

### 3.2.8 鉄筋コンクリート建物の三次元動的破壊実験に関わる予備解析システムの開発

## 目 次

### (1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5カ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成15年度業務目的

### (2) 平成15年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
- (c) 業務の成果
  - 1) 弾性応答性状
  - 2) 破壊経過
  - 3) 一階柱の応答性状
  - 4) 層間変位と破壊形式
  - 5) 捩れ応答性状
  - 6) 一層の応答
  - 7) エネルギーに関する検討
  - 8) 実験結果と事前解析の比較
  - 9) モード解析
  - 10) 静的実験による柱せん断力の推定
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

### (3) 平成16年度業務計画案

## (1) 業務の内容

### (a) 業務題目

鉄筋コンクリート建物の三次元動的破壊実験に関わる予備解析システムの開発

### (b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
東京大学地震研究所	教授	壁谷澤寿海	kabe@eri.u-tokyo.ac.jp
独立行政法人 防災科学技術研究所	研究員	松森泰造	taizo@bosai.go.jp
東京大学地震研究所	大学院生	壁谷澤寿一	tosikazu@eri.u-tokyo.ac.jp
東京大学地震研究所	大学院生	金鎮坤	zst@eri.u-tokyo.ac.jp
東京大学地震研究所	大学院生	村瀬正樹	masaki@eri.u-tokyo.ac.jp

### (c) 業務の目的

耐震壁を含む立体フレーム構造の動的実験を対象とする予備解析システムの開発および柱部材の予備実験を行う。

- 1) 耐震壁を含む立体フレーム構造の解析プログラムの開発
- 2) 耐震壁を含む立体フレーム構造の震動実験
- 3) 三次元震動実験実大試験体の設計と予備解析

### (d) 3 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

#### 1) 平成14年度：

水平外力の等価高さを変化させた壁単体モデルの実験  
耐力劣化型壁部材モデルの開発  
耐力劣化型柱部材モデルの開発と既往の震動実験の解析

#### 2) 平成15年度：

異なる入力地震動を受ける偏心壁フレーム構造の震動実験の実施  
震動実験の予備解析  
震動実験の結果の整理と解析  
耐震壁を含む立体フレーム構造の解析プログラムの開発  
三次元震動実験実大試験体の設計と予備解析

#### 3) 平成16年度：

平成15年度の実験結果の解析および、主に以下の項目について実験結果・既往の震動実験結果を基に解析的研究を試みる。

壁フレーム構造実大実験縮小モデルの震動実験（防災科研と共同）  
異なる入力地震動を受ける偏心壁フレーム構造の震動実験の詳細解析  
耐力劣化型柱・耐震壁モデルの汎用解析プログラム化  
三次元震動実験実大試験体の設計と予備解析  
偏心構造物の応答推定

## 柱部材の終局限界変形の推定

### (e) 平成 15 年度業務目的

- 1) 異なる入力地震動を受ける偏心壁フレーム構造の震動実験の実施と解析
- 2) 耐震壁を含む立体フレーム構造の解析プログラムの開発
- 3) 三次元震動実験実大試験体の設計と予備解析多層偏心構造物の応答の解明

### (2) 平成 15 年度の成果

#### (a) 業務の要約

過去の地震では耐震壁の不規則な配置による偏心が原因であると推定される被害例もあるが、偏心構造物の非線形地震応答性状に関しては、必ずしも理論的に明解に理解されているわけではない。したがって、本実験では同じ形状配筋の試験体を 2 体作製し、それぞれに異なる地震波を入力して、その挙動の違いを確認することで、(1)多層偏心構造物の応答、(2)柱の曲げ破壊後の脆性破壊とそれに続く軸崩壊、(3)入力地震動が崩壊現象に与える影響、などを明らかにした。なお、本研究は「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」の一環として進められている、鉄筋コンクリート造建物の実験シリーズのうち、2003 年度に実施された偏心構造の振動実験の概要を示すものである。

#### (b) 業務の実施方法

##### 1) 試験体

試験体の平面図、および立面図を図 1、図 2 に示す。試験体は 1×2 スパンの 6 層鉄筋コンクリート造壁フレーム構造物の 1/3 縮約モデルで、同じ形状配筋の試験体 2 体である。スパン長さは X、Y 方向それぞれ 1.8m、2m。階高は 1.0m、全体高さは 6.45m である。X2 構面、Y3 構面にそれぞれ 1 スパンずつ連層耐震壁を配置した。その結果、偏心率は 0.382 と非常に大きな値となった。試験体は製作の都合上 2 層を一体にした 3 つに分けて屋外で製作し、柱のロードセル部分または耐震壁脚部の鉄板をボルト接合することにより、振動台上で組み立てた。付加錘は各階 6.3ton とし、各階質量は 2、4、6、RF で 9.58ton、3、5F で 9.77ton、基礎部で 7.13ton である。また、全体質量は 64.99ton である。なお加震方向は X 方向である。表 1 に部材断面表を示す。柱断面は 200×200mm、主筋は 12-D10 とし、横補強筋は D4@50mm (pw=0.26%) とした。梁主筋は基本的に上端筋、下端筋共に 2-D10 としたが、試験体接合部で連層耐震壁の下部にくる梁については、上端筋、下端筋共に 4-D10 とした。壁主筋は D6 を用いた。スラブは厚さを 80mm とし、スラブ筋は XY 方向共通で上下端共に D6 を用いた。部材強度の算定結果を表 2 に示す。また、実験の様子を図 3 に示す。

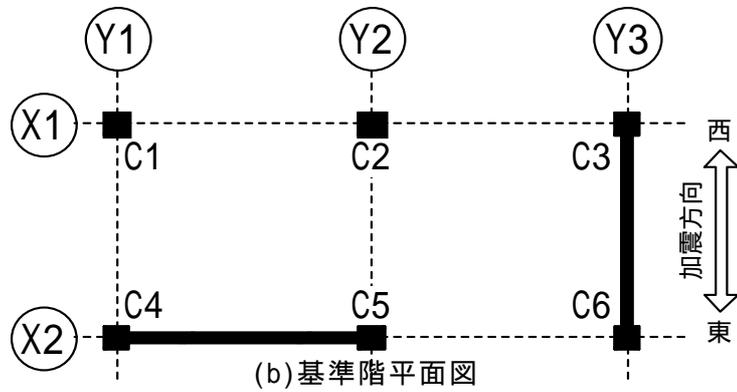
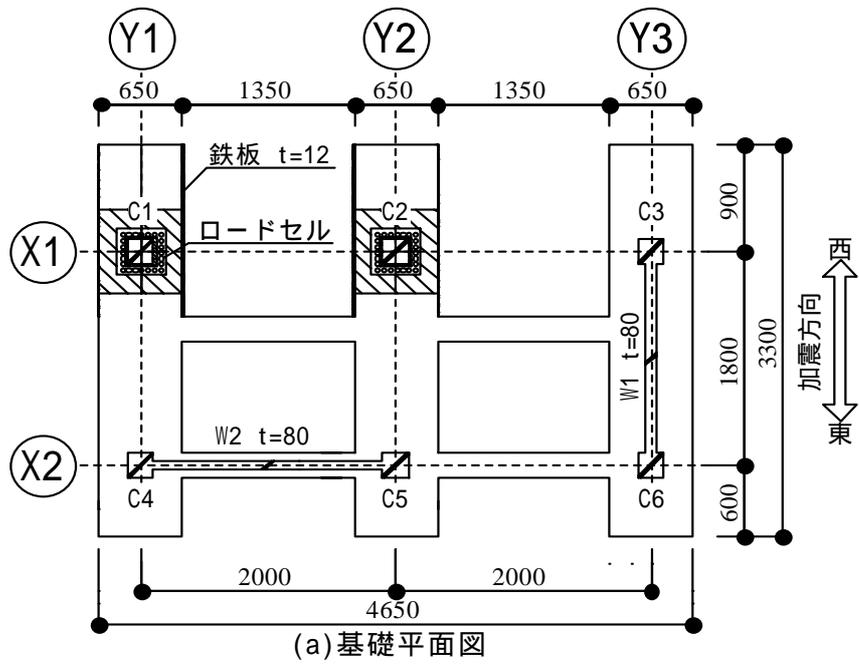


図 1 試験体平面図

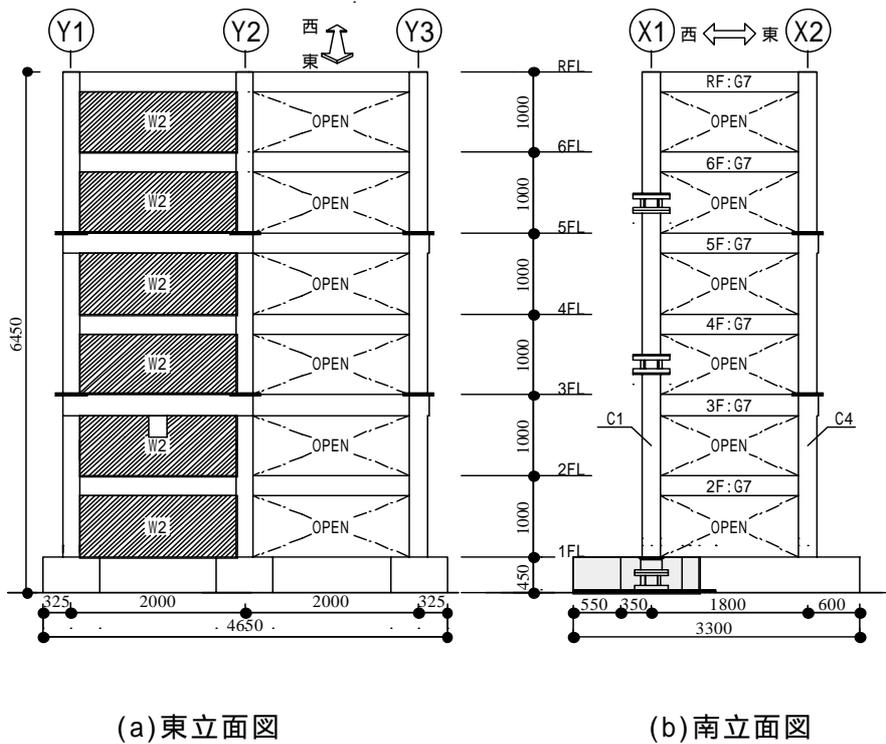


図 2 試験体立面図



図 3 実験の様子

表 1 部材断面表

柱				梁					
C1 ~ C6	1 ~ 6F	B × D	200 × 200	G1,2,3,6,7	2 ~ RF	B × D	150 × 250		
		主筋	12-D10			上端筋	2-D10		
		横補強筋	D4@50			下端筋	2-D10		
W1	1 ~ 6F	壁厚	80		G4,5	2,4,6,RF	横補強筋	D6@75	
		縦横筋	D6@100ダブル				B × D	150 × 250	
		壁厚	80				上端筋	2-D10	
W2	1 ~ 6F	壁厚	80			3,5F	3,5F	下端筋	2-D10
		縦横筋	D6@120ダブル					横補強筋	D6@75
スラブ						2 ~ RF	3,5F	B × D	240 × 250
		スラブ厚	80					上端筋	4-D10
		スラブ筋	D6@100(上端筋)	下端筋				4-D10	
		(X,Y方向共通)	D6@100(下端筋)	横補強筋				D6@75	
							D6@150(中子筋)		

表 2 部材強度の算定結果<sup>1)</sup>

		曲げひび割れ強度 Mc(kNm)	曲げ終局強度 Mu(kNm)	せん断ひび割れ強度 Vc(kN)	せん断終局強度 Vu(kN)	せん断終局強度 Vu(kN)
柱		靱性指針	靱性指針	靱性指針	靱性指針	荒川式
	C1-1F	6.78	27.16	38.18	64.88	70.85
	C2-1F	9.00	31.97	41.68	69.41	75.39
	C3-1F	7.07	27.83	38.64	65.47	71.45
	C4-1F	7.04	27.76	38.59	65.41	71.38
	C5-1F	9.26	32.48	42.08	69.94	75.92
	C6-1F	7.07	27.83	38.64	65.47	71.45
梁		靱性指針	靱性指針	靱性指針	靱性指針	荒川式
	G1,2,3	10.57	9.38	20.94	47.80	48.22
	G4-3,5F	13.48	18.76	33.51	83.97	84.69
	G4-2,4,6,RF	10.57	9.38	20.94	47.80	48.22
	G5-3,5F	12.91	19.73	39.59	92.88	93.76
	G5-2,4,6,RF	10.00	9.86	24.74	52.98	53.50
	G6	10.00	9.86	24.74	52.98	70.86
G7	10.00	9.86	24.74	52.98	53.50	
壁		靱性指針	荒川式	靱性指針	靱性指針	荒川式
	W1-1F	313.28	824.37	239.78	794.59	908.49
	W2-1F	385.11	969.40	274.16	886.20	982.76

## 2) 計測方法

計測点は試験体の絶対加速度 61 成分、試験体外部からの相対変位 72 成分、試験体内部の層間変位 29 成分、鉄筋のひずみ 44 成分（試験体 A で 1 成分、試験体 B で 2 成分は実験前に計測用ゲージの破断を確認）、柱のロードセル 18 成分（ $6 \times 3 = 18$ ）の計 224 成分とした。各計測値の取り込み周波数は 2000Hz とした。計測位置を図 4 に示す。ロードセルは柱 C1、C2 の基礎部、3～4F 間、5～6F 間の合計 6 箇所を設置し、せん断力と軸力を計測した。図 5 に基礎部および柱中間部におけるロードセルの取り付け詳細を示す。本実験では基礎部におけるロードセル（ひずみゲージ）が不良であったため、別途変位計を設置し、変位計の計測結果と実験後の静的加力試験によるキャリブレーション結果から柱のせん断力レベルを推定した。静的載荷の方法とその適合性については、後ほど詳しく検討する。

