

鉄筋コンクリート壁板で表面から補強した煉瓦造壁体の水平載荷実験

荒木, 啓介
九州大学大学院人間環境学府空間システム専攻 : 修士課程

山口, 謙太郎
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門 : 准教授

蜷川, 利彦
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門 : 教授

花里, 利一
三重大学工学研究科

他

<https://doi.org/10.15017/1931492>

出版情報 : 都市・建築学研究. 33, pp.53-62, 2018-01-15. Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu University

バージョン :

権利関係 :

鉄筋コンクリート壁板で表面から補強した煉瓦造壁体の水平載荷実験

Horizontal Loading Test of Brick Wall Specimens Reinforced on the Surface with RC Wall

荒木啓介*, 山口謙太郎**, 蛭川利彦**, 花里利一***, 村上公志****, 賀 雄*
Keisuke ARAKI*, Kentaro YAMAGUCHI**, Toshihiko NINAKAWA**,
Toshikazu HANAZATO***, Koshi MURAKAMI**** and Xiong HE*

The objective of this study is to propose a reinforcing method that improves seismic safety of unreinforced brick masonry structure based on considering a reinforcing method that improves seismic safety of the Kyushu University Headquarters Building 1 and 3.

In this study, five brick wall specimens adjacent to the opening existing in the headquarters buildings were prepared on 3/4 of the scales, and horizontal loading tests of one unreinforced wall specimen and four specimens reinforced with RC walls were conducted.

As a result of the loading tests, compared with the maximum load of the unreinforced brick wall specimen, the specimens in which one side was reinforced with RC wall had a reinforcing effect of 6.1-6.2 times, and the specimens in which both sides were reinforced with RC wall had a reinforcing effect of 12.6-14.2 times.

Keywords : *Unreinforced Masonry, Brick, Seismic Reinforcement, Reinforced Concrete, Jacketing, Loading Test, Reinforcement Effect*

無補強組積造, れんが, 耐震補強, 鉄筋コンクリート, ジャケッティング, 載荷実験, 補強効果

1. 序

筆者らは、1925年に建築された九州大学本部第一庁舎及び第三庁舎の耐震安全性が向上する補強方法の開発を通して、無筋煉瓦造建築の耐震安全性が向上する補強方法の提案を行っている。筆者らはこれまで、九州大学本部第一庁舎および第三庁舎を構成する煉瓦組積体の力学特性を調べてきた¹⁾。また、文献2)の研究では、両庁舎を構成する煉瓦組積体と同程度の強度を有する煉瓦および目地モルタルを用いて作製した対角圧縮試験体に、RC壁板または鋼板で表面から補強を施して実験を行った結果、RC壁板で補強する仕様が優れていることを確認した。

本研究では、実構造物に存在する開口部周辺の壁体を

3/4スケールで模した煉瓦造壁体を5体作製し、無補強壁試験体1体とRC壁板で補強した壁試験体4体の水平載荷実験を行い、その補強効果の確認と耐力評価式の検証を行った。

2. 表面から行う補強の有効性

本部第一庁舎および第三庁舎の外壁には組積した煉瓦が現れているが、写真1に示すように内壁の大部分は煉瓦壁の表面にモルタルなどの左官仕上げがなされている。建築物によっては歴史的に価値のある左官等の内装仕上げが施されていることもあり、適用にあたっては関係者による十分な協議を行う必要があるが、その了承が得られれば、両庁舎は外部に面した壁体の室内側や内壁の両面は補強を行っても煉瓦積みの外観を維持できる。また、両庁舎の壁体の壁厚は臥梁のせいや床スラブ厚に比べて厚く(図1)、鉄筋コンクリート構造の耐震壁のように、それより幅の大きな梁や柱で四周が取り囲まれていない。そ

* 空間システム専攻 修士課程

** 都市・建築学部門

*** 三重大学 工学研究科

**** 岡山市役所



写真1 本部第一庁舎の内壁

表1 壁試験体材料
(モルタル、コンクリート)
の力学的性質

試験体名	目地モルタル		補強部コンクリート	
	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)
UR01	43.3	2.34×10 ⁴	61.6	3.79×10 ⁴
CS01	45.1	2.56×10 ⁴		
CD01	43.3	2.34×10 ⁴	76.2	4.36×10 ⁴
CS02	43.4	2.41×10 ⁴		
CD02	43.4	2.41×10 ⁴		

のため、壁の周囲の部材と補強部をアンカー等で接合すると床スラブや直交壁が損傷する恐れがあり、補強で期待する耐力が発揮されない可能性がある。床スラブより下の壁体や基礎等に手を加えずに、各階の見えかかりの部分を補強して効果があれば経済的にも有利である。そこで、図2に示すような開口部周辺の壁体の補強を行って、そこに無開口壁に近い水平耐力を与えることを目指す。

本研究では、図2中の凸形の形状の部分を壁試験体とするが、開口部横を想定した試験体の上部を開口壁、壁長が長い試験体の下部を腰壁と表記する。

3. アンカーの量、付着強度、埋め込み深さの検討

筆者の所属する研究室ではこれまで文献3)の研究で、煉瓦壁体に埋め込んだアンカーボルトの付着性状を調べている。その結果から得られた、煉瓦壁体に埋め込んだアンカーのせん断耐力とアンカー断面積との関係を図3に示す。また、文献2)・文献3)の研究ではアンカーを煉瓦小口1個分の長さで埋め込んでいたが、写真2のように埋め込んだアンカーの先端部分で破壊が起こり、アンカーが埋め込まれた部分は補強部と煉瓦組積体の一体性が確認された。このことから、本研究ではアンカーは煉瓦組積体を貫通させて補強を行うこととする。

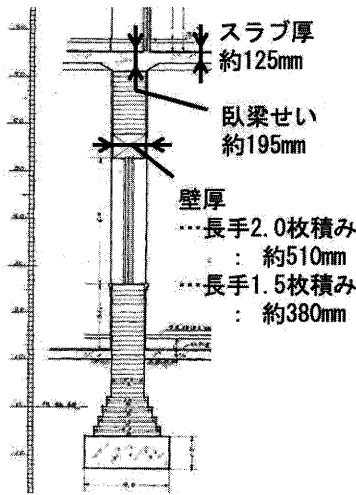


図1 実構造物の壁体断面

表2 鉄筋の機械的性質

規格	ヤング率 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)
D10(SD345)	1.84×10 ⁵	382	594	19.2
D16(SD345)	1.85×10 ⁵	403	585	17.9
D16(SD345)*	1.84×10 ⁵	401	576	16.9

