

破堤氾濫流の高精度二次元解析と流体力の推定

(株)建設技術研究所 正会員 ○伊藤 康 中央大学研究開発機構 正会員 内田龍彦
広島大学大学院 フェロー会員 河原能久 広島大学 学生会員 家藤憲司

1. 背景と目的

近年, 多発する氾濫災害への対策の一つとして, 氾濫解析を用いた洪水ハザードマップの作成が進められている. 市街地氾濫流を解析する際, 氾濫流に支配的な影響を与える建物群分布や道路網のモデル化が重要となる. 末次ら¹⁾は家屋の抗力を抗力係数で表現し, 水理実験により抗力係数の特徴を調べ, 家屋の抗力係数と面積占有率を用いた等価粗度係数による家屋群の抵抗評価法を提案している. この手法は実用的な方法として, 実務の氾濫流解析によく用いられている. 福岡ら²⁾は家屋群に作用する流体力を直接計測し, 水深を用いた流体力評価法を構築している. この流体力評価法は家屋の被災評価にも用いられている. しかし現状では, 数値解析モデルの妥当性を検証するための大型水理模型実験を用いた基礎的な非定常実験は少ない. 本研究では, 破堤氾濫流に関する大型水理実験を行い, 非定常氾濫流の詳細な水位データと建物模型群に作用する流体力データを得るとともに, 提案する二次元氾濫流解析モデルの破堤氾濫流と建物に作用する流体力の解析の適用性を検討する. さらに実用的に広域な対象場において, 個別の建物を入力する事が困難である事を考慮し, 建物を群として評価する場合の適用性を検討する.

2. 破堤氾濫流大型実験

2.1 実験水路と実験条件

本実験では破堤氾濫流に関する基礎的検討を行うため, 河道の主流方向の運動量がない条件とし, 破堤前に内水や堤防からの越水によって既に氾濫域に浸水している状況を想定し, 実験氾濫部には予め初期水深を与えている. 図-1に示すように, 実験水路は貯水槽部と氾濫部より構成され, 水路勾配は 1/658 である. 座標軸は破堤断面の右岸際を原点とし, 流下方向を x , 左岸方向を y と定義する. 河床高は $x=10.4\text{m}$ において $z=0.014\text{m}$ としている. マニングの粗度係数は $n=0.009$ である. 破堤部中央に幅 0.5m のアクリル製ゲートを設置している. また, 貯水槽両側に高さ 0.091m の越流堤を設け, 貯水槽内の水位がゲート開放時に大きく変化しないようにしている. 実験条件を表-1に示す. 用いる建物模型の大きさは 0.20m (横断) $\times$ 0.21m (縦断) であり, 非没水型である. また, 図-2に示す Type A, B の建物模型群を構成させ, 図-1に示す実験水路氾濫部内の同じ模様部分に配置する. 流れの状況に対応して, 上流部, 下流部をそれぞれ射流部, 常流部と呼ぶこととする.

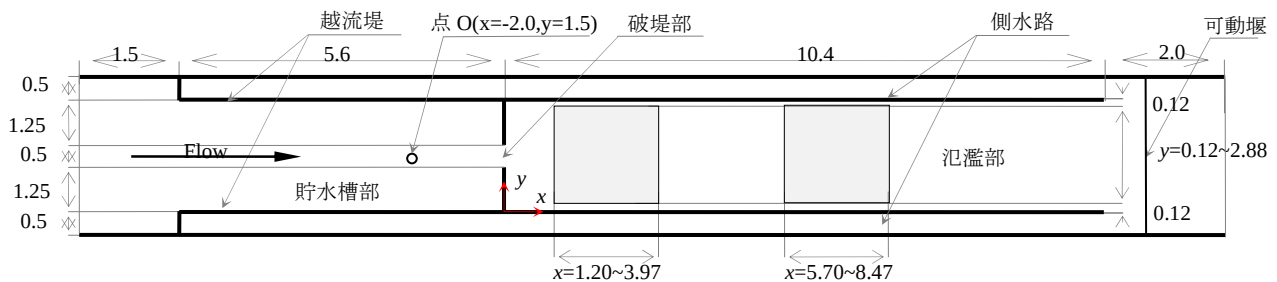


図-1 実験水路 (Unit:m)

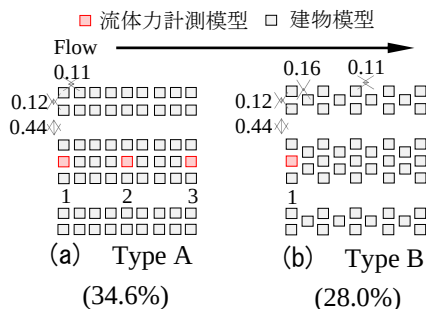


図-2 建物模型群と
その建物占有率 (Unit:m)

