

## 目地強度が異なる組積造のせん断特性に関する実験的研究

電力中央研究所 正会員 ○杉本 啓太

## 1. はじめに

1891年に国内初の営業用水力発電所が運転を開始し、明治時代以降に建設されたレンガや石積み等の組積造の水力発電設備が今なお稼働している。一方で、2016年の熊本地震において、黒川第一発電所水槽が破損・崩壊した事象を受けて、水路設備に対する耐震性能照査が重要視されている。水路設備には組積造の水槽や水路橋等があるが、組積造構造物に対する耐震性能照査法は確立されておらず、組積造構造物の地震時挙動を評価可能な解析手法の開発が求められている。そこで、本研究では、解析手法の開発に必要でかつ地震時の耐力評価に重要な目地のせん断特性に関する基礎データの取得を目的として、目地の材料強度が異なる組積造試験体に対して一面せん断試験を実施した。

## 2. 実験概要

図1に示すレンガを二段積みとした試験体を作製した。レンガ間には目地モルタルを敷き、配合を3種に変化させた(表1)。構成材料は普通レンガ、普通ポルトランドセメント、水、細骨材(千葉県産山砂、表乾密度 $2.61\text{g/cm}^3$ )、石灰石微粉末(密度 $2.69\text{g/cm}^3$ )とした。表2にレンガとモルタルの材料特性を示す。

図2に示す試験体の目地を対象とした一面せん断試験を実施した。目地モルタルの配合に加え、目地面

と载荷軸のなす角度 $\theta$ を $15, 30, 45^\circ$ に変化させた。各ケースで試験体数は3体以上である。角度はL字に加工した鋼製治具により調整され、鋼製治具と試験体の間は硬性石膏でキャッピングがなされている。

## 3. 実験結果と考察

## (1) 破壊状況

全試験体で、モルタルとレンガの境界面で破壊が進行した。図3に示すように主には片側の境界面で、一部では目地モルタルを貫通するひび割れを伴い、両側の境界面で剥離した。前者で剥離した境界面は目地モルタルの打設時の上側であった。これは、目地打設時に吸水したレンガの水分がレンガ下面に溜まることやモルタルのブリーディングで目地上面に弱化層が生じたことが理由として考えられる。

(2)  $\tau$ - $\sigma$ 関係

せん断面が破壊した直前のせん断応力(破壊せん断応力)と直応力の関係を図4に示す。ここで、無補強の組積造壁の設計においてせん断強度の評価式(式(1))が紹介されている<sup>2)</sup>。

$$v_m = 0.17\sqrt{f'_m} + 0.3 P_u/A_g \quad (1)$$

$$0.17\sqrt{f'_m} \leq 0.75$$

$$v_m \leq 1.3$$

ここで、 $v_m$ は組積造のせん断強度 $[\text{N/mm}^2]$ 、 $P_u/A_g = \sigma$ は軸力を断面積で除した直応力 $[\text{N/mm}^2]$ 、 $f'_m$ は組積

表1 目地モルタルの配合

Series No.	W/C [%]	Unit content $[\text{kg/m}^3]$			
		W	C	S	P
S2-10	128.5	274.0	213.2	1479	225.9
S2-20	93.7	274.0	292.4	1479	160.7
S2-30	73.7	274.0	371.7	1479	95.5

W: 水, C: セメント, S: 細骨材, P: 石灰石微粉末

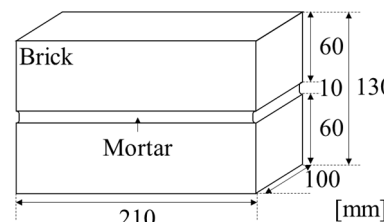


図1 二段積み試験体寸法

表2 レンガ及び目地モルタルの材料特性

材料	対象試験 No.	弾性係数 $[\text{kN/mm}^2]$	圧縮強度 $[\text{N/mm}^2]$	引張強度 $[\text{N/mm}^2]$	曲げ強度 $[\text{N/mm}^2]$	ポアソン比	材齢 [日]	標本数 (圧縮: 引張)
レンガ	全体	22.36	67.11	4.31 <sub>※</sub>	9.66	0.189	-	5:5
モルタル	S2-10	15.61	21.72	2.29	-	0.162	374	5:5
	S2-20	22.55	36.91	2.31	-	0.189	375	5:5
	S2-30	26.94	56.59	2.99	-	0.194	374	5:5

