

# 方立壁に設けた鋼製ダンパーによる 地震エネルギー吸収機構の開発

前川利雄\*

集合住宅の耐震設計において、方立壁などの雑壁には構造スリットを設ける事が多い。方立壁を耐震要素として使えば柱・梁の断面が低減できて合理的であるが、一方で中小地震時の損傷制御が難しくなる。本論では、弾塑性系のダンパーデバイスを方立壁に設置することによって、地震エネルギー吸収要素として方立壁の利用を行うとともに、損傷の低減効果も両立した架構の形成を目指した構法開発を行った結果について報告する。

キーワード：RC造方立壁、損傷制御、鋼製ダンパー、エネルギー吸収機構

## 1. はじめに

近年の地震被害調査から鉄筋コンクリート（以下、RC）骨組における非構造壁の損傷被害が報告されている<sup>1)</sup>など、非構造壁の損傷抑制方法として、構造スリットにより柱梁架構から切り離す方法が挙げられるが、ラーメン骨組の靱性能に過度に期待して設計した構造物は、大地震時に塑性変形が生じ、残留変形によって継続使用が難しくなる。一方、これまで非構造壁として扱われてきた袖壁、腰壁、垂壁などを、柱梁架構と一体にすることで構造抵抗要素として扱い、建物の強度を増加させる検討も近年行われている<sup>2)</sup>。RC骨組に剛接された非構造壁は、小変形域で耐力を発揮した後に脆性破壊し、継続使用が困難になる（Fig.1(a)）。建物全体の耐力向上およびエネルギー吸収能力確保という観点からは、構造スリットを設置することが必ずしも得策とは言えないのが現状である。

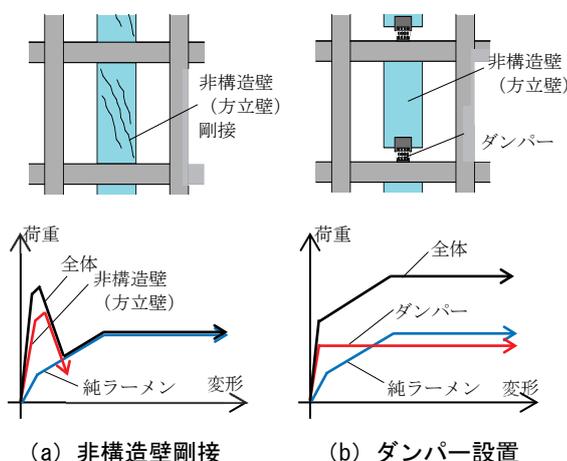


Fig.1 非構造壁の接合方法の違いによる骨組の性状

以上のような背景から、本研究では、非構造壁である方立壁に着目し、地震時の損傷制御のためにエネルギー吸収デバイスを用いたRC造方立壁の有効活用方法を提案する。方立壁の構造スリット部にダンパーなどのエネルギー吸収デバイスを設置することで、柱梁架構に比べて、エネルギー吸収デバイスを小変形域から機能させ、方立壁および柱梁架構の損傷を抑制し、建物全体のエネルギー吸収能力を向上させることが可能になる（Fig.1(b)）。塩原らなどは、PCa壁と柱梁架構をダウエル鉄筋により接合することで、そのダウエル鉄筋によるエネルギー吸収能力付与の有効性を示している<sup>3)</sup>。

本研究では、方立壁の構造スリット部にエネルギー吸収デバイスを適用したRC骨組の力学挙動を解明し、その設計法を確立することを目的とする。その第一段階として、本論文では、鋼製ダンパーを適用した方立壁付きRCフレームの実験を行い、エネルギー吸収能力や等価粘性減衰定数などの定量的評価を行うとともに、柱梁架構および方立壁の損傷制御効果を確認する。なお、鋼製ダンパーには、主に鉄骨造建物において採用されることの多いスリット型<sup>4)</sup>のものを用いる。一般に鉄骨造建物における弾塑性型のエネルギー吸収デバイスは、地震時の建物の応答変形を抑制することを主な目的として用いられるが、本研究では、上述のようにRC骨組構造スリット部へ適用することにより、架構全体のエネルギー吸収能力の増大と損傷抑制効果を意図しており、非構造壁と主体柱梁架構との最も望ましい構造的な関係・接合のあり方を模索するものである。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体概要

試験体形状を Fig.2 に、試験体パラメータ、諸元、およびコンクリートの材料特性を Table 1 に、鉄筋・ダンパー用鋼材の材料特性を Table 2 に示す。試験体はRCの

