

枠組組積造壁の水平力抵抗機構から推察される無補強組積造建築の高耐震化技術

A METHOD TO ENHANCE SEISMIC PERFORMANCES OF UNREINFORCED MASONRY STRUCTURES DERIVED FROM LATERAL FORCE RESISTING MECHANISMS OF MASONRY INFILLED FRAMES

真田 靖士*, 中村 友紀子**, 山内 成人***, 崔 琥****, 中埜 良昭*****

Yasushi SANADA, Yukiko NAKAMURA, Naruhito YAMAUCHI,
Ho CHOI and Yoshiaki NAKANO

This paper mainly discusses seismic performances of specially designed unreinforced masonry (URM) structures. Firstly, lateral force resisting mechanisms of masonry infilled frames were introduced through test results of concrete block infilled reinforced concrete frames with and without a door opening. Based on major findings from the tests, a method to enhance seismic performances of URM structures using interlocking masonry units was proposed. Two new URM walls consisting of brittle and ductile interlocking masonry units were tested and their performances were compared with that of a conventional one. Seismic performances of URM walls could be effectively improved by interlocking masonry units.

Keywords : Brick, Fiber reinforced cement composite, Interlocking mechanism, Seismic retrofit, Static loading test, URM

れんが, 繊維補強セメント複合材料, インターロッキング機構, 耐震補強, 静的載荷実験, 無補強組積造

1. はじめに

1999年トルコ・コジャエリ地震¹⁾, 台湾・集集地震²⁾, 2003年アルジェリア・ブメルデス地震³⁾, イラン・バム地震⁴⁾と, 極めて大きな建築物被害を伴う地震災害が世界各地で後を絶たない。被害要因については設計法, 施工品質などに起因する技術的な問題から各国に固有の社会的な問題まで多岐にわたり一概に議論することは困難であるが, 技術者の立場から考察すると一つの共通点に気がつく。それは, 日本の建物ではあまり用いられない組積構造が多用されていることである。組積造建築の耐震性能を正しく評価し, 然るべき措置を講ずることにより, 世界の地震災害は劇的に軽減することができると考えられる。

各種組積造建築の中でも際立って耐震性が低い無補強組積造(以下, URM)建築は, 1891年濃尾地震, 1923年関東地震による被災経験を経て, わが国での使用は激減し, 現在では極めて稀な存在となった。結果, 本構造を対象とする国内での研究活動は一般に低調であったが, 近年, 例えば, 西田ら⁵⁾, 吉村ら⁶⁾, 目黒らの研究⁷⁾, また, 筆者らの研究⁸⁾も含め, とくに途上国の地震防災を目的に, 本構造の耐震化を課題とする研究が増加傾向にある。一方, 海外では多方面で活発な研究が展開されてきたが, 大地震のたびに多くの人命が失われる現実を振り返ると, 本構造の耐震化を広く普及するための現実的な解は未だ得られておらず, 新しい視点からの検討が必要であると認識している。

こうした背景の下, 本研究では地震に対して極めて脆弱な URM 建築(本論文の研究対象は, 周辺枠を有さない組積ユニットと目地のみから構成される URM 建築であり, 次章で紹介する周辺枠を有する枠組 URM との区別を明確にするため, 以下では単純 URM と称す)を合理的に耐震化する技術開発を目的とする。本論文では, はじめに研究の背景として, 筆者らが既に報告した韓国の URM 壁を有する鉄筋コンクリート造(以下, RC)柱梁架構の耐震実験⁹⁾から得られた知見を紹介し, 本研究が提示する単純 URM 壁の耐震化技術に着想するに至った根拠を報告する。次いで, 本手法を適用した単純 URM 壁の静的破壊実験を行い, 提案手法の有効性を実験的に検証した結果, 並びに本手法の将来的な可能性について論ずる。

2. 研究の背景

2.1 枠組 URM 壁の耐震実験の概要

筆者らは2003年度, 韓国の1980年代の学校建物を対象に, その外壁や間仕切壁として多用される無補強ブロック造壁を有する RC 実大架構の耐震実験⁹⁾を実施した。本実験では開口形状および軸力を変動因子とする計4体の実大試験体を対象としたが, 本論では図1に示す無開口のブロック造壁を有する「無開口試験体」と, 加力方向負側の柱に隣接するドア開口を有する「ドア開口試験体」の2体の実験結果のみについて紹介する。これらの試験体はともに1階の架構を想定しており後述するように作用軸力は等しい。材料試験

* 東京大学地震研究所 助手・博士(工学)

** 新潟大学工学部 講師・博士(工学)

*** 東京大学生産技術研究所 技術職員

**** 東京大学大学院工学系研究科 大学院生

***** 東京大学生産技術研究所 教授・工博

Research Assoc., Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Dr. Eng.
Lecturer, Faculty of Engineering, Niigata University, Dr. Eng.
Technical Assoc., Institute of Industrial Science, University of Tokyo
Graduate Student, Graduate School of Engineering, University of Tokyo
Prof., Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Dr. Eng.

結果をはじめとするその他の詳細事項については文献8)を参照されたい。

水平力の載荷方法は試験体面内方向への準静的な正負交番載荷とし、原則として試験体の頂部変形角 $\pm 1/1000$, $\pm 1/500$, $\pm 1/250$, $\pm 1/150$, $\pm 1/100$, $\pm 1/50$ までそれぞれ2.5回ずつ繰り返した(厳密な載荷履歴については文献8)を参照)。また、鉛直方向には1412kNの一定軸力を加えた。

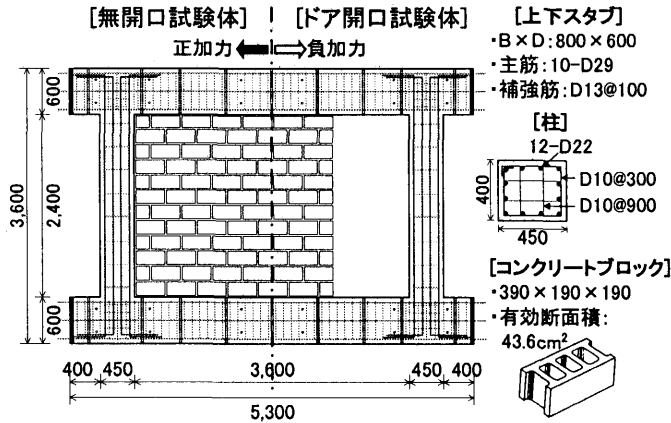
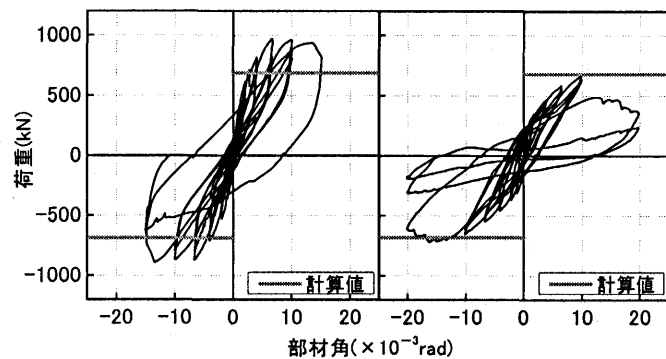


