

# 論文 RC造連層耐力壁の浮き上がり挙動を活用した構造システムの減衰機構及び崩壊機構に関する研究

坂下 雅信\*1・向井 智久\*2・毎田 悠承\*3・伊藤 武志\*4

**要旨**：大地震時における損傷低減を目的とし、全ての軸方向鉄筋を脚部の浮き上がり面よりも上側で定着した RC 造連層耐力壁の載荷実験を行った。既報の実験で用いた鋼製ダンパーの材種と形状を変更し、取り付け部での滑りを抑制することで、浮き上がり挙動に連動してダンパーが早期に降伏した。また、極大地震時のバックアップシステムの検証を目的として鋼製ダンパーの断面積と個数を増やした状態で実施した実験では、浮き上がり挙動が拘束され、崩壊機構が連層耐力壁の曲げ降伏に推移することが確認できた。

**キーワード**：連層耐力壁、浮き上がり、損傷低減、鋼製ダンパー、水平二方向載荷、曲げ降伏

## 1. はじめに

大地震時における損傷低減は、高機能化した成熟都市に存在する構造物に強く求められる要求性能の一つである。筆者らは、図-1 に示すような、内周構面に浮き上がりを許容した RC 造の連層耐力壁、外周構面にフラットビーム・壁柱を有するラーメン構造を組み合わせた部分浮き上がり機構を有する構造システムを実現するための検討を行っている。既報<sup>1)</sup>では、中・大地震時を想定し、損傷と応答変位の低減を実現するための、浮き上がり挙動と減衰機構の検証を目的とした静的載荷実験の結果について報告したが、浮き上がり挙動と連動して、減衰効果が得られるように試験体の側面に鋼製ダンパーを取り付けた実験では、ボルト接合面で滑りが生じたため、十分な効果が得られなかった。本稿では、既報で使用した RC 造試験体をそのまま用い、鋼製ダンパーの材種や形状、取り付け方法を変更した載荷実験の結果について報告する。また、浮き上がり挙動を活用した構造システムでは、極大地震時の応答変位が過大となる可能性があり、応答変位を強制的に抑制するための一つの方法として、連層耐力壁が有している高い水平剛性と水平耐力が発揮できるように、大変形時の浮き上がり量を制限する方法が考えられる。そこで、鋼製ダンパーの断面積と個数を増やし、連層耐力壁の崩壊機構を浮き上がりから曲

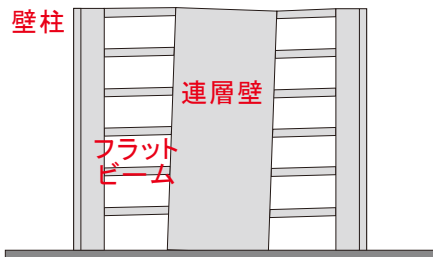


図-1 部分浮き上がり機構を有する構造システムの例

げ降伏に変更させた載荷実験の結果についても示す。

## 2. 実験概要

### 2.1 想定建物

想定建物は、外周部の長さが 32m×32m、平面の中央に 8m×8m のロ形断面を持つ RC 造連層耐力壁の外周部に壁柱を設け、これらの構造要素をフラットビームによって接続した 8 階建ての RC 造建物である。

### 2.2 実験試験体

図-2 に試験体の立面図を示す。また、図-3 に図-2 で示した断面の形状を示す。試験体は、想定建物の中央コア部分の 5 階相当の高さを抽出した縮尺 20% の連層耐力壁 1 体であり、上下のスタブと試験区間となるロ形断面を持つ連層耐力壁によって構成されている。最小壁厚は 150mm、壁全長はいずれの方向も 1750mm である。ここでは、試験区間を脚部から順番に、定着部、一般部、補強部と呼ぶ。Y 方向では、幅 410mm の縦長開口が一般部及び補強部に設けられている。表-1 に試験体に用いたコンクリート、鉄筋、鋼材の力学的特性を示す。コンクリートに関しては、既報<sup>1)</sup>の実験から 1 年が経過していたため、再度行った材料試験の結果を示している。

図-4 に立面図（配筋詳細）を示す。試験区間内の軸

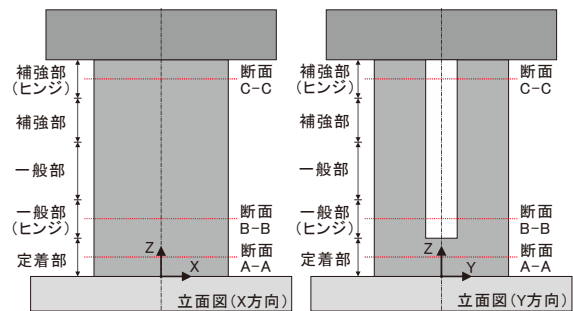


図-2 実験試験体の立面図

\*1 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 主任研究官 博士（工学）（正会員）  
 \*2 国立研究開発法人 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士（工学）（正会員）  
 \*3 国立研究開発法人 建築研究所 構造研究グループ 研究員 博士（工学）（正会員）  
 \*4 東京理科大学 理工学研究科 建築学専攻 修士課程（学生会員）

