実験の全体概要および非制振状態での応答性状

3次元震動台による実大5層制振鋼構造物の実験研究 その1

OVERALL TEST OUTLINE AND RESPONSE OF BUILDING WITHOUT DAMPERS

3D shake table tests on full scale 5-story steel building with dampers Part 1

笠井和彦^{*1}, 引野 剛^{*2}, 伊藤浩資^{*3}, 大木洋司^{*4}元結正次郎^{*5}, 加藤史人^{*6}, 馬場勇輝^{*7}

Kazuhiko KASAI, Tsuyoshi HIKINO, Hiroshi ITO,

Yoji OOKI, Shojiro MOTOYUI, Fumito KATO

and Yuki BABA

Realistic three-dimensional shake table tests using E-Defense were conducted for full-scale 5-story building specimens with/without dampers to evaluate seismic performance, under ground motions of a variety of scales ranging from minor to catastrophic levels. The building was tested repeatedly, inserting and replacing each of 4 damper types, i.e., steel, viscous, oil, and viscoelastic dampers. This paper focuses on the tests conducted without dampers at the end of the whole test series, and discusses responses and properties of the steel frame portion of the specimen.

Keywords : Passive control, Full scale test, Shaking table, Steel building, Dynamic property, E-Defense

制振構造, 実大実験, 震動台, 鋼構造物, 動的特性, E-ディフェンス

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震による甚大な被害から、高い耐震性への社会的要求の高まりとともに、人命だけでなく建物や内容物の損傷を制御し、建物機能の保持や財産の保全を可能にする制振構造が近年の日本で大きな発展を遂げ、これまで様々な種類の制振装置や構造形式が実用化されている^{1), 2)}。しかし、その一方で、制振技術は従来の耐震技術に比べ歴史が浅く、未だ大地震での真の効果を実証する機会は得られていない。

このような背景から、できるだけ現実的な条件で制振性能を検証するため、(独)防災科学研究所の実大3次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)において、実大5層制振構造の実験が行われた。

2005年より実験計画の立案、試験体建物・ダンパーの設計や解析的予備検討を開始し、2009年2月下旬~4月上旬に実験が遂行された。

建物は、日本で普及している鋼材、粘性、オイル、粘弾性の4種のブレース型ダンパーをそれぞれ入れ換えたダンパー付試験体(以下、制振試験体)である。また、制振効果は架構とダンパーのバランスによって決まり、架構そのものの挙動を詳細に把握し記述することも必要と考え、最後には、ダンパーを取り外した試験体架構(以下、非制振試験体)の震動台実験も行った。

本論文の目的は、この一連の震動台実験の第一報として、主に非制振試験体の実験により、架構部分の構造特性や応答性状を明らか

にし、続報にて各ダンパーを用いた実験を述べる際の基盤を築くことである。架構部分の諸元や、全ての柱や梁の内力も含めた様々な応答量の計測方法など、続報にも共通する内容は本報で述べることにする。さらに、架構剛性に影響するスラブひび割れや部材の塑性化が、一連の実験の間に生じるため、本報では制振試験体の架構にも適宜言及する。

2. 試験体概要

2.1 試験体の設計方針

試験体は事務所ビルを想定した実大5層の鋼構造物(図1)で、平面は短辺(X)方向2スパン10m(5m+5m)、長辺(Y)方向2スパン12m(7m+5m)で、高さ約16mである。試験体には鋼材、粘性、オイル、粘弾性の4種のダンパーをそれぞれ順次交換して震動台加振実験を行い、最後にダンパーを設置していない非制振試験体の加振実験を行った。また、ブレース型ダンパーの配置は、1層から4層に各々X方向に2箇所、Y方向に1箇所としている(図1)。

設計における目標性能は、1995年兵庫県南部地震JR鷹取駅観測地震動³⁾(以下、鷹取波)の3方向入力に対して、鋼材、粘性、オイル、粘弾性ダンパーのいずれを用いた場合でも層間変形角1/100以内に収まることとした。この理由は、主架構がダンパーを入れ替えて何度も加振を受けることから、それによる主架構の損傷の蓄積を

本論文の一部は、日本建築学会大会学術講演会(文獻4, 12, 13, 15, 17)で既に発表済である。

*1 東京工業大学建築物理研究センター 教授・Ph.D.

*2 元 防災科学技術研究所兵庫県耐震工学センター 研究員

*3 元 東京工業大学建築物理研究センター 研究員・博士(工学)

*4 東京工業大学都市地震工学センター 特任助教

*5 東京工業大学人間環境システム専攻 准教授・工博

*6 元 東京工業大学人間環境システム専攻 大学院生

*7 東京工業大学人間環境システム専攻 大学院生

Prof., Str'l Eng. Research Center, Tokyo Inst. of Technology, Ph. D.

Former Researcher, Hyogo Earthq. Eng. Research Center, NIED

Former Researcher, Str'l Eng. Research Center, Tokyo Inst. of Technology, Dr. Eng.

Assistant Prof., Center for Urban Earthq. Eng., Tokyo Inst. of Technology

Assoc. Prof., Dept. of Built Environment, Tokyo Inst. of Technology, Dr. Eng.

