煉瓦造建造物の構造的特性に関する実験的研究

実大煉瓦壁の面外水平曲げ実験

AN EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE
OF BRICK MASONRY ARCHITECTURE

Horizontal bending tests out of plane in size of original of the brick wall

富永善啓*, 西村泰志**

Yoshiaki TOMINAGA and Yasushi NISHIMURA

This study was conducted to confirm the structural performances of the brick wall against the horizontal bending forces out of plane. Three types of the method of laying bricks were tested. The first was constructed in a normal method, of which vertical joints were not stuffed completely. The second was infused the vacancies of the joint mortals with the cement slurry to strengthen brick walls, after constructed in a normal method. The third was constructed of the joints stuffed completely, in order to make an analysis of the bending destruction method. As a result of tests, the strengthening effects of infusing the cement slurry were confirmed. The experimental values were compared to the values based on the formula presented by the previous study.

Keywords : Masonry, Brick, Joint, Out of plane, Bending, Strengthening

組積造, 煉瓦, 目地, 面外, 曲げ, 補強

1. 序

煉瓦造建造物は、大正14年の関東大震災において多くの被害を受け、市街地建築物法が改正されてほとんど建設が行われなくなった。しかし、その希少性や意匠性が評価され、現在では歴史的建造物として注目されて、その保存と活用が積極的に行われている。しかしながら、煉瓦造における明確な耐震診断手法は、我が国では確立されていない。しかも、我が国では新規に煉瓦造を用いて建物を建設することがほとんどないため、その力学的特性に関する研究さえあまり行われていないのが実状である。従って歴史的な煉瓦造建物を保存するためには、構造特性を把握するための基礎的な研究を積み上げていく必要がある。

煉瓦造の破壊性状を地震の被害例から判断していくと、田中正義の論説¹⁾に関東大震災の際には最上部より破壊されるものが多かったことが記載されている。また、佐野利器も同様に上部より破壊することを言及し、壁体の破壊は面外方向に水平に受ける曲げによって破壊するものが多いことを記述している²⁾。関東地震時の明石製作所や鐘淵紡績株式会社第一工場の被害写真からは壁体頂部の面外変形による被害が確認されている³⁾。このように過去の地震の被害例を見ると面外曲げ破壊が煉瓦造建造物の主たる破壊形式の一つであることがわかる。

この種の既往の研究として、まず佐野利器の研究が挙げられる²⁾。ここでは組積体の面外曲げ強度は煉瓦の曲げ強度か接合部に依存する曲げ強度によって決定されることが述べられている。実験的な研

究としては、重要文化財山口県旧県会議事堂の保存修理における構造実験⁴⁾や、三菱一号館復元における構造実験で壁体の水平面外曲げ実験が行われている⁵⁾。これらの実験では、目地位置に挿入された山形金網や帯鉄の煉瓦壁体への補強効果の確認とその曲げ耐力が検討されている。なお、実験における載荷方法としては、試験体を90度回転させて鉛直方向に載荷する実験方法をとっており、試験体の破壊には自重が大きく影響する。目地の強度が弱い前者の場合には自重の影響が載荷荷重と同程度の荷重となっており、曲げ耐力を正確に評価する上での障害となっている。

このような観点から、本研究では自重の影響を実際の壁体と同条件とするために試験体に対して試験体を回転させることなく側面から載荷を行うことで、壁体の水平面外曲げ実験を計画した。また、通常行う煉瓦積の施工時には目地に空隙が生じることから、その空隙部に補強材を注入した試験体についても実験を行い、その補強効果の検証を行った。さらに破壊理論の検討を正確に行うために理想化した試験体として、目地に空隙のない試験体を作成してその構造的な性能を確認した。

2. 実験計画

本研究は、使用する材料の実験、目地と煉瓦よりなる組積体の力学的特性を確認するための要素実験と、煉瓦壁の水平面外曲げに対する力学的特性を確認するための実大実験によって構成されている。

材料実験では使用された煉瓦、目地材、補強材についての材料特

* 文化財建造物保存技術協会 修士(工学)

** 大阪工業大学工学部建築学科 教授・博士(工学)

The Japanese Association for Conservation of Architectural Monuments, M. Eng.
Prof., Osaka Institute of Technology, Dr. Eng.

