

耐震補強途中で東北地方太平洋沖地震によって被災した鉄筋コンクリート建物の耐震性能

正会員 ○若林 理紗*1 正会員 北山 和宏*2
同 星野 和也*3

耐震補強 鉄筋コンクリート建物 地震被害
立体骨組解析 東北地方太平洋沖地震 非剛床

1. 研究背景と目的

栃木県那須町にある K 小学校の 3 階建て鉄筋コンクリート(RC)校舎は、2010 年に第一期耐震補強工事を行い、その後第二期耐震補強工事を行う予定であったが、第一期工事のみが完了した段階で 2011 年の東北地方太平洋沖地震により被災した。建物全体の被災区分は中破であったが、未補強である第二期耐震補強工事予定部に被害が集中した。そこで、本研究は当該建物を対象とし、立体骨組解析により地震時挙動を把握することによって、未補強部に被害が集中した原因を探ることを目的とする。

2. 建物概要

K 小学校は栃木県那須町に位置し、対象建物とした教室棟は 1974 年に竣工した塔屋付き地上 3 階建ての RC 建物である。基礎構造は杭基礎である。杭長は不明であるが、近隣のボーリング柱状図から杭長は 26m 程度と予想される。平面形状は桁行方向が 24 スパンと東西に長く、南側の別棟と Exp.J(間隔 50mm)を介して接続される。図-1 に 1 階伏図、補強箇所及び損傷状況(図中のローマ数字は損傷度¹⁾)を示す。2010 年の第一期工事により 14~25 通りの建物東側が補強された。桁行方向は連層の鉄骨ブレース、梁間方向は RC 袖壁の新設、開口閉塞、壁増し打ちによる補強が行われた。主要な柱断面寸法は 500×550mm、柱主筋 D22、帯筋 9φ@150mm で、せん断補強筋比 p_w は 0.09%~0.15%である。第一期工事終了時での耐震二次診断における桁行方向の構造耐震指

標 I_s は 1 階および 2 階で 0.58、3 階で 0.72 であった²⁾。

3. 被害状況

図-2 に B 通り軸組図及び損傷状況を示す。鉄骨ブレースは両側柱付き壁として損傷度を評価した。被害は B 通りに集中し、腰壁・垂壁が取り付け内法高さが小さくなった柱に損傷度 III~IV のせん断破壊が生じた。被害が最も大きいのは 1 階の桁行方向で耐震性能残存率³⁾は 74.6%、被災区分は中破であった。また、建物を未補強部(1~13 通り)と補強部(14~25 通り)に分けた場合の桁行方向の耐震性能残存率は 1 階未補強部 59.3%で大破、補強部 88.0%で小破となり未補強部に被害が集中した。

4. 解析概要

対象建物を立体骨組にモデル化し、弾塑性解析プログラム³⁾を用いて静的漸増荷重解析を行った。各階の重量は 1 階 18635kN、2 階 17888kN、3 階 16213kN である。

各階で剛床を仮定した。P-Δ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、剛域は柱・梁フェイス位置から部材せいの 1/4 内側までとした。ただし、腰壁・垂壁および袖壁の長さは、それぞれの柱および梁の剛域として加味した。部材のせん断変形及びねじり変形は考慮した。柱の剛性には柱主筋および袖壁の影響を、梁の剛性には梁主筋および腰壁、垂壁、スラブの影響をそれぞれ加味した。雑壁およびコンクリートブロック壁は荷重のみを考慮した。コンクリート圧縮強度はコンクリートコア試験

