RC 造杭基礎構造物の遠心模型振動実験

樋口 俊一¹·堤内 隆広²·大塚 林菜³·伊藤 浩二⁴·江尻 譲嗣⁵

¹株式会社大林組 技術本部技術研究所 構造技術研究部(〒204-8558東京都清瀬市下清戸 4-640) E-mail: higuchi.shunichi@obayashi.co.jp

²株式会社大林組 技術本部技術研究所 構造技術研究部 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640) E-mail: tsutsumiuchi.takahiro@obayashi.co.jp

³株式会社大林組 技術本部技術研究所 構造技術研究部(〒204-8558東京都清瀬市下清戸 4-640) E-mail: otsuka.rinna@obayashi.co.jp

⁴株式会社大林組 技術本部技術研究所 構造技術研究部 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640) E-mail: ito.koji.ro@obayashi.co.jp

⁵株式会社大林組 技術本部技術研究所 構造技術研究部 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640) E-mail: ejini.joji@obayashi.co.jp

近年,地中構造物を対象として,地盤と構造物の連成効果を考慮した高度な解析技術により,ひび割れや鉄筋の 降伏以降の構造物の挙動を適切に評価することが求められている.しかし,地盤の非線形挙動ばかりでなく,構造 物が非線形化するまでを対象とした基礎的な実験データは少ないのが現状である.そこで,RC 杭基礎を対象とし た遠心力模型振動実験を実施し,杭主筋が降伏に至るまでのデータを取得した.実験は地盤条件をパラメータとし, 乾燥地盤と飽和地盤における杭基礎の地震時挙動の違いを比較した.また,飽和地盤を対象とした動的有効応力解 析を実施し,RC 杭の応答の再現性について実験結果と比較した.その結果,地盤の液状化と地盤一構造物の連成 効果を考慮することで,RC杭の非線形応答を適切に評価できることがわかった.

Key Words : pile foundation, liquefaction, centrifugal vibration test, finite element analysis

1. はじめに

近年,地中構造物や基礎構造物の耐震安全性を評価す るために,地盤と構造物の連成効果を考慮した高度な解 析技術が求められている.例えば文献 1)においては,非 線形性の強い材料からなる RC 構造物を対象とし,コン クリートのひび割れや鉄筋の降伏といった非線形現象に 加えて,鉄筋の腐食による付着性能の低下やひび割れ状 態を考慮する等,複雑な条件での FEM 解析事例が紹介 されている.このような解析手法の妥当性を検証するた めには,実被害例あるいは実験結果との比較が不可欠で あるが,地盤中の構造物については被災事例や地盤の非 線形応答と構造物の非線形挙動を同時に対象としたよう な基礎的な実験データは少ない.

本研究では, RC 造杭基礎と成層地盤で構成した試験 体による遠心力模型振動実験を実施し,構造物が非線形 化するまでのデータを取得した. 既報²においては,表 層地盤を乾燥地盤とした実験ケースを対象として, コン クリート系構造物の非線形解析プログラム「FINAL」に よる平面ひずみ解析を実施し,地盤と構造物の連成解析 手法の妥当性を検証した.本報においては,表層地盤を 飽和地盤とした実験ケースを対象として,地盤の液状化 を考慮可能な有限要素解析プログラム「EFECT」による 連成解析手法の妥当性を検証した.

2. 遠心力模型振動実験

遠心模型振動実験は、地震時における RC 造杭基礎の 非線形域までの応答性状を把握するとともに、構造物お よび地盤の材料非線形性を考慮した地震応答解析手法の 検証用データを得ることを目的として実施した.



(1) 試験体

a)試験対象構造物

図-1 に試験対象の杭基礎の形状を示す. 試験対象は 道路橋示方書の設計計算例を参考に計画し,平面形状が 8.5m×8.5mのフーチングに直径 1.2mの RC 造杭を 9 本配 置した支持杭基礎を想定した. 地盤は 2 層構成として, 地表面から基盤面までの深さを 11.5m,杭先端の埋め込 み深さを 1.5m とした.本試験においては表層地盤の特 性をパラメータとし,乾燥地盤の場合をケース 1,飽和 地盤の場合をケース 2 として, 2 ケース実施した.

