

建物の地震応答に基づく RC 杭の損傷検出

柴田 景太^{*1}・船原 英樹^{*1}

Keywords : piles foundation, health monitoring, reinforced concrete, E-Defense, 3D-FEM

杭基礎, ヘルスモニタリング, 鉄筋コンクリート, E-ディフェンス, 三次元有限要素法

1. はじめに

これまでの大地震において、コンクリート系の杭に多くの被害が発生している^{例えば1)}。上部構造が沈下や傾斜した場合は杭の損傷が顕在化するが、そうでない場合は損傷の把握が難しい。杭に損傷があれば余震や次の大地震で問題が生じる可能性があるため、杭の健全性の早期把握は重要である。

地中にある杭の状態の確認には、杭周囲の地盤を除去して目視する方法や、杭体をコア抜きした孔や既製杭の中空部にボアホールカメラを挿入して観察する方法が用いられる^{例えば2)}。また、杭頭あるいはその側面を露頭させてハンマーで打撃し、杭体に弾性波を発生させて、ひび割れ面や杭先端からの反射波を計測するインテグリティ試験（IT 試験）^{例えば2)}を行うこともある。ただし、これらの方では現地で人が調査するため、杭の損傷有無を地震後即座に把握することはできない。

観測が比較的容易な上部構造物の地震応答記録から杭の損傷を検出する方法も検討されている³⁾。この方法では、加速度計等で計測した記録を無線通信でデータ転送できるため、地震後の即時診断が可能である。しかし、実被害に基づく検証は行われておらず、上部構造物応答から杭の損傷を検出する方法は、未だに確立されていない。

本研究では、E-ディフェンス振動台で鉄筋コンクリート（RC）杭基礎の加振実験を行い、上部構造物の地震応答と杭の損傷の関係を検討した。さらに、三次元有限要素法（FEM）によるシミュレーション解析で実験結果を分析した。本報では、得られた結果に基づいて提案した杭の損傷の検出方法について紹介する。

2. E-ディフェンス実験

2.1 実験概要

試験体（図-1a）は、内径 8 m・高さ 6.5 m の大型せん断土槽内に RC 杭模型（3×2 群杭）と鋼管杭模型（3×3 群杭）を加振方向に対して平行に設置し、2種類の砂を入れて作製した。加振中の動的な挙動を計測するために、加速度計・レーザー変位計・ひずみゲージ（図-1b）などのセンサーを設置した。詳細は文献 4)を参照されたい。本報では、RC 杭模型を検討対象とする。

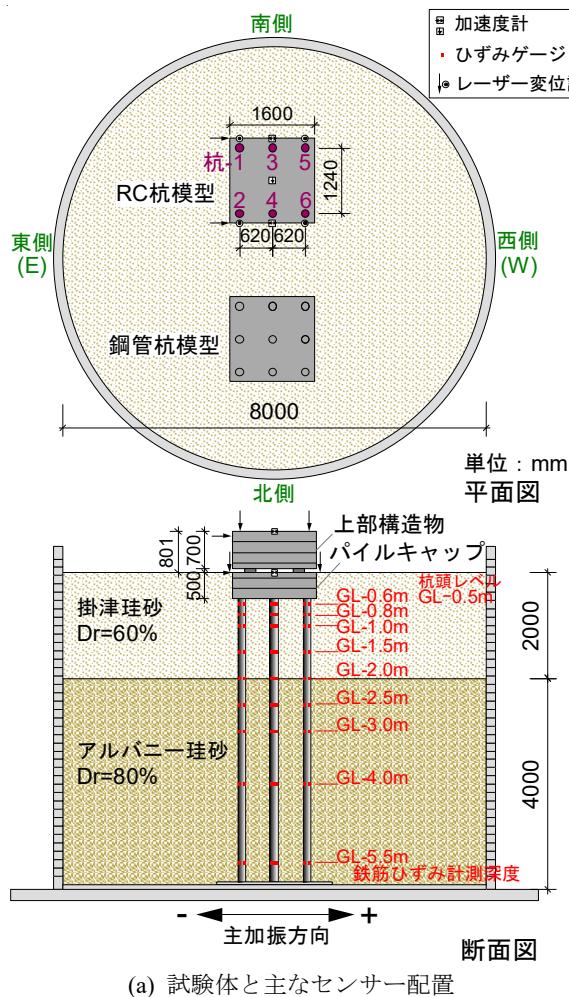
構造物模型は上部構造物（137.2 kN）とパイルキャップ（98.0 kN）で構成され、両者を積層ゴムで接続した。パイルキャップは、建物の基礎躯体全体をモデル化したものであり、天端まで表層地盤に根入れした。上部構造物および構造物 - 杭 - 地盤連成系の固有周期は、約 0.12 s および約 0.23 s である。

RC 杭は直径 154 mm で、圧縮強度 27.2 N/mm² のモルタルで作製した。主筋は、公称直径 6 mm で降伏強度 377 N/mm² の異形鉄筋とし、せん断補強筋は、直径 2 mm の硬鋼線（SW-C）を補強筋間隔 20 mm でらせん状に取り付けた。杭頭接合部は、パイルキャップに剛接合し、杭先端部は、土槽底面上の鋼板上に載置した。杭のデータは、杭 2, 3, 6 でひずみの計測不良が多かったことから、加振方向に並列配置した杭の挙動が概ね一致することを考慮し、杭 1, 4, 5 で代表させた（図-1c）。

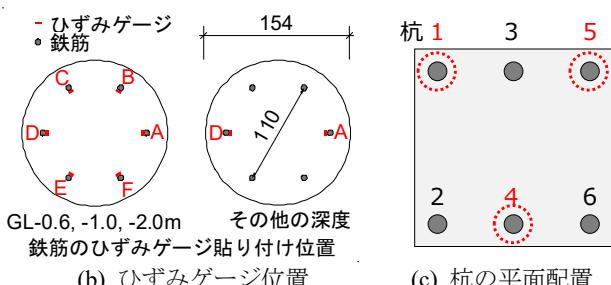
地盤は、上層 2 m を相対密度約 60% の乾燥した掛津珪砂、下層 4 m を相対密度約 80% の含水比 3.7% のアルバニー珪砂とした。微小加振の結果から求めた地盤の一次固有周期は、約 0.12 s であった。