\*技術研究所 建築構造研究グループ

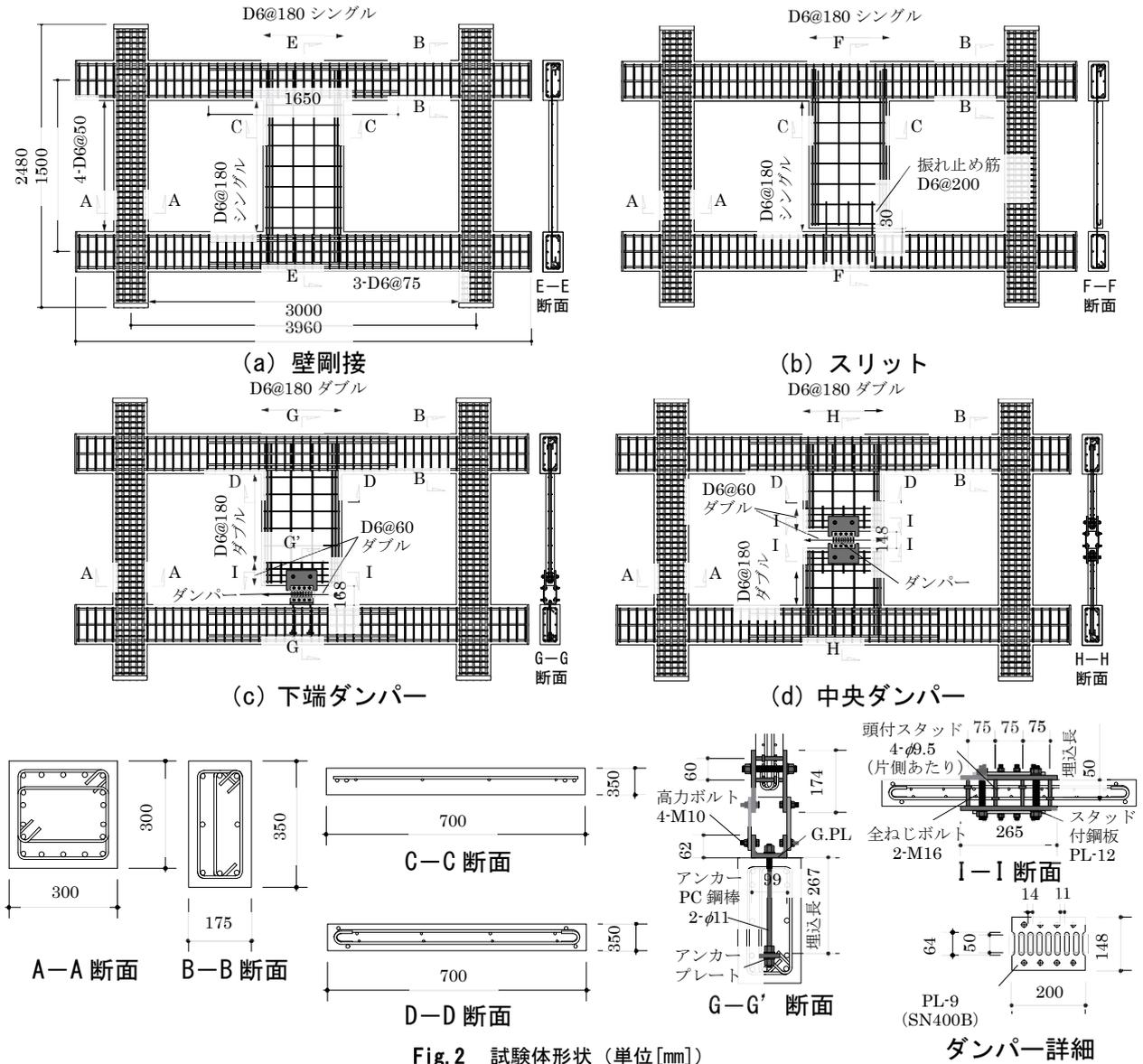


Fig. 2 試験体形状 (単位 [mm])

Table 1 試験体パラメータ, 諸元, およびコンクリートの材料特性

		壁剛接	スリット	下端ダンパー	中央ダンパー
柱	幅 $B$ ×せい $D$ [mm]	300×300			
	主筋	18-D13 (SD345) $p_g=2.54\%$			
	帯筋	4-D6@50 (SD295A) $p_w=0.85\%$			
梁	幅 $B$ ×せい $D$ [mm]	175×350			
	主筋 (上端, 下端共通)	端部	3-D13 (SD345) $p_t=0.73\%$		
		中央部	3+2-D13 (SD345)	3-D13 (SD345)	3+2-D13 (SD345)
あばら筋	3-D6@75 (SD295A) $p_w=0.72\%$				
方立壁	幅 $B$ ×せい $D$ [mm]	75×700			
	縦横筋	D6@180シングル (SD295A) $p_w=0.23\%$		D6@180ダブル (SD295A) $p_w=0.47\%$	
	開口部補強縦筋	2-D10 (SD295A)			
	ダンパー接合部周辺縦横筋	-		D6@60ダブル (SD295A) $p_w=1.41\%$	
全部材	$\sigma_B/\sigma_T/E_C$ [N/mm <sup>2</sup> ]	52.9/3.78/34000	54.3/4.21/34200	56.0/4.35/34400	48.4/3.82/32900

(コンクリートの材料特性  $\sigma_B$ : 圧縮強度,  $\sigma_T$ : 引張強度,  $E_C$  ヤング係数 (ヤング係数は  $(\alpha-\epsilon)$  関係で  $\sigma_B$  の 1/3 における割線剛性))

Table 2 鉄筋・ダンパー用鋼材の材料特性 (単位 [N/mm<sup>2</sup>])

	$\sigma_y$	$\sigma_u$	$E_s$
柱梁主筋 D13 (SD345)	381	535	190000
開口部補強筋 D10 (SD295A)	371	513	194000
せん断補強筋, 壁筋 D6 (SD295A)	430	553	184000
ダンパー用鋼材 PL-9 (SN400B)	290	426	185000

( $\sigma_y$ : 降伏強度,  $\sigma_u$ : 引張強度,  $E_s$ : ヤング係数)

柱・梁および方立壁からなる 1 層 1 スパンのフレームであり, 実大の約 1/2 スケールを想定している。

柱・梁の断面は, 全試験体において梁の曲げ降伏を先行させるため, RC 規準<sup>5)</sup>の降伏モーメント略算式を用いて, 柱梁曲げ降伏耐力比を 1.7 として設計した。柱への軸力は導入しなかった。方立壁の断面は, ダンパーを取り付けない試験体では一般的なものと同様の配筋とした。この方立壁の耐力を, 曲げ耐力は構造関係技術基準解説書<sup>6)</sup>の略算式, せん断耐力は文献<sup>6)</sup>の広沢 mean 式を用いて計算すると, 方立壁に作用する軸力が 0 とした場合, 計算上は曲げ破壊となる。一方, 谷らは, 実際の架構内では, 方立壁の伸びを周辺架構が拘束することで, 軸力比 0.15 相当の圧縮軸力が方立壁に作用するとしており<sup>7)</sup>, それを考慮した場合, 計算上はせん断破壊となる。ダンパーを取り付ける試験体の方立壁は, ダンパー力に対してせん断破壊しないように前述の式を用いて設計し, 縦横筋はダブル配筋とした。ダンパーを取り付けない試験体の 2 倍の配筋である。また, ダンパー接合部周辺は補強のために配筋をより密にした。

ダンパーには鋼製スリットダンパー (以下, ダンパー) を用いた。ダンパー用鋼材には SN400B を用いている。極低降伏点鋼材に比べて総エネルギー吸収能力は若干劣るが入手が比較的容易であるうえ, 十分に安定した履歴特性を有するなどの利点がある。ここでは詳細を示さないが動的な大振幅変位を与えたダンパーの要素実験時の最終亀裂状況を Photo. 1 に示す。ダンパーの降伏耐力は, RC 柱梁架構の降伏耐力計算値 78kN (方立壁による梁の

