

論文 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被害分析

星野 和也*1・北山 和宏*2

要旨：2011年東北地方太平洋沖地震により被害を受けた二棟の鉄筋コンクリート建物は、耐震2次診断による構造耐震指標の最小値がそれぞれ0.55および0.51と同程度にも関わらず、柱および壁の損傷状況により判定した被災度区分は一方が中破、他方が軽微となり、被害程度に差を生じた。耐震3次診断によれば、被害が軽微となった建物で梁部材の破壊が主要な破壊形式となった。そこで、表層地盤による増幅を考慮して地震動を推定し、立体骨組による地震応答解析を行ったところ、被害が軽微となった建物で梁部材の破壊が先行したことにより、柱および壁の損傷はひび割れ発生程度にとどまった。

キーワード：東北地方太平洋沖地震、鉄筋コンクリート、耐震性能残存率、耐震診断、地震応答解析

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の地震規模を示すマグニチュードは $M_w = 9.0$ で、日本観測史上最大となり、地震動による建築物の倒壊が数多く確認された。一方、兵庫県南部地震を契機に耐震改修促進法が施行され、学校建築は耐震改修の実施が推奨された。学校建築は地震発生時に児童生徒等の安全を確保し、地域住民の応急的な避難場所となるため、その耐震性能を把握し、確保することは非常に重要である。

栃木県宇都宮市に位置するH小学校の4階建て鉄筋コンクリート校舎は、耐震2次診断による構造耐震指標 I_s の最小値が0.55(2階)で耐震性能が不十分と判断され、未補強の状態東北地方太平洋沖地震により中破の被害を受けた。その一方で、直線距離にして約3.9km離れた近隣に位置するT小学校の4階建て鉄筋コンクリート校舎は、構造耐震指標 I_s の最小値が0.51(1階)でH小学校と同程度であるにも関わらず、東北地方太平洋沖地震による被害は軽微にとどまった。

本研究は、この二棟の現地調査および耐震診断を行い、立体骨組を用いた地震応答解析により両建物の耐震性能および地震時挙動を把握するとともに、被害程度の差異が生じた原因を追求することを目的とする。

2. 建物概要

写真-1に対象建物の南側立面全景を示す。対象建物は栃木県宇都宮市内の鬼怒川より東側の台地上に位置し、気象庁による付近の震度は6強であった。

H小学校は標高116mにあり、対象とした教室棟は1979年に竣工した塔屋付き4階建てRC建物である。基礎は杭基礎(PC杭、杭長21m)で、建物の西端はExp.J(間隔150mm)によって隣棟と接続する。桁行方向は腰壁および



(a) H小学校



(b) T小学校

写真-1 南側立面全景

垂壁のついた耐震壁の少ない架構で、梁間方向は連層の耐震壁が多い。主要な柱断面は $500 \times 600\text{mm}$ および $500 \times 500\text{mm}$ 、梁断面 $350 \times 650\text{mm}$ および $350 \times 600\text{mm}$ 、柱梁主筋 D25、帯筋 2-9 $\phi @ 100\text{mm}$ (せん断補強筋比 $p_w = 0.21 \sim 0.26\%$)、あばら筋 2-9 $\phi @ 125\text{mm}$ ($p_w = 0.29\%$)である。

T小学校は標高129mにあり、対象とした管理・特別教室棟は1978年に竣工した塔屋付き4階建てRC建物である。基礎は杭基礎(PC杭、杭長22m)で、建物の東端はExp.J(間隔50mm)によって隣棟と接続する。桁行方向は腰壁および垂壁のついた耐震壁の少ない架構であり、梁間方向は連層耐震壁が多いが、4通り2階および

*1 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 建築学域 博士前期課程 (学生会員)

*2 首都大学東京 都市環境学部 建築都市コース 教授 工博 (正会員)

5 通り 1,2 階に下階壁抜けとなる柱が存在する (図-3 参照)。主要な柱断面は500×600mmおよび500×500mm, 梁断面350×650mmおよび350×600mm, 柱梁主筋D22, 帯筋2-9φ@100mm($p_w = 0.21 \sim 0.26\%$), あばら筋2-9φ@180mm($p_w = 0.20\%$)である。

