兵庫県南部地震の震度7地域で損傷した杭基礎建物のシミュレーション解析 SIMULATION ANALYSIS ABOUT DAMAGED STRUCTURE SUPPORTED BY PILES IN HEAVILY DAMAGED ZONE DURING THE 1995 HYGOKEN-NAMBU EARTHQUAKE

中野 尊治*, 柏 尚稔**, 宮本 裕司***

Takaharu NAKANO, Hisatoshi KASHIWA and Yuji MIYAMOTO

This paper presents the simulation analysis about damage of structure supported by pile subjected to very large seismic motion during the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake by 3D-FE analyses considering an effect of non-linearity between pile and soil. The input motion is evaluated by the observed record and 2D-FE analysis using the deep irregular underground model with vertical discontinuity. The major findings obtained from analyses are summarized as follows: 1) the FE analysis can simulate the distribution of damage of pile cap in the observation in which the pile in group of 2 piles was damaged heavily, 2) In the instance, the subgrade reaction for pile in group of 2 piles is larger than in group of 3 or 4 piles, furthermore the subgrade reaction for pile in group of 3 or 4 piles is affected by the behavior of the adjacent building and decreases. These may be causes of the distribution of damage of pile cap, 3) the pile cap damage in the instance may be caused by the piles were subjected to the very large inertial force and the ground displacement at the same time.

Keywords : *Non-linear soil-structure interaction, Pile damage, Earthquake response analysis, Finite element method*
非線形相互作用, 杭被害, 地震応答解析, 有限要素解析

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では、湾岸の軟弱地盤と市街地の震度7の地域を中心に杭基礎の被害が多数発生した。地震発生後、各機関および学会によって精力的に行われた被害調査^{例え1)-3)}や、さらに、現在までに行われた実験研究・解析研究によって、杭基礎構造の被害要因として地盤-杭-上部構造連成系の非線形挙動が確実に影響を及ぼしたことが分かっている⁴⁾。その中で、特に沖積低地や人工埋立地で発生した液状化・側方流動による杭被害については、ポートアイランドの鉛直アレーにおいて貴重な強震記録⁵⁾が得られたことにより、杭基礎-上部構造への確かな入力地震動が得られたため、多くの研究者により軟弱地盤での杭被害のシミュレーション解析が行われた^{例え6)-8)}。それらの成果として、杭基礎にみられた杭頭部の被害は上部構造の慣性力(Inertial成分)が、地中部の地層境界での被害は地盤の強制変形(Kinematic成分)が主原因であることが明らかとなった^{6),9)}。特に後者の被害は液状化や側方流動による地盤変形が原因であり、従来から行われていた上部構造の慣性力のみを杭頭に作用させる杭基礎設計法の見直しに反映されている。

一方、市街地の震度7の地域については、観測記録が少なかったために、震源モデルを用いた強震動の推定や、神戸地域の不整形地盤

に起因する震災の帯の出現を説明する研究^{例え10),11)}が精力的に行われた。このような中で、杭基礎被害についても調査や分析が行われ、その被害要因を究明する必要性が叫ばれたが、強震観測記録が少なかったことによる入力地震動の不確かさや、大振幅入力時の杭被害解析モデルの未整備、地盤データや杭基礎被害データの公開の問題等があり、必ずしも詳細な被害検証が行われていない。既往の研究として、詳細な被害調査に基づいて杭基礎の被害要因を考察した中澤らの論文¹²⁾や、スウェー・ロッキングモデルと静的梁ばねモデルを併用した解析的検討によって杭の破壊状況を説明した茶谷らの論文^{13),14)}などがあるが、数は限られている。また、渦岡ら¹⁵⁾は深部地盤モデルを用いて推定した地震動を入力動として地盤-杭-上部構造系の地震応答解析を行っているが、この研究は損傷の軽微だった杭基礎を対象としており、大きな損傷を受けた杭基礎に対して同様の検討を行った事例はあまり見当たらない。将来発生が懸念されている巨大地震に対して、杭基礎建物の被害を抑制するためには、杭基礎の被害要因を明らかにして、設計法や耐震対策に反映させることが急務である。

このような背景の下、2010年度日本建築学会近畿支部耐震基礎研究会ではその活動の一環として、兵庫県南部地震の震度7地域におい

* 大阪大学大学院 大学院生
** 大阪大学大学院 助教・工博
*** 大阪大学大学院 教授・工博

Graduate Student, Osaka University
Assistant Prof., Osaka University, Dr. Eng.
Prof., Osaka University, Dr. Eng.

