

## 論文 取替可能な軽量 PCaRC 制振方立て壁の地震時挙動

吉岡 智和\*1・太田 智大\*2

**要旨:** 片面のみ摩擦ダンパー等を用い架構に取り付けた取替可能な軽量 PCaRC 制振方立て壁の水平加力実験を行った。その結果, (1)摩擦ダンパーの初期ボルト張力の総和を 150kN とすれば, 軽微な損傷が生じるものの 90kN 前後の安定した減衰力を発揮でき, (2)初期ボルト張力の総和を 300kN とするとせん断力の急増を招き, 底面に塞ぎ板を有する方立て壁では曲げ圧縮破壊が生じ, (3)三次元有限要素法解析による計算値で曲げ曲げひび割れ時せん断力の実験値は概ね評価でき, 曲げ降伏時せん断力の実験値は過大評価した。

**キーワード:** 方立て壁, 摩擦ダンパー, 地震時損傷

### 1. はじめに

RC, SRC 造共同住宅のマンションの地震被害として, 写真-1 に見られる架構と分離されていない RC 非構造壁がせん断破壊する事例が多発している(例えば,1)。RC 非構造壁には構造スリットを設け, 架構と縁切りすることが推奨されているものの, 施工性が良く外壁の基本性能の確保が容易な部分スリット等が多用され, 地震被害が繰り返されてきた。筆者らの一人は, RC 非構造壁の地震被害の防止, 及び RC 非構造壁の制振デバイスとしての積極的な活用を目指し, 文献2において高強度アルミ摺動材を利用した摩擦ダンパーを用いた制振方立て壁を提案し, その地震時挙動を明らかにした。当該方立て壁は, 架構と一体成形した方立て壁を高さ方向の中央で上下に分離し摩擦ダンパーを介し連結したもので, 方立て壁の損傷時に取替えが容易でない欠点を有していた。そこで, 損傷時の取替えだけでなく新築時の後付けも容易に行えるように, プレキャスト乾式で架構に取り付け, 重量軽減のため軽量コンクリートを利用し, ファスナーを架構との取り付け部に設けることを特徴とする図-1 に示す軽量 PCaRC 制振方立て壁を新たに提案する。この制振壁では, 壁頭ファスナーに設けた摩擦ダンパーが方立て壁に入力される力を制御し, かつ架構へ入力される地震エネルギーを吸収することで, 方立て壁自体と架構の損傷を抑制することを目指している。また, 近年の労働者不足に対応するため, プレファブリケーションによる RC 工事における施工の省力化を図り得る。

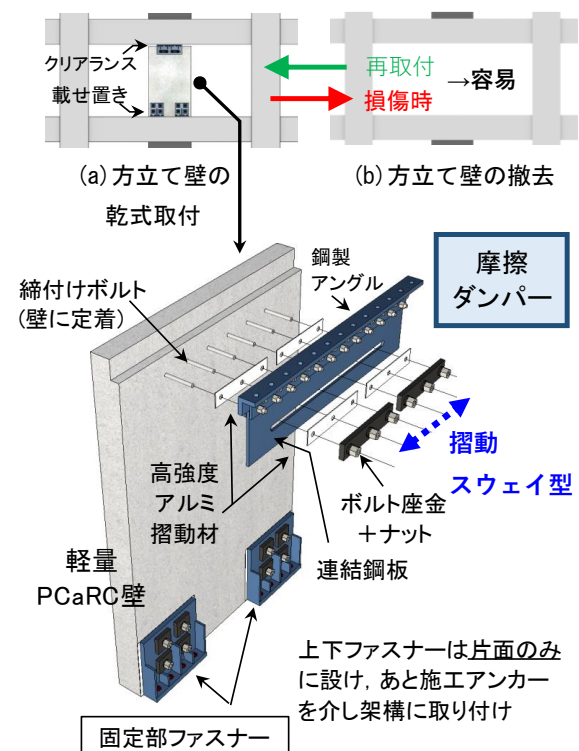
本研究では, 提案した PCaRC 制振方立て壁単体の地震時挙動を明らかにするため, 縦筋の定着方法を実験変数とした実大方立て壁試験体の水平加力実験を実施し, (1)軽微な損傷を維持しつつ目標せん断力 80kN 以上を発揮し, 完全弾塑性型の履歴ループが得られること, (2)実験条件が方立て壁の最終破壊性状に与える影響を把握し,

