【カテゴリーI】

4 階建て鉄筋コンクリート造建物を対象とした大型振動台実験 LARGE-SCALE SHAKING TABLE TESTS ON A FOUR-STORY RC BUILDING

長江拓也*1,田原健一*2,福山國夫*3,松森泰造*4,塩原 等*5
 壁谷澤寿海*6,河野 進*7,西山峰広*8,西山 功*9
 Takuya NAGAE, Kenichi TAHARA, Kunio FUKUYAMA,
 Taizo MATSUMORI, Hitoshi SHIOHARA, Toshimi KABEYASAWA,
 Susumu KONO, Minehiro NISHIYAMA and Isao NISHIYAMA

A four-story RC building is tested by using the E-Defense shake-table facility in order to verify the assessments based on AIJ recommendations as well as in order to examine its performance given by the newer Japanese code. The building consists of moment frames and multi-story walls. Ground motions recorded in the Hyogoken-Nanbu earthquake are used, and the intensity of shaking is gradually increased. Story drift responses of the building reach more than 0.03 rad. Finally, multi-story walls suffer flexural failures at the critical sections of the first story. Beam-column joints suffer shear failures, while beams and columns exhibit flexural yielding.

Keywords: Reinforced concrete building, Shaking table test, Moment frame, Multi-story-wall 鉄筋コンクリート造建物,振動台実験,フレーム構造,連層耐震壁

1. はじめに

大地震を受ける鉄筋コンクリート造建物の安全性や継続使用性を 評価するためには、骨組の降伏機構を把握したうえで、各部材の損傷 過程と破壊性状を適切に評価する必要がある. 1997 年制定の靭性保 証型設計指針¹⁾では、骨組の全体降伏機構を計画するとともに、塑性 理論を用いたせん断強度式等によって部材の変形性能を評価し、終局 限界状態までヒンジ領域に脆性的な破壊が生じないことを保証する 設計法が体系化されている. 2004 年制定の性能評価指針²⁾では、変形 成分を陽に分類し、そこから骨組全体の損傷度を導く評価手法が示さ れている. 2010 年改定の鉄筋コンクリート構造計算規準³⁾では、各検 定条件が、使用限界状態もしくは損傷限界状態と関連付けられている.

1995年の兵庫県南部地震において,鉄筋コンクリート造建物の倒 壊や大破は,新耐震設計法が導入される1981年以前に建てられた古 い建物に多く認められた.しかし,新耐震設計法に従って設計された 鉄筋コンクリート造建物に関しても,大変形を受けた骨組が重度の損 傷を被り,大規模な補修を要する問題が生じた.それ以降,鉄筋コン クリート造建物の耐震性能評価と向上に関わる研究は,さらに広範囲 に展開され,その成果が,設計指針類に取り入れられてきた.

2006年1月と2006年9月に、実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を用いて、1970年代に設計された鉄筋コンクリート 造建物に関する大型振動台実験が実施され4,5,短柱および耐震壁の せん断破壊によって生じる 1 階層崩壊および基礎すべりに伴う極大 地震時の入力低減性状についての実証データが取得されている.本研 究では、新耐震設計法に従って設計された鉄筋コンクリート造建物の 骨組の耐震性能と評価に焦点を当て、2010年12月に、E-ディフェ ンスを用いて実大鉄筋コンクリート造建物に対する大型振動台実験 を実施した.本研究では、特に、(1)骨組の構成部材の強度、変形能 力および破壊モードに関する各種評価法の適用性の検証,(2)骨組の 降伏機構の差異が地震応答性状に及ぼす影響の検証,(3)骨組および 構成部材の破壊状況を適切に表現する数値解析モデルの同定,(4)修 復性評価に必要な骨組の損傷度に関する資料の取得,を具体的な目標 として掲げた. 試験体は、平面が長方形の4階建て鉄筋コンクリート 造建物であり,先に述べた設計指針類に基づく評価を視野に入れつつ, そこには、新耐震設計法に従い変形性能に期待して設計された建物に 見られる特徴を反映した.梁と柱の降伏状況が骨組の応答変形分布と 損傷分布に及ぼす影響,連層耐震壁の骨組に対する応答変形抑制と損

* 1	独立行政法人防災科学技術研究所 主任研究員・博士(工学)	Senior Researcher, Hyogo EERC, NIED, Dr. Eng.
* 2	独立行政法人防災科学技術研究所 研究員・博士(工学)	Researcher, Hyogo EERC, NIED, Dr. Eng.
* 3	独立行政法人防災科学技術研究所 客員研究員	Visiting Researcher, Hyogo EERC, NIED
* 4	独立行政法人防災科学技術研究所 主任研究員 · 博士(工学)	Senior Researcher, Hyogo EERC, NIED, Dr. Eng.
* 5	東京大学大学院工学系研究科 准教授・工博	Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, University of Tokyo, Dr. Eng.
* 6	東京大学地震研究所 教授・工博	Prof., ERI, University of Tokyo, Dr. Eng.
*7	京都大学大学院工学研究科 准教授 · Ph. D.	Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, Kyoto University, Ph. D.
* 8	京都大学大学院工学研究科 教授・工博	Prof., Graduate School of Engineering, Kyoto University, Dr. Eng.
* 9	国土交通省国土技術政策総合研究所 建築研究部长·工博	Director of Building Department, NILIM, Dr. Eng.

傷抑制の効果等を検証できるよう,長辺方向の構造形式に純フレーム 構造,短辺方向の構造形式に連層耐震壁フレーム構造を採用した.実 験では,入力地震動の振幅レベルを徐々に上げていき,最終的に,最 大層間変形角 0.03 rad 以上の地震応答を生じさせた.

第一報目となる本論では,試験体の設計内容,施工状況および実験 条件を詳しく説明する.実験条件の検討においては,設計で広く用い られる構造関係技術基準 [®]に従う各部材の曲げ強度等の条件を反映 した静的増分解析を実施する.また,各部材について,靭性保証型設 計指針に基づくせん断強度を用いてせん断余裕度を求める.続いて, 実験結果を報告する.ここでは,まず,最大層間変形角の分布形状を 参照して各構造形式の骨組に生じた降伏機構を確認する.次に,各部 材における損傷の分布状況,主筋の歪分布を示すとともに,破壊が生 じた部位の変形性状を分析する.それらの内容を踏まえて,1階層せ ん断力および基礎の転倒モーメントに基づき地震応答性状を考察し, さらに,実験における最大耐力と静的増分解析によるメカニズム時耐 力を比較する.最後に,各部材の破壊条件に関する考察を加える.

