

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

村瀬 正樹¹・壁谷澤 寿一²・金 鎮坤³・壁谷澤 寿海⁴・松森 泰造⁵

¹工学 東京大学大学院工学系研究科修士課程大学院生 (〒113-0032 東京都文京区弥生 1-1-1)

²工学 東京大学大学院工学系研究科修士課程大学院生 (〒113-0032 東京都文京区弥生 1-1-1)

³工学 東京大学大学院工学系研究科修士課程大学院生 (〒113-0032 東京都文京区弥生 1-1-1)

⁴工博 東京大学地震研究所教授 (〒113-0032 東京都文京区弥生 1-1-1)

⁵工博 独立行政法人防災科学技術研究所研究員 (〒305-0006 茨城県つくば市天王台 3-1)

This paper outlines the shaking table test of two reinforced concrete eccentric frames, which were conducted at NIED, Tsukuba, December 2003 to January 2004. The specimens were one-third scale model of six-story wall-frames with one-bay in the loading direction and with two-bays in the transverse direction, where the continuous walls were located eccentrically in both directions. The two specimens had the same sectional dimensions and reinforcement details, but the only input motions were varied. This paper reports on the design of the specimens, the methods of the dynamic test and the measurement, the dynamic failure mechanism of the specimens and the hysteretic behavior of the independent columns, while the following paper Part 2 describes the test results in detail.

Key Words : reinforced concrete structure, shaking table test, eccentricity rate, dynamic loading, earthquake resisting wall

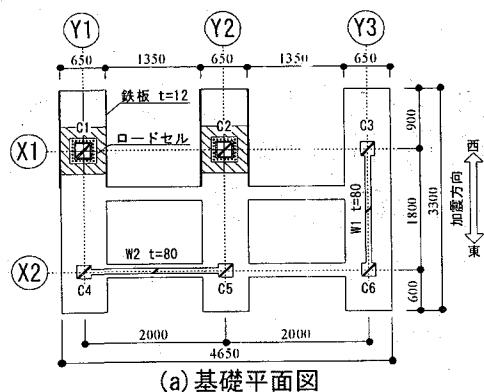
1. はじめに

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。本研究では6層偏心壁フレーム構造の試験体を用い、その弾塑性応答性状から、柱のせん断破壊による軸力支持能力の喪失過程、および偏心によって生じる捩れ振動の応答性状を把握する。また、2つの同一試験体に対して異なる地震波を入力し、構造物の応答性状や破壊経過の違いから、構造物が崩壊に至る要因が、大変形応答に支配的であるか、あるいは累積入力エネルギーに支配的であるかを確認する。振動実験は、つくばの防災科学技術研究所の大型振動台で2003年12月から2004年1月にかけて行った。本報告では試験体の設計、実験方法、計測結果、試験体の破壊経過、柱の復元力特性と軸崩壊現象などについて報告し、構造物全体の応答やエネルギー消費能力などに関しては別報で検討している。

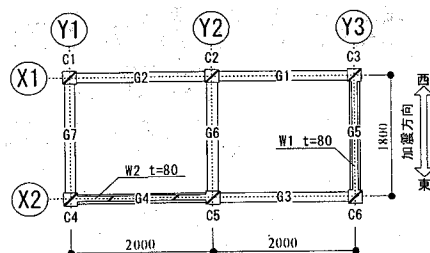
2. 実験概要

(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が配置されている。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。付加重は各階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。材料強度を表2に示す。