加振は、加振力を徐々に上げながら 3 日間に渡って

* 1 技術センター 都市基盤技術研究部 防災研究室



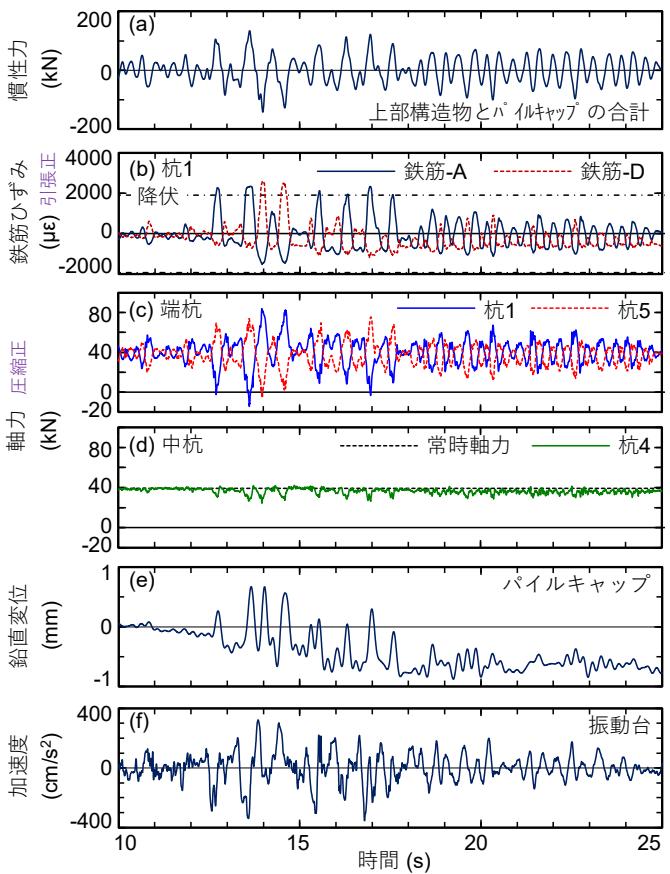
(a) 試験体と主なセンサー配置

Fig.1 試験体の概要
Fig.1 Overview of test model

複数実施した。本報では鉄筋が初めて降伏した2日目の告示波100%加振(JMA神戸NS位相)を対象とした。

2.2 実験結果

構造物慣性力(質量と加速度の掛け算で求めた上部構造物とパイルキャップの慣性力の合計),杭1のGL-0.6m(杭頭-0.1m)の鉄筋ひずみ(引張:正),杭の軸力(圧縮:正),パイルキャップの平均鉛直変位,振動台加速度の時刻歴応答(10~25s)を図-2に示す。杭の軸力は、構造物重量を6本の杭に均等に分配した常時軸力(39.2kN)と, GL-3m(ひび割れ発生がない深度)のひずみゲージ計測から求めた変動軸力を足し合わせて評価した。パイルキャップの平均鉛直変位は,

図-2 主要な応答の時刻歴
Fig.2 Time histories of key response

変位計取り付け治具の振動の影響を5Hzのローパスフィルタで除去したパイルキャップ四隅の平均値である。

構造物慣性力(図-2a)が大きくなる約12.7s以降に,降伏ひずみを超える鉄筋ひずみが発生した(図-2b)。他の杭も同様の傾向であった。端杭の杭1, 5(図-2c)では,構造物のロッキング振動に伴い,互いに逆位相の変動軸力が発生している。一方,中杭の杭4(図-2d)では,常時軸力に対して比較的振幅の小さな変動軸力が引張側へ発生した。パイルキャップの平均鉛直変位(図-2e)では,杭の損傷進展により全体が徐々に沈下する傾向に加えて,動的な上向きの変位が発生した。鉄筋ひずみ(図-2b)の増加に合わせて,上向きの変位量も大きくなる傾向である。この現象は,杭が弾性域を保っていた鋼管杭模型では見られなかったことから,杭の損傷に起因するものと考えられる。なお,杭先端付近のひずみゲージの測定結果(図は省略)から,この上向きの変位は,杭先端と底板の離間ではなく杭体の変形によって生じたと判断した。

