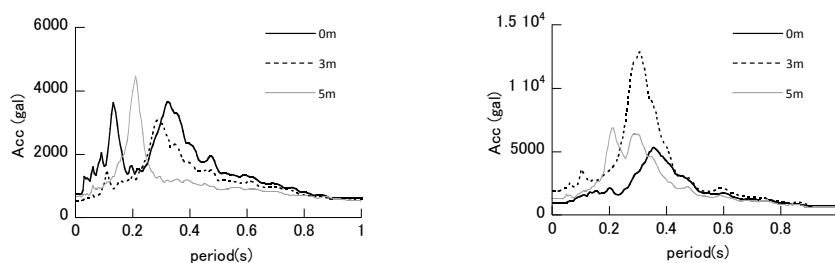
(a) 凍結 0m

(b) 凍結 3m

(c) 凍結 5m

図 4.2.34 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル

(告示乱数位相 1.0 倍・長辺加振)



(a) 地表面

(b) 建物上部

図 4.2.35 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較

(告示乱数位相 1.0 倍・長辺加振)

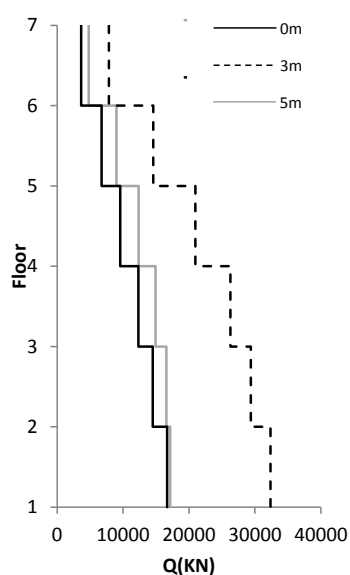


図 4.2.36 上部構造のせん断力

(告示乱数位相 1.0 倍・長辺加振)

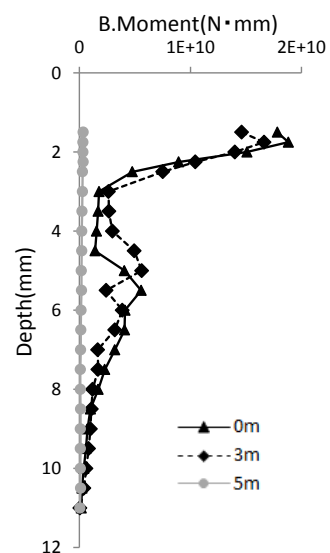


図 4.2.37 杭の最大曲げモーメント分布

(告示乱数位相 1.0 倍・長辺加振)

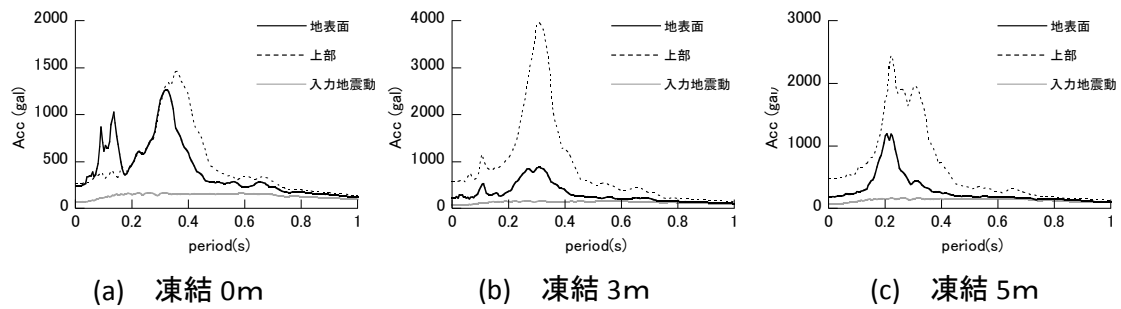


図 4. 2. 38 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示神戸位相 0.2 倍・長辺加振)

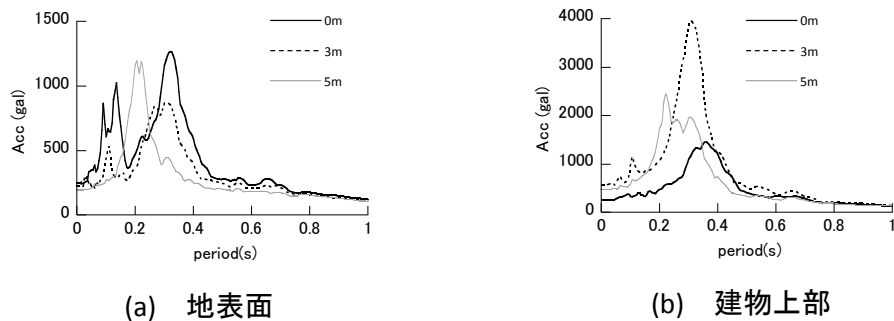


図 4. 2. 39 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示神戸位相 0.2 倍・長辺加振)

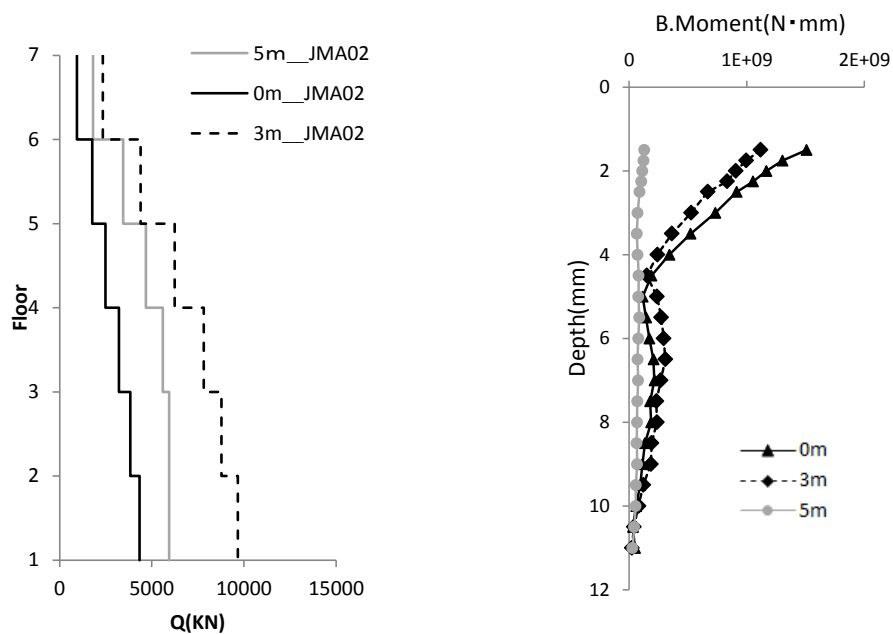


図 4. 2. 40 上部構造のせん断力  
(告示神戸位相 0.2 倍・長辺加振)

図 4. 2. 41 杭の最大曲げモーメント分布  
(告示神戸位相 0.2 倍・長辺加振)

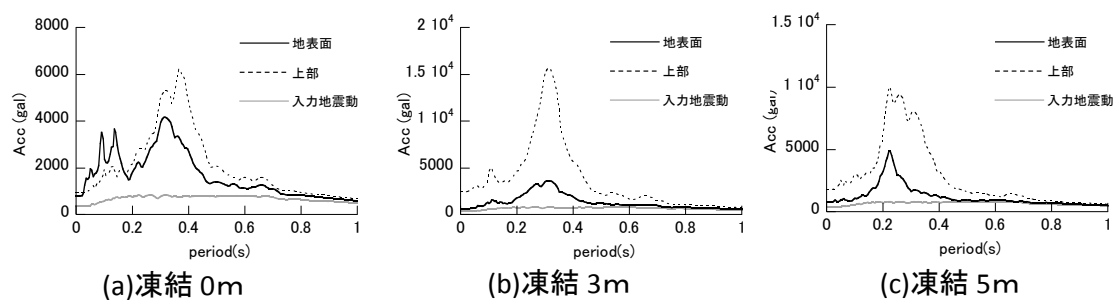


図 4.2.42 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示神戸位相 1.0 倍・長辺加振)

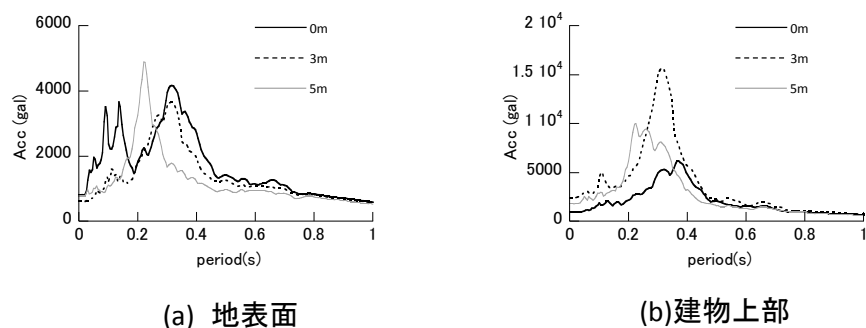


図 4.2.43 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示神戸位相 1.0 倍・長辺加振)

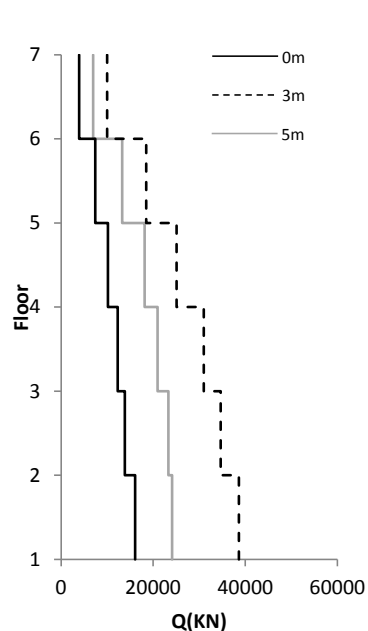


図 4.2.44 上部構造のせん断力  
(告示神戸位相 1.0 倍・長辺加振)

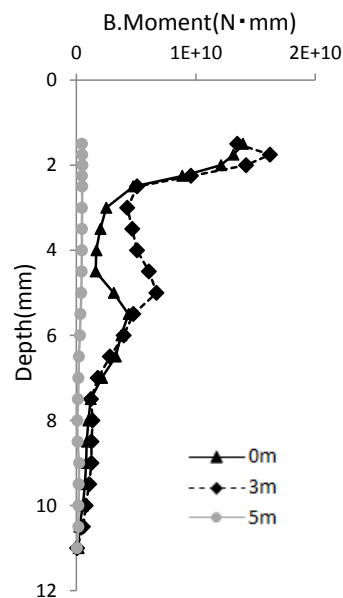


図 4.2.45 杭の最大曲げモーメント分布  
(告示神戸位相 1.0 倍・長辺加振)

#### 4.2.4 北海道地盤における実大建物の地震応答解析

本節では、季節性凍土の深さが約 0.5m となる北海道の釧路での凍結地盤特性を考慮した建物の耐震性能評価を行った。検討手法として、4.2.1 節に説明した 6 階建ての鉄筋コンクリート造杭基礎建物の短辺方向を対象とし、北海道の釧路の凍結地盤<sup>4・8)</sup>を用いて、凍結地盤－杭－建物連成系モデルの地震応答解析を実施し、凍結地盤の応答特性と建物に与える影響を考察した。

##### (1) 対象地盤と解析条件

対象地盤は冬季の釧路の凍結地盤モデルである。凍結範囲は、現地調査結果

表 4.2.9 PS 検層結果

| 土質    | 深度 (m)      | S波速度 (m/s) | ポアソン比 | 内部摩擦角 (rad) | 粘着力 (N/mm <sup>2</sup> ) | 地中温度 (°C) |
|-------|-------------|------------|-------|-------------|--------------------------|-----------|
| 砂礫    | 凍結層<br>-0.5 | 710        | 0.45  | 0.556       | 0.001                    | -6        |
|       |             |            |       |             |                          | -2.4      |
|       | -2          | 150        | 0.29  |             |                          | -1.5      |
|       |             |            |       |             |                          | -0.1      |
| 砂層    | -5          | 120        | 0.29  | 0.556       | 0.001                    |           |
| 砂質シルト | 未凍結層<br>-10 | 190        | 0.3   | 0.622       | 0.001                    |           |
|       |             |            |       |             |                          |           |
| 基盤    | -11         | 390        | 0.34  |             |                          |           |

