

論文 宮城県北部を震源とする地震により被災した RC 造学校建物の耐震性能評価

中村 友紀子^{*1}・小山田 允紀^{*2}・加藤 大介^{*3}

要旨 : 2003 年宮城県北部の地震では局所的に大きな被害が発生した。本論で取り上げる学校建物は、平野と丘陵地との境界に建てられている。RC 造校舎は 1971 年以前と以後の設計の 2 棟があり、共に一部の柱や壁にせん断ひび割れが生じて損傷度Ⅱ～Ⅳと判定された。耐震診断の結果は 2 棟で異なるものとなったが、強度指標は同程度であることが 2 棟の被害程度が近いものとなった理由と考えられた。また、隣接する役場では、強震記録が観測されている。この地震動を用いて応答解析を行い実際の被害レベルと比較した。

キーワード : 2003 年宮城県北部地震, RC 造学校建物, 耐震性能評価, 耐震診断

1. はじめに

2003 年 7 月 26 日に発生した宮城県北部の地震の震源から北西約 10km に位置する小学校では、RC 造校舎に小破の被害が生じ、1967 年建設の体育館、1956 年建設の木造旧校舎には被害は見られなかった¹⁾。付近は丘陵地と平野の境界部分にあたり、周辺ではこの境界付近に被害が集中している。図-1 に示すように学校敷地は傾斜地で西側が高く東側へ下っている。隣接する町役場では、計測震度 6 弱が観測され時刻歴記録が得られた。RC 造校舎建物の耐震性能と被害、地震動強さとの関係を検討した。

2. 被害概要と診断結果

2.1 被害の概要

被害を受けた鉄筋コンクリート造新校舎は、図-2、図-3 に示すようにエキスパンションジョイントを介して 1969-1970 年建設の東側部分と 1977/1980 年建設の西側部分に分かれ、共に RC 造 4 階建の建物である。桁行き方向は、片廊下型の校舎で柱配置は 1 教室が 2 スパンとなる B タイプ、4.5m スパンであり東側 13 スパン・西側 6 スパンの計 18 スパンのラーメン構造、張間

方向は、耐震壁付きラーメン構造の典型的な学校校舎となっている。校舎西側、校舎東側とも 1-2 階廊下北側の柱を中心にせん断ひび割れが生じている。被害の大きかった廊下北側の C 通りの軸組図を図-3 に示す。C 通りの被害を受けた柱の断面は、図-4 に示す。

「被災度区分判定基準」²⁾による柱の損傷度を図-2 の平面図中に示す。垂れ壁、腰壁があり柱高さが他の柱に比べて短いため C 通りに被害が集中している。

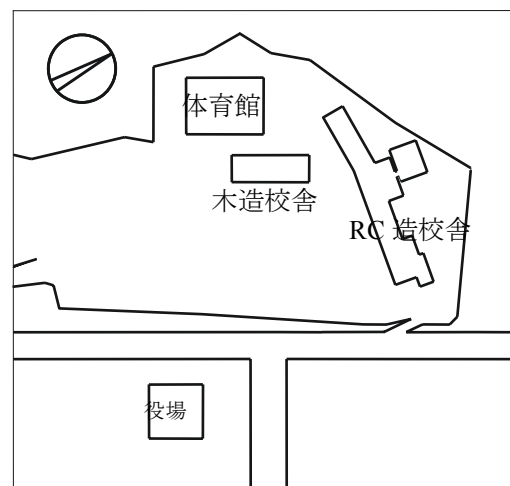


図-1 小学校建物配置図

*1 新潟大学 講師 工学部建設学科 博(工) (正会員)

*2 新潟大学 工学部建設学科

*3 新潟大学 教授 工学部建設学科 工博 (正会員)