2.3 杭の損傷によるロッキング挙動の変化

パイルキャップに動的な上向きの変位量が発生した原因について考察する。杭が損傷する前と後のロッキング挙動の違いを図-3に示す。

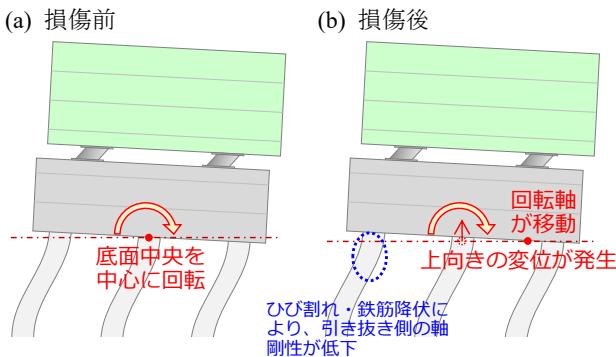


図-3 桁損傷前と後のロッキング挙動の変化

Fig.3 Change in rocking behavior before and after piles damage

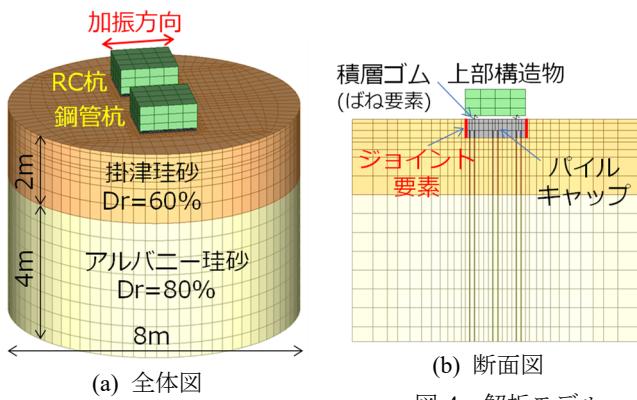
杭が損傷する前（図-3a）は、押し込み側と引き抜き側で杭の軸剛性が概ね同等であるため、パイルキャップ底面の中央を回転軸としてロッキング振動が生じる。一方、杭体にひび割れが発生すると（図-3b）、ひび割れ断面でコンクリートが引張力を受け持たなくなるため、引き抜き側の軸剛性が押し込み側よりも小さくなり、ロッキング振動の回転軸が前方杭側へ水平移動する。その結果、パイルキャップ中央部では動的な上方への変位が発生する。鉄筋が降伏すると、引き抜き側の軸剛性はさらに低下し、上向きの変位量は増加する。パイルキャップ中央部で上向きの変位が発生する現象は、中杭において引張方向の変動軸力がみられたことも整合する。

3. 三次元 FEM による検討

3.1 解析概要

杭体損傷と動的な上向きの変位との関係をさらに分析するために、三次元 FEM による地震応答解析を実施した。解析コードには、TDAPIIIを用いた。解析条件の詳細については、文献 5)を参照されたい。

解析モデルの概要を図-4 に示す。地盤はソリッド要素でモデル化した。底面の境界条件は変位固定とし、

図-4 解析モデル
Fig.4 Analytical model

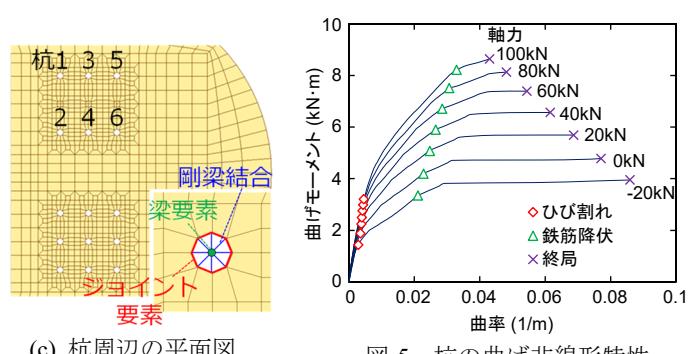
側方は同一深度の節点を剛梁要素で連結し、質量を考慮してせん断リングを模擬した。

構造物は、弾性体のソリッド要素でモデル化した。積層ゴムは、ばね要素でモデル化した。せん断試験と引張試験の結果に基づいて水平のばね剛性を 2,340 kN/m、鉛直のばね剛性を 100,000 kN/m とし、減衰定数 0.082 の剛性比例減衰とした。基礎固定時の構造物模型の固有周期は、水平方向が 0.24 s、鉛直方向が 0.037 s である。積層ゴムのせん断変形が 7 mm 程度時の水平剛性を採用したため、実験で微小加振から求めた固有周期 0.12 s よりも水平方向の固有周期は長くなっている。根入れ部側面と地盤の間にはジョイント要素を設けて、剥離・再接触・滑り（摩擦係数 0.5）を考慮した。

RC 杭は、ファイバーモデルで材料非線形を考慮した。杭体の損傷有無の影響を検討する目的で、弾性梁要素でモデル化したケースも解析した。杭要素には、体積を考慮するために半径方向に伸びる剛梁を接続し、剛梁先端と地盤の間にパイルキャップ側面と同様のジョイント要素を設けた。杭頭は無収縮モルタル剛性を考慮した接合とし、杭先端はピン接合とした。

ファイバーモデルに用いるモルタルの非線形特性は、圧縮側を指數関数型の骨格曲線⁶⁾と Ristic の履歴則⁷⁾とした。引張側には、テンションスティフニング特性を考慮できるモデル⁸⁾を採用した。鉄筋の非線形特性は、降伏応力で折れ曲がるバイリニアモデルとし、移動硬化則で履歴を考慮した。ファイバーモデルによる軸力毎の曲げモーメントと曲率の関係、モルタルのひび割れ点、引張鉄筋の降伏点、終局限界点を図-5 に示す。終局限界は、圧縮縁モルタルひずみ 0.003⁹⁾と定義した。

地盤要素には、三次元に拡張した多重せん断ばねモデル¹⁰⁾を採用して多方向のせん断変形を表現し、Masing 則を適用した双曲線モデル¹¹⁾を組み込んでひずみに依存する非線形特性を考慮した。

図-5 杭の曲げ非線形特性
Fig.5 Bending nonlinear characteristics of piles

3.2 解析結果

構造物慣性力とパイルキャップ水平変位の時刻歴を図-6に示す。解析は14 s付近のピークを小さめに評価しているが、それ以外の時間については振幅・位相とともに実験結果と概ね一致した。

13.6 s付近の慣性力ピーク時における杭の曲率の深度分布を図-7に示す。杭5が前方杭、杭1が後方杭であり、杭5には圧縮の変動軸力が作用し、杭1には引張の変動軸力が作用している。杭によって軸力が違うた

