

歴史的レンガ組積造プレストレス補強法の開発

— 清泉女子大学本館耐震改修 —

ウサレム ハッサン*1・宮内 靖昌*2・北嶋 裕*3・根津 定満*4

本論では、東京に大正時代に建てられたレンガ造建物（清泉女子大学本館）の耐震改修に関する方法の開発について紹介する。歴史的な建物であり、耐震改修において建物外観・内観等を損なうことなく、建物空間を減少させず、かつ建物内部での人間活動を妨げることがない改修方法とするため、レンガ組積造プレストレス補強法を採用した。レンガ壁内部に屋根から基礎まで空冷無水ボーリングでコア抜きを行い、縦にプレストレス鋼材を挿入し、レンガ壁にプレストレス力により均等に圧縮応力を導入し、レンガ壁の強度や剛性および建物の耐震性能を増大した。2011年の東北地方太平洋沖地震に遭っても、改修された建物は被害を免れた。その補強方法を活用するにあたっては、事前に性能確認実験を実施し、レンガ造の材料特性やレンガ壁の挙動、ボーリングによる振動・騒音の影響、既存のレンガと仕上げ材への損傷などについて検討した。

キーワード：歴史的建築物、無補強組積造、レンガ、耐震改修、内蔵プレストレス

1. はじめに

世界中で、都市化は文化や時代の背景があり、もっとも未来の世に豊かな街や美しい環境を任せることを考慮に入れることが、都市政策における重要課題として取り上げられている。このような課題に対して、歴史・文化的建築物の保存・活用は有効な処方箋である。その建物の中でレンガ組積造は、もっとも最近に建てられたもので20世紀初めであるが、地震災害による被害例が多いことも事実である。そのため、さまざまな補強方法¹⁾が提案されているが、活用される方法は実建物の条件に関係し、採用する方式の選択肢が非常に少ない。レンガ造の補強としては、免震や制振などの地震力を減らす方法²⁾と、炭素繊維織シート補強、RC耐震壁の増設、鉄骨耐震フレームを設置する方法¹⁾、また、レンガ壁内部に鋼材を挿入する方法^{1,3)}などの3種類に大別される。この方法のなかで、内蔵プレストレスによる補強のメリットが大きく、とくに歴史的な建物で条件を満たす⁴⁻⁶⁾。歴史的建造物の耐震補強の検討に際しては、外観を損なうことなく、文化的価値が失われないような補強方法が求められている⁷⁾。

大正時代（1915～1919年）に東京に建てられた清泉女子大学本館の耐震改修が2009年に実施された。歴史的なレンガ造建物であり、耐震改修において建物外観・内観等を損なうことなく、建物空間を減少させず、かつ建物内部での人間活動を妨げることがない改修方法とするため、レンガ組積造プレストレス補強法を採用した。レンガ壁内部に屋根から基礎まで空冷無水ボーリングでコア抜きを行い、縦方向にプレストレス鋼材を挿入し、基礎部で固定したうえでプレストレス鋼材を締め付けることで、レンガ壁にプレストレス力により均等に圧縮応力を導入し、レンガ目地部のせん断強度を増大させ、レンガ壁の強度や剛性および面内・面外方向共に建物の耐震性能を増大させた。2011年の東北地方太平洋沖地震に遭っても、改修されたレンガ造建物は被害を免れた。その補強方法を活用するにあたっては、事前に性能確認実験を実施し、レンガ造の材料特性やレンガ壁の挙動、ボーリングによる振動・騒音の影響、既存のレンガと仕上げ材への損傷などについて検討した。

本論では、以上に紹介された建物の耐震改修に関する方法の開発について紹介する。



*1 Hassane OUSALEM

(株) 竹中工務店 技術研究所



*2 Yasuyoshi MIYAUCHI

(株) 竹中工務店 東京本店



*3 Hiroshi KITAJIMA

(株) 竹中工務店 東京本店



*4 Sadamitsu NEZU

(株) 三菱地所設計 構造設計部

2. 改修建物

2.1 建物概要

本建物は、東京都品川区東五反田に旧島津公爵邸として大正4年に竣工した。創建時設計者は、鹿鳴館や三菱一号館を設計したイギリス人建築家ジョサイア・コンドルで、彼の晩年の力作の一つに数えられている。建物は昭和に入り日本銀行に売却されたのち、途中GHQにて接收されるも、1961年大学が土地と建物を購入、現在に至っている。

建物規模は地上2階、地下1階、建物の延床面積は1794m²であり、図-1に建物の1階平面を示す。建物外観はイタリアルネッサンス様式のデザインで、外装はレンガ壁にタイル貼りである(写真-1, 2)。内部は、壁・天井とも漆喰仕上げで、一部腰壁を板張りとしており、建築的に価値の高いレリーフが随所に施されている(写真-3, 4)。なお、各階床は木軸床で非剛床である。

