

# RC・SRC造共同住宅の財産保護のための制振RC方立て壁を用いた耐震改修法に関する研究

A Study on Seismic Retrofit Method Using Energy Dissipation RC Partial Wall for Protection of RC/SRC Condominium Property

九州大学大学院芸術工学研究院 准教授 吉岡 智和

## （研究計画ないし研究手法の概略）

### 1. はじめに

拙者は、文献1において、共同住宅に利用されるRC方立て壁を対象に、構造スリットにより架構と絶縁しなくとも地震時損傷を防ぎ、かつ構造壁として利用可能となる摩擦ダンパーを用いたRC制振方立て壁を提案している。しかしながら、図-1 (a)に示すように、提案した摩擦ダンパーは新築時に設置することを前提とした仕様のため、1,300万戸を超えるとされているRC・SRC造共同住宅ストックを対象に、地震時損傷を抑制しつつ地震時応答の低減を図ることで、建物により高い価値を付加し有効活用を促進するための制振改修には利用できない。そこで、図-1 (b)に示すように、既存壁に適用できるよう摩擦ダンパーの構成を、(1)、(2)上下の方立て壁と連結板とを繋ぐ摩擦ダンパー部及び固定部の締め付けボルトを方立て壁の中に機械式定着したボルトから接着系あと施工アンカーボルトと壁に貫通孔を設けボルトを通すことに変更し、(3)方立て壁（上部）と連結板との摩擦面は、既存壁ではボルト1本当たり45mm角に接触範囲を限定したコンクリート型枠脱型面とすることが困難なことから、両者の間に安定した摩擦力が発揮可能<sup>2),3)</sup>な高強度アルミ板摺動材を挿入し、(4)方立て壁（下部）と連結板との摩擦面は、純アルミ板摺動材から(3)と同厚の高強度アルミ板摺動材を挿入することに変更した。

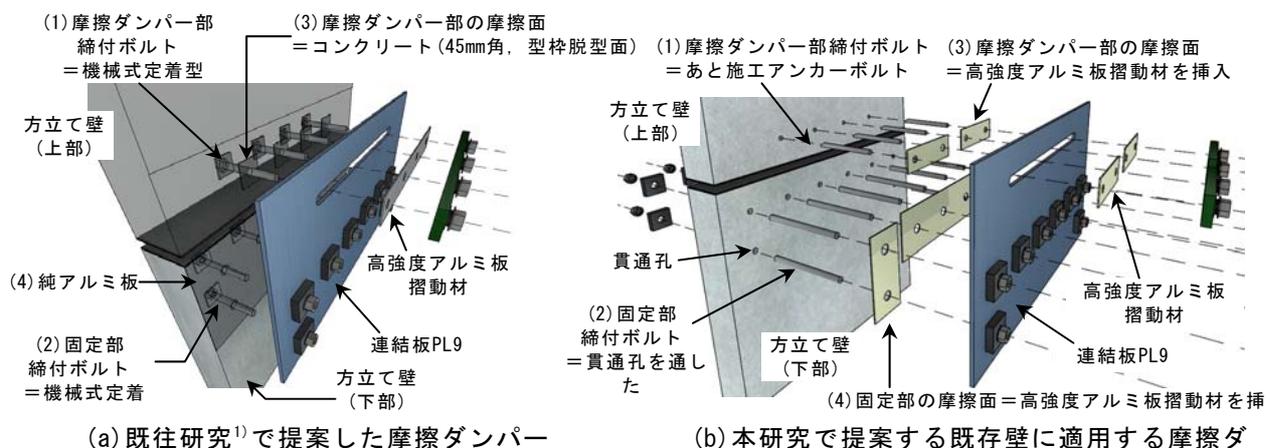


図-1 RC制振方立て壁に用いる摩擦ダンパーの構成

そこで本研究では、提案した摩擦ダンパーを適用した実大RC制振方立て壁の水平加力実験を実施し、壁筋が文献1と同様にダブル配筋した試験体と、共同住宅のRC方立て壁に多く見られるシングル配筋した試験体を対象とし、摩擦ダンパー部のボルト締め付け力の大小とそれ

