

# 粘性土地盤における板状建物を支える杭基礎の地震時挙動に関する研究

## Study on the Seismic Behavior of the Pile Foundations Supporting a Plate-shaped Building on Clayey Ground

奥村 豪悠 Takehiro Okumura\*<sup>1</sup> 濱田 純次 Junji Hamada\*<sup>2</sup> 本多 剛 Tsuyoshi Honda\*<sup>3</sup>

### 梗概

地震時の建物－杭－地盤系の応答は、地盤が強非線形性を示すため、いまだ明らかでない部分が多い。特に板状建物はその形状から大きな引抜き力を生じ複雑な挙動を示すことが考えられる。また杭基礎建物は粘性土地盤に建設されるケースが多いにも関わらず、粘性土地盤に関する実験は難易度が高く実験例が少ない。そこで本研究では、粘性土地盤における板状建物を支える杭基礎に関する動的遠心模型実験を行った。その結果、密度と含水比を管理することで室内試験と概ね整合する模型地盤を遠心場にて製作する方法を確認し、その粘性土地盤における建物の応答や杭基礎に生じる応力を確認した。

キーワード：杭基礎、粘性土地盤、遠心力模型実験、板状建物

### Summary

The seismic behavior of the plate-shaped building supported by pile foundation in soft ground is not clear since the soil non-linearity is significantly complicated and large overturning moment is caused during a large earthquake. This study confirmed that the soft clayey ground can be easily made in a short time in a centrifugal model test by using Kanto loam as a ground material, and it was confirmed that the clayey ground has a low range of shear wave velocity from 100 m/s to 200 m/s in centrifugal 50g field. Also, the response of plate-shaped building and the stress of pile foundation in clayey ground were observed.

Keywords: pile foundation, clayey ground, centrifugal model test, plate-shaped building

## 1 はじめに

我が国の市街地の多くは沖積平野に発達していることから湾岸地域の軟弱地盤上に建物が建設されることが多く、その基礎には杭基礎が用いられることが多い。しかし、それらの大地震時の挙動は地盤の強い非線形性と大きな地盤変形とで複雑になり不明確な部分が多い。また板状建物はそのアスペクト比（高さ/短辺方向長さ）から大きな変動軸力を生じ、引抜き力が常時軸力を上回った際に建物応答が複雑に変化するものと考えられる。軟弱地盤上に立地する杭基礎建物の地震時挙動に関しては、これまでに動的解析、振動実験、地震観測が行われており、建物－基礎－地盤に動的相互作用が生じることが知られている<sup>1), 2)</sup>。しかしながら、大地震時には地盤の非線形性が大きく、その挙動は十分には明らかにされていない<sup>3)</sup>。一方で振動実験において遠心模型実験は地震時の地盤挙動を再現できる有効な手法であり、液状化地盤を含め杭基礎に関してこれまで数多くの実験が行われている。既往の遠心模型実験に関する研究は、実験を簡便に行うため珪砂を用いた砂地盤での実験が多いが、岸田らは深さ250mmの土槽とベンダーエレメントを用いて、遠心場における豊浦砂のせん断波速度を計測しており、50gの遠心場において平均鉛直応力98kPa程度で、平均せん断波速度が210m/sより大きくなったことを示している<sup>4)</sup>。このように、遠心加速度を大きくしていくと拘束圧が大きくなることにより、乾燥砂地盤ではせん断波速度が200m/s未満の軟弱な地盤条件を再現することが難しい。一方で、砂地盤を飽和させ拘束圧を低下させると液状化現象を生じるため、軟

\*1 技術研究所 研究主任 Associate Chief Researcher, Research & Development Institute.

\*2 技術研究所 建設基礎技術研究部 地盤・基礎1グループ長 博士（工学） Group Leader, Research & Development Institute, Dr. Eng.

\*3 技術研究所 主任研究員 博士（工学） Chief Researcher, Research & Development Institute, Dr. Eng.

弱地盤の実験は砂地盤の液状化を伴う実験が多いが、杭基礎建物は粘性土地盤に建設されるケースが多いにも関わらず、実験難易度が高いため実験例は少ない<sup>5). 6). 7)</sup>。

そこで本研究では、粘性土材料に関東ロームを用い、模型地盤製作時に最大乾燥密度および最適含水比で管理することで、遠心場にて短時間で安定する軟弱粘性土地盤を製作する方法を試行した。また、構造物を含まない地盤だけの試験体を用いて振動実験を行い、得られた加速度から地盤剛性と減衰を同定することで、遠心場での地盤剛性と非線形特性が室内試験結果と概ね調和的であることを確認した。さらに、板状建物と杭基礎を模した模型を配し、建物-杭-地盤系の動的相互作用実験を6ケース行い、地盤条件や構造物の形状が杭応力に与える影響を調べた。

## 2 実験全体概要

遠心模型実験を計画するにあたって検討対象とした板状建物のイメージをFig. 1に示す。プロトタイプとする建物は地上13階、地下なしの板状の集合住宅（中高層）とした。表層地盤は目標せん断波速度100~200m/sの軟弱粘性土地盤とした。杭基礎は軸径1.5m、拡底径2.2m、杭長19mの場所打ちコンクリート杭とした。実施した実験ケースの一覧をTable 1に示す。

Case1-0~Case1-2は模型粘性土地盤の作製方法や動的挙動など、実験手法の妥当性確認のために行った。Case2-0~Case2-2は建物および杭基礎により厳しい条件を想定し表層に液状化する砂層がある場合を検討した。Case3-1より実物に近い背の高い模型を用い、建物の慣性モーメントが杭基礎に与える影響を検討した。Case3-2は杭先端を支える支持層の下に軟弱粘土層が存在する所謂二層地盤が建物挙動や杭基礎に与える影響を検討した。

## 3 軟弱粘性土地盤の性能確認実験

遠心場での軟弱粘性土を用いた模型実験の課題の一つに試験期間の長さがある。従来の飽和粘性土地盤の作製では、①1g場での予備圧密、②模型および計器の設置、③遠心場での予備圧密、④加振実験、の手順において1ケース当たり1.5~2か月間の期間を必要とする。また、動的模型実験でせん断土層を用いる場合は、模型および計器の設置が非常に難しくなり、遠心場での予備圧密過程での圧密沈下によって模型および計器が動く問題もある。そこで本研究では、都内の建設現場で採取した火山灰粘性土である関東ロームを再構成試料として用い、湿潤締固め（突固め）で模型地盤を作製することで時間短縮を図ることとした。関東ロームの特徴として保水性が非常に高いことから含水比のとり得る幅が20~100%と大きく、含水比によって土の間隙比をコントロールできるので軟弱~硬質地盤を短時間に手際よく作製することが可能である。そこで、関東ロームを遠心模型実験の地盤材料に用いるため、各種試験を行い材料特性と動的変形特性を把握するとともに、実際に遠心場にて振動実験を行い室内試験で得られた動的変形特性を遠心場でも再現し得るか検証を行った。