図1 枠組組積造壁の試験体

無開口試験体、ドア開口試験体ともに圧縮側柱の脚部が曲げ降伏した後せん断破壊して終局に至ったが、両者の耐震性能には大きな違いが見られた。

図2に実験より得られた各試験体の荷重-変形関係を示す。同図には、URM壁を無視し、且つ、架構両側の柱の頭部と脚部がすべて曲げ降伏していると仮定した場合に、柱の曲げ降伏耐力の計算値 M_{u0} に基づいて算出される架構全体への入力せん断力の計算値(= $(\text{左柱 } M_{u0} + \text{右柱 } M_{u0}) / (h_c/2)$, h_c : 柱内法高さ)を併せて示した。実験より得られた架構全体のせん断耐力は、柱のみの曲げ降伏を仮定した場合の入力せん断力の計算値に対して、無開口試験体で約1.4倍、ドア開口試験体でほぼ同程度であったことから、両者の水平力抵抗機構は大きく異なることが推察された。また、架構に入力されたせん断力レベルが異なるため、両者の変形性能にも大きな違いが見られた。

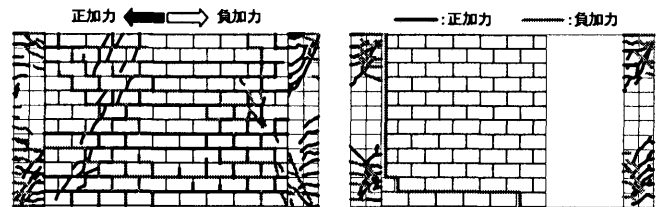


(a) 無開口試験体 (b) ドア開口試験体

図2 枠組組積造壁の荷重-変形関係

2.2 実験結果に基づく着想

無開口試験体は柱のみの水平耐力の計算値のおよそ1.4倍の耐力を発現したが、この結果に基づいてURM壁が負担する最大平均せん断応力度(= $(\text{架構全体の耐力} - \text{柱のみの水平耐力の計算値}) / \text{URM壁の水平断面積}$)を計算するとおよそ 0.4 N/mm^2 となる。これは一般的なRC柱(1<せん断スパン比<3)、壁(両側柱付壁)の終局時平均せん断応力度がそれぞれ 1 N/mm^2 , 3 N/mm^2 と想定されている¹⁰⁾ことを考慮すると比較的大きなせん断応力度レベルであると言える。一方、ドア開口試験体の水平耐力は柱のみの耐力の計算値とほぼ一致したため、URM壁が負担する平均せん断応力度はおよそ0ということになる。図3には各試験体の最終破壊状況を示す。無開口試験体では壁体が局部的にせん断変形して斜めひび割れが生じたこと、ドア開口試験体では壁体の損傷が架構との境界付近で生じた肌別れのみであること、肌別れ後に壁体が剛体移動したことをそれぞれ確認できる。前者は無開口試験体のURM壁に斜めひび割れに沿う圧縮ストラットが形成されたことを力学的に示唆しており、後者はドア開口試験体のURM壁がほとんど水平力に抵抗しなかった計算結果と整合する。また、本実験ではブロックの表面数箇所にコンクリートゲージを貼り付けブロックの負担軸力を計測したが、初期軸力導入時で無開口試験体のURM壁の平均圧縮応力度が 0.039 N/mm^2 (柱の平均圧縮応力度は 3.8 N/mm^2)、ドア開口試験体のURM壁が 0.034 N/mm^2 (柱は 3.9 N/mm^2)と、URM壁の負担軸力が極めて小さかったことを確認している。その結果、ドア開口試験体は摩擦による水平抵抗力をほとんど得られなかったものと考えられる。加えて、上記の結果は無開口試験体のURM壁が作用軸力に関わらず比較的大きなせん断耐力を発現したことも指摘している。



(a) 無開口試験体 (b) ドア開口試験体

図3 枠組組積造壁の最終破壊状況

はじめに述べた通り、本研究では周辺枠を有さない単独で用いられるURM壁(単純URM壁)を対象に、これを合理的に高耐震化する技術の開発を目的とするが、本研究対象についても上記と同様の論理が成り立つ。すなわち、単純URM壁をせん断変形させ、壁体斜め方向の圧縮ストラットを形成することができれば、その負担軸力に関わらず比較的大きなせん断耐力(単純URM壁の水平耐力を決定する要素には曲げ耐力とせん断耐力があるが、本研究で対象とするのは後者である)が発現される可能性がある。しかしながら、単純URM壁を周辺枠を設けることなくせん断変形させるためには、何らかの手法により壁体の一体性を確保し、ドア開口試験体に見られたような壁体の局所的な分離を回避する必要がある。そこで、本研究では、その一つの解として、組積ユニットに凹凸を設けユニット同士の噛み合い(インターロッキング機構)によりユニット間に強い結合力を確保する方法に着眼した。