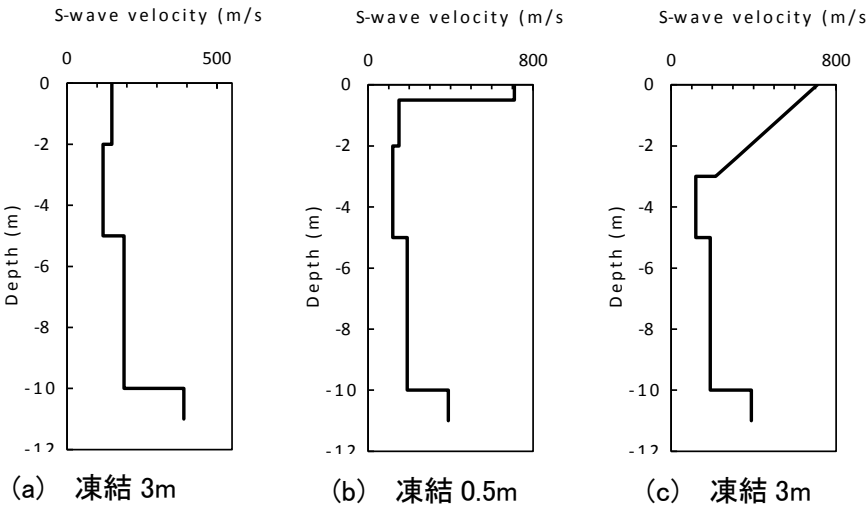


図 4.2.46 解析時地盤のせん断波速度深さ分布

より地表面から深さ 0.5m、地盤凍結時のせん断弾性波速度は 710m/s である。凍結地盤の物性は、現地で実施された PS 検層の結果を用いて、地盤温度に依存して設定した。PS 検層の結果を表 4.2.9 に、解析に用いた地盤のせん断波速度の深さ分布を図 4.2.46 に示す。

杭基礎建物の解析モデルの解析条件は 4.2.3 節と同じように設定した。入力地震動は図 4.2.7 に示すように極めて稀な地震動レベルの告示波（乱数位相）とした。検討対象とする解析ケースを表 4.2.10 に示す。凍結深さは、凍結 0m と釧路での季節性凍土の深さである 0.5m と、さらに凍結が深い場合として凍結 3m とした。

表 4.2.10 解析ケース

| 凍結深さ   | 入力倍率 |
|--------|------|
| 凍結0m   | 0.2倍 |
|        | 1.0倍 |
| 凍結0.5m | 0.2倍 |
|        | 1.0倍 |
| 凍結3m   | 0.2倍 |
|        | 1.0倍 |

## (2) 解析結果

図 4.2.47 に告示波の乱数位相 0.2 倍入力時の地表面と建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.2.47(a)は凍結 0m、(b)は凍結 0.5m、(c)は凍結 3m の場合である。図 4.2.48 に凍結深さが 0m、0.5m、3m と異なる場合における地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.2.48(a)は地表面、(b)は建物上部である。また、上部構造のせん断応力分布、杭の最大曲げモーメント分布についても同様に、図 4.2.49、図 4.2.50 に示す。

図 4.2.47 から、凍結 0m 地盤の卓越周期は 0.235s 付近、凍結 0.5m 地盤の卓越周期は 0.225s 付近、凍結 3m の場合では、地盤の卓越周期は 0.215s 付近となる。建物の卓越周期は、基礎固定時の 0.172 に比べ、地盤との連成効果により長周期化している。

図 4.2.48(a)の凍結深さの違いによる地表面の加速度応答スペクトルを見ると、凍結深さの増加とともに、地盤の卓越周期の変化は小さく、凍結地盤で地表面の応答がやや小さくなる。また、地盤の 2 次の卓越周期が小さくなる。同図(b)の建物上部の加速度応答スペクトルを見ると、凍結深さの増加とともに、建物の卓越周期が小さくなり、凍結 3m の場合の上部構造の応答が大きくなる。季節性凍土の凍結 0.5m の場合では、建物応答の与える影響が小さい。

図 4.2.49 の凍結深さの違いによる上部構造のせん断力分布を見ると、地盤 0.5m 凍結の場合では 0m 凍結より 14%~39%程度大きくなる。凍結 3m の場合、上部構造のせん断力は 0m 凍結より 43%~53%程度大きくなる。

図 4.2.50 の凍結深さの違いによる杭の最大曲げモーメント分布を見ると、凍結 0.5m と凍結 3m の場合は、凍結 0m の場合に比べ、地中のモーメントがやや大きくなるが、その差は小さい結果であった。凍結 3m の場合、杭頭部の杭の曲げモーメントがやや小さくなる。

図 4.2.51 に告示波の乱数位相 1.0 倍入力時の地表面と建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.2.51(a)は凍結 0m、(b)は凍結 0.5m、(c)は凍結 3m の場合である。図 4.2.52 に凍結深さが 0m、0.5m、3m と異なる場合における地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.2.52(a)は地表面、(b)は建物上部である。また、上部構造のせん断力分布、杭の最大曲げモーメント分布についても同様に、図 4.2.53、図 4.2.54 に示す。

図 4.2.51 (a)から、凍結 0m 地盤の卓越周期は 0.225s 付近、凍結 0.5m の場合、地盤の卓越周期は 0.245s 付近、凍結 3m の場合では、地盤の卓越周期は 0.225s 付近で、建物の固有周期である 0.235s 付近となり、0.2 倍入力の場合とほぼ同じである。

ほかの結果は 0.2 倍入力と同じ傾向である。

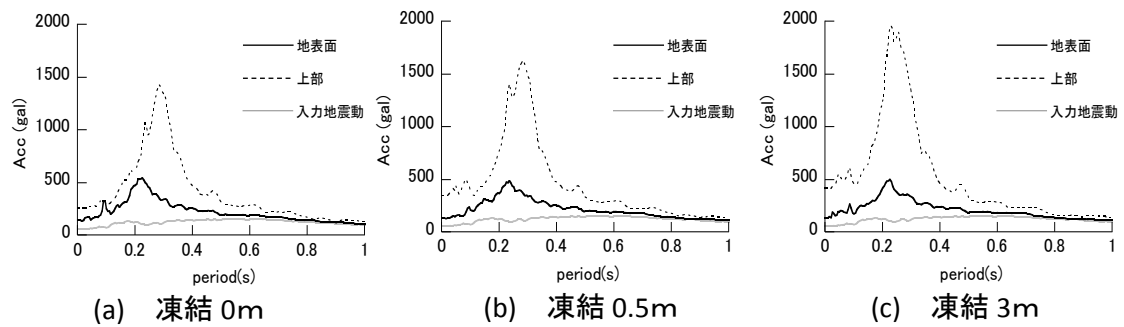


図 4.2.47 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示乱数位相 0.2 倍)

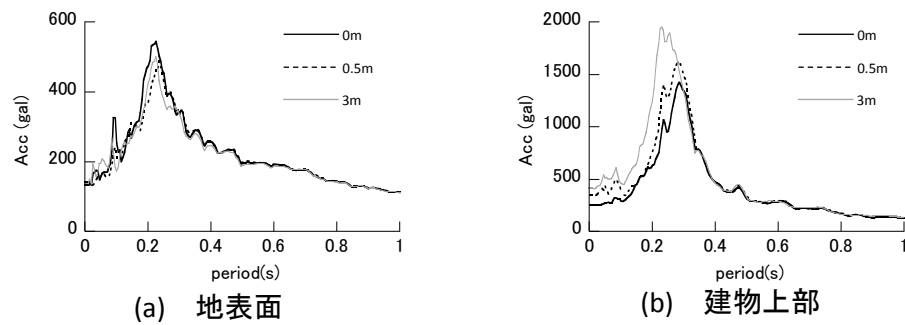


図 4.2.48 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示乱数位相 0.2 倍)

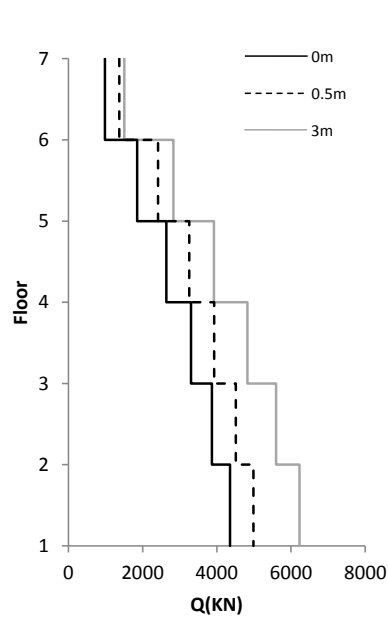


図 4.2.49 上部構造のせん断応力  
(告示乱数位相 0.2 倍)

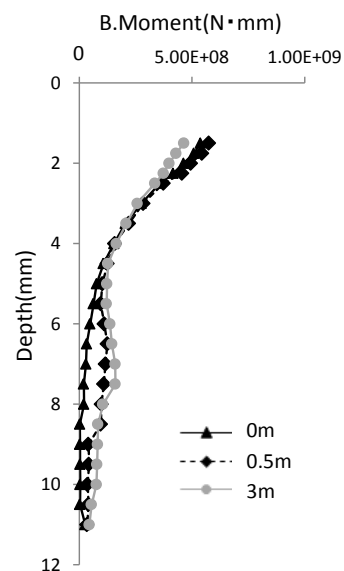


図 4.2.50 杭の最大曲げモーメント分布  
(告示乱数位相 0.2 倍)

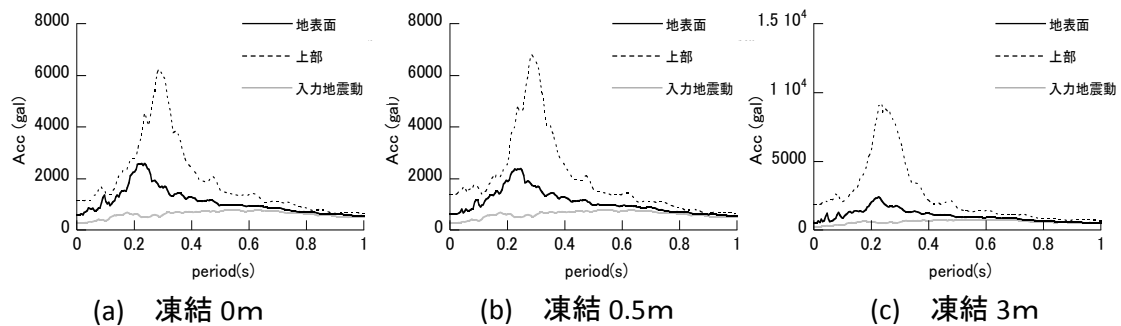


図 4.2.51 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示乱数位相 1.0 倍)

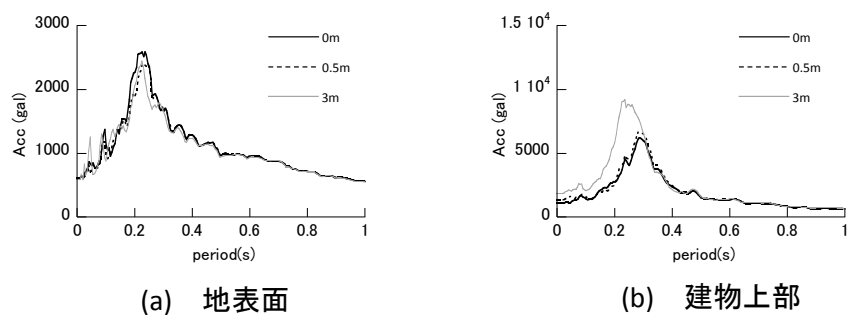


図 4.2.52 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示乱数位相 1.0 倍)