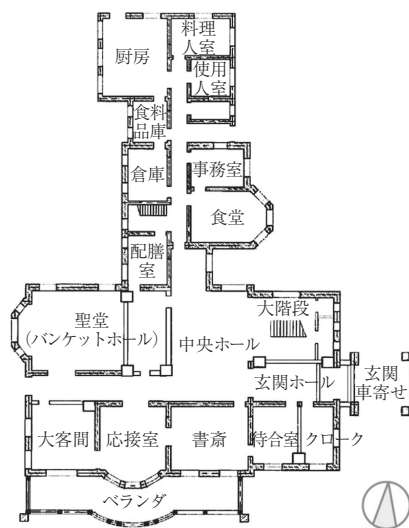


図-1 建物の1階平面



写真-1 外観・バルコナ南側

2.2 補強上の問題点

この補強案での問題点としては、補強壁の増設に伴い、内部仕上げの解体撤去・復旧工事が必須となり、その手間と費用が膨大なものとなる。各階床が剛床ではないため、補強壁に地震力を負担させるための床プレースを設置する



写真-2 中庭側西面外観



写真-3 礼拝堂(旧バンケットルーム)



写真-4 1階ホール大階段

などの大掛かりな改修が必要となる。これらを実施するためには、工事期間中本館を閉鎖しなければならないという制約も生じる。これらの問題は今回の大学側の要求に対して現実的でなく、ニーズにそぐわないものとなっている。大学のニーズは、歴史的価値の保存(創立60周年記念事業)、夏休みも居室利用、休暇終了後授業再開、かざられた事業予算であった。このような背景のもと、今回の補強提案に至った。

3. 建物の耐震補強の概要

3.1 プレストレス補強方法の原理

通常のレンガ造の場合、図-2のように、地震時の水平力に対しては、目地部での付着力が切れ、形状を保持で

きない、面外・せん断破壊で全体崩壊へと至る。これに対し、プレストレス補強は、レンガ壁内にプレストレス鋼材（鋼棒、ストランドなど）を縦に導入し、基礎部で固定したうえでプレストレス鋼材を締め付けることで、目地のせん断強度が上がり、壁のじん性を高め、壁耐力の向上が図られるものである。したがって、地震時に壁が面外・面内方向で安定し、曲げひび割れが発生しても地震後に密着し、形状を保持できる。

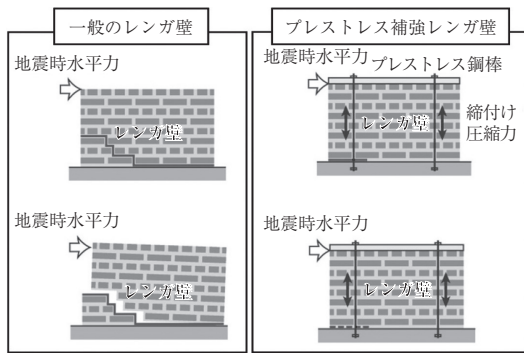


図 - 2 プレストレス補強の原理

3.2 施工手順および課題

レンガ壁削り出しからPC鋼棒緊張までの作業手順は図-3、および写真-5～8に示す要領である。これにより、既存のレイアウトと内装を生かすことが可能となり、屋根裏と基礎に作業を集約し、作業エリアを居室階から分離させることで、工事中の居室利用を可能とする、完全居ながらの改修工事が進められた。また、既存の内外装材の撤去・復旧費用を削減し、その作業にかかわる工期を短縮できる条件が整えられた。

しかし、これらを実現するためには、以下の課題の解決しなければならない。

- 実績の無い新しい補強工法のため、その効果を検証するための、性能確認実験が必要である。
- 貴重な室内仕上げを傷めず、居ながらの改修工事を実現するためには、在来方式による水を使ったコア抜きでは不可能であり、水以外の冷却方式によるコア抜き技術の開発が必要となる。
- 図面の無い現地の実情と設計内容を整合させるために、



