ＩＳＳＮ0386－5878
土木研究所資料第3049号

土木研究所資料

現代水制論

――水制は生き残れるか――

平成４年３月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

「Copyright © (1992) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

Appendix　4－3－7［1］の補足　1992.5.14

非越流型単独直角水制($L_g/\ell_g=\infty$)の場合の洗掘深について

Mohammad, A.G(1972)[1]は川幅76.2cm，長さ12.2mの可傾水路においてd_{50}=0.152cm及び0.094cmの材料を用いて，非越流型単独直角水制の回りの洗掘の実験を行い，洗掘深の評価式を提示している。実験データを表1に示す。

Mohammad, A.G., Armad 及び土屋・石崎の実験結果をZ_s/Hとτ_*，H/d，ℓ_g/H，ℓ_g/Bの関係を示したのが，図2及び図3である。

実験は clear water scour の状態及びそれを少し越える状態でなされているのでℓ_g/Z_sが2以上ではℓ_g/Hの影響は少なく，Z_s/Hは主にτ_*，H/d，ℓ_g/Bに支配され，ℓ_g/Z_sが2以下ではℓ_g/Hの影響を受けることになる。

図1，図2より次のことが言える。

①同一τ_*，ℓ_g/H，ℓ_g/BであればH/dが小さい方がZ_s/Hが大きくなる。これはフルード類がH/dの小さい方が大きく，水深Hに対する水制前面のもり上がり量が大きい水制先端部の加速度や下向流が強いからである。F_rが0.3程度以下では，H/dの影響は弱くなる。

②同一τ_*，H/d，ℓ_g/Bであれば，ℓ_g/Hが小さいほどZ_s/Hが小さくなる。ただし，ℓ_g/Z_sが2以上であれば，ℓ_g/Hの影響はほとんど無いと考えられる。

③同一τ_*，H/d，ℓ_g/Hであれば，ℓ_g/Bが小さいほどZ_s/Hは小さくなる。ℓ_g/Bが0.2以下であれば，この頃の影響は実用上無視しても良いと考えられる。

④土屋，石崎の資料は（・印）はMohammadの資料に比べて同一H/d，ℓ_g/Hに対してZ_s/Hの値が小さい。これは，Mohammadが示したように静的平衡状態に達する時間が30～40時間にも達することより，土屋，石崎の実験値は，最終状態に達していない可能性がある。

参考文献

1) Mohammad, A.G., 1972; Erosion of sand beds around spur dikes, ASCE Hy.9, Sep. PP.587-1602.