性を確認する。組積体の要素実験としては、圧縮、せん断、引張の実験を行った。せん断実験については、実際の煉瓦壁体においては上部よりかかる鉛直荷重がせん断耐力に影響していると考えられるので、鉛直荷重とせん断耐力の関係を求めるために、3種類の鉛直荷重を負荷しながら一面せん断実験を行った。

実大実験は2枚厚のイギリス積み煉瓦壁試験体を作成し、2点載荷の曲げ実験を行ってその力学的特性の確認を行った。荷重の載荷方向は自重の影響を排除するために水平方向とした。試験体は目地空隙を排除せず一般的な施工方法で施工した試験体と、空隙が生じないように施工した試験体、空隙に補強材として超微粒子ポリマーセメント系無機注入材（以下セメントスラリー）を注入した試験体の3種類について実験を行った。

3. 材料実験

3.1 煉瓦の材料特性

本研究においては、すべての実験において煉瓦は210mm×100mm×60mmの普通れんが4種（JIS R 1250）を用いた。煉瓦の圧縮実験と曲げ実験、吸水率の測定を行った。吸水率と圧縮強度については、JIS R 1250の試験方法に基づいて実施した。曲げ実験は煉瓦の長手面を載荷面とし、支点間距離160mmの一点曲げ載荷試験を行った。それぞれの結果を表1にそれぞれの平均値を示す。圧縮強度は56.8 N/mm²～64.3 N/mm²、曲げ強度は4.31 N/mm²～4.88 N/mm²、吸水率は9.14%～9.85%であった。

3.2 目地材の材料特性

煉瓦と同じく試験体を使用する目地材の材料試験を行った。目地材は石灰セメントモルタルとし、体積比で、石灰：砂＝1：2、それに対してセメント1/10を加える（セメント：石灰：砂＝1：3.3：6.6）配合とした。この配合は明治27年竣工の重要文化財クラーク記念館の仕様書⁶⁾を参考として決定した。材料実験として50φ×100の円柱試験体を実大試験体の製作日毎に採取し、圧縮実験及び割裂実験を行った。それらの試験体の材齢は43～52日で、現場空中養生とした。表2にそれぞれの平均値を示す。圧縮強度は5.74 N/mm²～7.12 N/mm²、割裂強度は0.481 N/mm²～0.644 N/mm²であった。

表1 煉瓦の圧縮強度と吸水率

形状 (mm)	圧縮強度 σ_{Fc} (N/mm ²)	曲げ強度 σ_{Fb} (N/mm ²)	吸水率 a (%)
105×100×60	58.1	4.56	9.56

表2 目地材の力学的特性

形状 (mm)	圧縮強度 σ_{Fc} (N/mm ²)	割裂強度 σ_{Ft} (N/mm ²)	σ_{Ft}/σ_{Fc}
50φ×100	4.75	0.524	0.110

表3 セメントスラリーの力学的特性

形状 (mm)	圧縮強度 σ_{Fc} (N/mm ²)	割裂強度 σ_{Ft} (N/mm ²)	σ_{Ft}/σ_{Fc}
50φ×100	46.0	0.939	0.0204

3.3 注入材の材料特性

目地材と同様に注入材の材料実験を行った。注入材にはセメントスラリーを用いた。50φ×100の円柱試験体を作成し、圧縮実験及び割裂実験を作成した。それらの試験体の材齢は34～42日で、現場空中養生とした。表3にそれぞれの平均値を示す。圧縮強度は47.0 N/mm²～48.4 N/mm²、割裂強度は0.68 N/mm²～1.27 N/mm²であった。

4. 組積体の要素実験

4.1 組積体の要素試験体

既往の研究⁷⁾や規格⁸⁾を参考に、以下に示すようなセメント石灰目地の要素試験体を作成し、圧縮強度、せん断強度、引張強度の確認を行った。それぞれの試験体を図1に示す。