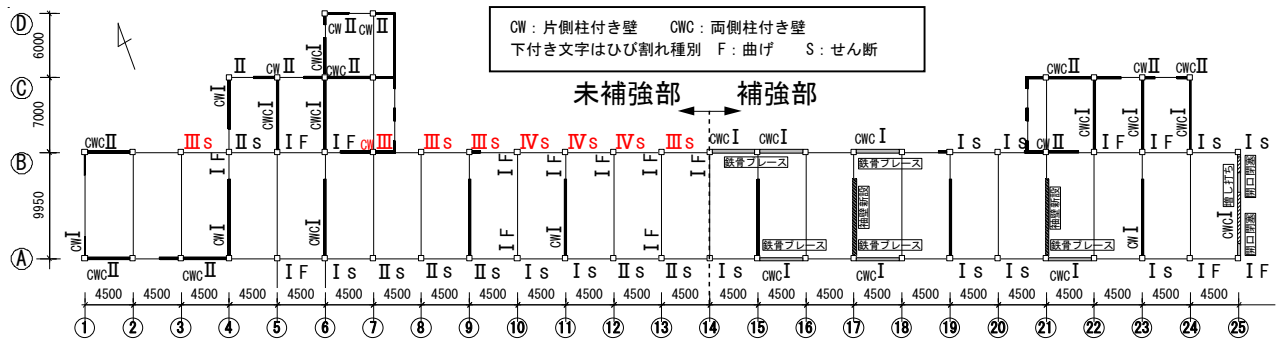


図-1 1階伏図、補強箇所及び損傷状況

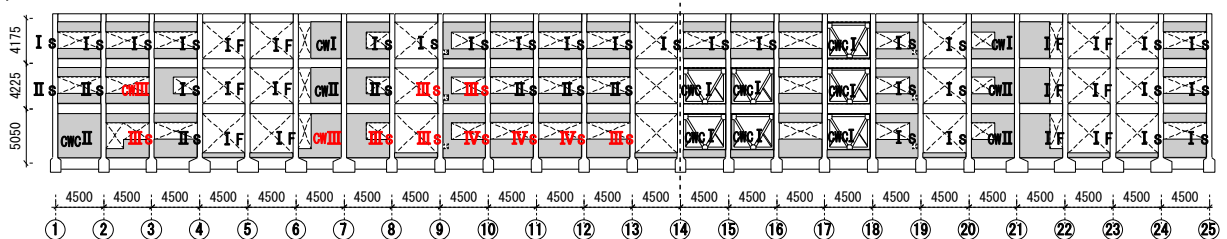


図-2 B通り軸組図及び損傷状況

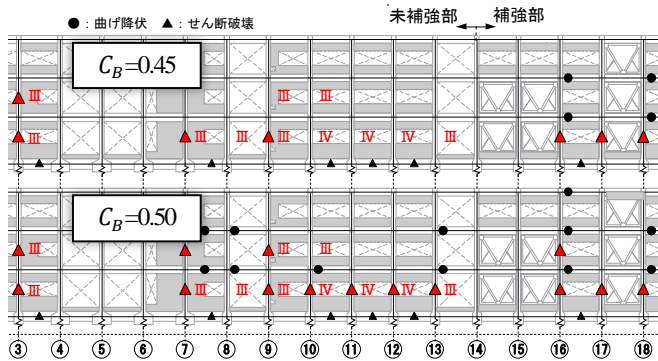


図-3 B通り破壊機構図(剛床モデル)

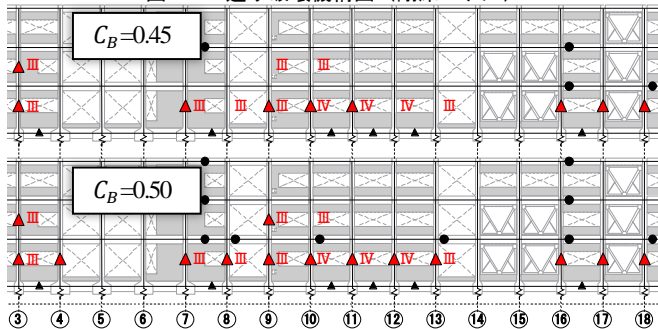


図-4 B通り破壊機構図(非剛床モデル)

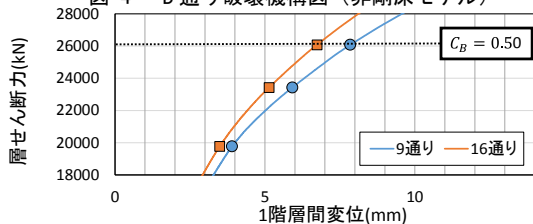


図-5 層せん断力-層間変位関係

結果⁽²⁾から1階で17.3N/mm²、2階で23N/mm²、3階で31.5N/mm²とし、引張強度は圧縮強度の1/10とした。柱主筋の降伏強度は343N/mm²、帯筋の降伏強度は294N/mm²とした。梁は材端ばねモデルに置換し、柱はMulti-spring(以下MS)モデルを柱頭・柱脚に配置した。鉄骨ブレースの斜材は、軸ばねを有する両端ピンのトラス材とし、部材端は実際の座屈長さ・斜材角度となるように節点からオフセットさせ剛域として扱った⁽⁴⁾。また、上下梁は剛とした。基礎は浮き上がりを考慮するため、圧縮のみ抵抗する鉛直ばねを1階柱脚に配置した。梁の曲げばねおよび柱・梁・壁のせん断ばねはトリリニアモデルとし、せん断破壊後の耐力は一定と仮定した。鉄骨ブレースの軸ばねおよびMSモデルにおける鉄筋ばねはバイリニアモデルとした。コンクリートばねの圧縮側はトリリニアモデル、引張側はバイリニアモデルを用いた。

