

論文 2011年東北地方太平洋沖地震により杭基礎が被災した8階建建築物の耐震性能評価

山本 航輔*1・秋田 知芳*2・和泉 信之*3・向井 智久*4

要旨：一般の建築物では、杭基礎は大地震に対する安全性の検証が求められていない。2011年東北地方太平洋沖地震では、上部構造の被害は軽微であったが、杭の破壊により継続使用が困難となった建築物が見られた。そのため、本研究では、この被害建築物を対象として時刻歴応答解析を実施し、上部構造から杭へ作用する地震力評価の観点より杭基礎の被害要因を分析した。まず、中間階の方立壁などの損傷状況から基礎底有効入力地震動の作用応力を推定した。次に、この推定入力において上部構造から杭に作用する軸力およびせん断力が連層耐震壁の面内方向で大きくなったことが杭被害につながった可能性があることを示した。

キーワード：鉄骨鉄筋コンクリート造, 鉄筋コンクリート造, 杭基礎被害, 時刻歴応答解析, 方立壁, 偏心

1. はじめに

一般の建築物の耐震設計では、上部構造は中小地震及び大地震に対して安全性を検証している。一方、杭基礎を含む下部構造では大地震に対する安全性の検証は要求されていないため、多くの建築物の杭基礎では中小地震に対する耐震設計のみ実施されているのが現状である。

2011年東北地方太平洋沖地震では、上部構造の被害が軽微であるにも関わらず、杭基礎の被害により不同沈下が発生し継続使用が不可能となった建築物¹⁾が見られ、大地震に対する杭基礎の耐震設計の重要性が改めて認識されることとなった。

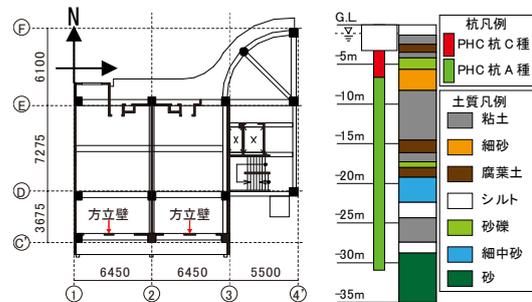
このような杭基礎の被害発生を防ぎ、地震後の建築物の継続使用性を確保するためには、杭基礎自体の耐力・靱性の向上とともに、上部構造からのどのような作用応力が杭基礎の被害発生に関与したのかを明らかにして、今後の耐震設計に反映させていく必要がある。そのため、本研究では、この被害建築物¹⁾を対象として静的非線形解析及び時刻歴応答解析を実施し、上部構造から杭へ作用する応力の評価という観点から杭基礎の被害要因を分析する。まず、建設地付近の観測地震動から逆解析された地震動²⁾を入力地震動の基準として、上部構造中間階の方立壁などの損傷状況から基礎底有効入力地震動の強さを推定する。次に、この推定入力地震動を用いた時刻歴応答解析から、上部構造から杭頭に作用する地震力を評価して、杭基礎の被害について考察する。なお、本論は大地震時における被害建築物の耐震性能評価の第一ステップとして上部構造からの杭への慣性力評価を主な目的としており、地盤変形を考慮した地盤・杭・建築物の

一体解析による評価は次ステップとしたい。

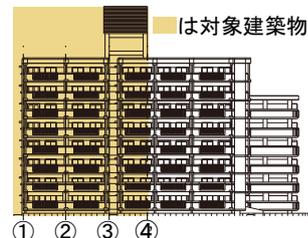
2. 建築物概要及び被害概要

2.1 対象建築物

被害建築物は、新耐震設計法施行(1981年)以後の1987年に設計された地上8階・塔屋2階建の福島県に建つ集合住宅である。平面形は、NS方向2スパン(3.675m, 7.725m), EW方向2スパン(6.45m×2スパン)である。住戸の東側にエレベーターと階段(塔屋あり)、北東にエレベーターホールが取り付けられている。住戸間には連層耐震壁が配置されており、NS方向は耐震壁付きラーメン