に応じた荷重変形復元力特性、及び方立て壁のひび割れ損傷・最終破壊状況を調査した。さらに、水平加力実験に先行し摩擦ダンパー部の締め付けに用いる自己釣り合い型接着系あと施工アンカーボルトの引き抜き試験を行い、導入可能なボルト張力の大きさを確認した。

**(実験調査によって得られた新しい知見)**

**2. 自己釣り合い型あと施工アンカーの引き抜き試験**

提案するRC制振方立て壁の摩擦ダンパー部の締め付けに用いる自己釣合型あと施工アンカーボルトの引き抜き試験を実施し、その破壊性状を確認するとともに、比例限界耐力及び最大耐力を把握した。図-2にあと施工アンカー引き抜き試験装置及び試験部の詳細を示す。なお、あと施工アンカーを打ち込んだ壁板は、既往研究の水平加力実験で使用し一部ひび割れ損傷が発生したRC制振方立て壁試験体（厚さ150mm、コンクリート圧縮強度38.3N/mm<sup>2</sup>）においてコンクリートの破壊が生じていない部分を再利用した。アンカーボルトには、ボルトの引張降伏が付着破壊に先行しないように、より高強度の呼び径15mmのPC鋼棒(C種)を用い、有機系・カプセル方式の接着系アンカーとし、6本の引抜き試験を実施した。なお、アンカーボルトの有効埋め込み深さが114mm(7da)以上となるよう施工した。引き抜き試験部はRC制振方立て壁に適用する摩擦ダンパー部の締め付け状態を模擬するため、方立て壁上に高強度アルミ板（厚さ3mm、A7075P-T351, JIS H4000）、長孔を設けた連結板(PL9, SS400)、角座金を重ねた上で、ナットによる締め付けの代わりに油圧ジャッキによりアンカーボルトを引っ張り、その反力は口型治具を介し方立て壁で支持した。なお、高強度アルミ板、連結鋼板は後述するRC制振方立て壁試験体に用いたものと同じ材料を使用した。このためアンカーボルトのコーン状破壊は生じないと考え、アンカーボルトの最大耐力（付着破壊）の計算値は、文献4より85.5kNと予測した。

