

インターロッキング機構を利用した無補強組積造建築 の高耐震化技術の開発

Development of Retrofitting Technique using Interlocking Masonry Units for Unreinforced Masonry Structures

山内 成人*・真田 靖士**・中村 友紀子***・中埜 良昭*

Naruhito YAMAUCHI, Yasushi SANADA, Yukiko NAKAMURA and Yoshiaki NAKANO

1. はじめに

鉄筋コンクリート造や鉄骨造が発達・普及した今日であっても、組積造建築は今なお人類の大半が住居として利用しており、世界で最も一般的な構造形式のひとつである。しかし近年、パキスタン・インドネシア・イラン・トルコなどといった組積造建築を多用する地域での地震による建物被害が多数報告され、これに伴う人的被害が後を絶たない。特に無補強組積造（以下、URM と称す）建築は、その構法の性質上、水平力等を伴う地震力に対し脆弱であるにもかかわらず、風土や資源、更に経済的な制限を受け、十分な耐震設計や耐震補強がなされぬまま使用され続けている。世界中で多発する地震被害を軽減するにはこういった URM 建築の耐震化が不可欠である。

URM 建築の耐震補強方法として、壁面に金網を設置するもの、壁内に鉄筋を挿入するもの等があるが、現状として途上国では資源に恵まれず、建設用鋼材の入手は困難であり、施工も複雑になるため普及しにくい。

そこで本研究では、文献¹⁾の考察を踏まえ、URM 建築のうちレンガ造壁を対象に、従来の組積ユニットの形状を工夫するだけでユニット同士が噛み合う効果（インターロッキング機構）により水平力抵抗機構を発現する構法を提案し、静的載荷実験を行うことにより従来のものとのせん断性状の比較検証を行う。

2. 静的載荷実験

2.1 URM 壁試験体

図1に本研究で比較対象とする組積ユニット形状とそれらによって構成される平面的に無限な壁を示す。本稿で提案するユニットは各々が噛み合う必要があるため、暫定的に図1中右側に示す凹凸を含む形状とした。

図2に図1中の壁より切り出した各 URM 壁試験体の詳細を示す。従来のレンガによるものを従来型（図表中、CT と表記する）、変形レンガによるものを開発型（図表中、

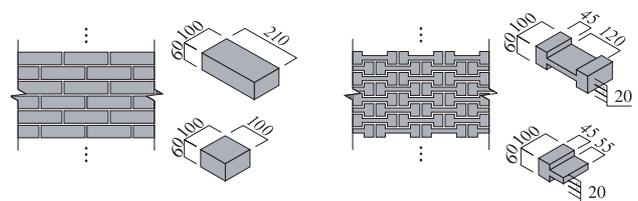


図1 Investigated structures

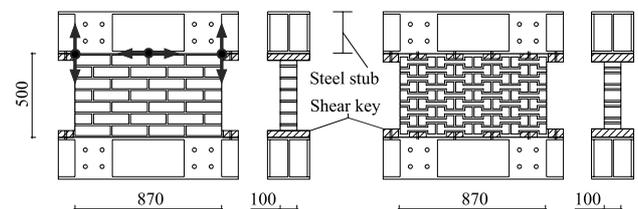


図2 Details of the specimens

PT と表記する) とし、レンガ形状変更による効果を検証した。ここで、複雑な形状のユニットによって構成される開発型壁では、せん断力が作用した場合、局所的な応力集中（主にユニット隅角部）が考えられる。更に、ユニットがレンガのような脆性材料である場合、ユニットの破壊が連鎖的に進行し、個々のユニットが総合して水平力に抵抗せず、ユニットの噛み合い効果を十分に発揮しないと考えられた。そこで、開発型ユニットを靱性材料である繊維補強セメント複合材料（以下、FRCC と称す）により代用した靱性型（図表中、DT と表記する）も試験対象とした。（靱性型壁に関しては、参考までにユニットに靱性能を付加させたもので、資源の乏しい途上国等で FRCC を用いることを想定しているのではないことを付記しておく。）つまり、ユニット自体の靱性能有無による効果を開発型壁と靱性型壁とで検証した。試験体は従来型・開発型・靱性型壁を各1体ずつ、計3体である。