2. 試験体概要

2.1 設計概要

試験体形状を Fig.1 に示す. 試験体の床伏図を Fig.2 に, 軸組図を Fig.3 に示す. 試験体は, 実大寸法の部材で構成される, 平面が長方 形の4 階建て鉄筋コンクリート造建物である. 各階の階高は3mで, X 方向(長辺方向)は7.2mの2スパン, Y 方向(短辺方向)は7.2m



Fig. 1 Configuration of specimen







コンクリートの設計基準強度 F_cは 27 N/mm²とした. 柱および梁の 主筋は, SD345 の D22 および D19 とした. 柱の断面は 500 mm 角と した. 梁幅は 300 mm で統一した. X 方向の G1 梁のせいは 600 mm とした. Y 方向の外構面の G2 梁のせいは 300 mm, 内構面の G3 梁 のせいは 400 mm とした. 壁の断面は幅 2500 mm, 厚さ 250 mm とし た. 床スラブ厚は 130 mm とした. 実験前に積算した試験体の各階重 量を Table 1 に示す. 重量には, 躯体とともに, 計測用鋼製治具類,

Table 1	Weight and design force
---------	-------------------------

(A) St	ructural elements [kN]	R-fl.	4-fl.	3-fl.	2-fl.			
RC	Column	53	106	106	106			
	Beam	240	240	240	240			
	Wall	40	79	79	79			
	Slab	484	428	424	420			
Sum		816	853	849	845			
(B) No	on-structural elements [kN]	R-fl.	4-fl.	3-fl.	2-fl.			
Steel	Stair and handrail	6	6	6	6			
	Measurement frame	0	3	17	17			
Machi	ne and RC base	112	5	0	0			
Sum		118	14	23	23			
Total	of (A) and (B) [kN]	934	867	872	867			
		4th story	3rd story	2nd story	1st story			
ΣW_i [kN]	934	1801	2673	3541			
$C_{i} = 0.$	2 x A i	0.29	0.25	0.22	0.20			
Q.[kN]		273	450	593	708			



設備機器類(機能評価実験用)を考慮した.合計値は,設計時の値を 1.7%下回った.実験結果の分析においては、Table1に示した重量を 用いる.この重量による各階の設計用層せん断力 Oiを Table 1 に示す.

X 方向の設計では、まず、G1 梁の主筋量を許容応力度設計によっ て決めた.そして、柱梁強度比が1程度となるように柱の主筋量を調 整した(許容応力度設計による量の2~2.5倍).構造関係技術基準の 構造規定に従うことで柱と梁の部材種別はFA ランクとなった.外柱 の柱梁接合部(ト形接合部)については、同基準の検定条件において、 設計用せん断力がせん断強度の約1.2倍になった.

Y 方向の設計では,柱型の無い耐震壁のせん断強度等の終局性能に 関する研究成果 7,8)を参照しつつ、連層耐震壁に対して、直交方向の 梁を設けないことで負担軸力を小さくするとともに、G2 梁のせいを 小さくしてメカニズム時の負担せん断力を抑えた、また、壁の両端部 には、構造規定を満たす幅 400 mm の柱領域を設けた³⁾.構造関係技 術基準における各条件をそのまま適用して検定すると、本試験体に採 用した耐震壁の部材種別は WA ランクとなる. 設計時に実施した静 的増分解析において,最大層間変形角 0.01 rad 時の1 階層せん断力係

数は, X 方向で 0.35, Y 方向で 0.42 であった. 材料試験結果を用い た強度特性および静的増分解析結果は、後の2.3節で述べる.

部材断面と配筋状況をTable2に示す.C1柱およびC2柱の主筋は、 それぞれ, 8-D22 (Pg=1.24 %), 10-D22 (Pg=1.55 %)とした. 柱には, D10 の溶接閉鎖型せん断補強筋(SD295)を 100 mm 間隔 (Pw=0.29 %) で配した. 1,2階の柱には,D10の中子筋(SD295)を加えた (Pw=0.43 ~0.57%). X 方向における G1 梁の端部の上端筋は 4-D22~6-D22 (P. =0.96~1.44%)とし、下端筋は 3-D22 (Pt=0.72%)とした. Y 方向にお ける G2 梁の端部の上端筋と下端筋は 2-D19~4-D19 (P=0.80~ 1.60 %)とした. G3 梁の端部の上端筋と下端筋は 3-D19~5-D19 (Pt=0.85~1.41%)とした. G1梁, G3梁には、D10の溶接閉鎖型せん 断補強筋(SD295)を 200 mm 間隔(P_w=0.24 %)で配した. G2 梁には, FA ランクを満たす条件から D10 の高強度溶接閉鎖型せん断補強筋 (KSS785)を 100 mm 間隔(Pw=0.47%)で配した. 壁の端部の柱領域(250 x 400 mm)の主筋は 6-D19 (P=1.72%) とした. 中央部には、D13の 縦筋(SD295)を 300 mm 間隔でダブルに配した. C 通りの壁には, 柱 領域にD10の溶接閉鎖型せん断補強筋(SD295)を100mm間隔で配し,

Location

Section

ВхD

Top

R-fl.

	(a) Column					
		C1	C2			
4.9	Section					
4-11.	B x D	500 x 500	500 x 500			
5-11.	Rebar	8-D22	10-D22			
	Ноор	2,2-D10@100	2,2-D10@100			
	Joint	2,2-D10@125	2,2-D10@125			
	Section					
2-fl.	B x D	500 x 500	500 x 500			
	Rebar	8-D22	10-D22			
	Ноор	2,3-D10@100	2,4-D10@100			
	Joint	2,2-D10@125	2,2-D10@125			
	Top Section		Y			
	B x D	500 x 500	x↓			
	Rebar	8-D22				
	Ноор	2,3-D10@100				
1.fl	Joint	2,2-D10@125				
1-11.	Bottom Section					
	B x D	500 x 500	500 x 500			
	Rebar	10-D22	10-D22			
	Ноор	3,4-D10@100	3,4-D10@100			
1	Ioint	2.2-D10@125	2.2-D10@125			



			(b) Beam
		G	1	
	Location	End	Center	
рĄ	Section			R
K-II.	B x D	300 x	600	
4-II.	Тор	4-D22	3-D22	
	Bottom	3-D22	3-D22	
	Web	4-D	010	
	Stirrup	2-D10	@200	4
	Section			3-2-
2.0	B x D	300 x		
3-II.	Тор	5-D22	3-D22	ヿ _
	Bottom	3-D22	3-D22	
	Web	4-D10		
	Stirrup	2-D10@200		
	Section			R 4- 3-
2.4	B x D	300 x	600	2-
∠-II.	Тор	6-D22	3-D22	
	Bottom	3-D22	3-D22	\neg \Box
	Web	4-D	010	
	Stirrup	2-D10@200		

G3

300 x 400

2-D10

2-D10@200

300 x 400

2-D10 2-D10@200

(Unit: mm)

Center

3-D19

4-D19

3-D19

4-D19

End

5-D19

3-D19

 \square

4-D19

3-D19

Location

Section

BxD

Тор

Bottom

Web Stirrup

Section

BxD

Тор Bottom

Web

Stirrup

R-fl.