本手法の利点は、

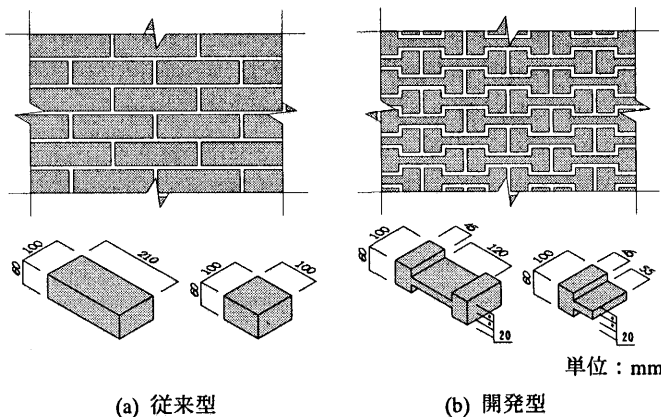
- 1) 枠組 URM 壁のように周辺枠を設けることなく、一般の補強組積造 (RM) 壁のように組積ユニット内に鉄筋を挿入することなく、すなわち、組積ユニットと目地材のみで壁体の一体性を確保し得る点。
- 2) 壁体の一体性はユニット同士の結合力に依存し、その性能はユニットの材料特性 (強度と靱性) に帰着すると推測されるため、目地の性能、すなわち施工品質による影響の低減を狙える点。従って、性能の均質化や、ドライジョイントの導入による施工性の向上などを期待できる点。
- 3) 前述の通り、従来の単純 URM のようにせん断耐力が組積ユニット間あるいはユニットと目地間の摩擦力や接着力のみによって依存しないため、低軸力化でも安定して比較的大きな耐力が発現される可能性がある点。

にあり、物資や技術、管理体制が不足しがちな途上国での利用価値が高いと考えられる。

3. 単純 URM 建築の高耐震性能化の実現可能性

3.1 インターロッキング機構を利用した単純 URM 壁

本研究で対象とする単純 URM 壁として、図 4(a)に示す従来型の直方体ユニットを組積する壁 (以下、従来型) に加え、図 4(b)のように凹凸を設けた組積ユニットを用いる壁 (以下、開発型) の 2 種類の平面的に無限な壁を想定した。



(a) 従来型 (b) 開発型

図 4 研究対象とする単純 URM 壁

3.2 単純 URM 壁試験体

従来型と開発型の単純 URM 壁の耐震性能を比較するため、図 4 の各研究対象からそれぞれ部分的に切り出した、組積ユニットの形状および特性が異なる下記の 3 体の試験体を計画、製作した。試験体の設計条件は、せん断に対する性能比較を目的に、従来型試験体のせん断破壊が先行することとし、予備的な材料試験結果、載荷装置の性能、計画する載荷軸力を勘案の上、その形状を決定した (3.3 節で後述するように、本研究では具体的な建物を想定していないが、同節には参考値を掲載した)。図 5 に各試験体の詳細を示す。

従来型試験体

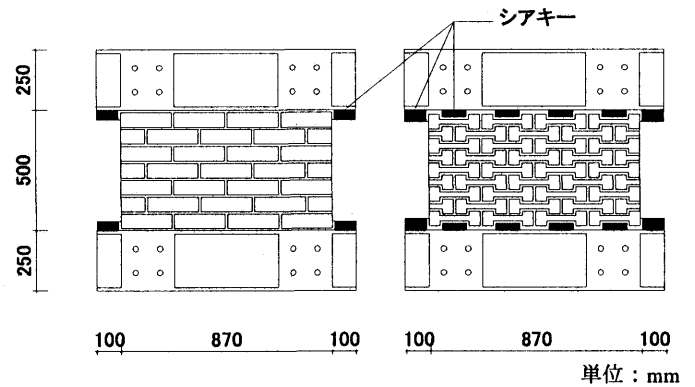
試験区間である壁部分の組積ユニットとして普通れんが 4 種¹¹⁾を用い、これを後述する配合で製作したモルタルを介し目地厚 10mm で組積した試験体。

開発型 I 試験体

従来型試験体で用いた普通れんがを図 4(b)の形状に加工し、本ユニットを用い、従来型と同じ配合のモルタル、目地厚で組積した試験体。

開発型 II 試験体

開発型 I と同様の試験体形状であるが、靱性のある組積ユニットを用いた場合を仮に想定し、組積ユニットの材料としてれんがではなく、繊維補強セメント複合材料 (以下、FRCC) を用いた試験体 (誤解を避けるために追記すると、仮に靱性のある組積ユニットを用いた場合を想定しているに過ぎず、途上国で FRCC を用いることを意図してはいない)。



(a) 従来型 (b) 開発型 I, II

図 5 単純 URM 壁の試験体

各試験体ともに壁部分の上下にはモルタルを介し鉄骨による剛なスタブを設けた。ただし、本実験では壁とスタブの境界での滑りを許容しない計画としたため、拘束用の鋼製シヤキーを図 5 に示すように鉄骨スタブに固定して設置した。目地モルタルの配合は、途上国で用いられる程度の品質、具体的には引張強度 1N/mm^2 程度⁷⁾の実現を目的に水セメント比を主要な変動因子とする予備実験を実施し、その結果に基づいて、セメント : 砂 : 水 = 1 : 8.49 : 1.25 (重量比) と決定した。また、開発型 II 試験体の組積ユニット製作に用いた FRCC は、従来型および開発型 I 試験体に用いた普通れんがと同程度の引張強度を発現するように、文献 12) を参考に別途実施した予備実験結果に基づいて、セメント : 砂 : 水 = 1 : 0.4 : 0.6 (重量比) の配合のモルタルにポリエチレン繊維を体積比で 1% 混入して製作した。表 1 に各試験体の製作に用いた材料の特性をまとめて示す。モルタルの引張強度は文献 13) による曲げ強さ試験用供試体 (長さ \times 幅 \times 高さ = $160 \times 40 \times 40\text{mm}$) を用いた 3 点曲げ試験、れんがと FRCC の引張強度は上記を応用して普通れんがと同一寸法の供試体 (長さ \times 幅 \times 高さ = $210 \times 100 \times 60\text{mm}$) の 3 点曲げ試験によりそれぞれ評価した。計画時に期待したモルタルおよび FRCC の引張強度が得られたことがわかる。ただし、先述の通り FRCC の引張強度は 3 点曲げ試験による初期ひび割れ時の縁応力度として評価した。そこで、JCI 規準^{14), 15)}に従って、本実験で用いた FRCC と同一配合、材齢で別途製作した供試体の性能を補足的に評価した。図 6 に本試験の概要と得られた曲げモーメント-曲率関係を示す。尚、同規準付属書の方法によると、引張強度 2.89N/mm^2 、引張終局歪度 0.0128 と評価された。

表1 材料試験結果

試験体	モルタル		れんが	FRCC	
	材齢 (日)	引張強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)	引張強度 (N/mm ²)
従来型	7	0.91	7.62	18	7.48
開発型 I	7	1.08			
開発型 II	7	1.28			