(a) 基準階伏図 (c) 土質及び杭



(b) 被害建物南側立面図

図-1 建築物諸元

*1 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻博士前期課程 (学生会員)

*2 山口大学大学院 理工学研究科講師 博士(工学) (正会員)

*3 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻教授 博士(工学) (正会員)

*4 (独) 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士(工学) (正会員)

構造、EW 方向は雑壁（袖壁、垂れ壁、方立壁、有開口壁など）を含むラーメン構造である。

上部構造は、1 階から 5 階柱脚までが鉄骨鉄筋コンクリート造（以下 SRC 造）、5 階柱頭からは塔屋までが鉄筋コンクリート造（以下 RC 造）である（図-1、表-1）。なお、基礎梁は RC 造であり、杭基礎は図-2（a）に示すとおり、独立のパイルキャップに複数の既製杭が配置されている。既製杭は、杭長に応じて上部から PHC 杭（C 種）、PHC 杭（A 種）であり、地盤の N 値は図-2（b）に示す通りである。なお、建築物の総重量は 3642t である。

表-1 使用材料

コンクリート設計強度		使用鉄筋	使用鉄骨
1F	24 (N/mm ²)	SD295A	SS400
基礎梁 2~8F	21 (N/mm ²)		

2.2 被害概要

被害建築物の被災度は、上部構造が軽微、杭基礎が大破である。特徴的な部材の損傷は上部構造では雑壁、特に方立壁の損傷、杭基礎では杭の破壊であった。この建築物の建設地において、液状化の影響や、傾斜地盤は見られなかった。

図-3 に被災後の上部構造のひび割れ図を示す。南側バルコニー内側にある方立壁において、最大で 2.0mm 程度のせん断ひび割れが生じていた。東側の方立壁、西側の方立壁とも下層から上層階まで斜めせん断ひび割れが生じていたが、西側の方立壁では斜めせん断ひび割れが片方向のみ生じていた。また、東側の方立壁では 1 階、7 階、8 階に曲げひび割れを確認することができ、1 階、2 階、6 階で外装材が剥離しており、地震時にこれらの階で変形が大きくなったことが推測される。北側廊下内側の雑壁、柱袖壁においてもひび割れが発生しており、0.5mm から 1.0mm 程度のひび割れが生じていた。また、西側の連層耐震壁脚部にも 0.5mm から 1.0mm 程度のひび割れが生じ、エキスパンションジョイント周辺の袖壁も破損していた。

下部構造では、基礎杭は全数 40 本のうち杭頭で圧壊した杭が 4 本、インテグリティ試験において地中部で損傷したと推定される杭が 9 本、地中部で破断したと確認された杭が 2 本あった（図-2（a））。また、基礎の被害に伴って、上部構造は不同沈下（北西端で 89mm、南西端で 50mm）が発生しており、建築物全体で東西方向に 1/224rad.、南北方向に 1/653rad.の傾斜が見られた。