方立て壁の加力・拘束条件から弱点と推測される壁脚固定部の破壊に至る前に(1)が可能であることを確認した。



(a)被災時(せん断破壊) (b)復旧工事中

写真-1 RC 非構造壁の地震被害



(c) 軽量 PCaRC 制振方立て壁の詳細と特徴

図-1 提案する軽量 PCaRC 制振方立て壁

\*1 九州大学大学院 芸術工学研究院 環境デザイン部門 准教授 博士(工学) (正会員)

\*2 九州大学大学院 芸術工学研究府 芸術工学専攻 修士課程

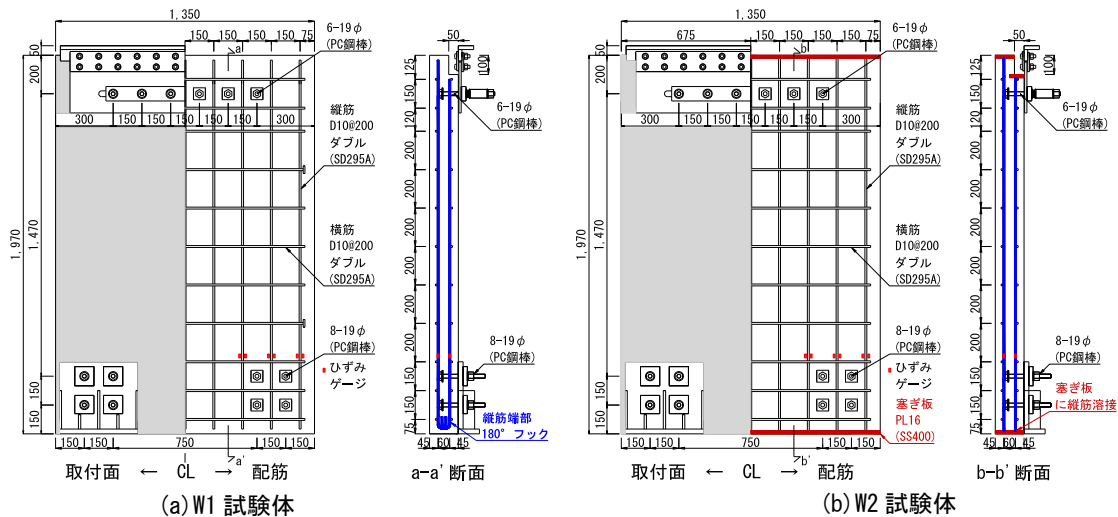


図-2 試験体の形状・寸法、配筋、及び縦筋ひずみ計測位置

さらに、片面のみに設けられた上下ファスナーを介し荷重が伝達される当該壁の曲げひび割れ時、及び曲げ降伏時せん断力の実験値を3次元非線形有限要素法により評価可能であるか確認した。

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体、及び実験条件

試験体の形状・寸法、配筋、及び縦筋ひずみ計測位置を図-2に、上下ファスナー部の詳細を図-3に、試験体に用いたコンクリートの圧縮強度試験結果を表-1に、鉄筋等の引張試験結果を表-2に示す。

RC方立て壁の寸法は、高さ1970mm×幅1350mm×厚さ150mmとした。コンクリートには、軽量1種コンクリートを使用した。配筋として、横筋D10@200ダブル(SD295A)を配筋した。W1試験体では縦筋D10@150ダブル(SD295A)とし、壁脚側端部は応力伝達のために180°フックを設けコンクリート中に定着させた。W2試験体ではW1試験体と同様に縦筋D10@150ダブル(SD295A)を配筋し、壁頭・壁脚部にエンドプレートPL16(SS400、塞ぎ板と称す)を設け、それに縦筋を溶接しコンクリートに機械式定着させた。なお、塞ぎ板は縦筋を挿入するため穿孔し、縦筋を挿入した後に全周隅肉溶接を施し塞ぎ板と連結した。塞ぎ板は、壁脚固定部のアンカーボルトの端抜け破壊を防止する役割も担っており、壁脚固定部の端抜け破壊に対し方立て壁の曲げ破壊が先行することを企図し設けた。

試験体は下部加力桁に載せ置いた上で、上部加力桁とその壁頭を摩擦ダンパー部ファスナーにより、下部加力桁と方立て壁の壁脚を固定部ファスナーにより連結した。なお、上部加力桁と方立て壁の間に50mmのクリアランスを設けた。摩擦ダンパーを構成する鋼板(PL12, SS400, 連結板と称す)には、長孔(30φ×長さ870mm)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