方向鉄筋の配筋が分かりやすいように、上下スタブの鉄筋の記載を省略している。後述する中・大地震を模擬した載荷実験において、連層耐力壁の脚部の浮き上がりを許容するために、全ての軸方向鉄筋を下スタブの上端面よりも上側で直線定着しており、定着部下面を横切る鉄筋は設けていない。図-5に図-2, 3で示した各断面の配筋詳細を示す。また、表-2, 3に端部拘束域、壁板の配筋を示す。後述する極大地震を模擬した載荷実験において、一般部では曲げ降伏がせん断破壊に先行するように各部の配筋を決定した。また、塑性ヒンジの形成が想定される図-4の一般部(ヒンジ)、補強部(ヒンジ)については、一般部、補強部と比較して、壁横筋や帯筋の間隔を半分とするとともに、壁横筋と同じ間隔で、全ての壁縦筋に幅止め筋を設けた。

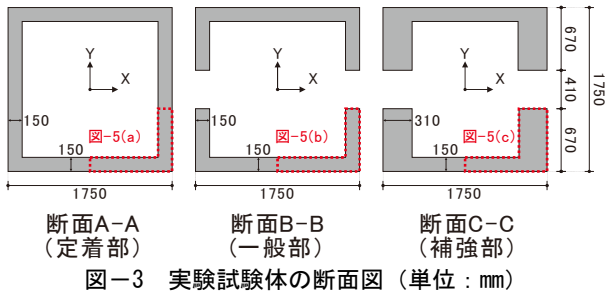


表-1 材料特性  
(a) コンクリート

	割線剛性 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材齢 (日)
下スタブ	36.4	62.2	3.35	638
定着部、一般部	32.5	53.5	3.47	630
補強部	38.5	55.9	3.47	623
上スタブ	35.2	61.0	4.10	617

(b) 鉄筋、鋼材

	材種	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D6*	SD345	187	335	523
D10	SD345	187	356	554
D13	SD345	180	343	511
D22	SD345	180	360	556
ダンパーB, C	LYP225	214	219	274

\*0.2%オフセット法による

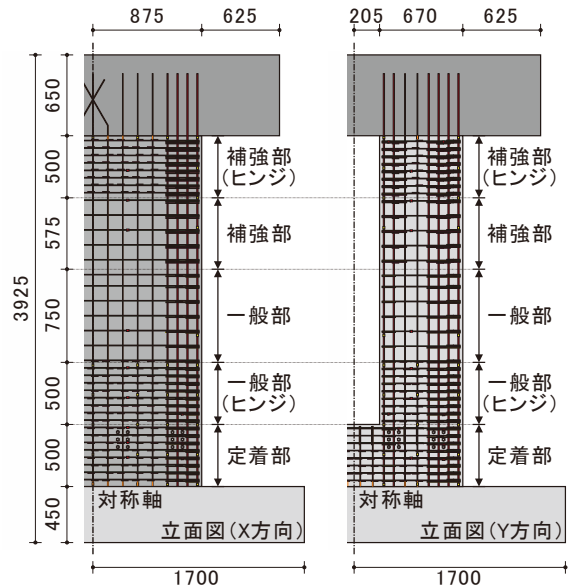
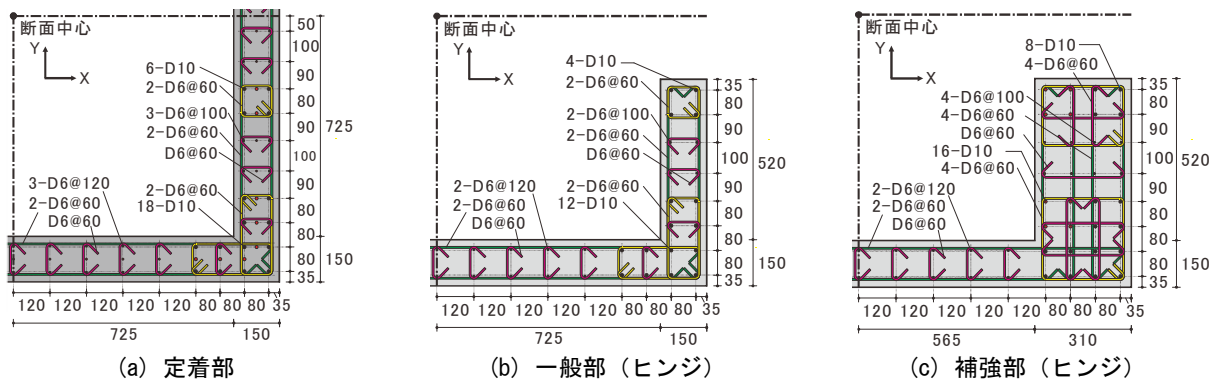


