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2:地震応答解析)

正会員	○星野和也 1*
同	北山和宏 2**

東北地方太平洋沖地震	鉄筋コンクリート	地震被害
構造耐震指標	地震応答解析	

1.はじめに

本研究では、東北地方太平洋沖地震により被災した栃 木県宇都宮市に位置する二棟の塔屋付き4階建て鉄筋コン クリート建物を研究対象とし、耐震2次診断による構造耐 震指標I_sの最小値が H 小学校で 0.55(2 階)¹⁾、T 小学校で 0.51(1 階)²⁾と同程度であるにも関わらず、両建物の被害程 度に差異を生じた原因を追究することを目的とする。本 報では既報^{1),2}に続き、両建物の地震応答解析を行った。

2.被害状況

2011 年 4 月 28 日に現地調査を行った。調査では柱部材 および壁部材の損傷状況を確認したが、梁部材の損傷状 況については確認出来なかった。図-1 に H 小学校の 2 階 伏図、図-2 に T 小学校の 1 階伏図を示す。図中のローマ 数字は各部材の損傷度¹⁾を表す。

H小学校では柱に損傷度ⅣおよびVのせん断破壊が生じた。被害が最も大きいのは2階の桁行方向で,被災前に対する被災後の耐震性能の割合を表す耐震性能残存率 *R*¹⁾は72.8%であり,被災度区分は中破であった。

T小学校では1階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のせん断ひび割れが生じた。構造躯 体についてその他に目立った損傷は確認されず,被災度 区分は軽微であった。

3.推定地震動の作成

実被害において損傷が大きい桁行方向についての地震 応答解析を行うため、各対象建物の敷地での推定地震動 を作成する。そのため、両建物の近隣に位置する KiK-net 芳賀観測点の地中(深度112m)で得られた EW 方向の加速度 時刻歴を各敷地の工学的基盤に入力し、表層地盤による 増幅を考慮する等価線形解析を行った。解析には一次元 重複反射理論に基づくプログラム DYNEQ³⁾を用いた。両 建物の位置する地盤はどちらも主に表層から深度 20m 程 度まではN値1~5の軟弱なローム、以深はN値が大きい 砂礫によって構成され、地盤の特性は非常に類似した。 せん断波速度V₆は太田、後藤による方法⁴⁾に従って推定し、 V₅が最も大きい砂礫層を工学的基盤とした。

入力地震動の最大加速度は 172.8gal で、解析による推定 地震動のそれは H 小学校 759.1gal、T 小学校 792.1gal に増 大した。図-3 に減衰定数 3%時の入力地震動および推定地



図−3 推定地震動の加速度応答スペクトル

震動の加速度応答スペクトルを示す。推定地震動の加速 度応答スペクトルはどちらも周期 0.05~0.15(s)で卓越が見 られ、地震動の特性は両建物で類似した。

4. 地震応答解析

4-1 解析概要

建物を3次元骨組にモデル化し、弾塑性解析プログラム SNAP⁵⁾を用いて地震応答解析を行った。解析では剛床を 仮定した上で、階全体のねじれ変形は考慮し、P-⊿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 れ柱および梁の剛域として加味した。鉄筋の降伏強度は

Seismic Resistant Performance of Two R/C Buildings Suffering Different Damage under 2011 East Japan Earthquake Regardless of Equal Seismic Capacity Index (Part2.Seismic Response Analysis) HOSHINO Kazuya KITAYAMA Kazuhiro





図-5 C通り地震終了時破壊機構図(ローマ数字は実被害状況(損傷度IV以上))

柱および梁主筋で $344N/mm^2$ 、せん断で $294N/mm^2$ とし、 コンクリート圧縮強度 σ_B は各階におけるコンクリートコ アの強度測定結果 ^{1),2)}を用いた。梁は材端ばねモデルに置 換し、軸変形は無視した。柱はシアスパン比 $a/D \ge$ 2.0(a: シアスパン, D:部材せい)の場合には曲げと軸力の 相互作用を考慮出来る Multi- Spring (以下 MS)モデルを、 シアスパン比a/D < 2.0の場合には曲げばねをそれぞれ柱 頭,柱脚に配置した⁹。

