

歴史的河川構造物保存のための分水路模型実験について

熊本大学工学部 学生員 ○金田 剛紀
熊本大学工学部 正 員 大本 照憲
熊本大学工学部 正 員 矢北 孝一
日本建設コンサルタント 正 員 中島 和弘

1. はじめに

近世に建造された橋梁、堰、水門、樋管等の歴史的河川構造物は、その耐用年数や機能上の限界から改築される場合もあるが、橋梁や固定堰に関しては河川改修に伴う洪水疎通能力を増大する目的で、撤去する場合が多い。熊本県天草下島の本渡市を貫流する二級河川の町山口川には、河口より 1.3km 上流に 1832 年に竣工された石造多脚桁橋の祇園橋があり、国の重要文化財に指定されている。祇園橋付近では岩盤が高く露呈して河床が高く、川幅が狭いことから洪水時には溢水し、多くの家屋が浸水被害を受けている。熊本県では、祇園橋为天草を代表する歴史的文化遺産であり、その移転再構築が困難なものと判断し、祇園橋周辺の治水安全度を確保するための改修計画として祇園橋を迂回する分水路案を策定した。本研究では、分岐部周辺の流れに与える岩盤および橋脚の影響を明らかにするため水理模型実験を実施し、分岐部周辺の三次元乱流特性を検討した。また、橋脚は流下方向に 5 本、横断方向に 9 列の計 45 脚から成り、径間幅は平均 2.7m と狭く現況では流木が橋脚に捕捉され疎通障害となることから、流木実験も併せて実施した。

2. 実験概要

実験は、図-1 に示す縮尺 1/40 の無歪模型水路で行い、分岐水路は仕切板で締切り可能とし、岩盤および橋脚は取外し可能としている。実験条件は分岐水路、岩盤および橋脚が与える分岐部周辺の流れへの影響を検討するために表-1 のように設定した。対象流量は、計画高水流量 $Q_p=141.0\text{m}^3/\text{sec}$ であり、実際河川と模型水路との関係は、フルート相似則より表-2 となる。水深測定には、1/10mm 読みのポイントゲージを用い、流速測定には 2 成分同時計測可能な小型電磁流速計を用いた。各測点での流速変動は、サンプリング周波数 100Hz で、4096 個のデータを抽出し統計処理している。

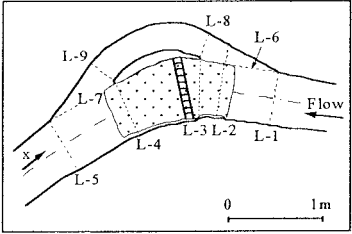


図-1 模型水路の概要

表-1 実験条件

実験ケース	分岐	岩盤	橋脚
1	無	無	無
2	無	有	無
3	無	有	有
4	有	無	無
5	有	有	無
6	有	有	有

表-2 基本量の縮尺比

基本量	縮尺比	模型水路
流量 (Q)	9.88×10^{-5}	$0.0139(\text{m}^3/\text{sec})$
基準水深(h)	0.025	7.875(cm)
流速 (v)	0.158	32.8l(cm/sec)
粗度係数(n)	0.5407	0.016

表-3 流量配分比

実験ケース	全流量 (ℓ/sec)	分岐流量 (ℓ/sec)	配分比 (%)
4	13.9	1.13	8.1
5	13.9	3.89	28.0
6	13.9	4.52	32.5

表-4 流木配分率(%)

実験ケース	投入場所	本川	分岐	橋脚
3	左岸	52.8	—	47.2
	中央	40.5	—	59.5
	右岸	63.4	—	36.6
4	左岸	100.0	0.0	—
	中央	100.0	0.0	—
	右岸	100.0	0.0	—
5	左岸	99.8	0.2	—
	中央	94.5	5.5	—
	右岸	70.8	29.2	—
6	左岸	66.3	0.1	33.6
	中央	33.9	23.8	42.3
	右岸	20.4	49.2	30.4

3. 実験結果

3. 実験結果

座標系は、河口より 1km200m の水路中央を原点とし流軸に沿って上流方向に x 軸、流軸に直交した横断方向に y 軸、鉛直上方に z 軸を取る。図-2 および図-3 は、それぞれ基準点における計画高水に対応して流量と水深を設定した際の各ケースにおける水位の縦断方向変化および計測断面 L-3 における水位の横断方向変化を示す。分岐水路、岩盤および橋脚の無い、最も単純な Case 1 では、限界水深が 3.7cm であることから全領域で常流で、流下方向に低下背水曲線の形を取り、横断方向には内岸と外岸の水位差は約 3mm である。遠心力の作用による内・外岸の水位差を見積もるため、遠心力と横断方向の水面勾配との釣合式から試算した水位差は 2.6mm であった。分岐水路が無い Case1~Case3 の水面形から、岩盤の堰上げ効果が 0.48cm (実スケール 19.2cm)、岩盤と橋脚の両者による堰上げ効果が 0.9cm (実スケール 36cm) である。また、両者とも橋脚の直下流では限界水深以下の射流部が現れ、岩盤の凹凸に応じた激しい水面変動を呈し、Case3 では橋脚における上・下流の水位差が 2.4cm (実スケール 96cm) に達していることが分かる。一方、分岐水路を設けた Case5 および Case6 の場合には、岩盤の堰上げ効果が 0.30cm (実スケール 12.0cm)、岩盤と橋脚の両者によ

