

3.2 鉄筋コンクリート建物実験

3.2.1 鉄筋コンクリート建物の三次元震動破壊実験

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17年度業務目的

(2) 平成17年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の成果
 - 1) 実大実験の目的と計画
 - 2) 実験の概要
 - 3) 加振内容
 - 4) 加振結果
- (c) 結論ならびに今後の課題
- (d) 引用文献
- (e) 成果の論文発表・口頭発表等
- (f) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

(3) 平成18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震動破壊実験

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
独立行政法人防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター	客員研究員	壁谷澤寿海	kabe@eri.u-tokyo.ac.jp
	研究員	松森泰造	taizo@bosai.go.jp
	特別研究員	陳 少華	sh_chen@bosai.go.jp
	外来研究員	白井和貴	shirai@bosai.go.jp
	客員研究員	五十嵐克哉	igarashi@bosai.go.jp

(c) 業務の目的

既存の大型一次元振動台および実大三次元震動破壊実験施設（Eーディフェンス）により鉄筋コンクリート建物の震動破壊実験を行い、構造物の三次元地震応答性状と破壊メカニズムの解明を行う。

(d) 5 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：

耐震壁単体の1/3縮小モデル試験体2体の1方向振動台実験により、以下の知見が得られた。(1)従来の耐力および靱性評価式による計算でせん断破壊先行と予想した試験体が、曲げ降伏後のせん断破壊型に至った。最大耐力も、各評価式による予測値を大きく上回った。(2)曲げ降伏先行型と予想した試験体では、最大耐力は計算値とほぼ対応したが、継続時間の長い入力波の影響により、実験による終局変形角は計算値を下回った。

2) 平成15年度：

耐震壁の基礎浮き上がりの影響を明らかにするために、基礎固定型および基礎浮き上がり回転型という2種類の耐震壁フレーム構造の1/3縮小モデルの1方向振動台実験を行った。耐震壁が負担する水平力の負担割合は、基礎固定型で70%以上、基礎浮き上がり型で50%未満であり、最上階の最大応答変位は基礎浮き上がり型が1.5倍程度大きかった。現実の構造物では基礎完全固定は想定しがたく、振動台実験において、基礎の支持条件を正確に模擬することが重要であることがわかった。

3) 平成16年度：

前2年度と同様に既存の大型1次元振動台にて、鉄筋コンクリート立体フレーム構造の1方向振動台実験を行った。試験体は、平成17年度にEーディフェンスで行う予定の実大6層試験体の1/3縮小モデルとした。曲げ降伏型の耐震壁が動的な外力によりせん断破壊に至り、過大な入力では層崩壊に至ることを実験的に明らかにした。

4) 平成17年度：

Eーディフェンスにより、実大鉄筋コンクリート建物の三次元震動破壊実験を実施する。試験体は、1970年代建設を想定した6層連層耐震壁フレーム構造とする。特に、

連層耐震壁の強度と変形能に着目し、構造物が崩壊に至るまでの過程を解明する。

5) 平成18年度：

Eーディフェンスにより、実大鉄筋コンクリート建物の三次元震動破壊実験を実施する。前年度と同規模の耐震補強を主眼とした試験体を予定し、耐震補強の効果について明らかにする。

(e) 平成17年度業務目的

Eーディフェンスによる実大規模の鉄筋コンクリート建物の振動実験を行い、鉄筋コンクリート壁フレーム構造の崩壊までの破壊過程の把握し、強度と変形能について検証する。平成17年度に行う実大規模実験の試験体は、6層の鉄筋コンクリート造耐震壁を有するフレーム構造とし、1970年代建設を想定した1体とする。Eーディフェンスの能力に合わせて、平面は10×15m（2×3スパン）、総高さ16m、総重量800tf程度とする。震動実験においては、主に、中小地震を想定した小さいレベルの加振と既往の大地震を再現した加振を行う。各加振における構造物の損傷状況の記録と動的応答性状の検討を行う。

(2) 平成17年度の成果

(a) 業務の要約

Eーディフェンスにより実大6層鉄筋コンクリート建物試験体1体の震動台実験を行った。試験体は、平面は10×15m（2×3スパン）、総高さ16m、総重量750tf程度の連層耐震壁を有するフレーム構造とし、1970年代建設を想定した設計とした。震動実験においては、気象庁神戸海洋気象台波を用い、入力加速度の振幅レベルを順次増大する加振を行い、床の絶対加速度、主要部材の変形、ロードセルによる耐震壁のせん断力、主筋のひずみなど合計888成分のデータを取得した。試験体は、1層の腰壁付短柱のせん断破壊、連層耐震壁の脚部のせん断すべり破壊を伴い、最終的に1層の層崩壊に至った。本実験により、腰壁付短柱が脆性的なせん断破壊に至ることが実証され、また、動的な効果による1層の層せん断力が上昇と、変形の増大によるせん断耐力の低下によって、1層の層崩壊が生じることがわかった。

(b) 業務の成果

1) 実大実験の目的と計画

RC造建築構造物の耐震工学における一般的な研究課題を列挙し、その中から実大震動実験の主たる研究目的として以下を設定した。a)動的外力による構造物の崩壊挙動、b)耐震壁ーフレーム構面のせん断力負担、c)構造物の損傷評価、d)スケール効果、e)非構造部材。これらの目的に沿って平成17年度の実大試験体は、①整形な建物、②壁フレーム構造、③1970年代のやや古い設計（ただし現行規定も概ね満足するレベル）を対象として選定した。

構造計画は日米共同研究として1980年に建築研究所で実験された実大7層試験体¹⁾を参照している。この実験は等価1自由度系に縮約した擬似動的加力で実施されたので外力

分布は逆三角形に固定された。耐震壁のせん断強度は静的なメカニズム時応力を上回っており、耐震壁の曲げ降伏による十分靱性のある応答挙動を示した。変位応答は擬似動的実験と擬似動的解析、さらに多自由度系の解析でもほぼ同じになることが確認されたが、これは耐震壁が曲げ降伏型で層降伏が生じないという前提条件によるものであり、その意味で実験は動的な応答を模擬していない。多自由度系動的解析によれば耐震壁がせん断破壊する場合もありえて、耐震壁の入力せん断力レベルは入力加速度から解析的にも理論的にも予測²⁾しうることが以降明らかになったが、実験等で検証計測されたことはない。試験体は以下の前提条件を考慮して、予備解析による予測にもとづいて、振動台容量内で動的な外力による層崩壊過程が実現できるように計画した。

a) E-Defense は現在世界で最も大きい三次元震動実験装置であるが、振動台床面積は 20m×15m、試験体の最大許容高さ 20m および最大搭載質量 1200t である。震動台水平方向の最大許容加速度、速度および変形はそれぞれ 0.9G、200kine および 100cm、垂直方向では 1.5G、70kine および 50cm である。試験体は総重量 1000t 以下、建築面積 20×15m、高さ 20m の制限で、6 層 2×3 スパンで計画した。

b) 震動実験では構造物の崩壊まで加振する。したがって振動台の性能から、試験体の終局強度時のベースシア係数は 0.5 以下とし、連層耐震壁は 1 構面とする。

c) 計測機器、安全性の確保、試験体の搬入、設置および取外し手法など実大 RC 構造物の震動実験に関して長期シリーズの一環として標準実験手法の確立も目的とする。

d) 今回の震動実験結果は既存またはこれから開発される解析手法にとっての実験データとして用いられ、解析手法の妥当性を確認する材料となるようなものとする。

e) RC 実験で振動台が使用可能な期間は 2005 年 12 月 1 日から 2006 年 1 月 31 日とする。

試験体ではさらに短柱も混在させて、より複雑な経過で層崩壊に至る過程を実現することを意図して計画した。また動的な外力分布はもとより、耐震壁と柱の負担せん断力を計測して検証するのも実大実験として未踏の試みでもある。

2) 実験の概要

a) 試験体の形状

試験体は、長手方向 (Y 方向) 3 スパン、その直交方向 (X 方向) 2 スパンの 6 階建て RC 壁フレーム構造とした。試験体の概観を写真 1 および 2 に、基準階伏図、基礎平面図、軸組図、部材断面リストを図 1 および表 1 に示す。1 体の試験体の実験結果からより多くの知見を得るため、性質の違う複数の構面を混在させ、各構面において異なる損傷、破壊性状が観察できるような計画とした。Y 方向は、X₂ 通り中央に連層耐震壁、X₁ 通り大梁に腰壁 (柱際に構造スリットは設けていない) を配置した。X 方向は、Y₁、Y₄ 通りの中央に連層の袖壁と間柱を配置した。各階の外周部には跳ね出しスラブを設けた。断面寸法はスラブを除く各部材について全階で同じとした。配筋は、全階で同じか、または 1 階から R 階へ上るに従い配筋量が若干減少する部材がある。

b) 試験体重量

試験体の重量は、各階 1.25MN、1 層柱より上部の合計 7.50MN、基礎梁等を含む震動台上の総積載重量 9.7MN である。各階重量を基準階床面積 (10m×15m、跳ね出しスラブ含まず) で除した単位床荷重は各階 8.3kN/m² である。

c) 試験体の設計

試験体は 1970 年代当時の一般的な構造設計手法により設計された鉄筋コンクリート建物を想定し、1975 年版の RC 規準³⁾ および 1970 年代当時の建築基準法・同施行令に準じて構造設計を実施した。各部材の断面算定は許容応力度設計に基づき行い、次のように仮定した。(a)基礎は固定。(b)Y₁, Y₄ 通り袖壁は構造部材として考慮。(c)X₁ 通り腰壁は自重のみを考慮し、剛性および耐力への寄与は無視。(d)荷重は RC 躯体と鉄骨計測治具類の重量を考慮し、仕上げ荷重および積載荷重は考慮しない。主な使用材料の強度を表 2 に示す。

d) 試験体の算定強度

試験体の崩壊形を把握するため、2 次設計相当の検討を行った。1 層の保有水平耐力および部材のせん断余裕度の算定結果を表 3 に示す。

計算時の材料強度は、(i)鉄筋は短期許容応力度の 1.1 倍、コンクリートは設計基準強度 F_c を用いた場合、および (ii)材料試験結果 (表 2) を用いた場合の 2 ケースとし、それぞれ、X₁ 構面を腰壁のない純フレームとして扱った場合と、X₁ 大梁を腰壁付き梁として降伏モーメントを算定し、柱の内法高さを腰壁高さ分減じて扱った場合の 2 通りとした。保有水平耐力は、外力分布を逆三角形とし、仮想仕事法により算定した。崩壊機構は、各節点における柱梁の曲げ終局モーメントの比較により定めた。部材のせん断余裕度は、節点振分け法により各柱の負担せん断力を算出し、せん断終局強度は荒川 min 式により算定した。

これらの検討によると、梁端の曲げ降伏と連層耐震壁脚部の曲げ降伏が先行する全体降伏形が予想され、連層耐震壁 1 層のせん断余裕度も小さくない。腰壁を考慮した場合、2 階以上では梁曲げ降伏先行に変化はないが、1 層の短柱のせん断余裕度は 1.09 と大きくないといえる。

e) 基礎の形式

基礎概要図を図 2 に示す。壁が負担するせん断力を計測するため、X₂ 通り連層耐震壁および Y₁, Y₄ 通り袖壁下部の基礎梁下にロードセル (3 分力計) を設置した。X₁ 通り、X₃ 通りの基礎梁は振動台テーブル上に直接固定した。

壁下の各ロードセルは、下板を振動台テーブルに、上板を基礎梁 (幅 : 2,000mm、せい : 920mm) 底面にそれぞれ固定した。基礎梁をできるだけ剛に近いものにするにより、ロードセル単体に過大な曲げモーメントが生じることを防いでいる。

X₂ 通り連層耐震壁の下部については、図 2-3 に示すように、合計 3 2 台の小型 3 分力計 (XY 方向許容負荷 : 300kN、Z 方向許容負荷 : 480kN、各軸回りの許容負荷 : 30kN*m) を設置した。ただし、計測点数の制約から、4 台を 1 セットとしてブリッジ回路を組み、4 台の XYZ それぞれの合算値のみ合計 2 4 成分 (8 セット × 3 方向) を集録することとした。

Y₁, Y₄ 通り袖壁下部については、それぞれ 4 台の中型 3 分力計を用いた。

f) 仕上げ

仕上げ概要図を図 3 に示す。試験体の仕上げは内外部ともコンクリート打ち放しを基本とし、2 階および 5 階の一区画についてのみ、非構造壁を設置し、内装、外装の仕上げを施した。

g) 計測計画

振動台上に設置した鉄骨計測フレームに対する 2 階床変位、各層の層間変位、部材の変

形、鉄筋の歪み、基礎梁下部ロードセルによる軸力およびせん断力、各階床の重心位置の絶対加速度など、合計 888 成分の計測を行った。サンプリング周波数は 1 kHz とした。集録データは、加速度については 0.05~30.0 Hz でフィルタリングし、その他については 30.0 Hz のローパス・フィルタとし、すべての集録記録が連続するよう前集録の残留値を継ぎ足した。



写真 1 実大実験全景



- ・鉄筋コンクリート構造
- ・6階建て
- ・階高 2.5m
- ・基礎梁上端から屋上階までの高さ 15m
- ・平面 3×2 スパン
(1 スパン 5m×5m)
- ・振動台テーブル寸法
15m×20m
- ・振動台上の総積載質量
990 ton

写真 2 試験体の概観

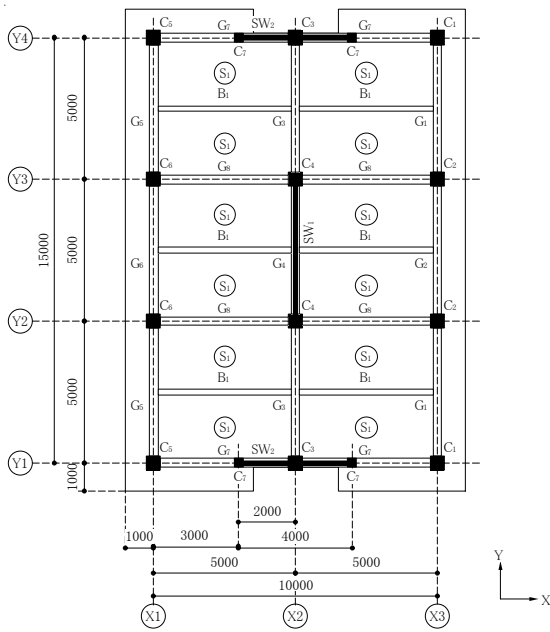


図 1 (a) 基準階伏図

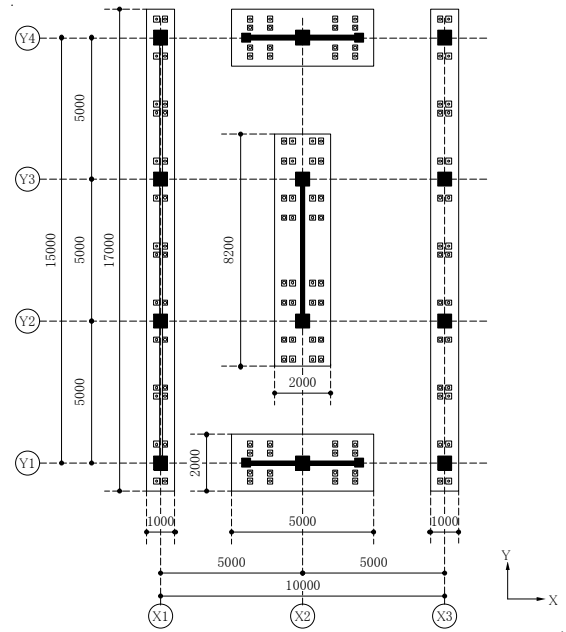


図 1 (b) 基礎平面図

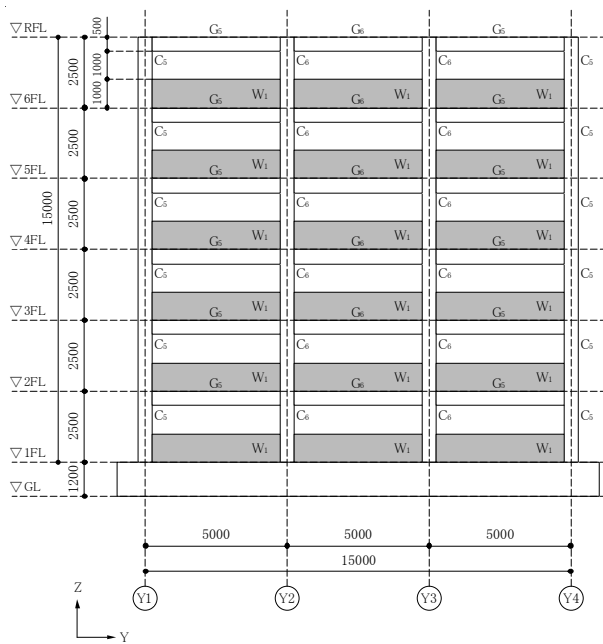


図 1(c) X₁通り軸組図

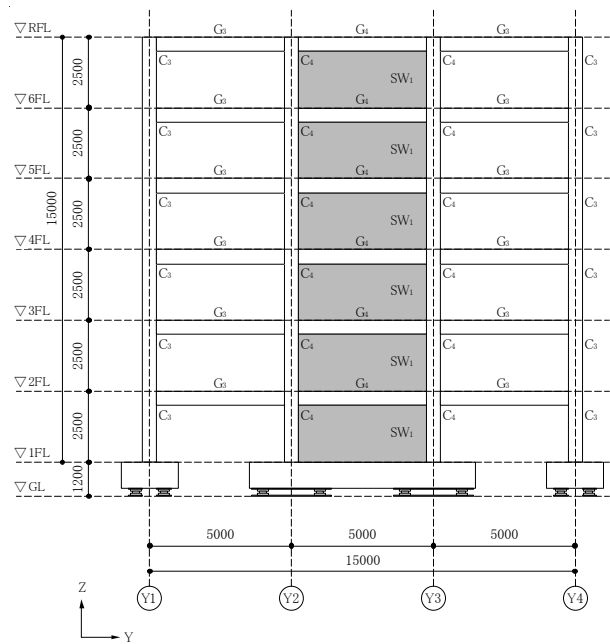


図 1(d) X₂通り軸組図

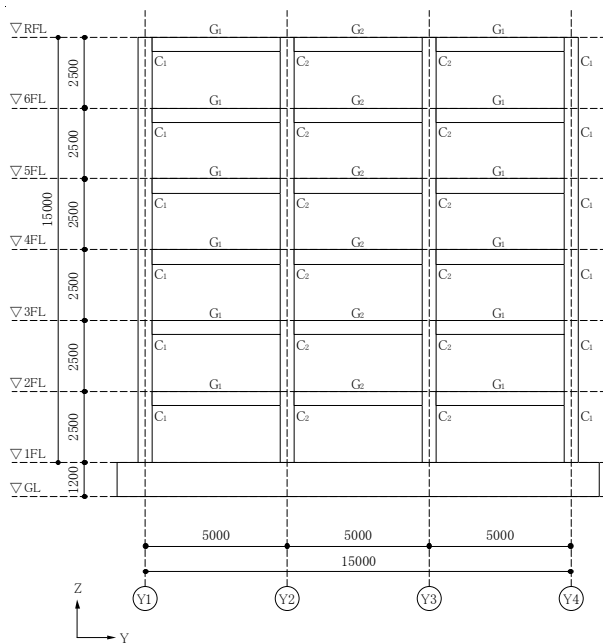


図 1(e) X₃通り軸組図

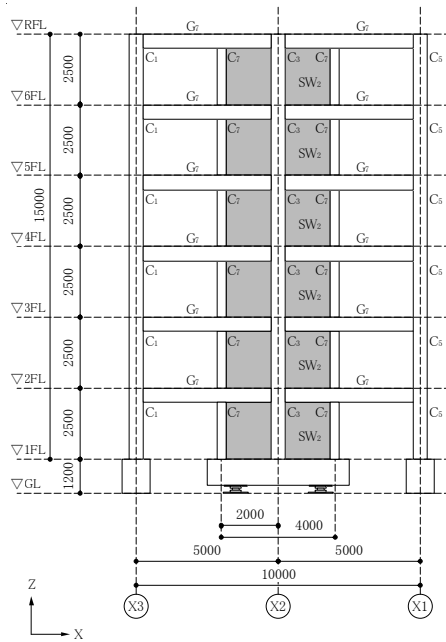


図 1 (f) Y₁,Y₄ 通り軸組図

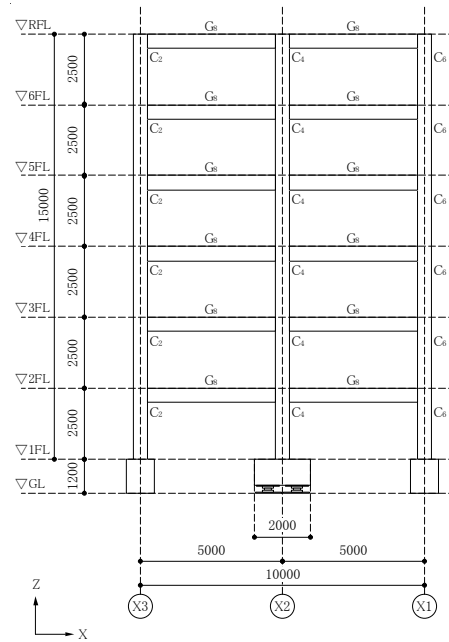
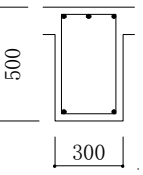
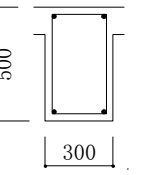