※試験体CD02に使用

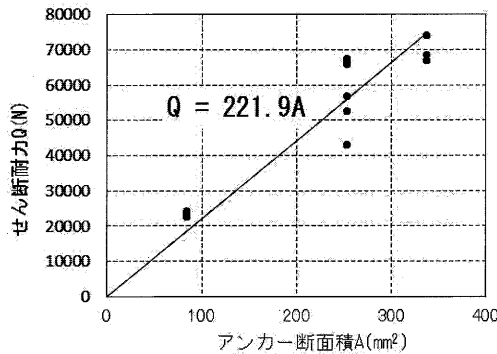


図3 煉瓦壁体に埋め込んだアンカーのせん断耐力とアンカー断面積の関係

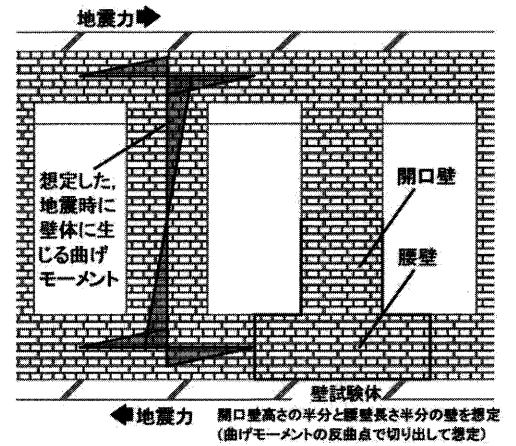


図2 開口部周辺の壁体と試験体想定箇所

表3 試験体の補強方法と載荷方法

試験体名	補強部	アンカー本数(本)	アンカー筋比(%)	ねじれの拘束
UR01	無	0	0	有
CS01	片面	100	0.56	有
CS02	片面	100	0.56	無
CD01	両面	100	0.56	有
CD02	両面	60	0.33	有

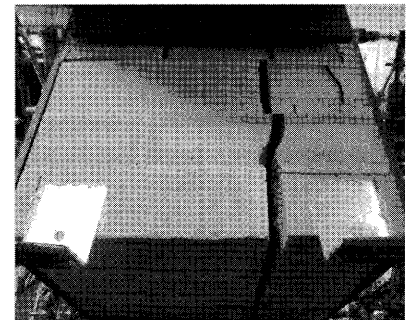


写真2 小口一個分埋め込んだアンカーの先端部分での破壊

4. 実験概要

試験体5体の形状及び配筋図を図4に、煉瓦壁に使用した目地モルタルとRC壁板に使用したコンクリートの力学的性質を表1に、鉄筋の機械的性質を表2に、試験体5体の補強方法と載荷方法の違いを表3に示す。使用した煉瓦は、寸法216mm×108mm×63mmの無孔の焼成煉瓦で、九州大学本部第一庁舎および第三庁舎に使用される煉瓦と同等の圧縮強度(平均圧縮強度22.6N/mm²)を有するものを用いた。5体とも図2に示す開口部周辺の壁体を想定し、3/4スケールで作製した。試験体UR01は無補強壁で、試験体CS01、CS02は図4に示す厚さ110mmのRC壁板を片面に、試験体CD01、CD02は両面に打設した。煉瓦壁はRCスタブ上に組積し、補強部はRCスタブとアンカー等で接合せずに縁を切った。

補強試験体にはアンカーを打っており、アンカーの縦方向の配置は煉瓦1段おきに、横方向の配置は小口1個

分以上の間隔とした。試験体 CS01, CS02 ではアンカーを埋め込み深さ 295mm で打設し、試験体 CD01, CD02 ではアンカーを煉瓦壁に貫通させて打設した。ただし、試験体 CS02 のアンカー用の穿孔時に、誤って貫通した箇所が 5 箇所あったため、埋め込み長さを少し短くする

必要がある。アンカー筋には D13 の SD345 を用いており、エポキシ樹脂を用いた接着系アンカーとした。試験体 CS01, CS02, CD01 にはアンカーを 100 本打設し、試験体 CD02 にはアンカーを 40%減らした 60 本打設した。表 3 に示すアンカー筋比は煉瓦壁体の見付面積に対する

