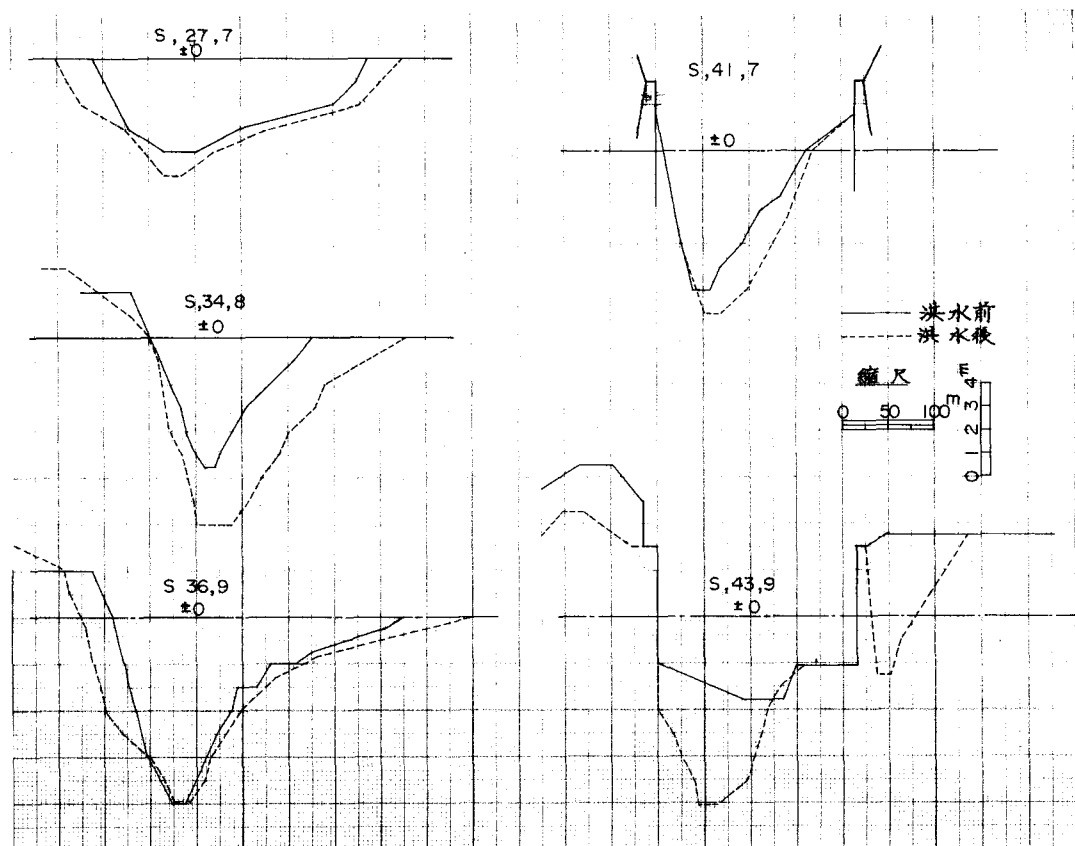


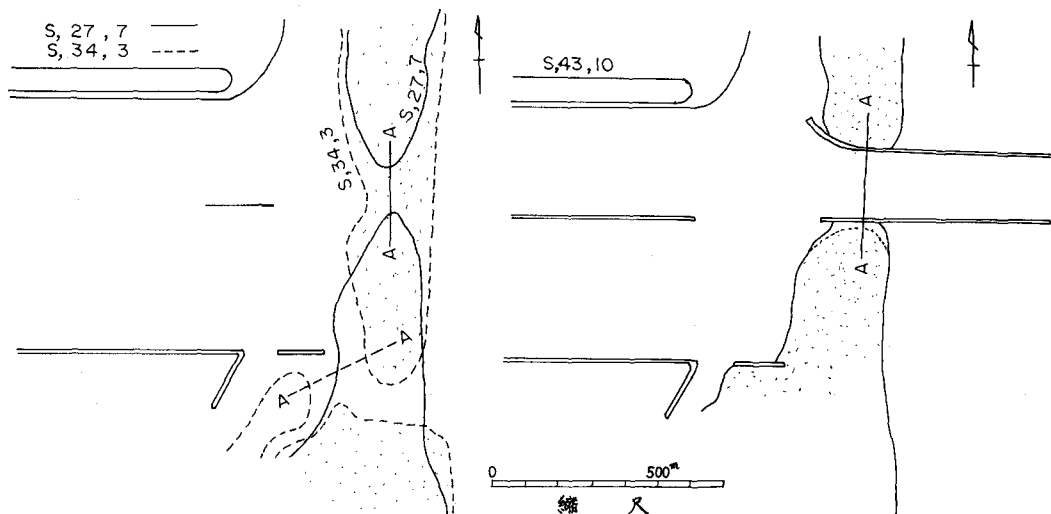
- 建設省宮崎工事事務所 正員 板橋 貢
 建設省建設大学校 正員 塚本義昭
 (株)東京建設コンサルタント 正員 大平純久