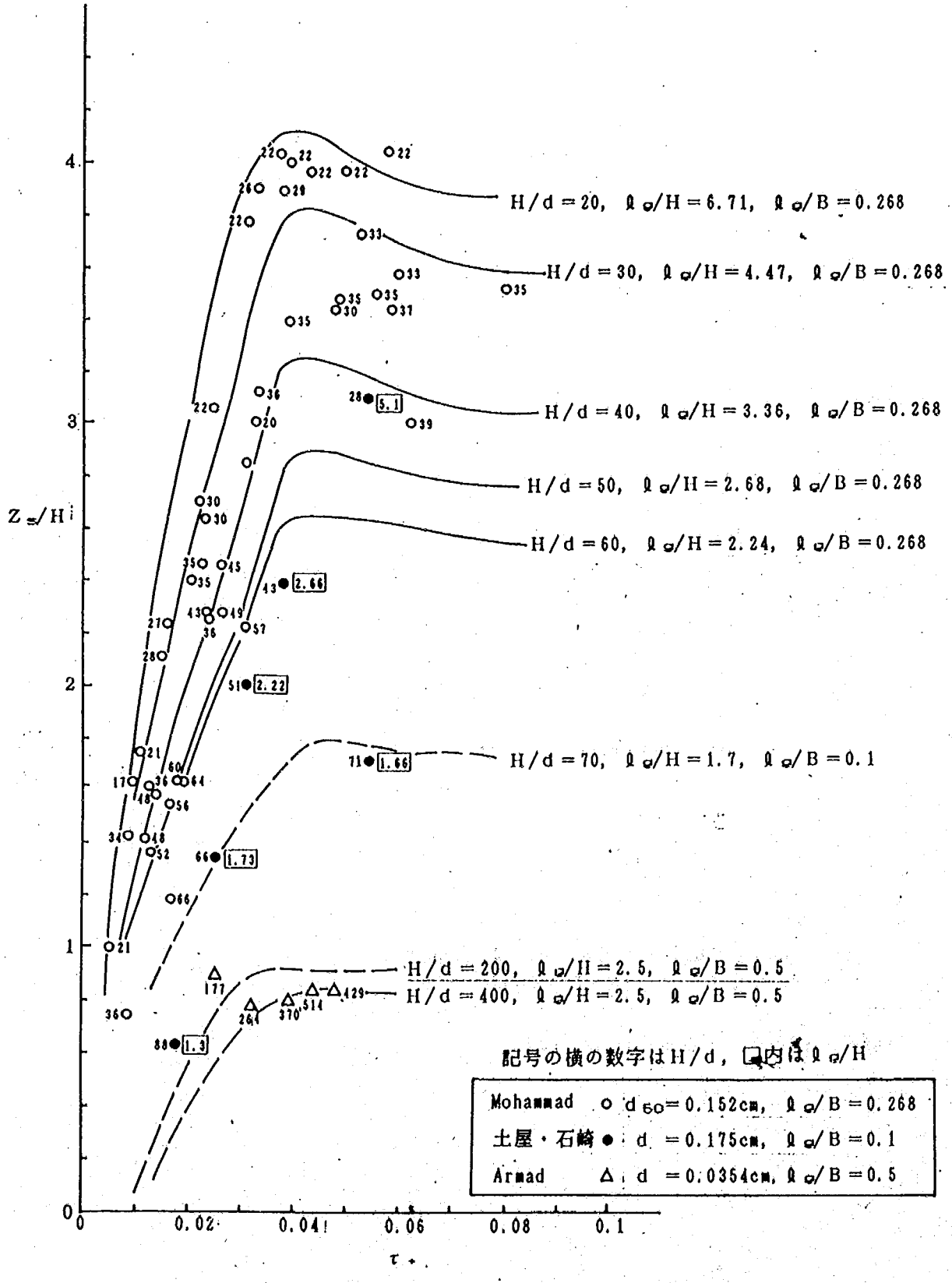


図1　d＝0.152cm, 0.175cm, 0.0354cmの実験データを用いた
Z a/Hとτ *, H/d, ℓ a/H, ℓ a/Bの関係

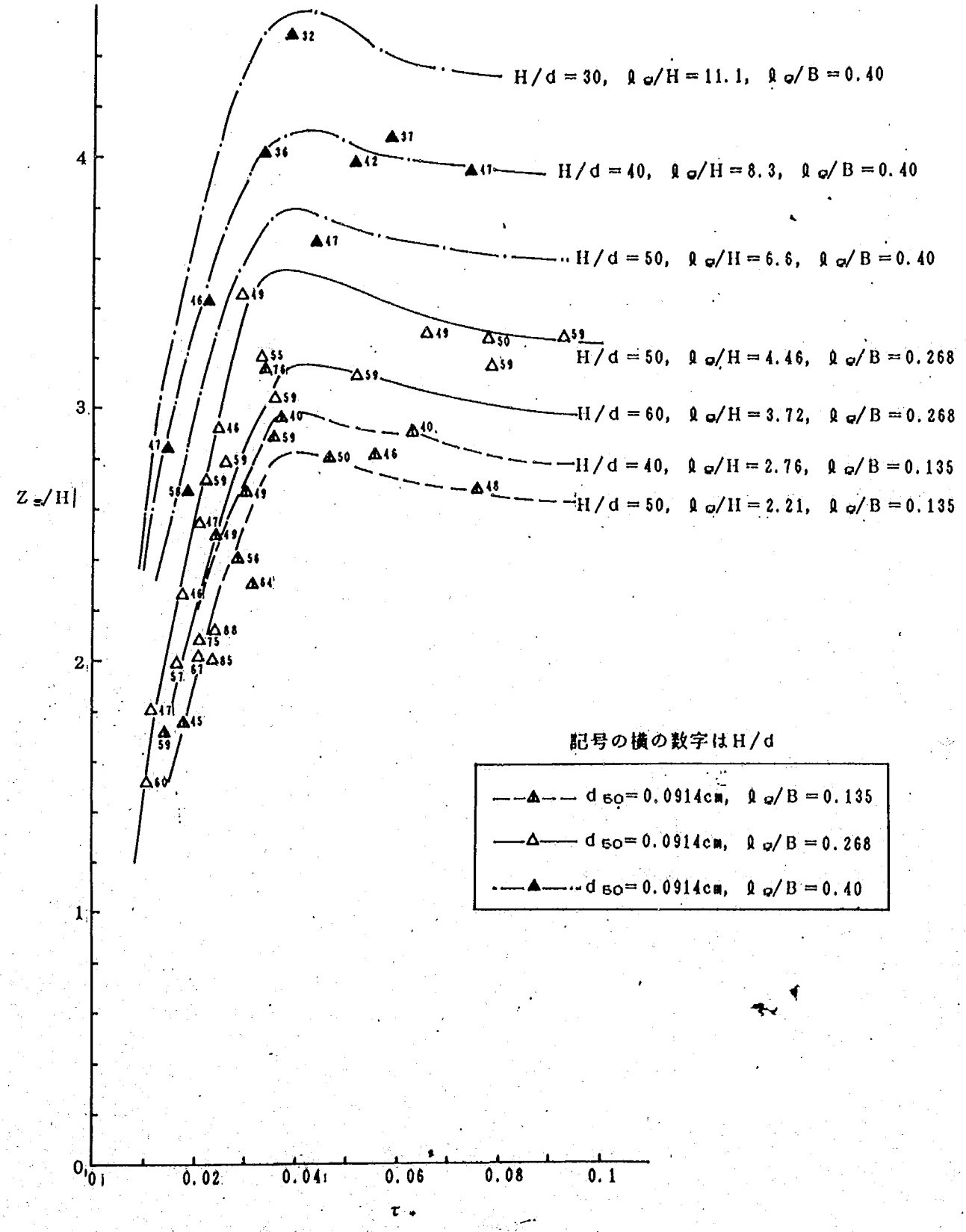


図2　d＝0.0914cmの実験データを用いた
Z∞/Hとτ*, H/d　ℓ∞/H　ℓ∞/Bの関係

表1　非越流型水制の局所洗掘データ

ﾃｽﾄ	l_w	H	l_w/B	Z_w	Z_w/H	d_{50}	B/d_{50}	Q	I	U*	r*	B	l_w/B
	cm					cm			$\times10^{-4}$			cm	
1	20.4	7.31	2.79	11.6	1.58	0.152	46.1		4.75	1.84	0.0136	76.2	0.268
2	〃	8.53	3.39	13.4	1.55	〃	56.1		4.75		0.0163	〃	〃
3	〃	9.14	3.23	14.9	1.63	〃	60.1		4.75		0.0173	〃	〃
4	〃	9.75	3.09	15.8	1.62	〃	64.1		4.75		0.0181	〃	〃
5	〃	2.63	1.76	4.27	1.62	〃	17.2		0.90		0.0091	〃	〃
6	〃	4.24	4.81	8.93	2.11	〃	27.9		0.90		0.0149	〃	〃
7	〃	5.42	3.76	12.2	2.25	〃	35.7		0.90		0.0232	〃	〃
8	〃	6.55	3.11	14.9	2.28	〃	43.1		0.90		0.0237	〃	〃
9	〃	7.47	2.73	17.2	2.28	〃	49.1		0.90		0.0264	〃	〃
10	〃	8.62	2.36	19.2	2.22	〃	56.7		0.90		0.0306	〃	〃
11	〃	3.14	6.50	5.17	1.60	〃	20.7		4.08		0.0051	〃	〃
12	〃	5.15	3.96	7.32	1.42	〃	33.9		4.08		0.0084	〃	〃
13	〃	7.32	2.79	9.69	1.42	〃	48.2		4.08		0.0119	〃	〃
14	〃	7.92	2.57	10.7	1.37	〃	52.1		4.08		0.0129	〃	〃
15	〃	10.0	2.03	11.8	1.18	〃	65.8		4.08		0.0163	〃	〃
16	〃	5.42	3.76	4.45	0.73	〃	35.7		4.08		0.0088	〃	〃
17	〃	5.39	3.78	8.63	1.60	〃	35.5		5.90		0.0123	〃	〃
18	〃	5.33	3.82	13.1	2.47	〃	35.1		10.30		0.0219	〃	〃
19	〃	5.33	3.82	15.6	2.93	〃	35.1		14.50		0.0306	〃	〃