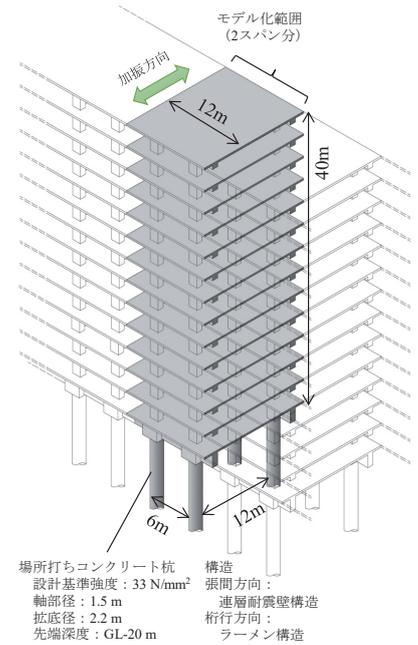


Fig. 1 実験プロトタイプのイメージ図  
Schematic diagram of a plate-shaped building's prototype

Table 1 遠心模型実験ケースの一覧  
Summary of centrifugal test cases

Case	構造物模型 (底面離隔)	支持層		液状化層 (作製方法)
		セメント 添加	二層地盤	
1-0	-	-	-	-
1-1	低	-	-	-
1-2	低	○	-	-
2-0	-	-	○	○ 空中落下
2-1	低	-	○	○ 空中落下
2-2	低	-	○	○ 湿潤締固め
3-1	高	○	-	-
3-2	高	○	○	-

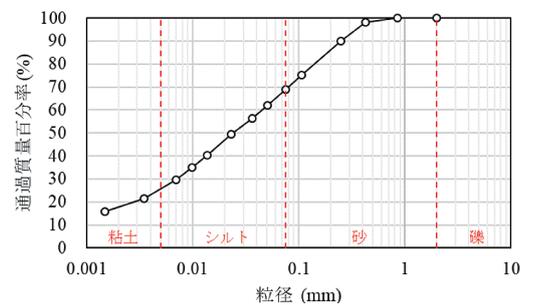


Fig. 2 関東ロームの粒径加積曲線  
Grain size distribution curve of Kanto-loam

### 3.1 室内土質試験結果

軟弱粘性土地盤を関東ロームで作製するための仕様（初期含水比、締固め密度など）を検討し、遠心場での応力状態を想定した動的および静的な力学試験を実施した。採取した関東ロームの物理試験結果をTable 2に、粒径加積曲線をFig. 2に示す。当試料は火山灰性の砂質粘性土であり、砂分を多く含むことからコンシステンシー試験においてNPとなった。次に土の締固め試験結果をFig. 3に示す。最適含水比は63.1%で、その時の最大乾燥密度は0.943g/cm<sup>3</sup>であった。

Table 2 物理試験結果  
Summary of Kanto-loam's physical tests

土粒子密度, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.599
砂分, (%)	31.0
シルト分, (%)	43.7
粘土分, (%)	25.3
D <sub>50</sub> , (mm)	0.0241
液性限界, wL (%)	NP
塑性限界, wP (%)	NP
塑性指数, IP	NP

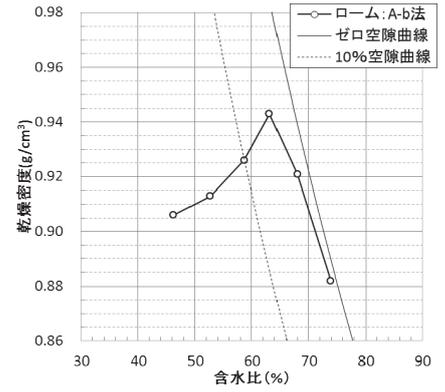


Fig. 3 関東ロームの締固め曲線  
Moisture-density curve

この結果より、遠心実験の試験体は最適含水比および最大乾燥密度で作製するものとし、50gの遠心場で想定される拘束圧下で力学試験を行った。遠心模型実験では、模型地盤作製後に50gの遠心場において自重圧密を実施する。この時、土槽の側方はせん断リングによって拘束されているK<sub>0</sub>圧密条件下となる。そこで、K<sub>0</sub>圧密条件下での土圧係数を求めるためにK<sub>0</sub>圧密試験を実施した。試験結果をFig. 4に示す。Fig. 4より土圧係数は約0.3であることを確認した。

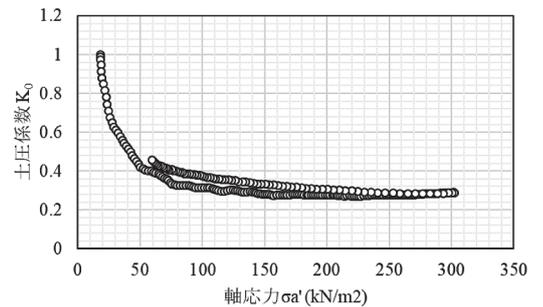


Fig. 4 K<sub>0</sub>圧密試験結果  
K<sub>0</sub> consolidation test result

関東ロームの地盤物性は遠心場の拘束圧によって動的変形特性が変化することが想定されたため、鉛直応力25～300kN/m<sup>2</sup>の範囲で等方および異方状態（K<sub>0</sub>=0.3）において三軸試験機による動的変形試験を実施した。この試験条件をTable 3に示す。ここで、Table 3のポアソン比 $\nu$ と動的せん断剛性G<sub>d</sub>は、供試体のP波およびS波速度の測定結果より求めたものである。また、動的せん断剛性G<sub>0</sub>は、10<sup>-3</sup>%のひずみレベルにおける初回の繰返し载荷時の等価剛性である。Fig. 5に動的変形特性を示す。当方圧密条件下のせん断剛性率G/G<sub>0</sub>は、鉛直応力の最も小さい25kN/m<sup>2</sup>の結果を除いて拘束圧に寄らず同じ曲線となった。また、等方および異方状態での剛性低下率もほぼ等しいと言える。一方、減衰比はひずみレベル0.1%までは等方と異方状態ではばらつきがあるもののほぼ同じ値を示しているが、ひずみレベルが0.1%を超えると異方状態では圧縮側で破壊状態線に近づくために減衰比が大きくなる傾向が見られた。

Table 3 動的変形試験条件と結果の一覧  
Summary of conditions and results of cyclic triaxial test

	$\sigma'_a$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma'_r$ kN/m <sup>2</sup>	$\rho_t$ g/cm <sup>3</sup>	V <sub>p</sub> m/s	V <sub>s</sub> m/s	$\nu$	G <sub>d</sub> MN/m <sup>2</sup>	G <sub>0</sub> MN/m <sup>2</sup>
1 等方	25	25	1.577	461	99.0	0.476	15.5	12.6
	50	50	1.592	474	102	0.476	16.6	16.4
	100	100	1.594	608	152	0.467	36.8	30.7
	200	200	1.593	833	174	0.477	48.2	52.4
2 異方	50	21	1.537	700	118	0.485	21.4	16.3
	100	30	1.539	622	166	0.462	42.4	27.1
	200	60	1.550	831	190	0.472	56.0	45.0
	300	90	1.560	984	203	0.478	64.3	60.0

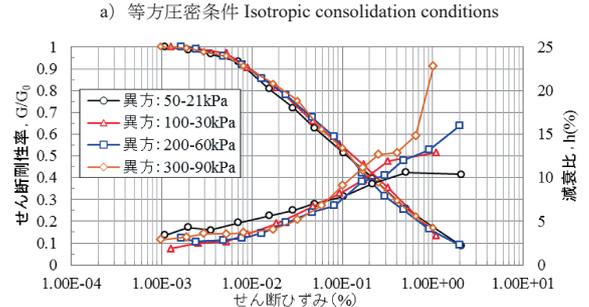
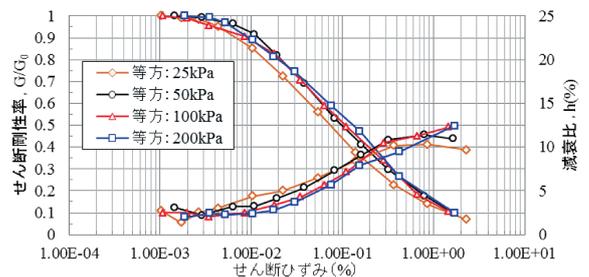