て杭基礎に被害を受けた建物を対象に被害検証を行った。検証の対象となった建物を図1に△印で示す。いずれの事例も震度7地域の内
部もしくは近傍で発生した杭基礎被害である。本論文では、これら
の事例の中から抽出した一建物を対象に、推定された地震動を入力
動として、三次元有限要素で出来るだけ正確にモデル化した地盤一
杭一上部構造連成系モデルを用いた地震応答解析を実施し、対象建
物の地震時挙動と杭基礎の被害要因を分析する。

2. 建物概要と解析モデル

2.1 対象建物の概要および被害状況³⁾

対象建物は、神戸市東灘区の沖積低地に建つ鉄筋コンクリート造6
階建ての集合住宅であり、1994年の竣工である。建物の基礎伏図を
図2、敷地地盤のボーリング柱状図および敷地近傍で実施されたPS
検層の結果に基づいて推定したせん断波速度の分布を図3に示す。対
象建物はA棟およびB棟の2棟で構成されている。A棟、B棟ともに短
辺方向に耐震壁が概ね均等に配置された5×1スパンもしくは2×1ス
パンの整形ラーメン架構であり、住棟間はエキスパンション・ジョイ
ントにより連結されている。対象建物は各柱下に配置された外径

600mmのPHC杭(C種)により支持されている。杭基礎はフーチング1
個あたり2～4本の杭からなる群杭である。杭の総本数はA棟で35
本、B棟で14本(階段およびエレベーターの支持杭は杭本数に算入し
ない。)であり、その支持層はG.L.-10mの洪積砂礫層である。なお、
損傷状態レベルの荷重に対して杭が弾性範囲内に留まることは確認
されている。

対象建物では被害状況を把握するために、1995年2月に被害調査が
行われた。図4に杭頭目視による杭の被災度判定結果を示す。建物基
礎の被災度区分判定基準および復旧指針に基づく被災度判定では、A
棟で5本、B棟で7本の杭が大破と診断された。杭の損傷により建物
が傾斜したが、建物傾斜の調査ではA棟で1/593rad.、B棟で1/71rad.
であり、それぞれ小破、大破と診断された。A棟では杭の被害の程度
に偏りがみられ、建物の北西側に損傷度の高い杭が集中している。
上部構造の被害としては、非構造部材やエキスパンション・ジョイ
ントに損傷がみられたものの、主要構造の損傷は軽微であった。な
お、B棟の傾斜は北西方向であり、敷地に隣接する墓地で墓石の倒れ
た方向が西向きと北向きの両方に現れていること³⁾、および東灘区で
は墓石および灯籠の転倒方向として北北西～南南東方位が優勢との

図1 神戸地域における基礎被害の分布(文献³⁾の図に加筆)

図3 敷地地盤のボーリング柱状図

図2 基礎伏図

図4 杭頭目視被災度判定図

調査結果¹⁶⁾があることを考慮すると、敷地周辺では断層直交方向である北北西方向(A棟の短辺方向)に強い地震動が入力されたと考えられる。

上部構造の保有水平耐力を把握するために、設計図書に基づいて三次元フレームモデルを構築し、静的増分解析を実施する。解析コードは構造解析ソフトのSNAP Ver.6¹⁷⁾を用いる。静的増分解析は荷重制御により行い、外力分布形はAi分布を仮定する。静的増分解析により得られた上部構造の短辺方向および長辺方向の層せん断力係数－層間変形角関係を図5に示す。A棟、B棟ともに短辺方向の水平力に対しては、ベースシア係数0.8を超えている。一方、長辺方向の水平耐力はベースシア係数0.53～0.54である。

2.2 被害シミュレーションモデルの概要

地盤、杭、および上部構造を図6に示すように三次元有限要素でモデル化し、被害シミュレーションを行う。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-DYNA¹⁸⁾を用い、陽解法にて解析を行う。被害シミュレーションにはA棟のみをモデル化しB棟を無視した「A棟モデル」と、A棟とB棟を両方ともモデル化した「2棟モデル」を使用する。ただし、3.3節で述べるようにB棟を無視してもA棟での杭頭の損傷メカニズムは分析可能と判断したため、本論文では特記なき限りA棟モデルを基に被害検証を行う。

