

論文 鉄筋コンクリート造 6 階建て耐震壁フレーム構造の振動台実験

加藤 敦*¹・松森泰造*²・壁谷澤寿海*³・倉本 洋*⁴

要旨：鉄筋コンクリート造耐震壁フレーム構造を対象として，1/3 スケール 6 層立体フレームに対する一方向振動台実験を実施した。試験体は，各層高さ 1m，加振方向 1 スパン@1.8m，直交方向 2 スパン@2.0m とした。入力波には既往の観測波を用いた。入力波は段階的にレベルを上げて入力し，各レベルにおいて破壊性状の進展状況の確認をおこない，高次モードの影響についての検討を行った。その結果，立体フレーム下層部の最大応答変位に占める高次モードの割合が最大耐力以後に増加すること，ベースシアも同様に増加することを実験的に得た。これらは，2 次モードの長周期化と 2 次モード形の変化が，最大耐力以後に顕著となったためと考えられる。

キーワード：連層耐震壁，壁フレーム，地震応答，振動台実験，高次モード

1. はじめに

大都市大震災軽減化特別プロジェクト（以下，大大特）の 1 テーマである RC 建物実験では，2005 年から 2006 年にかけて（独）防災科学技術研究所が所有する実大三次元震動破壊実験施設（略称 E-Defense，以後略称で記す。建設中。）の三次元震動台を活用して最初の実大鉄筋コンクリート（以下，RC）建物の震動実験が予定されている。そして，その予備実験シリーズ¹⁾として，2002 年から 2004 年にかけて，実大試験体を対象としている耐震壁フレーム構造に関する 5 つの振動台実験がすでに実施，あるいは計画されている。本実験は，その一つであり，実大の 1/3 スケールの連層耐震壁 6 層フレーム構造の振動台実験である。

構造物の地震応答に及ぼす動的影響については，比較的大規模な振動台実験において検討した事例^{2), 3)}がある。しかし，実施例が少なく，今後も貴重なデータの蓄積が必要である。本実験

もその研究シリーズの一つである。また，大大特において同試験体に対する擬似動の実験も予定されており，様々な視点で動的効果に関する検討がなされる予定である。

本論文では，そのうち振動台実験データを用いた動的性状や高次モードに関して検討を行った。

なお，実験には，独立行政法人防災科学技術研究所大型耐震実験施設の大型振動台を用いた。

2. 実験概要

2.1. 試験体

試験体は，鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造を対象とした 6 層立体フレームとした。縮尺は実大の 1/3 スケールとした。

平面計画は，1 × 2 スパン 短手スパン長 1.8m，長手スパン長 2 m とした。1 階平面図及び，2 ~ R 階平面図を図-1 に示す。連層耐震壁を中央構面（X2）に配置し，両端の構面（X1，X3）及び，耐震壁に直交する構面（Y1 Y2）は純フレー

* 1 (独)防災科学技術研究所 総合防災研究部門 研究員・修士(工学)(正会員)

* 2 (独)防災科学技術研究所 総合防災研究部門 研究員・博士(工学)(正会員)

* 3 (独)防災科学技術研究所 総合防災研究部門 客員研究員・工博(正会員)

(東京大学地震研究所 教授・工博)

* 4 豊橋技術科学大学 助教授・工博(正会員)

ム構造とした。加震方向は短手方向である。

試験体の純フレーム構面(X1, X3), 耐震壁構面(X2), 直交構面(Y1, X2)の立面図を図-2, 図-3に示す。階高はすべて1mとした。全層すべて同一の構造とした。なお, 1, 3, 5階の独立柱すべてにロードセルを設置した。

実験施設の制限とロードセルの設置のため, 試験体は2層ごと(1・2層部, 3・4層部, 5・6層部)の分割製作を行なった。壁基部(3階, 5階)及び柱中央部(1階, 3階, 5階)で試験体を連結した。壁基部連結部では, 上層部側柱主筋と溶接接合された鋼板と, 下層部側柱主筋と溶接接合された鋼板を, ボルト接合し引張力を伝達できる構造とした。柱中央連結部では, 上部柱主筋と溶接接合された鋼板と, 下部柱主筋と溶接接合された鋼板を, ボルト接合し引張力を伝達する構造とした。