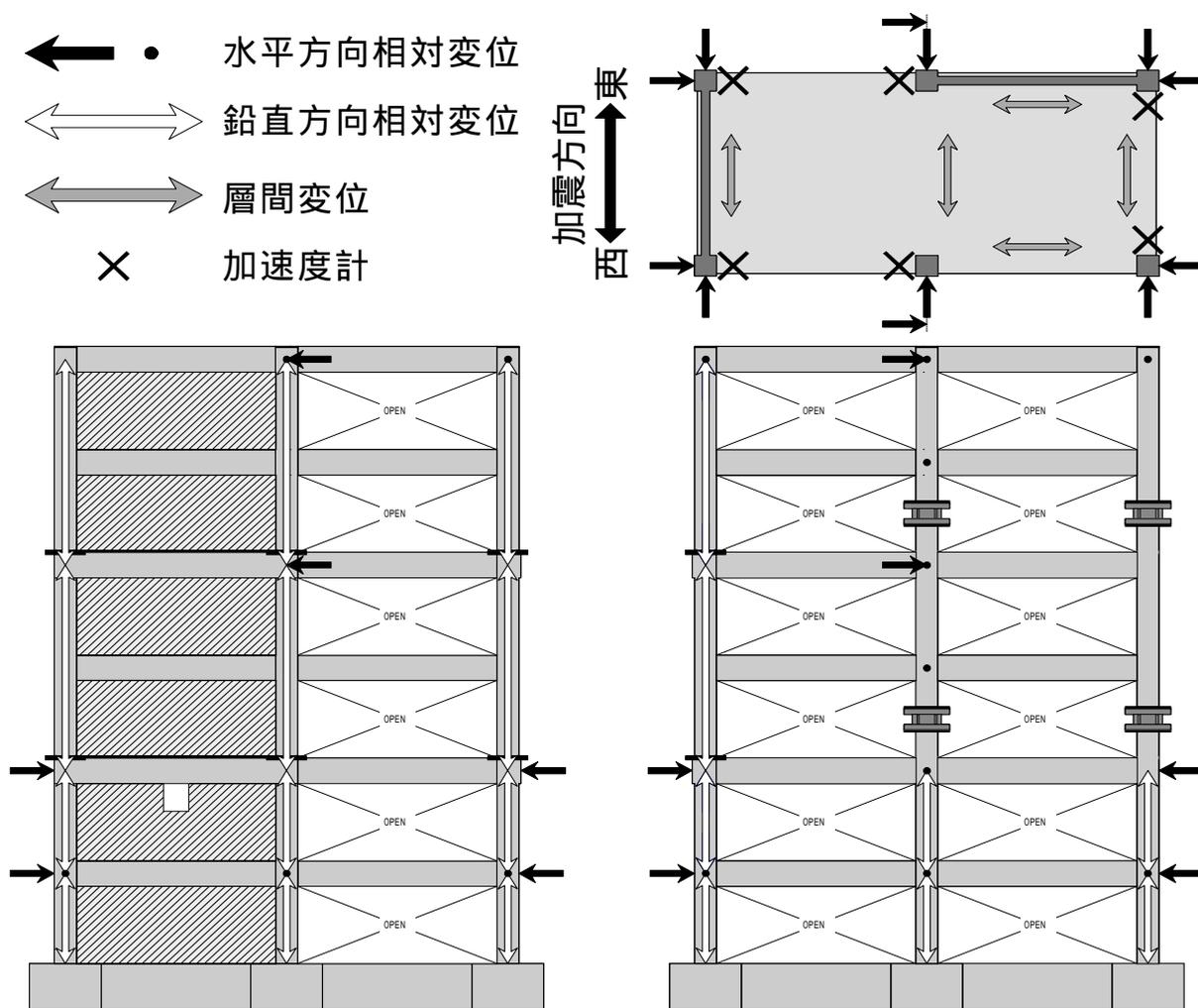


図 4 計測位置

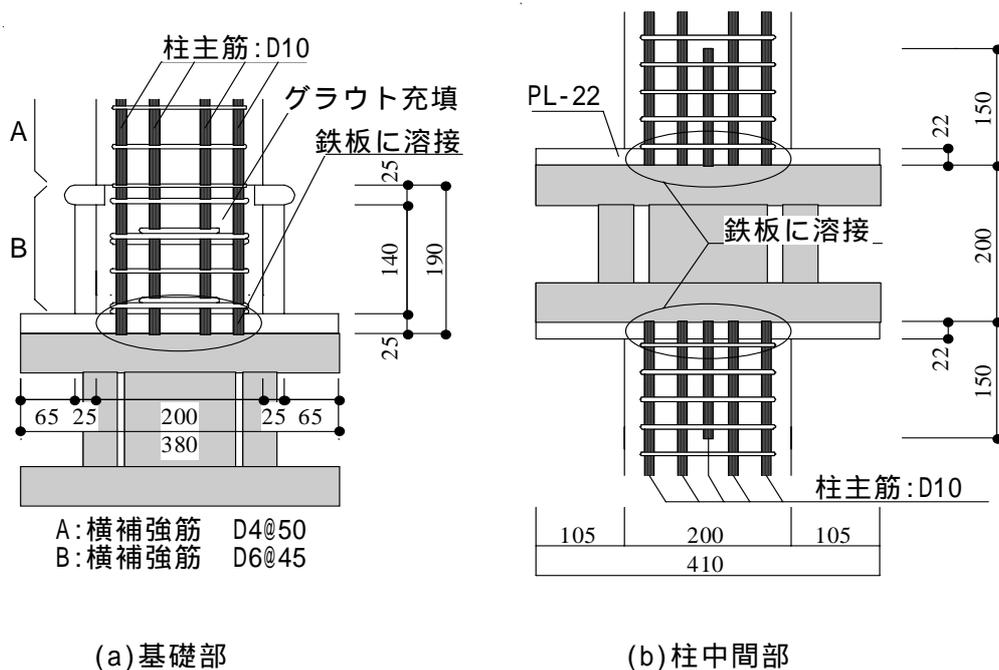


図5 ロードセル取り付け詳細図

### 3) 相似比

本実験で用いた試験体は1/3縮小モデルである。そのため必要な等価な軸応力度を得るために、先に触れたような付加錘を各階に用いて目標相似率を満足した。したがって、試験体入力加速度は原設計の建物への効果にそのまま対応するが、時間軸による相似率を適用し、1/3倍して入力した。表3に各次元における目標相似率を示す。

### 4) 入力計画

入力地震動として、試験体Aでは比較的継続時間の長い地震動(海洋型地震)を受ける場合を想定して、TOH(1978年宮城県沖地震、東北大学の記録、NS成分)、CHI(1985年Chile地震)を使用し、速度レベルを漸増繰り返して入力を行った。一方、試験体Bでは衝撃度の大きな地震動(直下型地震)を受ける場合を想定し、TAK(1995年兵庫県南部地震、JR鷹取駅の記録、NS成分)、JMA(1995年兵庫県南部地震、神戸海洋気象台の記録、NS成分)を使用し、初めから大変形を生じるようなレベルで入力を行った。従って、試験体Aでは試験体Bよりも、同じレベルの大変形に至るまでの累積エネルギーは大きくなる。各地震動の入力レベルは、予備解析に基づいて、表4に示すレベルになるよう設定した。また、損傷による試験体の固有振動数の変化を測定する目的で各地震動の入力前後に20galレベルのホワイトノイズを入力した。

表3 目標相似率

次元	目標相似率	次元	目標相似率
長さ	1/3	時間	1/3
面積	1/3 <sup>2</sup>	速度	1/3
体積	1/3 <sup>3</sup>	加速度	1
応力度	1	重量	1/3 <sup>2</sup>
力	1/3 <sup>2</sup>	軸力比	1

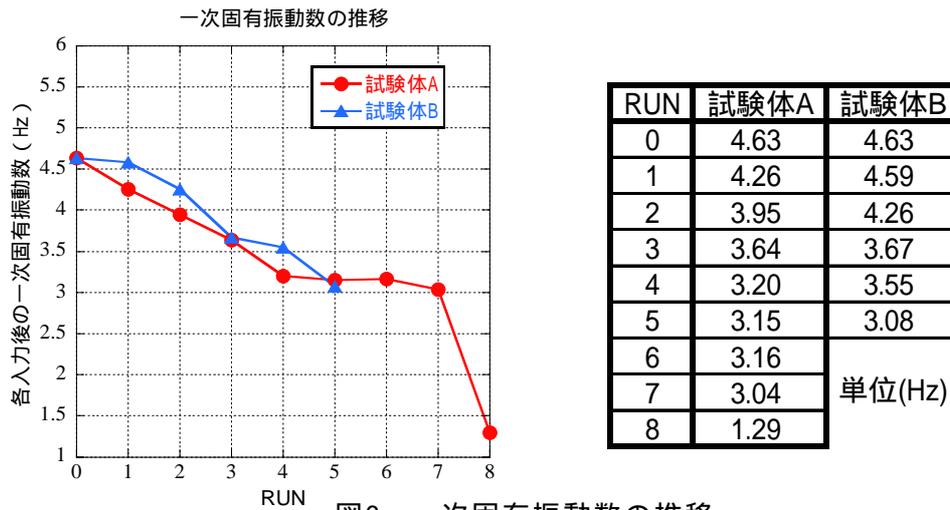
表4 入力計画

	目標最大入力速度レベ	地震波名	原波形最大加速度	原波形最大速度	原波形に対する倍率	試験体入力最大加	試験体入力最大速度
	(kine)		$A_{max}(\text{gal})$	$V_{max}(\text{kine})$	$A_{mp}(\text{設定値})$	$A_{in} = A_{max} \cdot A_{mp}$	$V_{in} = V_{max} \cdot A_{mp} / 3$
試験体A							
RUN1	6.3	TOH	258	40.9	0.15	38.7	3.5
RUN2	12.5	TOH	258	40.9	0.3	77.4	7.1
RUN3	25	TOH	258	40.9	0.6	154.8	14.2
RUN4	17.7	CHI	884	70.6	0.25	221.0	10.2
RUN5	28.2	CHI	884	70.6	0.35	309.4	14.3
RUN6	38.8	CHI	884	70.6	0.45	397.8	18.3
RUN7	42.5	CHI	884	70.6	0.6	530.4	24.5
RUN8	63.5	CHI	884	70.6	0.9	795.6	36.7
RUN9	77.7	CHI	884	70.6	1.1	972.4	44.8
RUN10	77.7	CHI	884	70.6	1.1	972.4	44.8
RUN11	84.7	CHI	884	70.6	1.2	1060.8	48.9
試験体B							
RUN1	7.5	TAK	606	124.2	0.06	36.4	4.3
RUN2	8.5	JMA	821	85.4	0.1	82.1	4.9
RUN3	17.1	JMA	821	85.4	0.2	164.2	9.9
RUN4	17.1	JMA	821	85.4	0.2	164.2	9.9
RUN5	51.7	JMA	821	85.4	0.6	492.6	29.6
RUN6	136.62	TAK	606	124.2	1.1	666.6	78.9
RUN7	111.78	TAK	606	124.2	0.9	545.4	64.5

(c) 業務の成果

1) 弾性応答性状

図6にホワイトノイズの入力により得られた、各地震動入力後の一次固有振動数の推移を示す。振動数の算定には、Y1構面の基礎部とR階の加速度を使用した。図6より試験体の損傷により、一次固有振動数が小さくなっていることがわかる。本試験体のRUN0での一次固有振動数は、両試験体共に4.63Hzであった。また、減衰定数は2.81%であった。



2) 破壊経過

試験体Aおよび試験体Bの各入力段階における破壊経過を以下に示す。なお、ひび割れ幅はいずれも残留ひび割れ幅であり、柱の曲げ降伏は、ひずみゲージを貼付した断面四隅の主筋の内、引張側2本が降伏した時と定義し、柱の全周降伏は、断面四隅の主筋がすべて降

伏した時と定義した。表5に主要部の破壊経過をまとめたものを、図7に主要部名称を示す。また、試験体A、Bにおける2階梁(G7)および1階柱(C1、C2、C4)の最終破壊状況を図8、図9に示す。

a) 試験体A

[TOH 0.15、TOH 0.30、TOH 0.60]

ひび割れの発生や鉄筋の降伏は見られなかった。

[CHI 0.25]

C1(南面)の一階柱脚危険断面に水平方向のひび割れが発生。2階・3階の梁G7の危険断面にひび割れが発生した(最大幅0.7mm)。C4柱脚部で曲げ降伏が生じた。

[CHI 0.35]

C1(南面)の一階柱脚部に曲げせん断ひび割れが発生した。C1(東面)の一階柱脚部に多数の曲げひび割れ(0.0mm)が発生した。2階・3階梁のG7の危険断面のひび割れ幅は最大1.6mmに達した。C1柱脚部で曲げ降伏を、C3、C4柱脚部で全周降伏が生じた。

[CHI 0.45]

C1(南面)の一階柱脚部のひび割れ幅が、0.2mmと拡大した。C4(南面)一階柱脚部に水平方向ひび割れが発生した(0.0mm)。2階・3階の梁G7の危険断面のひび割れ幅は最大4.0mmに達した。C1柱脚部で全周降伏が生じた。

[CHI 0.60]

C1(南面)の一階柱脚部の曲げせん断ひび割れ数が増加すると共に、最大で0.3mmまで拡大した。C1(東面)の曲げひび割れも、0.2mmまで拡大した。C4(南面)の一階柱脚部のひび割れ数が増加した。2階・3階の梁G7の危険断面のひび割れ幅は、最大で5.0mmに達した。C2、C5、C6の柱脚部で曲げ降伏が生じた。