Former Graduate Student, Dept. of Built Environment, Tokyo Inst. of Technology

Graduate Student, Dept. of Built Environment, Tokyo Inst. of Technology

防ぐためであり、主架構の設計は比較的大きな変形まで弾性を保ち、接合部の早期破断がおこらず、かつ経済的なものを追求した。

2. 2 試験体の設計

試験体の柱梁部材は、層間変形角 1/100 で柱は弾性、梁は若干の塑性化を許容し、保有耐力横補剛を満たす鉄骨小梁配置とした。柱梁の幅厚比は鋼材量を抑え、経済的にするため FB ランク以上とした。柱は□-350×350×(12~22) の角形鋼管 (BCR295)、大梁は H- または BH-400×200×(9~12)×(12~22) の H 形鋼部材 (SN490) とした (表 1, 表 2)。材料試験から得た鋼材の降伏応力・引張強さ、コンクリートの圧縮強度はそれぞれ表 3, 表 4 に示す。後者は実験初期の 3 月 5 日 (材齢 3 ヶ月) における試験値である。

柱梁接合部は通しダイヤフラム形式とし、溶接部はノンスラップ工法としている。ダンパーが取り付けられない構面 (以下、非制振構面) の大梁では、弾性限変形の助長と応力緩和のため、端部に水平ハンチを設けている (図 2(a))。制振試験体においてダンパーが取り付けられる構面 (以下、制振構面) の大梁では、ガセットプレートおよび各種スチフナによる応力緩和が期待できるため、水平ハンチを設けていない (図 2(b))。さらに、制振構面ではダンパーによる付加軸力が柱・大梁に作用するため、非制振構面より板厚を厚くするとともに、大梁は端部・中央部を同断面とした。非制振構面は実設計と同様、大梁の中央部の断面を端部より小さくした (図 1, 表 1, 表 2)。

床スラブは 1 階には設けず、2~5 階は山高 75mm、板厚 1.2mm のデッキプレートに、1 時間耐火性能を有する等厚部 80mm の鉄筋コンクリートを打設した合成デッキスラブとした。屋根は厚さ 150mm の鉄筋コンクリートスラブとした。床スラブと梁はスタッドボルト (φ19, 長さ 110mm) で接合し、完全合成梁として設計している。想定した積載荷重や自重に合わせるため、2~5 階にコンクリートおもり、R 階に鉄板おもりを設置した (図 1, 表 5)。前者は、大梁中心線から 1500 mm (合成梁片側有効幅の 2~3 倍) 以上離れた位置では床と一体にしたが、それ以下では、おもりと床のコンクリートを 50 mm 厚スタイロフォームで絶縁し (図 1 おもりのハッチ部分)、これらにより、おもりが梁を拘束しないよう配慮した。この設定の妥当性は、事前に詳細な 3 次元有限要素解析により確認した。

非構造材については、外装材として ALC パネルとアルミカーテンウォール (ACW) を 1, 2 階の制振構面以外の建物外周部に配置し、ALC 版は縦壁ロック工法、ACW はマリオン (方立) 工法により設置した。内装材は 2~5 階に軽量鉄骨下地の間仕切壁、鋼製ドア (SD) を設置し、非制振試験体のみ 4, 5 階の一部に間仕切壁を追加設置し、鋼製下地在来工法天井を取り付けた (図 1)。鉄骨階段のさらの端部において、階段支持のため Y 方向に配置された小梁に、X 方向へ伸びる 12 mm 厚さの鋼板を溶接し、それに同方向の長孔を設けてボルト接合しており、階段は X 方向にスライドでき、かつ Y 方向には上記鋼板の曲げ抵抗のみ受け、殆ど拘束の無い構造となっている。このディテールは実建物にも用いられており、階段が鉛直トラスとして作用して水平剛性の偏心に至るのを防ぐため採用した。

3. 計測計画および加振計画

3. 1 計測計画

非制振試験体での様々な計測項目の一覧を表 6 に示す。構造・非構造材に対し計 1,454 点の計測を行った。以下に要約する。

図 1 実大 5 層鋼構造試験体

図2 柱梁ガセット接合部の詳細 ((a)非制振構面、(b)制振構面)

表1 梁部材 (全てH-またはBH-400×200) のウェブ厚、フランジ厚 (mm)

G1	G2		G3		G11	G12		G13	
	端部	中央	端部	中央		端部	中央	端部	中央
H	BH	H	BH	H	H	BH	H	BH	H
9,12	9,12	9,12	9,16	9,12	9,12	9,12	9,12	9,12	9,12
BH	BH	H	BH	H	BH	BH	H	BH	H
12,16	9,16	9,12	9,16	9,12	12,16	9,16	9,12	9,16	9,12
BH	BH	H	BH	H	BH	BH	H	BH	H
12,19	9,19	9,16	9,19	9,16	12,16	9,19	9,16	9,19	9,16
H	BH	H	BH	H	BH	BH	H	BH	H
12,22	9,19	9,16	9,19	9,16	12,19	9,19	9,16	9,19	9,16
H	BH	H	BH	H	H	BH	H	BH	H
12,22	9,19	9,16	9,19	9,16	12,22	9,19	9,16	9,19	9,16

※BH = ビルト H 形断面、H = ロール H 形断面、数値はウェブ厚、フランジ厚の順

表2 角形鋼管
(全て□-350×350)
の板厚 (mm)

層	C1	C2	C3
5	12	12	12
4	12	12	12
3	16	16	19
2	16	19	19
1	19	22	22

表3 鋼材の降伏応力、
引張強さ
(実測(上段)と公称値(下段))

	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)
柱 (BCR295)	295	400
大梁 (SN490B)	331-422	510-557
ガセットPL (SN490B)	342-365	510-520
	325	490