応力度および加速度が実大と縮尺モデルで等しくなるように相似則を設定し, 付加錘を各層に設置した。各層重量94kN, 1階床レベルでの試験体重量564kNとなった。単位面積重量は13kN/m²(床面積7.2m²), 1階柱の軸力比は0.09(軸応力2.73N/mm²)となった。

試験体の各部材の断面詳細を表-1に示す。床スラブ以外の断面は実大のスケールモデルになっている。床スラブの諸元は付加錘(1m×1m×0.6m, 30.8kN×2スパン)に対する耐力で決定したため, スケールモデルとしては厚くなっている。

試験体に用いた鉄筋とコンクリートの材料特性を表-2, 表-3に示す。コンクリートの設計基準強度は30N/mm²とし, 鉄筋はSD295を用いた。仮想仕事法による保有水平耐力の概算値は735kN(ベースシア係数1.3)となった。

2.2. 入力計画

入力波には3つの観測波を用いた。すなわち, 1978 宮城県沖地震東北大学観測波 NS 成分(以下, TOH), 1940 Imperial Valley 地震 El Centro 観測波 NS 成分(以下, ELC), 1995 兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波 NS 成分(以下, JMA)

(単位: mm)

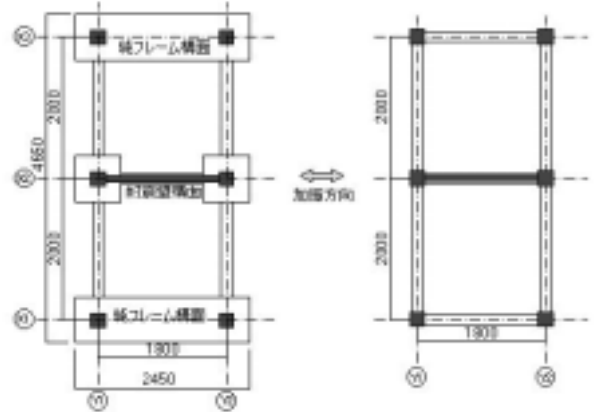


図-1 1階平面図及び, 2-R階平面図

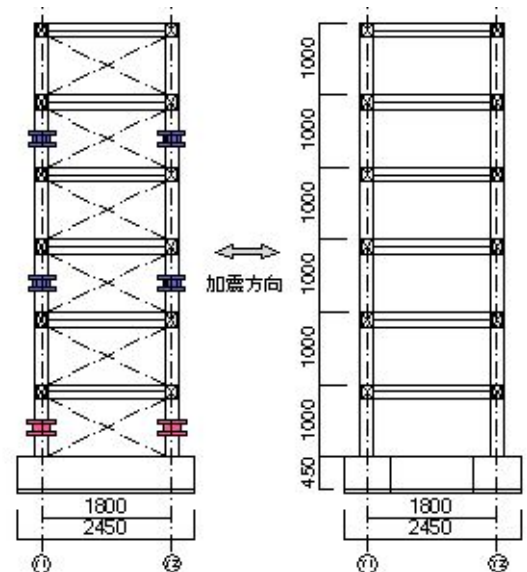


図-2 純フレーム構面立面図及び, 連層耐震壁構面立面図

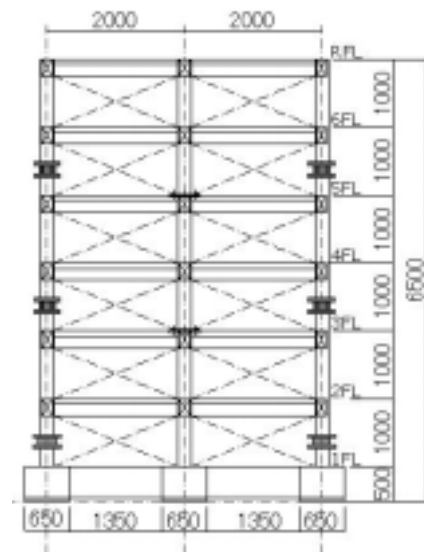


図-3 直交構面立面図

を最大速度で基準化（基準化速度）である。

また，相似則を満足させるために，時間軸を原波の $1/\sqrt{3}$ 倍とした。そのため，振動台に inputsする波（入力波）の最大速度は基準化最大速度の $1/\sqrt{3}$ 倍となる。以下入力波は，波名+基準化最大速度（たとえば，TOH25）と略記する。

