

論文 コンクリートれんが造二次壁を有する RC 造架構のガラス繊維プレートによる耐震補強に関する実験的研究

黒木 正幸^{*1}・菊池 健児^{*2}・金 京泰^{*3}・三宅 達也^{*4}

要旨: RC 造架構の面内にある組積造壁体をガラス繊維プレートで補強することにより耐震要素として活用するとともに、架構の面外にある組積造壁体の倒壊防止のため、2 層の壁体をボルトで接合するといった補強法の効果について実験的に検証を行った。その結果、本補強法は強度型の補強法として有効であること、架構面外の壁体は架構の最大荷重にはほとんど影響を与えないことを示した。また、架構面外の壁体にひび割れは生じたが、脱落は起こらなかった。

キーワード: 耐震補強, GFRP, 学校校舎, 二次壁, れんが

1. はじめに

近年、韓国では耐震設計が義務化された 1988 年以前の建物に対して耐震補強を行う気運が高まっている^{1), 2)}。韓国の学校校舎は、鉄筋コンクリート (RC) 造のラーメン架構にブロック造壁やれんが造壁が間仕切り壁や外壁として数多く設置されているものが一般的である。これらの壁体は無筋であり、耐震要素として設計はされていない。また、外壁は図-1 に示すような 2 層構造で、外側の壁体は RC 造架構の面外に位置し、架構とはほとんど接合されておらず、わずかな水平力によって倒壊する危険性を有しているものが少なくない。

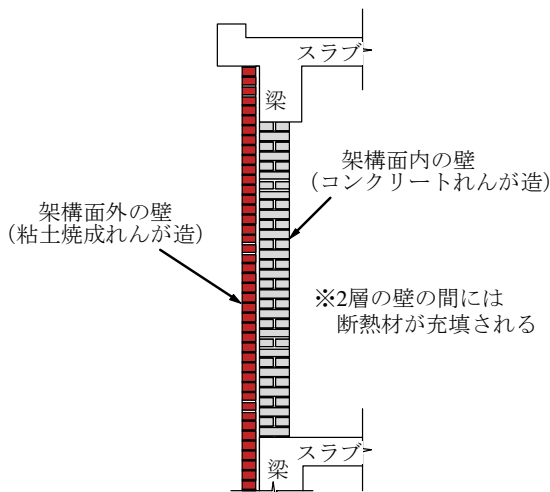


図-1 韓国における RC 造学校校舎の外壁の例

以上の背景から、本研究では架構の面内にある組積造壁体をガラス繊維プレートで補強することにより耐震要素として活用するとともに、RC 造架構の面外にある組積造壁体の倒壊防止のため、2 層の壁体をボルトで接

合するといった補強法の効果を実験的に検証することを目的としている。

2. 試験体

試験体の形状・寸法および配筋状況を図-2 に、補強の詳細を図-3 に、使用した材料の力学的性質を表-1 に示す。試験体は韓国の 3~5 階建て学校校舎³⁾ の 1 階の梁間方向 1 スパンを対象としたもので、実大の 1/2 スケールである。

試験体 No.1 は基準試験体で、RC 造架構と、その架構の面内に後積みした厚さ 100mm の無補強コンクリートれんが造壁体により構成される。使用したコンクリートれんがの寸法は、210mm×100mm×60mm である。

試験体 No.2 は、コンクリートれんが造壁体をガラス繊維プレートで補強したものである。具体的には幅 22mm、厚さ 2mm の繊維プレート 4 枚からなる 1 組の繊維プレートを、エポキシ系接着剤により間隔 290mm で 2 方向に貼付けた。補強量を壁筋比のように表せば、 $p_f = 0.61\%$ となる。なお、2 方向の繊維プレートの交点には押さえプレートを、コンクリートれんが壁に埋め込んだ径 12mm の接着アンカーにより取付けた。繊維プレートの定着は、定着破壊が先行しないようにすることを念頭に、以下のようにした。1) 繊維プレート貼り付けに先立って、L 形鋼を接着系アンカーにより RC 造柱梁に取り付けた。その際、L 形鋼とれんが壁ならびに RC 造柱梁との接触面はエポキシ系接着剤により密着させた。2) この L 形鋼に繊維プレートの端部をエポキシ系接着剤により貼り付けた。3) さらに、その上に平鋼を同接着剤により貼り付けた。その際、繊維プレートがない部分においては L 形鋼の上に接着剤を厚塗りし、平鋼と L 形鋼が