4-fl.

3-fl.

2-fl.

	· ·			
	Bottom	2-D19	3-D19	3-D19
	Stirrup	2-D10@10	0(KSS785)	2-D10@200
4-fl	Section			
3-fl	BxD	300 2	x 300	
2-fl	Тор	3-D19	4-D19	4-D19
<i>ـــ</i> 11.	Bottom	3-D19	3-D19	3-D19
	Stirrup	2-D10@10	0(KSS785)	2-D10@200
		В	1]
	Location	End	Center	
R-fl	Section			
4-fl.	BxD	300 2	x 400	
3-fl. 2-fl	Тор	3-D19	3-D19]
	Bottom	4-D19	7-D19]
<u>ل</u> 11.	Web	2-1	D10	1
	~ ·	2-D10@200		1

G2

Col. side Wall side

300 x 300

3-D19

3-D19

G2W

All

3-D19



	(u) F100	siao -	
Dept	h: 130mm	Shorter direction	Longer direction
C1	Тор	D10@200	D10@250
51	Bottom	D10@200	D10@250
a£1	Тор	D10,D13@200	D10@250
0.51	Bottom	D10@200	D10@250
.52	Тор	D10@200	D10@250
0.52	Bottom	D10@200	D10@250
.53	Тор	D10,D13@200	D10,D13@200
0.55	Bottom	D10@200	D10@200

(d) E1------1-1



	Section	· ·		· •				
4-fl.	B x D		2,500 x 250					
3-fl.	Rebar	2 x 6-D19	Vertical	D13@300 (W)				
2-fl.	Ноор	2,2-D10@100	Horizontal	A D10@125 (W)				
	1	, ,		C D10@200 (W)				
	Joint	2	2,2-D10@150					
	Section		• • •	H bar Hoop				
1-fl.	B x D	2,500 x 250						
	Rebar	2 x 6-D19	Vertical	D13@300 (W)				
	Ноор	A 2,3-D10@80	Horizontal	A D10@125 (W)				
	1	C 2,3-D10@100	<u>}</u>	C D10@200 (W)				
	Joint	2	2,2-D10@15					

D10の横筋(SD295)を200mm間隔でダブル(P_w=0.28%)に配した.損 傷比較のため、A 通りの壁には、C 通りの壁よりもせん断補強筋と横 筋を多く配した. 柱梁接合部内の柱には、D10の135度フック付きせ ん断補強筋(SD295)を125 mm 間隔(Pw=0.23%)で配した.

2.2 施工状況

試験体の施工は、建築工事標準仕様書・同解説 JASS 〈5〉鉄筋コ ンクリート工事(2003、日本建築学会)に従った. コンクリートの打 設は、各階の柱の下端から床スラブ上面までを1回で行った.柱と梁 の主筋および壁の柱領域の主筋の継手には、ガス圧接を用いた.壁の 縦筋と床スラブ筋は重ね継手とした. 壁の縦筋 D13 は各階壁の下部 において重ね継手されており、実測の継手長さは約740mm(57d), d) は異形鉄筋の呼び名の数値)であった. 壁の横筋 D10 の柱領域内にお ける定着長さは約340mm (34d)であった. 内側の床スラブSIの床ス ラブ筋 D10 において、下向き 90 度フックの上端筋の定着長さは 250 mm (25d)以上,フックのない下端筋の定着長さは約 200 mm (20d)で あった. G1 梁の主筋 D22 の C1 柱への定着は、上端筋が下向き 90 度フック、下端筋が上向き 90 度フックであり、定着長さは 380~430 mm (17~19d_b)であった. G2 梁, G3 梁の主筋 D19 の C1 柱, C2 柱へ の定着も、上端筋が下向き 90 度フック、下端筋が上向き 90 度フック であり、定着長さは 390~420 mm (20~22d_b)であった.

2.3 試験体の強度特性

(1) 材料強度

材料試験結果を Table 3 に示す. コンクリートの試験結果は、各階 の打設時にミキサー車から抜き取った供試体(現場水中養生)による ものである. 圧縮強度 GBは, 設計基準強度 Fcの 1.12~1.52 倍となっ た.鉄筋について、主筋、壁筋およびスラブ筋の降伏強度 or は 370 ~388 N/mm²となった. 溶接閉鎖型せん断補強筋の降伏強度σ,は448,

				F _c [N/mm	$\sigma_{\rm B}$ [N/mm	$E_{\rm c} [\rm kN/mm^2]$			
0	Cast for 4	th story to	Roof floor sla	ıb 27	41.0	30.5			
0	Cast for 3	rd story to	4th floor slab	27	30.2	30.3			
0	Cast for 2	nd story to	3rd floor slat	27	39.2	32.8			
0	Cast for 1	st story to	2nd floor slab	27	39.6	32.9			
				(b) Steel					
		Grade	Anormal [mm ²]	$\sigma_{\rm y}$ [N/mm ²]	$\sigma_{\rm t} [\rm N/mm^2]$	$E_{\rm s}$ [kN/mm ²]			
	D22	SD345	387	370	555	209			
	D19	SD345	287	380	563	195			
	D13 SD295 127		372	522	199				
	D10 SD295 71		388	513	191				
	D10*	SD295	71	448	545	188			
	D10*	KSS785	71	952	1055	203			



952 N/mm²となった (0.2%オフセット値, Table 3 では D10*と表記).

以降では、材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度と鉄筋の 降伏強度を反映した計算に基づき,試験体の強度特性を述べる. (2) 柱梁強度比と柱梁接合部のせん断余裕度

柱梁強度比については,柱と梁に逆対称曲げモーメントを仮定して 柱と梁のフェイス位置での曲げ強度を柱梁接合部の中心位置に外挿 し,梁の曲げモーメントの合計値に対する柱の曲げモーメントの合計 値の比を求めた. 柱と梁の曲げ強度は, 構造関係技術基準⁶の付録 1-3 に示される終局強度式を用いて求めた. 床スラブ協力幅を片側で最大 1.0 m⁶とし,梁の上端引張時の曲げ強度に,床スラブの上端筋と下端 筋を反映した.これにより,梁の上端引張時の曲げ強度に考慮する引 張鉄筋の断面積は、X 方向の G1 梁で 1.6~2.0 倍、Y 方向の G2 梁で 2.1~2.5倍, G3 梁で 2.0 倍となった. 柱の曲げ強度には, 梁の両端が 曲げ強度に達したときのせん断力を変動軸力として反映した(X方向 の最上階では柱頭の曲げ強度に対応する梁のせん断力を用いた). Fig. 4 に柱梁強度比を示す. X 方向の 2~4 階において,内柱の柱梁強度 比は 0.92~0.99, 梁が上端引張になる外柱の柱梁強度比は 0.92~1.06, 梁が下端引張になる外柱の柱梁強度比は1.70~1.87となった.X方向 の最上階の柱梁強度比は 0.41~0.94 となった. Y 方向の柱梁強度比は 2~4 階において 1.92 以上, 最上階において 0.87 以上となった.