圧縮試験体は、半枚角の煉瓦に目地を介して3段に積んだ組積要素体とした。載荷はアムスラー圧縮試験機を用いて行った。

図1 組積要素体実験の試験体寸法

図2 組積要素体せん断実験装置

図3 組積要素体引張実験装置

せん断試験体は、1 枚の煉瓦を 2 段積みとした。この試験体を用いて目地部分でのせん断破壊を想定した 1 面せん断実験を行った。また、実際の壁に作用する鉛直荷重を想定して目地に垂直な方向の圧縮力を負荷してせん断実験を行った。圧縮力は 0.167kN ($N/A = 0.08 \text{ N/mm}^2$: N は鉛直荷重, A は目地の断面積), 7.35kN (0.35 N/mm^2), 14.71kN (0.70 N/mm^2) の 3 種類とし、各荷重 3 体ずつの実験を行った。図 2 にその実験装置を示す。

引張実験は、半枚角の煉瓦に目地を介して 2 段に積んだ組積要素体とした。この試験体の両面に T 字型の治具を接着し引張実験を行った。図 3 にその実験装置を示す。

4.2 組積体の要素実験結果

圧縮実験の結果を表 4 に示す。組積体の圧縮強度の平均値は 25.0 N/mm^2 であった。破壊性状は、煉瓦、目地共に圧壊し、煉瓦に縦割れや表面剥離が生じていた。圧縮強度は 3 体とも同程度でばらつきは少なかった。

せん断応力度と変形の関係を図 4 に示す。圧縮応力度が 0.08 N/mm^2 , 0.35 N/mm^2 , 0.70 N/mm^2 に対して、せん断強度がそれぞれ 0.385 N/mm^2 , 0.745 N/mm^2 , 0.976 N/mm^2 となっており、圧縮荷重の増加に伴って最大せん断強度が増加していた。組積要素体の各圧縮応力時のせん断強度を表 5 に、圧縮応力度とせん断強度の関係を図 5 に示す。破壊性状は圧縮力に関わらず、煉瓦と目地の境界面で破断が生じていた。せん断強度 ${}_eF_s$ と圧縮応力度 ${}_e\sigma_s$ 及びの回帰式は下記のとおりとなる。

$${}_eF_s = 0.852 {}_e\sigma_s + 0.402 \quad ({}_eF_s : \text{N/mm}^2, {}_e\sigma_s : \text{N/mm}^2) \cdots (1)$$

表 4 組積要素体の圧縮強度

試験体	圧縮強度 ${}_eF_c$ (N/mm^2)
1	26.0
2	23.0
3	26.0
平均値	25.0

表 5 組積要素体のせん断強度 ${}_eF_s$ (N/mm^2)

試験体	圧縮応力度 ${}_e\sigma_s$ (N/mm^2)		
	0.08	0.35	0.70
1	0.326	0.724	0.990
2	0.464	0.768	0.956
3	0.366	0.744	0.980
平均値	0.385	0.745	0.976

表 6 組積要素体の引張強度

試験体	引張強度 ${}_eF_t$ (N/mm^2)
1	0.401
2	0.235
3	0.244
平均値	0.293

図 4 組積要素体のせん断応力度と変位の関係

図 5 組積要素体の圧縮応力度とせん断強度の関係

図 6 組積要素体の圧縮応力度とせん断剛性の関係

図 7 剛性の設定方法

同様にせん断剛性も圧縮応力の増加と共に増加した。圧縮応力度 σ_s とせん断剛性 K_s の関係を図6に示す。せん断剛性については、図7に示すように初期の遊びと降伏耐力近傍の剛性低下の影響を排除する為に、荷重-変形曲線の最大耐力の0.1倍と0.8倍の耐力となる点を、直線的に結んだときの勾配より求めている。

せん断剛性 K_s と圧縮応力度 σ_s の1次の回帰式を求めると下記のとおりのとなる。

$$K_s = 10.01\sigma_s + 0.615 \quad (K_s : \times 10^4 \text{ N/mm}, \sigma_s : \text{N/mm}^2) \quad \dots (2)$$

せん断実験については、既往の研究⁹⁾によると、目地成分の近い石灰セメントモルタルであっても、圧縮応力度の増加とともにせん断強度も向上していることは確認されたが、線形関係が成り立つというにはばらつきが大きい。一方、本実験では実験値が回帰式によく適合しており、圧縮応力度とせん断強度の間に線形関係が成り立つ可能性を示している。

