

2017年度（第9回）免震構造・制振構造に関わる研究助成の成果報告

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に関する研究

毎田 悠承 千葉大学大学院（現 国立研究開発法人建築研究所）

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¹⁾。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²⁾。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。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。

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、方立壁へのダンパー適用による損傷制御構造を提案する。方立壁の構造スリット部にダンパーを設置することで、柱梁架構に比べて、ダンパーを小変形域から降伏させ、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。本研究の第一段階として、筆者ら³⁾は鋼製スリットダンパーを取り付けた RC 造方立壁を有する RC フレームのパイロット実験を行った。パイロット実験では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と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、本研究で提案するシステムの有効性を示した。一方、方立壁におけるダンパー接合部の損傷などによりダンパー力が安定しなかった³⁾。その結果を受け、方立壁に合理的に組み込むことができるダンパーの接合ディテールを提案し、要素実験により有効性を示した⁴⁾。本報では、新たに提案した接合ディテールの棒鋼ダンパー付き方立壁を有する RC フレーム実験を行い、その力学挙動を確認した研究成果を報告する。

2 棒鋼ダンパー付き方立壁を有する RC フレーム実験の概要

既報⁴⁾で新たに提案した棒鋼ダンパー付き方立壁を有する RC フレームの実験を行い、フレームアクションが棒鋼ダンパーや、棒鋼ダンパー付き方立壁に与える影響、フレーム全体の力学挙動に関して検討する。

2.1. 試験体

試験体形状を図1に、試験体のパラメータとなる棒鋼ダンパーの詳細を図2に示す。また、試験体諸元を表1に、コンクリートの材料特性を表2に、鉄筋・ダンパー用鋼材の材料特性を表3に示す。

試験体は RC の柱・梁および棒鋼ダンパー付き方立壁からなる1層1スパンの平面フレームである。中層 RC 造建物を模擬し、実大の約1/2スケールを想定したものである。柱および梁の断面は、梁の曲げ降伏を先行させるため、RC 規準⁵⁾の曲げ降伏モーメント略算式を用いて、柱梁曲げ降伏耐力比を3.4として設計した。柱への軸力は導入していない。なお、柱・梁の断面、配筋、使用鉄筋の種別、コンクリートの設計基準強度などは既報³⁾で用いた試験体と同一としているため、材料の実強度にやや違いはあるものの、方立壁に構造スリットを設けて（振れ止め筋は配筋）、RC フレームのみの性状を確認した試験体（試験体名「スリット試験体」）と比較検討できる。スリット試験体では、層間変形角 R が約 $1/200\text{rad}$ 時に梁主筋が降伏し、その時の層せん断力 Q は約 70kN であった。その後、 $R=1/100\text{rad}$ 時に $Q=101\text{kN}$ 、 $R=1/67\text{rad}$ 時に $Q=118\text{kN}$ 、 $R=1/25\text{rad}$ 時に $Q=125\text{kN}$ となることが確認された。

試験体における構造スリットは方立壁の中央に設け、そこに既報⁴⁾の要素実験で有用性が確認され、且つより簡易なディテールである角棒鋼に頭を溶接した S16H 試験体と同一の棒鋼ダンパーを設置した。このダンパーは、方立壁が水平力を受けると角棒鋼の可撓部上下端が曲げ降伏することによるエネルギー吸収機構に期待したものである。方立壁に生じる軸力の影響により可撓部の曲げ耐力が低下しないようにするため、上側方立壁に挿入している部分はアンボンド処理を施すとともに棒鋼上部にポリスチレンフォームを設置している。

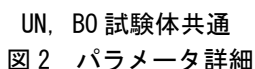


図 2 パラメータ詳細

試験体のパラメータは、棒鋼ダンパーの上下方立壁への定着方法の違いとした。基準となる UN 試験体は、ダンパーの上側方立壁への定着方法を既報⁴⁾の要素実験の S16H 試験体と同様としたものである。図 2(a)に示すように、上側方立壁に挿入している部分はアンボンド処理を施し、棒鋼上部にはポリスチレンフォームを設置し、ダンパー軸方向はフリーと

