

東北地方太平洋沖地震において杭基礎が大破した建物の被害要因分析  
その3 上部構造の荷重増分解析及び時刻歴応答解析に基づく被害の評価

地震被害 東北地方太平洋沖地震 鉄筋コンクリート造  
鉄骨鉄筋コンクリート造 時刻歴応答解析 荷重増分解析

正会員 ○山本 航輔\*<sup>1</sup> 同 秋田 知芳\*<sup>2</sup>  
同 和泉 信之\*<sup>1</sup> 同 向井 智久\*<sup>3</sup>  
同 柏 尚稔\*<sup>3</sup> 同 谷 昌典\*<sup>4</sup>

1. はじめに

本報その3では、その1、その2で述べられた被害建築物を対象に上部構造の立体フレームモデルを作成し、荷重増分解析及び時刻歴応答解析を実施して上部構造の耐震性能を評価する。

2. 解析計画

先に述べた被害建築物(図-1, 表-1)について部材の非線形性を考慮した立体フレームモデルを作成し、荷重増分解析及び時刻歴応答解析を行った。部材のモデル化は柱、梁ともに材端ばねモデルとし、壁は三本柱モデルとした。梁の曲げに対する骨格曲線は曲げひび割れを考慮したトリリニア型とし、柱の曲げに対する骨格曲線はMN相関を考慮するトリリニア型とした。梁のせん断特性は弾性としたが、せん断に対する骨格曲線は、柱はバイリニア型、袖壁付柱と方立壁(柱置換)ではトリリニア型とした。壁のせん断に対する骨格曲線は、せん断ひび割れを考慮するトリリニア型とし、曲げに対する骨格曲線はトリリニア型とした。また、曲げに対する復元力特性にはTAKEDAモデル(梁の除荷剛性低下指数 $\gamma=0.4$ , 柱は $\gamma=0.5$ )を用い、せん断に対する復元力特性には原点指向型を用いた(図-2)。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、1次の減衰定数を3%と仮定した。地震動の入力は基礎底部とし、1階柱下をピン支持とした。検討用地震動には既往の研究<sup>1)</sup>で作成された、当該建物近傍のk-netにおいて観測された地震動を逆解析した地震動を用いた(図-3(a), (b))。なお、本解析では、せん断破壊後の耐力は保持するものと仮定し、解析を行った。

3. 解析結果

NS, EW各方向におけるベースシア係数と代表変形角の関係を図-4に示す。代表変形角は5階床位置の相対変位を5階床位置までの高さで除した値としている。また、NS, EW各方向における層せん断力と層間変形角の関係を図-5に示す。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、三角印は各層においてせん断破壊の発生点をそれぞれ示す。NS方向はせん断破壊(壁部材)が生じ、その時のベースシア係数は0.60であった。また、EW方向においては、

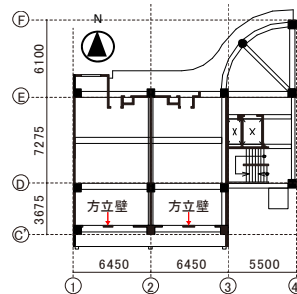
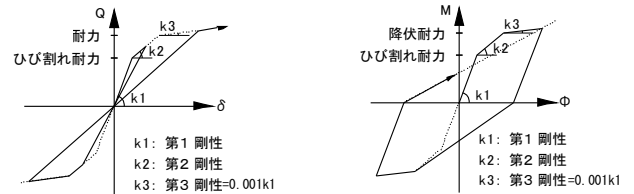