試験体形状は従来型壁がせん断破壊（試験体を対角方向に横断する階段状のひび割れの発生）以前に曲げ降伏（試験体脚部を水平方向に横断するひび割れを境界とする壁の

*東京大学生産技術研究所 基礎系部門

**東京大学地震研究所 地震火山災害部門

***新潟大学 工学部

研究速報

剛体回転の発生)しないよう、且つ、全ての壁試験体が同一形状となるよう設計した。また、各試験体壁部分がスタブとの境界で滑らぬよう、シアキーにより拘束した。目地幅は10mmとしたが、開発型壁・靱性型壁に関しては従来型壁と試験体寸法を同一とするため、最上・最下部水平目地のみ20mmとした。なお、目地モルタルは途上国で用いられる程度の引張強度 1N/mm^2 を目標に、予備実験を重ね、重量比でセメント：砂：水=1：8.49：1.25の配合とした。レンガは4種レンガを使用した。FRCCはレンガと同等の引張強度を持つべく、文献³⁾を参考とした予備実験により、重量比でセメント：砂：水=1.0：0.4：0.6の配合のモルタルに体積比1.0%のポリエチレン繊維を混入し、実験時の材齢を18日とした。組積作業から実験実施までの期間はいずれも7日である。

2.2 加力・計測計画, 材料特性

図3に加力装置図を示す。試験体に作用するせん断力が最も厳しくなるよう、試験体に逆対称モーメントを強制した。一般的な組積造住宅を想定し⁴⁾、軸力は南北鉛直ジャッキで各10kN、計20kN(軸方向応力度 $=0.23\text{N/mm}^2$)とし、試験体頂部変形角(=試験体頂部水平変形/試験体高さ500mm) $\pm 1/800, \pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/50\text{rad}$ までそれぞれ1サイクルずつ水平力を載荷した。

変位計測は、図2中矢印で示す試験体頂部水平変位1点、壁面両端の鉛直変位各1点の計3点。荷重計測は、水平ジャッキによる水平荷重1点、南北鉛直ジャッキによる鉛直荷重各1点の計3点とした。また、サイクルピーク時のひび割れ幅をクラックスケールにより計測したが、主に鉛直方向のひび割れをせん断ひび割れ、水平方向のひび割れを曲げひび割れとして計測した。

表1に材料特性を示す。それぞれ3供試体の試験結果とその平均値を併記する。各引張強度は、モルタルは $160 \times 40 \times 40\text{mm}$ の、レンガ・FRCCは $210 \times 100 \times 60\text{mm}$ の供試体を対象に支点間距離100mmとした三点曲げ試験に基づき算定した。これより、FRCCがレンガと同等以下の引張強度を保持していることが分かる。各圧縮強度は、モ

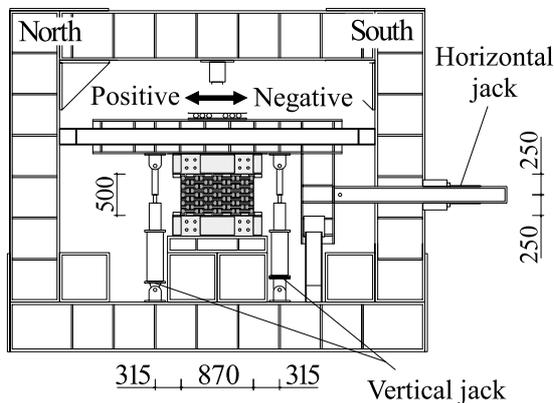


図3 Loading system

ルタルは曲げ試験後の供試体を対象に、レンガ・FRCCは $100 \times 100\text{mm}$ (高さ60mm)の供試体を対象に圧縮試験した結果である。参考までに、FRCCに関しては、ユニットと同一条件の供試体を用いてJCI規準⁵⁾による曲げ試験も行なったが、これによると3供試体平均で引張終局歪は0.0128と評価された。