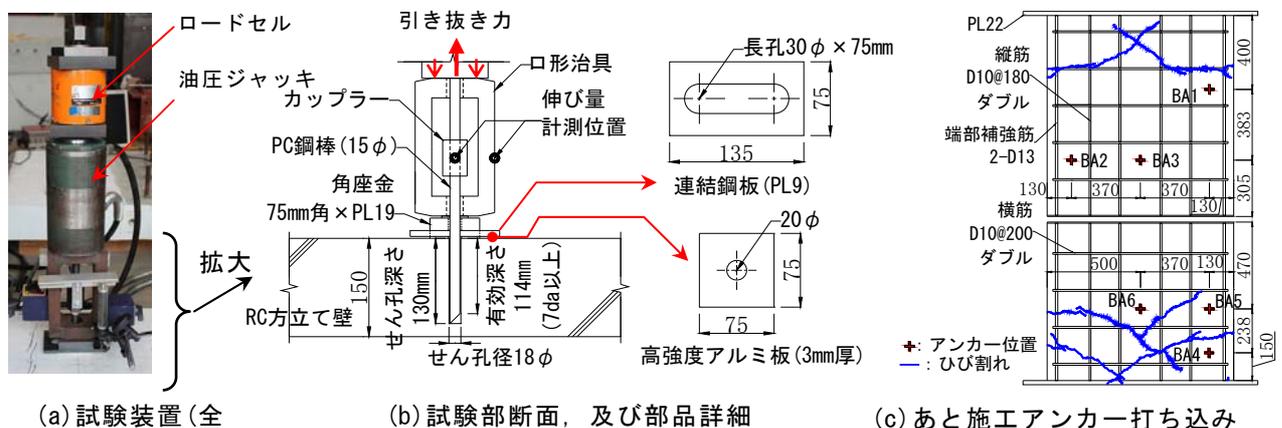


図-2 接着系あと施工アンカーボルトの引き抜き試験

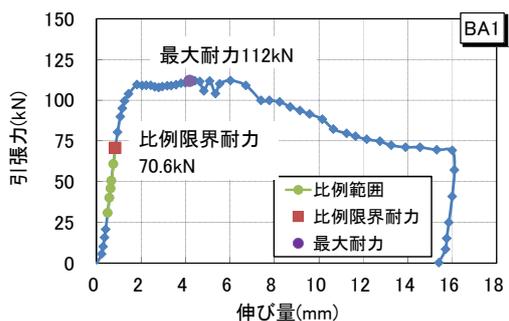


図-3 引張力と伸び量の関係の代表例

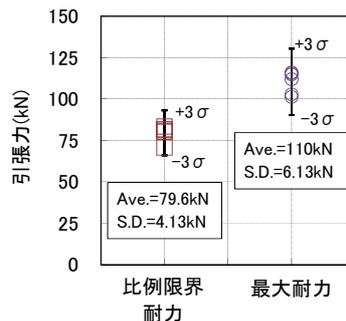


図-4 引き抜き耐力



写真-1 付着破壊

図-3に引き抜き力と伸び量の代表例を、図-4に全サンプルの比例限界耐力と最大耐力の実験結果を示す。いずれの試験ボルトも写真-1に示すようにコーン状破壊は観られず全て付着破壊し、最大耐力の実験値はいずれも計算値を上回った。また、比例限界耐力(計測点の接線剛性が比例範囲の剛性に対し90%下回らない一連の計測点群を比例範囲と定めその上限値)の実験値の平均値は79.6kNとなり、次章で述べるRC制振方立て壁の水平加力実験に当たっては、摩擦ダンパー部の締め付け張力の上限を、比例限界耐力の標本平均より標本標準偏差の3倍を減じた値(約65kN)とすることとした。

### 3. RC制振方立て壁の水平加力実験

#### 3.1 実験方法

(1) 試験体の詳細、及び実験条件 図-5に試験体形状・配筋、図-6に摩擦ダンパー部の詳細を示す。試験体は一般的な共同住宅のバルコニー側方立て壁を想定した実物大モデル(壁厚さ150mm, 壁内法高さ1976mm, 壁長さ1000mm)とした。壁筋をダブル配筋したEPWW試験体では、縦筋はD10@180ダブル(SD295A)とし、両端に端部補強筋として2-D13(SD345)を配筋し、横筋はD10@200ダブル(SD295A)とした。一方、シングル配筋したEPWS試験体では、縦・横筋ともD10@150シングル配筋(SD295A)とし、端部補強筋に1-D13(SD295A)を配筋した。コンクリートは、中高層共同住宅の低層部を模擬するため普通コンクリート( $F_c=36\text{N/mm}^2$ )とした。壁頭・壁脚には加力用鋼製骨組へ取り付けるため、エンドプレート(PL22, SS400)を設けた。エンドプレートは、縦筋と端部補強筋を挿入するため穿孔し、縦筋、端部補強筋を挿入した後に全周隅肉溶接を施し、それらとエンドプレートと連結した。方立て壁は、壁脚から高さ873mmの位置で上下に分割し、30mmのクリアランスを設けた上で、摩擦ダンパーを構成する鋼板(PL9, SS400)を用い連結した(以降、連結板と称す)。連結板下部と下側方立て壁は、壁に貫通孔(直径22mm)を設け8-19φ(PC鋼棒, C種)を通し、高強度アルミ板(厚さ3mm, A7075P-T351)を挿入した上で摩擦接合(導入張力130kN/本)し固定した。連結板上部には、長孔(30φ×長さ610mm)を設けボルトとの接触なく水平方向に摺動が生じるようにした上で、上側方立て壁に埋め込んだ接着系あと施工アンカーボルト4-15φ(PC鋼棒, C種)により締め付けた。さらに、連結板と方立て壁及び鋼製座金(PL22, SS400)との間に、同種金属間の焼き付きを防止し安定した摩擦力を発揮させるため摺動材として高強度アルミ板(厚さ3mm, A7075P-T351)を挿入した。当該摩擦ダンパーでは、方立て壁と連結板との間の摩擦力に加え、連結板と高強度アルミ板摺動材との摩擦力を締め付けボルト(4-15φ)のせん断抵抗により方立て壁に伝達できる

