

石けた橋の構築構造とけたの曲げ耐力試験結果について

佐賀大学 大学院 学生員 ○轟 豊和
 佐賀大学 理工学部 増田賢太郎
 佐賀大学 理工学部 正会員 石橋 孝治

1. はじめに

佐賀市部を南北に走る国道 264 号線の改良工事に伴い、クリークに架かる石けた橋群（大正 5 年（1916 年）5 月に竣工）がボックスカルバートに改修されることになり、その石けた（花崗岩）を譲り受けた。本研究では、石けたの断面寸法および材料強度に見られる統計的変動性に着目し、この石けたの曲げ耐力を検討すると共に、石けたの A E を利用した最大履歴応力の推定を行い、撤去時点における石けたの安全率を検討した。なお、構築構造については、講演の際に説明する。

2. 実験概要

石けた橋群（瓢橋、西峰院橋、平島橋、天神橋）から搬出した石けたは、概略寸法で長さ 3.6m、高さ 32cm、上底 28cm、下底 34cm 程度の台形断面を有している。西峰院橋、平島橋、天神橋の 3 橋から撤出した石けたに対して、中央 2 点荷重方式による曲げ試験を行った。スパンは石けた設置スパン 3 m とし、純曲げ区間を 1 m とした。荷重は 1.96kN 刻みで増分し、石けたが破壊するまで単調増分荷重を行った。

また、石けたの側面側 3 箇所（全スパン中央、右せん断スパン中央、左せん断スパン中央）からコア柱（ $\phi 100\text{mm}$ 、長さ 20cm）を抽出した。次に、これらのコア柱から橋軸方向に抽出した円柱供試体（ $\phi 35 \times 70\text{mm}$ ）にて一軸圧縮試験を行い、瓢橋、西峰院橋については A E 発生総数の計測も行った。A E センサーは供試体側面中央に 2 個相対するように接着剤で取り付けた。なお、A E 弁別のためのしきい値は、 $V_L = 200\text{mV}$ 、 $V_H = 500\text{mV}$ とした。

3. 実験結果および考察（ここでは平島橋を中心に説明する。）

3. 1 破壊荷重

表 1 に西峰院橋、平島橋、天神橋の各石けたの破壊荷重の一覧を示す。

表 1 破壊荷重

石けた	石けたNo.	破壊荷重(kN)
西峰院橋	No. 1	154.9
	No. 2	106.2
	No. 3	100.1
平島橋	No. 1	116.6
	No. 2	119.6
	No. 3	120.5
天神橋	No. 1	98.3
	No. 2	105.2
	No. 3	108.6

3. 2 破断面と破断位置

石けた No. 3 の高さ変動と破断位置を図 1 に示す。石けた断面はその製作過程から様な断面形を保持していないので、当然のことながら断面耐力にばらつきを持つ。石けたは曲げスパン内において、最小断面積の位置で破断しており、破断面には明らかな断面縮小が観察された。

3. 3 信頼区間の推定

表 2 に示すように、圧縮強度にもばらつきが存在する。50mm 間隔で測定した石けた周長の 95% 信頼区間は (1289.1; 1303.1) mm であった。圧縮強度は No. 1, No. 2, No. 3 のけたについて、それぞれ (88.4; 135.1), (108.8; 178.7), (88.4; 131.8) N/mm² であった。全体では (104.6; 138.6) N/mm² となった。

3. 4 上縁と下縁のひずみ挙動

石けた No. 1 のスパン中央の荷重とひずみの関係を

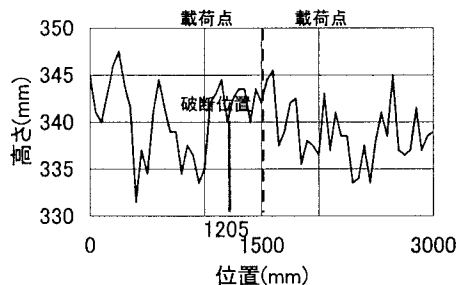


図 1 破断位置と高さの変動 (No.3)

