

肥後の伝統的洪水制御法「轡塘」について

熊本大学工学部 正会員○矢北 孝一
 熊本大学工学部 正会員 大本 照憲
 熊本県河川課 正会員 野田 善治

1. はじめに

加藤清正の洪水制御工法として、注目すべきものに轡塘がある。轡塘は、川の一部区間を拡幅させることで水の滞留域を設け、下流への洪水流量の負荷を軽減させ、破堤氾濫を回避するための洪水調節機能に、眼目が置かれ築造されたと考えられる。轡塘は、近世において熊本県下の河川に対して、一般的に用いられた洪水制御工法であることが知られており、現存し保存状態の良好なものに浜戸川島田地先の轡塘がある。図一1に現在の轡塘の形状および高水敷面積を示す。緑川支川である浜戸川流域は、江戸時代には、水位が約3.6m以上に達すると越水、破堤を繰返す治水安全度の低い地帯であった。そのため、当時の総庄屋によって越水可能な石積乗越堤を有する轡塘を築堤したとされている。

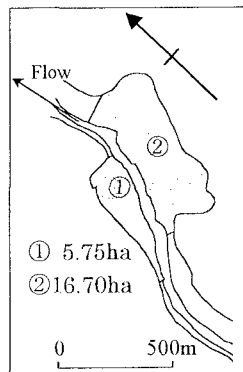
本研究では轡塘の超過洪水に対する治水機能を検証するため、浜戸川島田地先の轡塘を事例として縮尺 1/150 の水理模型実験を実施し、轡塘による低水路の流れと高水敷上の流れとの相互干渉、土砂制御機能、乗越堤の効果について検討を行った。

2. 実験装置および方法

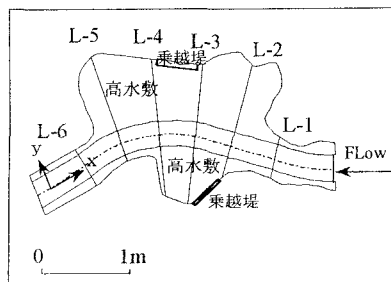
模型水路の概要と計測線位置を図二に示す。水路は、縦断勾配 1/850 の台に設置され、低水路は幅 17cm、高さ 2cm の矩形断面で流下方向に逆 S 字の蛇行を示す。流量は、フルード相似則に基づく浜戸川改修計画の 100 年確率洪水流量 $520\text{m}^3/\text{s}$ の 1.5 倍である 3.0 l/s を対象とした。境界条件は、高水敷が浸水しない単断面蛇行と乗越堤を締切った複断面蛇行および乗越堤からの越流のある複断面蛇行の 3 種類である。なお、乗越堤は、右岸側で長さ 43cm、高水敷より高さ 1.6cm、左岸側では長さ 38.5cm、高さ 1.6cm に設定した。また、基準水深は、浜戸川が緑川に合流する地点から轡塘の下流端に当る上流 11.4km 間を一次元不等流計算によって求められた水深を参考にし、Case1,2 で 4.89cm, Case3 で 4.52cm とした。水面形は、下流端の堰によって基準点での水深を設定後、水深の縦断方向および横断方向の変化量をポイントゲージにより計測した。流速測定には二成分電磁流速計を使用し、主流・横断・鉛直方向成分の測定が同一地点で行われた。各測点での流速変動は、カブリング周波数 100Hz、データ数 2048 個が統計処理された。本研究では、轡塘の平面形状が流れに与える影響に着目していることから、河床は平坦固定床で低水路の平面形状は計画河道によって単純化が図られている。また、計測線は轡塘のある領域を 5 区分し、低水路中央の流下曲線に対して法線方向に設定している。