表4 コンクリート
圧縮強度
(実測(MPa))

階	圧縮強度 (MPa)
RF	43.4
5F	46.8
4F	43.4
3F	46.8
2F	43.4

表5 試験体重量の内訳 (単位: kN)

	床	鉄骨	外装	内壁・ドア	天井	階段	おもり	計測 架台	設備 機器	合計	地震用 重量
R階床	498	88			11		834			1430	1477
5層		41		49				2	93		
5階床	358	72			6	1	266	5	5	713	805
4層		53		24		13		2	92		
4階床	358	89			2	2	277	5		731	821
3層		66		7		13		2	88		
3階床	391	87			2	2	208	5		692	824
2層		67	86	7		13		2	176		
2階床	358	91			2	166	5	26	648		844
1層		93	110			13			216		
合計	1963	748	196	87	17	56	1751	20	41	4879	4771

全ての柱・梁の内力を歪値から算定した。柱では弾性に留まる 2 断面に対し、1 断面あたり歪ゲージ 4 枚を添付した。梁では継手やガセットプレートの影響が極力小さく、弾性に留まる 2 断面に対し、1 断面あたり歪ゲージ 5 枚を添付した (図 3)。

加速度は、震動台上面と 2~R 階床上の各階四箇所に設置したサーボ型 3 軸加速度計で計測した (図 4)。台上および各階の X, Y, Z 方向絶対加速度は試験体図心位置の値と定義し、4 箇所の計測値の線形補間より算定した (付録 A)。震動台の四隅の Z 方向加速度の差をそれらの距離で除して、震動台の X, Y 軸回り角加速度も算出した。

層間変形は、各層で 2 台の計測架台の上部に固定した変位計で上階小梁下フランジとの間で計測した。各計測架台で X, Y 各方向にレーザー変位計と磁歪式変位計を設置し、各層計 8 台の変位計を設置した (図 4)。各層における X, Y 方向の層間変形は試験体図心位置の値と定義し、計測値を線形補間して算出した。Z 軸回りの振れ回転角も算出した (付録 A)。

柱梁の端部に対する計測位置での相対回転角 (以下、部材回転角) は、パネ式およびワイヤー式変位計により計測した (図 5)。対象は 1 層の柱と 2 階床梁とし、梁は 2 つの変位計から強軸回りの回転角を、柱は 3 つの変位計から X, Y 軸回りの回転角を算出した (図 5)。

パネルゾーンせん断歪は、2, 3 階 X3 構面の一部のパネルゾーンの中心に 3 軸歪ゲージを添付して計測した。その他、2 階の X2 通り、Y1 通りの大梁上スラブの表面や鉄筋の歪ゲージ、非構造材に設置した変位計、加速度計、歪ゲージなどで、各変形・力を計測した。

また、試験体建物の完成後に計測を始めたため、鉛直荷重による初期値は測定されず、加振による相対的な応答値だけが計測された。サンプリング周波数は 1000Hz を基本とし、実験結果の検討には、9 点移動平均処理を行い 100Hz 刻みで抽出したデータを使用した。

表6 計測項目一覧

計測項目		CH数	計測項目		CH数
歪 ゲージ	柱歪	360	変位	層間変形	40
	梁歪	480		基礎の回転・水平変位	12
	アンカーボルト歪	8		柱・梁の部材回転角	46
	接合部パネル歪	12		天井変位	3
	スラブ鉄筋歪	84		階段変位	8
	スラブ表面歪	12		ガセット間の相対変位	60
	ALCアングル	36		ALC面内・面外変位	11
加速度	震動台上加速度	12	その他	ALC板相対変形	6
	床上加速度	60		CW面内・面外変位	5
	架台加速度	10		間仕切壁面内変位	8
	天井加速度	16		扉のせん断変形	2
	ALC加速度	12		天井と壁の相対変位	8
荷重	天井面と壁間の力	12	その他	設備機器関連	36
	天井吊りボルトの力	49		スプリンクラー関連	36
同期	発信器	10	合計点数		1454

図3 柱梁における歪ゲージ添付位置 (単位 mm)

図4 加速度と層間変形の計測位置

図5 柱・梁端部に対する変位計測断面における部材回転角

3. 2 加振計画

本実験は2009年2月27日～4月7日の期間に、鋼材ダンパー付試験体を対象に計測確認を兼ねた予備加振日を1日、その後、鋼材・粘性・オイル・粘弾性ダンパー付試験体、非制振試験体の5種試験体につき、各2日の加振日を設定した。

微小加振から大加振までの建物の応答と動的特性の把握のため、様々な種類や振幅の加振を計画した。X, Y 各1方向の正弦加速度3サイクル入力のステップ波加振、X, Y 各方向入力および3方向入力のホワイトノイズ加振、3方向入力の鷹取波加振を行った。鷹取波の加振レベルは原波に対する加速度倍率(%)で表記する。また、震動台加振の前後には、屋上に設置した2台の起振機(2台で最大3.3kNの起振力)により、スイープ加振、定常加振も行った⁴⁾。

非制振試験体における加振スケジュールの一覧を表7に示す。1日目は50%鷹取波、2日目は100%鷹取波を計画していたが、非制振試験体では4, 5階に設置した天井の耐震性能試験も兼ねており、1日目は天井が落下した40%加振までとし、2日目は安全性の観点から70%加振までに留めた。

