

土 木 研 究 所 資 料

第1074号

相似律の観点から見た移動床流れの水理〔Ⅱ〕
—ほぼ均一粒径河床材料を持つ実河川の場合—

昭和 51 年 2 月

建設省土木研究所
鹿島試験場

土木研究所資料第 1 0 5 9 号の正誤表

ページ	正	誤
序 言 下 6 行	まだ資料集	また資料集
P 2 4 下 5	Vanoni	Simon
P 2 9 図 2-21	Laursen 0.11	Laursen 1.1
P 3 8 下 7 行	$L_s = 1100 \sim 1200 m$	$L_s = 1100 \sim 1200$
P 4 3 下 16 行	手取川の Bars ⁷⁵⁾	手取川の Bars ⁸¹⁾
P 4 6 上 13 行	random	randam
P 4 7 下 9 行	P.B.William	P.B.william
P 4 7 下 8 行	random	Randam
P 4 9 式 (3-1)	$A r - 1 / k$	$A r + 1 / K$
P 7 4 下 9 行	$U * e^2 = U_m^2 \cdot C \varphi_s^{-2}$	$U * e^2 = U_*^2 \cdot C \varphi_s^{-2}$
P 7 7 式 (4-2)	$(\varphi / \varphi_o)^2$	(φ / φ_o)
P 8 3 下 10 行	$\zeta 0.054 cm$	$\zeta 0.054 mm$
P110 上 4 行	random	randam

その他図 2-8, 2-9, 2-10, 2-11, 2-12, 2-13 の小規模河床波の領域区分が図 2-5 と多小違っているので訂正願いたい。

前略、土木資料第1059号に引き続き、移動床流いの水理について
実河川の例について検討してみまし。実験室で生じる現象はほぼ
実河川でも生じているようで、移動床模型実験の有効性が増し、
またその限界性も明らかになるように感じています。

実河川の資料の整理結果は印刷費の関係で本書には乗せま
せんでし。けいど、山本が保管してありますので、必要でし。へ御
連絡下さい。

本書に対する疑問点、おら。が。つ。て。る。点。を。御。指。通。下。し。て。い。た。す。で。す。
は。ち。御。手。数。で。し。て。と。納。品。書。を。返。送。し。て。下。さ。い。

建設省土木研究所 鹿島試験所

山本晃一

1976 3月4日

序

言

筆者は土研資料第1059号において、相似律の観点から移動床流れの水理について論じた。そこで使用された資料は、ほとんどが実験室内の資料であり、 $d > 0.02 \text{ cm}$ の場合は、 H/d は2000以下の資料のみであった。ところで実河川においては、 H/d が20000にも達する河川があり、土研資料第1059号の結果は実河川にまでそのまま適用できず、資料の範囲を拡張しなければならないと考えていた。

H/d が10000から20000にも達する実験を行おうとすると $d = 0.02 \text{ mm}$ でも2 mから4 mの水深を持つ水路が必要であり、実験施設が大規模なものとならざるをえず、事実上実験が不可能である。それゆえ、実河川の移動床流れの観測を通して実体を把握するという方法をとらざるを得ない。そこで今まで建設省の各工事事務所で測られている観測資料を再整理することにした。なお本報告で取扱ったのは、ほぼ均一粒径を河床材料に持つ河川のみであり、混合砂の場合は取扱っていない。混合砂の移動床流れ現象は均一砂とかなり異なっており、本報告で述べたことは、河床の粒度分布の分散の大きな河川では適用できない。今の所 d_{84}/d_{16} が5～6以下の場合と考えてほしい。混合の効果について、二、三の検討結果はあるが、より検討をかさねて別の機会に詳しく報告したい。

山 本 晃 一

目 次

序 言	
1 章 土研資料第1059号の補足	1
〔1〕 はじめに	1
〔2〕 池田資料の ϕ と砂礫堆のスケール	1
〔3〕 砂礫堆の発生域	1
〔4〕 砂礫堆の移動速度	1
〔5〕 $Fr - H/d$ による領域区分と抵抗の多価性	1
2 章 実河川の移動床流れの水理、ほぼ均一砂の場合	16
〔1〕 はじめに	16
〔2〕 検討対象河川	16
〔3〕 測定法	17
〔4〕 実測資料整理法と問題点	18
〔5〕 実河川の例	20
3 章 実験室資料と実河川資料による総合化	47
〔1〕 はじめに	47
〔2〕 領域区分	47
〔3〕 河床の抵抗	48
〔4〕 流砂量	52
補足：実河川の粗度、流砂量調査の問題点と改良点	57
あとがき	58

1 章 土研資料第 1059 号の補足

〔1〕 はじめに

本章では、土研資料第 1059 号に追加すべき、実験室内の資料の整理結果を補足する。

〔2〕 池田資料の φ と砂礫堆のスケール

池田²⁾は砂礫堆の発生域を調べるために、実験を行い、付表 1 の結果を得ている。この結果を文献 1) に従って調べた所、砂礫堆のスケール、および発生域は、文献 1) の結果とはほとんど変わらなかった。ただ φ の値は、図 1-1 から 1-3 に示すように τ_* の小さい所で大きくなった。これは、流れが完全乱流状態ではなく、層流であったためと思われる。図 1-4 は φ が 1.4 以上の場合の φ と UmH/ν の関係を示したもので、 UmH/ν が 300~700 で $\varphi = 24 \sim 28$ となっている。図中には flat bed で層流の場合の φ の理論値

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{UmH}{\nu}}$$

の関係も示したが、これよりかなり大きくなっている。この原因は明確でないが、測定法水深定義法に問題があるのかも知れない。(Um を色素流下法によって求めている。)

〔3〕 砂礫堆の発生域

砂礫堆の発生域を池田の資料を含めて、図 1-5 にまとめておいた。ここで点線内が砂礫堆の発生域である。

〔4〕 砂礫堆の移動速度

池田の資料を含めて砂礫堆の移動速度を図 1-6 に示す。

〔5〕 $Fr-H/d$ による領域区分と抵抗の多価性

領域区分として、 τ_*-H/d 平面による区分図は、抵抗の多価性のため領域区分があいまいになり、 $Fr-H/d$ 平面では領域区分のあいまいさが少なくなることを文献 1) で述べた。その例として文献 1) 図 2-16 の τ_*-H/d 平面の資料を $Fr-H/d$ 平面に転換してみよう。図 1-7 はその結果で領域区分が明確になった。この理由は Fr 数が

$$Fr = \varphi \cdot S^{1/2} \cdot \tau_*^{1/2} \cdot H/d^{-1/2}$$

であり、dune と flat の遷移点における τ_* の変動幅が狭く、また τ_* の $1/2$ 乗とした Fr 数の変化に影響しないのかかわらず、遷移点では φ の大幅の値の増加があるためである。

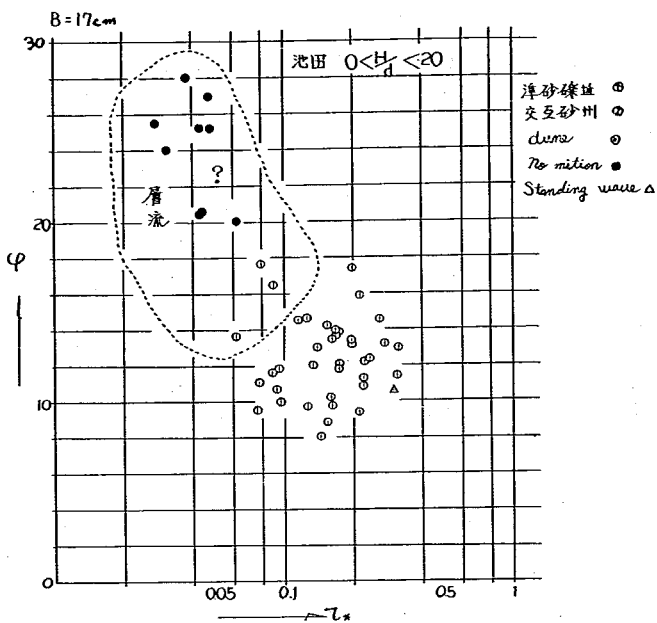


図 1-1

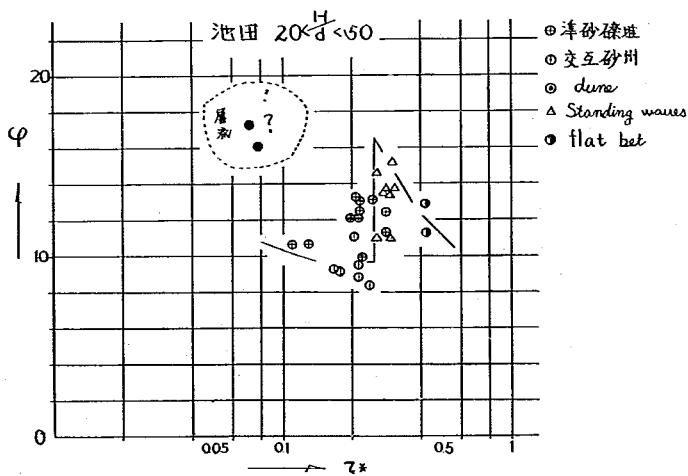


図 1-2

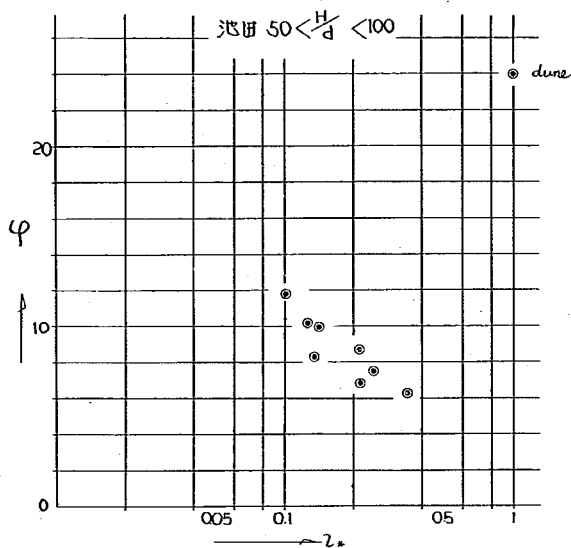


图 1-3

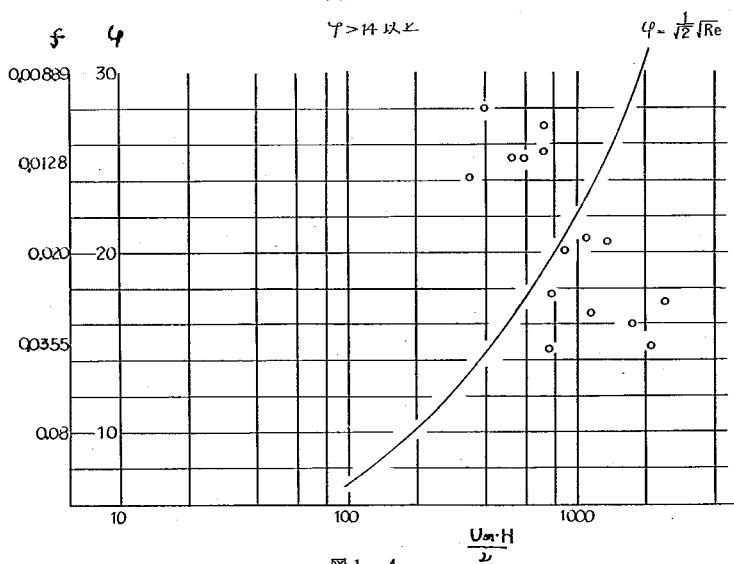


图 1-4

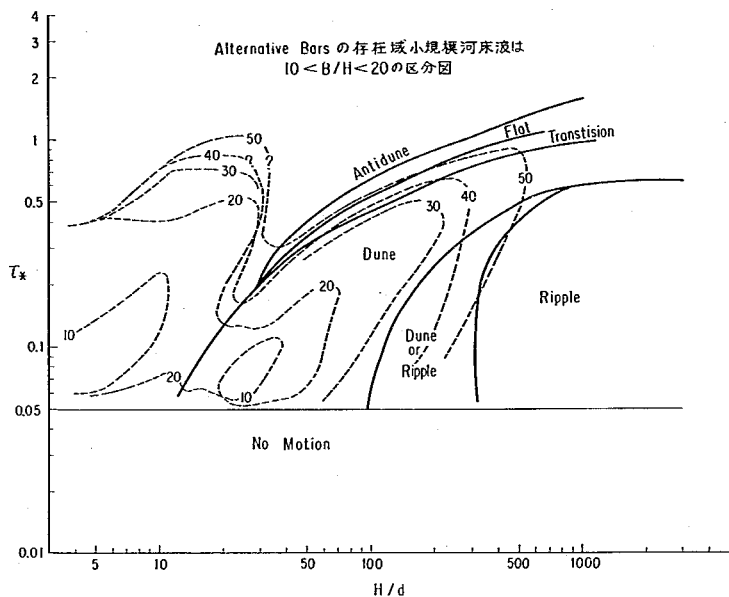


図 1-5

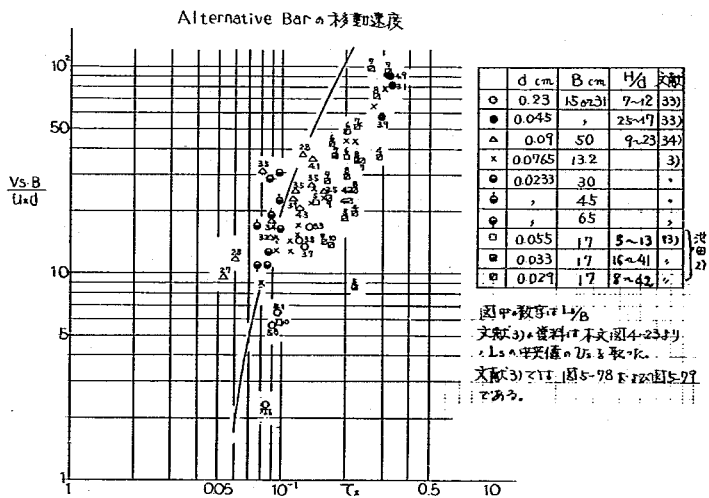


図 1-6

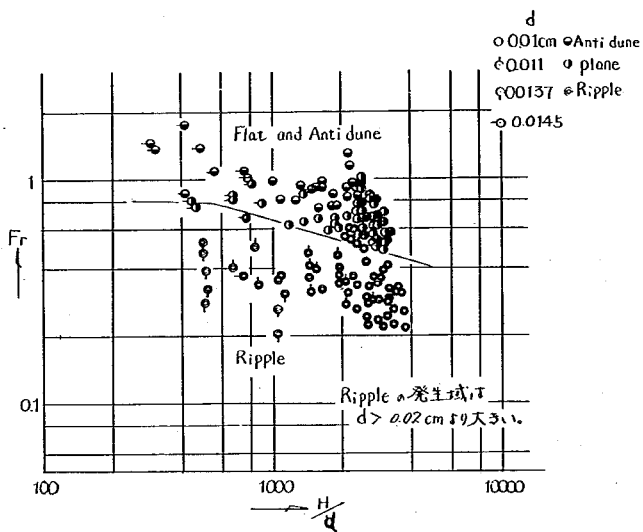


图 1-7

附表 1

池田²⁾，田中³⁾，安芸¹³⁾の整理結果

付表 1)

文献 2) 池田 宏

Run	Hm	dm	Bcm	I	Q	θ_s	Vm%	F	Ux%	Tx	f	ϕ_0	Hmg	B/Hm	Gr	ϕ_{ad}	Lsm	Hs	Vs%	Re ¹⁰	ct.cs	Cs/Ct	河床形態
1-3	0.47	0.055	17	0.002	267		0.20	1.505	2.27	0.0602		13.629	9.665	24.72			1.78		0				交互砂州
2-5	0.48			0.004	260		27.6	1.365	2.64	0.0776		11.128	8.727	25.47			1.67		0				
3				0.004	263												1.60						
4	0.52			0.002	263		22.8	1.331	2.52	0.0870		11.631	11.273	27.67			2.15		0				
5-2	0.27			0.006	114		24.9	1.531	2.62	0.0772		9.604	6.385	22.38			1.31		0				
6	0.64			0.003	240		21.2	1.346	2.59	0.0809		10.776	11.606	26.50			1.15						
7	0.65			0.005	240		25.4	1.237	2.74	0.0772		10.000	12.044	26.00			1.74		0.3				
8	0.61			0.007	240		22.8	1.342	2.37	0.1227		9.733	11.091	27.55			1.00						
9				0.005	240												1.05		1.00				
10	0.69			0.011	240		27.1	1.117	2.59	0.1446		8.106	12.345	26.68			0.74		0.4				
																	1.65		0.1				
12	1.16			0.002	724		26.6	1.086	2.41	0.0007		10.733	21.091	14.44			0.66						準砂礫堆
13	1.27			0.007	720		23.4	0.747	2.14	0.1109		10.637	20.871	12.80									
14	1.00			0.005	700		41.1	1.313	4.07	0.2147		9.405	18.872	17.00									
15	0.52			0.007	250		27.3	1.241	2.35	0.1607		10.077	9.665	22.47			1.02						交互砂州
16-1	1.36	0.002	17	0.008	723		23.8	0.726	2.63	0.2205		9.854	41.22	12.50			0.87		0.60				準砂礫堆
16-2				0.002	723												0.77						
17	1.14			0.012	723		40.3	1.206	2.69	0.2552		10.972	14.665	14.72									Standig waves
18	1.06			0.005	723		60.5	1.050	2.76	0.2789		10.985	22.121	14.00									
19	0.76			0.006	723		53.8	1.853	4.74	0.4211		11.050	26.664	17.77									flat bet
20	0.52			0.006	270		42.1	1.865	4.07	0.3013		10.437	15.789	22.87			1.15						交互砂州
21-2	0.55			0.025	251		27.7	1.241	2.47	0.2266		10.865	16.667	20.77			1.07		1.60				
																	0.70						
22-3	0.55			0.015	250		27.4	1.211	2.27	0.1776		12.122	16.667	20.77			1.16		0.8				
																	1.24		2.5				
22-4	0.57			0.016	250		26.4	1.540	2.05	0.1763		11.904	17.273	27.26									