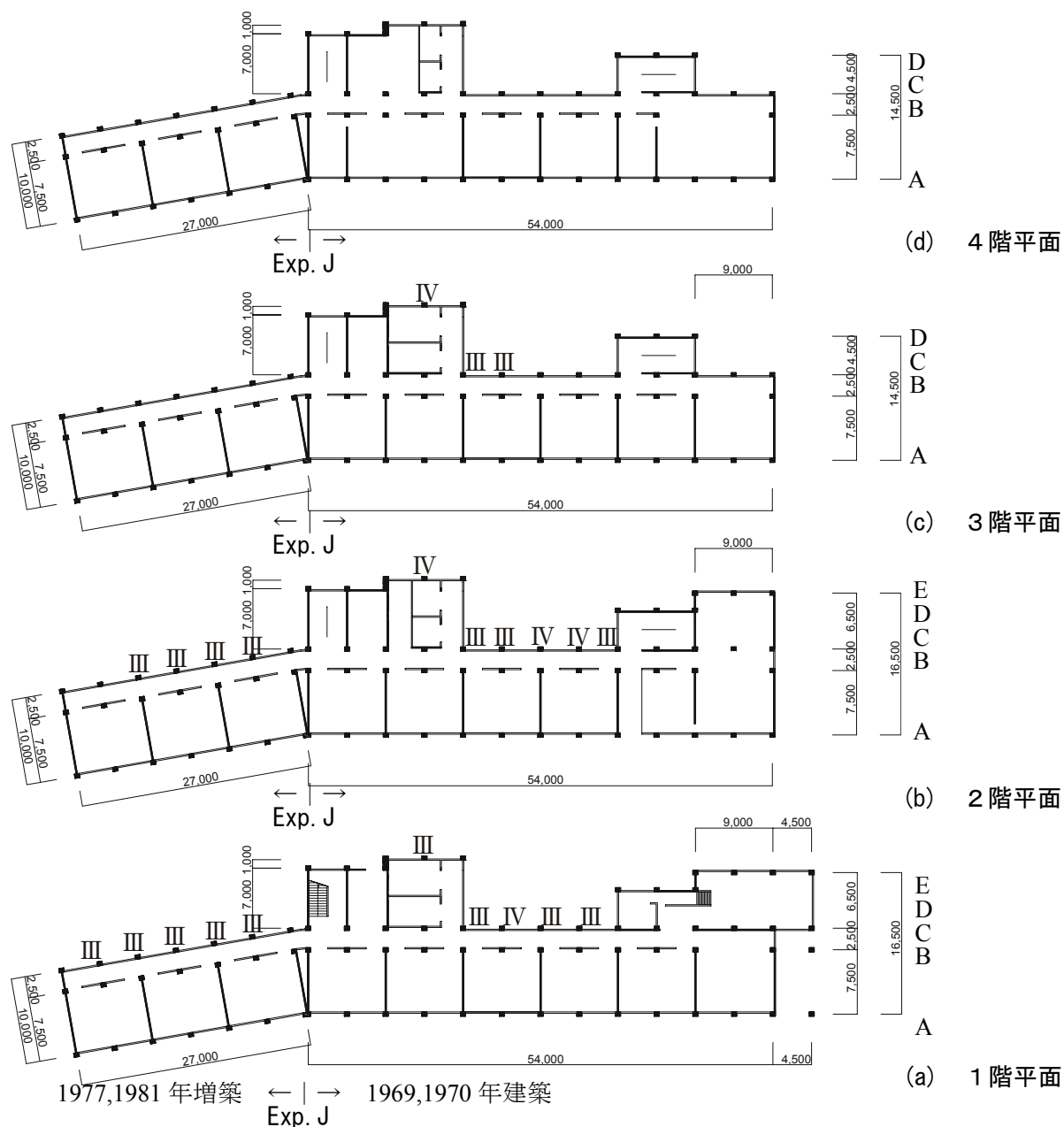


図-2 RC 造校舎の平面図及び鉛直部材の損傷度

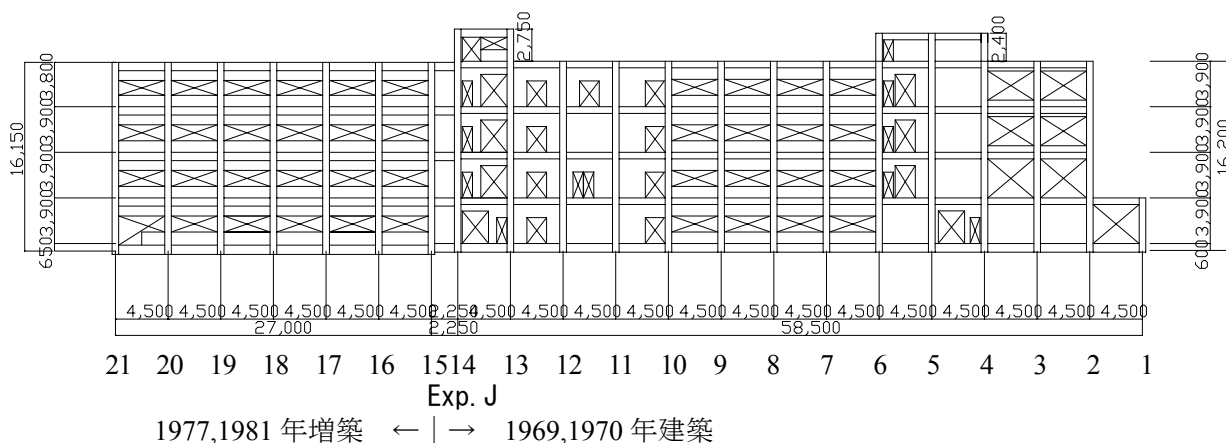


図-3 RC 造校舎の桁行方向 C 通り軸組み図

損傷を受けた柱はせん断ひび割れが生じており、多くが損傷度Ⅲである。脆性的な破壊を示す部材の損傷度Ⅲは、残余水平耐力、軸力保持限界に達する直前の損傷度³⁾とされていることから最大変形は最大耐力付近にまで達していたがそれを超えるものではなかったと考えられる。東側校舎では、上階と比較して1階に耐震壁が多くあるため最下層ではなく2階の被害が大きかった。被災度区分判定の結果、西側、東側とも小破の判定であった。

西側と東側接合部にあるエキスパンションジョイントの一部は間隔が無く、衝突している。接合部に設置されていたバルコニーの花壇は損傷が生じ、特に4階ではコンクリートが剥落した。

2.2 耐震診断

耐震診断は、「2001年改訂版 耐震診断基準」⁴⁾に基づいて行った。材料強度などは設計時図面

に従い、建物重量は 12kN/m^2 、経年指標 $T=1$ と仮定した。被害の大きかった桁行方向の耐震診断2次診断の結果の概要を表-1に示す。保有性能基本指標 E_0 、構造耐震指標 I_s 値は、1971年以前の建設の東側校舎に対して、1972年以後の建設の西側校舎で大きい結果となっている。

C_T 指標-F 指標を図-5に示す。西側校舎に比較して東側校舎では柱断面が小さいが、桁行き方向にも耐震壁があるため $F=1.0$ での C_T 指標は同程度ある。しかし、その壁もせん断壁のため構造耐震指標 I_s 値は小さくなる。西側校舎桁行き方向は純ラーメン構造であり、せん断ひび割れの生じた1-2階の北側構面の柱以外は F 値が2.0以上あるため西側校舎より大きな I_s 値となっている。被害の生じた1-2階でも I_s 値が0.7以上となった。