上部構造の諸元を表1に示す。2.1節で述べたように、敷地周辺ではA棟の短辺方向の地震動が卓越したと考えられることから、本解析では地震動をA棟の短辺方向に入力する。なお、実際の被害にはA棟長辺方向の地震動が影響し、一方向入力よりも応答が大きくなる可能性が考えられるが、A棟の短辺方向に作用したと推定される地震動(後述)を50%に低減し長辺方向に入力する地震応答解析を別途実施し、杭頭の応答が概ね弾性範囲内に留まること、および長辺方向の地震動による杭軸力の変動が短辺方向の地震動でのそれよりも小さいことを確認しており、短辺一方向の地震動入力で被害を説明できると判断した。A棟の上部構造は各層の水平剛性として短辺方向の

初期剛性を与え、線形モデルとする。床および基礎盤を剛体のソリッド要素、柱を弾性体のビーム要素でモデル化する。A棟の上部構造の短辺方向の弾性1次固有周期は基礎固定時で0.172秒である。

B棟については、入力地震動をB棟の長辺方向に入力するため、B棟の上部構造は各層の水平剛性として長辺方向の初期剛性を与える。柱は塑性化を考慮し、弾塑性体のビーム要素とする。ビーム要素の降伏応力は、各層の降伏層せん断力が D_s 値0.5相当となるように決定する。B棟の上部構造の長辺方向の弾性1次固有周期は基礎固定時で0.259秒である。A棟－B棟間は基礎盤どうしを剛接する。

杭は材料非線形を考慮し、移動硬化型のバイリニア特性を持つシェル要素でモデル化する。ここで図7に示すように、JIS規格値に準拠して、ファイバー解析より算出した長期軸力作用下におけるPHC杭の曲げ変形特性に有限要素モデルの曲げ変形特性が適合するように、シェル要素の初期剛性と降伏応力を決定する。なお、杭に作用する軸力が変化するとPHC杭の曲げ特性が変化する¹⁹⁾。図7(b)に、杭に作用する軸力を変化させて算出した曲げ変形特性を示す。軸力は長期軸力作用下での杭諸元(以下、「基本モデル」と称する。)を用いて実施した地震応答解析の結果で杭頭曲率が最大となった時刻での代表杭の軸力を上限値、軸力0kNを下限値として変化させた。本解析では基本モデルの他に、杭に作用する軸力として上限値と下限値それぞれを与えた杭諸元を用いて地震応答解析を行う。また、杭の耐力について、実耐力は規格値よりも大きいと考えられる。そこで、図7(c)に示すように、基本モデルの降伏応力を2割増しとしたモデルについても検討する。杭の境界条件は、杭先端は鉛直変位のみを固定、水平変位および回転を自由とし、杭頭は基礎盤に剛接する。また、杭－地盤間には剥離、すべり、および再接触を考慮可能なペナルティ法に基づく接触条件を与える。接触面の接線方向に対する静止摩擦係数、動摩擦係数はともに $\tan \theta$ (θ : 地盤の内部摩擦角)とする。

表層地盤はボーリング結果に基づいて4層の地盤にモデル化しMohr-Coulomb条件に従う弾完全塑性体としてモデル化する。ま

図5 上部構造の層せん断力係数－層間変形角関係

表1 上部構造の諸元

(a) A棟

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

(b) B棟

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

た、杭先端を支持している地盤は $V_s=450\text{m/s}$ の弾性体でモデル化する。本解析では表層地盤を弾完全塑性体としてモデル化するため、表層地盤の初期せん断剛性として $\rho \cdot V_s^2$ (ρ : 密度、 V_s : せん断波速度) から算出される値を用いると地盤が塑性ひずみに達するまでの地盤剛性を大きく評価すると考えられる。そこで、表層地盤のせん断剛性は $0.5\rho \cdot V_s^2$ に低減した値を使用する。地盤の内部摩擦角は、岸田・中井による(1)式を用いて算出した²⁰⁾。