表-2 端部拘束域の配筋

		主筋	主筋比 (%)	X方向		Y方向	
				帯筋	帯筋比 (%)	帯筋	帯筋比 (%)
補強部 (ヒンジ)	隅角部	16-D10	1.19	4-D6@60	0.68	4-D6@60	0.68
	開口際	8-D10+4-D6	0.94	3-D6@60	0.66		
補強部	隅角部	16-D10	1.19	4-D6@120	0.34	4-D6@120	0.34
	開口際	8-D10+4-D6	0.94	3-D6@120	0.33		
一般部	隅角部	12-D10	1.21	2-D6@120	0.35	2-D6@120	0.35
	開口際	4-D10	1.27	2-D6@120	0.35		
一般部 (ヒンジ)	隅角部	12-D10	1.21	2-D6@60	0.70	2-D6@60	0.70
	開口際	4-D10	1.27	2-D6@60	0.70		
定着部	隅角部	18-D10	1.82	2-D6@60	0.70	2-D6@60	0.70
	開口際	6-D10	1.90	2-D6@60	0.70		

表-3 壁板の配筋

		X方向		Y方向	
		鉄筋	鉄筋比 (%)	鉄筋	鉄筋比 (%)
補強部 (ヒンジ)	壁縦筋	2-D6@120	0.35	4-D6@100	0.41
	壁横筋	2-D6@60	0.70	4-D6@60	0.68
	幅止め筋	D6@60		D6@60	
補強部	壁縦筋	2-D6@120	0.35	4-D6@100	0.41
	壁横筋	2-D6@120	0.35	4-D6@120	0.34
	幅止め筋	なし		なし	
一般部	壁縦筋	2-D6@120	0.35	2-D6@100	0.42
	壁横筋	2-D6@120	0.35	2-D6@120	0.35
	幅止め筋	なし		なし	
一般部 (ヒンジ)	壁縦筋	2-D6@120	0.35	2-D6@100	0.42
	壁横筋	2-D6@60	0.70	2-D6@60	0.70
	幅止め筋	D6@60		D6@60	
定着部	壁縦筋	3-D6@120	0.53	3-D6@100	0.63
	壁横筋	2-D6@60	0.70	2-D6@60	0.70
	幅止め筋	D6@60		D6@60	

### 2.3 ダンパーの設計

図-6 にダンパーの側面図を示す。既報<sup>1)</sup>で用いたダンパーAと区別するために、名称をB、Cとしている。ダンパーBは、中・大地震を模擬した実験（後述のⅡ'、Ⅲ）において、図-7(a)に示すように、浮き上がり挙動に連動した減衰機構を付与するために設計した。既報<sup>1)</sup>の載荷実験では、試験体側面とダンパーのボルト接合部で滑りが発生したため、十分な減衰効果を得ることができなかった。そこで、ダンパーBでは、滑りを防止し、塑性化が早期に生じるように、塑性区間の材種（ダンパーA: SM490, ダンパーB: LYP225）、塑性区間の降伏耐力（ダンパーA: 158kN, ダンパーB: 107kN）、塑性区間の長さ（ダンパーA: 100mm, ダンパーB: 50mm）を変更した。

図-8 に試験体脚部の定着部におけるダンパーの取り付け状況を示す。ダンパーBは、壁板側面に埋め込まれた高ナット（定着長 105mm）に、6本の高力ボルト M16（F10T）を用いて固定した。標準ボルト張力（117kN）から求められるボルト接合部の滑り耐力は、コンクリートと鋼材の境界面の摩擦係数を 0.3 と仮定すると、 $117\text{kN} \times 6 \text{本} \times 0.3 = 211\text{kN}$  となる。ダンパーBの塑性区間の断面積は  $35\text{mm} \times 14\text{mm} = 490\text{mm}^2$  であり、文献<sup>2)</sup>を参考に、低降伏点鋼 LYP225 の降伏強度を  $245\text{N/mm}^2$ 、耐力上昇率を 1.5 と仮定すると、ダンパー1個あたりのボルト接合部の設計用荷重は、 $490\text{mm}^2 \times 245\text{N/mm}^2 \times 1.5 = 180\text{kN}$  となる。したがって、ダンパーBのボルト接合部では、設計用荷重が滑り耐力を下回る。

ダンパーCは、極大地震を模擬した載荷実験（後述のⅣ）において、図-7(b)に示すように、バックアップシステムとして浮き上がりを抑制して、ダンパー取り付け位置の上側（定着部と一般部の境界部分）を危険断面とする曲げ降伏が生じるように設計した。ダンパーCには、ダンパーBと同じく、塑性区間の材種に LYP225 を用いているが、浮き上がり挙動を抑制するために、塑性区間の断面積を 2 倍（ $70\text{mm} \times 14\text{mm}$ ）としている。なお、Y 方向加力時には、開口中央に設けられた縦長開口により、図-7(b)に示すように、左右の耐力壁が独立して挙動するため、試験区間の頂部でも壁板の曲げ降伏が生じる。

### 2.4 加力方法、計測方法

図-9 に載荷装置を示す。2本の 1000kN 鉛直ジャッキを用いて長期荷重 1400kN を作用させた後に、X 方向、Y 方向とも 2本の 2000kN 水平ジャッキを用いて水平荷重を作用させた。水平加力の高さは、X 方向では下スタブ上端面から 3200mm、Y 方向では 3100mm とした。各ダンパーには、図-6 に示す位置に塑性ゲージを貼付した。また、載荷制御のための上スタブの水平、鉛直変位に加え、浮き上がり面の離間（後述の図-13）や滑り、各構面の曲げ変形を算出するための変位計も設置した。

