

3. 実験結果とその特性: 増水時の水深は図-2に模式的に示すように、基底流時にける初期と最終時の定常状態(それぞれAおよびBとする。)の間に変化するものである。本実験では、AはQを一定にしているため、 θ 、 β に関係なくWが等しければ等しい。また洪水の始発が同一であればBも等しい。AとBの差は不等流水面形計算から得ることで実験値とほぼ等しい。

実験結果の一例を図-3a,bに示す。aは断面0および3のタイプ、bは断面1および2のタイプである。

図-4に、各測点の水深を h と無次元化しAでの値を0とした水深 h と、時間 t の関係の一例を示す。ここで波形の伝播と変形を知るため h を式で表現し、係数 α 、 β および t_0 は実験値との差を最小にするよう決定した。

$$h = 1 - \exp[-\alpha(t-t_0)^\beta] \quad (1)$$

その結果断面1のものを除き β はほぼ一定の値1.23が得られたが二つの値は本実験装置固有のものであると考えられ一般化のものではない。 t_0 は波形立上がり始めの時刻を、 α は値が小さい程 h は緩やかに上昇するように形状の緩急を表わす。これらの値と、断面3と0のとり差 Δt_0 、および α の比によって以下の特性が得られた。①断面0と0では洪水の始発に関係なくほぼ等しい。②断面1の波形は他に比べ相違が大きくまた二次的な振動がある。これは特に増水中水路幅方向の水面変動によると考えられる。③図-5に示すように $\theta/k=1/2$ と $2/3$ の比較では、Aの β が0.565の場合角度が大きい程 Δt_0 および α は小さくなる。これは洪水の先端の伝播は早いが波形は伝播に伴い緩やかになることを示している。一方 $\beta=0.9$ の場合はこの逆になる。

4. おわりに: 他に興味ある結果が得られたが、波形の変形は非常に複雑である。今後ポイントタイプにかわる手法の検討を行なわねばならないと考える。本研究は文部省科学研究費、自然災害特別研究(代表者:徳大・端野道夫助教授)の援助を受けた。記に謝意を表す。参考文献①室田・多田: 水路合流部の水面形計算・模倣法に関する研究、水講、1981、2月。

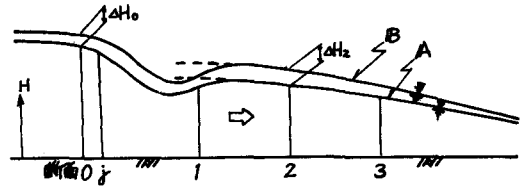


図-2 水深変化模式図

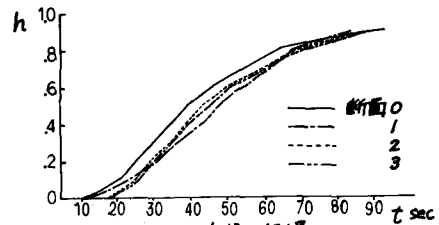
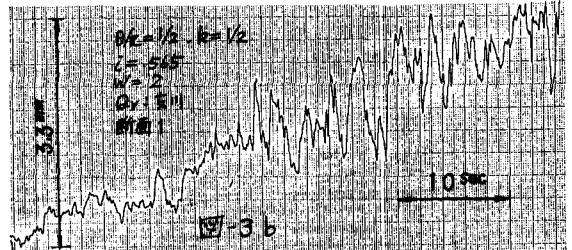
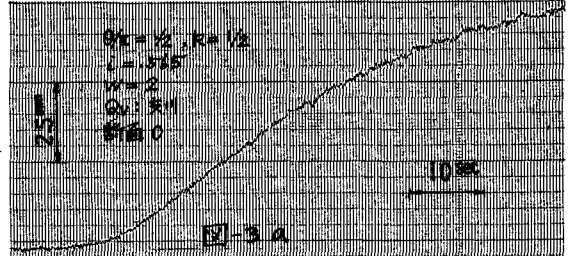


図-4 水位の伝播

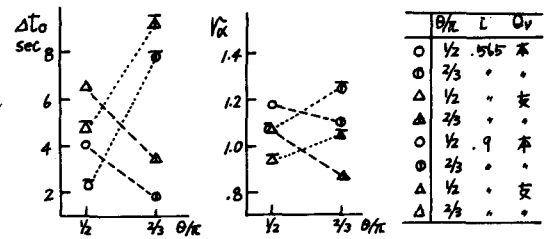


図-5 $\beta=1.23$ 比較 ($k=1/2, W=2$)