20	〃	5.39	3.78	16.9	3.13	〃	35.5		15.40		0.0331	〃	〃
21	〃	5.36	3.80	18.4	3.40	〃	35.3		16.40		0.0393	〃	〃
22	〃	3.32	6.14	10.1	3.06	〃	21.8		16.40		0.0244	〃	〃
23	〃	3.32	6.14	12.6	3.78	〃	21.8		23.30		0.0306	〃	〃
24	20.4	5.27	3.87	18.3	3.46	0.152	34.7		23.30		0.0490	76.2	0.268
25	〃	3.38	6.03	13.7	4.03	〃	22.2		27.50		0.0370	〃	〃
26	〃	3.41	5.98	13.7	3.97	〃	22.4		31.40		0.0427	〃	〃
27	〃	3.32	6.14	13.4	4.05	〃	21.8		44.20		0.0585	〃	〃
28	〃	3.38	6.02	13.4	3.97	〃	22.2		36.90		0.0497	〃	〃
29	〃	3.26	6.26	5.79	1.75	〃	21.4		8.08		0.0105	〃	〃
30	〃	5.36	3.80	18.1	3.52	〃	35.3		27.40		0.0399	〃	〃
31	〃	3.32	6.14	13.3	4.00	〃	21.8		29.50		0.0391	〃	〃
32	〃	5.00	4.08	18.1	3.73	〃	32.9		26.3		0.0524	〃	〃
33	〃	4.51	4.52	15.9	3.47	〃	29.7		26.3		0.0473	〃	〃
34	〃	5.30	3.85	18.0	3.50	〃	34.9		26.3		0.0556	〃	〃
35	〃	5.61	3.64	18.8	3.44	〃	36.9		26.3		0.0568	〃	〃
36	〃	5.94	3.43	18.7	3.00	〃	39.1		26.3		0.0623	〃	〃
37	〃	3.11	6.56	18.9	3.00	〃	20.4		26.3		0.0326	〃	〃
38	〃	3.81	5.35	14.8	3.90	〃	25.5		21.4		0.0325	〃	〃
39	〃	4.29	4.65	17.3	3.95	〃	28.9		21.4		0.0375	〃	〃
40	〃	6.77	3.01	16.7	2.46	〃	44.5		9.60		0.0259	〃	〃
41	〃	4.54	4.49	11.9	2.70	〃	29.9		11.9		0.0215	〃	〃
42	〃	5.27	3.87	12.6	2.40	〃	34.7		9.60		0.0202	〃	〃
43	〃	5.66	3.47	15.5	2.64	〃	38.7		9.60		0.0225	〃	〃
44	〃	4.05	5.03	8.84	2.23	〃	26.6		9.60		0.0155	〃	〃
45	〃	5.09	4.01	16.3	3.36	〃	33.4		29.5		0.0599	〃	〃