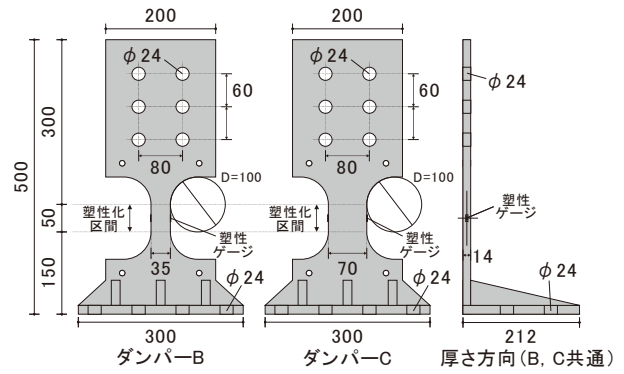


図-6 ダンパーの側面図（単位：mm）

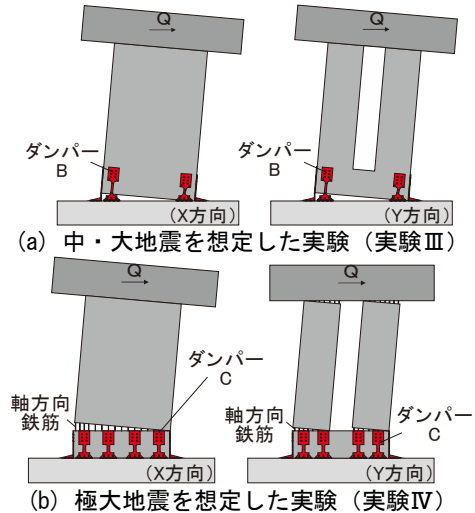


図-7 各実験における崩壊機構のイメージ

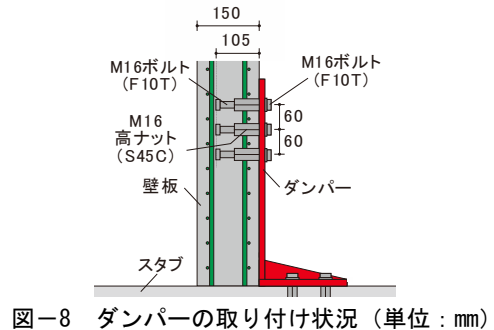


図-8 ダンパーの取り付け状況（単位：mm）

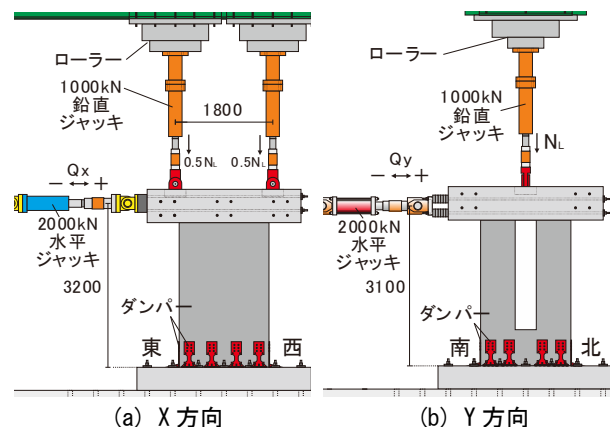


図-9 載荷装置図（実験Ⅳの場合、単位：mm）

### 2.5 載荷履歴

図-10 にダンパーの配置及び載荷経路を、表-4 に載

荷履歴を示す。载荷制御は、各方向の水平加力高さで計測した水平変位を、それぞれの高さで除した変形角  $R_x$ ,  $R_y$  で行った。本稿では三つのフェーズに分けて加力を実施した。実験Ⅱ' (既報<sup>1)</sup>の载荷実験Ⅱと区別するために、Ⅱ'としている)はダンパーを4個、実験Ⅲはダンパーを8個取り付けられた状態で実施し、ダンパーを取り付けた後に長期荷重を作用させ、X, Y 方向の最初の加力時に±1/800radを1回ずつ繰り返した後、X, Y, XY (水平二方向) 方向の順に、交互に±1/400, ±1/200radを3回ずつ繰り返した。図-10はXY方向加力時の载荷経路を示しており、図中の[1]~[8]の履歴が1サイクルとなる。実験Ⅳはダンパーを16個取り付けられた状態で実施し、実験Ⅱ', Ⅲと同様に、±1/200radまでの载荷を行った後、±1/100rad, ±1/50radで3回ずつ繰り返した。なお、ダンパーは、実験ごとに新しいものに取り換え、試験体側面ダンパー間のボルト接合部には、標準ボルト張力に対応するトルク(330Nm)を与えた。