靱性保証型設計指針に基づく X 方向の柱梁接合部のせん断余裕度 を Fig.5 に示す.内柱の十字形接合部と外柱のト形接合部のせん断余 裕度は,梁が曲げ強度に達したときの接合部せん断力に対する同指針 に基づく接合部せん断強度の比である. 2~4 階の十字形接合部のせ ん断余裕度は 1.19~1.21, 梁が上端引張になる 2~4 階のト形接合部 のせん断余裕度は 0.82~0.94 となった. 梁が下端引張になる 2~4 階 のト形接合部のせん断余裕度は 2.38 以上となった. 最上階の T 形接 合部と L 形接合部には、柱頭が曲げ強度に達したときの接合部せん 断力を用いており、せん断余裕度は1.78以上となった。

(3) 静的増分解析と柱,梁および壁のせん断余裕度

静的増分解析の条件は次のとおりである. ①外力分布は Table 1 の 設計用層せん断力分布から与える. ②剛床を仮定し, 柱, 梁および壁 を梁要素でモデル化する. ③柱梁接合部は剛域とする. ④柱および梁 の梁要素には、曲げひび割れ強度を第1折れ点、曲げ強度を第2折れ 点とするトリリニア型の弾塑性回転ばねを両端に配す.曲げ強度は, 上記の柱梁強度比を求めた際の値とする.曲げ強度時の割線剛性は菅 野式^{3), 6}から求める.降伏後剛性は初期剛性の0.001 倍とする. ⑤壁





2 19

1.19

1.31

1.2

1.83

0.86

0.94

0.82

beam-column joint

の梁要素には、曲げひび割れ強度を第1折れ点、曲げ強度を第2折れ 点とするトリリニア型の弾塑性回転ばねを、各階の床上面の高さに配 す.曲げ強度は、長期軸力を用いて、構造関係技術基準の付録1-3に 示される終局強度式によって求める。曲げ強度時の割線剛性は、中立 軸を壁の中心とし、柱領域の中心の歪が主筋の降伏歪になる状態を仮 定して求める^{2,0}.降伏後剛性は初期剛性の0.001 倍とする.

解析結果における,最大層間変形角 0.02 rad 時のヒンジの発生状況 を Fig. 6 に示す. X 方向では,2 階の柱頭が降伏し,1,2 階の層降伏 機構となった.Y 方向では,最上階の1ヶ所を除き全ての梁が降伏す る全体降伏機構となった.層せん断力と層間変形角の関係を Fig.7 に 示す.最大層間変形角 0.02 rad 時の1 階層せん断力係数は,X 方向で 0.42,Y 方向で 0.52 となった.X 方向では,層間変形角が1,2 階で 大きくなり,2 階の層間変形角が 0.02 rad 時に,3 階の層間変形角は 0.009 rad となった.Y 方向の各階の層間変形角は,ほぼ一様になった. Y 方向の最大層間変形角 0.02 rad 時に,1 階層せん断力に対する壁の せん断力分担率は 0.62 となった.また,Y 方向の最大層間変形角 0.02 rad 時に,2 階の壁脚の曲げ応力は曲げ強度の 0.6 倍であった.

Fig.8には、柱、梁および壁のせん断余裕度を示す.このせん断余 裕度は、静的増分解析において最大層間変形角0.02 rad 時のせん断力 に対する靭性保証型設計指針に基づいて求めたせん断強度の比であ る.同指針では、曲げ降伏する柱と梁についてはヒンジ回転角、曲げ 降伏する壁については部材角に応じてせん断強度を低下させている. ここでは、柱と梁のせん断強度としてヒンジ回転角0.02 rad時の値を、 壁のせん断強度として部材角0.02 rad 時の値を採用した.梁のせん断 余裕度には、長期荷重を反映した.せん断余裕度は、X 方向の梁端で 1.18 以上、柱脚で1.20 以上、1 階の壁(C 通り)で1.84 となった.



Fig. 8 Shear capacity ratio of column, beam and wall

3. 実験概要

3.1 振動台上の試験体と計測内容

本研究では、本試験体とほぼ同形状で同重量のプレストレストコン クリート造建物の試験体も用意し、地震応答性状や損傷過程など、同 様の観点から耐震性能を検証した.実験では、両試験体を振動台上に 並べて設置し、同時に加振した.振動台上の配置状況を Fig.9 に示す. 基礎は PC 鋼棒を用いて振動台に圧着した.実験前のホワイトノイズ 加振で得られた本試験体の1次固有周期は、X 方向で 0.43 秒、Y 方 向で 0.31 秒であった.

実験では、全体で計 679 ch について計測を行った.振動台上、基 礎上および各階の床上に加速度計を設置した.層間変位は、床上に固 定された鋼製フレームと、上階の床下に固定された鋼製治具の相対変 位を計測した.部材変形については、柱梁接合部のせん断変形、1 階 壁脚の鉛直変位と水平変位等を計測した.また、柱、梁および壁の鉄 筋の歪を計測した.データのサンプリング周波数は 200 Hz とした. そのほか、柱、梁、柱梁接合部、壁等の損傷状況をビデオ収録した.

3.2入力地震動と加振計画

本実験では、1995年の兵庫県南部地震で記録された気象庁神戸海 洋気象台観測波(以降,JMA-Kobe波)およびJR鷹取駅記録波(以 降,JR-Takatori波)を用いた.いずれも水平2方向と鉛直方向の3 方向同時加振とした.試験体の損傷を段階的に大きくするために、 JMA-Kobe波の振幅倍率を原波に対して、10%、25%、50%、100% と上げていった.その後、大変形を繰り返し受ける状況を確認する目 的で、JR-Takatori波の振幅倍率を40%、60%とする加振を行った. JMA-Kobe波の100%加振およびJR-Takatori波の60%加振におけるX 方向とY方向の入力加速度の時刻歴波形をFig.10に示す.JMA-Kobe 波における実験では、最大加速度の大きいNS成分をY方向に入力 した、実験で記録された振動台の最大加速度をTable4に示す.試験 体の基礎上で記録された加速度波形から求めた加速度応答スペクト



ルを Fig. 11 に示す. JMA-Kobe 波の 100 %加振および JR-Takatori 波 の60%加振の目標波も合わせて示す.0.3~0.5秒の周期帯において, 実験結果は目標波を15~30%下回ったが、これはスペクトルのピー ク付近において入力の損失が生じたものと考えられる. それよりも長 い周期域において実験結果は目標波とほぼ一致した.