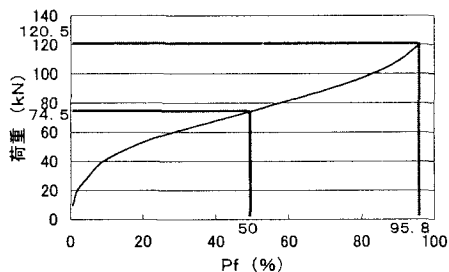
図－2に示す。上縁面と下縁面に貼付したひずみゲージに注目すると、ひずみは荷重の増分に伴いほぼ直線的に増加しており、弾性的挙動から脆性的に破壊を生じている。また、図－3は上縁と下縁のひずみの比の変化をまとめたものである。中立軸の位置はひずみの比が1以下であることから中央より少し上縁側にあることが分かる。普通台形断面の中立軸は中央より下縁側に位置するが、これらは材料の等質でないことに起因するものと考えられる。

3. 5 破壊の生起確率

石けた No. 3 の破壊荷重は 120.5 kN であった。下縁の曲げ応力が岩石の引張強度に達したときに破壊すると考え、引張強度、けた幅、けた高がそれぞれ $N(\mu, \sigma) = N(6.5, 2.3)$, $N(341.7, 7.6)$, $N(340.8, 3.2)$ の正規分布に従うとして、破壊の生起確率を算出した。50%の破壊確率に対応する荷重は 74.5 kN (破壊荷重の 63%) であることが明らかになった (図－4)。

3. 6 AE試験

西峰院橋の石けたを例にとる。AEのカイザー効果を利用すれば、AE発生数の急増点を与える応力が材料の最大履歴応力 σ_{AE} に対応する。表－3に各試験片の圧縮強度 σ_c と σ_{AE} 及び最大履歴応力比 σ_{AE}/σ_c を示す。抽出位置により差はあるが $\sigma_{AE}/\sigma_c \approx 60\%$ 程度であり、石けたの安全率は2倍を大きく下回っていると考えられる。



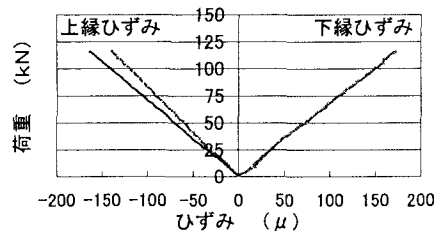
図－4 破壊の生起確率曲線 (No.3)

4. まとめ

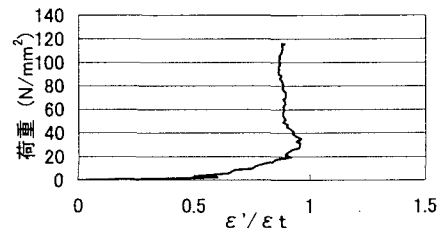
今回、大正5年に施工された石けた橋群を対象に曲げ耐力の検討を試みた。石けたの破壊荷重は約155～100 kNと少しばらつきが見られたが、石けたの断面寸法と材料強度の統計的変動性とAE試験の結果を考慮して、曲げ耐力を検討すると、石けたの安全性はかなり低下しているものと推測される。撤去時に破断していた石けたも確認された。約70 cmの上置層が活荷重を分散することで機能が保持されていたものと考えられる。

表－2 圧縮強度の変動

	本数 (本)	平均 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動係数 (%)
No.3-右せん断スパン中央	4	84.7	12.5	14.7
No.3-全スパン中央	4	136.2	38.9	28.6
No.3-左せん断スパン中央	4	109.5	44.2	40.4
No.2-右せん断スパン中央	4	118.8	42.0	35.3
No.2-全スパン中央	4	168.7	50.2	29.7
No.1-左せん断スパン中央	4	111.7	23.8	21.3
全体	24	121.6	42.5	34.8



図－2 荷重－ひずみ曲線 (No.1)



図－3 荷重－ $\varepsilon'₀/\varepsilon'ₜ$ 曲線

表－3

抽出位置	最大履歴応力比 σ_{AE}/σ_c (%)					
	1	4	2	5	3	6
A	63.9	54.6	51.1	61.6	42.8	64.4
B	64.6	57.6	64.7	39.5	44.4	73.9
C	61.3	57.0	58.3	51.8	24.4	44.0
D		55.8	52.7	54.2	40.7	
E		39.0		60.8	41.9	
	圧縮強度 σ_c (N/mm ²)					
	A	B	C	D	E	平均
A	86.4	70.2	114.8	49.2	58.6	44.9
B	45.2	152.5	67.5	78.4	143.1	94.2
C	145.3	140.3	160.2	91.4	40.9	63.1
D	88.7	116.6	151.9	53.8	139.2	
E		98.5		68.3	164.9	
平均	91.4	115.6	123.6	68.2	109.3	67.6