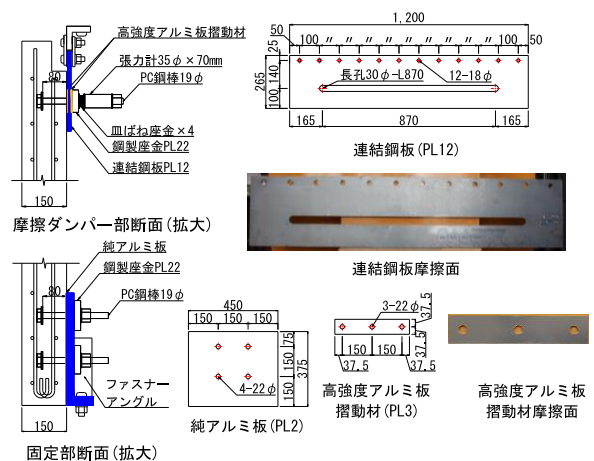


図-3 上下ファスナー部の詳細

表-1 コンクリートの圧縮試験結果

| 試験体名 | 材齢(日) | 単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> ) | 圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> ) | ヤング係数(kN/mm <sup>2</sup> ) |
|------|-------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|
| W1   | 58    | 18.5                       | 43.5                     | 19.1                       |
| W2   | 60    | 18.1                       | 36.7                     | 16.6                       |

表-2 鉄筋等の引張試験結果

| 使用部位 | 径・厚さ | 材質     | 降伏点(N/mm <sup>2</sup> ) | 引張強さ(N/mm <sup>2</sup> ) | ヤング係数(kN/mm <sup>2</sup> ) |
|------|------|--------|-------------------------|--------------------------|----------------------------|
| 縦・横筋 | D10  | SD295A | 356                     | 465                      | 174                        |
| 連結板  | PL12 | SS400  | 325                     | 468                      | 182                        |
| 塞ぎ板  | PL16 |        | 327                     | 416                      | -                          |
| 摩擦部  | 3mm  | A7075P | 487                     | 556                      | 68.3                       |
| 固定部  | 2mm  | A2017P | -                       | 116                      | -                          |

で、方立て壁に埋め込み機械式定着させた6-19φ(PC鋼棒, C種)により締め付けた。安定した摩擦力を発揮させるため文献2で利用した摩擦ダンパーと同様に、方立て壁と連結版との摩擦面及び連結板と鋼製座金との摩擦面

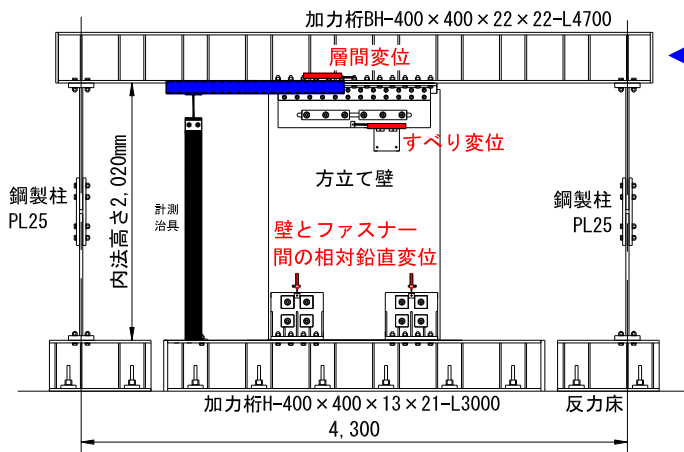


図-4 加力装置、及び変位計測位置

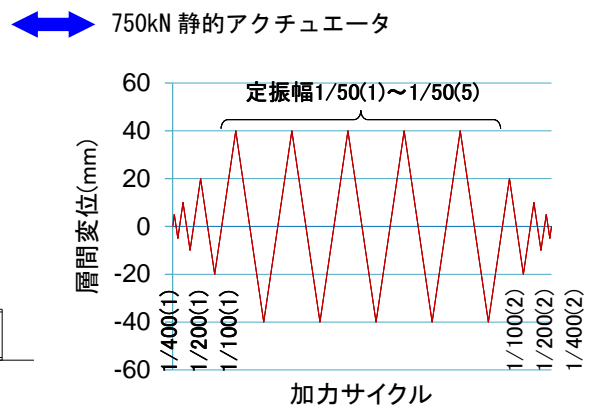


図-5 加力履歴

には高強度アルミ板摺動材( $t=3\text{mm}$ , A7075P-T351)を挿入した。ボルト締め付け部には、皿ばね座金(M20 軽荷重用 1種, JIS B1251)を4枚並列重ねて挿入し、繰り返し摺動に伴うボルト張力の低下の緩和を図った。下部ファスナーアングルと方立て壁は、壁中に埋め込み機械式定着させた8-19φ(PC鋼棒, C種)により締め付け、摩擦接合(導入張力120kN/本以上)し固定した。固定部ファスナーと方立て壁の間に約0.6<sup>3)</sup>のすべり係数を発揮させるために、純アルミ板( $t=2\text{mm}$ , A1050P-H24)を挿入し圧着することで、せん断力が約170kNに達するまで壁脚固定部に摺動が生じないように設定した。