4. 実験結果

4.1 最大層間変形角

実験で記録された最大層間変形角と実験後のホワイトノイズ加振 で得られた1次固有周期を Table 5 に示す. Fig. 12 には, 各階におけ る最大層間変形角を示す. JMA-Kobe 波の 25 %加振では、最大層間 変形角は、X方向で0.002 rad, Y方向で0.003 rad となり、値はY方

Table 4	Maximum	acceleration	recorded	on	shaking	table
---------	---------	--------------	----------	----	---------	-------

No	Input wave	Maximum acceleration [m/s ²]				
140.	. input wave	X-direction	Y-direction	Z-direction		
1	JMA-Kobe-10%	0.69	0.98	0.35		
2	JMA-Kobe-25%	1.66	2.69	0.96		
3	JMA-Kobe-50%	3.49	4.66	1.98		
4	JMA-Kobe-100%	7.88	10.67	4.15		
5	JR-Takatori-40%	3.05	3.34	1.15		
6	JR-Takatori-60%	4.54	5.46	1.69		

JMA Kobe EW (X-direction) JMA Kobe NS (Y-direction) 30 30 Actual
 Target No Input wave

向のほうが若干大きくなった. JMA-Kobe 波の 50 %加振において、 最大層間変形角は X 方向で 0.016 rad, Y 方向で 0.010 rad となった. X方向では、3階の値に対して1、2階の値が約2倍となる1、2階の 層降伏機構,Y方向では,各階の値が一様となる全体降伏機構の様相 を示した. Fig. 12 には、この JMA-Kobe 波の 50 %加振を対象とし、2 階の層間変形角が一致するステップにおける,静的増分解析の層間変 形角分布を示すが,実験結果の分布形状は解析結果とほぼ対応した. JMA-Kobe 波の 100 %加振においては、X 方向、Y 方向とも、最大層 間変形角は、0.034 rad となった. X 方向では、最大層間変形角の分布 形状に変化はなく、Y方向では、1階の値が上層階の値よりも大きく なった. 実験後の1次固有周期は、JMA-Kobe 波の25 %加振後にお いて X 方向で 0.47 秒, Y 方向で 0.37 秒であったが、 JMA-Kobe 波の 100 %加振後には X 方向で 0.99 秒, Y 方向で 0.88 秒となった. JR-Takatori 波の40%加振において, 最大層間変形角は X 方向で 0.034 rad, Y 方向で 0.027 rad となり, JR-Takatori 波の 60%加振において, X 方向で 0.046 rad, Y 方向で 0.051 rad となった. JR-Takatori 波の 60% 加振後の1次固有周期は、 X方向、Y方向とも、1.25秒となった.

4.2 損傷状況

JMA-Kobe 波の 50 %加振と 100 %加振を対象として, 下層部分の代 表的な部位における実験後の状況を Fig. 13 (a)~(f)に示す. まず, X

0-	10%					X-direction	Y-direction	X-direction	Y-direction
(0.5 1.0 1.5 2.0	2.5 0 0.5 1	.0 1.5 2.0 2.5	1	JMA-Kobe-10%	0.0005	0.0006	0.45	0.34
20	Period [s]	stori EW 20a	IP Takatori NS	2	JMA-Kobe-25%	0.002	0.003	0.47	0.37
	(X-direc	ction)	(Y-direction)	3	JMA-Kobe-50%	0.016	0.010	0.66	0.57
^s /E 10		E 10- 10 60%	\wedge	4	JMA-Kobe-100%	0.034	0.034	0.99	0.88
SAL				5	JR-Takatori-40%	0.034	0.027	1.13	1.02
~ 5	40%	40%		6	JR-Takatori-60%	0.046	0.051	1.25	1.25
0	Fig. 11 Acceleration re $\begin{array}{c} 0 & 0.5 & 1.0 & 1.5 & 2.0 \\ Period [s] & 2.0 \\ Fig. 11 & Acceleration re \\ 4.fl. \\ 3.fl. \\ 2.fl. \\ 1.fl. \\ 1.fl. \\ \end{array}$	$\frac{1}{2.5} \frac{0}{0} \frac{1}{0.5} \frac{1}{1}$	$\frac{1}{10} \frac{1.5}{1.5} \frac{2.0}{2.5}$ waves (<i>h</i> =5 %)		X-direction X-direction 0.02 0.03 0.04 Story drift angle [rad] Fig. 12 1	4 3 2 2 0.05 0.06	0 0.01 0.00 Story	Y-dir Y-dir 2 0.03 0.04 y drift angle [rad] tribution	ection - Kobe-25% - Kobe-50% - Kobe-100% - Takatori-60% - Takatori-60% - Pushover anal.
	Video camera ang	gle and location	Wall D						
14	JMA-Kobe-50% (a) Interior bea	JMA-Kobe-100% am end	JMA-Kobe-50% (c) Exterior bea	JMA-K m end	cobe-100%	15 30 20 19 JMA-Kobe- (e	50%) Interior co	cr Bostar A JMA-Ka lumn base	bbe-100%
	JMA-Kobe-50%	JMA-Kobe-100%	JMA-Kobe-50%	ЈМА-К	obc-100%	JMA-Kobe-	50%	JMA-Ko	be-100%
	(b) Interior been a	olumn joint	(d) Exterior beam as		oint	JIVII 1-1000-	6 Wall of C	JIVI/1-IXU	00-10070
	(b) interior beam-c	oluli in joint	(u) Exterior beam-co	numi j	onn	(i) wall of fi	rst story	

Table 5 Maximum story drift and first mode period Maximum story drift

[rad]

First mode period

[sec]

方向の梁および柱梁接合部について,実験後の観察で記録された最大 せん断ひび割れ幅を述べる. Fig. 13 (a)と Fig. 13 (c)に示す梁において, せん断ひび割れ幅は JMA-Kobe 波の 50 %加振後で 0.2 mm, 100 %加 振後で 1.0 mm, JR-Takatori 波の 60 %加振後で 0.2 mm, 100 %加 振後で 1.0 mm, JR-Takatori 波の 60 %加振後で 1.4 mm となった. Fig. 13 (b)に示す十字形接合部において, せん断ひび割れ幅は JMA-Kobe 波の 50 %加振後で 0.5 mm, 100 %加振後で 2.5 mm と梁の値の 2 倍以 上となり, 最終的に JR-Takatori 波の 60 %加振後では 5.3 mm に達し た. 一方, Fig. 13 (d)に示すト形接合部のせん断ひび割れ幅は, JMA-Kobe 波の 50 %加振後で 0.1 mm, 100 %加振後で 1.1 mm, JR-Takatori 波の 60 %加振後で 1.5 mm と梁の値と同程度にとどまった.

