

論文 はり強度をパラメータとした偏心のある RC 骨組の三次元地震応答

青野 松雄^{*1}・市之瀬 敏勝^{*2}・馬 舒羽^{*3}

要旨：RC 造 12 階建の外側 1 スパンだけに連層耐震壁を設けた架構の応答を静的および動的に解析した。その結果、大きな偏心にもかかわらず、連層耐震壁により層降伏が発生しにくくなることがわかった。X, Y 方向の並進変形とねじり変形の塑性成分は、X, Y 方向の層せん断力とねじりモーメントに関する降伏曲面の直角方向に生じた。動的解析では、層せん断力とねじりモーメントが降伏曲面に沿って変化する現象が見られた。

キーワード：RC 造、ねじり、降伏曲面、層崩壊余裕率、静的解析、地震応答

1. はじめに

偏心を有する RC 造建物の地震応答に関しては多くの研究が報告されている。藤井ら¹⁾は、弾力半径比が 1 より大きい単層偏心 RC 建物が水平 2 方向地震入力を受ける場合の応答を、1 次モード・2 次モードによる静的増分解析と等価線形化手法によって推定できることを示した。壁谷澤ら²⁾は、多層偏心 RC 建物を対象に 1 自由度縮約と等価線形化手法の有効性を示した。一方、木原ら³⁾は、偏心のない RC 建物の

2 方向地震応答について、降伏曲面の概念が有用であることを示した。本研究では、偏心を有する RC 多層建物について、X, Y 方向とねじりモーメントに関する降伏曲面を検討し、地震応答との関係を考察する。

2. 解析モデル

解析対象の建物は RC 造 12 階建、各階の質量は 1,200 kg/m²、平面形は X, Y 方向ともに柱間 8 m で、X 方向の外側 1 スパン（図-1 の IC 間）にのみ、全階にわたり耐震壁を設けた架構である。構成部材の諸元を表-1 に示す。はり

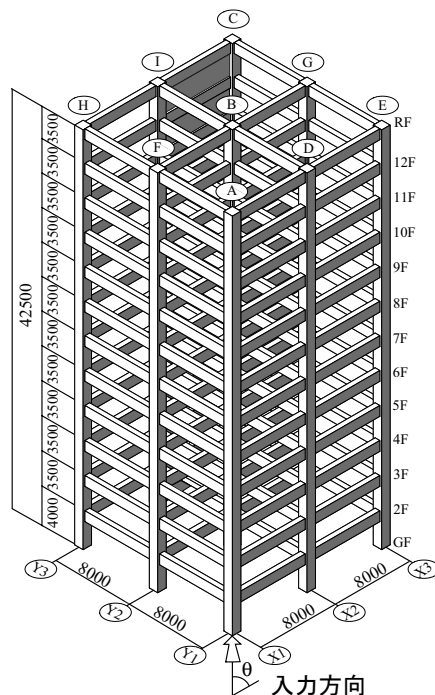


図-1 架構の概要

表-1 部材の諸元

柱断面と主筋					梁断面と主筋	
1F~3F	4F~6F	7F~9F	10F~12F		11F~RF	
					600x900	4+2-D29
950	900	900	850		5F~10F	600x900
16+8-D38	16+8-D35	16-D35	16-D32		4+2-D32	
耐震壁						
階	壁厚 (mm)	壁筋				
9~12	200	縦筋・横筋 D13@200 ダブル				
5~8	250	縦筋・横筋 D13・D16 交互@200 ダブル				
1~4	300	縦筋・横筋 D16@200 ダブル				
コンクリート					鉄筋	
階	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
10~12	36	1.8	2.59 × 10 ⁴	1.08 × 10 ⁴	490	2.00 × 10 ⁵
7~9	42	2.1	2.73 × 10 ⁴	1.13 × 10 ⁴		
4~6	48	2.4	2.85 × 10 ⁴	1.19 × 10 ⁴		
1~3	54	2.4	2.97 × 10 ⁴	1.23 × 10 ⁴		

