

耐震補強された鉄筋コンクリート建物の建物-杭-地盤連成系による地震応答解析

正会員 ○岩田 歩\*  
正会員 北山 和宏\*\*

鉄筋コンクリート建物 杭基礎 耐震補強  
地震被害 建物-杭-地盤連成系 立体解析

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震では多くの建物が被害を受け、耐震補強されたにもかかわらず被害が生じた RC 建物が複数確認された<sup>1)</sup>。同報告は耐震補強建物は未補強建物に比べ、基礎構造の被害が大きくなる傾向を指摘した。そこで本研究では、同地震で被災した耐震補強済み RC 学校校舎<sup>2)</sup>を対象に建物-杭-地盤の一体解析モデルを作成して地震応答解析を行い、耐震補強前後での地震応答および耐震補強の効果について比較考察を行った。

2. 被害状況

図1に当該建物のC通り軸組図および被害状況を示す。被害は耐震補強を行っていない3階に集中し、短柱に損傷度IVのせん断破壊や損傷度IIIの激しいせん断ひび割れが確認された。また1・2階では、鉄骨ブレースを設置した位置から1スパン離れたC-8通りの短柱で損傷度IV等の被害が確認された。被災前に対する被災後の耐震性能の割合で定義する耐震性能残存率Rは桁行方向で1階は83%、2階は86%、3階は77%で被災度は中破だった。杭の探掘調査は2箇所で行われ、激しく折損した杭や、コンクリートが剥落し、主筋が座屈した杭が確認された。基礎構造の被災度は大破と判断され、当該建物は取り壊された。

3. 一体モデルによる地震応答解析

3.1 解析概要

本研究では、建物-杭-地盤連成系の一体解析モデルを作成し、地震応答解析を行った。上部構造は立体骨組モデルとし、杭基礎構造は群杭を1本の杭に集約した。解析には弾塑性解析プログラムSNAPを使用した。各階の重量は1階15730kN、2階14108kN、3階13312kNである。

各階で剛床を仮定し、P- $\Delta$ 効果は無視した。柱・梁は材端に剛域を有する線材に置換し、剛域は直交する部材のフェイス位置から1/4内側までとした。ただし、腰壁・垂壁および袖壁が取り付く場合は、それらを柱・梁の剛域に加味した。部材のせん断変形は考慮し、ねじり変形は無視した。柱の剛性には柱主筋および袖壁断面積の影響を、梁の剛性には梁主筋および腰壁・垂壁・スラブ断面積の影響をそれぞれ考慮した。コンクリートブロック壁および雑壁は重量のみ考慮し、耐力・剛性は無視する。各部材の材料特性は既往研究<sup>2)</sup>と同じ値を用いた。

図2に杭モデルを、図3に杭断面を示す。杭の断面は詳細な図面がないため、設計当時のJIS規格および現地調査より推定した。敷地の地表面は関東ローム層に覆われており、それ以下は洪積層によって構成されている。杭は深さ7mの地層を支持層とした。杭は曲げに対しては弾塑性とし、せん断に対しては弾性とした。水平地盤ばねは復元力特性をMassing則に従う双曲線モデルとし、初期剛