3. 解析計画

解析は、前述の被害建築物を対象として部材の非線形性を考慮した立体フレームモデル(上部モデル)を作成し、

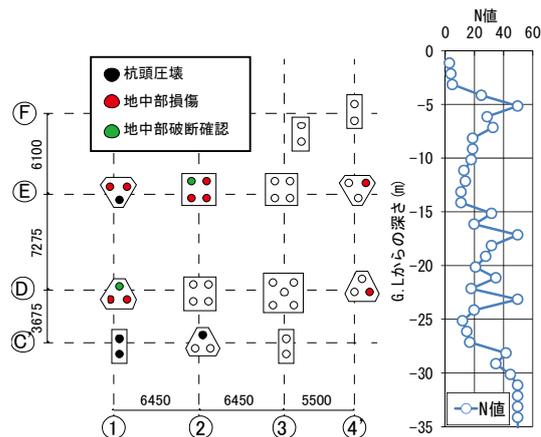


図-2 杭被害箇所及び地盤 N 値

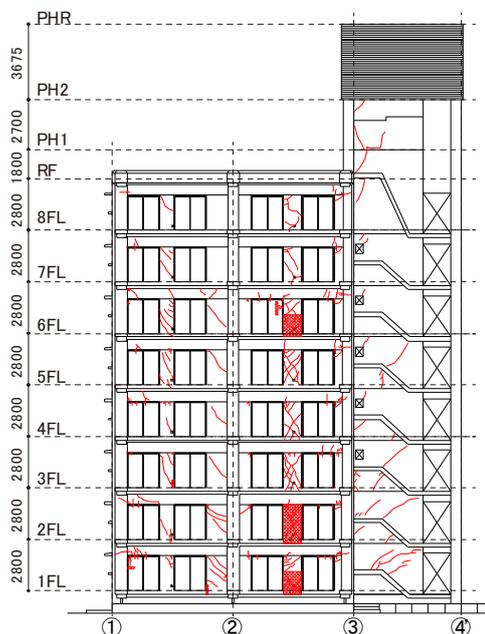


図-3 C' 構面ひび割れ図
(赤線はひび割れ、網掛けは外装剥離を示す)

荷重増分解析及び時刻歴応答解析を実施した。また、偏心の影響を検討するため、床の自由度を載荷方向 1 自由度とした並進モデル（偏心なし）も作成し、時刻歴応答解析及び荷重増分解析を実施した。

時刻歴応答解析は、後述する検討用地震動を入力倍率 1.0 倍として、入力倍率を 0.1 から 1.0 倍まで NS 方向、EW 方向について方向別を実施した。

梁は材端ばねモデルとし、曲げに対する骨格曲線は曲げひび割れ、曲げ降伏を考慮したトリリニア型とし、せん断に対する骨格曲線は弾性とした。柱は曲げモーメントと軸力の相関関係を考慮するものとし、せん断に対する骨格曲線はバイリニア型としたが、袖壁付き柱においてはトリリニア型とした。

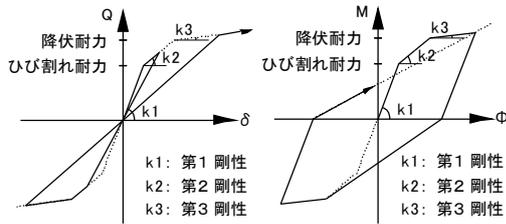
また、耐震壁は 3 本柱モデルとし、せん断に対する骨

格曲線はトリリニア型とし、曲げに対する骨格曲線においても同様にトリリニア型とした。

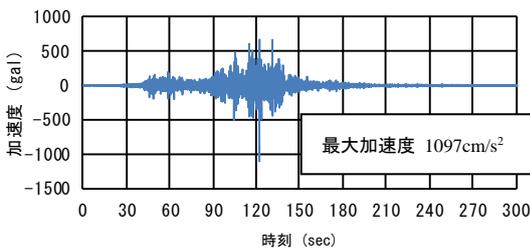
また、損傷が大きい方立壁については、個別に線材に置換した。方立壁では、せん断に対する骨格曲線はトリリニア型とし、曲げに対する骨格曲線も同様にトリリニア型とした。1階方立壁の直下には基礎の支点を設けず、方立壁の軸力は基礎梁が負担するものとした。

なお、部材のせん断破壊による耐力低下は考慮していないので、せん断破壊が生じる場合、破壊以後の応答値には、注意が必要である。

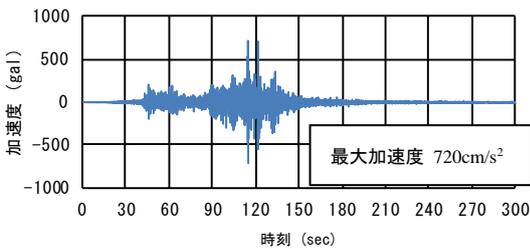
時刻歴応答解析では、柱部材のせん断に対する復元力



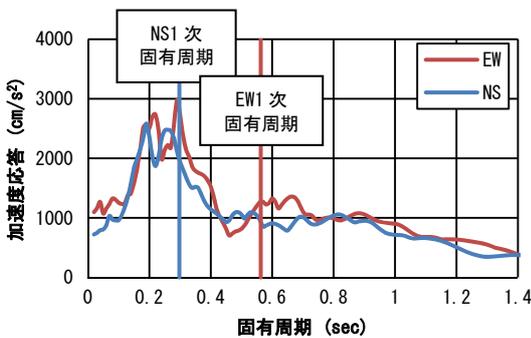
(a) せん断の復元力特性 (b) 曲げの復元力特性
図-4 復元力特性



(a) EW 方向地震波



(b) NS 方向地震波



(c) 加速度応答スペクトル (h = 5%)