Run	Hm	dcm	Bcm	I	Q %	Vm %	F	Ux	Tx	f	40	H%	BAm	Gr	%ud	Ls	Hs	Vs	Re ¹⁰⁰	ct.cs	C90c	河床形態
24-1	0.480	0.029	1.7	0.0227	0.27	40.2	1.850	0.25	0.2252		12.467	16.42	34.47			1.22	1.72					交互砂州
24-2	0.487			0.0228	0.45	41.3	1.871	0.23	0.2265		12.402	17.18	34.205			1.26	1.70					
24-1	0.269			0.0204	0.5	43.9	2.088	2.58	0.420		13.40	9.274	62.97			1.76	0					
24-2	0.226			0.0244	2.8	48.6	2.160	2.00	0.1672		13.76	11.261	52.147			1.68	6.6					
24	0.582			0.0260	4.80	50.1	2.098	0.25	0.2161		13.03	20.49	39.210			1.32	37.5					
24-1				0.0260	0.33											1.31	1.72					
24-2	0.405			0.0269	2.74	47.0	1.792	0.25	0.2252		11.385	15.000	39.030			2.06	0					
27	0.209			0.0204	1.68	46.7	2.000	2.46	0.1270		14.401	8.261	71.136			1.60	0.8					
28	0.207			0.0206	2.87	46.8	2.065	2.40	0.4085		12.822	17.106	31.601									flat bed
29-1	0.546			0.0282	4.08	44.8	1.765	0.27	0.2174		11.576	8.460	31.716									Standing waves
29-2	0.505			0.0262	4.08	47.8	2.149	0.61	0.2777		13.241	17.64	32.668			1.01	26.6					交互砂州
29-3	0.466			0.0265	4.05	51.1	2.019	0.50	0.2412		14.600	16.007	36.481			1.16	35.0					
31-B				0.0207	2.65											2.06	5.7					
31-E	0.270			0.0220	2.65	49.3	2.064	2.74	0.1720		13.808	17.707	44.946			1.05	4.0					
32-1	0.466			0.0203	3.35	50.8	2.430	0.21	0.2077		15.226	15.377	38.117			1.08	3.3					
32-3	0.467			0.0206	3.23	40.7	1.902	0.27	0.2010		13.257	16.103	35.603			1.07	3.0					
33	0.698			0.0198	5.62	50.0	1.926	0.65	0.2841		13.677	20.74	26.769									Standing waves
34-1	0.505			0.0191	3.35	47.1	1.768	0.28	0.2023		12.625	17.644	33.665			1.02	1.6					交互砂州
34-4	0.522			0.0166	0.45	48.8	1.705	2.73	0.1589		14.212	2.820	32.857			1.19	4.0					
35	0.522			0.0163	0.50	47.2	1.666	2.33	0.1708		13.852	19.714	29.720			0.96	1.2					準砂礫堆
36	0.746			0.0139	6.25	44.6	1.547	0.39	0.2651		13.564	27.12	22.078			0.88						Standing waves
37	0.801			0.0109	7.54	47.8	1.582	0.66	0.2703		13.607	32.103	15.260									
38	0.886			0.0140	7.89	50.9	1.707	0.47	0.2678		14.885	30.652	19.277									
39	1.054			0.0141	10.7	57.9	1.802	0.81	0.3094		15.077	36.465	16.107									
40				0.0169		60.5																
41	0.119			0.0152	78.6	47.6	0.660	1.00	0.0077		28.20	4.100	32.347									Nomotion
42	0.54			0.0152	1.00	49.2	0.109	1.51	0.0406		26.278	5.310	110.376									
43	0.268			0.0155	1.65	46.4	2.176	1.74	0.0803		7.880	8.866	68.78			1.03						交互砂州
44	0.487			0.0168	2.05	43.9	1.040	2.17	0.1660		8.805	7.108	34.205			0.83						
45	0.600			0.0157	2.68	45.7	1.047	2.25	0.1702		9.018	7.108	34.702			0.80						
46	0.588			0.0156	2.69	47.2	0.25	2.27	0.1686		9.017	8.856	34.557			0.84						

田中 3) 京大防研報 13 号 B

Run	Hm	dcm	Bcm	$I \times 10^2$	Q %s	$Vm \frac{cm}{s}$	F	Ux	Tx	β	ϕ_0	Hm	Bm	gs	$\frac{g}{s}$	Ls	H	Vs	Re^{10^2}	ct.cs	Cs	河床形態
A-1	6.08	0.046	50.00	0.00400	70	64.8	0.88	4.48	0.808		15.020	4.020	8.204	1.446	21.074							Anti dune
2	6.70	0.00300		0.00300		69.7	0.74	4.34	0.642		15.152	4.020	2.444	1.446	20.778							Flat bed
3	6.45	0.00240		0.00240		67.0	0.78	4.47	0.505		17.847	4.440	2.762									
4	6.43	0.00726		0.00726		70.0	1.07	5.84	1.4846		15.462	4.020	11.487	6.210	20.345							Anti dune
5	6.33	0.01079		0.01079		108.4	1.42	6.40	1.838		17.206	2.942	11.467	8.694	20.345							Chute & pool
6	7.77	0.00261		0.00261	140	81.8	0.84	4.24	0.7647		17.272	4.020	5.18	0.027	4.706							Flat bed
7	9.84	0.00208		0.00208		81.0	0.83	4.77	0.6722		20.427	2.942	5.087	2.877	4.877							
8	8.21	0.00641		0.00641		97.4	1.09	5.77	1.4079		16.880	4.440	6.08	6.08	10.70							Anti dune
9	7.00	0.00687		0.00687		114.3	1.08	5.98	1.5252		19.114	4.020	7.10	12.081	10.70							
10	5.30	0.01124		0.01124		105.7	1.28	8.06	2.7707		16.896	4.440	2.462	7.902	1.8707							Chute & pool
11	11.21	0.00639		0.00639	60	107.1	1.02	5.77	1.4079		18.667	2.942	4.440	4.027	4.877							Transition
12	12.24	0.0061		0.0061		87.4	0.79	4.71	0.5870		22.210	2.942	4.440	2.027	4.706							Flat bed
13	11.68	0.00339		0.00339		102.6	0.96	5.14	1.1208		19.961	4.020	4.440	7.764	10.201							
14	10.96	0.00430		0.00430		109.5	0.65	4.65	1.065		19.081	2.942	4.440									Anti dune
15	10.88	0.00279		0.00279	20	97.5	0.47	4.09	0.7488		8.980	2.942	4.440	0.70	4.226							Dune
16	11.27	0.00253		0.00253	140	71.0	0.68	4.20	0.8944		19.035	2.942	4.440	0.70	4.630							Flat bed
B-1	6.06	0.00405		0.00405	18	59.4	0.77	4.87	0.612		17.127	4.440	2.261									Transition
2	5.72	0.00230		0.00230	20	107.5	1.78	1.07	0.840		10.707	4.020	2.444	2.40	7.77							Flat bed
3	6.30	0.00760		0.00760	140	54.0	2.14	11.87	0.7645		10.868	4.440	2.660	1.446	2.161							
4	6.44	0.00780		0.00780	60	108.3	2.44	11.87	1.1943		14.021	2.942	2.704	2.820	2.820							
5	8.07	0.00780		0.00780	70	179.5	1.94	14.98	1.5047		11.660	8.020	4.704	2.820	17.608							Anti dune

文献 13) 安裝 A 種 - 1/600

観測番号	H	d cm	Dom	I	Q	V	F	U _z	T _x	φ	H _g	B _H	備考
1	1.10	0.022	100	0.00167	2290	20.8	0.634	1.241	0.051	14.511	50	90.909	移動開始の遅延
2	2.00				2689	12.9	0.291	1.809	0.092	7.131	91	50.000	終了
3	3.02				4889	16.2	0.298	2.223	0.109	7.297	107	34.113	
4	4.20				7410	17.6	0.274	2.622	0.130	6.712	131	23.870	
5	5.55				11493	21.9	0.005	2.981	0.241	7.472	209	19.048	
6	6.20				16882	23.5	0.302	3.188	0.285	7.298	282	16.129	
7	7.22				18662	25.7	0.306	3.607	0.332	7.477	328	13.880	
8	8.30				22965	27.7	0.307	3.846	0.383	7.615	377	12.048	
9	9.10				26487	29.1	0.308	3.889	0.419	7.541	404	10.989	
10	10.08				30376	31.1	0.313	4.062	0.444	7.456	458	9.921	
11	11.16				36863	33.0	0.316	4.274	0.510	7.721	507	8.941	
12	12.00				40322	34.4	0.317	4.432	0.552	7.762	545	8.333	
A種 - 1/1000													
1	0.84	0.022		0.001	1105	13.2	0.460	0.907	0.023	14.553	38	119.068	
2	1.49				2682	18.0	0.471	1.208	0.041	14.901	68	67.114	
3	2.00				4260	21.3	0.481	1.400	0.055	15.214	91	50.000	移動開始の遅延
4	3.40				4664	23.7	0.237	1.825	0.094	7.507	155	27.412	遅延了
5	4.37				7109	16.3	0.249	2.069	0.120	7.898	199	22.803	
6	5.37				9007	17.3	0.239	2.294	0.148	7.541	244	18.622	
7	6.31				11999	19.0	0.242	2.687	0.174	7.640	287	15.848	
8	7.23				14149	19.6	0.233	2.662	0.189	7.363	329	13.861	
9	8.02				17213	21.5	0.243	2.803	0.221	7.670	365	12.409	
10	9.10				21453	23.6	0.250	2.986	0.251	7.904	404	10.989	
11	10.15				26533	25.2	0.253	3.154	0.280	7.970	461	9.862	
12	11.05				30259	27.4	0.263	3.291	0.304	8.326	502	9.050	
13	12.00				33809	28.3	0.261	3.409	0.331	8.253	545	8.333	
14	13.19				40020	30.3	0.267	3.695	0.363	8.428	600	7.552	
A種 - 1/2000													
1	1.14	0.022		0.0005	1015	8.9	0.266	0.747	0.016	11.944	52	57.719	
2	1.95				2668	12.7	0.291	0.977	0.027	12.599	89	41.252	
3	2.91				5117	17.6	0.330	1.194	0.040	14.740	132	34.344	
4	4.60				10211	22.2	0.331	1.501	0.060	14.790	209	21.729	移動開始
5	7.13				13148	18.4	0.220	1.869	0.078	9.865	334	14.025	
6	8.55				16800	17.3	0.189	2.047	0.118	8.451	399	11.876	

站測字號	H	d	B	I	Q	V	F	U _z	T _z	φ	H _d	B/H	備 考
7	9.60	0.022	100	0.0005	16076	16.7	0.172	2.169	0.102	7.699	426	10.417	初建地盤
8	10.19				18490	18.1	0.181	2.205	0.140	8.098	460	9.814	
9	11.01				21206	19.3	0.186	2.323	0.162	8.308	500	9.090	
10	12.02				24104	20.1	0.188	2.427	0.166	8.593	546	8.319	
11	13.10				27800	21.3	0.188	2.534	0.181	8.406	598	7.634	
12	14.98				31617	22.5	0.192	2.617	0.190	8.598	625	7.150	
13	15.00				35025	23.3	0.192	2.714	0.207	8.598	690	6.650	
A 樓 - V ₆₀₀₀													
1	1.17	0.022		0.0002	7.8	6.1	0.180	0.479	0.004	12.705	50	55.470	移動用資料
2	3.00				2807	9.5	0.176	0.771	0.017	12.322	108	20.003	
3	4.98				6601	13.3	0.190	0.988	0.027	13.462	226	20.080	
4	7.11				1391	18.6	0.223	1.180	0.039	16.763	323	14.016	
5	9.02				18470	20.7	0.220	1.330	0.060	18.564	410	11.086	
6	11.01				23976	21.8	0.210	1.469	0.061	16.840	500	9.080	
7	12.92				29006	22.9	0.214	1.691	0.071	14.393	587	7.740	
8	14.81				36641	24.7	0.205	1.704	0.082	14.475	670	6.752	

2章 実河川の移動床流れの水力、ほぼ均一砂の場合

〔1〕 はじめに

序言で述べたように、ここでは H/d の大きな場合の移動床流れ現象および、実河川でも実験室内の現象と同一現象が生じているかを調べ、移動床流れ現象の理解を深める。

〔2〕 検討対象河川

表2-1に、検討の対象とした河川名を記した。アメリカの河川2、日本の河川16である。日本の河川の場合、河床粗度の測定がなされ、ほぼ均一粒径河床である河川は、ほぼ網羅されている。

表2-1 検討対象河川

河川名、位置	河床勾配	流速測定法	勾配測定法	粒径測定法
Rio Grande near Bernallio, New Mexico				$d = 0.022 \sim 0.035 \text{ cm}$ 掃流砂の平均粒径
Missouri near Omaha				$d = 0.02 \text{ cm}$ 河床砂の平均粒径
利根川、川俣	1/2440	竹浮子による観測、 測線別	100m間の水位差	$d = 0.042 \text{ cm}$ 低水路60%粒径
芽吹橋	1/5500	"	"	$d = 0.035 \text{ cm}$ 河床材料縦断面図より
布川	1/22500	"	"	$d = 0.035 \text{ cm}$ 低水路河床砂
渡良瀬川、早川田	1/2000	竹浮子による観測	100m間の水位差	$d = 0.06 \text{ cm}$ 低水路 d_{60}
小貝川、川又	1/5080	"	100m間の水位差	$d = 0.055 \text{ cm}$ 低水路 d_{60}
鬼怒川、平方	1/1730	"	"	$d = 0.06 \text{ cm}$
北上川、登米橋	1/5800	発光浮子による観測	"	$d = 0.063 \text{ cm}$ 低水路 d_{60}
揖斐川、今尾橋	1/2650	竹浮子による観測	"	$d = 0.045 \text{ cm}$ 測線位置 d_{60}
長良川、南濃	1/5450	"	"	$d = 0.166 \text{ cm}$ 低水路 d_{60}
斐伊川、大津	1/640	竹浮子およびブライス	100m間の水位差 その他	$d \approx 0.2 \text{ cm}$ 掃流砂平均
信濃川、帝石橋	1/5400	竹浮子による観測	100m間の水位差	$d = 0.045 \text{ cm}$ 低水路 d_{60}
阿武隈、岩沼	1/5400	"	"	$d = 0.08 \text{ cm}$

河川名、位置	河床勾配	流速測定法	勾配測定法	粒径測定法
北上川、野田橋	1/5700	竹浮子による観測	100m間の水位差	d = 0.1 cm
阿武隈川、岩沼	1/2300	"	100m間の水位差	
矢作川、日野橋	1/1110	"	"	d = 0.2 cm 低水路 d ₆₀
(岩津)	1/1110	"	"	d = 0.2 cm 低水路 d ₆₀
備讃瀬戸				
豊川放水路				
淀川枚方	1/3000	浮子による観測	100m間の水位差	d = 0.16 cm 低水路 d ₆₀
九頭竜中角			"	d = 0.05 cm 低水路 d ₆₀

〔3〕 測定法

河川の移動床流れ現象を把握するためには、測定がなされなければならないが、実河川の測定は、実験室内の測定に比べて、種々の問題点をかかえている。その問題点を把握するために測定法について簡単に述べておこう。

○水面勾配測定

水面勾配は、日本の河川の場合、ほとんどが縦断距離1000m間の水位差を水位標によって測定している。

○流量、流速測定

浮子による流速測定が、そのほとんどを占めるが、中にはプライス流速計によるものもある。流量は、河幅を数区間ごとに分け、各区間の流速と面積を積し、それを和することによって求めている。なお浮子による観測は河川砂防技術基準によって行っている。

○粒径

粒径は、河床材料の粒度分布曲線より平均粒径あるいはd₆₀を使っているが、Rio Grande、および斐伊川のほとんどは測定時の掃流砂の平均粒径を使っている。

○河床高

日本の河川の場合、洪水前あるいは洪水後の河床横断測量結果を使っている。

○河床波の測定

超音波測深機を流れ方向に走らすことによって測定している。

○掃流砂量

掃流探砂器を河床に置き、3～5分間測定を5回繰りかえし、平均することによって掃流砂量としている。

〔4〕 実測資料整理法と問題点

○測定対象地点と問題点

実河川の場合、河道は中規模砂州の存在、曲りの存在、高水敷の存在等々により、長方形断面ではない。我々の知りたいのは、断面形状の違いによる移動床流れへの影響や、高水敷による影響ではなく、単純な長方形断面形状の場合の移動床流れ現象である。それゆえ、測定対象地点として良い所は、曲りの影響の少ない所、断面形状が長方形断面であることが好ましい。本解析に使った資料は、曲りの影響の少ない河川が多いが、断面形は長方形断面でない所も多い。したがって、断面形が長方形断面に近い所は、全断面を使って、 φ と τ_* 、 R/d の関係を調べたが、長方形断面でない所は、河道内の各測線ごとの φ 、 τ_* 、 H/d の関係を調べた。測線ごとの場合には、局所的な影響（中規模砂州による河道内の流れの曲流等々）を受け、多少精度が落ちると考えられる。