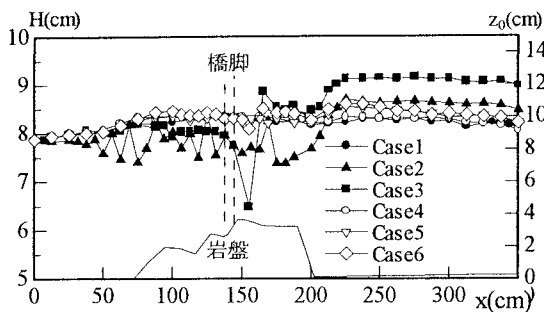


図-2 水位の縦断変化

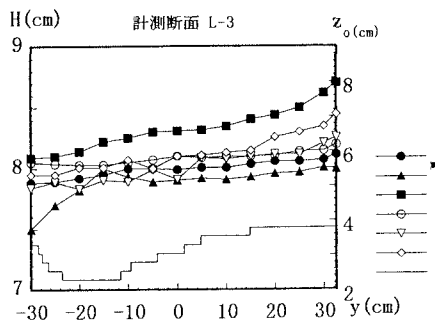


図-3 水位の横断変化

る堰上げ効果が 0.43cm (実スケール 17.2cm) となり、Case6 の橋脚における上・下流の水位差が 0.38cm (実スケール 15.2cm) となっていることから、分岐水路は橋脚による堰上げ効果を顕著に低減させる働きのあることが明らかにされた。図-4、図-5 および図-6 は、それぞれ Case1, Case3 および Case6 における各計測断面における主流速の等値線および二次流ベクトルを示す。図-4 の Case1 では、主流速は湾曲部入口付近の L-1 で横断方向にほぼ一様な分布が、二次流の発生域と見なされる L-2 では内岸側で高速域となり、発達域に当たる L-4 および L-5 の発達域では外岸側で高速を示し、典型的湾曲部流れを示していることが分かる。岩盤および橋脚の影響が加わった、図-5 の Case3 における流れは、Case1 のそれに比べて計測断面 L-2 および L-3 の左岸側の極大流速が増大し、特に L-2 では左岸に強い上昇流が現れ、L-4 および L-5 では岩盤により二次流が弱められていることが分かる。一方、改修が見込まれている図-6 の Case6 における流れは、Case3 に比べて L-2 の本川で主流速が横断方向に一様化し、また、橋脚前面の L-3 における主流速が 50cm/s から 30cm/s に低減し、橋脚への流体力が緩和されていることが分かる。また、表-4 に示されているように、流木は分岐水路に平均 24% 流込み、橋脚の補足率も改善され、分岐水路が流木対策に有効に働くことが認められた。

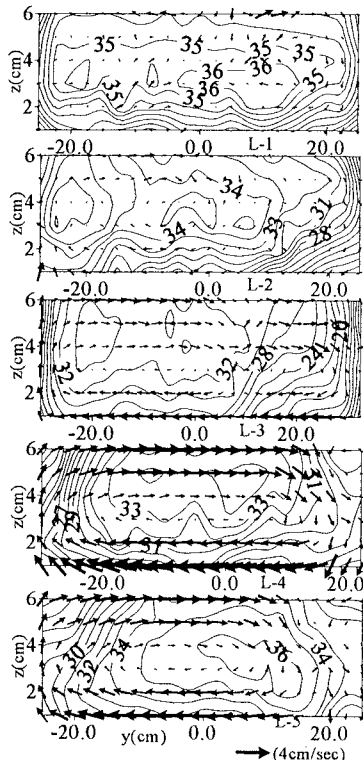


図-4 主流速の等値線と二次流ベクトル

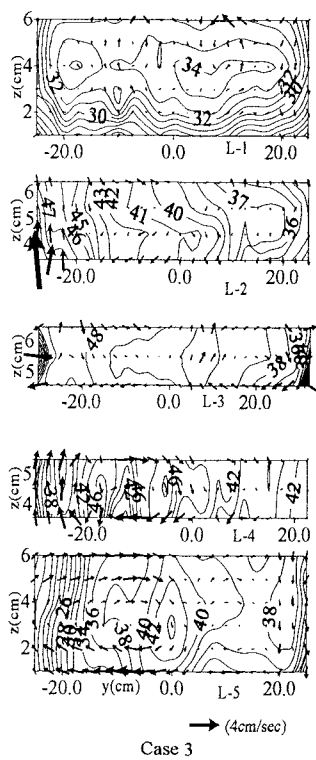


図-5 主流速の等値線と二次流ベクトル

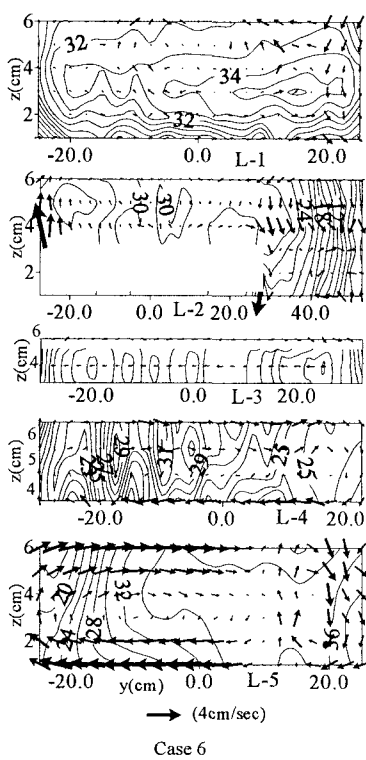


図-6 主流速の等値線と二次流ベクトル