写真 - 5 仮設屋根の下での補強工事

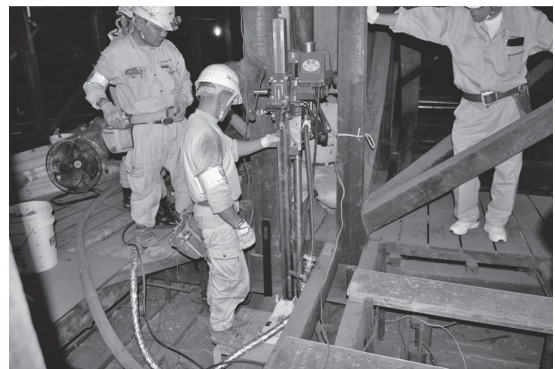


写真 - 6 無水方式によるレンガ壁削孔作業



写真 - 7 基礎定着部コア抜き作業

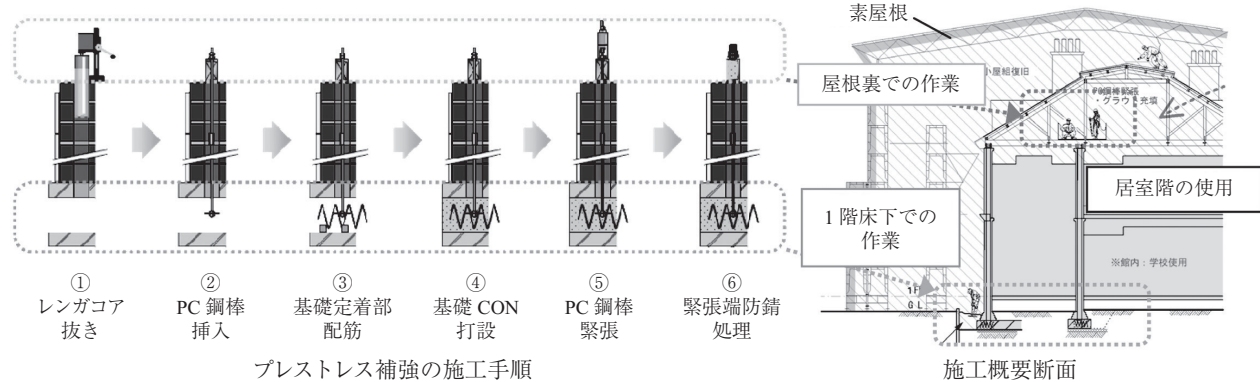


図 - 3 プレストレス補強の施工概要



写真 - 8 PC 鋼棒の挿入作業

改修工事と同時進行のフレキシブルで速やかな設計バックアップ体制と、高精度な施工管理、およびリスクの無い施工が必要である。

4. 性能確認試験

本研究では、プレストレス補強したレンガ造の構造性能および工法の妥当性を確認するため、レンガと目地モルタルにより作製した組積部材を用いて実験を行った。最初に、プレストレス導入による目地せん断強度への影響を把握するために、小型部材試験体による面内せん断試験、また、実施工を想定した大型部材試験体による性能確認実験を実施した結果について報告する。

4.1 使用材料

試験体を使用するレンガ、目地モルタルおよび鋼材の物性を表 - 1 に示す。レンガとモルタル材料の選定にあたっては、実施工を想定し、明治期に使用されていた材料⁸⁾となるべく仕様を近づけるよう配慮し、レンガは市場より調達可能なものを採用した。

表 - 1 使用材料の種類と物性

レンガ	寸法	長さ 215 mm × 幅 105 mm × 厚み 53 mm
	圧縮強度*	38.7 N/mm ² (変動係数 0.417)
吸水率	静置吸水率 8.6 %, 飽和吸水率 11.0 %	
目地モルタル	配合	セメント : 砂 = 1 : 3 (重量比)
	圧縮強度#	43.3 N/mm ² (変動係数 0.007)
	弾性係数	20.3 kN/mm ² (変動係数 0.014)
鋼材	種類	C 種 - SBPR 1080/1230
	耐力	1 080 N/mm ² 以上
	引張強さ	1 230 N/mm ² 以上
	ヤング係数	196 200 N/mm ²

* 半ます試験体の圧縮強度 (N = 3 の平均値) (JIS R 1 250 普通れんが⁸⁾ 準拠)
φ 50 × 100 mm 試験体 (封緘養生) の 4 週圧縮強度 (N = 3 の平均値)

4.2 小型部材試験体による面内せん断試験

(1) 試験体概要

レンガ 7 段を目地幅 10 mm として半枚積みで積んだ部材で、導入するプレストレスの程度を 0.0 N/mm² (無補強), 0.4 N/mm², 0.8 N/mm² の 3 段階に変えた試験体 (表 - 2) を各 3 体製作し、面内方向での静的押抜きせん断力載荷を行う。本実験ではプレストレス導入に際し、PC 鋼

棒はダボ効果が生じることを防ぐためにレンガ内には挿入せず、部材の外側 2 方向から締め付ける計画とした。PC 鋼棒は φ 11 mm (SPBR 1080/1230) を使用し、表 - 2 に示す緊張力を与えて所定のプレストレス力を得た。

表 - 2 小型試験体一覧

試験体	W × L × H (mm ³)	σ (N/mm ²)	PC 鋼材	
			本数 - 径	T (kN)
BM-1	105 × 431 × 215	0.0	2 本 - φ 11	0.00
BM-2		0.4		4.43
BM-3		0.8		8.86

W, L, H: 試験体のそれぞれ幅と長さ高さ, σ: プレストレス力,
T: PC 鋼材 1 本により緊張力

(2) 試験方法

面内せん断試験の実施要領を図 - 4 に示す。試験は、インストロン万能材料試験機 (最大載荷能力 100 kN) を用いて、載荷速度 0.3 mm/min にて中央のレンガ 3 枚を載荷した。試験体の載荷面、支持面および側面の鋼製プレートと接する部分は石膏で平滑面とした。試験体の下面中央には変位計を設置し、変位を測定した。2 本の PC 鋼棒の中央にはひずみゲージを貼り、プレストレス導入時のひずみを管理するとともに、試験時のひずみ量を記録した。プレストレス補強効果により破壊後も耐力が増す試験体については載荷を続け、試験機の最大能力に達する段階で載荷を終了した。せん断応力 τ は、破壊時の荷重を P、試験体側面の見付面積を A として、下式より算出した。