○中規模河床波が粗度におよぼす影響

河道内には小規模河床波のみならず、中規模河床波が存在する。これが河道の粗度におよぼす影響を述べておこう。今小規模河床波による表面抵抗を φ_s 、中規模河床波によるものを φ_f とすると、文献1) P 74で述べたのと同様に

$$\frac{1}{\varphi^2} = \frac{1}{\varphi_f^2} + C \frac{1}{\varphi_s^2}$$

であり

$$\frac{1}{\varphi_f^2} = \frac{f_F}{8} \cdot \frac{H}{L_s}$$

である。今 f_F をdune bedの場合の $f_F = 0.4 \sim 0.5$ ^{注1)}と同程度とすると、交互砂州の場合、 $H/L_s \cong H/4B$ であるから、

$$\frac{1}{\varphi_f^2} \cong \frac{0.5}{8} \cdot \frac{H}{4B}$$

となる。今 $H/B = 30$ とすると $\varphi_f = 4.4$ となり、中規模河床波による抵抗増は考えなくて良いと思われる。なお小規模河床波と共存する場合の中規模河床波の場合、 f_F はより小さくなっているものと考えられる。（交互砂州の抵抗におよぼす影響が小さいことを細井は実験によって確かめている。¹¹⁾）

以上のように河床の抵抗におよぼす影響は小さいと考えられるが、測線別に資料を整理する場合には、局所的な流速増等の影響は受けよう。

○ Wash load の影響

河川の場合、bed load のほかに、河床砂に存在しない細かい粒子から成る wash load を輸送している。この wash load は河川が運ぶ sediment の中で、量的に大きな部分を占め、沖積平野の形成や、自然堤防の形成、ダムの堆砂等には重要な factor となるが、低水路部分の河床変動には、それほど影響をあたえず、河床変動計算などには考慮しなくてよさそう。しかし、この wash load は、移動床流れ現象に影響をあたえ、河床の抵抗を減少させると言われている。事実、平滑河床に浮遊土砂を入れるとカルマン定数 κ が減少する事実が報告され、理論的な研究もされているが、河床波の形成された場での κ と wash load の関係は明確化されていない。

なお、日本の河川の wash load の濃度は、洪水時でも 1000 p.p.m. ぐらいである。このくらいの濃度では福岡等¹⁰⁾や Guy 等¹⁰⁾¹¹⁾の実験によると κ におよぼす影響は小さく、無視しても良いようだ。(河床砂が浮遊することによる κ の変化は、 τ_* 、 H/d に従属するから、その影響は、 ϕ 、 q_s/u_*d 、領域区分の中に入りこんでいる。)

○ τ_* 、 H/d 、 ϕ の誤差

$\tau_* = HIe/sd$ である。よって τ_* の誤差は、 H 、 I 、 e 、 s 、 d の測定精度にかかわってくる。 s はすべて 1.65 として計算したため最大 5% 前後、 H は 1 割前後、 I は 2 割前後、 d は 3 割前後の誤差を含むものと考えられ、 τ_* は 5~7 割前後の誤差があると考えておいた方がよい。

H/d は 3 割前後、 ϕ は 2 割前後と考えておけば良いであろう。

なお I のかわりに水面勾配を使っている資料が多く、これも τ_* の誤差を大きくしている。

注 1)

Dune bed の場合、 H/d の変化に対して ϕ があまり変わらないということは、河床の損失が形状損失によってほとんど占められていることを示している。よって dune bed の形状損失係数 f_F は

$$f_F/8 \cdot H/L_s \doteq \frac{1}{11^2} \sim \frac{1}{12^2}$$

dune bed では $H/L_s \doteq 1/8$ であるから、

$$f_F \doteq 0.4 \sim 0.5$$

と考えられる。

〔5〕 実河川の例

本節では実河川の河床形態、 ϕ の変化、河床波の特徴について論じる。

1) Rio Grande near Bernallio, New Mexico⁵⁾

Rio Grande 川は、図2-1に示すような、ほぼ均一粒径河床材料を持つ河川である。図2-2に ϕ と τ_* 、 H/d の関係を示す。点のばらつきは大きい、dune河床で、 $\phi=10\sim12$ 、Upper regimeで $\phi=20\sim24$ と上昇している傾向は、実験室内資料と良く似ているが、 H/d が1000～2000の資料のUpper regimeの τ_* が多少小さくなっている。

2) Missouri River near Omaha⁶⁾

Missouri 川は河幅183m、粒径0.02cmで平均水面勾配1/6860、水深3.05～4.26m、平均流速1.07～1.59m/sの範囲で河床の抵抗と河床波の観測が、1958年3月から10月にかけて約2週間ごとに行われた。 ϕ と τ_* 、 H/d の関係を図2-3に示す。この観測結果によるとdune河床で ϕ が15前後であり、 $H/d < 5000$ 以下に比較して、大きい。これは測定誤差によるもので無く、河床波の波形を見ると

$$L_s/H = 3.57$$

$$H_s/L_s = 0.02$$

であり、波長、波形勾配とも実験室内のもの ($L_s/H = 4\sim15$, $H_s/L_s = 0.02\sim0.08$ 、文献1) 図2-23参照) に比較して小さくなっている。これが ϕ を大きくしている原因である。

このように波形勾配が小さくなる原因は明確でないが次のようなことが考えられる。

○ τ_* が大きくduneの存在限界ぎりぎりであるため、つまり τ_* が2近くなるとduneの波形勾配が小さくなると考える考え方、(τ_* の効果の卓越性に重きを置く考え方)

○河床波の未発達と考える考え方 (流量が3200～3500 feet³ が数ヶ月続いているのでこの考え方は正しくない。)

○Wash Loadの効果

○粒度分布が均一でないための効果 (粒度分布図が示されていないので検討しえず。)

図2-5はRio Grandeを含めた領域区分図で $Fr-H/d$ 平面で示した。 τ_*-H/d 平面では抵抗の多価性のため領域区分図が明確でなくなるためである。

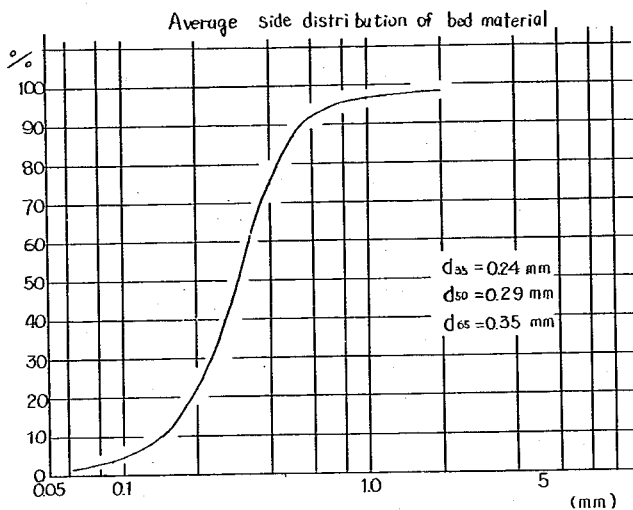


図2-1 Rio Grande

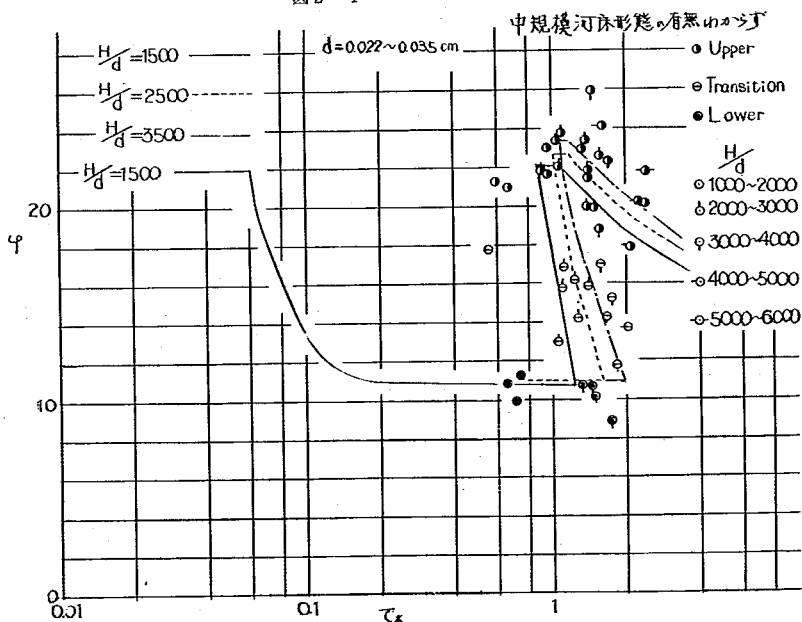


図2-2 実河川 Rio Grande

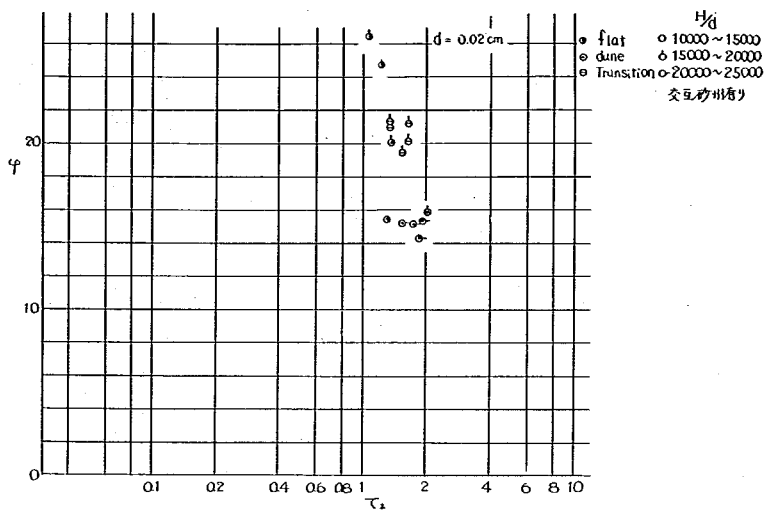


図2-3 Missouri River near Omaha

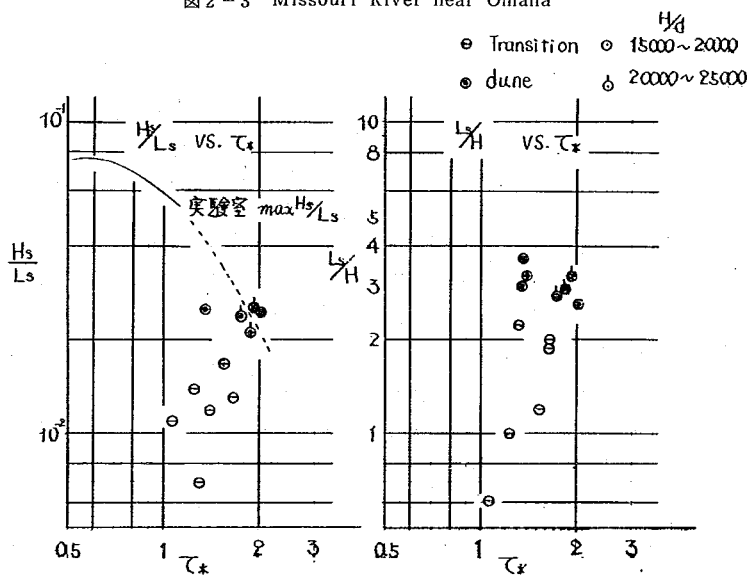


図2-4 Missouri River の河床波

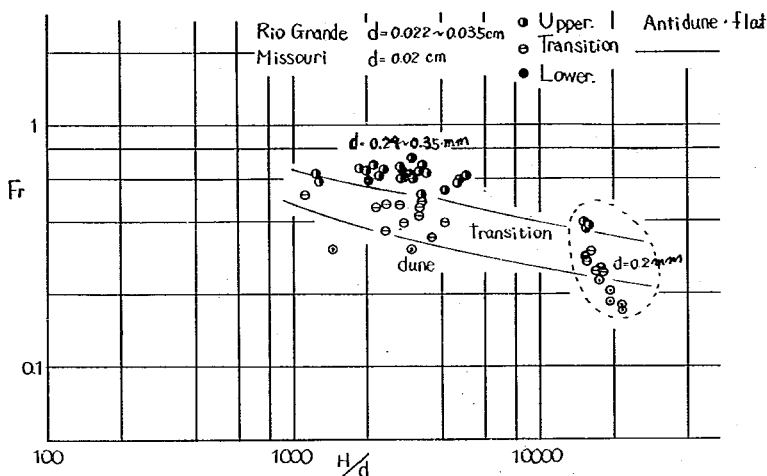


図 2-5 領域区分図

3) 利根川・川俣地点

川俣地点は河口より150Kmの地点であり、図2-6に示すような横断面形を持ち、図2-7に示すような河床材料を持っている。高水敷を持っているので、低水路部を流れる流量、低水路平均水深を使って、低水路部河床の抵抗を検討してみた。

図2-8は昭和34年8月13日から15日にかけての低水路部平均水深と平均流速の変化図である。この図から、洪水初期には水面勾配が、洪水ピーク後より大きいにもかかわらず、流速が遅く、河床の抵抗が大なことがわかり、河床のregimeが、LowerからUpperへ、洪水終期には、またLowerへもどったことがわかった。

図2-9は、 φ と τ_* 、 H/d の関係を示したもので、昭和38年8月13~15日洪水の資料は、矢印で、 φ の変化の方向を示しておいた。この図からも、河床の状態がLower regime (dune)からUpper regime (flat bed)に変化し、それが、またduneに変化したのが良くわかる。

dune 河床は $\tau_* = 2$ ぐらいまで存在し、

$$H/d = 6000 \sim 8000 \quad \text{で} \quad \varphi \approx 1.2 \text{ 前後}$$

となっている。

flat 河床では $H/d = 10000$ 前後で、 $\varphi = 2.6 \sim 2.9$ となっている。

なお昭和38年洪水の φ の時間変化図より抵抗の多価性が読みとれる。これは一つには水理量の変化に河床形態が、追従しえないということであり、一つには文献1)で述べたように河床波は過飽和になりうるということであろう。

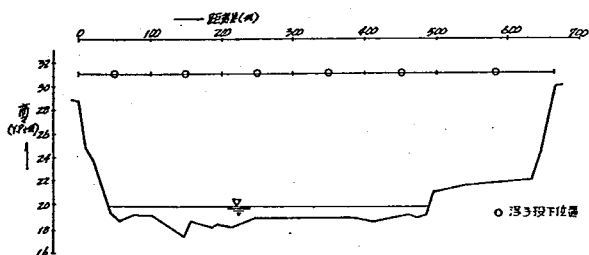


图 2-6 利根川川俣観測所横断面 (S. 46. 7)

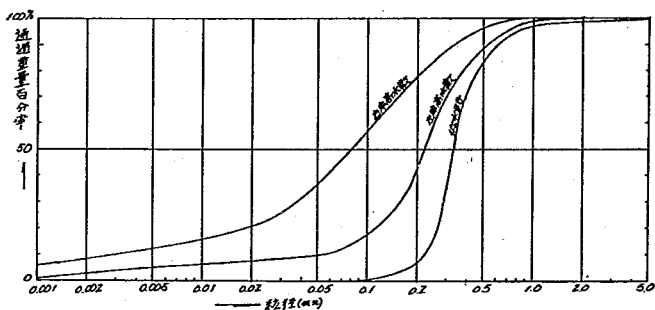


图 2-7 河床材料粒度分布曲線 利根川川俣観測所

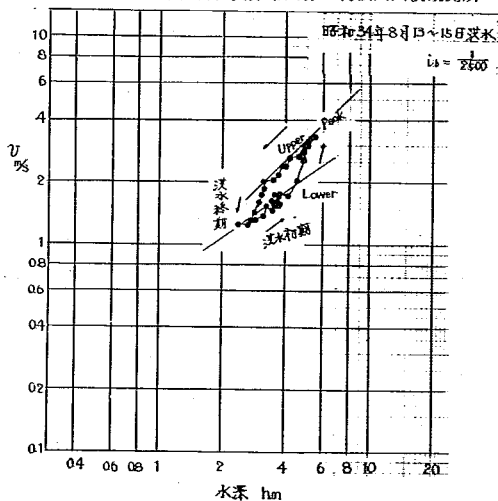


图 2-8 利根川川俣地点

なお川俣地点では低水流量観測も行っている。その結果は破線内黒丸の資料である。(低水路全断面の ϕ を求めている。)

$$H/d = 1100 \sim 1600 \quad \tau_* = 0.3 \sim 0.6 \text{ で } \phi = 11 \sim 9$$

$$H/d = 2500 \sim 3300 \quad \tau_* = 0.7 \sim 1.2 \text{ で } \phi = 9$$

となっている。 $H/d = 1100 \sim 1600$ の値は妥当であるが、 $H/d = 2500 \sim 3300$ は多少小さいようだ。この値は洪水時の観測のduneの $\phi = 12$ と差があるが、 H/d の違いだけにしては差が有りすぎるが原因は明確でない。

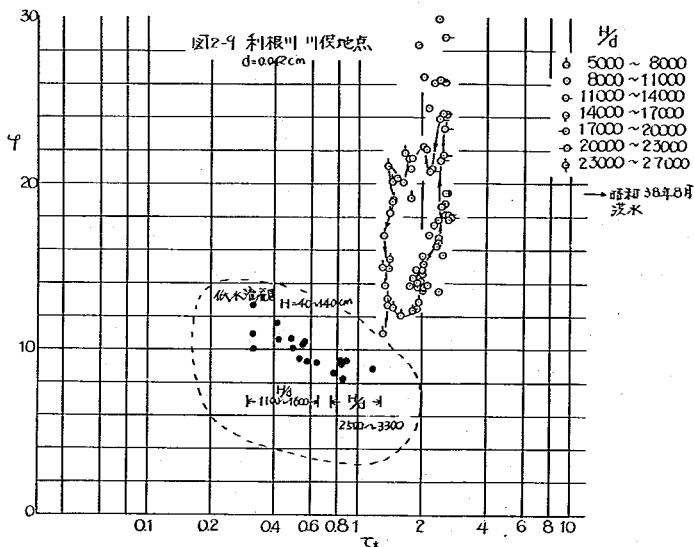


図2-9 利根川・川俣地点

4) 利根川・芽吹橋地点

利根川・芽吹橋は河口より約10.4Km地点であり、図2-10の河床断面形を持っている。河床材料は観測地点の低水路での観測がなされていないので、100Km、110Km地点の河床材料の平均 $d = 0.035\text{cm}$ とした。