[CHI 0.90]

C1(南面)、C4(南面)の一階柱脚部でひび割れが進行した(C1で最大0.3mm、C4で最大0.2mm)。C2(南面)の一階柱脚部にひび割れが発生すると共に、柱脚北西端から鉛直方向に40cmほどのひび割れが発生した。2階・3階の梁G7の危険断面のひび割れ幅は最大6.5mmに達し、一部でコンクリートが剥離した。C2、C6柱脚部で全周降伏が生じた。また、C1柱脚部から上部50mmの横補強筋が降伏に至った。

[CHI 1.10-1]

C1(南面)一階柱脚部に曲げせん断ひび割れが多数確認できると共に、元のひび割れも大きく拡大し、一部でコンクリートの圧壊(C4の一部でも確認)を生じた。C2の北西端のひび割れにそってコンクリートが剥離した。2階・3階の梁G7の危険断面では、コンクリートの剥離が進んだ。C5柱脚部で全周降伏が生じた。

[CHI 1.10-2]

C1、C4(南面)の一階柱脚部でひび割れと圧壊が進行した(最大値はC1で0.5mm、C4で4.0mm)。

[CHI 1.20]

C1の一階柱脚部は完全に曲げせん断破壊に至った。C1(東面)では、曲げひび割れ(2.0mm)と圧壊が進行した。C4(南面)では圧壊により、一階柱脚の柱主筋がむき出しとなった。2階・3階の梁G7の危険断面のひび割れ幅は最大7.0mmに達した。

b) 試験体B

[TAK 0.06、JMA 0.10]

ひび割れの発生や鉄筋の降伏は見られなかった。

[JMA 0.20-1]

柱にひび割れは発生しなかった。2階・3階の梁G7の危険断面に、ひび割れが発生した（最大0.1mm）。

[JMA 0.20-2]

C1（南面・東側）の一階柱脚部に水平方向のひび割れ（0.0mm）が発生した。2階・3階の梁G7の危険断面のひび割れ幅は最大1.2mmに達した。

[JMA 0.60]

C1（南面）の一階柱脚部のひび割れは左下方向へ進行した。C1（南面）、C4（南面）に新たなせん断ひび割れが発生した。C1、C6の柱脚部で曲げ降伏が、C2、C3、C5の柱脚部で全周降伏が生じた。

[TAK 1.10]

C1の一階柱脚部がせん断破壊に至った（最大ひび割れ幅3.5mm）。C4（南面）の一階柱脚部に多数のせん断ひび割れ（最大0.5mm）が発生し、圧壊した。C2（南面）の一階柱脚部でせん断ひび割れ（最大0.4mm）が発生した。2階・3階の梁G7の危険断面のひび割れ幅は最大15mmに達し、一部でコンクリートが剥離した。C1、C4、C6の柱脚部で全周降伏が生じた。また、C2柱脚部から上部250mmの横補強筋が降伏に至った。

[TAK 0.90]

C2の一階柱脚部もせん断破壊に至った。C1の一階柱脚部では圧壊により、すべての柱主筋の座屈が確認できた。下端梁主筋が破断した。なお、この入力の中で最上階の倒壊防止ワイヤーが働いたため、応答性状は実情と異なる可能性がある。終了後耐震壁の効果で自立はしていたが、水平方向には完全に不安定な状態に至ったと推定される。

表5 主要部破壊経過

試験体A				
	柱 C1	柱 C2	柱 C4	梁 G7
RUN4	柱脚危険断面にひび割れ(0.0)			柱脚危険断面にひび割れ(0.7)
RUN5	曲げせん断ひび割れ(0.0)、主筋曲げ降伏		主筋全周降伏	ひび割れ拡大(1.6)
RUN6	ひび割れ拡大(0.2)、主筋全周降伏		柱脚危険断面にひび割れ(0.0)	ひび割れ拡大(4.0)
RUN7	ひび割れ拡大(0.3)	主筋曲げ降伏	ひび割れ数増加(0.0)	ひび割れ拡大(5.0)
RUN8	ひび割れ数増加(0.3)	柱脚危険断面にひび割れ(0.0)	ひび割れ拡大(0.2)	<b>ひび割れ拡大(6.5)、一部コンクリート剥離</b>
RUN9	<b>無数のひび割れ、柱脚でコンクリートの圧壊</b>	コンクリートが剥離	<b>柱脚でコンクリートの圧壊</b>	コンクリート剥離拡大
RUN10	ひび割れと圧壊拡大(0.5)		ひび割れと圧壊拡大(4.0)	
RUN11	圧壊は柱脚全体に拡大		圧壊により主筋を確認	ひび割れ拡大(7.0)、コンクリート剥離拡大

試験体B				
	柱 C1	柱 C2	柱 C4	梁 G7
RUN3				柱脚危険断面にひび割れ(0.1)
RUN4	柱脚部に水平方向ひび割れ(0.0)			ひび割れ拡大(1.2)
RUN5	せん断ひび割れ(0.0)、主筋曲げ降伏	主筋全周降伏	せん断ひび割れ(0.0)	
RUN6	<b>柱脚部でせん断破壊(3.5)、主筋全周降伏</b>	せん断ひび割れ(0.4)、補強筋降伏	<b>無数のせん断ひび割れ、圧壊</b>	<b>ひび割れ拡大(15)、一部コンクリート剥離</b>
RUN7	圧壊で全主筋が座屈	<b>柱脚部でせん断破壊</b>	ひび割れ拡大	下端主筋が破断

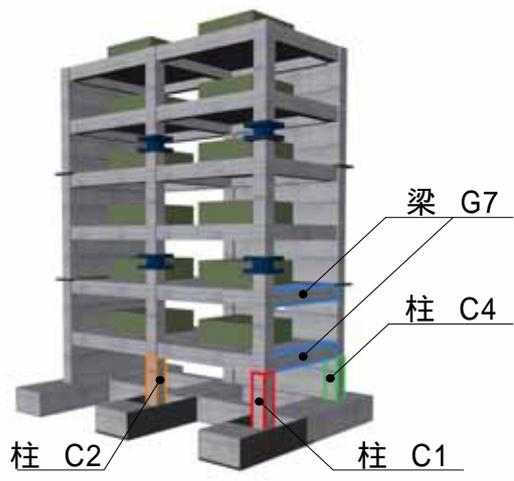
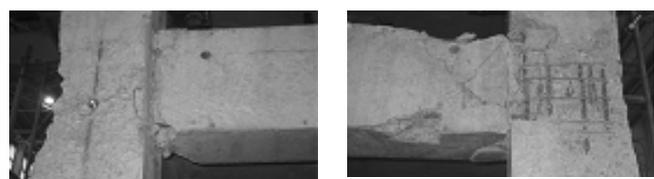
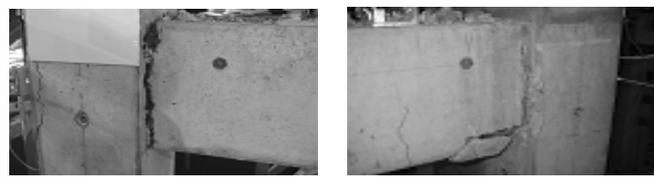


图7 主要部名称

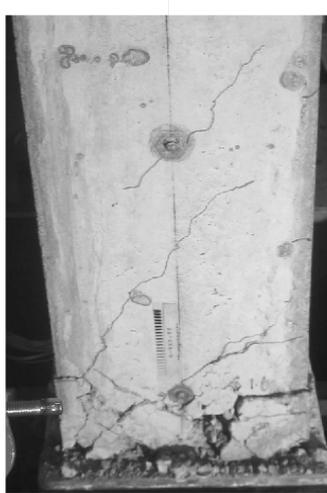


(a) 試験体A



(b) 試験体B

图8 2階梁(G7)最終破壊状況



( )C1



( )C2



( )C4

(a) 試験体A



( )C1



( )C2



( )C4

(b) 試験体B

图9 1階柱最終破壊状況

### 3)一階柱の応答性状

図10、図11、図12に1階C1、C2柱の復元力特性を示す。試験体AではRUN9で破壊を生じ、その最大耐力は57.27(kN)、最大変形は31.71(mm)となった。試験体Bでは、RUN6で破壊を生じ、その最大耐力は74.21(kN)、最大変形は68.17(mm)となった。このように、二つの試験体の中で、破壊点と変形の間には共通性は見られなかった。また、最大耐力にも大きな違いが見られるが、これには、繰り返しによる耐力低下および反曲点位置の移動(試験体Aでは2階梁に近く、試験体Bでは中央に近い)が影響しているものと考えられる。一階柱の崩壊時の変形角は試験体AのC1で0.036(rad)、試験体BのC1で0.078(rad)、C2で0.037(rad)であった。また、実験前の強度算定式(表2)によるせん断強度は、靱性保証型耐震設計指針ではC1で64.90(kN)、C2で69.40(kN)、荒川式でC1で70.85(kN)、C2で75.39(kN)となっている。すなわち、今回の実験では算定式との間に多少の差が見られた。次に図12から分かるように、C2の1階部の最大耐力は、RUN6からRUN7にかけて急激に低下している。すなわち、RUN6でC1の1階部の柱が破壊に至り、その軸力の負担分がC2に分配された結果、C2がRUN7で破壊に至ったと考えられる。

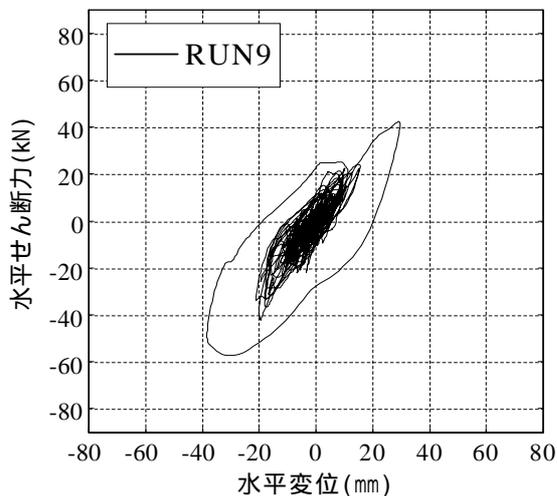


図10 試験体AのC1における復元力特性 CH1.1

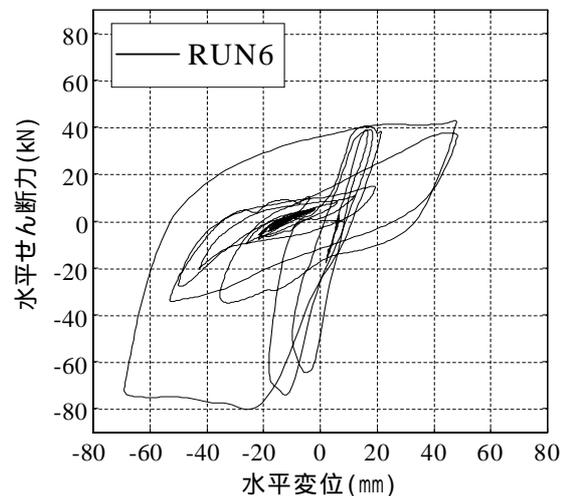
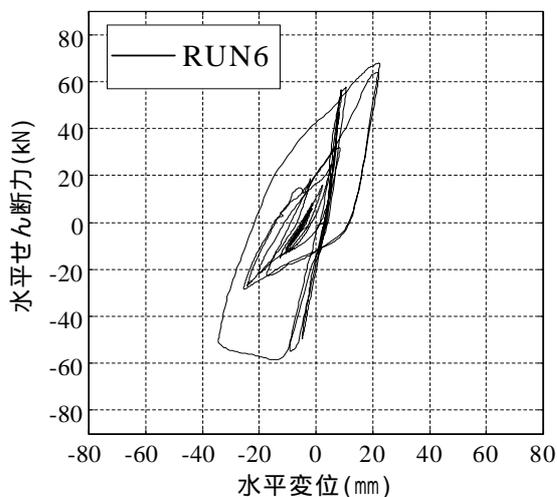
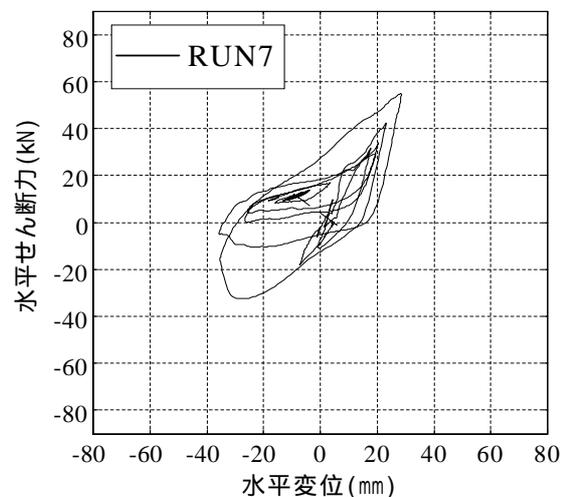


図11 試験体BのC1における復元力特性 TAK1.1



(a)RUN6 TAK1.1



(b)RUN7 TAK0.9

図12 試験体BのC2における復元力特性

#### 4) 層間変位と破壊形式

図13に試験体A、Bの各入力に対するY1構面の各階層間変形の分布を示す。試験体Aの変形分布は上層から徐々に増加しているが、試験体Bでは変位が低層階に集中していることが分かる。すなわち、試験体Aでは破壊経過からも分かるように、柱が目立った破壊を起こすまでは、梁に大きな損傷が生じて全体降伏機構となっており、その後柱の柱脚部で曲げせん断破壊が生じて破壊に至ったと考えられる。一方、試験体Bではせん断力が低層で増大して、柱脚部でせん断破壊が生じた結果、変形が集中して層降伏型に近い状態で破壊に至ったと考えられる。