図 1 (g) Y₂,Y₃ 通り軸組図

	C ₁ ~C ₆	C ₇
6 階		
主筋	8-D19	4-D19
HOOP	□-D10@100	□-D10@100
5 階	同上	同上
主筋		
HOOP		
4 階	同上	同上
主筋		
HOOP		

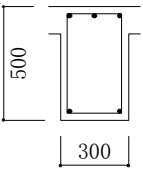
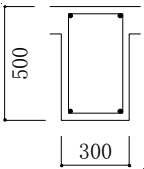
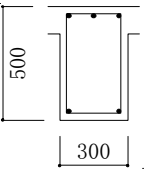
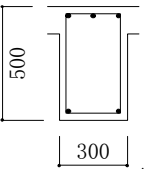
	C ₁ ~C ₆	C ₇
3 階		
主筋	8-D19	4-D19
HOOP	□-D10@100	□-D10@100
2 階	同上	同上
主筋		
HOOP		
1 階	同上	同上
主筋		
HOOP		

図 1 (h) 断面リスト (その 1 : 柱リスト)

	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆
R 階						
上端筋	2-D19	2-D19	3-D19	3-D19	2-D19	2-D19
下端筋	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19
スターラップ	□・D10@200	□・D10@200	□・D10@200	□・D10@200	□・D10@200	□・D10@200
6 階	同上	同上	同上	同上	同上	同上
上端筋						
下端筋						
スターラップ						
5 階	同上	同上	同上	同上	同上	同上
上端筋						
下端筋						
スターラップ						
4 階			同上	同上		
上端筋	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19
下端筋	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19
スターラップ	□・D10@200	□・D10@200	□・D10@200	□・D10@200	□・D10@200	□・D10@200
3 階	同上	同上	同上	同上	同上	同上
上端筋						
下端筋						
スターラップ						
2 階	同上	同上	同上	同上	同上	同上
上端筋						
下端筋						
スターラップ						

外端、中央、内端とも共通

図 1 (i) 断面リスト (その 2 : 梁リスト (1))

	G7	G8		G7	G8
R階			4階		
上端筋	3-D19	2-D19	上端筋	3-D19	3-D19
下端筋	2-D19	2-D19	下端筋	2-D19	2-D19
スターラップ	□・D10@200	□・D10@200	スターラップ	□・D10@200	□・D10@200
6階	同上	同上	3階	同上	同上
上端筋			上端筋		
下端筋			下端筋		
スターラップ			スターラップ		
5階	同上	同上	2階	同上	同上
上端筋			上端筋		
下端筋			下端筋		
スターラップ			スターラップ		

外端、中央、内端とも共通

図1(j) 断面リスト (その3: 梁リスト (2))

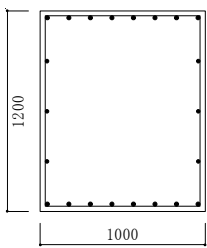
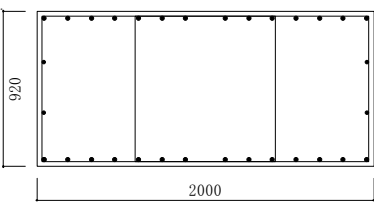
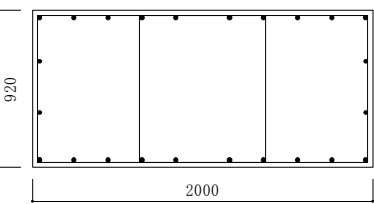
	G1, G2, G5, G6	G4	G7
基礎梁			
上端筋	8-D25	14-D25	10-D25
下端筋	8-D25	14-D25	10-D25
副主筋	3x2-D22	2x2-D22	2x2-D22
スターラップ	□・D16@100	□・D16@100	□・D16@100

図1(k) 断面リスト (その4: 基礎梁リスト)

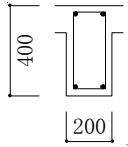
	B ₁
R ~ 2 階	
上端筋	2-D19
下端筋	2-D19
スターラップ	□-D10@200

図 1 (I) 断面リスト (その 5 : 小梁リスト)

表 1 (a) 耐震壁、雑壁リスト

階	SW ₁ , SW ₂		W ₁	
	厚さ(mm)	配筋	厚さ(mm)	配筋
1 ~ 6	150	D10@300 ダブル	120	D10@200 シングル

表 1 (b) スラブリスト

階	S ₁	
	厚さ(mm)	配筋
R	190	上下共 D10@200
2 ~ 6	150	同上

表 2 主な使用材料の強度

異形鉄筋	D19 (SD345)	$\sigma_y = 398 \text{ N/mm}^2$	
	D10 (SD295)	$\sigma_y = (\text{柱、梁}) 342, (\text{壁}) 369 \text{ N/mm}^2$	
コンクリート ($F_c = 18 \text{ N/mm}^2$)	実験日圧縮強度 (1 層)	$\sigma_B = 31.7 \text{ N/mm}^2$	
	実験日圧縮強度 (6 層)	$\sigma_B = 22.8 \text{ N/mm}^2$	

表 3 1 層の保有水平耐力および部材のせん断余裕度の算定結果

	材料強度のケース		(i)	(ii)
	保有水平耐力 (ベースシア係数を表示)	Y 方向	腰壁を無視	0.40
腰壁を考慮			0.45	0.48
X 方向			0.38	0.39
せん断余裕度 (Y 方向)	1 層短柱 X ₁ Y ₂	腰壁を無視	2.47	2.82
		腰壁を考慮	1.09	1.25
	耐震壁 1 層 X ₂ Y ₂₋₃		1.19	1.37

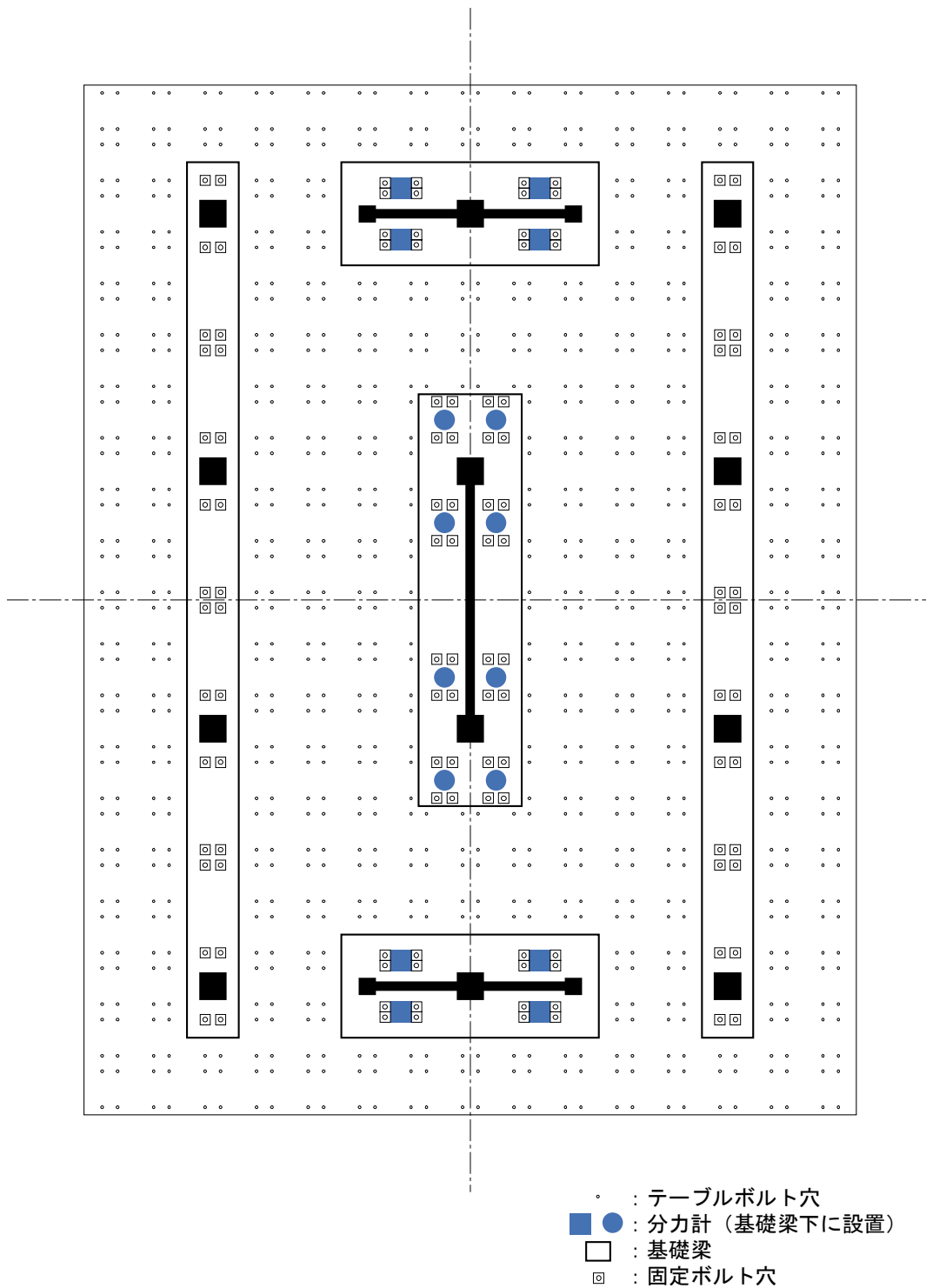
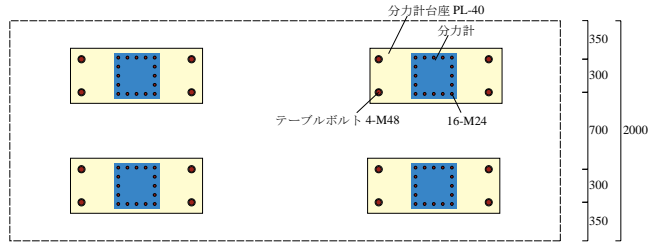
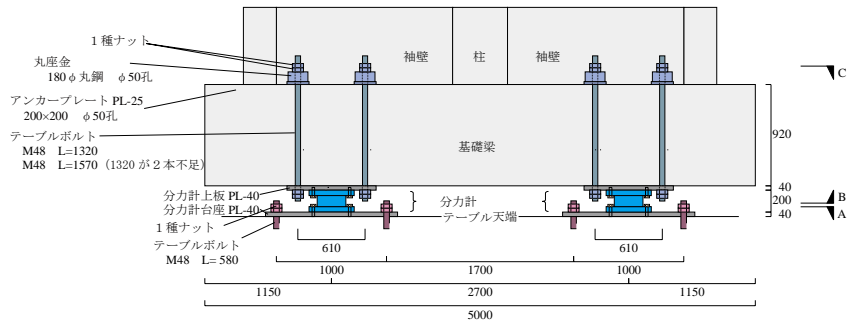
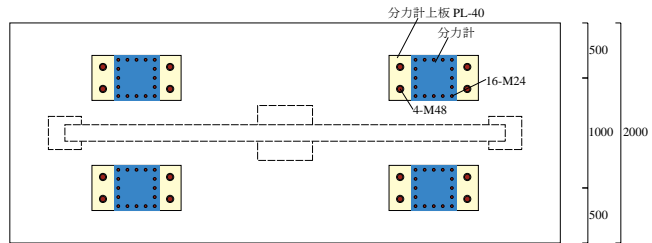


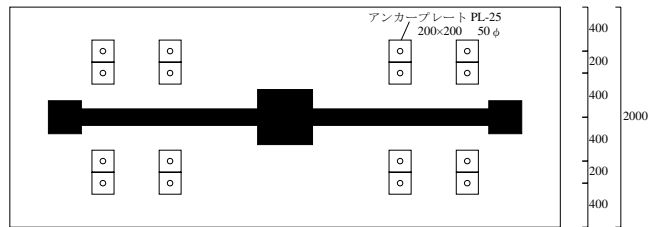
図 2 (a) 基礎概要図 (その 1 : 分力計設置位置)



A: 震動台テーブル見下げ



B: 基礎梁底面見上げ



C: 基礎梁天端見下げ

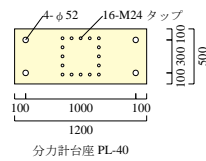
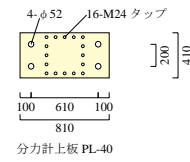
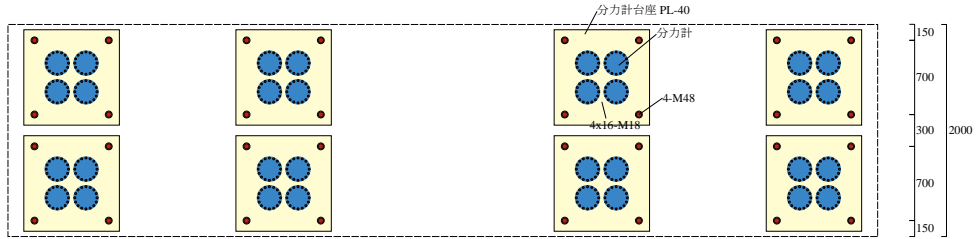
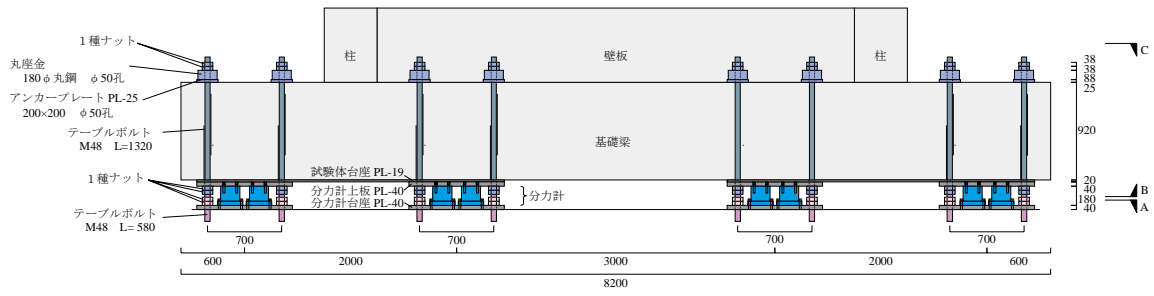
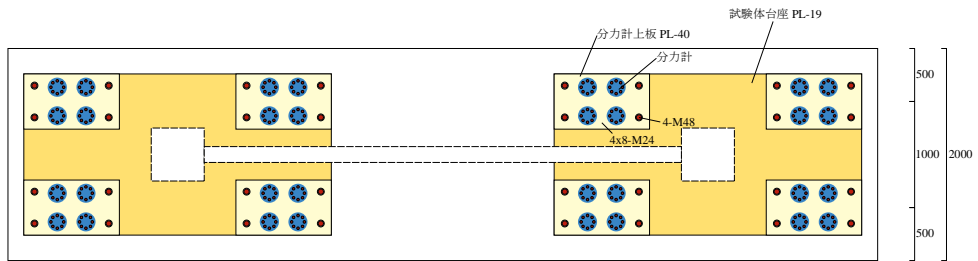


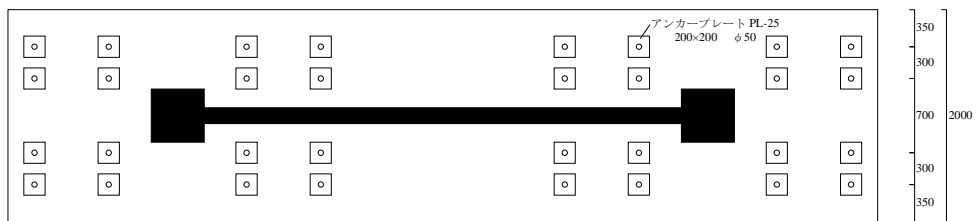
図 2 (b) 基礎概要図 (その 2 : 袖壁付き柱 (Y₁X₂, Y₄X₂) 下部詳細)