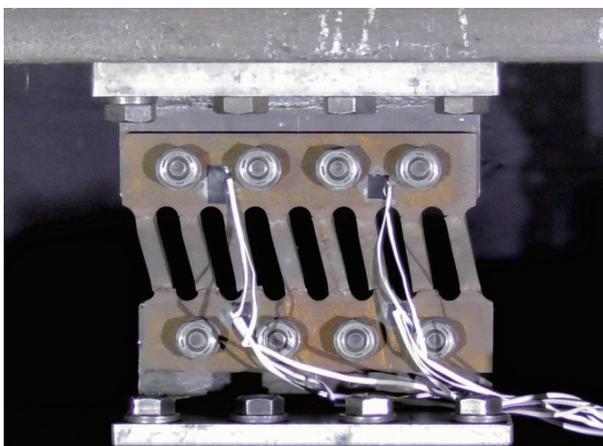


Photo. 1 鋼製スリットダンパー

曲げ戻し考慮せず)の約 2/3 となる 50kN (25kN×2 枚) に設定した。ダンパー降伏時の層間変形角は, ダンパー接合部における変形ロスがないとした場合,  $R=1/800\text{rad}$  に設定した。

試験体パラメータは, 方立壁における構造スリットの有無, ダンパーの有無である。方立壁を梁に剛接した試験体 (壁剛接), 方立壁下端に構造スリットを設置し, 柱梁架構と分離した試験体 (スリット), 方立壁下端の構造スリット部にダンパーを取り付けた試験体 (下端ダンパー), 方立壁中央に構造スリットを設け, ダンパーを取り付けた試験体 (中央ダンパー) の計 4 体とした。スリット試験体の構造スリット幅は載荷実験において架構の終局状態の前に方立壁が梁に接触しないように 30mm とした。

ダンパー接合部の詳細について述べる。ダンパーは, 2 枚取り付ける。方立壁には, 頭付スタッドを溶接した鋼板 (以下, スタッド付鋼板) 2 枚を表と裏から挟むように取り付け, 鉛直・水平ずれを防ぐ目的で全ねじボルト 2-M16 によって固定した (I-I 断面)。頭付スタッドは, ダンパー降伏耐力 (片側当たり 25kN) に対して, 各種合成構造設計指針<sup>8)</sup>に基づいて設計した。鋼板片側当たり 4- $\phi 9.5$  のスタッドを用い, 埋込長は 50mm とした。梁には, 溝形のガセットプレート (以下, G. PL) をアンカー PC 鋼棒 (アンボンドタイプ, ポストテンション) により緊結した。アンカー PC 鋼棒に導入する緊張力は, 2 枚のダンパーの降伏耐力 (25kN×2 枚=50kN) によって G. PL にずれが生じないように, 文献 9) を参考に RC 梁と G. PL 間の摩擦係数を 0.4 として決定した。導入張力はアンカー PC 鋼棒 1 本当たり 70kN であり, PC 鋼棒に貼付したひずみゲージにより管理した。

## 2. 2 載荷計画

セットアップを Fig. 3 に, 実験状況を Photo. 2 に示す。上下層の柱はピン支持とした。下層柱のピン支承は反力床に取り付けた。加力治具を介して上層柱のピン支承とアクチュエータを接続し, 正負交番繰り返し載荷を行った。本加力方法では, 梁の軸方向伸びをピンに取り付く柱により拘束する形式となっている。実際の架構においてはスラブが取り付けられているなど, この拘束の程度は一概には決められないが, 本加力方法による拘束は特別に大きなものではないと考えている。本論文では, 方立壁へのダンパー適用による損傷制御効果の検討を主目的としたため, このような簡易な加力方法とした。目標加力サイクルは層間変形角  $R=1/1600, 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50\text{rad}$  において正負交番載荷を 2 サイクルずつ,  $R=1/33\text{rad}$  において正負交番載荷を 1 サイクル行った後,  $R=1/25\text{rad}$  まで正側に載荷し, 除荷して実験を終了した。

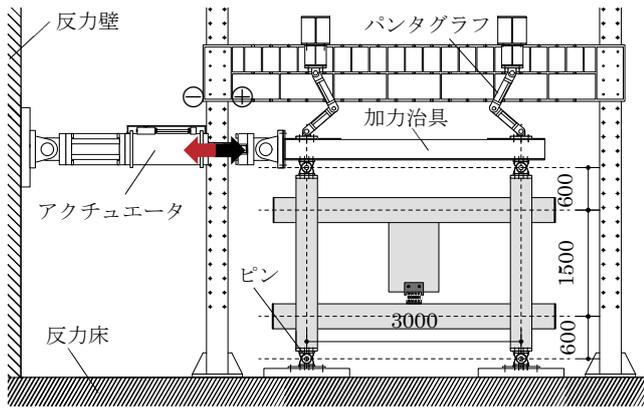


Fig. 3 セットアップ (単位 [mm])



Photo. 2 実験状況

### 3. 実験結果の考察

#### 3. 1 層せん断力-層間変形角関係

層せん断力  $Q$ -層間変形角  $R$  関係を Fig. 4 に示す. 壁剛接試験体では,  $R=1/299\text{rad}$  で危険断面 (柱フェイス) 位置の梁主筋が降伏しずみに到達するのとほぼ同時に方立壁のせん断ひび割れが拡大した.  $R=1/255\text{rad}$  で最大耐力  $160\text{kN}$  に達し, 方立壁がせん断破壊した. その後の加力ではスリット試験体とほぼ同様の履歴性状が得られた. スリット試験体では,  $R=1/219\text{rad}$  時に危険断面位置の

