

破堤による氾濫水の挙動に関する基礎的実験

和歌山県 正会員 〇戎 忠則 広島大学 正会員 内田龍彦
 広島大学 フェロー会員 河原能久 広島大学大学院 学生会員 伊藤 康

1. 序論

近年、集中豪雨や台風により河川の洪水氾濫が多発している。洪水氾濫による被害軽減対策は大きく堤防やダムなどの施設設備によるハード対策と、ハザードマップや洪水時の避難経路計画などのソフト対策に分けられる。堤防などの施設設備計画や氾濫ハザードマップ作成には、信頼性の高い氾濫解析モデルが必要である。信頼性の高いモデルの構築のためには、氾濫流の挙動特性を十分理解し、適切にモデル化する事が必要不可欠である。氾濫流はその性質上、実績データが乏しいため、実験によりその挙動を理解することが重要である。本研究では、破堤部の氾濫水の挙動に関する詳細な実験データを得るとともに、氾濫水の挙動特性を明らかにすることを目的とする。

2. 実験概要

図-1に実験水路を示す。水路勾配は 1/620、マンニングの粗度係数 n は 0.01 である。下流端の堰を調節することで下流端水深を調節する。家屋模型は区画 A(上流区画、破堤部から 1.1m)、B(下流区画、破堤部から 4.1m)に配置する。家屋の配置方法は整列配置と千鳥配置の2種類とした。破堤部のゲートを瞬間的に開放することにより、2次元ダムブレイクによる非定常流を発生させ、水位をサーボ式波高計によって連続的に測定する。測定時間は 70 秒、測定間隔は 0.1 秒である。本実験では、測定を開始してから 10 秒後にゲートを開放しているが、ゲートを開けるタイミングは各計測ケースでずれが生じる。そのため実験の時間軸は各計測においてばらつくが、ゲート開放による負の段波の R 点への伝達時間は一定であり、ゲート開放時間の誤差の平均はゼロとし、R 点に固定した波高計を用いてゲート開放時が 0sec になるよう調整する。

表-1に実験条件を示す。また、水位と破堤流量の関係を明らかにするため、ゲートを常時開放した定常実験を行っている。

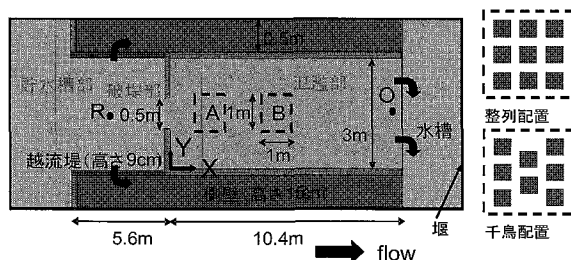


図-1 実験水路平面図

表-1 実験条件

	貯水槽への 流入量 (l/s)	ゲート開放前の O点の水深 (cm)	家屋模型配置	氾濫水
case1	10	0	なし	定常流
case2	20	0		
case3		0.7		
case4-1	40	2.1	整列配置(A区画)	非定常流
case4-2			千鳥配置(A区画)	
case4-3			整列配置(B区画)	
caseA	40	2.1	なし	非定常流
caseB		4.2		
caseC-1		2.1	整列配置(A区画)	
caseC-2			千鳥配置(A区画)	
caseC-3			整列配置(B区画)	

3. 実験結果および考察

図-2に caseA の破堤後各時間における水位コンターを示す。破堤部近傍では、氾濫水は放射状に広がるが、下流では側壁からの反射の影響を受けて一次元的な流れとなっている。図-3に caseC-1 の破堤後各時間における水位コンターを示す。家屋模型を配置すると模型なしに比べ流況に大きな違いが生じるが、模型配置区間の詳細部を除いては、氾濫水の挙動を面的に捉えることができている。家屋模型を配置した場合としない場合において、面的に数値計算との比較を行うことができる詳細な水位データが得られたといえる。図-4に水位の時間的変動を示す。caseA、B(測定点 X=600cm, Y=150cm)を比べると、フロント通過後、caseB は水位が大きく変動し、初期の氾濫部における水位よりも低下している。また、caseA は、フロントが伝わって約 30sec 後には定常状態に落ち着き始めるが、caseB は、30sec を過ぎても落ち着かず、水位の変動を繰り返している。初期水深を深くしたことによって、フロント通過後に周期的な水位変動が生じることが分かった。

表-2に各 case におけるフロントの平均速度の実験値と理論値を示す。理論値の算出には、図-5のような段波波面を考え、段波の理論式(1)と連続式(2)を用いる。なお、流量は定常実験結果を用いて算出している。

caseA に比べ、氾濫部の初期水深が大きい caseB の方が、フロントの平均速度は大きくなることが分かった。そして、理論値と比較すると caseA, B ともほぼ一致した。家屋模型を配置すると、フロントの平均速度の若干の減少がみられる。これは家屋模型によって下流方向の流れがさえぎられ、模型を避ける流れが発生したためだと考えられる。しかし本実験では、家屋模型を配置したことによるフロント平均速度の大きな変化はみられなかった。これは、実験水路の長さに比べ家屋模型を配置した区間が短く、また、家屋模型の数も少なかったためだと考えられる。