柱,梁の曲げばねはトリリニアの武田モデルを用いた。 柱,梁,壁のせん断ばねはトリリニアの原点指向型モデルを 用い、せん断破壊後の耐力は一定と仮定した。MS モデル における鉄筋ばねおよびコンクリートばねはトリリニア モデルを用いた ^の。MS モデルの鉄筋ばねの数は実断面と 同じで、コンクリートばねは断面を 100 分割した。

柱,梁の曲げひび割れモーメントと終局曲げモーメント は略算式,降伏時剛性低下率は菅野式,柱,梁,壁のせん断 ひび割れ耐力およびせん断終局耐力は荒川 mean 式⁷によ り求めた。スラブの有効幅は RC 規準⁸⁾に従った。

4-2 解析結果

3章で作成した両建物の地表における EW 方向の地震動 (0~300 秒の全区間)を桁行方向に入力して地震応答解析を 行った。数値積分は Newmark β法(β=1/4:平均加速度法) を用い、時間刻みは 0.0005 秒とした。粘性減衰は 3%とし、 瞬間剛性に比例させた。図-4 に各層の最大応答層間変形 角を、図-5 に C 構面の 2~5 通りにおける地震終了時の破 壊機構図を示す。中破の被害を生じた H 小学校の最大応 答層間変形角は実状において被害が集中した 2 階の応答変 位が 0.25%で最大となった。破壊機構図を見ると、全体と して柱部材のせん断破壊が支配的な破壊機構を形成した。 最も早期に破壊が生じたのは C-4 通り 2 階の柱部材で、そ れ以降で急激に破壊が進行した。損傷度IVおよび V の破 壊が生じた C-4 通り 1~3 階および C-5 通り 1、2 階の柱 部材には解析においてもせん断破壊が生じており、実被 害状況と一致する。以上の結果から、解析による破壊モ

*鹿島建設株式会社(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 ードは全体的に実被害状況と良く一致した。

軽微な被害だったT小学校の最大応答層間変形角は1階 0.18%、2,3,4 階 0.20%であり、各階でほぼ同程度であった。 破壊機構図を見ると、曲げ破壊した梁部材が多く、柱部 材の損傷はひび割れ発生程度にとどまった。解析結果は 梁部材の破壊が支配的な破壊機構を形成し、柱部材に大 きな破壊が生じていない点で実被害状況と一致した。

以上の結果から、柱および壁の損傷状況により判断した被災度区分判定において両建物の被害程度に差が生じた原因は、T小学校で梁部材の破壊が先行して柱および壁の被害が抑制されたことであると考えられる。

5.まとめ

表層地盤による増幅を考慮した推定地震動を用いて立 体骨組による地震応答解析を行った。解析の結果、H小学 校では実被害において損傷度IVあるいはVの破壊が生じ た柱部材には解析においてもせん断破壊が生じており、 実被害状況と概ね一致した。T小学校では梁の破壊が支配 的な破壊機構を形成し、柱および壁の損傷はひび割れ発 生程度にとどまった。以上の結果から、両建物で被害程 度の差異が生じた主要な原因として、T小学校では梁部材 の破壊が先行したため、柱および壁の被害が軽減された ことが考えられる。

謝辞

現地調査の便宜を図っていただき、設計図書等を提供していただいた宇都宮 市役所に厚く御礼申し上げる。また、芳賀観測点での強震記録は防災科学技術 研究所の KiK-net によるものである。記して謝意を示す。

参考文献

1)林輝輝ほか: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、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、2014.9 2)星野和也ほか: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)、日本建築学会大会学術 講演梗概集(関東)、2015.9 3)吉田望ほか: DYNEQ: 等価線形解析に基づく 水平成層地盤の地震応答解析プログラム、佐藤工業(株)技術研究所報、pp.61-4)太田裕ほか:S波速度を他の土質的諸指標から推定する試み、物 70、1996 理探鉱、第29巻、第4号、pp.31-41、1976 5)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 テクニカルマニュアル 6)星野和也ほ か:曲げ降伏時の変形に着目した鉄筋コンクリート柱部材の解析モデルに関す る研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.37、No.2、pp.181-186、2015 7) 国十交诵省住宅局建築指導課他監修・2007年度版建築物の構造関係技術基準解 説書、2007.8 8)日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.2

*Kajima Corporation, M.Eng. (Tokyo Metropolitan University) **Prof., Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.