A: 震動台テーブル見下げ



B: 基礎梁底面見上げ



C: 基礎梁天端見下げ

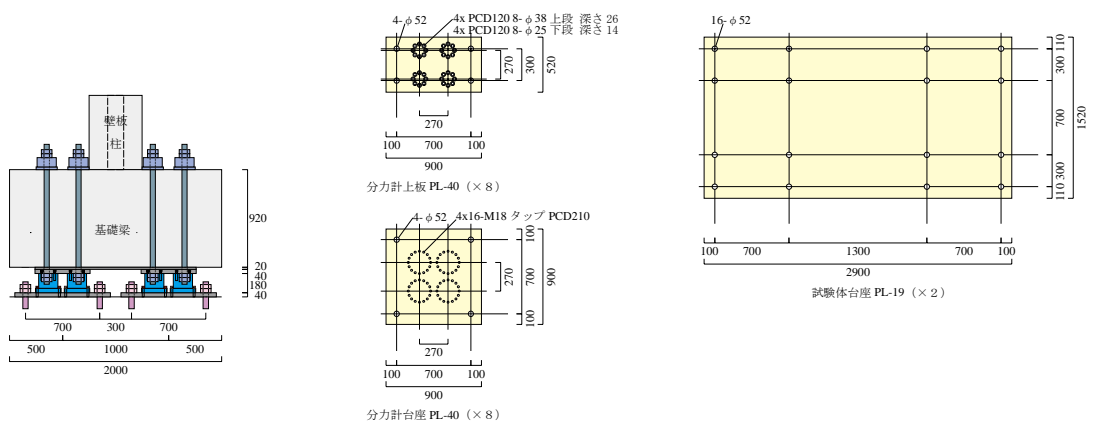
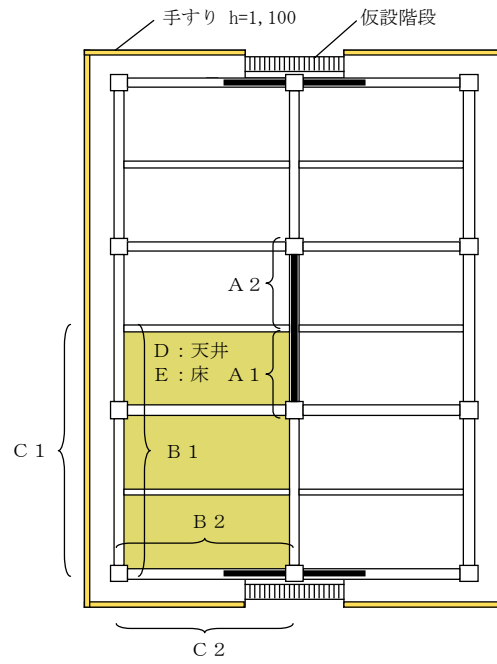
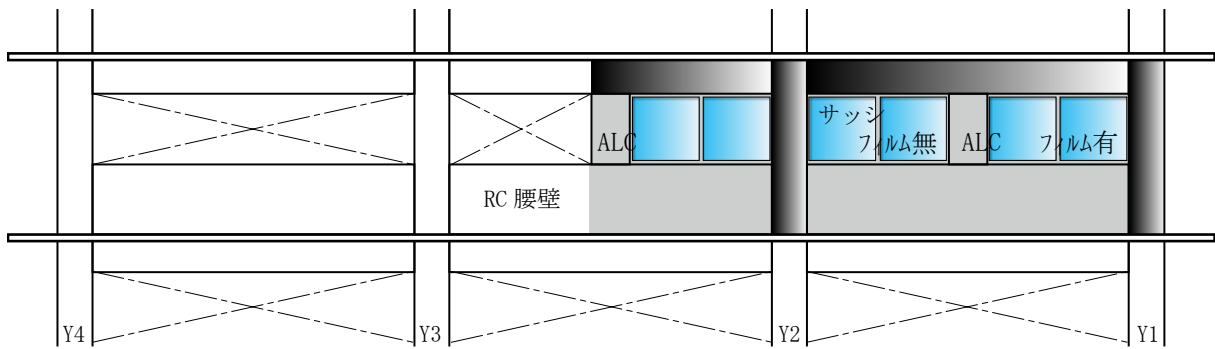


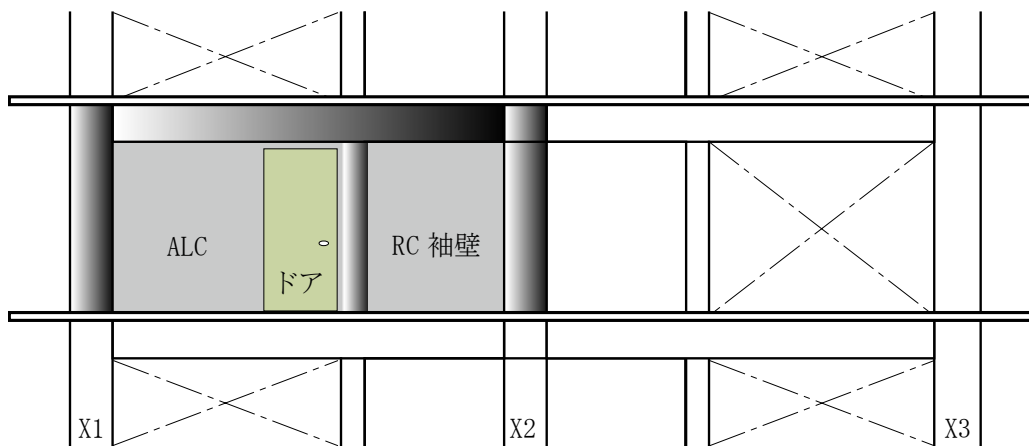
図 2(c) 基礎概要図 (その 3 : 連層耐震壁 (X₂Y₂-Y₃) 下部詳細)



(1) 仕上げ施工箇所



(2) X1 通り 2, 5 階外壁 (C 1)



(3) Y1 通り 2, 5 階外壁 (C 2)

図3 仕上げ概要図

3) 加振内容

a) 加振計画

加振実験では、気象庁神戸海洋気象台観測波（1995）を用い、振幅倍率を 5,10,25,50,100%と順次増大させて入力することとした（表4）。加振方向は水平2方向および鉛直方向の3方向であるが、主たる加振方向（最終的に破壊させる方向）が試験体の長手方向（Y方向）となるよう、原波を45度回転させ、N45W方向を試験体のY方向に、N45EをX方向に入力することとした。振幅倍率100%時のX,Y方向入力加速度を図4に示す。

表4 地震波入力加振の内容

加振番号	実施日	地震波名称	振幅倍率	X方向目標最大加速度	Y方向目標最大加速度
1	2006/01/07	気象庁 神戸海洋気象台 観測波 (1995)	5%	0.279 m/sec ²	0.423 m/sec ²
2	2006/01/07		10%	0.560 m/sec ²	0.847 m/sec ²
3	2006/01/10		25%	1.40 m/sec ²	2.12 m/sec ²
4	2006/01/11		50%	2.80 m/sec ²	4.24 m/sec ²
5	2006/01/13		100%	5.60 m/sec ²	8.47 m/sec ²
6	2006/01/16		60%	3.36 m/sec ²	5.08 m/sec ²

b) 加振制御方法

一般に多自由度振動台による実験では、試験体と振動台の相互作用による入力波の再現性低下が問題であり、試験体の重量が相対的に大きい本実験でも、その問題は顕著であろうと予想された。そこで本実験では、可能な範囲で目標に近い波形が得られるように、「繰り返し入力補償法」と呼ばれる一般的な加振制御方法に、(a)逆伝達関数の変更、(b)補償加振の途中で目標を変更する、という二つの方法を組み合わせた加振を行った。概略手順は次のとおりである。

①入力補償用特性把握加振

振動台と試験体からなる系の振動特性を把握するためのランダム波加振を行い、入力信号に対する伝達関数より6×6の逆伝達関数マトリクスを求めた。加振条件は以下とした。

加振波：無相関な6自由度ランダム波

最大加速度：0.30m/s²程度、または、

過去に入力した地震波の最大加速度の20%程度のいずれか大きい方。

これから行おうとする地震波加振により試験体の振動特性の変化が予想される場合は、特性変化による入力補償効果の低減を防ぐために、事前解析結果に基づき試験体の固有振動数の低下範囲を推定し、逆伝達関数の周波数成分を変更した（図5）。逆伝達関数36成分の全てに変更を加えるのは現実的に無理が有り、今回はX,Y方向およびその回転方向に関係する8成分について変更を加えた。Z方向については固有振動数の変化の予測が難しいこともあり、変更を加えなかった。

②入力補償加振

1回目の入力補償加振を行う。加振波は以下とした。

1回目の補償波＝目標波の振幅40%×逆伝達関数

以降、(i+1)回目の入力補償加振の加振波を以下として2回ないし3回の入力補償加振を行い、収束状況を判断した。

$(i+1)$ 回目の補償波 = i 回目の補償波

+ (目標波の振幅 40% - i 回目の実現波) × 逆伝達関数

入力補償加振のレベルは、大きくするほど入力補償法の効果が高まると考えられるが、入力補償加振時の試験体の塑性化の進展を避けるために本実験では 40% に設定した。

③ 本加振

本実験においては、入力補償加振の加振レベルを変更し、その差を一気に補償する方法により本加振を行うこととした。すなわち、本加振の加振波は以下とした。

本加振波 = N 回目の補償波

+ (目標波 - N 回目の実現波) × 逆伝達関数

ここで N は②で行った入力補償加振の回数である。

これ以降に示す実験結果は、この本加振の結果である。

c) 実現波形

各加振における X, Y, Z 方向加速度時刻歴を目標波と実現波を比較して図 6 上段に示す。すべての加振において、目標波と概形の似た地震波らしい波形が実現できていると言えるが、ピーク付近の波形が鋭くなる傾向が見られた。また、主要動の前後にはごく短周期の微動が生じている。

各加振における最大加速度と最大速度を表 5 に示す。最大加速度は、加振 6 を除き、実現波が目標波を上回っており、30~40% 大きい場合もある。ただし、実現波の最大加速度が大きい理由は、短周期成分によるオーバーシュートによるものであると考えられる。最大速度については、加振 3 以前は同等の値であるが、逆に、加振 4 以降は実現波が大幅に下回っている。

表 5 中には下式による波形誤差 e_t を合わせて示している。

$$e_t = \frac{\sum (A_{rsp} - A_{tgt})^2}{\sum A_{rsp}^2} \quad (1)$$

ここで、 A_{rsp} , A_{tgt} : 実現波および目標波の時刻歴加速度 m/s^2 である。

波形誤差 e_t は、0.05~0.3 程度であった昨年度の一次元振動台実験結果⁴⁾ と比べて大きな値であるが、特に、試験体が弾性域にある加振 1 では入力補償法の効果が高く 0.2 程度であり、その後も X, Y 方向は概ね 0.4 に収まっている。Z 方向は逆伝達関数の変更を行っていない影響もあり 0.5 以上の誤差となっている。

表 5 地震波入力加振結果

加振番号	地震波名称	振幅倍率	最大加速度 m/s^2			波形誤差			最大速度 m/s		
			X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	気象庁 神戸海洋気象台 観測波 (1995)	5%	0.307	0.469	0.191	0.23	0.14	0.36	0.0260	0.0493	0.0183
2		10%	0.785	0.916	0.391	0.31	0.21	0.35	0.0527	0.104	0.0350
3		25%	1.97	2.99	0.946	0.43	0.40	0.41	0.138	0.259	0.0810
4		50%	3.43	4.74	1.86	0.37	0.32	0.51	0.234	0.447	0.145
5		100%	6.30	11.40	3.45	0.36	0.39	0.57	0.381	0.828	0.280
6		60%	3.11	5.40	1.93	0.30	0.38	0.65	0.243	0.628	0.169
* 目標波 (振幅 100% のとき)			5.61	8.47	3.27				0.524	1.026	0.400

d) 応答スペクトル

各加振におけるX,Y,Z方向の加速度応答スペクトルを図6下段に示す。すべての加振において、実現波の応答スペクトルは、長周期側では目標波を下回り、短周期側では目標波を上回る結果となった。ただし、加振2および3のX,Y方向については、実現波と目標波の大小関係が逆転する周期が1.0秒と他と比べて長く、応答スペクトルの再現性は良くない。試験体が弾性域にある加振1では極めて類似した応答スペクトルが得られており、大加振である加振5でも、それ以前の加振2～4に比べ、応答スペクトルの一致性も改善されている。

応答スペクトルの比 r_{sa} を下式により評価し、各加振各方向の算定値を表6に示す。

$$r_{sa} = \frac{\sum_{T=T_i}^{T_{i+1}} Sa_{rsp}}{\sum_{T=T_i}^{T_{i+1}} Sa_{tgt}} \quad (2)$$

ここに、 Sa_{rsp} , Sa_{tgt} : 実現波および目標波の減衰定数2.0%の応答スペクトル値、 T : 周期、 T_i : 加振番号 i の当該方向の加振前固有周期であり、周期は線形等間隔で計算する。試験体の固有周期は、各地震波加振前の3自由度ランダム波加振（最大加速度0.30m/s²）による（表6）。

加振1から加振5までの応答スペクトル比 r_{sa} は、X,Y方向ではいずれも1.0を超え、特に、加振1から加振4までについては、短周期側のオーバーシュートにより、目標よりも過大な応答が生じたと考えられる。試験体が塑性化し、固有周期の伸びが顕著になる加振5においては、X,Y方向とも目標に近い応答値が得られている。試験体の固有周期が延びることにより、振動台の固有周期約0.25秒と遠ざかり、加振制御の難易さが減少したものと考えられる。固有周期が極短周期であるZ方向では、いずれの加振でも目標に対して著しく過大な応答となっている。

表6 応答スペクトル比と試験体の固有周期

加振番号	地震波名称	振幅倍率	応答スペクトル比			加振前固有周期 sec		
			X	Y	Z	X	Y	Z
1	気象庁 神戸海洋気象台 観測波 (1995)	5%	1.10	1.31	1.69	0.315	0.250	0.045
2		10%	1.40	1.70	1.89	実施せず		
3		25%	1.44	1.23	1.82	0.315	0.258	0.047
4		50%	1.45	1.04	2.13	0.382	0.310	0.047
5		100%	1.03	1.05	1.47	0.426	0.318	0.053
6		60%	-	-	-	0.529	0.699	0.13

e) まとめ

E-ディフェンスは三次元振動台であり、試験体の重量が大きいこともあり、地震波形の再現性の低下が懸念されたが、入力地震波は比較的高い精度で再現された。これは、振動台の固有周期約0.25秒と比較して試験体の固有周期が長めであり、加振波の主要成分も0.3秒程度以上と長いために、加振制御方法の効果が表われたものと考えられる。シミュレーション解析においては、振動台テーブルの回転も含めた実現波を用い、実際の入力かどの程度であるか検証する必要がある。

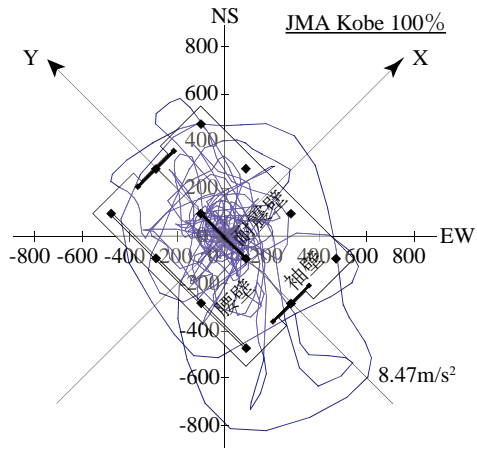


図4 振幅倍率 100%時の入力加速度

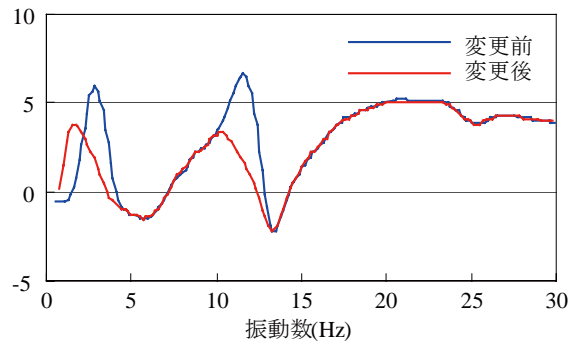


図5 逆伝達関数の変更例（振幅倍率 100%時、Y-Y 方向成分）

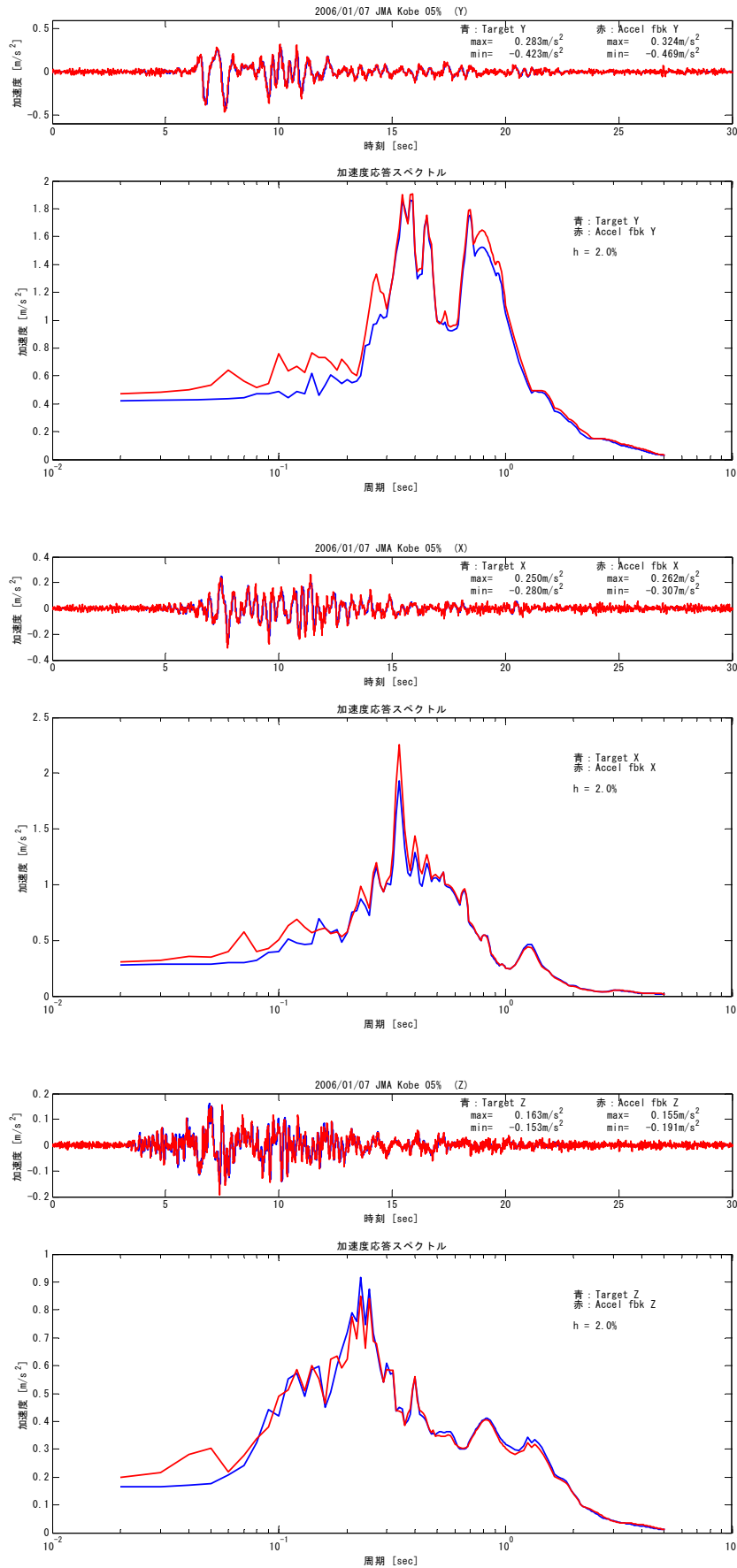


図 6 (a) 実現波形と応答スペクトル (加振 1)