Fig. 13 (e)に示す柱脚および Fig. 13 (f)に示す 1 階の壁には,曲げ圧 縮による損傷が生じた.柱脚では,JMA-Kobe 波の 50 %加振時に, 下端付近のコンクリートが剥離した.JMA-Kobe 波の 100 %加振時に, 下端から 250 mm 程度の高さでカバーコンクリートが一部剥落し, JR-Takatori 波の 60 %加振時に,同程度の高さで四周のカバーコンク リートが剥落した.1 階の壁では,JMA-Kobe 波の 50 %加振時に,脚 部で隅角部のコンクリートが剥離した.JMA-Kobe 波の 100 %加振時 に,下端から高さ 250~300 mm の範囲で隅角部のコンクリートが圧 壊した.また,壁と基礎の境界にすべりが生じた.

4.3 主筋の歪

下層部分における各部材の主筋の歪を Fig. 14 (a)~(d)に示す. ここ では、まだ、顕著な破壊が生じていない JMA-Kobe 波の 50 %加振を 対象とし、X 方向の柱と梁の歪分布および Y 方向の壁の歪分布を確 認する.加振前に値をゼロとする条件で、加振中の最大値を取り出し、 降伏歪を超えた場合を黒丸、超えなかった場合を白丸でプロットした. Fig. 14 (a)に示す柱脚における歪は、危険断面で 16000 µ、柱せいの高 さで2100 µとなり、柱脚の曲げ降伏が確認できる. Fig. 14 (b)に示す 十字形接合部では、梁の歪が 1500~2700 µ、柱の歪が 2000~3100 µ となり、柱梁強度比が約1と評価されたことに対応して、柱と梁の主 筋が同様に降伏した. Fig. 14 (c)に示すト形接合部の歪も、梁が上端 引張になるときに柱の引張側となる主筋の歪が 2300 µ となった. Fig. 14 (d)に示す壁では、柱領域の歪が1 階の壁脚で 22000 µ、1 階の中間 高さで 2200 µ、2 階の壁脚で 1500 µとなり、1 階の壁脚での曲げ降伏 が確認できる. 壁に接続する梁の歪は、下端鉄筋で 13000 µとなった.



Fig. 14 Maximum strain of main reinforcement in JMA-Kobe-50%

4.4 柱梁接合部の変形性状

X 方向の内柱における①通りの柱梁接合部の変形性状を Fig. 15 に 示す. なお,目視の観察による損傷状況は②通り (Fig. 13 (b)を参照) と同等であった. Fig. 15 (a)にせん断変形の計測方法を示す. 柱梁接 合部の柱と梁の主筋の内側に設定した 340 x 340 mm の四角形の頂点 位置にボルトを埋め込み,それらの対角方向の相対変位を計測して柱 梁接合部のせん断変形に置換した.

Fig. 15 (b)には、JMA-Kobe 波の 100 %加振を対象とし、2 階の十字 形接合部のせん断変形角(以降,接合部変形角)の時刻歴波形を破線 で示す.また,上下階となる1 階と2 階の層間変形角の平均値を実線 で示す.両者の位相は等しく,形状は良く似ている.接合部変形は, Fig. 15 (c)に示すように上下階の層間変形の変形成分になるので,こ こでは,層間変形角に対する接合部変形角の比(以降,変形比)を考 察する.Fig. 15 (b)に示す時刻歴波形のピーク a からピーク e に対応 する変形比を Fig. 15 (b)に示す.また,対応する②通りのひび割れ状 況を Fig. 15 (c)に示す.これらの内容から,0.02 radを超える層間変形 角において接合部のせん断ひび割れが顕著となり、変形が繰り返され ることでひび割れが X 字状に進展し、それにともない変形比が約0.6 まで増大したことが分かる.各加振の最大層間変形時における2 階か ら最上階の変形比を Fig. 15 (f)に示す.2~4 階の十字形接合部の変形



比は, JMA-Kobe 波の 25 %加振において 0.2 程度であったが, JR-Takatori 波の 60 %加振では, 2 階の変形比が 0.8 まで増加した. そ れに比べて, 3 階と 4 階の変形比の変化が小さいのは, 層間変形が 1 階および 2 階において進行したためである. 最上階の T 形接合部の 変形比は, 最後までゼロに近い値となった.

4.5 壁脚の変形性状

JMA-Kobe 波の 100 %加振を対象とし、C 通りの1 階の壁脚におけ る変形性状を Fig. 16 に示す. Fig. 16 (a)に計測方法を示す. 基礎の上 面から 1000 mm の高さにおける鉛直変位を外側と内側で 2 ヶ所ずつ 測定した. 回転角 θ_b は鉛直変位の差を測定位置の幅方向の間隔で除 して求めた. 鉛直変位 vは、計 4 ヶ所の鉛直変位を平均して求めた. また,基礎の上面から 140 mm の高さにおいて,基礎と壁脚の相対水 平変位(以降,すべり変形)を測定した.

壁脚回転角と1階の層間変形角の時刻歴波形をFig.16 (b)に示す. Fig. 16 (c)には、最も層間変形角が大きくなったピークcの時点にお ける状況を示す.ビデオ映像での観察によると、ピークcに至ったと き、図中 A-side の脚部で隅角部のコンクリートが圧壊した.鉛直変 位を縦軸に、回転角を横軸にとった関係をFig.16 (d)に示す.ピーク の記号はFig.16 (b)と対応している.図において、回転角の増大とと



もに鉛直変位が増大する傾向は,壁が圧縮領域を中心に曲げ変形しな がら軸方向に伸びる状況を表している. 正側ではピーク c からピーク i まで,その勾配をほぼ一定に保っている.一方,負側ではピーク f からピーク h, ピーク j と,その勾配が徐々に低下している. Fig. 16 (e) に実験後の A-side と B-side の脚部の状況を示す. A-side では壁厚の 1 ~1.5 倍の高さの範囲にコンクリートの圧壊が集中し, B-side ではさ らに柱領域が面外に座屈した.