実験条件として、各試験体においてT150, T300テストランの2つをそれぞれ計画した。T150テストランでは摩擦ダンパー部の初期ボルト張力25kN/本を導入し、方立て壁が無損傷かつ鉄筋未降伏で目標せん断力85.5kN(文献2よりすべり係数を0.57として算定)を発揮できることを想定した。T300テストランでは初期ボルト張力50kN/本を導入し目標せん断力171kN(同上の方法で算定)を発揮させ、方立て壁のひび割れ損傷の発生、縦筋の引張降伏、並びに壁脚固定部のボルト摩擦接合部が摺動しボルト支圧接合に移行することは許容するものとした。T300テストランにおいて、W1試験体では壁脚固定部が端抜け破壊(想定した破壊時せん断力135kN)し制振壁としての機能を喪失することを想定したのに対し、壁脚に塞ぎ板を設けたW2試験体では壁脚部の破壊に至らず制振壁として機能することを想定した。

## 2.2 加力方法、及び計測方法

図-4に加力装置、及び変位計測位置を、図-5に加力履歴を示す。加力は、大地震時の応答を模擬するため、方立て壁試験体を鋼製骨組の内部に取り付け、鋼製骨組を構成する上部加力桁に接続した750kNアクチュエータにより強制変位を与えた。加力は変位制御とし、壁板の部材角 $R=\pm 1/400\text{rad.}$ ,  $\pm 1/200\text{rad.}$ ,  $\pm 1/100\text{rad.}$ となる変位を各1回ずつ与えた後に、一定変位 $R=\pm 1/50\text{rad.}$ を5

回繰り返す、再び $R=\pm 1/100\text{rad.}$ ,  $\pm 1/200\text{rad.}$ ,  $\pm 1/400\text{rad.}$ となるように変位を与えた。物理量として、水平力、上・下加力桁間の相対水平変位(層間変位)、壁脚部位置での縦筋ひずみ、連結板と方立て壁との間の相対水平変位(すべり変位)、方立て壁と固定部ファスナーとの間の相対鉛直変位、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. 実験結果

### 3.1 T150 テストランの実験結果

T150テストランより得られたW1, W2試験体の実験結果として、図-6に壁負担せん断力と層間変位の関係を、図-7に加力終了時の壁脚部のひび割れ損傷状況を、図-8に壁負担せん断力と縦筋ひずみの関係の代表例を示す。ここで、壁負担せん断力は強制変位により生じた水平力から鋼製骨組が負担するせん断力(=予め計測した鋼製骨組の弾性水平剛性に計測した層間変位を乗じたもの)を除いた値としている。

図-6に示すように、両試験体ともに層間変位の増加に伴い壁負担せん断力が漸増し、 $R=\pm 1/50$ サイクル以降は約90kNの壁負担せん断力を維持した。そのため、文献2で報告した同仕様の摩擦ダンパーを組み込んだ制振方立て壁の地震時挙動と同様に、摩擦ダンパーが作動しその摩擦力により壁負担せん断力が制御されていると考えられる。その際の最大せん断力は、文献2より得られた摩擦ダンパーのすべり係数(0.57)に初期導入ボルト張力の総和(W1, W2試験体:148kN, 154kN)を乗じた計算値(W1, W2試験体:85, 88kN)により、概ね評価可能であった。

一方、両試験体では、図-7に示すように壁脚部において、固定部ファスナー直上に曲げひび割れが生じ(図-6中の丸印で発生)、その曲げひび割れから伸長した斜めひび割れが固定部ファスナー間に発生した(図-6中の◇印で発生)。さらに、図-8に見られるように縦筋の引張