*1 大分大学 工学部福祉環境工学科建築コース助教 博士(工学) (正会員)

*2 大分大学 工学部福祉環境工学科建築コース教授 工博 (正会員)

*3 忠州大学 建築学部 博士(工学)

*4 大分大学大学院 工学研究科建設工学専攻

直接密着するようにした。4) 接着剤がまだ柔らかいうちに、コ形の金物を介してL形鋼に溶接止めされたナットに対してボルトを締め込むことで平鋼を押さえつけた。これにより、L形鋼と平鋼の2つの板要素とそこに挟まれた繊維プレートが一体となるようにした。

試験体 No.3 も補強試験体で、補強法は試験体 No.2 と同一である。試験体 No.2 との違いは、架構の面外に厚さ50mmの粘土焼成れんがが造壁体が存在することである。この壁体と架構面内の壁体とのあき寸法は25mmで、両者は繊維補強材の押さえプレートの取付けにも利用する接着アンカーボルトにより接合されている。したがって、架構面外の壁は架構の変形の影響を受ける。

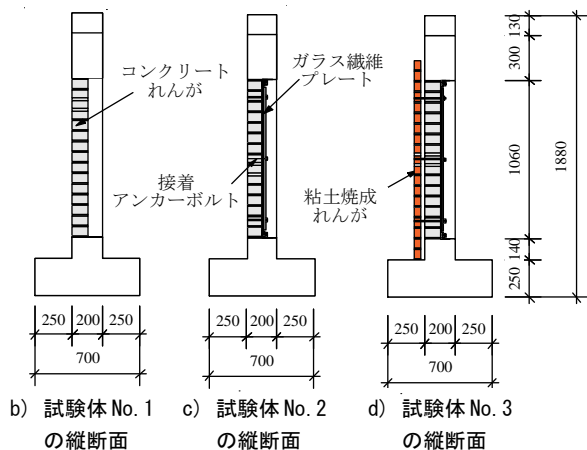
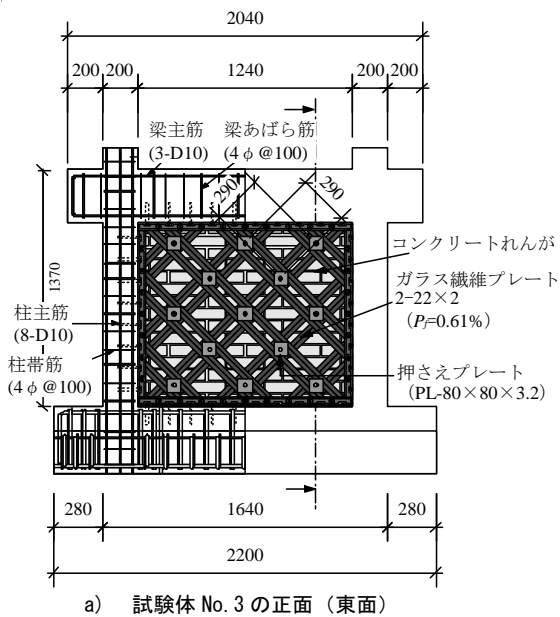
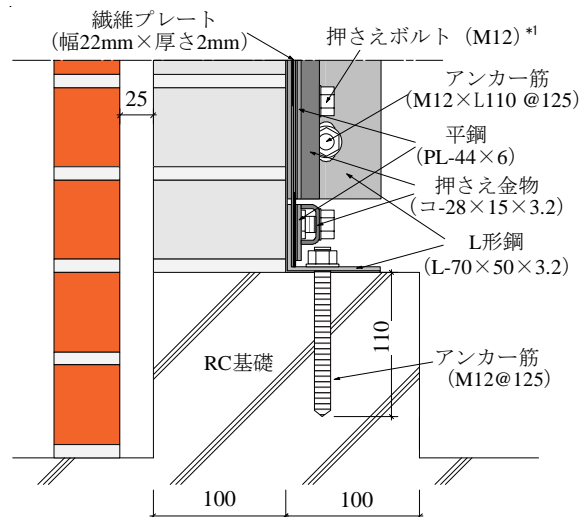


