

# 論文 中越地震において被災した RC 造建築物の偏心の影響の検討

長橋 鉄雄<sup>\*1</sup>・加藤 大介<sup>\*2</sup>・星野 正人<sup>\*3</sup>本多 良政<sup>\*4</sup>

**要旨**：本報告では新潟県中越地震で被害を受けた十日町市の4階建てRC造建物を対象に地震応答解析によりどの程度被害が再現できるのかを検討した。対象建物はねじれによる被害を受けているので、偏心の影響がどの程度であったかを把握することを主目的とする。十日町市役所で観測された原波形を入力して解析を行った結果、最大応答は被害調査時の実測値を若干上回ったが、偏心の程度は実測値を再現できた。

**キーワード**：新潟県中越地震，RC造，せん断破壊，偏心，耐震診断，地震応答解析

## 1. はじめに

地震被害を受けた建物の被害を地震応答解析で再現することは容易なことではない。極めて影響の大きい因子のみをあげても、建物のモデル化の方法、建物の重量の評価、部材の強度と変形能の評価法、地盤と建物の相互作用、入力地震動の評価、など多くの問題がある。これらの影響を検討するために多くの研究が進められているが、実際に地震被害を受けた建物を対象に検討することが重要と考える。

筆者らは文献 1)で新潟県中越地震で被害を受けた4階建てRC造建物(以降建物S)の被害の概要と耐震診断の結果を報告した。そこで、本報告では建物Sを対象に地震応答解析によりどの程度被害が再現できるのかを検討した。建物Sはねじれによる被害を受けているので、偏心の影響がどの程度であったかを把握することを主目的とする。

## 2. 地震動および建物の概要

### 2.1 地震動の概要

2004年10月23日の新潟県中越地震において、十日町市は本震で震度6弱、38分後の最大余震で震度6強の地震動を受けた。この地震における十日町市のK-NETの強震計による加速度は、

NS方向で1716galと極めて大きかったが、これは短周期領域に卓越していた。一方、十日町市役所での観測ではNS方向で933gal、EW方向で706galを記録した。なお、これらの地点の周辺での被害は少なかった。

### 2.2 建物の概要

建物Sの概要を表-1に、図-1に1階平面図を示す。建物Sは1972年に竣工した4階建(ペントハウス1階)の事務所ビルである。桁行き方向(X方向)が8スパン、梁間方向(Y方向)が3スパンで、両方向共耐震壁付ラーメン構造である。基礎は杭基礎である。帯筋は $\phi 9 @ 300$ であり、コア抜きによるコンクリート強度は平均で $20\text{N/mm}^2$ であった。高さは1階と4階が4.5m、2階と3階が3.6mである。図-2にはC通りの軸組図を示す。軸組図には耐力壁とブロックを区別して示している。耐力壁は2通りB-C間に1枚、C通り8-9間に1枚あり、耐震壁により剛心がC通り側、2通り側になり偏心が大きくなる建物である。さらに図-2の軸組図をみてもわかるように、C通り2通り側に多くのブロック壁(厚さ100mm)が設置されているため、さらに偏心が大きくなり建物がねじられると考えられる。

\*1 新潟大学自然科学研究科 大学院生 (正会員)

\*2 新潟大学工学部建設学科 教授 工博 (正会員)

\*3 ダイエープロビス株式会社

\*4 新潟大学自然科学研究科 研究員 博(工) (正会員)