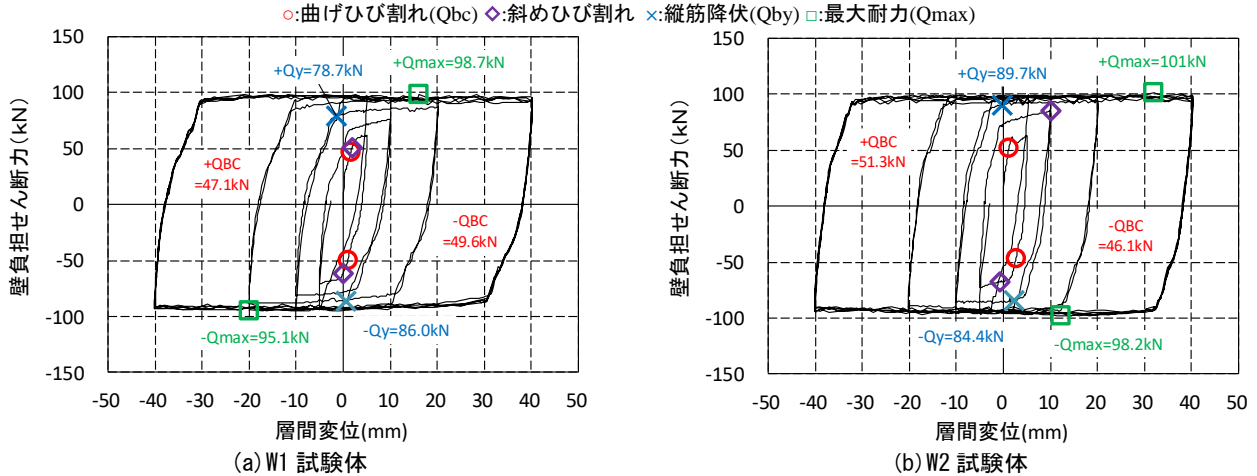


図-6 壁負担せん断力と層間変位の関係 (T150)

降伏 (図-6 中の×印で発生, 降伏ひずみ  $\epsilon_y = 2048 \mu$ ) も生じており, 当初想定は無損傷, 縦筋未降伏を維持することが出来なかった。これは, 実験計画時に, 壁厚方向に均等に分布する応力度と平面保持を仮定した断面解析より算定した曲げひび割れ時せん断力  $Q_{bc}$ , 及び曲げ降伏時せん断力  $Q_{by}$  の計算値 (113, 122kN) が, 実験値を過大評価したことが原因である。なお, 脚部固定部ファスナーが, 片面のみ, かつ壁長方向の両端に偏在して取り付けられた提案制振方立て壁の曲げひび割れ, 曲げ降伏時せん断力の算定は 4 章にて試みた。両試験体において発生したひび割れ損傷は, 残留ひび割れ幅 0.15mm 以下となり, シール工法による補修が可能な軽微な損傷であった。ただし, 隣接する開口部に設けられる建具等には変形に追随する工夫を要する。

### 3.2 T300 テストランの実験結果

図-9 に T300 テストランにおける W1, W2 試験体の壁負担せん断力と層間変位の関係を示す。両試験体において, 壁負担せん断力が摩擦ダンパー作動時せん断力  $Q_{slip}$  (文献 2 よりすべり係数 0.57 とした時の摩擦ダンパーの摩擦力の計算値, なお, W1, W2 試験体の初期導入ボルト張力の総和は 309, 308kN) を超過しない範囲では, 方立て壁の損傷が拡大し水平剛性が大きく低下したため, 摩擦ダンパーは作動していたものの, 層間変位に対するすべり変位の割合は小さかった。そのため, 壁負担せん断力と層間変位の関係は理想的な完全弾塑性型履歴ループに比較し, エネルギー吸収能力に乏しい軸力を支持していない RC 方立て壁の履歴特性を色濃く反映した紡錘型履歴ループを描く結果となった。

また, 両試験体では,  $R = \pm 1/50 \text{rad}$ . (1 回目) サイクルの正加力時加力途中に壁負担せん断力が急増し, 写真-2 に示す壁脚固定部の損傷に伴い耐力低下した。これは, 図-10 に示すように, 壁脚固定部ファスナー直上の縦筋引張降伏領域の拡大により曲げひび割れ幅が急増し壁頭