図-2 試験体の形状・寸法および配筋状況

3. 実験方法

本実験の加力装置を図-4に示す。2本の柱に一定の鉛直荷重(軸方向応力度 σ_0 にして4.2MPa)を載荷した状態で、静的変位漸増の繰返し水平荷重を梁中央位置に載荷した(押しを正加力、引きを負加力とした)。各サ



*1 L形鋼に溶接止めされたナットに締め込む

図-3 補強の詳細

表-1 使用材料の力学的性質

a) コンクリート、モルタル、プリズムの圧縮強度

試験体	コンクリート			目地モルタル (MPa)	組積プリズム (MPa) ^{*1}
	柱 (MPa)	基礎 (MPa)	上梁 (MPa)		
No.1	19.5	23.0	22.2	17.9	11.6
No.2	22.1	23.2	30.3	22.9	12.2
No.3	18.6	23.0	22.2	17.9	12.3

*1 コンクリートれんが(210×100×60mm)を目地幅10mmで4段組積したもの

b) 鉄筋

呼び名	断面積 (mm ²)	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	破断伸び (%)
D10	71	377	518	22.3
4φ	13	685 ^{*1}	763	7.4
M12 ^{*2}	84 ^{*3}	420 ^{*4}	520 ^{*4}	-

*1 0.2%オフセット法による *2 アンカー筋(M12)

*3 ねじ部有効断面積 *4 規格値(下限値)

c) ガラス繊維プレート

単位体積重量 (kN/m ³)	引張弾性率 (MPa)	引張強さ (MPa)	引張破壊ひずみ (×10 ⁻⁶)
19.5	47,300	1,030	23,700

イクルの正負の折返し層間変形角は、0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5, 2.0 (×10²rad)とした。このうち、0.2~0.6 (×10²rad)では同一振幅で2回の載荷を行

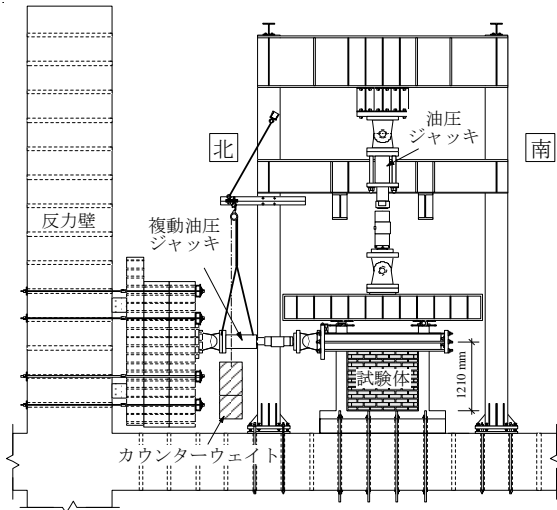


図-4 加力装置

った。最大荷重発揮後において、折返し時の水平荷重が最大荷重の80%を下回った場合は、そのサイクルで実験を終了した。

4. 終局強度の計算値

各種終局強度の計算値を表-2に示す。なお、計算にあたり架構面外の焼成れんが壁は考慮に入れていない。

Q_{mu} はコンクリートれんが造壁付き架構が一体的に曲げ破壊する場合のせん断力で、文献4)により算定した。

Q_{sua} はれんが造壁体がせん断破壊する場合のせん断力で、RC造増設耐震壁に対して提案⁵⁾されている次式により算定した。

$$Q_{sua} = Q_w + 2\alpha Q_c \quad (1)$$

ここに、 Q_w は壁体のせん断強度で式(2)による。式(2)は文献6)を準用したもので、繊維補強材を壁筋とみなし、また、コンクリートの寄与分にれんが壁体のひび割れ強度をあてはめている。

$$Q_w = \max\{p_f \cdot \sigma_f, f_v + 0.5 p_f \cdot \sigma_f\} A_w \quad (2)$$

Q_c はRC造柱のせん断終局強度 Q_{csu} と曲げ終局強度 M_{cu} 時せん断力の小さいほうで、 Q_{csu} は式(3)⁷⁾、 M_{cu} は式(4)⁸⁾による。 α は変形の状態を考慮した低減係数(柱がせん断破壊の場合1.0、曲げ破壊の場合0.7)である。

$$Q_{csu} = \left\{ \frac{0.053 p_f^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj \quad (3)$$

$$M_{cu} = 0.8 (a_f \cdot \sigma_y) D + 0.5 N D (1 - N / (b D \sigma_B)) \quad (4)$$