図-5 入力地震波及び加速度応答スペクトル

特性は原点指向型とし、柱、梁、方立壁の曲げに対する復元力特性は TAKEDA モデルとした (図-4)。TAKEDA モデルの除荷時剛性低下指数は、柱および方立壁を 0.4、梁を 0.5 とした。

時刻歴応答解析における減衰は内部粘性減衰型 (瞬間剛性比例) として、1 次の減衰定数を 3% と仮定した。地震動の入力は基礎梁底部とし、1 階柱の直下をピン支持とした。時刻歴応答解析に用いる検討用地震動は k-net 郡山にて観測された東北地方太平洋沖地震における地震動を、逆解析して本建物の基礎底波として推定された地震動を用いた (図-5 (a), 図-5 (b))。

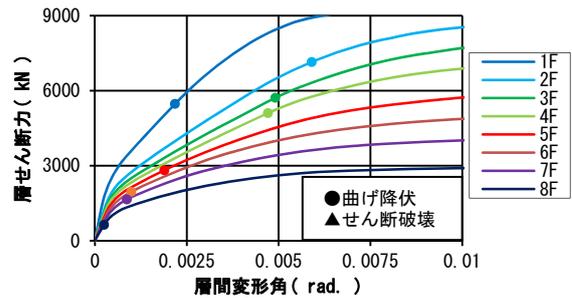
検討用地震動の加速度応答スペクトル及び解析モデルにおける固有周期の比較を図-5 (c) に示す。

4. 解析結果

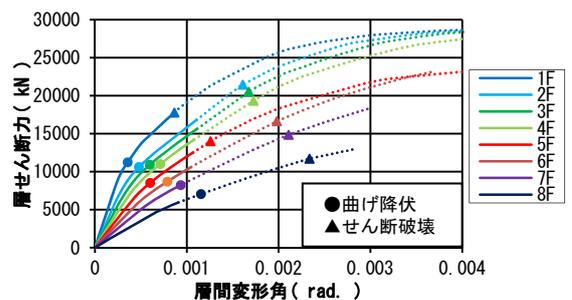
4.1 荷重増分解析結果

上部モデル (偏心あり) 及び並進モデルの各方向における層せん断力-層間変形関係を図-6, 図-7 に示す。なお、図中の破線はせん断破壊後の挙動を、丸印は各層において曲げ降伏が発生した点を、三角印は、方立壁を含む各層の部材においてせん断破壊が最初に発生した点をそれぞれ示す。上部モデルと並進モデルを比較すると、曲げ破壊あるいはせん断破壊が生じる変形に違いが見られる。

せん断破壊が最初に発生する変形を見ると、EW 方向では、せん断破壊は見られなかったが、一方、NS 方向では、上部モデルが約 1/1075 rad. (1 階、壁部材)、並進