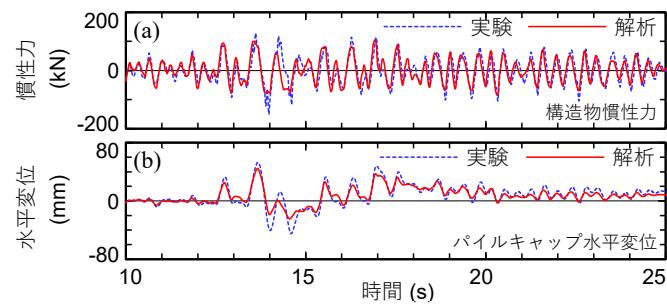


図-6 構造物の慣性力と水平変位の時刻歴

Fig.6 Time histories of inertia force and horizontal displacement of structure

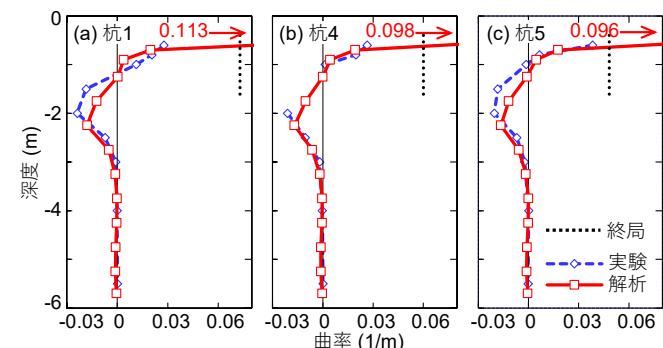


図-7 杭の曲率の深度分布

Fig.7 Profiles of curvature along pile shafts

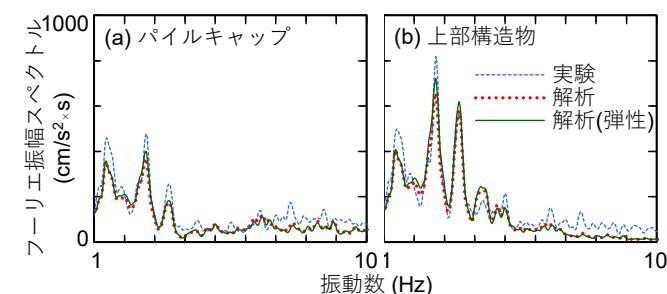
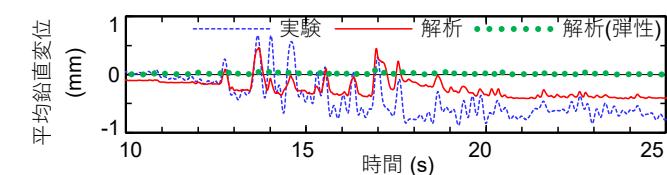
図-8 構造物の加速度フーリエ振幅スペクトル
Fig.8 Acceleration Fourier amplitude spectra of structure

図-9 パイルキャップの平均鉛直変位の時刻歴

Fig.9 Time histories of mean vertical displacement on pile cap

め、曲げ剛性（曲げモーメント・曲率関係の割線勾配）はひび割れ発生以降で異なるが（図-5）、実験・解析とともに曲率分布に顕著な差はみられない。杭頭（GL-0.55 m、要素中心）では、解析において終局限界を超える曲率が発生した。実験では、最浅部のひずみゲージが杭頭-0.1 m（GL-0.6 m）にあり、杭頭近傍の曲率を確認できていないが、実験においても解析と同様に、杭頭部の曲率は終局限界に達していたと考えられる。

3.3 杭の損傷有無による比較

杭の損傷が構造物の応答に与える影響を確認するために、杭の非線形性を考慮したケースと杭を弾性としたケースで比較する。パイルキャップと上部構造物の水平加速度のフーリエ振幅スペクトルを図-8に示す。スペクトルはバンド幅0.2 HzのParzen ウィンドウで平滑化した。解析結果は実験結果と概ね対応した。杭の損傷考慮の有無で比較すると、スペクトルのピーク振動数は変わらないが、損傷によってピーク値がやや小さくなっている。既往の知見¹²⁾と同様の傾向がみられた。しかし、ピーク値の差は小さく、水平加速度応答からの杭の損傷検出は難しいと考えられる。

実験において杭の損傷後に特徴的な応答がみられたパイルキャップの平均鉛直変位を、実験と解析で比較して時刻歴で図-9に示す。杭の損傷を考慮した解析では、実験と同様に、徐々に沈下する傾向と動的な上向きの変位がみられる。一方、杭を弾性体としたケースでは、鉛直方向の変位は極めて小さかった。

三次元FEMで、杭損傷時にパイルキャップで動的な上向きの変位が発生する現象を再現できた。さらに、杭の損傷有無が上部構造物の応答へ及ぼす影響は、水平応答よりも鉛直応答において顕著に表れることがわかった。次章では、この現象を利用した杭の損傷検出方法について述べる。

4. 上部応答からの杭体の損傷検出

4.1 パイルキャップの鉛直加速度に基づく損傷検出

建物の強震観測では、加速度センサーによる計測が一般に行われることから、加速度からの損傷検出を試みる。

ロッキング挙動と関連が深い上部構造物の水平加速度と、動的な上向きの変位と関連があるパイルキャップの鉛直加速度（四隅の平均）を実験結果について図-10に示す。構造物の固有周期を含み、かつ入力地震動の成分が大きい振動数1~10 Hzに着目し、10 Hz以上の成分をローパスフィルタで除去した。パイルキャップ

の鉛直加速度は、鉄筋降伏が発生する 12.5 s 以降で大きくなつた。また、上部構造物の水平加速度は、18 s までは様々な振幅・振動数の波が混在するが、それ以降では振幅・振動数が概ね一定となる傾向がみられた。18 s 以降は振動台加速度（図-2f）が比較的小さく、上部構造物の自由振動が卓越しているからである。

振動の傾向が異なる 10~18 s と 18~25 s で分けて、振動数成分を分析した。加速度フーリエ振幅スペクトルを図-11 に示す。10~18 s（図-11a）では前述したように様々な振動数成分が混在しているが、18~25 s（図-11c）では上部構造物の水平応答において 2.7 Hz に明瞭なピークがみられた。一方、18~25 s のパイルキャップの鉛直応答（図-11d）では、2 倍の振動数である 5.4 Hz にス

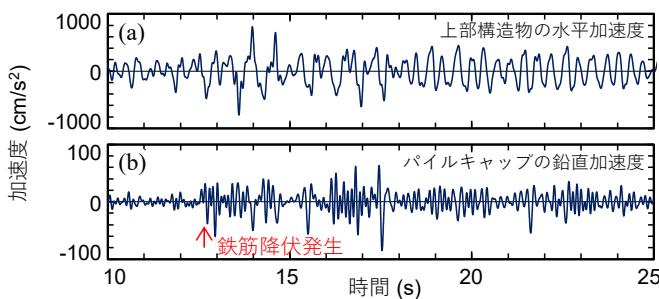


図-10 上部構造物とパイルキャップの加速度時刻歴（実験）
Fig.10 Acceleration time histories of superstructure and pile cap