$$\tau = \frac{P}{2A}, A = W \cdot H \quad (1)$$

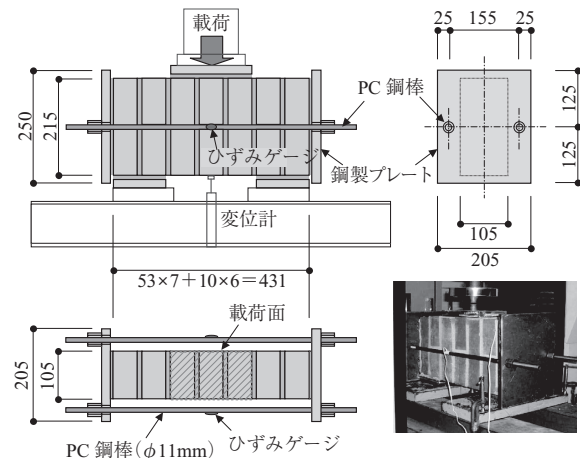


図 - 4 試験体および載荷方法

(3) 実験結果

面内せん断試験の結果を表 - 3 に示す。せん断応力の平均値は、BM-1: 0.25 N/mm², BM-2: 0.87 N/mm², BM-3: 1.17 N/mm² であった。プレストレス導入により、せん断耐力が増すとともに、試験体によるばらつき (変動係数) が小さくなっていった。

破壊性状は、すべての試験体が写真 - 9 に示すような

表 - 3 面内せん断試験結果

試験体	破壊荷重 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)	変動係数	
BM-1	No.1	11.54	0.26	0.25	0.55
	No.2	5.01	0.11		
	No.3	17.42	0.39		
BM-2	No.1	39.22	0.87	0.87	0.23
	No.2	30.10	0.67		
	No.3	47.92	1.06		
BM-3	No.1	52.80	1.17	1.17	0.12
	No.2	46.06	1.02		
	No.3	59.11	1.31		

レンガと目地モルタルの界面での破壊であり、レンガや目地モルタルの割れを伴うものはなかった。ただし、破壊後の性状については、図 - 5 に示すように、BM-1 が明確な降伏点を示したのに対し、BM-2、BM-3 では明確な降伏点を示さず、破壊後も剛性がほとんど変わることなく耐力が増していった。PC 鋼棒のひずみが破壊後に増加していることから明らかに、試験体の変形に伴いプレストレスがさらに導入されたことが要因と考えられる。ただし、BM-1 の No.1 は、変位計測ミスのため、図 - 5 にはグラフを示していない。



写真 - 9 試験体破壊状況 (BM-3 No.3)

図 - 6 にプレストレス力 σ とせん断応力 τ の関係を示す。本実験で得た値を線形近似して σ と τ の関係を求めると、 $\tau = 1.144\sigma + 0.303$ ($R^2 = 0.859$) となり、摩擦係数はおおむね 1 と捉えることができる。

4.3 大型部材試験体による面内せん断試験

(1) 試験体概要

表 - 4 に試験体の一覧を示す。試験体は 2 体で、PC 鋼棒によるプレストレス力を変化させた。試験体は壁脚部付近を想定しており、試験体 BW-1 に導入したプレストレス力 ($\sigma = 0.2 \text{ N/mm}^2$) は長期軸力相当である。これに対して、補強試験体 BW-2 は、長期軸力と補強のためのプレストレスをあわせて、 $\sigma = 1.0 \text{ N/mm}^2$ のプレストレスを導入した。

図 - 7 に試験体のレンガ壁部分を示す。レンガ壁の大きさは、幅 440 mm × 長さ 2475 mm × 高さ 1024 mm とした。レンガはイギリス積みとし、平面図 - 7(a) および図 - 7(b) に示す段を交互に積んだ 2 枚積である。

プレストレスの導入は、レンガを所定の大きさに組積した後、図 - 7 に示す 6 箇所に $\phi 50 \text{ mm}$ のコアを鉛直方向に削孔し、 $\phi 23 \text{ mm}$ の PC 鋼棒 (SPBR 1080/1230) を挿入して行った。PC 鋼棒 1 本あたりの緊張力を表 - 4 に示す。