*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会開発工学専攻 大学院生 修士（工学）（正会員）

*2 名古屋工業大学大学院 工学研究科 教授 工博（正会員）

*3 名古屋工業大学 システムマネジメント工学科 学生

の剛性はスラブの効果を考慮して2倍する。さらに、解析モデルとして、上記の構造諸元のうち、柱の諸元を一定として、はりの曲げ強度と剛性をX, Y方向とも1.0, および4.0 倍とした骨組を設定し、これらを Model 1W および Model 4W とする。解析は3次元非線形構造解析プログラム⁵⁾を用いる。はりは Uniaxial-Spring Model に、柱と耐震壁は Multi-Spring Model に置換した。柱の断面は、1～3階で15×15=225分割、4～12階で10×10=100分割し、壁板は50分割した。1階柱脚および壁脚は完全固定と仮定した。鉄筋およびコンクリートに対する履歴モデルは文献⁴⁾に示す。柱、梁、壁とも、せん断特性は弾性とした。後述する各解析でも、耐震壁のせん断力はせん断耐力の24%以下であった。壁のモデル化の概念⁵⁾を図-2に示す。4隅節点でのX, Y, Z軸方向変位とX軸周りの回転を考慮し、その間の変位は線形補間による。また、両側柱は壁面内の曲げ、壁のせん断および壁面外の曲げとせん断に寄与する。高さ方向の外力分布は限界耐力計算法における B_i 分布を適用する。P- Δ 効果は考慮しなかった。

3. 静的荷重増分による解析

3.1 荷重-変形

静的増分荷重の入力方向を0°とした場合の各架構モデルの荷重-変形関係として、架構中心での層間変形を図-3に示す。また、ねじり変形によって隅柱に生じる層間変形成分（層間のねじり角に（建物重心から隅柱までの距離）/（階高）を乗じた値）を図-4に示す。図中には、建物頂上部の隅柱の変位(D)が建物の高さ(H)の1/200および1/100となった点が示してある。Model 1Wは、架構中心の変形、ねじり変形とも、中間層の値が大きい。Model 4Wは、架構中心の変形はほぼ全層で均等だが、ねじりによる変形は下層部で大きい。入力方向0°, 45°および90°について、架構がD=H/100に達したときの各部材の降伏状況を表-2に示す。壁のないモデル⁴⁾では、梁の強度を3倍にした Model 3で45°方向