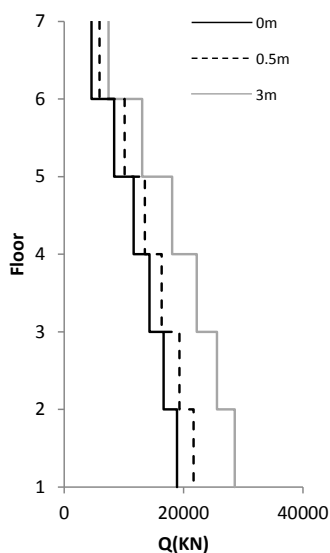


図 4.2.53 上部構造のせん断応力  
(告示乱数位相 1.0 倍)

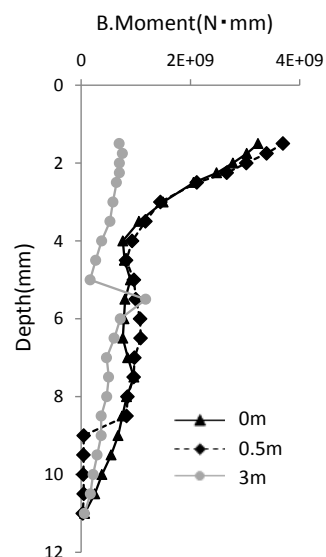


図 4.2.54 杭の最大曲げモーメント分布  
(告示乱数位相 1.0 倍・北海道地盤)



### 4.3 中国の瀋陽地盤における実大建物の地震応答解析

本節では、中国の瀋陽地盤モデルを用いて、中国の東北地区によくある建物種類である直接基礎2層建物と6層建物を対象に、地盤凍結における地震応答特性を把握する。その際、地盤の凍結深さと入力地震動の違いが直接基礎建物の地震応答にどのように影響するか考察する。

#### 4.3.1 対象地盤と建物の概要

##### (1) 対象地盤

対象地盤は表 4.3.1 に示す中国の瀋陽地区の地盤モデルである。地盤のボーリング柱状図およびPS 検層結果に基づいて推定したせん断波速度の深さ分布を図 4.3.1 に示す。GL-16.4m位置の基盤は花崗岩で構成されている。地盤の固有周期は 0.35s である。また、地盤深さ 15m 以浅は、シルト質粘土で構成されているため、液状化の影響を考慮しない。

表 4.3.1 対象地盤の物性

| 地盤分層   | 層厚<br>(m) | 密度<br>(t/m <sup>3</sup> ) | せん断波速度<br>(m/s) | ポアソン比 $\nu$ | ヤング係数<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角<br>(度) | 粘着力<br>(KPa) |
|--------|-----------|---------------------------|-----------------|-------------|-------------------------------|--------------|--------------|
| 埋土     | 0.5       | 1.80                      | 138             | 0.35        | 93                            | 10           | 8            |
| シルト質粘土 | 4.2       | 1.96                      | 190             | 0.35        | 191                           | 22.1         | 23.6         |
| シルト質粘土 | 1.7       | 1.89                      | 180             | 0.35        | 184                           | 15.3         | 37.3         |
| シルト質粘土 | 5.6       | 1.94                      | 235             | 0.35        | 289                           | 18.6         | 32.4         |
| シルト質粘土 | 4.4       | 1.90                      | 170             | 0.35        | 148                           | 13.3         | 34.3         |
| 凍土     | 0/1.7/3   | 1.94                      | 410             | 0.35        | 960                           |              |              |

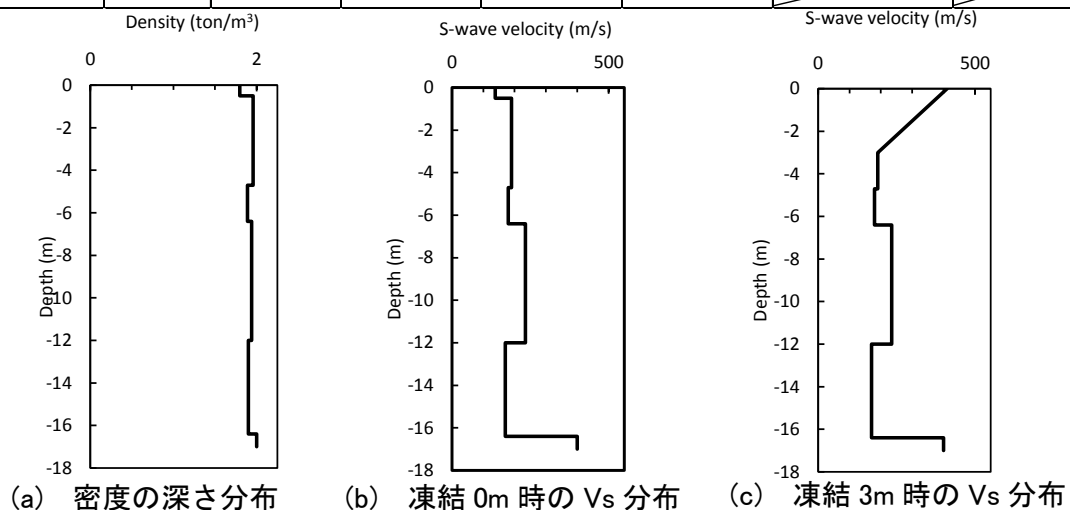
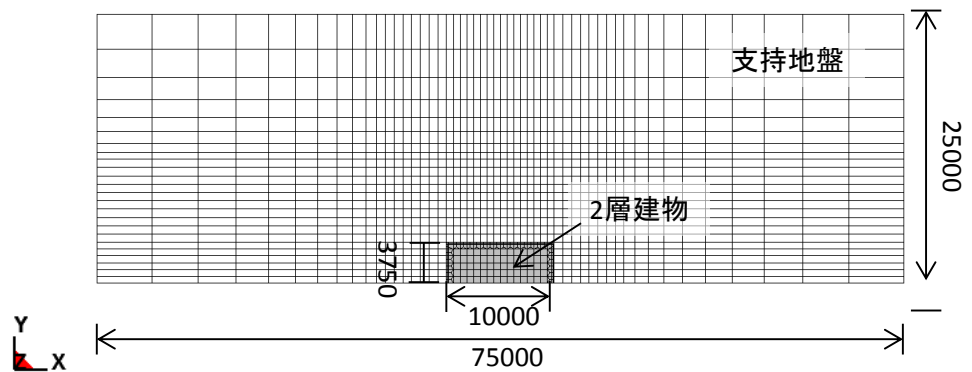


図 4.3.1 敷地地盤のボーリング柱状図

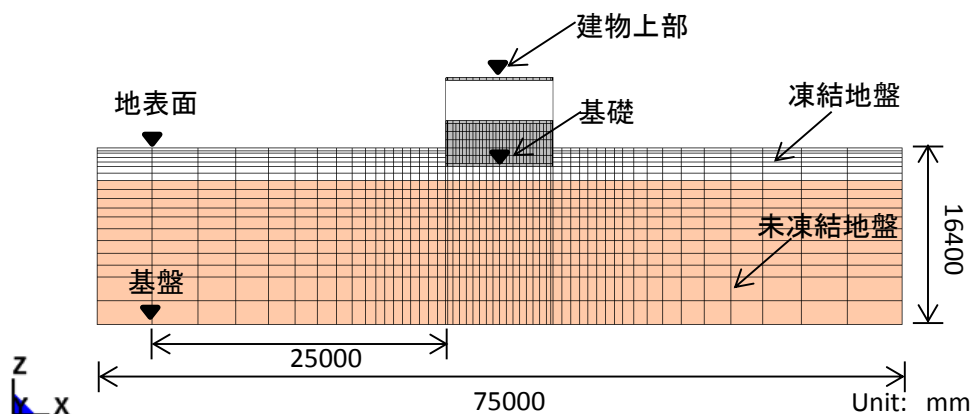
## (2) 2 階建物

対象とする建物は硬質粘土質地盤に建つ、直接基礎を有する一般的な 2 階建ての鉄骨コンクリート造住宅である。表 4.3.2 に建物モデルの材料定数を示す。解析モデルは、図 4.3.2 に(a)平面図、(b)立面図を示す。また、建物モデルとその周辺地盤の拡大図を図 4.3.3 に示す。建物平面は、加振方向に 10m、加振直交方向に 7.5m であり、解析モデルは対称条件を考慮した 1/2 モデルとする。床スラブの厚さは 0.3m で、階高は 3.7m である。基礎と 1 階は 1.7m の深さ地盤に根入れされている。

周辺地盤のモデル領域は境界の影響を考慮し、建物寸法の 5 倍以上の大きさを取り、加振方向に 75m、加振直交方向に 50m をモデル化した。地表面から下部基盤までは 16.4m である。

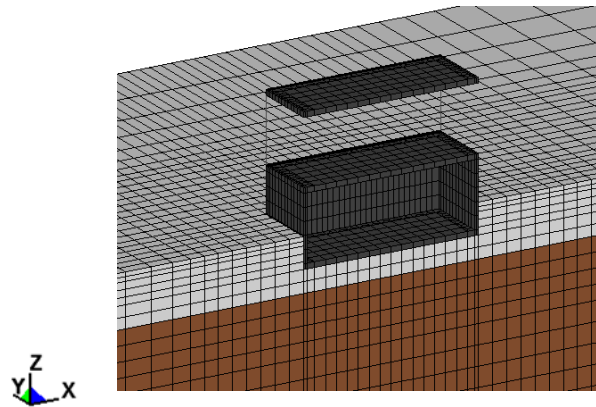


(a) 平面図

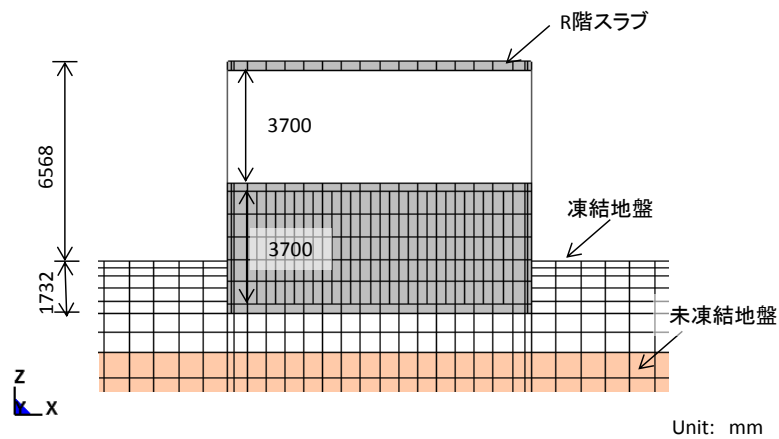


(b) 立面図

図 4.3.2 地盤-2 階建物連成系の解析モデル



(a) 見取り図



(b) 立面図

図 4.3.3 2 階建物と基礎側面地盤の拡大図

表 4.3.2 2 階建物モデルの材料定数

|       | 密度<br>( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) | ヤング係数<br>( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) | ポアソン比 | 材料モデル |
|-------|----------------------------------|-------------------------------------|-------|-------|
| R階スラブ | 1.82                             | $2 \times 10^4$                     | 0.4   | 剛体    |
| 2階スラブ | 2.73                             | $2 \times 10^4$                     | 0.4   | 剛体    |
| 1階スラブ | 2.73                             | $2 \times 10^4$                     | 0.4   | 剛体    |
| 2階柱   | 7.8                              | $2.05 \times 10^5$                  | 0.3   | 弾性体   |
| 1階壁   | 2.45                             | 550                                 | 0.3   | 弾性体   |