3. 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H小学校のC通り軸組図, 図-3にT小学校の1階伏図, 図-4にT小学校のC通り軸組図を示す。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C通りの柱、壁に被害が最も集中し、損傷度IVおよびVのせん断破壊が生じた(写真-2)。これは、C通りに腰壁、垂壁が数多く配置されたために柱の内法高さが小さくなり、せん断破壊が生じやすくなったためである。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% (1階86.9%, 3階85.4%, 4階はほぼ無被害)であり、被災度区分は中破であった。

T小学校ではC通り1階の短柱に軽微なせん断ひび割れ、構内内の雑壁に損傷度IIのせん断ひび割れ(写真-3)が生じた。その他の被害としては隣棟との衝突により生じたExp.J部分の破損, 4階廊下部分の天井材の脱落が見られたが、構造躯体には目立った損傷は確認されず、被災度区分は軽微 (2,3,4階はほぼ無被害)であった。

4. 耐震診断

4.1 診断の概要

耐震診断²⁾として、梁間方向については2次診断を、桁行方向については2次診断および3次診断を行った。構造耐震判定指標 I_{50} は0.7, $C_{TU} \cdot S_D$ (C_{TU} : 終局限界における累積強度指標, S_D : 形状指標)の最小値は0.30とする。耐震診断にはRC診断2001³⁾を用いた。