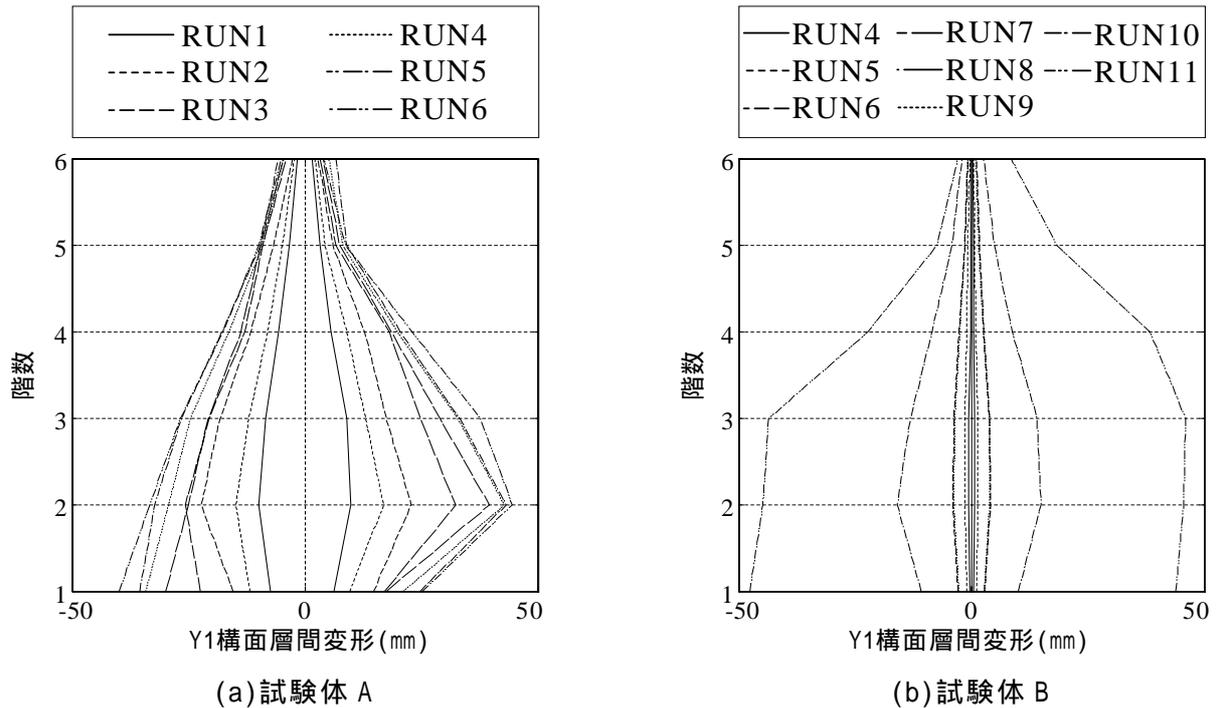


図 13 Y1 構面各階層間変位

#### 5) 捩れ応答性状

図 14 に試験体 A、B の最上階 X 方向(加震方向)各構面の基礎からの相対変位の最大変形角を示す。それぞれ加震中、各節点の加震正負方向の最大応答値をプロットしたので必ずしも同じ時刻の応答値ではない。構造物全体としての最大変形角は Y1 構面で試験体 A が run11 で 1/40、試験体 B が run6 で 1/25 を記録し、試験体 B の方がやや大きく変形している。図のように試験体 A では正負方向にほぼ同じ大きさで変形角が入力地震動ごとに漸増しているのに対して、試験体 B では run5、run6 で急激に変形が大きくなる。また、耐震壁構面 (Y3 構面) での変形角は試験体 A に比べて小さく、試験体 B は試験体 A より捩れ応答性状が顕著である。

次に 1 層について応答中心点の Y 座標位置を算出した。ここで応答中心点を見かけ上 X 方向に変形しない (層の回転中心となる) 点と定義し、以下の方法で算定した。

1 層 2 点間の X 方向水平変形から層の回転角を算出し、重心位置の X 方向水平変形と回転角との線形関係から水平変形の回転角に対する比を直線回帰によって特定することにより、重心から応答中心点までの距離を算定した。応答中心点の定義を図 15 に示す。

各地震波入力時の応答中心点の位置を図 16 に示した。試験体 B は試験体 A よりも応答中心点が重心に近く、偏心応答が顕著である。また、試験体 A、B とともに run3 までの小さいレベルでは、重心から応答中心点までの距離が長くなり、X 方向の並進応答が大きくなるが、その後、構造物が塑性化してからは徐々に短くなる。これは塑性化が進むに従って偏心応答が徐々に顕著になることを示している。

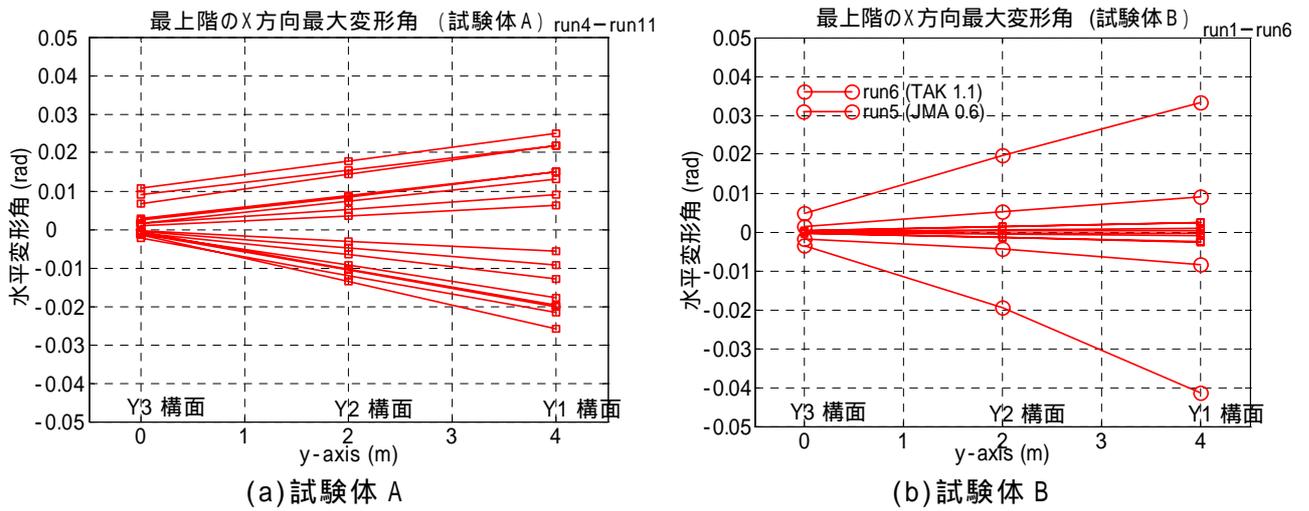


図 14 最上階 X(加震)方向の最大変形角

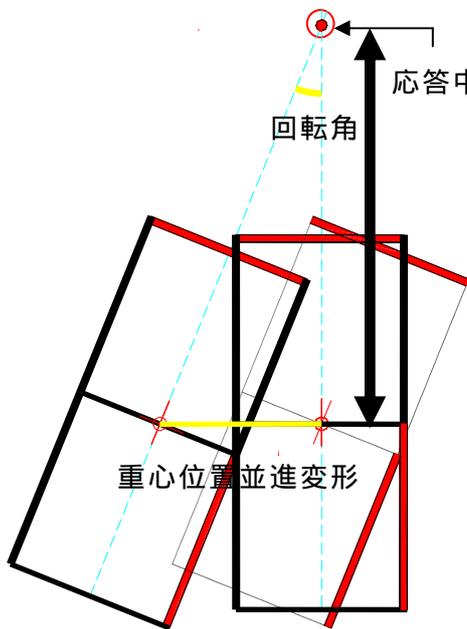


図 15 応答中心点の定義

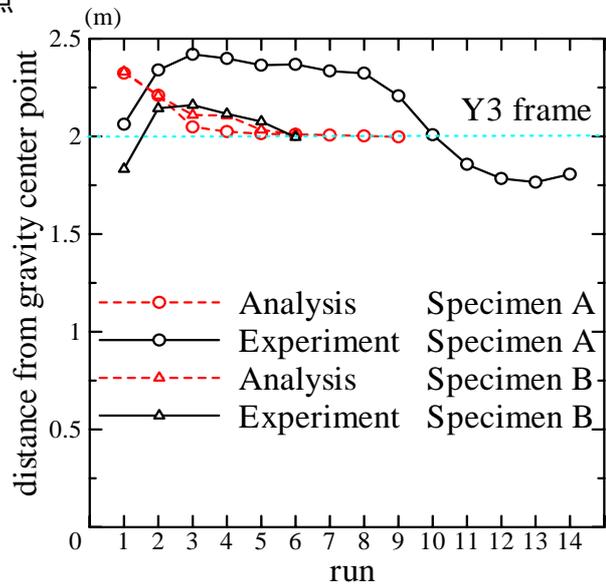


図 16 応答中心点の推移

6)一層の応答

次に、1層の層せん断力 - 層間変形（重心位置）の関係を図 17、18 に示す。試験体 A、B ともに構造物は 1 層柱が主筋降伏に至る場合と終局に至る入力レベル時（試験体 A：run7、9、試験体 B：run5、6）における関係を図示した。

層せん断力は重心位置の並進加速度に質量を乗じて算定したものである。一層せん断力と層間変形の関係は非常に非定常であるが、試験体 B の方が試験体 A より線形性を保っている。試験体 B、run6 入力時の層せん断力は、変形 40mm 程度で負方向のせん断耐力が急激に低下している。この時点で柱がせん断破壊し、構造物が終局状態に至った現象が復元力特性に明瞭に現れている。

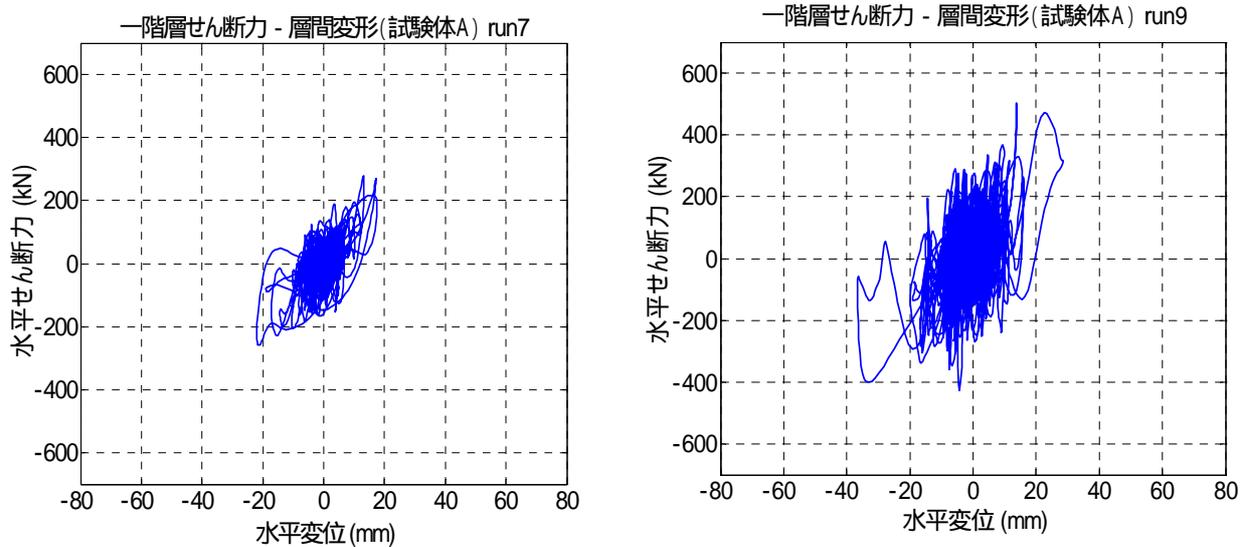


図 17 試験体 A における 1 層せん断力 - 層間変形関係

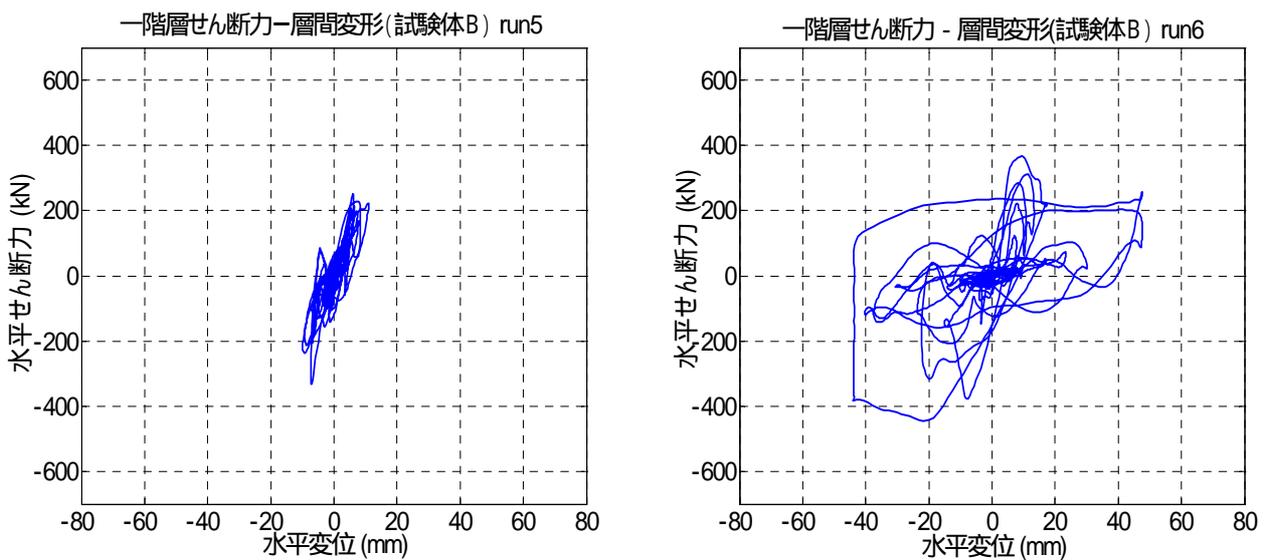


図 18 試験体 B における 1 層せん断力 - 層間変形関係

また、図 13 に示した Y 1 構面の各層最大層間変形の分布によれば、試験体 A の分布に比べて試験体 B では 1 層の変形が相対的に大きい。試験体は 2 体とも 1 層柱の曲げ降伏後のせん断破壊により終局状態に至ったが、試験体 A は構造物がほぼ完全な全体降伏機構を形成して維持し、柱は柱脚曲げ圧壊に近い破壊モードであったの対して、試験体 B では 1 層または 1、2 層の部分的な層崩壊も振動中に混在しており、柱はより脆性的なせん断破壊に近いモードで破壊した。以上の違いは入力地震動の性質、特に短周期域での加速度応答レベルの違いによるものと考えられる。