また、接触条件として、建物と周囲地盤あるいは底面地盤の接触面にコンタクトインターフェイス条件を設定し、静止摩擦係数と動的摩擦係数はともに 0.3 としている。

地盤モデルの境界条件は加振方向に繰り返し境界条件加振直交方向の  $zx$  平面上の節点は  $y$  方向変位のみ拘束するローラー支点とした。地盤モデルの底面上の節点は、すべて互いに剛体拘束して、さらに  $x$  軸方向のみ自由度を設定した。

### (3) 6 階建物

6 層建物は鉄骨コンクリート造住宅であり、固有振動数は 3.5Hz である。解析モデルは、図 4.3.4 に(a)平面図、(b)立面図を示す。また、建物モデルとその周辺地盤の拡大図を図 4.3.5 に示す。建物平面は、加振方向に 30.8m、加振直交方向に 11.4m であり、解析モデルは対称条件を考慮した 1/2 モデルとする。階高は 2.5m である。基礎と 1 階は 1.5m の深さ地盤に根入れされている。表 4.3.3 に建物モデルの材料定数を示す。

地盤モデルの境界条件は 2 層建物と同じように、加振方向に繰り返し境界条件加振直交方向の  $zx$  平面上の節点は  $y$  方向変位のみ拘束するローラー支点とした。地盤モデルの底面上の節点は、すべて互いに剛体拘束して、さらに  $x$  軸方向のみ自由度を設定した。

また、構造減衰として、地盤および構造物には、それぞれの 1 次固有周期において減衰定数が 5% となるような質量比例型の減衰を与えている。

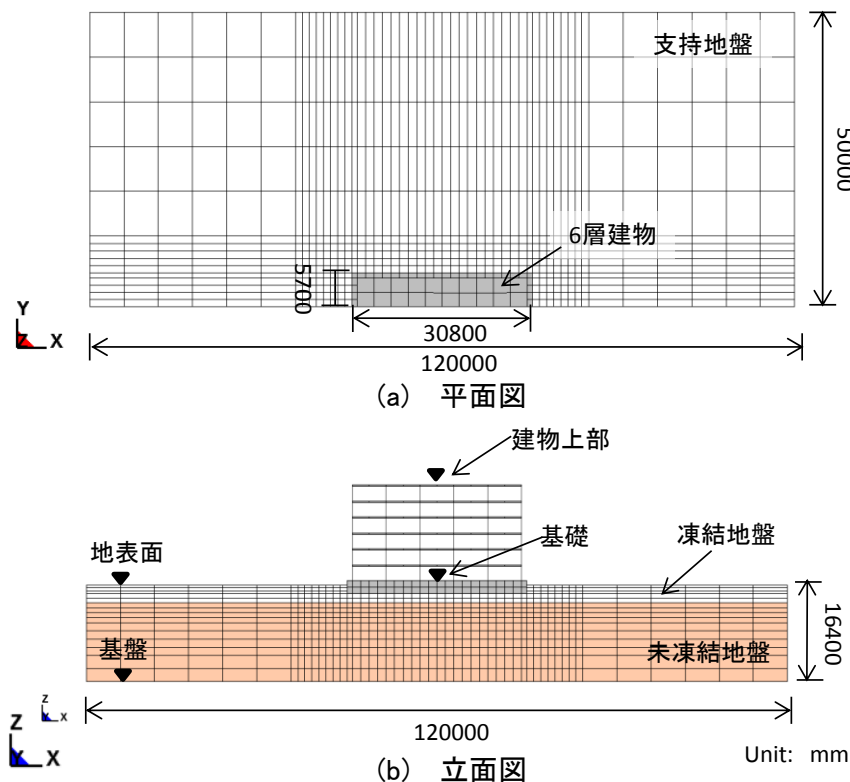
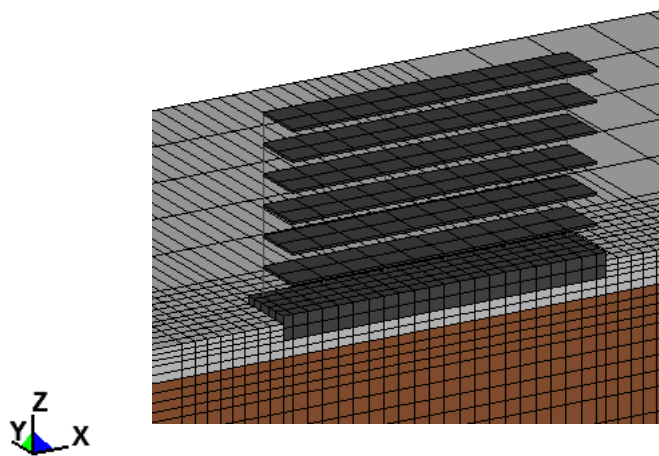
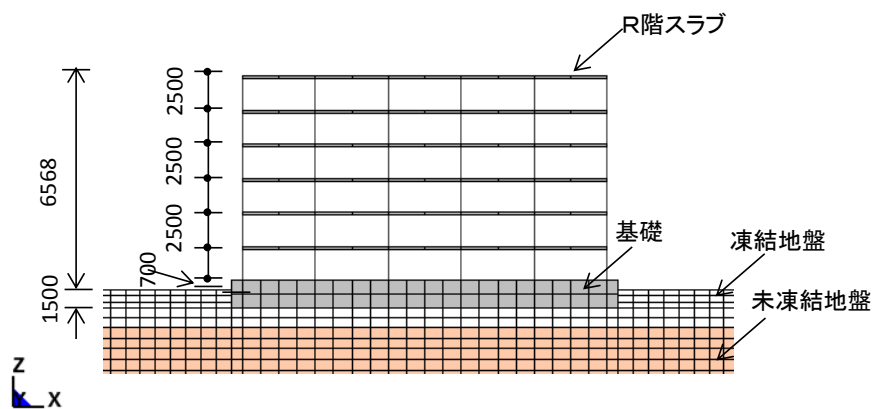


図 4.3.4 地盤-6 階建物連成系の解析モデル



(a) 見取り図



(b) 立面図

図 4. 3. 5 6 階建物と基礎側面地盤の拡大図

表 4. 3. 3 6 階建物モデルの材料定数

|         | 密度<br>( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) | ヤング係数<br>( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) | ポアソン比 | 材料モデル |
|---------|----------------------------------|-------------------------------------|-------|-------|
| 基礎      | 65.4                             | $1 \times 10^4$                     | 0.3   | 剛体    |
| 2階スラブ   | 6.73                             | $1 \times 10^4$                     | 0.3   | 剛体    |
| 3～6階スラブ | 6.10                             | $1 \times 10^4$                     | 0.3   | 剛体    |
| 1階柱     | 29.8                             | $4.83 \times 10^4$                  | 0.2   | 弾性体   |
| 2階柱     | 32.3                             | $3.48 \times 10^4$                  | 0.2   | 弾性体   |
| 3階柱     | 32.3                             | $3.01 \times 10^4$                  | 0.2   | 弾性体   |
| 4階柱     | 32.3                             | $2.82 \times 10^4$                  | 0.2   | 弾性体   |
| 5階柱     | 32.3                             | $2.65 \times 10^4$                  | 0.2   | 弾性体   |
| 6階柱     | 32.3                             | $2.35 \times 10^4$                  | 0.2   | 弾性体   |

### 4.3.2 解析結果

#### (a) 2階建物

図 4.3.6 に 2 階建物の場合、告示波の乱数位相 0.2 倍入力時の地表面と建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.3.6 (a)は凍結 0m、(b)は凍結 1.7m、(c)は凍結 3m の場合である。図 4.3.7 に凍結深さが 0m、1.7m、3m と異なる場合における地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.3.7 (a)は地表面、(b)は建物上部である。

図 4.3.6 から、凍結 0m 地盤の卓越周期は 0.35s 付近、凍結 1.7m の場合、地盤の卓越周期は 0.345s 付近、凍結 3m の場合では、地盤の卓越周期は 0.34s 付近となる。建物の卓越周期は、基礎固定時の 0.2 s に比べ長周期化していない。また、地盤—建物連成系の応答スペクトルに二つピークがあることがわかる。

図 4.3.7 の凍結深さの違いによる地表面の加速度応答スペクトルを見ると、地盤が凍結すると、地盤の 1 次卓越周期と地表面の応答があまり変わらない。地盤の 2 次卓越周期がやや小さくなる。上部構造の加速度応答スペクトルを見ると、建物の卓越周期の位置で、上部構造の応答が大きくなるが、差が小さい。

図 4.3.8 に 2 階建物の場合、告示波の乱数位相 1.0 倍入力時の地表面と建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.3.8(a)は凍結 0m、(b)は凍結 1.7m、(c)は凍結 3m の場合である。図 4.3.9 に凍結深さが 0m、1.7m、3m と異なる場合における地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.3.9 (a)は地表面、(b)は建物上部である。

図 4.3.8 から、凍結 0m 地盤の卓越周期は 0.355s 付近、凍結 1.7m の場合、地盤の卓越周期は 0.355s 付近、凍結 3m の場合では、地盤の卓越周期は 0.34s 付近となり、0.2 倍入力の場合とほぼ同じである。

図 4.3.9 の凍結深さの違いによる地表面の加速度応答スペクトルを見ると、0.2 倍入力と同様に、地盤が凍結すると、地盤の 1 次卓越周期と地表面の応答があまり変わらない。建物上部の加速度応答スペクトルに二つピークがあり、地盤が凍結すると、地盤の卓越周期のところで、建物上部の応答が小さくなるが、建物の卓越周期のところで、上部構造の応答が大きくなる。

図 4.3.10 と図 4.3.12 に 2 階建物の場合、告示波の神戸位相 0.2 倍入力と 1.0 倍入力時の地表面と建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。(a)は凍結 0m、(b)は凍結 1.7m、(c)は凍結 3m の場合である。図 4.3.11 と図 4.3.13 に告示波の神戸位相 0.2 倍入力と 1.0 倍入力時、凍結深さが 0m、1.7m、3m と異なる場合における地表面と上部構造の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。(a)は地表面、

(b)は建物上部である。

告示波神戸位相入力の場合、告示波乱數位相入力より応答が小さくなる。告示波乱數位相と同じ、地盤－上部連成系の応答スペクトルに二つピークがあるが、地盤の卓越周期のところの応答より建物の応答が大きい。地盤凍結すると、地表面の応答がやや小さくなるが、建物の応答がやや大きくなる。

以上より、2層建物の場合、建物が地盤に影響小さい。地盤の固有周期は0.35 s付近で、建物の固有周期である0.2s付近にピークを確認できる。地盤凍結すると、地盤の卓越周期と地盤応答があまり変化しない、低周期側に応答を低減する。建物については、地盤凍結すると、建物と地盤の卓越周期は離れるため、建物の応答は大きくなるが、差が小さい。地震波の違いを見ると、神戸位相の方が地盤と建物の応答は小さいことがわかる。

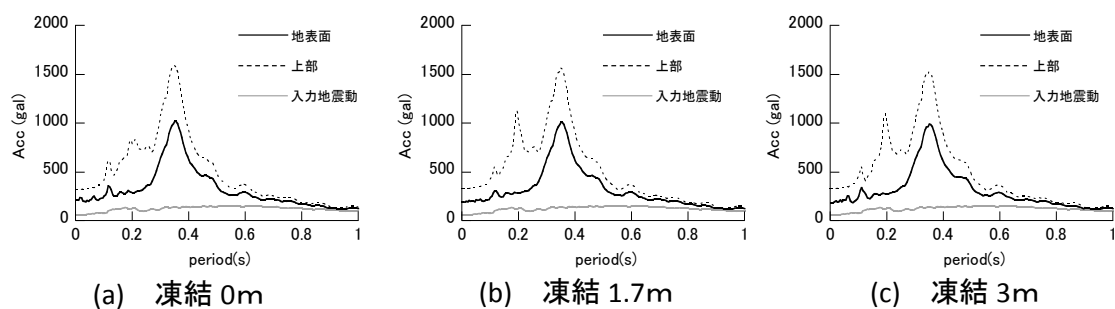


図 4.3.6 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示乱数位相 0.2 倍・2 階建物)