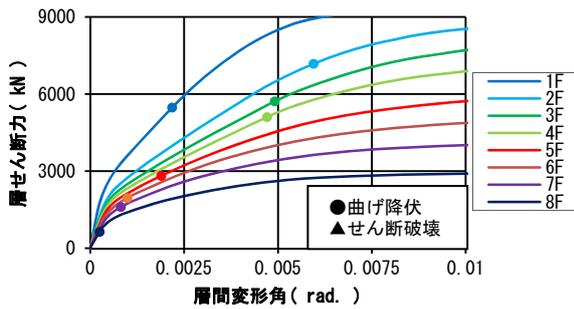


(a) EW 方向 Q-R 曲線

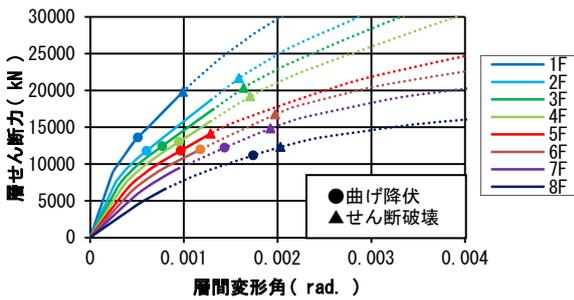


(b) NS 方向 Q-R 曲線

図-6 上部モデルにおける Q-δ 曲線



(a) EW 方向 Q-R 曲線



(b) NS 方向 Q-R 曲線

図一七 並進モデルにおける Q- δ 曲線

モデルが約 1/1010 rad. (1 階, 壁部材) である。NS 方向, EW 方向ともに, せん断破壊の発生する変形には偏心の影響が小さいといえる。

4.2 時刻歴応答解析結果

上部モデルについて入力倍率に応じた最大層間変形角を方向別に示す (図一八)。

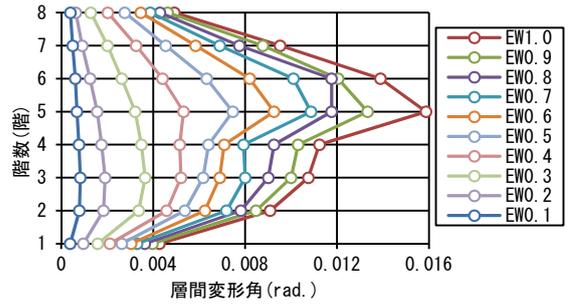
EW 方向では, 入力倍率が增大するに伴い, SRC 構造から RC 構造に変わる中間階近傍の層間変形角が増大している。一方, NS 方向では, 入力倍率が增大するに伴い, 下層階から中間階の層間変形角が増大しており, 入力倍率 0.5 倍以上の倍率で, ①通りの連層耐震壁にせん断破壊が生じている。

入力倍率 1.0 倍における解析では, EW 方向の最大層間変形角が 1/66rad. まで達しており, 多くの梁に曲げ降伏が発生している。実際の被害では主要構造部に曲げ降伏となるような損傷は確認されなかったため, 上部構造の基礎底における実質的な有効入力地震動よりも小さいことが推定される。

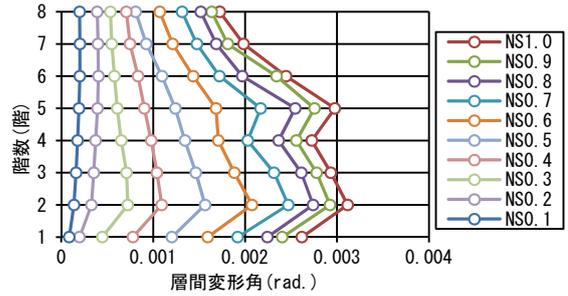
5. 上部構造の被害から見た有効入力地震動の推定

そこで, 損傷が大きい方立壁に着目して, 時刻歴応答解析結果から損傷に見合う層間変形角を生じさせる入力の強さを推定する。

EW 方向の C' 構面における方立壁のひび割れは図一三のように発生している。また, 既往の研究²⁾において同断面の方立壁について載荷実験の結果が報告されており,



(a) EW 方向最大層間変形角

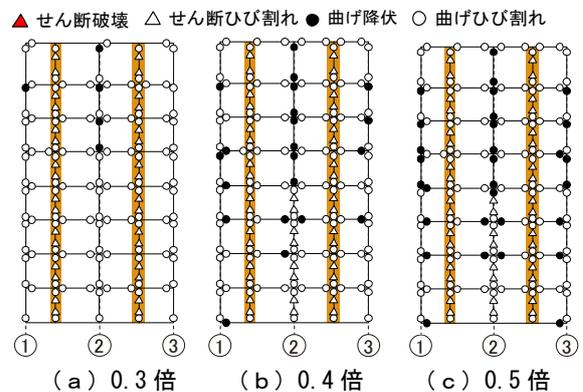


(b) NS 方向最大層間変形角

図一八 上部モデルにおける最大層間変形角 (凡例は入力方向 地震入力倍率の順に示す。)