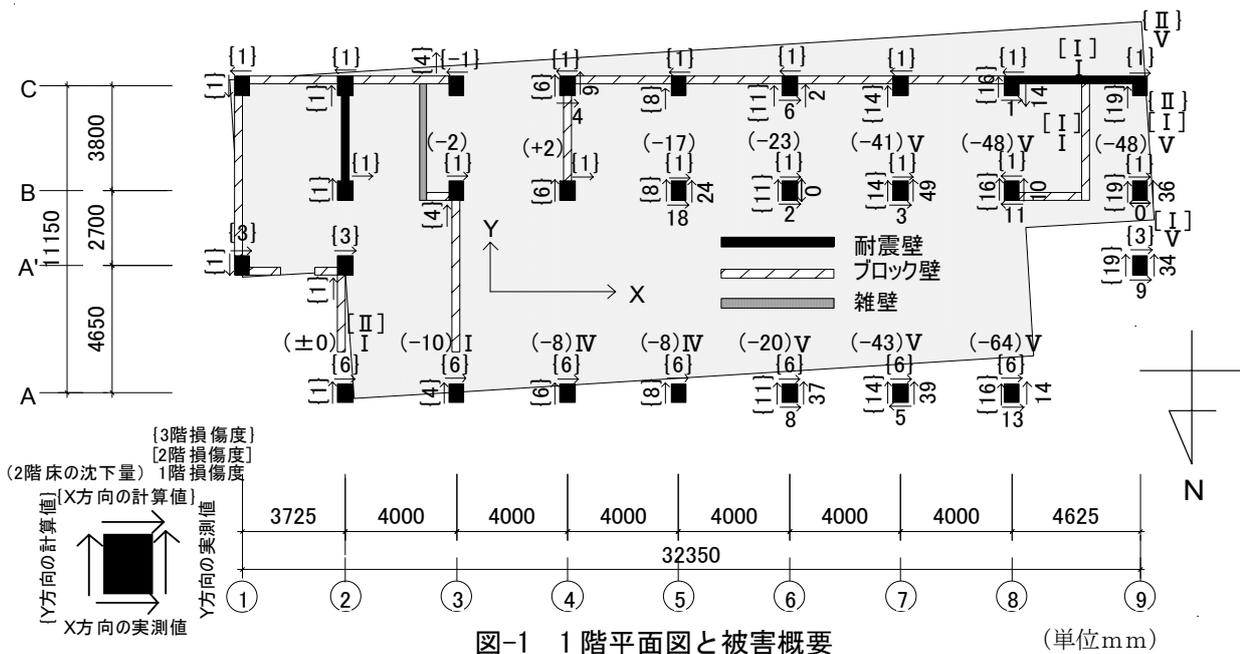


図-1 1階平面図と被害概要

(単位mm)

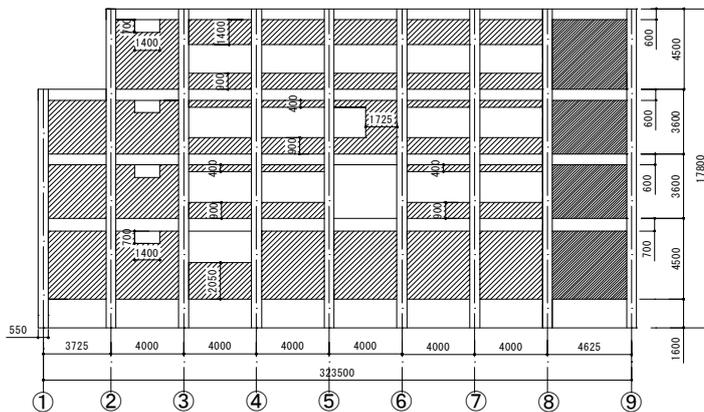


図-2 C通りの軸組図

表-1 建物概要

竣工年	1972年
階数	4階 (PH1階)
構造	鉄筋コンクリート造
スパン	8×3スパン
基礎	杭基礎 (コンクリートパイル)

留変形量に平均的に合う2階床の変位を最小自乗法で推定したものである。すなわち、剛体と仮定して変位した2階床の各柱位置の変位量と各柱で測定されたそれぞれの残留変形との差の2乗和が最小になるような剛体の変位を求めた。ただし、測定された変形は残留変形なので、最大応答は残留変形の2倍と仮定した。塗りつぶし部分を見ると、1通り側に比べ9通り側が大きく南北(Y方向)に振られている事が確認出来る。

### 2.3 被害の概要

図-1の平面図には、文献1)で報告した各部材の損傷度(ローマ数字)と、下げ振りにより測定した柱の水平変位量(矢印のついた数字)、さらに2階床をレベルで測定した1階柱の縮み量(○で示した数字)を示している。6通り~9通りの間に損傷度Vの柱が多く存在し、A-8柱の沈下量は64mmとなっていた。また1階B-9柱の変位量は36mmである。このことから9通り側がY方向に大きくねじれたと思われる。