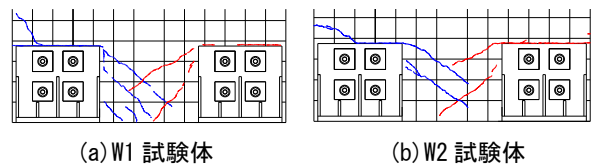


図-7 ひび割れ損傷状況

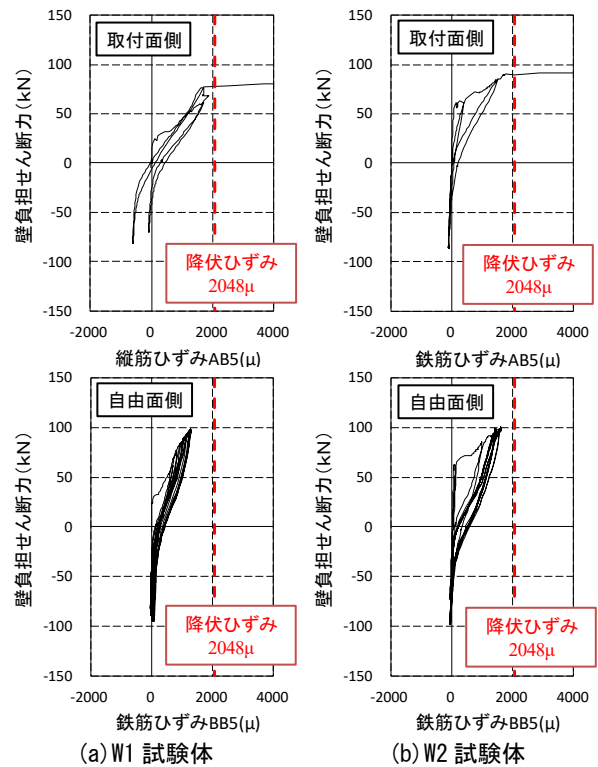
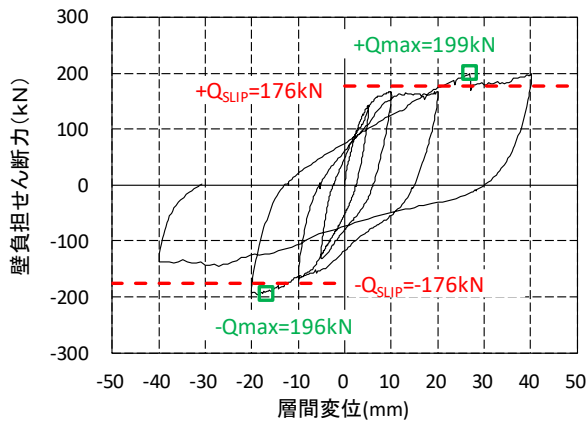


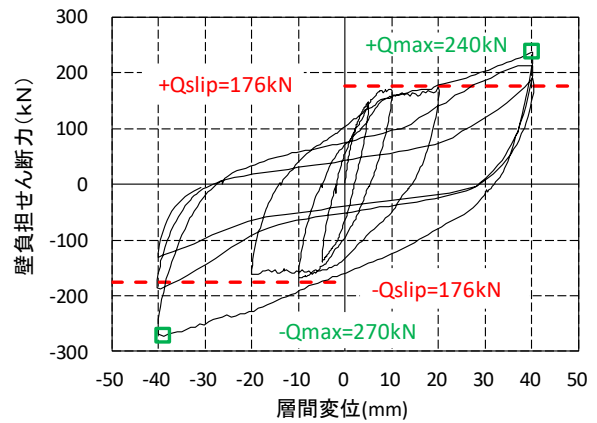
図-8 壁負担せん断力と縦筋ひずみの関係

が持ち上がることで, 摩擦ダンパー部の方立て壁に定着された締め付けボルトと一緒に上昇し, 摩擦ダンパーを構成する連結板の長孔縁に接触することで鉛直下向きの拘束力が発生した結果と推測される。最終破壊性状について, 壁脚固定部を特別に補強していない W1 試験体は, 写真-2 (a) から判断して固定部ボルト端抜け破壊により





(a) W1 試験体



(b) W2 試験体

図-9 壁負担せん断力と層間変位の関係(T300)

耐力が低下したと推測できる。一方、方立て壁底面に塞ぎ板を設けた W2 試験体では、写真-2(b)に示すように、W1 試験体では認められなかった縦筋の屈服も見られることから曲げ圧縮破壊したものと考えられる。従って、底面の塞ぎ板には、固定部ボルト端抜け破壊を防ぐ効果を確認できた。また、最大せん断力は、W1 試験体の 199kN に比較し、W2 試験体が 270kN とより向上した。