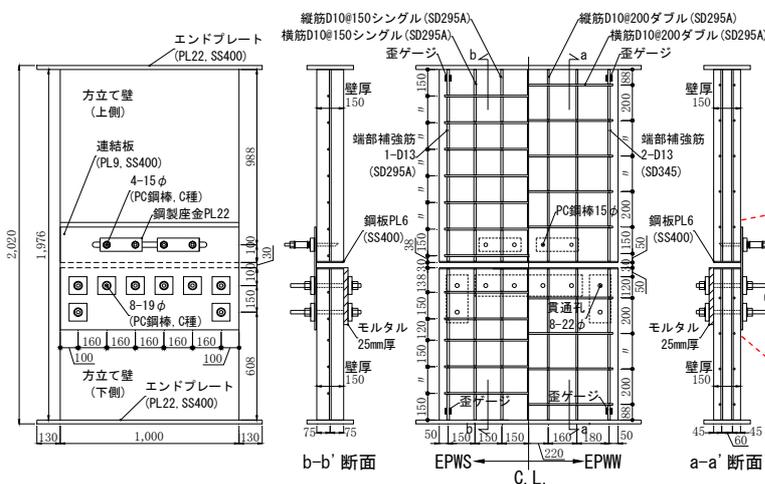


図-5 試験体形状・寸法及び配筋

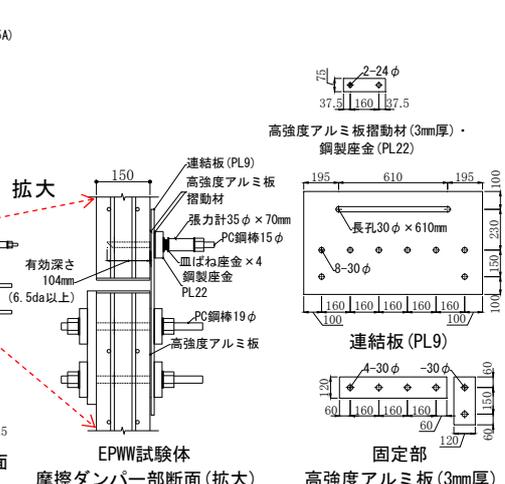


図-6 摩擦ダンパー部の詳細

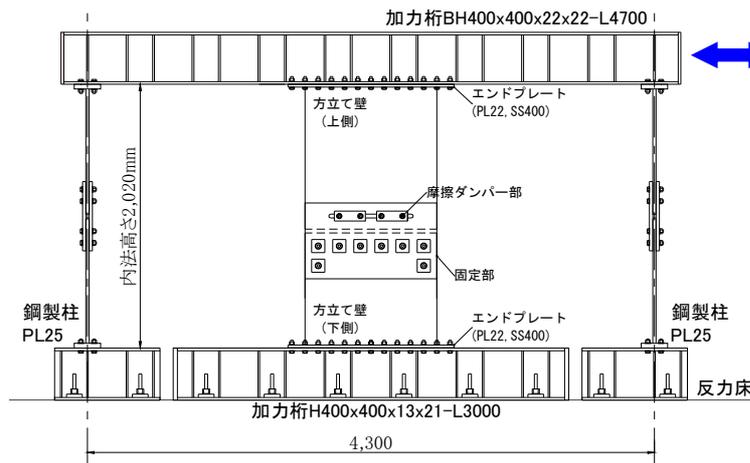


図-7 加力装置

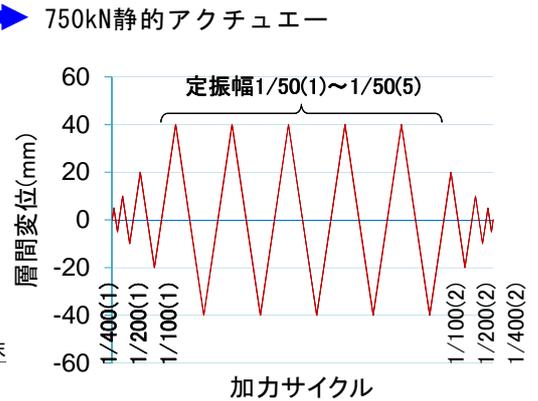


図-8 加力履歴

特徴を有している。なお、あと施工アンカーボルトは、その有効埋め込み深さが104mm以上(6.5da以上)となるよう施工した。摩擦ダンパー部での4-15φボルトの位置は、その摩擦力が壁内法高さの半分の高さ、すなわち曲げモーメントの反曲点位置に生じるように設定した。鋼製座金は、摩擦接触面の拡大を図るため22mm厚の鋼板とした。ボルト締め付け部には、皿ばね座金(M16 軽荷重用1種, JIS B1251)を4枚並列に重ねて挿入し、繰り返し撓動に伴うボルト張力低下の緩和を図った。連結板の摩擦面には未発錆の黒皮未除去面を、高強度アルミ板の摩擦面には圧延面をそのまま使用した。

実験条件として、EPWW、EPWS試験体について、摩擦ダンパー部の締め付けボルト4本に導入したボルト張力の総和を60、120、240kNの3レベル(T60、T120、T240)を設定したtest runを実施した。それぞれのボルト張力のレベルは、両試験体ともに方立て壁が無損傷(T60)、EPWS試験体では端部補強筋が引張降伏(T120)、EPWS試験体は曲げ破壊し、EPWW試験体では端部補強筋が引張降伏(T240)することを企図し設定した。ボルト張力の設定に当たり摩擦ダンパーのすべり係数を0.8と想定<sup>2), 3)</sup>し、既往研究<sup>1)</sup>で得られた方立て壁の損傷性状とe関数を用いた断面解析による計算結果に基づき、各試験体の摩擦ダンパー部の摩擦力とそれを発揮させるために必要な初期導入ボルト張力を決定した。