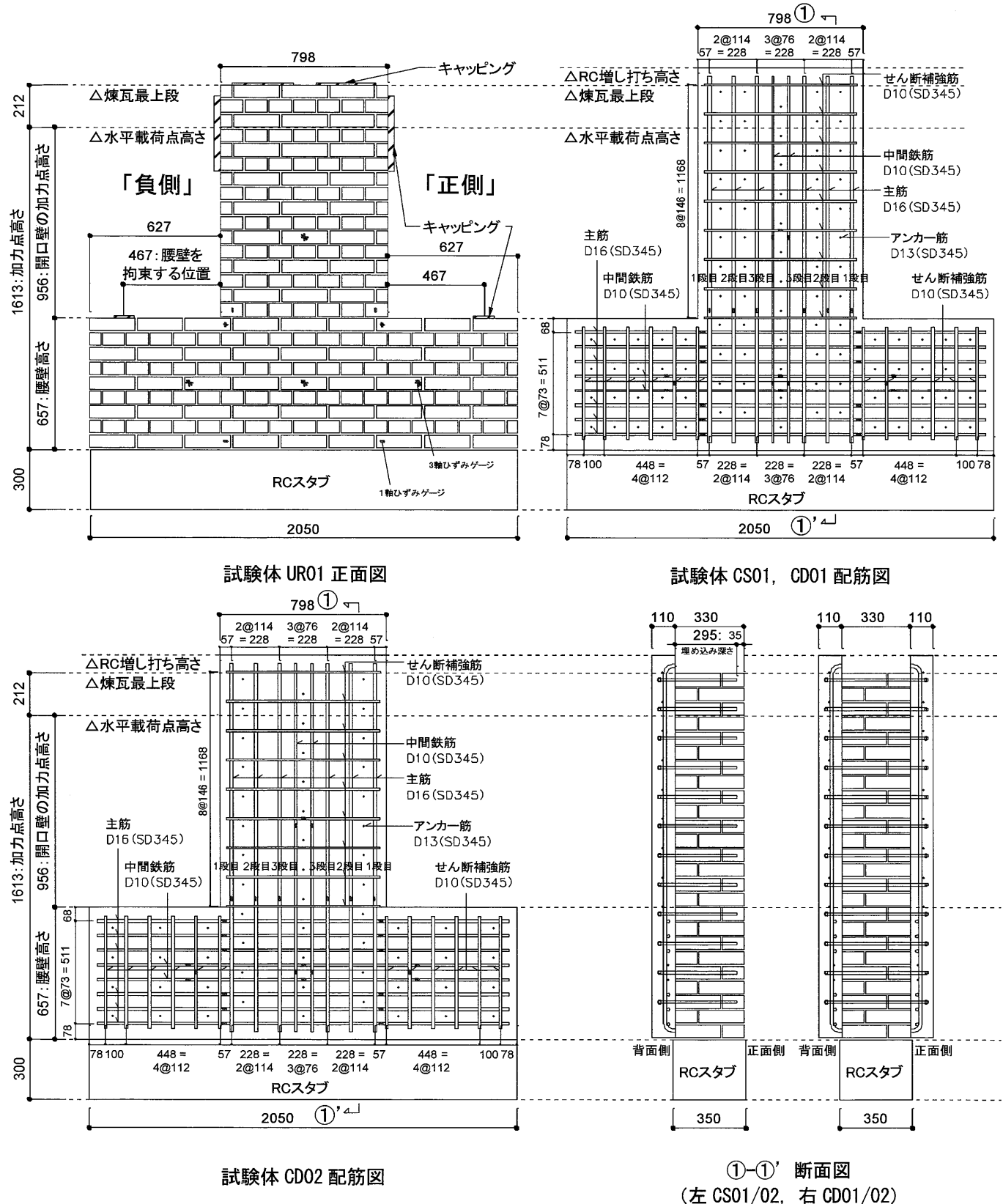


図 4 壁試験体の形状、配筋図、ひずみゲージ貼付け位置 (単位: mm)

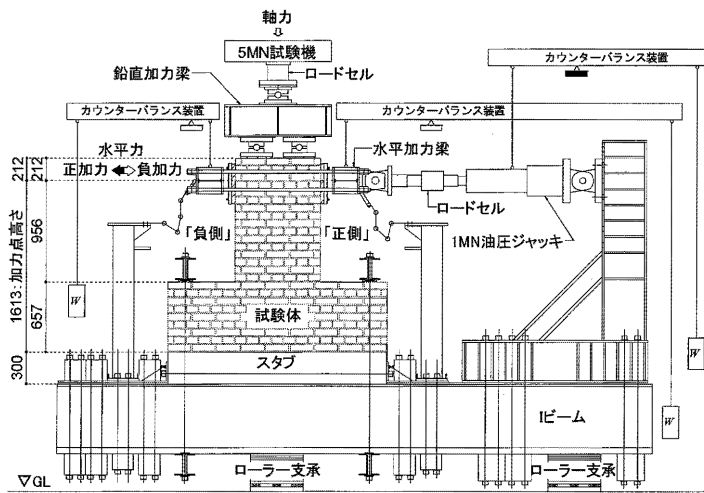


図5 壁試験体の加力装置 (単位: mm)

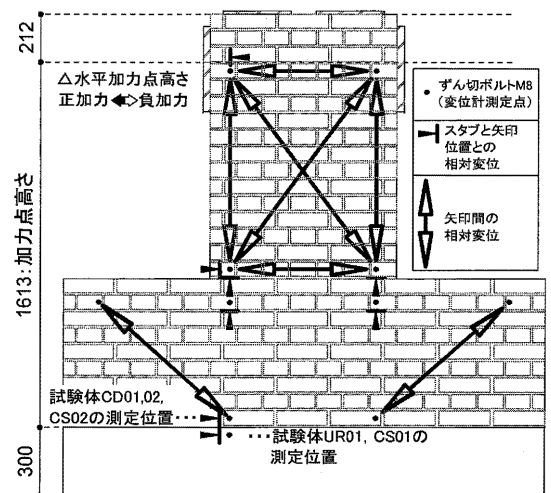


図6 変位計取付け位置 (単位: mm)

アンカー筋の断面積の比 (アンカー筋断面積/煉瓦壁体の見付面積) と定義したアンカー量を表す指標である。

開口壁と腰壁の端部に SD345 の D16 を主筋, 中央部の同じ方向に SD345 の D10 を中間鉄筋として, 主筋や中間鉄筋を覆うように両端部に 90° フックを付けた SD345 の D10 をせん断補強筋として使用した。

実験は図5に示す加力装置で行い, 軸力は煉瓦組積体上面 (RC壁増設部を除く) に 54kN 載荷し (圧縮応力: 0.21N/mm²), 実験中は一定に保持した。水平力はスタブ上面から載荷点までの高さに生じる変形角が ±0.01, 0.025, 0.05, 0.075, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0 × 10⁻² rad. に3回ずつ達するまで (試験体 CS01 は 1.5 × 10⁻² rad. まで, 試験体 CS02 は 1.0 × 10⁻² rad. まで) 正負交番の静的繰り返し載荷を行った。試験体 CS02 はねじれ時の性能を把握するため, 面外方向のねじれを拘束せずに載荷を行った。それ以外の試験体では面外方向のねじれを拘束して載荷を行った。変位計は図6に示す位置に取付けた。なお, 表4は, 実際の本部第一庁舎に本研究で提案する RC 壁を増設する際の軸力の増加について検討したものである。同表は最大の長期軸力が作用する壁体とそれに RC 壁を増設した場合について示しており, 実験で確認された壁体の圧縮強度の最小値に対し, 長期の軸力は両面補強時でも 11% 程度である。また, 本部第一庁舎の基礎は壁体から断面積を徐々に大きくした同様の煉瓦壁で構成されており, 壁体と同等以上の圧縮耐力が見込めるため, 長期軸力に対する耐力不足は考えにくい。加えて, 重量増による地震時水平力の増大に対して

は, それを十分上回る水平耐力の増大効果が見込めれば補強に利用できる。但し, 水平荷重で生じる曲げ圧縮応力がどのように煉瓦壁へ分散して入力されるかは解明が十分でないため, その検討を今後引き続き実施する。