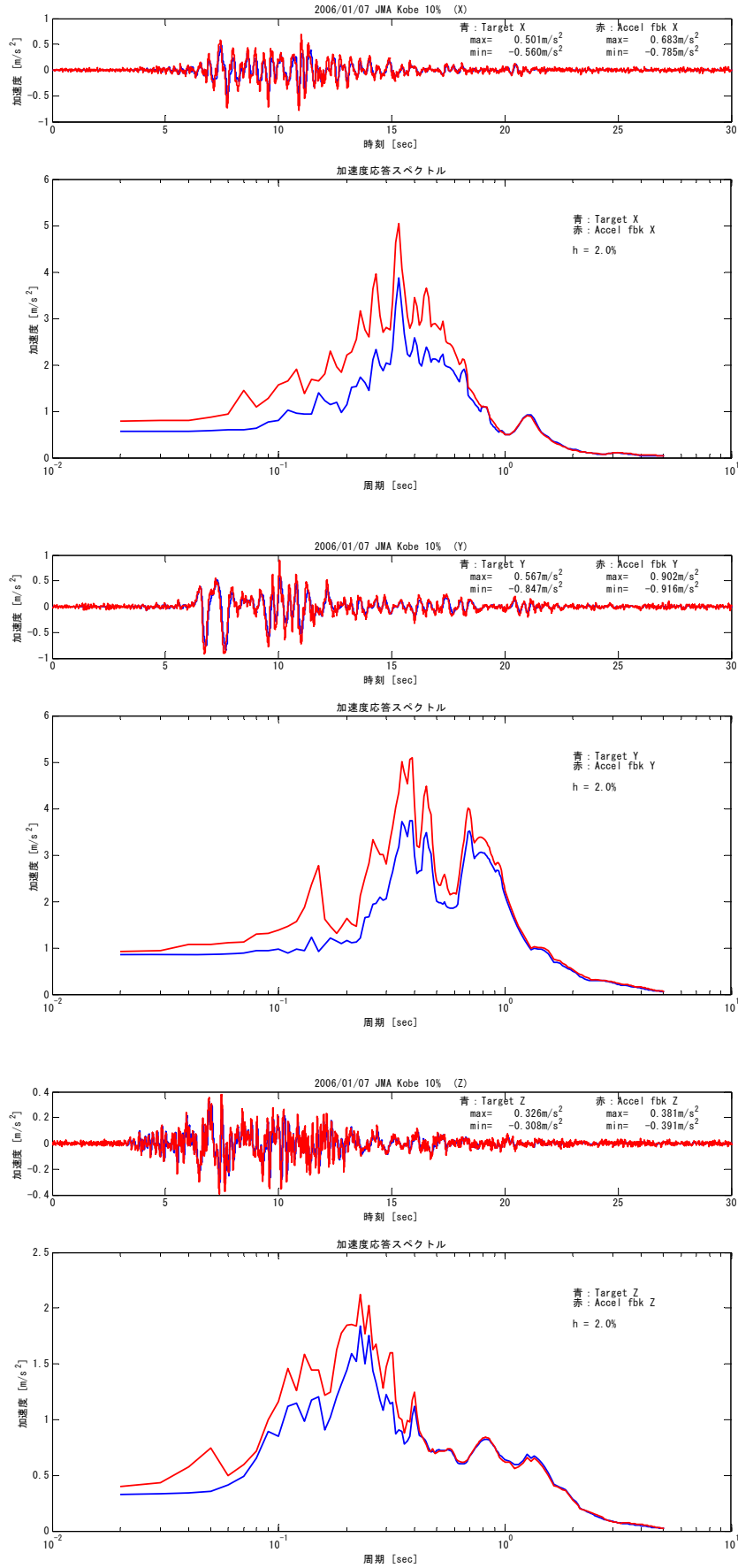


図 6 (b) 実現波形と応答スペクトル (加振 2)

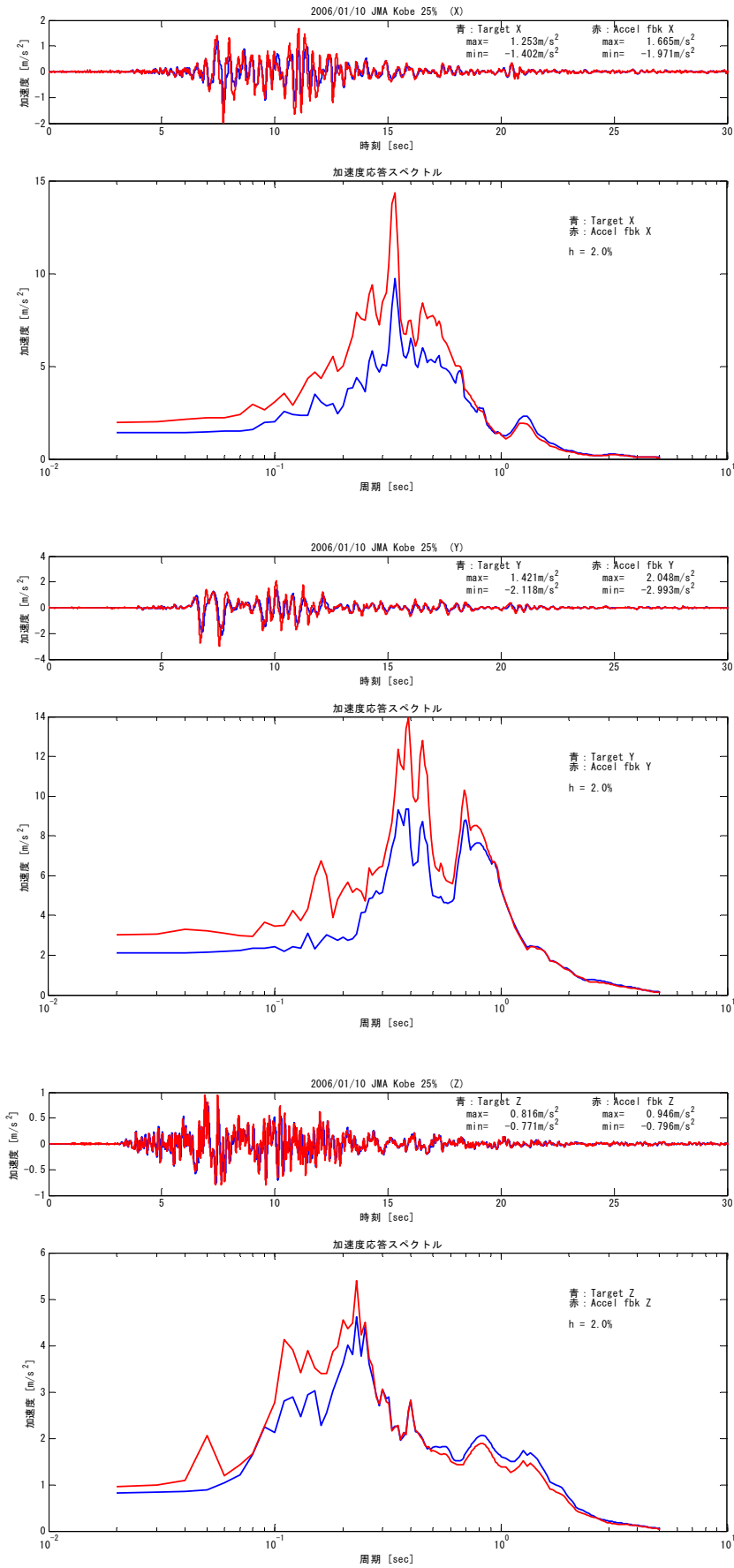


図 6 (c) 実現波形と応答スペクトル (加振 3)

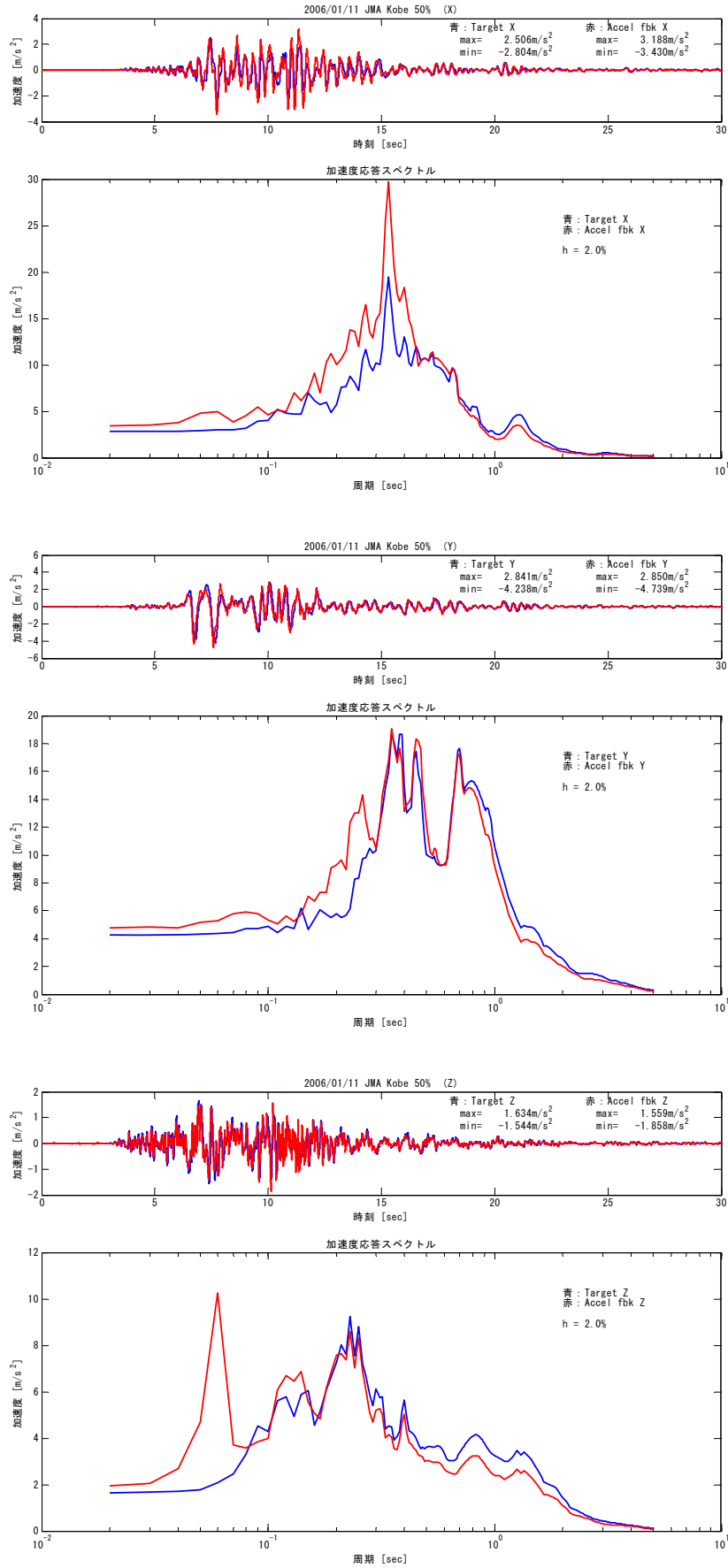


図 6 (d) 実現波形と応答スペクトル (加振 4)

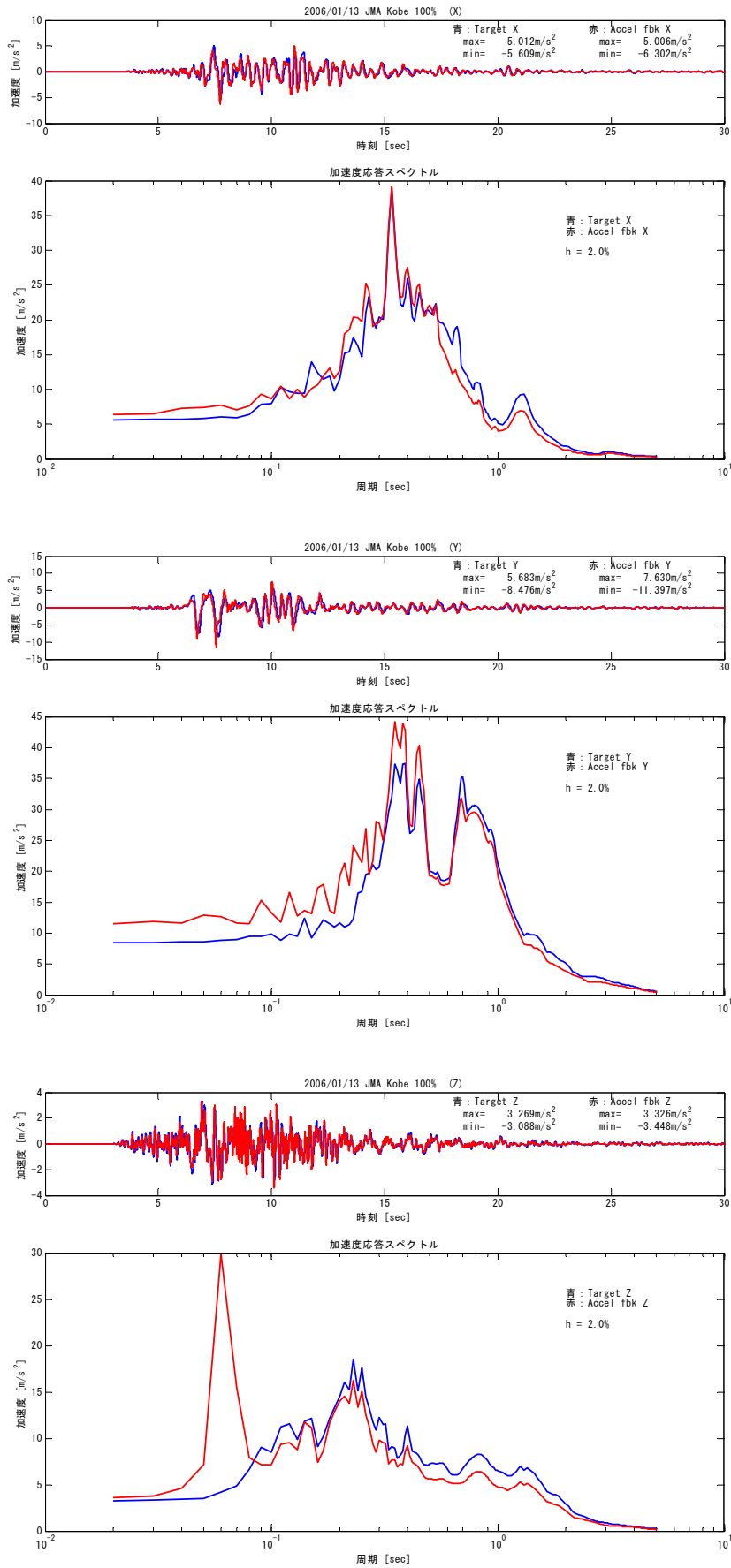


図 6 (e) 実現波形と応答スペクトル (加振 5)

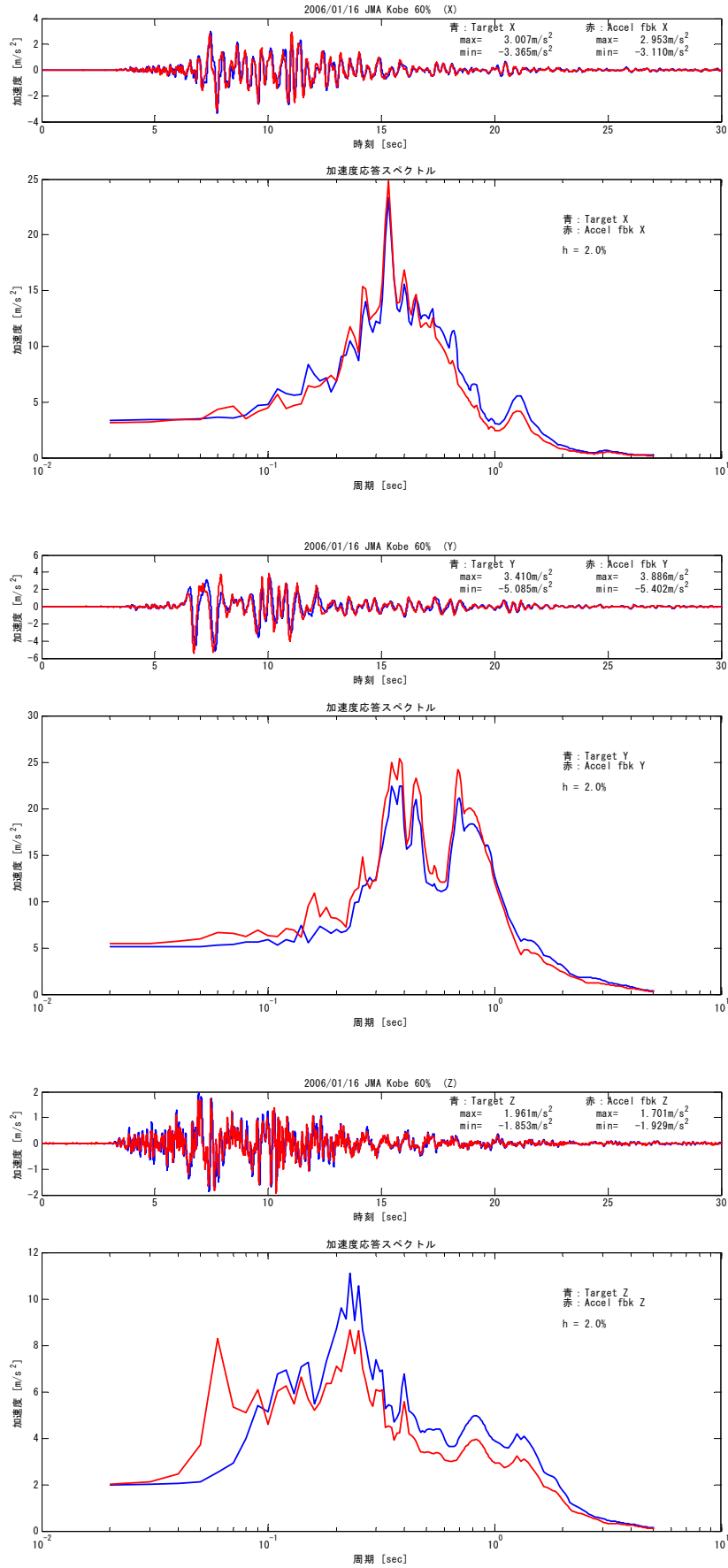


図 6 (f) 実現波形と応答スペクトル (加振 6)

f) 損傷経過

各加振における概況は以下のとおりである。(財)日本建築防災協会「震災建物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コンクリート造編)」⁵⁾に準じた加振5後の被災度区分判定結果を表7に、部材の損傷度の分類を表8に、各階の損傷状況を図7に示す。