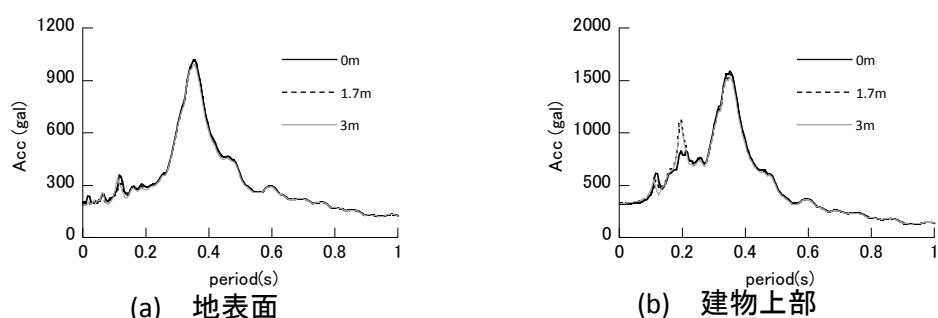


図 4.3.7 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示乱数位相 0.2 倍・2 階建物)

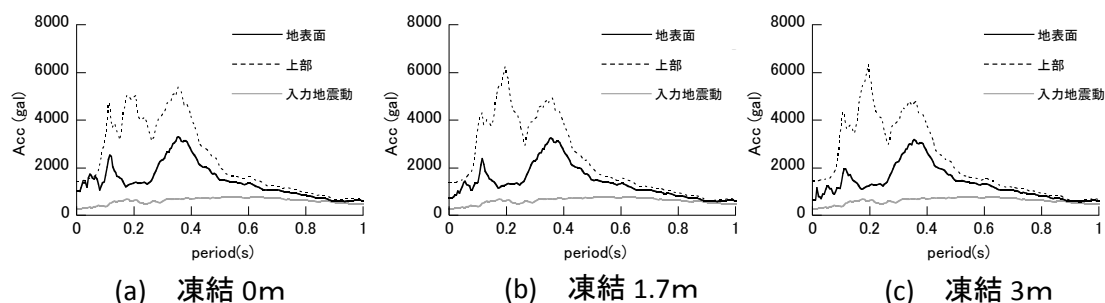


図 4.3.8 地表面と建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示乱数位相 1.0 倍・2 階建物)

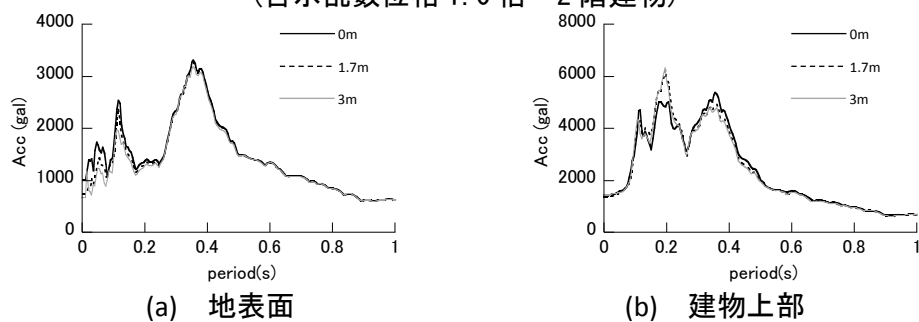


図 4.3.9 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示乱数位相 1.0 倍・2 階建物)



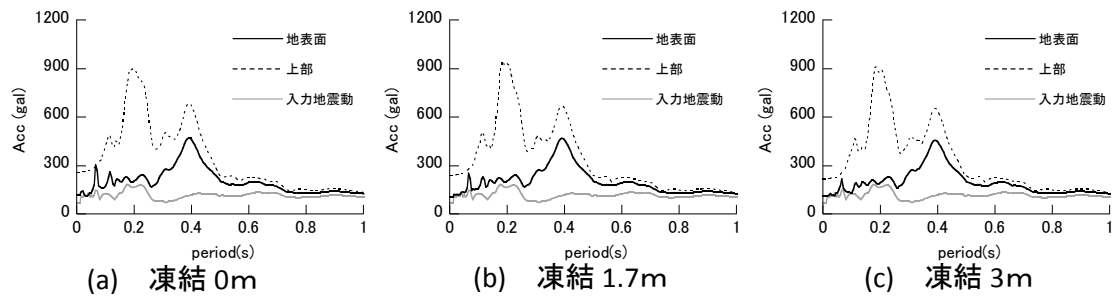


図 4.3.10 地表面と建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示神戸位相 0.2 倍・2 階建物)

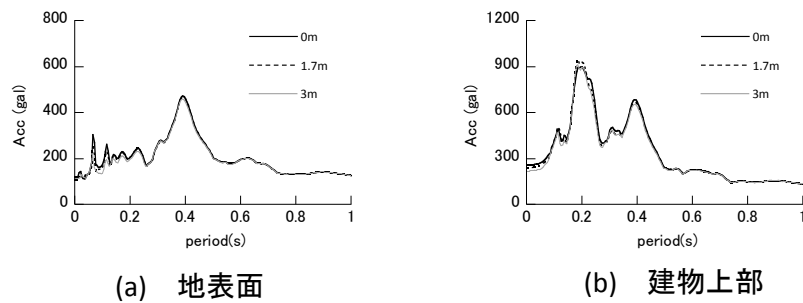


図 4.3.11 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示神戸位相 0.2 倍・2 階建物)

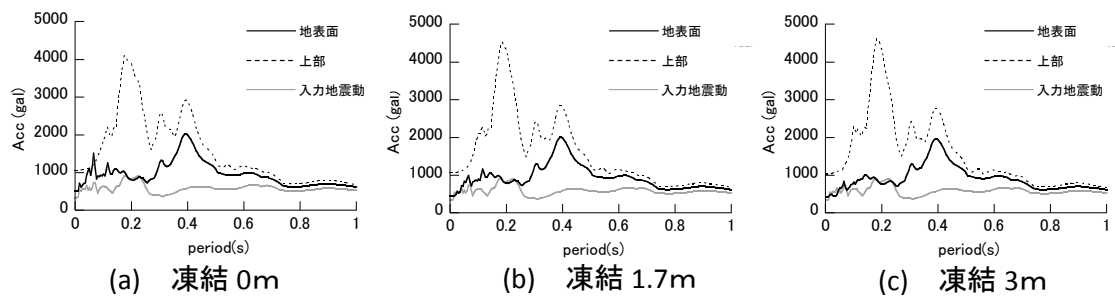


図 4.3.12 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示神戸位相 1.0 倍・2 階建物)

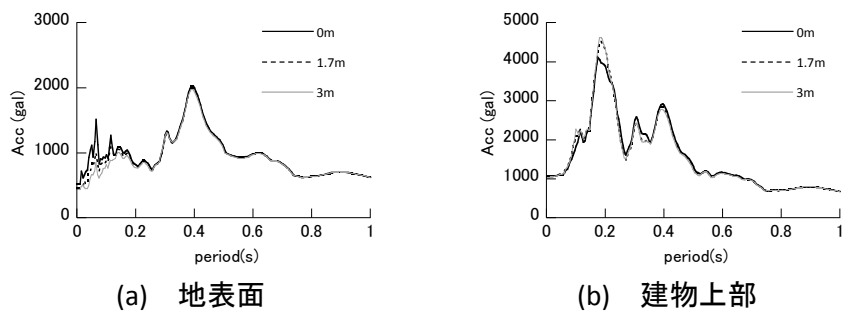


図 4.3.13 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示神戸位相 1.0 倍・2 階建物)

## (b) 6階建物

図 4.3.14 に 6 階建物の場合、告示波の乱数位相 0.2 倍入力時の地表面と建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.3.14 (a)は凍結 0m、(b)は凍結 1.5m、(c)は凍結 3m の場合である。図 4.3.15 に凍結深さが 0m、1.5m、3m と異なる場合における地表面と上部構造の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.3.15 (a)は地表面、(b)は建物上部である。

図 4.3.14 から、凍結 0m 地盤の卓越周期は 0.35s 付近、凍結 1.7m の場合、地盤の卓越周期は 0.355s 付近、凍結 3m の場合では、地盤の卓越周期は 0.35s 付近となる。また、建物の卓越周期は地盤固有周期と近くとなり、地盤-建物連成系の応答スペクトルに一つピークがあることがわかる。

図 4.3.15 の凍結深さの違いによる地表面の加速度応答スペクトルを見ると、地盤が凍結すると、地盤卓越周期と地表面の応答があまり変わらないが、低周期側が低減することが分かる。建物上部の加速度応答スペクトルを見ると、凍結深さの増加とともに、建物上部の応答が大きくなる。

図 4.3.15 に 6 階建物の場合、告示波の乱数位相 1.0 倍入力時の地表面と建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。図 4.3.15 (a)は凍結 0m、(b)は凍結 1.5m、(c)は凍結 3m の場合である。図 4.3.16 に凍結深さが 0m、1.5m、3m と異なる場合における地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。図 4.3.16 (a)は地表面、(b)は建物上部である。

図 4.3.17 の凍結深さの違いによる地表面の加速度応答スペクトルを見ると、0.2 倍入力時と同じ傾向を見られる。上部構造の加速度応答スペクトルを見ると、入力が大きい場合には、凍結深さの増加とともに、建物の卓越周期と地盤の卓越周期が重なるため、建物上部の応答が 2 倍程度大きくなる。

図 4.3.18 と図 4.3.20 に、6 階建物の場合、告示波の神戸位相 0.2 倍入力と 1.0 倍入力時の地表面と建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を示す。(a)は凍結 0m、(b)は凍結 1.5m、(c)は凍結 3m の場合である。図 4.3.19 と図 4.3.21 に、告示波の神戸位相 0.2 倍入力と 1.0 倍入力時、凍結深さが 0m、1.5m、3m と異なる場合における地表面と建物上部の加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較して示す。(a)は地表面、(b)は建物上部である。

告示神戸位相入力の時、地盤と建物上部の応答が乱数位相入力時より小さい。凍結深さの影響が告示乱数位相と同じ傾向である。

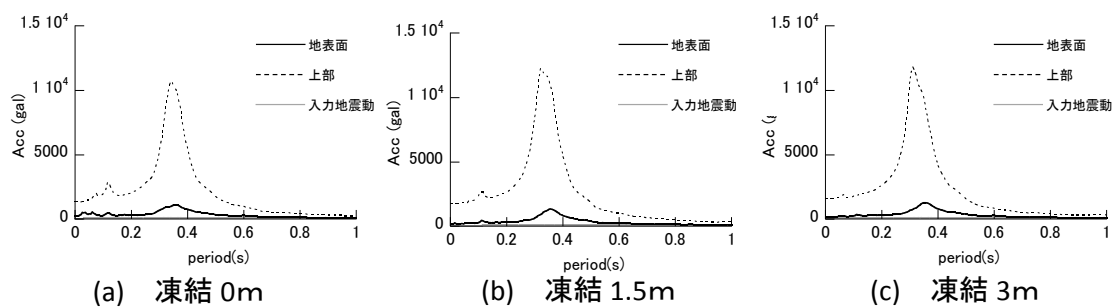


図 4.3.14 地表面と上部構造および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示乱数位相 0.2 倍・6 階建物)

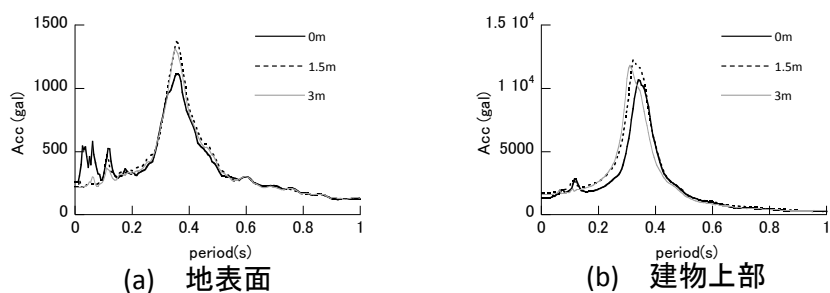


図 4.3.15 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示乱数位相 0.2 倍・6 階建物)