ここに、 p_f は繊維補強比である。 σ_f は繊維補強材の有効強度で、ひずみが $2,000 \times 10^{-6}$ 時の応力度とする。このひずみの大きさは、炭素繊維シートで補強されたRC造耐震壁のせん断終局強度を控えめに評価するためのものとして文献9)に示されている。 f_v は軸力がない場合のれんが壁体のせん断強度 ($= 0.125 \sqrt{F_c}$)¹⁰⁾、 F_c は目地モルタルの圧縮強度 (MPa)、 A_w はれんが壁体の水平断面積である。式(3)、(4)の記号の意味は原典を参照願う。なお、すべての試験体において、柱の負担せん断力 αQ_c 計算値は曲げ破壊により決定された。

Q_{sub} は水平間接接合部が破壊する場合のせん断力で、式(5)¹¹⁾により算定した。

$$Q_{sub} = Q_j + Q_{pc} + \alpha Q_c \quad (5)$$

ここに、 Q_j は梁下面にある接着アンカーのせん断耐力の和で文献12)により算定した。 Q_{pc} は風上側RC造柱の柱頭のパンチングシア耐力で、文献13)により算定した。 αQ_c は風下側RC造柱の負担せん断力で、式(1)の αQ_c と同様に算定した。

5. 実験結果および考察

5.1 実験結果

水平荷重 Q と層間変形角 R の関係を図-5に、実験終了後のひび割れ状況を図-6に、 $Q-R$ 関係の包絡線を図

表-2 終局強度計算値と実験結果一覧

試験体	終局強度計算値			実験結果					実/計 Q_{max} / Q_{sua}
	Q_{mu} (kN)	Q_{sua} (kN)	Q_{sub} (kN)	加力 方向	架構面内 壁体の斜め ひび割れ 発生時	架構面外 壁体の斜め ひび割れ 発生時	最大荷重 Q_{max} (kN)	破壊 モード	
No.1	456	134	178	正	$0.1 < R \leq 0.2$	壁なし	169	せん断	1.26
				負	$0.05 < R \leq 0.1$		154	せん断	
No.2	666	180	434	正	$0.2 < R \leq 0.3$	壁なし	337	せん断	1.87
				負	$0.2 < R \leq 0.3$		349	せん断	
No.3	666	170	415	正	$0.2 < R \leq 0.3$	$0.2 < R \leq 0.3$	338	せん断	1.99
				負	$0.2 < R \leq 0.3$	$0.2 < R \leq 0.3$	314	せん断	

Q_{mu} : 壁付き架構が曲げ破壊する場合のせん断力

Q_{sub} : 間接接合部が破壊する場合のせん断力

Q_{sua} : 壁がせん断破壊する場合のせん断力

R : 層間変形角 ($\times 10^{-2}$ rad)