図-5を見ると、 $F=1.0$ までは、西側部分と東

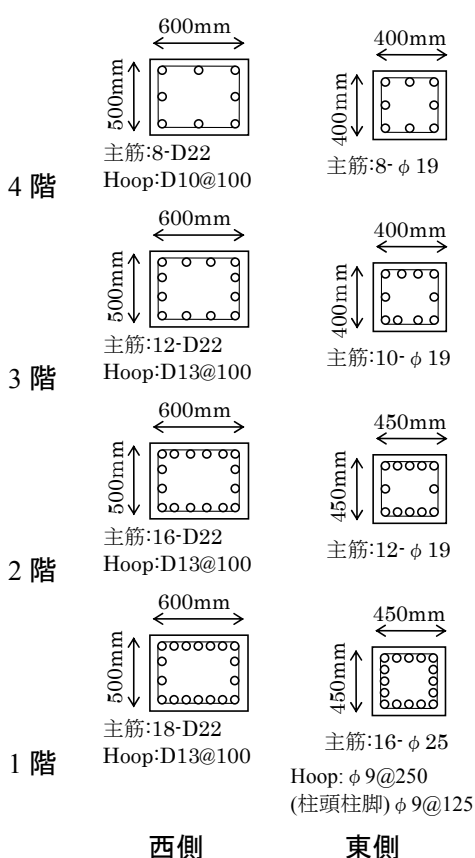


図-4 C通り柱断面図

表-1 桁行き方向2次診断結果

(a) RC 校舎東側

方向	階	C	F	E_0	S_D	T	I_s	$C_{Tu} \cdot S_D$
桁行	4	1.38	1.0	0.86	0.77	1.0	0.66	0.665
	3	0.89	1.0	0.63	0.77	1.0	0.49	0.488
	2	0.61	1.0	0.51	0.77	1.0	0.39	0.394
	1	0.61	1.0	0.61	0.77	1.0	0.47	0.469

(b) RC 校舎西側

方向	階	C	F	E_0	S_D	T	I_s	$C_{Tu} \cdot S_D$
桁行	4	1.44	2.0	1.80	0.95	1.0	1.71	0.854
	3	0.31	2.0	1.33	0.95	1.0	1.27	0.413
		0.61	2.9				(1.24)*	
	2	0.30	1.0	0.85	0.95	1.0	0.81	0.386
		0.49	2.0				(0.54)**	
	1	0.27	1.0	0.81	0.95	1.0	0.77	0.364
		0.38	2.0				(0.54)**	

* :診断基準(5)式による I_s 値

** : $F=1.0$ のとき診断基準(5) 式による I_s 値

側部分とではほぼ同じ値であり、違いはそれ以後で現れる。今回の被害が小破にとどまったことで E_0 指標, I_s 値は異なるものの両校舎が同レベルの被害となったと考えられる。

3. 柱部材の性能評価

損傷を受けた柱部材について日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説⁵⁾の適用を試みた。

1, 2 階の C 通りの損傷を受けた廊下北側の柱 C7~9 (東側), C16~20 (西側) 柱の復元力特性を図-6 に示す。横軸は部材の変形角であり層間変形角 1/250, 1/150 となる点を図中に示している。全ての柱でせん断により耐力が決まっている。被害状況と図-6 の比較から, 1/250 程度の最大層間変形角と推察すると, 校舎西側の柱はせん断強度まで若干の余裕があるのに対して校舎東側の柱はせん断強度に達してしまう柱もあることとなり, 概ね被害と対応する。校舎西側では, その他の柱は曲げ柱となり変形能力を有しているのに対して, 校舎東側では, せん断により耐力が定まるものや曲げとなっても曲げ降伏とせん断強度が近く変形能力を有しないものが多くあった。仮に, 最大層間変形角が 1/250 程度以上となるような応答が生じた場合には, 東側と西側では被害に相違がでた可能性がある。