2.3 実験結果

(1) 破壊状況

図4に載荷終了時の各試験体写真とひび割れ図(階段状に発生したひび割れは強調表示した)を示す。

従来型壁は $\pm 1/800$ サイクルで階段状のひび割れが確認された。その後のサイクルにおいてはせん断ひび割れが試験体強制変位分、もしくはこれ以上に拡幅するのみであった(図5参照)。これは、試験体を横断した階段状のひび割れ面を境に試験体上部が強制変位分水平移動し、正負加力切替時の残留ひび割れ幅を伴ったまま次サイクルに移行するためである。これらの状況から、 $\pm 1/800$ サイクル終了時点でせん断耐力に達していたと考えられる。最終的に、レンガ自体の損傷は見られず、目地モルタルとレンガの剥離、縦目地・横目地交差部での目地モルタルのせん断破壊のみであった。

表1 Material properties

| | Tensile strength(N/mm ²) | | | | | Compressive strength(N/mm ²) | | | | |
|------|--------------------------------------|------|--------------|--------|--------|--|-------|--------------|--------|--------|
| | Brick | FRCC | Joint mortar | | | Brick | FRCC | Joint mortar | | |
| | | | CTwall | PTwall | DTwall | | | CTwall | PTwall | DTwall |
| No.1 | 8.23 | 7.28 | 0.94 | 0.84 | 0.94 | 40.54 | 27.26 | 3.44 | 2.79 | 4.96 |
| No.2 | 6.39 | 7.31 | 0.84 | 1.41 | 1.50 | 39.73 | 26.84 | 4.00 | 3.10 | 5.80 |
| No.3 | 8.24 | 7.84 | 0.94 | 0.98 | 1.41 | 40.04 | 30.38 | 3.24 | 3.24 | 5.51 |
| Av. | 7.62 | 7.48 | 0.91 | 1.08 | 1.28 | 40.11 | 28.16 | 3.56 | 3.04 | 5.43 |