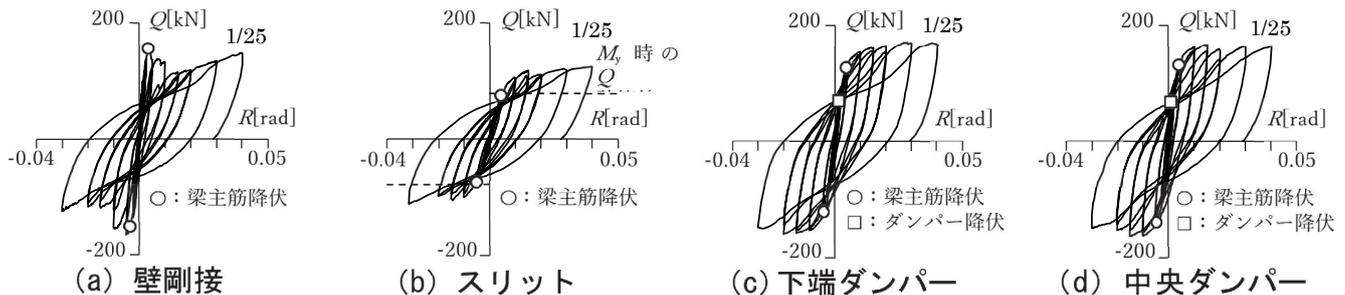


Fig. 4 層せん断力  $Q$  - 層間変形角  $R$  関係

梁主筋の降伏が確認され,  $R=1/25\text{rad}$  時に最大耐力  $125\text{kN}$  に達した. 実験終了時まで安定した履歴特性を有していた. 最終破壊形式は梁の曲げ破壊となり, 脆性破壊は生じないことが確認された. 方立壁の振れ止め筋が  $1/67\text{rad}$  サイクル中にすべて同時に破断した. 梁主筋降伏時の層せん断力は, RC 規準<sup>5)</sup> による計算値と良い対応を示していた.

下端ダンパー試験体, 中央ダンパー試験体ではそれぞれ  $R=1/673, 1/1080\text{rad}$  でダンパーが降伏し,  $R=1/223, 1/240\text{rad}$  で危険断面位置の梁主筋が降伏した. 最大耐力はそれぞれ  $171, 167\text{kN}$  であった. 両試験体とも RC 架構の最終破壊形式は梁の曲げ破壊であった. 下端ダンパー試験体では負側载荷の, 中央ダンパー試験体では正負両側载荷の大変形時に荷重低下が見られた. これは方立壁に取り付けているスタッド付鋼板周辺のコンクリートが損傷し, ダンパーの安定した水平変位が確保できなくなったためである. 実構造物への適用に際してはダンパー接合部のディテールに関して更なる検討が必要である.

#### 3. 2 エネルギー吸収量と等価粘性減衰定数

各試験体の実験終了時までの総エネルギー吸収量  $E$ -累積層間変形角  $\cdot |R|$  関係を Fig. 5 に,  $R=1/800, 1/400, 1/200, 1/100\text{rad}$  それぞれの 2 サイクル中における, エネルギー吸収量を Fig. 6 に示す. エネルギー吸収量は加力ステップ毎のエネルギー変化量を足し合わせることによって算出した. エネルギー変化量は層間変形の増分区間において, 台形積分を行うことによって求めた.

Fig. 5 から,  $R=-1/100\text{rad}$  における 2 サイクル目除荷時 ( $\Sigma |R|$  が約  $0.15\text{rad}$  時) までのエネルギー吸収量は, 壁剛接試験体では  $6.7\text{kNm}$ , スリット試験体では  $3.5\text{kNm}$ , 下端ダンパー試験体では  $7.9\text{kNm}$ , 中央ダンパー試験体では  $9.9\text{kNm}$  である.  $R=-1/100\text{rad}$  除荷時までの小変形域では, ダンパーが早期に降伏した中央ダンパー試験体が最も吸収エネルギー量大きい. 壁剛接試験体と下端ダンパー試験体では大きな差異はなく, せん断破壊以前の方立壁の耐力がエネルギー吸収能力向上に寄与していることが分かる. 一方, 実験終了時 ( $\Sigma |R|$  が約  $0.60\text{rad}$  時) までのエネルギー吸収量は, 壁剛接試験体では  $36.0\text{kNm}$ , スリット試験体では  $31.1\text{kNm}$ , 下端ダンパー試験体では  $50.5\text{kNm}$ ,

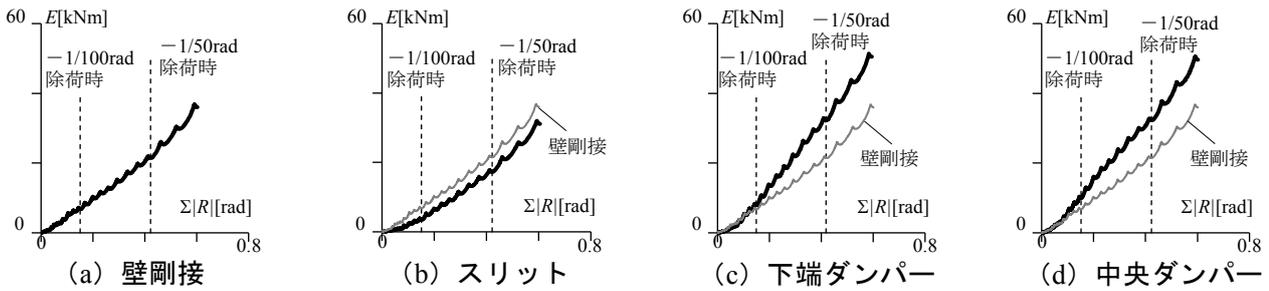


Fig. 5 エネルギー吸収量 E - 累積層間変形角  $\Sigma |R|$  関係

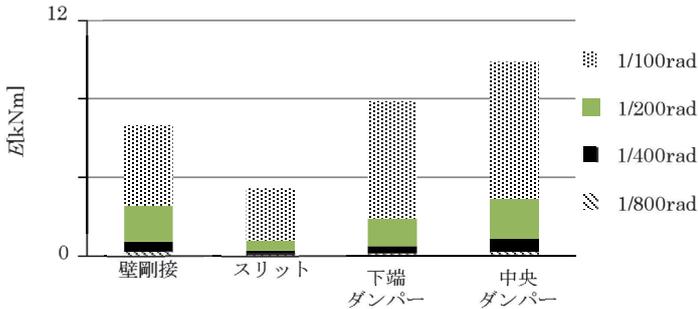


Fig. 6 各サイクルにおけるエネルギー吸収量の比較

中央ダンパー試験体では 49.7kNm である。実験終了時のエネルギー吸収量は下端ダンパー試験体と中央ダンパー試験体にほとんど差異はなく、壁剛接試験体の約 1.4 倍、スリット試験体の約 1.6 倍のエネルギー吸収量が得られた。

Fig.6 から、 $R=1/200\text{rad}$  サイクル中における壁剛接試験体のエネルギー吸収量は、下端ダンパー試験体のそれよりも大きいことが見て取れる。また、中央ダンパーのそれと比較しても大きな差はない。しかしながら、せん断破壊した後の  $R=1/100\text{rad}$  ではスリット試験体とほぼ同等のエネルギー吸収量となった。以上のことから、ダンパー力を考慮して設計した方立壁にダンパーを適用することで、大変形時の安定したエネルギー吸収能力を確保できる。