5. 壁試験体の水平耐力

無補強煉瓦壁の水平耐力 bQ_u は開口壁脚部の横目地が曲げ破壊したのち, 開口壁が剛体回転するときの水平荷重として, (1) 式で算定する。

$$bQ_u = (N + w) \cdot L / 2h \quad (1)$$

ただし,

- N : 煉瓦組積体上面に作用させた軸力
- w : 開口壁の自重
- L : 開口壁の長さ
- h : 開口壁脚部から加力点までの高さ

本研究では, RC 壁板で補強した煉瓦壁の水平耐力を2種類の方法で算定した。1種類目として, RC 壁板で補強した煉瓦壁の降伏耐力 cQ_y は RC 梁の許容曲げモーメントの算定式(3)を準用し, 開口壁脚部の主筋が降伏するときの水平荷重に, 開口壁が剛体回転するときの水平荷重 bQ_u を加えた値として, (2) 式で算定する。

$$cQ_y = M_y / h + bQ_u \quad (2)$$

$$M_y = a_t \cdot \sigma_y \cdot j \quad (3)$$

ただし,

- a_t : 開口壁端部に配置した3本の主筋 D16 の断面積の合計
- σ_y : 主筋の降伏強度
- j : 応力中心間距離で, (7/8) d とする

表4 最大圧縮応力が作用する本部第一庁舎の壁体の RC 壁増設に伴う圧縮耐力の確認

	現状 最大値	片面 補強時	両面 補強時	圧縮強度 最小値
軸力 (kN)	275	307	339	/
圧縮応力度 (N/mm ²)	0.569	0.636	0.702	

d : 開口壁の有効せいで、3本の引張鉄筋の重心から求める

また、同補強煉瓦壁の終局耐力 ${}_cQ_u$ は RC 梁の終局曲げモーメントの算定式(5)を準用し、開口壁脚部の終局強度時の水平荷重に開口壁が剛体回転するときの水平荷重 ${}_bQ_u$ を加えた値として、(4)式で算定する。

$${}_cQ_u = M_u/h + {}_bQ_u \quad (4)$$

$$M_u = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (5)$$

2種類目として、壁式鉄筋コンクリート造計算規準(以下、WRC規準と記す)に準じた耐力式による算定を併せて行った。RC壁板で補強した煉瓦壁の曲げ降伏時の水平耐力 ${}_{wc}Q_y$ は、WRC規準を準用した(7)式で得られる耐力壁の降伏曲げモーメントを加力点までの高さ h で除した値として、(6)式で算定する。

$${}_{wc}Q_y = {}_wM_u/h \quad (6)$$

$${}_wM_y = \sum({}_w a_t \cdot {}_w \sigma_y) \cdot l' + 0.5 \sum({}_w a_w \cdot {}_w \sigma_{wy}) \cdot l' + 0.5(N + w)l' \quad (7)$$

ただし、

${}_w a_t$: 引張鉄筋の断面積で WRC 規準に準じ引張側端部から RC 壁板の厚さ 110 mm の範囲内にある縦筋とする

${}_w \sigma_y$: 引張鉄筋の規格降伏点で終局曲げモーメント計算時には 1.1 倍とする

l' : 開口壁の長さ L の 0.9 倍の値

${}_w a_w$: 中間鉄筋の断面積

${}_w \sigma_{wy}$: 中間鉄筋の規格降伏点で終局曲げモーメント計算時には 1.1 倍とする

RC 壁板で補強した煉瓦壁の曲げ終局時の水平耐力

${}_{wc}Q_u$ は WRC 規準を準用した(9)式で得られる耐力壁の終局曲げモーメントを加力点までの高さ h で除した値として、(8)式で算定する。

$${}_{wc}Q_u = {}_wM_u/h \quad (8)$$

$${}_wM_u = \sum({}_w a_t \cdot {}_w \sigma_y) \cdot l' + 0.5 \sum({}_w a_w \cdot {}_w \sigma_{wy}) \cdot l' + 0.5(N + w)l' \quad (9)$$

6. 実験結果および考察

各試験体の水平荷重-変形角関係を図7に、載荷後の試験体の状況を写真3に示す。水平荷重は図5に示すように、ジャッキから圧縮加力を行ったときを正、引張加力を行ったときを負とし、変形角は、ジャッキの圧縮加力によってスタブが図5中の正側へ変位したときを正、ジャッキの引張加力によってスタブが負側へ変位したときを負としている。

試験体 UR01 の最大荷重は+31.8kN (+0.041×10⁻²rad.時)であった。+0.025×10⁻²rad.のサイクルで開口壁正側脚部の煉瓦1段目下面の横目地に曲げひび割れが生じた。その後、-0.025×10⁻²rad.のサイクルで負側脚部の1段目上面の横目地に、+0.050×10⁻²rad.のサイクルで正側脚部の1段目上面の横目地に曲げひび割れが生じた。それ以降の変形領域では、開口壁の下から2段目以上が剛体的に回転した。

試験体 CS01 の最大荷重は+196kN(+0.71×10⁻²rad.時)であり、試験体 UR01 の最大荷重と比較すると 6.2 倍の補強効果があった。-0.050×10⁻²rad.のサイクルで開口壁負側脚部の無補強面(正面)の煉瓦1段目下面に曲げによるひび割れがみられ、+0.30×10⁻²rad.のサイクルでその周辺の組積体表面に階段状のひび割れが発生した。また、+0.30×10⁻²rad.のサイクルで開口壁正側脚部の補強面(背面)に曲げによるひび割れがみられ、組積体と補強部の壁厚方向に階段状のひび割れがみられた。±0.75~1.0×10⁻²rad.のサイクル以降、開口壁脚部の補強面に曲げひび割れが進展した。

試験体 CS02 の最大荷重は+194kN (+0.51×10⁻²rad.時)



試験体 UR01

試験体 CS01 (無補強面)

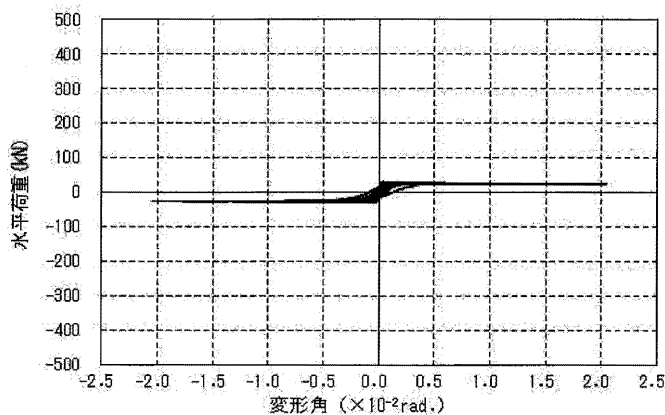
試験体 CS01 (補強面)

試験体 CD01

写真3 載荷後の試験体の状況

であり、試験体 UR01 の最大荷重と比較すると 6.1 倍の補強効果があった。+0.10×10⁻²rad.のサイクルで開口壁正側脚部の無補強面（正面）の煉瓦 1 段目下面に曲げによるひび割れがみられ、+0.30×10⁻²rad.のサイクルでその周辺の組積体表面に斜めにひび割れが発生した。また、+0.20×10⁻²rad.のサイクルで開口壁正側脚部の補強面（背面）に曲げによるひび割れがみられ、±0.50×10⁻²rad.のサイクル以降、開口壁脚部の補強面に曲げひび割れが進展した。