図中には2階床の最大応答時の変位の様子を薄く塗りつぶして示してあり、また、この時の各柱頭の推定最大変形量({}で示した数字)も示した。これは1階の全柱の個別に測定した残

### 3. 耐震診断の結果に及ぼす偏心率の影響

#### 3.1 耐震診断結果

表-2に文献1)で報告した耐震診断結果を示す。ブロック壁を考慮した場合としない場合の両方を検討している。なお、ブロック壁は厚さの1/5のRC耐力壁(今回はブロック壁の厚さが10cmなので、2cmのRC壁扱い)として強度と剛性を算出している。また、この場合、柱の内法高さの算出にもブロック壁の影響を考慮して

いる。また、偏心率と剛性率の評価は耐震診断基準<sup>2)</sup>の手法、すなわち部材の断面積により剛性を評価する手法を採用している。

結果は X・Y 方向とも 2,3,4 階は  $I_s$  値が 0.6 以上である。1 階 X 方向は  $I_s=0.44$ 、Y 方向では  $I_s=0.51$  である。 $S_D$  指標をみると 4 階は剛重比による低減であり、その他の階には低減はない。すなわち、偏心率が悪くねじれて被害を受けていることが再現できていない。

### 3.2 偏心率の検討

文献 2)の方法では偏心率による低減が評価できなかったため、建築基準法による偏心率、すなわち部材の弾性剛性により評価する手法を検討する。

偏心率  $Re$  は  $e/r$  で表されるが、ここで、 $e$  は偏心距離、 $r$  は診断基準では建物の対角長さ、建築基準法では弾性半径であり、一般的には建築基準法の  $r$  は診断基準の  $\sqrt{12}$  倍程度である<sup>2)</sup>。

診断基準と建築基準法による偏心率の評価およびそれによる 1 階 Y 方向の低減率の評価結果を表-3 および図-3 に示す。図-3 には偏心率  $Re$  に対する  $I_s$  値の低減率を縦軸に示しており、診断基準と建築基準法の低減の程度が示されており、さらに、1 階 Y 方向の評価結果も示されている。図をみると、建築基準法の  $r$  は診断基準の 6 倍程度となっており、偏心距離  $e$  の評価の観点から言えば、断面積により求める場合（診断基準）は部材剛性に立脚して求める場合（建築基準法）に比べて約半分だったことになる。さらに、 $Re$  に対する低減率の設定が両者で異なり、前述した極端な評価結果の違いとなって現れている。なお、診断基準では壁の剛性を評価するための壁の断面積に柱型を考慮していない。このことが偏心距離  $e$  が半分だった主な理由であった。

## 4.ねじれを考慮した地震応答解析

### 4.1 解析方法

ねじれを考慮して地震応答解析を行った。解析モデルを図-4 に示す。解析は X 方向 Y 方向と

表-2 耐震診断結果〔基本モデル〕

(a) ブロック壁考慮なし

階数	X方向					Y方向				
	C	F	$S_D$	E0	$I_s$	C	F	$S_D$	E0	$I_s$
4階	0.31	2.59	0.80	0.80	0.64	0.65	1.60	0.80	1.05	0.84
3階	0.39	1.60	1.00	0.63	0.63	0.49	1.27	1.00	0.63	0.63
2階	0.45	1.40	1.00	0.63	0.63	0.53	1.27	1.00	0.67	0.67
1階	0.35	1.27	1.00	0.44	0.44	0.42	1.20	1.00	0.51	0.51

(b) ブロック壁考慮あり

階数	X方向					Y方向				
	C	F	$S_D$	E0	$I_s$	C	F	$S_D$	E0	$I_s$
4階	0.68	1.00	0.80	0.68	0.54	0.78	1.00	0.81	0.78	0.63
3階	0.78	1.00	1.00	0.78	0.78	0.67	1.00	1.00	0.67	0.67
2階	0.39	1.40	1.00	0.54	0.54	0.60	1.00	1.00	0.60	0.60
1階	0.74	1.00	1.00	0.74	0.74	0.62	1.00	1.00	0.62	0.62