5. 静的漸増荷重解析

Ai分布による外力を用い、桁行方向(西→東)に荷重制御の静的漸増荷重解析を行った。図-3にベースシア係数 $C_B = 0.45$ (上)及び 0.50 (下)時のB通り(3~18通り)破壊機構図を示す。 C_B は1階より上の重量に対する1階に生じる水平せん断力の比である。

最も早期にせん断破壊が生じたのは3通り2階の柱で、 $C_B =$

0.45までに実被害において損傷度Iであった1階の鉄骨ブレース脇の柱と3,7,9通りの柱にせん断破壊が生じた。その後 $C_B = 0.50$ までに2階のブレース脇の柱と実被害で損傷度III~IVであった1階10~13通りおよび2階7,9通りの柱がせん断破壊した。以上より、解析では未補強部の損傷は概ね再現できたが、補強部では未補強部の柱より早期にせん断破壊が生じる結果となった。解析で補強部の柱のせん断破壊が先行した原因として、ここでは剛床を仮定したが、実際には梁の軸方向変形が生じて未補強部の柱の変形が補強部のそれよりも大きくなった可能性がある。

6. 非剛床モデルの静的漸増荷重解析

剛床モデルでは同一階にある節点の変位が全て等しいため、柱の内法高さが同じであれば解析において同程度の被害を生じる。そこで、非剛床モデルによる検討を行った。スラブの面内せん断弾性剛性および梁の面外弾性剛性を考慮することで各フレームを連動させ、梁の軸方向変形を弾塑性として梁の伸縮を考慮した。

図-4にベースシア係数 $C_B = 0.45$ (上)及び 0.50 (下)時のB通り(3~18通り)破壊機構図を示す。最も早期にせん断破壊が生じたのは3通り2階の柱で、 $C_B = 0.45$ までに1階の鉄骨ブレース脇の柱および未補強部3,7,9~11通りの柱がせん断破壊した。その後 $C_B = 0.50$ までに実被害で損傷度III~IVであった柱は1階10通りの柱を除いて全てせん断破壊した。非剛床とすることによって剛床モデルよりも補強部の柱のせん断破壊が遅れる結果となった。

図-5に9通り及び16通りの層せん断力と1階層間変位の関係を示す。層間変位は未補強部の方が常に大きく、 $C_B = 0.50$ 時に層間変位の差は1.12mmであった。層間変位に差が生じたものの解析結果に顕著な被害差が生じなかった原因として、スラブが弾性的のため梁の変形を強く拘束した可能性がある。

7. まとめ

(1)耐震補強途中で東北地方太平洋沖地震により被災したK小学校教室棟は被災度区分判定により中破と判定されたが、耐震補強を施していない二期工事予定部だけで判定した場合は大破となり、未補強部に被害が集中した。

(2)立体骨組による静的漸増荷重解析を行った結果、実被害が大きかった未補強部1,2階の被害は概ね再現できたが、剛床モデルでは実被害が小さかった補強部に未補強部よりも早期にせん断破壊が生じた。非剛床モデルでは、1階層間変位が補強部より未補強部の方が1mm以上大きくなり、剛床モデルの解析結果よりも補強部の破壊が遅れた。顕著な被害差が生じなかった原因としてスラブが弾性的のため梁の変形を強く拘束した可能性を指摘した。

参考文献

- (1)日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針,2001.9
- (2)文教施設協会：K小学校 教室棟 耐震診断関連業務委託報告書,2011.5
- (3)構造システム：任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル, 2012.2
- (4)石木健士朗ほか：鉄骨ブレースで耐震補強した鉄筋コンクリート校舎の地震応答と補強効果に関する検討(その1 静的漸増荷重解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2構造IV, 2013.8, pp.183-184

*1 パナホーム株式会社(元首都大学東京)
 *2 首都大学東京 建築都市コース 教授 工学博士
 *3 鹿島建設株式会社(元首都大学東京大学院) 修士(工学)

*1.PanaHome Corporation(Tokyo Metropolitan Univ.)
 *2.Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.
 *3.KAJIMA CORPORATION, M.Eng.(Tokyo Metropolitan Univ.)