

加藤清正の洪水制御法「饅唐」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
 熊本県土木部 正会員 野田 善治

1. はじめに

饅唐は、加藤清正による洪水制御法のひとつで、近世において熊本県下の河川に比較的多く用いられた。この饅唐と類似した堤防形態としては、中国の黄河¹⁾とイタリアのポー川²⁾が挙げられ、両河川とも遊水地による貯水機能を重視した洪水制御が図られている。

従来、饅唐は、図 1 に示すように、川の一部区間を大きく拡幅した遊水地を有し、洪水時には遊水地内に貯水することで、ピーク流量を減減させる遊水装置としての機能を持つと考えられている。しかし、この考え方では、異常洪水に対応できないことが予想され、また、菊池川³⁾、浜戸川で確認されている饅唐に対して、遊水機能だけでは、十分な説明が出来ない。それは、これまで饅唐について、その水理学的機能の検討が、ほとんど実施されていないことに原因がある。

本研究では、饅唐は、異常洪水時に堤内地へ安全に、水を引込みこむことで破堤・氾濫を回避する装置と解釈し、饅唐による洪水制御機能を明らかにすることを目的としている。そのために、浜戸川島田地先の饅唐に対して水理模型実験を実施し、饅唐による流れと流砂の制御機能について検討を行った。

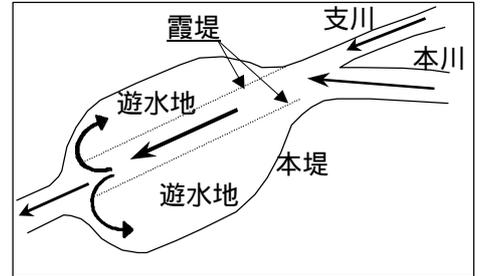


図 1 従来の饅唐の考え方

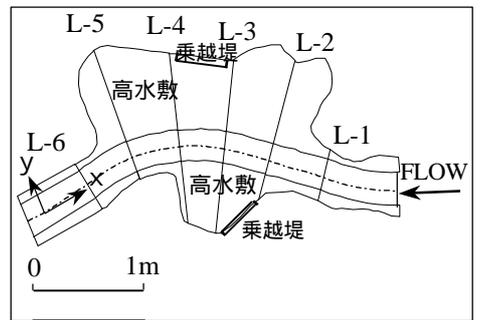


図 2 模型水路概要

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 2 に示す。模型水路は、縦断勾配 1/850 の台に設置され、低水路は幅 27cm、高さ 2cm の矩形断面で流下方向に逆 S 字の蛇行を示す。また、計測線は饅唐のある領域を 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た。

本研究では、饅唐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、河床は平坦固定床とし、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。実験条件を表 1 に示す。流量は、フルド相似則に基づく浜戸川改修計画の 100 年確率洪水流量 520m³/s の 1.5 倍である 2.8ℓ/s を対象とした。基準水深は、緑川と浜戸川の合流地点から饅唐までの 11.4km 間を次元不等流計算によって求めた水深⁴⁾を参考に、水路下流端の堰によって設定した。ただし、Case3 では Case2 と同じ堰高を設定し、乗越堤から越流させ実験を行った。流速測定には二成分電磁流速計を使用し、流速三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、サンプリング周波数 100Hz、データ数 2048 個が統計処理された。

表 1 実験条件

	Case1	Case2	Case3
流量(ℓ/sec)	2.8	2.8	2.8
基準水深(cm)	4.89	4.89	(4.52)
備考	単断面蛇行	複断面蛇行	複断面蛇行(乗越堤有)

3. 実験結果および考察

図 3 に低水路中央における水位の縦断方向変化を示し、図 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 3 より基準水深を同一に設定した Case1,2 の場合には、単断面水路と饅唐を有する複

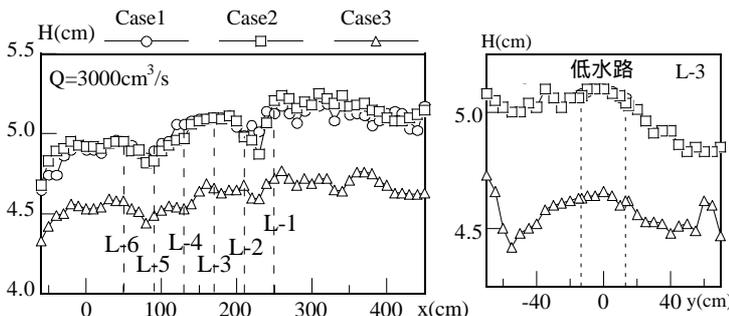


図 3 水深の縦断方向変化

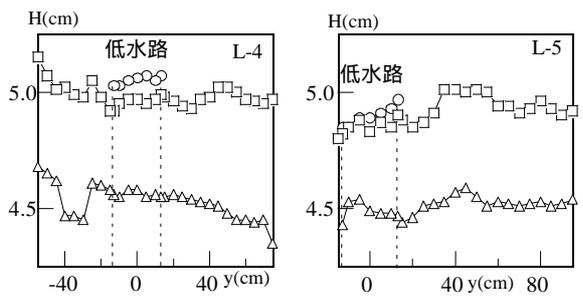


図 4 水深の横断方向変化

キーワード：加藤清正、洪水制御法、饅唐、水理模型実験

連絡先：〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1・Tel 096-342-3543・Fax 096-342-3507