耐震診断におけるコンクリート強度は耐震壁および

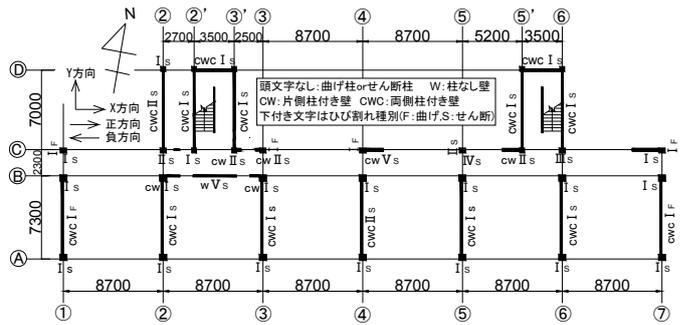


図-1 H小学校2階伏図

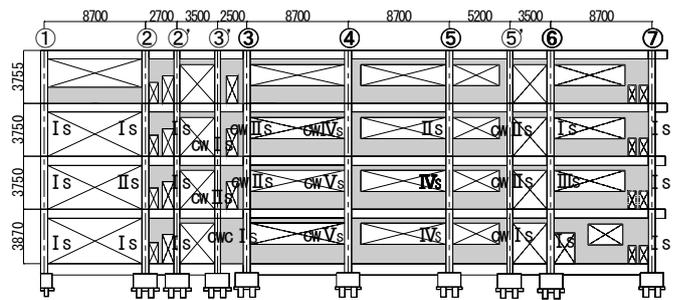


図-2 H小学校C通り軸組図

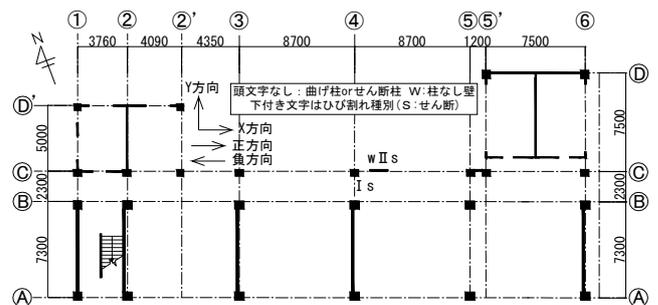


図-3 T小学校1階伏図

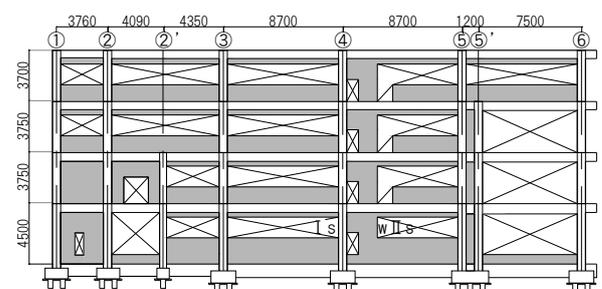


図-4 T小学校C通り軸組図



写真-2 H小学校2階C-4柱



写真-3 T小学校1階雑壁

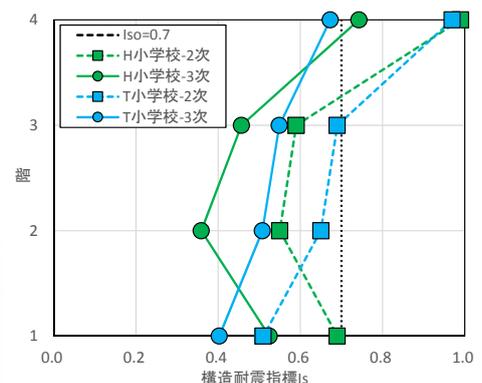


図-5 桁行方向の構造耐震指標 I_s

雑壁から採取したコア 3 本の平均圧縮強度から標準偏差の半分を引いて得られる推定強度^{4),5)}より判断した。その結果は H 小学校で 1 階 30.8N/mm², 2 階 28.9N/mm², 3 階 28.1N/mm², 4 階 35.6N/mm², T 小学校で 1 階 28.1N/mm², 2 階 29.9N/mm², 3 階 27.7N/mm², 4 階 36.5N/mm² となり, 設計基準強度 21 N/mm² を十分に上回ったため, 本診断におけるコンクリート圧縮強度は設計基準強度を 1.25 倍した 26N/mm² とした²⁾。柱および梁主筋の降伏強度は 344 N/mm² (材種 SD295), 帯筋およびあばら筋の降伏強度は 294 N/mm² (材種 SR235) とした²⁾。両建物で経年劣化による目立った損傷は確認されなかったため, 経年指標 T は 1.00 とした。また, 外力分布の補正係数は A_i 分布の逆数を用いた。

4.2 耐震診断結果

表-1 に耐震診断結果, 図-5 に桁行方向の各階の構造耐震指標 I_s を示す。各指標の算定結果は正方向および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。

2 次診断の結果, 梁間方向は両建物とも耐震壁量が十分であるために, 全ての階で構造耐震判定指標 $I_{so} = 0.7$ を満たした。桁行方向では両建物とも C 通りに腰壁および垂壁が多いために柱のせん断破壊が生じ, 靱性能には期待出来ない結果となった。1~3 階の I_s 値は H 小学校で 0.55~0.69, T 小学校で 0.51~0.69 となり, 構造耐震判定指標 $I_{so} = 0.7$ を満たさなかった。また, 2 次診断による両建物の桁行方向における I_s の最小値はそれぞれ 0.55(2 階), 0.51(1 階)でほぼ同程度となった。

図-6 に両建物の 3 次診断による C 通りの靱性指標 F および破壊形式を示す。ここで, 2 次診断と 3 次診断で破壊形式が異なる場合については図中の括弧内に 2 次診断による破壊形式を示した(赤字部分)。3 次診断の結果, H 小学校の C 通りの破壊形式は, せん断破壊となる柱部材が数多く存在した。損傷度 IV あるいは V の被害が生じた 4 通り 1~3 階および 5 通り 1,2 階の柱部材はせん断破壊と判定された。一方で, T 小学校の桁行方向 C 通りでは, 2 次診断結果から極脆性柱と判定された各階 4 通りの柱部材が曲げ梁支配型柱となり, 3 次診断による両建物の破壊形式には違いが見られた。以上の結果から, T 小学校では被災時に梁破壊先行型の破壊機構を形成したために, 柱および壁の損傷が小さくなった可能性がある。

ここで, 3 次診断による両建物の桁行方向 1~3 階の I_s 値を比較すると, H 小学校で 0.36~0.52, T 小学校で 0.40~0.55 となり, 顕著な差はみられなかった。これは, 腰壁および垂壁の取り付け梁部材の靱性指標 F_b が破壊形式に関わらず 1.5²⁾ と, 変形性能を安全側に過小評価しているためである。また, 両建物の I_s 値が 2 次診断よりも 3 次診断で小さくなるのは, 梁破壊が先行したことによる強度の低下および F_b の過小評価が原因である。