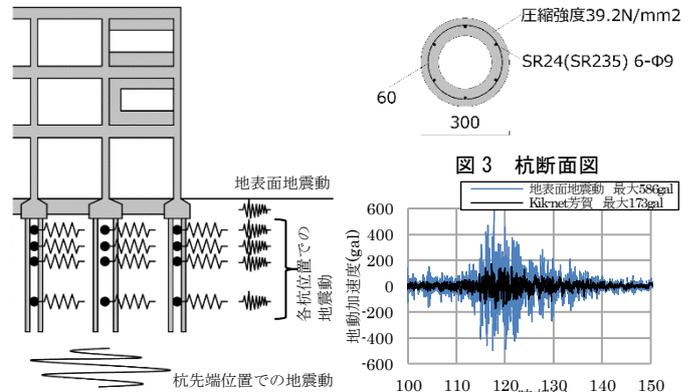


図2 杭モデルおよび地震動の入力

図4 入力地震動

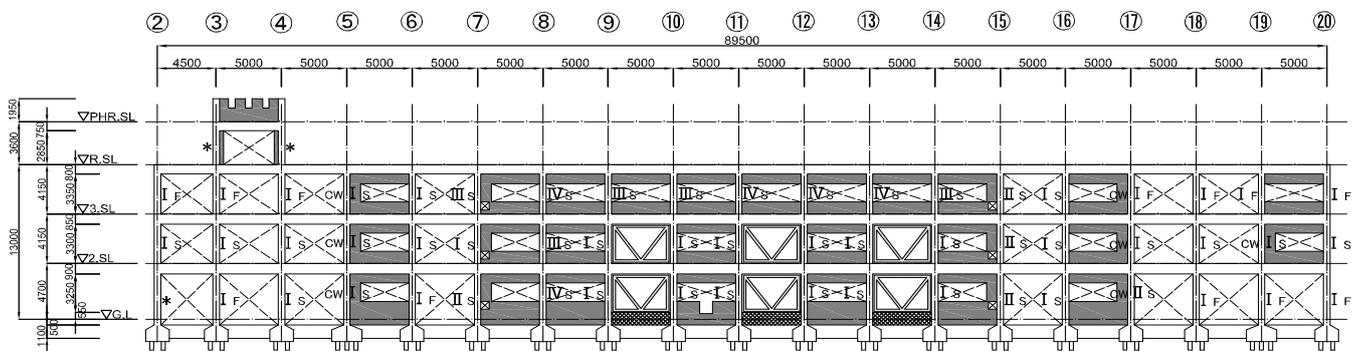


図1 C通り軸組図および被害状況

性と極限地盤反力を文献<sup>3)</sup>を参考に算出した。水平地盤ばねでは群杭の効果を考慮した。杭に発生する摩擦は影響が小さいので無視し、杭先端はピン支持とした。当該建物の杭は杭体のフーチングへの埋め込みがなく杭主筋の定着も小さいため、引抜きに抵抗しないとする。

入力地震動は図4における115~125秒の10秒間とし、桁行一方向に入力した。杭先端位置での地震動をモデルに入力し、また水平地盤ばねを介してその深さでの地震動を入力し、基礎梁位置(GL=0)には地表面地震動を直接入力した(図2)。地盤各層の地震動は表層地盤による増幅を考慮し、20.9m以深の層を工学的基盤とした。数値積分はNewmark $\beta$ 法( $\beta=1/4$ )を用い、時間刻みは0.001秒とした。減衰は瞬間剛性比例型とし、粘性減衰は3%とした。解析は耐震補強前後のモデルに対して行う。

### 3.2 解析結果

図5に1階と3階の層せん断力-層間変形角関係を示す。1階では耐震補強による耐力増大がみられ、層間変位も抑えられた。補強前の初期剛性は1階5719kN/mm、2階4542kN/mm、3階3332kN/mmであり、補強後は1階6679kN/mm、2階5186kN/mm、3階3607kN/mmであった。補強前では1・2階で早期に柱せん断破壊が多数生じた結果、耐力が頭打ちとなり3階の変形が抑えられた。補強後では1・2階の水平剛性が大きくなった結果、相対的に剛性が小さくなった3階で被害が大きくなった。また1階に加わる最大層せん断力は耐震補強によって、22803kNから27030kNに19%増大した。

図6にC通りにおけるフーチング底部での杭最大曲げモーメントを、図7にC-7杭の最大曲げモーメント発生時の

曲げモーメント図を示す。図7におけるフーチング位置(深さ0~-550mm)は剛域として扱っており、杭に発生する曲げモーメントは-550mm位置で最も大きくなり、計算による杭曲げ終局耐力を超えた。杭の実被害ではフーチングとの接合部位置での破壊が顕著であることから杭の破壊状況は概ね再現できた。図7において、-550mm位置の杭最大曲げモーメントは補強前で229.4kN・mだったのに対し、補強後では341.2kN・mとなり、1.5倍の曲げモーメントが発生した。全体(図6)でも補強後モデルで発生する杭頭曲げモーメントが1.1~1.7倍大きくなった。耐震補強によって上部構造に作用する水平力が大きくなることにより、上部構造から杭に伝わる慣性力も大きくなった。それに対し、補強前は1・2階の破壊が進んだことにより上部構造からの慣性力が頭打ちとなり、杭に伝わる力が小さかった。図8にC通りブレース架構における杭に発生した圧縮軸力比を示す。補強後の連層ブレース架構部分(X9~X14)において、圧縮側では軸力比が長期の0.1から最大0.48まで増大し、また引張側では基礎浮き上がりが発生しており、杭の変動軸力が大きくなった。