引張実験の結果を表6に示す。引張強度の平均値は 0.293 N/mm^2 となった。引張実験では試験体1, 3が目地内部の破断、試験体2が煉瓦と目地の境界面での破断となった。

なお、これらすべての試験体の材齢は43日～48日であった。

5. 実大煉瓦壁の面外水平曲げ実験

5.1 試験体

試験体を図8に示す。試験体は、煉瓦2枚厚の煉瓦壁を想定して試験体の形状を決定した。試験体の形状は、長さ1530mm、巾430mm、高さ410mmである。煉瓦は210mm×100mm×60mmのJIS4種の煉瓦を使用し、目地巾を10mmとした。従って試験体は、長さは煉瓦長手7枚分、巾は煉瓦の長手方向2枚、高さは6段積みとなっている。なお、段を示す際は下からの段数を表記するものとする。

試験体は表8に示す3種類の試験体をそれぞれ2体ずつ作製した。煉瓦については1晩水に浸しておいたものを用いた。煉瓦積みは通常施工されるとおりに施工を行うと、目地部に目地材が十分充填されずに空隙が生じる。この空隙は施工の手順により横目地より縦目地の方が多い。目地の空隙を意図的に作成することは困難であるため、煉瓦積みの経験のある職人に「通常程度」という指示を出し職人の判断によって煉瓦積みの施工を行った。この試験体を通常施工の試験体(CL-BO1, 2)とした。この施工では、煉瓦の縦目地部に小手で目地材を落とし小手の刃で2, 3回目地を刺して目地詰めを行い、これを1, 2回繰り返して目地を煉瓦天端まで目地を詰めた。

また、横目地については完全に充填するようにした。縦目地の充

填度合いについては、実験後に目視によって確認することとした。補強した試験体としては、CL-BO1, 2と同様に目地を施工したものの、後からセメントスラリーを注入した試験体(CL-BS1, 2)を作成した。図9のように煉瓦幅2枚分の約440mm、高さ2段ごとの計12個所に、径6mmの穴を深さ300mm削孔し、スラリー注入を行った。スラリーの注入量は、CL-BS1, 2でそれぞれ415ml, 4637mlと10倍以上の差が生じた。

また、目地の充填の空隙によるばらつきのない試験体として、縦目地を十分に充填した試験体(CL-BF1, 2)も作成した。

図8 試験体

図9 スラリー注入位置

図10 面外水平曲げ実験装置

表8 試験体と目地の施工

試験体	目地の施工
CL-BO1	通常施工（縦目地に空隙あり）
CL-BO2	
CL-BS1	通常施工後、スラリー注入
CL-BS2	
CL-BF1	目地充填施工（縦目地に空隙なし）
CL-BF2	

5.2 実験方法

載荷装置を図 10 に示す。加力方法は、試験体に対して水平方向から載荷する方式とした。試験体を 90 度回転させて鉛直方向に載荷を行うと、試験体の自重が曲げ耐力に影響し、適正に曲げ耐力が測定できないと判断したためである。また、せん断力の影響を排除するため、2 点載荷による曲げ試験を行った。

試験体は、それぞれ鋼板で作成した底板の上にテフロンシートを敷き、煉瓦摘みの施工を行った。テフロンシートは試験体と底板の間の摩擦力を低減するために敷いており、厚さ 2.5mm のテフロンシートを 2 枚重ねとした。なお、上側のシートは 440mm ごとで切断して曲げ変形に追従できるようにした。

負荷荷重は高感度ロードセル（感度：1kN/ μ ）で測定した。また、面外の変位は、載荷点で 2 箇所（2、5 段目の煉瓦中央）及び壁中央 4 箇所（2～5 段目の煉瓦中央）の位置で、高感度変位計（感度：500 μ /mm）によって測定を行った。