Fig. 5 関東ロームの動的変形特性  
Dynamic deformation properties by cyclic triaxial test

### 3.2 遠心模型実験概要

Table 1に示すCase1-0は一連の実験の最初として遠心場での粘性土地盤の動的変形特性を確認するためにを行った。本実験は遠心加速度50g場で実験することを前提として、Fig. 6に示す実験地盤（Case1-0）を計画した。地盤作製手順は、まず下部層は飯豊珪砂4号を用いて相対密度90%になるように突き固めて作製し、所定の高さになった時点で土槽底面から脱気水を注入し飽和させた。間隙流体には粘性を調整せずに工業用水を用いた。これは、関東ロームの透水係数が9.0×

$10^{-5}$ cm/s (シルト相当) と低く、加振中の透水の影響が小さいと考えたためである。次に上部層は含水比 (63.1%) に調整した関東ロームを目標密度 (乾燥密度 $0.943\text{g/cm}^3$ ) になるよう2cm毎に突き固めて作製した。実験中は粘性土地盤の圧密進行の程度や地震応答を観測するためFig. 6中に示すように多数のセンサーを配置し計測した。特に水圧計については不飽和土中の水圧を計測できるようにするため100cStのシリコンオイルで飽和させたセラミックフィルタを用いた。さらに、実験中の地盤の乾燥を防ぐためシリコンオイル (100cSt) を塗布したポリエチレンフィルムによって地表面を覆った。

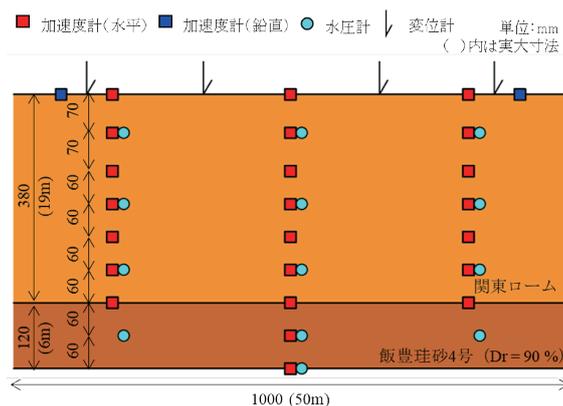


Fig. 6 Case1-0の実験概要  
 Schematic diagram of Case 1-0

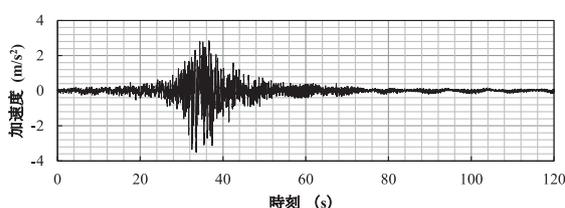


Fig. 7 加振波形の基となった露頭基盤波形  
 Time history of input motion (2E)

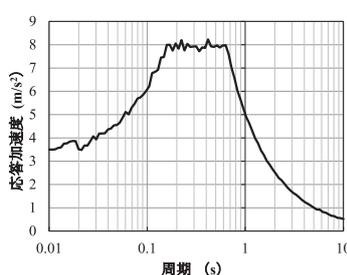


Fig. 8 露頭基盤波の加速度応答スペクトル  
 Response acceleration of input motion (2E)

Table 4 露頭基盤波と地中基盤波の最大加速度一覧  
 Maximum acceleration of outcrop motion (2E) and within motion (E+F)

Case名	最大加速度 (m/s <sup>2</sup> )	
	露頭基盤波 (2E)	地中基盤波 (E+F)
50Gal	0.50	0.35
200Gal	2.00	1.23
350Gal	3.50	2.14
450Gal	4.50	2.96
600Gal	6.00	3.85

### 3.3 加振実験

加振実験は土槽を遠心加速度50g場で約6時間圧密させた後に行った。入力地震動の基になる露頭基盤

波 (2E波) とその加速度応答スペクトルをFig. 7, 8にそれぞれ示す。露頭基盤波は告示 (平12年建設省告示第1461号) で「極めて稀に発生する地震動」として定義されている加速度応答スペクトルに、1995年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台で観測された地震動 (NS成分) の位相特性を用いて作成した地震動とした。実際の振動台への入力は、模型地盤をモデル化した1次元等価線形解析によって得られた地中基盤波 (E+F) とし、露頭基盤波の最大加速度を0.5, 1.5, 2.0, 3.5, 4.5, 6.0m/s<sup>2</sup>となるように基準化して解析した加速度波形を用いた。なお、解析においては構造物の振動による反射波は含まれないが、用いる構造物模型の重量に比べ、土槽は十分に大きく、その影響を無視できるものと判断した。各加振ケースにおける露頭基盤波の最大加速度と地中基盤波の最大加速度をTable 4に示す。

### 3.4 実験結果に基づく地盤物性の同定

遠心場における粘性土地盤のせん断剛性と減衰定数を推定するため、地盤を一次元の多質点モデルと仮定し加速度記録からせん断剛性と減衰定数の同定を行った<sup>8)</sup>。得られた各層の等価せん断剛性と等価減衰定数から一次元重複反射理論に基づき算定した増幅特性と加振実験で得られた地表面と加振台の加速度フーリエ振幅スペクトル比とをFig. 9に重ねて示す。Fig. 9に示すように同定された地盤物性は実験の1次固有周期とその振幅比をよく再現しており、本手法の妥当性が確認された。次に0.5~2.0Hzのバンドパスフィルターを通した加速度記録を積分することで得られた各層の最大せん断ひずみを用いて等価剛性、等価減衰定数のひずみ依存性の関係に整理したものと、Fig. 5a) で示した等方圧密条件での動的変形試験結果を黒色破線にてFig. 10に示す。なお凡例中の $\sigma_v'$ は水圧記録から地下水位をGL-11mとした時の有効鉛直応力

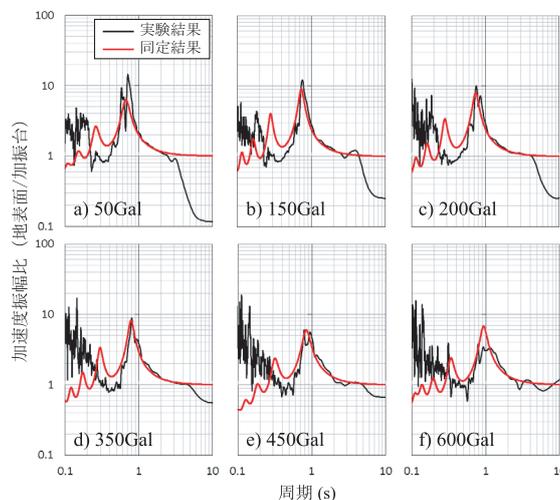


Fig. 9 加振台に対する地表面の加速度フーリエ振幅比  
 Fourier amplitude ratio of ground surface against shaking table

を、図中の $\sigma_c$ は試験における拘束圧を示している。Fig. 10a) に示すように等価剛性のひずみ依存性はその拘束圧依存性ととも室内試験結果と調和的な傾向を示している。一方、減衰定数についてはFig. 10b) に示されるように室内試験結果とやばらつきがあるが概ね同程度であることがわかる。だが、本検討による等価減衰定数も0.2%程度のひずみから大きくなる傾向が認められる。Fig. 5b) に示した異方圧密条件における動的変形試験結果に見られたように、ひずみが大きくなると材料減衰が大きくなる傾向が見られたことから、逸散減衰と材料減衰のうち材料減衰が卓越してきたためと考えられる。以上の結果から遠心場にて比較的簡便に諸元の明らかな軟弱粘性土地盤を作成することができることを確認した。

#### 4 板状建物－杭－軟弱粘性土地盤系の加振実験

##### 4.1 実験概要

板状建物とそれを支える杭基礎の地震時挙動を確認するため、それらを模擬した構造物模型を組み入れた実験を行った。本報告では、代表してTable 1に示すCase1-2, Case2-2, Case3-1の結果を報告する。それぞれの実験概要をFig. 11に示す。遠心模型実験ではモデルとした板状建物の梁間方向に加振することとし、桁行方向2スパン分をモデル化した。建物のモデル化は、Case1-2とCase2-2で用いた低い構造物模型については、基礎固定時の固有値解析から3層のフレーム構造として固有周期と常時の杭軸力を遠心場の相似則<sup>9)</sup>によってプロトタイプと合わせた。Case3-1で用いた高い構造物模型については、基礎固定時の固有値解析から1層のトラス構造として固有周期と常時の杭軸力、慣性モーメントを遠心場の相似則によってプロトタイプと合わせた。杭基礎のモデル化においては、軸部の曲げに対する初期剛性がプロトタイプと一致するように、アルミパイプ ( $\phi$  30mm,  $t=1.5$ mm) を用いた。拡底部はアルミ合金を用い、軸部とエポキシ系接着剤で接続した。

模型地盤については、支持地盤には飯豊珪砂4号 ( $D_r=90\%$ ) に $100\text{kg/m}^3$  ( $W/C=100\%$ ) のセメントを添加することで強度 (一軸圧縮強度 $q_u=1.4\text{N/mm}^2$ ) と剛性 (せん断波速度 $V_s=550\text{m/s}$ 程度) を上げたものを用いた。粘性土地盤は前章の実験と同様に作成した。表層が粘性土地盤となるCase1-2とCase3-1については、パイルキャップの周囲の粘性土に切欠きを設けることで水平力がパイルキャップから地盤に伝達しないようにした。これはCase1-1の結果の分析から、パイルキャップや基礎梁底面から構造物慣性力の一部が地盤に流れたことが懸念されたためである<sup>10)</sup>。Case2-2の表層に設けた液状化地盤は飯豊珪砂6号 ( $D_r=70\%$ ) を湿潤締固めで作製した。湿潤締固め法においては、あらかじめ砂重量の5%のシリコンオイルを添加、十分な攪拌の後、突き固めて作製した。地表面まで突

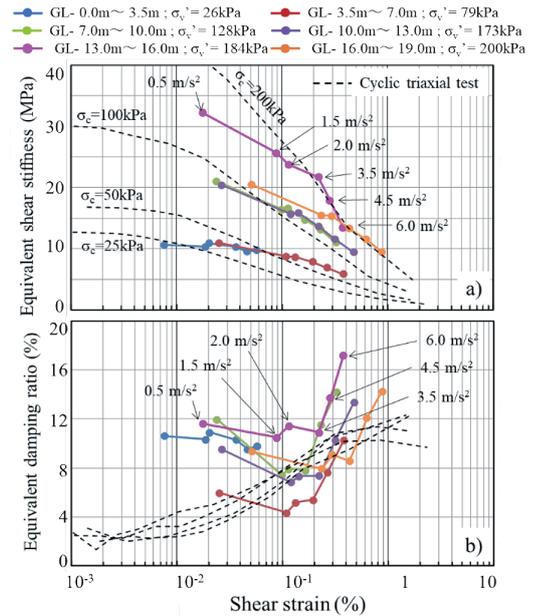


Fig. 10 加速度同定によって得られた動的変形特性  
Dynamic deformation properties of variable confined pressure estimated from the acceleration

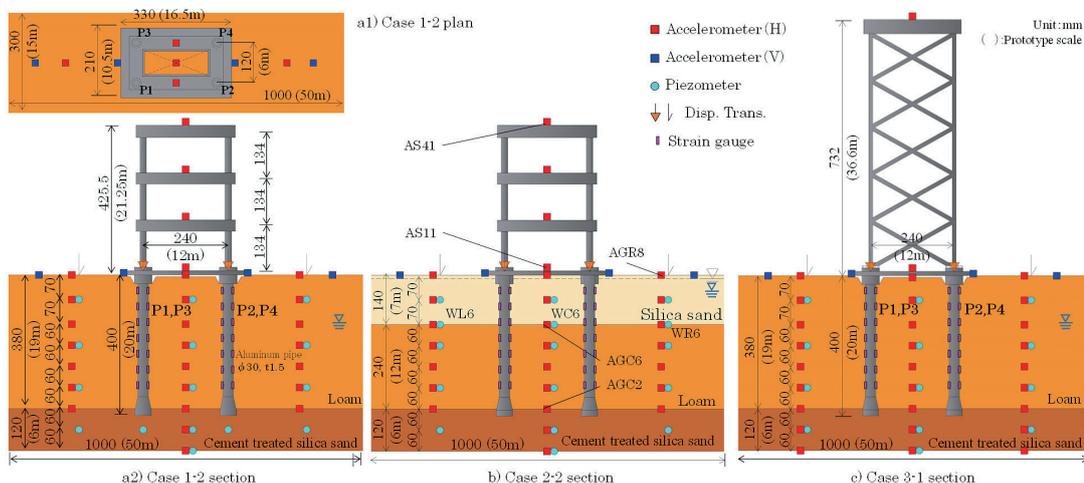


Fig. 11 上部構造－杭－地盤系の振動実験概要  
Schematic diagrams of shaking table tests on superstructure-pile-ground system

き固めて地盤を作製した後、空中にて50cStの脱気したシリコンオイルを液状化層下端から浸透させて飽和した。各試験体は遠心50g場で3~6時間、遠心圧密し、地表面沈下と過剰間隙水圧が安定した後に加振実験を行った。加振実験は3.3節で示したCase1-0と同様に行った。

#### 4.2 建物と地盤の応答

加振実験より得られた構造物加速度より慣性力と転倒モーメントを算出し、それぞれの最大値と入力レベルとを比較したものをFig. 12に示す。図より、Case1-2とCase3-1については入力レベルが大きくなるに従って、慣性力、転倒モーメントともに大きくなっていることがわかる。一方でCase2-2は50~350Gal入力までは他と同様に入力レベルが大きくなるに従って慣性力、転倒モーメントともに大きくなっているが、600Gal入力では慣性力、転倒モーメントともに頭打ちになり、350Gal入力時と同程度の値となった。この結果を考察するため、Fig. 13に液状化層下端で観測された200~600Gal入力時の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。なお、図中黒色点線は水圧計設置深度における全応力を示しており、過剰間隙水圧が全応力に達している部分は液状化が発生しているものと考えられる。図より周辺地盤 (Fig. 13a, c)) に比べ、杭間地盤 (Fig. 13b)) の過剰間隙水圧の上昇が大きかったことがわかる。これは杭を通じて建物慣性力が地盤に伝わり、地盤のせん断ひずみが大きくなったことによるものと考えられる。また、350Gal入力時には杭間地盤は液状化したものと考えられるが、周辺地盤は液状化していなかった可能性がある。一方で、600Gal入力時には周辺地盤も含めて液状化したものと考えられる。600Gal入力時の最大加速度分布をFig. 14に示す。さらに、それらの加速度記録をTrifunacの方法<sup>11)</sup>により二階積分して得られた変位の最大値分布をそれぞれFig. 15に示す。なお、振動台で計測した加速度記録から本手法によって求めた変位波形と、ギャップセンサーによって直接計測した変位波形とがほぼ一致することを確認している。表層地盤における最大加速度を見てみると、Case1-2とCase3-1 (Fig. 14a, c)) ではGL-7.0mから地表面にかけて増幅傾向が見られるが、Case2-2 (Fig. 14b)) に