表-1 耐震診断結果

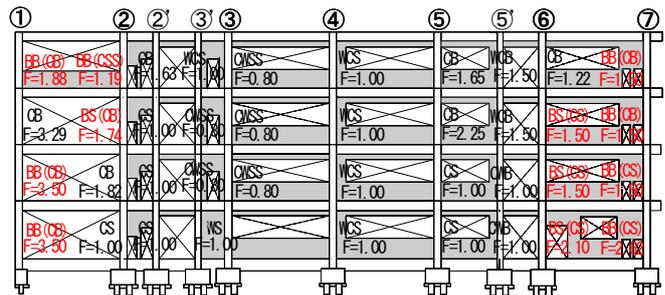
(a) H 小学校

H小学校		階	S _D	T	E _o	I _s	F _u	C _{TU}	C _{TU} ・S _D	
2次診断	桁行	4	0.93	1.00	1.07	0.99	2.6	0.38	0.35	
		3	0.93		0.64	0.59	1.0	0.63	0.59	
		2	0.93		0.59	0.55	1.0	0.59	0.55	
	梁間	4	0.93		1.00	2.90	2.70	1.0	2.90	2.70
		3	0.93			2.07	1.92	1.0	2.06	1.92
		2	0.93			1.81	1.68	1.0	1.81	1.68
3次診断	桁行	4	0.93	1.00		0.80	0.74	1.5	0.52	0.48
		3	0.93			0.49	0.46	1.27	0.34	0.32
		2	0.93			0.39	0.36	1.0	0.39	0.36
	梁間	4	0.93		1.00	1.66	1.54	1.0	1.66	1.54
		3	0.93			0.80	0.74	1.5	0.52	0.48
		2	0.93			0.49	0.46	1.27	0.34	0.32

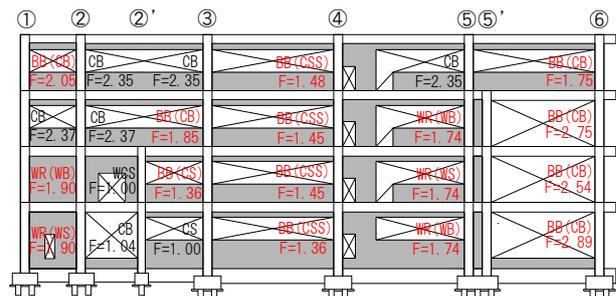
(b) T 小学校

T小学校		階	S _D	T	E _o	I _s	F _u	C _{TU}	C _{TU} ・S _D	
2次診断	桁行	4	0.79	1.00	1.23	0.97	2.25	0.54	0.43	
		3	0.88		0.79	0.69	2.0	0.38	0.33	
		2	0.88		0.74	0.65	1.0	0.74	0.65	
	梁間	4	0.88		1.00	2.42	2.13	1.0	2.42	2.13
		3	0.88			2.00	1.75	1.0	1.99	1.75
		2	0.79			1.14	0.90	1.0	1.14	0.90
3次診断	桁行	4	0.79	1.00		1.19	1.05	1.0	1.19	1.05
		3	0.88			0.85	0.67	2.0	0.42	0.33
		2	0.88			0.62	0.55	1.5	0.41	0.36
	梁間	4	0.88		1.00	0.58	0.51	1.5	0.34	0.30
		3	0.88			0.46	0.40	1.27	0.34	0.30
		2	0.88			0.46	0.40	1.27	0.34	0.30

S_D: 形状指標, T: 経年指標, E_o: 保有性能基本指標
I_s: 構造耐震指標, F_u: 採用 I_s 値に対応する靱性指標 F
C_{TU}: 終局限界における累積強度指標



(a) H 小学校



(b) T 小学校

CB: 曲げ柱, CS: せん断柱, CSS: 極脆性柱, CWB: 袖壁付き曲げ柱
CWS: 袖壁付きせん断柱, CWSS: 袖壁付き極脆性柱, WCB: 曲げ柱型付壁
WCS: せん断柱型付壁, BB: 曲げ梁支配型柱, BS: せん断梁支配型柱
WB: 曲げ壁, WS: せん断壁, WR: 回転壁

図-6 C 通りの靱性指標および破壊形式図

5. 推定地震動の作成

実被害において損傷が大きく, 耐震診断において耐震性能が不十分と判断された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, H 小学校から 7.4km, T 小学校から