実験はまず底板と試験体の摩擦の影響を測定するために、両端を自由にした状態で載荷を行い、その後両端を支持してから再び載荷し、壁の面外曲げ載荷実験を行った。両端を支持するローラーと試験体には隙間が生じないように充填材を設置して、高さ方向に一樣に支持させた。最初に行った CL-BS2 の実験時には 2mm 厚のゴムシートとフィラープレートで充填材として使用して実験を行ったが、ゴムシートが圧縮変形して面外曲げ変位の測定に影響を及ぼしていたので、それ以降の実験ではローラーと試験体の隙間に石膏を充填して実験を行った。

なお、試験体の材齢は 40 日～46 日であった。

5.3 すべり実験結果

図 11 に試験体底面と底板との間のすべり実験の結果を示す。縦軸は荷重 P 、横軸は試験体のすべり量 δ_s を示す。各試験体ともすべり量が約 0.5mm の時に最大荷重を示し、その後荷重が急速に低下した。すべり量が 5mm 程度になると、0.93kN～1.29kN のほぼ一定荷重ですべり量のみが進行した。また CL-BS2 では、この一定荷重の状態で除荷し、再び荷重を加える除荷する直前の荷重に達し、再びすべりが進行した。

CL-BS2 で 4 回ほど一旦除荷をした後に再載荷を行った結果、初期の最大荷重には達せず、除荷する直前の荷重程度となった。この結果から、初期に滑り抵抗値が大きな値を示しているのは、試験体

図 11 底板と試験体のすべり抵抗値と変位の関係

施工時からテフロンシートが設置され、長期にわたって荷重を支持していたことによるシート同士の圧縮変形等が影響していたと考えられる。その後の安定した荷重の推移も考慮に入れると、すべり実験後の面外水平曲げ実験時の試験体載荷のすべり抵抗値は、除荷直前の荷重と考えられる。よって面外水平曲げ実験のすべり抵抗値はそれぞれの除荷直前の荷重とした。

5.4 破壊状況

図 12 に実験終了後の破壊状況を示す。側面から見た破壊性状としては、大部分で目地に沿って破断が生じていて、部分的に煉瓦が引張破壊していた。試験体の破断面では目地－煉瓦間、目地－目地間、煉瓦の表面剥離、煉瓦の引張破断が生じており、スラリー注入補強を行った場合はさらにスラリー－目地間、スラリー煉瓦間、スラリー－スラリー間の破壊がみられる。破壊面はそれらが複雑な形状で存在していた。最も多い破壊形式は、煉瓦と目地材の境界付近で生じ、片側に目地が付着し、もう片側の煉瓦面に目地材の表面が薄く煉瓦に残存している状態であった。以下に各試験体の詳細な観察結果を記載する。

通常施工の CL-BO1、CL-BO2 では、破壊面は煉瓦と目地の境界部分で主に生じていたが、煉瓦の引張破壊や煉瓦の表面剥離も確認された。CL-BO1 では 2 段目の載荷点側 1 枚と 4 段目載荷点側 1/4 枚程度、CL-BO2 では 3 段目全幅と 4 段目載荷点側 1/4 枚程度で煉瓦が引張破断を起こしていた。目地の充填率に関しては、破壊形式が入り乱れており、全般的に計測を行うことができなかった。場所により充填状況は異なるが、部分的な計測と目視による観察から目地の充填率は 7～8 割程度と推測される。

セメントスラリー注入を行った CL-BS1、CL-BS2 でも同様に破壊面は煉瓦と目地の境が主であるが、煉瓦の引張破壊や煉瓦の表面剥離も確認された。CL-BS1 には破断面でのスラリー注入痕は確認されなかった。写真 1 に示すように CL-BS2 では注入が確認され、破断面の 5%程度が注入されていた。しかし、目地の空隙すべてに注入されていたわけではなく、目地の空隙も各所で確認された。CL-BS1 では 2 段目の載荷側 1 枚と 4 段目の全幅の煉瓦が、CL-BS2 では 2 段目の全幅と 4 段目の載荷側煉瓦の約半分で引張破壊が生じていた。

目地を十分に充填した試験体 CL-BF1、CL-BF2 でも亀裂は主に目地と煉瓦の境界で生じていた。CL-BF2 では煉瓦の割れと共に煉瓦表面での剥離も確認された。CL-BF2 は 4 段目で全幅に渡って煉