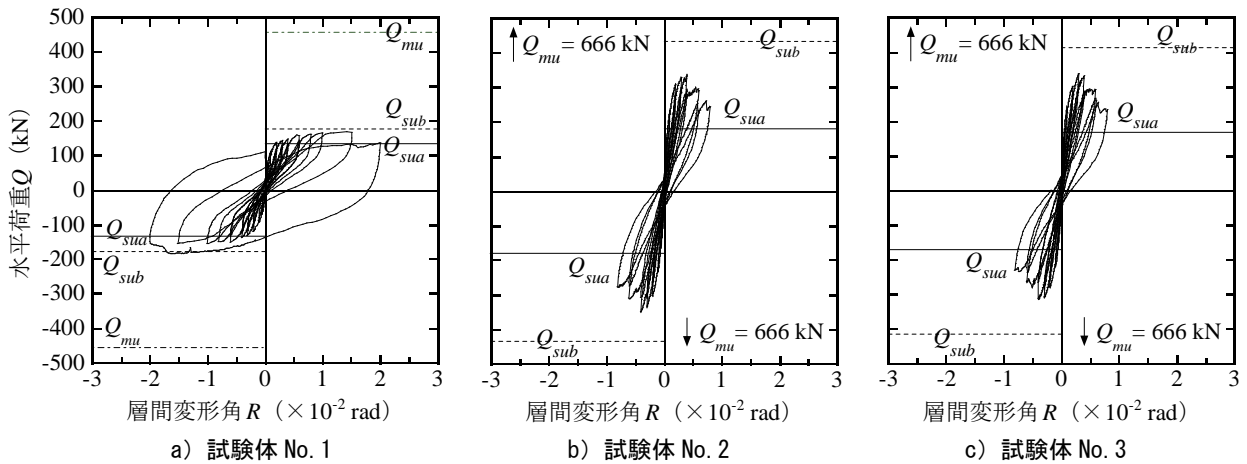


図-5 水平荷重 Q と層間変形角 R の関係

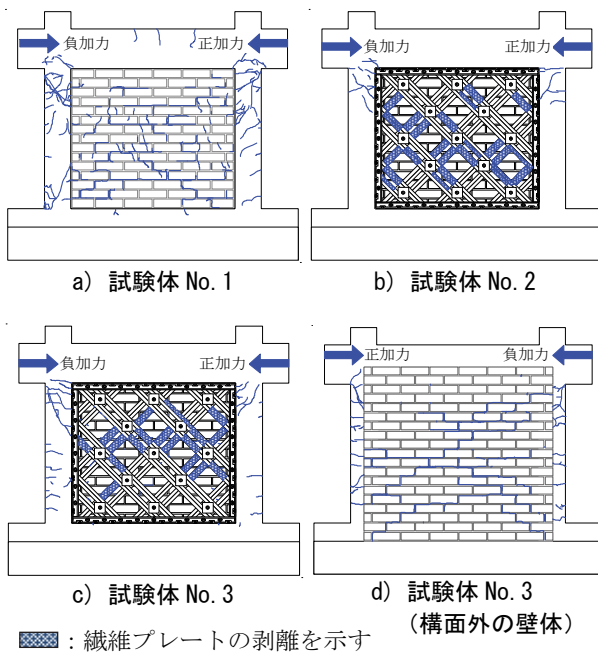


図-6 最終ひび割れ状況

図-7に示す。また、実験により得られた最大荷重 Q_{max} と破壊モードを表-2にまとめて示す。ここで、図-7の試験体 No.1の包絡線は、柱が鉛直荷重を支持できていたと考えられる範囲内（5.2節参照）で示している。

5.2 無補強試験体の性状

無補強の試験体 No.1は、 $R=0.2 \times 10^{-2}$ rad 時から壁体の目地に沿って階段状のひび割れが発生し、 $R=\pm 1.5 \times 10^{-2}$ rad で正負加力ともに最大荷重 Q_{max} に達した。その後、 $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad のサイクルでは、水平荷重が Q_{max} の約76%まで低下した。同サイクルの負加力では、壁体と北柱の柱頭部の損傷が顕著であったが水平荷重は増大した。ただし、柱の損傷が大きくなったことで鉛直荷重は壁体が負担しており、既に柱の鉛直荷重支持能力は失われていると判断された。このため、この時点で実験を終了した。

正加力、負加力ともに、 $R=0.6 \sim 1.0 (\times 10^{-2} \text{ rad})$ のサイクルで、両柱の柱頭および柱脚において曲げ引張側と

