

数値解析を用いた湾曲部に設けられた遊水地の越流流量の評価

九州工業大学工学部 学生会員 竹下 大祐
九州工業大学大学院 正会員 重枝 未玲

九州工業大学大学院 フェロー会員 秋山壽一郎
九州工業大学大学院 学生会員 坂田 治義

1. はじめに

本研究は、既設あるいは予定・計画されている遊水地を含む流域の治水システムの治水バランス等を評価可能な“減災型治水シミュレータ”の開発の一環として、模型実験と数値実験に基づき、河道湾曲部に設けられた遊水地の洪水調節効果に対する“河道・遊水地解析モデル¹⁾”の再現・予測能力について検討を加えたものである。

2. 実験および解析の概要

実験は、直線河道に越流堤を設けた場合(CASE A)、湾曲河道の外岸側に越流堤を設けた場合(CASE B)および内岸側に設けた場合(CASE C)の3ケースを実施し、CASE B, Cでは曲率半径川幅比 r/B を2通りに変化させた。実験条件を表-1に示す。

実験装置は、河道部・堤防部・越流堤部・遊水地部から構成され(図-1)、いずれのCASEも越流堤から越水しない程度の基底流量を通水させた後に図-2に示す流入流量ハイドログラフ $Q_0(t)$ を河道部に流入させた。

測定項目は、河道部水位 $H(t)$ と越流流量 $Q_c(t)$ で、 $H(t)$ は図-1中に●で示した河道部上流端から0.6m、2.47mの地点において容量式波高計を用いて計測した。 $Q_c(t)$ は、図-1中に○で示した遊水地の水位変化を読み取り求めた。また、各CASEの越流堤近傍の流況をPTV解析より調べた。

“河道・遊水地解析モデル¹⁾”は、平面2次元不定流モデルであるPSA-FUF-2DF model²⁾を基本とし、次のように横越流の取り扱いと河道下流端境界条件を組み込んだものである。横越流の取り扱いについては、PSA-FUF-2DF model²⁾を用いて河道と遊水地の流れを包括解析する方法(DYN解析)、遊水地へ流入した流量より、遊水地のH-V関係を用いて算出した水位 $H_i(t)$ を越流堤裏法尻に境界条件としてフィードバックする方法(H-V解析)、河道下流端境界条件については、河道部下流端で実測された水位ハイドログラフ $H(t)$ (境界条件)、刃形堰の地点で刃形堰の公式よりH-Q関係を与える条件(境界条件)とした。なお、「境界条件」で用いる刃形堰の公式の流量係数は別途実験を行い定めた。

3. 実験結果と解析結果の検討

図-3~6は、それぞれ各CASEの越流堤上下流の水位 $H(t)$ 、越流流量 $Q_c(t)$ の実験結果と境界条件、を用いた解析結果を比較したものである。図中で●は実験値、青線は境界条件、赤線はを用いた解析結果をそれぞれ示している。なお、「DYN解析」と「H-V解析」の結果には同図に表れるような差異は認められなかったので、図中には「H-V解析」の結果のみを示している。図-7は各CASEの実験と境界条件を用いた解析の越流堤近傍の流況を示したものである。図中の赤色のベクトルは表面流速 U_s を、黄色の実線の内側は死水域を示している。表-2は実験結果と境界条件、を用いた解析結果のピーク水位、ピーク流量の誤差を示したものである。以上より、次のことが確認できる。

()実験結果については、CASE Aに比べて越流堤上下流の $H(t)$ のピーク水位はCASE Bでは低く、CASE Cでは高く、CASE B, Cともに r/B が小さいほど低くなっていることが図-3~4より確認できる。また、 $Q_c(t)$ のピーク流量はCASE Bでは大きく、CASE Cでは小さく、CASE B, Cともに r/B が小さいほど大きくなっていることが図-5~6から確認できる。さらに越流堤近傍の流況について、CASE Aに比べて死水域はCASE Bでは小さく、CASE Cでは大き