この実験結果から本被害で発生している 0.2mm から 0.5mm 程度のひび割れ発生時における方立壁の部材変形角は, 概ね 1/300rad. 程度であると推測される。さらに, 方立壁のひび割れ状況や外装材の剥離状況から, 1 階と 2 階, 5 階, 6 階の層間変形角は他の階よりも大きいことが推測される。これらのことから中間階の層間変形角は 1/250rad. から 1/200rad. 程度であると考えられる。この層間変形角に対応した入力倍率は, 図一八の最大応答変形角から 0.3 倍から 0.5 倍程度であることがわかる。

次に, 方立壁の損傷状況を検討する。入力 0.3 倍から 0.5 倍までの C' 構面の損傷状況を図一九に示す。図一三の損傷状況と比較すると, 実被害における曲げ降伏の有無は判断が難しいが, せん断ひび割れの発生状況は比較



図一九 入力倍率による EW 方向応答解析における C' 構面での破壊の発生状況 (橙色: 方立壁)

的よく対応していることがわかる。これらのことから、上部構造への有効入力地震動は、基礎固定モデルでは、基礎底位置の検討用入力地震波の概ね0.3倍から0.5倍程度であることが推測される。この上部構造への入力低減の要因として、杭基礎の破壊が考えられる。また、実被害では西側方立壁は片方向の斜めせん断ひび割れが発生しているが、これは西側杭の圧壊による沈下によりせん断ひび割れが発生したことが考えられる。

6. 偏心の影響

4.1 節の解析結果から上部構造の変形には偏心の影響が見られるため、上部構造から杭頭に働く地震力に対する偏心の影響について考察する。上部モデルにおける偏心率を表-2に示す。なお、この偏心率は立体解析より求めたものを示している。

ここでは、杭の被害が大きかった①通りにある北西端（以下、E1点）及び、南西端（以下、C'1点）について、支点反力をもとに検討する。以降、杭頭せん断力は上部構造の支点の水平反力を、杭頭軸力は支点の鉛直反力とする。

上部モデルの①通りにおける杭頭軸力と杭頭せん断力の入力倍率0.4倍時刻歴オービットを図-10、図-11にそれぞれ示す。図中には既往報告³⁾より算定した杭の破壊領域を示す。E1点の杭及び、C'1点の杭は、EW、NS方向両方の載荷時の杭頭上の柱の変動軸力の影響が大きいことがわかる。この変動軸力が杭頭破壊に関与したと考えられる。

6.1 偏心による杭頭せん断力、杭頭軸力による影響

杭頭の被害があったC'1点の杭について、5節で推定した入力倍率0.3倍~0.5倍の値での上部モデル、並進モデルにおける杭頭軸力および杭頭せん断力の時刻歴オービットを、図-12、図-13、図-14にそれぞれ示す。

上部モデルと並進モデルを比較すると、EW方向では、杭頭の変動軸力は上部モデルが並進モデルに比べて大きく、杭頭のせん断力に関してはあまり差が見られない。一方、NS方向では、杭頭の変動軸力は上部モデルが並進モデルに比べて小さく、杭頭のせん断力は上部モデルが並進モデルに比べて大きい。

杭の破壊時刻（オービットが杭の破壊領域に最初に達した時刻）に着目すると、入力倍率0.4倍の破壊到達時刻は、EW方向115.62秒、NS方向115.08秒である。杭頭の破壊はEW方向とNS方向の載荷により生じたものと考えられる。

6.2 各入力倍率における杭頭軸力、杭頭せん断力の比較

並進モデル及び上部モデルのC'1点における時刻歴応答解析の各入力倍率による、杭頭せん断力をプロットし

表-2 偏心率

偏心率	8F	7F	6F	5F	4F	3F	2F	1F
NS	0.53	0.43	0.38	0.33	0.28	0.26	0.25	0.17
EW	0.33	0.31	0.28	0.26	0.24	0.22	0.19	0.16