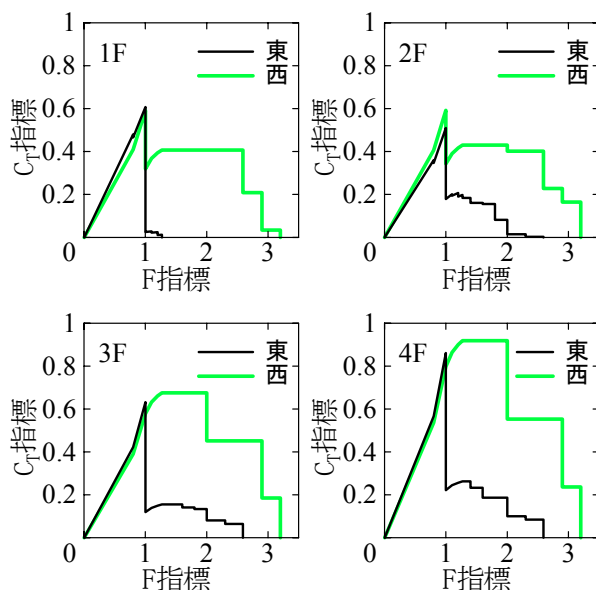


図-5 各階の C_T 指標-F 指標

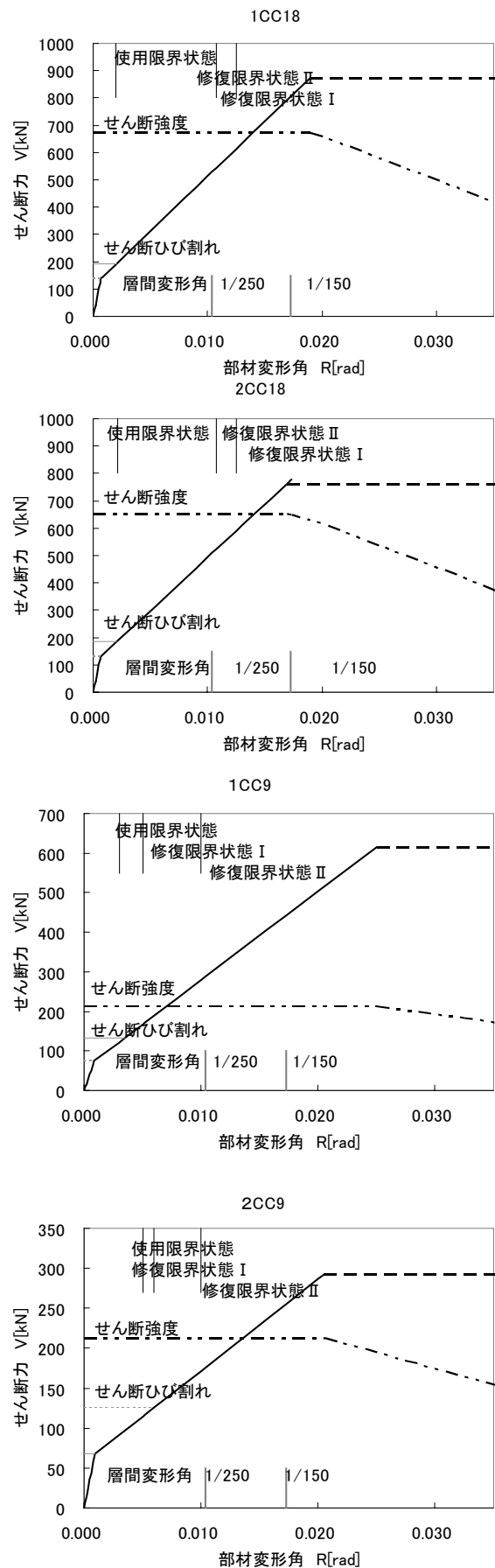


図-6 復元力特性と限界状態

4. 地震応答解析

4.1 入力地震動

学校敷地に隣接する町役場の震度計では計測震度 6 弱、最大加速度 1605.5gal が観測され、時刻歴加速度記録が得られている。学校は被害が集中した丘陵地と平野部の境界付近に位置しており、周辺では地盤振動特性を調査するための余震観測が行われている^{6), 7)}。

古村ら⁶⁾の余震観測では小学校体育館西側と役場では大きく異なっており、8月12日9:27、Mj4.4の余震では、計測震度が役場で3.6、体育館裏で2.5と、役場の方が計測震度で1程度大きく、1~12Hzの範囲でフーリエ振幅が2~7倍となっていた。また、山中ら⁷⁾は、余震観測を木造校舎脇とRC造新校舎東側基礎で行った結果、周期0.3秒付近でスペクトル比がRC造校舎のほうが7~8倍程度となっていることからRC造校舎の付近の地盤の方が揺れやすいことを指摘している。また、応答スペクトルからは振幅に違いの大きかった短周期側成分が卓越していることから、RC造校舎に入力した地震動は、役場で観測された記録に対して特に建物固有周期付近においてはレベルが異なると考えられるので、振幅レベルをパラメータとして解析を行った。役場で観測された地震動の加速度時刻歴を図-7に、加速度応答スペクトルを図-8に示す。