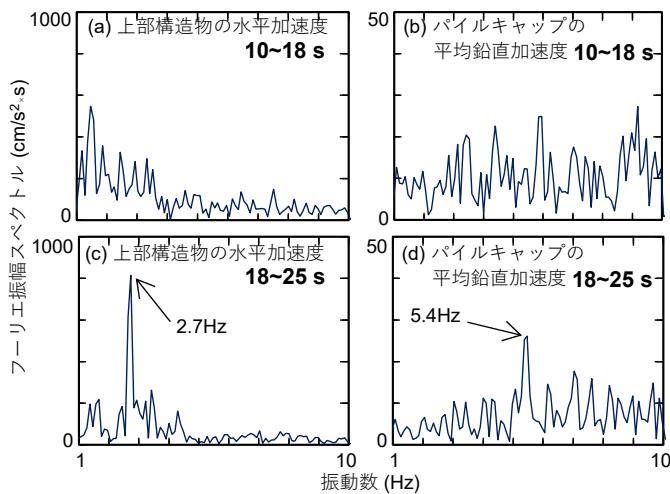


図-11 構造物の加速度フーリエ振幅スペクトル（実験）
Fig.11 Acceleration Fourier amplitude spectra of structure

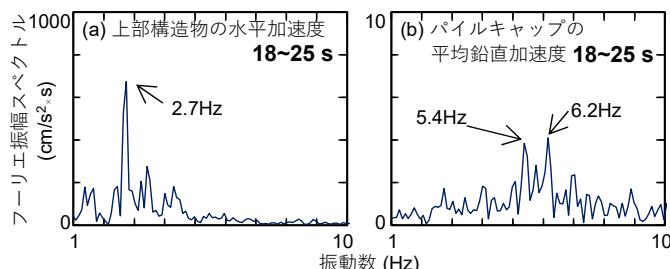


図-12 構造物の加速度フーリエ振幅スペクトル（解析）
Fig.12 Acceleration Fourier amplitude spectra of structure

ペクトルのピークがみられる。これは、構造物の水平応答 1 周期に対して上向きの変位が 2 回（2 周期）発生することに対応する。直接基礎において、浮き上がりが生じると偶数倍調の振動成分が表れることが指摘されており¹³⁾、類似の現象と考えられる。なお、10~18 s で明確な傾向がみられなかったのは、振動台加速度が大きいため上部構造物が様々な振動数で応答していたことによる。

実験結果と同様に、解析で得られた上部構造物の水平加速度とパイルキャップの鉛直加速度（四隅の平均）のフーリエ振幅スペクトルを 18~25 s について図-12 に示す。上部構造物の水平応答（図-12a）では、実験結果と同様に 2.7 Hz でピークがみられる。この時、パイルキャップの鉛直応答（図-12b）では 2 倍の 5.4 Hz にピークがみられた。ただし 6.2 Hz にもピークがみられた。1 波ごとに振動数を分析すると、ちょうど 2 倍の関係ではなく誤差があり、解析ではその誤差が大きかつたことが、ピークが 2 つ表れた原因として考えられる。

以上の結果から、パイルキャップの平均鉛直応答に、上部構造物の水平応答に対して約 2 倍の振動数成分が含まれているかを分析することで杭損傷の有無を検出できる可能性が示された。

4.2 動的な上向きの変位量に基づく損傷検出

実験では、鉄筋ひずみが大きいほど上向きの変位量も大きくなる傾向がみられた（図-2b, e）。上向きの変位量から損傷の有無だけでなく損傷の程度を推定できる可能性がある。そこで、動的な上向きの変位量と杭の損傷程度の関係を分析した。

【動的な上向きの変位量の評価】

動的な上向きの変位量は、転倒モーメントと連動して発生することから、図-13a に示すように、パイルキャップの平均鉛直変位から徐々に沈下する成分を取り除いた値として評価した。徐々に沈下する成分は、杭体の損傷の蓄積によって生じる残留変形によるものである。現時点の値がそれ以前の最小値を下回っていれば現時点の値、下回っていないければそれ以前の最小値で評価される経験最小値として求めた。リバウンドは生じないとした。

【杭の損傷程度の評価】

曲げモーメントや曲率の値から損傷の程度を直接判別することは、限界値に軸力依存性（図-5）があるため難しい。ここでは、曲率 ϕ を終局限界時の曲率 ϕ_u で除した ϕ/ϕ_u で損傷の程度を表す。 $\phi/\phi_u=1$ は、終局限界に対応する。 ϕ_u と軸力 N の関係は、図-13b に示すように指数関数で近似した。パイルキャップの上向きの変

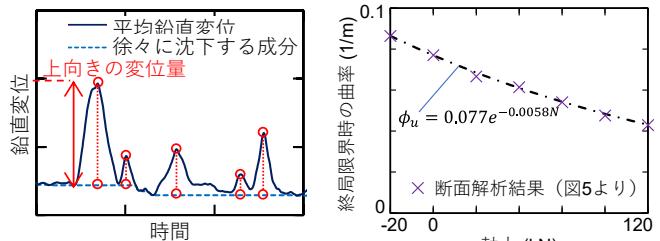
位量は、杭長方向の広い範囲の損傷が影響すると考えられる。そこで、 ϕ/ϕ_u をデータ出力区間の長さで加重平均し、杭全長の損傷程度を平均 ϕ/ϕ_u として求めた。杭周面摩擦の影響で深度によって軸力が異なると考えられるが、実験では、ひび割れが発生していない深度(GL-3.0 m)の鉄筋ひずみから評価した軸力(図-2b, c)で全深度の ϕ_u を評価した。実験の平均 ϕ/ϕ_u は ϕ_u の評価方法による誤差を含んでいることに注意を要する。解析では、各要素の軸力から深度ごとに ϕ_u を評価した。