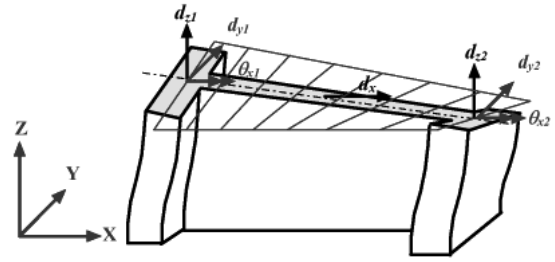


図-2 壁のモデル化⁵⁾

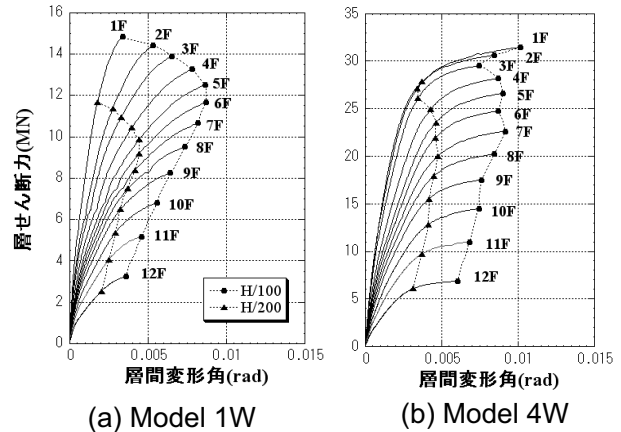


図-3 架構中心での変形（入力方向0°）

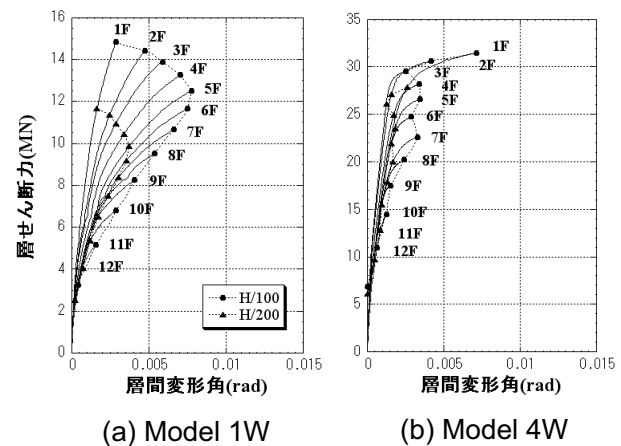


図-4 ねじりによる変形（入力方向0°）

表-2 部材の降伏状況 (D=H/100)

単位：%

		入力方向 0°		入力方向 45°		入力方向 90°	
部材	階	Model 1W	Model 4W	Model 1W	Model 4W	Model 1W	Model 4W
はり	RF	5	0	0	0	0	0
	12	36	0	0	0	0	0
	11	45	0	18	0	55	0
	10	45	0	36	0	55	0
	9	45	5	64	0	55	0
	8	64	9	73	5	55	14
	7	77	9	73	9	55	14
	6	82	23	82	23	55	18
	5	77	18	82	27	55	27
	4	68	27	73	14	55	18
	3	55	27	73	23	55	36
	2	36	18	50	23	55	27
1階の柱	柱頭	11	67	0	56	0	33
	柱脚	11	89	0	89	0	100

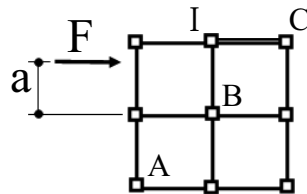
に加力したとき1階で層降伏が生じたが、今回は4倍でも層降伏が生じなかったことは特筆に価する。連層耐震壁により、層降伏が生じにくくなっていることがわかる。

3.2 耐力曲線

荷重の入力方向を5°間隔とした静的荷重増分解析により、建物頂上部の隅柱の変位が $D=H/200$ および $D=H/100$ となるとき各架構モデルのX、Y方向の層せん断力（降伏曲面）を図-5に示す。本図は左右非対称である。たとえば、 $\theta = 0^\circ$ の耐力は 180° より大きい。これは、 0° 方向で耐震壁が圧縮側になるからである。Model 1Wは $\theta = 150^\circ$ 方向へ鋭角に突き出した形状をしているが、Model 4Wは滑らかな曲面を描く。これは、Model 4Wで、柱と梁の耐力比が1に近いためである。

3.3 ねじりモーメントMとせん断力Qの関係

各モデルについて、架構の中心より長さa離れた点に B_i 分布に相当する水平力(F)を加え、頂部最大変位 $D=H/200$ および $H/100$ に達したとき発生する、1階の層せん断力(Q_x)とねじりモーメント($M = Q_x \cdot a$)の関係を図-6