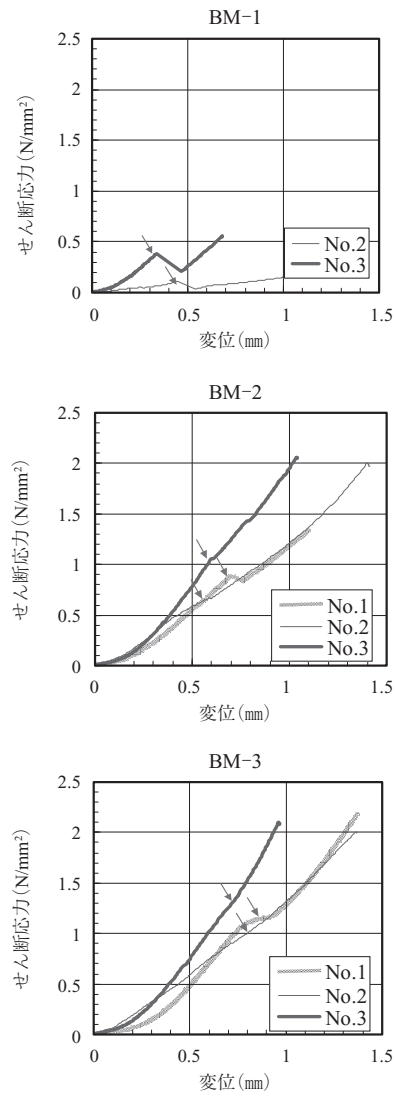


図 - 5 せん断応力 - 変位曲線 (→は試験体破壊時を示す)

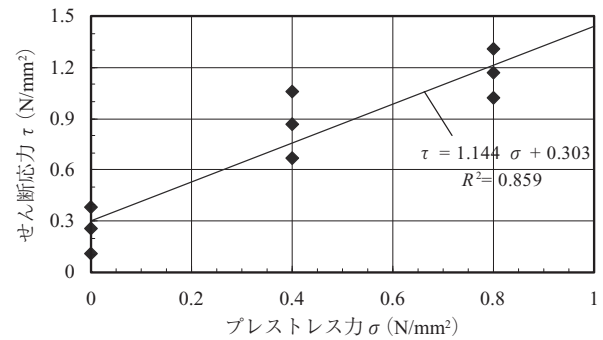


図 - 6 プレストレス力とせん断応力の関係

PC 鋼棒の挿入後、コア内には無収縮モルタル等はグラウトしていない。

(2) 試験方法

写真 - 10 に加力状況を示す。写真に示すように、レンガ壁の上下には、試験体固定用 (基礎を想定) および水平力加力用に RC 造スタブを設けており、スタブも貫通してコアを削孔し、プレストレスを導入している。加力は、

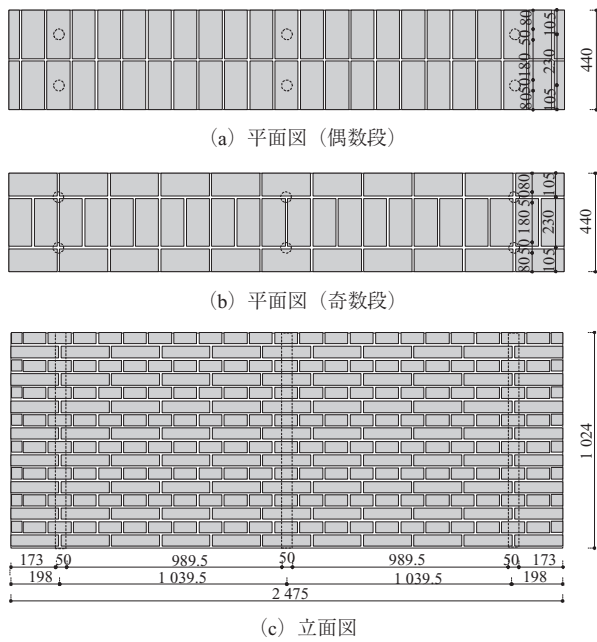


図 - 7 試験体の形状・寸法と PC 鋼棒用のコア穴の位置

表 - 4 大型試験体一覧

試験体	W × L × H (mm ³)	σ (N/mm ²)	PC 鋼材	
			本数 - 径	T (kN)
BW-1	440 × 2 475 × 1 024	0.24 (0.2*)	6本 - φ23	42.3 (36.3*)
BW-2		1.15 (1.0*)		205.7 (181.5*)