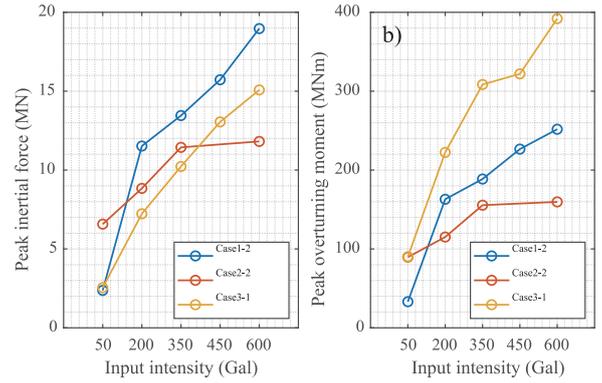


Fig. 12 各加振ケースの最大慣性力・最大転倒モーメント  
 Peak inertial force and Peak overturning moment of superstructure against input intensity

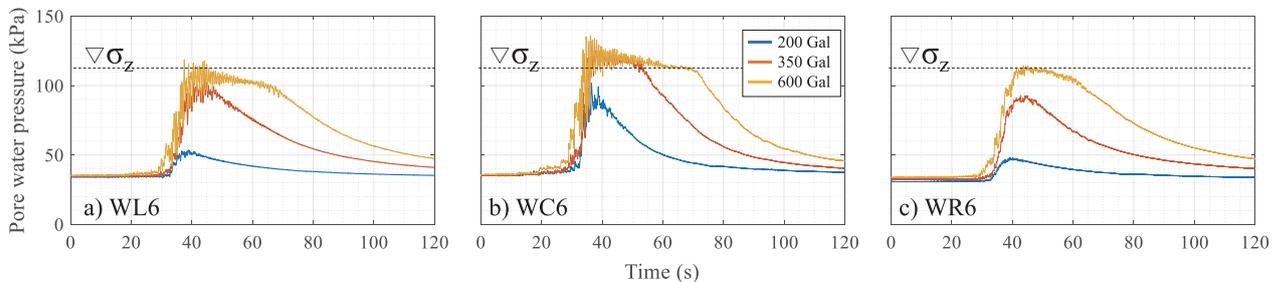


Fig. 13 液状化層下端深度における間隙水圧の時刻歴  
 Time records of pore water pressure observed at the bottom of liquefiable layer

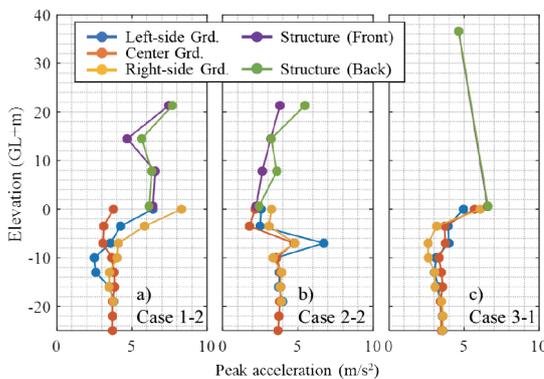


Fig. 14 600Gal入力時の最大加速度分布  
 Peak acceleration observed in shaking table test of 600Gal

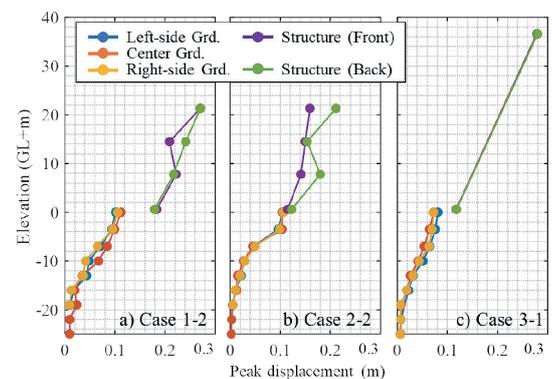


Fig. 15 600Gal入力時の最大変位分布  
 Peak displacement calculated by 2<sup>nd</sup> integration of acceleration observed in shaking table test of 600Gal

についてはGL-7.0m地点に比べ、それより浅い地点では加速度が減衰している傾向が確認できる。最大変位においては、Case1-2とCase3-1 (Fig. 15a, c) ではGL-7.0mから地表に向かって、次第に値の増分が小さくなっていることがわかる。一方で、Case2-2 (Fig. 15b) についてはGL-7.0m~GL-3.5m間で最大変位が大きく増加したことがわかる。次に標高GL+0mにおける地盤加速度（地表面加速度）と構造物加速度（基礎加速度）を比較すると、Case1-2 (Fig. 14a) では設置位置によって地表加速度にばらつきがあるものの、いずれの実験においても概ね地表面加速度と基礎加速度は一致していたことがわかる。以上の結果より、Case2-2の600Gal入力ではGL-3.5~7.0m間の砂質土地盤が液状化したためにせん断剛性が低下し、加速度の短周期成分が減衰したことにより、構造物への入力加速度が減衰し350Galから600Gal入力にかけて慣性力や転倒モーメントが頭打ちになったものと考えられる。

Case1-2とCase3-1を比較すると、構造物慣性力 (Fig. 12a) はCase1-2に比べCase3-1の方がやや小さかった。また、Fig. 14a, c) より基礎加速度はCase1-2とCase3-1ともに7.0m/s<sup>2</sup>程度であったが、建物頂部加速度に関してはCase1-2では約8.0m/s<sup>2</sup>と基礎からやや増幅しているものの、Case3-1では建物頂部が約4.5m/s<sup>2</sup>と基礎から減衰していることがわかる。一方で最大変位を比較するとCase1-2とCase3-1の建物頂部変位はともに0.3m程度となっていることから、建物頂部加速度がCase1-2に比べCase3-1で長周期化していることが推察される。Case1-2とCase3-1で用いた上部構造模型は基礎固定時の固有周期は一致させているが慣性モーメントがCase1-2からCase3-1で2倍になっていることから、上部構造物のロッキング動が長周期化しているものと考えられる。以上の結果から、上部構造物の慣性モーメントが大きくなるとロッキング動が長周期化することで頂部加速度が減衰し、構造物慣性力が小さくなったものと考えられる。しかしながら、頂部加速度が小さくなったものの慣性モーメントが大きいことにより転倒モーメントは大きかったものと考えられる。

### 4.3 杭基礎に生じた応力

それぞれの実験において生じた杭応力を比較するために、600Gal入力における杭頭での曲げモーメント-軸力相関図 (M-N相関図) をFig. 16に示す。軸力と曲げモーメントはひずみゲージの記録から算出し、軸力は摩擦の影響が小さかったことから、曲げモーメントの影響が少ないGL-4.5m地点のものを用い、杭位置の違いによる初期軸力の違いの影響を無くすため、左側杭 (P1,