表-3 1 階 Y 方向の偏心による  $G_1$  と  $I_s$  値

	偏心率 $Re$	$G_1$ の数値	$I_s$ 値
耐震診断基準	0.052	1	0.51
建築基準法	0.317	0.67	0.34

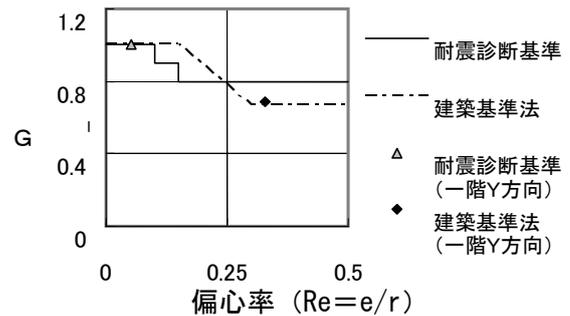


図-3 1 階 Y 方向の偏心率と  $G_1$  の関係

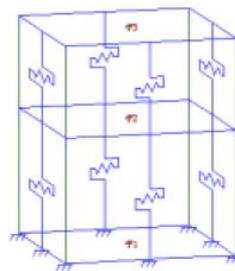


図-4 解析モデル

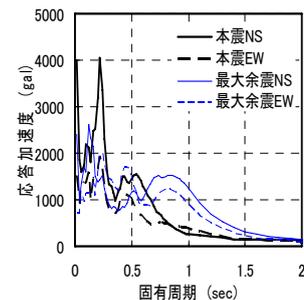


図-5 地震（十日町市役所）の加速度スペクトル

も独立に各フレームをその座標位置での多質点系のせん断ばねモデルに置換し、XY および回転方向の力の釣り合いを考慮して行った。従って、自由度は  $3 \times n$  ( $n$  は階数) で、部材としての XY 加力の相関は考慮されていない。減衰は初期剛性に比例させ減衰定数は 5% とした。

入力地震動は十日町市が観測した強震記録による本震と余震を対象とした。図-5 は計測された地震動の5%減衰の応答スペクトルである。図中には本震のNS, EW 方向, 最大余震のNS, EW 方向を示している。図より, 短周期領域では本震の方が応答が大きくなるが, 固有周期1秒前後では最大余震の方が大きいことがわかる。解析はX方向にEW方向を, Y方向にNS方向の地震動を入力し, 本震のみの場合, 最大余震のみの場合, 両者の間に10秒の時間をおき連続して入力した場合, の3通り行った。

#### 4.2 建物のモデル化

各階の部材は, 各フレーム毎に, 柱, 壁, ブロック壁に分け, 各々の部材群で復元力特性を設定した。図-4 では簡略のため各フレームで1つのばねのみを図示しているが, 実際には柱, 壁, ブロック壁の並列した3つのばねを有する。降伏強度は, 耐震診断結果による柱及び耐震壁の終局強度とし, 前述したようにブロック壁は厚さ2cmのRC壁として強度を計算している。ひびわれ強度は降伏強度の1/3とした。初期剛性は, 対象建物を弾性立体フレームで解析した時の各フレームの $Q-\delta$ の関係より算出した。剛性低下率 $\alpha_y$ は菅野式より評価した。降伏後の剛性

は初期剛性の1/1000とした。各ばねの復元力特性は武田モデルとした。

### 5. 解析結果

#### 5.1 ブロック壁の影響

建物の重心位置での最大応答変位と最大層間変形角のグラフを図-6(a)~(d)に示す。入力地震動は本震+余震とし, ブロック壁考慮, ブロック壁無視, 偏心なしの3パターンを行った。ここで, 偏心なしとは偏心の原因となっている②通りの壁を建物中心に移動させたモデルである(偏心率は厳密に0とはならない)。この結果, いずれのモデルもY方向の方がX方向より応答が大きくなった。また, X方向の応答は, ブロック壁考慮, ブロック壁無視, 偏心なしの順に大きくなり, Y方向では3パターンともほぼ同じであった。すなわち, 今回着目しているY方向の重心位置での応答に対するブロックの影響は少なかった。なお, 各階の応答をみると1~4階で同程度の応答となっていることがわかる。