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 せん断力-変形角関係

図-11にX, Y方向のせん断力  $Q$ -変形角  $R$  関係を示す。図-11(a)~(c)は実験Ⅱ', Ⅲ, Ⅳにおける水平一方向载荷時の、図-11(d)は実験Ⅳにおける水平二方向载荷時の関係を示している。図中には、図-10のダンパー配置図の番号(①~⑬)と対応させる形で、各ダンパーの降伏点(赤字は圧縮降伏、黒字は引張降伏)を示している。実験Ⅱ', Ⅲでは、いずれの载荷方向でも、原点指向性を残しつつ、X方向ではフラッグ部分の割合がより大きい履歴曲線が、Y方向ではより紡錘形に近い履歴曲線

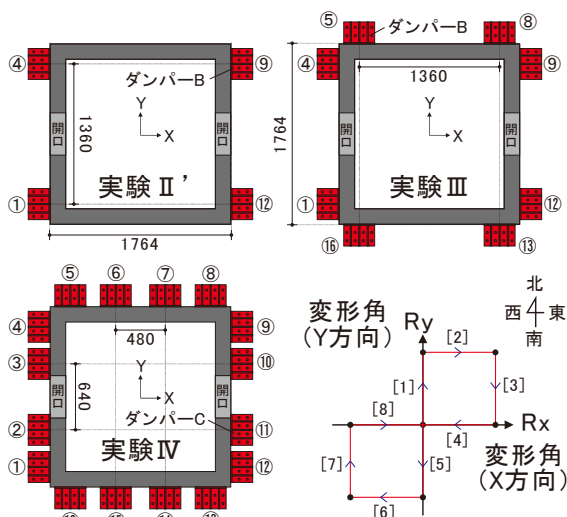


図-10 ダンパー配置図及び载荷経路 (単位: mm)

が得られている。X方向とY方向で履歴曲線の形状が異なる理由としては、図-7(a)では試験区間が剛体回転するイメージを示したが、Y方向では、縦長開口の左右の壁体が独立して挙動したことにより、全体の変形に占める一般部や補強部の変形の割合が大きくなったことが考えられる。実験Ⅱ'ではサイクルⅡ'-1の  $R_x=0.06 \times 10^{-2} \text{rad}$  で、実験ⅢでもサイクルⅢ-1の  $R_x=0.04 \times 10^{-2} \text{rad}$  で、ダンパーの降伏が確認されており、ダンパーの塑性化が早期に起こっている。一方で、実験Ⅱ'では4個のダンパーのうち2個が、実験Ⅲでは8個のダンパーのうち7個が圧縮側で先に降伏しており、長期荷重の一部がダンパーに作用することに加え、浮き上がりによる幾何学的な変形により、ダンパーに圧縮負担が伴っている。また、ダンパーの引張降伏(図-11(a)の④, ⑨, 図-11(b)の⑧)以降は、水平荷重の増大が緩やかになった。なお、実験Ⅱ', Ⅲでは、既報<sup>1)</sup>の実験で確認された試験体側面とダンパーの間における滑りは確認されておらず、ダンパーの減衰性能が十分に発揮されたものと考えられる。

ダンパーの個数を16個に増やし、ダンパーをCに変更した実験Ⅳでも、ダンパーの降伏が確認されている。いずれも圧縮側の降伏であるが、実験Ⅱ', Ⅲと異なり、半数以上のダンパーの引張ひずみが、実験終了時まで降伏ひずみ(1023 $\mu$ )以下に抑えられており、浮き上がり面における離間が拘束されているものと考えられる。鉄筋の降伏状況を確認すると、定着部と一般部の境界付近において、壁端拘束域の主筋の大部分が引張降伏している。また、壁端拘束域の主筋の引張降伏は、壁頂部(補強部)でも確認されており、図-7(b)のように、X方向では耐力壁脚部の曲げ降伏、Y方向では開口左右の耐力壁の脚部と頂部における曲げ降伏が生じている。

#### 3.2 損傷状況

図-12に実験Ⅱ'のⅡ'-8, 実験ⅢのⅢ-8, 実験ⅣのⅣ-14サイクル終了時の北面, 西面におけるひび割れ分布を示す。実験Ⅱ'の終了時にはダンパー周辺部にひび割れが集中して発生する様子が観測されていたが、実験Ⅲでは最大耐力の増大に伴い、二方向载荷時(Ⅲ-5サイクル)に北面壁中央高さの壁端から曲げせん断ひび割れが観測され、Ⅲ-8サイクル時には北面壁の頂部から壁脚の角部へと向かうせん断ひび割れが観測された。西面においても、Ⅲ-8サイクル時に壁中央高さでせん断ひび割れを観測した。実験Ⅳでは、試験体脚部の浮き上がりが拘束されることで、Ⅳ-6サイクルで北面壁や西面壁の中央部で曲げひび割れやせん断ひび割れが発生し、以降は壁中央部や