ﾃｽﾄ	l_w	H	l_w/B	Z_w	Z_w/H	d_{50}	B/d_{50}	Q	I	U*	r*	B	l_w/B
	cm					cm			$\times10^{-4}$			cm	
1	20.4	5.69	2.96	14.4	2.66	0.0914	75.4		4.57		0.0269	76.2	0.268
2	〃	7.74	2.63	15.2	2.09	〃	84.7		4.57		0.0295	〃	〃
3	〃	8.02	2.54	17.1	2.12	〃	87.7		4.57		0.0243	〃	〃
4	〃	5.43	3.76	10.7	1.99	〃	59.4		4.57		0.0165	〃	〃
5	〃	4.55	4.58	15.2	3.45	〃	46.6		9.93		0.0293	〃	〃
6	〃	5.06	4.03	16.2	3.20	〃	55.4		9.93		0.0333	〃	〃
7	〃	5.43	3.76	16.5	3.04	〃	59.4		9.93		0.0358	〃	〃
8	〃	5.43	3.76	14.8	2.72	〃	59.4		8.11		0.0220	〃	〃
9	〃	5.46	3.74	8.29	1.52	〃	59.7		2.90		0.0105	〃	〃
10	〃	5.39	3.78	15.1	2.79	〃	59.0		7.40		0.0264	〃	〃
11	〃	5.43	3.76	17.0	3.13	〃	59.4		15.0		0.0540	〃	〃
12	〃	4.51	4.48	14.9	3.30	〃	49.3		22.0		0.0658	〃	〃
13	〃	5.38	3.80	17.0	3.17	〃	58.8		22.0		0.0782	〃	〃
14	〃	4.54	4.49	14.9	3.27	〃	49.7		25.8		0.0777	〃	〃
15	〃	5.42	3.76	17.8	3.28	〃	59.3		25.8		0.0927	〃	〃
16	〃	6.10	3.35	12.6	2.01	〃	66.7		5.20		0.0210	〃	〃
17	〃	4.20	4.85	12.3	2.92	〃	46.0		8.95		0.0245	〃	〃
18	〃	4.27	4.78	10.8	2.54	〃	46.7		7.30		0.0207	〃	〃
19	〃	4.24	4.82	7.99	2.26	〃	46.4		6.30		0.0177	〃	〃
20	〃	4.27	4.78	6.40	1.80	〃	46.7		4.03		0.0114	〃	〃
1	10.1	5.66	2.76	10.5	2.90	0.0914	40.0		25.8		0.0826	76.2	0.133
2	〃	4.39	2.30	11.7	2.67	〃	48.0		25.8		0.0751	〃	〃
3	〃	4.51	2.24	12.1	2.67	〃	49.3		10.0		0.0299	〃	〃
4	〃	5.36	1.88	15.5	2.88	〃	58.6		10.0		0.0355	〃	〃
5	〃	3.29	3.07	10.4	3.15	〃	36.0		15.5		0.0338	〃	〃
6	〃	3.62	2.78	10.7	2.96	〃	39.6		15.5		0.0372	〃	〃
7	〃	4.54	2.22	12.7	2.80	〃	49.5		15.5		0.0467	〃	〃
8	〃	5.12	1.97	12.3	2.40	〃	56.0		8.20		0.0278	〃	〃
9	〃	5.02	1.73	12.9	2.30	〃	63.7		8.20		0.0316	〃	〃
10	〃	4.48	2.25	11.2	2.50	〃	49.0		8.20		0.0244	〃	〃
11	〃	4.21	2.40	11.9	2.81	〃	46.1		19.9		0.0556	〃	〃
12	〃	4.15	2.44	7.10	1.72	〃	45.4		5.20		0.0143	〃	〃
13	〃	5.43	1.86	9.54	1.76	〃	59.4		5.20		0.0187	〃	〃
14	30.48	3.41	8.92	13.8	4.07	〃	37.3		25.8		0.0583	〃	0.40
15	〃	4.33	7.04	16.5	3.95	〃	47.4		25.8		0.0741	〃	〃
16	〃	3.29	9.26	13.3	4.01	〃	36.0		15.5		0.0338	〃	〃
17	〃	4.27	7.14	15.6	3.66	〃	46.7		15.5		0.0439	〃	〃
18	〃	4.18	7.30	13.9	3.43	〃	45.7		8.20		0.0227	〃	〃
19	〃	3.87	7.87	15.4	3.98	〃	42.3		19.9		0.0511	〃	〃
20	〃	2.93	10.4	13.4	4.48	〃	32.0		19.9		0.0387	〃	〃
21	〃	5.33	5.71	14.4	2.67	〃	58.3		5.20		0.0184	〃	〃
22	〃	4.21	7.25	11.9	2.84	〃	46.4		5.20		0.0145	〃	〃