試験体の縮尺は 1/25 とし、せん断土槽の中央に配置 した.上部構造物を模擬するため、フーチング上部には 鋼製の門形フレームと錘を取り付けた.

b) 杭基礎及び上部構造物

図-2 に杭の配筋を示す. 模型杭は直径 48mmの RC 造 で,主筋は 8-D1.9 (鉄筋比 1.25%),せん断補強筋は杭 頭部において D0.7@6,一般部において D0.7@12 とした. また,支持地盤への杭の埋込み深さは 60mm とし,杭の 先端には引抜き防止のための定着板 (PL-3.2,□-60×60) を設けた.

杭の鉄筋は異形鉄筋と同様に節を有する縮尺鉄筋を用いた.鉄筋の組み立てには 0.1mm ステンレスなまし線 を用いて結束し,溶接加工は行わなかった.縮尺鉄筋の 材料特性を表-1 に示す.

杭のコンクリートは粗骨材と細骨材の縮尺率 1/25 を 目標に粒度調整を行ったマイクロコンクリートを用いた.

表-1 鉄筋の材料特性

	ヤング係数	降伏強度	引張強度
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
D0.7	2.16×10 ⁵	415	417
D1.9	1.85×10 ⁵	314	322

表-2 マイクロコンクリートの配合

W/C	s⁄a	Air	単位量 kg/m ³			
%	%	%	W	С	S	G
93	43	6.0	195	210	767	1036
C:普通ポルトランドセメント						
S:硅砂7号,硅砂8号,石灰石微粉末 混合重量比1:3:6						
G: 硅砂4号, 硅砂5号, 硅砂6号 混合重量比1:7:2						
混和材:減水剤 3.0%,増粘剤 0.02%						
(セメント+石灰石微粉末の単位量に対する比)						

表-3 マイクロコンクリートの材料特性

	ヤング係数	圧縮強度	割裂強度
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
ケース1	2.92×10 ⁴	35.0	2.93
ケース2	2.71×10 ⁴	24.6	1.76

表-2 にマイクロコンクリートの配合を,表-3 にマイク ロコンクリートの材料特性を示す.

フーチングは杭に対して十分剛となるように鋼製の型 枠にグラウトを充填して作成した.型枠は図-3 に示す 形状で,外周,底板および補剛用の仕切り板をそれぞれ 3.2mmの鋼鈑で作成した.底板の杭位置に孔を設け,杭

表-4 フーチンググラウトの材料特性

	ヤング係数	圧縮強度	割裂強度
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
ケース1	2.46×10 ⁴	50.7	2.65
ケース2	1.96×10 ⁴	45.8	2.88

表5	ヤメン	ト改良十の	材料特性
10 0		TUKL //	1/1/1/1/1/1

	ヤング係数	圧縮強度	割裂強度
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
ケース1	5.16×10 ²	2.58	0.279
ケース2	3.17×10 ³	1.31	0.134

表-6	ケース	1表層地盤の	材料特性
-----	-----	--------	------

⇒上洞山之間	せん断波速度	せん断弾性係数
司側△問	m/s	N/mm ²
①GL-72.5~GL-157.5	133	25.6
2GL-327.5~GL-460	163	38.7





主筋を折曲げずに杭頭部をフーチング内に通し、型枠に グラウトを充填して杭とフーチングを一体化した.表-4 にグラウトの材料特性を示す.

上部構造物は、図-3 に示すように、厚さ 22mm の鋼 鈑を用いた門形フレームに質量 60kg の鋼製錘を高力ボ ルトで接続した.上部構造物模型の重量は、実物換算で およそ 1000ff に相当する.フレーム脚部はフーチング型 枠の底板まで伸ばして溶接し、脚部で剛接合とした.

c)地盤

支持地盤は硅砂7号,セメント及び水を混合したセメ ント改良土基盤とし,せん断波速度 300~400m/s 程度の 基盤層を想定した.表-5 にセメント改良土の材料特性 を示す.