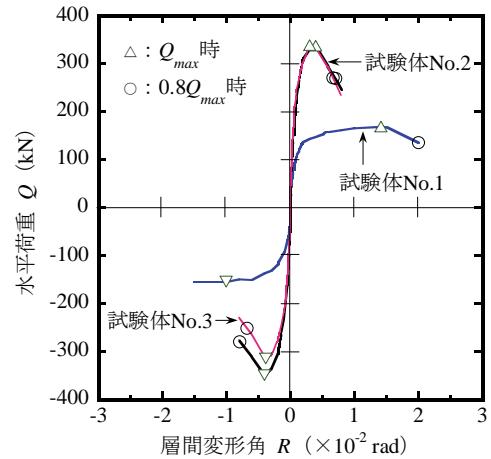


図-7 $Q-R$ 関係の包絡線

なる主筋の降伏が確認された。一方、柱頭および柱脚の帯筋は、 $R=-1.5 \times 10^{-2}$ rad 前後から引張降伏し始めた。

以上の実験経過より、本試験体の RC 造架構では柱が曲げ降伏し、架構面内のコンクリートれんが壁体はせん断破壊したと考えられる。最大荷重 Q_{max} は壁体がせん断破壊する場合の終局強度計算値 Q_{sua} の約1.2倍を示した。

5.3 補強効果の検討

繊維プレートで補強した試験体 No.2では、 $R=0.2 \times 10^{-2}$ rad 時から壁体に階段状のひび割れが発生し、 $R=\pm 0.4 \times 10^{-2}$ rad 時には正加力、負加力ともに最大荷重に達した。その後は壁体の斜めひび割れがより顕著となり、また、圧縮力が働く方向の繊維プレートが押さえ金物がない部分で壁体から次々と剥離し、座屈（面外方向へのはらみ出し）が確認された。

正加力では $R=0.6 \sim 0.8 (\times 10^{-2} \text{ rad})$ のサイクルで、負加力では $R=0.4 \sim 0.6 (\times 10^{-2} \text{ rad})$ のサイクルで両柱の柱頭および柱脚において曲げ引張側となる主筋の降伏が確認された。一方、柱頭および柱脚の帯筋のひずみは、実験終了まで降伏ひずみ以下であった。

以上の実験経過より、本試験体は試験体 No.1 と同じく RC 造架構では柱が曲げ降伏し、架構面内のコンクリートれんが壁体はせん断破壊したと考えられる。最大荷重は無補強の試験体 No.1 の概ね 2 倍となっている。一方、最大荷重後は急激な耐力低下を示している。このことから、本補強法は強度型の補強法であるといえる。

本試験体の最大荷重 Q_{max} と計算値 Q_{sua} を比較すると、 $Q_{max}/Q_{sua}=1.87$ (正加力側) となっている (表-2)。すなわち、計算値は実験値を大きく下回っている。これに関しては、5.4 節で検討する。

補強試験体で架構面外にれんが造壁体を有する試験体 No.3 は、試験体 No.2 と同様の $Q-R$ 関係、破壊性状を示し、最大荷重の大きさ、最大荷重後の変形性状も試験体 No.2 のそれとほとんど変わらない。これは最大荷重時に架構面外のれんが壁には既に顕著な斜めひび割れが生じているためである。これより、架構面外のれんが壁の有無が架構の最大荷重やその後の変形性状に与える影響は大きくないと考えられる。

最大荷重の推定精度に関しては、 $Q_{max}/Q_{sua}=1.99$ (正加力側) となっており (表-2)、計算値 Q_{sua} は試験体 No.2 の場合と同様で実験値を大きく下回っている。

5.4 ガラス繊維プレートひずみ

図-8 に正加力時に引張側となる繊維プレートのひずみ分布を示す。横軸はひずみ測定位置で、本実験では壁体の中央高さ付近 (壁脚から測って 424mm の高さ) に引いた水平線と繊維プレートとの交点とした。

試験体 No.2 は $R=0.4 \times 10^2 \text{rad}$ 時に最大荷重を示し、試験体 No.3 は $R=0.3 \times 10^2 \text{rad}$ 時に最大荷重を示した。最大荷重時の繊維プレートのひずみの平均値は、試験体 No.2 では $3,210 \times 10^{-6}$ 、試験体 No.3 では $2,110 \times 10^{-6}$ となっている。これらは表-1c) に示した破断ひずみのそれぞれ約 1/7、約 1/11 の大きさである。繊維プレートのひずみは $R=0.4 \times 10^2 \text{rad}$ まで単調に増大したが、それ以降