3. 実験結果および考察

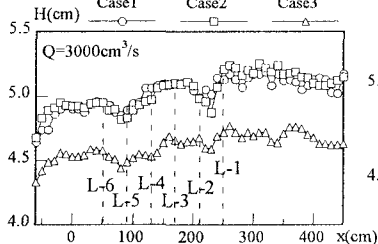
図一3に低水路中央における水位の縦断方向変化を示し、図一4に計測線 L-3, L-4 および L-5 における水深の横断方向変化を示す。図一3より基準水深を同一に設定した Case1,2 の場合には、単断面水路と轡塘を有する複断面水路において水深に顕著な差異はないことが分り、定常流においては、轡塘内の高水敷は水位の低下に寄与しないことが分る。また、各 Case において、側線 L-2 と側線 L-5 近傍に水位の低下が認められる。これは、流下曲線の変曲点位置に対応していると考えられる。図一4より単一湾曲部の内岸と外岸の水位差は、遠心力効果



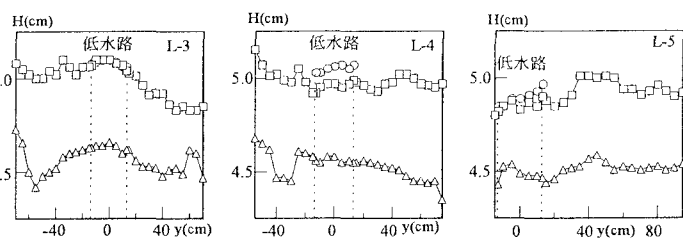
図一1 浜戸川の轡塘



図二 模型水路概要



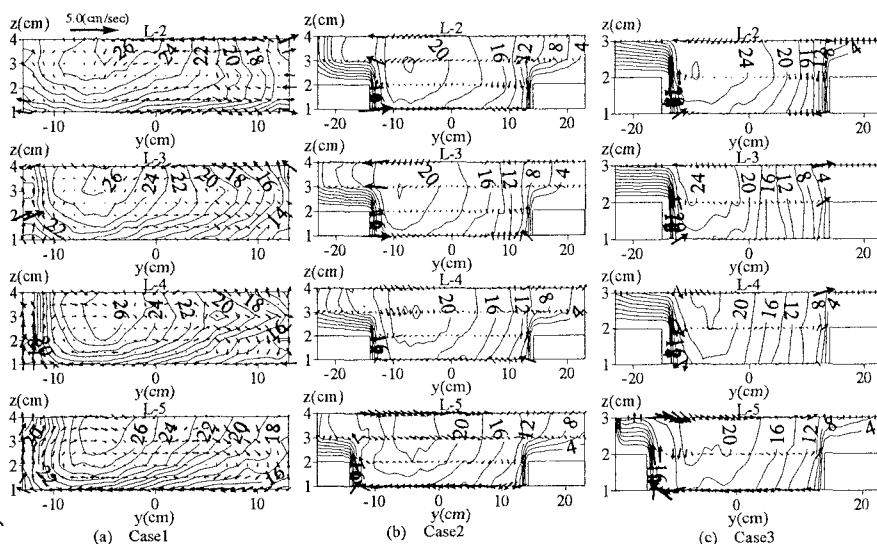
図一3 水深の縦断方向変化



図一4 水深の横断方向変化

$B \cdot U^2 / (g \cdot r_0)$

(但し、 B :低水路幅、 U :断面平均流速、 g :重力加速度、 r_0 :低水路中心線の曲率半径)により試算され、Case1の単断面湾曲水路に適用すれば約0.7mmであり、実測値においても湾曲による顕著な水深の横断方向変化はない。同様にCase2においても水深は、横断方向に大きくは変化しないことが分る。しかし、Case3では、水深が計測線L-3の左岸高水敷