鷹取波加振は、X軸を反時計回りに135度回転した方向に、N000E(NS)成分を入力し、Z方向にUD成分を入力した(X, Y, Z各軸の正成分は、それぞれN135E, N045E, Uとした)。これは、制振実験においてX, Y方向に同程度の層間変形を生じさせ、各ダンパーの構面内・構面外変形への追従性を確認するためであり、方向は変位応答スペクトル(図6)や応答解析による事前検討に基づき決定した。

また、3方向並進の地震波をそのまま制御信号とする基本制御に

表7 加振スケジュール一覧

加振日	1日目	2日目
加振内容	ステップ波加振(30gal)	50% JR鷹取波(入力補償目標波)
	ホワイトノイズ加振(100gal)	ステップ波加振(60gal)
	5% JR鷹取波	50% JR鷹取波
	20% JR鷹取波	70% JR鷹取波(入力補償目標波)
	30% JR鷹取波	ステップ波加振(60gal)
	40% JR鷹取波	ホワイトノイズ加振(150gal)
	ステップ加振(30gal)	※両日とも、表の上から順に加振を行っている。
	ホワイトノイズ加振(100gal)

図6 JR鷹取観測波の入力方向と変位応答スペクトル

より加振した場合、震動台の回転が顕著となり、地震波の再現性が損なわれる傾向がある⁵⁾。そこで、50%(1回目)、70%鷹取波を目標レベルとし、その再現性確保のため、一連の鷹取波加振を低い入力レベルのものから始め、加振ごとに波を調整しながら徐々に上げて目標レベルに達するという、いわゆる入力補償による制御を行った。

加振波の再現性確認のため、各鷹取波加振での目標波と実際の波のX, Y方向の変位および加速度応答スペクトル(2%減衰)の比較を図7に示す。震動台上で計測された水平加速度 $\ddot{u}_g$ のみによる応答とともに、試験体の1次モード等価高さ H_1 における震動台の回転角加速度による水平加速度 $\ddot{\theta}H_1$ も含む($\ddot{u}_g + \ddot{\theta}H_1$)を入力とした場合の応答も示す。図中の縦破線は4.4節で求めたX, Y方向1次固有周期の平均値である。台回転や並進入力誤差が5%鷹取波で大きい、50%鷹取波で殆ど見られず、X, Y方向ともほぼ目標どおりである。70%鷹取波でもX方向は目標どおりで、Y方向でも台回転が殆ど無いが、並進入力による応答スペクトル値が目標をやや下回った。

図7 目標波の応答スペクトルと加振波の応答スペクトルの比較(h=2%)

4. 非制振試験体の実験結果

4. 1 計測方法の確認

次節以降で実験結果を示すにあたり、本節で計測の信頼性を確認する。まず、図8に70%鷹取波加振時の、各層のX方向絶対加速度と質量の積より求めた慣性力を上層から足した層せん断力 Q と、柱歪から得た柱せん断力の総和である架構層せん断力 Q_f の時刻歴を示す。両者はよく一致しており、Y方向、そして他の加振でも同様の傾向であったことを確認している。

梁モーメントは、非制振試験体の梁軸力を0と見なして文献6, 7

の方法で算定した。図3に示した鋼梁歪ゲージの値から、その断面位置でのスラブも含んだモーメントを評価した^{6),7)}。以後、下フランジ引張の場合を正曲げとし、図9に正負最大曲げモーメント時の歪分布を示す。スラブが無い断面、片側にある断面、両側にある断面の全てで平面保持が十分成立し、中立軸は、順に鋼梁図心から上フランジ近傍にまで位置している(図9)。各スパン2断面で梁モーメントを算定し、それらから梁の節点でのモーメント M_b も得た。

この M_b と同節点における柱節点モーメント M_c の対応を確認する。スラブの有無、片側・両側に関わらず、 M_b と M_c の時刻歴がよく対応した(図10)。さらに、70%鷹取波でのY, X方向それぞれのベースシア最大時のX2構面、Y1構面モーメント図(図11)や、 M_c 最大最小時の構面ごとの M_b と M_c の対応(図12)が示すように、柱と梁のモーメントの釣合いがほぼ満たされた。

図8 層せん断力の釣合確認 (70%鷹取波加振、X方向)

図9 正負の最大曲げモーメント時における鋼梁の歪分布

図10 柱・梁節点モーメントの時刻歴 (70%鷹取波加振、2階床)

層間変形はレーザー式変位計と磁歪式変位計(3.1節)が非常によく対応したので、以降は基本的にレーザー変位計の結果を用いる。ただし、鋼材ダンパー付試験体(両日)、粘性ダンパー付試験体(1日目)実験のみ、 u_{c2} の計測は(図4)、X方向にレーザー変位計を設置していなかったため、磁歪式変位計を用いる。

図11 各方向ベースシア最大時における曲げモーメント図 (70%鷹取波加振、単位:kNm)

図12 柱・梁節点モーメントの釣合確認 (70%鷹取波加振、単位:kNm)

4.2 非制振試験体の応答性状

非制振試験体の各鷹取波加振での応答を考察する。図13に40%, 70%鷹取波での1, 3, 5層架構せん断力 Q_f と層間変形 Δu の関係を示す。X, Y両方向とも概ね弾性挙動であった。図14は、鷹取波の各レベルでの層間変形角、層せん断力、絶対加速度の最大値、吸収エネルギー量の各層分布を示す。吸収エネルギーは、非構造材や粘性減衰の影響も考慮するため $Q-\Delta u$ 曲線の面積より算出している。

