

構造耐震指標が同程度で地震被害に差を生じた二棟の鉄筋コンクリート建物の耐震性能 (その1:被害が軽微であった建物の耐震性能)

正会員 ○星野 和也 1*
同 北山 和宏 2*
同 遠藤 俊貴 3*

東北地方太平洋沖地震 鉄筋コンクリート校舎 被害
耐震診断 地震応答解析

1. 研究背景と目的

栃木県宇都宮市にある KT 小学校の 4 階建て鉄筋コンクリート (RC) 校舎は構造耐震指標 I_s が 0.7 未満で耐震性に「疑問あり」と判断され、未補強であったにも関わらず、東北地方太平洋沖地震による被害は軽微であった。一方で、直線距離にして 3.9km 離れた近隣には構造耐震指標 I_s が同程度で中破の被害を受けた未補強の 4 階建て RC 校舎が存在した。本研究では、この両者の被害の差異が生じた原因を追求することを目的とする。

本報では、KT 小学校を対象建物とし、耐震診断および地震応答解析により地震時挙動を把握するとともに、被害が軽微にとどまった原因を探ることを目的とする。

2. 対象建物の概要

2-1 管理特別教室棟の概要

KT 小学校は栃木県宇都宮市の台地上に位置し、標高は 129m で、敷地内の地盤におけるボーリングデータ²⁾によると表層地盤の土質は主にロームと砂礫で構成される。対象建物とした管理特別教室棟は 1978 年に竣工した塔屋付き 4 階建て RC 建物で、基礎は杭基礎である。写真-1 に南側立面全景を示す。対象建物の東端は別棟の教室棟と Exp.J によって接続する。桁行(X)方向は腰壁、垂壁のついた耐震壁の少ない架構であり、梁間(Y)方向は連層の耐震壁が多く、4 通り 2 階および 5 通り 1,2 階に下階壁抜けとなる柱が存在する。主要な柱断面は 600×700mm および 500×600mm、柱主筋は D22 および D25、帯筋は 2-9φ@100mm、せん断補強筋比 p_w は 0.23%~0.51% である。

2-2 管理特別教室棟の被害状況

2011 年 4 月 28 日に現地調査を行った。図-1 に 1 階伏図および損傷状況、図-2 に C 通り軸組図および損傷状況を示す。図中のローマ数字は部材の損傷度を表す。1 階 C 通りの短柱に軽微なせん断ひび割れ、構面内の雑壁に損傷度 II のせん断ひび割れ(写真-2)が生じた。その他に 4 階廊下部分の天井材の脱落、Exp.J 部分の破損、建物の外周部に地盤の変状が見られたが、構造躯体に関して目立った損傷は確認されず、被災度区分としては軽微であった。