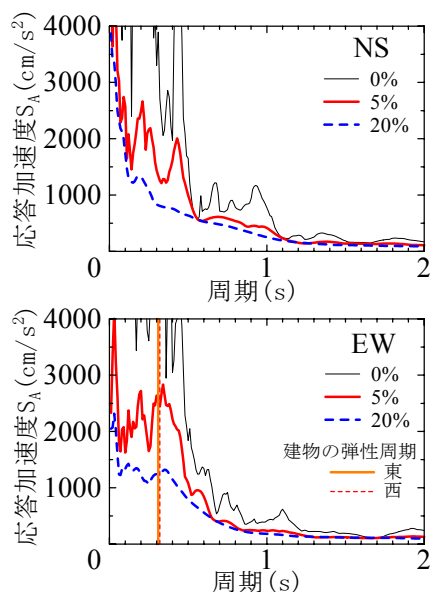


図-8 加速度応答スペクトル

4.2 解析方法

楕円子モデルに置換して応答解析を行った。ここでは、復元力特性は Takeda モデルを用い、ひび割れ点は降伏点の 0.3 倍、初期剛性は降伏点剛性の 3 倍、降伏後剛性は 0.01 倍、除荷時剛性低下率は 0.4、減衰は剛性比例型で減衰定数 $h=0.05$ とした。降伏耐力は $F=1.0$ のときの累積強度とし、剛性は降伏変形時の層間変形角が $1/250$ となるように定めた。1 次固有周期を図-8中に示す。校舎東側、校舎西側の各層の変位時刻歴を図-9に、最大層間変形角を図-10に示す。入力地震動は、元記録の 0.7-1.0 倍と倍率を変化させて解析した。