Specimen			UN	BO
Column	$B \times D$ [mm]		300×300	
	Longitudinal rebar		18-D13 (SD345) $p_g=2.54\%$	
	Hoop		4-D6@50 (SD295A) $p_w=0.85\%$	
Beam	$B \times D$ [mm]		175×350	
	Longitudinal rebar	Edge	3-D13 (SD345) $p_i=0.73\%$	
		Central	3+2-D13 (SD345) $p_i=1.21\%$	
	Stirrups		3-D6@75 (SD295A) $p_w=0.72\%$	
Lightly RC wall pier	$D \times h \times t$ [mm]		700×1150×90	
	Longitudinal rebar		2-D6@150 (SD295A) $p_w=0.47\%$	
	Stirrups		2-D6@188 (SD295A) $p_w=0.38\%$	
	Around the damper connection	Longitudinal rebar	2-D6@38 (SD295A)	
		Stirrups	2-D6@20 (SD295A) $p_w=3.5\%$	
	Opening reinforcement		2-D10 (SD295A)	

B:Breadth, *D*:Depth, *h*:Height, *t*:Thickness

	σ_B [N/mm ²]	σ_T [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]
UN	44.8	2.6	30500
BO	41.4	2.5	29900

σ_B : Concrete compressive strength,
 σ_t : Concrete tensile strength,
 E_C : Concrete elastic modulus

	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	$\Delta L/L$ [%]
D6 (SD295A)	351*	538	192000	36
D10 (SD295A)	360	492	192000	34
D13 (SD345)	383*	591	191000	29
PL16 (SN400B)	298	458	205000	47

σ_y : Yield strength, σ_u : Tensile strength, E_s : Elastic modulus, $\Delta L/L$: Elongation, *0.2% proof stress

なる接合とした。UN 試験体に対して、図 2(b)に示すように上側方立壁に挿入したダンパーの上部にも下部と同一の頭を溶接し、アンボンド処理を施さない定着方法としたものを BO 試験体として製作した。谷ら⁷⁾は、方立壁の伸びを周辺架構が拘束することによって、軸力比 0.15 相当の圧縮軸力が方立壁に作用することを報告しているが、UN 試験体のようなダンパーの接合ディテールとすることで、この軸力は作用しないと考えられる。

2.2. 載荷

セットアップを図 3 に示す。上下層柱をピン支持とした。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。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。上記の加力方法、加力サイクルは既報³⁾のフレーム実験と同様である。

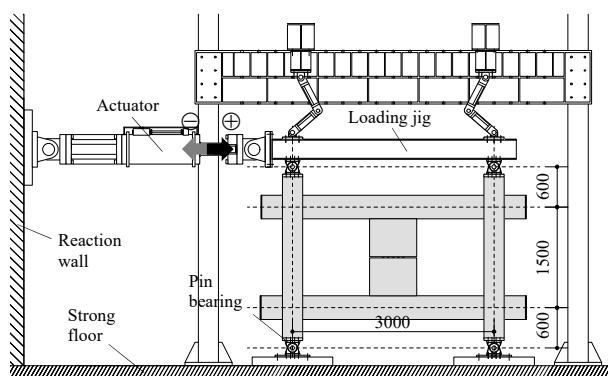


図 3 セットアップ

3 棒鋼ダンパー付き方立壁を有する RC フレーム実験の結果

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 関係を図 4 に示す。

UN 試験体は $R=1/955\text{rad}$ でダンパーが曲げ降伏し、 $R=1/248\text{rad}$ で上梁主筋が降伏した。柱および、壁の鉄筋は実験終了まで降伏しなかった。BO 試験体は、 $R=1/1053\text{rad}$ でダンパーが曲げ降伏し、 $R=1/296\text{rad}$ で下梁主筋が降伏した。その後、方立壁の縦筋、横筋ともに $R=1/40\text{rad}$ 付近で降伏した。いずれの試験体も $R=1/33\text{rad}$ サイクルまでは安定した履歴特性を示したが、BO 試験体では $R=1/25\text{rad}$ サイクル時に急激な耐力上昇が確認された。これは、BO 試験体で