※ 各試験体ともに3供試体の平均値

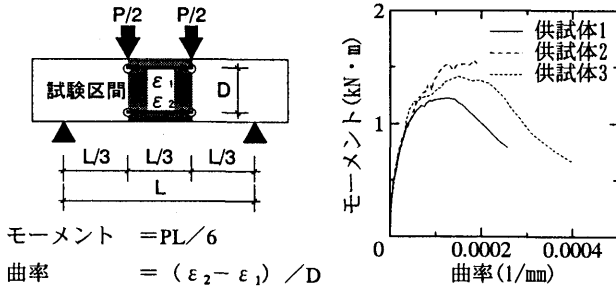


図6 FRCCの曲げモーメント-曲率関係

3.3 実験方法

実験は新潟大学工学部内の耐震実験施設にて実施した。図7に載荷システムの詳細を示す。載荷方法は、水平方向では準静的な正負交番繰り返し載荷とし、逆対称モーメント分布を維持しながら、変位制御で部材角±1/800, ±1/400, ±1/200, ±1/100, ±1/50まで各1回載荷した。鉛直方向には20kN (=10kN×2)の一定軸力を加えた(本研究では具体的な建物を想定していないが、軸応力度で約0.2N/mm²に相当し、例えば、長さ4m、厚さ40cmの壁が10kN/m²の床4×8mを支持した場合の軸応力度が0.2N/mm²であり、試験体は上記の壁の1/4~1/5スケール程度と考えることができる)。

本実験では、壁頂部中央位置での水平相対変位(1成分)と壁両端部での鉛直相対変位(2成分)、および3台の油圧ジャッキの荷重(3成分)の計測を行った。また、載荷各サイクルのピーク時に(一部、除荷時にも)壁面に生じた最大ひび割れ幅をクラックゲージを用いて目視により計測した。

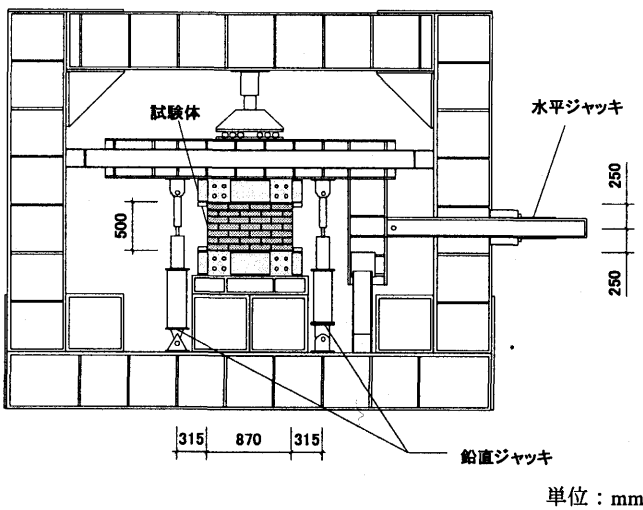


図7 載荷システム

3.4 実験結果

(1) 破壊経過

従来型試験体

+1/800のサイクル中、荷重16.4kNのときせん断による初期ひび割れ(組積ユニットと鉛直目地の接着面の剥離)を確認した(ただし、後述する荷重-変形関係では、12.0kN付近で明確な折れ点を確認できることから、実際にはもう少し小さい荷重レベルで初期ひび割れが発生した可能性が高い)。最大荷重17.2kNを記録した後、耐力をほぼ維持したまま変形が進行した。同サイクルピーク時には目視で漸く確認できる程度のひび割れ(ユニットと目地の鉛直接合面のひび割れ幅0.2mm程度)が、図8(a)に示すように組積ユニットと目地の境界に階段状に生じているのを確認した(同図では水平接着面のひび割れは示されていないが、実験時にはひび割れ幅が小さく目視により確認できなかったことに起因する。実際には水平接着面にもひび割れが生じこれを境界に滑りが生じることで鉛直ひび割れが開くと考えられるため階段状のひび割れと表記した)。-1/800のサイクルでは、負側の最大耐力-12.7kNを記録した。-1/400のサイクル中、一旦、負側の最大耐力に近い荷重を記録後に-10kN程度まで若干の耐力低下を生じたが、その後は耐力を保持した。その後の載荷サイクルでも顕著な耐力低下を生じることはなく、一定の荷重に到達後、階段状に生じたせん断ひび割れが拡幅することで変形が進行するという挙動を繰り返した。図9(a)には各サイクルピーク時に計測した最大ひび割れ幅の推移を示したが、本試験体では終始せん断変形が卓越し、そのひび割れ幅はおよそ各サイクルの水平変形(=変形角×試験体高さ500mm)と同程度、あるいは正負繰り返し載荷による残留ひび割れの蓄積により、それよりも若干大きな値で推移したことがわかる。この結果は、図8(a)の最終破壊状況より、正負加力時ともに壁面を対角に横断する1つの代表的なせん断ひび割れが観察された結果とも整合する。

開発型 I 試験体

+1/800のサイクルピーク時、壁頭部および脚部に曲げひび割れ、若干数の組積ユニットに引張ひび割れの発生を確認した。図8(b)に示すように、同変形時に従来型試験体で観察された組積ユニットと目地の接着面の剥離による階段状のひび割れは生じていない。+1/200のサイクル中、最大耐力26.5kNを記録したが、その直後より耐力が低下し始めた。負側でも同様に、-1/200のサイクル中、負側の最大耐力-23.0kNを記録した後に耐力低下域に入ったと考えられる。続く±1/100のサイクルでそれぞれ±15kN程度まで大きく耐力低下したが、その後は実験終了まで耐力を保持した。本稿では図の掲載を割愛したが、本サイクル中にひび割れが壁面に広く分散して生じ始め、また、本サイクル後には壁面を大部分横断する階段状のひび割れが観察された。これらの現象に加え、図9(b)より1/100サイクル以降、せん断ひび割れの拡大が顕著になったことから、開発型 I 試験体は耐力低下域を境に本試験体特有の組積ユニット間の噛み合いによる水平力抵抗機構から従来型試験体と同様の摩擦による水平力抵抗機構に推移したものと考えられる。図8(b)に実験終了後の最終破壊状況を示す。従来型とは異なり、ひび割れが壁面に広く分散して生じたことを確認できる。この結果は、図9(b)の大変形領域において最大せん断ひび割れ幅が従来型よりも小さかったことと対応する。