W, L, H: 試験体のそれぞれ幅と長さ高さ, σ: プレストレス力, T: PC 鋼材 1 本により緊張力, *: 予定値

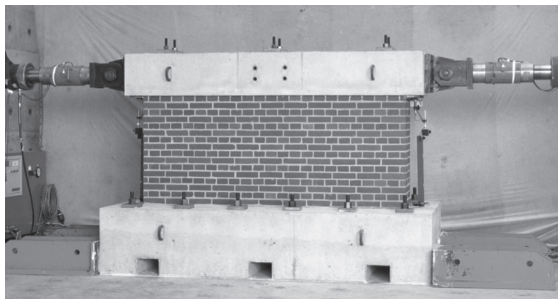


写真 - 10 大型試験体の加力状況

静的水平力を漸増変位により正負繰り返して行った。

加力位置は加力スタブの中心とし、高さはレンガ壁の脚部から $h = 1\,224\text{ mm}$ である。

現地調査による仮定した目地せん断耐力 Q_0 は目地せん断強度 $\tau_0 = 0.15\text{ N/mm}^2$ として、下式より算出した。

$$Q_0 = \tau_0 \cdot A, \quad A = W \cdot L \quad (2)$$

せん断耐力 Q_s は、プレストレスによる圧縮応力 σ およびクーロン摩擦係数 ($\mu = 0.5$) により支配することを想定し、下式より算出した。

$$Q_s = Q_0 + \mu \cdot \sigma \cdot A \quad (3)$$

曲げ強度時せん断力 Q_f は、レンガ壁を剛体ブロックと

想定し、脚角に回転する、脚角から全ての PC 鋼棒 (n 本) の反力のモーメントを利用し、下式より算出した。

$$Q_f = \sigma \cdot A \cdot \frac{\sum l_i}{n \cdot h} \quad (4)$$

終局曲げ強度 (圧壊) 時せん断力 Q_{mu} は、逐次法で等価長方形圧縮応力ブロックにおける中立軸を算出し、モーメント M_u を評価し、下式より算出した。そのため、ストレスブロックの有効高さは中立軸の高さの 80%、圧縮強度の低減係数は 0.75、レンガ壁の圧縮強度、ヤング係数、終局ひずみはそれぞれ 15 N/mm^2 , $10\,000\text{ N/mm}^2$, 0.0015 とした。なお、各アンボンド鋼棒の位置において鋼棒ひずみを壁の上に想定した変形で算出した。

$$Q_{mu} = \frac{M_u}{h} \quad (5)$$

(3) 実験結果

レンガ壁のせん断応力の計算値と実験値を比較して表 - 5 に示す。また、両試験体の水平荷重 Q と部材角 R の関係を図 - 8, 9 および図 - 10 に示す。図の縦軸は水平荷重をレンガ壁の断面積で割ったせん断力 Q を、横軸は加力スタブの高さ中心における水平変位 δ を加力高さで割った部材角 R である。

表 - 5 せん断応力の計算値と実験値の比較 (単位:kN)

試験体	BW-1	BW-2
Q_0	163.4	
Q_f	231.9	1 159.7
Q_s	272.3	707.9
Q_{mu}	1 270.0	1 605.0
$Q_{test,1}$	374.1 (-372.6)	777.6 (-763.9)
$Q_{test,max}$	609.9 (-739.4)	1 804.3 (-1 759.2)

$Q_{test,1}$, $Q_{test,max}$: ひび割れ発生時と最大せん断力の実験値

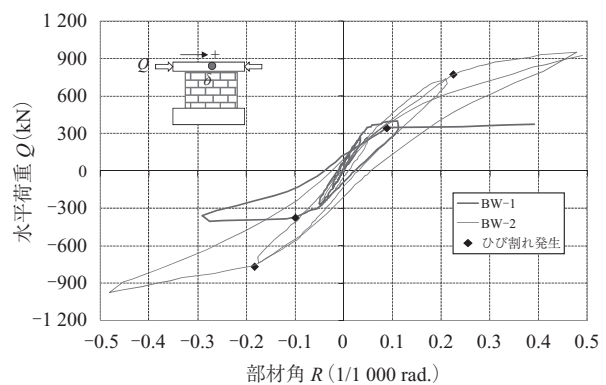


図 - 8 せん断応力 - 部材角曲線 (初期部分の拡大)

試験体 BW-1 ($\sigma = 0.2\text{ N/mm}^2$) および試験体 BW-2 ($\sigma = 1.0\text{ N/mm}^2$) とともに、脚部の目地に沿ったひび割れが発生したが、最終的には曲げ破壊の様相を示した。

試験体 BW-1 の初ひび割れは、 $Q = -372.6\text{ kN}$ で発生した。その直後の正荷重時 $\tau = 374.1\text{ kN}$ で、目地部に少しずれが生じ、水平変位が進んだ。しかしながら、その後は、水平変位の増大に伴う PC 鋼棒のひずみの増大により、水

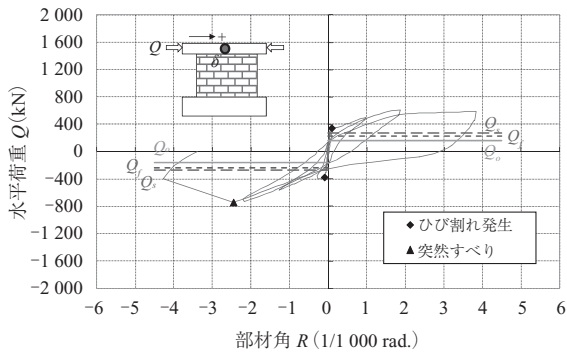


図 - 9 全体せん断応力-部材角曲線 (BW-1)

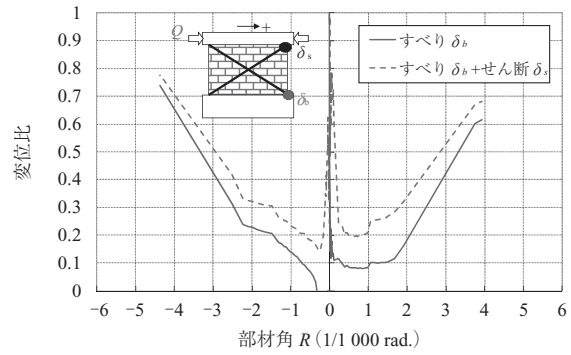


図 - 11 水平変位の分担の推移 (BW-1)