#### 4. 有限要素法解析による強度算定

ここでは、固定部ボルト端抜け破壊を防止できた底面に塞ぎ板を有する W2 試験体の T150 テストランより得られた曲げひび割れ時、及び曲げ降伏時せん断力の実験値と 3次元非線形有限要素法解析を用いた計算値との比較を行った。初めに、W2 試験体の要素分割、境界条件、及び各要素の力学特性について述べる。なお、解析には、汎用有限要素法解析ソフトウェア ANSYS Mechanical APDL ver19.1 を使用した。図-11 に方立て壁の要素分割、壁筋要素の配置、使用した要素、及び荷重、変位の境界条件を示す。方立て壁（コンクリート部分）は 8 節点 6 面体要素（コンクリートの圧壊、ひび割れを表現できる SOLID65）、塞ぎ板は 8 節点 6 面体要素（SOLID45）、壁筋は軸方向力のみ考慮する 2 節点線材要素（LINK180）でそれぞれモデル化した。壁筋とコンクリートは完全付着を仮定した。変位の境界条件（図-11 中の△印）として、壁脚固定部ファスナーと圧着されている位置の節点の壁長、壁高、壁厚方向の変位を拘束し、摩擦ダンパー部のボルト位置の節点は壁厚方向変位を拘束し、実験結果から片持ち形式と見なせる挙動を示したことから壁高方向変位の拘束は無視した。荷重の境界条件として、摩擦ダンパー部のボルト位置の節点に、水平方向の節点荷重を与え、その総和が 130kN となるまで増分させた。続いて、各要素の力学特性について述べる。コンクリート（SOLID45）の降伏条件として Willam-Warneke の 5 パラメータモデルを用い、図-12 に示す一軸圧縮、引張時の

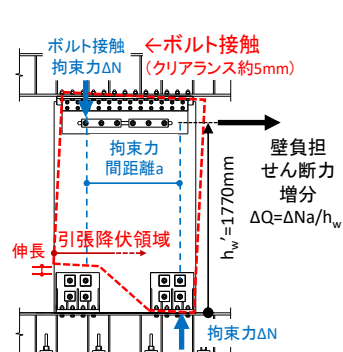


図-10 方立て壁に生じた剛体回転



(a) W1 試験体



(b) W2 試験体

写真-2 最終破壊状況 (壁脚固定部・自由面側)

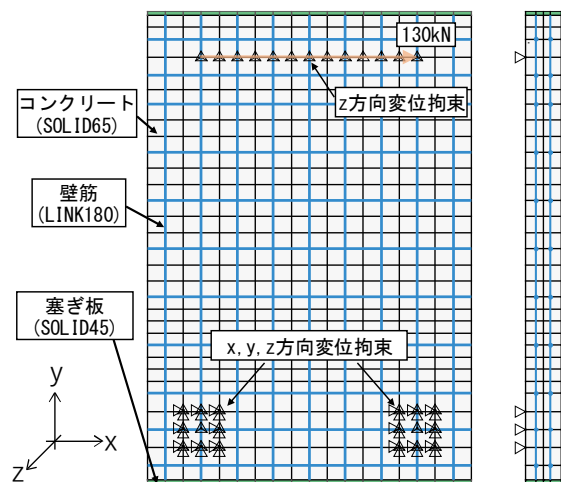


図-11 W2 試験体の解析モデル

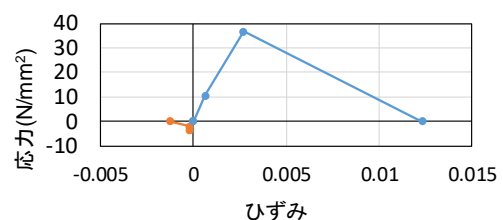


図-12 コンクリートの応力度とひずみ度の関係

応力度とひずみ度の関係を採用した。コンクリートのひび割れは分布ひび割れモデルとした。壁筋 (LINK180) と塞ぎ板 (SOLID45) には Von Mises の降伏条件を用い、Bilinear の応力度とひずみ度の関係を採用した。解析に用いたコンクリート、壁筋、塞ぎ板の強度、弾性剛性は、材料試験結果より得られた値を用いた。