【上向きの変位量に基づく杭体の損傷程度の推定】

平均 ϕ/ϕ_u とパイルキャップの上向きの変位量の関係を図-14に示す。杭1, 5の引き抜き時のピーク値について示しており、鉄筋降伏以降のデータに基づいて回帰直線を引いた。両者の間には正の相関がみられた。実験と解析との間で平均 ϕ/ϕ_u や上向きの変位量の大きさの違いはあるが、回帰直線の傾きは同程度であり、両者の結果は概ね整合している。この関係を用いれば、上向きの変位量の計測から杭の損傷程度を推定できる。

杭の破壊を判断するためには、 ϕ/ϕ_u が最も大きい箇所の損傷程度を確認する必要がある。本実験では、杭頭が剛に近い接合であることと、地盤変位よりも構造物慣性力の影響が支配的であることから、杭頭の曲率が最も大きい。杭頭 ϕ/ϕ_u と平均 ϕ/ϕ_u の間に相関関係があれば、杭頭 ϕ/ϕ_u を上向きの変位量から直接推定できる可能性がある。杭1, 5が引き抜き側になった時のピーク値について杭頭 ϕ/ϕ_u と平均 ϕ/ϕ_u の関係を図-15に示す。図-14と同様に、降伏以降のデータに基づいて回帰直線を引いている。ただし、平均 $\phi/\phi_u=0$ の時は杭頭 $\phi/\phi_u=0$ と考えられるので、原点を起点にした。杭頭 ϕ/ϕ_u と平均 ϕ/ϕ_u の関係には強い正の相関が得られた。以上から、平均 ϕ/ϕ_u から杭頭 ϕ/ϕ_u を推定でき、さらに、パイルキャップの上向きの変位量と杭頭 ϕ/ϕ_u を関連付けることが可能となる。

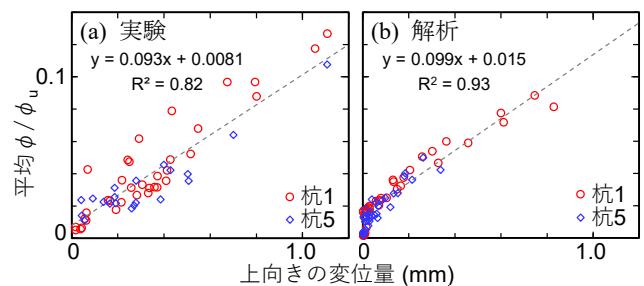
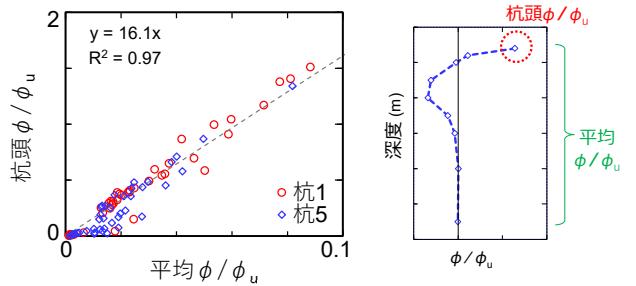
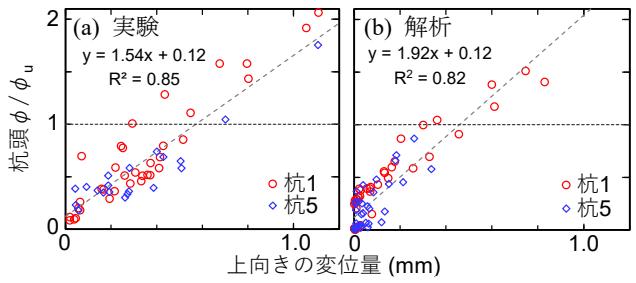
杭頭 ϕ/ϕ_u とパイルキャップの上向きの変位量の関係を図-16に示す。実験結果では杭頭-0.1 mより杭頭に近い深度のデータがないため、平均 ϕ/ϕ_u と解析で得られた図-15の回帰曲線に基づいた推定値を示した。平均 ϕ/ϕ_u との関係と同様に、杭頭 ϕ/ϕ_u と上向きの変位量との間には正の相関がみられる。上向きの変位量が概ね 0.5 mmを超えると、杭頭の ϕ/ϕ_u が 1 を超えて終局限界に達した。本実験においては 0.5 mm と小さい変位量であるが、実際の杭基礎建物であればその規模に応じた数値となる。実際の杭基礎建物においても、予め解析で上記の関係を求めておくことで、上向きの変位量から杭体の損傷程度を推定できる可能性がある。



(a) 上向きの変位量の評価 (b) 終局限界時の曲率-軸力関係

図-13 上向きの変位量と杭の損傷程度の評価方法

Fig.13 Evaluation method for amount of upward displacement and degree of pile damage

図-14 平均 ϕ/ϕ_u と上向きの変位量の関係Fig.14 Relations between mean ϕ/ϕ_u and upward displacement図-15 杭頭 ϕ/ϕ_u と平均 ϕ/ϕ_u の関係 (解析)Fig.15 Relations between pile head ϕ/ϕ_u and mean ϕ/ϕ_u 図-16 杭頭 ϕ/ϕ_u と上向きの変位量の関係Fig.16 Relations between pile head ϕ/ϕ_u and upward displacement

5. 実建物を想定した検討

5.1 概要

実験模型は、乾燥砂中に設置した比較的小規模な3×2群杭基礎であったため、実建物-実地盤条件とは寸法や地層構造などに隔たりがあった。そこで、実建物-実地盤を想定した条件に対する適用性を三次元FEMで検討した。