(2)加力方法、及び計測方法 図-7に加力装置を、図-8に加力履歴を示す。加力は、試験体を上下の加力桁に取り付け、上部加力桁に接続した750kN静的アクチュエータにより水平力を作用させた。反力床に固定した下部加力桁とアクチュエータを接続した上部加力桁とは2本の鋼製柱(PL25×幅400mm, SM490)で支持し連結した。加力は変位制御とし、方立て壁の部材角 $R=\pm 1/400\text{rad}$ (層間変位5mm)、 $\pm 1/200\text{ rad}$ (層間変位10mm)、 $\pm 1/100\text{ rad}$ (層間変位20mm)を各1回ずつ与えた後に、 $R=\pm 50\text{ rad}$ (層間変位40mm)を5回繰り返し、再び $R=\pm 1/100\text{ rad}$ 、 $\pm 1/200\text{ rad}$ 、 $\pm 1/400\text{ rad}$ となる変位を与えた。物理量として、水平力、上・下加力桁間の水平変位差(層間変位)、壁頭・脚部位置での端部補強筋ひずみ、連結板と上部方立て壁との間のすべり変位、連結板固定部の回転とすべり変位、及び摩擦ダンパー部の締め付けボルト張力をそれぞれ計測した。

### 3.2 荷重変形復元力特性

図-9に壁負担せん断力と層間変位の関係を、図-10に各サイクル正加力・変位ピーク時の層間変位に占める摩擦ダンパーのすべり変位の割合を示す。ここで壁負担せん断力は、計測した水平力から鋼製骨組が負担するせん断力を除いた値を示している。図-9、図-10に示