$$\theta = \sqrt{8(N-4)} + 25 \text{ (deg.)}$$

$$\text{and } \theta \leq 45 \text{ deg.} \quad (1)$$

ここに、 θ : 内部摩擦角、 N : N値

弾完全塑性モデルの地盤への適用性について、秀川らは杭基礎構

造物の遠心振動実験とそのシミュレーション解析の中で、地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係を弾完全塑性近似しても妥当なシミュレーション結果が得られることを確認している²¹⁾。また、弾完全塑性モデルのG.L.-3.5m位置におけるせん断応力-せん断ひずみ関係の骨格曲線を、2.3節で述べるRamberg-Osgoodモデル(ROモデル)と比較して図8に示す。弾完全塑性モデルの骨格曲線は、せん断ひずみ0.5%程度まではROモデルに概ね適合する。ただし、大ひずみ域でのモデルの適用性や、弾完全塑性モデルに与える初期剛性の定め方については検討の余地があり、今後の課題としたい。地盤の境界条件としては、地盤側面を繰返し境界とする。地盤底面は剛基盤として地動加速度を入力する。

解析モデルには地盤-杭-上部構造連成系の弾性1次固有周期に対

図6 三次元有限要素モデル

図7 PHC杭の曲げモーメント-曲率関係

して減衰定数が5%となるように質量比例型の減衰を与える。固有値解析より得られた表層地盤および地盤－杭－上部構造連成系の弾性1次固有周期は、それぞれ0.288秒、0.325秒である。比例減衰を質量比例型としたのは、本解析が陽解法によることが理由である。

2.3 入力地震動

解析に用いる入力地震動(工学的基盤における露頭波)を図9に示す。兵庫県南部地震波は、本山小学校で観測された強震動記録と神戸市の深部地盤構造モデルを用いて二次元有限要素法によって推定した、対象建物が建つ地域における工学的基盤位置(G.L.-10m相当)の地震動である²²⁾。なお、推定された地震動はA棟の短辺方向の地震動である。入力地震動の最大加速度は 8.23m/s^2 であり、周期約1.0秒で卓越する成分がみられる。また、最大速度は 1.46m/s である。文献22)に示されている「震災の帯」における工学的基盤位置での地盤応答のピーク値は、最大加速度が $8\sim 12\text{m/s}^2$ 、最大速度が $1.5\sim 2.0\text{m/s}$ であり、図9(a)の推定波は概ねその範囲に含まれる。また、比較として安全限界相当の告示波(乱数位相)も入力地震動として用いる。

推定波、告示波ともに露頭波(2E波)であるため、一次元有限要素法を用いた自由地盤解析により別途E+F波を評価し、E+F波を地盤モデル最下部の剛基盤に入力する。図10にE+F波の評価モデルを示す。解析には有限要素法のコードであるSoil Plus²³⁾を使用する。表層地盤は幅、奥行きともに1mの平面ひずみ要素でモデル化し、履歴特性はROモデルを用いる。ROモデルの初期剛性は $\rho \cdot Vs^2$ 、規準ひずみと最大減衰定数については砂地盤の標準値²⁴⁾を採用しそれぞれ

0.1%、21%とする。工学的基盤は弾性体とする。地盤の境界条件は側面を繰返し境界、地盤底部を粘性境界とする。粘性境界に与える減衰係数は工学的基盤の密度とせん断波速度の積 $\rho_b \cdot Vs_b$ とする²⁵⁾。解析モデルには減衰として表層地盤の1次および2次固有周期に対し減衰定数が2%となるようにRayleigh減衰を与える。図9に示した2E波を基盤入力波として地震応答解析を行い、得られたG.L.-11m位置の加速度波形をE+F波とする。なお、2E入力とE+F入力の両解析における最大地表加速度応答は、推定波、告示波ともに1%未満の誤差で、ほぼ一致している。

図11にシミュレーション解析より得られた表層地盤の最大加速度、工学的基盤に対する最大相対変位、および最大せん断ひずみの深さ方向に対する分布を示す。最大せん断ひずみ分布を見ると、兵庫県南部地震の地震動を入力した場合、地盤はG.L.-5mおよびG.L.-10m付近で地盤が大きく塑性化しており、最大変位分布において杭先端位置に対する地表の相対変位は告示波よりも大きくなっている。一方、最大加速度分布を見ると、兵庫県南部地震の最大加速度は告示と比較して、基盤位置で約2倍となっているが、地表ではほぼ同じとなる。告示波では基盤から地表へと地震波が伝達される際に加速度の増幅が見られるが、兵庫県南部地震波では増幅がほとんど認められず、特にG.L.-2m、G.L.-5m、およびG.L.-10mの地層境界付近では最大加速度が低減している。これは、兵庫県南部地震波では告示波に比べ地層境界で地盤が大きく塑性化したことが原因と考えられる。