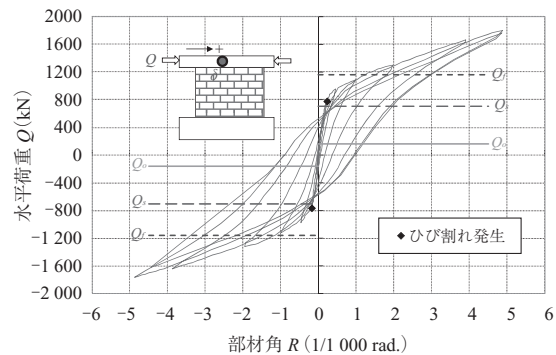


図 - 10 全体せん断応力-部材角曲線 (BW-2)

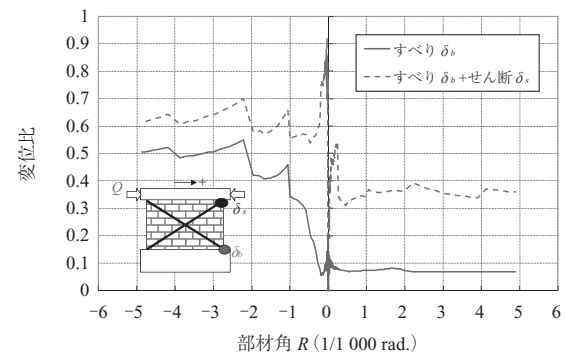


図 - 12 水平変位の分担の推移 (BW-2)

平荷重は若干増大し、最終的に $Q = -739.4 \text{ kN}$ で最大荷重に達し、壁脚部が目地部ですべり破壊した。

補強試験体 BW-2 の初ひび割れは、 $Q = 777.6 \text{ kN}$ で発生した。その後も水平荷重は増大し、最終的に $Q = 1804.3 \text{ kN}$ まで達し、試験体 BW-1 の約 2.4 倍以上の水平荷重を發揮し、耐力低下する前に実験を終了した。表 - 2 にせん断応力の計算値と実験値を比較して示す。

図 - 9 および図 - 10 に、両試験体の全体水平変位 δ に対する壁脚部のすべり変位 δ_b および壁のせん断変形による水平変位 δ_s の割合を示す。せん断変形は、図中に示すように、対角線方向の変位計測値より求めた。両試験体とも目地部のひび割れ発生位置の影響を受け、正荷重時と負荷重時で分担率の推移状況が異なるが、正荷重時に着目すると、試験体 BW-1 は、 $R = 1.5/1000 \text{ rad}$ 付近からすべり変位が急増し、試験体 BW-2 ではすべり変位、せん断変形および曲げ変形の比率が最終までほぼ一定となった。

5. 無水削孔工法の開発

今回のレンガ造建物に対して、従来方式の水を使ったコア抜き工法を用いた場合、冷却後の汚水がレンガ目地から流出し、貴重な内外装仕上げ材を汚すこととなる。そこで今回、レンガ壁のための水を使わない空冷式無水コア抜き工法を開発し、これを採用することとした。

空冷式無水コア抜き工法は、もともと原子力発電所の改修・解体工事や、汚泥の排出が困難な土木工事などの需要から開発されたコンクリート切断・コア抜き技術で、今回の補強工法は、これをレンガ壁に応用した新しい試みである。

その原理は、 $-20 \sim -25$ 度の冷気を筒内に送り込み、刃先を冷やし、壁内部を掘り進む。そして、削孔時に発生した粉塵とともに、冷却後の空気を回収することで、作業に伴う埃も居室内に殆ど噴出することなく、削孔を進めることができるものである (図 - 13)。

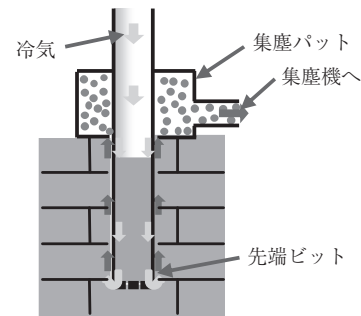


図 - 13 無水コア抜き工法の概略図

ただ、この空冷式レンガ無水削孔は、世界初の技術故に 10 m を超える実績は無く、また、鉛直方向の施工精度や、1 日に掘り進むことができるスピードといった歩留まりについてなど、未知数な点が数多くあるのも事実であった。そこで、当社技術研究所にて 5 m の試験体 (写真 - 11) を制作し、施工実験を行うとともに、現地実物の建物でも試験施工を行い、10 m を超える削孔の実績を重ね、鉛直精度、施工スピードに関して検証し、刃先の改良を加えるなど、その他の問題点についても事前に確認・解決を図っている。