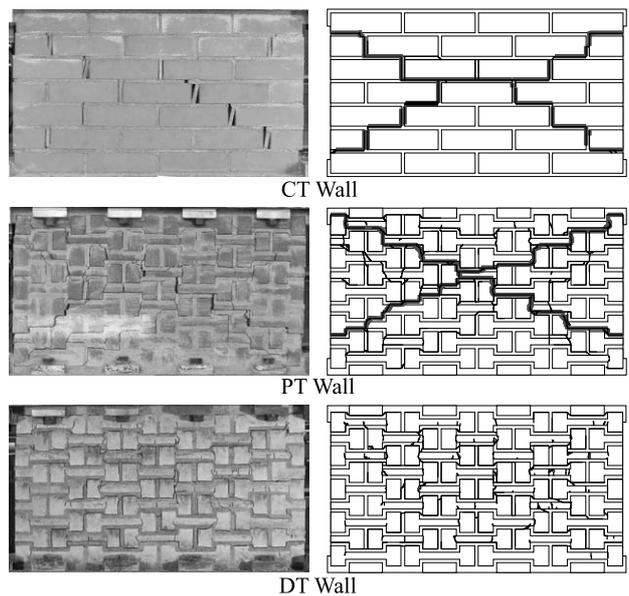


図4 Final crack patterns of the specimens

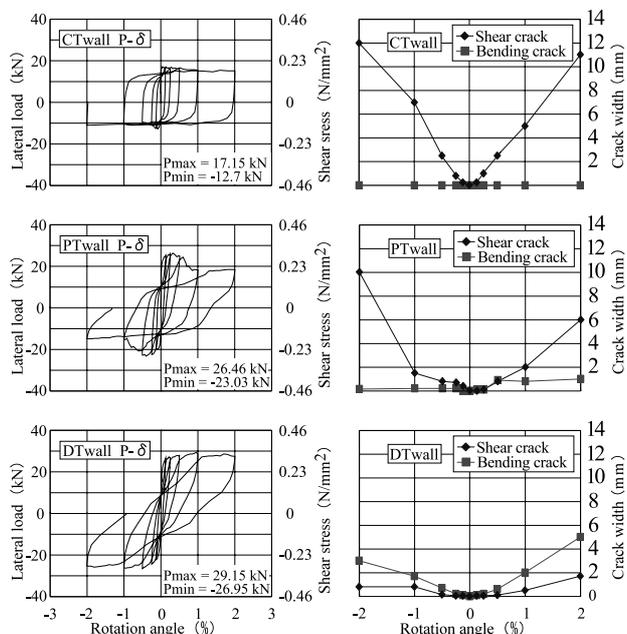


図5 Behaviors of the specimens

開発型壁は、+1/800 サイクルで最初の曲げひび割れが確認でき、-1/800 サイクルでは試験体頭部のユニットくびれ部にひび割れを確認した。+1/400 サイクルで最初のせん断ひび割れを確認したが、急激な耐力低下を伴う致命的な損傷ではなく、このひび割れが階段状となる+1/200 サイクル終了時点まではせん断耐力を維持していると考えられる。続く+1/100 サイクルで、このひび割れよりもやや上部に新たな階段状のひび割れが発生した。±1/50 サイクルでは際立ったひび割れの進展はなかった。特に±1/200 サイクル以降はユニットくびれ部を貫通するひび割れが多く発生し、従来型壁よりも広範囲に損傷が及んでいることから、開発型壁がインターロッキング機構を発現したことが伺える。しかし、±1/200、±1/100 サイクルにおいて連続的なひび割れが発生するタイミングにずれがあったことから、各ユニットが連鎖的に脆性破壊を繰り返していたことが分かる。

靱性型壁は、+1/800 サイクルで最初の曲げひび割れ、試験体頭部のユニットくびれ部に微細なひび割れを確認した。その後、±1/200 サイクルまではユニットに微細なひび割れが発生するのみで、目地部の損傷が確認できなかった。±1/100 サイクルより目地モルタルとユニットの剥離が顕著となり、±1/50 サイクルでは損傷がより広範囲に広がるのみであった。しかし、連続的なひび割れや、ユニット自体が分離するような致命的な損傷は終始確認できなかった。更に、目地モルタルやユニットの損傷が壁面全域で確認できたことから、応力が広く分配され、開発型壁よりも効果的にインターロッキング機構が発現したことが伺える。従来型壁や開発型壁では最終的に階段状のひび割れ

が発生したが、靱性型壁では加力サイクル終了時点であっても壁面を対角方向に横断する階段状のひび割れは発生しておらず、まだ余力を残しているものと考えられた。

(2) 荷重-変形関係

図5に各試験体の荷重-変形関係、および加力ピーク時の最大ひび割れ幅を示す。

従来型壁は+1/800 サイクル途中 0.25×10^{-3} rad (1/4000 rad) で最大耐力 17.15 kN (せん断応力度 $\tau = 0.197$ N/mm², 以下同様) を記録した。その後正側で約 15 kN, 負側で約 10 kN の耐力の頭打ちとなるが、これはひび割れ面での目地モルタルとユニットとの摩擦力によるものである。破壊状況において試験体上部が滑るように水平移動していたこと、更に別途行った実験により、目地モルタルとレンガの摩擦係数が 0.58 (静止摩擦力 = 0.58×20 kN = 11.6 kN) であったことから整合する。

開発型壁は、+1/200 サイクル途中 3.23×10^{-3} rad (約 1/300 rad) で最大耐力 26.46 kN (0.304 N/mm²) を記録した。その後+1/100 サイクルまで耐力低下を続け、最終的に+1/50 サイクルにおいて従来型と同様の水平力抵抗機構に移ったと考えられる。+1/200 から+1/100 サイクルにかけて耐力低下を起すものの、わずかに耐力の回復を確認できる箇所がある。この間、新たに階段状のせん断ひび割れも発生していることから、ユニットの脆性破壊が連鎖的に進行し、総合して水平力に抵抗できていないことを裏付けていると考えられる。