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、彎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 4 より単一湾曲部の内岸と外岸の水位差は、遠心力効果 $B \cdot U^2 / (g \cdot r_0)$ (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 $y=-60\text{cm}$ 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 5 は、Case1,2,3 に対応した各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 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る。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 に比較して極大流速は計測断面 L-2 ~ L-5 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っている。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 間で低水路上から左岸側高水敷上に流入した流体の一部が、計測断面 L-4 付近で高水敷から流出する際に発生したことが考えられる。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。しかし、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ることから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、左岸側からの越流量は 0.35 l/s であった。

つぎに、洪水時における乗越堤からの越流が無い Case2 と越流が有る Case3 の場合で、高水敷による浮流砂の捕捉効果を定性的に明らかにするための浮流砂実験結果を図 6 に示す。浮流砂実験は、Case2, Case3 の水理条件において、中央粒径 $d_{50} = 0.94\text{mm}$ の珪砂を浮流砂投入ヶ所の濃度を 100mg/l 、給砂量 300mg/sec に設定し、上流端より 1 時間継続して投入した。ここでは、各区間の単位面積当りの浮流砂量を比堆砂量としている。図より、乗越堤からの越流が無い Case2 における区間 L1-L6 での左岸高水敷の比堆砂量は、右岸高水敷の比堆砂量に比較して約 2 倍となっている。また、越流の有る Case3 では、左岸高水敷では区間 L2-L4 に、右岸高水敷では区間 L4-L6 に集中していることがわかる。なお、浮流砂の大半は低水路を通して流下し、全給砂量 1080g に対して高水敷に堆積した浮流砂量の割合は、Case2 では約 3%、Case3 で約 5% であった。以上のことより、浮流砂の捕捉に関して、乗越堤からの越流が有る場合の高水敷は、浮流砂の捕捉効果を高めることがわかる。

参考文献

1) 山本晃一：河道計画の技術史, pp.26, 山海堂, 1999
 3) 土木学会編: 明治以前日本土木史, pp.164-170, 岩波書店, 1936 書, pp.1-57, 1993

2) PPh Jansen etc. : Principles of River Engineering, Pitman, 1979
 4) 熊本県土木部河川課：浜戸川中小河川改修事業全体計画

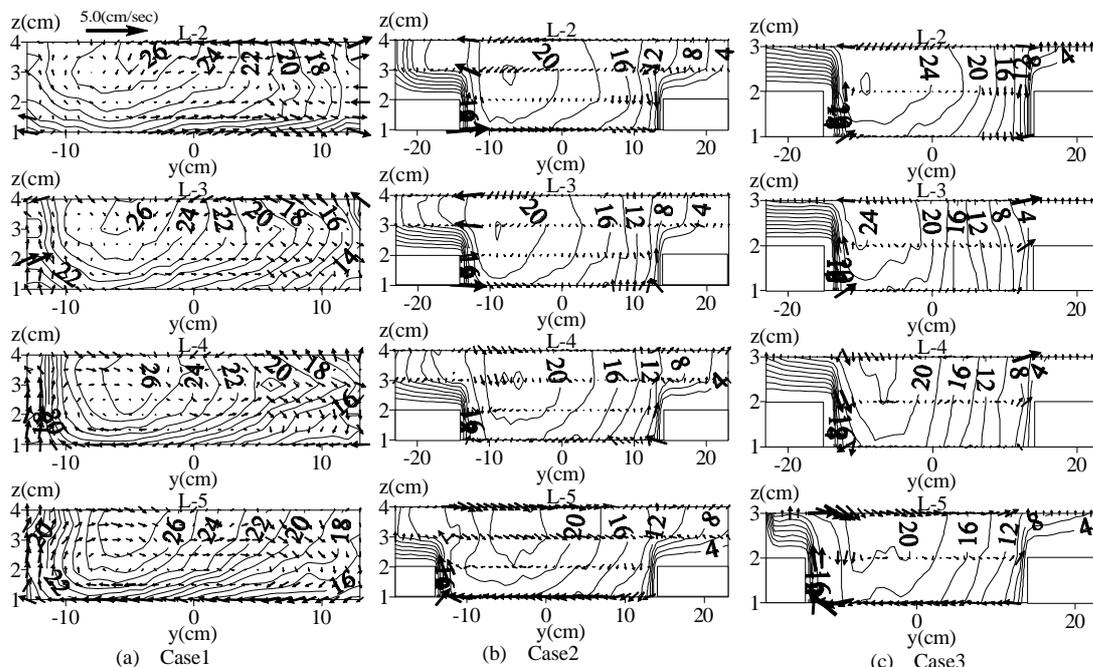


図 5 主流速の等値線と二次流ベクトル

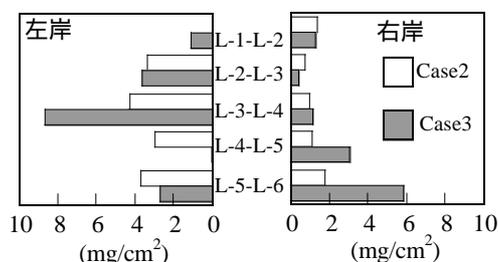


図 6 浮流砂の比堆砂量