3. 第 2 次耐震診断

3-1 耐震診断の概要

耐震診断として 2 次診断³⁾を行った。構造耐震判定指標 I_{50} は 0.7 であった。耐震診断にはソフトウェア「RC 診断



写真-1 南側立面全景 写真-2 雑壁の損傷状況

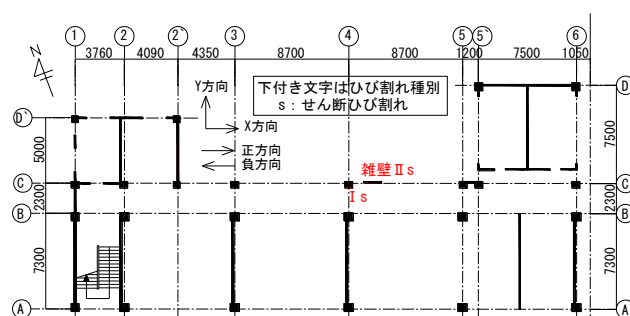


図-1 1階伏図および損傷状況

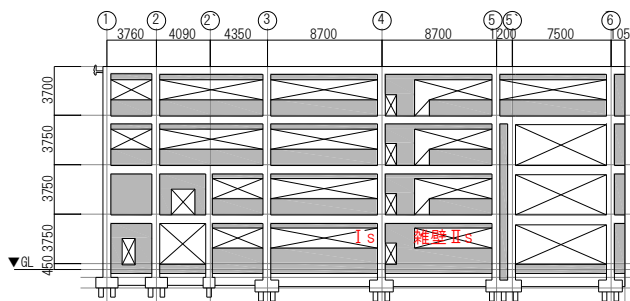


図-2 C通り軸組図および損傷状況

2001 Vr2⁴⁾」を用いた。コンクリート設計基準強度 F_c は設計図書からは確認出来ないため、コンクリートコアの強度測定結果より判断した。測定結果は 1 階 28.1N/mm²、2 階 29.9N/mm²、3 階 27.7N/mm²、4 階 36.5N/mm² となり、本診断におけるコンクリート圧縮強度は 26 N/mm² とした。柱主筋の降伏強度は 344N/mm² (材種 SD295)、帯筋の降伏強度は 294N/mm² (材種 SR235) とし、経年指標 T は調査結果から 1.0 と判断した。また、外力分布の補正係数は A_i 分布の逆数を用いた。 A_i 分布は 1 階 1.00、2 階 1.14、3 階 1.33、4 階 1.64 である。

3-2 耐震 2 次診断の結果

表-1 に 2 次診断の結果を、図-3 に桁行方向の $C_T - F$ 関

係を示す。ここで、 E_o は保有性能基本指標、 F_u は採用 I_s 値に対応する F 値、 C_{TU} は終局限界における累積強度指標を表す。また、各指標の算定結果は正方向と負方向加力時のうち、各階で I_s 値が小さい方を採用した。梁間方向は耐震壁量が十分であるため I_s 値は0.90~2.13と大きく、耐震補強を必要としない。桁行方向はC通りに腰壁、垂壁が多いために柱のせん断破壊が生じ、1~3階の I_s 値は0.51~0.69と構造耐震判定指標 $I_{so} = 0.7$ を満たさなかつたため、耐震補強を必要とする結果となった。

4. 多質点系地震応答解析

4-1 モデル化および解析方法

解析モデルは各層を1質点とした多質点等価せん断型モデルとし、復元力骨格曲線はトリリニアにモデル化した。表-2にモデル化結果を示す。初期剛性は一貫構造計算ソフトウェア「SS3⁴⁾」を用いて算出した。第二折れ点の強度 Q_y は耐震診断結果より累積強度指標 C_T の最大値を用いて式(1)より算出し、 C_T が最大となる点での靱性指標 F に対応する変形角($F=1.00$ で1/250、 $F=1.27$ で1/150)を降伏変位とした。ここで、式(1)の ΣW は対象階よりも上部の重量を表す。第一折れ点の強度 Q_c は Q_y の1/3倍とした。また、履歴特性は1,2,3階を原点指向モデル、4階を武田モデルとした。

$$Q_y = C_T \cdot A_i \cdot \Sigma W \quad (1)$$

解析において、数値積分はNewmark β 法($\beta=0.25$:平均加速度法)を用いた。減衰は瞬間剛性比例型とし、粘性減衰は3%とした。また、使用する地震動は文献1)に示されている本建物に近い地震観測点4箇所の地表におけるEW方向のものを使用した。なお、上記のモデルにおける建物の一次固有周期は0.25秒であった。

4-2 解析結果

図-4に地震応答解析により得られた最大応答層間変形角を示す。凡例の括弧内は地震動の最大加速度を表す。全ての地震動で4階の応答層間変形角が大きく、値としては芳賀地震動を用いた場合で1階3.0%、2階0.3%、3階0.5%、4階3.7%となり、解析結果は実被害と一致しなかつた。耐震診断結果によれば1階は $F=1.00$ (層間変形角1/250)で耐力低下を生じるのに対し、4階は降伏後も $F=2.25$ (層間変形角1/66)まで耐力を維持する。耐力低下が発生すると考えられる変位に達する時刻は1階75.0(s)、4階80.7(s)であり、1階で最も早期に耐力低下が生じる結果となった。被害が軽微にとどまった原因として、今回の解析は各観測点の地震動の原波を用いていることから、実際に建物に作用した地震動が異なる可能性や、実被害で地盤の変状が見られたことから、地震時に杭基礎に被害が生じたために上部構造に力が伝わらなかつた可