開発型Ⅱ試験体

+1/800のサイクルピーク時、壁頭脚部（脚部は下から2段目の目地）に曲げひび割れ、組積ユニットに僅かな引張りひび割れの発生を確認した。開発型Ⅰ試験体と同様、このとき壁面对角方向の階段状のひび割れは生じていない（図8(c)参照）。-1/200, +1/100のサイクルピーク時に負側の最大耐力27.0kNを、最大耐力29.2kNをそれぞれ記録した。±1/100のサイクル以降、壁面全体にユニットと目地間のひび割れが多数観察されるようになったが、±1/200のサイクルまでの壁面の損傷レベルは、図9(c)の最大せん断ひび割れ幅より推察できるように、開発型Ⅰに比べて明らかに小さかった。また、全載荷サイクルを通して開発型Ⅰのような耐力劣化が生じることはなく、図9(c)より-1/50のサイクルまで壁頭脚部に生じた曲げひび割れの開閉により壁全体がロッキングする曲げ卓越型の変形挙動を示した。一方、図8(c)の最終破壊状況に着目すると、開発型Ⅱ試験体は開発型Ⅰと比較して、ひび割れがより広く壁面に分布している。これは組積ユニット自体に靱性を付与することで、ユニットに作用する応力を分散する効果が得られたことを示しており、従来型や開発型Ⅰに見られた壁面を横断する致命的な階段状のひび割れが生じにくいこと（本試験体では実験終了時まで生じなかった）、壁体を構成する各ユニットが総合して水平力に抵抗できることから、より終局域の性能に優れた構造であると評価することができる。また、開発型Ⅰ試験体ではユニットの材料が脆性破壊するため一旦ひび割れが生じるとこれを境にユニット自体が分離してしまうが、本試験体ではユニットにひび割れが生じてもひび割れ間の繊維がすぐには破断しないためユニットの一体性が保たれ、結果として実験終了時までいずれのユニットの分離も確認されなかった。

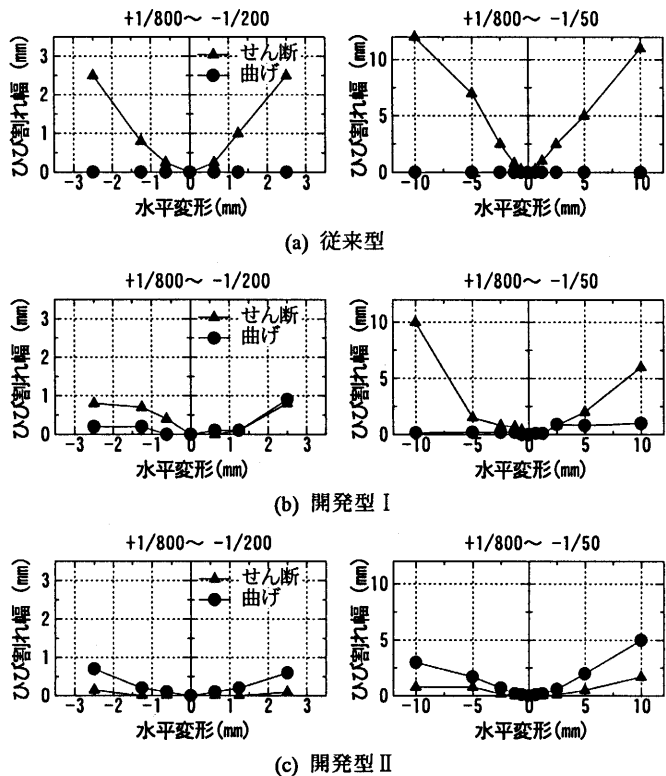


図9 ひび割れ幅

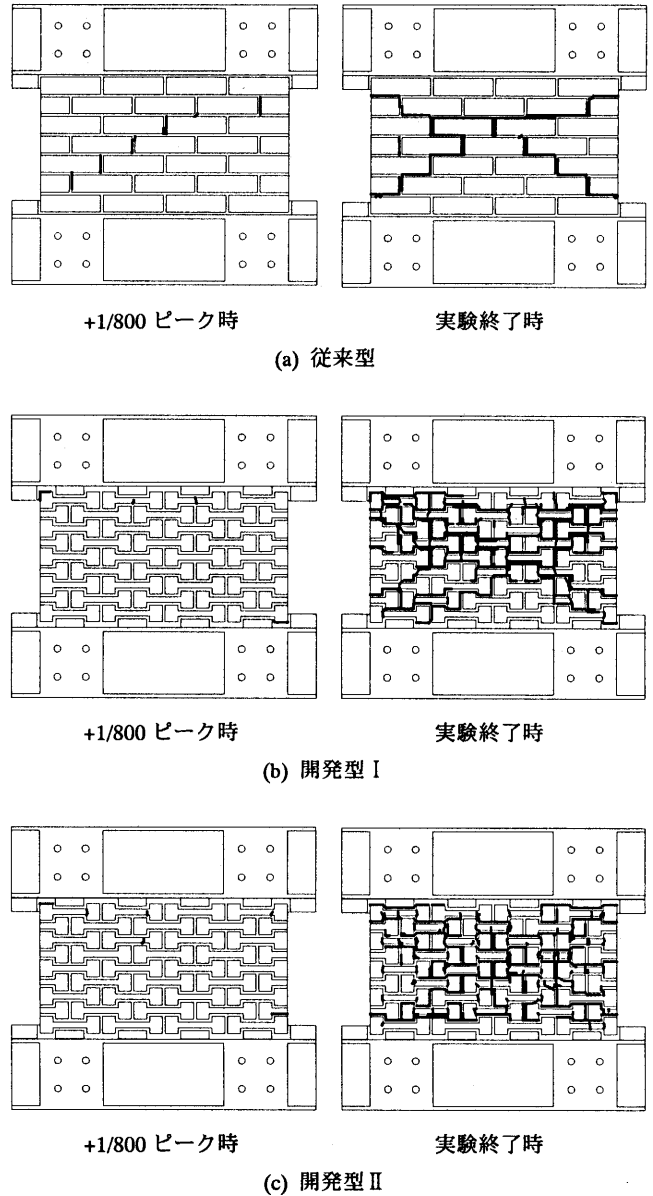


図8 ひび割れパターン

(2) 荷重-変形関係

図10に各試験体の荷重-変形関係を示す。従来型試験体は長方形に近いバイリニア型の履歴形状を呈した。正負載荷時ともにある一定の水平荷重に到達した後に荷重を保持したまま変形が進む傾向が見て取れることから、試験体の耐力は水平目地部での静止摩擦力により発現されていると考えられる。本稿では、図4の単純URM壁から抜き出した局所結合要素の性能についても後述するが、本要素実験により推定した組積ユニットと水平目地間のひび割れ後の静止摩擦係数の平均値0.58(表2参照)から推定される静止摩擦力11.6kN(=0.58×作用軸力20kN)が試験体の水平耐力と近似することから、上記の考察が概ね妥当であることが確認できる。正負耐力にやや大きな差が見られるのは、正負変形時にそれぞれ支配的となる階段状のせん断ひび割れ面（とくに水平断面）の摩擦係数の違い、あるいは組積ユニットやモルタルの剥落による局所的な断面欠損が影響したためと考えられる。