大淀川は、河口の砂洲（巾約200m、高さ約5m）により洪水時河道内水位が異状に上昇して、宮崎市内に大きな内水被害を起している。この砂洲は洪水により崩壊し、河口断面が拡大されてその狭搾現象は緩和されることとなるが、近年施工された舟運のための二本の導流堤（長さ約600m、導流堤間隔約180m）により多少その模様は変ってきている。この河口砂洲の崩壊及び洗堀の状況を過去の洪水について、その洪水前後の突測横断面図を基に、洪水流量と河道内水位及び水面勾配との関係から簡単にモデル化して、流水の運動と掃流砂量の関係を求め、河道内水位と河口断面とのメカニズムを検討したものである。

S1. 大淀川河口の平面形と洪水前後の横断面形

大淀川河口部平面の概要を示すと次のとおりであり、河口は左岸寄り或は右岸寄りと年度により大きく変化している。河口導流堤は昭和40年、41年に施工されたものであり、又各洪水毎の横断の変化を示すと次のとおりである。





S.2. 洪水の水位と流量

過去の洪水資料として表2-1に示す11洪水を用いた。この対象洪水の中の昭和43年9月の洪水について、その水位(姥ヶ島)、潮位(油津港)、流量(宮崎市柏田)を示すと図4-1のとおりである。

河口潮位の変動による流入量(柏田)と流出量(河口)には殆んど差異はないものと考えられるが、橋橋(河口より3料800地丈)より下流の河道について貯留量(水平と見做す)曲線を作成し、流水の連続条件に用いた。この関係を昭和36年洪水について示すと表2-2のとおりであり、流入量と流出量の差は殆んど無視出来るものと思われる。

表2-1 対象洪水

洪水年月日	ピーク流量
昭和27年7月9日~10日	1,790 m^3/sec
29年9月7日~9日	3,070
30年9月29日~10月1日	3,900
32年9月6日~8日	3,480
33年6月7日~8日	1,310
34年8月7日~10日	3,080
36年9月14日~18日	3,010
38年8月8日~11日	1,500
41年7月7日~11日	2,260
42年9月11日~12日	610
43年9月24日~26日	4,940

S.3. モデル化による解析

河口の断面は水深と断面積の関係を示した図3-1より、放物線断面として変動するものと仮定した。即ち

$$\left. \begin{aligned} \text{昭和27,29年} \quad A &= a \cdot h^{1.5} = 60 \cdot h^{1.5} \\ \text{昭和30年以降} \quad A &= a \cdot h^{1.5} = 36 \cdot h^{1.5} \end{aligned} \right\} \text{----- (1)}$$

又流水の連続式は次のとおりである

$$\frac{Q_{t+1} + Q_t}{2} - \frac{QM_{t+1} + QM_t}{2} = S_t - S_{t-1} \text{----- (2)}$$

ここに Q ; 流入量(m^3/sec) S ; 貯留量($m^3/\Delta t$)

QM ; 流出量(m^3/sec) $t, t+1$; 時刻を示す

なお流水の運動はフルード数の概数を示した表3-1より考えて常流の取扱いで充分解析出来るものと思われる。

ここで河口部の水の運動はマンニングの法則に従うものと仮定し、各洪水の毎時における x を逆算して、その結果から運動方程式の妥当性を検討した。上記計算に当って河床

表2-2 昭和36年9月洪水の流出量

日時	流入量Q	水位H	潮位HS	貯留量S	流出量QM
15. 8	580	1.28	0.40	629	390
10	620	1.67	0.60	750	499
12	740	1.57	0.30	718	772
14	930	1.30	-0.20	634	1014
16	1140	1.29	-0.45	632	1142
18	1240	1.51	-0.23	700	1172
20	1380	1.95	0.30	838	1242
22	1570	2.31	0.67	955	1453
16. 0	1850	2.36	0.39	971	1834
2	2000	2.30	0.02	950	2021
4	2500	2.30	-0.21	950	2500
6	2750	2.45	0.09	1001	2699
8	3000	2.62	0.51	1058	2943
10	3010	2.67	0.80	1075	2993
12	2760	2.50	0.60	1018	2817
14	2400	2.18	0.09	911	2507