## 7) エネルギーに関する検討

### a) 累積入力エネルギー

試験体 2 体 (A, B) の各地震動入力 (A: run1-6, B: run1-11) 後の累積エネルギーの推移を図 19 に示す。構造物の累積入力エネルギーは履歴消費エネルギーと粘性減衰消費エネルギーの和となるが、実験では力は加速度から求めた減衰力も含まれる慣性力を用いるので、減衰エネルギーも含む合計の入力エネルギーになる。静的復元力を別途精度よく計測しない限り、一般に減衰と履歴のエネルギーを分離することは困難である。

実験結果から各層重心位置の X 方向並進絶対加速度と層重量から並進成分の入力エネルギーが算出される。同様に、各層 2 点間の絶対加速度から絶対層回転加速度を求め、層の回転慣性質量を用いて層回転成分の入力エネルギーが算出される。これらの和が試験体に入力された累積入力エネルギー量となる。なお、積分に用いる変位は加速度を積分して算出した場合と、変位計による計測値を用いた場合の 2 種類で算出した。並進成分と回転成分の運動方程式と累積入力エネルギーの計算式をそれぞれ式 (1)、式 (2) に示す。

並進成分と回転成分の運動方程式

$$\begin{aligned} m \ddot{x} + c \dot{x} + k(x - e\theta) &= -m \ddot{x}_0 \\ I \ddot{\theta} + c \dot{\theta} + ke^2 \theta &= -I \ddot{\theta}_0 \end{aligned} \quad (1)$$

m : 層質量

x : 層重心位置の並進方向変形

..... 層回転角

x<sub>0</sub> : 振動台加速度

k : 重心位置の X 方向剛性

c : 減衰係数

並進成分と回転成分の履歴消費エネルギー

$$\begin{aligned} E_x &= \int (c\dot{x} + k(x - e\theta)) dx = \int m(\ddot{x}_0 + \ddot{x}) dx \\ E_\theta &= \int (c\dot{\theta} + ke^2 \theta) d\theta = \int I(\ddot{\theta}_0 + \ddot{\theta}) d\theta \end{aligned} \quad (2)$$

E<sub>x</sub> : 並進成分の履歴消費エネルギー

E<sub>θ</sub> : 回転成分の履歴消費エネルギー

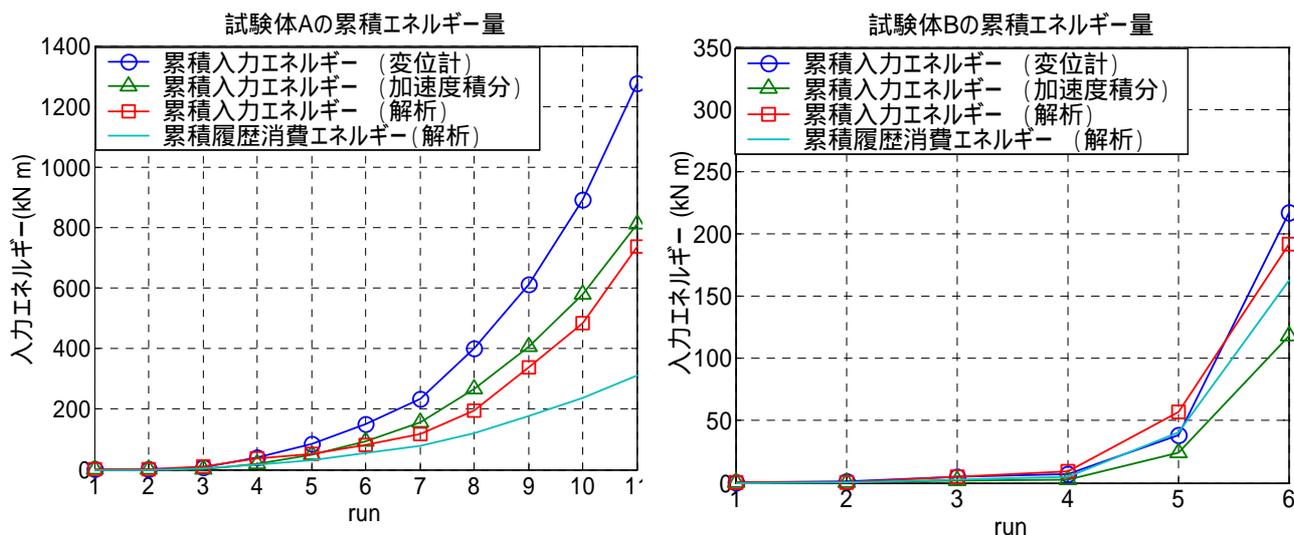


図 19 累積履歴消費エネルギーの推移

実験前に実施した骨組解析（2%剛性比例粘性減衰）から同様に求めた入力エネルギー量と累積履歴消費エネルギー量（減衰エネルギーを除く）も図 - 19 に示した。

実験結果によると run6 までの累積入力エネルギーは試験体 A, B ともにあまり変わらないが、試験体 A では大きく塑性化した run6 以降の累積入力エネルギーはさらに増大し続ける。それぞれ柱が崩壊するまでに、試験体 A の累積入力エネルギー量（run11 まで）は試験体 B (run6 まで) の約 6~8 倍にまで達した。加速度積分による変位を用いたエネルギーは変位計による場合に比べてほぼ一定の割合（60%程度）で必ず小さく、本質的な誤差要因があると推定される。

これに対して、解析結果の累積履歴消費エネルギーは 2 試験体間の累積入力エネルギー量（実験・解析）ほど大きな違いが見られず、試験体 A では試験体 B の約 1.7 倍であった。試験体 B では解析値の累積入力エネルギーは加速度積分による累積入力エネルギーより明らかに大きい。逆に、試験体 A では変位計による累積入力エネルギーより小さい。したがって、実験では、試験体 2 体の累積履歴消費エネルギーの違いは、解析結果における違い（1.7 倍）よりは大きかったと推定される。

#### b) 変形と累積エネルギーの関係

累積入力エネルギーの観点で応答変形モードを検討するために、図 - 20 に回転成分、並進成分の累積入力エネルギーをそれぞれ並進、回転変形の最大応答変形角（全体）に対してプロットした。

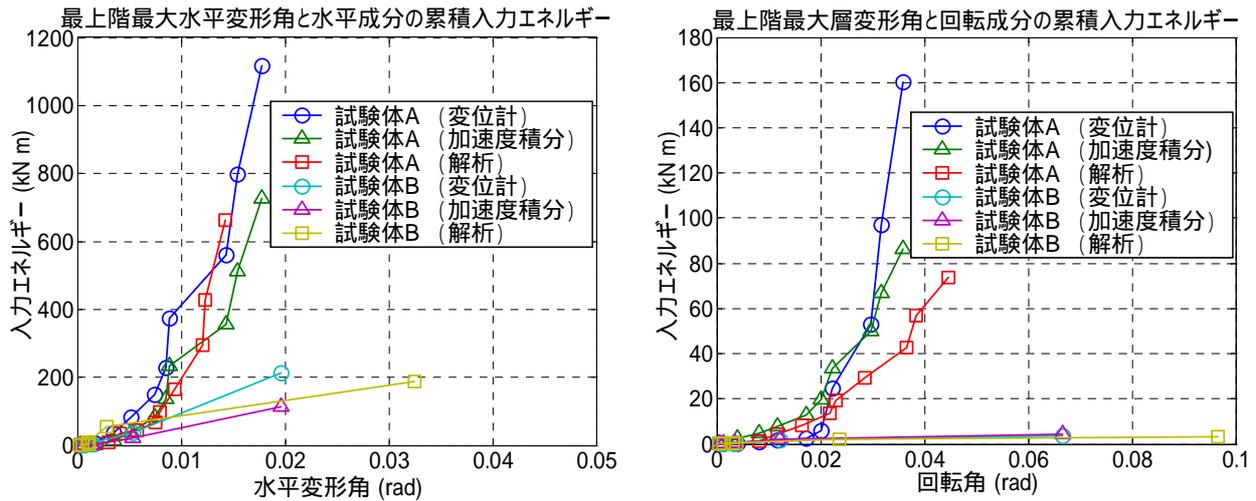


図 20 各成分の変形と累積入力エネルギーの関係

試験体 A の履歴消費エネルギーは並進成分・回転成分ともに構造物の塑性化が進むほど指数関数的に増大している。これに対して試験体 B では、並進成分・回転成分ともに run6 まで最大変形に対してほぼ線形的に上昇している。試験体 B では並進成分の累積エネルギーが run6 で構造物が塑性化することである程度上昇するが、回転成分の累積エネルギーは非常に小さいため、試験体 A に比べて変形量が大いにも関わらず、終局時の全体の累積入力エネルギーは非常に小さい値に留まっている。

今回の実験では試験体 A には変形が漸増する載荷履歴、試験体 B では降伏時から急激に構造物が崩壊するレベルの地震波を入力した。また試験体 A に入力した TOH・CHI 波は海洋型の地震波形であり継続時間の長い波である。これに対して試験体 B に入力した JMA・TAK 波は兵庫県南部地震時に収録された直下型の地震波形で、継続時間の短い長周期成分大きな波形である。従って、震動時間と載荷履歴が大きく異なることによって 2 体の変形量とエネルギーの関係が図のように大きく異なっている。試験体 B では多数回の繰返し応答を経ないで急激に大きな応答変形に達したため、試験体 A に比べて累積エネルギーが小さいレベルで崩壊に至った。

1 層独立柱のせん断耐力低下から、試験体 A B はそれぞれ run11、run6 で終局状態に至ったと判断できる。2 体が崩壊に至った応答変形は概ね同レベルであるが、累積履歴消費エネルギーには大きな違いがあることから、RC 構造物の崩壊には最大応答変形が累積履歴消費エネルギーよりも支配的であったといえる。

## 8) 実験結果と事前解析の比較

### a) 事前解析の解析手法

事前解析は CANNY99<sup>2)</sup> を用いて解析した。独立柱はファイバーモデル、耐震壁側柱は材端バネモデルでそれぞれモデル化した。材端バネモデルの履歴モデルには武田モデルを用いた。軸バネには axial-stiffness モデルを用いた。また、コンクリートモデルの圧縮強度は 25 (N/mm<sup>2</sup>)、柱主筋の引張強度は 343 (N/mm<sup>2</sup>) として解析した。

耐震壁は TVLE モデルでモデル化し、曲げバネには原点指向の強い武田モデルを用いた。また、せん断バネは弾性とした。

梁は武田スリップモデルを用いた材端バネモデルでモデル化した。これは試験体 A の梁が繰返し荷重を受けることで梁端から主筋が抜け出し、履歴がピンチングする現象を考慮するためである。武田スリップモデルのスリップ定数を 0.6 とした。

梁および壁の曲げ耐力は靱性保証指針式に基づいて算定した。各部材の剛性低下率は菅野式を用いて算定した。また 1 層の柱の剛域は 0.25 m としロードセル上面で柱が固定されているものとして解析した。

### b) 一層 Y 1 構面の独立柱の X 方向柱頭変形角

図 21 に 1 層 Y 1 構面に位置する独立柱の X 方向柱頭変形角について解析と実験値の推移を比較した。

試験体 A は主筋が降伏する前後までは (run5、6) 解析値と実験値が非常に近い値になっている。しかし、run7 以降、解析値は X 負方向の最大変形角を過小評価している。これは、繰返し載荷による独立柱の耐力劣化を解析モデルが考慮していないためである。これに対し、試験体 B は解析値と実験値が非常に近似している。