Fig. 16 (f)には、壁脚のすべり変形と1階の層間変形の時刻歴波形 を示す.層間変形が最大となったピーク c において、すべり変形は 30 mm 程度に達した.その後のピーク e,gにおいても、同程度のす べり変形が生じた.この変形量は、縦筋のだぼ作用によって壁の水平 抵抗力が回復するまでに生じたもの⁹と考えられる.すべり変形を階 高で除して、壁脚回転角とともに層間変形角に占める変形比を求め、 Fig. 16 (g)に示す.壁脚が圧壊する前のピークaにおいて壁脚回転の 変形比は 0.5、すべり変形の変形比は 0.1 であった.残りの変形成分 は壁脚回転の計測高さより上の部分の曲げ変形と解釈できる.ピーク c において最大回転角 0.03 rad を経験した後は、壁脚回転とすべり変 形が層間変形のほぼ全てを占めた.JMA-Kobe 波の 100 %加振におい て、1 階の最大層間変形角が上層階の値よりも大きくなったのは (Fig. 12 の Y 方向を参照)、このすべり変形が原因である.

4.6 力と変形の関係に基づく考察

考察に用いる力と変形を Fig. 17 に示す.1 階層せん断力は,各階 床の平面重心位置の応答加速度と質量から求めた慣性力を累加して 算出した.基礎の上面における転倒モーメントは,同様に各階の慣性 力に基づき算出した.また,全体を代表する全体変形角は,基礎と4 階床の相対水平変位を4 階床高さで除して求めた.

Fig. 18 には、JMA-Kobe 波の加振を対象として、1 階層せん断力と 全体変形角の関係を示す.また、対応する1 階層せん断力の時刻歴波 形を示す.Fig. 18 (a)に示す JMA-Kobe 波の 25 %加振では、全体変形 角が約 0.002 rad であり、1 階層せん断力と全体変形角の関係に見られ る剛性低下は、主にコンクリートのひび割れによるものと考えられる. Fig. 18 (b)に示す JMA-Kobe 波の 50 %加振では、X 方向、Y 方向とも、 主筋が降伏したことによる剛性低下が確認できるが、1 階層せん断力 と全体変形角の履歴形状、1 階層せん断力の時刻歴波形は安定してい る.Fig. 18 (c)に示す JMA-Kobe 波の 100 %加振では、X 方向、Y 方向 とも、顕著な剛性低下が確認できる.特に、Y 方向の1 階層せん断力 の時刻歴波形の周期は、ピーク C の後に大きく伸びている.

Fig. 19には、最大層せん断力係数の分布と、1 階層せん断力が最大時における層せん断力係数の分布を示す.ここでは、各階の値を1階の値で除して求めた層せん断力係数比を用いている.JMA-Kobe波



の 50%加振では、いずれの分布形状も A:分布に近くなった.一方、 JMA-Kobe 波の 100 %加振および JR-Takatori 波の 60 %加振では,1 階 層せん断力が最大時における分布形状が矩形分布に近くなった.

層せん断力は、高次モードの影響を受けて変動する.一方、基礎の 転倒モーメントに対する高次モードの影響は小さい¹⁰⁾. Fig. 20 には, JR-Takatori 波の 60 %加振の結果もあわせて、基礎の転倒モーメント と全体変形角の関係を示す. Fig. 18 (c)に示した JMA-Kobe 波の 100 % 加振における1階層せん断力は,Y方向のピークCの手前で一時的 に低下しているが,転倒モーメントと全体変形角の関係においてその



Fig. 18 Hysteretic behavior and time history of base shear force

ような低下は見られない、曲げ圧縮破壊する部材の強度低下の開始は、 軸方向伸びが限界に達する時点と一致することが知られている ¹⁵⁾. 連層耐震壁は1階で曲げ降伏し、約0.03 radの最大層間変形角を受け たが, 最初の大変形時 (Fig. 16 (b)におけるピーク c) には, 壁脚回転 角に対する軸方向伸びの勾配に変化はなく,その後の逆向きの負側の 壁脚回転おいて勾配が低下した (Fig. 16 (d)を参照). Fig. 20 において, Y 方向の耐力低下が負側で開始する状況は、軸方向伸びの傾向と対応 する.また,負側で圧縮側となる主筋が座屈した状況を踏まえれば (Fig. 16 (e)を参照),大きな曲げ引張を受けた柱領域の主筋が、逆向 きの変形で座屈し,壁脚の破壊を助長したといえる.

静的増分解析において,外力分布の違いが基礎の転倒モーメントに 与える影響は小さい¹¹⁾. そこで, 2.3 節で示した静的増分解析におけ るメカニズム時(最大変形角 0.02 rad 時)の転倒モーメントを耐力計 算値として Fig. 20 に示す. この計算値に対する実験における最大値 の比(以降,耐力比)は、X方向で1.3、Y方向で1.5となった.

4.7 破壊条件の考察

1,2階の層降伏機構に至ったX方向の骨組において、内柱の2階 の十字形接合部は、せん断ひび割れ幅が最終的に5mm以上まで拡幅 した. その状況は, 層間変形角に対する接合部変形角の比の増大から も捉えられた.一方,外柱の2階のト形接合部のせん断ひび割れ幅は, 梁の値と同程度の 1.5 mm にとどまった. 2.3 節では一連の条件のな かで,柱梁接合部のせん断余裕度を算出するとともに静的増分解析を 実施したが,実験時の最大耐力は静的増分解析によるメカニズム時耐 力を上回った. そこで, 2.3節で用いた接合部せん断力を, 上記の耐 力比1.3 で割り増して実験時の最大接合部せん断力と仮定すると、実 験時の2階の柱梁接合部のせん断余裕度は、十字形接合部で0.93、ト 形接合部で 0.63 となった. これは、実験時において、十字形接合部 とト形接合部に、せん断強度計算値に対して約1.1倍と約1.6倍のせ ん断力が生じたことを意味する. ここから,実験時にせん断余裕度が 1を下回った条件が、十字形接合部の破壊の要因になった可能性が示 唆される.ただし、せん断余裕度がより小さいト形接合部に顕著な破



Global drift angle [rad] Fig. 20 Hysteretic behavior based on overturning moment

Global drift angle [rad]

壊は生じなかった.一方で,柱梁強度比が約1と評価される十字形接 合部において,梁と柱の主筋が同様に降伏する状況が確認された.そ の条件下で,損傷は柱梁接合部内に集中した.柱梁接合部の破壊条件 には,柱梁強度比が影響し,梁とともに柱の主筋降伏がせん断破壊を 誘発するとの報告があり^{12),13,14},この観点から再検証が必要である.