高は洪水前後の河床が断片的に直線变化したものと仮定した。

$$n = \frac{Q}{QM} \left(\frac{HR+HS}{2} - Z \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{HR-HS}{L} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

ここに HR; 河道内水位 (m)
HS; 潮位 (m)
Z; 河床高 (m)
L; 距離 (m)

ここでは $L=400\text{m}$ と仮定し、夫

々の Q の値を代入して n を逆算した結果は図3-2のとありであり、最深部水深を用いたためと、 L を 400m と仮定した(河口の尖端は姥ヶ島より約 1km ある。) ために比較的大きな値の n を示している。しかし結果は割合に纏つてあり、このような仮定で計算が出来るものと考えられる。

運動方程式の粗度係数 n をここでは一定値 0.09 として次の式を使用した。

$$QM = 20.0 \left(\frac{HR+HS}{2} - Z \right)^{\frac{3}{2}} \cdot (HR-HS)^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

次に流砂量を計算する式として 佐藤・吉川・芦田公式の次式を用いて、簡単に単位時間内流砂量一定とし、又上流よりの補給砂量はないものとして、流砂量だけ放物断面を拡大させて河床高を低下させる方法とした。

$$QS = B \cdot \phi \cdot K = \frac{B \cdot \phi \cdot F \cdot (\tau/\rho)^{\frac{3}{2}}}{\left(\frac{\phi}{\phi_0} - 1 \right) \cdot g} \cdot K \quad (5)$$

ここに K ; 係数

$$\left. \begin{aligned} \Delta A &= QS / (1-\lambda) L \\ A_2 &= A_1 + \Delta A \\ h_2 &= (A_2/a)^{\frac{2}{3}} \end{aligned} \right\} \quad (6) \quad \text{ここに } \lambda; \text{河床砂の空隙率}$$

この場合流砂量は L^m 区間 (400m) において流砂するものと仮定し、実測河床に一致させるための係数 K を求む、各洪水毎にその K を試算により求めた。その結果は表3-2のとありである。

S4. 計算の結果

上記S3.で得られた各式により、流量 Q 、潮位 HS 、及び洪水初期の河口河床高 Z を与え、 $K=12.0$ (初期 Z が近似している洪水の K) として昭和43年洪水について計算した結果は図4-1のとあり

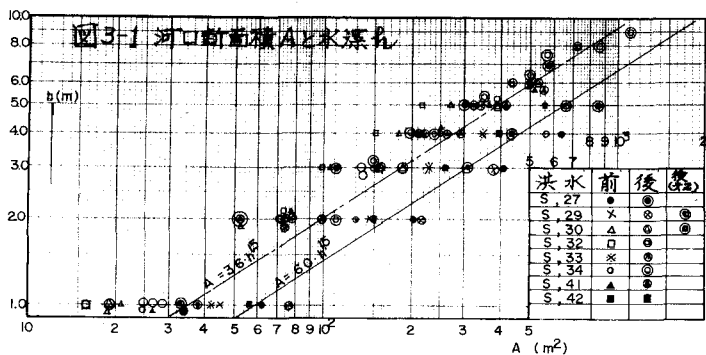


表3-1 昭和36年9月洪水のフルード数

日時	流出量 Q	$\frac{HR+HS}{2}$	河床高 Z	水深 h	フルード数
15. 8	390	0.84	-8.45	9.29	0.049
10	499	1.135	-8.50	9.635	0.059
12	772	0.935	-8.55	9.485	0.088
14	1014	0.55	-8.60	9.15	0.132
16	1142	0.42	-8.65	9.07	0.151
18	1172	0.64	-8.70	9.34	0.146
20	1242	1.125	-8.75	9.875	0.139
22	1453	1.49	-8.80	10.29	0.149
16. 0	1834	1.375	-8.85	10.225	0.191
2	2021	1.16	-8.90	10.06	0.217
4	2500	1.045	-8.95	9.995	0.272
6	2699	1.27	-9.00	10.27	0.278
8	2943	1.565	-9.05	10.615	0.284
10	2993	1.735	-9.10	10.835	0.278
12	2817	1.55	-9.15	10.70	0.268
14	2507	1.135	-9.20	10.335	0.256