次いで、等価粘性減衰定数<sup>10)</sup>  $h_{eq}$  に着目する。 $R=1/800$ ,  $1/400$ ,  $1/200$ ,  $1/100\text{rad}$  の各 1 サイクルにおける等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  を Table 3 に示す。 $R=1/400\text{rad}$  サイクルでは中央ダンパー試験体の  $h_{eq}$  が顕著であり、ダンパーが早期に降伏したことで、小変形域から高い減衰効果を付与できた。 $R=1/200\text{rad}$  サイクルでは、スリット試験体と比較して他の試験体では 2 倍程度の減衰効果が付与できた。 $R=1/100\text{rad}$  サイクルでは、下端ダンパー、中央ダンパー試験体ともに約 13% と同等の減衰効果を示した。

### 3.3 ひび割れ状況

$R=\pm 1/100\text{rad}$  除荷時のひび割れ状況を Fig. 7 に示す。壁剛接試験体を除く試験体では  $R=1/800$  または  $1/400\text{rad}$  時に梁端部の曲げひび割れが確認され、その後、梁中央方向に広がった。方立壁のひび割れは、スリット試験体では  $R=1/67\text{rad}$  時に曲げひび割れが、下端ダンパー、中央ダンパー試験体では、 $R=1/800\text{rad}$  時に曲げひび割れ、 $R=1/400\text{rad}$  時にせん断ひび割れが確認された。一方、壁

Table 3 各サイクルにおける等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  [%]

サイクル [rad]	壁剛接	スリット	下端ダンパー	中央ダンパー
1/800	6.1	6.0	6.7	6.7
1/400	5.1	5.8	5.5	8.3
1/200	8.1	4.3	7.8	9.6
1/100	10.9	10.4	12.7	13.1

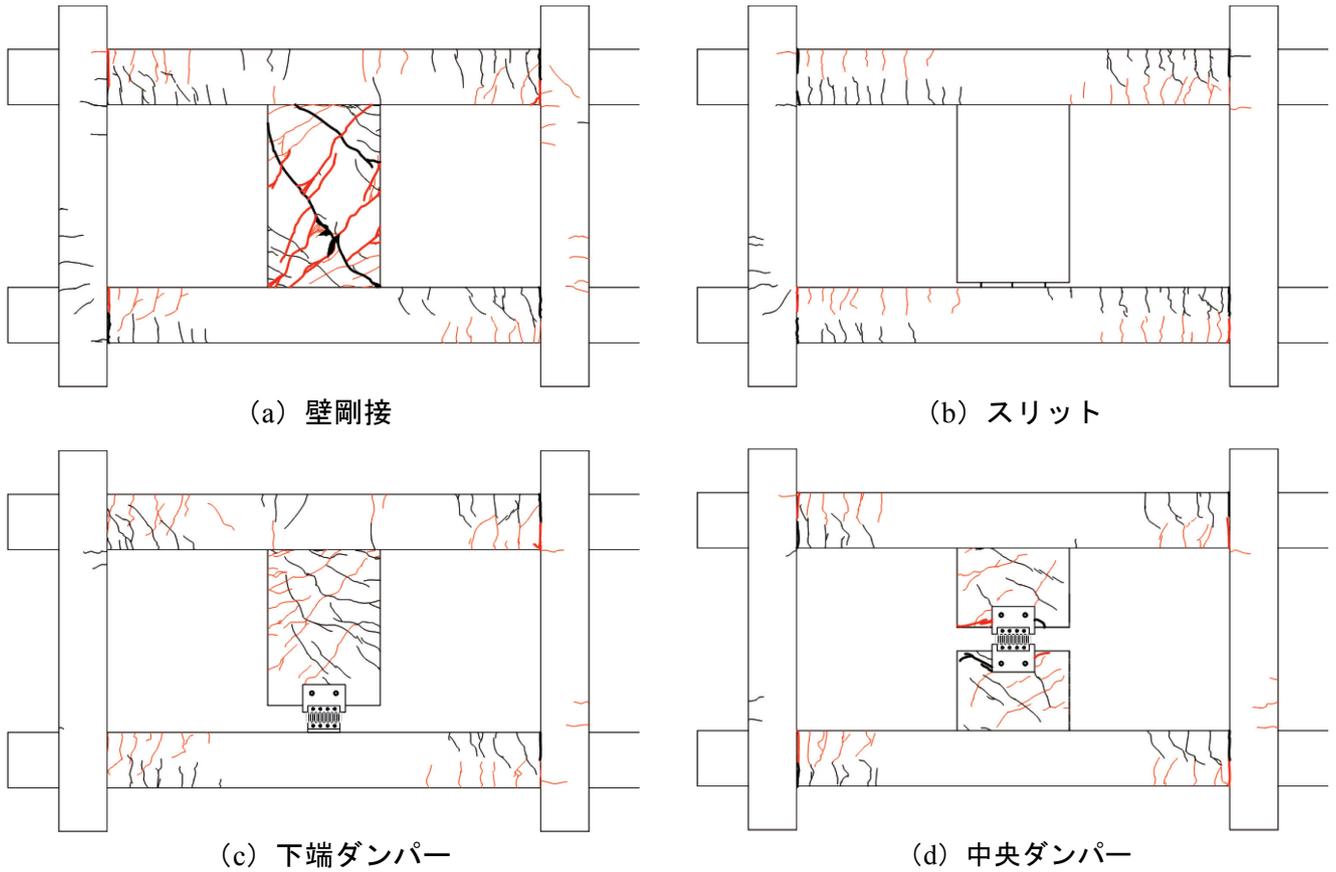
剛接試験体では、 $R=1/1600\text{rad}$  から梁の曲げひび割れ、および方立壁のせん断ひび割れが確認された。層間変形角の増加に伴って、方立壁のせん断ひび割れ幅も大きくなり、 $R=1/200\text{rad}$  サイクル中にせん断破壊した。

各加力サイクルのピーク時と除荷時の梁の最大ひび割れ幅  $w_{Ger}$ 、および方立壁の最大ひび割れ幅  $w_{Wer}$  の推移を Fig. 8 に示す。図には耐震性能評価指針<sup>11)</sup> に示される限界状態・損傷度の区分(試験体の寸法効果を考慮して、実際の指標の 1/2 の値<sup>12)</sup>) を示している。ひび割れ幅はクラックスケール(最少目盛 0.05mm)により計測した。