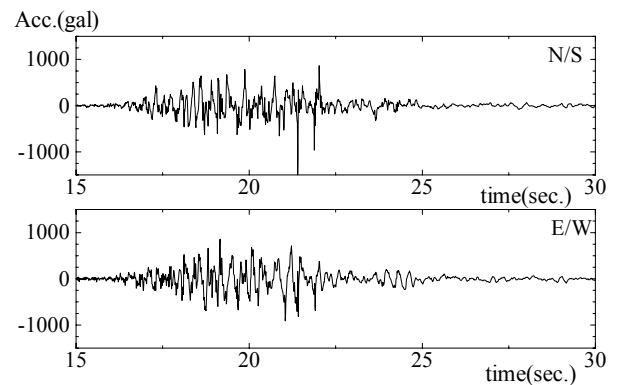


図-7 加速度時刻歴

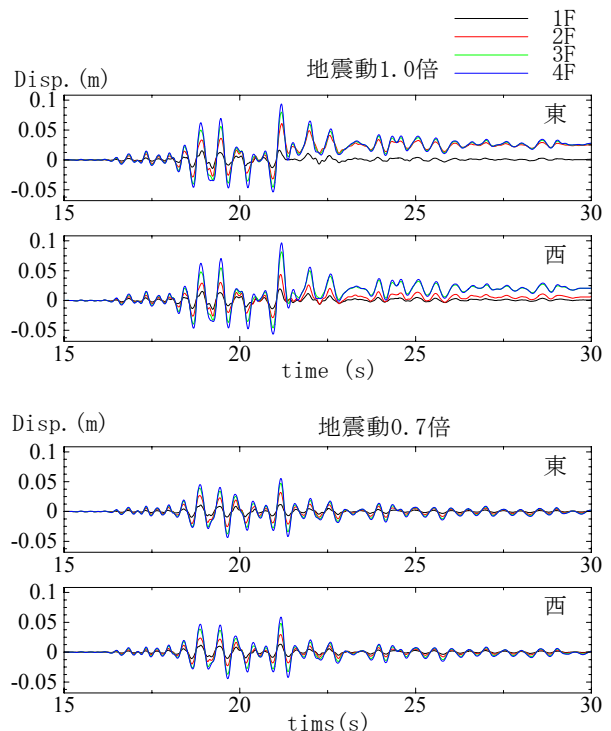


図-9 応答変位時刻歴

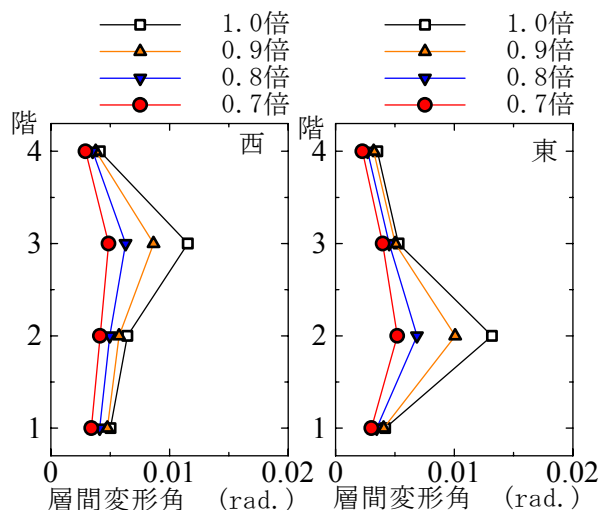


図-10 最大層間変形角

4.3 解析結果

東側では 2 階の層間変形角が最も大きくなっているのに対して、西側では 3 階の層間変形が大きくなっている。西側桁行きは純ラーメンであり 2 階と 3 階で柱断面サイズが変化していることやエキスパンションジョイント部が実際には接合されており、そこに被害が生じたことから衝突の影響は無視できないことが原因として考えられる。東側校舎では被害がもっとも大きかった階と調和的な結果となっている。応答変形量は地震動の入力倍率を 0.7 倍程度とした場合が、3. で推察された最大層間変形角 1/250 程度に近いものとなった。このことにより、校舎に入力された地震動が役場での記録より小さい揺れであり、被害が同じ程度に留まったと考えられる。

5. まとめ

(1) 2003 年宮城県北部の地震により被災した小学校 RC 造校舎の耐震性能と被害との比較をおこなった。

(2) 設計基準の異なる年代に建設された校舎西側と東側では、耐震診断値は異なるものとなったが、最大耐力までの強度は同程度だった。

(3) 性能評価指針にしたがって限界状態を検討した結果、せん断ひび割れが生じ損傷度Ⅱ～Ⅲとなった柱については、最大層間変形角が

1/250 であったとすると、東・西の柱ともせん断ひび割れが生じるがせん断強度には達しない状態であった。応答がこの範囲に収まっていたと仮定すると、東・西校舎での被害が同じレベルになったことが理解できる。また、耐震診断結果でも F 値が 1.0 までの C 値はほぼ同じレベルであることも対応していた。

(4) 隣接する役場で観測された地震動を用いて、地震応答解析を行い被害との比較をおこなった。0.7 倍程度の入力で被害と対応する結果が得られた。

謝辞：強震記録は、東北大学地震・噴火予知研究観測センター大都市圏強震動ネットワークにより提供されたものを使用させて頂きました。

参考文献

- 1) 日本建築学会：学校建物などの被害-鹿島台小学校-, 2003 年 7 月 26 日宮城県北部の地震の地震災害調査報告, pp.206-209, 2004.3
- 2) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針, 2001.9
- 3) 日本建築防災協会：被災建築物 応急危険度判定マニュアル, pp.63-71, 1998
- 4) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 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
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性の評価指針(案)・同解説, 2004.1
- 6) 古村孝志 他：2003 年 7 月 26 日宮城県北部の地震の余震観測と宮城県鹿島台町の地盤振動特性, 日本地震学会 2003 年度秋季大会講演予稿集, pp.195, 2003
- 7) 山中浩明 他：宮城県北部地震の地盤構造と地盤増幅特性について, 2003 年 7 月 26 日宮城県北部地震シンポジウム-地震から 6 ヶ月-震源域の地盤調査・地震災害調査で何が解明されたか-, pp.35-40, 2004.1