の水平荷重下降域では乱れている。これは、繊維プレートが圧縮力を受ける側で座屈した影響もあると考えられる。

前節で示したとおり、終局強度の計算値 Q_{sua} は最大荷重実験値 Q_{max} を大きく下回った。 Q_{sua} の算定では、繊維補強材の有効強度として、ひずみが $2,000 \times 10^{-6}$ 時の応力度を使用した。しかし、本節で示したように実験の最大荷重時にはより大きなひずみが計測されている。計測されたひずみの平均値を用いて Q_{sua} を算定すると、 Q_{max}/Q_{sua} が試験体 No.2 では 1.68 (正加力)、試験体 No.3 では 1.97 (正加力) となる。このように、存在応力を用いれば計算値は実験値に近づくことがわかった。しかしながら、計算値は依然として実験値を大きく下回っており、実験値の素材や施工などによるばらつきが不明ではあるものの、式 (1) は過小評価を与えるものと考えられる。

図-9 に正加力時に圧縮側となる繊維プレートのひずみ分布を示す。最大荷重時におけるひずみの平均値は試験体 No.2 では $-2,340 \times 10^{-6}$ 、試験体 No.3 では $-1,160 \times 10^{-6}$ で、生じている力の大きさとしては引張側の半分以上にもなっている。最大荷重に到達した直後から、繊維プレートの座屈が生じるほどの圧縮ひずみがれんが壁体に生じたことから壁体の斜め圧縮力伝達能力が最大荷重の決定要因の一つであり、これに繊維プレートも寄与したと考えられる。したがって、最大荷重を精度良く算定するためには、繊維プレートのこの寄与分を取り入れることが重要であり、今後の課題であると考えられる。

5.5 架構面外の壁体の損傷

補強試験体で架構面外にれんが造壁体を有する試験体 No.3 において、架構面外の壁体の斜めひび割れは $R=\pm 0.2 \times 10^2 \text{rad}$ のサイクルまでは観察されず、 $R=\pm 0.3 \times 10^2 \text{rad}$ のサイクルから観察され始めた。これは、架構面内の壁体に斜めひび割れが観察されたのと同時期であ

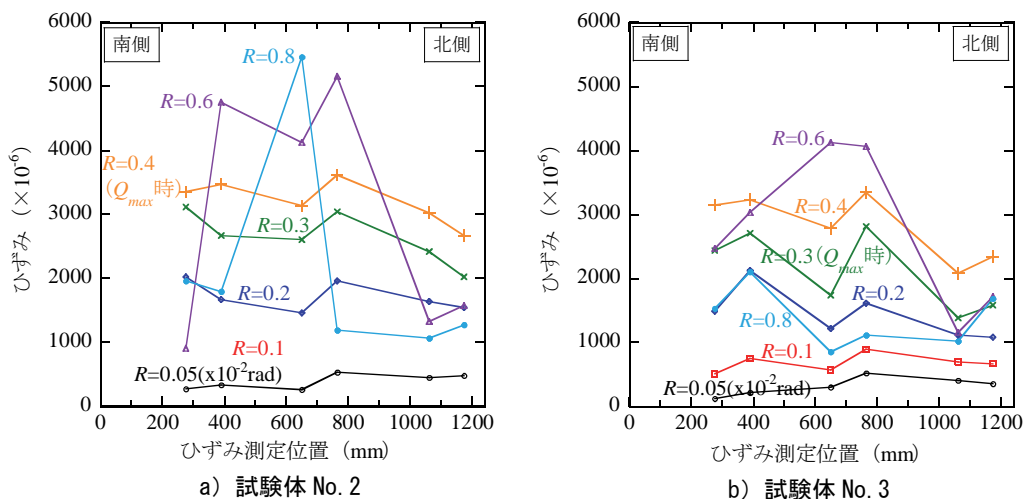
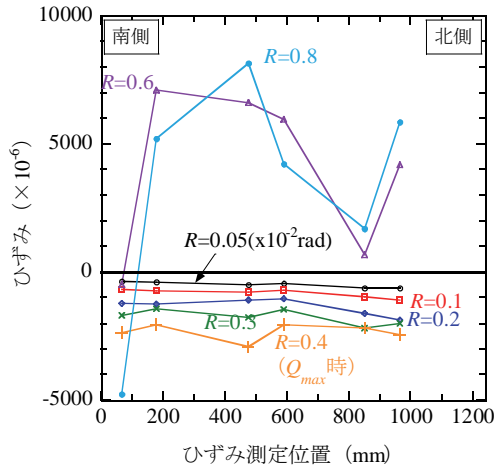
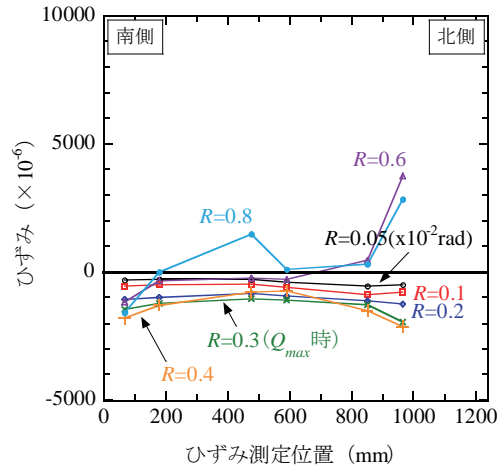