は、上下の方立壁に定着されている棒鋼ダンパーに軸力が発生しせん断荷重のいくらかを軸力によって抵抗する現象、いわゆる「ローブ効果」⁸⁾が生じたためと考えられる。

既報³⁾のフレーム実験で構造スリット部に鋼製スリットダンパーを取り付けた試験体では大変形域においてダンパー接合部の損傷等によりダンパーが有効に機能せず耐力低下が生じたが、ここで提案した軸方向フリーとした棒鋼ダンパーでは実験終了まで安定した履歴特性を示した。

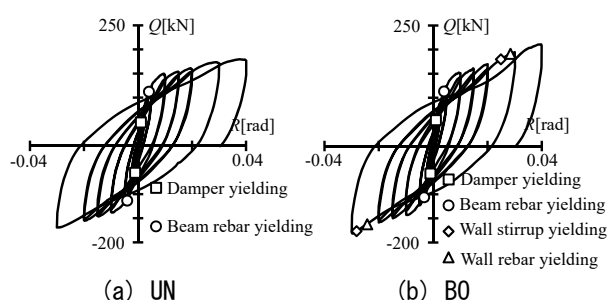


図 4 層せん断力 Q -層間変形角 R 関係

3.2. 等価粘性減衰定数

次いで、等価粘性減衰定数 h_{eq} に着目する。各加力サイクルの 1 サイクル目における等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を図 5 に示す。純ラーメンフレームとの比較として、参考までにスリット試験体³⁾の結果も併せて示している。

UN 試験体、BO 試験体ともにスリット試験体と比較して、小変形域から大きい h_{eq} を示している。 $R=1/200\text{rad}$ および $R=1/100\text{rad}$ では、6.9%~8.2%程度大きくなっており、RC フレームに減衰性能を付与できることを示した。UN 試験体と BO 試験体を比較すると $R=1/100\text{rad}$ まで、ほぼ同様な減衰性能であるが、それ以降の大変形域では BO 試験体の方がやや高い減衰性能を示した。

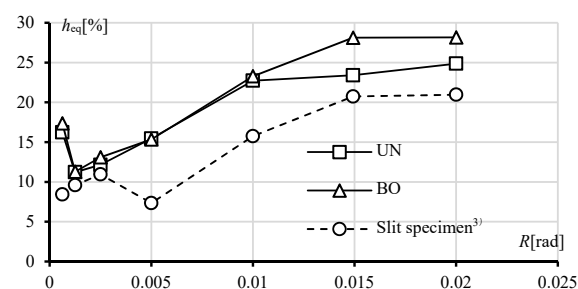


図 5 等価粘性減衰定数の推移

3.3. 方立壁の挙動

【上下方立壁間の相対鉛直変位-累積層間変形角関

【係】

上下方立壁間相対鉛直変位 δ_{wv} —累積層間変形角 $\Sigma|R|$ 関係を図 6 に示す。正の値は上下方立壁が離れる変位（構造スリットが広がる）、負の値は上下方立壁が近づく変位（構造スリットが狭まる）である。

いずれの試験体も各加力サイクル正負ピーク時に曲線が下に凸となり、構造スリットが狭まる傾向を示した。UN 試験体では加力の初期段階から構造スリットが狭まる挙動を示した。その後、0.5mm 程度から-3mm 程度の間で推移した。BO 試験体では加力初期には上下方立壁の相対鉛直変位はほとんど生じていない。層間変形が大きくなるにつれて、構造スリットが広がる変形と狭まる変形が見られるようになり、 $R=1/67\text{rad}$ 以降の大変形域で、方立壁の相対鉛直変位が顕著になった。これは、ロープ効果が生じたためと考えられる。