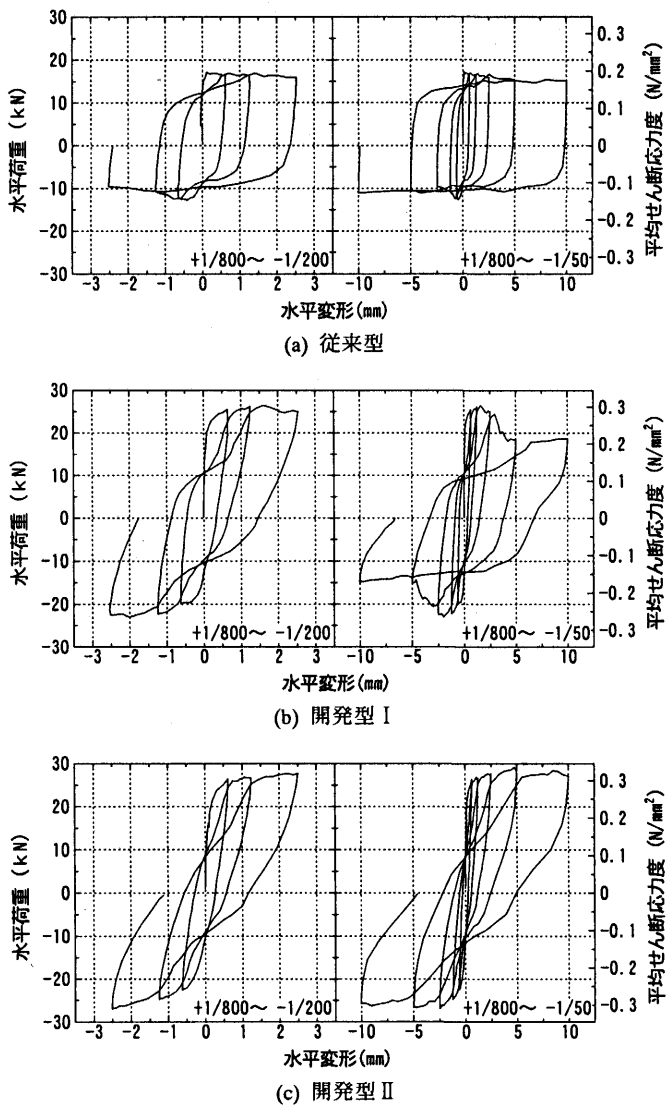


図 10 荷重-変形関係

一方、開発型 I 試験体は従来型試験体と比較して 1.5 倍以上の耐力を記録した。履歴形状に着目すると、除荷剛性が従来型試験体よりも小さく、紡錘形に近い形状を示したが、これは壁頭脚部の曲げひび割れの開閉に伴う壁全体の剛体回転が除荷とともに回復する現象と対応すると考えられる（後述する開発型 II についても同様）。また、破壊経過で触れたように、 $\pm 1/200$ から $\pm 1/100$ のサイクルにかけて負勾配を呈したが、僅かながら途中耐力の回復も見られる。これは、本試験体では壁体を構成する全ユニット間の噛み合い効果が同時に得られず、局所的に応力が集中することで個々のユニットの間で「噛み合い⇒応力集中⇒ユニットの脆性破壊」という現象が順次進行した結果と考えられる。

開発型 II 試験体は、従来型、開発型 I 試験体と比較してそれぞれ約 1.7 倍、約 1.1 倍の最大耐力を記録し、且つ、 $\pm 1/50$ のサイクルまで安定した紡錘形の履歴形状を示したことから、本試験体の従来型、開発型 I 試験体に対する優位性が確認できる。ここで、URM 壁の曲げ耐力の理論値を、軸力が壁中央に作用し、断面の圧縮縁が壁端、モルタルの接着強度を無視するとの仮定の下に算定すると、 $34.8\text{kN} (=N \times (l_w/2) / (h_w/2))$ 、 N : 作用軸力、 l_w : 壁長さ、 h_w :

壁高さ) が得られるが、実験結果は理論値を下回る。この理由として、ユニットとスタブとの接合詳細（ユニットに凹凸があるため、図 5(b)のようにユニットとスタブ（シアキーを含む）の境界面が同一水平面上にない）より応力分布が不均一になった、あるいは、図 8(c)の最終破壊状況より、最上下段両端部のユニットの断面形状の境界（ユニットのくびれ部分の端部）付近にひび割れが生じており、ここを支点に回転したなど、圧縮縁が壁端より若干内側となった可能性を指摘できるが、詳細については今後の検討を要する。しかし、図 9(c)より明らかな曲げ卓越型の変形挙動を示したことから、開発型 II 試験体は曲げ降伏により荷重がほぼ上限値に達したものと判断した（開発型 I 試験体の正側の $1/200$ のサイクルまでについても同様の考察が当てはまる）。

(3) 要素実験

本実験では、単純 URM 壁の実験と並行して、組積ユニット間あるいは組積ユニットと目地モルタル間のせん断強度、接着強度、ひび割れ後の摩擦係数の推定を目的に、図 4 の各研究対象から局所結合単位を抜き出し、下記に示す各種要素試験を実施した。

2 面せん断試験

せん断強度の推定を目的として各単純 URM 壁実験時に実施した。各単純 URM 壁から図 11 のように切り出した 3 段積み試験体（従来型は 1 種類 3 体、開発型は A、B 種類各 3 体）を用いて図 12(a)に示す荷重条件で実施した。

3 点曲げ試験

接着強度の推定を目的として各単純 URM 壁実験時に実施した。ただし、いずれの実験時にも図 11 の従来型 URM 壁から切り出した 2 段積み試験体（3 体）を用いた。図 12(b)に示す荷重条件で実施した。