表-1 実験条件

	建物模型群 配置部	建物模型 分布	計測項目	流量 (ℓ/s)	初期水位 (cm)	
					貯水槽部	氾濫部
Case 1	射	Type A	水位	40 ^{*1}	14.0	4.0
Case 2	常		流体力			
Case 3	射	Type B	流体力			
Case 4	射	単体				

*1)流量 40 ℓ/s では両側水路へ水が越流し氾濫部への流量は 40 ℓ/s ではない.

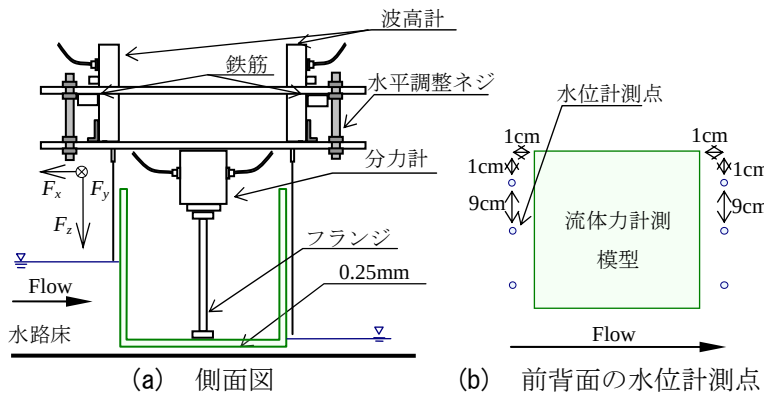


図-3 流体力計測方法

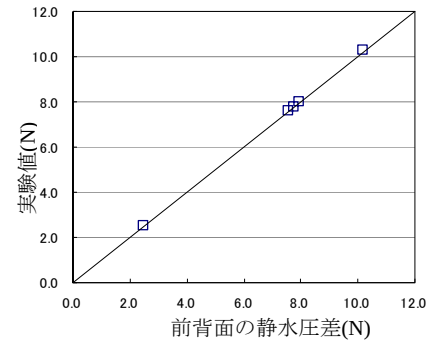
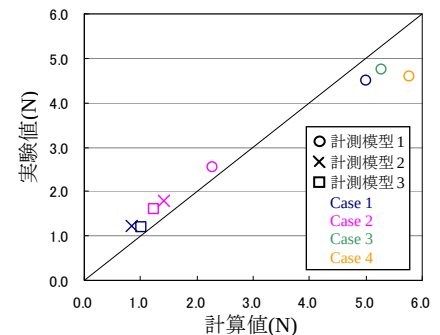


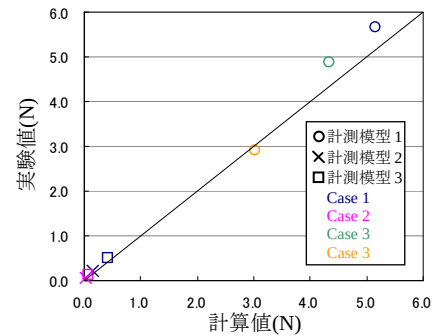
図-4 定常状態における計測精度

2.2 計測方法と流体力の計測精度

破堤部のゲートを瞬間的に開放することにより、ダムブレイク流れを発生させ、各点、各建物模型において水位と流体力を、それぞれサーボ式波高計、分力計によって連続的に計測する。計測時間は70秒（計測開始10秒後にゲート開放）、計測間隔は0.1秒である。計測器台数の制約により、計測器を移動させ同様の実験を複数回繰り返す。また実験結果の信頼性を高めるために、同一計測点において、計測を三回繰り返し、そのアンサンブル平均をその点における実験データとしている。本実験の流体力計測方法は、図-3に示すように水路上方から吊りし、任意点での各流体力ベクトル(F_x , F_y , F_z)を計測可能とする。本計測法では流体力計測模型底部と水路床との隙間内の水と建物模型前面の水との間で生じる圧力差を無視するために、水平調整ネジを用いて、流体力計測模型底部が水平かつその隙間が約0.25mmになるように設置する。また、流体力計測模型前背面計六点の水位も流体力と同時に計測する。各実験前に、上述した圧力差が生じず、主流方向成分の流体力 F_x が静水圧分布を計測できているかを、定常状態において計測した流体力と建物模型前背面の静水圧差を比較し確認している。その計測結果を図-4に示す。計測誤差は1%で未満であり、本方法で流体力を正確に測定できることがわかる。