表-1 断面詳細

壁	壁厚 側柱中心間距離 縦横筋	80mm 1800mm D6-double@100 (千鳥格子)
柱	形状 主筋 帯筋 副帯筋	200×200×750mm 12-D13 2-D6@60 4-D6@120
梁	形状 主筋 帯筋	150×250×1800mm 6-D10 2-D6@50
基礎梁	形状 主筋 帯筋	200×450×1650mm 12-D10 2-D6@50
床スラブ	形状（厚） スラブ上端筋 スラブ下端筋	80mm D6@200 D6@100

表-2 鉄筋の材料特性

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D6	349 (1.19)	454 (1.54)
D10	344 (1.17)	501 (1.70)
D13	328 (1.12)	474 (1.61)

注) 材料試験結果は，3体の平均による。倍率は，JIS降伏強度下限値(295N/mm²)に対する倍率

表-3 コンクリートの材料特性

	Frame A N/mm ² (材 齢)	Frame B N/mm ² (材 齢)
基礎部	37.8(86)	40.1(101)
1・3層部	46.6(66)	48.9(81)
2・4層部	44.1(49)	46.2(64)
5層部	46.6(41)	47.1(56)
6層部	45.6(34)	46.8(49)

注) 材料試験結果は，3体の平均による。主要部位は当日の試験結果である。その他（イタリック体+ ）は，7日及び28日強度より推定したものである。

表-4 加振計画

入力波 (略記)	原波 に 対 す る 倍 率	基準化 最大 速度 (cm/s)	入力波 最大 速度 (cm/s)	入力波 最大 加速度 (cm/s ²)
TOH25	0.6	25	14	155
ELC37	1.1	37	21	345
JMA50	0.6	50	29	491
JMA75	0.9	75	43	736

2.3. 実験結果の概要⁴⁾

TOH25 では，最上階最大応答変位が-2.0mm(1/3250)，最大ベースシア-139kNで，ひび割れは観測されなかった。

ELC37 では，最上階最大応答変位が-6.9mm(1/942)，最大ベースシア327kNで，ひび割れは観測されなかった。

JMA50 では，最上階最大応答変位が-20.9mm(1/311)に達し，最大ベースシア583kNであった。最大残留ひび割れは，連層耐震壁1層部のせん断ひび割れで，0.3mmであった。側柱曲げひび割れや純フレーム構面にはひび割れは観測されなかった。

JMA75 では，最上階最大応答変位が44.8mm(1/145)に達し，試験体の損傷は，連層耐震壁側柱主筋降伏，純フレーム構面引張柱主筋降伏が生じた。最大残留ひび割れは，連層耐震壁1層部のせん断ひび割れで，0.5mmであった。また，2-3層で0.1mmが，4-5層にも0.1mm未

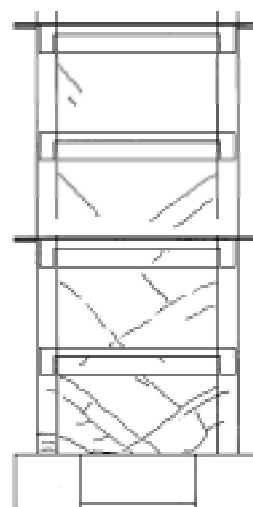


図-4 X2構面ひび割れ図(JMA75直後)

満のせん断ひび割れが観測された。最大ベースシアは、756kN(ベースシア係数 1.34)であった。この時最大耐力に達した。このときの X2 構面のひび割れ図を図-4 に示す。