70%鷹取波加振での最大層間変形角は、X, Y方向でそれぞれ1/91, 1/119 rad.であるが、試験体は概ね弾性挙動をしたため、それを含む各加振での層間変形角最大値に概ね線形性が認められた。なお、向かい合う外側2構面の最大変位の差は約15%以下であった。層せん断力、絶対加速度、吸収エネルギーも、加振レベルと概ね線形の関係であった。図15に40%, 70%鷹取波加振での2, 4層の各構面負担せん断力と各構面での層間変形の関係を示す。2層X方向では、Y1構面がY2, Y3構面に比べて剛性、せん断力が約20%高い。これは、Y2構面が梁の両側に床スラブをもつが、非制振構面のため柱の断面が小さく、Y3構面では制振構面がありガセットによる剛性増加があ

るとしても、その一部が床スラブをもたない鋼梁のため剛性が低い
のに対して、Y1 構面は制振構面（ガセット）があり、柱の板厚も

図 13 40%, 70% 鷹取波加振でのシステムの層せん断力-層間変形

図 14 各鷹取波加振での(a)層間変形角、(b)層せん断力、
(c)絶対加速度の最大応答および(d)吸収エネルギーの分布

19mm と厚く、また大梁の全長にわたり床スラブをもつためと考えられる。また、Y 方向の 2 層でも、制振構面（ガセット）をもち、梁の両側に床スラブがある X2 構面では、X1, X3 構面に比べ剛性、せん断力はそれぞれ 40%, 30% 程度高かった。一方、5 層では 9 本全ての柱が同断面（板厚 12mm）でガセット接合部がないため、X, Y 方向ともに各構面で剛性はほぼ一致した。

図 15 40%, 70% 鷹取波加振での各構面の負担せん断力-層間変形

4. 3 柱梁パネル部材の塑性化状況

柱・梁・パネルゾーンの耐力を算定し、実験から得た内力時刻歴（4.1 節、4.2 節）と比べる。柱部材では、箱形断面二軸曲げと軸力の相関（図 16）を考慮した降伏・全塑性曲面を仮定した⁸⁾。また、大梁は、正曲げ時、負曲げ時でそれぞれ合成梁、鋼梁として扱い、文献 9 により降伏モーメント M_y 、全塑性モーメント M_p を算出した。なお、非制振試験体ではダンパー軸力はないため、梁軸力は 0 としている。パネルゾーンについては、文献 10 より M_p を用いた全塑性判定のみを行っている。なお、柱・パネルゾーンについては、計測値に含まれない鉛直荷重も考慮している。柱・梁の塑性化判定の断面位置は、ガセットや水平ハンチの端部とし、ガセットがつかない梁（制振構面 5 階床梁の片端で計 3 箇所）および柱では柱梁端部とした。制振構面のパネルゾーンは、ガセットによる応力緩和が期待できるため、塑性化判定の対象としていない。

上述の塑性化判定の結果、40% 鷹取波までは弾性挙動、50%, 70% 鷹取波では部材降伏および塑性ヒンジが見られた。これを 70% 鷹取波について図 17 に示す。層間変形角 $1/100\text{rad}$ を越えた 2 階の X 方向梁の一部は塑性ヒンジを形成し、隅柱側の梁端部や制振構面の梁など多数が降伏していた。全ての 1 層柱脚と Y2 構面 4 層の柱頭柱脚の大半が塑性化に至り、他の柱でも塑性化が見られた。パネルゾーンは、非制振構面の 3~5 階の中柱の一部で全塑性に達していた。なお、Y1 構面では Y3 構面よりも塑性化が著しく、これと対応して、前者の各層層間変形は後者より 5~15% 大きかった。以上は、前

図 16 柱部材の降伏・全塑性曲面（軸力と二軸曲げによる相関を考慮）

者が後者に比べ弾性剛性がやや高いとしても (4.2 節)、建物の剛心 (図 1) から最も遠く振れ応答の影響が大きかったためと考えられる。

また、図 18、図 19 には 40%、70% 鷹取波での梁・柱の端部モーメントと部材回転角の関係をそれぞれ示す。図 18 は、図 10 と同じ 3 箇所の梁端の挙動を示し、下フランジ引張の場合をモーメント・回転角の正とした。(a) は両加振ともほぼ弾性挙動であったが、(b)、(c)

図 17 70%鷹取波加振における架構の塑性化状況

図 18 梁端部モーメントと梁端部材回転角の関係 (40%、70%鷹取波加振、2 階床梁)

図 19 柱脚部モーメントと柱端部材回転角の関係 (40%、70%鷹取波加振、1 階柱脚)

図 20 パネルせん断応力とせん断歪の関係 (50%、70%鷹取波加振、3 階床梁、X3 構面 X 軸回り)

は 70% 鷹取波では若干の非線形性が見られ、(b)、(c) を降伏と判定した図 17 の結果と概ね対応する。なお、図 18(a) で、負の最大回転角付近で不自然なループが見られるが、計測に用いたワイヤー (図 5(b)) が加振に追従しきれず、初期張力を失って瞬間的に緩んだためと考えられる。図 19 には、X2 構面 Y1 柱の X 軸回り、および X2 構面 Y2 柱 X、Y 軸回りの 1 階柱脚の挙動を示す。図 17 では降伏と判定されたが、図 19 から、塑性化の程度は小さかったと言える。図 20 には 3 階 X3 構面 Y1、Y2 柱のパネルゾーンでのせん断応力・歪を示す。せん断応力は、柱梁モーメント計測値から得たパネルモーメントを、パネルせん断体積で除した値とした。計測から得たせん断弾性係数は理論値とよく合った。中柱パネルゾーン (図 20(b)) は 70% 鷹取波で降伏せん断応力に達したが、ほぼ弾性であった。