写真 1 試験体破断面（CL-BS2）

図 12 試験体破壊状況

瓦が割裂破壊していた。ただし、CL-BF1 の割裂した煉瓦は実験後の試験体を分離する作業で破断したものである。

5.5 耐力と変形状

各試験体の荷重－変形関係を図 13 に示し、すべり実験および面外水平曲げ実験の結果を表 9 に示す。すべり抵抗力はすべり実験の除荷直前の荷重値である。最大荷重は、面外水平曲げ実験で計測された最大値であり、最大荷重からすべり抵抗力を減じたものを修正最大荷重としている。この修正最大荷重を試験体の真の曲げ耐力と見なし、修正最大荷重より最大曲げモーメントを算出している。曲げ剛性とヤング係数については、試験体を一樣な構造体とみなした時の値である。

剛性は、図 7 に示すように初期の遊びと降伏耐力近傍の剛性低下の影響を排除する為に、荷重－変形曲線の最大耐力の 0.1 倍と 0.8 倍の耐力となる点を、直線的に結んだときの勾配より求めている。最大変位は初期すべりを排除するために、最大耐力の 0.1 倍の点から X 軸方向に延長した交点を原点としての変位とした。

CL-BS2 だけ初期に剛性の低い領域が見られ、剛性も他の試験体に比べて低くなっている。これは最初の試験体である BS2 で支点と試験体の間の不陸調整にゴムシートとフィラープレートを含み込んで実験を行ったため、ゴムシートが圧縮変形して試験体の剛性に影響を与えたと考えられた。そこで、その他の試験体では隙間を石膏により充填し、支点と試験体間の変形量を極力少なくした。その結果、CL-BS2 で見られる初期の耐力の向上しない変形部分がほとんど生じなくなり剛性も向上した。

試験体の曲げ耐力はスラリーを注入した試験体である CL-BS2 が全試験体の中で最大となった。同じように施工した CL-BS1 からは注入が確認されず、曲げ耐力も目地充填施工の CL-BF1、CL-BF2 と同程度の値を示している。CL-BS1 の注入量が CL-BF2 の 1/10 以下であったことから、施工時の目地の充填率が比較的高かったことが想定される。CL-BS2 の最大曲げ耐力は、CL-B01、2 のそれぞれ 1.28 倍、1.07 倍、CL-BF1、2 の 1.25 倍、1.20 倍であった。そのためスラリー注入による補強効果はあったと考えられる。

通常施工である CL-B01、2 の最大曲げモーメントは、CL-B01 が 9.92 kN・m と 6 試験体の中で最小となっているが、CL-B02 では 11.9 kN・m となり、充填施工である CL-BF1、CL-BF2 よりも大きい曲げ耐力となった。破断面は CL-B01 では支点側に煉瓦の破断が見られない一方で、CL-B02 では 3 段目で煉瓦の引張破壊が生じていたが、CL-BF1、CL-BF2 も同様に煉瓦の引張破断が生じているものとないものがあった。破壊性状には他に特異な点は見受けられないので、原因としては目地強度のばらつきの影響が考えられる。

試験体の変形については、たわみ量／支点間距離を求めると、CL-BS2 を除外した場合、1/5330～1/2380 となった。

本実験でもっとも判断の難しいものは、目地の空隙性とスラリーの充填状況についての定量的な把握である。同じ職人が同じように施工を行ったにもかかわらず、スラリーの注入量は 2 つの試験体で 10 倍以上異なっていた。また、スラリー注入後の耐力を把握するための強度としては、煉瓦の曲げ引張強度、煉瓦－スラリー間の付着強度、スラリーの引張強度、スラリー－目地間の付着強度、目地の引張強度、煉瓦－目地の付着強度が必要となる。注入後の耐力を求

めるためには、目地の空隙の量だけでなく、空隙の周囲の状況も把握する必要がある。

既存建物のすべての目地の空隙の状況を把握することは現状では非常に難しいため、現段階での注入による補強設計では、現状にある目地より強度の高いスラリーの注入を行ったとしても、現状の目地材がある程度充填されたものとみなして、安全側の設計を行う方がよいと思われる。目地の空隙状況と補強材の注入状況の確認方法や、充填状態と構造耐力の関係については、今後さらに調査、研究を重ねていく必要があろう。