8.9kmほど東側に位置する 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(後述)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。ここで、両建物の桁行方向はどちらも東西軸に一致しているものと判断した。解析には一次元重複反射理論に基づくプログラム DYNEQ⁶⁾を用いた。図-7に敷地内のボーリング柱状図^{4),5)}を示す。両建物の敷地内ではそれぞれ3箇所までボーリング調査が行われているが、推定した地震動の最大加速度が最も大きくなるものを使用した。両建物の位置する地盤は主にロームや砂礫によって構成され、砂礫層が浅ではN値が1~5と軟弱で、地盤の特性としては非常に類似している。各地層におけるせん断波速度 V_s の算出には太田、後藤による式(1)⁷⁾を用いた。

$$V_s = 68.79N^{0.171}H^{0.199}EF \quad (1)$$

ここで、 N は標準貫入打撃試験におけるN値、 H は表層からの深度、 E は地質年代による係数、 F は土質による係数を表す。ここで、各層は測定されているN値の個数に等分割した(図-7)。土の繰返しせん断特性はHardin-Drnevichモデル⁸⁾を用いた。古山田、宮本らの研究⁹⁾から、基準ひずみは粘性土0.18%、砂質土0.10%、最大減衰定数は粘性土17%、砂質土21%とし、最小減衰定数は2%とした。また、最下層の砂礫層でもN値50以上は安定して得られていないため、砂礫層による地震動増幅の影響もあると判断し、工学的基盤は調査範囲の内ではせん断波速度 V_s が最も大きい分割した砂礫の最下層とした。

図-8に入力地震動および推定地震動の時刻歴加速度を示す。入力地震動の最大加速度は172.8galであった。表層地盤の増幅効果により、推定地震動の最大加速度はH小学校759.1gal、T小学校792.1galに増大した。ただし、工学的基盤の V_s が400m/sよりもわずかに小さいため、表層地盤による増幅効果を過小評価している可能性がある。土の最大せん断ひずみはH小学校0.66%、T小学校0.53%で、等価線形解析の適用範囲である1.0%以内⁶⁾であった。また、推定地震動の減衰定数3%時の加速度応答スペクトルを比較したところ、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。また、後述する立体骨組解析による建物の一次固有周期はH小学校で0.23秒、T小学校で0.22秒であった。

6. 立体骨組解析

6.1 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 SNAP¹⁰⁾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- 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1/4内

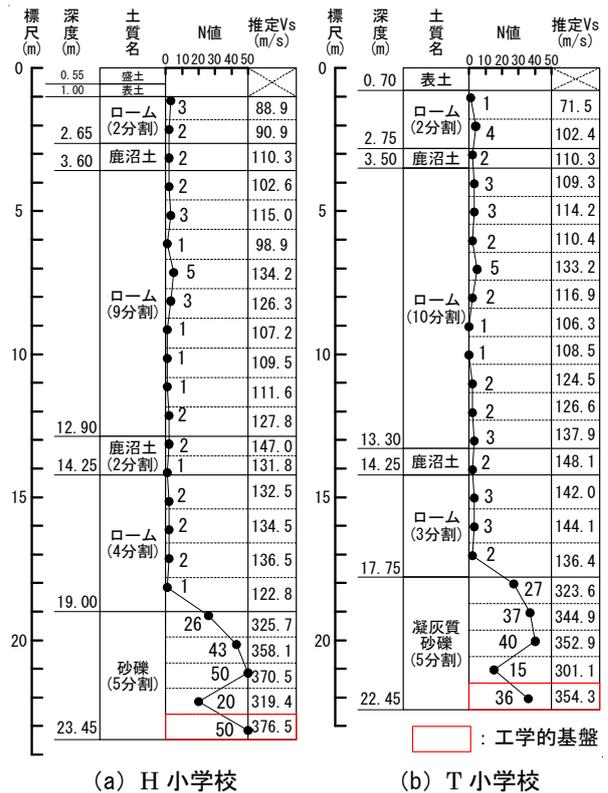
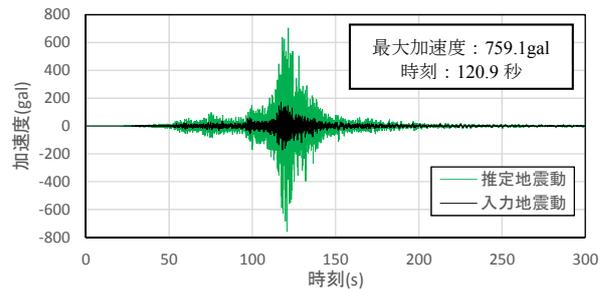
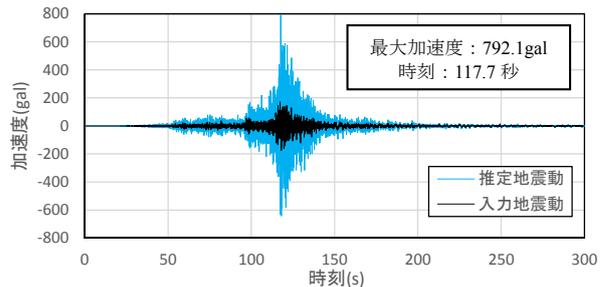