土木研究所資料
第3049号1992年3月

現代水制論

——水制は生き残れるか——

河川研究室長　山本晃一

要旨

本論は，文献調査，現地水制工実態調査等を通して，水制工の発達の歴史，水制工設計思想の変遷，河道特性と適用水制工種，水制工の破損原因等について取りまとめ，それらを踏まえて，今後，水制をどのように生かし，いかに設計，配置していくべきかについて論じたものである。

キーワード　水制，河道特性，護岸，河岸侵食防止，航路維持

ま え が き

昭和30年以前に河川工事に関わった河川技術者は，水制という言葉を聞いた時，自分の河川への思いと同時に，なつかしさの感情が生じるのではなかろうか。40年以降に河川の場に参入した者には，知識としての水制という言葉は知っているが，この思いがない。

筆者は昭和40年代の後半から河川の仕事に関わるようになったが，50年代，60年代を通して水制工を河川処理の中で位置付け，それを実践的課題としてまともに取りあげる機会はなかった。河岸侵食防止工に求められている強度，耐力，確実性の水準及び経済性の観点から見ると，通常の護岸・根固め工に劣っているのではないかというのが，そのころの水制に対する評価であった。

水制は河川技術史の中の技術なのだろうか。それとも平成の時代に入って生きた技術として蘇ることが可能なのだろうか。それに答えてみたい。

目　　次

まえがき

第１章　調査の目的と内容…… 1
　１－１　調査の目的…… 1
　１－２　本論の構成と内容…… 1

第２章　水制工とその設計思想の変遷…… 3
　２－１　本章の課題…… 3
　２－２　江戸時代以前の水制技術…… 3
　２－３　江戸時代の水制技術…… 6
　　〔１〕　算法地方大成…… 9
　　〔２〕　隄防溝洫志…… 14
　２－４　明治初期から中期の水制技術…… 28
　　〔１〕　治水総論…… 30
　２－５　明治中期から大正期の水制技術…… 34
　　〔１〕　河工学――長崎敏音――…… 36
　　〔２〕　治　水――岡崎文吉――…… 38
　　〔３〕　河　工――君島八郎――…… 43
　２－６　昭和初期から昭和30年代までの水制技術…… 45
　　〔１〕　日本水制工論――眞田秀吉――…… 46
　　〔２〕　護岸水制――立神弘洋――…… 63
　　〔３〕　護岸水制――富永正義――…… 68
　　〔４〕　実践事例の報告と水制工の改良…… 75
　　〔５〕　河相論――安藝皎――…… 82
　　〔６〕　護岸と水制工事――鷲尾盤龍――…… 91
　　〔７〕　急流荒廃河川の処理とその工法について――橋本規明――…… 106
　　〔８〕　利根川上流部（前橋附近）に於ける護岸水制の特異性について
　　――高野宗久――…… 115
　２－７　昭和30年代から昭和40年代前半期の水制技術…… 117
　　〔１〕水制に関する研究――水理学的視点の導入――…… 117
　２－８　昭和30年代後半から昭和40年代の河岸処理における水制工の位置…… 133
　２－９　昭和50年代以降の水制技術…… 135

第3章　水制工の実態とその評価…… 140
3－1　本章の課題…… 140
3－2　利根川184～120kmの河道特性と水制…… 140
3－2－1　河川の概況…… 140
3－2－2　調査対象区間の河道特性量と segment 区分 …… 141
3－2－3　水制工の実態と破損原因…… 155
3－2－4　水制工の評価と今後の方向…… 187
3－3　利根川前橋市付近の河道特性と水制…… 189
3－3－1　利根川前橋付近の河道特性…… 189
3－3－2　水制工の実態と破損原因…… 193
3－3－3　利根川前橋付近の水制工の評価…… 201
3－4　黒部川の河道特性と水制…… 202
3－4－1　黒部川の概況…… 202
3－4－2　黒部川の河道特性と segment 区分 …… 204
3－4－3　水制工の実態…… 215
3－4－4　水制工の評価と今後の方向…… 236

第4章　水制設置場の特性と水制の水理…… 239
4－1　本章の課題…… 239
4－2　河道特性と水制…… 239
4－2－1　河道特性項目と分類指標…… 239
4－2－2　河床材料と平均年最大流量時の掃流力…… 240
4－2－3　平均年最大流量時の河道のスケールと流速…… 243
4－2－4　河道の segment 区分と水制工 …… 247
4－3　河岸沿いの洗掘要因と洗掘深…… 249
4－3－1　河岸の侵食形態…… 249
4－3－2　河岸沿いの洗掘要因…… 252
4－3－3　水路の平面形状と深掘れ位置…… 253
4－3－4　水路の平面形状・砂州による深掘れ…… 264
4－3－5　川幅変化による深掘れ…… 272
4－3－6　小規模河床波による深掘れ…… 274
4－3－7　水制回りの局所洗掘…… 277
4－4　水制による流速低減効果…… 288
4－5　土砂の堆積条件…… 296