5.2 解析条件

解析モデルを図-17に示す。対象は、場所打ち杭で支持したRC造6階建てで、加振方向に2スパン・奥行方向に3スパンの建物である。柱・梁は弾性梁要素とし、重量は柱梁接合部に集中させた。杭頭深度は地表面とし、根入れは無とした。初期剛性時の一次固有周期は、基礎固定時で0.42s、連成系で0.55sである。減衰定数は $h=0.03$ とし剛性比例減衰で与えた。その他の建物条件は表-1に示す通りである。

地盤条件を表-2に示す。ひずみ依存の剛性の非線形は石原・吉田モデル¹⁴⁾とし、多重せん断ばねモデルで三次元に拡張した¹⁰⁾。地盤の底面は粘性境界、側方は切り欠き力を考慮した粘性境界とした。

杭は、ファイバー要素でモデル化して損傷を考慮した。コンクリートおよび鉄筋の非線形モデルは、第3章と同様のモデルを採用した。杭が損傷しない場合として、杭を線形弾性梁要素としたケースも解析した。杭-地盤間は節点共有し、杭先端はGL-18.5mとした。

入力地震動には、図-18に示すエルセントロ NS 位相の告示波 Lv2 (30秒間) を用いた。

5.3 杭の損傷程度

杭1(図-17参照)の最大曲率の深度分布と杭頭曲率-軸力関係を図-19に示す。損傷を考慮したケースでは、損傷なしのケースよりも曲率が大きく、杭頭付近で曲

率が急激に増加した(図-19a)。杭頭部では、変動軸力が圧縮側に作用した時に曲率が終局を超えた(図-19b)。

5.4 杭の損傷検出

杭の損傷を考慮したケースについて、建物頂部の水平加速度と底面の鉛直加速度の時刻歴を図-20に示す。それぞれ、四隅の平均値である。頂部の水平方向は概ね一定の周期で振動しており、底面の鉛直方向では短い周期の振動が発生した。それぞれの加速度フーリエ振幅スペクトルを図-21に示す。スペクトルは、バンド幅0.1HzのParzenのスペクトル・ウィンドウで平滑化した。頂部の水平加速度では1.37Hzにピークがみられる一方で、底面の鉛直加速度では2.69Hzと5.69Hzでピークがみられ、水平に対する鉛直のピーク振動数の関係が概ね2倍と4倍となった。実条件においても、鉛直/水平のピーク振動数比を確認することで、杭の損傷有無を検出できる可能性が示された。

建物底面の平均鉛直変位の時刻歴を図-22に示す。同様に四隅の出力を平均して求めた。杭の損傷なしのケースでは鉛直変位がほとんど発生していない一方で、損傷を考慮したケースでは、徐々に沈下する中で動的な上向きの変位が発生した。第3章で示した実験模型の解析で得られた鉛直変位(図-9)と比較すると、基礎幅が大きい分だけ上向きの変位量も大きい。

杭1,2の杭頭 ϕ/ϕ_u と上向きの変位量を図-23に示す。

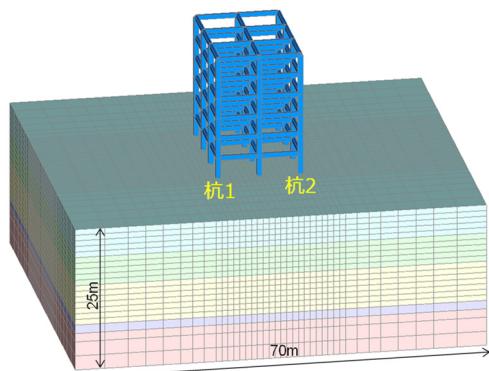


図-17 解析モデル
Fig.17 Analytical model

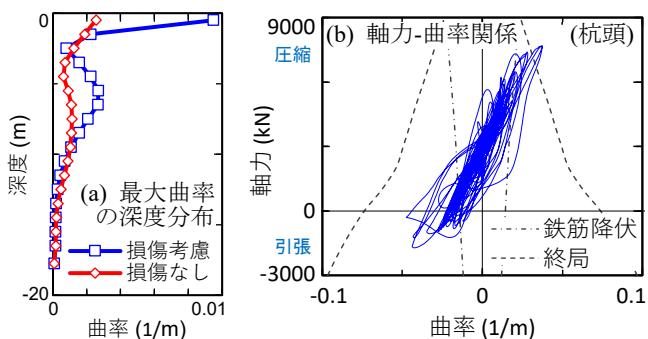


図-19 杭1の曲率
Fig.19 Curvature of piles

表-1 建物条件
Table 1 Building conditions

スパン	7m
階高	3.5m
床重量	13kN/m ² (最下階) (19.5kN/m ²)
柱	0.8m × 0.8m
梁	0.5m × 0.75m
基礎梁	0.5m × 2m
杭	φ1200 20-D29 SD390 Fc 26MN/m ² ヤング率 25000MN/m ²

表-2 地盤条件
Table 2 Ground conditions

深度 m	土質	密度 g/cm ³	V _s m/s	V _p m/s	双曲線モデル	Y _r	h _{max}
0 ~ -5	粘性土	1.8	90	1360	0.0018	0.17	
-5 ~ -10	粘性土	1.6	150	1560	0.0018	0.17	
-10 ~ -17	砂質土	1.8	210	1560	0.0010	0.21	
-17 ~ -18.5	粘性土	1.7	200	1560	0.0018	0.17	
-18.5 ~ -25	砂質土	1.8	360	1560	0.0010	0.21	
-25	基盤	1.8	400	1700			

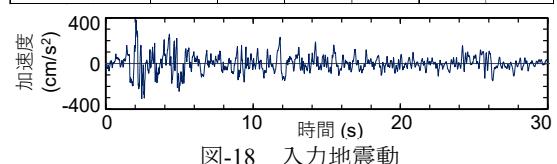


図-18 入力地震動
Fig.18 Input seismic motion

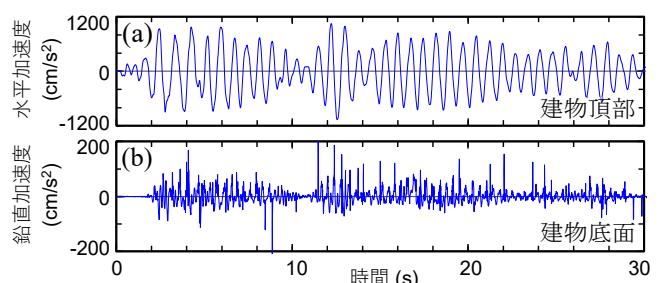


図-20 建物頂部と底面の加速度時刻歴(損傷考慮)
Fig.20 Acceleration time histories of top and bottom of building