1 面せん断（摩擦）試験

摩擦係数の推定を目的とし、従来型 URM 壁実験時のみ実施した。2 面せん断試験を行った後の 3 段積み試験体（ユニットと目地が剥離した試験体）を用いて図 12(c)に示す荷重条件で実施した。このとき、剥離面に作用する重量としてユニットのみ、ユニット上に約 150N、300N の錘を載せた 3 通りを考慮した。1 供試体、1 荷重条件ごとに 3 回の試験を行った。

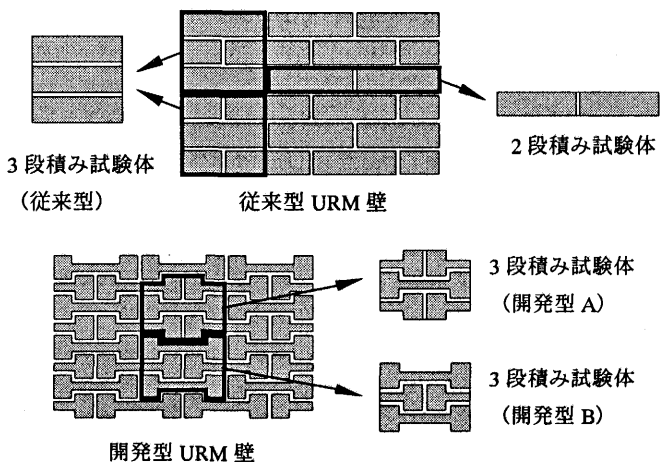


図 11 要素試験体

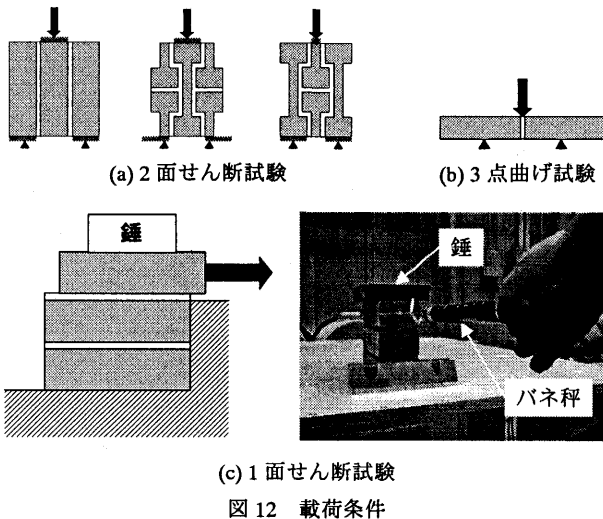


図 12 荷条件

表 2 に従来型、開発型 I 試験体の各種要素試験結果の一覧を示す。開発型 II 試験体についても要素試験（2 面せん断試験と 3 点曲げ試験）を計画したが、要素試験体の施工不良が原因で適正な試験値を得られなかったと判断したため掲載を割愛した。

2 面せん断試験結果について、従来型 URM 壁から切り出した要素試験体のせん断強度が 0.1N/mm^2 前後であったのに対し、開発型 I から切り出した試験体ではこれを平均値で 3 倍以上、個々の強度で 2~4 倍程度上回る強度が得られた。ここで、開発型 I 試験体と従来型試験体との耐力差が 1.5 倍強であった結果（図 10 参照）に着目すると、壁試験体の耐力差は要素試験体の耐力差を大きく下回るが、先述のように開発型壁試験体は曲げ降伏により入力が入りやすくなった結果である。すなわち、曲げ降伏しなければ耐力が要素試験体の耐力差（平均値で 3 倍以上）を上限に増大した可能性も指摘できるが、これは壁体を構成する各ユニットの耐力が同時に発現されるとの仮定の下での推察である。従って、ユニット自体が脆性破壊する（局所的な応力集中により破壊が連鎖的に進行し、同時に耐力を発現しにくい）開発型 I 試験体では成り立たない可能性が高いが、ユニットに靱性を付与した開発型 II 試験体では成立し得ると認識する。図 13 に従来型および開発型 3 段積み試験体の試験後の典型的なひび割れ状況を示すが、従来型の直方体ユニットを組積した場合にはその水平抵抗力がユニットと目地モルタルの接着力のみ依存するのに対し、凹凸を有するユニットを用いた場合、ユニットとモルタルが剥離した後もユニット同士が噛み合い新たな水平力抵抗機構を発現するという現象を如実に表している。

一方、3 点曲げ試験結果より、本実験で用いた試験体の接着強度はユニットや目地の素材の引張強度（表 1 参照）より遥かに小さいことが確認された。とくに従来型試験体でユニットに損傷が見られなかった結果（図 8(a)参照）と整合する。また、摩擦試験では、供試体ごとの個体差（供試体 1 の平均値：0.46、供試体 2 の平均値：0.64、供試体 3 の平均値：0.63）が見られたものの、荷条件による定性的な違いは捉えられなかった。得られた摩擦係数の平均値は 0.58 であるが、個々の試験結果は最大で 47% の誤差を含んでいた点を追記する。

表 2 要素試験結果

試験体	せん断強度* ¹ (N/mm^2)	接着強度* ¹ (N/mm^2)	摩擦係数* ²
従来型	0.090	0.19	0.58
開発型 I	A	0.31	/
	B	0.26	

※1 原則として 3 供試体の平均値であるが、試験前に破損した供試体を含む場合はこれを除いた値

※2 3 供試体について 3 通りの鉛直荷条件で各 3 回ずつ、全 27 回の平均値

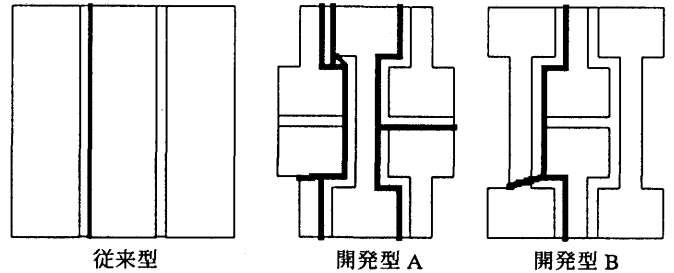


図 13 要素試験体の典型的な破壊状況

3.5 今後の展望

以上より、開発型 I 試験体は従来型試験体よりもとくに耐力の面で、開発型 II 試験体は開発型 I 試験体よりもとくに靱性の面で優れた性能を発現することを実験的に確認することができた。しかし、これらの結果はすべて単純 URM 壁の面内の性能に関する議論であり、当然ながら今後面外の性能に関する検証が必要になる。筆者らは、凹凸を有する組積ユニットの機械的な噛み合いによる抵抗機構は、面内方向のみならず面外方向の性能向上にもある程度貢献し得ると考えるが、とくに組積ユニットが脆性材料である場合、その取り扱いには十分慎重であるべきであろう。本実験の従来型、開発型 I 試験体では階段状のひび割れが貫通し壁体の一体性が損なわれた後も摩擦による抵抗機構によりある程度の耐力を維持する結果となったが、この状態で面外の入力を受けた場合崩壊はまず免れ得ないと予想される。すなわち、単純 URM 壁を耐震化するためには何らかの手法により壁体の一体性を維持し続ける必要がある。その意味で、ユニットそのものに靱性を与えた開発型 II 試験体のような構造は、ユニットの一体性、如いては壁体の一体性を保つための一つの現実的な解になり得ると考えており、今後、途上国での利用を前提とする材料開発（現地調達できる材料による靱性ユニットの開発）を進めることも視野に入れている。