ここで、図9(a)に示した推定波と既往の観測記録²⁰⁾を比較するため

図8 表層地盤のせん断応力－せん断ひずみ関係(G.L.-3.5m)

図9 入力地震動

(c) 加速度応答スペクトル($h=0.05$)

図10 E+F波の評価モデル

図11 表層地盤の最大応答分布

図12 地震動の地表での加速度応答スペクトル($h=0.05$)

に、推定波に対するシミュレーション解析で得られた地表加速度、神戸海洋気象台の観測記録(地表、NS方向。以下「JMA神戸」と記す。)、本山小学校の観測記録(1階、NS方向。以下「本山」)、および震度7地域に位置する葺合供給所の観測記録(地表、NS方向。以下「葺合」)について、加速度応答スペクトル($h=0.05$)を図12に重ねて示す。推定波の卓越周期は葺合の地震動の卓越周期約1.0秒と概ね一致する。

3. 兵庫県南部地震に対する杭基礎の被害要因

3.1 兵庫県南部地震波に対する応答

まず、図9(a)の兵庫県南部地震波に対する対象建物の応答を分析す

図13 A棟の上部構造の最大応答

図14 上部構造の最大層せん断力

図15 P杭の最大曲率分布

る。図13に入力地震動、地表および上部構造の加速度時刻歴と、これより算出した加速度応答スペクトル($h=0.05$)を示す。入力地震動の卓越周期は地盤および上部構造の固有周期に比べて長く、地表および上部構造の応答のピーク周期は入力地震動の卓越周期とほぼ一致している。

図14に各層の最大層せん断力を示す。図中の Q_u は静的増分解析より得られた各層の保有水平耐力である。上部構造の最大応答は保有水平耐力よりも小さく、上部構造はほぼ弾性域に留まっていると判断できる。このことは、被害調査結果において上部構造の被害が軽微であったことに対応している。

図15、16に図6におけるP杭の最大曲率の深さ方向に対する分布と

図16 各杭の杭頭での最大応答

図17 A棟平面における各杭の最大杭頭曲率分布

全ての杭の杭頭の最大曲率を示す。杭に作用する軸力および耐力によらず、杭に発生する曲率の中で杭頭が最大となっており、全ての杭で杭頭曲率は終局曲率を超える結果となっている。また、杭軸力として上限値を与えた場合の杭諸元を用いたモデル、および杭耐力を規格値の2割増しとしたモデルでの杭頭曲率は、基本モデルとほぼ同程度である。以下では、長期軸力作用下で杭の耐力として規格値を与えたモデルを用いて分析する。

図17(a)～(c)にA棟平面における各杭の最大杭頭曲率をA棟モデルと2棟モデルで比較して示す。図中の ϕ_p は杭の終局曲率を表す。B棟の有無によらず、全ての杭で杭頭曲率は終局曲率を上回っている。被害調査結果で健全な杭もみられたことを勘案すると、解析結果は実被害に比べて大きめの評価である。しかし、建物の北西部に位置する杭の応答が大きくなっており、建物の北西部に損傷度の高い杭が集中していた傾向と対応している。また、図17(c)よりX1通りの北側に位置する杭(図中●印の杭)の応答をA棟モデルと2棟モデルで比較すると、2棟モデルではA棟モデルに比べY1通りの杭の杭頭曲率は大きく、Y4通りの杭の杭頭曲率は小さくなっており、建物の北西部に被害が集中する傾向がA棟モデルよりも強く現れている。

3.2 告示波（極稀）に対する応答

次に、図9(b)の告示波に対する対象建物の応答を分析する。図18に上部構造の各層の最大層せん断力を示す。上部構造各層の最大層せん断力は保有水平耐力を下回っている。また、告示波と兵庫県南部地震波で最大層せん断力に大きな違いは見られない。

図17(d)に各杭の最大杭頭曲率を示す。図中の ϕ_p は杭の降伏曲率を表す。全ての杭について杭頭の最大曲率は降伏曲率を下回っている。Y1通りの杭に着目すると、告示波による杭頭曲率は兵庫県南部地震の半分以下となっている。一方、P杭に作用する杭頭せん断力は兵庫県南部地震波：590kNに比べて、告示波：460kNで約8割であ