梁の最大ひび割れ幅は、 $R=1/200\text{rad}$  除荷時において、壁剛接試験体では使用限界を超えているが、下端ダンパー、および中央ダンパー試験体では使用限界以内であり、補修不要なひび割れに抑えられていた。 $R=1/100\text{rad}$  除荷時においては、下端ダンパー、中央ダンパー試験体では修復限界を超えている。ダンパーを取り付けることで、柱梁架構とダンパーの除荷剛性の違いにより残留変形が大きくなったと考えられる。いずれの試験体においても層間変形角が大きくなるのに伴って、ピーク時から除荷してもひび割れが閉じにくくなっていることが分かる。

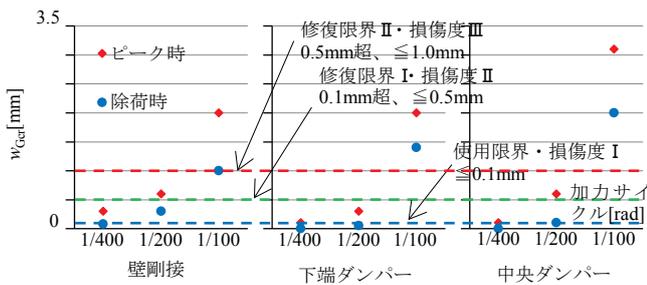
次いで、方立壁の最大ひび割れ幅に着目する。せん断ひび割れであるため、梁に比べて、小変形の加力サイクルから、除荷してもピーク時のひび割れが閉じにくいことが分かる。壁剛接試験体では、 $R=1/400\text{rad}$  除荷時から使用限界を超え、 $R=1/200\text{rad}$  除荷時には修復限界 II と評価された。下端ダンパー、および中央ダンパー試験体では、壁剛接試験体に比べて、壁筋を 2 倍にしたこともあり、全変形角において、ひび割れ幅が小さく抑えられた。

以上のことから、ダンパー力を考慮して設計した方立壁にダンパーを取り付けることで、柱梁架構および方立

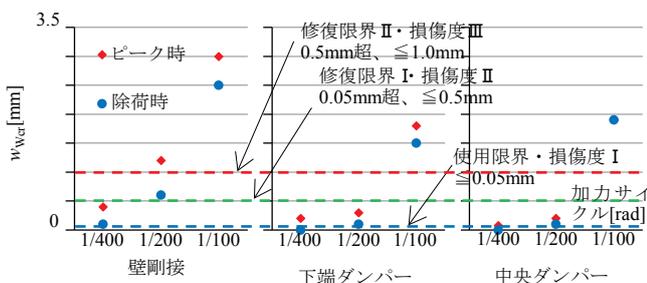


除荷時ひび割れ幅  $w$  : 正  $w \leq 0.1\text{mm}$  (方立壁  $w \leq 0.05\text{mm}$ )    正  $0.1\text{mm} \leq w \leq 0.5\text{mm}$  (方立壁  $0.05\text{mm} \leq w \leq 0.5\text{mm}$ )    正  $w < 0.5\text{mm}$   
 負  $w \leq 0.1\text{mm}$  (方立壁  $w \leq 0.05\text{mm}$ )    負  $0.1\text{mm} \leq w \leq 0.5\text{mm}$  (方立壁  $0.05\text{mm} \leq w \leq 0.5\text{mm}$ )    負  $w < 0.5\text{mm}$

Fig. 7 R=±1/100rad 除荷時のひび割れ状況（ピーク時に確認され、閉じたひび割れも含む）



(a) 梁の最大ひび割れ幅  $w_{Gcr}$



(b) 方立壁の最大ひび割れ幅  $w_{Wcr}$

Fig. 8 最大ひび割れ幅の推移

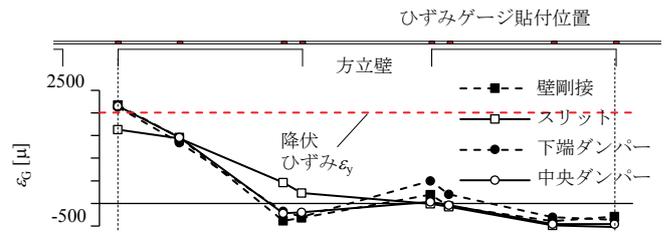


Fig. 9 上層梁下端筋のひずみ分布

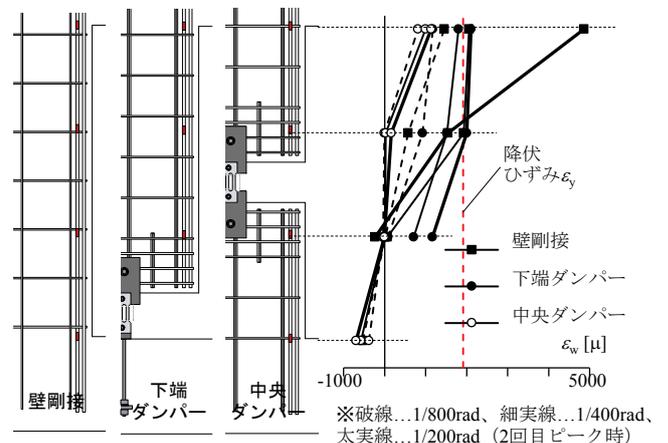


Fig. 10 方立壁縦筋のひずみ分布

Table 4 ひび割れ状況一覧

	壁剛接	スリット	下端ダンパー	中央ダンパー
1/1,600	梁曲げひび割れ 方立壁せん断ひび割れ			
1/800		梁曲げひび割れ	方立壁曲げひび割れ	方立壁曲げひび割れ
1/400			方立壁せん断ひび割れ	方立壁せん断ひび割れ
1/200	方立壁せん断破壊			
1/100				
1/67	方立壁曲げひび割れ			

壁に悪影響を及ぼすことなく、エネルギー吸収能力と減衰効果を付与できる可能性のあることが推察される。

### 3. 4 梁主筋のひずみ分布

全試験体の  $R=1/200\text{rad}$  ピーク時の梁下端主筋のひずみ分布を Fig. 9 に示す。縦軸は主筋に貼り付けたひずみゲージの計測値、横軸は図中上側に示すひずみゲージの貼付位置である。