表-4 载荷履歴

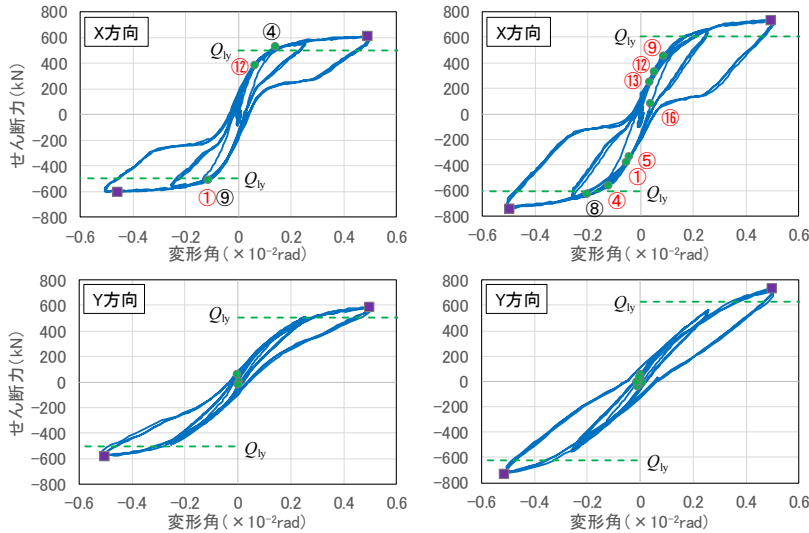
(a) 実験Ⅱ', Ⅲ (表中のサイクル名は実験Ⅲの場合)

サイクル名	Ⅲ-1	Ⅲ-2	Ⅲ-3	Ⅲ-4	Ⅲ-5	Ⅲ-6	Ⅲ-7	Ⅲ-8
変形角	1/800	1/400	1/800	1/400	1/400		1/200	
方向	X		Y		XY	X	Y	XY
繰り返し数	1	3	1	3	3			

(b) 実験Ⅳ

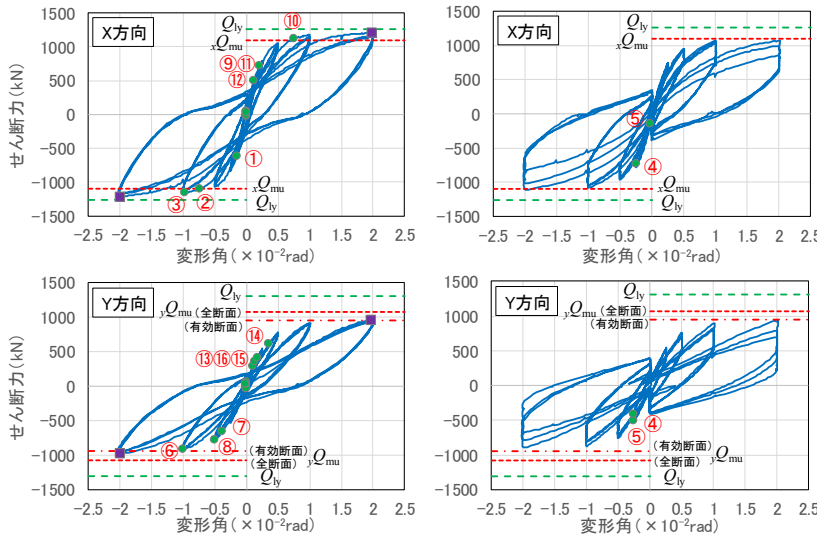
Ⅳ-1	Ⅳ-2	Ⅳ-3	Ⅳ-4	Ⅳ-5	Ⅳ-6	Ⅳ-7	Ⅳ-8	Ⅳ-9	Ⅳ-10	Ⅳ-11	Ⅳ-12	Ⅳ-13	Ⅳ-14
1/800	1/400	1/800	1/400	1/400		1/200		1/100			1/50		
X		Y		XY	X	Y	XY	X	Y	XY	X	Y	XY
1	3	1	3	3									





(a) 実験Ⅱ'-1~4, 6~7

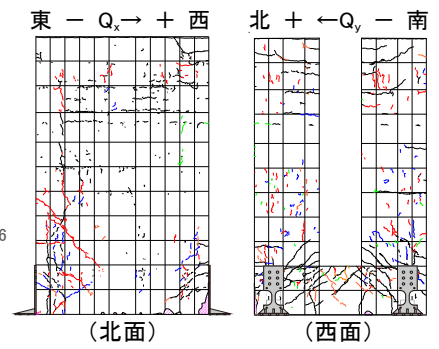
(b) 実験Ⅲ-1~4, 6~7



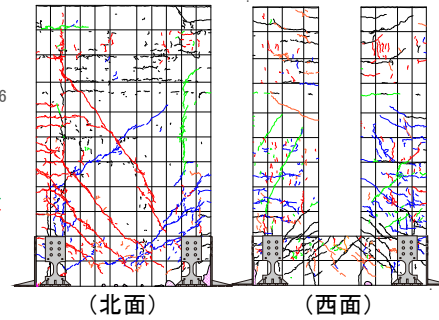
(c) 実験Ⅳ-1~4, 6~7, 9~10, 12~13

(d) 実験Ⅳ-5, 8, 11, 14

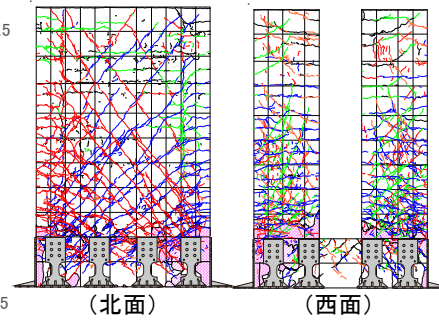
図-11 せん断力-変形角関係 (●ダンパー降伏, ■最大耐力)