これは試験体 B が多数回の繰返しの応答を経ないで、run6 で急激に大きな応答変形に達したため、最大応答変形角が従来の履歴モデルで推定できたと考えられる。

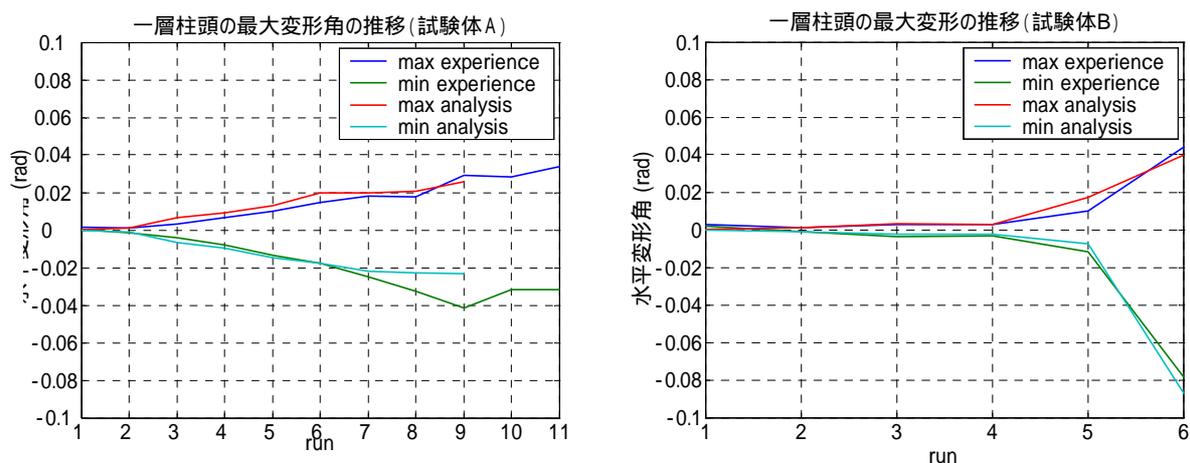


図 21 一層独立柱の X 方向柱頭変形角

c) 一層せん断力と最上階の重心水平変形関係

図 22 に 1 層せん断力と重心水平変形について解析と実験値の推移を比較した。試験体 A、B ともに構造物は弾性レベル、1 層柱が主筋降伏に至る場合と終局に至る入力レベル時（試験体 A：run3、7、9、試験体 B：run3、5、6）における関係を図示した。破線に実験値の復元力特性、実線に解析値の復元力特性を示す。

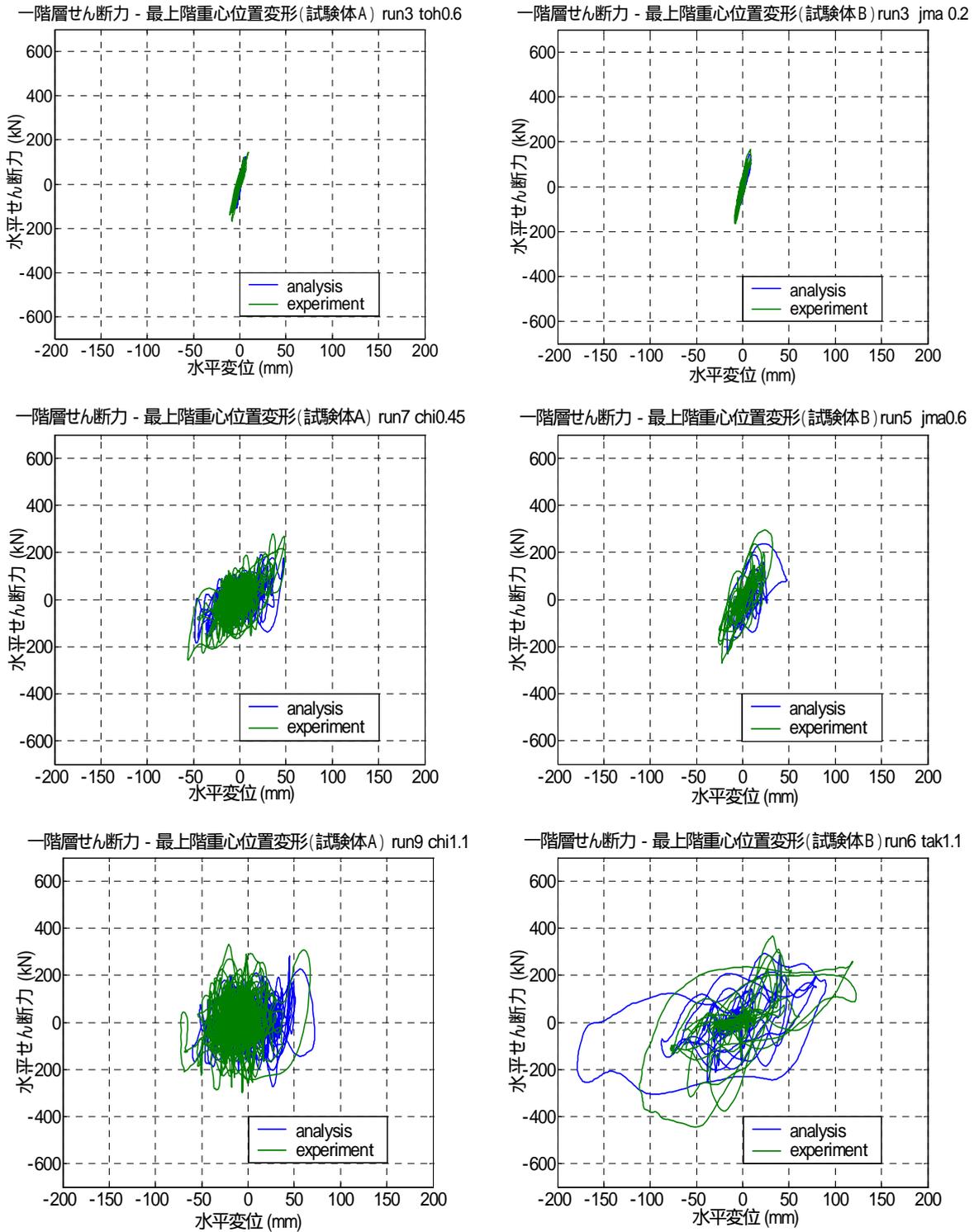


図 22 1 階層せん断力 - 最上階重心位置変形関係

弾性レベルでは、試験体 A、B ともに実験値と解析値の剛性及び応答変形は非常に近似している。塑性化が大きくなると、実験値の最大せん断耐力は解析値を上回っていて、特にその現象は試験体 A よりも試験体 B において顕著である。これは歪速度の影響であり、少ない繰返し回数で急激に大きな変形する試験体 B では、特にその影響を大きく受ける。試験体 B の run6 では歪速度の影響で実験値の剛性が高く、そのため最大変形が解析値に比べてかなり小さくなっている。

## 9) モード解析

### a) モード変形・水平外力分布

以下の手順で応答変形の時刻歴に対して、質量マトリックス[m]に関して直交性をもつ基準モード<sup>3)</sup>を分解する。時刻歴応答変形  $f(t)$  を近似する基準モード{X}と単振り子の時刻歴波形  $q(t)$  を仮定し、時刻歴応答との差の2乗累積和  $E$  が最小となるモードを基準モードとすると、モード{X}は式(3)に示される固有値問題の最大固有値に対応する固有ベクトル(1次)となる。また、2次以上のモードも応答時刻歴から基準モードを取り除いた成分に対して同様の手順によって求められる

$$f(t) \sim \{X\}q(t) \quad (1)$$

$$E = \int_{t_2}^{t_1} [f(t) - \{X\}q(t)]^T [m][f(t) - \{X\}q(t)] dt \quad (2)$$

$$[R] = \int_{t_2}^{t_1} \{f(t)\}\{f(t)\}^T dt \quad (3)$$

$$([m][R][m])\{u_1\} = \lambda_1[m]\{u_1\} \quad (4)$$

抽出された水平外力および水平変形のモード形について、高さ方向の分布を図 - 23 に示す。

両試験体でモード形に大きな違いは見られなかったものの、試験体 A では変形が増大するに従って、一次モードの外力分布が著しく下方にシフトしていったことがわかる。

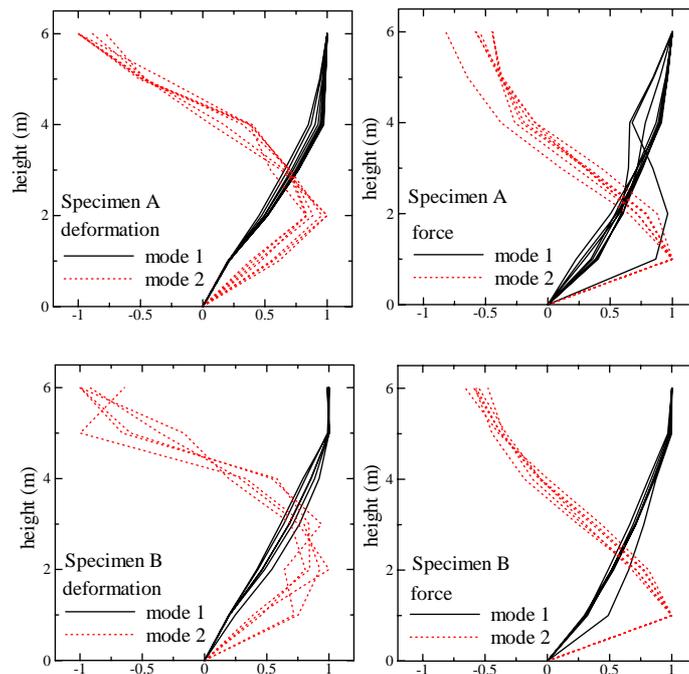


図 - 23 水平外力と変形の1・2次モード分布

図 - 24 に分解された 1・2 次変形モード成分の最大振幅 (図(a)) と 1 次モード代表点の並進変形に対する回轉變形の割合 (擬似応答中心点) (図(b)) を示す。

擬似応答中心は算出されたモード形の並進変形と回転角の比として一義的に決まりモード変形の偏心応答の大きさを示す指標となるが、代表点の等価高さは並進変形と回転角で異なるため、厳密には層の応答中心点 (図 16) とは異なる。

2 試験体の擬似応答中心点の推移は骨組解析では 1 次モード最大変形に対して非常に近似しており、応答が増大するにつれて重心に近づくがその値は一定値に漸近している。これに対して、実験結果の擬似応答中心点は試験体 A の方が重心に近く 1 次モードの回轉變形が顕著になった。また、非線形化後も変形が増大するにつれて応答中心が重心に近づく。これらの解析と実験の結果の相違は直行梁が塑性化後の大きく耐力劣化することによって偏心挙動が顕著になるためであると考えられる。したがって塑性化後の繰り返し載荷の多い試験体 A で構造物全体の偏心応答が顕著になった。

また、(図 16) の結果では試験体 B の回転運動の方が顕著であり、構造物全体の結果と逆の結果となった。これは、図 1 3 からわかるように入力地震波の性質より高次のモードによって試験体 B では低層高さに回轉變形が集中するためであると考えられる。

最大振幅のグラフより、全体の応答変形に対する 2 次モードの変形量は 2 体で大きな違いは見られないが、試験体 A では試験体 B に比べて 1 次モード変形の割合が若干大きい。左図より、構造物全体としての偏心応答は試験体 A で顕著であった。したがって 1 次モード変形は並進応答が顕著なモード変形であり、回轉變形の卓越する 1 次以外のモード変形の影響によって試験体 B は回轉變形が顕著になったと考えられる。

図 - 25 に 1・2 次モードに縮約した代表点の復元力特性を示す。試験体 A の 1 次モードは run4 以降、繰り返し載荷の影響でスリップしはじめ、その後復元力特性の形が徐々に非定常化している。両試験体の 2 次モードは 1 次モードに比べて水平外力・変形が小さく、最大変形の大きな試験体 B の run6 以外では復元力特性が弾性変形を保っていた。