(a) 加力方法

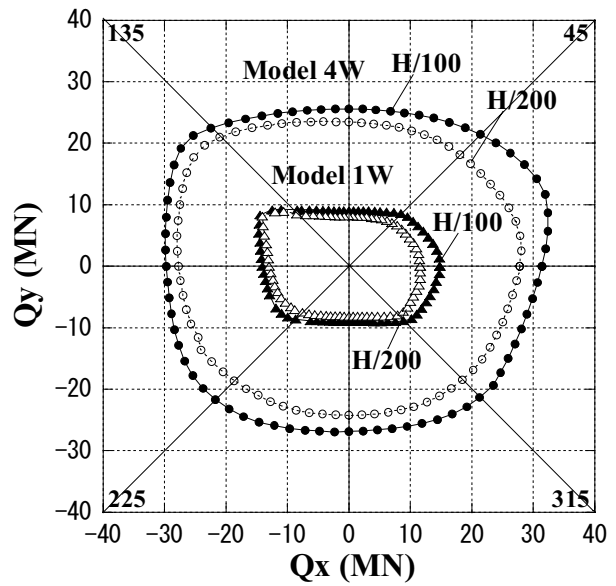
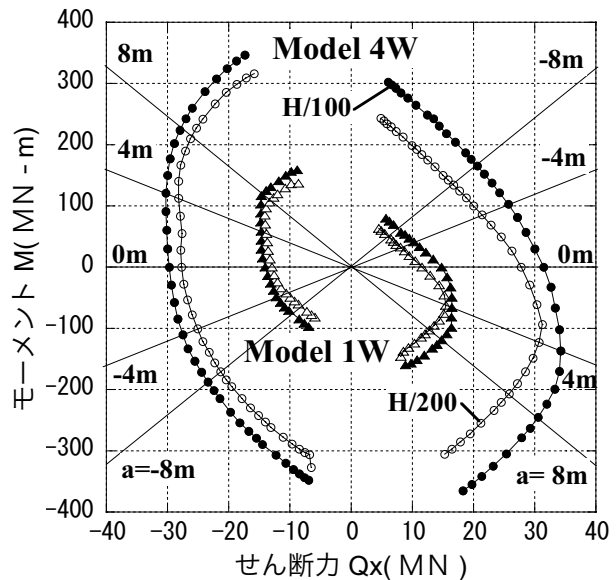


図-5 Qx-Qy 関係 (1階)



(b) Qx-M 関係 (1階)

図-6 偏心加力による静的解析

に示す。本図は、図-5より非対称性が強い。たとえば、Model 4Wで $a = 4\text{ m}$ の場合、正方向の加力では変形 $H/100$ で34 MNの強度を有するが、負方向の強度は30 MNである。図-5と図-6は、 Q_x 、 Q_y 、 M を座標軸にする降伏曲面の断面図に相当する。

3.4 荷重の入力方向と架構中心の変形方向

各モデルについて、荷重の入力方向と1階の架構中心の

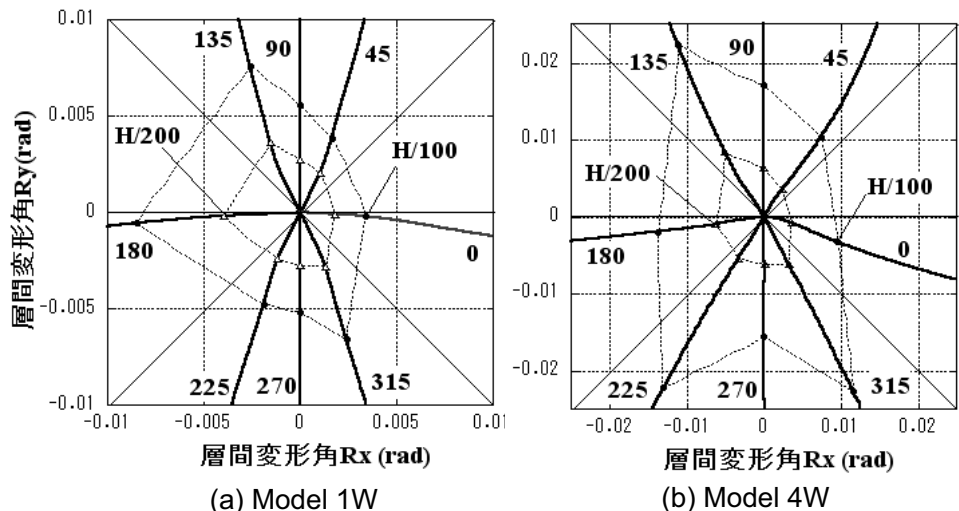
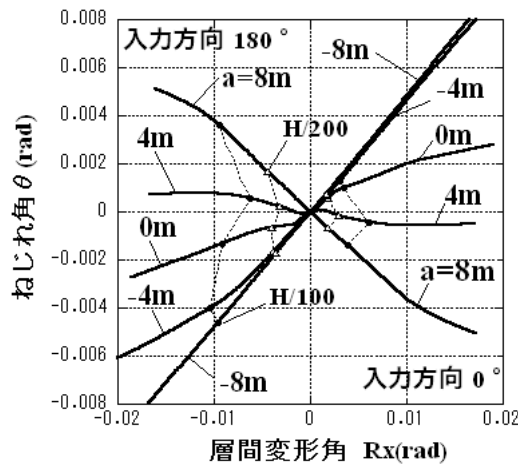
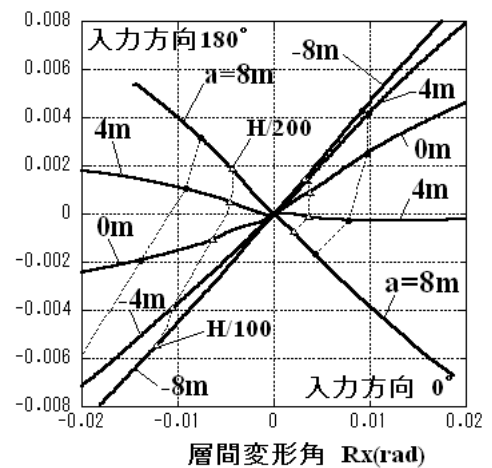