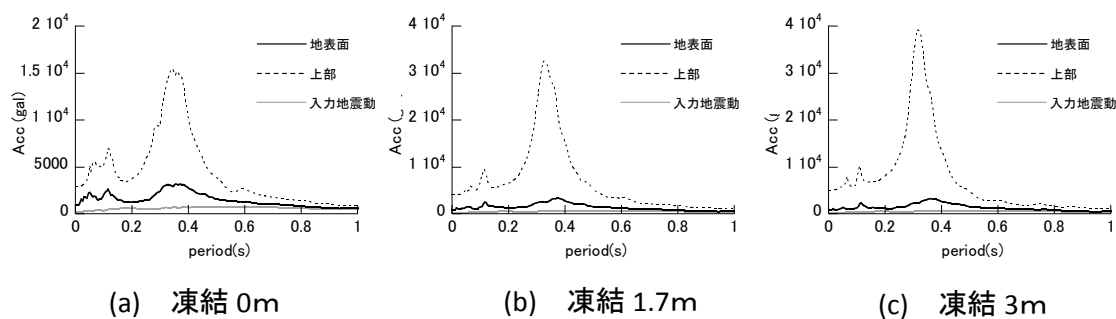


図 4.3.16 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示乱数位相 1.0 倍・6 階建物)

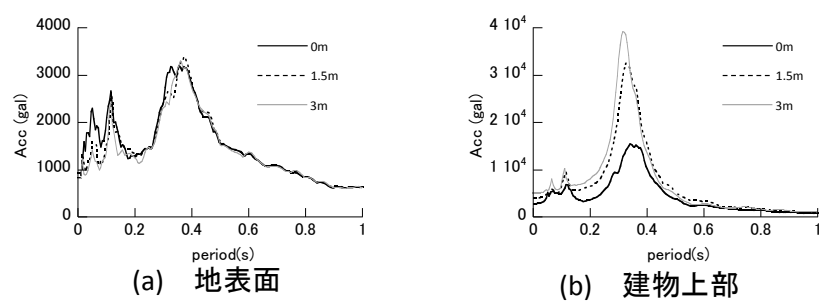


図 4.3.17 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示乱数位相 1.0 倍・6 階建物)

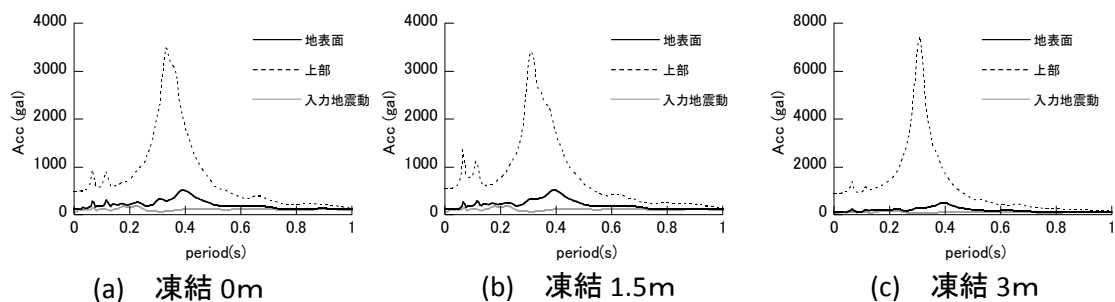


図 4.3.18 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示神戸位相 0.2 倍・6 階建物)

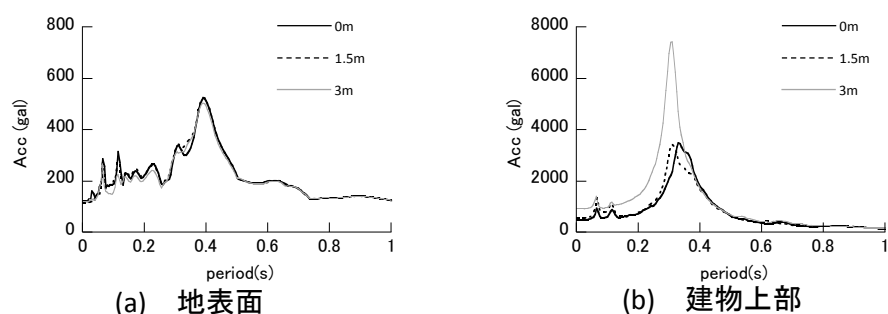


図 4.3.19 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示神戸位相 0.2 倍・6 階建物)

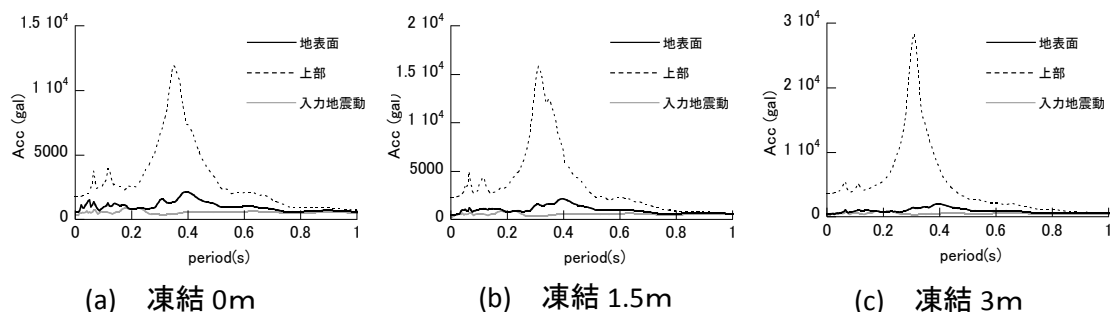


図 4.3.20 地表面、建物上部および入力地震動の加速度応答スペクトル  
(告示神戸位相 1.0 倍・6 階建物)

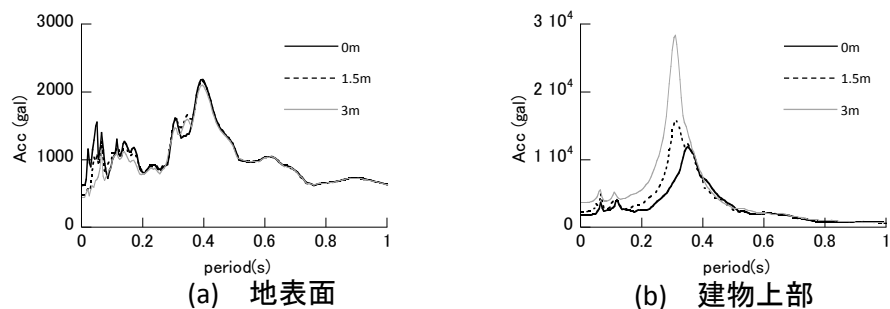


図 4.3.21 凍結深さによる地表面と建物上部の加速度応答スペクトルの比較  
(告示神戸位相 1.0 倍・6 階建物)

#### 4.4 まとめ

本章では、3次元有限要素解析により、中国と日本の寒冷地での代表的な凍結地盤と建物をモデル化し、建物種類、地盤の凍結深さと入力地震波の違いが凍土地盤の応答特性や建物の地震応答に与える影響を把握した。得られた知見を以下に示す。

日本の神戸地盤に建つ6階建ての鉄筋コンクリート造集合住宅を対象として、3次元非線形有限要素法による凍結地盤－杭－建物連成系モデルを用いた、長辺方向と短辺方向それぞれの地震応答解析を実施した。

地盤凍結深さの増加とともに、地盤の卓越周期は小さくなり、地表面の応答が小さくなった。短辺方向加振では上部構造の加速度応答スペクトルを見ると、地盤と同様に、凍結深さの増加とともに、建物の卓越周期が小さくなった。また、地盤が3m凍結した場合には、地盤剛性が大きくなるため、相互作用効果が小さくなり、さらに、建物と地盤の卓越周期が近くなることにより、上部構造の応答が2倍程度大きくなった。長辺方向加振でも、地盤が3m凍結した場合、相互作用効果が小さくなる上に、建物と地盤の卓越周期が近くなるため、上部構造の応答が2倍程度大きくなった。凍結5mの場合、地盤と建物の卓越周期が離れるため、地盤の卓越周期付近でも上部構造の応答が増幅した。

上部構造の応答せん断力については、短辺方向と長辺方向加振とも、上部構造の加速度応答と同様に、凍結3mの場合では凍結0mと凍結5mに比べ大きくなった。ただし、告示神戸位相1.0倍入力時の短辺方向では、凍結5mの場合で上部構造の応答せん断力が大きくなる結果であった。このように入力地震動と凍結深さの違いによる地盤の卓越周期によって、上部構造の応答が大きく影響を受けることが確認できた。

杭の最大曲げモーメント分布について、加振方向によらず、凍結3mの場合、上部構造の応答がかなり大きくなるため、杭頭部の曲げモーメントも大きくなった。一方、凍結5mの場合、凍結層において杭の曲げモーメントの低減が大きい結果であった。また、凍結層の下部地盤で曲げモーメントがやや大きくなる分布となった。凍結3mの場合では、このような現象は見られなかった。

季節性凍土の深さが約0.5mとなる北海道の釧路での凍結地盤特性を考慮した建物の耐震性能評価では、6階建ての鉄筋コンクリート造杭基礎建物を対象とし、凍結地盤－杭－建物連成系モデルの地震応答解析を行った。得られた結果を以下に示す。

凍結深さ0.5mの場合では、地盤と上部構造の応答に与える影響は、上部構造のせん断力分布を見ると、地盤0.5m凍結の場合では0m凍結より14%~39%程度大きくなっ

た。杭の最大曲げモーメント分布について、凍結 0.5m の場合は凍結 0m の場合より地中のモーメントがやや大きくなるが、その差は小さい結果となった。

凍結 3m の場合では、地盤の応答が小さくなり、建物の応答が大きくなった。上部構造のせん断力分布を見ると、0m 凍結より 43%~53% 程度大きくなった。杭の最大曲げモーメント分布を見ると、凍結 3m の場合、杭頭部の杭の曲げモーメントがやや小さくなった。

季節性凍土が約 1.5m と深い中国の瀋陽地盤を用いて、中国の東北地区によくある直接基礎の 2 層建物と 6 層建物を 3 次元有限要素解析により、地盤凍結深さが 0m、1.5m (6 層建物)/1.7m (2 層建物)、3m の 3 種類の地盤について、地震応答解析を行った。得られた結果を以下に示す。

2 層建物の場合、凍結 0m 地盤の卓越周期は 0.35s 付近、凍結 1.7m の場合、地盤の卓越周期は 0.345s 付近、凍結 3m の場合では、地盤の卓越周期は 0.34s 付近となり、地盤が凍結しても、地盤の卓越周期と応答はあまり変化しない結果であった。建物については、建物の固有周期である 0.2s 付近にピークを確認できた。また、建物と凍結地盤の卓越周期は離れるため、建物応答は大きくなるが、凍結深さによる差が小さい。入力地震動の違いを見ると、神戸位相の方が地盤と建物の応答は小さくなることが確認できた。

6 層建物の場合、凍結 0m 地盤の卓越周期は 0.35s 付近、凍結 1.5m の場合、地盤の卓越周期は 0.355s 付近、凍結 3m の場合では、地盤の卓越周期は 0.35s 付近となることが確認できた。建物については、凍結 1.5m と凍結 3.0m の場合では、建物と地盤の卓越周期が重なるため、上部構造の応答がかなり大きくなることがわかった。また、凍結深さの増加とともに、上部構造の応答が大きくなることが確認できた。