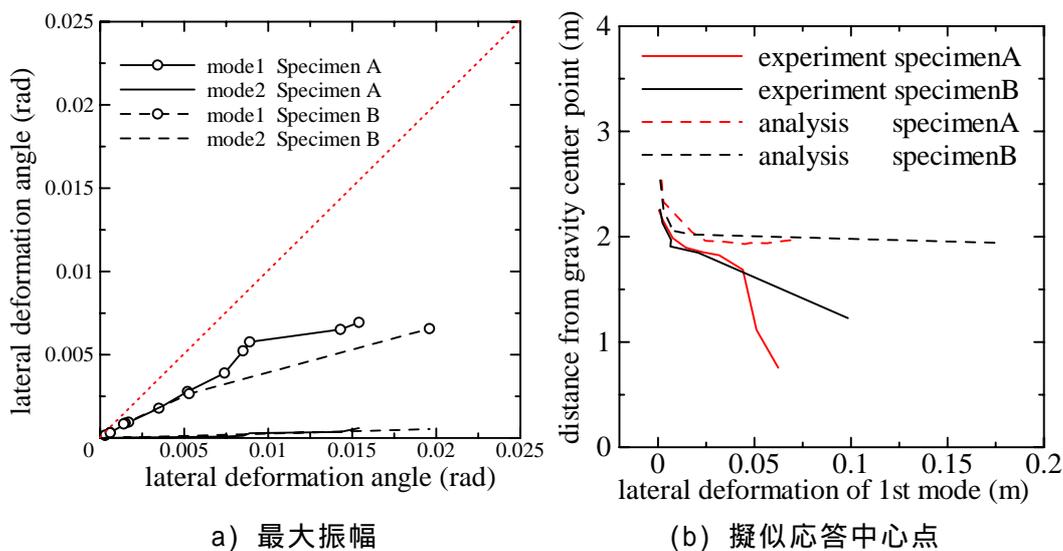


図 - 24 分解した変形モードと最大振幅

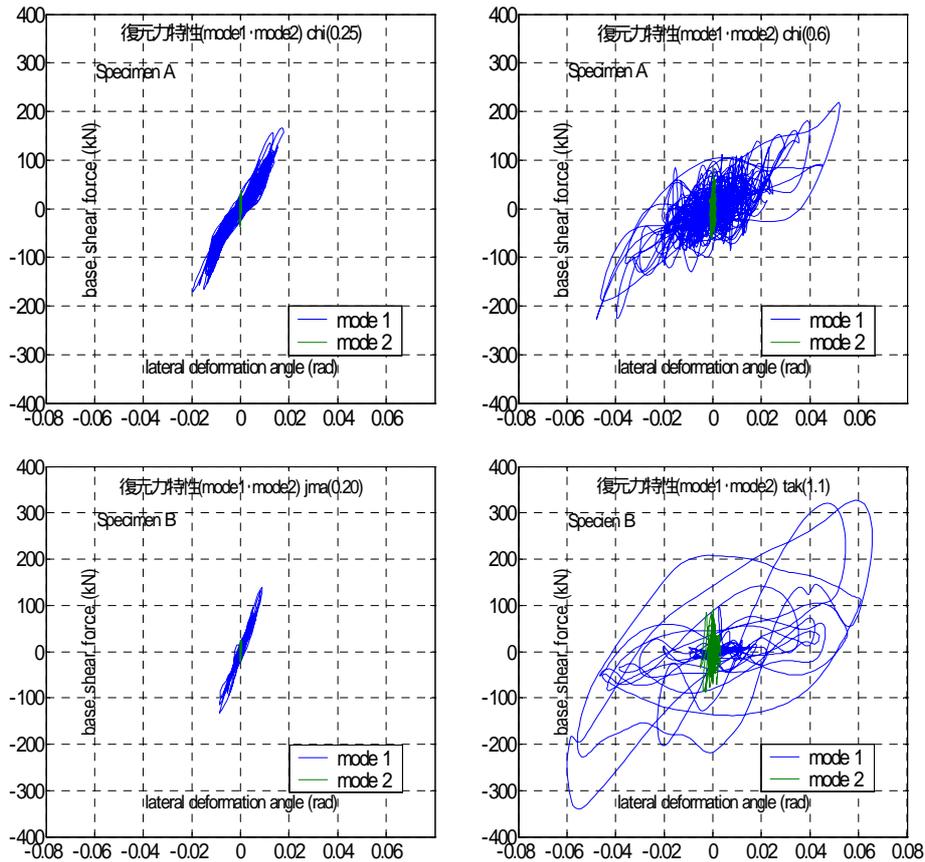


図 - 25 1次・2次モードの代表点の復元力特性図

各階重心位置の水平変形について、前項に示したモード分解を行い、モードごとに算定した累積入力エネルギーを図 - 26 に示した。両試験体とも1次モードエネルギーに対する高次モードの比率は最大応答変形に応じて増大しており、全体の入力エネルギーの中で1次モードエネルギーが支配的であった。特に試験体 A では1次モードエネルギーの占める割合が比較的大きかった。従って、試験体 A の応答において1次モードがより顕著であったことがモード変形による入力エネルギーという観点からも理解することができる。

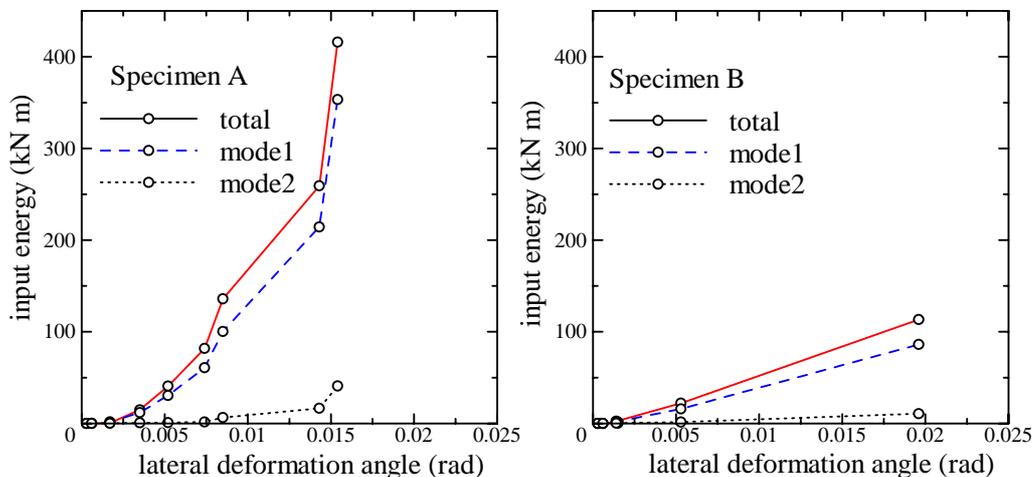


図 - 26 1次～3次モードの累積入力エネルギー量

10) 静的実験による柱せん断力の推定

a) 試験体およびロードセル部位の概要

図 - 27 に試験体の平面図、また震動実験において柱脚に配置されたロードセル位置を図中に丸位置で示す。また、ロードセル部分の接合部詳細図は図 5 に示す通りである。柱の主筋が抜け出さないように中子筋を入れて、箱型鉄枠にグラウトを注入した柱剛域部分を、ロードセルをボルト固定して一体化させた。ロードセルと震動台は 40mm の鉄板を介して固定されている。

ロードセル静的加力実験は震動実験直後に震動台上で(1次実験)、また3月に建築研究所で(2次実験)、2回にわたって行われた。その様子を図 - 28、29 に示す。

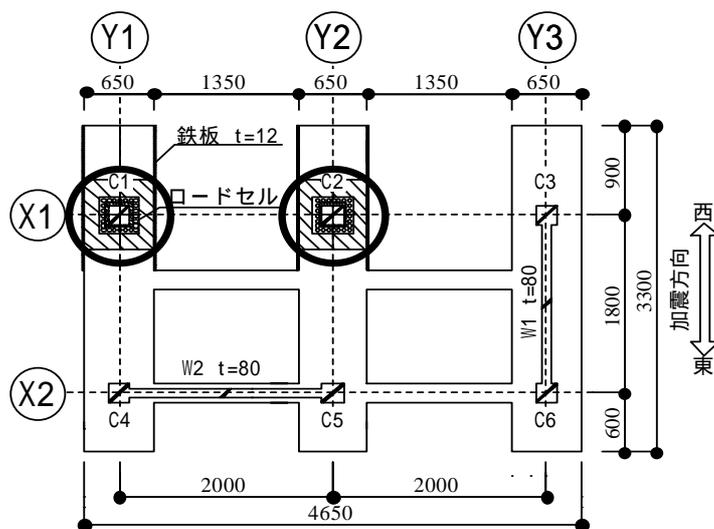


図 27 試験体基礎部平面図



図 28 一次実験の状況



図 29 二次実験の状況

## b) ロードセル静的加力実験 (1次実験)

震動実験時の柱脚をそのまま用いて静的加力実験を行った。ただし、柱の代わりにはH剛棒を溶接し載荷は水平ジャッキを使って正方向繰り返し載荷を行った。X方向ではロードセル上面からの高さ400mm、435mm、555mmでの載荷をそれぞれ1回ずつ、500mmでの載荷を3回行い、Y方向ではロードセルからの高さ500mmで4回加力を行った。最大載荷重目標は8tで、最大荷重の値によって荷重 - 変形関係が著しく変化しないことを確認するために、最大載荷重目標は任意の幅で変動させた。変位はX,Y水平変位4箇所と鉛直変位を3箇所測定した。

1次実験で計測した水平変形には4つの変形成分が影響している。ロードセルのX方向せん断変形成分、Y軸周りの曲げ変形、Z軸捩れ変形によるロードセル上板の回転変形、接合部のX方向せん断変形である。接合部曲げ変形は剛性が強いことから無視したうえ、せん断変形だけを求めた。その結果を図 - 30に示す。この結果からせん断力は、水平変形からおおむね妥当な値が推定可能であることがわかる。

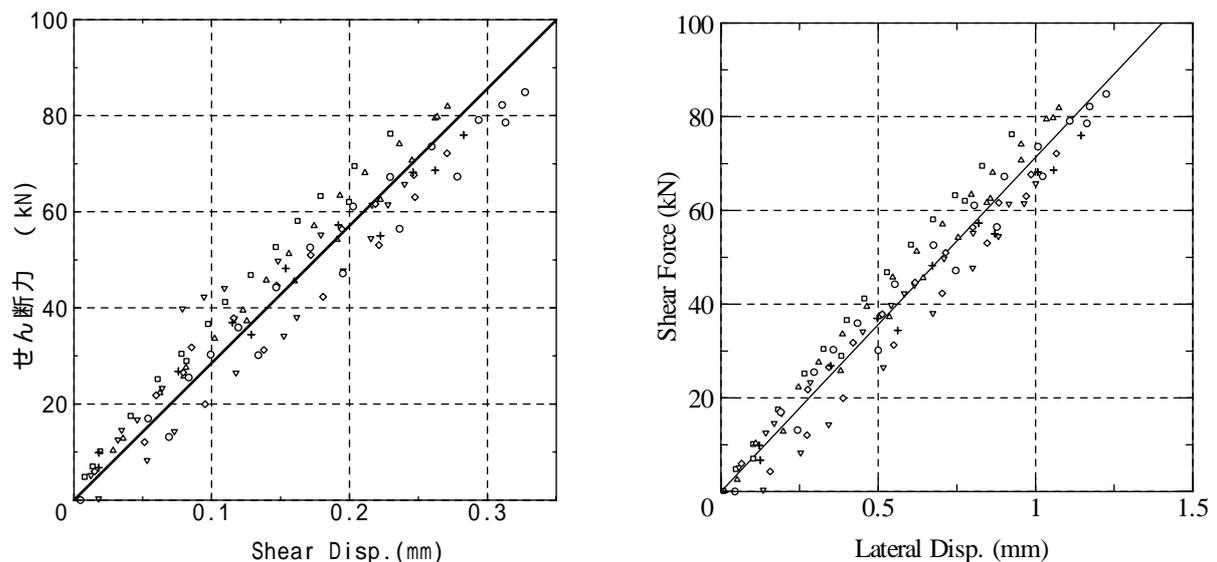


図 30 一次実験の結果

c) ロードセル静的加力実験 ( 2 次実験 )

ロードセルの上に設置した鉄筋コンクリート柱に水平力を載荷し、載荷した力とロードセルから算出されたせん断力、および、ロードセル上面の水平変位を比較した。

水平加力には Actuator を使い、ロードセルの出力 3 成分と、分力計周辺の変位を 6 つの歪型変位計により計測した。特にロードセル上部の変位は両側で測定した。ロードセルのせん断力測定方向に繰り返し加力と、それに試験体を時計回りに 30° 回転させて斜め方向から水平加力を行った。軸力は作用させていない。

図 - 31 で示すようにロードセルで測定されたせん断力よりは実際のロードセル変形の方がせん断力との比例関係をよく表していることが分かる。さらに試験体を 30° 回転させての載荷時は Y 方向のせん断力はロードセルでは正確に計測されていないことが分かり、振り効果がかかなり激しかった本振動実験ではロードセルの計測値より柱脚の変計を用いてのせん断力推定がやや誤差があるものの、むしろ正確であることが分かる。

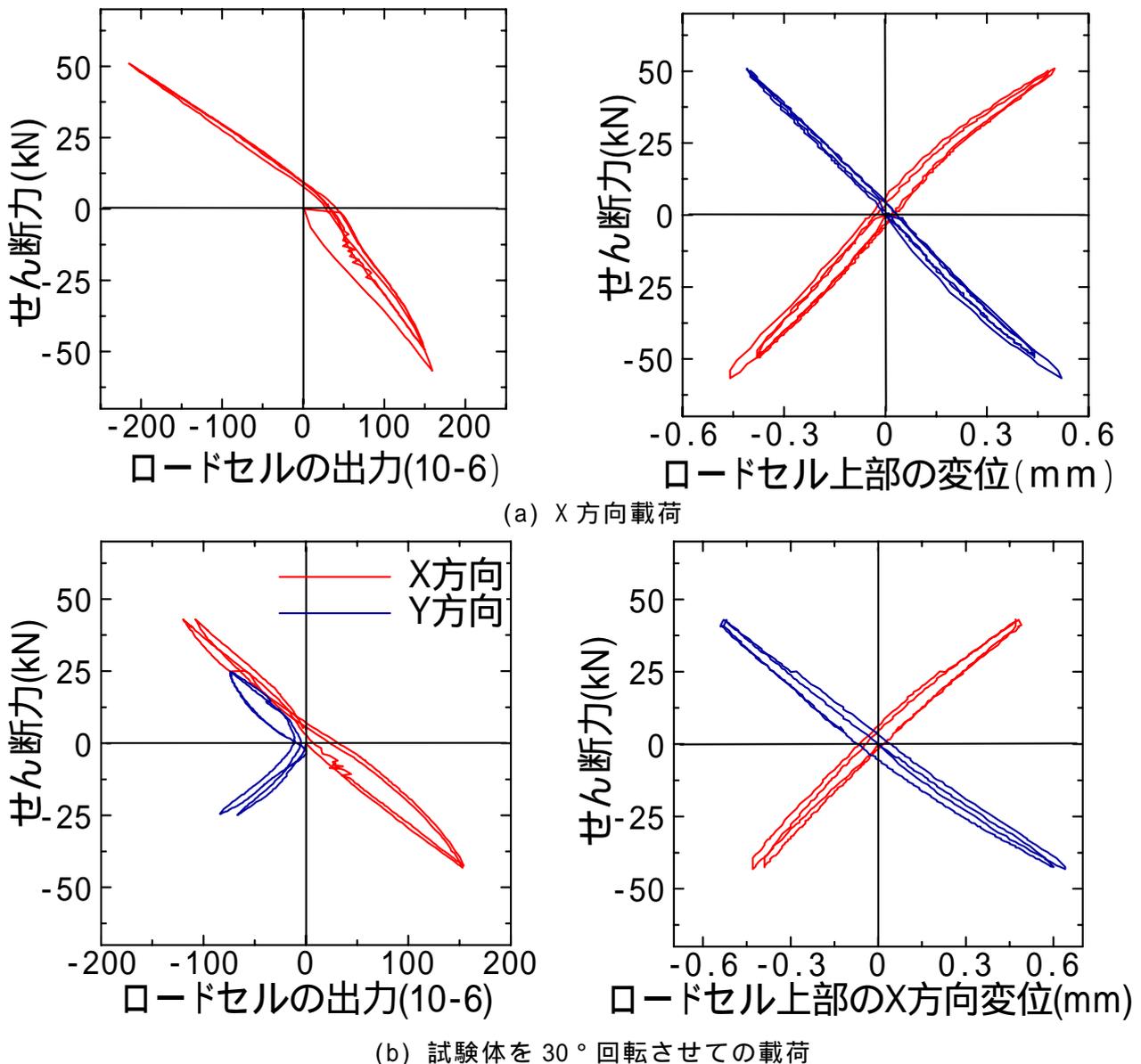


図 - 31 二次試験の結果

d) 震動実験への適用

2次試験は震動実験時との計測位置が違ふことと振動実験からの計測データではせん断変形を求めることができないことから、ここでは変位とせん断力の比例関係は1次実験から得られた水平変位とせん断力の関係を用いてせん断力を推定した。推定した柱の復元力特性(せん断力と1層変形角との関係)を図-32, 33に示す。