(a) 実験Ⅱ'



(b) 実験Ⅲ



(c) 実験Ⅳ

図-12 ひび割れの分布

壁脚部におけるひび割れの進展が目立った。また、IV-8 サイクル時には西面ダンパー上部で軽微な浮きや剥落が観測され、以降のサイクルでは西面南側隅角部での剥落が確認されるなど浮きや剥落が進展した(特にダンパー上部)。図-12(c)に示すように、北面ではダンパー周辺に、西面ではダンパー上部に剥落が集中した。二方向載荷  $\pm 1/50\text{rad}$  の1サイクル目(IV-14 サイクル)では、鉄筋の破断音を複数回確認した。また、その後の繰り返し載荷により、ダンパー取り付け用の高ナット(図-8)の周辺のコンクリートが破壊し、定着部の壁板の損傷が拡大しており、図-11(d)で示した同一サイクルにおける耐力低下の一因となったものと考えられる。

### 3.3 浮き上がり面の離間量

図-13に、変位計 nw, se で計測した浮き上がり面(定着部下端の80mmの高さを計測)における離間量の推移を示す。各サイクル1回目の正方向ピーク時(XY 載荷時については、図-10の経路[2]のピーク点)の値を示し

た。実験Ⅱ', Ⅲでは、X方向載荷時(サイクル1, 2, 6)と比較して、Y方向載荷時(サイクル3, 4, 7)の離間量が小さく、縦長開口を設けたことにより、一般部や補強部の変形が大きくなっているものと思われる。また、実験Ⅳでは、実験Ⅱ', Ⅲと比較して、同一サイクルにおける離間量が小さくなっており、実験Ⅳでは、浮き上がり面の離間が十分に拘束されていたものと考えられる。

### 3.4 耐力評価

表-5に実験Ⅱ', Ⅲ, Ⅳの最大耐力、計算耐力の一覧を

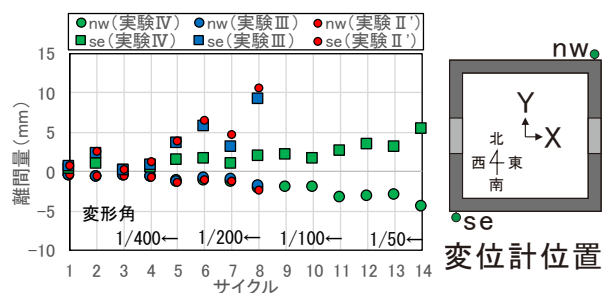


図-13 離間量の推移

示す(最大耐力は図-11の四角点, 計算耐力は図-11の点線と対応している)。実験Ⅱ', Ⅲでは, 式(1)の浮き上がり耐力  $Q_y$  を, 実験Ⅳでは,  $Q_y$  に加え, 式(2), (3)により, X, Y 方向における曲げ終局モーメント時のせん断力  $xQ_{mu}$ ,  $yQ_{mu}$  を計算した。X 方向では, 壁脚から 500mm の高さで耐力壁が曲げ降伏する状況を想定し, 耐力壁の曲げ終局モーメント<sup>3)</sup>を式(4)で計算した。Y 方向では, 図-14(a)に示すように縦長開口の左右の耐力壁が頂部と脚部で曲げ降伏した状態を想定し, 各断面の図心位置における曲げ終局モーメントを式(5)で計算した。式(5)は, 袖壁付き柱の曲げ終局モーメント<sup>3)</sup>から, 偏心による曲げモーメント  $Ne$  を差し引いたものである。Y 方向では, 曲げ終局モーメント時に各断面に作用する変動軸力  $N_D$  を仮定する必要があるが, 本稿では, 式(3)による  $yQ_{mu}$  と式(6)による壁脚から 500mm の高さにおけるせん断力  $yQ'_{mu}$  が一致する時の  $N_D$  を収束計算によって求めた。

実験Ⅱ', Ⅲに関しては, 式(1)による実験値/計算値の比率が 1.17~1.23 となり, 実験値を 2 割程度安全側に評価した。式(1)ではひずみ硬化によるダンパーの負担応力の増大を考慮していないことが一因として考えられる。また, 実験Ⅳのうち, X 方向では, 式(2)による実験値/計算値の比率が 1.11 となり, 安全側に評価したが, Y 方向では, 壁脚部(一般部)と壁頂部(補強部)の全断面が全て曲げ耐力に寄与するものと仮定すると, 式(3)による実験値/計算値の比率が 0.92 となり, やや危険側に評価した。そこで, 図-14(b)に示すように, 加力直交方向(X 方向)の壁板を無視して計算したところ, 式(3)による実験値/計算値の比率は 1.04 となり, 若干ではあるが, 実験値を安全側に評価し, 精度の改善が見られた。

表-5 最大耐力の比較 (単位: kN)