3. 動的性状

3.1. 固有振動数

各地震波の入力前後にホワイトノイズを入力し、試験体と動特性を同定した。ホワイトノイズは、周波数帯域 DC-40Hz、最大加速度 20mc/s²、継続時間 40s とした。

同定に用いた加速度は、振動台加速度と各層床加速度である。各層床加速度には、X2Y1 の各層の接合部に設置した加速度計を用いた。ただし、2 階床加速度は、X2Y1 接合部の加速度計が不良であったため、剛床を仮定し、X1Y1 及び X3Y1 接合部に設置した加速度計の平均値を用いた。

最上階の伝達関数を図-5 に示す。無損傷時における最上階における 1 次の固有振動数は 6.8Hz、応答倍率は 58.5 倍であった。2 次の固有振動数は 28.8Hz で、応答倍率は 18.4 倍であった。

最大耐力を経験したあとの状態である JMA75 入力直後では、最上階における 1 次の固有振動数は 4.7Hz、応答倍率は 29.2 倍であった。2 次の固有振動数は 21.1Hz、応答倍率は 8.8 倍であった。

弾性状態と最大耐力後の状態を比較すると、1 次、2 次ともに応答倍率は半減している。1 次、2 次の固有振動数も低下、長周期化している。ただし、2 次固有周期が長周期化する幅の方が相対的に大きい。

3.2. 固有モード

各層床加速度を用いて、試験体の固有モードを算出した。算出方法を以下に示す。

各層床加速度の最大応答倍率から 1 を引いた値 ${}_m u_i$ を用いて、弾性状態における試験体の 1 次および 2 次の固有モードを求める。

ここで、 ${}_m u_i$ の左下付きの添字 m はモード次数

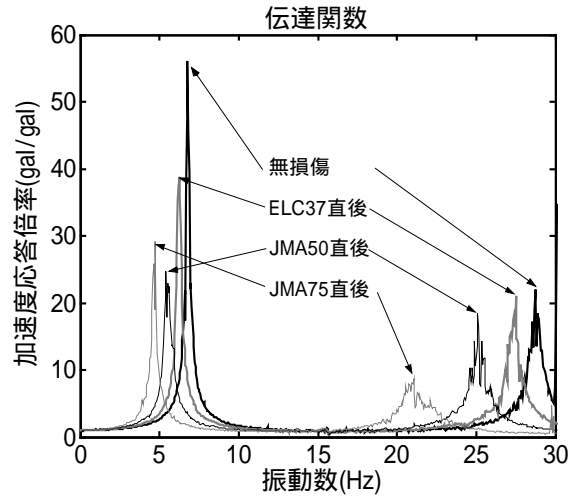


図-5 伝達関数

を示し、右下付きの添字 i は各層を示す。各 i 層の応答を示す値は、i 層の天井位置、すなわち i+1 層の床位置の加速度とする。

正規化は、m 次モード形 ${}_m \beta {}_m u$ の成分の総和と 2 乗和が等しくなるように行った。ここで、太字はマトリックスまたは、ベクトルを表すこととする。

$$\sum_{i=1}^N ({}_m \beta {}_m u_i)^2 = \sum_{i=1}^N ({}_m \beta {}_m u_i) \quad (1)$$

ここで、 ${}_m \beta$: 刺激係数、N: 層数

正規化固有モード(無損傷, JMA75)を図-6 示す。1 次モードはほとんど変化がなく、2 次モードが損傷に伴って変化している。特に、1・2 層部で 2 次の応答倍率が大きくなっている点が注目される。