試験変数である表層地盤は、硅砂7号を空中落下法で 撤出して製作した.ケース1においては相対密度を84%、 乾燥密度を145tm³とした.ケース2においては相対密 度を63%とした砂層を地表面まで飽和させ、飽和地盤の 湿潤密度を1.88t/m³とした.間隙流体には粘性流体(メ トローズ水溶液:粘度25mPa·s)を用いた.

表-6 にベンダーエレメント³による計測結果を,図-4

に表層地盤のせん断剛性の深度分布を示す.表層地盤の せん断剛性は,水平加振前の遠心加速度 25G において, 地中に埋設したベンダーエレメントにより計測した表層 地盤のせん断波速度を基に,式(1)で表した.

$$G_0 = G_{0m} \times (\sigma_c / \sigma_{cm})^{0.325}$$

$$\tag{1}$$

ここで、 G_0 及び σ_c は任意の地盤深さにおける初期せん断弾性係数及び有効拘束圧、 G_{0m} 及び σ_{cm} は計測区間① における初期せん断弾性係数及び有効拘束圧であり、指数 0.325 は計測区間②における G_0 、 σ_c に適合させるために選んだ値である.

飽和地盤のケース2においてはベンダーエレメントに よるせん断波速度の計測が困難であったため、式(1)に おける $G_0 \propto \sigma_c^{0.325}$ の比例関係を同様に仮定して、地盤の せん断剛性を算定した.

d) 計測器

図-5 に計測器の配置を示す.計測項目は,振動台上の加速度,地盤内部の加速度,フーチング天端の加速度, 鋼製錘天端の加速度,せん断土槽の各層変位,フーチン

No.	ケース1	ケース2	備考			
d1	3 [0.1]	6 [0.2]	①②微小加振			
d2	3 [0.1]	11 [0.4]	①微小加振			
d3	92 [3.7]	22 [0.9]				
d4	120 [4.8]	64 [2.6]				
d5	185 [7.4]	168 [6.7]	①②降伏,②液状化			
d6	263 [10.5]	224 [9.0]	②最大加振			
d7	311 [12.4]		①最大加振			

表-7 振動台加速度の最大値(単位:m/s²)

※[]の値は実大に換算した加速度を表す.

※備考欄の①はケース1,②はケース2で生じた事象を表す.

グ天端の変位,フーチング側面の土圧,杭頭部近傍の主 筋及びフープ筋のひずみ,地盤のせん断波速度とした. 計測点数の制約より,杭鉄筋のひずみ計測は,図-5 に 示す A-C の杭タイプごとに異なる.さらに,飽和地盤 のケース2においては地盤の間隙水圧を計測した.

(2) 加振条件

遠心重力 25Gを作用させながら、水平1方向に兵庫県 南部地震ポートアイランド波形(以下,地震波と称す る.)及び正弦波を用いた加振を実施した.加振スケジ ュールは、加速度振幅が小さな微小加振から開始し、 徐々に入力レベルを漸増して杭主筋を降伏させた.振動 台で入力できる最大レベルの地震波を加えた後、30Hz 正弦波による加振を実施して、杭の損傷を進行させた.

(3) 実験結果

表-7 に各ケースの地震波による加振で観測した振動 台加速度の最大値の一覧を示す.代表的な加振として, 振動台加速度が同程度の No.d6 を対象として,以下に実 験結果を整理する.図-6 にケース1の No.d6 加振におけ る振動台加速度の時刻歴を示す.

a) 上部構造物頂部の水平加速度

図-7 に上部構造物の頂部において観測した水平加速 度の時刻歴を示す. 乾燥地盤のケース1は飽和地盤のケ ース2に比べて長い周期成分が見られ,0.28 秒,0.43 秒 近傍において負側の加速度にケース2を大きく上回る部 分が見られた.

b)フーチングの水平変位

図-8 にフーチングの水平変位の時刻歴を示す.上部 構造物の加速度レベルはケース1の方が大きい傾向が見 られたが、フーチングの水平変位はケース2の方が顕著 に大きかった.これは飽和地盤の有効応力が低下し、表 層地盤の杭に対する抵抗が低下したためと考えられる.

c) 地盤の過剰間隙水圧比

図-9 に杭間地盤及び自由地盤における過剰間隙水圧 比の時刻歴を示す.いずれの過剰間隙水圧比も,加振開 始直後に上昇して 1.0 に到達したが,杭間地盤の方が遅 れて液状化に至った.





