

1. はじめに; 一次元不定流解析と接続する合流点の取り扱い、従来の二つの水路を直接接続して接合する断面の水位が等しいとする仮定を含んだ方法が、他の適当なものが確立されていない。ことから多く用いられている。しかしこの方法は定常流において実際の水面形状との差異は大きく、精度を要する数値計算には不適である。そこで著者は物理的に意味のある合流点モデルについて差支の概略を前報¹⁾に示した。

本報では、この手法による実験水路を対象とした洪水流数値解析結果と水面形状計測結果の比較を行ない妥当性を確かめること、およびシミュレーション結果から合流点の流況に与える影響を検討するものである。

2. 合流点モデル; 前報に示した基礎式を陽式のスキームに適用する。時刻 $t = 0$ において水深 h_i および Q_i を既知量、 $t = \Delta t$ の H_i および Q_i は未知量であるとする。ここに $i = 0, 1$, および 2 は図-1 に示す合流部模式図における断面番号を表わす。水路は特性曲線法を用い、 $H = H_1 = H_2$ として条件式は下である。

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & a_0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & a_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & a_2 & 0 & 0 \\ 1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 & C \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -e \\ 0 & 0 & 0 & \alpha_0 & \alpha_1 + \alpha_2 & 0 & -1 \\ \beta_0 & \beta_1 & \beta_2 & 0 & 0 & -1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_0 \\ Q_1 \\ Q_2 \\ H_0 \\ H \\ Q_* \\ H_* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \\ d \\ j \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

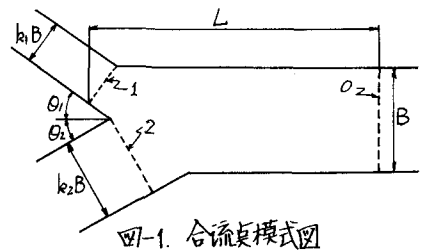


図-1. 合流点模式図

結局、 $H_0 = \frac{R_1 P_2 - R_2 P_1}{O_1 P_2 - O_2 P_1}$, $H = \frac{O_1 R_2 - O_2 R_1}{O_1 P_2 - O_2 P_1}$, $Q_i = b_i - a_i H_i$, ($i = 0, 1, 2$) (2), (3), (4)

ここに、 $O_1 = C \alpha_0 - a_0$, $O_2 = -C \alpha_0 - \beta_0 a_0$, $P_1 = C(\alpha_1 + \alpha_2) + a_1 + a_2$, $P_2 = -C(\alpha_1 + \alpha_2) - a_1 \beta_1 - a_2 \beta_2$,
 $R_1 = d - b_0 + b_1 + b_2$, $R_2 = j - b_0 \beta_0 - b_1 \beta_1 - b_2 \beta_2$,

$$a_i = \frac{-2g_i}{h_i} + k_i B \frac{\Delta x_i}{\Delta t}, \quad b_i = a_i \hat{h}_i + \hat{g}_i - f \left(\hat{h}_i + \frac{B}{2} \right) \Delta t \frac{\hat{g}_i |g_i|}{(k_i B h_i)^2},$$

$$C = B L / \Delta t, \quad d = C h_*, \quad h_* = \sum_i a_i h_i, \quad e = g_*/h_*, \quad g_* = \sum_i \beta_i g_i$$

$$j = \frac{\Delta t}{L} \left\{ \frac{g}{2} B (h^2 - h_0^2) + \sum_i \frac{g_i |g_i|}{k_i B h_i} \cos \theta_i \right\}, \quad \Delta x_i = \left(\frac{g_i}{k_i B h_i} \pm \sqrt{g h_i} \right) \Delta t.$$

上式中、番号は $i = 1, 2$ とし、 $i = 0$ は上流側を用いる。k: 合流点上流側水路と下流側水路の幅の比、 θ : 上流側水路軸と下流側水路軸のなす角、B: 下流側水路の幅、f: 摩擦損失係数、g: 重力加速度、 Δt : さきお時間、および L: 基礎式を導くとき仮定したコントロールボリュームの流束方向の長さ、および $\hat{h}$ は特性曲線出発点における値を表わしている。また $k_0 = 1$, $\theta_0 = \pi$ である。

3. 実験結果との比較; 上の合流点取り扱い手法を実験水路の洪水流に適用して数値計算を行ない、同一条件の実験結果と比較を行なった。対象とする水路は前報に示したものと同一である。パラメータの L は定常状態の結果を参考に $3 \times B$, および最も簡単に $a_i = \beta_i$ とし $\alpha_0 = 1/2$, $\alpha_1 = \alpha_2 = 1/4$ を用いた。

計算結果の一例を図-2 に示す。増水洪水の場合の名断面の水深/B の時間変化で、横軸は流れ方向距離、支川は本川上流端の左側に示しており、時間軸は横軸と同方向である。図は実験的特性をよく表わしている。