図-7 荷重の入力方向と架構中心の変形方向 (1階)

変形方向の進行を図-7に示す。Model 1W, 4W とともに、0-180°方向の入力に対して弾性範囲では荷重方向と変形方向が一致するが、変形が進むにつれて第3象限および第4象限に偏向する。この



(a) Model 1W



(b) Model 4W

図-8 X方向の層間変形角とねじり角の関係 (1階)

傾向は、Model 4W の0°方向で著しい。この変形方向は、図-5の耐力曲線の法線方向とほぼ一致する。45-225°および135-315°方向の入力に対しても同様の傾向が見られる。つまり、降伏曲面と層間変形との直交性が認められる。

3.5 層間変形角とねじり角

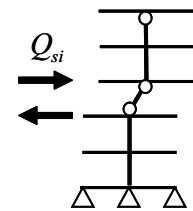
各モデルについて、3.3節に記述した架構の中心より長さ a 離れた点に水平力 (F) を与えた場合の架構1階に発生するX方向の層間変形角 (R_x) とねじり角 (θ) の関係の進行を図-8に示す (ねじり角は反時計周りを正方向としている)。同図の座標軸は、図-6とエネルギー的に対応する ($M \theta = Q_x \cdot h \cdot R_x$) ように描いた。ここでも降伏曲面と層間変形との直交性が認められる。たとえば、 $a = 0\text{m}$ の場合、負方向より正方向加力の方がねじり角が大きいが、これは図-6の降伏曲面と Q_x 軸の交差角の違いと対応している。

3.6 層崩壊余裕率

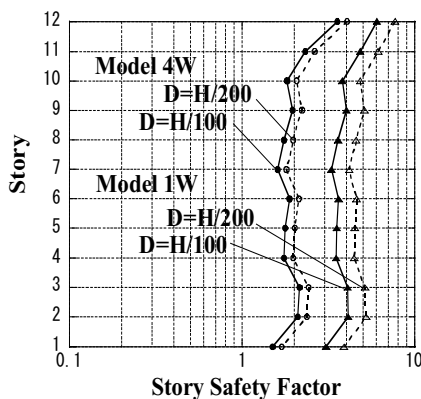
入力方向0°, 45°および90°について、各層の層崩壊に対する余裕度の指標として、(1)式で定義する層崩壊余裕率 f_i を各架構モデルについて求めた。