図-12 解析モデル概要

d) 杭頭主筋ひずみ

図-10 及び図-11 に杭頭部の主筋ひずみの時刻歴を示 す.両ケースとも主筋の降伏ひずみを超えるひずみが生 じたが,ケース1においては最大ひずみを生じてから 徐々に振幅が小さくなったのに対し,ケース2では最大 ひずみ発生後も一定の振幅を保つものが見られた.これ はケース2のフーチングの水平変位がケース1に比べて 長い時間振動していた特徴と一致する.

3. FEM解析

(1) 解析モデル

a)解析モデルの概要

地盤に液状化が発生するケース 2(飽和地盤)につい て、2次元有効動的応力解析を実施した.本検討で用い た有効応力解析プログラム EFECT⁴は、土と間隙水の連 成効果を評価した飽和多孔質体の Biot の多次元圧密方程 式を基礎式⁵としており、地盤の液状化から過剰間隙水 圧の消散に伴う再圧密沈下を厳密かつ連続的に評価する ことができる.

図-12 に解析モデルの概要を示す. 地盤およびフーチ

表-8 地盤パラメーター覧

間隙比	e ₀	0.90
ダイレイタンシー	λ	1.20
パラメータ	μ	0.21
内部摩擦角	$\phi_{ m f}$	40°
圧縮指数	Cc	0.015
骨格ポアソン比	ν	0.33

ングは4節点ソリッド要素で、上部構造物および RC 杭 は梁要素でモデル化している. このうち RC 杭について は非線形挙動を考慮するため、ファイバーモデル(分割 数 10)を用いた. 杭および上部構造物の梁要素はそれ ぞれフーチング内に1要素分を埋め込んでいる.

2 次元モデルの奥行きについては、杭3列のうちの1 列分を取り出して評価することとし、上部構造物は全体の1/3を、フーチングは杭間隔(122mm)を、地盤の奥 行きは土槽幅(800mm)の1/3(267mm)を考慮した. b)材料構成モデル

EFECT で用いる土の構成モデルは、松岡が提案した 二次元応力下の構成モデル^のを応用して3次元応力下の 問題に適用できるように拡張したモデルである.

表-8, 図-13 に硅砂 7 号の解析パラメータおよび要素 シミュレーションによる液状化強度曲線のフィッティン



図-15 入力加速度時刻歴 (Case2-d5)

グ結果を示す. なお基盤層は線形弾性体とし、そのせん 断剛性を Vs=300m/s 相当と評価した.

図-14 にコンクリート及び鋼材の応力ひずみ関係の概 要を示す、材料強度等は前述の材料試験結果に基づき定 義した.

コンクリート材料の応力-ひずみ関係は、圧縮側は修 正 Ahmad モデル⁷, 引張側は引張強度までは線形とし, ひび割れ後は引張応力を負担しないこととした. 繰返し 載荷時の履歴特性は長沼らのモデル[®]により表した.

鋼材の応力ーひずみ関係は降伏点を折れ点とする弾・ 完全塑性モデルで表した.

c) 境界条件

モデルの底面は完全固定とし、せん断土槽の変形を模 擬するため、モデル長辺方向端面の節点間には水平方向 変位のみ従属させ、側面の鉛直方向はフリーとした.

杭と地盤の相互作用については、液状化が発生すると 周面摩擦が作用しなくなると考え、液状化層において杭 と地盤の鉛直方向拘束をフリーとした.

d) 入力地震動

2 章では加振番号 No.d6 の結果について詳細に述べた が、このシミュレーションは地盤が初めて液状化した加 振番号 No.d5 (最大加速度振幅 168.0m/s²) について実施 した. 図-15 に入力加速度時刻歴を示す.