実験観測は本川水路中心軸に沿って合流部直上流断面(下断面)を最上流としてさきお距離 $3 \times B$ の4点の同時水面計測を行なった。同一条件における水位の計算値(実線)と実験値(破線)の比較を図-3(a), (b)に例として

示す。(b)は山形洪水の例である。図からわかるように計算値は実測をよく再現しており、本手法は種々の仮定と含みはいるものの妥当なものであると考える。

4. 合流による洪水流の变形; 合流点を通る洪水流の变形を計算結果によって検討する。变形の伝播については、増水洪水の場合初期と最終の定常状態の水位差によって無次元化した水面変化量 Δh_n によって調べることが出来るが、合流点の影響は明瞭ではない。図-4は一例であり、j断面の右の左(右)の曲線は3倍上(F)流断面に相当する。同様に本川と源とする増水洪水における流量増分 ΔQ の時間変化を図-5に示す。図から明らかのように、合流点において流量増分量の伝播は水路の右りに比較して小さくなっている。これは時留効果を表わしており支川水路幅が大きい程顕著である。図-6は山形洪水の各断面のピーク流量 Q_{max} を示している。j以下のケースもj断面の下流で大きく減衰していることがわかる。ピーク水位に関しては特別の影響はみられなかった。

5. おわりに; 本研究の遂行に当り大阪大学、室田明教授には終始暖かい御指導を賜っている。深く感謝致します。実験および解析に豊橋技術科学大学に、神田健一、岡元俊英両君には多くの援助を受けた。記して謝意を表します。なお文部省科学研究自然災害特別研究(代表者: 北大、岸力教授)の一部であることを付記します。

参考文献 1) 多田: 合流部を通る洪水流の解析, 第39回年講, 1982, 10月。

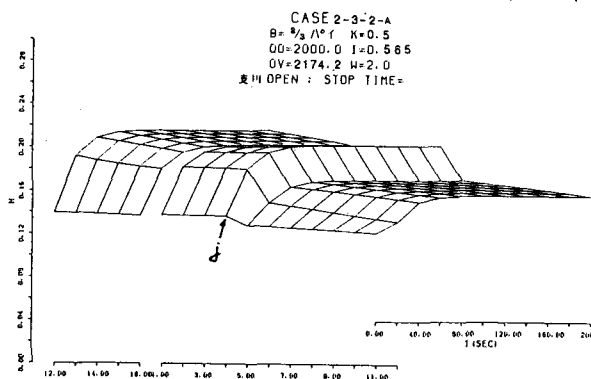


図-2 水面形解析例

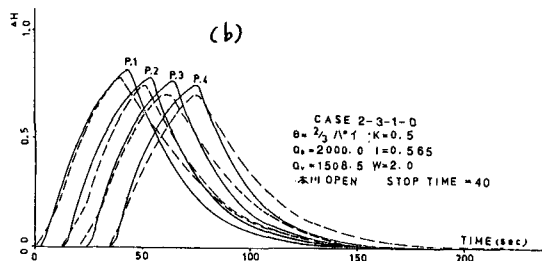
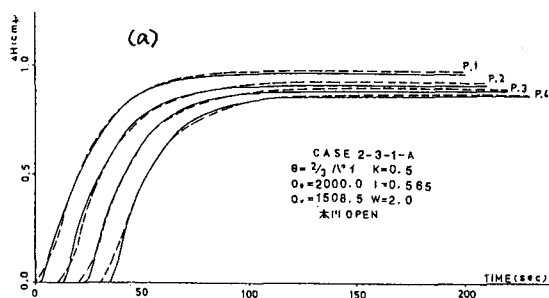


図-3 計算値と実験値の比較

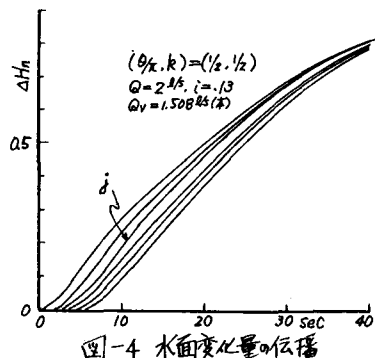


図-4 水面変化量の伝播

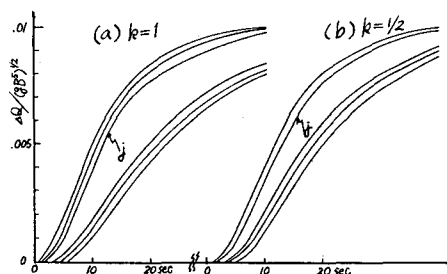


図-5 流量増分の伝播

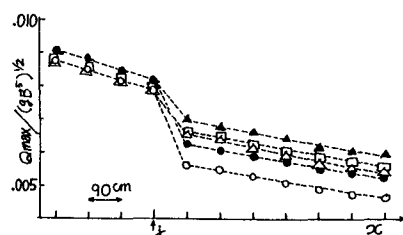


図-6 ピーク流量の減衰