加振1：ひび割れの発生は見られなかった。

加振2： X_3 通り長柱および X_2 通り連層耐震壁側柱の1層柱脚で曲げひび割れが発生した。

加振3：各階梁端で曲げひび割れが発生した。被害は軽微であり、貼付した歪みゲージによれば鉄筋の降伏は認められなかった。

加振4：柱端・梁端の曲げひび割れが多数発生し、 X_1 通り腰壁付短柱のうち、柱 X_1Y_2 および X_1Y_3 では、腰壁が取付く高さ付近で曲げひび割れが発生した。 X_2 通り連層耐震壁の1層でせん断ひび割れが発生した。残留ひび割れ幅は0.2mmであった。側柱の脚部では鉄筋の降伏が認められ、ジャンカ補修モルタルの剥離・圧壊が見られた。

加振5： X_1 通り腰壁付短柱のうち、 X_1Y_2 柱および X_1Y_3 柱では、短柱部でせん断破壊し、軸方向に約40mmの沈下が生じた。 X_2 通り連層耐震壁は、1層脚部でせん断すべり破壊し、壁パネル部脚部ではコンクリートの崩落により壁の向こう側が見える状態になった。斜めのせん断ひび割れ面での大きな残留ずれは生じることはなかった。加振後も試験体は自立状態であり、全体的な鉛直支持能力は失われていなかった。被災度区分判定結果は、1層で大破、2～6層で中破であった。

加振6：加振5でせん断破壊した X_1Y_2 柱および X_1Y_3 柱では鉛直支持能力が完全に失われる程度まで破壊が進行し、 X_1Y_1 柱では柱頭側で接合部破壊、 X_1Y_4 柱では腰壁が分離し腰壁高さ付近で柱がせん断破壊した。 X_2 通り連層耐震壁は、1層脚部で滑りを生じる性状を示した。 X_3 通り長柱は、いずれも1層脚部で曲げ圧縮破壊を生じた。 X_1 通り側の2階床の沈下量は100mm程度に達し、試験体は崩壊寸前であったが辛うじて自立状態であった。

g) 最大応答

各加振の2階最大応答変位とR階最大応答加速度を表9に示す。X,Y両方向とも、2階変位は振動台上に設置した計測鉄骨フレームから2階床までの X_2Y_1 柱近傍における相対変位とした。R階の加速度は平面重心位置におけるR階床の応答加速度とし、応答倍率にはR階床の最大加速度を振動台の最大実現加速度で除した値を記載した。また、水平2方向の2階変位オービットを図8に示す。

2階変位に関しては、加振4以前ではY方向と比べ試験体の剛性が低いX方向の方が変位が大きく、加振5以降ではX方向とY方向の変位量の大小関係が逆転している。これはY方向の入力波の応答スペクトルのピークが比較的長周期側にも存在することが一因と考えられる。

R階加速度に関しては、加振2以降では加振により試験体の損傷が進展するのに伴いX方向、Y方向ともに応答倍率が概ね低下していく傾向を示している。

h) 1層せん断力－2階変位関係

1層せん断力と2階変位の関係を図9に示す。層せん断力は、各階床の重心位置の応答

加速度と各階質量から求まる慣性力を累加して各層の応答層せん断力として算出した。各階のすべての質量は加速度の計測点に集中するものと仮定し、減衰力は無視した。

Y方向については、加振5で大きく膨らんだループ形状を示し、1層最大層せん断力(7.41MN、ベースシア係数0.99)に達した。加振5においてはこの値をほぼ維持しており、せん断破壊したX₁通り短柱とX₂通り耐震壁から、X₃通り長柱へと負担せん断力が遷移したものと推察される。加振6では、主たる水平抵抗要素がX₃通り長柱のみとなったため剛性が著しく低下し、加振5より小さい入力に対しても大きな水平変位が生じている。

i) 層せん断力係数の分布

各加振におけるY方向の層せん断力および層せん断力係数の分布を図10に示す。(a)には各層の最大応答層せん断力係数、(b)には1層せん断力が最大となった時点における各層のせん断力係数をプロットし、それぞれの値は1層の値で基準化している。また比較のため一般的な外力分布(層せん断力分布係数A_i、逆三角形、等分布)による形状を重ねて示す。

図10 a) b)の両ケースとも、各層の層せん断力係数は等分布と逆三角形分布の間の領域にはほぼ分布している。またa)では、加振段階の違いによる分布の変動は比較的小さく、加振3～5ともA_i分布(あるいは逆三角形分布)に概ねよく対応している。一方b)では、加振段階の違いによる分布形状の変化が比較的大きく、加振3においてはa)の場合と顕著な差異はないものの、加振4～5においては等分布に近い側に分布が変動している。

j) 連層耐震壁における壁脚曲げモーメントと1層せん断力

連層耐震壁下部のロードセルの計測値より、連層耐震壁における壁脚の曲げモーメントM_wおよび1層せん断力Q_wを算出する。まず、3分力計4台1セットあたり3成分のひずみ出力に対して、ロードセル製作メーカーによる校正係数を乗じて、3方向の力に変換する。ロードセルの各セットについて、3方向の力F_{xi}, F_{yi}, F_{zi} (i=1,2,3~8)が得られる。ここで、平衡調整は試験体設置後に行っているため、Z方向の出力F_{zi}はZ方向の力の変動値を表すことになる。基礎梁の下における軸力の変動値ΔN₀、Y方向せん断力Q₀、X軸まわりの転倒モーメントM₀は、それぞれ下式により算出される。

$$\Delta N_0 = \sum F_{zi}$$

$$Q_0 = \sum F_{yi}$$

$$M_0 = \sum (\mathbf{r} \times F_{zi})$$

ここで、 \mathbf{r} はロードセル各セットの位置ベクトルである。

1層高さ中央における変動軸力ΔN_w、せん断力Q_wおよび1層脚部における曲げモーメントM_wは、それぞれ下式により算出できる。

$$\Delta N_w = \Delta N_0 - (m_{FG} + m_{1wb})a_{0z}$$

$$Q_w = Q_0 - (m_{FG} + m_{1wb})a_{0y}$$

$$M_w = M_0 - Q_0(h_{LC}/2 + t_w + h_{FG})$$

ここで、m_{FG}: 基礎梁の質量(計算値)、m_{1wb}: 壁の1層下半分の質量(計算値)、a_{0y}, a_{0z}:

基礎梁上面における絶対加速度（測定値）、 h_{LC} ：ロードセルの高さ（=18mm）、 t_w ：鋼板厚さ（=6mm）、 h_{FG} ：基礎梁高さ（=920mm）である。

壁脚曲げモーメント M_w と 2 階変位の関係を図 1 1 上段に示す。

側柱脚部で鉄筋の降伏が確認された加振 4 において、壁脚の曲げモーメント M_w は一旦頭打ちになる様子が見られ、加振 4 における最大値は曲げ終局強度計算値 11.2MNm と同等であった。加振 5 において曲げモーメント-変位関係曲線の傾きは 1 / 3 程度に低下するものの、曲げ終局強度計算値を大きく上回る曲げモーメントが発生し、最大 17.1MNm に達した。これは曲げ終局強度計算値の 1.54 倍に相当する。

計算値を上回る曲げモーメントが発生した要因としては、鉄筋の歪み硬化の影響、鉄筋の歪み速度の影響、および変動軸力の影響の 3 つが考えられる。鉄筋の歪み硬化または歪み速度の影響については、歪みに関する計測データを用いて、今後、詳細な吟味を行う必要がある。

軸力については、曲げ終局強度算定時の軸力を躯体重量と支配面積による計算より 1.76MN としているのに対し、ロードセルによる変動軸力 ΔN_w は 1.52MN に達した。この変動軸力 ΔN_w を長期軸力に単純に足し合わせて曲げ終局強度を計算すれば、計算値は 27% 上昇することになる。変動軸力の影響も大きいと言える。

耐震壁 1 層せん断力 Q_w と 2 階変位の関係を図 1 1 下段に示す。

耐震壁 1 層せん断力 Q_w についても加振 5 において激増し、最大せん断力は 3.59MN であった。一方、保有水平耐力算定時の耐震壁の負担せん断力（仮想仕事法による Y₂ 構面の保有水平耐力から、節点振分け法による外柱のせん断力を差し引いた値）は 1.68MN であった。加振実験における最大せん断力が 2 倍以上に達した要因としては、前述した壁脚の終局モーメント上昇の影響と、動的な外力分布形の影響が考えられる。

前項にて示したように 1 層せん断力が最大となった時点における各層のせん断力の分布は、逆三角形分布より等分布に近い分布形状であったことが実験データより明らかであった。一般に、逆三角形の外力分布は、等分布と比較すると下層のせん断力が小さく評価される。加振実験では、等分布に近い動的な外力分布形状により、当初の算定値を上回るせん断力が作用したと考えられる。

また、加振実験における最大せん断力 3.59MN は、広沢式⁶⁾によるせん断終局強度計算値を 23% ほど上回る値であった。

壁脚曲げモーメント M_w を耐震壁 1 層せん断力 Q_w で除すことにより、耐震壁の半曲点高さを算出することができる。半曲点高さの変遷を図 1 2 に示す。

各加振における半曲点高さは概ね 4.0~6.0 m ($M/QL=0.8\sim 1.2$) を推移し、加振 5 における最大せん断力時は 4.6 m であった。これは耐震診断基準⁷⁾による半曲点高さは 7.5 m と比較してもかなり小さい値である。すなわち、連層耐震壁単体に作用する動的な外力分布は、逆三角形分布さらには等分布よりも下層寄りの分布であると考えられる。

耐震壁 1 層せん断力 Q_w を 1 層せん断力全体で除すことにより、耐震壁のせん断力負担

割合を求めることができる。耐震壁のせん断力負担割合の変遷を図 1 3 に示す。

耐震壁のせん断力負担割合は、弾性範囲である加振 1 では 57%，その後、割合は徐々に低下していき、加振 5 における最大層せん断力時は 49%であった。

1 層せん断力全体から耐震壁 1 層せん断力 Q_w を差し引くことにより、柱が負担するせん断力を算出することができる。加振 5 における柱の最大負担せん断力は 4.03 MN であった。これは、保有水平耐力算定時の柱の負担せん断力 1.99 MN を大きく上回り、柱頭柱脚曲げ降伏時の柱せん断力の総和 3.81 MN をも上回っている（ただし、いずれも柱の内法高さを腰壁高さ分減じている）。1 層の層崩壊に近い崩壊型式の様相を呈したと考えられる。

また、柱の負担せん断力が最大となる時刻は、耐震壁のせん断力が最大となる時刻よりも前であり、短柱のせん断破壊が耐震壁の破壊よりも先行したことを裏付けている。

表7 被災度区分判定および応急危険度判定結果（加振5）

(a) 1階

1階	せん断柱	曲げ柱	柱型付壁	両側柱付壁	合計
総部材数	4	4	2	1	11
比率	1	1	5.16	9	
	4	4	10.32	9	27.32
損傷度O	0	0	0	0	0
I	0	0	0	0	0
II	0	0	0	0	0
III	0	2	2	0	4.096
IV	2	2	0	1	0.2
V	2	0	0	0	0

$\Sigma = 4.296$
R= 16

被災度区分：大破
応急復旧の要否：応急措置

(b) 2階

2階	せん断柱	曲げ柱	柱型付壁	両側柱付壁	合計
総部材数	4	4	2	1	11
比率	1	1	5.16	9	
	4	4	10.32	9	27.32
損傷度O	0	0	0	0	0
I	1	2	2	0	12.654
II	2	2	0	0	2.7
III	1	0	0	1	3
IV	0	0	0	0	0
V	0	0	0	0	0

$\Sigma = 18.354$
R= 67

被災度区分：中破
応急復旧の要否：応急復旧

(c) 3階

3階	せん断柱	曲げ柱	柱型付壁	両側柱付壁	合計
総部材数	4	4	2	1	11
比率	1	1	5.16	9	
	4	4	10.32	9	27.32
損傷度O	0	0	0	0	0
I	0	1	2	0	10.754
II	4	3	0	1	10.05
III	0	0	0	0	0
IV	0	0	0	0	0
V	0	0	0	0	0

$\Sigma = 20.804$
R= 76

被災度区分：中破
応急復旧の要否：応急復旧

(d) 4階

4階	せん断柱	曲げ柱	柱型付壁	両側柱付壁	合計
総部材数	4	4	2	1	11
比率	1	1	5.16	9	
	4	4	10.32	9	27.32
損傷度O	0	0	0	0	0
I	2	2	2	0	13.604
II	2	2	0	1	8.1
III	0	0	0	0	0
IV	0	0	0	0	0
V	0	0	0	0	0

$\Sigma = 21.704$
R= 79

被災度区分：中破
応急復旧の要否：応急復旧

(e) 5階

5階	せん断柱	曲げ柱	柱型付壁	両側柱付壁	合計
総部材数	4	4	2	1	11
比率	1	1	5.16	9	
	4	4	10.32	9	27.32
損傷度O	0	0	0	0	0
I	2	4	1	0	10.602
II	2	0	1	1	9.696
III	0	0	0	0	0
IV	0	0	0	0	0
V	0	0	0	0	0

$\Sigma = 20.298$
R= 74

被災度区分：中破
応急復旧の要否：応急復旧

(f) 6階

6階	せん断柱	曲げ柱	柱型付壁	両側柱付壁	合計
総部材数	4	4	2	1	11
比率	1	1	5.16	9	
	4	4	10.32	9	27.32
損傷度O	0	0	0	0	0
I	1	2	1	0	7.752
II	3	2	1	1	11.796
III	0	0	0	0	0
IV	0	0	0	0	0
V	0	0	0	0	0

$\Sigma = 19.548$
R= 72

被災度区分：中破
応急復旧の要否：応急復旧

表 8 (a) 部材の損傷度分類 (加振 5)

(a) 1 階

Y	位置	損傷度	最大ひび割れ幅	被害状況
1		IV		柱頭に剥落があり、主筋も露出している。また、柱頭付近にせん断ひび割れ
2		V		柱の中央部において主筋が露出、および曲がっていることが確認できる
3		V		柱頭でせん断破壊をし、主筋の露出や座屈が確認できる
4		IV		柱脚に剥落があり、主筋が露出している
1		III		間柱柱脚に剥落があり、鉄筋も露出している。壁にはせん断ひび割れもある
2-3		IV		床との境界面で滑りによる剥落や鉄筋の露出があり、壁にせん断ひび割れもある
4		III		間柱柱脚に剥落があり、鉄筋も露出している。壁にはせん断ひび割れもある
1		IV		柱脚に剥落があり、主筋が露出している。柱頭・柱脚に多数のひび割れ
2		IV		柱脚に剥離があり、主筋が露出している。柱頭・柱脚に多数のひび割れ
3		III		柱頭・柱脚に剥落があり、柱脚にはひび割れが多数ある
4		III		柱頭・柱脚に剥落がある。柱頭付近にひび割れが多い

(b) 2 階

X	Y	位置	損傷度	最大ひび割れ幅	被害状況
1	1		I	0.1	柱頭付近に曲げひび割れ
	2		II	0.7	柱中央部に曲げひび割れ
	3		III	3.0	柱頭から中央部にかけて曲げひび割れが多数ある
	4		II	1.2	柱頭付近に曲げひび割れがある
2	1		I	0.1	間柱柱頭付近に曲げひび割れがあり、壁にもせん断ひび割れがある
	2-3		III	3.5	剥落なし。柱側からのせん断ひび割れが多数
	4		I	0.0	間柱柱脚に曲げひび割れ
3	1		I	0.1	柱頭・柱脚付近に曲げひび割れ
	2		I	0.1	柱頭付近に曲げひび割れ
	3		II	0.4	柱頭付近に曲げひび割れ
	4		II	0.9	柱頭付近に曲げひび割れ

(c) 3 階

X	Y	位置	損傷度	最大ひび割れ幅	被害状況
1	1		II	1.0	柱頭付近に曲げひび割れ
	2		II	1.5	剥落は無いが柱全体に曲げひび割れ
	3		II	1.5	中央部に曲げひび割れが多く見られる
	4		II	0.2	柱頭付近に曲げひび割れ
2	1		I	0.1	間柱柱頭・柱脚付近に曲げひび割れ、壁にもせん断ひび割れがある
	2-3		II	0.6	柱側からのせん断ひび割れ
	4		I	0.0	間柱柱頭付近に曲げひび割れ
3	1		II	1.0	柱頭付近に曲げひび割れ
	2		I	0.0	柱頭付近に曲げひび割れ
	3		II	0.3	柱頭付近に曲げひび割れ
	4		II	0.4	柱頭付近に曲げひび割れ

(d) 4 階

Y	位置	損傷度	最大ひび割れ幅	被害状況
1		I	0.0	柱中央にせん断ひび割れ
2		II	0.3	柱頭・柱脚付近に曲げひび割れ
3		II	0.7	柱全体に曲げひび割れ
4		I	0.2	柱頭付近に曲げひび割れ
1		I	0.2	間柱柱頭付近に曲げひび割れ
2-3		II	0.3	せん断ひび割れ
4		I	0.0	間柱柱頭付近に曲げひび割れ
1		I	0.1	柱頭付近に曲げひび割れ
2		II	0.3	柱頭付近に曲げひび割れ
3		I	0.2	柱頭付近に曲げひび割れ
4		II	1.0	柱頭付近に曲げひび割れ

表 8 (b) 部材の損傷度分類 (加振 5)