続いて、曲げひび割れ時、及び曲げ降伏時せん断力の実験値と計算値の比較を行った。図-13 に壁負担せん断力と壁水平変形の関係を示す。図-14 に曲げ降伏時の縦筋ひずみ分布 (圧縮ひずみ-, 引張ひずみ+) の実験値 (正加力時) と計算値の比較を示す。なお、図-13 に示した壁水平変形の実験値は、計測された層間変位から摩擦ダンパーのすべり変位を除いた値とした。また、解析における曲げひび割れの発生点は、実験で目視により観察した結果と同様にするため、固定部ファスナー直上、かつ最外縁に位置する要素にひび割れが発生した時点を採用した。図-13 に示すように、曲げひび割れ(図中の○)から縦筋引張降伏(曲げ降伏, 図中の×)までの水平剛性について、計算値は実験値を概ね評価できた。一方、曲げひび割れ前までの水平剛性に関しては、加力直後の初期段階では両者は概ね一致したものの、その後に実験結果は剛性低下が生じ、計算値と一致していない。また、せん断力 44 kN 前後での解析結果の剛性低下は、固定部を模擬した支点位置での斜めひび割れの発生により生じたものである。曲げひび割れ時せん断力の計算値は実験値を概ね評価しているものの、曲げ降伏時せん断力の計算値は実験値を 20% 程度過大に評価する傾向にあった。ただし、図-14 に示すように、曲げ降伏時の縦筋ひずみ分布は、ファスナー取付面側、自由面側ともに計算値は実験値と概ね一致しており、上記の過大評価の要因については今後の検討課題である。

## 5. まとめ

提案した軽量 PCaRC 制振方立て壁の水平加力実験を行い、本研究の範囲内で次の知見が得られた。

- (1)初期ボルト張力として約 150kN を導入すると、方立て壁に軽微な損傷が発生するものの、摩擦ダンパーが作動し 90kN 前後のせん断力を発揮できた。
- (2)初期ボルト張力として約 300kN を導入すると、加力途中に壁負担せん断力が急増し、W1 試験体は壁脚固定部がボルト端抜け破壊し、壁底面に塞ぎ板を設けた W2 試験体では曲げ圧縮破壊に破壊形式が移行しより大きな耐力を発揮したものの、制振壁としての機能を喪失した。
- (3)3次元有限要素法解析を用いた曲げひび割れ時せん断力の計算値は実験値を概ね評価可能であったが、曲げ降伏時せん断力の計算値は実験値をやや過大評価した。

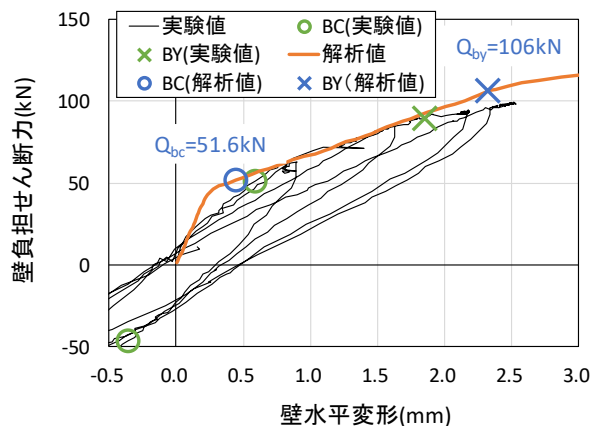


図-13 壁負担せん断力と壁水平変形の関係の比較

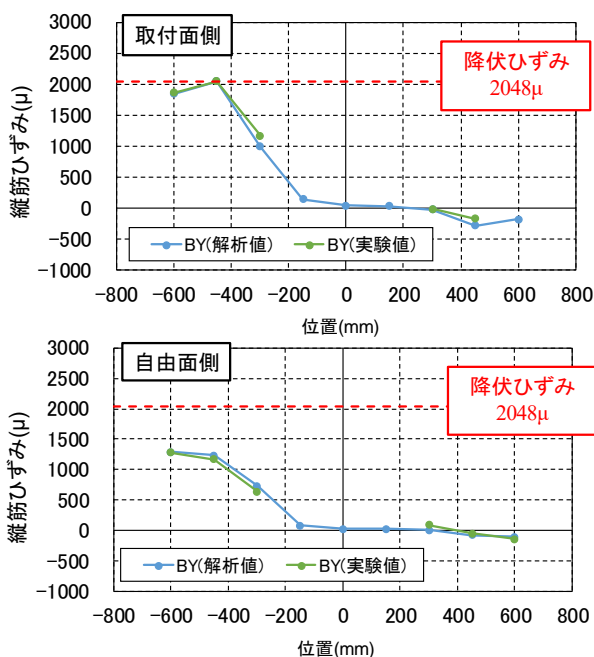


図-14 縦筋ひずみ分の比較

## 謝辞

本研究は、JSPS 科研費 JP17K06646 の助成を受けたものです。本研究には、二島冬太氏 (元九州大学大学院生) の多大な協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 徳重貴寿, 二島冬太, 吉岡智和, 平成 28 年度熊本地震により被災した SRC 造共同住宅の地震被害, 日本建築学会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1441, 1442, 2017.7
- 2) 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, No.2, pp.1015-1020, 2016.6
- 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