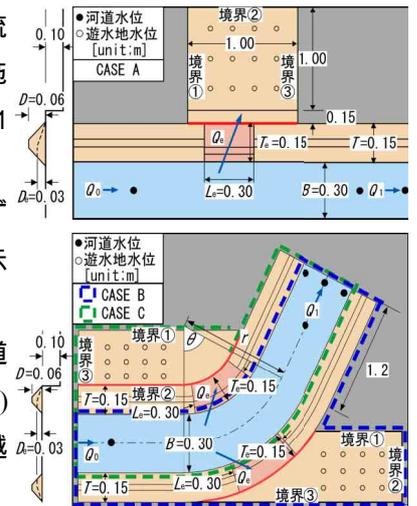


図-1 実験装置と重要な諸量

表-1 実験条件

CASE	河道線形 (越流堤位置)	曲率半径 r (m)	河道幅 B (m)	曲率半径 川幅比 r/B
A	直線河道	-	0.3	-
B-1	湾曲河道 (外岸側)	2.1	0.3	7
B-2	湾曲河道 (外岸側)	3.3	0.3	11
C-1	湾曲河道 (内岸側)	2.1	0.3	7
C-2	湾曲河道 (内岸側)	3.3	0.3	11

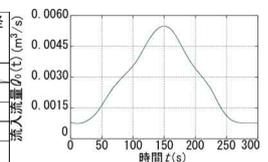


図-2 流入流量ハイドログラフ $Q_0(t)$

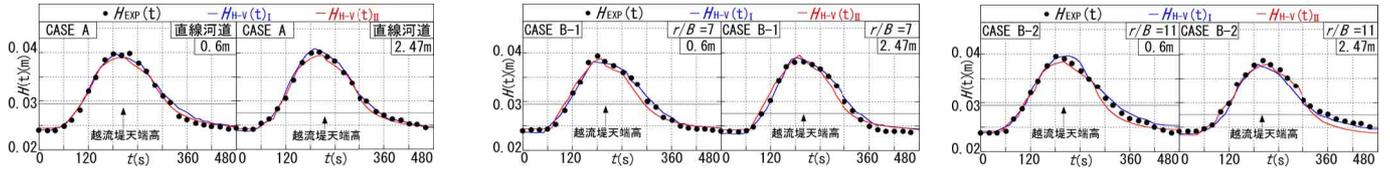


図-3 水位ハイドログラフ $H(t)$ (左:CASE A, 中央:CASE B-1, 右:CASE B-2)

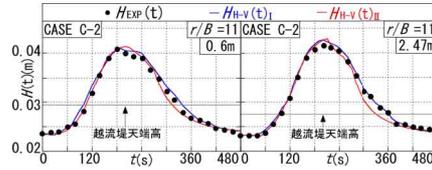
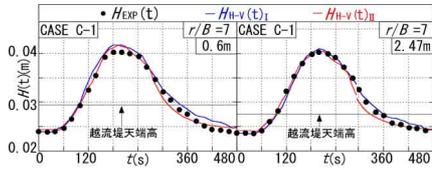


図-4 水位ハイドログラフ $H(t)$ (左:CASE C-1, 右:CASE C-2)

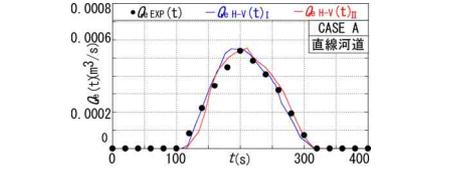


図-5 越流流量ハイドログラフ $Q_e(t)$ (CASE A)

く、流出水の越流堤下流側への偏流はCASE Bでは弱く、CASE Cでは強くなっていることが図-7より確認できる。CASE Aに比べてCASE Bで $Q_e(t)$ が大きく、越流堤上下流のピーク水位が低くなるのは、死水域と流出水の偏流の特性に加え、主流が湾曲部で外岸側を向いており、遊水地に流れ込みやすいためである。また r/B が小さいCASE B-1の方が $Q_e(t)$ が大きくなるのは、越流堤近傍の流れが越流堤の下流側断面へ衝突することによって生じる河道水位の上昇が小さくなっているためである。一方、CASE Aに比べてCASE Cで $Q_e(t)$ が小さく、越流堤上下流のピーク水位が高くなるのは、死水域と流出水の偏流の特性、主流が湾曲部で外岸側を向くことに加え、流れの越流堤の下流側断面への衝突によって生じた越流堤下流側での河道水位の上昇により、遊水地に流れ込みにくくなるためである。また r/B が小さいCASE C-1の方が $Q_e(t)$ が大きくなるのは、越流堤下流側での河道水位の上昇範囲はCASE C-2に比べて大きい。CASE C-1の流速ベクトルの方が全体的に越流堤を向いているためである。