試験体 CD01 の最大荷重は+453kN (+0.88×10⁻²rad.時)



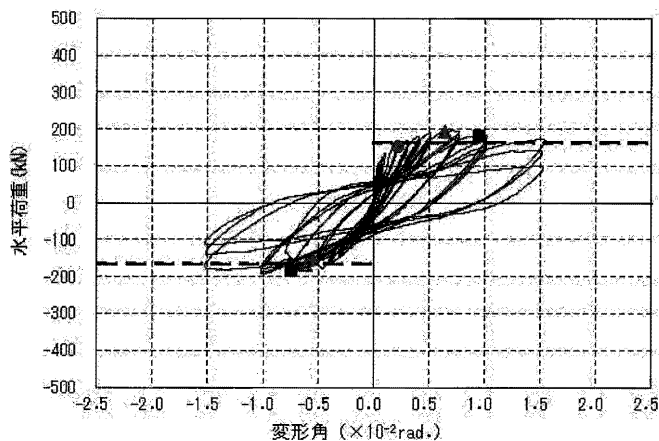
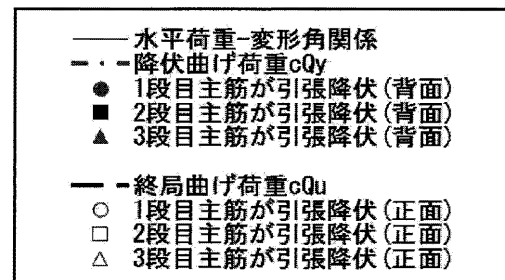
(a) 試験体 UR01

であり、試験体 UR01 の最大荷重と比較すると 14.2 倍の補強効果があった。+0.20×10⁻²rad.のサイクルで最初に開口壁正側脚部の補強面（背面）に曲げによるひび割れがみられ、以降のサイクルで他の脚部にもひび割れが発生し進展した。また、+0.75×10⁻²rad.以降のサイクルで開口壁脚部のコンクリートに圧壊がみられた。

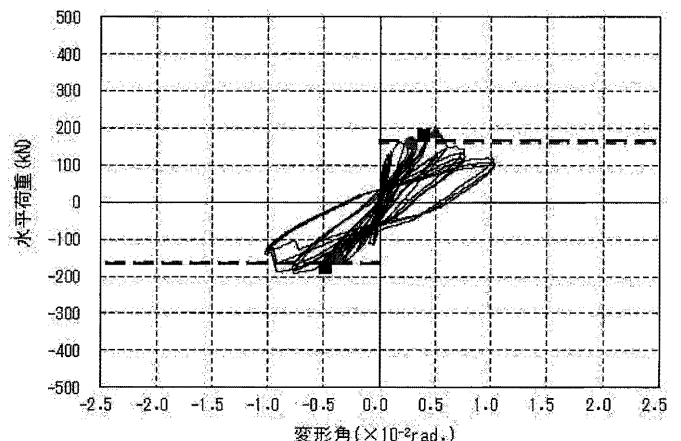
試験体 CD02 の最大荷重は+402kN (+0.77×10⁻²rad.時)であり、試験体 UR01 の最大荷重と比較すると 12.6 倍の補強効果があった。+0.10×10⁻²rad.のサイクルで最初に開口壁正側脚部の補強面（正面）に曲げによるひび割れがみられ、以降も進展した。また、+0.75×10⁻²rad.以降のサイクルで開口壁脚部のコンクリートに圧壊がみられた。

片面補強試験体 2 体を比較すると、最大荷重は同等だっ

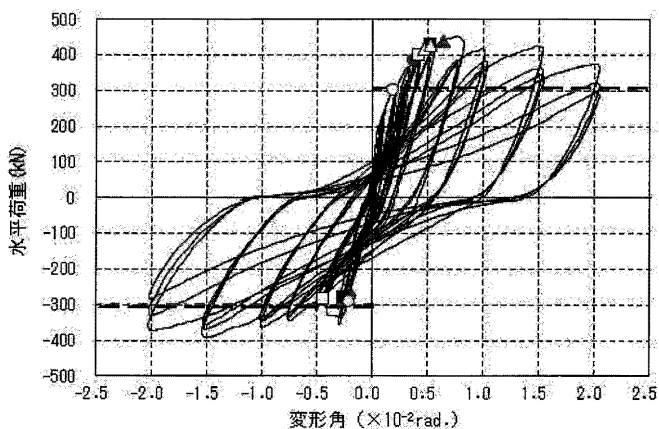
(a)～(e)の凡例



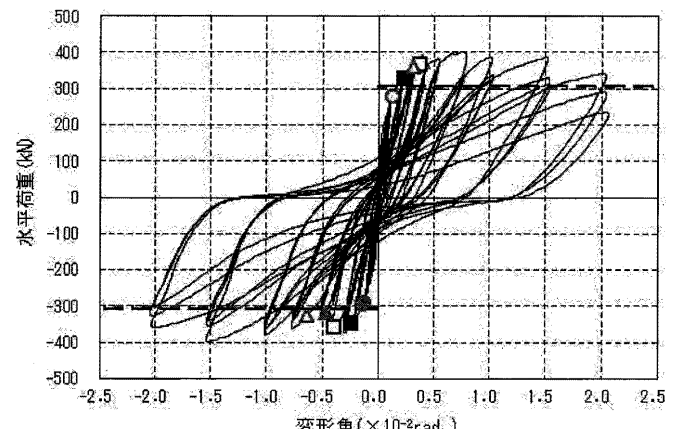
(b) 試験体 CS01 (±1.5×10⁻²rad. まで)



(c) 試験体 CS02 (±1.0×10⁻²rad. まで)