図-17 加速度時刻歴の比較(Case2-d5)

(2) 解析結果

a) 地盤の液状化

図-16 に自由地盤部である要素 7809 および要素 7821 の過剰間隙水圧比の時刻歴を、該当する深度の実験値 (PWF1, PWF4) と比較して示す. いずれの要素でも最 大値は 1.0 に達しており、地盤が液状化していることが わかる.実験値も同様に液状化しているが、地盤浅部 (P7809) では解析値が実験値とほぼ同時に、地盤深部 (P7821)では水圧比の立ち上がりは早いものの,解析 値と実験値はほぼ同時にそれぞれ1.0となっている.

b)加速度応答

図-17 にモデル各部の加速度時刻歴について解析値と 実験値を比較する.代表的な部位として自由地盤(節点 7805, AN1X), フーチング(節点 4001, ASBX) およ び上部構造物(節点 14461, ASTX)を抽出した.

自由地盤地表面では加振開始直後(t=0.3s)に加速度 がほとんど発生しなくなっている. これは地盤深部が液 状化状態となったためであり、実験値では後半に短周期 成分があるもののほぼ同様の応答特性を示している.

フーチング応答については加振前半においては解析値 と実験値の整合は良いが、後半においては応答が過少評 価となっている.

上部構造物の応答には、実験値には比較的短周期(E約 110Hz)の応答が見られるのに対して、解析では周期の長い(E約 35Hz)振動が主に観察できる.後者は構造物一地盤連成系の固有振動数であると考えられるが、実験での構造物およびフーチングの応答には入力地震動に含まれる前者の影響が顕著に現れている.一方前者については解析値にその影響がほとんど見られないことから、振動台のロッキング振動の影響と考えられる.

c) 変位応答

図-18 に代表的な部位としてフーチング(節点 4001, DSWBX)の変位時刻歴を比較する.加振開始直後以降において解析値は実験値よりも小さいことがわかる.

d)鉄筋ひずみ

図-19に代表的な部位として杭頭部(中心列右端杭 B1) で観測された主鉄筋のひずみ時刻歴を比較する.ここで、 杭頭部の鉄筋ひずみは、フーチングが右へ変位したとき には杭の右側縁が引張(+)に、フーチングが左へ変位 した場合には左側縁が引張にそれぞれ応答する.

加振開始直後 ±0.3 秒においてフーチングが左向きに 変位(図-18 参照)すると、杭頭左側縁 MI が実験値、 解析値ともに+に生じている.しかしながらその大きさ は、解析値が実験値よりも大きい.また、実験値では次 に左向き変位が大きくなる ±0.35 秒で最も大きなひずみ が発生し、その大きさもフーチング変位の大きさと整合 している.この要因は、実験と解析において地盤が液状 化に至り地盤の拘束が小さくなるタイミングが異なって いるからと推測される.その後、実験値ではひずみの振 幅がほとんど発生しなくなっているのに対して、解析で は大きく振動しながら+側にひずみが蓄積していく.

杭頭右側縁 M6 では実験値,解析値ともに t=0.32 秒付 近でひずみの極大値を示しているが,この時刻はフーチ ング変位が右向きとなる時刻である.その後ひずみは収 束傾向となるが,振幅は小さいもののひずみ時刻歴の形 状は実験値に対して解析値は良く整合している.

(3) 考察

a) 地盤の液状化とRC 杭の非線形応答

前述した地盤の液状化のタイミングとフーチング変 位・鉄筋ひずみの大きさの関係について、図-16、図-18 および図-19 から分析する. 杭の変位方向と鉄筋ひずみ 応答の関係は前述したとおりであるが、実験値では M1 では t=0.35 秒で、M6 では t=0.32 秒で最大ひずみが出現 し、その後ひずみ振幅は収束している. また、過剰間隙 水圧比の時刻歴(図-16)から、地盤が全層液状化に至 るのは t=0.40 秒付近であることがわかる. したがって、



図-19 鉄筋ひずみ時刻歴の比較 (Case2-d5)