4－6　捨石，コンクリートブロックの移動限界流速…… 305
4－7　水制による河道特性の変化…… 315
4－8　水制工と河岸線…… 315

第5章　水制工の意義と水制工の設計…… 321
5－1　水制工の機能と設置目的…… 321
5－2　河岸侵食防止工としての水制…… 322
5－2－1　現代における意義と方向…… 322
5－2－2　基準水位（流量）…… 325
5－2－3　低水路の法線形…… 326
5－2－4　河岸侵食防止工の設置位置…… 330
5－2－5　河岸侵食防止工のランク付けと水制工の選択…… 331
5－2－6　水制工の形状と配置形態…… 334
5－3　低水路法線形の整正及び修正のための水制…… 340
5－3－1　現代における意義と方向…… 340
5－4　航路維持のための水制…… 341
5－4－1　現代における意義と方向…… 341
5－4－2　設計対象流量…… 341
5－4－3　確保水深…… 341
5－4－4　制御川幅…… 342
5－4－5　水制の天端高…… 343
5－4－6　航路部（水制包絡線）の線形…… 343
5－4－7　水制工の配置形態…… 344
5－4－8　河岸の侵食防止…… 346
5－4－9　水制工の構造…… 346
5－5　景観のための水制…… 347
5－5－1　現代における意義と方向…… 347
5－5－2　修景のための水制設計のポイント…… 348
5－6　生態系の保全・育生のための水制…… 348
5－6－1　現代における意義と方向…… 348

あとがき

参考資料1　砂州の特性

記号一覧表

A	；	河積
B	；	水路幅
b_g	；	水制の幅
B_s	；	うろこ状砂州の砂州幅
C	；	Chezy 係数＝ $V_m/\sqrt{HIe}$
d	；	粒径
d_m	；	平均粒径
d_{16}	；	16％通過粒径
d_{50}	；	50％通過粒径
d_{60}	；	60％通過粒径
d_{84}	；	84％通過粒径
d_l	；	粒径
F_r	；	フルード数＝ $V_m/\sqrt{gH}$
g	；	重力加速度
H	；	水深
H_m	；	平均水深
H_s	；	河床波の高さ，河床波のクレストの高さと底の高さの差
hg	；	水制の高さ
I_e	；	エネルギー勾配
I	；	水路の勾配
I_b	；	河床勾配
k_s	；	相当粗度
L_s	；	河床波の波長
L_g	；	水制の間隔
ℓ_g	；	水制の長さ
n	；	マニングの粗度係数
Q	；	流量
Q_b	；	低水路満杯流量
q_s	；	単位幅単位時間当り流砂量
R	；	径深
R_e	；	粒子レイノルズ数＝ u_*d/ν
s	；	粒子の水中比重＝ $(\rho_s-\rho_w)/\rho_w$

S ； 蛇行度，水路長と谷長の比

u_* ； まさつ速度＝$\sqrt{gHI_e}$

u_{*c} ； 土砂の移動限界時のまさつ速度

V_m ； 平均流速

V_s ； 河床波の進行速度

$u_{(z)}$ ； 河床面より距離 z の流速

w_o ； 沈降速度

ν ； 動粘性係数

ρ_s ； 粒子の密度

ρ_w ； 水の密度

τ_* ； 無次元掃流力＝u_*^2/sgd_m

τ_{*c} ； 無次元移動限界掃流力

φ ； 流速係数＝V_m/u_*

λ ； 蛇行の波長，あるいは空隙率

第1章　調査の目的と内容

1－1　調査の目的

水制は，古来より数多く設置され，被災を通して徐々に工法が改良されてきたものであるが，水理的な検討の難しさ，河岸侵食に対する直接的な効果の分りにくさ，設計の標準化の困難さ，護岸・根固め工法の進歩や施工方法の簡潔さ等もあり，一時期ほど積極的な設置が見られなくなってきている。

水制の設計基準の困難さは，「建設省河川砂防技術基準㈱計画編」及び「解説・河川管理施設等構造令」の説明にも見ることができる。

「建設省河川砂防技術基準㈱計画編」[1]では，「工種の選定」・「方向」・「長さ，高さ及び間隔」に対してその解説のなかで，これまでの設置例を示し，その状況を示唆するに止めている。「解説・河川管理施設等構造令」[2]では，「採用すべきタイプについてはその目的及び河川の状況等により個々に判断する必要がある。……設置にあたっては，その影響について必要に応じ模型実験等を行うなど十分な検討を行う必要がある。」と記述している。