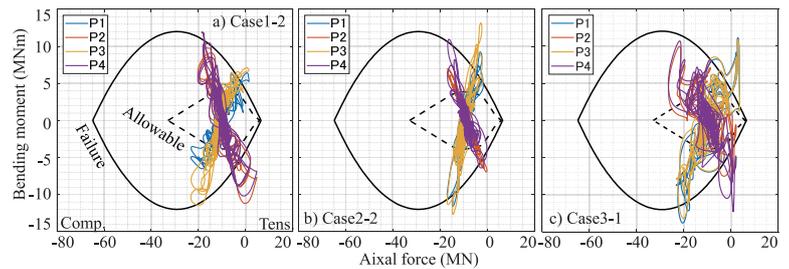


Fig. 16 600Gal入力時の杭頭部におけるM-N相関図  
 Bending moment – axial force interaction curve at pile heads in 600Gal input

P3) と右側杭 (P2, P4) でそれぞれ平均を取った。曲げモーメントは各深度の曲げモーメントを各時刻で3次スプライン補間を用いて外挿しパイルキャップ下端のGL-1.25m地点の曲げモーメントを求めた。Fig. 16中の黒色実線と破線はプロトタイプの場合打ちコンクリート杭の終局耐力と短期耐力をそれぞれ示しており、実験中の模型杭は弾性範囲内だったので、これら耐力曲線を超えた応力が存在している。Fig. 16より600Galという大きな入力により、杭が破壊されるほどの大きな応力が生じたことがわかる。また、軸力と曲げモーメントの相関はCase1-2とCase2-2 (Fig. 16a, b) では良い相関を示しているが、Case3-1ではやや相関に乱れが生じている (Fig. 16c)。さらに、それぞれの軸力の範囲はCase1-2とCase3-1では約-25~5MNであり (Fig. 16a, c), Case2-2では約15~0MNであった (Fig. 16b)。一方で曲げモーメントの範囲はいずれの実験においても概ね-12~12MNmであった。以上のことから、建物と地盤の応答には様々な違いがあったものの、杭の応力の大きさはCase2-2の軸力を除いて大きな差がなかった。この原因を考察するために、下式で

推定した変動軸力と観測変動軸力との関係をFig. 17に示す。

$$P_i = \frac{OTM + \sum M_i}{2L} \quad (1)$$

式 (1) においてP<sub>i</sub>は変動軸力 (MN), OTMは転倒モーメント (MNm), M<sub>i</sub>は杭頭曲げモーメント (MNm), Lは杭間スパン (12m) を表す。Fig. 17より、推定さ

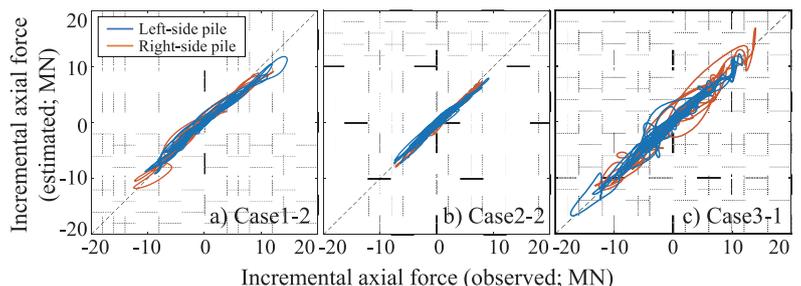


Fig. 17 観測変動軸力と推定変動軸力の相関  
 Relationship of observed and estimated incremental axial force

れた変動軸力は観測された変動軸力と一致しており、変動軸力は転倒モーメントと杭頭曲げモーメントから推定できることがわかる。このことからCase2-2においてはCase1-2に比べ杭頭曲げモーメントは概ね同程度であったものの (Fig. 16a, b), 一方で転倒モーメントは表層地盤の液状化により小さかった (Fig. 12b) ことから式 (1) より変動軸力がCase1-2より小さくなったものと考えられる。次に, Case1-2とCase2-2の600Gal入力では慣性力が小さかった (Fig. 12a)) にも関わらず杭頭曲げモーメントが同程度となったことを考えるため, 加速度積分から求めた地盤変位と, 基礎と支持層上端の加速度積分と変位計から求めた基礎回転, ひずみから求めた杭変形を組み合わせることで求めた杭変位を, 左側と右側向きに曲げモーメントが最大になった時刻についてFig. 18に示す。Case1-2については地表面付近で大きな杭と地盤の相対変位を生じており (Fig. 18a1, a2)), 杭の地盤反力の主体が杭頭に近い位置であったことが推察される。一方, Case2-2では液状化によりGL-3.5~7.0m付近で大きな地盤変形を生じており, GL-3.5m以浅の杭と地盤の相対変位がほとんどなく, 相対変位はGL-7.0m以深で生じている (Fig. 18b1, b2))。このことから, Case2-2の地盤反力の主体は杭頭より遠い深度であったことが推察される。以上の結果から, Case2-2では液状化に伴う地盤変形の増大により表層付近の地盤反力が小さく, 深い位置に地盤反力を生じたため, 慣性力がCase1-2に比べ小さかったにも関わらず, 杭頭曲げモーメントが同程度となったものと考えられる。すなわち, 液状化することにより増大した地盤変位と液状化しない状態で算出した構造物慣性力を同時に作用させる設計は安全側となるが, 液状化を考慮した動的相互作用解析により減衰した構造物加速度から求める構造物慣性力とすることでより合理的な杭設計となる可能性が示唆される。

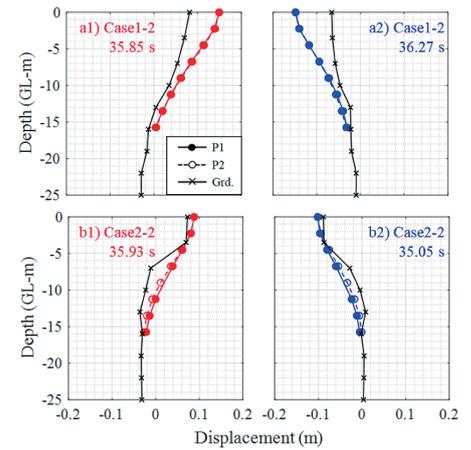


Fig. 18 Case1-2とCase2-2における杭変位と地盤変位の深度分布  
 Displacement distribution of pile and ground in Case1-2 and Case2-2

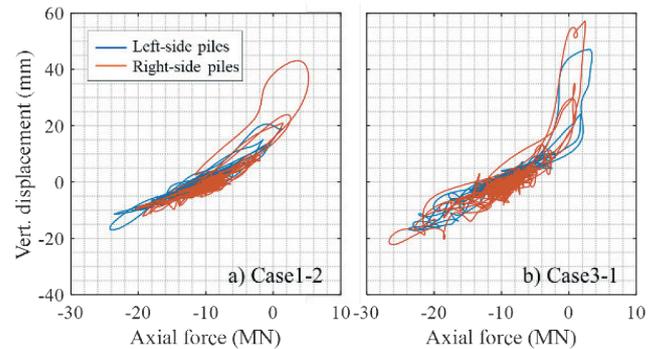


Fig. 19 杭軸力 - 杭頭鉛直変位関係  
 Relationship of axial force and vertical displacement at pile head