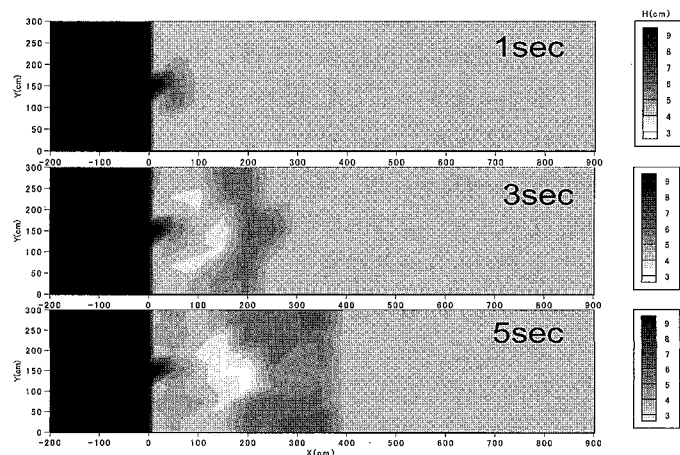


図-2 水位コンター(caseA)

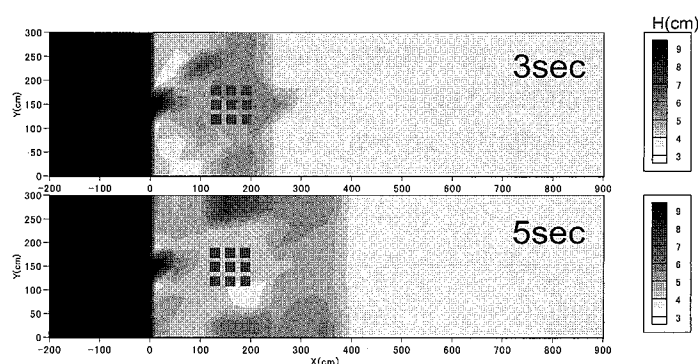


図-3 水位コンター(caseC-1)

4. 数値計算との比較

図-6 にcase4-1 のY=150cmにおける水位の縦断分布の実験結果と二次元解析結果の比較を示す。解析モデルには、内田ら¹⁾によって提案された保存型CIPによる二次元浅水流モデルを用いている。模型前面の水位がせき上げられる箇所や、模型の配置区間などで若干の誤差が生じているが、水面形に大きな違いはみられず、よく一致しているといえる。他のcaseにおいても同様の結果が得られた。

5. 結論

破堤氾濫水の挙動を検討できる大型水理実験水路を製作し、氾濫部に家屋模型がない場合とある場合について、氾濫水の挙動を面的に捉えることができる詳細な水位の時系列データを得た。氾濫部の初期水深を2.1cm から4.2cm に2倍にすると、氾濫水のフロントの平均速度が約0.1m/s増加し、フロント通過後に周期的な水位変動が生じることが分かった。また、定常流における流況を、模型周りの氾濫水への影響が極端に現れている部分を除いて、本研究で用いた解析モデルでほぼ再現できることが分かった。

参考文献 1) 内田龍彦, 河原能久: 二次元浅水流の保存形 CIP 陽解法の開発とその検証, 応用力学論文集 Vol.9, pp.917-924, 2006.

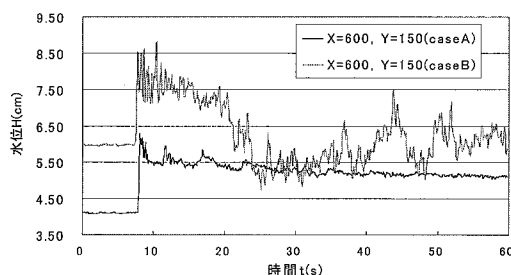


図-4 水位の時間的変動

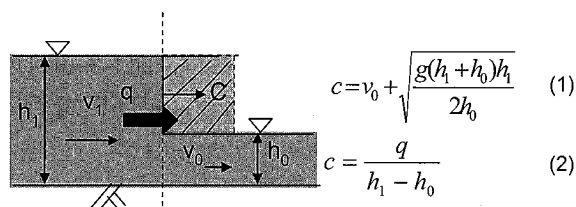


図-5 理論値の算出

表-2 フロントの平均速度の比較

	フロントの平均速度(m/s)	
	実験値	理論値
caseA	0.736	0.703
caseB	0.838	0.797
caseC-1	0.665	—
caseC-2	0.659	—
caseC-3	0.706	—

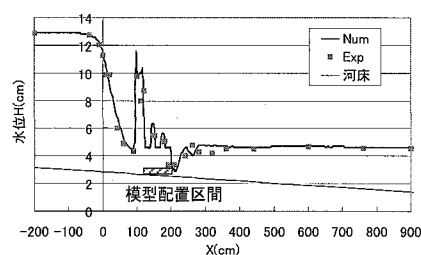


図-6 水位の縦断分布