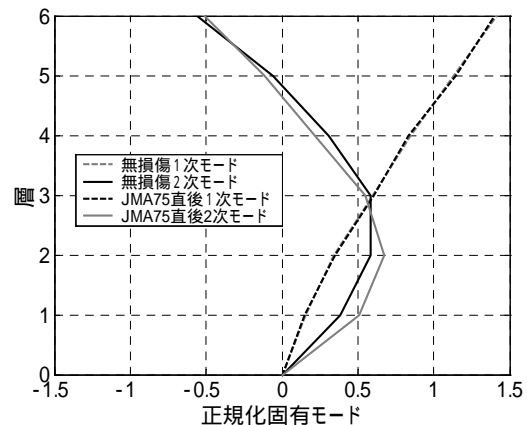


図-6 固有モード

4. 床変位のモード分解

本試験体下層部にあたる2階応答変位をモード分解する。1次の等価変位を式(2)に定義する。

$${}_1d(t) = \frac{{}_1\beta \mathbf{u}^t \mathbf{M}_m \mathbf{d}(t)}{{}_1M} \quad (2)$$

ここで、 \mathbf{M} ：質量マトリクス、 t ：転置
 ${}_1M$ ：等価質量

$${}_1M = {}_1\beta {}_1\mathbf{u}^t \mathbf{M} \{1\} \quad (3)$$

最大耐力時のモード分解された正規化2階応答変位を弾性状態と比較する。ここで正規化とは、各加振の最大値で除したものとした。TOH25とJMA75の正規化2階応答変位を図-7、図-8に示す。ほぼ弾性状態といえるTOH25では、高次モードの影響が8%程度であった。

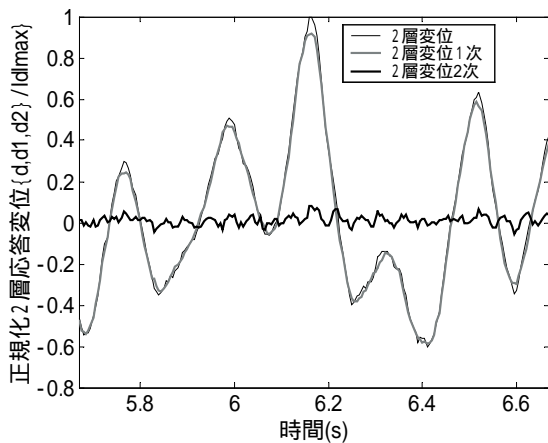


図-7 正規化変位 (TOH25)

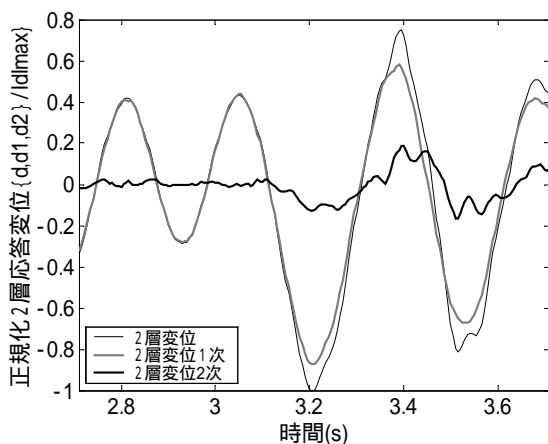


図-8 正規化変位 (JMA75)

JMA75では、最大変位に13%の高次モードが発生した。また、最大変位前後0.5s間では、20%近い高次モードが発生している。これは、2次

固有周期の長周期化と2次モード形の変化が要因と考えられる。

5. ベースシアのモード分解

各加振時のベースシアをモード分解した。ベースシアのモード分解は、モード分解された床加速度と各層質量を乗算し算出した。

最大耐力時のモード分解された正規化ベースシアを最大耐力以前と比較する。JMA50とJMA75の最大ベースシア発生前後のモード分解された正規化ベースシアの波形を図-9、図-10に示す。JMA50では、2次モードが最大ベースシア時に10%発生した。また、最大ベースシア発生前後0.5sでは13%であった。

JMA75では、最大ベースシア発生時に13%発生した。最大ベースシア発生前後では、18%に達している。これは2階床変位と同様、2次固有周期の長周期化が主な原因と考えられる。