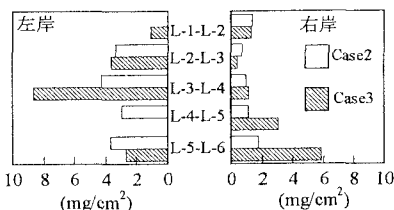


図一五 主流速の等値線と二次流ベクトル

$y = -60\text{cm}$ において3mm、また、計測線L-4の左岸高水敷 $y = -35\text{cm}$ 付近で約1.3mm低下することが認められる。図一五は、Case1,2,3に対応した計測断面における主流速の等値線と二次流ベクトルを示す。Case1の単断面蛇行流では、極大流速の発生位置は計測断面L-2~L-5の間で水路左岸寄りの $y = -5\text{cm}$ 付近にある。遠心力に起因する二次流は、計測断面L-2付近で左岸に沿って上昇流が発生し始め、計測断面L-5付近で最も強くなる傾向があり、下降流は計測断面L-4付近で発生し、その値は上昇流に比べて小さく、発生領域は広いことが分る。

また、計測断面L-2からL-5の左岸側で上昇流が発生しているにも関わらず左岸側で極大流速が発生したのは、彎塘流入部L-1における蛇行の影響が残存したためであり、連続蛇行流の特徴を有していることが認められる。Case2の複断面蛇行流では、Case1に比べて極大流速は計測断面L-2~L-5の間ではさらに水路左岸寄りに発生し、左岸近傍の上昇流が微弱となり、特に計測断面L-4では低水路左岸付近で下降流が現れ、Case1と大きく異なる。これは、計測断面L-1~L-3の間で低水路上から左岸の高水敷上に入流した流体の一部が計測断面L-4付近で高水敷から流出する際に発生したと考えられる。乗越堤が設けられたCase3の流れは、Case2に比べて全般的に類似の傾向を示しているが、計測断面L-3およびL-4において低水路左岸に近い高水敷上の主流速は高速化し、低水路右岸側の高水敷上で低速化していること、およびCase1に比べて二次流が弱く、低水路の蛇行による遠心力効果が弱められていることが認められ越流量の影響が示唆される。そこで、Case3における越流量を計測した結果、右岸側乗越堤からは、 0.30 l/s であるのに対して左岸側からの越流量は 0.35 l/s であった。右岸側高水敷は、左岸側高水敷に比べて約3倍の広さを有することから、高水敷の広さが越流量に対応していない結果となった。これは、右岸側の高水敷は低水路湾曲部の外岸に位置することから左岸側高水敷に対して過大な広さになったことが予想される。

つぎに、図一六に洪水時における高水敷の浮流砂の実験結果を示す。ここでは、高水敷の単位面積当りの浮流砂量を比堆砂量としている。実験は、Case2,3の水利条件において、平均浮流砂濃度 100 mg/l 、給砂量 300 mg/s に設定し、中央粒径 $d_{50} = 0.94\text{ mm}$ の珪砂を上流端より1時間継続して投入した。図より比堆砂量は、Case2で左岸側の区間L-2~L-6において約 $3 \sim 4\text{ mg/cm}^2$ であり、右岸側では、全区間で 2 mg/cm^2 以下である。Case3では、左岸側の区間L-3-L-4と右岸側の区間L-5-L-6に集中し、その値は左岸側で約 9 mg/cm^2 あり、右岸側では約 6 mg/cm^2 でる。これより、Case2での左岸側の高水敷きは、右岸側に比較して約2倍の堆砂量があることが分り、Case3では、左岸側の区間L-2~L-4と右岸側の区間L-4~L-6に集中する傾向がある。なお、全給砂量 1080 g に対して高水敷に堆積した浮流砂量の割合は、Case2で約3.2%、Case3で約5.2%である。ここで、右岸側高水敷に注目すると、Case2では、約1.7%、Case3では、3.1%であった。以上のことより、右岸高水敷の広さは、乗越堤がある場合は、浮流砂の捕捉効果を高め、乗越堤が無い場合は、大きな効果は期待できないことが分る。



図一六 浮流砂の比堆砂量

参考文献：

1) 熊本県土木部河川課：浜戸川中小河川改修事業全体計画書，pp. 1-57，1993