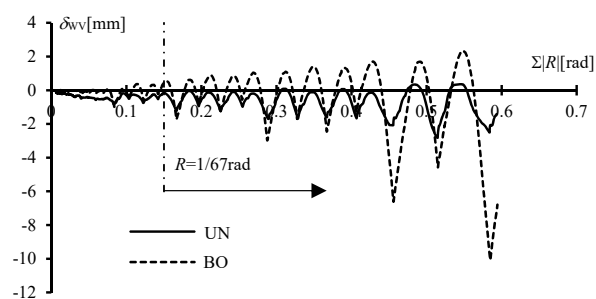


図 6 上下方立壁間相対鉛直変位 δ_{wv} —累積層間変形角 $\Sigma|R|$ 関係

【上下方立壁間の相対水平変位—層間変形関係】

上下方立壁間相対水平変位 δ_{wh} —層間変形 δ_w 関係を図 7 に示す。

各加力サイクルピーク時における UN 試験体の方

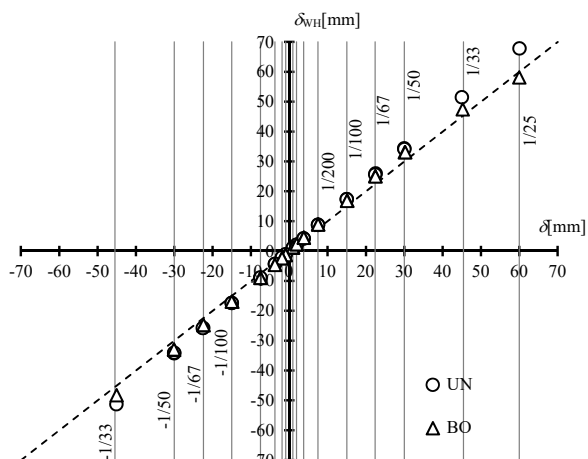


図 7 上下方立壁間相対水平変位 δ_{wh} —層間変形 δ 関係

立壁の相対水平変位は、層間変形に比べてやや小さくなることを確認され、 $R=1/400\text{rad}$ 以降では安定して 15%前後、壁間相対水平変位の方が大きくなっていった。BO 試験体は $R=1/100\text{rad}$ までは、UN 試験体と概ね同様の壁間相対水平変位を示したが、その後は UN 試験体よりも小さい壁間相対水平変位が生じており、 $R=1/25\text{rad}$ では層間変形より壁間相対水平変位の方が小さくなった。これは、ロープ効果により壁間の相対水平変位が抑制されたためであると考えられる。

4 まとめ

新たに提案した棒鋼ダンパー付き方立壁を有する RC フレームの実験を行い、その力学挙動を確認した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 軸方向フリーとして組み込んだ棒鋼ダンパー付き方立壁を有する RC フレームでは、ダンパーは $R=1/1000\text{rad}$ 程度の小変形域で降伏し、 $R=1/250\text{rad}$ 程度で降伏する RC フレームに比べて早期にエネルギー吸収を開始させられる。また、大変形域においても安定した履歴特性を示す。
- 2) 棒鋼ダンパーを上下方立壁に定着した試験体では、大変形域においてロープ効果により急激な耐力上昇が確認された。また、ダンパーによって上下の方立壁同士が引き寄せられ、構造スリットが狭まる変位が顕著であった。

参考文献

- 1) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：東日本大震災合同調査報告 建築編 1 鉄筋コンクリート造建築物，2015.5
- 2) 壁谷澤寿一ほか：袖壁付き柱を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の荷重実験，日本建築学会構造系論文集，第 81 巻，第 720 号，pp.313-322，2016.2
- 3) 毎田悠承ほか：鉄筋コンクリート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に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.355-360，2016.7
- 4) 毎田悠承ほか：エネルギー吸収デバイスを用いた鉄筋コンクリート造方立壁の有効活用に関する研究 その 8 エネルギー吸収鋼部材を組み込んだ RC 造方立壁の要素実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 2017，構造 IV，pp.649-650，2017.8
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説 2010，2010.6
- 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) Masanori Tani, et al.: Full-scale Experiment on Non-structural R/C Walls Focused on Failure Modes and Damage Mitigation, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, ID 656, pp.1-12, 2014.8
- 8) 蒲池健ほか：鋼板添え板式ボルト接合部における荷重—すべり特性の評価法，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 631 号，pp.1599-1606，2008.9