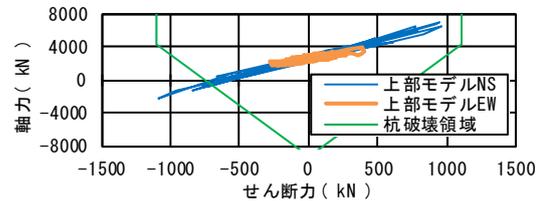


図-10 E1点杭頭せん断力-杭頭軸力の関係 (入力倍率0.4倍)

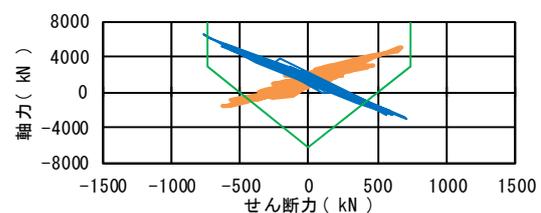


図-11 C'1点杭頭せん断力-杭頭軸力の関係 (入力倍率0.4倍、凡例は図-10と同様)

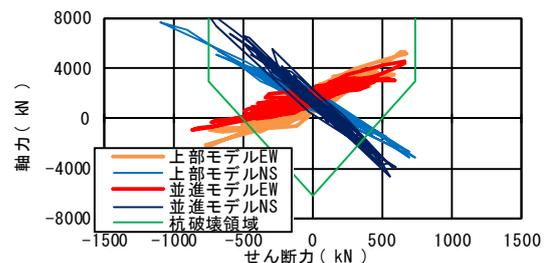


図-12 C'1点杭頭せん断力-杭頭軸力の関係 (入力倍率0.5倍)

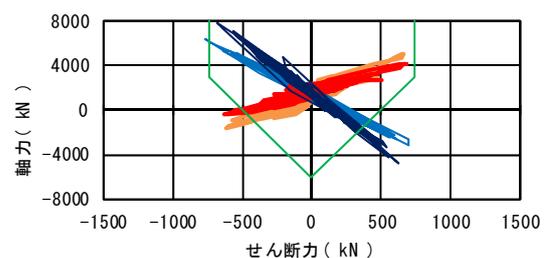


図-13 C'1点杭頭せん断力-杭頭軸力の関係 (入力倍率0.4倍、凡例は図-12と同様)

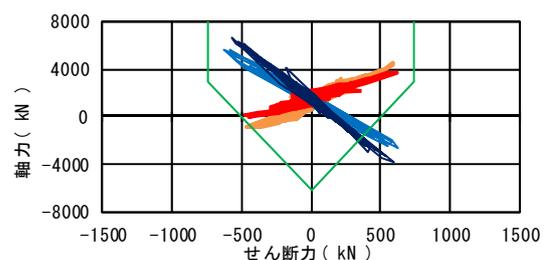


図-14 C'1点杭頭せん断力-杭頭軸力の関係 (入力倍率0.3倍、凡例は図-12と同様)