り、杭頭せん断力には杭頭曲率ほど地震動の違いが見られない。

3.3 兵庫県南部地震を受けた杭基礎建物の被害要因

3.3.1 杭頭被害の分布発生要因

最大杭頭曲率に分布が生じた理由を考察するため、図6に示したA棟のP～R杭について、杭頭の曲率が最大となる時刻での深さ方向に対する地盤反力の分布を図19に示す。ここで、地盤反力はせん断力分布を深さに関して1階微分して算出している。P～R杭はそれぞれX1通り上の2本杭、4本杭、3本杭の中の1本である。杭によらずG.L.-4.75m位置に地盤反力が集中している。P杭のG.L.-4.75m位置での地盤反力は他の杭に比べて大きく、P杭の杭頭曲率が大きいことと対応している。図20に杭周地盤のG.L.-4.75m断面における相当塑性ひずみの分布を示す。杭の前方(北側)の地盤について見ると、P～R杭ともに杭の前方に相当塑性ひずみの大きい領域が広がっている。また、Q、R杭では、もう1本の前立杭との間でも地盤の塑性化が進行しており、変位直交方向に並ぶ杭間で群杭効果が現れている。このことと図19とを合わせて考察すると、単独の前立杭となるP杭に比べて、Q、R杭は並列するもう1本の前立杭の間でも群杭効果が現れるために、杭1本あたりに生じる地盤反力が小さくなったと考えられる。

次に、隣接建物(B棟)がA棟の杭の被害に及ぼす影響を分析する。P～R杭について、杭頭の曲率が最大となる時刻での深さ方向に対する曲率の分布を図21にA棟モデルと2棟モデルで比較して示す。B棟に近いQ、R杭に着目すると、G.L.-5m付近における2棟モデルの曲率はA棟モデルの半分程度である。同時刻でのP～R杭の地盤反力の深さ方向に対する分布を図22に示す。Q、R杭のG.L.-4.75m付近の地盤反力を見ると、2棟モデルの地盤反力はA棟モデルの半分程度となっており、G.L.-5m付近の曲率が小さかったことと対応する。P～R杭の約2m前方(北側)の地点での地盤変位の深さ方向に対する分布を図23、Q杭の杭変位とその前方地盤の地盤変位の分布を重ねて描いたものを図24に示す。同図では、地盤変位お

図18 上部構造の最大層せん断力 (兵庫vs.告示)

図19 最大杭頭曲率発生時でのP杭～R杭の地盤反力分布

図20 最大杭頭曲率発生時での杭周地盤の相当塑性ひずみ分布(G.L.-4.75m)

および杭変位は工学的基盤に対する相対変位で示している。Q、R杭前方の地盤に着目すると、2棟モデルにおけるG.L.-5m付近の地盤変位はA棟モデルに比べ大きい。このとき、G.L.-5mでのQ杭一前方地盤の相対変位はA棟モデル：18mmに比べて2棟モデル：13mmで約7割に低減する。これより、2棟モデルにおいてQ、R杭のG.L.-5m付近での地盤反力がA棟モデルより小さくなったと考えられる。さらに、B棟がQ、R杭の地盤反力に及ぼす影響が杭頭にも現れてQ、R杭の杭頭曲率が小さくなり、建物の北西部に杭頭被害が集中した傾向が強まる。ただし、B棟を考慮する方が被害調査結果とより良い対応にはなるものの、杭頭曲率レベルはB棟の有無によらずほぼ同程度であり、杭頭の損傷メカニズムはB棟を無視しても分析可能と判断できる。よって、次項ではA棟モデルを用いて杭頭の損傷メカニズムを分析する。

3.3.2 杭頭の損傷メカニズム

杭応力が発生する要因として、上部構造から杭頭に作用する慣性力(杭頭せん断力)と、地盤の強制変位が考えられる。兵庫県南部地震波と告示波のそれぞれの地震応答結果において、両者が杭に対してどのように作用するのかを分析する。図25、26に、兵庫県南部地震波および告示波に対する杭頭せん断力、杭先端位置に対するP杭およ

び自由地盤のG.L.-1.5m位置の相対変位、およびP杭の杭頭曲率の時刻歴波形を示す。入力地震動によらず、杭の曲率が最大となる時刻(兵庫県南部地震：1.83秒、告示：7.26秒)において、杭の変位も最大となっており、杭頭せん断力および地盤変位は杭の変位と同方向に作用している。