図-7 敷地のボーリング柱状図



(a) H 小学校



(b) T 小学校

図-8 時刻歴加速度 (EW 方向)

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。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、スラブ断面の影響をそれぞれ加味した。コンクリートブロック壁は荷重のみを考慮し、耐力・剛性は無視した。鉄筋の降伏強度は耐震診断と同じ値を

用い、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⁴⁾⁵⁾を用いた。また、コンクリートの引張強度は $0.33\sqrt{\sigma_B}$ ¹¹⁾とした。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 $\frac{a}{D} \geq 2.0$ (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 $\frac{a}{D} < 2.0$ の場合には曲げばねをそれぞれ柱頭, 柱脚に配置した¹²⁾。耐震壁は上下の剛梁にピン接合する2本の側柱および壁板要素の3本柱モデルに置換し、MSモデルを壁頭, 壁脚に、面内方向のせん断ばねを壁板要素に配置した。また、付帯柱の面内せん断力は壁板要素のせん断ばねが負担するものとした。

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¹²⁾。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¹³⁾により求めた。スラブの有効幅はRC規準¹⁴⁾に従った。

6.2 地震応答解析

5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($\beta=1/4$: 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-9に各層の最大応答層間変形角を、図-10にC-2~C-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1階0.22%, 2階0.25%, 3階0.22%, 4階0.13%であり、実状において被害が集中

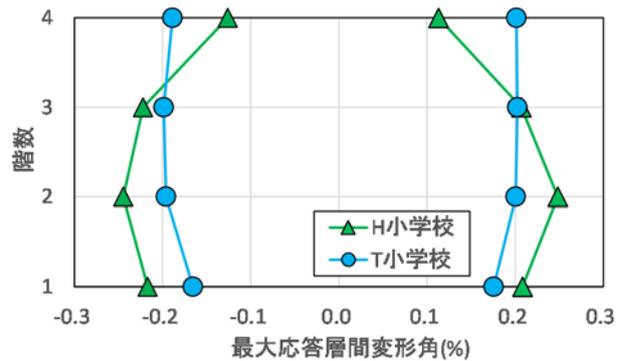
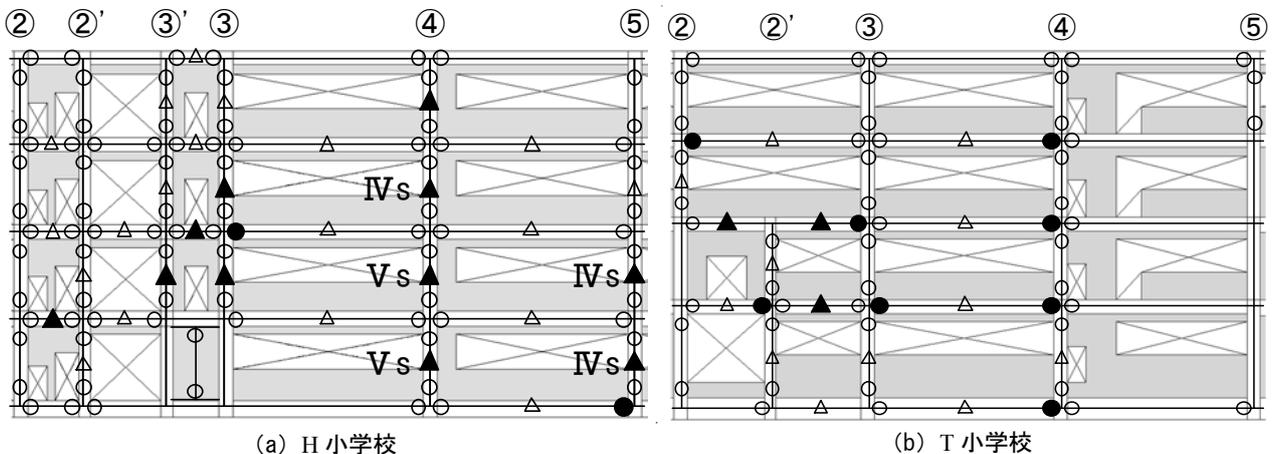