図-1 略伏図

表-1 建物の概要

|      |                                  |  |
|------|----------------------------------|--|
| 構造形式 | NS方向<br>連層耐震壁付き<br>ラーメン構造        | EW方向<br>ラーメン構造<br>(雑壁含む)               |
| 構造種別 | 基礎梁, 5F柱頭~<br>1F柱脚~5F柱脚          |  |
| スパン  | 鉄筋コン<br>クリート造                    | 鉄骨鉄筋<br>コンクリート造                        |
| 使用材料 | NS方向<br>2スパン<br>(3.675m, 7.725m) | EW方向<br>2スパン+EVホール<br>(6.45m x 2+5.5m) |
| 建物高さ | 使用鉄筋<br>SD295A                   | 使用鉄骨<br>SS400                          |
|      | 基準階高さ(m)<br>3.8                  | 最高高さ(m)<br>23.55                       |

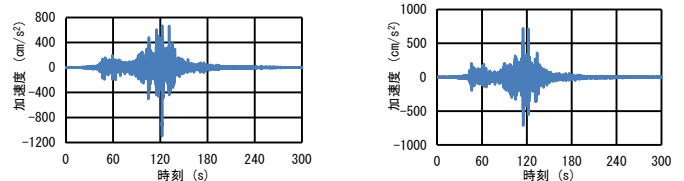


(a) せん断の復元力特性 (b) 曲げの復元力特性

図-2 部材の復元力特性

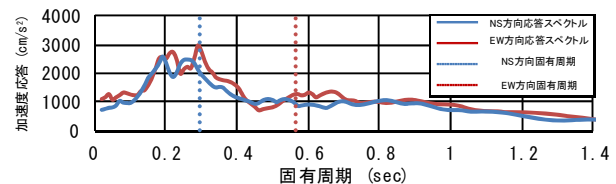
表-2 検討用地震動の諸元

| 方向   | 最大加速度<br>(cm/s <sup>2</sup> ) | 最大加速度発生時刻(s) | 継続時間(s) | 固有値解析による<br>一次固有周期(s) |
|------|-------------------------------|--------------|---------|-----------------------|
| EW方向 | 1097.4                        | 122.2        | 300.0   | 0.563                 |
| NS方向 | 720.4                         | 114.8        | 300.0   | 0.298                 |



(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-3 検討用地震動

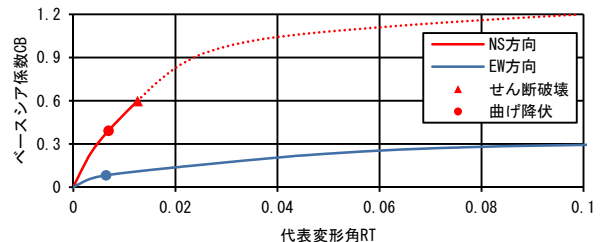


図-4 ベースシア係数と代表変形角の関係

純ラーメン構造であるため、曲げ降伏先行の崩壊形となったが、5階以上の上層階においては、柱に曲げ降伏が生じた。次に、時刻歴応答解析の各入力倍率における最大層間変形角を図-6に示す。NS方向は地震入力倍率0.5倍でせん断破壊が壁部材に生じた。EW方向においては、構造種別の切り替え階で最大層間変形角が大きくなっていることがわかる。また、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0.016rad.まで達しており、多くの梁に曲げ降伏が発生した。実際の被害では主要構造部に曲げ降伏が多数を占め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倍率は検討用地震動よりも小さいことが推定される。

#### 4. 上部構造の被害から見た有効入力地震動の推定

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倍率の強さを推定する。既往の研究<sup>2)</sup>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、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.程度であると推定される。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定される。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-6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。解析モデルにおける入力0.3倍から0.5倍までの南側構面の損傷状況を図-7に示す。損傷状況(その1で示した南側外壁の被害状況の図)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的よく対応している。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~0.5倍程度だと推定される。