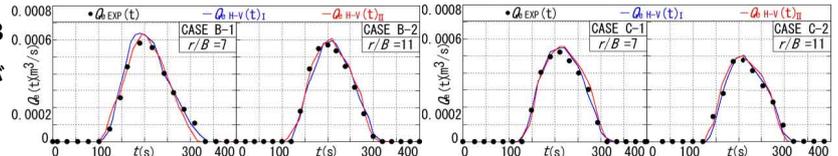


図-6 越流流量ハイドログラフ $Q_e(t)$ (左:CASE B, 右:CASE C)

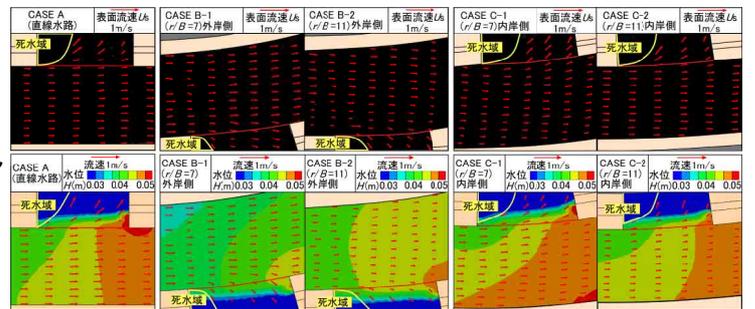


図-7 越流堤近傍の流況図(上:実験結果, 下:解析結果)

表-2 実験結果と解析結果の誤差

CASE	再現解析 (境界条件 I)		予測解析 (境界条件 II)	
	$H_{MAX}(t)$	$Q_e MAX(t)$	$H_{MAX}(t)$	$Q_e MAX(t)$
A	1.9%	2.2%	1.9%	2.8%
B	3.1%	5.7%	3.6%	7.2%
C	3.1%	5.4%	3.4%	6.5%

以上より、越流堤を外岸側に設けた場合は、 r/B が小さい方がより大きな洪水調節効果が期待でき、内岸側に設けた場合は、 r/B の違いによる局所的な流況の影響を受け、 $Q_e(t)$ の大小は複雑に変化すると考えられる。

()解析結果については、表-2に示すように、境界条件、ともにピーク水位、ピーク流量の実験結果との誤差は極めて小さく、境界条件に関わらず実験結果を良好に再現、予測していることが確認できる。また、図-7より流速ベクトルの方向、死水域の大きさに若干の違いは認められるものの、越流堤付近の流況を良好に再現していることが確認できる。いずれの境界条件についても、 $H(t)$ 、 $Q_e(t)$ の誤差は直線河道よりも湾曲河道で大きく、外岸側でより大きく、 r/B の値が小さいほど大きくなる傾向がある。これは、“河道・遊水地解析モデル¹⁾”がもとより二次流を再現できる能力を備えていないためである。また、表-2に示すように境界条件よりもを用いた解析結果の方が実験結果との誤差が若干大きい。これは、境界条件では、刃形堰の公式を用いて定常流のH-Q関係を与えているためである。

4. まとめ

“河道・遊水地解析モデル¹⁾”は、河道湾曲部の内岸あるいは外岸側に設けられた r/B の越流堤上下流の $H(t)$ と越流堤から流出する $Q_e(t)$ を適正に評価できることを明らかにした。

参考文献: 1) 秋山ら: 数値解析を用いた湾曲部に設けられた遊水地の洪水調節効果の検討, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.71, 2015(掲載予定). 2) 秋山ら: 破堤氾濫流に対する水防林の減災効果の検討, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.68, No.4, I_1027-I_1032, 2012.