(e) 5 階

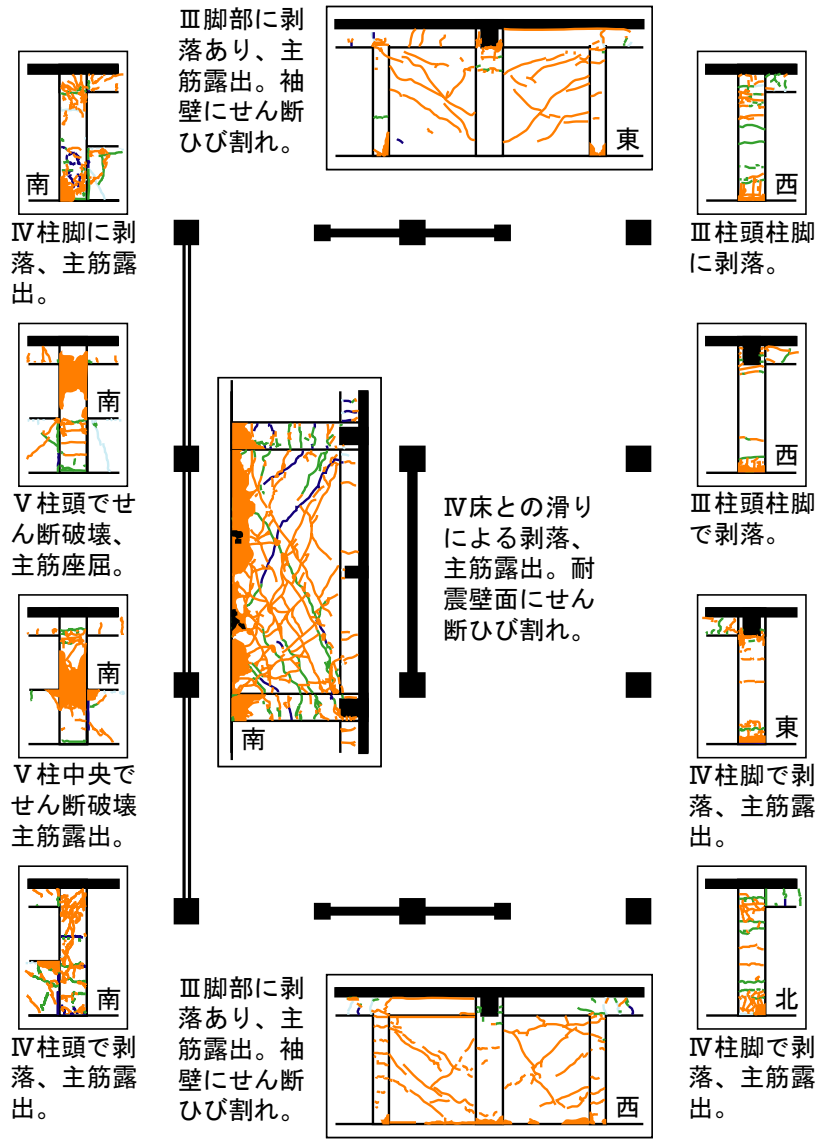
X	Y	位置	損傷度	最大ひび割れ幅	被害状況
1	1		I	0.0	柱中央に曲げひび割れ
	2		II	0.5	柱頭付近に曲げひび割れ
	3		II	0.8	柱中央に大きな曲げひび割れ
	4		I	0.3	柱頭から中央にまげひび割れがある
2	1		I	0.0	間柱柱頭に曲げひび割れ
	2-3		II	0.3	少しひび割れがある
	4		II	0.4	間柱柱脚に曲げひび割れ
3	1		I	0.2	柱頭・柱脚付近に曲げひび割れ
	2		I	0.1	柱頭付近に曲げひび割れ
	3		I	0.1	柱頭付近に曲げひび割れ
	4		I	0.0	柱頭付近に小さい曲げひび割れ

(f) 6 階

X	Y	位置	損傷度	最大ひび割れ幅	被害状況
1	1		II	1.0	剥落なし。柱頭付近にひび割れが多い
	2		II	0.5	柱中央部に曲げひび割れ
	3		II	1.2	柱中央部に曲げ大きなひび割れ
	4		I	0.4	柱頭付近に曲げひび割れ
2	1		I	0.0	間柱柱頭付近に曲げひび割れ
	2-3		II	0.6	梁境界付近に梁と平行に伸びるひび割れあり
	4		II	1.0	間柱柱脚付近に曲げひび割れ
3	1		I	0.1	柱頭付近に曲げひび割れ
	2		II	1.0	柱頭付近に曲げひび割れ
	3		I	0.2	柱頭付近に曲げひび割れ
	4		II	0.2	柱頭付近に曲げひび割れ

表 9 最大応答一覧

加振番号	地震波名称	振幅倍率	2 階変位 (1 層変形角)		R 階加速度 (応答倍率)	
			X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
1	気象庁 神戸海洋気象台 観測波 (1995)	5%	0.69 mm (1/3600)	0.46 mm (1/5400)	1.22 m/s ² (4.1 倍)	1.32 m/s ² (2.8 倍)
2		10%	2.44 mm (1/1000)	1.32 mm (1/1900)	3.29 m/s ² (4.3 倍)	3.19 m/s ² (3.5 倍)
3		25%	5.19 mm (1/480)	3.96 mm (1/630)	6.51 m/s ² (3.4 倍)	6.45 m/s ² (2.2 倍)
4		50%	11.2 mm (1/220)	9.22 mm (1/270)	8.33 m/s ² (2.5 倍)	10.2 m/s ² (2.2 倍)
5		100%	48.0 mm (1/52)	98.3 mm (1/25)	12.5 m/s ² (2.1 倍)	14.3 m/s ² (1.4 倍)
6		60%	44.0 mm (1/57)	150 mm (1/17)	6.24 m/s ² (2.1 倍)	6.66 m/s ² (1.3 倍)



耐震壁（北側）

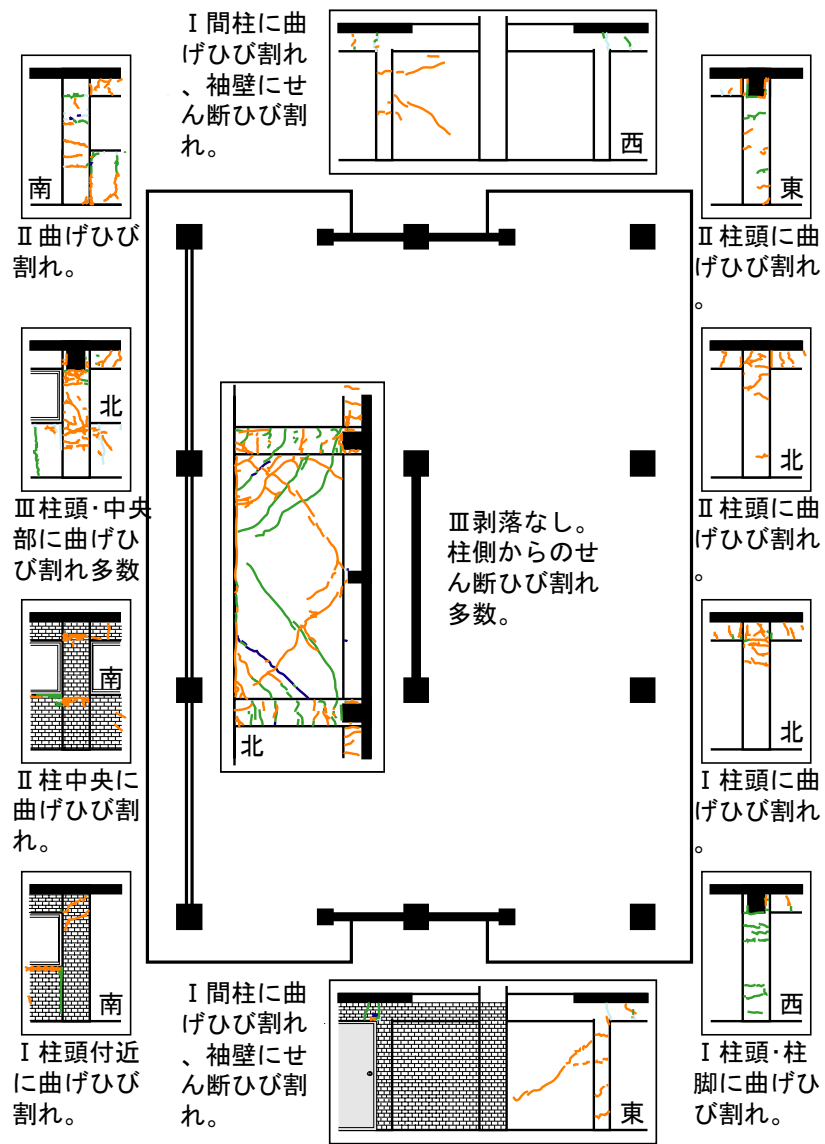


柱 (X₁Y₁)



柱 (X₁Y₂)

図 7 (a) 各階の損傷状況（加振 5 1 階）



耐震壁（北側）

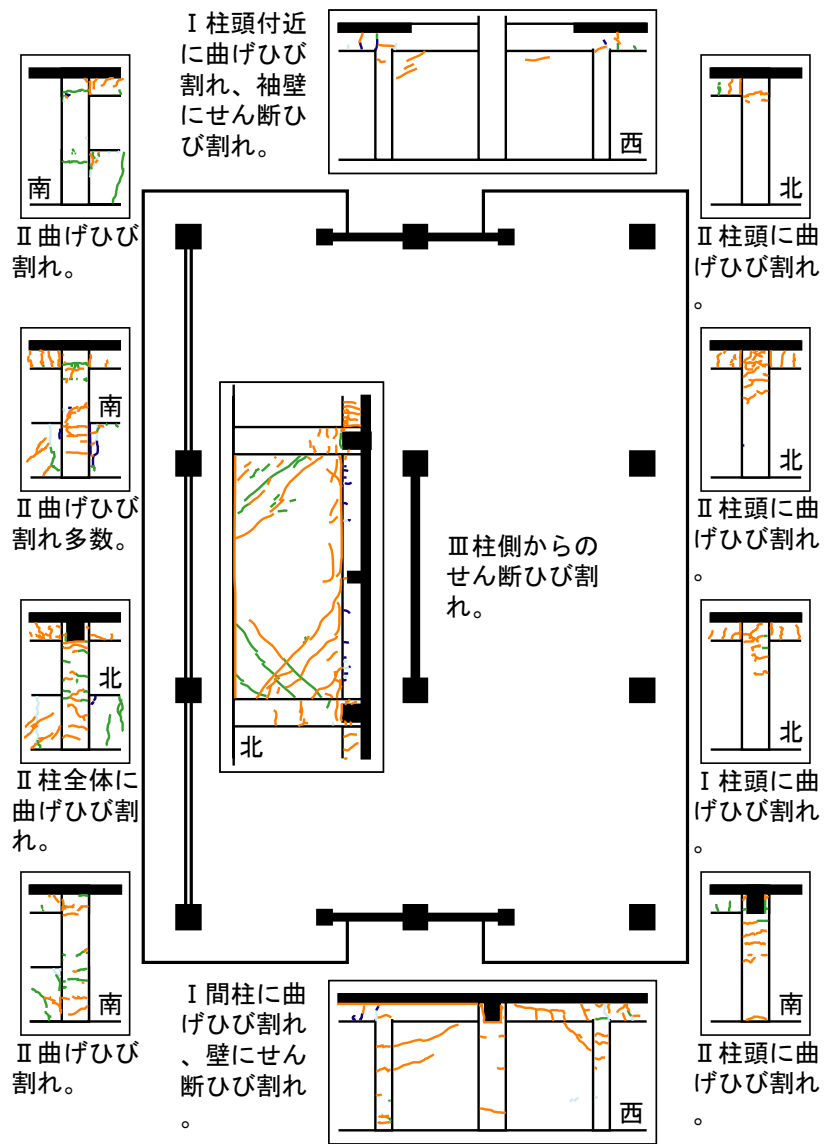


柱（X₁Y₁）



仕上げおよび家具

図 7 (b) 各階の損傷状況（加振 5 2 階）



耐震壁（北側）

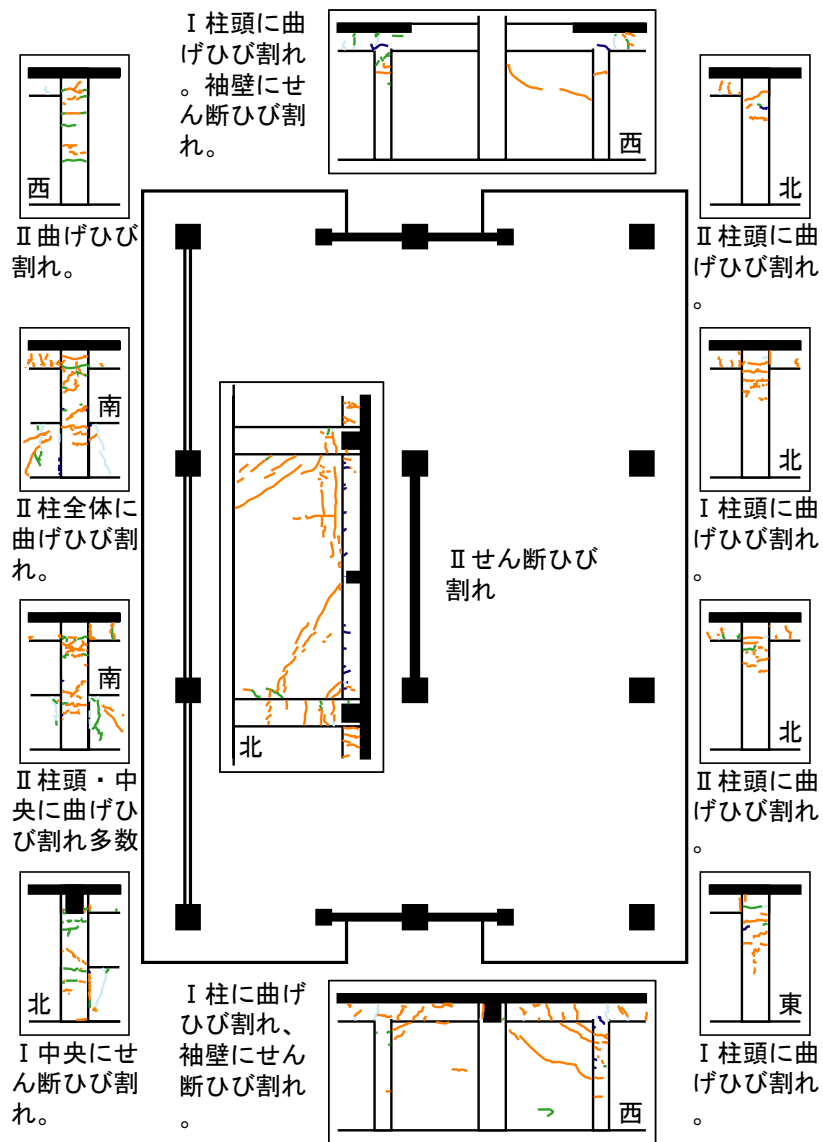


柱 (X₁Y₁)

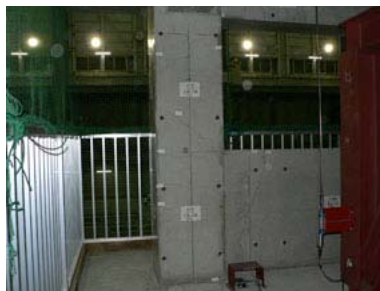


柱 (X₃Y₁)

図 7 (c) 各階の損傷状況（加振 5 3 階）



耐震壁（北側）

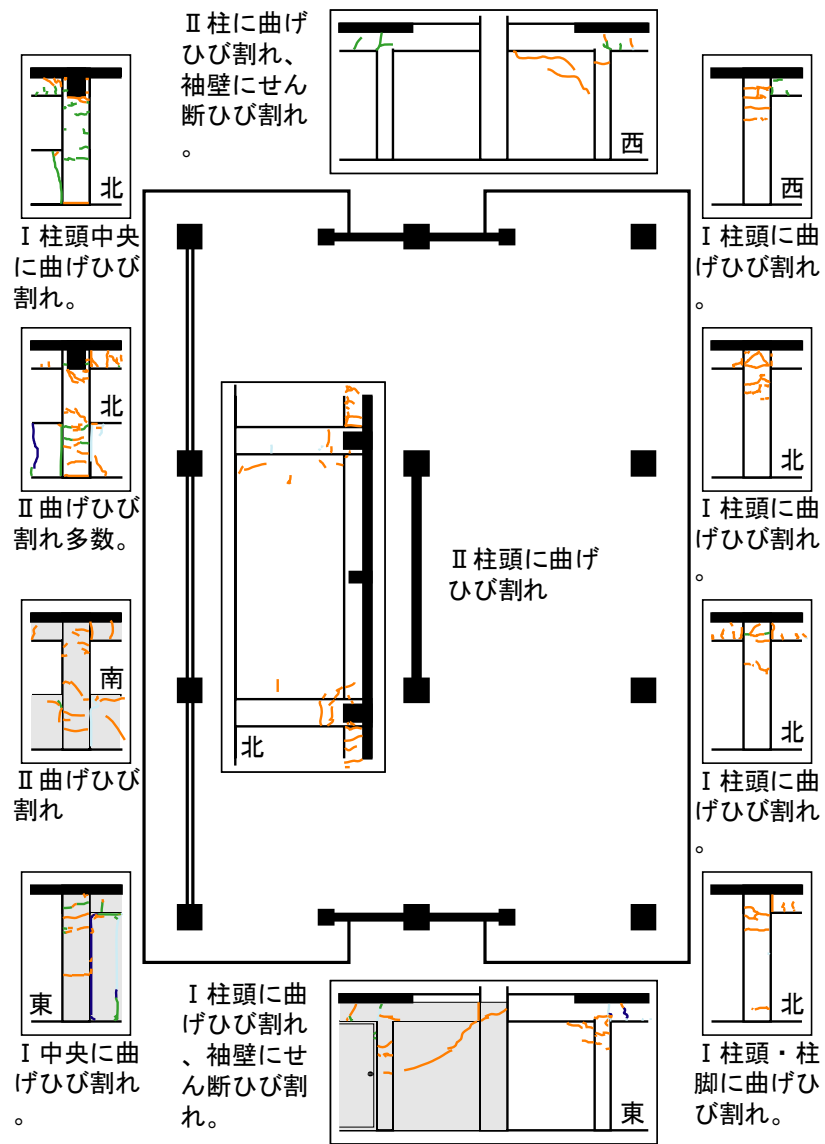


柱（X₁Y₁）



柱（X₃Y₁）

図 7 (d) 各階の損傷状況（加振 5 4 階）



耐震壁（北側）

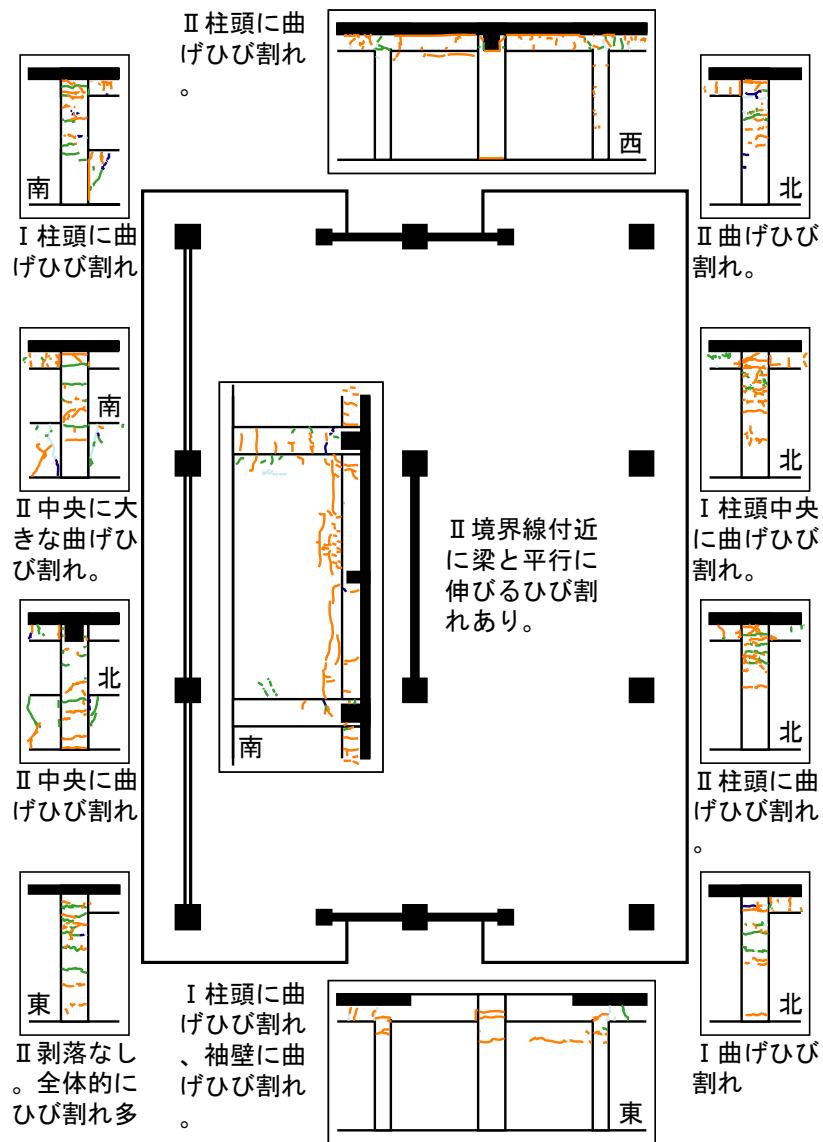


柱（X₁Y₁）



仕上げおよび家具

図 7 (e) 各階の損傷状況（加振 5 5 階）



耐震壁（北側）

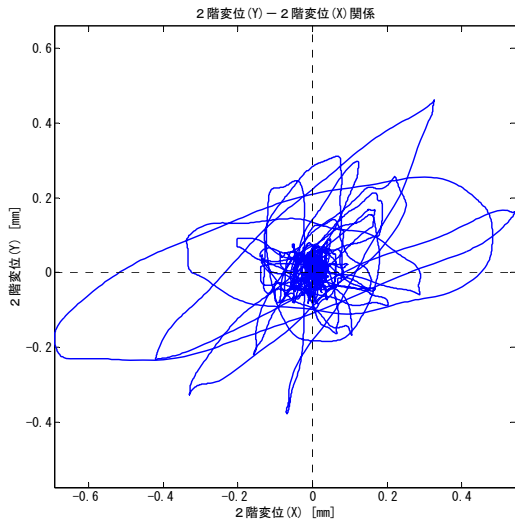


柱 (X₁Y₁)