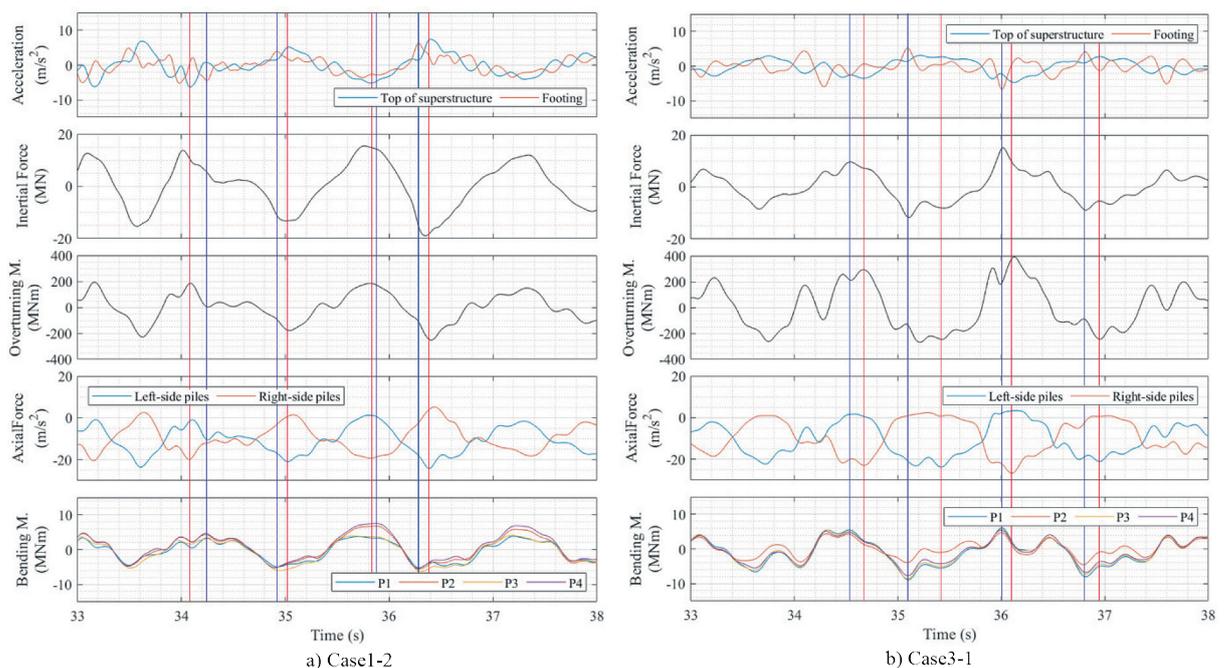


Fig. 20 Case1-2とCase3-1における加速度, 慣性力, 転倒モーメント, 杭軸力および杭頭曲げモーメントの時刻歴  
 Time records of acceleration, inertial force, overturning moment, axial force, and bending moment

Case1-2とCase3-1とでは最大転倒モーメントに差があったにも関わらず (Fig. 12b)), 軸力に大きな差がなかった点 (Fig. 16a), c)) を考えるため, 軸力と杭頭鉛直変位の関係をFig. 19に示す。Fig. 19より杭軸力が正(引張側)に至ると急激に鉛直変位が増大していることがわかる。このことからCase1-2とCase3-1の引張側の杭が大きな転倒モーメントを受け引き抜かれたため, 引張側軸力が同程度で頭打ちになり, その偶力である圧縮側軸力も同程度で頭打ちになったものと考えられる。同様にCase1-2とCase3-1とでは最大慣性力に差があったにも関わらず (Fig. 12b)), 最大杭頭曲げモーメントに大きな差がなかった点 (Fig. 16a), c)) を考えるため, 建物頂部と基礎の加速度, 慣性力, 転倒モーメント, 軸力および杭頭曲げモーメントの時刻歴のうち主要動部を拡大したものをFig. 20に示す。図中の赤線は軸力がピークとなる時刻, 青線は杭頭曲げモーメントがピークとなる時刻を示しており, Case1-2では赤線と青線が比較的近接しているが, Case3-1では赤線と青線の間隔が広がっていることがわかる。また, いずれのケースでも赤線で示した軸力最大時刻で建物頂部の加速度がピークとなり転倒モーメントもピークとなり違いが見られないが, 青線で示した杭頭曲げモーメントのピーク時にCase1-2の慣性力はピークとなっておらず, Case3-1の慣性力はピークとなっており違いが見られる。以上のことから上部構造物のスウェイ動とロッキング動の位相差が杭頭曲げモーメントに影響した可能性が示唆される。すなわちCase1-2では構造物の慣性モーメントが小さくスウェイ動とロッキング動の位相が比較的近接したため, 杭頭慣性力に加え杭頭回転が杭頭曲げモーメントに影響し, Case3-1では構造物の慣性モーメントが大きくスウェイ動とロッキング動の位相が離れたため, 杭頭回転の影響が小さく, 構造物慣性力のピークで杭頭曲げモーメントがピークとなったものと考えられる。以上のようにCase1-2では最大慣性力と最大杭頭曲げモーメントが同時に発生しなかったため, Case3-1より大きな構造物慣性力を生じたにも関わらず, 杭頭曲げモーメントが同程度となったものと考えられる。

以上のように構造物のスウェイ動とロッキング動の位相ずれが杭頭応力に与えた影響をさらに考察するため, 最大曲げモーメント時と, それと近接した軸力最大時の模型の変形と各質点の慣性力を可視化したものをFig. 21に示す。Fig. 21より, いずれのケースにおいても杭頭曲げモーメントのピークとなる時は基礎質点の慣性力が大きくなっていることがわかる。これはFig. 20中の青線時刻において, 基礎の加速度のピークとなっていることからわかる。一方, 軸力最大時は頂部質点の慣性力が大きく基礎質点の慣性力がほぼ0となっていることがわかる。同様にFig. 20中の赤線時刻において頂部加速度がピークを迎え, 基礎の加速度が小さくなっていることから見て取れる。これは, 基礎固定の多質点系の調和振動を考えると, 固有振動モードでは頂部がピーク加速

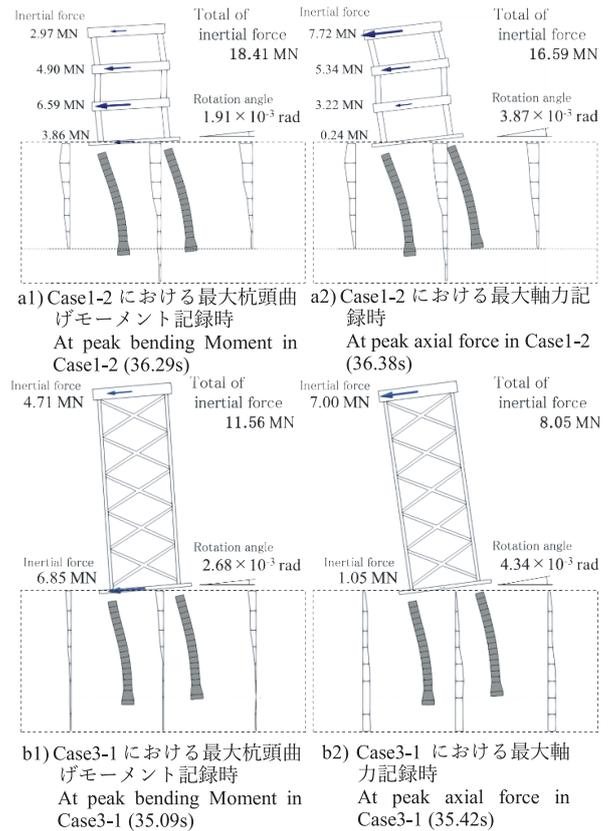


Fig. 21 最大軸力・最大杭頭曲げモーメント記録時の遠心模型実験可視化画像 (30倍に変位を拡大)  
Schematic diagram visualized from centrifugal test data at the time when the peak axial force and bending moment were recorded. (The displacement is enlarged 30 times.)