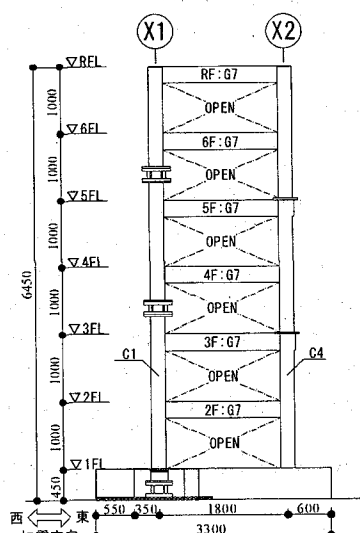


(a) 基礎平面図

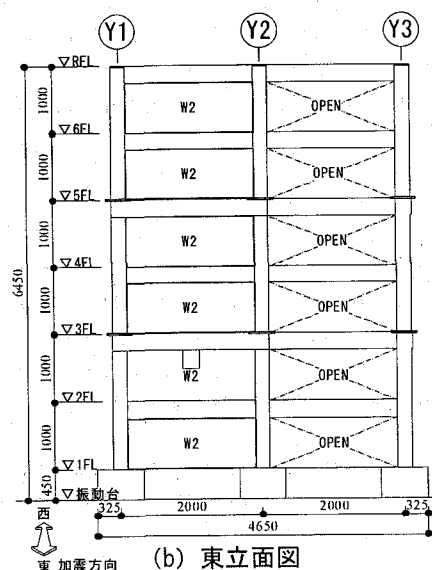


(b) 2～6階平面図

図-1 試験体平面図

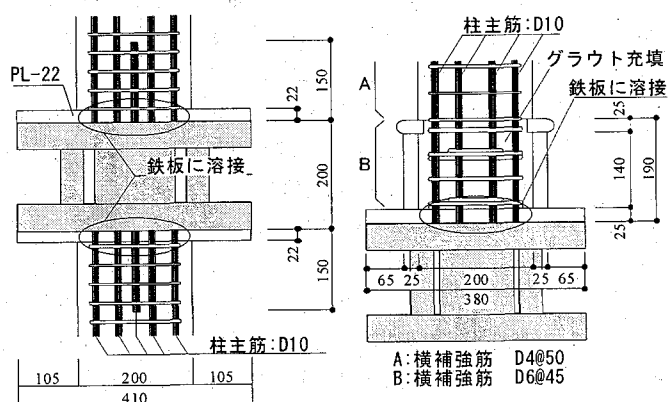


(a) 南立面図



(b) 東立面図

図-2 試験体立面図



(a) 柱中間部

(b) 基礎部

図-3 ロードセル取り付け詳細図

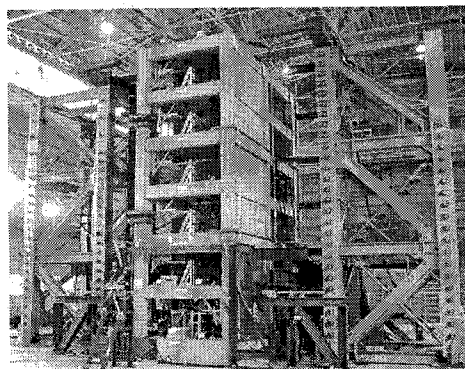


図-4 実験模様写真

(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．ロードセルは柱 C1, C2 の基礎部，3～4F 間，5～6F 間の合計 6 箇所に設置し，せん断力と軸力を計測した．図 3 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．また，実験の模様を図 4 に示す．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

表-1 部材断面表

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

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 ²	速度	1/√3
体積	1/3 ³	加速度	1
応力度	1	重量	1/3 ²
力	1/3 ²	軸力比	1

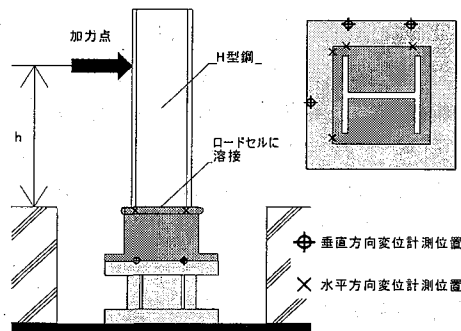


図-5 静的載荷方法

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。静的載荷の方法および変位計測位置を図5に示す。加力点はh=550, 500, 435, 435mmにおいて行った。

(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

表-2 材料強度

		曲げ終局強度 Mu(kN*m)	せん断終局強度 Vu(kN)	せん断終局強度 Vu(kN)
		靱性	靱性指針	荒川式
柱	C1-1F	30.05	39.39	43.78
	C2-1F	34.75	39.39	45.64
	C3-1F	30.69	39.39	41.55
	C4-1F	30.57	39.39	41.44
	C5-1F	35.18	39.39	46.11
	C6-1F	30.69	39.39	41.55
梁		靱性指針	靱性指針	荒川式
	G1,2,3	9.38	69.48	47.49
	G4-3,5F	18.76	103.52	84.16
	G4-2,4,6,RF	9.38	69.48	47.49
	G5-3,5F	19.73	103.52	92.99
	G5-2,4,6,RF	9.86	69.48	52.60
	G6	9.86	73.42	51.63
壁		荒川式	靱性指針	荒川式
	W1-1F	303.43	557.68	508.08
	W2-1F	396.57	614.69	534.31