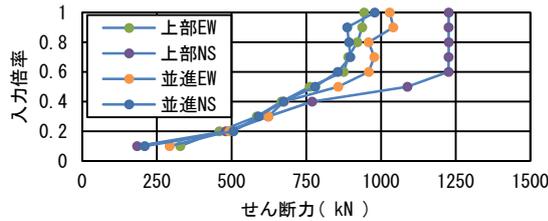


図-15 C'1点入力倍率とせん断力の関係

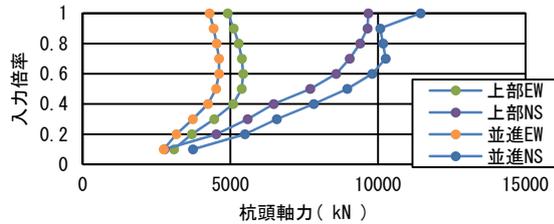


図-16 C'1点入力倍率と軸力の関係

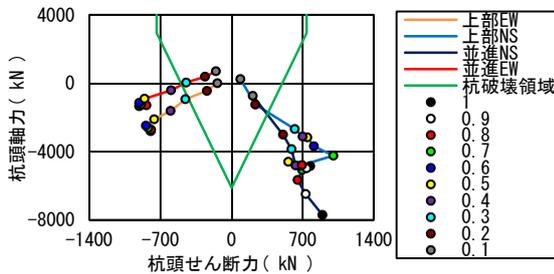


図-17 C'1点各入力倍率における杭頭軸力と杭頭せん断力の関係

た結果を図-15に示す。なお、杭頭せん断力は、絶対値の値で点をプロットした。

EW方向およびNS方向において、入力倍率が0.1倍から0.3倍の小さい範囲においては、入力倍率が大きくなるにつれ、杭頭せん断力の増分が大きく、入力倍率が0.6倍より大きくなると、杭頭せん断力の増分は小さくなる事がわかる。

並進モデル及び上部モデルのC'1点における時刻歴応答解析における杭頭軸力の結果を図-16に示す。杭頭軸力は圧縮側最大値を示している。

偏心の有無の影響を見るため、上部モデルと並進モデルを比較すると、NS方向では、並進モデルの軸力の方が大きく、最大で1.20倍となっている。一方、EW方向では、上部モデルの軸力の方が大きく、最大で1.35倍となった。偏心の影響により軸力が2割程度変動することが分かる。

各入力倍率における杭頭軸力-せん断力の関係を図-17示す。プロットした点は、杭頭引張軸力の値が最小となった時の、杭頭軸力及び、その時のせん断力の値である。

時刻歴応答解析において本杭は上部モデルにおいて、入力倍率0.3~0.4程度で杭破壊領域の外側に達し、破壊することがわかる。C'1点に取り付く杭の本数が少ない

にもかかわらず、耐震壁直下にあり、入力が大きくなったことが原因であると考えられる。

7. まとめ

2011年東北地方太平洋沖地震により杭基礎が被災した建築物を対象として静的非線形解析及び時刻歴応答解析を実施した。本解析の範囲内であるが、以下に得られた知見を示す。

- 1) 本解析による方立壁のひび割れなどの損傷状況は、実際の被害状況と概ね対応した。
- 2) 上部構造の損傷状況と作用慣性力の対応から推定される基礎底有効入力地震動の強さは、建設地付近の観測地震動から逆解析された地震動の強さより小さいと考えられる。
- 3) 中間階の方立壁の損傷に対応した部材水平変形角からは、基礎固定モデルの入力地震動としては、建設地付近の観測地震動から逆解析された地震動の0.3倍から0.5倍程度であると推定される。
- 4) 杭基礎への作用応力は、上部構造の構造形式により異なり、連層耐震壁が多いNS方向がEW方向に比べて大きいことが杭破壊の要因と考えられる。

なお、上部構造の二次壁については部材の耐力評価や解析モデルの精度を今後更に高めていきたい。

謝辞

本研究は科研費(課題番号:26242035)「大地震後に防災拠点施設の機能を維持できる耐震性能技術の開発」の助成を受けたものである。また、被害調査の一部は平成24,25年度国土交通省建築基準整備促進事業「基礎ぐいの地震に対する安全対策の検討」および建築研究所の重点研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」において実施したものである。後者の課題は、建築研究所、千葉大学、芝浦工業大学、山口大学、戸田建設との共同研究である。本研究の遂行にあたり、共同研究者の方々から多大なるご協力を頂いた。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 国立大学法人千葉大学、戸田建設株式会社、株式会社東京ソイルリサーチ:平成25年度 建築基準整備促進整備事業 調査事項 基礎ぐいの地震に対する安全対策の検討 報告書,2014.3
- 2) 谷 昌典,小倉 昌也,向井 智久,Rafik TALEB:実大試験体を用いたRC造非耐力壁の破壊形式及び損傷状態に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文集,Vol.36, No.2,2014
- 3) 株式会社総合土木研究所:基礎工, pp45-48,2007.7