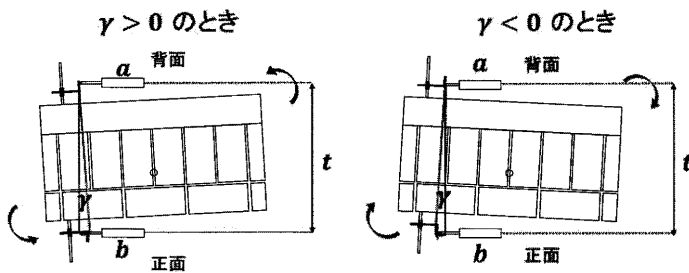


(d) 試験体 CD01



(e) 試験体 CD02

図7 壁試験体の水平荷重-変形角関係



γ : 開口上部のねじれ

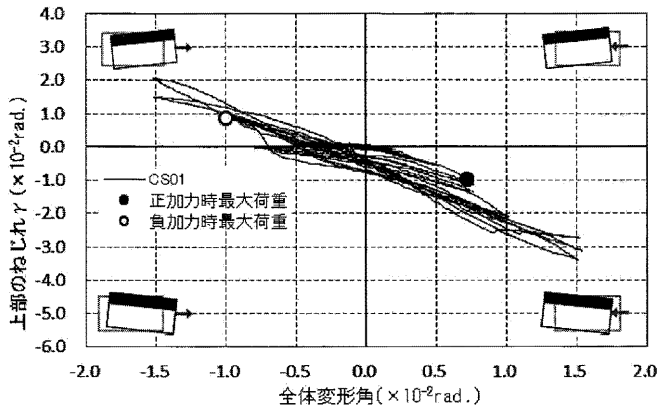
$$\gamma = \frac{a - b}{t}$$

a : 背面上部の相対変位

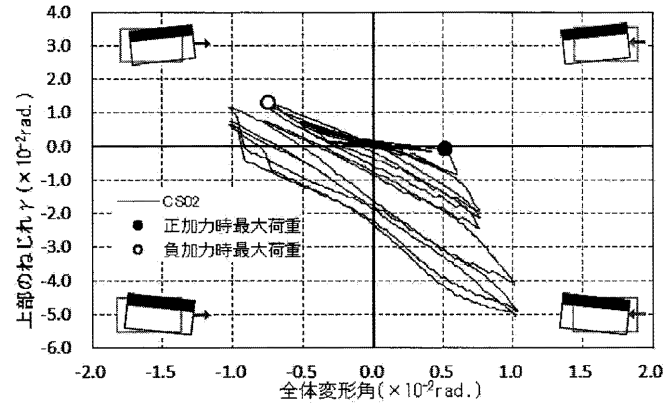
b : 正面上部の相対変位

t : 開口上部変位計間距離

図8 開口上部のねじれの概念図



試験体 CS01



試験体 CS02

図9 片面補強試験体の変形角と開口上部のねじれの関係

たが試験体 CS02 はねじれの影響により試験体 CS01 より小さな変形角で最大荷重に達したと考えられる。また、開口上部のねじれの概念図を図8に、試験体 CS01 と試験体 CS02 の開口上部のねじれ-全体変形角関係を図9に示す。図9より、片面補強試験体の開口上部のねじれが大きくなっている。±0.40 × 10⁻²rad. サイクルまでは、両試験体とも上部のねじれはほぼ同等であった。±0.50 × 10⁻² rad. サイクルで試験体 CS02 の上部のねじれが大きくなり始め、それ以降のサイクルでは両試験体とも上部のねじれが大きくなっていった。試験体 CS02 では、試験体を上から見て、時計回りのねじれが徐々に大きくなっている。上部のねじれは+1.0 × 10⁻²rad. のとき、試験体 CS01 が約 2.2%rad. で、試験体 CS02 が約 5.0%rad. となった。

両面補強試験体2体を比較すると、アンカーを40%減らした試験体 CD02 は試験体 CD01 より最大耐力が約11%低下したが大変形領域までその耐力を維持した。

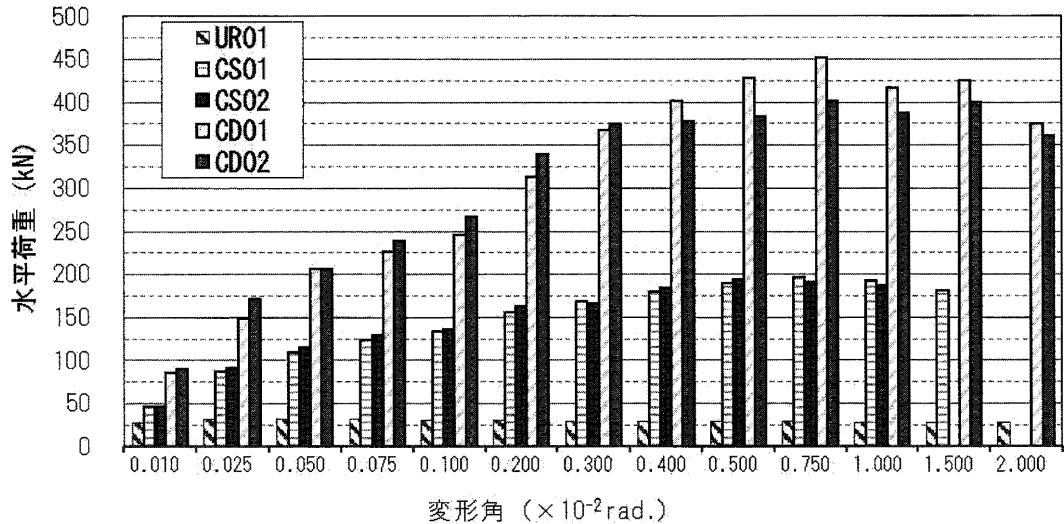


図10 変形角別最大水平荷重

変形角別の最大水平荷重の大きさを図10に示す。補強試験体4体は、無補強試験体 UR01 の最大荷重が測定された+0.041 × 10⁻²rad.以降も荷重が増加した。開口壁の主筋は±0.20 × 10⁻²rad.以降のサイクルで降伏し始め、最大荷重に至るまでに大きな変形能力を示した。

実験結果と水平耐力の算定結果を表5に、水平耐力の算定に用いた値を表6に示す。試験体 UR01 は開口壁の剛体回転で変形角-2.0 × 10⁻²rad.に達した際には水平荷重が-27.5kNまで低下し、表5中の $bQ_u=24.4kN$ に近い値となった。試験体 CS01, CS02, CD01, CD02 はいずれも、開口壁の主筋が最初に引張降伏した時の水平荷重が Q_u に近い値となった。また、試験体 CS01, CS02, CD01,