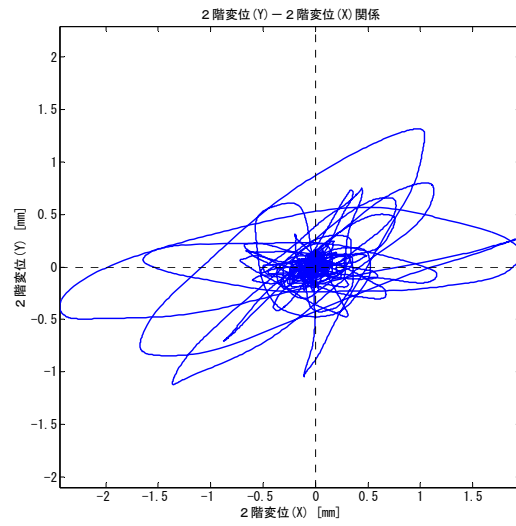


柱 (X₃Y₁)

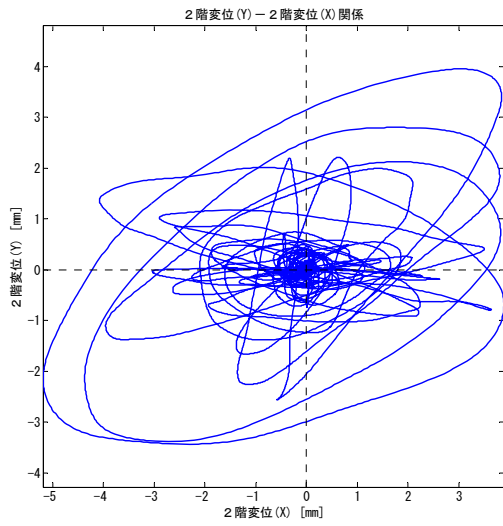
図 7 (f) 各階の損傷状況（加振 5 6 階）



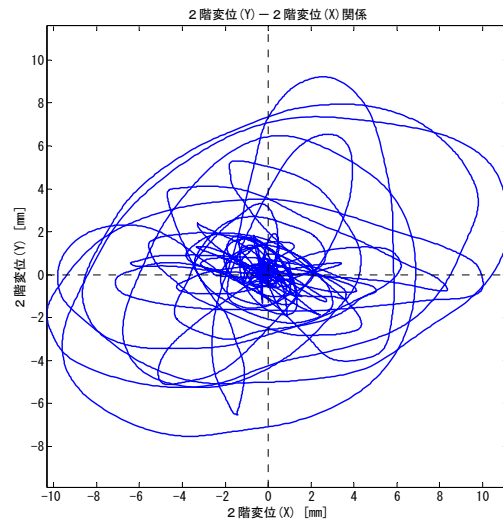
(a) 加振 1



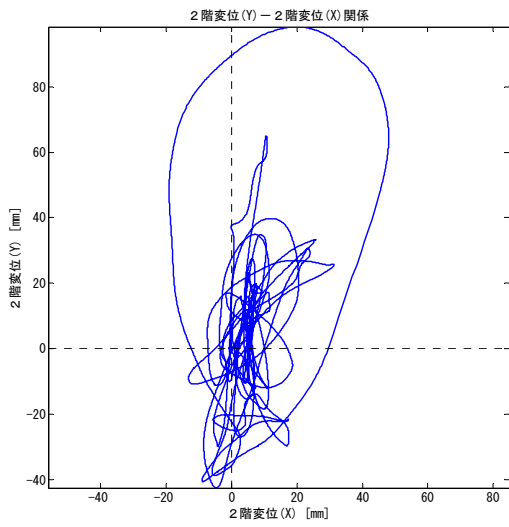
(b) 加振 2



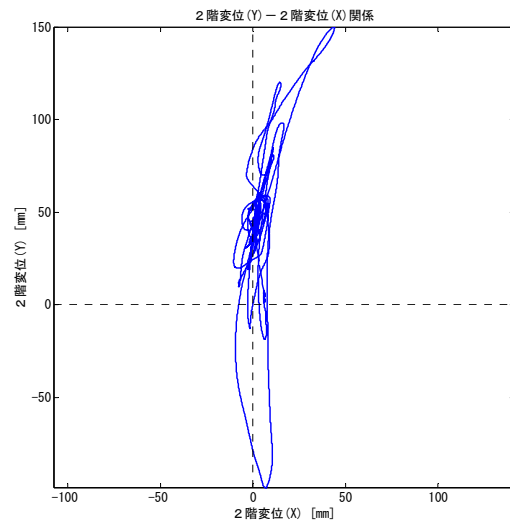
(c) 加振 3



(d) 加振 4

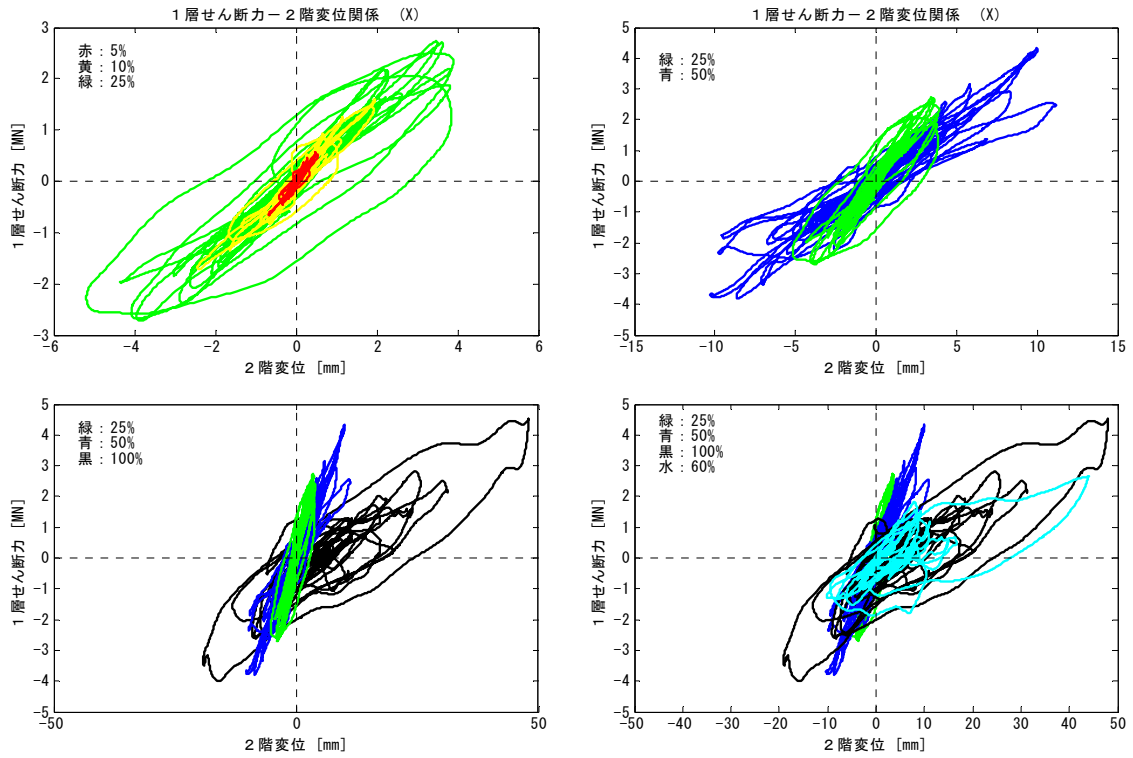


(e) 加振 5

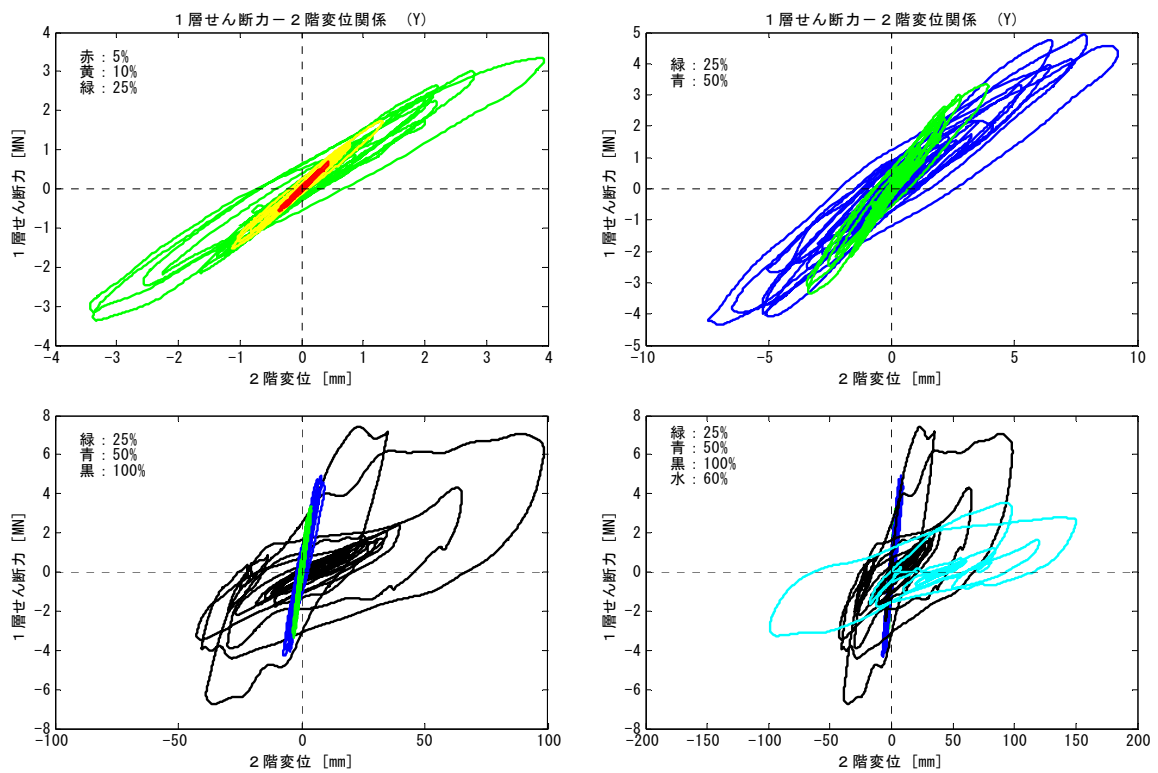


(f) 加振 6

図8 水平2方向の2階変位オービット

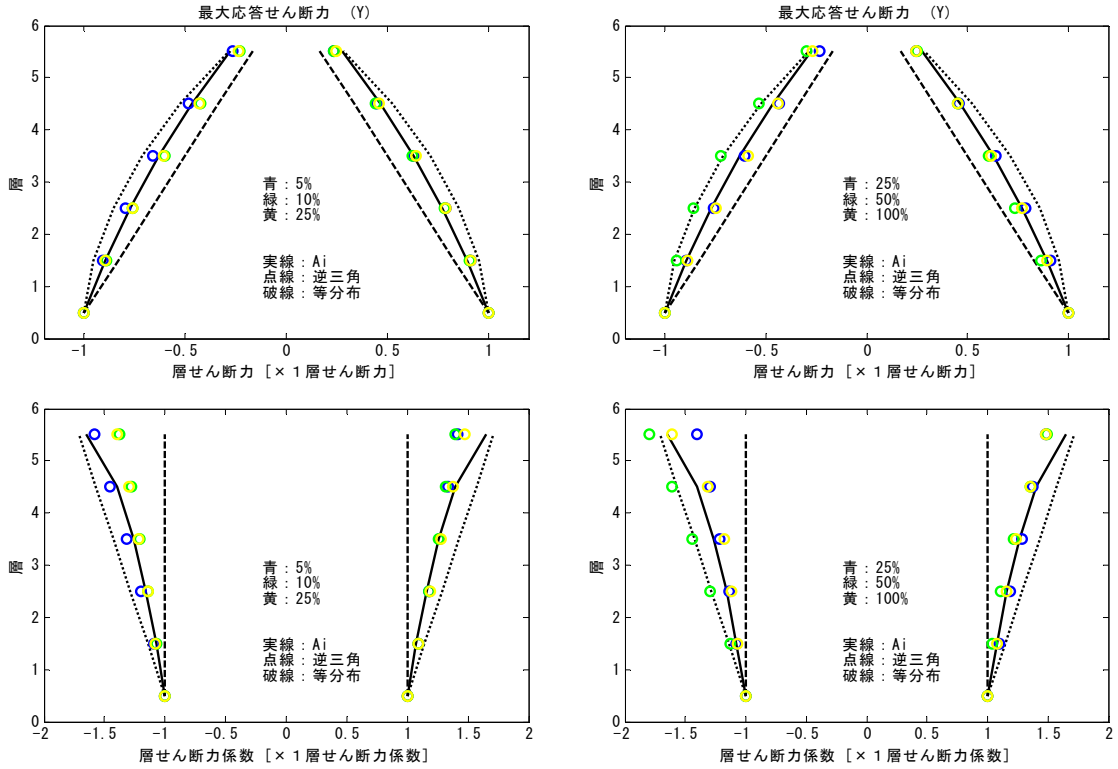


(a) X方向

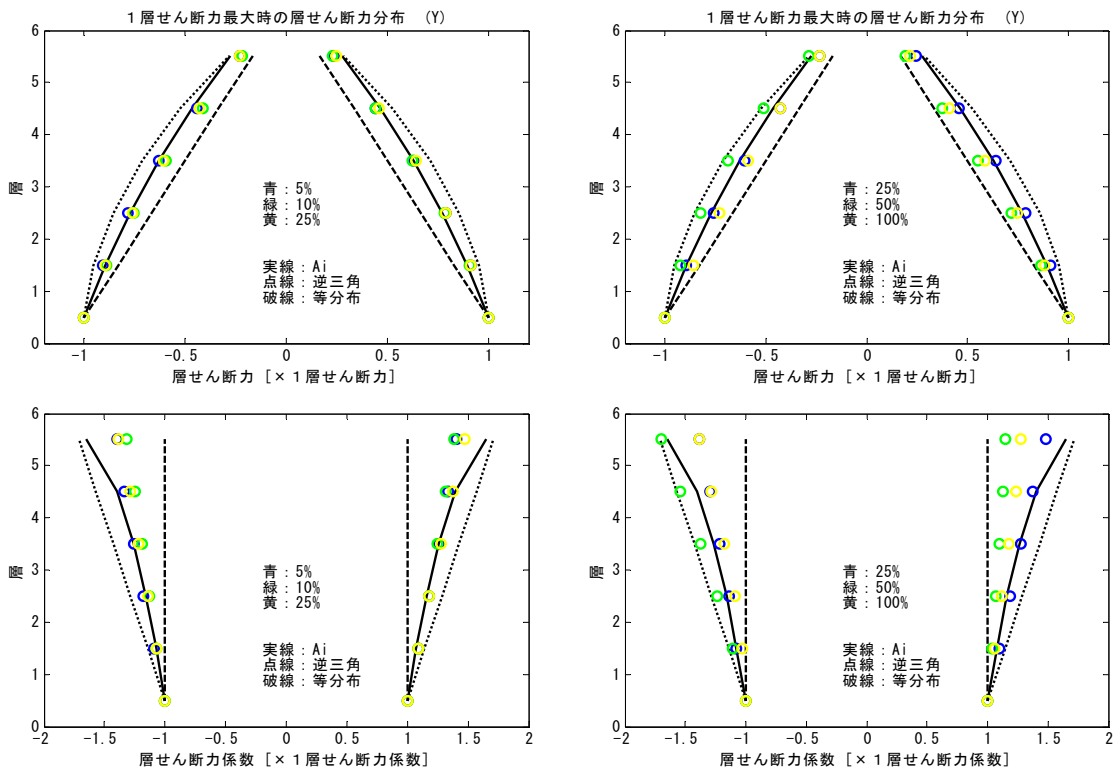


(b) Y方向

図9 1層せん断力-2階変位関係

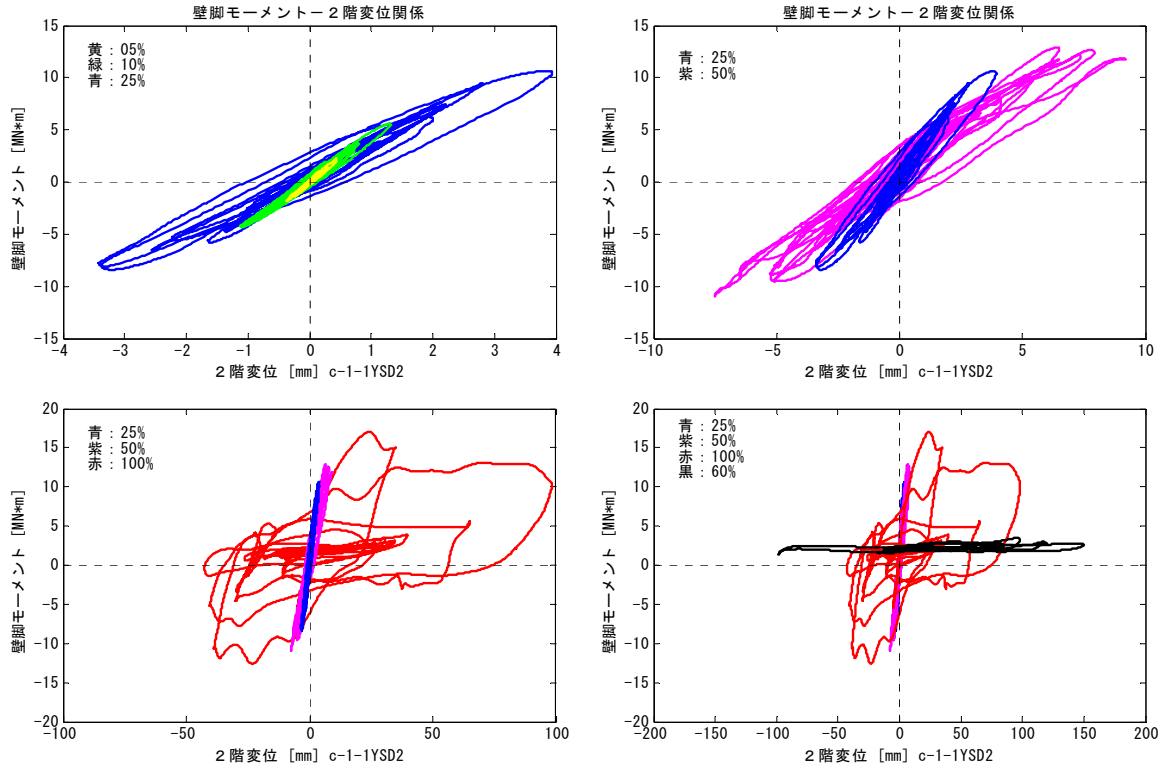


(a) 各層の最大応答層せん断力

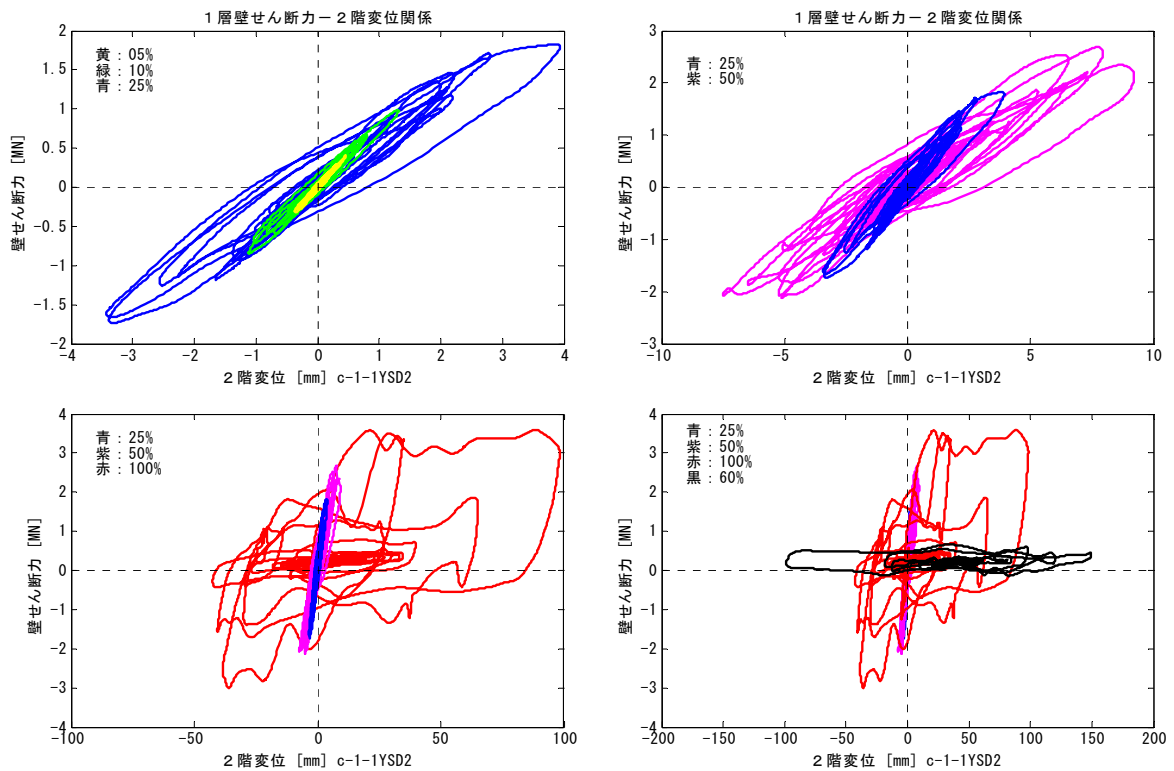


(b) 1層せん断力最大時

図 1 0 層せん断力および層せん断力係数の分布

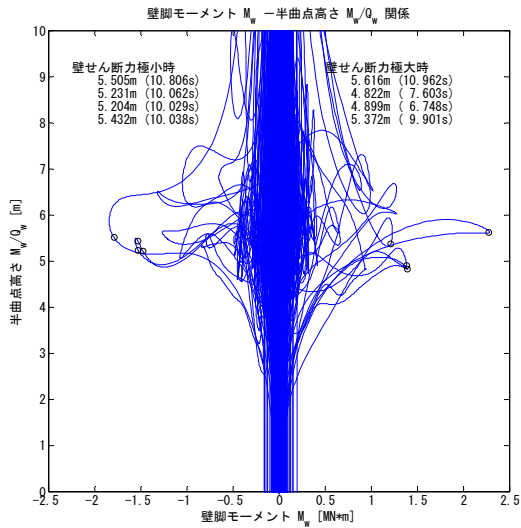


(a) 壁脚モーメント-2階変位関係

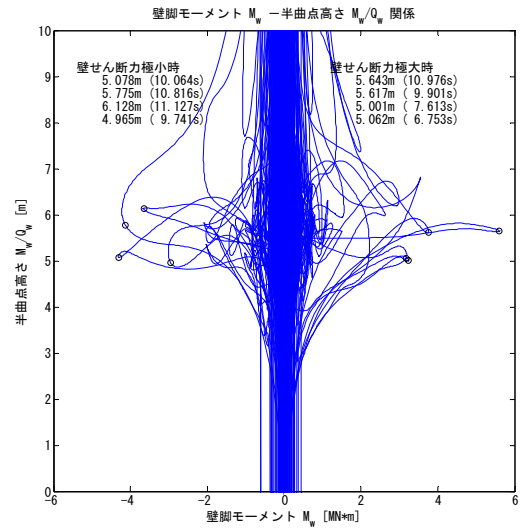


(b) 耐震壁1層せん断力-2階変位関係

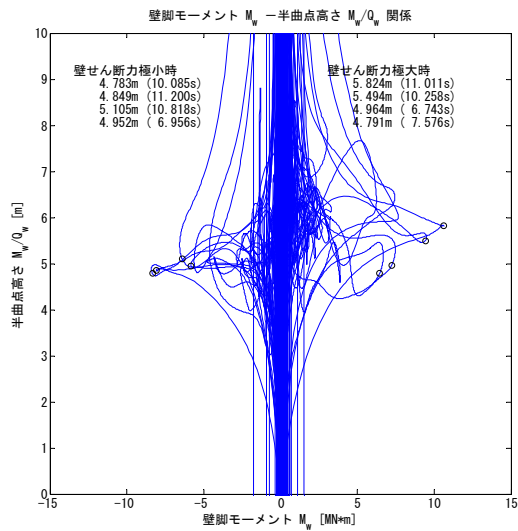
図 1 1 連層耐震壁における1層せん断力と壁脚モーメント



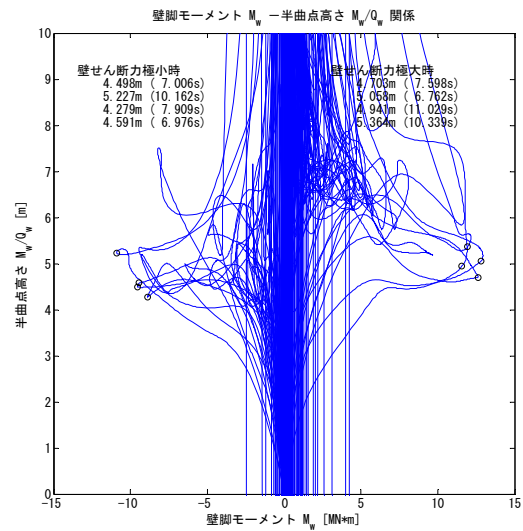
(a) 加振 1



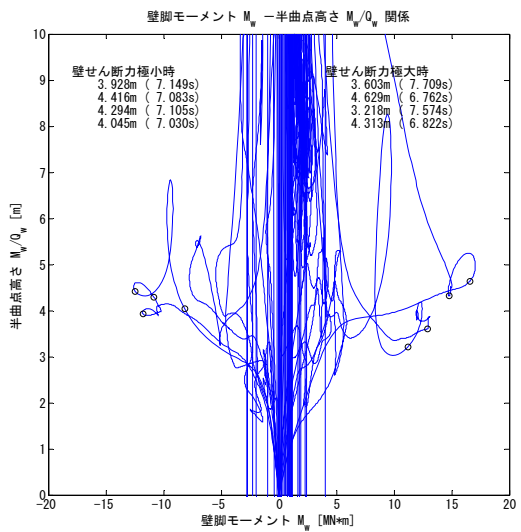
(b) 加振 2



(c) 加振 3

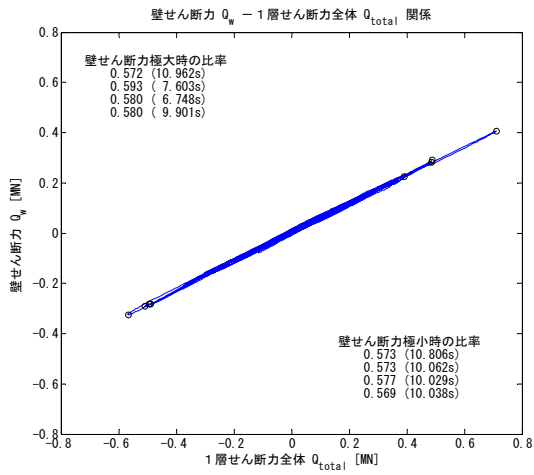


(d) 加振 4

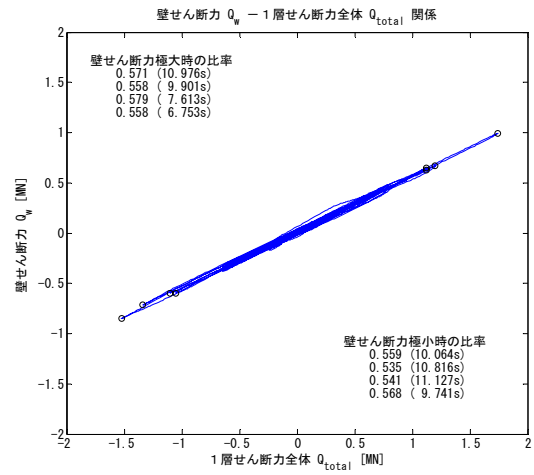


(e) 加振 5

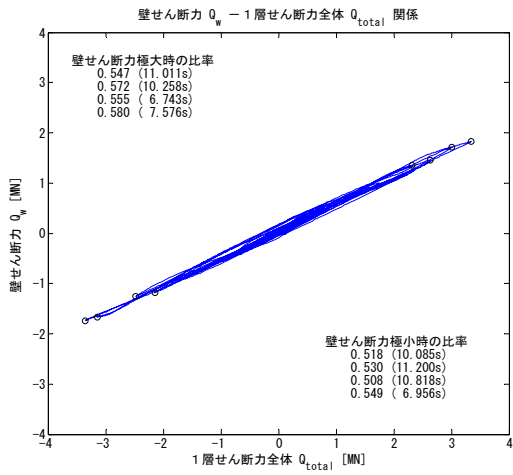
図 1 2 連層耐震壁 1 層半曲点高さ



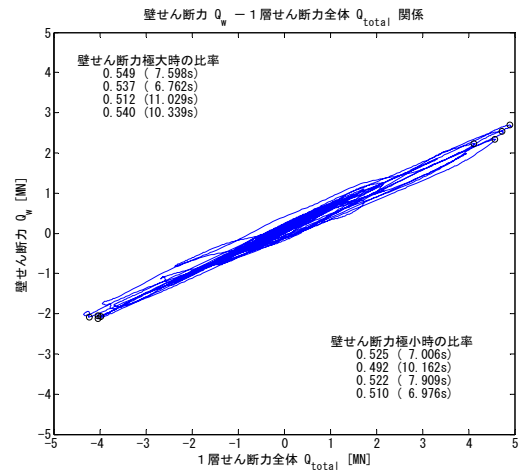
(a) 加振 1



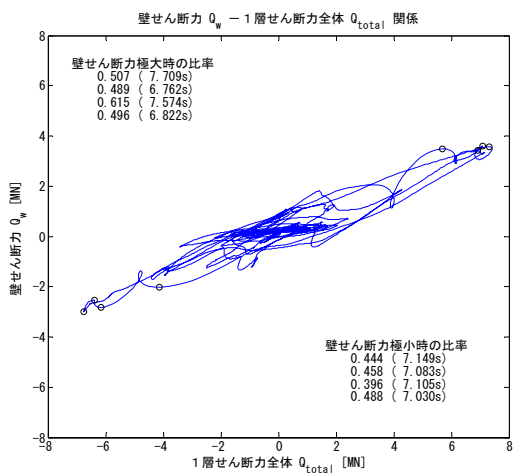
(b) 加振 2



(c) 加振 3



(d) 加振 4



(e) 加振 5

図 1.3 耐震壁 1層せん断力の 1層せん断力全体に占める負担割合

(c) 結論ならびに今後の課題

防災科学技術研究所の震動台 E-Defense による最初の鉄筋コンクリート建物実験として 6 層壁フレーム構造を選択し、2006 年 1 月に震動実験を実施した。

- ・ 気象庁神戸海洋気象台観測波（1995）の振幅倍率 100%とした加振において試験体は大破し、引き続く振幅倍率 60%の加振において、試験体は崩壊寸前まで達した。
- ・ 試験体の諸算定強度に関する事前検討より、梁端の曲げ降伏と連層耐震壁脚部の曲げ降伏が先行する全体降伏形が予想されたが、実験では、1 層の腰壁付短柱のせん断破壊、連層耐震壁の脚部のせん断すべり破壊を伴う 1 層崩壊型であった。
- ・ 振幅倍率 100%の加振における 1 層せん断力の最大値は 7.41MN であり、保有水平耐力の算定値 3.67MN を大きく上回った。
- ・ 1 層せん断力が保有水平耐力を大きく上回った要因の一つとしては、鉄筋の歪み硬化、歪み速度の影響、および変動軸力の影響により、耐震壁が大きな曲げモーメントを発揮したことが考えられる。耐震壁脚部における最大曲げモーメントは、強度計算値の 1.54 倍であった。
- ・ 最大応答層せん断力の分布は、加振段階の違いによる分布の変動は比較的小さく、 A_i 分布あるいは逆三角形分布に概ねよく対応していた。一方、1 層せん断力が最大となった時点における各層のせん断力の分布は、逆三角形分布と等分布の中間の分布であった。