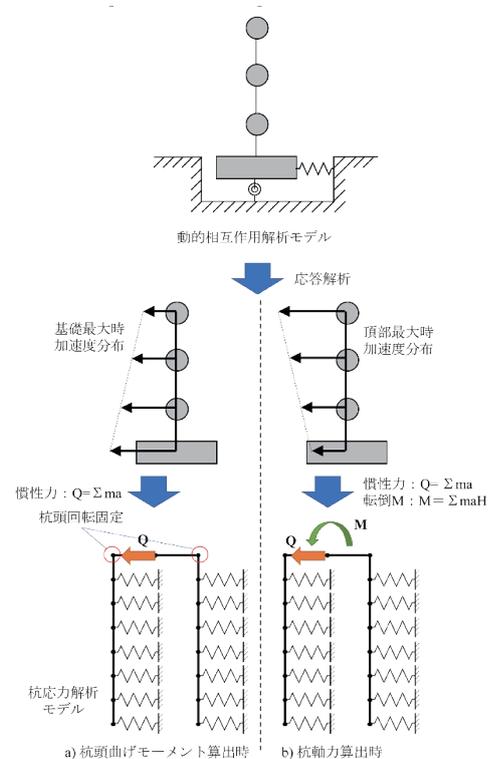


Fig. 22 動的相互作用効果を考慮した板状建物の杭応力解析法の概念図  
Schematic diagram of the new analysis method considering structure-pile-ground interaction of plate-shaped building

度となる時に、基礎は入力波と反射波の重ね合わせにより振動の節になることから明らかである。以上のことから、板状建物の杭基礎を設計する際に、現状では $A_1$ 分布として、基礎から建物頂部まで最大慣性力（層せん断力）を足し合わせた構造物慣性力と杭頭回転固定条件として杭応力を算出することが一般的に行われているが、動的相互作用を考慮した上部構造物の応答計算と曲げモーメント算出時と軸力算出時とで荷重条件と境界条件を変更することで、より合理的な設計が可能になる可能性が示唆される。その概念図をFig. 22に示す。杭頭曲げモーメント算出時に用いる上部構造慣性力は基礎の加速度が最大になる時のものとし、杭頭を固定として算出する（Fig. 22a）。実際には多少なりの杭頭回転があるので、杭頭回転固定とすることで安全側の検討が可能となる。軸力算出時に用いる上部構造慣性力および転倒モーメントは頂部加速度が最大となる時刻とし、杭頭は多点拘束（剛体連結）として求める（Fig. 22b）。

## 5 おわりに

本研究では、大地震時の複雑な板状建物－杭－粘性土地盤系の動的挙動を把握するため、遠心模型実験において容易に軟弱粘性土地盤を成立させるための手法を検討した。加えて、得られた実験手法を用いて板状建物－杭－粘性土地盤系の動的遠心模型実験を実施した。得られた結果を以下に示す。

- 1) 粘性土材料に関東ロームを用い、模型地盤製作時に最大乾燥密度および最適含水比で管理することで、遠心場にて短時間で安定する軟弱粘性土地盤を容易に製作する方法を示した。また、構造物を含まない地盤だけの試験体を用いて振動実験を行い、得られた加速度から地盤剛性と減衰を同定することで、遠心場での地盤剛性と非線形特性が室内試験結果と概ね調和的であることを確認した。
- 2) 表層地盤を液状化地盤にした実験との比較により、液状化による地盤の長周期化により建物慣性力が減衰することを確認した。一方で、地盤変形が大きくなったため建物の慣性力が小さかったにも関わらず、杭頭曲げモーメントは液状化しない地盤と同程度となった。このことから、液状化を考慮した動的相互作用解析によって、液状化による減衰した構造物慣性力を求めることにより、より合理的な杭設計が実現できる可能性を示した。
- 3) 構造物の慣性モーメントを変化させた実験との比較により、構造物の慣性モーメントが大きくなると、構造物のスウェイ動とロッキング動との位相差が広がり、杭頭曲げモーメントは基礎の慣性力が最大になる時に最大値となるが、軸力は建物頂部慣性力が最大になる時に最大になることを示した。このことから、ロッキングを考慮した応答解析によって基礎と各階の加速度を求め、杭頭曲げモーメントを算出する際は基礎が最大になる時の加速度分布を、軸力は建物頂部の加速度が最大になる時の加速度分布を用いることにより、より合理的な杭の設計が実現できる可能性を示した。

以上の結果は、単一波形による結果のみで、長周期地震動など他の加振波の場合に異なる結果となる可能性がある。実験では全く同じ地盤を作ることが難しいことから、解析的な検討が必要と考えられる。現在までに、3次元有限要素法を用いた非線形時刻歴応答解析により高い再現性を持った結果を得られることを確認しており<sup>12)</sup>、今後は他の地震動について解析的な検討を行って検証を進める。

## 謝辞

本研究は、一般社団法人長寿命建築システム普及推進協議会による長寿命建築システム普及推進事業の一環として行われたもので、国土交通省の平成28年度から平成30年度までの住宅市場整備推進等事業費補助金を受け実施しました。本研究の推進に際し、一般社団法人長寿命建築システム普及推進協議会および一般社団法人新都市ハウジング協会長寿命建築システム普及推進委員会の皆様に多大な協力を頂きました。記して感謝致します。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，日本建築学会，pp.1-18，2009年
- 2) 酒向裕司，山添正稔：Eディフェンス実験で明らかになった杭基礎の耐震性能，震災の教訓を如何に地震動・地盤・基礎の研究に活かすか，日本建築学会 構造委員会 振動運営委員会，pp.68-78，2018年
- 3) 護雅史：地盤基礎系振動－非線形動的相互作用の解明と設計への取り込み－，シンポジウム「東日本大震災から5年－建築振動工学の到達点と残された課題－」，日本建築学会 構造委員会 振動運営委員会，pp.25-32，2016年
- 4) 岸田了，桂豊，西尾伸也：遠心模型実験による砂地盤のせん断波速度とヤング係数，清水建設研究報告，pp.9-14，1997年

- 5) 小濱英司, 菅野隆弘: 地震時における粘性土地盤中の杭基礎構造物の動的挙動に関する遠心模型実験, 第39回地盤工学研究発表会, pp.1791-1792, 2004年
- 6) L. Zhang, S. H. Goh, and H. Liu: Seismic response of pile-raft-clay system subjected to a long-duration earthquake: centrifuge test and finite element analysis, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.92, pp.488-502, 2017.
- 7) T. K. Garala and G. S. P Madabhushi: Seismic behavior of soft clay and its influence on the response of friction pile foundations, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17, pp.1919-1939, 2019
- 8) 奥村豪悠, 本多剛, 濱田純次, 谷川友浩: 遠心模型実験における軟弱粘性土地盤の地震応答, 第52回地盤工学研究発表会, pp.1223-1224, 2017年
- 9) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, *土木学会論文集*, Vol.275, pp.69-77, 1978年
- 10) 西健太郎, 奥村豪悠, 本多剛, 濱田純次, 谷川友浩: 軟弱粘性土地盤上に立つ板状建物基礎の地震時挙動 その2 遠心模型実験結果, *日本建築学会学術講演梗概集*, Vol.B-2, pp.779-780, 2017年
- 11) M. D. Trifunac: Low frequency digitization errors and a new method for zero baseline correction of strong-motion accelerograms, *Technical report of Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology*, 1970
- 12) 奥村豪悠, 本多剛, 濱田純次: 軟弱粘性土地盤に立つ板状建物の杭基礎に関する動的遠心模型実験とその再現解析, *日本地震工学会論文集*, No.19, Vol.6, pp.167-180, 2019年