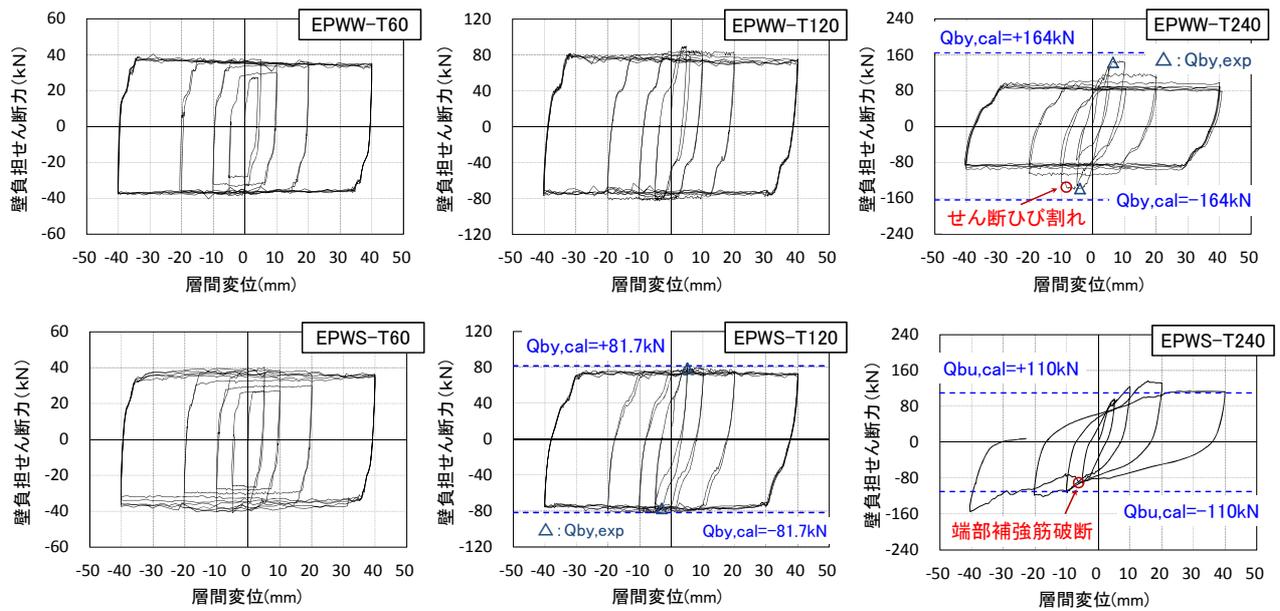


図-9 壁負担せん断力と層間変位の関係

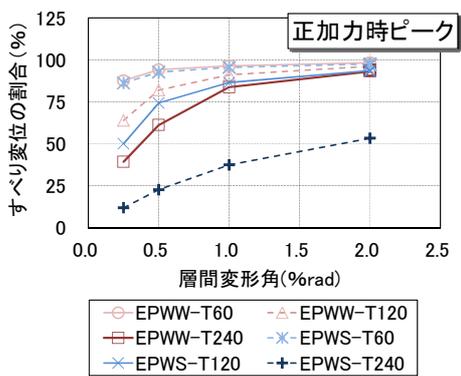


図-10 層間変位に占めるすべり変位

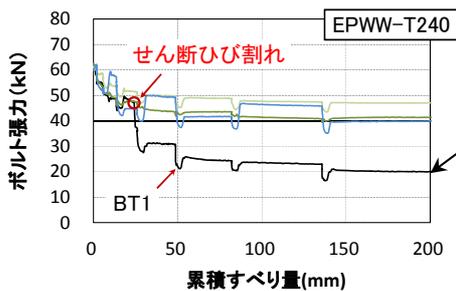


図-11 ボルト張力と累積すべり量の関係

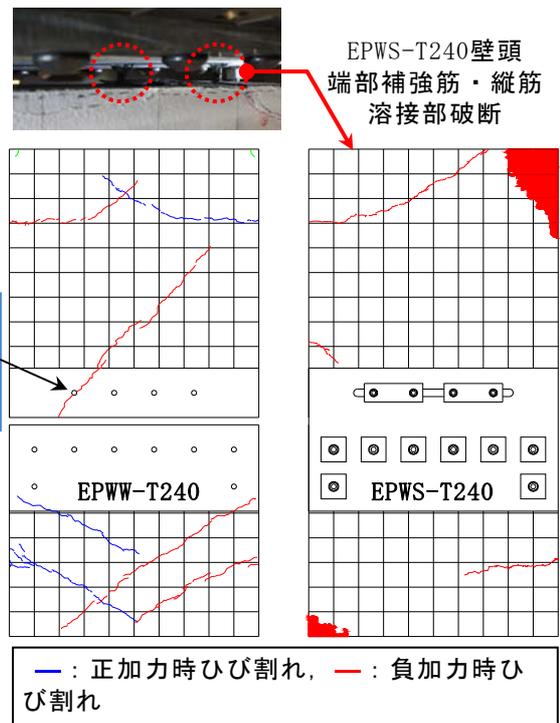


図-12 実験終了時の最終ひび割れ状況

すように、EPWW、EPWS試験体のT60、T120のtest runでは、摩擦ダンパーが作動し壁負担せん断力の上限を摩擦力で制御できており、R=1/50サイクルでのすべり変位が層間変位に占める割合は、概ね95%以上となり安定したエネルギー吸収能力を示した。また、両試験体の両test runでは、試験体セット時に生じたエンドプレートと方立て壁との肌別れを除き、方立て壁にひび割れ損傷は発生しなかった。EPWS試験体のT120のtest runでは、端部補強筋が引張降伏し、曲げ降伏時せん断力の実験値 $Q_{by, exp}$ (=79.2, -77.7kN)は概ね計算値に一致した。EPWW試験体のT240のtest runでは、R=1/200サイクルで端部補強筋が僅かに引張降伏した後に、同サイクルの負加力時に上部方立て壁にせん断ひび割れが生じ、図-12に示すようにそれが

摩擦ダンパー部の締め付けボルト位置を貫通した。そのため、図-11に示すように、そのボルトの張力が急減したため壁負担せん断力は大幅に低下したものの、約80kNの壁負担せん断力を維持し加力が継続可能であった。また、曲げ降伏時せん断力の実験値 $Q_{by,exp}$ (=143, -138kN)は計算値を下回った。これは壁頭、壁脚部でのエンドプレートと方立て壁との肌別れ部分が十分に閉じず圧縮側コンクリートが有効に働かないために応力中心間距離が減少したことが原因と推測される。EPWS試験体のT240のtest runにおいては、図-10に示すように方立て壁自体の変形が大きくなったため摩擦ダンパーが最大で5割程度しか摺動せず、 $R=1/100$ サイクルで最大耐力に達した後に、摩擦ダンパー部の締め付けボルト張力の低下に伴い壁負担せん断力が低下した。その後、図-12に示すように、 $R=1/50$ (1回目)サイクルの負加力時に壁頭の端部補強筋とエンドプレートとの溶接部が破断し耐力低下が生じた。さらに、加力を継続すると、上部方立て壁とエンドプレートとの肌別れが大幅に拡大したため水平スリットが閉じ、上・下部方立て壁の接触により耐力上昇した後に隅角部のコンクリートの圧壊が顕著となったので実験を終了した。