図3-2 流量 Q と粗度係数 n

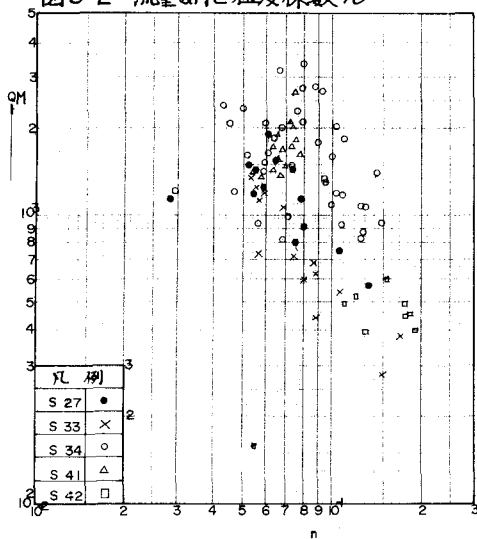
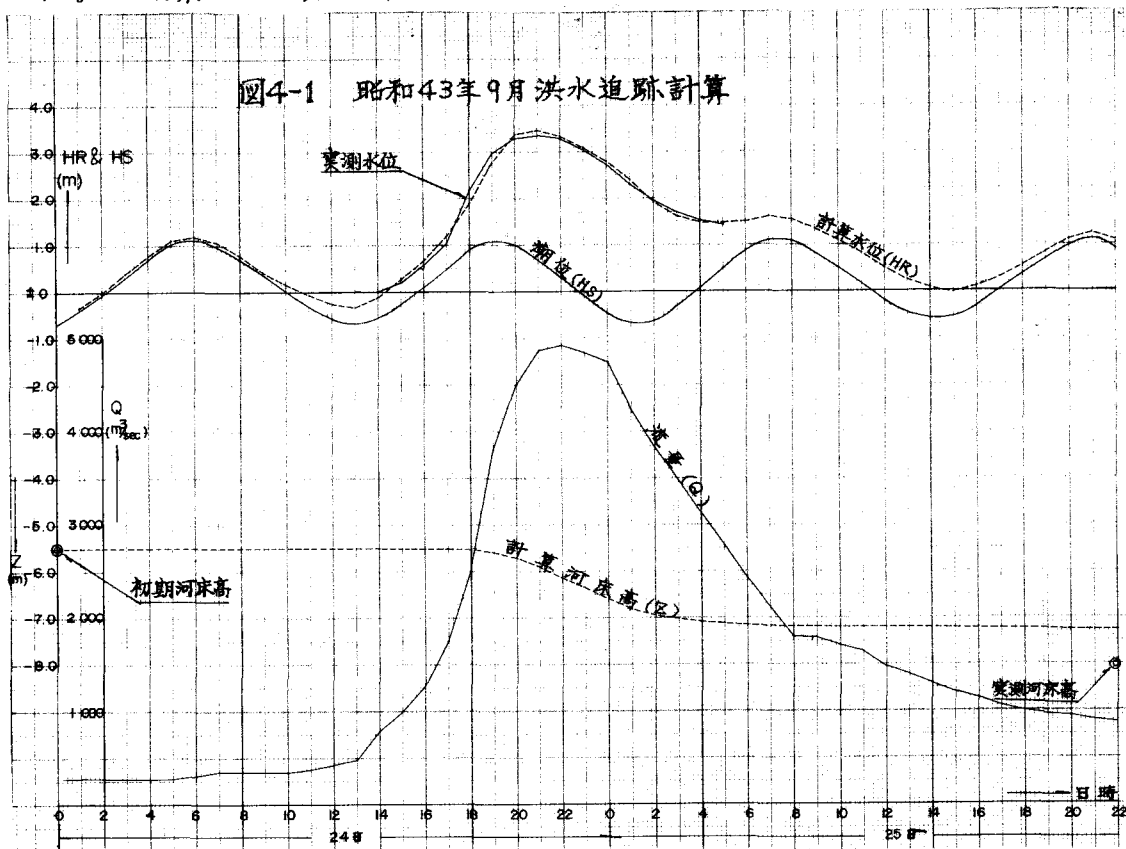


表3-2 洪水別 K 値

洪水別	K
昭和27年7月	13.3
33年6月	11.8
34年8月	12.0
36年9月	6.4
38年8月	12.7
41年7月	3.0
42年9月	3.0

である。この結果は比較的良好な河道内水位と、河床低下の状態を示している。



§5. 考 察

河口部流水の運動は常流の取扱いで充分と思われる。又上記計算結果から、モデル化によりその河口断面と河道内水位の関係の概要は把握出来るものと考えられる。しかしこの場合粗度係数 n の大きさと、流砂量に対する係数 K の取扱いが問題であらう。

将来計画高水流量の場合の河道内水位の上昇について検討を加える心算でいるが、この場合は更に河口州を溢流する、もう一つの流れの検討も必要であると思われる。