4. 4 固有周期、減衰定数の推定

非制振試験体の 1, 2 次の X, Y 方向の固有周期・減衰定数の加振ごとの推移を示す (図 21)。入力として震動台の並進と回転の加速度記録、出力として頂部の絶対加速度記録を用い、文献 11 を拡張した文献 12, 13 の手法により推定している。

固有周期は、最初の WN 加振では X, Y 各方向で 1 次は 0.66s, 0.69s, 2 次は 0.21s, 0.22s であった。70% 鷹取波加振まで試験体は概ね弾性であったが、鷹取波加振前後の WN 加振同士での比較では、1 次固有周期は約 3~4% 長周期化した。加振前後の微動測定より得た 1 次固有周期も図 21 に併記しており、加振時に比べて 1 次固有周期が約 1 割短い。文献 14 では実建物について同様の傾向が報告されている。

1 次減衰定数は X, Y 両方向で 1~2% 程度であり、2 次も同等であった (図 21(b))。紙幅の都合上割愛するが、他の階の絶対加速度を用いた推定、起振機実験やステップ波加振による推定でも、同様の周期、減衰が得られたことを追記しておく。

また、別報に詳述するが、文献 15 の解析を進めたところ、文献 9 のスラブ有効幅を考慮した骨組みモデルから得た 1 次固有周期は、X, Y 各方向で 0.70, 0.73 秒であり、実測値より若干長く、合成効果を無視したモデルでそれぞれ 0.78, 0.83 秒とさらに 1 割ほど伸びた。

図 21 各加振での非制振試験体の固有周期と減衰定数の推移 (WN と **% は、それぞれホワイトノイズ加振、**% 鷹取波加振を示す)

5. 試験体架構の剛性に対する床スラブの影響

鋼部材が弾性のとき、若干塑性化したとき、スラブの亀裂が伸展したときなどの特性や挙動に関し、重要な知見が得られた。制振・非制振を通じて推移した架構剛性、および床スラブを持つ合成梁の挙動に着目し、これを本章で述べることにする。

5. 1 スラブひび割れと架構剛性の推移

図 22 にスラブひび割れが顕著だった 2 階床について、加振前、

そして4種ダンパー付試験体・非制振試験体それぞれの実験終了後のひび割れ発生状況を示す。加振前は、コンクリートの乾燥収縮や小梁の撓みによると考えられるひび割れが大梁に沿って発生した。加振開始後、建物平面図心位置で最大 $1/125 \text{ rad}$ ほどの層間変形角を経験した鋼材、粘性ダンパー付試験体でひび割れが進んだが、その後、最大 $1/140 \sim 1/110 \text{ rad}$ ほどであったオイル、粘弾性ダンパー付試験体では、新たなひび割れは殆ど生じなかった。非制振試験体では、層間変形角が最大 $1/90 \text{ rad}$ ほどであり、再度ひび割れが大きく進行した。また、ひび割れは大別して (1) 柱隅部から放射状に広がるもの、(2) 大梁上部で大梁に直交するもの、(3) 大梁上部で大梁に平行するもの、であった。(1)は柱からの支圧力、(2)は大梁の曲げ挙動、(3)は小梁の撓みや地震動の鉛直成分によるものと考えられる。

この影響の検討のため、柱せん断力の総和 Q_f と層間変形 Δu から最小二乗法で求めた架構剛性 K_f の推移を図23に示す。鋼材ダンパ

図22 2階床スラブひび割れ (太線は当該加振で新たに発生したもの)

付試験体は 40%, 100% 鷹取波を経験してそれぞれ K_f が初期の約 85%, 75% まで低下した。一方、粘性ダンパー付試験体以降あまり低下せず、最終的に約 70% に留まった。これと図22より、初期ひび割れが、それ以降に比べ、架構剛性に大きく影響したことが分かる。

図23 架構剛性の変化 (上段:X方向、下段:Y方向)

5. 2 梁中立軸と合成効果の推移

上記の傾向を合成梁中立軸の推移の観点から検討する。図24に示す2階床梁を例とする。図中の断面(i), (ii), (iii)は、それぞれ先の図9の「スラブ無し」、「スラブ片側」、「スラブ両側」に該当する。図9のような歪と z 座標位置の関係を最小二乗近似し、梁下端からの中立軸位置 z_{na} (図24(b)) を算定し、各時刻で示したものが図25である。スラブ無しの場合、加振開始から終了まで z_{na} が安定して鋼梁図心付近にあり、計測や計算が妥当だと言える。一方、片側スラブの場合、実験初期では正負曲げを問わず z_{na} が上フランジ付近にあるが (図25(a))、大加振経験後で低下する (図25(b))。その後、

図24 梁歪計測断面と計測位置

図25 各振幅レベルの鷹取波加振における歪計測位置モーメントと中立軸位置の時刻歴

最大振幅に至る加振では、正曲げ時に z_{na} がやや上昇する (図 25(c))。

また、梁計測位置モーメントと z_{na} の関係を図 26 に示す。スラブの無い梁の正負曲げ、スラブ付き梁の負曲げでは、モーメントが大きい範囲では z_{na} がある値に収束する。一方、スラブ付き梁の正曲げでは、モーメントが大きい範囲で z_{na} が負曲げ時より上昇し (図 26)、これにより、先の図 25(b), (c) 下段で z_{na} が上下したのが理解できる。