以上のように、地盤が凍結すると、地盤の剛性が大きくなり、地表面の応答が小さくなるが、その影響は小さい結果であった。また、建物の基礎形式によらず、地盤－建物の相互作用効果が小さくなり、凍結地盤の卓越周期と建物の固有周期が近くなると、建物応答が増幅した。これらの結果は、地震被害調査報告や第 3 章で行った振動台実験結果と一致している。また、北海道釧路の凍結深さ 0.5m では、地盤と建物の応答や杭の曲げモーメントに与える影響は小さいことが確認できた。一方、中国の瀋陽の凍結深さ 1.5m では、建物高さによって応答が大きく増幅する場合があることを示した。よって、厳寒地に建つ建物の耐震設計に、凍土地盤が建物の地震応答に与える影響を考慮する必要があると考えられる。

【参考文献(第4章)】:

- 4-1) 木下誠一, 福田正巳, 矢作裕(1978) 北海道における土の凍結深の分布, 自然災害資料解析, 5, 10-15
- 4-2) 鹿島: 1993 年 1 月 15 日釧路沖地震被害調査報告書, pp29-40, 1993.2
- 4-3) <http://tupian.baike.com/s/中国凍土/xgtupian/1/1/>, 2015.11.2 参照
- 4-4) Zhou Youwu, Guo Dongxin, Qiu Guoqing et al: Chinese Permafrost, Beijing, Science Press, pp1-8, 2000.1
- 4-5) Feng Xiong, Zhaohui (Joey) Yang, Gang Xu: Seasonally Frozen Soil Effects on the Dynamic Behavior of Building Structures, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China
- 4-6) 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
- 4-7) 山崎久雄, 中川佳久, 宮本裕司: H-D パラメータによる応力-歪モデルを用いた 1 次元有効応力解析, その 1, 観測記録による検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp387-388, 2014.9
- 4-8) 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.
- 4-9) 西弘明, 今野久志, 三田村浩: 北海道における地震動特性を考慮した構造物の耐震性能評価に関する研究, 寒地土木研究所, 2006~2010, <https://www.pwri.go.jp/jpn/results/report/report-seika/2010/pdf/sei-29.pdf/>, 2015.2.20 参照
- 4-10) LS-DYNA Version 971 User's Manual Volume I II, 2007.6

## 第5章 結論と今後の課題

本論文では、地盤特性と地域特性の二つの視点から、建物の地震応答および耐震性能評価を目的としている。第1章では、本研究の背景と目的について述べ、既往研究に対する本研究の位置付けを明確にした。第2章では、地盤特性に関して、耐震設計で想定する極めて稀な地震動(レベル2地震動)を上回る地震動を対象とし、杭や改良地盤と外周地盤との境界部で生じる強非線形性が、杭基礎の水平抵抗や杭基礎建物の地震応答に及ぼす影響を実験・解析の両面から評価した。第3章では、地域特性に関して、寒冷地域での凍土が地盤と建物の地震応答に与える影響を把握した。第4章では、中国と日本の寒冷地での代表的な凍結地盤と建物を対象とした実大モデルを用いて、凍土地盤の応答特性や建物の地震応答に与える影響を明らかにした。その際、建物種類により、地盤の凍結深さと入力地震波の違いが建物の地震応答にどのように影響するか考察した。以下に各章で得られた成果をまとめて示す。

第1章は序論であり、関連研究の文献調査を行い、研究背景と検討課題を明確にし、本論文での取り組みを示した。

以下に、既往の関連研究と問題点について示す。

- ① 乾燥砂地盤に建つ杭基礎建物に、極大振幅の地震動が入力された場合、上部構造の大きな慣性力によって、杭周地盤の非線形性として、地盤の材料非線形性に加えて杭―地盤間で生じる剥離、すべり等の強非線形現象が指摘されている。杭基礎―地盤間で生じる非線形性が構造物の地震時挙動に及ぼす影響については、縮尺模型もしくは実大建物の振動実験とシミュレーション解析が実施されているが、局所的非線形性に焦点を当てたものは少なく、地盤の局所的非線形性が構造物に及ぼす影響は明確になっていない。よって、極大地震に対する建物の耐震性能評価には、これらの強非線形現象を設計モデルに、いかに考慮するかが重要となる。
- ② 土が凍結すると、地盤の剛性が大きく変化し、地盤と建物の地震応答に影響を与える。中国厳寒地での地震被害調査によっても、凍土が建築構造物の地震被害に影響を与えたことが確認された。また、日本においても、寒冷地の北海道の市部では、冬になると表層地盤が数十センチ凍結する。1993年1月に発生した釧路沖地震の被害調査報告より、凍土が建物の地震被害に与えた影響や液状化発生の抑制に影響したという報告があるが、真相は明らかとなっていない。構造物の地震応答に与える影響としては、寒冷地での橋梁の杭基礎を対象に地震時挙動を解析的に検討して



いるが、数は限られている。凍結層の深さと建物剛性、また入力地震動の大きさが、凍結地盤での杭応力や上部構造の応答性状に与える影響を把握した研究は無く、建築の耐震設計に凍土地盤の影響をどのように考えるかについての知見は乏しいのが現状である。したがって、寒冷地域での地域特性や地盤特性を考慮した建築物の地震応答に着目した研究を行う必要がある。

以上の課題に対する本論文での取り組み結果について、以下の第 2 章から第 4 章に示した。

第 2 章では、兵庫県南部地震の震度 7 地域での推定地震動を用いて、杭や改良地盤と外周地盤との境界部で生じる強非線形性が、杭基礎の水平抵抗や杭基礎建物の地震応答に及ぼす影響を実験・解析の両面から検討した。具体的には、乾燥砂地盤に設置した杭基礎建物模型の小型振動台により、杭や杭頭部改良体の周辺地盤の強非線形現象による影響について定性的な傾向を把握した。次に、振動台実験結果について、非線形 3 次元有限要素モデルを用いてシミュレーション解析を行い、杭および改良地盤とその外周地盤でのすべりや剥離の有無をパラメータとした解析によって、局所的強非線形現象が杭基礎建物や杭の地震応答に及ぼす影響を明らかにした。

本章で得られた結論を以下に示す。

- ① 改良地盤なしの場合には、入力振幅の増大に伴って杭周地盤にすり鉢状のくぼみが現れた。杭周に改良地盤ありの場合は、ある程度入力振幅を超えた段階で、改良地盤周囲の地盤沈下とその外周地盤での隆起が現れた。
- ② 入力地震動の増大に伴って、杭－上部構造系の固有振動数の低下と卓越ピークの低下が顕著に見られた。特に、改良地盤がある場合は、入力振幅が小さい場合には相互作用効果が小さく、上部構造は基礎固定時に近い応答性状となるが、入力振幅の増大に伴って改良地盤外周の地盤の水平抵抗力が小さくなり、改良地盤がない場合と近い応答性状を示した。
- ③ 改良地盤がない場合の杭の曲げモーメントは、入力振幅の増大に伴ない杭周地盤の強非線形化の影響が見られ、曲げモーメントの分布形状が変化した。改良地盤がある場合の杭の曲げモーメントは、改良効果によって小さくなった。しかし、入力振幅の増大に伴って外周地盤で地盤変状が生じると、改良地盤による杭応力の低減効果が小さくなった。
- ④ 非線形 3 次元有限要素法を用いたシミュレーション解析により、入力振幅の増大に伴う杭と近傍地盤の非線形化の影響が、上部構造の応答と杭応力に与える影響を確認できた。また、杭と近傍地盤の接触条件の影響度は入力振幅によって異なり、

極大入力レベルでは接触モデルおよび密着モデルの差が小さくなった。杭周に改良地盤がある場合には、ある程度の入力振幅までは、外周地盤と密着条件に近い性状となったが、それ以上では接触条件に近い応答となり、改良地盤底面を含めて外周地盤との接触面での強非線形化が杭基礎の応答性状を変化させた。このように、極大地震時には杭および改良地盤と外周地盤との接触条件が杭基礎建物の応答に影響を与えること、特に改良地盤と外周地盤の接触条件は、杭基礎の抵抗メカニズムを変化させることがわかった。

第3章では、室内の模型実験より、凍土が地盤と建物の地震応答に与える影響を分析した。具体的には、飽和地盤模型の表層部を室内で凍結させて、凍結地盤内の杭基礎模型の地震波加振実験を行い、凍結地盤における杭基礎建物の地震応答を把握した。その際、地盤の凍結深さと建物の固有振動数の違いにより、建物加速度応答と杭応力がどのように変化するかを検討した。また、入力地震波形や入力加速度レベルの違いが、凍結地盤の深さや固有振動数の異なる建物応答にどのように影響するかも分析した。次に、振動台実験結果について3次元有限要素法を用いたシミュレーション解析を行い、凍結地盤が杭基礎建物の地震応答に及ぼす影響を明らかにした。

本章で得られた結論を以下に示す。

- ① 凍土の一軸圧縮試験において、砂の相対密度と種類によらず、ひずみが小さいうちは、ひずみにほぼ比例して応力は増加したが、その後の増加は緩やかで、ほぼ一定の応力になった後にピーク荷重が認められた。温度の低下とともに、凍土の圧縮応力が大きくなり、脆性を示した。また、豊浦砂とケイ砂の違いは見られなかった。温度が低くなるにつれて、砂の相対密度の影響が小さくなった。
- ② 飽和地盤では、地震入力により地盤全層で過剰間隙水圧が上昇したが、表層に凍結層がある場合には凍結層で過剰間隙水圧の上昇が抑えられ、逆に下部にある未凍結の飽和地盤で過剰間隙水圧の上昇量が大きくなった。
- ③ 本実験モデルのように密な飽和地盤で凍結層がある場合では、表層部の凍結が深くなるほど地表面の加速度応答が小さくなる傾向を示した。地盤の増幅特性については飽和地盤と凍結層がある地盤で差が見られたが、その差は小さく、凍結層が地盤の応答性状に与える影響はそれ程大きくなかった。
- ④ 飽和地盤に比べ凍結地盤では凍土層の剛性が大きくなるため、相互作用効果が小さくなり建物応答は大きくなった。また、本実験モデルの2層建物のように比較的剛な建物では、凍結地盤の影響で相互作用効果が期待できなくなり、凍結地盤の卓越振動数と建物の固有振動数が近くなると、建物応答が増幅した。

- ⑤ 飽和地盤では杭頭と地中部で杭の曲げモーメントが大きくなる分布となったが、凍結層では杭の曲げモーメントの低減が大きいことが確認できた。また、凍結層の下部地盤で曲げモーメントがやや大きくなることを確認できた。
- ⑥ 凍土の地盤物性を考慮して、過剰間隙水圧の上昇にともなう等価地盤剛性を用いた 3 次元有限要素モデルの解析からも、凍結地盤の応答性状と、相互作用効果が小さくなることにより建物応答が大きくなることが確認できた。また、凍結層において杭応力が大幅に抑制されることもシミュレーションできた。

なお、本実験は、重力場での実験であり、相対密度が高い密な飽和砂地盤であったため、過剰間隙水圧の上昇もあまり大きくない条件であった。実地盤モデルや緩い砂地盤を対象とした地盤条件については、今後の課題としたい。

第 4 章では、中国と日本の寒冷地での代表的な凍結地盤と建物を対象としたモデルを用いて、凍土地盤の応答特性や建物の地震応答に与える影響を明らかにした。具体的には、日本における 6 階建ての鉄筋コンクリート造杭基礎集合住宅を対象とし、3 次元有限要素解析よりモデル化した凍結地盤－建物連成系モデルを用いた地震応答解析を実施した。その際に、地盤凍結深さ、入力地震動の種類と振幅、ならびに加振方向についてのパラメトリックスタディを行い検討した。また、北海道における凍結地盤を考慮した建物の耐震性能評価を行った。さらに、中国の瀋陽地盤を用いて、中国の東北地区によくある建物種類である実大直接基礎の建物と、その敷地地盤を 3 次元有限要素解析によりモデル化した。その際、建物種類により、地盤の凍結深さと入力地震波の違いが直接建物の地震応答にどのように影響するか検討した。