靱性型壁は、+1/100 サイクル途中 9.55×10^{-3} rad (約 1/100 rad) で最大耐力 29.15 kN (0.335 N/mm²) を記録し、加力終了時点であっても耐力低下が見られなかった。図5より、終始曲げひび割れが卓越していた状況を勘案すると、曲げ降伏による耐力の頭打ちであると考えられる (URM 壁が剛体回転するときの耐力算定によると、最大耐力は 34.8 kN である。) が、今後検討を要する。

それぞれの試験体を比較すると、最大耐力・耐力時変形角はいずれも従来型<開発型<靱性型となった。とくに従来型壁は最大耐力時の変形角が他の壁に比べ極めて小さく、ごくわずかな変形により耐力が上限に達したことが分かる。

従来型壁は目地モルタルとレンガの剥離によって階段状のひび割れが進展し、開発型壁はインターロッキング機構を発現したものの、目地モルタルとレンガの剥離に加え、ユニットくびれ部の破断により階段状のひび割れが発生した。いずれの試験体も階段状のひび割れが発生したサイクルで最大耐力を記録している。つまり、壁面の一体性が失われた後に耐力低下を起していることが分かる。一方靱性型壁においては、ユニットがひび割れた後も即座にその耐力を失うことなく、壁面全域にひび割れを分散したことが分かる。その結果、比較的大きな変形レベルであっても

研究速報

壁面の一体性を保持し、最大耐力以降も耐力低下を起こすことは無かった。

3. ま と め

本研究では、URM壁を従来の材料のみで耐震化する方法として、既報のユニット形状を変化させる手法を採用したURM壁のせん断性状を検証するために静的載荷実験を行った。また、同時にそのユニットを靱性材料であるFRCCに置き換えたものについても同様の実験を行った。

その結果、レンガ形状をユニット同士が噛み合うように凹凸を含む形状に変更した開発型壁は、インターロッキング機構の発現により、従来型壁に比べせん断耐力が1.5倍程度向上した。更に最大耐力時の変形角が大幅に改善された。しかし、開発型壁はユニットが脆性材料であるため、ユニットの破壊が連鎖的に進行し、各ユニットが総合して水平力に抵抗できなかつた。

これに対し、変形レンガを靱性材料に置き換えた靱性型壁は、ユニットくびれ部がひび割れた後も即座にその耐力を失うことなく、より広範囲に応力を伝達でき、開発型よりも大きなせん断耐力を発揮する可能性があったが、試験体の曲げ降伏により耐力の頭打ちとなった。しかし、変形角1/50 radにおいても壁面の一体性を保持できており、耐力低下を起こすことがなかつたことから、開発型壁に比べ靱性型壁はより合理的な構造体であると言える。

以上の結果より、今後は途上国での利用を想定した靱性

ユニット作製のための材料開発、および、面外方向の耐震性能改善を目的としたユニット形状の開発を中心に研究を進めていく計画である。

謝 辞

本研究は、文部科学省科学研究費補助金萌芽研究「途上国支援を目的とする補強材を要さない組積造建築の高耐震化技術の開発」(課題番号:17656173, 研究代表者:真田靖士)による助成を受けた。FRCCユニット作製には東洋紡より提供いただいたポリエチレン繊維を使用した。また、実験実施に際し、新潟大学中村研究室各位の協力を得た。末尾ながらここに記して謝意を表する。

(2006年9月11日受理)

参 考 文 献

- 1) 真田靖士ほか, 組積造建築の高耐震性能化に向けての一考察, 生産研究, Vol. 56, No. 6, pp. 89-93, 2004.11
- 2) P. Mayorca, K. Meguro, Proposal of An Efficient Technique For Retrofitting Unreinforced Masonry Dwellings, 13 WCEE, CD-ROM, 2004
- 3) 諏訪田晴彦ほか, 構造物の高性能化に向けた高靱性繊維補強セメント複合材料の開発, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, pp. 133-138, 2001.6
- 4) 日本建築学会: グアテマラ・北イタリア・ミンダナオ島・ルーマニア地震災害調査報告, 1979.2
- 5) 日本コンクリート工学協会: 繊維補強セメント複合材料の曲げモーメント-曲率曲線試験方法 JCI-S-003-2005, 2005