実験	X方向				Y方向				
	$Q_{max}$	$Q_{min}$	$Q_y$	$xQ_{mu}$	$Q_{max}$	$Q_{min}$	$Q_y$	$yQ_{mu}$ (3)式	
	実験	実験	(1)式	(2)式	実験	実験	(1)式	全断面	有効断面
Ⅱ'	611	-605	498	—	592	-580	508	—	—
Ⅲ	739	-744	605	—	735	-731	625	—	—
Ⅳ	1214	-1219	1265	1101	967	-983	1306	1073	948

$$Q_y = \left( \sum T_{ydi} l_{di} + 0.5N_L l_w \right) / h \quad (1)$$

$$xQ_{mu} = w_1 M_{u1} / (h_x - h_b) \quad (2)$$

$$yQ_{mu} = (w_2 M_{u1} + w_2 M_{u2} + w_2 M_{u3} + w_2 M_{u4}) / h_{op} \quad (3)$$

$$w_1 M_u = a_i \sigma_y l_w + 0.5a_w \sigma_{wy} l_w + 0.5N_L l_w \quad (4)$$

$$w_2 M_u = \sum a_{ii} \sigma_{yi} (d_i - L_{cc}) + N(d_N - L_{cc}) - Ne \quad (5)$$

$$yQ'_{mu} = (w_2 M_{u1} + w_2 M_{u2} + N_D \cdot l_{wo}) / (h_y - h_b) \quad (6)$$

但し,  $T_{ydi}$ : 圧縮側の壁板図心よりも引張側に設置されたダンパーの降伏耐力,  $l_{di}$ : 圧縮側の壁板図心からダンパー設置位置までの距離,  $N_L$ : 軸力(長期軸力 1400kN + 上スタブ重量 140kN),  $l_w$ : 側柱中心間距離,  $h$ : X, Y 方向の水平加力高さ ( $=h_x, h_y$ ),  $h_{op}$ : 縦長開口の高さ,  $h_b$ : 定着部の高さ,  $a_i$ : 引張側柱の主筋の全断面積,  $\sigma_y$ : 引張

側柱の主筋の降伏強度,  $a_w$ : 耐力壁の縦筋の断面積,  $\sigma_{wy}$ : 耐力壁の縦筋の降伏強度,  $a_{ii}$ : 引張鉄筋の断面積,  $\sigma_{yi}$ : 引張鉄筋の降伏強度,  $d_i$ : 圧縮縁から引張鉄筋位置までの距離,  $L_{cc}$ : 圧縮縁から圧縮コンクリート領域の図心位置までの距離,  $N$ : 軸方向力,  $d_N$ : 圧縮縁から軸力作用位置までの距離,  $Ne$ : 偏心による曲げモーメント,  $N_D$ : 変動軸力,  $l_{wo}$ : 縦長開口の左右の耐力壁の図心間距離である。

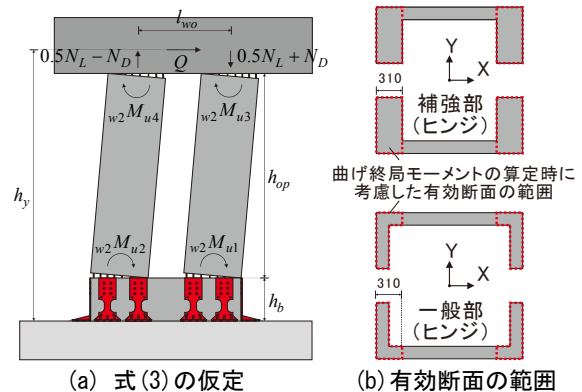


図-14 Y方向の曲げ終局モーメント時せん断力の算定

#### 4. まとめ

浮き上がりを活用した損傷低減型の構造システムを開発するために, RC 造連層耐力壁の載荷実験を行った。

- (1) ボルト接合部の滑りを抑制することで, 浮き上がり挙動に伴う変形がダンパーに強制され, ダンパーが早期に降伏した。
- (2) ダンパーの取り付け数と耐力を増やすことで, 試験体の崩壊機構が脚部の浮き上がりから, 連層耐力壁の曲げ降伏に移行することを確認した。
- (3) 既往の評価手法に基づいた方法で, ダンパー取り付け時の浮き上がり耐力や, 浮き上がり拘束後の耐力壁の曲げ降伏時せん断力を概ね評価できた。

#### 謝辞

本研究は, (国研) 建築研究所の研究課題「地震時浮き上がり挙動を活用した空間可変性の高い中層建築物の構造システムに関する研究 (H28~30)」, 文部科学省科学研究費助成事業「損傷制御型 RC 造耐震壁の実現に向けた開発研究 (H28~30)」の一環として実施した。実施にあたっては, 東京工業大学の河野進教授, 京都大学の谷昌典准教授の協力があつた。ここに記して謝意を示す。

#### 参考文献

- 1) 坂下雅信ほか: RC 造連層耐力壁の浮き上がり挙動を活用した構造システムの開発に関する研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.40, No.2, pp.295-300, 2018
- 2) 日本免震構造協会: パッシブ制振構造設計・施工マニュアル第2版, pp.147-240, 2007.7
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 2015年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2015