表-4 入力計画

	目標最大入力 レベル	地震波名	原設計最大 加速度	原設計最大 速度	原設計対する 倍率	試験体入力 最大値	試験体入力 最大速度
	(kine)		A _{max} (gal)	V _{max} (kine)	A _{mp} (設定値)	A _{in} =A _{max} ・A _{mp}	V _{in} =V _{max} ・A _{mp} /√3
試験体A							
RJN1	6.3	TOH	258	40.9	0.15	38.7	35
RJN2	125	TOH	258	40.9	0.3	77.4	7.1
RJN3	25	TOH	258	40.9	0.6	154.8	14.2
RJN4	17.7	CHI	884	70.6	0.25	221.0	10.2
RJN5	28.2	CHI	884	70.6	0.35	309.4	14.3
RJN6	38.8	CHI	884	70.6	0.45	397.8	18.3
RJN7	42.5	CHI	884	70.6	0.6	530.4	24.5
RJN8	63.5	CHI	884	70.6	0.9	795.6	36.7
RJN9	77.7	CHI	884	70.6	1.1	972.4	44.8
RJN10	77.7	CHI	884	70.6	1.1	972.4	44.8
RJN11	84.7	CHI	884	70.6	1.2	1060.8	48.9
試験体B							
RJN1	7.5	TAK	606	124.2	0.06	36.4	4.3
RJN2	8.5	JMA	821	85.4	0.1	82.1	4.9
RJN3	17.1	JMA	821	85.4	0.2	164.2	9.9
RJN4	17.1	JMA	821	85.4	0.2	164.2	9.9
RJN5	51.7	JMA	821	85.4	0.6	492.6	29.6
RJN6	136.62	TAK	606	124.2	1.1	666.6	78.9
RJN7	111.78	TAK	606	124.2	0.9	545.4	64.5

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。

3. 実験結果

(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変化を示す。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、試験体Aでおよそ4.44Hz、試験体Bでおよそ4.64Hz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。また、試験体A、BにおけるC1、C2、C4の一階柱脚部最終破壊状況を図7、図8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)。

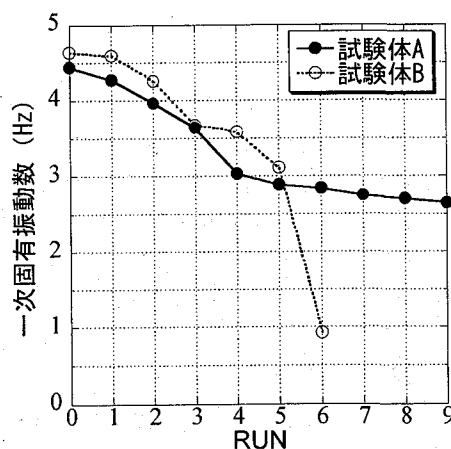


図-6 各入力後の一次固有振動数の変化

[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、この入力途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。

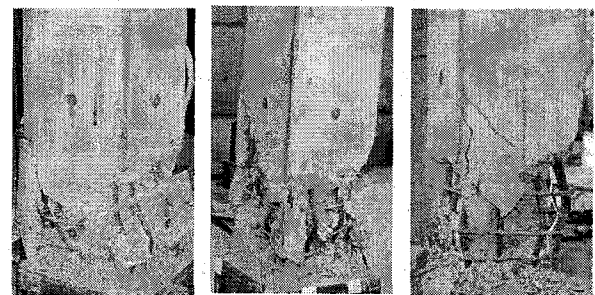
(3) 一階柱の応答性状

図9、図10、図11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57.27kN、最大変形は31.71mmとなった。試験体Bでは、RUN6で破壊を生じ、その最大耐力は74.21kN、最大変形は68.17mmとなった。このように、二つの試験体の間で、破壊点と変形の間に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、繰り返しの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0.032rad、試験体BのC1で0.068rad、C2で0.032rad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、C2共に39.39kN、荒川式でC1で45.64kN、C2で45.64kNとなっている。すなわち、今回の実験ではこれらの算定式は適用できなかった。次に図11から分かるように、C2の1階部の最