(a) フロント衝突時



(b) 準定常流状態

図-5 静水圧モデルの再現

2.3 非定常流における流体力の静水圧モデルの検討

図-5にフロント衝突時の流体力の瞬間値と破堤流出量が落ち着く破堤後約40秒以降（準定常状態）の流体力の平均値について、直接計測した実験値と前背面の水位から静水圧モデルに計算値の比較を示す。ここでCase 2の建物模型群前面での値は、計測時間内に準定常状態にならないため除外する。

静水圧モデルは瞬間値、準定常状態における平均値共に、作用する流体力が大きくなると同程度の誤差を生じているが、計測した流体力を概ね再現できると言える。

3. 二次元氾濫流解析モデルと計算方法

3.1 基礎方程式と本解析法の概説

本研究では、近年提案された保存型CIP法を応用した著者らの二次元浅水流解析モデルを用いる。モデルの詳細は既に報告しているので³⁾、ここでは本モデルの特徴を以下に留める。

本研究の基礎方程式は、市街地における建物群などによる氾濫流の排除体積を考慮できる流体占有率を取り入れた以下の二次元浅水流方程式(1),(2)である。ここに、添え字 i, j は総和規約に従い、1,2はそれぞれ x, y 方向を表す。また、 h は水深、 u_i は i 方向流速、 $\zeta = z + h$ (z :鉛直方向)であり、 λ は計算格子の流体占有率(空隙率)である。 τ_{0i} は底面せん断応力であり、マンニングの粗度係数 n を用いて与える。 τ_{ij} は水平せん断応力であり、渦粘性モデルの1方程式モデルを用いる。 f_i は底面せん断応力以外に流体に作用する外力である。

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{\lambda} \frac{\partial \lambda u_j h}{\partial x_j} = 0 \\ \frac{1}{\lambda h} \left(\lambda \frac{\partial u_i h}{\partial t} + \frac{\partial \lambda u_i u_j h}{\partial x_j} \right) = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x_i} - \frac{\tau_{0i}}{h} + \frac{1}{\lambda h} \frac{\partial \lambda h \tau_{ij}}{\partial x_j} - \frac{f_i}{\rho} \end{cases} \quad \dots(1)$$

...

...

...

$$q = C_1 \sqrt{g} (h - W)^{\frac{3}{2}}$$

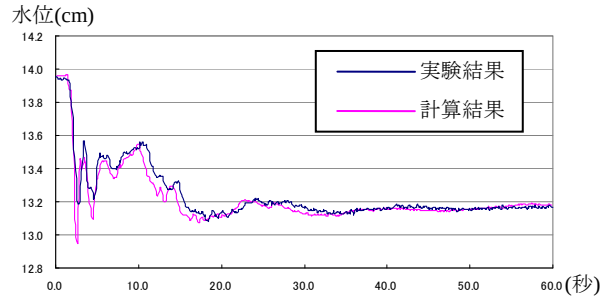


図-6 点 O の時系列水位

3.2 計算条件と境界条件

計算で用いるメッシュ間隔は $dx=dy=0.05\text{m}$ であり、時間刻みは $dt=10^{-3}$ 秒とする。境界条件として下流端では氾濫部の初期水位を与えている。上流池 ($x=-5.6 \sim -7.1\text{m}$) では壁面から反射波の高周波成分を抑えるため、拡散係数を大きく設定している。また、上流池上流端 ($x=-7.1\text{m}$) において流入流量 (40.0l/s) を与え、貯水槽部両側面 ($x=-5.6 \sim 0.0\text{m}$) の境界では式(3)から算出される水量を越流させている。ただし、 q : 単位幅越流量、 C_1 : 係数、 h : 越流堤における水深、 W : 越流堤高さ、 g : 重力加速度である。 C_1 と W は貯水槽部においてゲート開放前の初期水深とゲート開放後に定常となる水深の実験値と合うように、 $C_1=0.561$ 、 $W=0.0903\text{m}$ を与えている。

図-6 に非定常実験全 Case における貯水槽部内の点 O の水位の時間変化について、計算結果と実験結果を示す。計算結果は、破堤後の実験の水位変動を良好に再現しており、式(3)の妥当性が確認され、本研究では氾濫部の計算の境界条件となる貯水槽部水位の波形は本手法により適切に与えられているとみなす。