#### 4. まとめ

既存壁に適用できる摩擦ダンパーを用いた実大RC制振方立て壁の水平加力実験を行い次の知見が得られた。

- 1) 締め付けボルトに接着系あと施工アンカーボルト(PC鋼棒, 15φ, C種, 有効埋込深さ6.5da以上)を用いた摩擦ダンパーでは、初期ボルト張力30kN/本以下であれば安定した摩擦力を発揮可能であった。
- 2) シングル配筋されたRC制振方立て壁では、ボルト張力の総和が120kN以下であれば、ひび割れ損傷を抑制しつつエネルギー吸収能力に富む荷重変形復元力特性(せん断力約70kN)を発揮した。

#### 参考文献

- 1) 吉岡智和, 吉村拓也, 摩擦ダンパーを用いたRC制振方立て壁の地震時挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 2, pp. 829-834, 2015. 06
- 2) 國本健太郎, 吉村拓也, 角周作, 吉岡智和, 高強度アルミ摺動材を用いた鋼-コンクリート摩擦ダンパー要素の摺動実験, 日本建築学会九州支部研究報告, 構造系, 53号, pp. 497-500, 2014. 3
- 3) 緒方崇浩, 吉岡智和, アルミニウム合金板を挿入した高力ボルト摩擦接合に関する実験研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 構造系, 44号, pp. 249-252, 2005. 3
- 4) 日本建築防災協会, 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2001年改訂版, 2002. 1

#### ( 発 表 論 文 )

- (1) 吉岡智和, 前田剛志, 趙経緯, 既存壁を用いるRC制振方立て壁の地震時挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol. 38, 2016. 06. (採録決定)
- (2) 前田剛志, 趙経緯, 吉岡智和, 摩擦ダンパーを用いたRC制振方立て壁の水平加力実験(その4) 既存壁に摩擦ダンパーを適用したRC制振方立て壁の地震時挙動, 日本建築学会研究報告九州支部(CD-ROM), 55号, No. 277, 2016. 03. 06.