図-8 正加力時に引張側となるガラス繊維プレートのひずみ分布



a) 試験体 No. 2



b) 試験体 No. 3

図-9 正加力時に圧縮側となるガラス繊維プレートのひずみ分布

った(表-2)。このように、2層の壁体がボルトにより接合されているため、架構面外の壁体も架構の変形の影響を受けた。しかしながら、ひび割れ位置で厚さ方向に大きくずれるといった壁体が脱落する危険性を示唆する現象は実験終了まで観察されなかった。

6. まとめ

本研究では、無補強の試験体1体と、ガラス繊維プレートで補強した試験体2体の実験を行った。得られた結果を以下にまとめて示す。

- 1) ガラス繊維プレートによる補強法は、強度型の補強法として大変有効であるといえる。
- 2) RC造増設耐震壁の強度算定式による計算値は、安全側ではあるが最大荷重実験値を大きく下回った。
- 3) 実験において、繊維プレートの破断や定着破壊は起こらなかった。
- 4) 2層の壁体をボルトにより接合しても、最大荷重にはほとんど影響を与えなかった。また、架構面外の壁体にひび割れは生じたが、脱落は起こらなかった。

なお、補強壁のせん断強度を精度よく推定するためには繊維プレートの圧縮力負担の効果を考慮に入れることが重要であると考えられ、今後の研究課題としたい。

謝辞

試験体の製作にあたり、日本ヒルティ(株)、(株)コンステックのご協力を賜りました。また、実験にあたり、大分大学技術職員の平松強氏、元大分大学大学院学生の吉田正人氏、元大分大学卒論生の手嶋英司氏のご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 崔琬, 中埜良昭, 真田靖士: 韓国の既存鉄筋コンク

リート造建築物の構造特性に関する事例分析, 生産研究, 53巻11・12号, 2001.11

- 2) 西山峰広: 大韓民国における建築物の地震被害低減に関する国際共同研究, 平成12年度~平成13年度科学研究費補助金(基盤研究C(2))研究成果報告書, 2002.3
- 3) 崔琬, 中埜良昭, 真田靖士, 李元虎: 韓国の鉄筋コンクリート造建物を対象とした耐震改修工法の開発に関する研究-その5 韓国の学校建物を対象とした構造特性および耐震性能の把握-, 日本建築学会大会学術講演便概集, C-2, pp.543-544, 2003.9
- 4) 日本建築防災協会: 2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 式(付 2.1-1), p.36, 2001.10
- 5) 日本建築防災協会: 2001年改訂版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, 式(3.1.5-3)の上段の式, p.101, 2001.10
- 6) 同上, 式(3.1.5-4), p.102
- 7) 日本建築防災協会: 2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 式(付 1.1-2), p.32, 2001.10
- 8) 同上, 式(付 1.1-1), p.31
- 9) 日本建築学会: 連続繊維補強コンクリート系構造設計施工指針案, p.390, 2002.3
- 10) National Standards of P. R. of China, Seismic Design Standard for Building Structures (GBJ 11-89), p.987, 1989, in Chinese
- 11) 日本建築防災協会: 2001年改訂版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, 式(3.1.5-3)の下段の式, p.101, 2001.10
- 12) 同上, 式(3.9.4-4), p.40
- 13) 同上, 式(3.1.5-5), p.8