#### 5.2 入力地震波の影響

入力地震波の違いによる建物への影響を知るために, ブロック無視モデルを用い, 地震波を

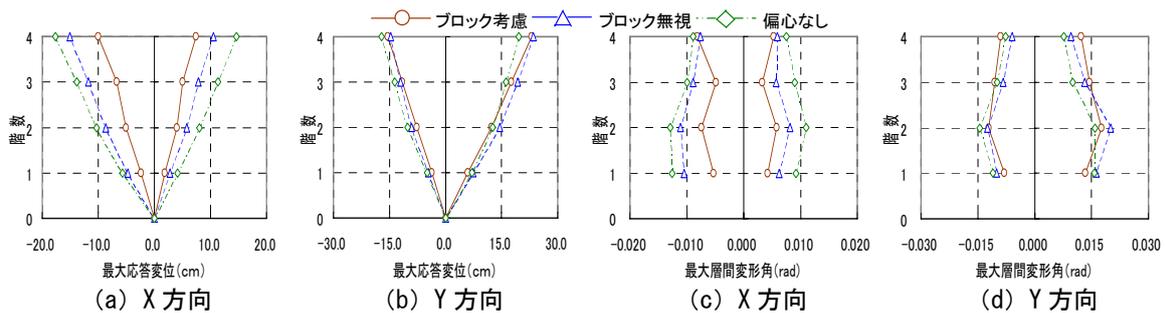


図-6 解析モデルの影響 (本震と余震を入力した重心位置の最大応答変位と最大層間変位)

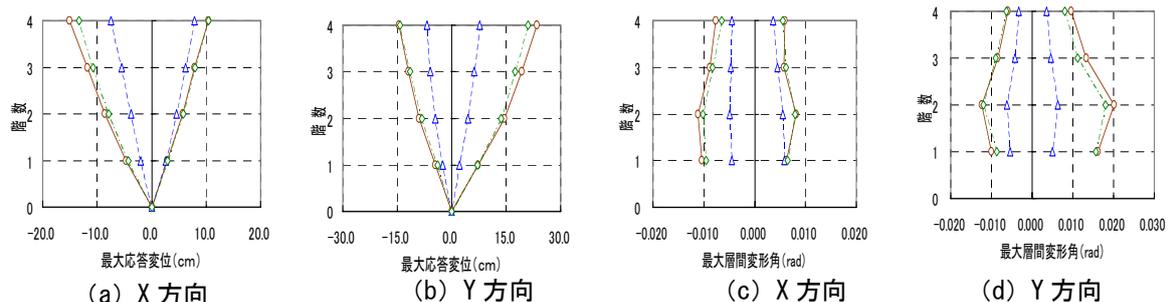


図-7 入力地震動の影響 (ブロック壁無視の重心位置の最大応答値と最大層間変形角)