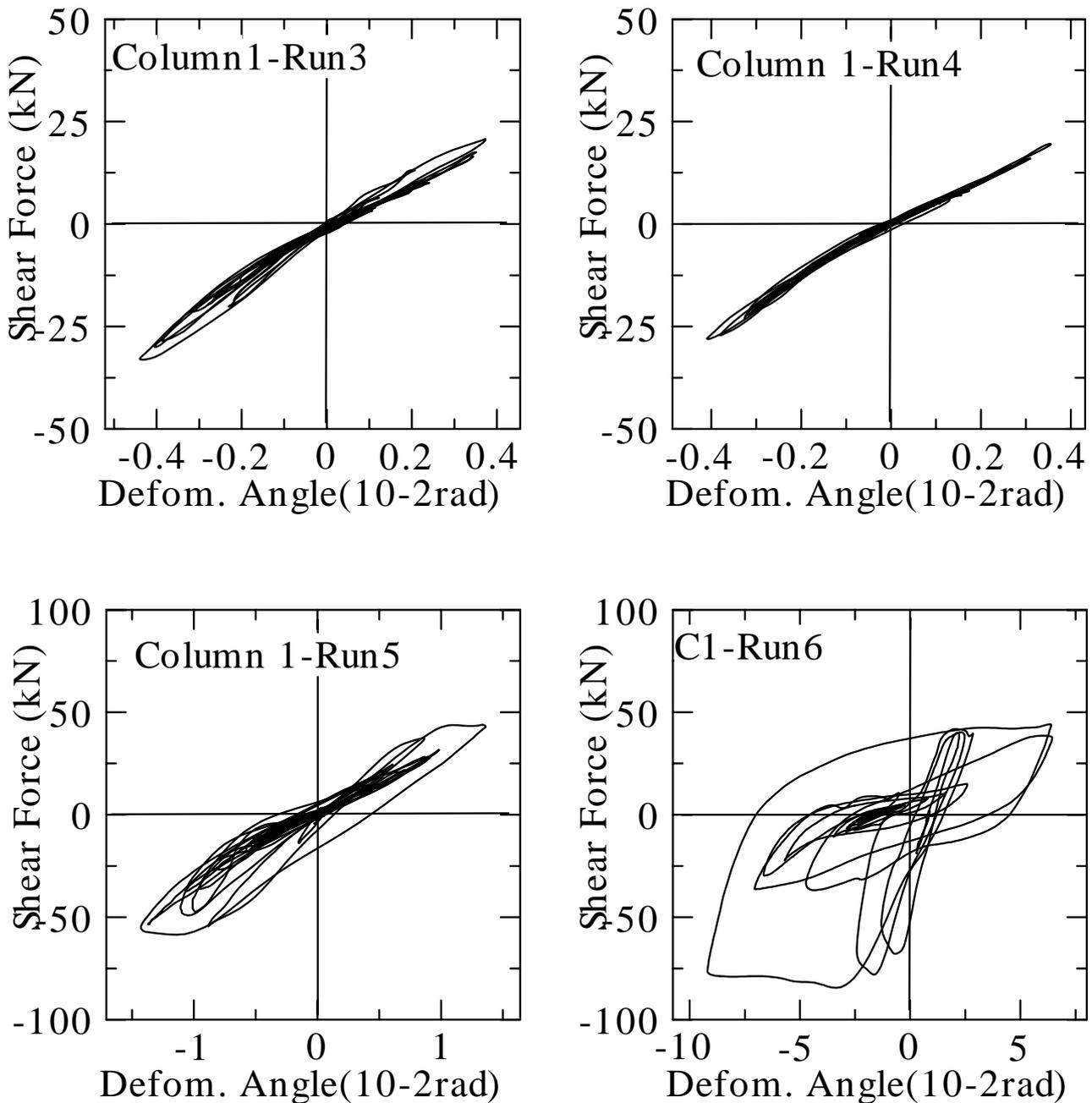


図 32 震動実験中の復元力特性(試験体 A)

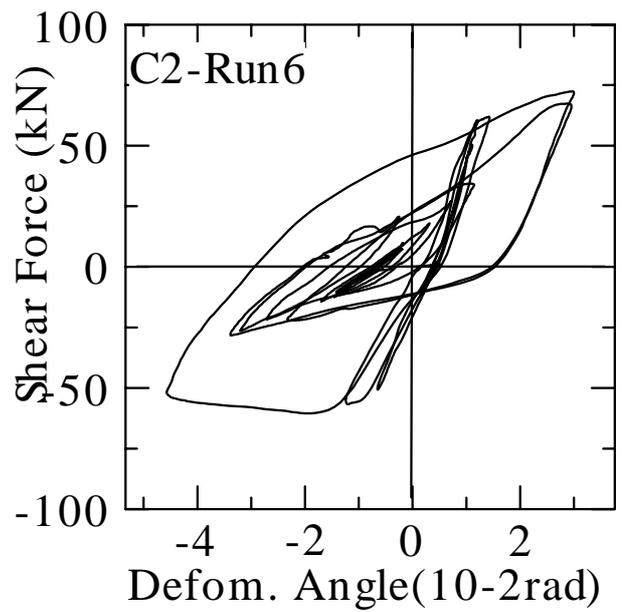
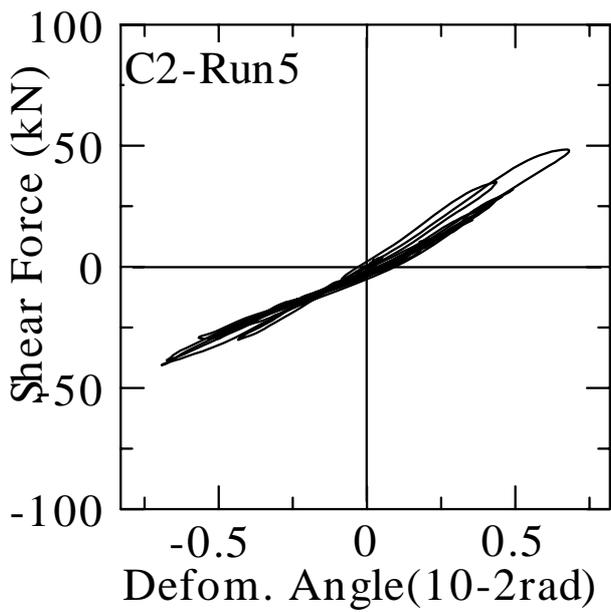
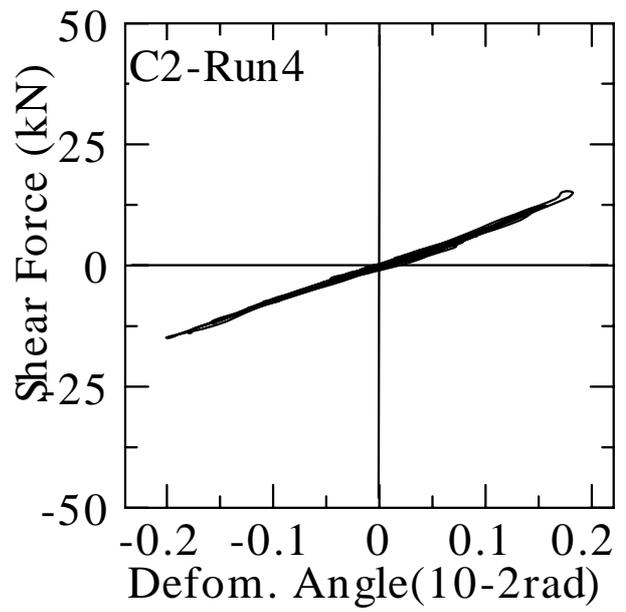
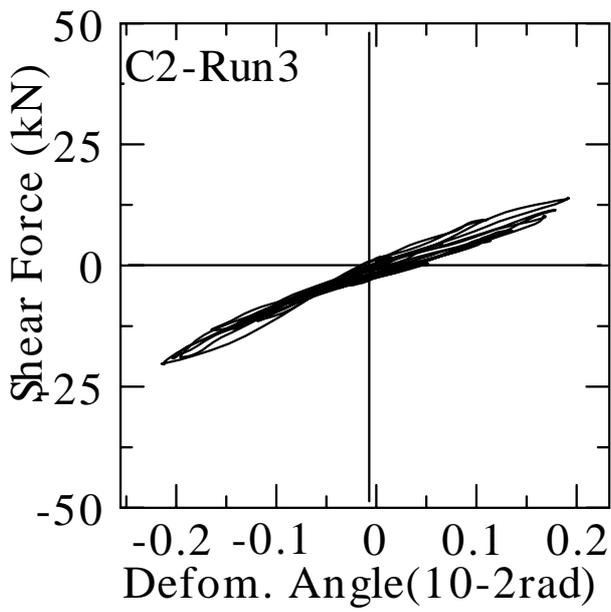


図 33 震動実験中の復元力特性 (試験体 B)

(d)結論ならびに今後の課題

- 1)同じ形状配筋の試験体であっても入力の違いにより、破壊点での最大変位および最大耐力に大きな違いが生じた。
- 2)同じ形状配筋の試験体であっても入力の違いにより、破壊形式に違いが現れる。本実験では、試験体Aでは、梁降伏の全体降伏機構の後、柱脚部で曲げせん断破壊が生じて崩壊した。試験体Bでは、柱脚部でせん断破壊が生じ、層降伏型に近い崩壊機構であった。
- 3)試験体Aでは純ラーメン側で安定した梁降伏機構が維持されたため、試験体Bよりも極めて多数回の繰り返し履歴に耐えることが可能であった。一方、短時間の入力で柱が曲げ降伏後のせん断破壊に至った試験体Bは、繰り返し入力に耐えることなく崩壊に至った。
- 4)偏心するRC構造物は弾性範囲では回転成分の応答が支配的である。応答が増大するにつれて、並進方向の応答が非線形化し、支配的になるが、さらに塑性化が進行すると、層回転成分が非線形化して回転応答が顕著になる。
- 5)試験体A、Bともに1層独立柱の曲げ降伏後のせん断破壊によって終局状態に至ったが、試験体Aは柱脚の曲げ圧壊に近く、試験体Bは脆性的なせん断破壊に近い破壊モードであることがわかった。また、試験体Aの純ラーメンでは梁降伏型の機構が維持されていたのに対して、試験体Bでは層降伏機構も混在していた。
- 6)回転成分の履歴消費エネルギーは変形と同様に、並進方向の応答が非線形化した後に純フレームが大きな変形に至ることによって増加する。従って、非線形化してから繰り返し載荷をあまり受けずに終局に至った試験体Bは、回転成分の消費エネルギーが小さい。
- 7)試験体A、Bの終局時の最大応答変形と累積履歴消費エネルギーを比較すると、変形は同程度であるが、累積履歴消費エネルギーに大きな違いがあることから崩壊には累積エネルギーよりも最大変形が支配的であった。
- 8)事前解析と実験結果は非常に近似していた。解析の精度を高めるには柱部材の耐力劣化、歪速度を考慮した構造物のモデル化が必要とされる。
- 9)ロードセル上部での相対変形を測定結果と震動実験後の静的載荷試験により、柱せん断力および復元力特性を推定することができた。

(e)引用文献

- 1)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999.7
- 2)Kang-Ning Li, "CANNY-C - A Computer Program for 3D NonLinear Dynamic Analysis of Building Structures," Research Report No.CE004, Department of Civil Engineering, National University of Singapore, November, 1993, 200p.
- 3)渡辺明紀，壁谷澤寿海：鉄筋コンクリート純フレーム構造の地震応答変形量に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，No.2021，pp137-142，1990.12.2.

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
村瀬正樹 壁谷澤寿一 金鎮坤 壁谷澤寿海 松森泰造	異なる地震動を受ける偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験（その 1）実験概要・実験結果	第 5 回構造物の破壊経過説明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム	平成 16 年 3 月 5 日
壁谷澤寿一 村瀬正樹 金鎮坤 壁谷澤寿海 松森泰造	異なる地震動を受ける偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験（その 2）実験結果	第 5 回構造物の破壊経過説明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム	平成 16 年 3 月 5 日
金鎮坤 村瀬正樹 壁谷澤寿一 壁谷澤寿海 松森泰造	異なる地震動を受ける偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験（その 3）ロードセルの静的実験による柱応答せん断力の推定	第 5 回構造物の破壊経過説明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム	平成 16 年 3 月 5 日

(g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

1)特許出願

なし

2)ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成 16 年度業務計画案

脆性破壊する立体フレーム構造の動的実験を対象とする解析システムの開発と検証を行う。

- (1) 脆性部材を含む立体フレーム構造の動的解析の解析手法を開発し、解析プログラムを作成する。
- (2) 立体壁フレーム構造の縮小モデルの予備震動実験を行う（防災科研と共同実施）。
- (3) E-Defence で実施される実大三次元震動実験の試験体の設計と予備解析を行う。