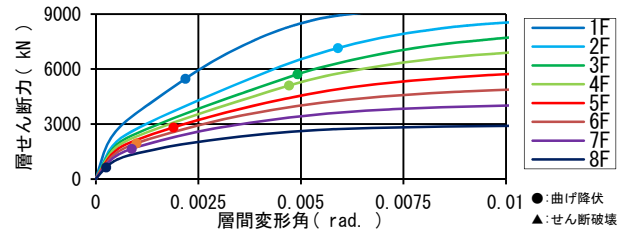
#### 5. まとめ

本解析の範囲内であるが、以下に得られた知見を示す。

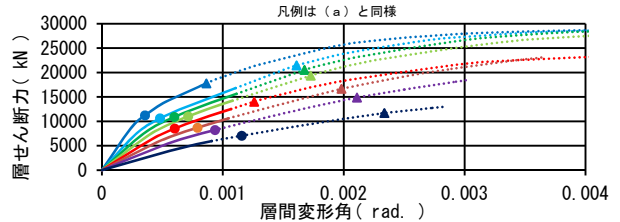
- 1) 上部構造の損傷状況と作用慣性力の対応から推定される基礎底有効入力地震動の強さは、建設地付近の観測地震動から逆解析された地震動の強さより小さいと考えられる。
- 2) 中間階の方立壁の損傷に対応した部材水平変形角からは、基礎固定モデルの入力地震動としては、建設地付近の観測地震動から逆解析された地震動の0.3倍から0.5倍程度であると推定される。

#### 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、2016.3

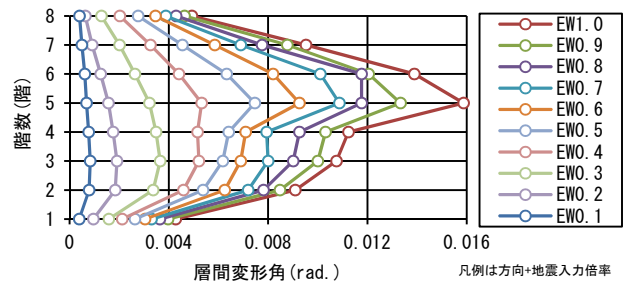


(a) EW方向Q-δ曲線

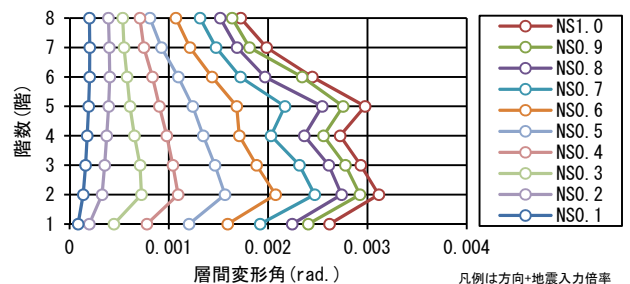


(b) NS方向Q-δ曲線

図-5 各入力倍率における最大層間変形角



(a) EW方向最大層間変形角



(b) NS方向最大層間変形角

図-6 上部モデルにおける最大層間変形角

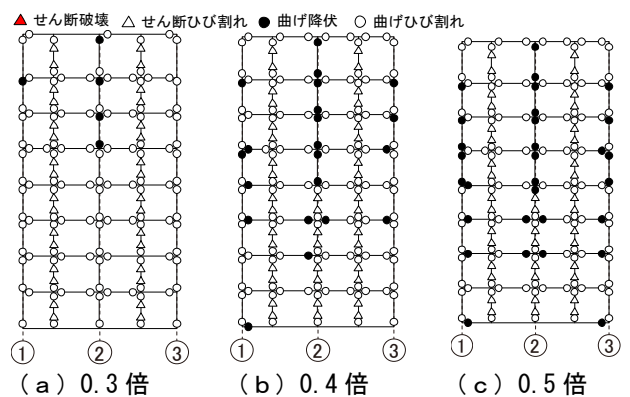


図-7 入力倍率によるEW方向応答解析における方立壁構面での破壊の発生状況

2) 谷 昌典ほか：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

\*1 千葉大学 \*2 山口大学  
\*3 建築研究所 \*4 京都大学

\*1 Chiba University \*2 Yamaguchi University  
\*3 Building Research Institute \*4 Kyoto University