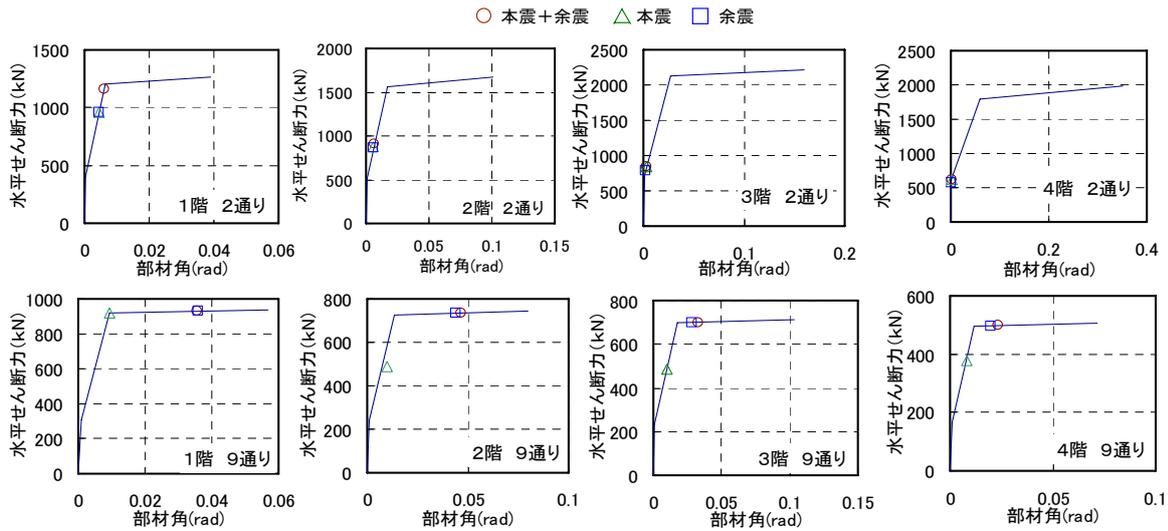


図-8 2通りと9通りの各階の最大応答

本震+余震，本震のみ，余震のみの3パターンで解析した。結果を図-7(a)～(d)に示す。XY両方向とも，重心位置での応答は，余震のみの応答が本震のみよりかなり大きくなった。さらに，本震+余震としたものは余震のみよりさらに大きくなり，この地震動を用いる場合は，本震+余震を用いる必要があることがわかる。

### 5.3 各フレームの応答

対象建物のねじれの影響をみるためにY方向の代表フレーム(2通りの壁部分，9通り)の2フレームをとりだし，応答を検討する。図-8はこの2フレームの水平せん断力と部材角の関係を示したものであり，左から1階～4階を，それぞれ上に2通り，下に9通りを示している。図中に，地震波を変えた場合のそれぞれの部材での最大応答を示してあるが，これらはブロック無視での結果である。図をみると，各階とも2通りより9通りの応答が大きく，全階にわたり偏心の影響が大きく，9通り側すなわち建物西側が変形が大きいことがわかる。

さらに，9通り側のねじれを確認するために4通りと7通りも含めて，各フレームの応答の違いをみる。図-9にばね別の2，4，6，9通りの最大応答変位の関係を示した。2通りが小さく9通りに近づくごとに最大応答変位が大きくなっている。

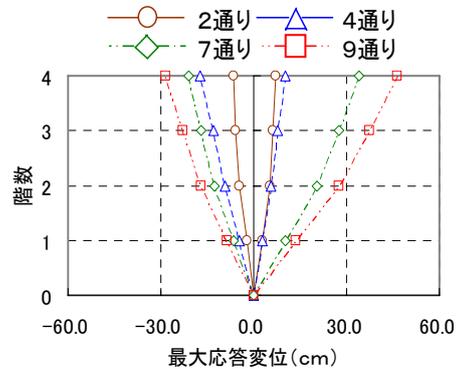


図-9 各ばねの最大応答変位

### 5.4 偏心率の影響

本節では，偏心による影響を検討する。図-10は壁の位置を変化させることによるY方向の最外フレームの応答の変化をみたものである。1階と4階の最外フレーム(1と9フレーム)を示した。偏心率を変化させるため壁の位置を変えて4つのモデルを用いているが，それらの応答を線で結んでいる。線で結んだ右端が現状のモデル，左端が5.1節でも示した偏心無しの場合，他の2つはその中間である。図をみると，偏心の影響は大きく，1階の9フレームでは偏心の無い場合の2倍に，逆に1フレームでは半分の応答になっている。また，4階はセットバックしているために，1階より偏心率自体は大きく，またそれによる最外フレームの応答も1階と同程度に大きくあるいは小さくなっている。ただし，4階では応答変形自体は小さい。