ϕ を求めるために昭和34年度の資料は、水路中央部の観測資料を使い、そのほかの資料は低水路幅200mの平均値を使った。その結果が図2-11である。

洪水時の河床は、川俣と同様、dune $\rightarrow$ transition $\rightarrow$ flat $\rightarrow$ transition $\rightarrow$ dune の状態にあると考えられる。

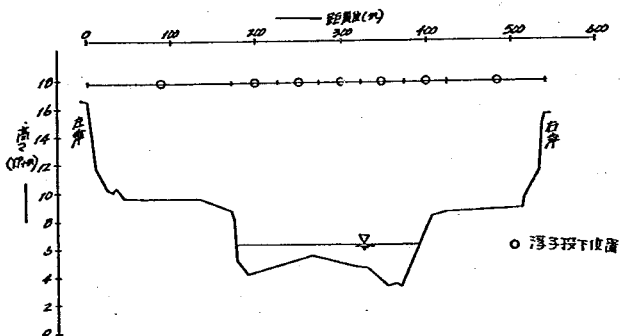


図 2-10 利根川茅吹橋観測所横断面図

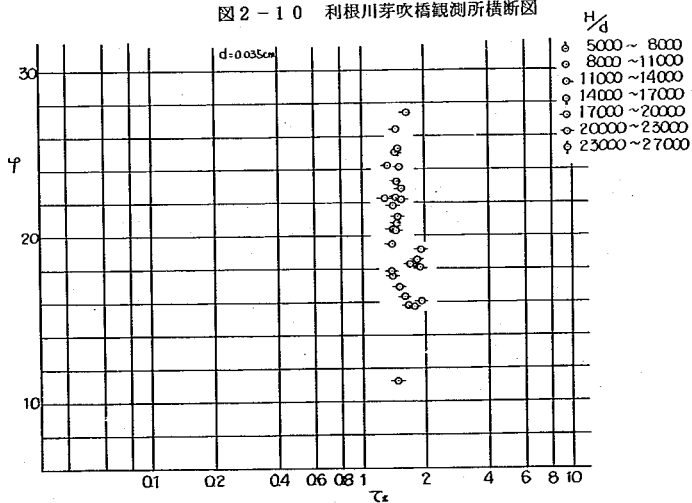


図 2-11 利根川・茅吹橋地点

5) 利根川・布川地点

布川地点は、河口から約7.6Km地点で、図2-12に示すように、ほぼ長方形の横断面形を持っている。河床材料は、図2-13に示すように、ほぼ均一粒径で $d = 0.035\text{cm}$ である。

横断面形が、ほぼ長方形断面なので、 ϕ は全断面の平均流速、径深を使って求めた。その結果が、図2-14である。河床は $\tau_* = 2.0$ 前後から dune から transition、flat に移行している。dune の ϕ は

$\tau_* = 1.0 \sim 2.0$ 、 $H/d = 14000 \sim 18000$ で $\phi = 13 \sim 14$ となり、 ϕ の最高値、 $H/d \approx 20000$ で25となっている。

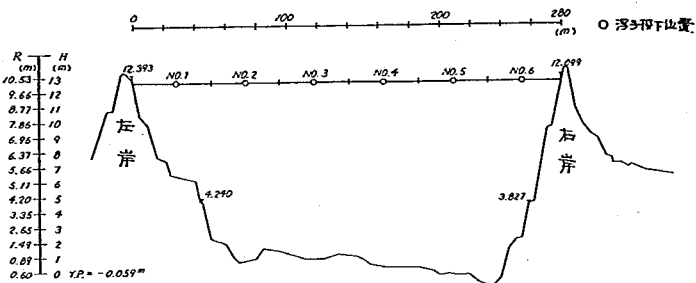


图 2-12 利根川布川観測所横断面图 (S. 45. 12)

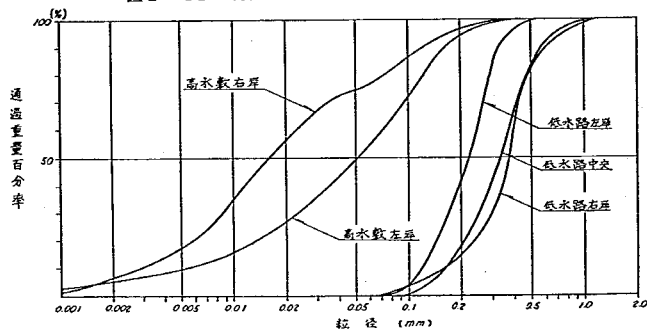


图 2-13 河床材料粒度分布曲线 利根川布川観測所

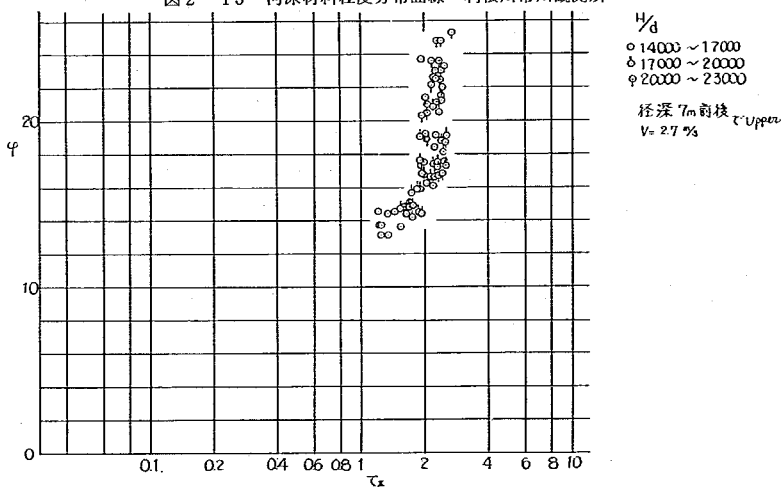


图 2-14 利根川布川

6) 渡良瀬川・早川田地点

渡良瀬川・早川田地点は利根川合流部より2.2Km上流地点であり、図2-15に示す横断面形状、図2-16に示す粒度分布を持っている。この観測地点は、河の中央に存在する中州の直下流で、中州による流れの乱れがあり、観測場所としてあまり良い所ではない。

横断面形が複雑で中州があるため、 ϕ を求めるために低水路で測定した1測線の値を図示してみた。その結果が、図2-17である。使用した資料は昭和46年6月と9月の洪水資料である。両洪水とも、河床はdune $\rightarrow$ transition $\rightarrow$ duneの河床変化をしていると考えられるが、昭和40年6月洪水では $\tau_* = 2.0$ 近くで、移行が始まるのにもかかわらず、9月では3近くになっている。この相違がどうして生じたか明確でないが、9月洪水時には、河床材料が大きくなっていたのかも知れない。

7) 小貝川・川又地点

小貝川・川又地点は、図2-18に示すような横断面形を持ち、図2-19のような粒度分布の河床材料を持っている。河床横断面が複雑であるので、ほぼ水路中央部の測定資料を使って ϕ を求めた。その結果が図2-20である。

河床はdune、transitionの状態にあると考えられる。

dune 河床の ϕ は $H/d = 5000 \sim 10000$ で1.2前後となっている。

8) 鬼怒川・平方地点

鬼怒川・平方地点は、利根川合流点より3.7Km上流地点であり、図2-21に示すごとく、ほぼ長方形断面を持ち、図2-22に示すような粒度分布を持っている。

図2-23は水路中央部の測線における、 ϕ と τ_* 、 H/d の関係図で、図中の矢印は昭和33年9月洪水時の ϕ の時間変化の方向を示したものである。この河川の場合lowerからupper regimeの移行 τ_* が、多小大きめであり、洪水ごとに違っているが、この原因は合流点より4.0Km地点から河床の構成材料が大きく変わっているので、実際の河床材料 d が洪水ごとに多少違うためであろう。

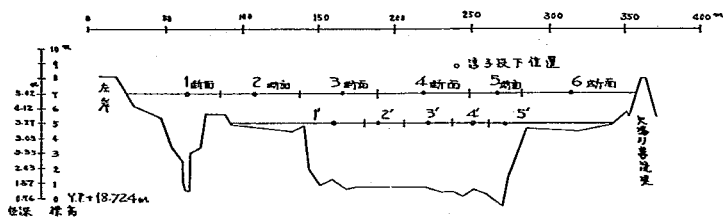


图 2-15 渡良瀬川早川田観測所横断面 (S. 41. 7)

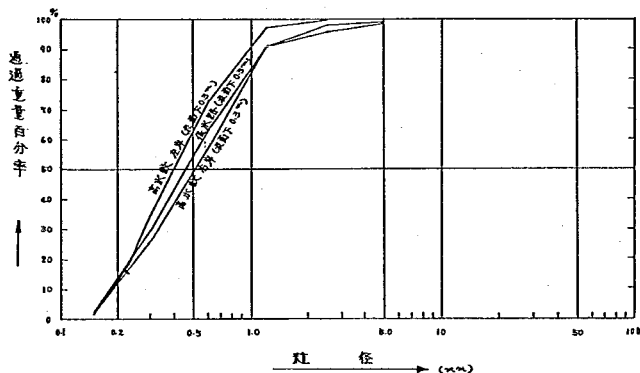


图 2-16 河床材料粒度分布曲線 渡良瀬川早川田観測所

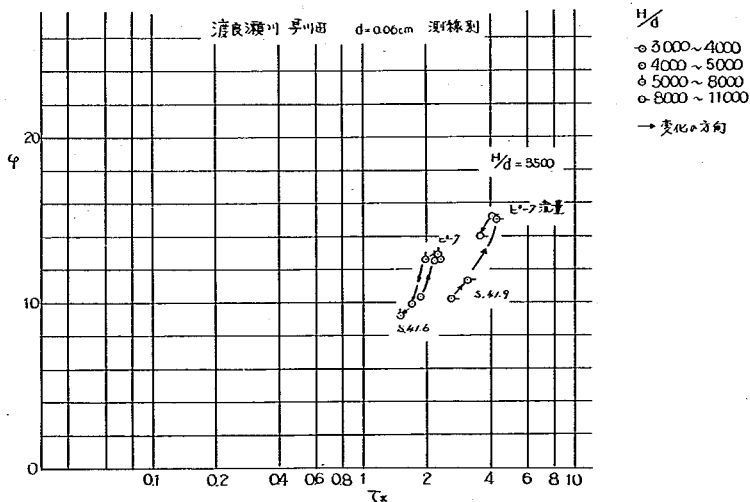


图 2-17 渡良瀬川早川田

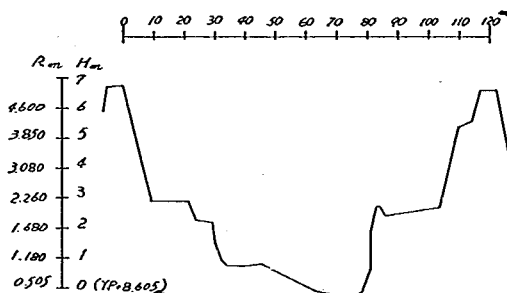


图2-18 小貝川又観測所横断面 (S. 45. 3)

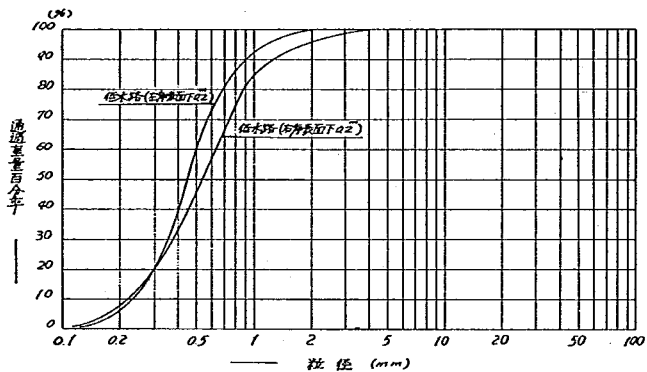


图2-19 河床材料粒度分布曲线 小貝川又観測所

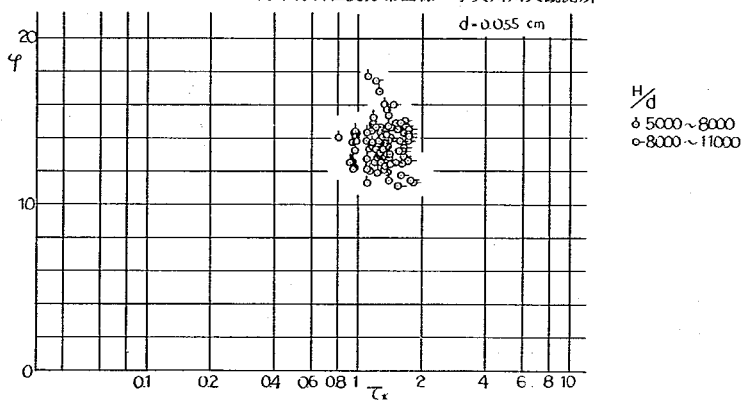


图2-20 小貝川又地点

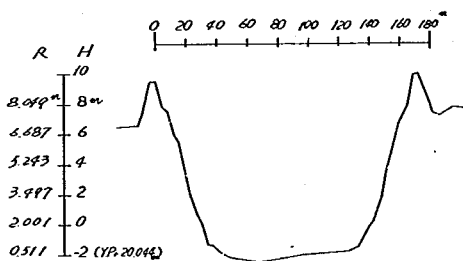


图 2-21 鬼怒川平方観測所横断面图 (S. 45. 3)

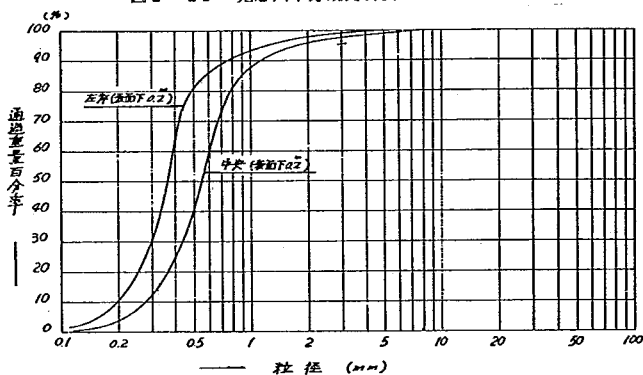


图 2-22 河床材料粒度分布曲线 鬼怒川平方観測所
鬼怒川平方 $d = 0.06 \text{ cm}$

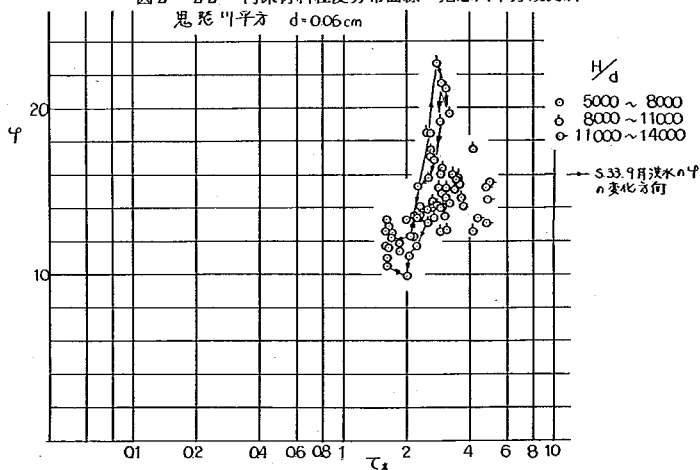


图 2-23 鬼怒川平方

9) 北上川・登米橋・野田橋

北上川・登米橋地点は、河口より約3.2km地点であり、図2-24に示すごとく、ほぼ長方形の断面を持ち、粒度分布は図2-25に示すごとくである。野田橋は2.4.9km地点で粒径は約1mである。

登米大橋地点は、断面が長方形断面なので、 ϕ は全断面で評価し、野田橋は低水路1測線で評価した。その結果が図2-26で、北上川登米地点 $H/d = 8200 \sim 9200$ 、 $\tau_* = 0.8 \sim 1.5$ の範囲で $\phi = 1.3$ 、野田橋で $\tau_* = 0.4$ 、 $H/d = 1200$ で $\phi = 1.0 \sim 1.1$ となっている。登米地点の資料はdune、野田橋はrippleであろう。なお登米地点の測線別 ϕ は1.1から1.5の間にちらばっているが、全断面の ϕ とは大きなずれはない。