3.3 建物群の評価法

個々の建物模型は該当するメッシュで流体占有率を与える事により表現しているが、市街地の氾濫解析では、個別の建物群を評価するための計算データの整備は多大な労力を要する。そこで、実用性を考慮し、以下の二種類の方法を検討する。①建物模型の配置を考慮せず建物模型群の平均的な建物占有率と抗力係数 C_D を与える方法（以下、抗力係数モデル）と、②抗力係数を扱わず、建物模型群の平均的な建物占有率を補正する方法（以下、建物占有率補正法）である。抗力係数モデルは、建物模型群 Type A は Type B に比べ、流下方向に対する氾濫流への抵抗面積は小さいが、建物占有率が大きく、そのため抵抗力は大きく計算される。提案する建物占有率補正法は、流下方向に対する氾濫流の遮断率を考慮し、各計算格子に与える流体占有率に分布を与える。つまり本解析モデルでは、一つの計算格子は格子点値、 xy 軸平均値、面平均値の四つの情報を持つ事から、面平均値には本来の建物占有率を与え、主流方法に対して垂直な y 軸平均値には遮断率を与えるという手法である。ここで遮断率は建物模型が主流に対して遮断する幅を建物模型群長さ (=2.76m) で除する事により求め、Type A、Type B の遮断率はそれぞれ 0.507、0.652 となる。また抗力係数モデルの C_D は建物模型配置や水理条件によって様々な値になる事が知られているが、ここでは末次らの抗力係数値 ($C_D=3.83$) を用いる。

4. 実験結果とその再現計算

図-7 に時系列流体力の実験値と三種類の建物の評価法を用いた計算値を示し、図-8 に Case 1,2 の破堤 10 秒後の縦断面 $y=1.34\text{m}$ における水面形を示す。まず、個別評価による計算結果と実験結果を比較する。衝突時において計算値が大きい値をとるのは、静水圧分布からの偏差量分、前面水深が大きく計算された事が原因である。また下流側の建物模型ほど流体力の波形の再現性は低下している。特に建物模型群背面での破堤後約 8 秒以降では計算値は上昇しており、これは建物模型群を抜ける流れを捉えられていないためである。また、建物模型群 Type B を用いた Case 3 では、Case 1 と同程度の再現性であり、建物模型群の分布の違いによる流体力の変化を計算できている。Case 1 の建物模型群背面を除けば、概ね個別評価によって実験値を再現できていると言える。次に、群評価法を用いた二種類の計算結果を考察する。抗力係数モデルは流体占有率が変化する建物模型群前面では流体力は大きく評価されており、建物模型群内及び背面では図-8 に示すように水面形が滑らである事から、前背面の水深差は僅かとなり流体力の変動は捉えられず、また衝突時の値も小さい。建物占有率補正法による計算は、抗力係数モデルに比べて再現性は良好である。また、フロント速度においても、抗力係数モデルよりも個別評価をより再現していると言える。