$$f_i = \frac{Q_{si}}{Q_{ui}} \quad (1)$$

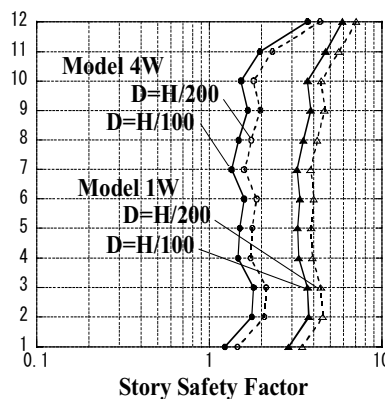
ここで、 Q_{ui} は、図-4と同じく B_i 分布外力を使用して頂上部の隅柱の変位 (D) が $D=H/200$ または $H/100$ に達したとき i 層に作用するせん断力とする。 Q_{si} は、図-9(a)の外力を使用して層降伏により $D=H/100$ に達するときの層せん断力とする。0°方向の層降伏は、耐震壁の側柱Iまわりのねじり変形により生じた。45°方向の層降伏は、主に



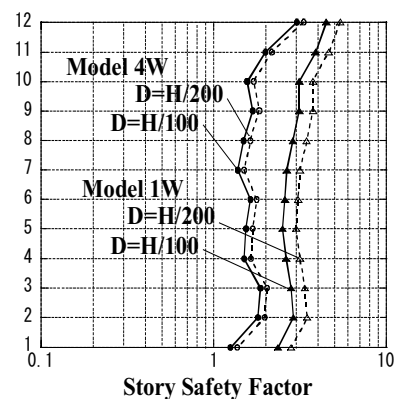
(a) 層崩壊させる外力



(b) 入力方向0°



(c) 入力方向45°

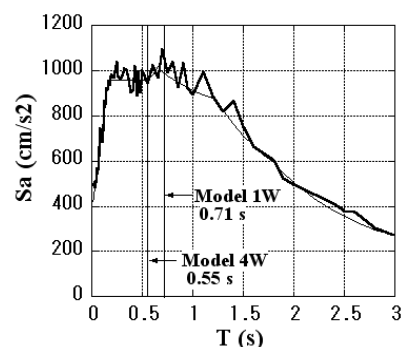


(d) 入力方向90°

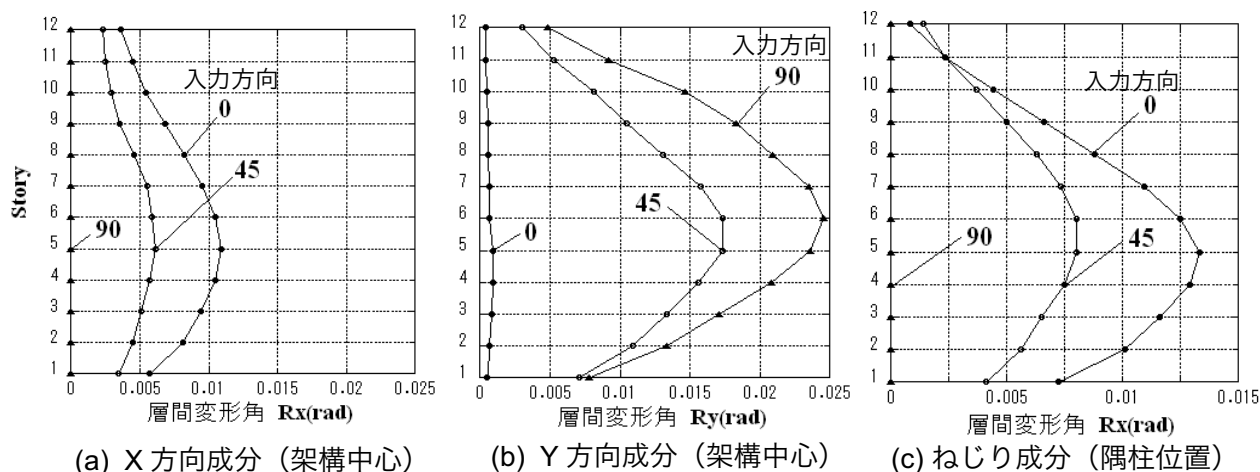
図-9 層崩壊余裕率

Y 方向への並進により生じた。

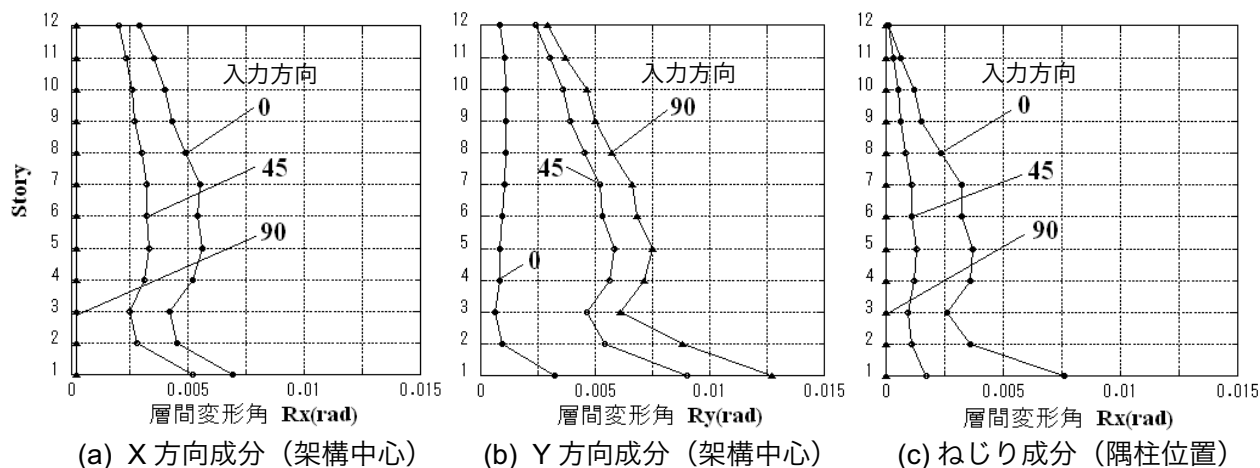
各架構モデルの解析結果を図－9(b)～(d)に示す。図－5の耐力曲線では、45°方向の強度(Q_{ui} に相当)は90°方向の15%～30%上回っていたが、層崩壊余裕率は同程度の値となった。これは、 B_i 分布外力では耐震壁が曲げ変形するのに対して、図－9(a)の外力では耐震壁の変形がほとんど生じないからである。0°方向の層崩壊余裕率が90°方向より高いのも同様の理由による。



図－10 模擬地震波の弾性応答スペクトル ($h=0.05$)



図－11 模擬地震波による最大層間変形角 (Model 1W)



図－12 模擬地震波による最大層間変形角 (Model 4W)

図中に各架構モデルの固有周期を示す。

4. 模擬地震波に対する応答

4.1 入力地震動

入力波として、図－10に示す応答スペクトルの地震動を1.5倍して用いる。これは表層地盤として文献⁶⁾と同様の第2種地盤を仮定し、その地盤増幅率を限界耐力計算(地盤増幅)簡易計算プログラム⁷⁾により算定したものである。建物の減衰定数は0.03(剛性比例)とした。

4.2 層間変形

各階に生じる最大層間変形角を図－11および図－12に示す。応答には静的解析による荷重－変形特性(図－3および図－4)の特徴が現れている。すなわち、Model 1Wは中間層の変形が大きく、Model 4Wは下層階の変形が大きい。また、Model 1W, および4Wともに1階のXおよびY方向の変形の割合も入力方向と中心

部の変形方向（図－7）と一致している。ただし、ねじりによる変形成分は静的解析の結果より大きくあらわれた。この傾向は Model 1W で顕著であった。これは、既往の縮約モデル¹⁾²⁾により説明できる現象である。