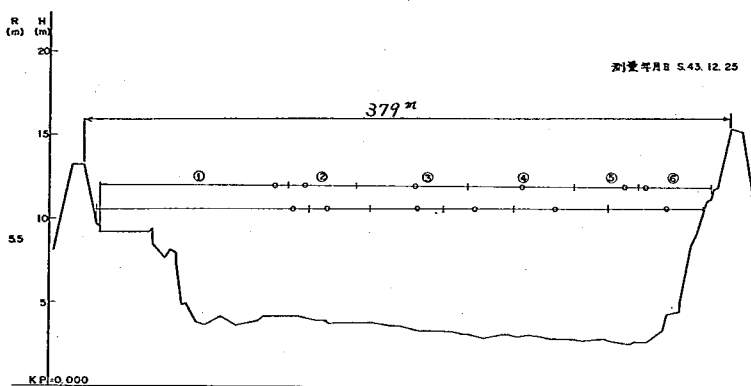


図2-24 北上川登米大橋観測所横断面図

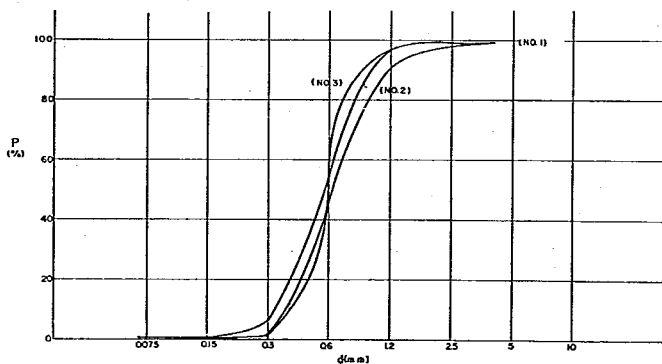


図2-25 河床材料粒度分布図 北上川登米大橋観測所

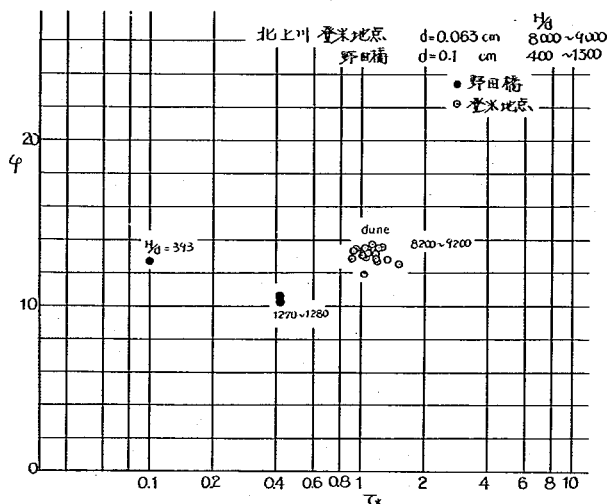


図 2-26 北上川登米地点

10) 斐伊川・4 Km～1 2.5 Km 地点

斐伊川は河口より8～2.4 Km 区間は、常水路幅約300 m、河床勾配1/640の河川で、大津地点(1 2.5 Km)で、図2-28に示すような河床材料粒度分布、図2-27のような横断面形を持っている。粒度分布は5～1.4 Km間はほとんど変化がない。

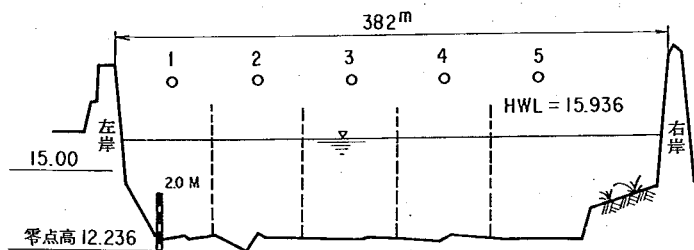
この河川は、河床波の観測、流砂量の観測、粗度の観測が正確になされ、河川工学上貴重な資料を提出している。この観測資料を整理してみよう。

図2-29は、斐伊川で観測された ϕ と τ_* の関係である。 τ_* は水面勾配、測線の水深を使って計算されている。この結果は、実験室内の結果とはほぼ同じであり、実験室の結果は、そのまま河川でも適用できることを示している。なお ϕ の大きな値があるが、水面勾配を調べてみると、河床勾配と大きな違いがあり、資料として棄却してもよさそうだ。

次に斐伊川の河床波の特性について述べる。河床波は、ゴムボートに音響測深機を乗せ、水面に直角に固定し、1.0～4 Km 地点を自然流下して観測したものである。観測された斐伊川の河床波は、領域区分図から見るとほとんどがdune 河床に入るが、2、3の資料はripple 領域に入るようだ。ただこの資料は、dune scale とはほぼ同一で、実測資料からdune か ripple か判断できなかった。図2-30は L_s/H と τ_* の関係、図2-31は H_s/L_s と τ_* の関係である。波長 L_s は水深の2倍から7倍の間に固まっている。この結果は実験室資料4～1.5倍に比較して約半分の長さであ

昭和46年6月 測量

上流断面図



下流断面図

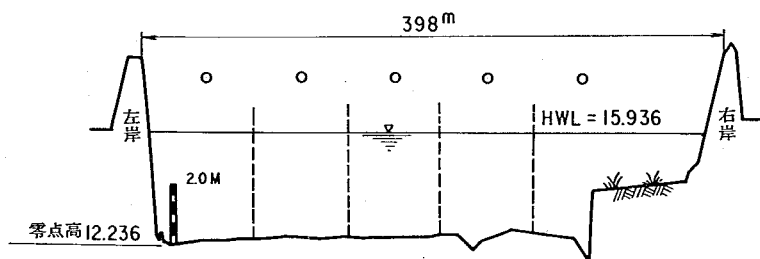
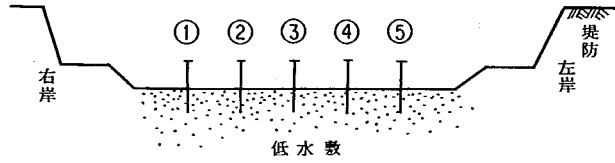


図2-27 斐伊川大津観測所横断面図

昭和46年9月 採取



凡 例

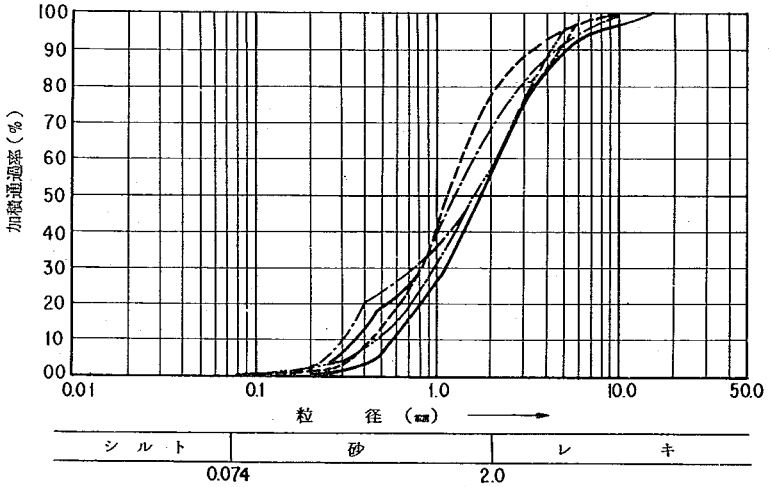
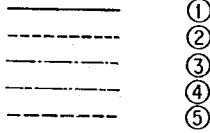


図2-28 河床材料粒度分布曲線 斐伊川大津観測所

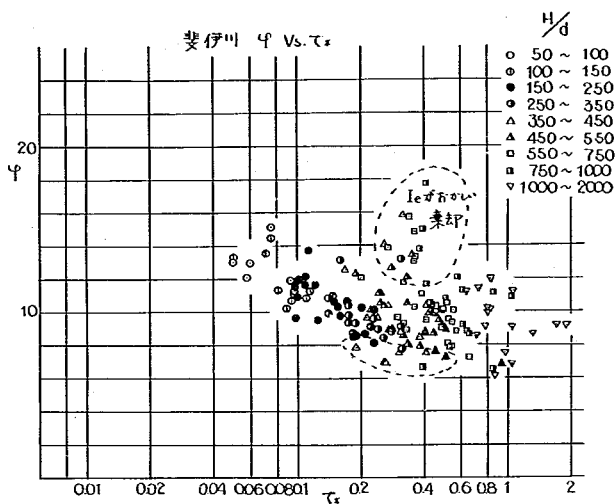


図 2-29 斐伊川

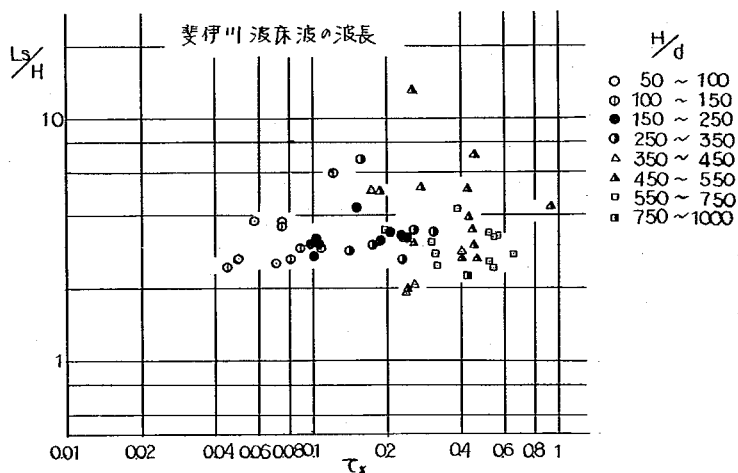


図 2-30 斐伊川波床波の波長

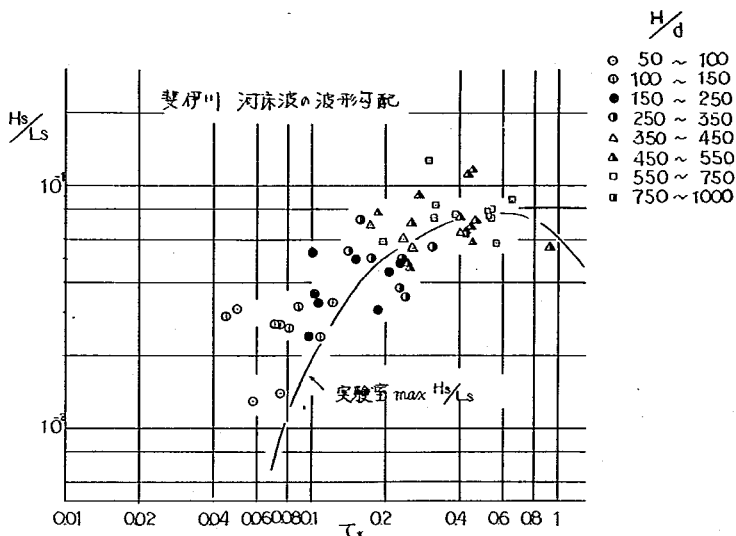


図 2-31 斐伊川河床波の波形勾配

る。この原因として実河川では、水理量の変動があり、河床波の水理量に対する応答が即時的でないことによとも考えられるが、平水時でも河床波が短いことを考えると、むしろ実河川のように川幅が広い場合には、河床波を生じさせる攪乱要因が多いことに原因するのではなかろうか。（うろこ状 dune の発生）波形勾配を見ると、実験室内と同様 τ_* の増加で H_s/L_s が増すが、波形勾配が多少大きくなっている。この原因として、 τ_* を大きめに評価したためか（粒径を小さく取りすぎた。）それとも、波長が短い時には波形勾配が増加するという性質があるという本質的なものは結論しえない。

次に流砂量について述べる。昭和 49 年において出雲工事事務所によって、森坂橋地点、端穂大橋地点で掃流採砂器（幅 30 cm、長さ約 75 cm、高さ均 20 cm）で採砂（1 回 3～5 分、5 回観測）および水深、流速（2 割、6 割、8 割水深）、水面勾配の観測が行れた。その観測結果は、図 2-32 に示すごとくで、 $\tau_* = 0.3$ 近くまでは、ほぼ実験室内資料とあっているが、それ以上になるとずれが極端に大きくなり、掃流採砂器による流砂観測は、bed load の実体をほとんどつかない⁹⁾と考えられる。他の河川の掃流砂観測資料も同様な結果を示し、掃流採砂器による bed load の把握は不可能と考えておいた方がよさそうだ。なお流砂量から見ると $H/d < 350$ の河床は dune であり、350～450 では一部 ripple 河床であるようだ。

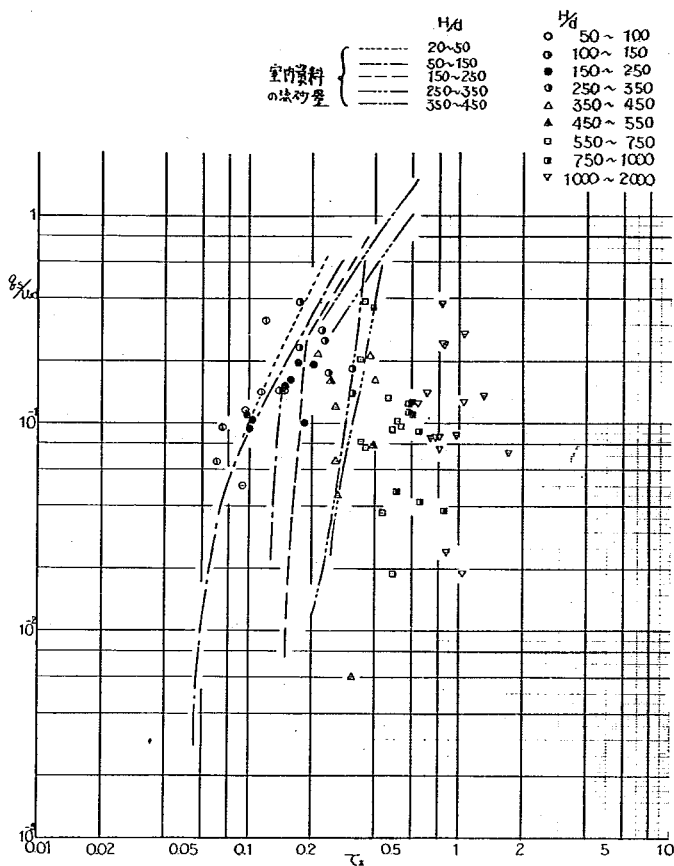


図 2-32 斐伊川流砂量

11) 揖斐川・今尾橋

揖斐川・今尾橋地点は河口より2.8.3Km地点であり、図2-3.3に示すような横断面、図2-3.4に示すような粒度構成を持っている。

φ と τ_* 、 H/d の関係を調べるために、昭和44年、45年の観測資料を使った。 τ_* 、 H/d を評価するために、各測線位置で計った粒径を使った。昭和44年は

測線2で $d = 0.0304\text{cm}$ 、測線3で $d = 0.0486\text{cm}$ 、測線4で $d = 0.0438\text{cm}$ 、昭和45年

度は測線2で0.2553cm、測線3で0.0438cm、測線4で0.0488cmである。この資料の内、昭和45年測線2の資料は、河床材料の径が大きすぎると考えたので図2-35には示していない。

図2-35の結果を見ても、測線ごとに粒径を変えた効果がそのまま現われ、粒径の小さい測線資料が τ_* の大きい所に固まっている。

河床はdune、transitionの状態と考えられる。

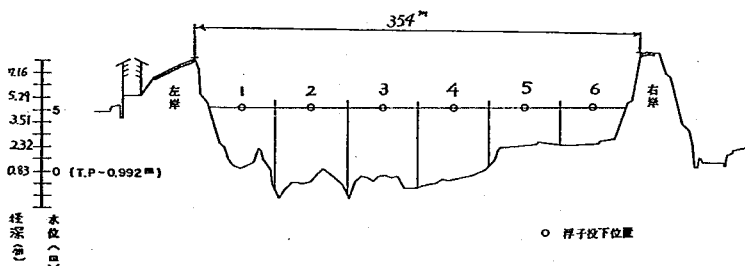


図2-33 揖斐川今尾観測所横断面図

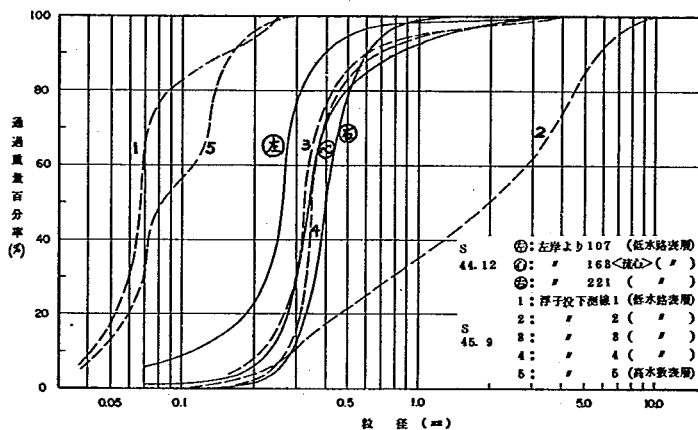


図2-34 河床材料粒度分布曲線 揖斐川今尾観測所

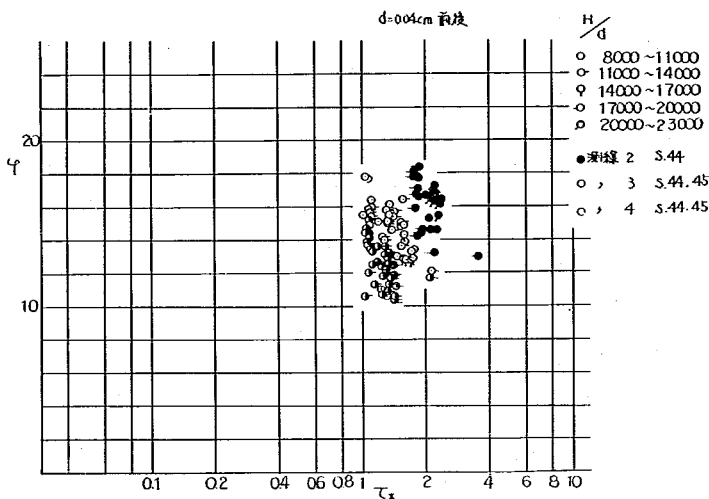


図 2-35 揖斐川今尾橋

12) 長良川・南濃大橋

長良川・南濃大橋地点は、河口より28.2Km地点で、感潮区間に入る。測定地点の横断面は、図2-36に示すごとく、右岸側が深くなっている。河床材料の粒度分布は、図3-27に示すような分布を持っている。