## 図-11 は 1 階

の Y 方向のフレームの最大応答変位の分布と軸力保持能力喪失部材角の関係を示したものである。応答としては、ブロック無視モデル、ブロック考慮モデル、

偏心なしモデルの応答を示してあるが、偏心がある場合は右上がりのほぼ直線となっている。これに対し、文献 1)によるせん断破壊柱の軸力保持能力喪失部材角計算値を●で示した。その際フレーム内の柱の軸力の最も大きい柱の値とした。また、2.3節で示した残留水平変位実測値の2倍（残留変形の2倍を最大変形と想定している）の値を○で示した。さらに、2.3節で示した実測値を平均的に示す応答推定値も実線で示してある。図-11 の下の図は柱の縮量の実測値である。

図をみると、●の軸力保持能力喪失部材角は両側フレームが軸力が低いため大きくなっているが、中央のフレームはほぼ同じである。応答計算値がこの値よりも大きくなっている領域で水平変形と軸変形の実測値が大きくなっている。また、水平変形の実測値が大きい5～7フレームの最大応答は解析結果に近い。すなわち、本解析結果はねじれにより被害を受けた建物 S の挙動を大まかに表現できている。なお、9フレームでは軸力保持性能が応答を大きく上回っており、水平変形実測値も7フレームなどに比べて小さいが、軸変形が大きく、最終的に軸崩壊している。これは近隣の柱の軸崩壊により軸力が集中した結果と解釈できる。

## 6. まとめ

(1)Y 方向の重心位置での応答に対するブロックの影響は少なかった。

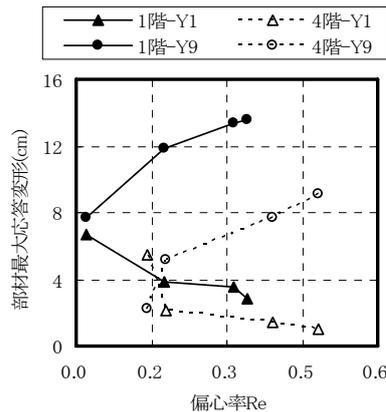


図-10 壁の位置を変化させることによる Y 方向最外フレームの応答の変化

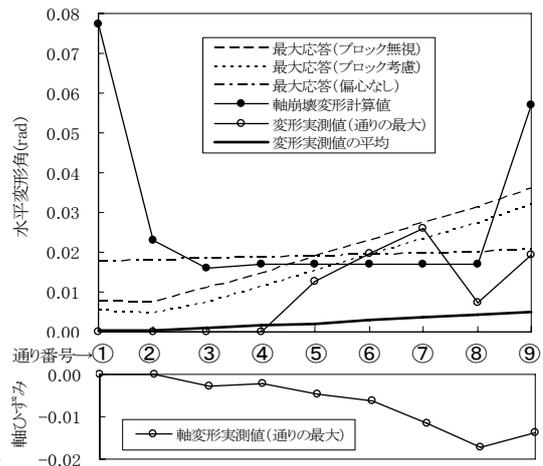


図-11 1 階の Y 方向のフレームの最大応答変位の分布と軸力保持能力喪失部材角の関係

(2)入力地震動に関しては、本震+余震としたものは余震あるいは本震のみの応答より大きい。

(3)応答結果は1～4階で同程度であった。これに対して被害は1階に集中しているが、実際には1階が崩壊することにより、上階には損傷が生じなかったと推測できる。

(4)1階では応答変形計算値が軸力保持能力喪失部材角計算値よりも大きくなっている領域で水平変形と軸変形の実測値が大きい。また、水平変形の実測値が大きいフレームの最大応答は解析結果に近い。すなわち、本解析結果はねじれにより被害を受けた建物 S の挙動を大まかに表現できている。

## 参考文献

- 1) 李柱振, 本多良政, 加藤大介, 中村友紀子: 新潟県中越地震における十日町市の4階建て RC 造建物の被害の概要, 構造工学論文集 Vol.52B, pp.321-326, 2006.3
- 2) 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」
- 3) 加藤大介, 李柱振, 中村友紀子, 本多良政: 配筋詳細に着目した RC 造せん断破壊柱の軸力保持性能に関する実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 610 号, pp153-159, 2006.12