### 4. まとめ

- (1)1階と2階を耐震補強した結果、当該階で補強の効果が確認されたが、補強を行っていない3階の剛性が相対的に小さくなり、3階の被害が大きくなった。
- (2)耐震補強によって上部構造に作用する水平力が増大したため、杭に伝わる慣性力が大きくなった。補強後では連層ブレース架構下部の杭で軸力比が長期の0.1から最大0.48に増大し、また基礎浮き上がりが発生し、変動軸力が大きくなった。

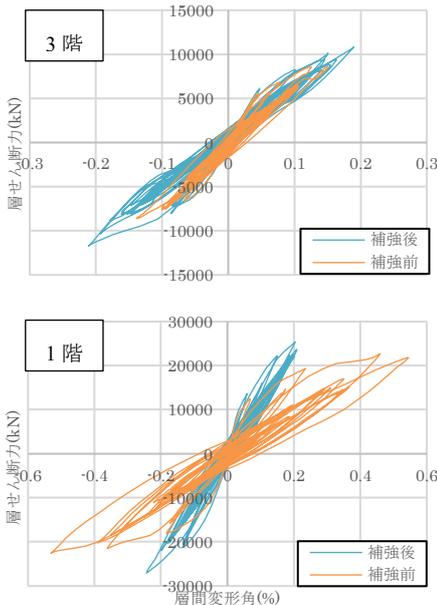


図5 層せん断力-層間変形角関係

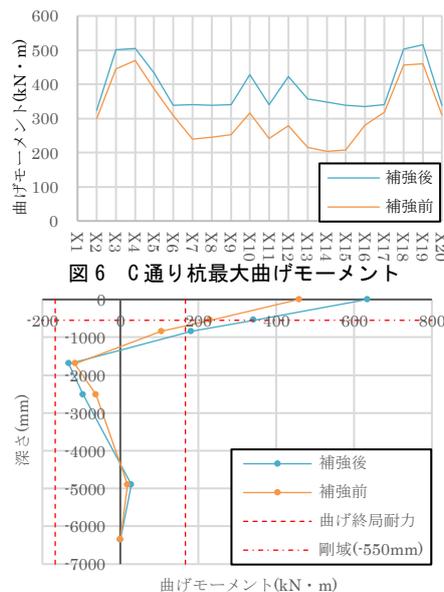


図6 C通り杭最大曲げモーメント

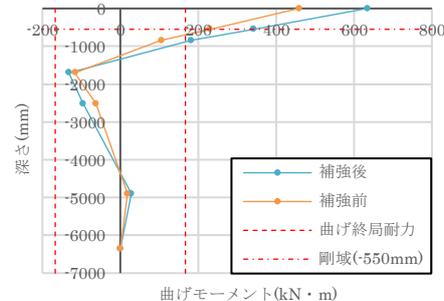


図7 C-7杭最大曲げモーメント発生時

### 参考文献

- 1) 東日本震災合同調査報告書編集委員会:東日本大震災合同調査報告 建築編 1 鉄筋コンクリート造建築物,2015.5
- 2) 石木ら:鉄骨ブレースで耐震補強された鉄筋コンクリート建物の被害と地震時挙動に関する研究,コンクリート工学年次論集,Vol.35,No.2,2013.7
- 3) 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,2006

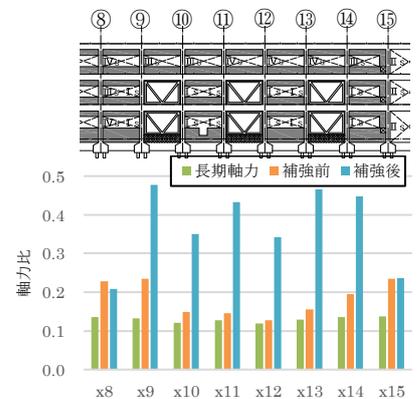


図8 C通り杭圧縮軸力比

\*大成建設株式会社(元首都大学東京大学院) 修士(工学)

\*\*首都大学東京大学院 建築学域 教授 工博

\*Taisei Corporation M.Eng. (Tokyo Metropolitan University)

\*\*Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng