

レンガ組積体構造壁式橋脚の力学的特性に関する基礎的研究

鉄建建設 正会員 ○好竹 亮介  
 JR 東日本 正会員 藤田 健史  
 JR 東日本 正会員 塚田 堅士

1. はじめに

鉄道土木構造物は、明治から昭和初期に構築されたレンガアーチ高架橋やレンガ組積体構造の橋脚や橋台などのレンガ構造物が数多く現存し供用されている。レンガ組積体構造は、レンガを目地モルタルで接着し積み上げたものであり、その力学的特性や耐荷力を推定するためには、レンガと目地モルタルの物性値を把握する必要がある。既往の研究<sup>※1</sup>においては、既存構造物から採取したレンガと目地モルタルのコア供試体をもとにパラメーターを目地配置とした圧縮強度、割裂引張強度、弾性係数、ポアソン比および曲げ・引張試験とエポキシ樹脂による補修効果の確認試験を行っている。その結果は、実レンガ構造物から得られたデータはばらつきが大きく、圧縮強度、引張強度に目地方向性はない、レンガ単体での圧縮強度は、同一レンガでも強度のばらつきが大きい、レンガ組積体構造物とした場合は、比較的均一な強度を示す、エポキシ樹脂による補修は効果があるというものであった。しかし、上記の研究は、レンガアーチ高架橋の補修および補強を目的としたものであり、レンガ組積体構造壁式橋脚の力学的特性は明確となっていないのが現状である。そこで本研究においては、レンガ組積体目地モルタルの要素試験を実施し、実物を模擬したレンガ壁式橋脚縮小モデル（以下レンガ試験体と称す。）の破壊性状を推定する。なお、得られた破壊性状の推定結果は、レンガ試験体の交番載荷試験結果と比較しその妥当性について述べる。

2. 要素試験およびレンガ試験体の破壊性状の推定

2.1 付着引張試験および2面せん断試験

レンガ組積体目地モルタルの物性値を得るために、レンガと目地モルタルの付着引張試験と2面せん断試験を実施した。写真1に示す付着引張試験は、目地モルタルの厚みを10mmとし付着面が□100×100mmとなるようにカットした供試体の上下面に引張治具をエポキシ樹脂で接着し100kN曲げ・引張試験機で実施した。また、図1に示す2面せん断試験は、導入軸力を一般的な橋脚に作用する0.2N/mm<sup>2</sup>にアンカーボルトで調整した状態で、左右のレンガ下面を支持点とし、中央のレンガ上面全体に鉛直荷重を載荷することで目地モルタルのせん断強度を確認した。なお、一般的に橋脚の軸力は0.2N/mm<sup>2</sup>程度なので、その軸力が導入されるようにアンカーボルトを調整しながら試験を実施した。また、それぞれの供試体を作成する際に、φ50×100mmのテストピースを採取し付着引張試験および2面せん断試験を実施する時期の目地モルタルの圧縮強度および割裂引張強度を確認した。各要素試験結果を表1に示す。



写真1 付着引張試験状況 (100kN 試験機)

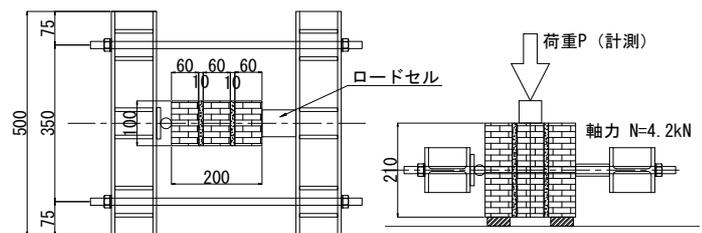


図1 2面せん断試験概要図

表1 要素試験結果一覧表

	付着引張試験		2面せん断試験		φ50×100供試体	
	引張荷重 P1 (kN)	付着引張強度 σ <sup>※1</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	載荷荷重 P2 (kN)	せん断強度 τ <sup>※2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	3.81	0.381	31.4	0.748	19.4	2.23
No.2	1.99	0.199	29.3	0.698	19.8	2.09
No.3	1.52	0.152	—	—	20.1	2.16
平均	2.44	0.244	30.4	0.723	19.8	2.16

※1 付着引張強度 σ = P1 (kN) × 1000 / 10,000 (mm<sup>2</sup>)

※2 せん断強度 τ = P2 (kN) / 2 × 1000 / 21,000 (mm<sup>2</sup>)

キーワード レンガ組積構造 レンガ橋脚 破壊性状 目地モルタル 2面せん断試験

連絡先 〒286-0825 千葉県成田市新泉9-1 鉄建建設株式会社 建設技術総合センター 研究開発センター 基礎・構造グループ TEL 0476-36-2334

## 2.2 レンガ試験体の破壊性状の推定

### (1) レンガ試験体の構造諸元

レンガ試験体の構造諸元を **図 2** に示す。壁厚  $d=650\text{mm}$ 、壁幅（奥行き） $w=1640\text{mm}$ 、水平載荷高  $a=2000\text{mm}$  とし、せん断スパン比  $a/d=3.07$  の条件で交番載荷を実施する。普通レンガ（4種 JIS R 1250）圧縮強度  $30\text{N/mm}^2$  以上、サイズ  $\square 210 \times 100 \times 60$  を使用し、目地モルタルの配合は、水：セメント：砂  $=1:1:4.5$  とした。軸力は、 $0.2\text{N/mm}^2$  ( $213\text{kN}$ ) を鉛直ジャッキで導入した。レンガ組積構造は、鉛直方向に目地が貫通しないような組み合わせとした。レンガ基部は下スタブコンクリートをレンガの周囲に巻き込み固定するとともに、下スタブ上面と目地モルタル断面を同一レベルとした。

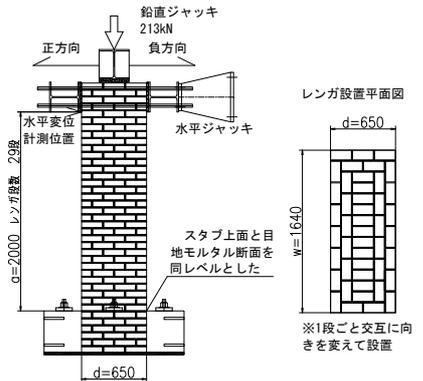


図 2 レンガ橋脚試験体載荷図

### (2) レンガ試験体の破壊性状の推定

レンガ試験体は、レンガを目地モルタルで接着した構造のため、その構造から考えられる破壊性状を **図 3** に示す。いずれの破壊性状も、目地モルタルの強度特性に依存すると考えられ要素試験で得られた強度からせん断耐力  $S$ 、ひび割れ荷重  $W$ 、ひび割れ貫通後の摩擦抵抗力  $P$ （静止摩擦係数  $\mu=0.3$  を考慮）及びひび割れ貫通後の転倒荷重  $M$  を算出した（**表 2**）。レンガ試験体のせん断耐力  $S$  はひび割れ荷重  $W$  を大きく上回っていること、摩擦抵抗力  $P$  よりも転倒荷重  $M$  の方が小さいことから、**図 3 破壊性状 1** に示す通りひび割れ荷重で基部の目地モルタルにひび割れが発生し水平に貫通した後、全体のずれはなく圧縮縁を支点とした左右ロッキング変形となると推定した。

表 2 レンガ試験体強度推定

せん断耐力 $S^{*1}$ (kN)	摩擦抵抗力 $P^{*2}$ (kN)	転倒荷重 $M^{*3}$ (kN)	曲げひび割れ荷重 $W^{*4}$ (kN)
771	77.5	42.1	26.1

※1  $S=(\text{せん断強度 } \tau) \times d \times w$   
 ※2  $P=(\text{導入軸力} + \text{レンガ自重}) \times (\mu=0.3)$   
 ※3  $M=(\text{導入軸力} + \text{レンガ自重}) \times (d/2)/a$   
 ※4 曲げひび割れ荷重算出データ  
 (要素試験結果反映 ヤング係数のみ既往の試験結果を引用)

圧縮強度 $\sigma$ ( $\text{N/mm}^2$ )	付着引張強度 $\sigma$ ( $\text{N/mm}^2$ )	ヤング係数 $E$ ( $\text{N/mm}^2$ )	曲げひび割れ変位 $\delta$ (mm)
19.8	0.244	15500	0.798

**2)** レンガ試験体のせん断耐力  $S$  はひび割れ荷重  $W$  を大きく上回っていること、摩擦抵抗力  $P$  よりも転倒荷重  $M$  の方が小さいことから、**図 3 破壊性状 1** に示す通りひび割れ荷重で基部の目地モルタルにひび割れが発生し水平に貫通した後、全体のずれはなく圧縮縁を支点とした左右ロッキング変形となると推定した。

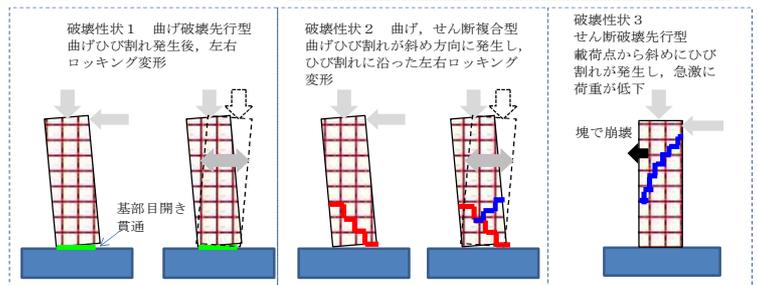


図 3 レンガ試験体破壊性状検討図

### 3. レンガ試験体の試験結果

レンガ試験体の交番載荷試験結果 ( $P-\delta$  関係) を **図 4** に示す。推定通り、正負ともに最大荷重（ひび割れ荷重）で基部のひび割れが貫通した後、左右圧縮縁を支点としたロッキング変形で推移した（**写真 2**）。要素試験のひび割れ荷重  $W=26.1\text{kN}$ （変位  $0.798\text{mm}$ ）に対し、交番載荷試験においては、正側  $69.9\text{kN}$ （変位  $0.712\text{mm}$ ）であった。これは、目地モルタルの材齢差から要素試験体よりレンガ試験体の付着引張強度の方が大きいこと、要素試験体とレンガ試験体制作時の左官職人の仕上げのばらつきが原因と考えられた。そこで、交番載荷試験後にレンガ試験体からコア（ $\phi 100 \times 200\text{mm}$ ）を採取し圧縮強度（静弾性係数）及び付着引張強度試験を実施した結果、圧縮強度  $37.2\text{N/mm}^2$  ( $E=13.9\text{kN/mm}^2$ )、付着引張強度  $0.58\text{N/mm}^2$  となりその結果から算出される曲げひび割れ荷重は、 $W=31.7\text{kN}$ （変位  $0.703\text{mm}$ ）となった。要素試験よりもコア採取の方が交番載荷試験結果に近い結果が得られたが、その差は大きくコア採取断面の左官仕上げのばらつきが原因と考えられる。

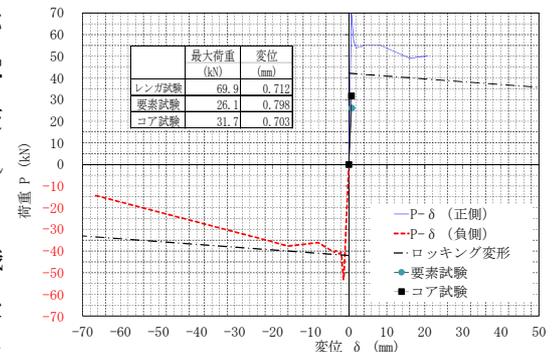


図 4 交番載荷試験  $P-\delta$

### 4. まとめ

本研究において、目地モルタルの要素試験により付着引張強度とせん断強度を確認することで  $a/d=3$  程度のレンガ壁式橋脚の破壊性状の推測は可能であることが確認できた。また、レンガ構造特有の強度のばらつきの影響で定量的な評価は困難であることも確認できた。

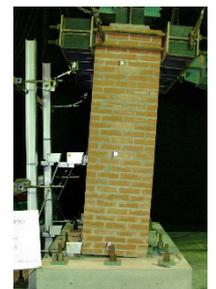


写真 2 載荷試験完了

参考文献<sup>\*1</sup>「既設レンガ部材の力学的性状について」コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1, 1997  
 松田芳範, 岩田道敏, 八巻一幸, 山内俊幸