このような状況に対して水制工を見なおすべきであるとし，水制の設置も試みられたが，それが一つの流れとなることもなく，返り見られなくなった。

ところで，近年護岸・根固めに対して景観や河川内の生態系の保全の面から種々の批判の声が聞こえるようになり，伝統工法や水制工の見なおし作業が試験的に試みられるようになってきたが[3]，水制技術に関するノウハウが一度止だえたこともあって暗中摸索の所がある。

そこで文献調査，現地水制調査を通して，水制工の発達の歴史，水制工設計思想の変遷，河道特性と適用水制工種，水制工の破損原因等について取りまとめ，さらにそれらを踏まえて，今後，水制をどのように生かし，いかに設計・配置していくべきか論じることにした。

1－2　本論の構成と内容

本論の構成と内容は以下のとおりである。

第1章では，本調査が必要となった背景，調査内容が示される。

第2章では，水制に関する文献より，水制工の発達及び水制工の配置・構造の設計思想を時代区分ごとに取りまとめ，水制工の発達がどのような社会的背景のもとで，またその発展をもたらした新たな認識や考え方がどのようなものであったか考察し，現代に役立つものを探すと同時に今後の方向を示す。

第3章では，実際に河川に設置された水制工が，どのような効用を発揮したのか，河道にどのような変化をあたえたのか，逆に水制工が洪水等によってどの程度変形，破損したのか，利根川

及び黒部川の現地実態調査を行って明らかにし，既設水制工の問題点や改良点，今後の水制工のあり方について示す。

第4章では，水制設置場の種々の特性と水制の水理，すなわち水制工論のための河道の分類の仕方，河岸沿いの洗掘要因と洗掘深，水制による流速低減効果，水制による流線の変化，土砂の堆積条件と堆積形状，水制材料の移動限界流速，水制による河道特性の変化について詳述する。

第5章では，現代における水制工の意義とその設計法について，水制工の設置目的別（河岸侵食防止のための水制工，低水路の整正及び修正のための水制工，航路維持のための水制工，景観・生態系の保全・改善のための水制工）に示す。

参考文献

1) 建設省河川局監修，日本河川協会編，1976；建設省河川砂防技術基準(案)，山海堂，pp.109～110.

2) 河川管理施設等構造令研究会編，1977：解説・河川管理施設等構造令，pp.134～136.

3) Nikkei Construction, 1991；「伝統工法」でアユを住みよく，pp.20～25.

第２章　水制工とその設計思想の変遷

２－１　本章の課題

水制工法は，古くから実施されてきた河岸処理技術でありながら，合理的な設計法が確立されていない。各時代の河川の位置付け（河川が持つ各種機能への期待度），社会の生産力，技術力，河川統制組織の背景のもとで，現場の実践を通して経験を積み重ね，発展してきた河川技術の典型と言われるものである。各種水制工種は，それゆえ地域性と歴史性を背負っている。

従って各種水制工種は，それが実施された時代の河川に関する認識の程度，技術水準，河道特性を暗黙の内に色濃く反映している。

本章においては，新しい水制工種の出現，改良が，どのような社会的背景のもとで，またその変化をもたらした新たな認識や考え方はどのようなものであったかを技術書を基に考察し，それを通して現在に適用しえる工法及び考え方，また現在では忘れてしまったような河川の見方というものを抽出し，さらに現在我々が持つ河川に関する認識水準を基に水制工法の再評価を行い，水制工法の改善，設計の考え方に生かす準備とする。

文献調査における着目点は以下のとおりである。

i）　河道特性と水制工種，配置計画との関係性への認識程度

ii）　河岸処理工法の中での水制工の相対的位置

iii）　水制工法，工種の変化発達要因

iv）　水制工法の発達における社会的影響力（財政力，河川統制組織，技術力，社会が河川に期待する役割）

２－２　江戸時代以前の水制技術

河川に対する人間の働きかけは，古代より，その時代時代の社会体制，生産力水準，技術水準と密接な関連をもちながら連綿と行われてきた。その歴史の示す所によれば社会・経済の変動期およびその直後は，河川と流域（人間）のつき合い方の変り目であり，河川を制御する技術が高度化し，河川の姿が変貌していく時期である。以下に治水の変遷を通して河岸処理技術をながめてみる。

遠い縄文時代にあっては，植物の採取や狩猟を中心に生活を営み，住居も氾濫原を避けたこともあって，河川との関りは甚だ薄いものであったといえる。弥生時代に至ると，大陸との交易，渡来人による農耕技術の導入もあって水田稲作の発展を見ることになる。この頃は住居は丘の周辺あるいは自然堤防上の微高地に構えられ，水田は浅い谷地や小川から水を引いて営まれた。人間と河川の関係が密接になった最初の時期，治水の始まりであり，人間が河岸に積極的に働きか

ける河岸処理技術の始まりと言える。このころの河岸処理技術は文章として残っていないので遺跡からその工法を探らざるを得ない。用水路や小河川の川欠けを防ぎまた導水するために杭柵工や板柵工程度のものは施工されていたと考えられる。