1,2階には,X方向,Y方向とも,約0.03 radの層間変形角が生じ たが, 柱, 梁および壁において, せん断ひび割れの顕著な拡幅は生じ なかった.実験時の1階層せん断力の最大値と2.3節の静的増分解析 におけるメカニズム時の1階層せん断力を比べると,計算値に対する 実験値の比は, X 方向において 1.3, Y 方向において 1.6 となった. これらの値は、先の基礎の転倒モーメントによる耐力比とほぼ等しい が、高次モードの影響でY方向の値が若干高くなった.ここでは、1 階の柱,2階の梁および1階の壁の実験時の最大せん断力を,静的増 分解析のメカニズム時における各負担せん断力を各方向の 1 階層せ ん断力の比で一律に割り増した値と仮定する、そして、2.3節と同様 にせん断余裕度を求める. その結果,1階の柱脚,2階の梁端および 1階の壁のせん断余裕度は0.9, 1.0および1.2となった. すなわち, 約0.03 rad の層間変形角が生じた骨組内で、1 階の柱、2 階の梁およ び1階の壁の最大せん断力は、それぞれ、せん断強度計算値(梁と柱 はヒンジ回転角 0.02 rad 時,壁は部材角 0.02 rad 時)の 1.1 倍, 1.0 倍 および 0.8 倍程度であったと推定される.

5. まとめ

本研究では、4 階建て鉄筋コンクリート造建物を試験体とする大型 振動台実験を実施した.試験体の X 方向は純フレーム構造, Y 方向 は連層耐震壁フレーム構造である.第一報目となる本論では、試験体 の設計内容,施工状況および実験条件を詳しく説明した.そこで実施 した構造関係技術基準に従う静的増分解析では、X 方向における 1, 2 階の層降伏機構, Y 方向における全体降伏機構が確認された.実験 では、JMA-Kobe 波を用いて振幅レベルを徐々に大きくしていった. 主な実験結果は以下に示すとおりである.

- (1) JMA-Kobe 波の 50 %加振において、X 方向の最大層間変形角は 0.016 rad, Y 方向の最大層間変形角は 0.010 rad となった.X 方向で は 1, 2 階において最大層間変形角が大きくなる 1, 2 階の層降伏機 構,Y 方向では各階の最大層間変形角がほぼ一様となる全体降伏機 構の様相を示した.
- (2) JMA-Kobe 波の 100 %加振において、X 方向とY 方向の最大層間 変形角は 0.034 rad となった. このとき,静的増分解析に基づくメ カニズム時耐力に対する実験における最大耐力の比は,基礎の転倒 モーメントにおいて、X 方向で 1.3、Y 方向で 1.5 であった.
- (3) X 方向の十字形接合部は、梁と柱の主筋が同様に降伏する条件で、 JMA-Kobe 波の 100 %加振時にせん断破壊した.このとき、最大接 合部せん断力は、靭性保証型設計指針に基づく接合部せん断強度計 算値の 1.1 倍程度であったと推定される.
- (4) JMA-Kobe 波の 100 %加振時に、柱、梁および壁において、せん断 ひび割れの顕著な拡幅は生じなかった.このとき、1 階の柱と2 階

の梁の最大せん断力は靱性保証型設計指針に基づくせん断強度計 算値(ヒンジ回転角0.02 rad 時)の1.1倍,1.0倍程度,1階の壁の 最大せん断力は,同指針に基づくせん断強度計算値(部材角0.02 rad 時)の0.8倍程度であったと推定される.

(5) 柱型の無い連層耐震壁は1階の脚部で曲げ降伏し,JMA-Kobe 波 の 50 %加振時においては,隅角部のコンクリートが剥離した程度 の損傷であった.JMA-Kobe 波の100 %加振時には,隅角部のコン クリートが下端から壁厚の1~1.5 倍の高さの範囲で圧壊した.ま た,大きな曲げ引張を受けた主筋が,逆向きの変形で座屈したこと が壁脚の破壊を助長した.

謝辞

本研究において、カリフォルニア大学バークレー校 Jack Moehle 教 授、カリフォルニア大学ロサンジェルス校 John Wallace 教授、リー ハイ大学 Richard Sauce 教授、テキサス大学オースティン校 Wassim Ghannoum 助教授にご協力いただきました.実験に際して、多くの関 係各位にご協力いただきました.ここに記して感謝の意を表します.

参考文献

- 1)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 2) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004
- 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 4) 松森泰造,白井和貴,壁谷澤寿海:大型振動台による鉄筋コンクリート耐震 壁フレーム構造の耐震性に関する研究―実大6層試験体と3次元振動台実 験結果の概要―,日本建築学会構造系論文集,第614号,pp.85-90,2007.4
- 5) 壁谷澤寿一,壁谷澤寿海,松森泰造,壁谷澤寿成,金裕錫: 実大3層鉄筋コ ンクリート建物の振動実験,日本建築学会構造系論文集,第 632 号, pp.1833-11840, 2008.10
- 6)国土交通省住宅局建築指導課,国土交通省国土技術政策総合研究所,独立行 政法人建築研究所等:2007年版建築物の構造関係技術基準解説書
- 7) 勅使川原正臣,川崎愛,田内浩喜,中村聡宏,日比野陽:鉄筋コンクリート 造耐震壁のせん断破壊形式と曲げ降伏後のせん断破壊時変形の評価法,日本 建築学会構造系論文集,第657号,pp.2037-2043,2010.11
- 8) 高橋之,吉田和也,市之瀬敏勝,真田靖士,松本健規,福山洋,諏訪田晴彦: 圧縮側に柱型がないRC耐震壁の曲げ変形性能,日本建築学会構造系論文集, 第 660 号, pp.371-377, 2011.2
- 9) 徐霖,日比野陽,勅使川原正臣,伴幸雄,梅野達三:連層耐震壁を模擬した 壁柱の曲げ降伏後のスリップ挙動評価,日本建築学会構造系論文集,第649 号, pp.617-623, 2010.3
- 10) 壁谷澤寿海,緒方恭子:鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法(その1)~(その5),日本建築学会関東支部研究報告集,pp.161-172,1984.7
- 11) 壁谷澤寿海,小谷俊介,青山博之:耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物の非線形地震応答解析,第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.213-216,1983
- 12) 塩原等:鉄筋コンクリート柱梁接合部:見逃された破壊機構,日本建築学会構造系論文集,第631号, pp.1641-1648, 2008.9
- 13) 楠原文雄、塩原等、田崎渉、朴星勇:柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋 コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、 第656号、pp.1873-1882、2010.10
- 14) 塩原等, 楠原文雄, 福山洋, 田尻清太郎:鉄筋コンクリート造柱梁接合部 の性能評価型耐震設計法にむけて, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.133-136, 2009.8
- 15) 平石久廣,稲井栄一:鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の靭性に関する 解析的研究,日本建築学会構造系論文集,第408号, pp.21-30, 1990.2

(2011年3月10日原稿受理, 2011年7月27日採用決定)