一方、開発型 II 試験体で用いた FRCC のような先進材料を容易に入手できる環境においては、本構造を面外方向への抵抗機構を考慮した上で、そのままの形あるいは応用した形（例えば、より適切な材料の使用や、目地のドライジョイント化など）で実用化することも十分考えられる。とくに作業制約が多い既存構造物の耐震補強においては、取り扱いが容易な小型ユニットにより構成され、騒音や振動などが生じない組積作業により構築できる URM 壁の利用価値は高いと判断する。

4. まとめ

本研究では、鉄筋コンクリート造 (RC) 枠組を有する無補強組積造 (URM) 壁の静的載荷実験より得られた知見に基づき、単純 URM 壁 (周辺枠や補強鉄筋を有さない組積ユニットと目地のみから構成される URM 壁) の耐震性能を合理的に向上し得る手法を提案した。本手法は、組積ユニットに凹凸を設けユニット同士の噛み合い (インターロッキング機構) により単純 URM 壁に比較的高いせん断性能を付与することを意図したものであり、従来の単純 URM 壁の性能低下要因と考えられる低い施工品質や低い軸力下においても、安定した性能の発現が期待された。韌性の有無をパラメータとする 2 種類の凹凸を有する組積ユニットによる単純 URM 壁の静的破壊実験を実施し、せん断破壊が先行する従来の壁と性能を比較した結果、下記の知見が得られた。

- 1) れんがに凹凸加工を施し、れんが同士の噛み合いを確保した開発型 I 試験体は、直方体れんがを用いた従来型試験体の水平耐力を 1.5 倍以上上回った。ただし、開発型 I 試験体はれんがの引張破壊に伴う壁体のせん断破壊により部材角約 1/200 程度以降大きく耐力低下した。
- 2) 組積ユニットに韌性を付与した場合を想定し、繊維補強セメント複合材料 (FRCC) により凹凸を有する組積ユニットを作成した。本ユニットにより製作した開発型 II 試験体は、従来型試験体に比べ耐力と変形性能が、開発型 I 試験体と比べ変形性能が大きく向上した。本試験体は部材角 1/50 まで耐力低下することなく安定した復元力特性を記録した。
- 3) 凹凸を有する組積ユニットによる単純 URM 壁は、その構造的な特性上、各ユニット同士の噛み合い部で局所的な応力集中を繰り返しながら破壊が進行する。従って、れんがのように韌性のないユニットを用いた場合は脆性破壊が順次進行するため、全ユニット間の噛み合い部が総合して水平力に抵抗できない。一方で、韌性のある組積ユニットは上記の問題を解決することで、より優れた性能を発現したと解釈できる。

今後の課題として、面外の性能に関する議論が不可欠となるが、面外への脆性的な破壊を防止する、すなわち組積ユニットあるいは壁体の一体性を確保するために、ユニット自体に韌性能を付与する方法が一つの解となり得ると考えており、継続して研究を展開する計画である。

謝辞

本研究で実施した URM 壁の静的破壊実験は、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。試験体製作に用いた FRCC 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、FRCC ユニットの製作には東京大学地震研究所、内田正之技術職員の支援を受けた。実験実施に際しては新潟大学工学部、南部正樹技術職員および学部生、浦山悟君をはじめとする中村研究室各位の協力を得た。本論文を担当された査読者からは貴重なご意見をいただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 1999 年トルココジャエリ地震災害調査報告, 2001.9
- 2) 日本建築学会: 1999 年台湾・集集地震災害調査報告および応急復旧技術資料, 2000.11
- 3) Earthquake Engineering Research Institute: The Boumerdes, Algeria, Earthquake of May 21, 2003, EERI Learning from Earthquakes Reconnaissance Report, Oct. 2003
- 4) 東京大学地震研究所: 2003 年イラン南東部バム地震の調査・研究, 東京大学地震研究所彙報, Vol.79, No.3/4, 2005.3
- 5) 西田哲也, 小林淳, 井上範夫, 堀則男: 擬似動的加力実験による複合組積造の地震時応答性状の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1273-1278, 2003.7
- 6) 吉村浩二, 金京泰: 枠組煉瓦組積造壁体の耐震性能向上に関する実験的研究—断面形状・鉛直軸力および水平補強筋が壁体の耐震挙動に及ぼす影響—, 日本建築学会構造系論文集, No.571, pp.169-176, 2003.9
- 7) Paola Mayorca and Kimiro Meguro: Proposal of an Efficient Technique for Retrofitting Unreinforced Masonry Dwellings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, Aug. 2004
- 8) 崔暲, 中埜良昭, 真田靖士, 山内成人, 朴珍和: 無補強組積造壁を有する鉄筋コンクリート造架構の耐震性能評価その 1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造IV, pp.651-656, 2004.8
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算用資料集, 2002.1
- 10) 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, 2001.10
- 11) 日本規格協会: JIS ハンドブック 2004 建築 I 材料, 2004.1
- 12) 諏訪田晴彦, 福山洋, 磯雅人: 構造物の高性能化に向けた高韌性繊維補強セメント複合材料の開発, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.133-138, 2001.6
- 13) 日本規格協会: JIS ハンドブック 2004 建築 II 試験・設備, 2004.1
- 14) 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, http://www.jci-web.jp/jci_standard/img/JCI-S-003-2005.pdf, 2005
- 15) 日本コンクリート工学協会: 高韌性セメント複合材料の性能評価と構造利用研究委員会報告書 (II), 2004.5

(2005年11月16日原稿受理, 2006年3月30日採用決定)