6. 面外水平曲げ耐力の理論式についての考察

6.1 佐野利器の提唱する理論式

煉瓦の面外水平曲げ耐力については佐野が論文²⁾にて理論式を提唱している。それによると、組積造の面外方向の水平曲げ耐力は煉瓦が破壊する場合と目地部で破壊する場合の2通りの破壊形式が述べられている。

本研究の実大面外水平曲げ実験では、一部では煉瓦の破断が生じていたものの、主な破壊形式は長手煉瓦間の縦目地と小口積となる煉瓦の横目地において破断する形式となった。そこで、実験結果との比較には、目地部で破壊する場合の理論式を用いる。

組積体の曲げ強度は、図14に示すように目地部における接合の引張強度とせん断強度の和によって成り立つとしている。

面外水平方向の曲げ強度の理論式は、以下の通りである。

$$f_b = f_a + b/h \cdot f_s \quad \dots (3)$$

- f_b : 組積体の曲げ強度
- f_a : 接合の引張強度
- f_s : 接合のせん断強度
- b : 上下段での煉瓦の重なり長さ
- h : 一段の高さ

また、組積体の弾性時の応力分布が図15のようになると仮定すると、組積体の曲げ強度 f_b と、組積体の曲げ耐力 M_u との間には次のような関係式が成り立つ。

$$M_u = (1/4 \cdot f_b \cdot t_m \cdot h_m) \cdot 2/3 t_m$$
$$= 1/6 f_b \cdot h_m t_m^2 \quad \dots (4)$$

- t_m : 組積体の壁厚
- h_m : 組積体の壁高さ

図13 載荷荷重と中央変位の関係

表9 面外水平曲げ実験結果

	すべり抵抗値 P_s (kN)	最大荷重 P_{max} (kN)	修正最大荷重※ tP_{max} (kN)	最大曲げモーメント M_{max} (kN・m)	剛性 $K(\times 10^5 \text{ N/mm})$	ヤング係数※※ $E_c(\times 10^3 \text{ N/mm}^2)$	最大荷重時変位 δ_{max} (mm)
CL・BO1	1.16	46.2	45.1	9.9	1.16	1.74	0.541
CL・BO2	0.843	55.1	54.3	11.9	3.95	5.94	0.248
CL・BS1	0.921	48.7	47.8	10.5	1.49	2.24	0.409
CL・BS2	0.951	58.8	57.9	12.7	0.674	1.01	0.812
CL・BF1	1.06	47.2	46.2	10.2	1.07	1.61	0.554
CL・BF2	1.23	49.3	48.0	10.6	1.51	2.26	0.395

※ 修正最大荷重: $tP_{max} = P_{max} - P_s$
※※ ヤング係数 E_c は試験体が様な構造体と考えた場合のみかけのヤング係数である。

図 14 目地破断面に生じる応力 図 15 弾性域の断面応力分布

6.2 実験結果と理論式の比較

6.1 の(3)式、(4)式の理論式に組積要素体のせん断実験及び引張実験の実験結果を用いて、今回行った実大曲げ実験との比較を行う。

採用する実大実験の値は、目地が充填されていて煉瓦の割裂破断が生じなかった CL-BF1 の実験値を採用する。接合の引張強度には、組積要素体引張実験の平均値を、接合のせん断強度としては、4.1 で求めた回帰式が成立するものと仮定して、(1)式より圧縮応力が 0 のときのせん断強度である 0.402 N/mm^2 を採用する。また(3)式では段数が多い場合を想定してせん断強度の係数が b/h となっているが、本実験は 6 段積みと段数が少ないため、せん断面積の補正としてせん断強度の係数にさらに $5/6$ を乗じる。