4.3 ねじりモーメント

各モデルに加速度倍

率 $F=1.50$ の地震波を 0° で入力した場合、1 階に発生するねじりモーメント (M)－層せん断力 (Q) 関係の最大応答付近 5 秒間を図－13 に示す。また、図－6 の耐力曲線のうち、 $D=H/100$ に対応するものを白丸で示した。ねじり振動の周期は並進振動の周期よりやや短く、別個の動きをしている。Model 1W では、丸印で示すように、降伏曲面に沿って Q_x と M が移動する現象も見られた。

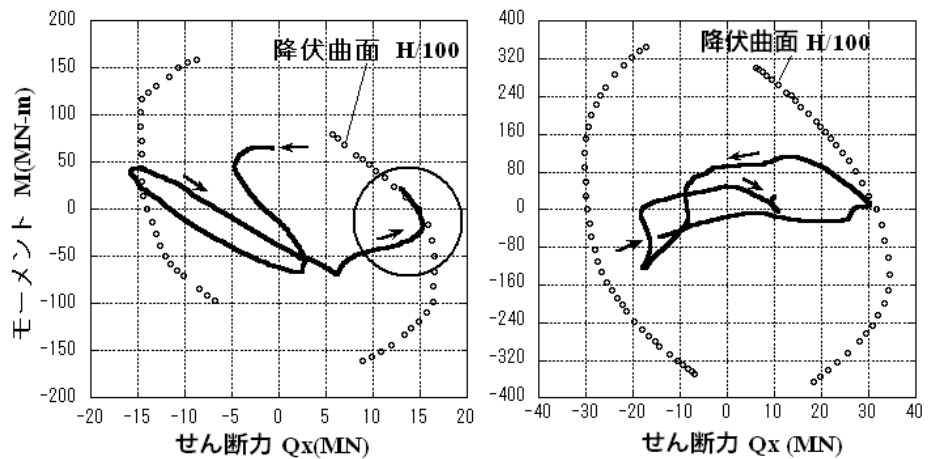
5. まとめ

本研究では偏心を有する架構のねじり特性を把握するため、簡潔なモデルを設定した。本事例について得た検討結果をまとめる。

(1) 壁のないモデルでは、はりの強度を 3 倍にしたモデルで 45° 方向に加力したとき、1 階で層降伏が生じたが、壁を設けたモデルでは、はり強度を 4 倍にしても層降伏が生じなかった。連層耐震壁により、層降伏が発生しにくくなったといえる。

(2) X, Y 方向の並進変形とねじり変形の塑性成分は、X, Y 方向の層せん断力とねじりモーメントに関する降伏曲面の直角方向に生じる。

(3) 動的解析では、層せん断力とねじりモーメントが降伏曲面に沿って変化する現象が見られた。



(a) Model 1W

(b) Model 4W

図－13 ねじりモーメント－せん断力関係・1 階

解析では CANNY Structural Analysis. Kangning Li 博士作成の 3 次元非線形静的 / 動的構造解析プログラム "CANNY 99" を用いた。同氏からは、本プログラムの活用に関し数々のご指導・ご支援をいただきました。厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田靖士, 坂田弘安, 和田章: 等価 1 自由度系モデルによる単層 2 軸偏心建物の応答推定精度, 日本建築学会構造系論文集, 第 596 号 pp.101-108, 2005.10
- 2) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海: 偏心鉄筋コンクリート構造物の非線形変形モードに基づく地震応答推定手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 596 号 pp.87-94, 2005.10
- 3) 木原祥智, 芳村学: 任意方向地震力を受ける RC 建物の降伏機構と変形方向, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.245-250, 1996
- 4) 青野松雄, 市之瀬敏勝, 久米敬之: はり強度をパラメータとした RC 骨組の三次元地震応答, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.79-84, 2005
- 5) CANNY 99 (Version C05) Technical Manual, CANNY Structural Analysis. August 2004
- 6) 渡辺一弘, 梅村美孝, 東博之: 「設計例－RC 造 8 階建集合住宅」, 建築技術, 2001.12, pp. 106-133
- 7) 限界耐力計算 (地盤増幅) 簡易計算プログラム 国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部 <http://www.nilim.go.jp/japanese/technical/tairyoku/> 2001

謝辞