- ・ 耐震壁 1 層における半曲点高さは概ね 4.0~6.0m であり、既往の算定式による 7.5m よりも小さい値であった。連層耐震壁単体に作用する動的な外力分布は、等分布よりもさらに下層寄りの分布であると考えられる。
- ・ 下層寄りの動的な外力分布形によって、1 層の層せん断力が増大し、さらに崩壊型式も全体降伏型から 1 層崩壊型に変化したと考えられる。

今後、実験結果に関するさらに詳細な分析を行い、耐震設計法の高度化あるいは耐震診断法の向上化のための提言をはかる必要がある。

(d) 引用文献

- 1) 上之藪隆志, 岡本伸, 中田慎介, 北川良和, 芳村学: 鉄筋コンクリート造実大 7 層試験体の耐震性に関する研究, 日本地震工学シンポジウム講演集, 1982.
- 2) Kabeyasawa, T.: Ultimate-State Design of Reinforced Concrete Wall-Frame Structures, Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 1987.
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1975.
- 4) 松森泰造他: 鉄筋コンクリート造 6 層耐震壁フレーム構造の 1/3 縮小モデルの振動台実験, コンクリート工学年次論文報告集, 2005.
- 5) 財団法人日本建築防災協会: 震災建物等の被災度判定基準および復旧技術指針 (鉄筋コンクリート造編), 2005.
- 6) 広沢雅也ほか: 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料 No.6, 建築研究振興協会, 1975.3
- 7) 財団法人日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断

基準・同解説, 2001.

(e) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
松森泰造 壁谷澤寿海 白井和貴 勝俣英雄	鉄筋コンクリート造実大6層壁 フレーム構造の震動実験概要	コンクリート工学年次 論文集	平成18年6月 (投稿中)
壁谷澤寿海 松森泰造	Eーディフェンスによる実大6 層鉄筋コンクリート建物実験 その1. 研究計画の概要	日本建築学会学術講演 梗概集	平成18年9月 (投稿中)
松森泰造 壁谷澤寿海 白井和貴 勝俣英雄	Eーディフェンスによる実大6 層鉄筋コンクリート建物実験 その2. 実大実験の概要	日本建築学会学術講演 梗概集	平成18年9月 (投稿中)
五十嵐克哉 松森泰造 壁谷澤寿海 梶原浩一	Eーディフェンスによる実大6 層鉄筋コンクリート建物実験 その3. 加振方法の概要	日本建築学会学術講演 梗概集	平成18年9月 (投稿中)
白井和貴 松森泰造 壁谷澤寿海 倉本 洋	Eーディフェンスによる実大6 層鉄筋コンクリート建物実験 その4. 実験結果の概要	日本建築学会学術講演 梗概集	平成18年9月 (投稿中)
松森泰造 壁谷澤寿海 白井和貴	鉄筋コンクリート耐震壁フレー ム構造における水平力分担に関 する振動台実験研究	第12回日本地震工学 シンポジウム論文集	平成18年11月 (投稿中)

(f) 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

名称	機能
なし	

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成18年度業務計画案

平成18年度は、平成17年度の実験結果の分析を進めるとともに、E-ディフェンスにおける2年目の実大鉄筋コンクリート建物の三次元震動破壊実験を実施する。研究の目的は、鉄筋コンクリート建物の三次元動的挙動と破壊メカニズムの解明、既存建築物の耐震補強方法の確立、現行耐震設計法の検証と耐震性能評価手法の高度化およびシミュレーション解析のためのデータ取得である。

平成18年度に行う実大規模実験は、低層（3階または4階建）の鉄筋コンクリート造学校校舎を想定し、既存建物の崩壊過程、耐震補強手法の有効性、基礎の固定度が上部構造の損傷に及ぼす影響を明らかにする。試験体は2体とし、1体は無補強、もう1体は耐震補強を施す。震動実験においては、主に、中小地震を想定した小さいレベルの加振と既往の大地震を再現した加振を行う。各加振における構造物の損傷状況の記録と動的応答性状の検討を行い、最終的には建物が鉛直支持能力を喪失する程度まで加振を行う。