ϕ と τ_* 、 H/d の関係を調べるために、河床の粒径がほぼ同一で流れの主流部分である測線2、3、4の測線別、 ϕ 、 τ_* 、 H/d の関係を調べた。河床材料の d としては 0.166cm を取った。資料は昭和44年の観測資料を使った。なお昭和45年の観測資料もあったが、水面勾配の値が非常に大きく、昭和33年以来の観測値と非常に異なっており、この資料は測定 miss があつたようなので使わなかった。なお図2-38は、長良川南濃観測所の径深 R と n の関係図であり、昭和42年6月から45年6月までの観測結果より求めたものである。この資料からも、昭和45年の資料がおかしいことがわかう。

図2-39は昭和44年6月洪水の観測資料結果であるが $\tau_* = 0.5 \sim 0.7$ にもかかわらず、 $\phi = 14 \sim 16$ にある。筆者は初め、河床波が ripple で $H/d = 3000 \sim 5000$ のため ϕ が大きいのだらうと考えていたが、その後この洪水時に行れた掃流砂の観測によると、掃流砂の平均粒径が $0.5 \sim 1.0\text{mm}$ の間にあることがわかり、むしろ $d = 1.66\text{mm}$ としたことに問題があると考えられるようになった。事実、掃流砂の平均粒径をもちいて、 τ_* 、 H/d を評価し、 ϕ 、 τ_* 、 H/d の関係を求めてみると図2-40となる。また昭和48年度の河床材料の観測によると、28Km地点で $0.6 \sim 1.1$

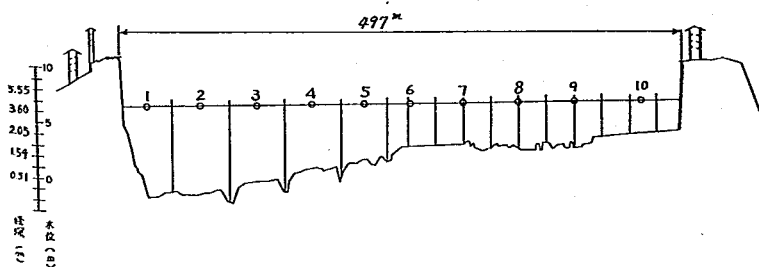


図 2-36 長良川南濃観測所横断面

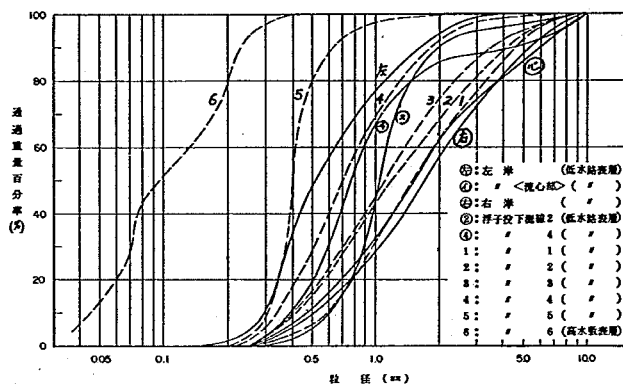


図 2-37 河床材料粒度分布曲線 長良川南濃観測所

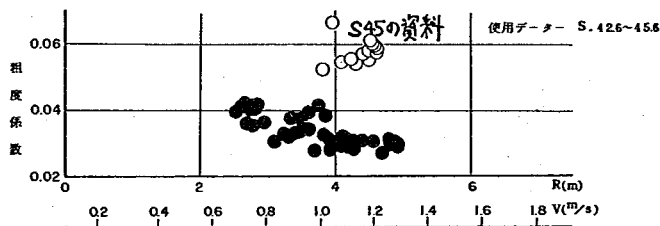


図 2-38 R (径深) $\sim n$ 長良川南濃観測所

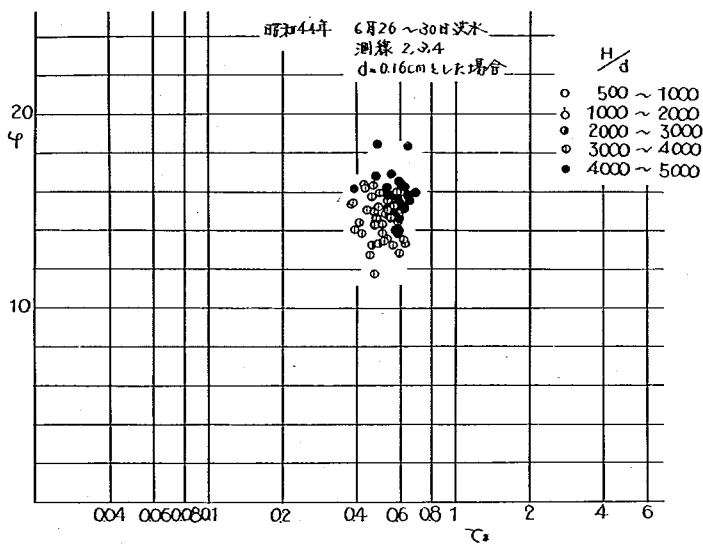


図2-39 長良川南濃大橋観測所

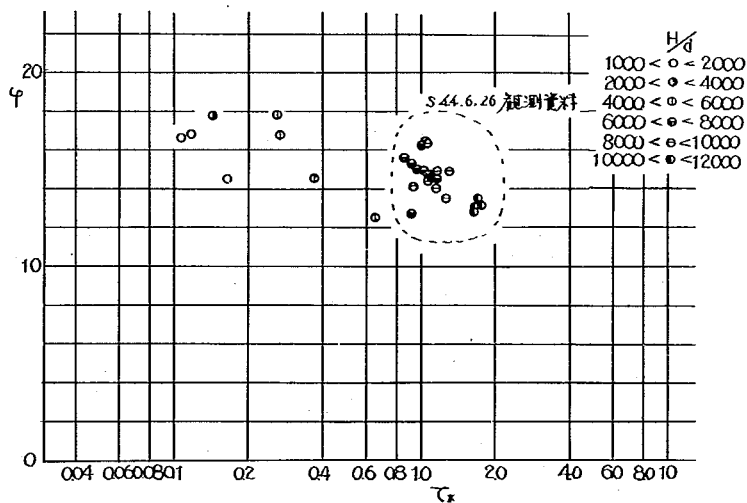


図2-40 掃流砂平均粒径による τ_* の評価

mm、2.9Km地点左岸より1.3mm、右岸より0.2mm、3.0Km地点0.5mmとなっている。このことからφが大きくなったのは、 τ_* が1.0~1.5で、河床がtransitionの状態にあったと解釈すべきであると思われる。このように粒径変化が激しいのは、3.7Kmより上流は砂利河川であり3.0~3.7Km地点が、砂利河川から砂河川に移行する遷移領域にあるためであろう。

13) 矢作川・日名橋

矢作川・日名橋地点は、図2-41に示す横断面を持ち、図2-42に示す粒度分布を持っている。水路中央部のφと τ_* 、 H/d の関係図を示すと、図2-43のごとくである。dune河床のφが8前後となっており、この値は多少小さすぎる。なお日名橋と近い矢作川岩津地点(29.2Km)のφは12前後となっている。

14) 信濃川、矢作川、阿武隅、淀川、九頭竜川

全国粗度資料集より、径深とn、vの関係図よりφの値の概略地を求めてみると、図2-44のごとくなり、

信濃川竜石橋でdune河床 $\tau_*=0.5\sim1.5$ 、 $H/d=6000\sim9000$ でφ=11~12、

矢作川dune河床 $\tau_*=0.7\sim1.3$ 、 $H/d=1000\sim2000$ でφ=12、

阿武隅川はduneとripple河床と考えられφ=11前後

淀川枚方でφ=10~12、九頭竜中角でφ=11~12となっている。

15) 豊川放水路の河床波

豊川放水路は昭和40年7月竣工したもので、放水路延長6.5Kmの大部分は水田を開削し、その河床材料は上流部は砂礫を含むが中下流部は砂質となっている。この放水路に昭和43年8月29~30日に台風10号による1360m³/sの出水があった。この洪水直後河床に存在する河床波の観測が行われた。

8月29日の出水により1360m³/sの最大流量を受け、水叩き下流端が洗掘され、この洗掘砂が6Km~5.8Kmにわたって堆積し、長さ20~37m、高さ50~150cmのduneを形成し、5.4Km付近より下流にかけては長さ1.4m程度の短い波長の河床波が発生し、以下順次下流にいくにつれて、波長が長くなり3.5Km~3.0Kmでは3m近い値となっていた。

河床粒径との関係を見ると図2-45に見られるごとく、duneの発生した5.7Km付近で粒径が急変し、平均粒径が3~4mmから1mm程度に減少し、その下流は河床波が長くなるにつれて粒径が小さくなり、河床波長が3.5Kmで一定になると河床材料も0.5mmでほぼ一定となっている。

河床材料0.5mmの河床波はその長さからduneであり、水深50~150cmの時に生じた河床波

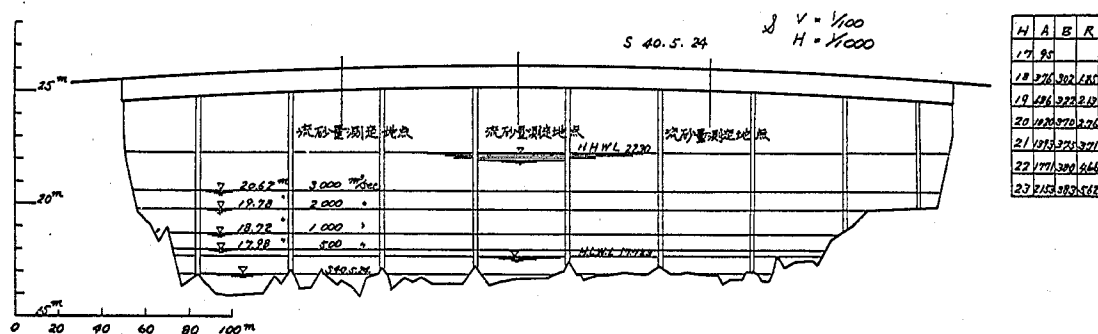


図 2-41 日名橋断面図 (矢作川)

・浮遊土砂粒度分布図 (40.9.18観測) 日名橋

・掃流砂粒度分布図 (40.9.18観測 $Q = 1004 \text{ m}^3/\text{sec}$)

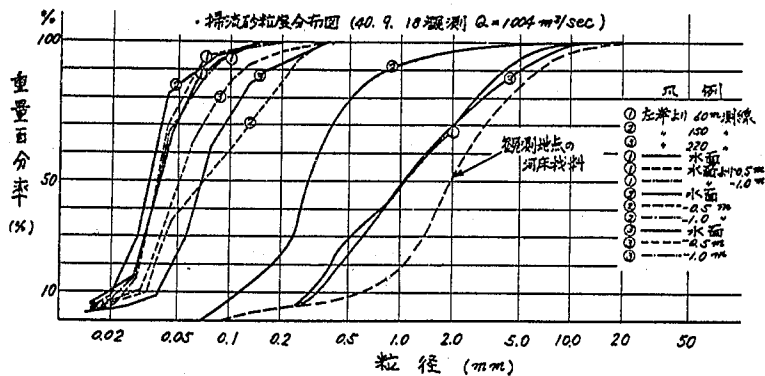


図 2-42

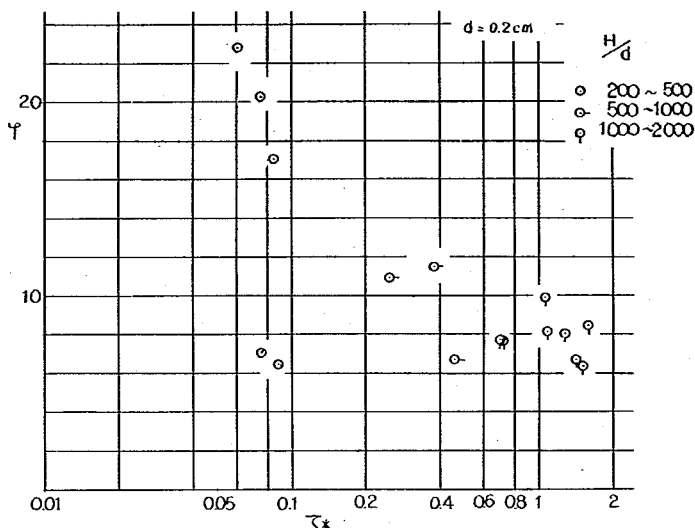


図 2-43 矢作川・日名橋中央部

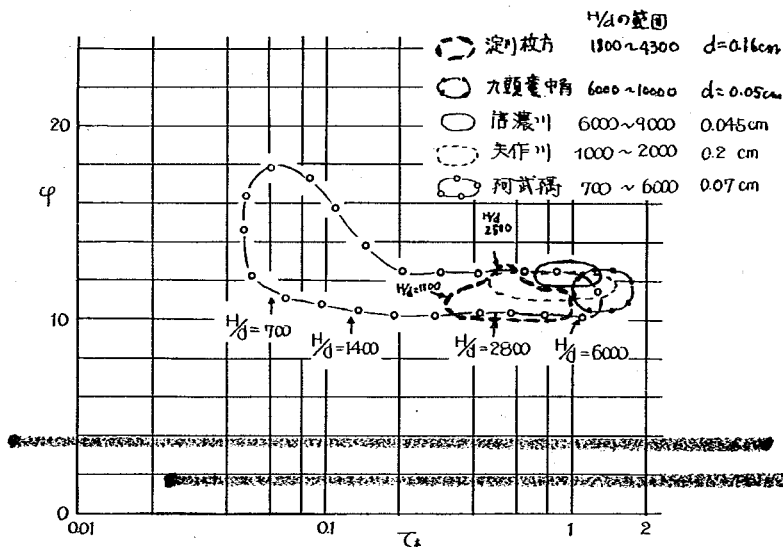


図 2-44

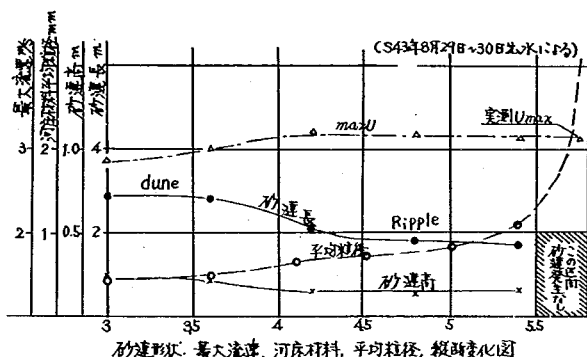


図2-45

で、 $\tau_* = 0.15 \sim 0.55$ 、 $H/d = 1000 \sim 3000$ 時に生じたものと思われる。(τ_* を計算するために $I_e = 0.0003$ とした。この勾配は、流量の小さい時の水面勾配である。)

河床材料 1mm の河床波はその長さから ripple と考えられる。dune とすると水深 $20 \sim 25\text{cm}$ の時に生じたことになり、この水深では河床材料は限界掃流力状態より小さい掃流力の下にさらされ、河床砂は動くことはできない。

波長 $20 \sim 30\text{m}$ の河床波は、水深 $3 \sim 6\text{m}$ の時生じたものと考えられる。この時の τ_* は $0.3 \sim 0.5$ となる。(τ_* は洪水時、水深 $3 \sim 4\text{m}$ 前後時の水面勾配 0.0006 を使って求めた。)

以上の結果より洪水後の河床波は、洪水 peak 時の河床波が残っていたのではなく、 $\tau_* = 0.2 \sim 0.5$ 位の時の河床波が残っていたと思われる。

16) 0.6mm 以上の底質材料での ripple 河床の例

○文献4)に備讃瀬戸・イノサキツガイ周辺の海床に潮流による dune と ripple の発生が報告されている。水深 20m 、底質 $0.7 \sim 1.5\text{mm}$ の所に波長 $30 \sim 80\text{m}$ 、波形勾配 $H_s/L_s = 0.05 \sim 0.08$ の dune と、波長 $50 \sim 100\text{cm}$ の ripple が dune の上に乗っていることが潜水夫によって確かめられた。潮流による河床波のため、流速等が変わるが、dune スケールの河床は、最大流速時に、ripple はより小さい流速の時に発生したものと考えられる。

3章 実験室資料と実河川資料による総合化

〔1〕 はじめに

本章では、実験室資料と実河川資料より、領域区分、河床の抵抗、流砂量が、 H/d が 20000 近くの値までの範囲までどのような値になるかを示す。厳密な科学的な立場にたてば実河川の資料は精度が悪く、また $\tau_* - H/d$ 平面、 $Fr - H/d$ 平面上のすべての領域についての資料があるわけではないので、早急な結論はつつしむべきであり、資料の集積を待って結論するべきであるが、現在の移動床流れ現象に対する認識段階で、一つの答を出しておくことは、工学的な立場からは必要なことであろう。ここでは資料のない領域は、 H/d の小さい値からの推定等の方法論に立っており、ここで述べる結論は、今後の実験、実河川の観測によって改良されていくものと考えてほしい。

〔2〕 領域区分図 $d > 0.02 \text{ cm}$ 以上の場合

○ $\tau_* - H/d$ 平面による領域区分

$H/d < 2000$ の場合には、ほぼ実験室内の資料で領域区分を描くことができる。これ以上の場合には実河川の資料より次のように判断しうる。

dune は $\tau_* = 2$ 以上では H/d が大きくなっても存在せず、消滅してしまうようだ。flat bed は $\tau_* = 1$ ぐらいから存在可能なようで、 $\tau_* = 1 \sim 2$ の間は dune、transition、flat が混合している。このように混合域が大きい原因は、実河川の τ_* の精度が悪いことにもよるが、次のようなものが原因しう。