(a) C1（南） (b) C2（西） (c) C4（南西）

図-7 試験体A 最終破壊状況



(a) C1（南東） (b) C2（南西） (c) C4（北西）

図-8 試験体B 最終破壊状況

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。

(4) 層間変位と破壊形式

図12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

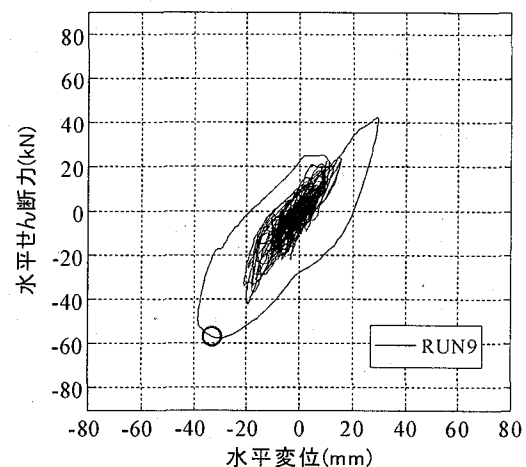


図-9 試験体AのC1における復元力特性

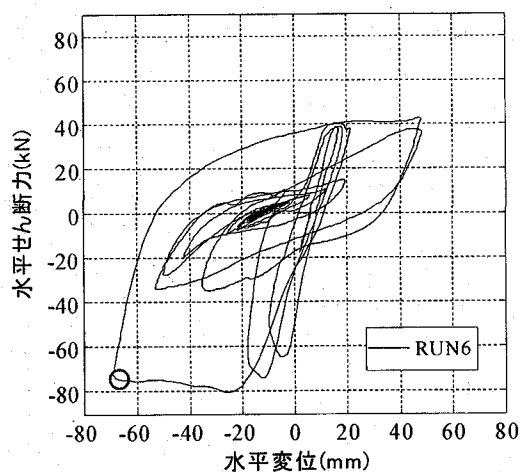


図-10 試験体BのC1における復元力特性

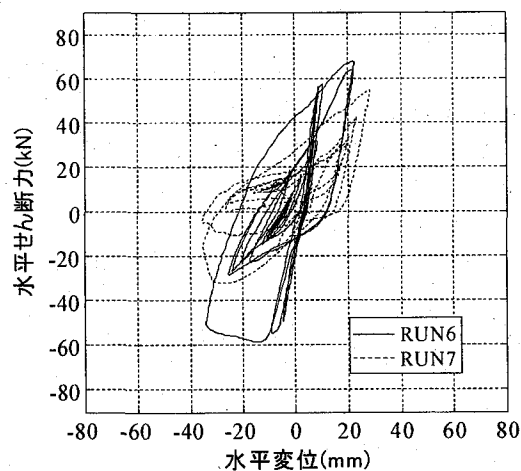
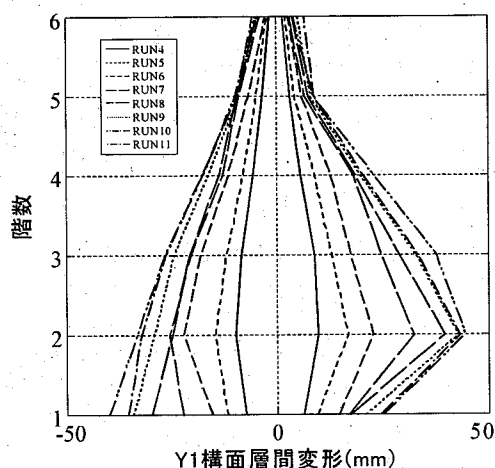
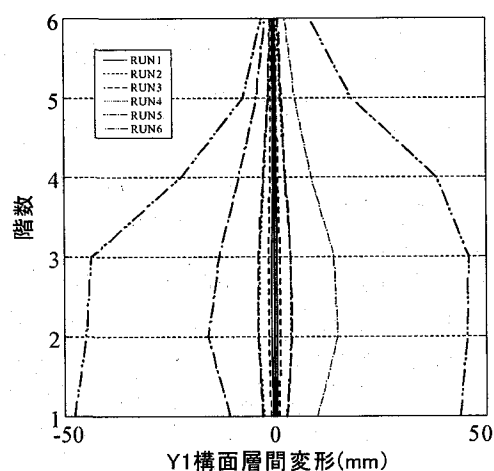


図-11 試験体BのC2における復元力特性



(a) 試験体 A



(b) 試験体 B

図-12 Y1 構面の各階層間変形

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。

4. まとめ

(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、繰返し入力に耐えることなく崩壊に至った。

[参考文献]

- 1) 真田靖士, 壁谷澤寿海, 倉本洋, 福田俊文他: 耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の動的実験, 構造工学論文集, Vol. 47B, pp. 511-520, 2001. 3
- 2) 壁谷澤寿海, 金裕錫他: 2層偏心ピロティの振動実験 (その1) 実験概要, (その2) 実験結果, 第三回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, Tokyo, Japan, 土木学会, 165-176, 2002
- 3) 松井智哉, 壁谷澤寿海, 加藤敦他: 鉄筋コンクリート耐震壁の動的実験, 構造工学論文集, Vol. 49B, 2001. 3
- 4) 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