表-1 耐震2次診断結果

| 診断結果 | 階 | S _D | T | E _o | I _s (正) | I _s (負) | I _s (採用) | F _u | C _{TU} | C _{TU} ・S _D |
|------|---|----------------|------|----------------|--------------------|--------------------|---------------------|----------------|-----------------|---------------------------------|
| 桁行方向 | 4 | 0.79 | 1.00 | 1.23 | 0.97 | 0.97 | 0.97○ | 2.25 | 0.54 | 0.43 |
| | 3 | 0.88 | | 0.79 | 0.74 | 0.69 | 0.69× | 2.00 | 0.38 | 0.33 |
| | 2 | 0.88 | | 0.74 | 0.67 | 0.66 | 0.66× | 1.00 | 0.74 | 0.65 |
| | 1 | 0.88 | | 0.58 | 0.51 | 0.52 | 0.51× | 1.00 | 0.58 | 0.51 |
| 梁間方向 | 4 | 0.88 | 2.42 | 2.14 | 2.13 | 2.13○ | 1.00 | 2.42 | 2.13 | |
| | 3 | 0.88 | 2.00 | 1.76 | 1.81 | 1.76○ | 1.00 | 1.78 | 1.57 | |
| | 2 | 0.79 | 1.14 | 0.90 | 0.94 | 0.90○ | 1.00 | 1.14 | 0.90 | |
| | 1 | 0.88 | 1.19 | 1.07 | 1.05 | 1.05○ | 1.00 | 1.18 | 1.04 | |

表-2 復元力骨格曲線の各特性点

| 階数 | 第一折れ点 | | | 第二折れ点 | | |
|----|-------------|--------|--------|-------------|---------|--------|
| | 初期剛性(kN/cm) | 強度(kN) | 変位(cm) | 第二剛性(kN/cm) | 強度(kN) | 変位(cm) |
| 4 | 11166.7 | 1449.7 | 0.13 | 1239.0 | 4349.2 | 2.47 |
| 3 | 20804.6 | 2709.1 | 0.13 | 3955.5 | 8127.3 | 1.50 |
| 2 | 34109.6 | 4906.1 | 0.14 | 7235.2 | 14718.3 | 1.50 |
| 1 | 40608.1 | 4650.8 | 0.11 | 6713.7 | 13952.5 | 1.50 |

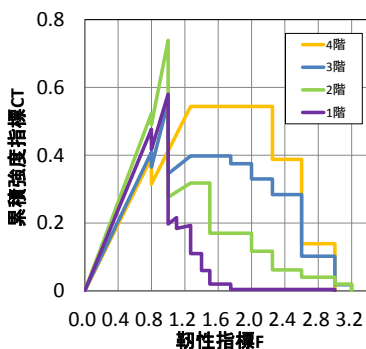


図-3 桁行方向の $C_T - F$ 関係

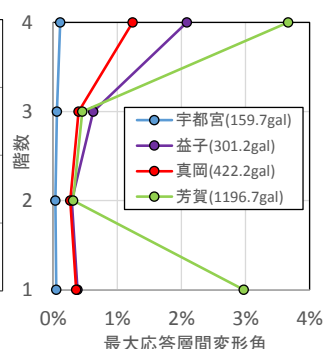


図-4 最大応答層間変形角

性能があり、今後検討が必要である。

5. まとめ

対象建物は東北地方太平洋沖地震による被災度区分は軽微であった。耐震2次診断の結果、桁行方向1~3階の I_s 値は0.51~0.69と構造耐震判定指標 $I_{so} = 0.7$ を満たさず、耐震補強を必要とすると判定された。

多質点系地震応答解析では解析結果は実被害と一致しなかつた。被害が軽微にとどまった原因として、今回の解析は各観測点の地震動の原波を用いていることから、実際に建物に作用した地震動が異なる可能性や、実被害で地盤の変状が見られたことから、地震時に杭基礎に被害が生じて上部構造に力が伝わらなかつた可能性がある。

謝辞

本研究の一部は松田卓也氏(現大成建設)が首都大学東京の特別研究として実施した。宇都宮市役所には現地調査の便宜を図っていただき、設計図書を提供していただいた。使用した地震動はK-NET、KiK-netおよび気象庁観測点によるものである。記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 林輝輝、北山和宏、遠藤俊貴：東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート校舎の耐震性能、日本建築学会学術講演梗概集2014(構造IV)、2014.9、pp.55-56
- 2) 宇都宮市役所：KT小学校 管理特別教室棟 耐震診断関連業務委託報告書
- 3) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準 同解説、2001.10
- 4) ユニオンシステム：SuperBuild/SS3, SuperBuild/RC診断 2001 Vr2マニュアル

*1 首都大学東京大学院 博士前期課程

*2 首都大学東京 建築都市コース 教授 工博

*3 EQSD 一級建築士事務所(元首都大学東京助教) 博士(工学)

*1.Graduate Student, Tokyo Metropolitan University.

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

*3.EQSD Structural Consultants, Dr. Eng.