※既往実験<sup>1)</sup>から得た補正係数 ( $f_{bb}$  (曲げ強度) /  $f_{tb}$  (引張強度) = 2.24) から推定。

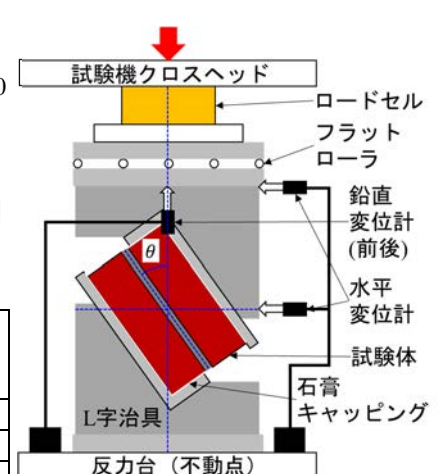


図2 一面せん断試験概要

キーワード: 組積造, レンガ, 目地モルタル, 一面せん断, せん断強度, 内部摩擦角

連絡先: 〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646 TEL 070-5587-8032

造の圧縮強度[N/mm<sup>2</sup>]である。本検討では $f'_m$ には式(2)<sup>2)</sup>から推定される組積造要素体の圧縮強度 $f'_p$ を入力した。

$$f'_p = \{f'_{cb}(f'_{tb} + \alpha f'_j)\} / \{U_u(f'_{tb} + \alpha f'_{cb})\} \quad (2)$$

$$\alpha = j/4.1h$$

ここで、 $f'_p$ は組積体の圧縮強度[N/mm<sup>2</sup>]、 $f'_{cb}$ 、 $f'_{tb}$ はレンガの圧縮強度、引張強度[N/mm<sup>2</sup>]、 $f'_j$ はモルタルの圧縮強度[N/mm<sup>2</sup>]、 $j$ は目地の幅[mm]、 $h$ はレンガ一枚当たりの高さ[mm]、 $U_u$ は応力の不均一性を考慮した係数であり、1.5が提案されている。また、実構造物から採取した目地<sup>3)</sup>と実構造物の配合を参考とした目地<sup>4)</sup>の材料試験結果を図4に併記した。

図より、評価式は概ね実験値の下限を評価し、直応力が高いほど破壊せん断応力を安全側に評価した。また、実構造物に関する既往研究結果と比較すると、本実験の破壊せん断応力は大きい。これは目地モルタルの圧縮強度が古い実構造物よりも大きいことが理由として推察される。

(3) 破壊包絡線

破壊せん断応力と直応力から、目地材料ごとに式(1)に示す Mohr-Coulomb の破壊包絡線(式(3))を回帰して設定し、図4に併記した。

$$\tau = \tan \theta \cdot \sigma + \tau_0 \quad (3)$$

ここで、 $\tau$ 、 $\sigma$ はせん断応力、直応力[N/mm<sup>2</sup>]、 $\theta$ は内部摩擦角[rad]、 $\tau_0$ はせん断強度[N/mm<sup>2</sup>]である。せん断強度は破壊包絡線から推定した直応力0における破壊せん断応力である。

図4より、破壊包絡線は目地材料によらず概ね平行である。

図5、図6に内部摩擦角ならびにせん断強度と目地モルタルの圧縮強度の関係を示す。図には既往研究<sup>4)</sup>の結果も併記し

た。図5より、内部摩擦角は目地モルタル強度によらず概ね一定であった。図6より、目地モルタルの圧縮強度の増加に伴い、せん断強度は増加する傾向が得られた。既往研究では、せん断強度とレンガとモルタル間の接着強度に相関が得られている<sup>3)</sup>。このことから、目地モルタルの材料特性からせん断強度に加え、接着強度を簡易に推定できる可能性がある。