図-9 最大応答層間変形角

した2階の応答変位が最も大きい。また、ほぼ無被害であった4階の応答変位は他階と比較して小さい。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、その時刻は112.7秒であり、それ以降で時刻118秒までに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。解析はせん断部材がせん断破壊する層間変形角0.4%²⁾に達していないが、腰壁および垂壁が付く柱部材は内法高さが小さくなるために部材角は層間変形角よりも大きく、せん断終局耐力時の設定変位を超えてせん断破壊した(C-4通り2階の柱部材の最大応答層間変形角に対応する部材角は0.63%)。以上の結果から、C-4通り4階の柱部材に解析ではせん断破壊が生じた点は実状と整合しないものの、解析による破壊モ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階0.20%, 3階0.20%, 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



○: 曲げひび割れ, ●: 曲げ降伏, △: せん断ひび割れ, ▲: せん断破壊 (ローマ数字は実被害状況 (損傷度IV以上))

図-10 C通り地震終了時破壊機構図

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ており、梁の実被害は不明であるが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。

7. 結論

2011年東北地方太平洋沖地震により被災したH小学校の教室棟およびT小学校の管理・特別教室棟について、現地調査、耐震診断および立体骨組を用いた地震応答解析を行った。その中で、耐震2次診断による両建物の構造耐震指標 I_s が同程度であるにも関わらず、被害程度の差異が生じた原因について検討した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) H小学校は桁行方向で柱に損傷度IVあるいはVのせん断破壊が生じた。2階の被害が最も激しく、被災度区分は中破であった。T小学校は1階の柱および構面内の雑壁に軽微なせん断ひび割れが生じたが、構造躯体にはその他に目立った損傷はなく、被災度区分は軽微であった。
- (2) 桁行方向に対して耐震2次診断および3次診断を行った。2次診断の結果、桁行方向1~3階の I_s 値はH小学校で0.55~0.69、T小学校で0.51~0.69となり、構造耐震判定指標 $I_{so} = 0.7$ を満たさず、両建物の桁行方向の I_s 値は同程度であった。しかし、3次診断ではT小学校で曲げ梁支配型柱を主とする破壊機構となり、両建物の破壊形式には違いが見られた。
- (3) 両建物の敷地内での推定地震動を作成するため、KiK-net 芳賀観測点の地中で得られた加速度時刻歴(最大加速度 172.8gal)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。地表の最大加速度はH小学校で759.1gal、T小学校で792.1galに増大した。また、推定地震動の加速度応答スペクトルはどちらも0.05~0.15(s)で卓越しており、地震動の特性は両建物で類似した。
- (4) 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。H小学校では実状において被害が集中した2階の最大応答層間変形角が0.25%で最大となった。また、破壊機構として、損傷度IVあるいは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、解析結果は実被害状況と概ね一致した。T小学校では梁部材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ます。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) 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) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説，2001.10
- 3) ユニオンシステム：SuperBuild/RC 診断 2001 Ver2 解説書，2008.7
- 4) 宇都宮市役所：H小学校教室棟 耐震診断業務委託報告書，2009.8
- 5) 宇都宮市役所：T小学校管理・特別教室棟 耐震診断業務委託報告書，2009.12
- 6) 吉田望，末富岩雄：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.61-70，1996
- 7) 太田裕，後藤典俊：S波速度を他の土質的諸指標から推定する試み，物理探査，第29巻，第4号，pp.31-41，1976
- 8) Hardin,B.O. and Drnevich,V.P.：Shear Modulus and Damping in Soils, Design Equations and Curves, Proc, ASCE, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972
- 9) 古山田耕司，宮本裕司ほか：多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性，第38回地盤工学研究発表会（秋田），pp.2077-2078，2003.7
- 10) 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
- 11) 野口貴文ほか：高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係，日本建築学会構造系論文報告集，No.472，pp.11-16，1995.6
- 12) 星野和也，北山和宏：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
- 13) 国土交通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
- 14) 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