制振構造で変形の大きい方である Y 方向並進と合成効果について述べたが (図 9, 図 24~26)、ここで、非制振構造の場合に変形の大

な X 方向並進も併せて考慮する。上記断面 (i), (ii), (iii) の定義を X, Y 両方向に拡張して、図 27(a), (b) に最大正負曲げモーメント時の z_{na} を、各実験の経過とともに示す。正負曲げともに z_{na} は鋼材ダンパー付試験体 40% 鷹取波加振時で低下し始め、このときの最大層間変形角は X, Y 方向並進でそれぞれ約 0.0036 (1/280) rad, 0.004 (1/250) rad で、鉄骨架構は明らかに弾性であった。他のダンパーに取り替えた加振では、正曲げ時に加振レベルに応じて z_{na} が再上昇するが、負曲げ時では変化しない。正と負の曲げで z_{na} の差は最大で梁せいりの 1/8 ほどであり、負曲げ時でもかなりの合成効果が確認できる。スラブが層全体に一体で打設されているため、負曲げ時でも何らかの拘束効果、合成効果があったと推測される。

5. 3 有効幅と剛性増大率の推移

以上の中立軸位置 z_{na} の評価値と文献 9 から、正曲げでの等価有効幅を逆算して設計値と比較した (図 27(c))。また、負曲げにも同様の手法を用いた。スラブ等厚部 80mm、表 4 よりヤング係数比¹⁶⁾ $n=7$ を用いた。有効幅は、初期の加振では設計値と同等以上だったが、前述の鋼材ダンパー付試験体 40% 鷹取波加振以降は有効幅が減少し、100% 鷹取波経過後の小加振では柱幅ほどの有効幅となった。

最後に、算出した中立軸と有効幅を用い、2~5 階の歪計測位置での中立軸回りの有効等価断面二次モーメント I_{en} を求め、鋼梁断面二次モーメント I_s との比として剛性増大率を評価した (図 28)。図には梁の 2 断面の平均値を示し、(a) 実験初期小加振、(b) 実験初期大加振、(c) 最終最大振幅加振の結果を示す。剛性増大率は、(a) では 3 を超えることもあり、(b) でその 75~85%、(c) で 70~80% に低下した。

図 26 梁中立軸位置と歪計測位置モーメントの関係

(a) 2 層最大応答変形角 (加振はそれぞれ(b),(c)に対応)

(b) 2 階床梁における最大正負曲げモーメント時の中立軸位置

(c) 2 階床梁における最大正負曲げモーメント時のスラブ有効幅

図 27 X 方向並進 (左段) と Y 方向並進 (右段) による中立軸位置およびスラブ有効幅の変化 (2 階床梁)

図 28 最大正曲げモーメント時での梁歪計測位置の剛性増大率の推移 (制振実験時における制振構面は非考慮、鋼梁は 1.00 とする。)

6. おわりに

実大の 5 層鋼構造建物に 4 種ダンパーをそれぞれ設置した制振試験体との比較検討、および非制振試験体の構造特性や応答性状、動的特性の評価のため、非制振試験体に 3 次元地震動を入力した震動台実験を行った。本論では、試験体および計測の概要、事前検討の内容を示し、非制振試験体実験の考察を行った。以下に、まとめる。

- (1) 柱・梁歪、加速度、層間変形などを含め、1400 点以上の計測を行ったが、これらは非常によく機能しており、続報にて制振試験体の実験結果を述べる際の基盤を築けた。
- (2) 本試験体は、70% 鷹取波加振において、最大で層間変形角が約 1/90 rad であり、柱・梁・パネルゾーンの一部に部材降伏および塑性ヒンジが見られたが、挙動は概ね弾性であった。
- (3) 非制振試験体の固有周期と減衰定数の推定を行った。試験体挙動は 70% 鷹取波加振まで概ね弾性であり、加振中およびその前後でも固有周期はほとんど変化しなかった。また、1, 2 次の減衰定数は概ね 1~2% と実務で一般的に用いられる値であった。
- (4) 合成梁の中立軸位置から等価なスラブ有効幅・合成梁の鋼梁に対する剛性増大率を算出した。実建物の合成梁は負曲げ時にも合成効果を発揮することが示唆される。

謝辞

本研究は、(独) 防災科学技術研究所が遂行している「E-ディフェンス鋼構造建物実験研究」の実行部会 (部会長: 笠井和彦 (東京工業大学)) における制振・免震 WG (主査: 笠井和彦) の成果である。委員は (敬称略)、竹内徹、元結正次郎、大木洋司、伊藤浩資 (東京工業大学)、緑川光正 (北海道大学)、古橋剛 (日本大学)、水谷国男 (東京工芸大学)、大崎純 (広島大学)、小崎均、石井正人 (日建設計)、細川慎也 (久米設計)、田中智、中川佳久 (安井建築設計)、龍神弘明 (前田建設工業)、関谷英一 (鴻池組)、岡野泰充 (構造計画研究所)、中島徹 (大成建設)、金子健作 (大林組)、井根達比古、佐藤栄児、引野剛 (防災科学技術研究所)