実大面外曲げ実験による曲げモーメント $_{\text{exp}}M_u$ は、

$$_{\text{exp}}M_u = 10.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

次に組積要素体の実験値を理論式に代入して求められた曲げモーメント $_{\text{theo}}M_u$ は(3)式、(4)式より、

$$f_b = 0.544 \text{ N/mm}^2$$

$$_{\text{theo}}M_u = 6.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_a = 0.293 \text{ N/mm}^2 \quad f_s = 0.402 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 52.5 \text{ mm} \quad h = 70 \text{ mm}$$

$$t_m = 430 \text{ mm} \quad h_m = 410 \text{ mm}$$

となる。 $_{\text{exp}}M_u$ と $_{\text{theo}}M_u$ を比較すると、

$$_{\text{theo}}M_u / _{\text{exp}}M_u = 0.676$$

となり、理論値は実験値の 0.676 倍という結果となった。

6.3 考察

理論値が実験値の約 2/3 であったということは、要素実験での引張強度のばらつきが平均値の 0.80~1.37 倍、せん断強度のばらつきが平均値の 0.84~1.21 倍（圧縮応力度 0.08 N/mm^2 時）であることを考慮すると大きく異なった数値ではないと思われる。しかし、この理論式の妥当性を確認するにはまだ試験体数が少ないので、より多くの実験を行い、耐力だけでなく剛性についても合わせて検証を行っていく必要がある。

7. まとめ

本研究では煉瓦造壁体の面外水平曲げ耐力を確認し、空隙にセメ

ントスラリー注入による補強効果を確認するために、実大煉瓦壁体の水平面外曲げ実験を行った。また、実験から得られた結果を用いて、佐野利器が提唱する理論式について検証した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 石灰セメントモルタルを目地とした 2 枚積煉瓦壁の面外水平曲げに対する破壊性状を明らかにした。
- 2) 目地の空隙部にセメントスラリーを注入することで面外水平曲げ耐力が向上することが確認された。
- 3) スラリー注入で構造補強を行うためには、目地の空隙について十分調査を行わなければその効果を定量的に把握することは難しい。
- 4) 要素実験の結果を用いて、佐野利器が提唱した理論式と実大実験の結果との比較を行った。理論値は実験値の約 2/3 であった。要素実験のばらつきを考慮すると大きく異なった数値ではないと考えられるが、剛性など異なった方向からもさらに研究を重ねて検討を行っていく必要がある。

謝辞

本研究は、京都府教育委員会が重要文化財クラーク記念館保存修理事業の一環として実施した構造実験の結果を基にしている。学校法人同志社大学、京都府教育委員会の鶴岡典慶氏及び吉田理氏、財団法人建築研究協会、株式会社立石構造設計、株式会社奥谷組の森昭七氏、大阪工業大学西村研究室学生諸氏には多大な協力を得た。ここに付記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 田中正義：建築雑誌 1923 年 vol.37 No.447, pp.32, 1923
- 2) 佐野利器：家屋耐震構造論 震災豫防調査會報告 83(甲), 70142-70142, 1916-10-01(震災豫防調査會), pp.71, 78, 1913.12
- 3) 土木学会編：大正 12 年関東大地震震害調査報告書 第 3 巻 1926 年 写真(建築物) 第 83, 第 160, 1926
- 4) 山口県：重要文化財 山口県旧県会議事堂保存修理報告書, pp.39-40, 2005.2
- 5) 中西三和, 岩下善行, 松本淳, 森永英里, 山中邦元, 小川一郎, 稲田達夫, 足立洋：三菱一号館の復元に伴う構造耐力実験 その 5. 本試験：モックアップ試験体の面外加力試験, および梁部の面外曲げ試験, 試験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.819-820, 2006.9
- 6) 重要文化財 同志社クラーク記念館 附 建築仕様書
- 7) 堀江真一, 馬場明生, 守明子, 長谷川直司, 河原利江：文化財煉瓦建築物の長期保存判定基準に関する研究 その 3 目地非充填部注入による組積体の力学性状の評価試験方法の確立のための実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-1, pp.143-144, 2003.9
- 8) ASTM C-1314 Compressive strength of Masonry prisms
- 9) 中村由香里, 富永善啓, 西村泰志：レンガ組積造建築物の構造性能に関する実験的研究 その 2 組積要素体のせん断試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.809-810, 2006.9

(2008年11月5日原稿受理, 2009年3月25日採用決定)