このケースでは杭の最大応答は地盤が液状化する前に出 現したと考えられる.これは解析においても同様で、液 状化のタイミングが実験と多少異なるが、最大ひずみ (M1 では極大)の出現は地盤が液状化する前であった. ただし、解析において過剰間隙水圧の上昇を考慮するこ とは、杭と地盤の相互作用を評価するための地盤反力特 性を再現する観点から重要であると考えられる.

b) M1 鉄筋の応答

鉄筋のひずみ応答とその配置の観点から考察する. B1 杭はフーチング左端部に配置されているため,鉄筋 位置 M1 は地盤側に,M6 はフーチング内部側になる. したがって,群杭効果を考慮すると,杭が左側に動いた ときは相対的に大きな地盤反力が生じ,右側に動いたと きはその影響は小さいこととなる.図-19 において,解 析値には上記の特徴が明確であるが,実験値の M1 につ いてその傾向が見られず,データの信頼性を検討する必 要性が指摘される.また,実現象としては縮小杭では鉄 筋のかぶりが小さい(計画値 9mm)ため,計測点付近 でクラックが生じると拘束が一気に喪失し,応力伝達が 行われなくなった可能性が考えられる.

4. まとめ

- RC 杭基礎を対象とした遠心力模型振動実験を実施し、杭主筋が降伏に至るまでのデータを取得することができた。
- 上部構造物の加速度レベルはケース1(乾燥地盤)
 の方が大きい傾向が見られたが、フーチングの水平

変位はケース 2(飽和地盤)の方が顕著に大きかった.これは飽和地盤の有効応力が低下し、表層地盤の杭に対する抵抗が低下したためと考えられる.

 2次元有効応力解析により、ケース2の実験結果を シミュレーションした.その結果、杭の非線形応答 を概ね妥当に評価できること、地盤の液状化の影響 を考慮することで、地盤および構造物の全体挙動を うまく再現できることがわかった.

参考文献

- 1) 土木学会:原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性 評価に関するガイドライン, pp.315-342, 2008.
- 2) 穴吹拓也,堤内隆広,米澤健次,樋口俊一,伊藤浩二,江 尻譲嗣: RC 杭基礎を対象とした遠心振動実験と構造物~地 盤連成系 FEM 解析,第13回日本地震工学シンポジウム論 文集,GO44-Thu-PM-5, pp.1062-1069,2010.
- 3) 佐藤清: ベンダーエレメントを用いた遠心重力場での地盤

のS波速度・P波速度の測定,第57回土木学会年次学術講 演会,III-565, pp.1029-1030, 2002.

- 伊藤浩二:動的有効応力解析プログラム「EFECT」(その 1) -基礎理論と地盤構成モデルー,大林組技術研究所報, No.51, 1995.
- Biot, M. A. : Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media, Journal of Applied Physics, Vol.33, No.4, pp.1482-1498, 1962.
- Matsuoka, H. and Sakakibara, K. : A constitutive model for sands and clays evaluating principal stress rotation, Soils and Foundations, Vol.27, No.4, pp.73-88, 1987.
- 7) 長沼一洋:三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集,第474号, pp.163-170, 1995.
- 8) 長沼一洋,大久保雅章:繰返し応力下における鉄筋コンク リート板の解析モデル,日本建築学会構造系論文集,第 536号,pp.135-142,2000.

CENTRIFUGE VIBRATION TEST OF RC PILE FOUNDATION

Shunichi HIGUCHI, Takahiro Tsutsumiuchi, Rinna OTSUKA, Koji ITO and Joji EJIRI

Recently, it is desirable that nonlinear responses of structures are clarified by soil-structure interaction analysis, especially for evaluating the seismic performances of underground structure or foundation, due to a severe seismic action is expected for the seismic design. In this research, centrifuge shake table tests of reinforced concrete pile foundation installed in the dry or liquefied ground were conducted. Then, finite element analysis for the test of liquefied ground case was conducted to confirm an applicability of the analytical method. By comparing the experimental results and analytical results, it is confirmed that reasonable non-linear responses of the foundation were reproduced by the analysis.