実験結果より、目地モルタルの材料特性から、目地のせん断特性を推定できる可能性が示された。精度よく推定するためには、さらなるデータの拡充が望まれるが、本結果は解析モデルに取り込むための組積造のせん断特性の基礎データとして使用できる。

4. 結論

目地材料を変化させた組積造試験体の一面せん断試験を実施し、目地の材料強度とせん断特性の関係を把握した。既往の評価式で、本実験結果の破壊せん断応力を概ね安全側に評価できることを示した。また、Mohr-Coulomb の破壊包絡線により設定される内部摩擦角は目地の材料特性に関わらず概ね一定であり、せん断強度は目地の材料特性と相関が得られた。

参考文献

- 1)文化庁：文化財建造物構造実験データ集：<https://www.bunka.go.jp/seisaku/bunkazai/hogofukyuu/92048001.html>、2)T. Paulay, M. J. Priestley: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, 1992、3)田所敏弥ら：既設のレンガ構造物の目地特性について、第59回年次学術講演会講演概要集、VI-361, pp.719-720, 2004.9、4)富永善啓ら：煉瓦造建築物の構造的特性に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第74巻、第641号、pp.1387-1394, 2009.7

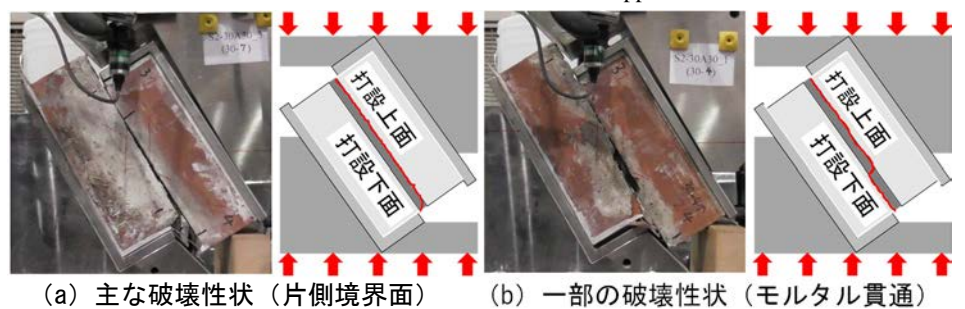


図3 目地の破壊状況

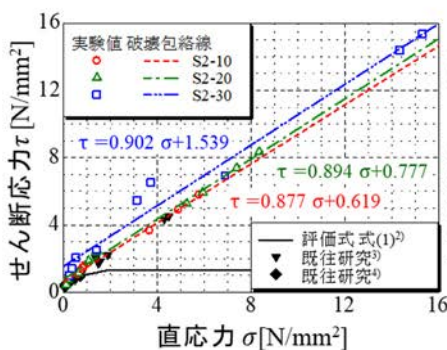


図4 破壊時の $\tau$ - $\sigma$ 関係

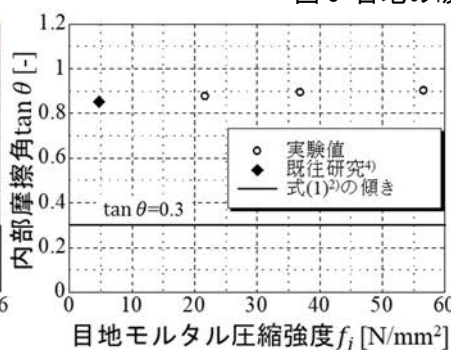


図5 内部摩擦角-目地の圧縮強度

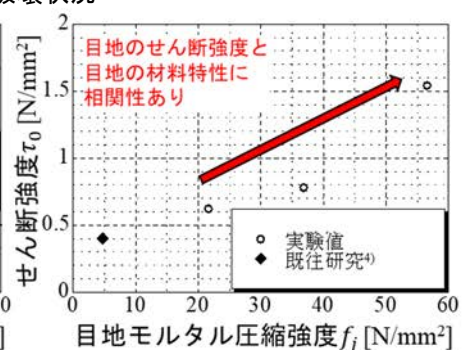


図6 せん断強度-目地の圧縮強度