である。WG の皆様に深謝致します。また、東京大学の壁谷澤寿海教授、建築研究所の壁谷澤寿一博士には貴重なご助言を頂きました。

電力中央研究所の金沢健司氏、東京理科大学の北村春幸教授、佐藤大樹助教、尾野勝氏には、試験体の微動測定結果を御提供頂きました。東京工業大学の山田哲准教授、島田侑子氏、蒲武川研究員、同大学院生の山崎義弘君、米谷壮央君、西澤恵二君、村田真一郎君、小橋知季君、関川久範君、佐藤恭章君、大谷友香君、川西拓人君、趙寧君には、実験補助およびデータ整理に関し御助力頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本地震構造協会 (JSSI): パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 1 版, 2003. 10; 第 2 版, 2005. 9
- 2) 日本構造技術者協会 (JSCA): 応答制御構造設計法 付: 免震・制振 (震) 建築の設計例・装置・部材データ集, 彰国社, 2000. 12
- 3) 中村豊, 上半文昭, 井上英司: 1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析 (II), JR 地震情報 No.23d, 財団法人鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部, 1996.3
- 4) 笠井和彦 (ほか): E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 43~51, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp. 739-756, 2009. 8
- 5) 山田哲, 前澤将男, 森利弘, 島田侑子, 佐藤栄児, 秋山宏: エネルギー入力に着目した実大震動破壊実験施設性能確認試験の評価, 日本建築学会構造系論文集, No.612, pp.207-214, 2007. 2
- 6) 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動台実験の概要と弾性応答特性 —実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1—, 日本建築学会構造系論文集, No.635, pp.157-166, 2009. 1
- 7) 松宮智央, 吹田啓一郎, 中島正愛, 劉大偉, 周鋒, 溝淵裕也: 大変形繰返し載荷下における鋼梁の履歴特性に及ぼす RC 床スラブの影響 —RC 床スラブ付き鋼構造部分構造実大実験—, 日本建築学会構造系論文集, No.598, pp.141-147, 2005. 12
- 8) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 1975
- 9) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針 同解説, 1985. 2
- 10) 日本建築センター: 2008 年版 冷間成形形鋼管設計・施工マニュアル, 2008. 12
- 11) 内藤幸雄, 谷野達夫, 井口道雄, 北田義夫: 地盤と建物の動的相互作用の影響を除去した場合の建物のみの振動特性推定, 日本建築学会構造系論文集, No.564, pp.39-46, 2003. 2
- 12) 村田真一郎, 笠井和彦, 加藤史人, 伊藤浩資, 引野剛: 震動台のロッキングを考慮した建物の周期・減衰の推定手法 (E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 60), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.809-810, 2010. 9
- 13) 伊藤浩資, 笠井和彦, 引野剛, 加藤史人, 馬場勇輝, 関川久範: 実大 5 層制振建物の固有周期と減衰定数の推定結果および妥当性の検証 (E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 61), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.811-812, 2010. 9
- 14) 日本建築学会: 建築物の減衰, 2000. 10
- 15) 空處慎史, 笠井和彦, 元結正次郎, 金子健作, 朝日智生, 東優, 石井正人: 制振建物の簡易解析に用いる線要素モデル化の検討 (E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 20), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1093-1094, 2007. 8
- 16) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同指針, 1999
- 17) 笠井和彦 (ほか): E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 62~63, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp. 813-816, 2010. 9

付録 A 図心位置加速度 (式 (1A)), Z 軸回り回転角 (式 (2Aa)), Z 軸回り回転角加速度 (式 (2Ab)), 図心位置層間変形 (式 (3Aa, b)) の算出方法 (記号の定義は図 4 参照)

図心位置並進加速度 $\ddot{u}_c$ (X, Y, Z 方向共通)

$$\ddot{u}_c = \left(\frac{l_{y3}\ddot{u}_1 + l_{y1}\ddot{u}_4}{l_{y1} + l_{y4}} \cdot l_{x23} + \frac{l_{y3}\ddot{u}_2 + l_{y2}\ddot{u}_5}{l_{y2} + l_{y3}} \cdot l_{x14} \right) / (l_{x23} + l_{x14}) \quad (1A)$$

Z 軸回り回転角 θ_z , Z 軸回り回転角加速度 $\ddot{\theta}_z$

$$\theta_z = \frac{u_{x1} - u_{x2}}{d_{y1} + d_{y4}}, \quad \ddot{\theta}_z = \frac{(\ddot{u}_{x1} - \ddot{u}_{x2}) \cos \alpha - (\ddot{u}_{y1} - \ddot{u}_{y2}) \sin \alpha}{\sqrt{l_{x1}^2 + l_{y1}^2} + \sqrt{l_{x3}^2 + l_{y3}^2}}$$

$$\sin \alpha = \frac{l_{x1}}{\sqrt{l_{x1}^2 + l_{y1}^2}} = \frac{l_{x3}}{\sqrt{l_{x3}^2 + l_{y3}^2}}, \quad \cos \alpha = \frac{l_{y1}}{\sqrt{l_{x1}^2 + l_{y1}^2}} = \frac{l_{y3}}{\sqrt{l_{x3}^2 + l_{y3}^2}} \quad (2Aa-d)$$

図心位置並進変位 u_{cx}, u_{cy}

$$u_{cx} = u_{x1} - d_{y1}\theta_z, \quad u_{cy} = u_{y2} - d_{x3}\theta_z \quad (3Aa, b)$$

(2010 年 9 月 10 日原稿受理, 2011 年 2 月 18 日採用決定)