表5 壁試験体の載荷実験結果と水平耐力の算定結果

試験体名	①最大荷重 (kN)	最大荷重時の変形角 ($\times 10^{-2}$ rad.)	$\pm 0.05 \times 10^{-2}$ rad. サイクル時の最大荷重 (kN)	②開口壁脚部の主筋が最初に引張降伏した時の水平荷重 (kN)	左項の時の変形角 ($\times 10^{-2}$ rad.)	水平荷重	水平荷重	水平荷重	cQ_y	cQ_u	
						bQ_u (kN)	cQ_y (kN)	cQ_u (kN)	②実験値	①実験値	
UR01	正	31.8	0.041	31.8	-	-	-	-	-	-	
	負	-29.8	-0.087	-29.6	-	-	-	-	-	-	
CS01	正	196	0.714	110	153	0.22	24.4	162	166	1.06	0.85
	負	-193	-1.007	-68.0	-146	-0.48				1.11	0.86
CS02	正	194	0.509	106	159	0.27	24.4	162	166	1.02	0.86
	負	-192	-0.752	-109	-154	0.37				1.05	0.86
CD01	正	453	0.879	207	302	0.18	24.4	300	308	0.99	0.68
	負	-392	-1.394	-98.6	-277	-0.22				1.08	0.79
CD02	正	402	0.770	206	280	0.13	24.4	300	308	1.07	0.77
	負	-400	-1.519	-204	-288	0.13				1.04	0.77

表6 水平耐力の算定に用いた値

試験体名	N (kN)	w (kN)	L (mm)	h (mm)	a_t (mm ²)	σ_y (N/mm ²)	j (mm)	d (mm)	$w a_t$ (mm ²)	$w \sigma_y$ (N/mm ²)	$w a_t$ (mm ²)	$w \sigma_{wy}$ (N/mm ²)
UR01	54	4.7	798	956	-	-	-	-	-	-	-	-
CS01	54	4.7	798	956	596	403	549	627	199	345	199, 71.3	345
CS02	54	4.7	798	956	596	401	549	627	199	345	199, 71.3	345
CD01	54	4.7	798	956	1192	403	549	627	199	345	199, 71.3	345
CD02	54	4.7	798	956	1192	403	549	627	199	345	199, 71.3	345

表7 (6)式と(8)式の算定値と実験値との比較

試験体名		$w c Q_y$ (kN)	$w c Q_u$ (kN)	$w c Q_y$	$w c Q_u$
				②実験値	①実験値
CS01	正	193	212	1.26	1.08
	負			1.33	1.10
CS02	正	193	212	1.21	1.09
	負			1.25	1.10
CD01	正	366	402	1.21	0.89
	負			1.32	1.02
CD02	正	366	402	1.31	1.00
	負			1.27	1.01

CD02はいずれも、最大荷重が cQ_u より大きな値を示し、(4)式による終局曲げ耐力の算定結果は14%~32%の過小評価となった。

(6)式と(8)式による算定値と実験値の比較を表7に示す。(6)式による降伏曲げ耐力の算定結果は21~33%過大評価となった。一方(8)式による終局曲げ耐力の算定値は実験値に近い値となったが、片面補強試験体の耐力については8~10%の過大評価となった。このことから降伏耐力は(2)式により概ね捉えられ、両面補強時の終局耐力

は(8)式により概ね捉えられることが分かった。

ここで、表8~表11に開口壁脚部の引張鉄筋と中間鉄筋による降伏時、終局時における実際のモーメントと算定値との比較を示す。また図11、図12に降伏時の開口壁脚部のひずみ分布と鉄筋の負担軸力の概念図を示す。ひずみ分布は図4に示す開口壁脚部の鉄筋に貼ったひずみ

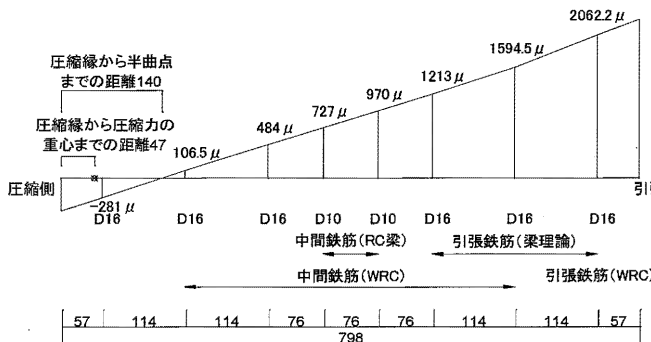


図11 降伏時の開口壁脚部のひずみ分布の概念図 (CD02 正加力時)

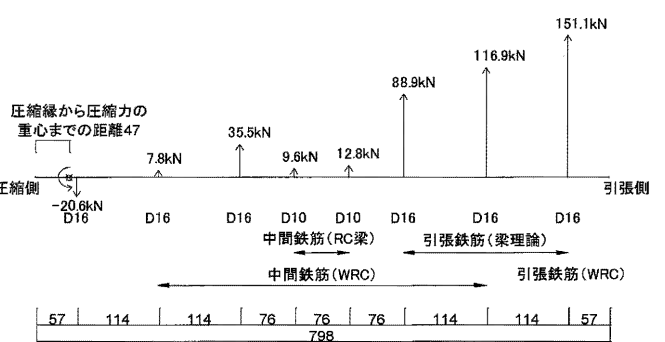


図12 降伏時の開口壁脚部の鉄筋の負担軸力の概念図 (CD02 正加力時)

表8 (3)式による降伏時の開口壁脚部のモーメントの算定値と実験値との比較

試験体	③引張鉄筋によるモーメント合計 (kNm)	③' $a_t \cdot \sigma_y \cdot j$ (kNm)	③' 算定値	③' / ③ 平均	
			③実験値		
CS01	正	87.8	131	1.50	1.30
	負	111	131	1.19	
CS02	正	110	131	1.20	
	負	117	131	1.13	
CD01	正	175	263	1.50	
	負	188	263	1.40	
CD02	正	214	263	1.23	
	負	204	263	1.29	

表9 (5)式による終局時の開口壁脚部のモーメントの算定値と実験値との比較

試験体	④引張鉄筋によるモーメント合計 (kNm)	④' $0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d$ (kNm)	④' 算定値	④' / ④ 平均	
			④実験値		
CS01	正	137	135	0.99	0.97
	負	135	135	1.00	
CS02	正	142	135	0.95	
	負	135	135	1.00	
CD01	正	285	270	0.95	
	負	283	270	0.96	
CD02	正	286	270	0.95	
	負	284	270	0.95	