スリット試験体では、スリット部に振れ止め筋を配筋しているものの、壁による曲げ戻しはほとんどなく、壁の左側フェイス位置では引張、右側フェイス位置では圧縮のひずみが主筋に生じている。また、危険断面（柱フェイス）位置においても梁主筋は降伏ひずみに達していない。スリットを設置することで、梁の損傷は抑えられたことが分かる。壁剛接、下端ダンパー、中央ダンパー試験体では、危険断面位置（柱フェイス）において梁主筋は降伏ひずみに到達している。また、壁による曲げ戻しが梁に生じていることが分かる。壁の右側フェイス位置では、壁剛接よりも下端ダンパー試験体の方が曲げ戻しによる主筋の引張ひずみが大きく生じている。これは、壁の下端にダンパーを取り付けたため、壁の上端に大きな曲げが生じたためと考えられる。

### 3. 5 方立壁縦筋のひずみ分布

方立壁縦筋（開口部補強筋 D10）のひずみ分布を Fig. 10 に示す。縦軸にひずみゲージ貼付位置、横軸にひずみを示している。

$R=1/800\text{rad}$  ピーク時は、いずれの試験体の壁の縦筋も降伏ひずみには達していない。梁フェイス位置における壁筋のひずみは中央ダンパーよりも下端ダンパー試験体の方が大きい。これは前述したように下端にダンパーを取り付けたため、方立壁の曲げスパンが大きくなり、曲げ変形が卓越したためである。 $R=1/400\text{rad}$  ピーク時に、壁剛接試験体では縦筋は既に降伏しているが、下端ダンパー、中央ダンパー試験体ともに降伏していない。 $R=1/200\text{rad}$  ピーク時には下端ダンパー試験体の方立壁縦筋は降伏したが、壁剛接に比較して小さなひずみに抑えられた。中央ダンパー試験体は、ダンパー部がヒンジとなるため、方立壁の曲げスパンが小さくなり、方立壁縦

筋は実験終了まで弾性範囲であった。縦筋のひずみ分布からもダンパーを取り付けることで、方立壁の損傷が抑制できたことが確認された。

### 3. 6 ダンパーと接合部の挙動

下端ダンパー、中央ダンパー試験体の表側 1 枚のダンパーおよびダンパー接合部の挙動について考察する。変位計測位置を Fig. 11 (i) に示す。層せん断力の状態に着目して、 $R=1/100\text{rad}$  サイクル時の層せん断力が正側載荷時（■—◆）、正側除荷時（◆—□）、負側載荷時（□—◇）、負側除荷時（◇—△）の各状態における挙動を考察する。Fig. 11 の横軸は累積層間変形角  $\sum |R|$  [rad] であり、いずれの図も  $R=1/67\text{rad}$  除荷時までの結果を示している。

#### (1) ダンパーの挙動

ダンパー水平変位  $\delta_{DH}$  を Fig. 11 (ii) に示す。小変形域では正側と負側の載荷時でダンパー水平変位に大きな差異はないが、 $R=1/100\text{rad}$  サイクル以降の大変形時には正側と負側で差異が生じており、下端ダンパー試験体ではその傾向が顕著である。これはダンパー接合部の変形や方立壁のひび割れによる影響であると考えられる。

#### (2) スタッド付鋼板の水平および鉛直変位

スタッド付鋼板の水平変位  $\delta_{UH}$ ,  $\delta_{LH}$  を Fig. 11(a) (iii), (b) (iii), (b) (iv) に、鉛直変位  $\delta_{UV}$  を Fig. 11(a) (iv) に示す。 $\delta_{UH}$  は  $\delta_{UHL}$  と  $\delta_{UHR}$  の、 $\delta_{LH}$  は  $\delta_{LHL}$  と  $\delta_{LHR}$  の、 $\delta_{UV}$  は  $\delta_{UVL}$  と  $\delta_{UVR}$  の平均値である。

$\delta_{UH}$ , および  $\delta_{LH}$  は層せん断力の増減に伴って増減している。下端ダンパー試験体では、 $\delta_{UH}$  は最大でも 0.4mm 以下であり、除荷時には変位がほぼゼロになっているが、中央ダンパー試験体では、徐々に負側に変位が片寄っている。

$\delta_{UV}$  は、正側載荷時および正側除荷時にはほとんど変位は増減しないが、負側載荷時および負側除荷時に大きくなっている。この変形ロスにより、ダンパーに安定した水平変位が生じなかったと考えられる。スタッド周辺のコンクリートの損傷が激しかったためである。安定したダンパー変位を確保するためにも、方立壁へのダンパー接合部のディテールに関して補強筋の増加などの改善が必要と考えている。

(3) G. PL の水平および鉛直変位

G. PL の水平変位  $\delta_{GH}$  を Fig. 11(a) (v) に、鉛直変位  $\delta_{GV}$  を Fig. 11(a) (vi) に示す。  $\delta_{GH}$  は  $\delta_{GHL}$  と  $\delta_{GHR}$  の、  $\delta_{GVL}$  と  $\delta_{GVR}$  の平均値である。

G. PL の水平変位  $\delta_{GH}$  は  $R=1/100\text{rad}$  ピーク時まで最大でも 0.2mm 以下に抑えられており、ダンパー水平変位に対して小さい。一方、鉛直変位  $\delta_{GV}$  は正負の载荷時に浮き上がる方向に生じ、除荷しても残留変位が生じた。したがって、G. PL ではアンカーPC 鋼棒の本数や径を増加し、より余裕度の高い導入張力を確保する必要がある。

4. まとめ

本論文ではRC 骨組における方立壁へのダンパー適用による損傷制御構造を提案し、RC フレームの実験を行った。以下に得られた結果をまとめる。

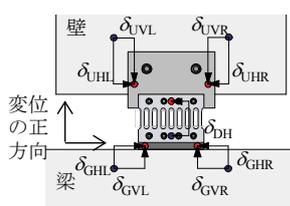
1) 実験終了時点で、方立壁にダンパーを適用した試験

体では、ダンパー設置位置の違いによるエネルギー吸収量の差はなく、壁剛接試験体の約 1.4 倍、スリット試験体の約 1.6 倍のエネルギー吸収量が得られた。

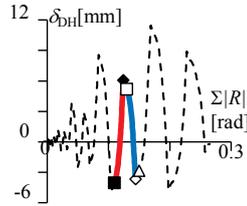
2) 等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  の比較から、 $R=1/100\text{rad}$  サイクルでは、下端ダンパー、中央ダンパー試験体ともに  $h_{eq}$  は約 13% と同等の減衰効果を示し、壁剛接、およびスリット試験体よりも 2~3% 大きかった。