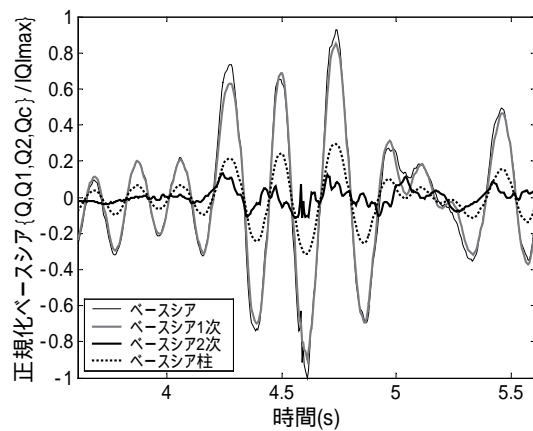


図-9 正規化ベースシア (JMA50)

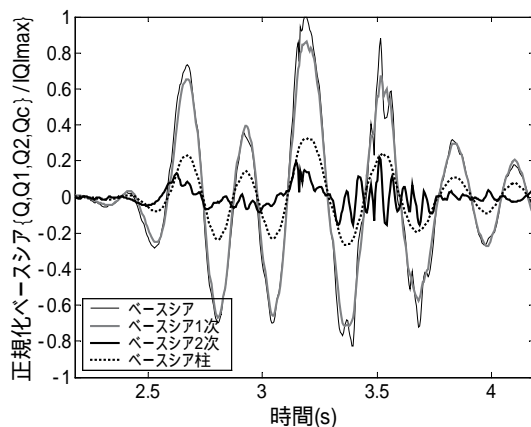


図-10 正規化ベースシア (JMA75)

6. まとめ

鉄筋コンクリート造 6 階建て耐震壁フレーム構造を対象として振動台を用いた実大の 1/3 スケール立体フレームに対する 1 方向加振実験を実施した。得られた実験結果をもとに破壊性状に及ぼす高次モードの影響に関する検討を行い、以下の結果を得た。

- ・ 損傷の進行に伴い、1 次モードと 2 次モードの加速度応答倍率は共に低下する。両者の固有周期も同様に長周期化する。しかし、2 次モードのほうが長周期化の割合が大きいため、結果として損傷に伴う 2 次モードの割合が大きくなる。
- ・ 固有モードの変化は、最大耐力以後発生し、2 次モードが 1・2 層部で大きくなった。このとき、1 次モードは変化していない。
- ・ 2 層部の最大応答変位に占める高次モードの割合は、最大耐力以後増加した。弾性状態では、高次モードの割合は 1 割未満であったのに対し、最大耐力付近では 2 割にまで上昇した。
- ・ ベースシアに占める高次モードの割合は、最大耐力以後増加した。最大耐力以前では、1 割程度であったのに対し、最大耐力後では 2 割程度まで増加した。

謝辞：

本研究は、文部科学省委託事業大都市大震災軽減化特別プロジェクトの一環として行われました。本研究推進にあたり、上記プロジェクト内の鉄筋コンクリート建物実験委員会委員の方々に多くの貴重なご意見を頂きました。

また、振動台実験の実施にあたり、東京大学地震研究所壁谷澤研究室の金裕錫氏、松井智哉氏、大井真規子氏をはじめとする多くの方々、豊橋科学技術大学倉本洋助教授、同研究室の秋田知芳氏、関係各機関の多くの方々に、ご協力、ご助言をいただきました。

ここに記して、感謝をいたします。

参考文献：

- 1) 松井智哉・壁谷澤寿海・加藤敦他：鉄筋コンクリート造耐震壁の動的実験，構造工学論文集，Vol.49B，2003 年 3 月
- 2) 真田靖士・壁谷澤寿海・倉本洋・福田俊文，松本和行・奈良岡誠也・加藤敦・小川信行：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，pp511-520，2001.3
- 3) 壁谷澤寿海・金裕錫他：2 層偏心ピロティの震動実験（その 1）実験概要，（その 2）実験結果，第 3 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，pp165-176，2002
- 4) 加藤敦・壁谷澤寿海他：基礎浮き上がりを考慮した連層耐震壁フレーム構造の震動実験，構造工学論文集，Vol.50B，pp-，2004.3