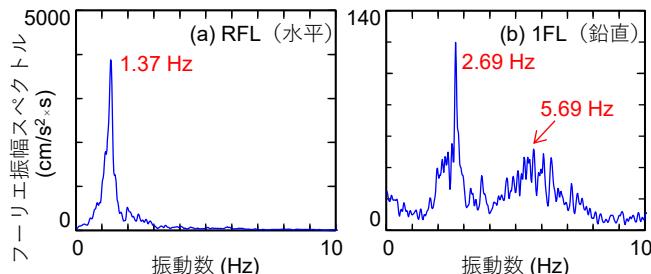


図-21 建物頂部と底面の加速度フーリエ振幅スペクトル
Fig.21 Acceleration Fourier amplitude spectra of top and bottom of building

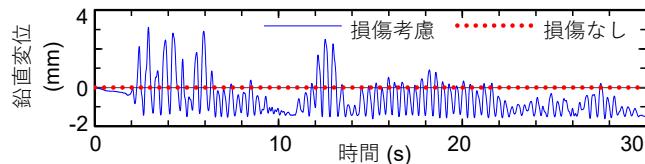


図-22 建物底面の鉛直変位の時刻歴
Fig.22 Time history of vertical displacement on bottom of building

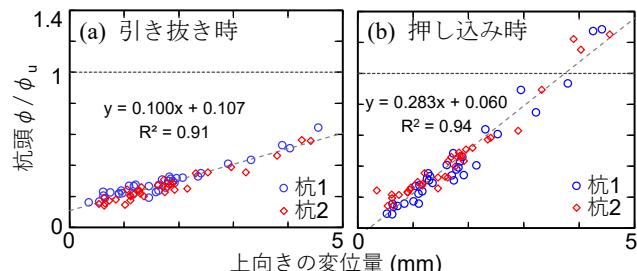


図-23 杭頭 ϕ/ϕ_u と上向きの変位量の関係
Fig.23 Relations between pile head ϕ/ϕ_u and upward displacement

引き抜き時と押し込み時で分けて整理した。杭頭 ϕ/ϕ_u と上向きの変位量の間には強い正の相関がみられた。実建物においても、この関係を予め評価しておけば、動的な上向きの変位量から杭の損傷程度を推定することが可能となる。なお、引き抜き時よりも押し込み時の方が回帰直線の傾きが大きいのは、変動軸力の影響が大きく押し込み側で杭が破壊しやすい条件であったためと考えられる。

6. まとめ

本研究では、RC杭模型のE-ディフェンス振動台実験とその三次元FEM解析に基づいて、地震による杭の損傷有無や損傷程度を上部応答から検出する方法を提案した。さらに、実建物を想定した解析を行い、実条件に対する適用性を検討した。主な結論を以下に示す。

- (1) 杭が損傷すると、上部構造物の水平応答に対して2倍の振動数成分の鉛直応答がパイルキャップに表れる。この現象を観測することで、杭の損傷有無を検出できる可能性がある。

- (2) 杭の損傷に伴いパイルキャップで発生する動的な上向きの変位量から、杭の損傷程度を推定できる可能性がある。
- (3) 実建物・実地盤を想定した三次元FEM解析を行い、実条件に対する損傷検出の適用性を一部示した。不整形な建物・地盤条件の場合や水平・上下同時入力の場合などについては、今後の課題である。

謝辞

本研究は、文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト②都市機能の維持・回復のための調査・研究」の一部で実施した実験データを使用したものであります。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 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），1998.
- 2) 田村昌仁，阿部秋男：基礎の被害調査方法，建築技術，No.545, pp.63-67, 1995.
- 3) 濱本卓司ほか：杭基礎の間接ヘルスモニタリングのための実験的検証，日本建築学会構造系論文集，第75巻，第654号，pp.1445-1454, 2010.
- 4) 柴田景太ほか：RC杭の損傷特性に関するE-ディフェンス振動台実験 上部構造のロッキング応答とRC杭の損傷の関係，日本建築学会構造系論文集，第86巻，第784号，pp.924-933, 2021.
- 5) 柴田景太ほか：上部構造のロッキング上下動に着目したRC杭の損傷検出，日本建築学会構造系論文集，第89巻，第818号，2024.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書 同解説V耐震設計編，2012.
- 7) Ristic, D.: Nonlinear behavior and stress-strain based modeling of reinforced concrete structures under earthquake induced bending and varying axial loads, School of Civil Eng., Kyoto Univ., 1988.
- 8) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説, pp.172-173, 2017.
- 10) Iai, S.: Three dimensional formulation and objectivity of a strain space multiple mechanism model for sand, Soils and Foundations, Vol.33, No.1, pp.192-199, 1993.
- 11) 国生剛治，桜井彰雄：Modified Hardin-Drnevich モデルについて，土木学会学術講演会講演梗概集III部, pp.116-117, 1978.
- 12) 秀川貴彦ほか：杭-地盤系の非線形性を考慮した杭基礎建物の地震応答性状，日本建築学会構造系論文集，第76巻，第661号，pp.491-498, 2011.
- 13) 源栄正人，永野正行：周波数領域における動的地盤剛性を用いた相互作用力の再帰的評価法に基づく3次元成層弹性地盤上に建つ構造物の浮き上がり振動解析，日本建築学会構造系論文報告集，No.451, pp.79-88, 1993.
- 14) Ishihara, K. et al.: Modeling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, Proc. 5 ICNMG, Nagoya, pp.373-380, 1985.