図27に杭の曲率が最大となる時刻での深さ方向に対するP杭および自由地盤の変位分布を示す。告示では杭頭の変位が地盤変位の約1.5倍であり、杭一地盤間に大きな相対変位がみられる。一方、兵庫県南部地震では杭および地盤の変位分布は概ね一致しており、地盤、杭、および上部構造は一体となって変形している。

杭頭せん断力のみが杭応力に及ぼす影響を分析するために、兵庫県南部地震および告示に対する被害シミュレーションから得られた杭頭せん断力の最大値と同じ大きさの水平力を杭頭に静的に作用させる解析を行った。静的解析にはA棟モデルからA棟の2階以上を取り去った地盤一杭一上部構造連成系モデルを使用し、基礎盤に対し短辺方向に強制変位を与えることで、杭頭に水平力を作用させる。なお、杭に軸力を与えるため基礎盤には上部構造の総重量に相当する重量を与えている。図28に静的解析におけるP杭の杭頭曲率と兵庫

図21 杭頭曲率最大時でのP杭～R杭の曲率分布

図22 杭頭曲率最大時でのP杭～R杭の地盤反力分布

図23 杭頭曲率最大時でのP杭～R杭前方地盤の変位分布

図24 Q杭とその前方地盤の変位分布の比較

県南部地震波および告示波に対する動的解析での応答値を比較して示す。兵庫県南部地震に対する静的解析結果は杭の終局曲率より小さく、上部構造からの慣性力のみでは杭に被害が発生しないことがわかる。また、告示波に対する応答値は静的解析結果に近い。図11に示したように、告示波における地盤変位は小さいため、告示波入力で杭応答が発生する条件は杭頭慣性力のみが作用する条件に近いといえる。一方、兵庫県南部地震波における地盤変位は大きく、さらに慣性力と同時に同方向に作用するため、同じ慣性力でも静的解析に比べて動的解析の杭頭変位が大きくなり、それに伴って杭頭の曲率が大きくなったと考えられる。

以上より、検討事例においては、上部構造からの慣性力と地盤変位が杭に対してほぼ同時に同方向に作用し、さらに地盤変位が大きかったため、両者の重ね合わせによって杭先端に対する杭頭の相対変位が非常に大きくなった。このことが、杭頭に大きな被害が発生した要因と考えられる。

図25 杭頭曲率最大時の外力(兵庫県南部地震波)

4. まとめ

本論文では、1995年兵庫県南部地震の震度7地域で被害を受けた杭基礎建物に対する詳細なシミュレーション解析とその結果を示し、杭基礎の被害要因を明らかにした。具体的には以下のようにまとめられる。

- ① 対象建物の被害として、上部構造の被害は軽微だったが、杭頭に被害を受けたため、杭基礎建物全体が傾斜した。
- ② 三次元非線形有限要素法を用いて被害シミュレーションを行った。その結果、杭頭曲率を被害調査結果に比べて大きめに評価したものの、建物の北西部に位置する杭ほど杭頭曲率が大きく、上部構造の層せん断力は保有水平耐力を下回った。これらの傾向は、被害調査結果における損傷度の高い杭の分布および上部構造の被害状況と概ね対応する。
- ③ 対象建物を支持する群杭のうち、前方杭が単独となる2本杭に比べて、変位直交方向に2本の前方杭が並列する3～4本杭では杭1本あたりに作用する地盤反力が小さい。また、隣接建物の近傍

図26 杭頭曲率最大時の外力(告示波)

図27 杭頭曲率最大時の杭および地盤の変位分布

図28 P杭の杭頭応答

に位置する杭では、隣接建物から離れた位置にある杭に比べて杭周地盤の応答が異なり地盤反力が小さい。これらのことが、検討事例において杭頭被害に分布を生じた要因と考えられる。

- ④ 検討事例においては、上部構造からの慣性力と地盤変位が杭に対してほぼ同時に同方向に作用し、さらに地盤変位が大きかったため、両者の重ね合わせによって杭先端に対する杭頭の相対変位が非常に大きくなり、このことが、杭頭に大きな被害が発生した要因と考えられる。