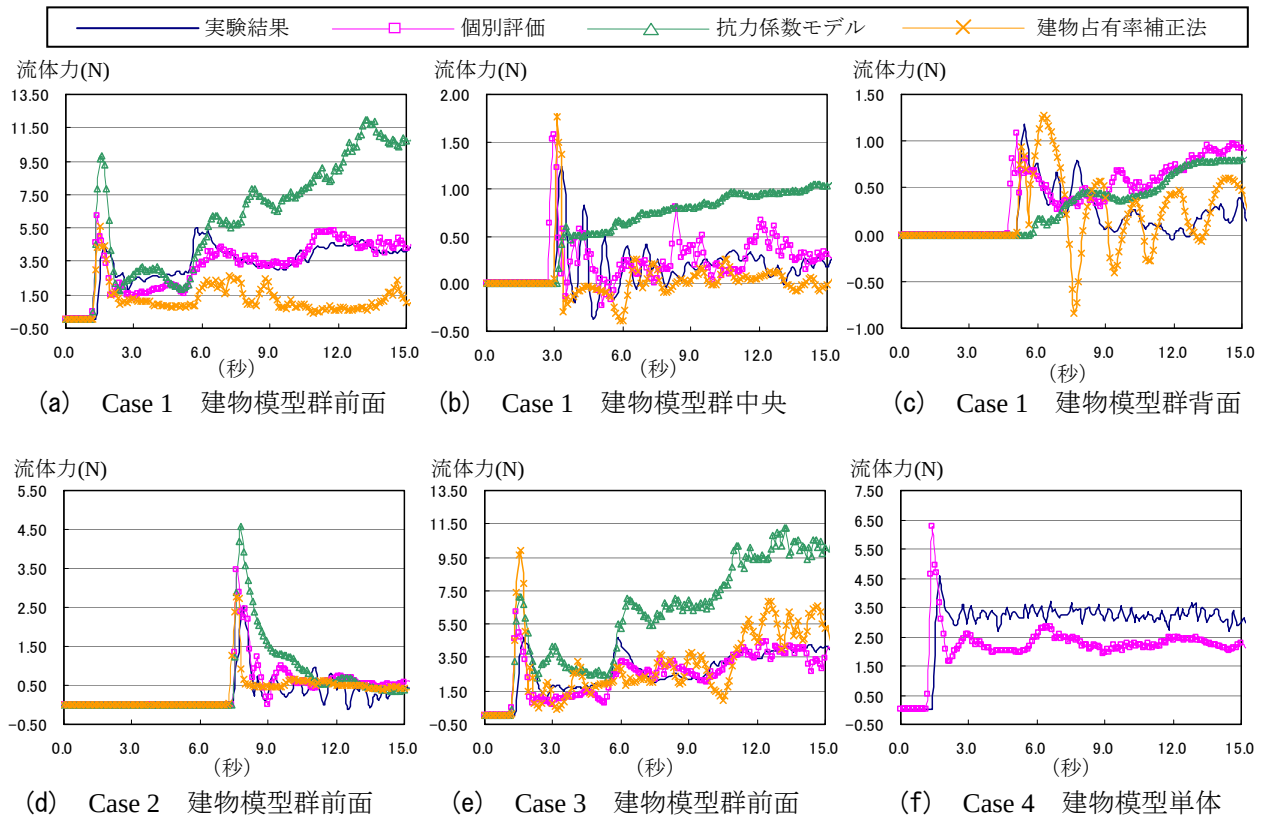


図-7 建物群の取扱い方法による時系列流体力の比較

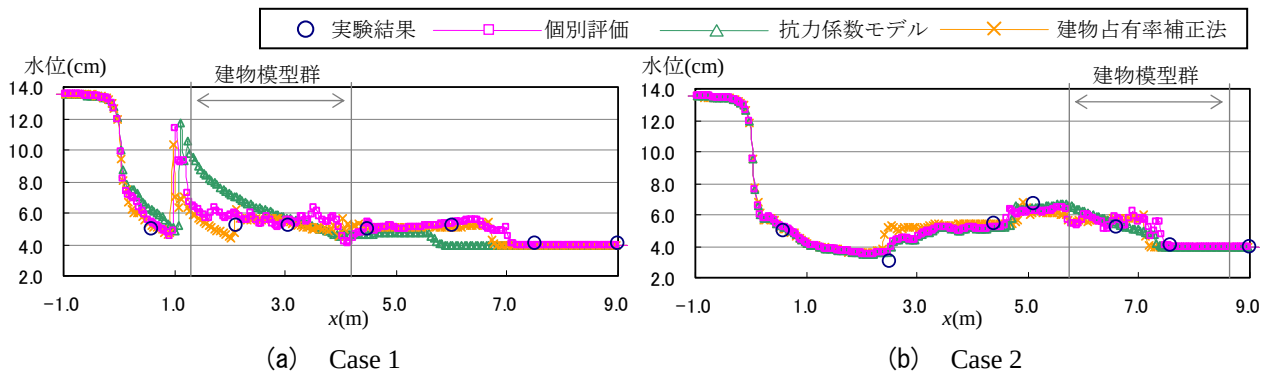


図-8 破堤 10 秒後の縦断面 $y=1.34$ m における水面形

5. 結論

- 1) 分力計を取り付けた流体力計測模型を上方から吊るす方法により，建物模型に作用する流体力を高精度で計測できる。
- 2) 非定常流においても，静水圧モデルは建物に作用する流体力を概ね再現できる。
- 3) 個別評価法では静水圧モデルによって概ね建物に作用する流体力は再現できるが，抗力係数モデルでは，縦断水面形が滑らかになり，建物群前面のみ再現可能である。また，建物占有率補正法では，建物群内の流体力の変動やフロント速度を概ね再現できるが，建物群背面での水位が大きく振動するという課題を残した。

参考文献

- 1) 末次忠司，栗城稔：改良した氾濫モデルによる氾濫流の再現と防災への応用に関する研究，土木学会論文集，No.593/II-43，pp.41-50，1998。
- 2) 福岡捷二，川島幹雄，横山洋，水口雅教：密集市街地に氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究，土木学会論文集，No.600/II-44，pp.23-26，1998。
- 3) 内田龍彦，河原能久：二次元浅水流の保存型 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。