3) ひび割れ状況に着目すると、壁剛接試験体では、 $R=1/400\text{rad}$  除荷時には梁が使用限界を超えるとともに、方立壁が  $R=1/255\text{rad}$  時にせん断破壊した。ダンパーを適用した試験体では、梁、方立壁ともに  $R=1/200\text{rad}$  除荷時まで使用限界以内に抑えられた。以上のことから、ダンパー力を考慮して設計した方立壁にダンパーを適用することで、柱梁架構および方立壁に悪影響を及ぼすことなく、エネルギー吸収能力と減衰効果を付与できる。

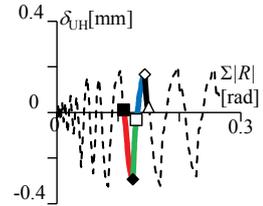
4) 大変形域ではダンパー接合部の変形や方立壁のひび割れにより、ダンパー変位に正負で差異が生じた。



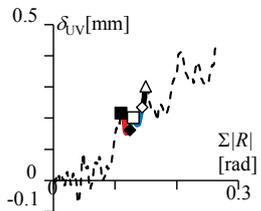
(i) 変位計測位置



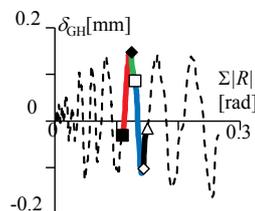
(ii) ダンパー水平変位



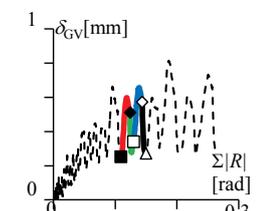
(iii) スタッド付鋼板の水平変位



(iv) スタッド付鋼板の鉛直変位

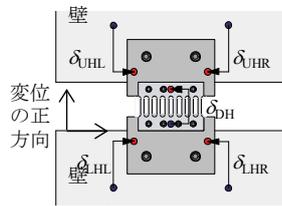


(v) G.PLの水平変位

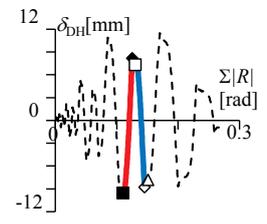


(vi) G.PLの鉛直変位

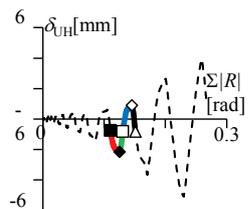
(a) 下端ダンパー



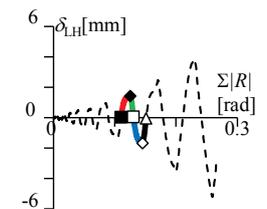
(i) 変位計測位置



(ii) ダンパー水平変位



(iii) 上部スタッド付鋼板の水平変位



(iv) 下部スタッド付鋼板の水平変位

(b) 中央ダンパー

Fig. 11 ダンパーおよびダンパー接合部の挙動

今後は、RC部の損傷制御の観点から、エネルギー吸収機構の最も有効な形態、すなわち本体架構との剛性・強度比を検討していく必要があると考えており、詳細な解析モデルを用いたシミュレーション計算により最適化問題を取り扱って行く中で、非構造壁と主体柱梁架構との間の望ましい構造的な関係・接合のあり方についてさらなる研究を継続していく。また、今回の鋼製ダンパーの設置ディテールでは、ターゲットとしている集合住宅における納まり上の難点（止水、遮音、防火、防錆等）があるので、より建築的に整合させる目的で通常の構造スリット幅(30mm~50mm)内に納まるようなダウエル鉄筋状のダンパー材によって同等の効果を得ることを目指していく。

## 謝辞

千葉大学和泉教授、毎田助教、東京工業大学坂田教授には本研究開発の推進にあたり多くのご指導を頂きました。元東京工業大学大学院生鈴木洋氏、元千葉大学学部生伊藤敬太氏には実験の実施にご協力いただきました。実験では東京鉄鋼株式会社より鉄筋を提供していただきました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，2011・7
- 2) 福山洋，壁谷澤寿一，向井智久，諏訪田晴彦，田尻清太郎，谷昌典，勅使川原正臣，楠浩一：損傷低減のために袖壁を活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験（その1：研究背景），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2分冊，2015・9，pp. 361-362
- 3) 大久保香織，Huseyin DRAMA，田村和夫，塩原等：ダウエル鉄筋で周辺骨組に接合されたプレキャストコンクリート非構造パネルの水平加力実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，2006・7，pp. 979-985
- 4) 中村寛之，小野喜信，杉山聡，和田章，馬場真史，宮原貴昭：鋼製スリットダンパーに関する研究 その1 ダンパー部要素実験，その2 ダンパー組み込みフレーム実験，その3 実速度加力実験，日本建築学会学術講演梗概集，B-2分冊，1997・7，pp. 843-848
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010，2010・2
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課ほか監修：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007・8
- 7) 谷昌典，小倉昌也，向井智久，Rafik TALEB：実大試験体を用いたRC造非耐力壁の破壊形式及び損傷状態に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 36，No. 2，2014・7，pp. 631-636
- 8) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010・11
- 9) 日本建築学会：鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構，2011・2
- 10) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版，1981・6
- 11) 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・1
- 12) 文野正裕，永山憲二，前田匡樹，田才晃：RC柱の損傷状態に基づく残余耐震性能の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，2001・7，pp. 259-264

---

## Development of earthquake energy-absorbing mechanism using energy dissipation device at partial walls

Toshio MAEGAWA

### Abstract

In the seismic design of the residential buildings, the structural slit is often provided to the non-structural wall such as partial walls. It is reasonable that the partial walls are used as earthquake-resistant elements to reduce the column and beam sections, but the damage control at the time of small and medium-sized earthquake becomes difficult. In this paper, we report the RC-frame experiment results for the development of energy-absorbing mechanism which aims to balance the earthquake resistance effect and the damage control of the building utilizing energy dissipation device at the partial walls.

Keywords: RC partial wall, Damage control, Energy dissipation device, Energy-absorbing mechanism

---