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

謝辞

本論文で用いた強震記録は、気象庁（神戸海洋気象台の記録）、関西地震観測研究協議会（本山小学校の記録）、および大阪ガス（葺合供給部の記録）によって観測・公開されたものである。記録の観測・公開に携わった関係者の方々に敬意を表します。

本研究は2010年度日本建築学会近畿支部耐震基礎研究会の活動の一環（主査：大場新太郎）として行われたものを発展させたものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部基礎構造部会，兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会：兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書，1996.7.
- 2) 時松孝次：地盤および基礎構造から見た建物被害，土と基礎，44-2(457)，pp.14-18，1996.2.
- 3) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4 木造構造物 建築基礎構造，pp.447-449，1997.11.
- 4) 日本建築学会，基礎構造系振動小委員会：第4回～第8回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，1995～2006.
- 5) 関西地震観測研究協議会による報告
- 6) 宮本裕司，酒向裕司，古山田耕司，三浦賢治：1995年兵庫県南部地震の観測記録を用いた液化化地盤における杭基礎構造物の応答に関する解析的検討，日本建築学会構造系論文集，No.493，pp.23-30，1997.3.
- 7) 古山田耕司，宮本裕司，酒向裕司，古江守：1995年兵庫県南部地震における側方流動地盤での杭基礎の地震応答に関する解析的検討，日本建築学会構造系論文集，第521号，pp.49-56，1999.7.
- 8) 長谷川正幸，護雅史，淵本正樹，浅香美治：1995年兵庫県南部地震におけるRC造杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能，第543号，pp.87-95，2001.5.
- 9) 宮本裕司，福岡篤信，安達直人，古山田耕司：液化化地盤における杭基礎の地震時杭応力に関する研究 飽和二層地盤に建つ杭基礎の遠心模型実験と解析的検討，日本建築学会構造系論文集，No.494，pp.51-58，1997.4.
- 10) 川瀬博，林康裕：兵庫県南部地震時の神戸市中央区での基盤波の逆算とそれに基づく強震動シミュレーション，日本建築学会構造系論文集，No.480，pp.67-76，1996.2.
- 11) 源栄正人，永野正行：深部不整形地下構造を考慮した神戸市の地震動の増幅特性解析-兵庫県南部地震における「震災の帯」の解釈-，日本建築学会構造系論文集，No.488，pp.39-48，1996.10.
- 12) 中澤明夫，蕨鉄盛史，中澤瑤子：兵庫県南部地震による建物杭基礎の被害調査報告と杭の破壊状況における上部架構の影響の考察（西宮市の事例），

- 日本建築学会技術報告集，第3号，pp.70-75，1996.12.
- 13) 茶谷文雄他：阪神・淡路大震災で被災したRC杭の被害分析（その1～4），日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1，pp.723-730，1997.9.
 - 14) 茶谷文雄他：兵庫県南部地震で被災した上部構造-杭系の被害分析 一杭基礎が損傷した事例-（その1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1，pp.509-514，1997.9.
 - 15) 渦岡良介他：兵庫県南部地震における神戸市灘区の杭基礎建物の応答解析（その1,2），第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集，2000.3.
 - 16) 横山俊治，菊山浩喜：墓石・灯籠の転倒方向からみた1995年兵庫県南部地震の水平地震動の方位と地表変状の方向規制，地質学論集，第51号，pp.78-88，1998.3.
 - 17) 構造システム：SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル，2012.9.
 - 18) 日本総研ソリューションズ：LS-DYNA Version 971 User's Manual Volume 1,2，2007.6.
 - 19) 酒向裕司，宮本裕司：変動軸力を考慮した杭基礎の地震応答に関する解析的検討，日本建築学会構造系論文集，No.523，pp.79-86，1999.9.
 - 20) 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.21-28，1977.08.
 - 21) 秀川貴彦，岸本美季，柏尚稔，宮本裕司，田村修次：杭-地盤系の非線形性を考慮した杭基礎建物の地震応答性状，日本建築学会構造系論文集，No.661，pp.491-498，2011.3.
 - 22) 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.
 - 23) 伊藤忠テクノソリューションズ：Soil Plus 2011 Getting Started，2011.
 - 24) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，丸善，2006.
 - 25) 日本建築学会：入門・建物と地盤の動的相互作用，丸善，1996.
 - 26) 日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会他：1995年兵庫県南部地震強震記録資料集，1996.1.

（2013年2月9日原稿受理，2013年6月26日採用決定）