① 河床波の流れに対する追従性の悪さ

実河川の資料は、流れと河床波が十分に平衡状態に達した時に測っているわけではない。特に洪水時の観測資料はこの効果が大きいと考えられる。

② B/H の大きさ

実河川の資料は B/H が大きく、中規模河床波が同時に発生していると考えて良い。中規模河床波による場所的な水深の違いは、transition 領域を増加させると考えられる。

③ H/d の大きさ

実験室資料においても H/d が大きくなると、混在域が増加する。 H/d が大きくなるとより混在域（抵抗の多価性）が増加する性質があると考えられる。

Ripple と dune の区分は河床形態の実測がないからはっきりしたことは言えないが、実験室内の資料が、 $\tau_* = 0.6 \sim 0.7$ で ripple が消滅してしまうことにより、 H/d が大きい所の ripple と dune の境界線も、 $\tau_* = 0.6 \sim 0.7$ としてよさそうだ。ただ逆に洪水終期のように dune から

ripple に河床が変化する場合には τ_* が 0.6 以下においても、かなり長い間、dune 河床が残っているものと考えられる。この限界は、通水にさらされる時間等に影響を受けよう。

H/d が大きい所の antidune の存在域は、観測例が少なく明確にすることができないが、dune、transition、flat の混在域に antidune も混在することになる。

○ $Fr - H/d$ 平面による領域区分

$Fr = \varphi \cdot S^{1/2} \cdot \tau_*^{1/2} \cdot H/d^{-1/2}$ であるから、図 3-1 の結果と 3 章〔3〕の φ 、 τ_* 、 H/d の推定図より領域区分図を描くと図 3-2 のごとくなる。なお本図を作るのに文献 14) も参考として使った。 $Fr - H/d$ 平面では、dune、transition、flat の領域区分は 1 章〔5〕で述べたように明確になるが、逆に ripple、dune の区分は ripple から dune に変わる時、 φ が減少するため混在域が生じよう。Antidune は $H/d = 6000$ ぐらいまでしか確認されていないが、 H/d がより大きくなった場合には、antidune の存在する Fr 数はより小さくなる。 Fr 数が小さくても antidune が発生するのは、 Fr の減少に伴って L_s/H が小さくなり、文献 1) (2-16) 式に従うような波長が卓越するためである。

〔3〕 河床の抵抗

実河川の資料は、 $\tau_* - H/d$ 平面の全領域で資料があるわけではなく、また測定精度も悪く、 φ 、 τ_* 、 H/d の関係を全平面で実証的に調べるわけにはいかないが、ここでは、 $H/d < 2000$ 以下の河床波の特性や、資料のある所の φ 、 τ_* 、 H/d の関係より、 $\tau_* - H/d$ 平面上で、 φ がどのような値を持つか考えてみよう。

○ Flat bed

Flat bed は $\tau_* < \tau_{*c}$ 以下、 τ_{*c} を多少越える領域、および transition から antidune に移行する前に生じる。

$H/d > 2000$ 以上の場合でも、flat bed の抵抗

$$\varphi = 8.5 - \frac{1}{\kappa} + \frac{2.3}{\kappa} \log \frac{H}{k_s}$$

は、 $k_s = 2.5d$ とし、 $\kappa = 0.4$ とすれば、ほぼ妥当な値となる。

○ Ripple bed

Ripple bed の場合、河床の抵抗は ripple による形状抵抗が、そのほとんどを占める。よって φ は ripple の形によって決まってしまう。 H/d が大きければ、ripple 形状は H/d によらず、主に τ_* に支配され、粒径に比例する。また ripple 表面の凹凸は粒径程度である。このことは ripple 河床の相当粗度 k_s が粒径に比例すると考えて良いことを示し、ripple 河床の φ は

$$\varphi = 6.0 + 5.75 \log H/\alpha d$$

と考えられる。(粒径による凹凸を含めて、河床付近の凹凸は粒径に比例する。)ここで α は粒径に

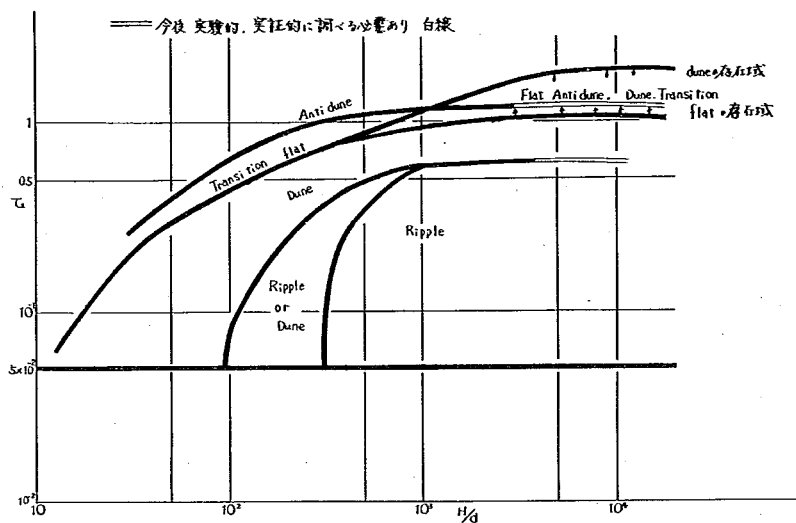


図 3-1 $d > 0.02$ 以上の領域区分 $\tau_* - H/d$ 平面

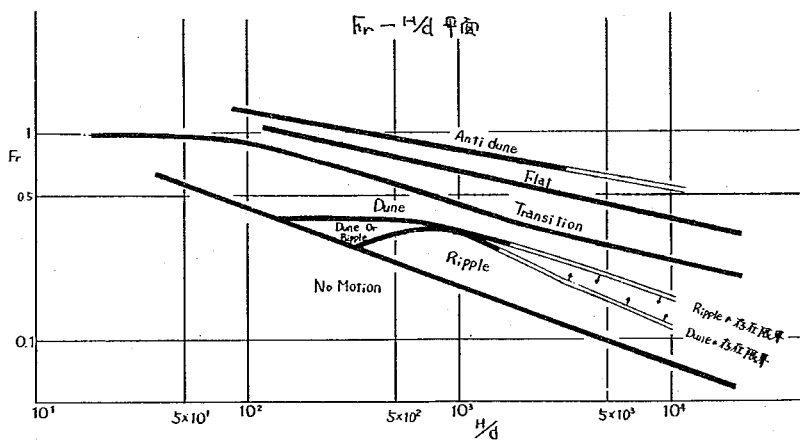


図 3-2 $d > 0.02$ cm 以上の領域区分 $B/H > 10$ 以上

よらず、主に τ_* に関係し、十分に発達した ripple の場合 α は定数とみなせる。この α を求めてみよう。文献1)より

$H/d = 1500$ で、 $\varphi = 1.15$ 、 $H/d = 875$ で $\varphi = 1.02$ であるので、 $\alpha = 1.65$ となる。よって ripple 河床の φ は

$$\varphi = 6.0 + 5.75 \log \frac{H}{165d}$$

に近い値であろう。なお $d < 0.02 \text{ cm}$ より小さい粒径を河床材料を持つ場合の ripple 河床の φ は ripple の波形勾配が大となるため、 φ の値は上式より小さく、

$$d = 0.011 \text{ cm の場合} \quad \alpha = 3.00$$

$$d = 0.004 \text{ cm の場合} \quad \alpha = 6.00$$

である。(文献1) 図2-23、図3-26～図3-29参照)

o Dune bed

H/d が大きくなると、dune bed は $\tau_* = 0.6 \sim 0.7$ から $\tau_* = 1.5 \sim 2$ の間で存在する。河床形状はほぼ水深に比例するために H/d によってほとんど変わらないと考えられる。従って φ の値も H/d によってそれほど変わらない。ただ H/d の値が大きい方が、砂粒子による表面抵抗の割合が減少するため φ の値が多少大きくなるようだ。

$H/d = 25000 \sim 30000$ にも達する備讃瀬戸・イノサキツガイ周辺の海床に発達する dune の波形勾配が、 H/d が小さい dune の波形勾配とはほぼ同等な値を持っているという事実は上述の考えを支持するものであろう。なお Missouri 川で $H/d = 10000$ 、 $\tau_* = 2.0$ 付近の dune 河床で、 $\varphi = 1.4 \sim 1.5$ となり、 H_s/L_s も小さい値となっているが、この河床は τ_* が大きいため、河床波が消滅しつつある transition と考えるべきものであろう。

全国の河川の観測例から見ると $H/d = 10000 \sim 20000$ で $\varphi = 1.2 \sim 1.3$ 位であるようだ。

o Transition bed

Transition の状態は Lower regime から Upper regime の遷移点であり、 φ の値を決めることはできない。

o Antidune bed

Antidune bed では τ_* が増加すると、水面波によるエネルギー消散のために φ が減少すると考えられるが、 $H/d > 6000$ 以上では資料が無く確かめることができなかったが、 $H/d = 6000$ 以下同様 τ_* の増加によって φ が減少していくものと考えられる。

以上の検討結果より、 φ と H/d 、 τ_* の関係の推定図を示すと図3-3、図3-4のごとくである。今後、 H/d の大きな場合の ripple 河床、antidune 河床の実証的検討が必要である。

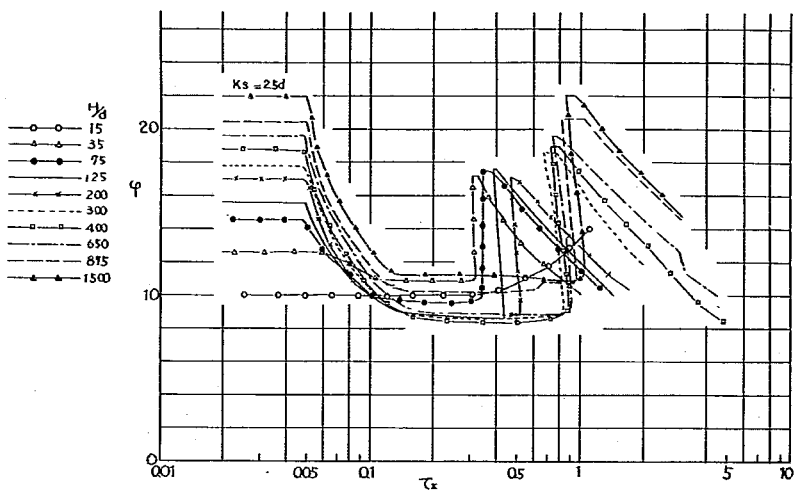


図3-3 交互砂州の発生しない場合の ϕ と τ_* 、 H/d

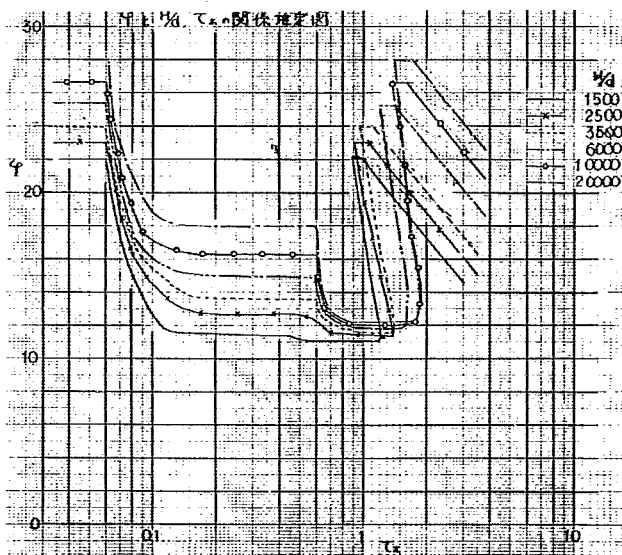


図3-4 ϕ と H/d 、 τ_* の関係推定図

〔4〕 流砂量

H/d の大きい所の流砂観測資料が無いので、H/d の大きい場合の流砂量は明確にすることができないが、H/d の小さい所の流砂量より各河床波ごとの流砂量は次のように考えられる。

○ Ripple bed

Ripple bed の場合、流砂は河床近くのみ流れ、河床近くの流れの構造に支配される。よって H/d による影響はなく、 q_s/u_*d は $H/d = 1000 \sim 2000$ の場合と変わらないと思われる。

(このことは、河床波による形状抵抗と河床砂による表面抵抗の比は H/d によらず、一定であることを示している。)

○ Dune bed

Dune bed の場合、H/d が大きくなると、河床の抵抗に占める表面抵抗の割合が減少するため、H/d が小さい時より同一 τ_* で q_s/u_*d が小さくなると考えられるが、H/d が 400 付近より、dune 河床の無次元流砂量 q_s/u_*d は H/d の増加に対して減少が見られないことにより、H/d が 20000 近くまで、 $H/d = 500 \sim 1500$ の q_s/u_*d とあまり変わらないであろう。(文献 1) p 74 によれば有効掃流力 $\tau_{*e} = \tau_* = C (\varphi/\varphi_s)^2$ となる。 $C \doteq 1$ とし、 $\varphi_s = 6.0 + 5.75 \log H/d$ とすると、 $H/d = 500$ の $\tau_{*e}/\tau_* = (8.5/21)^2 = 0.164$ 、 $H/d = 20000$ の $\tau_{*e}/\tau_* = (12/30)^2 = 0.16$ であり、全掃流力に占める有効掃流力の比はあまり変わらない。なお dune 河床の場合には、 $\tau_{*e} = \tau_* (\varphi/\varphi_s)^2$ として有効掃流力を求めて流砂量を評価する方法は、ある程度流砂量を正しく表わしているようである。)

○ Flat bed、Antidune bed

Flat bed、Antidune bed では、有効掃流力が dune bed に比較して急激に増加し、浮遊砂の割合が増加する。H/d が大きくなると、浮遊砂の存在域が増すため、 q_s/u_*d が大きくなると考えられるが、H/d の大きい所の Antidune の河床波および φ の値も明確でなく、したがって流砂量も明らかにされず今後の実測、研究を通して明らかにすべき課題として残されている。^{注2)}

注2) 単位幅浮遊砂量 q_{ss} は

$$q_{ss} = \int_a^h u c dz \quad \dots\dots\dots (1)$$

と表わせ、流速分布に $u/U_m = 1 + \frac{1}{\kappa} \frac{1}{\varphi} + \frac{1}{\kappa} \frac{1}{\varphi} \ln \frac{z}{H}$ 、濃度分布に $C/C_a = \exp \{ -6 W_o / \kappa u_* \cdot z - a/H \}$

を使えば

$$q_{ss} = q C_B e^{6aW_o/\kappa u_*h} \int_{a/h}^1 \left(1 + \frac{1}{\kappa} \frac{1}{\varphi} + \frac{1}{\kappa} \frac{1}{\varphi} \ln \eta \right) e^{-\frac{6W_o}{\kappa u_*} \cdot \eta} \cdot d\eta$$

となる。Lane・Kalinke¹⁰⁾は、 $\kappa = 0.4$ 、 $a = 0$ として

$$q_s = q \cdot C_B \cdot P \quad \dots\dots\dots (2)$$

とした。ここで $P = \int_0^1 \left(1 + 2.5 \frac{1}{\varphi} + 2.5 \frac{1}{\varphi} \ln \eta\right) e^{-\frac{15 W_0}{u_*} \eta} d\eta$

$q = \varphi u_* \cdot H$ であるので、(2) 式は

$$\frac{q_s}{u_* d} = \varphi H/d \cdot C_b \cdot P \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。

今 $\tau_* > 1$ で flat bed の場合を考えよう。($u_*/w_0 > 1$ である) この場合、 P は φ の違いによって、ほとんど変化を受けず、 u_*/w_0 のみに変化を受ける。このことは、全流砂量は、 τ_* が同一なら、 $q_s/u_* d$ は $\varphi H/d C_b$ に比例することになる。よって C_b が τ_* のみの関数とすると、同一 τ_* で $q_s/u_* d$ は $\varphi \cdot H/d$ に比例することになる。

$H/d > 400$ 以上の場合、flat bed の $q_s/u_* d$ は、文献 1) 図 4-16、図 4-17 を見ると、ある程度 $\varphi \cdot H/d$ に比例しているようだ。なお、 $H/d < 400$ 以下では H/d の増加に伴って、同一 τ_* で $q_s/u_* d$ が減少するが、この原因は明確でない。(ε の変化によるものか?)