本章で得られた結論を以下に示す。

日本の神戸地盤における 6 階建ての鉄筋コンクリート造集合住宅を対象として、3 次元非線形有限要素法による凍結地盤－杭－建物連成系モデルを用いた、長辺方向と短辺方向それぞれの地震応答解析を実施した。

地盤凍結深さの増加とともに、地盤の卓越周期は小さくなり、地表面の応答が小さくなった。短辺方向加振では上部構造の加速度応答スペクトルを見ると、地盤と同様に、凍結深さの増加とともに、建物の卓越周期が小さくなった。また、地盤が 3m 凍結した場合では、地盤剛性が大きくなるため、相互作用効果が小さくなり。さらに、建物と地盤の卓越周期が近くなることにより、上部構造の応答が 2 倍程度大きくなった。長辺方向加振でも、地盤が 3m 凍結した場合、相互作用効果が小さくなる上に、建物と地盤の卓越周期が近くなるため、上部構造の応答が 2 倍程度大きくなった。凍結 5m の場合、地盤と建物の卓越周期が離れるため、地盤の卓越周期付近でも上部構造の応答が増幅した。

- ① 上部構造の応答せん断力については、短辺方向と長辺方向加振とも、上部構造の加速度応答と同様に、凍結 3m の場合では凍結 0m と凍結 5m に比べ大きくなった。ただし、告示神戸位相 1.0 倍入力時の短辺方向では、凍結 5m の場合で上部構造の応答せん断力が大きくなる結果であった。このように入力地震動と凍結深さの違いによる地盤の卓越周期によって、上部構造の応答が大きく影響を受けることが確認できた。
- ② 杭の最大曲げモーメント分布について、加振方向によらず、凍結 3m の場合、上部構造の応答がかなり大きくなるため、杭頭部の曲げモーメントも大きくなった。一方、凍結 5m の場合、凍結層において杭の曲げモーメントの低減が大きい結果であった。また、凍結層の下部地盤で曲げモーメントがやや大きくなる分布となった。凍結 3m の場合では、この現象は見られなかった。

季節性凍土の深さが約 0.5m となる北海道の釧路での凍結地盤特性を考慮した建物の耐震性能評価では、6 階建ての鉄筋コンクリート造杭基礎建物を対象とし、凍結地盤一杭一建物連成系モデルの地震応答解析を行った。得られた結果を以下に示す。

- ① 凍結 0.5m の場合では、地盤と上部構造の応答に与える影響は、上部構造のせん断力分布を見ると、地盤 0.5m 凍結の場合では 0m 凍結より 14%~39% 程度大きくなった。杭の最大曲げモーメント分布について、凍結 0.5m の場合は凍結 0m の場合より地中のモーメントがやや大きくなるが、その差は小さい結果となった。
- ② 凍結 3m の場合では、地盤応答が小さくなり、建物の応答が大きくなった。上部構造のせん断力分布を見ると、0m 凍結より 43%~53% 程度大きくなった。杭の最大曲げモーメント分布を見ると、凍結 3m の場合、杭頭部の杭の曲げモーメントがやや小さくなった。

中国の瀋陽地盤を用いて、中国の東北地区によくある直接基礎の 2 層建物と 6 層建物を 3 次元有限要素解析により、地震応答解析を行った。得られた結果を以下に示す。

- ① 2 層建物の場合、凍結 0m 地盤の卓越周期は 0.35s 付近、凍結 1.7m の場合、地盤の卓越周期は 0.345s 付近、凍結 3m の場合では、地盤の卓越周期は 0.34s 付近となり、地盤が凍結しても、地盤の卓越周期と応答はあまり変化しない結果であった。建物については、建物の固有周期である 0.2s 付近にピークを確認できた。また、建物と凍結地盤の卓越周期は離れるため、建物応答は大きくなるが、凍結深さによる差が小さい。入力地震動の違いを見ると、神戸位相の方が地盤と建物の応答は小さくなることが確認できた。

- ② 6層建物の場合、凍結 0m地盤の卓越周期は 0.35s 付近、凍結 1.5m の場合、地盤の卓越周期は 0.355s 付近、凍結 3m の場合では、地盤の卓越周期は 0.35s 付近となることが確認できた。建物については、凍結 1.5m と凍結 3.0m の場合では、建物と地盤の卓越周期が重なるため、上部構造の応答がかなり大きくなることがわかった。また、凍結深さの増加とともに、上部構造の応答が大きくなることが確認できた。

以上のように、地盤が凍結すると、地盤の剛性が大きくなり、地表面の応答が小さくなるが、その影響は小さい結果であった。また、建物の基礎形式によらず、地盤－建物の相互作用効果が小さくなり、凍結地盤の卓越周期と建物の固有周期が近くなると、建物応答が増幅した。これらの結果は、地震被害調査報告や第 3 章で行った振動台実験結果と一致している。また、北海道釧路の凍結深さ 0.5m では、地盤と建物の応答や杭の曲げモーメントに与える影響は小さいことが確認できた。一方、中国の瀋陽の凍結深さ 1.5m では、建物高さによって応答が大きく増幅する場合があることを示した。よって、厳寒地に建つ建物の耐震設計に、凍土地盤が建物の地震応答に与える影響を考慮する必要があると考えられる。

最後に、今後本研究成果を厳寒地での建物の耐震性能評価に適用させるための課題について以下に述べる。

まず、厳寒地における建物の合理的な耐震設計を行うためには、凍結地盤の特性、建物と凍結地盤との動的相互作用効果などを実現象に基づいて明らかにすることが重要である。本論文では検討手法として振動台実験と 3 次元有限要素解析を用いた。得られた知見を実証するためにも実建物の地震観測を充実させる必要がある。

3 次元有限要素解析の解析精度を向上するため、凍土のモデル化、凍土と建物の接触条件をさらに検討する必要がある。

また、凍結地盤と建物の相互作用は地震時の建物の動的挙動に大きく影響する。この相互作用は、凍結地盤における基礎の入力損失効果と地下逸散減衰効果が含まれている。凍土地盤の特性を考慮することにより入力損失と逸散減衰の評価を行うことが必要である。

## 本論文に関連した論文

### 主論文

- 1) XING Shuang, 宮本裕司：振動台実験による凍結地盤に建つ杭基礎建物の地震応答に関する研究，第 14 回日本地震工学会シンポジウム論文集，pp.373-379，2014 年 12 月
- 2) 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，第 80 巻，第 710 号，pp.583-591，2015 年 4 月
- 3) 邢爽，宮本裕司：厳寒地における凍結地盤と杭基礎建物の地震応答に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 80 巻，第 717 号，pp.1667-1676，2015 年 11 月
- 4) XING Shuang, MIYAMOTO Yuji: SEISMIC RESPONSE CHARACTERISTICS OF A BUILDING SUPPORTED BY PILE FOUNDATION IN FROZEN SOIL BASED ON SHAKING TABLE TEST, Journal of Earthquake and Tsunami, Vol.10, No.2, 2016.6

### 学会発表論文

- 1) XING Shuang, 宮本裕司，柏尚稔：厳寒地における凍土地盤と建物の地震応答に関する研究，日本建築学会大会学術講演会梗概集，pp57-58，2013.9
- 2) XING Shuang, 宮本裕司ほか：凍結地盤に建つ杭基礎建物の地震応答に関する振動台実験，日本建築学会大会学術講演会梗概集，pp19-20，2014.9
- 3) XING Shuang, 宮本裕司ほか：杭および改良地盤の外周地盤の強非線形性化が杭-建物応答に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演会梗概集，pp243-244，2015.9
- 5) XING Shuang, 宮本裕司ほか：凍結地盤と杭基礎建物の地震応答性状に関する振動台実験，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp41-44，2014.6
- 6) XING Shuang, 宮本裕司，柏尚稔：極大地震時の杭および改良体の外周地盤の強非線形化と杭基礎建物の応答，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp217-220，2015.6
- 7) 伊藤聖人，宮本裕司，XING Shuang：凍結地盤における杭基礎建物の地震応答性状，日本建築学会大会学術講演会梗概集，pp241-242，2015.9
- 8) 伊藤聖人，宮本裕司，XING Shuang：凍結地盤における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，pp213-216，2015.6
- 9) 張双双，XING Shuang, 弾健太郎，宮本裕司：飽和砂地盤の地震時杭応力の簡易評価法，日本建築学会大会学術講演会梗概集，pp239-240，2015.9

### その他論文

- 1) Xing Shuang, et al: Effects of embedment depth and section shape on frost heaving of buried structures, Journal of Transactions of the CSAE, 27(9), pp.231-235, 2011.9 (in Chinese)
- 2) XING Shuang, et al: Application of replacement method to preventing frost heave damage of geogrids, Journal of Rock and Soil Mechanics, 32(11), pp. 3404-3408, 2011.11 (in Chinese)
- 3) Xiao Qi, Xing Shuang: Research on frost heave of volcanic ashes, Journal of Science Times, pp.157-158, 2009.4 (in Chinese)
- 4) Xiao Qi, Xing Shuang: Optimization analysis of Compact and Narrow Basal Transmission Tower, The tenth Chinese Society for Electrical Engineering Institute, Annual Report, pp.382-382, 2008.9 (in Chinese)
- 5) XING Shuang, et al: Experimental System of Frost-Heave for Seasonal Frozen Soil and its Application, Journal of Northeast China Institute of Electric Power Engineering, pp23-27,2009.4 (in Chinese)
- 6) XING Shuang, et al: Optimization analysis of Multi Circuit and Narrow Basal Transmission Tower, Journal of Science and Technology Information, pp415-416, No.35, 2009.4 (in Chinese)

## 謝 辞

本論文は、多くの方々にご指導、助言を頂き、完成させることができたと考え、ここに感謝の意を述べさせていただきます。

本研究を進めるにあたり、指導教官である大阪大学大学院工学研究科宮本裕司教授には、この3年間に渡り、終始温かい励ましと熱心なご指導、ご鞭撻を頂いたのみならず、研究に対する真摯な姿勢、社会人としての考え方までもご教示頂きました。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多田元英教授、倉本洋教授には論文全般にわたり貴重なご指導とご助言を頂きました。ここに厚くお礼申し上げます。

大阪大学大学院工学研究科川辺秀憲准教授には、研究についての確なご指摘やご助言を頂きました。また、お忙しい中、深夜まで論文の修正を頂き、心より感謝致します。

建築研究所主任研究員柏尚稔博士（元大阪大学）には、研究に対するご助言や具体的な指導など様々な面でご指導を頂きました。査読論文を書く時に、夜遅くまで討議してくださったことも良い思い出です。

ケミカルグラウト株式会社技術本部開発主任の島村淳博士には研究と実験を進めるうえで多大なご協力とともに、経験に基づく貴重なご助言を頂きました。

元大阪大学大学院工学研究科准教授吉村智昭准教授（故人）には、研究分野が異なればこそその鋭い視点からご助言を頂くとともに、温かい激励を頂きました。

また、博士後期課程二年生の中野尊治君をはじめとする大阪大学宮本研究室卒業生、在校生の皆様に多大なご協力を頂きました。研究室の在校生には、私自身先輩として、至らない点が多くあったにもかかわらず、日々の生活全般にわたって大変お世話になりました。ここに記して謝意を表します。

最後に、本論文をまとめるに当たり、温かく見守りそして辛抱強く支援してくださった両親に対して深い感謝の意を表して謝辞と致します。また、日本に来てから3年間、終始私を温かく支持してくれた夫・LI YUEBING と、いつも元気にしてくれた娘・XINRAN に改めてお礼を言いたいと思います。

なお、本研究は日本政府（文部科学省）国費奨学金の支援を受けました。ここに、深くお礼申し上げます。

2015年12月8日 邢 爽