写真 - 11 高さ 5 m モデルでの施工実験

6. 現地未確認内容と要求性能との整合性

本建物は構造図に相当する情報が一切無いため、着工前に十分な建物調査を行い、実施設計・施工計画を進めた。各部位の設計概要は図 - 14 に示す要領となる。しかし、屋根の解体から始まる工事の進捗とともに明らかとなる実際の現場の状況や、もともと図面が無い中で不明解であったさまざまな施工障害により、当初予定していた PC 鋼棒配置が、約 3 割減の 200 本弱にまで減ってしまい、また、PC 鋼棒の被覆用に施すグラウト工事についても、万が一、グラウト材の流出により、既存の仕上げを汚してしまった場合の復旧に要する時間的回復が望めないなど、設計内容の確実な実施と、夏期休暇中に補強工事を終わらせるとい

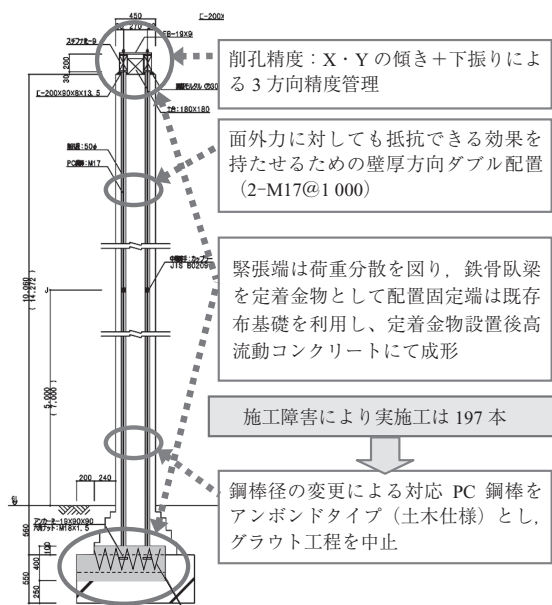


図 - 14 断面図

う目的に対し、厳しい状況下にあった。これらに対しては、下記設計変更や方策により対処している。

- 鋼棒の径を変更し、かつ、PC 鋼棒をアンボンドタイプとすることでグラウト工程を省略し、次工程への引渡し時期を前倒しするよう改善を図る。
- 削孔精度（鉛直方向）の徹底管理により、既存仕上げを傷める要因を排除し、手戻り工事を無くす。

なお、削孔精度については、削孔ガイドレールの 3 方向管理により、壁厚方向 1/400 以下に抑えることができた。

7. おわりに

明治中期から大正にかけて多く建設された日本のレンガ造建物は、近年ではその歴史性と意匠性から、歴史的建造物としての保存・再生に対する関心が高まっている。貴重な歴史的レンガ建造物の耐震補強の検討に際しては、創建時の外観・内観等の意匠性を損なうことなく、文化的価値が失われないような補強方法が求められている。

このような背景のもと、既存の室内仕上げには手を加えず、壁自身の性能を改善する「レンガ組積造プレストレス補強方式」を今回新たに開発し、歴史的価値の高い清泉女子大学本館に適用した。

補強後の耐震性能は、補強前に比べ性能向上を図ることができた。2011 年の東北地方太平洋沖地震に遭っても、改修されたレンガ造建物は被害を免れた。

また、外観・内観などの意匠性を損なわない本プレストレス耐震補強方式は、貴重な歴史的レンガ造建物の保存・活用のための優れた工法として、一つの礎を築いたといえる。それは、あたかも何事も無かったような佇まいを見せながら、今後も永くその命を次世代へと繋ぐことで、さらに歴史的価値を深めることとなるであろう。

参考文献

- 1) El-Gawady, M., Lestuzzi, P. and Badoux, M.: A review of Conventional Seismic Retrofitting Techniques for URM, 13th International brick and block masonry conference, Amsterdam, July 4-7, 2004
- 2) Qamaruddin, M.: A State-of-the-Art Review of Seismic Isolation Scheme for Masonry Buildings, ISET Journal of Earthquake Technology, Vol. 35, No.4, paper No.376, pp.77-93, 1998
- 3) 多幾山法子, 長江拓也, 前田春雄, 喜多村昌利, 吉田亘利, 荒木慶一: ステンレス導入歴史的組積造建造物の耐震改修, その 1 補強レンガ壁の繰り返し面外曲げ実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 635 号, pp.167-176, 2009
- 4) Ganz, H.R.: Post-Tensioned Masonry Around The World," Concrete International, pp.65-69, Jan. 2003
- 5) Lissel, S.L., Shrive, N.G. and Page, A.W.: Shear in Plain bed Joint Reinforced and Post-Tensioned Masonry," Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 27, pp.1021-1030, 2000
- 6) 朴永周, 佐藤千香: 北海道指定有形文化財旧金森洋物店レンガ壁補強について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1061-1062, 2000
- 7) 日本コンクリート工学協会: 建築・土木分野における歴史的建造物の診断・修復研究委員会, 報告書, 2007
- 8) 諸井恆平: レンガ要説, 東京博文館, 1902

【2012 年 4 月 27 日受付】