表 10 (7)式の第一項と第二項よる降伏時の開口壁脚部のモーメントの算定値と実験値との比較

試験体		⑤引張鉄筋による モーメント合計 (kNm)	⑥中間鉄筋による モーメント合計 (kNm)	⑤' $\sum (w a_x \cdot w \sigma_y) \cdot l'$ (kNm)	⑥' $0.5 \sum (w a_w \cdot w \sigma_{wy}) \cdot l'$ (kNm)	⑤' 算定値	⑤' / ⑤ 平均	⑥' 算定値	⑥' / ⑥ 平均
						⑤' 実験値		⑥' 実験値	
CS01	正	53.7	43.3	49.2	116	0.92	0.93	2.68	2.06
	負	48.3	70.2	49.2	116	1.02		1.65	
CS02	正	55.5	67.9	49.2	116	0.89		1.71	
	負	56.8	77.3	49.2	116	0.87		1.50	
CD01	正	106	87.1	98.4	232	0.93		2.67	
	負	102	96.6	98.4	232	0.97		2.40	
CD02	正	105	127	98.4	232	0.94		1.83	
	負	109	113	98.4	232	0.90		2.05	

表 11 (9)式の第一項と第二項よる終局時の開口壁脚部のモーメントの算定値と実験値との比較

試験体		⑦引張鉄筋による モーメント合計 (kNm)	⑧中間鉄筋による モーメント合計 (kNm)	⑦' $\sum (w a_x \cdot w \sigma_y) \cdot l'$ (kNm)	⑧' $0.5 \sum (w a_w \cdot w \sigma_{wy}) \cdot l'$ (kNm)	⑦' 算定値	⑦' / ⑦ 平均	⑧' 算定値	⑧' / ⑧ 平均
						⑦' 実験値		⑧' 実験値	
CS01	正	55.9	113	54.1	128	0.97	0.97	1.13	1.08
	負	54.0	101	54.1	128	1.00		1.27	
CS02	正	56.4	114	54.1	128	0.96		1.12	
	負	55.1	108	54.1	128	0.98		1.19	
CD01	正	113	267	108	255	0.96		0.96	
	負	113	266	108	255	0.96		0.96	
CD02	正	114	250	108	255	0.95		1.02	
	負	114	263	108	255	0.95		0.97	

ゲージの値を読み取り、ひずみゲージを貼り付けていない部分は線形補間した。終局時は同表①の最大荷重時のひずみを読み取った。鉄筋の負担軸力は終局時に降伏ひずみよりもひずみが大きかった鉄筋はすべて降伏強度で算定した。モーメントの実験値は圧縮力の重心位置まわりのモーメントとして求めた。表 8 を見ると、(3)式では降伏時の実際の引張鉄筋によるモーメントを 30%過大評価していると思われる。表 9 を見ると、(5)式は終局時の実際の引張鉄筋によるモーメントと概ね一致しているといえる。表 5、表 8、表 9 を見ると実験値に対する算定値の比は表 5 の値が最も小さい。これは、表 5 の実験値には引張鉄筋より圧縮側の鉄筋によるモーメントも含まれているが、表 8、表 9 の実験値には含まれていないためと考えられる。表 10 より、(7)式の引張鉄筋の項（第一項）は降伏時の実際の引張鉄筋によるモーメントを 7%過小に評価しているが、(7)式の間鉄筋の項（第二項）は降伏時の実際の間鉄筋によるモーメントを 106%過大に評価している。表 11 より、(9)式の間鉄筋の項（第二項）は両面補強時には終局時の実際の間鉄筋によるモーメントと概ね一致しているといえるが、片面補強時には 12~27%過大評価となった。全体を通して見ると、降伏時と終局時はいずれも中間鉄筋は機能しているが、その影響は終局時のほうが大きいと考察される。そのため、RC 梁の式と WRC 規準に準じた式とでは算定値が異なると考えられる。また、終局時の中間鉄筋の作用度合いは両面補強時と片面補強時で若干差があることが分か

った。

今後、壁体に作用するねじれの影響や、アンカーによる煉瓦壁体の拘束効果が補強する壁体の水平耐力に及ぼす影響を含めて、耐力式の検討を引き続き行う。また、基礎や梁の補強の必要性についても検討を行う。

7. まとめ

本研究では、実構造物中の煉瓦造壁体を模して作製した無筋煉瓦造壁試験体 1 体と、同様の壁体を RC 壁板で補強した煉瓦造壁試験体 4 体の水平載荷実験を行い、補強効果を調べた。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 最大水平荷重について無補強煉瓦壁試験体 UR01 と比較すると、片面を補強した試験体 CS01 は 6.2 倍、試験体 CS02 は 6.1 倍、両面を補強した試験体 CD01 は 14.2 倍、試験体 CD02 は 12.6 倍の補強効果があった。
- (2) 無補強の煉瓦壁試験体 UR01 が最大荷重を迎えた $\pm 0.050 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクル以降も、補強した煉瓦の壁試験体の耐力は増大し、大きな変形能力を示した。
- (3) RC 片面補強を行った煉瓦壁試験体 2 体を比較すると、最大耐力は同等で、試験体 CS01 は $\pm 0.75 \sim 1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクル以降、試験体 CS02 は $\pm 0.50 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクル以降、ねじれによる変形が顕著になった。
- (4) RC 両面補強を行った煉瓦壁試験体 2 体を比較すると、アンカー量を試験体 CD01 より 40%減らした試験体 CD02 は、試験体 CD01 より最大耐力が約 11%低下し

たがほぼ同様の載荷履歴を示し、(4)式による終局耐力の算定値は23%の過小評価となった。

- (5) RC 補強を行った煉瓦壁試験体の降伏耐力は(2)式により概ね捉えられ、両面補強時の終局耐力は(8)式により概ね捉えられた。

今後、壁体に作用するねじれの影響や、アンカーによる煉瓦壁体の拘束効果が補強する壁体の水平耐力に及ぼす影響を含めて、耐力式の検討を引き続き行う。また、基礎や梁の補強の必要性についても検討を行う。

謝辞

本研究は九州大学統合移転事業の一環で行ったものである。試験体 CS02 及び CD02 の補強は文部科学省科学研究費補助金（基盤研究（A）, 課題番号：16H01825, 研究代表者：花里利一）の助成により実施した。本研究の遂行にあたり、大分大学の菊池健児教授、黒木正幸教授からご助言を頂いた。また、実験にあたり、九州大学工学部建築学科平成 28 年度卒論生 末廣秀樹君の協力を得た。末尾ながら記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 村上公志, 石原義高, 山口謙太郎, 蛭川利彦:九州大学 本部庁舎を構成する煉瓦組積体の力学特性 その 2 その 3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.843-846, 2014 年 9 月
- 2) 荒木啓介, 山口謙太郎, 蛭川利彦:九州大学 無筋煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関する研究 その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.867-868, 2016 年 8 月
- 3) 村上公志, 山口謙太郎, 蛭川利彦:九州大学 無筋煉瓦造建築の壁体を表面から補強する方法に関する研究 その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.809-810, 2015 年 9 月

(受理：平成29年11月6日)