なお、図 3-6 に $H/d = 500$ の時の $q_s/u_* d$ の値と flat bed の φ を使い、 $H/d = 500$ の $q_s/u_* d$ を $\varphi \cdot H/d$ 倍することによって、 H/d が大なる時の upper regime 時の流砂量の推定値を示しておいた。

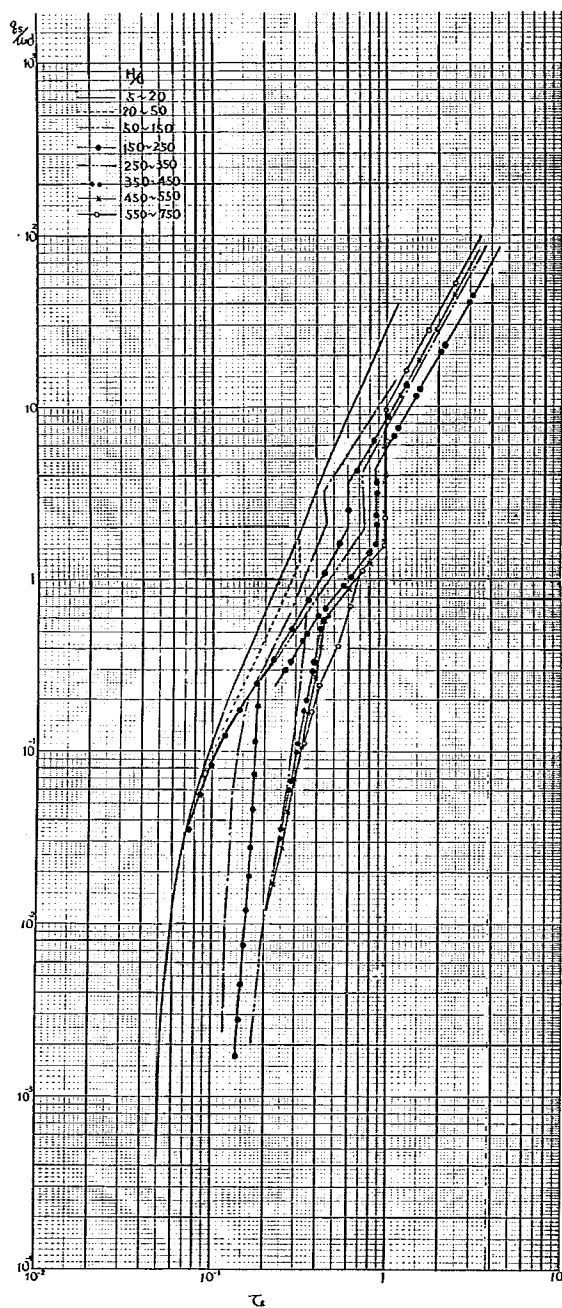


図3-5 $q_s/u*d$ vs. τ_*

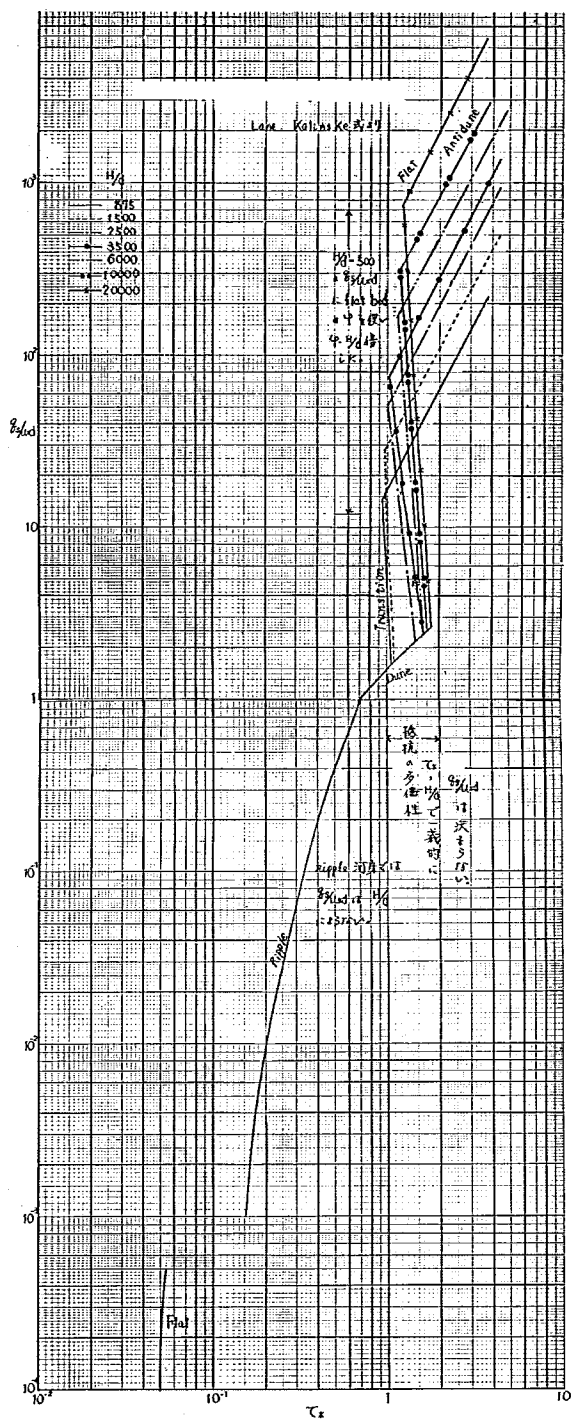


図3-6 $q_s/u*d$ と τ_* , H/d の関係推定図

補足 実河川の粗度・流砂量調査の問題点と改良点

実河川の移動床流れを検討するに当たって、筆者は、調査を行った工事事務所に調査結果資料の送付を依頼し、調査結果を精査する機会を得た。その結果、調査法、調査資料の整理法、保存法について改良しておいた方が良いと思われることが多かった。今後の調査がより成果あるものへ、また移動床流れの実体面を把握するために今後行なわなければならないことについて簡単に記しておきたい。

①水面勾配の測定、水面勾配を100m間水位差より求めている河川が多いが、誤差を少なくするため、300mぐらいはほしい。

②観測資料の整理、観測資料は、水深、流速、勾配、流量、観測位置、河床材料分布をかならず記し、相似律の観点から H/d 、 τ_* 、 F_r 、 ϕ 、 n 等を計算し、保存しておくこと、また資料整理に当たっては、常水路部、高水敷部に分けて ϕ 等を計算しておくこと。

③低水流量観測時には水面勾配を計っていない河川が多く、単に $H-Q$ 曲線を求めているが、緩流河川では水面勾配の違いによって $H-Q$ 曲線が一本にならず、水面勾配で補正していく必要がある。低水流観測時にも水面勾配を計ること。

④河床波の観測が成されている河川はほとんど無いが、今後河床波の観測も流量観測時に同時に行なっていく必要があろう。河床波の観測はそれほど困難ではないので、河床波観測による、河床粗度のより正確な判断は、河道計画をより精度のよいものにするだろうし、観測することによる十分な見返りがあるものと考えられる。

⑤観測資料の公開、現在、流量や雨量、水質等は年表等によって観測資料が公開されている。sedimentation に関する調査は定常業務とは言えないので年表等の手段は取れないが、今後なんらかの形で公表し、多くの研究者、技術者に利用されることが必要であろう。

あ と が き

本報告は、土研資料第1059号に引き続き、ほぼ均一粒径砂の移動床流れの現象面、実体面を取扱ったものである。本研究によってほぼ実河川で生じる移動床現象の全範囲を網らすることができたと感じている。残された問題としては、 $d > 1\text{mm}$ 以上の場合の ripple 河床の存在域、 ϕ をより明確にすること、 $H/d > 6000$ 以上の antidune 河床の観測、河床波の特性、存在域、流砂量の把握がある。河川工学上の問題としては混合砂の移動床流れ現象の実体把握が残された大きな問題であり、今後検討していきたいと思っている。

本研究に当っては次の人達がかかわった。資料整理にあたっては、池田富美江氏の助力を受け、資料の収集に当っては、建設省、北上川下流、信濃川下流、利根川下流、利根川上流、下館、豊橋、木曽川下流、出雲の各工事事務所調査課の人達の助力があった。深く感謝するしだいである。

1976年1月

山 本 晃 一

参 考 文 献

- 1) 山本晃一；相似律の観点から見た移動床流れの水利、土木研究所資料第1059号 1975
- 2) 池田宏；実験水路における砂礫堆とその形成条件、地理学評論46-7 1973
- 3) 田中祐一郎；Antiduneに関する実験的研究、京大防災研究所年報第13号B 1970
- 4) 小笹博昭；備讃瀬戸における海底砂州、サンドウェーブの調査、港湾技術研究所報告第14巻第2号 1975
- 5) Carl F. Nordin, JR ; Aspects of Flow Resistance and Sediment Transport Rio Grande near Bernalillo, New Mexico U. S. G. S water-supply paper 1498-H 1964
- 6) V. S. Shastri Annambhotla, William W. Sayer, Robert H. Livesey ; Statistical Properties of Missouri River Bed Forms A. S. C. E WW4 Nov. 1972
- 7) 建設省技術研究会；全国河川粗度係数資料集 1974
- 8) 神谷隆太郎、福村慶則、杉杉一二三、武志英一；砂澁の特性について、中国地方建設局、出雲工事事務所
- 9) 建設省土木研究所；建設省流砂観測資料集、土木研究所資料第625号 1971
- 10) 吉川秀夫、椎貝博美、福岡捷二；流砂ある開水路流れの水利、東京工業大学土木工学科研究報告 Vol.2 1967
- 11) 細井正延；河川急流部の粗度係数と河道計画との関連について、土木研究所報告第115号 1963
- 12) H. P. Guy, O. B. Simons, E. V. Richardson ; Summany of Alluvial Channels Data from Flume Experiment, 1956-61 U. S. G. S professional paper 462-1 1966
- 13) 河相論；安藝 皎一、岩波書店 改訂版 1951
- 14) V. A. Vanoni ; Factors Determing bed Forms of Alluvial Streams, A. S. C. E Hy3 March 1974
- 15) 芦田和男；浮遊砂、1974年度水工学に関する夏期研修会講義集 1974
- 16) Lane, Kalinske ; Engineering Calculation of Suspended Sediment, Tran. AGU, vol. 22, 1941
- 17) D.B. Simons, E. V. Richardson, W.L. Haushild ; Some Effects of Fine Sediment on Flow Phenomena, U.S.G.S Water-Supply Paper 1498-G 1964

実河川の例の補足

U.S.G.S. water-Supply paper 1498-A, 1498-B に Middle Rio Grande と Elkhorn River の流速、水深、河底、底質、関係が報告されている。その中で $d > 0.02 \text{ cm}$ の場合を調べてみる。(以下に水以下の場合には、底質に存在する粘土質が φ と ψ の関係に入るのは作用を大抵しているようである。) 図46, 47 はその結果であり、ほぼ筆者が予測した φ と ψ の関係と満足している。これによって $\psi = 8,000$ 値での Anti dune の確認と Anti dune であり、 ψ と ψ_c の関係を知る、とみて可い。図3-4 の有効性がより増しと思われる。

なお、Elkhorn River と Middle Rio Grande に下る Angostura, Casa Colorado 地点の浮遊砂量は、1万 p.p.m. 以下であり、fine material による φ に対する影響は小さいと思われているが、Rio Grande の Calisto, Rio Puerco は、浮遊砂量が、10万 p.p.m. に達している。乾燥地帯の風化された粘土質が、流いによって多量に運ばれているのである。このように数万 p.p.m. に達する粘土質浮遊砂は、流体の粘性係数、密度も変え、河床に粘土質が堆積して固結し、また、レンズ状粘土質が底面に堆積したりして、fine material が無い場合の φ や ψ_c 、河床形態を変え、と思われている。その中、Corisaca, Rio Puerco の資料は、fine material の分は、河川と多少違っている値を持つと思われているが、この図に於ては、きりばいようだ。なお、fine material の増加は、流いの乱れ構造を変化させ、カルマン定数を変化させるという議論があるが河川における移動床流の現象としては本質的なものと考えべきでなく、むしろ fine material による粘土、密度、河床に fine material が堆積する程度、河床に fine material が固結してしる現象(レンズ状粘土層)、粘土質による粘着性の増加、粘土による化学的電気的反応(流体の pH の影響)、底質が流体にさらされる時間(底質の固結度にかかる時間効果、

(Water Supply paper 1498-F に流体にさらされる場合、大時、河床の平均と流体にさらされる時間、長さ、時間が必要なることと報告されている。) 等、現象を通して、移動床流と見るという視点が必要であろう。日本に於ける河川、浮遊砂量は最高 数 000 pp.m であり、fine material が加わることによる、移動床流の現象への影響は考えなくてはならない。

参考文献

- 12) J. K. Culbertson, D. R. Dawdy; A Study of Fluvial Characteristics and Hydraulic Variables, Riddle Rio Grande, New Mexico
U.S.G.S. water supply paper 1498-F 1964
- 13) E. W. Backman, L. W. Furness; Flow Characteristics of Elkhorn River Near Waterloo, Nebraska,
U.S.G.S. water supply paper 1498-B 1964

2-46

Elkhorn River Near Waterloo, Nebraska

における τ と H/d の関係

$d = 0.025 \text{ cm}$

浮遊物濃度

6000 ppm 以下

$H/d = 6000$ の予測値

$H/d = 3500$ の予測値

$H/d = 2500$ の予測値

H/d

- 240 ~ 500
- 500 ~ 1000
- ⊙ 1000 ~ 2000
- ⊗ 2000 ~ 3000
- ⊕ 3000 ~ 4000
- ⊖ 4000 ~ 5000
- ⊗ 5000 ~ 6000
- ⊕ 6000 ~ 7000
- ⊖ 7000 ~ 8000
- ⊗ 8000 ~ 9000

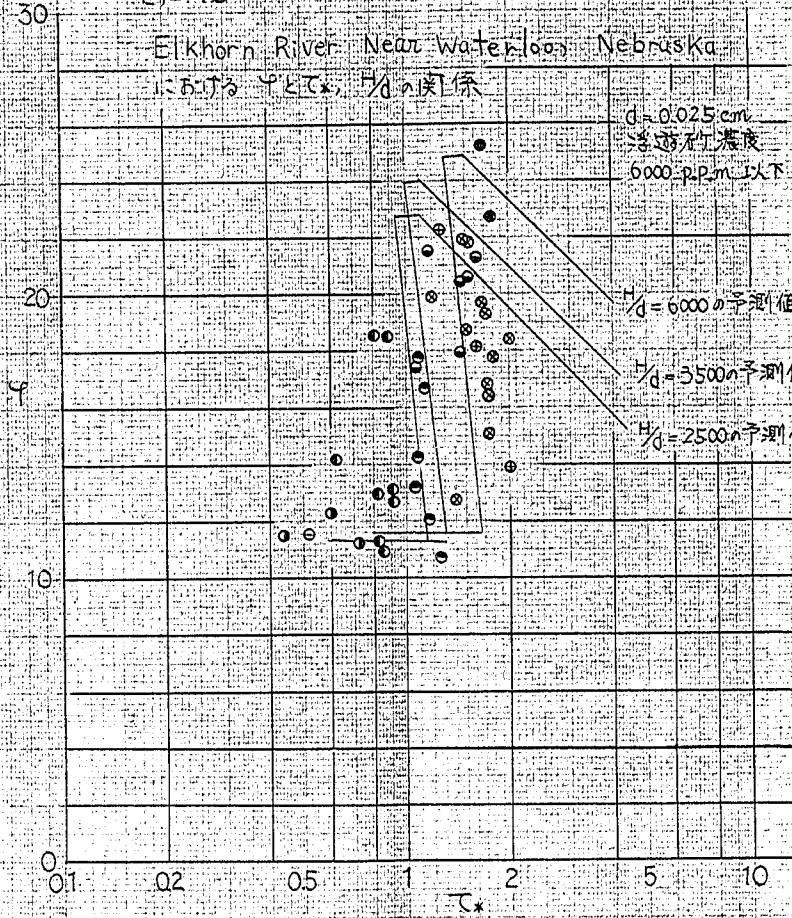
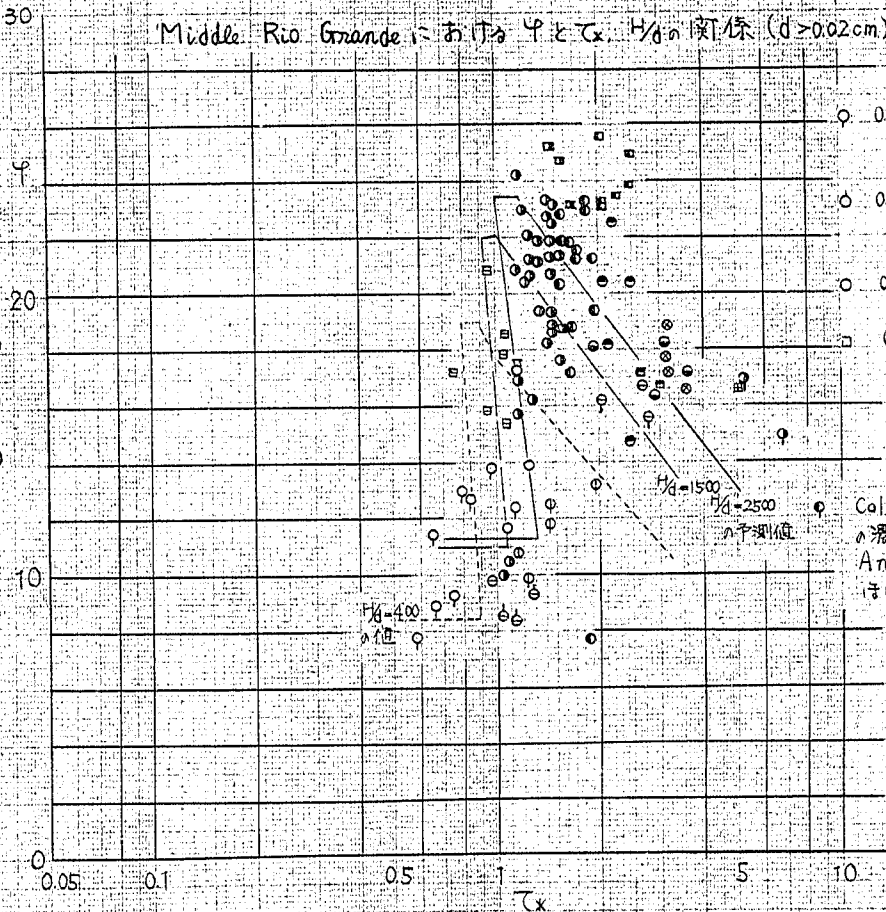


図2-47

Middle Rio Grande における Ψ と τ_x の関係 ($d > 0.02 \text{ cm}$)

- $\frac{H}{d}$
- 240 ~ 500
 - 500 ~ 1000
 - 1000 ~ 2000
 - 2000 ~ 3000
 - 3000 ~ 4000
 - 4000 ~ 5000
 - 5000 ~ 6000
 - 6000 ~ 7000
 - 7000 ~ 8000



Measuring point

Colisteo Creek

at Domingo

Angelura

heading near

Algodones

Casa Colorado

Rio Puerco

Colisteo, Rio Puerco, Wash. load
の濃度 10 ppm に達する。
Angelura, Casa Colorado は
ほぼ 1 ppm 以下