4世紀から5世紀には大規模な古墳が造られていることから，生産力水準の上昇，権力の集中が進んだことが知られる。これは，水田耕作面積の増大，すなわち，沖積地の開発が進んだことを示している。これは水害を増大させる。古代の水害記録を見ると，河内平野では，河内湖（現在の大阪府）周辺で，河川からの流入水による湖水の増大により農耕地が被害を被ったという記録が残っている[1]。

洪水への積極的な対処としては，日本書紀の中に記述されている淀川茨田堤の築造や難波の堀江の開削に代表される。当時にあって，このような大規模な治水工事ができたのは，奈良平野，河内平野が，当時の技術でも開発しやすい地形の所が多く，またある程度の面積を有し，米の生産力が増大し，一帯を支配する権力者が存在し得たこと，さらに長年月にわたる洪水との戦いおよび朝鮮半島からの帰化人から得た土木技術の高度化があったことによるものである。

眞田秀吉の「日本水制工論」によれば，古事記の記載，万葉集の歌から，竹蛇籠（古事記では荒籠と記載されている。中国から伝来された技術）や杭工，柵工がこのころ施工されたとしている。

しかしながら，全体から見れば，沖積地の開発は十分でなく，氾濫被害が及ばず，かつかんがいの便に恵まれた勾配の緩い扇状地や，幾分勾配の急な自然堤防地帯で開発が行われた。

飛鳥時代になると，中大兄皇子等による大化の改新（645）が行なわれ，地方豪族による地方支配の強い氏族的社会から，隋・唐の進んだ文化や制度を取り入れた律令制国家，すなわち，中央集権的な国家体制が整備された。公地公民の制，班田収授の法という法制度は，米そのものが大和朝廷の財政的基盤であることを示すものであり，水田の拡大と用水の確保は，朝廷の存続と律令体制の絶対条件となった。

治水について見ると，大化2年に早くも耕地開発のため河川に堤防を築造せよという詔が出され，国や郡という政府関係機関の下で結集された農民への賦役により治水工事が実施された。治水工事，条里制の施行による新田開発は，奈良時代中期に急速に進展し，天平文化の栄華をささえるが，その一方で耕地が洪水氾濫域に進出したために，日本書紀などを見ると，洪水との戦い，水害の被害がますます厳しさを増していったことがうかがえる。

このような耕地開発を目的とした河川への積極的な働きかけは，中央集権的な国家体制が確立され，公民を土木工事に動員しえる権力があり，外国（中国，朝鮮）からの進んだ技術及び帰化人による直接的な各種技術の導入によって可能になったと考えられる。河岸処理技術としては，前の時代と大きくは変わないと考えられるが，その適用の場が大きく拡大したと見るべきであろう。眞田秀吉によると，奈良朝の初期に三本の木材を主部材とする三又（猪子）や出雲結，いわゆる牛枠類が使用されたとしている。

その後，律令体制下の公地公民制は，この制度の内においても私有地であった寺田・神田等の

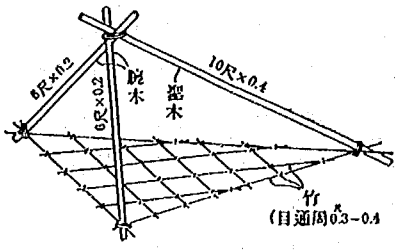


図２－２－１　三又（猪子）（諸国堤川除樋橋定法）

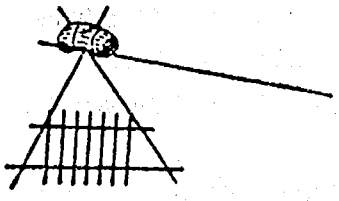


図２－２－２　出雲結（日本水制工論）

増大，王臣の位田・功田，職田の私有地化によって弱体化し，公田は私有化・荘園化されていった。また当時口分田の不足を解消するための開墾政策として進められた三世一身の法や墾田永世私財法では，開墾が資産と労働力（逃亡農民）をもつ者に限られたため，私墾田は寺社や貴族が所有する所になり，さらに寄進による墾田も合わせて耕地の大部分は寺社・貴族の所有するところとなった。土地の私有化に伴い用水も国家的管理から離れ，荘園単位の用水体系となり小河川や溜池に依存するようになる。治水工事も大規模なものは行なわれなくなり，沖積平野に進出した水田が度重なる水害によって荒廃していくケースが多くなる。

この結果地先単位の洪水防御の必要性が高まっていき，畑囲い堤等の小規模な治水，いうなれば地先単位の洪水防御が行なわれるようになる。

このころ地先単位の河岸侵食防止工が行われたと推定されるが，技術的にはほとんど発展を示さなかったと思われる。

荘園の増大と不輸・不入の権は荘園内の管理や自衛的な武力の存在を必要とすることになり，荘園の管理等に携っていた土豪は武士となった。鎌倉幕府の成立とともに荘園武士らは，守護，地頭，御家人等の身分を得，徐々に荘園領主の支配から離れた。室町時代に入ると，有力な武士は荘園支配の権限を奪い，守護大名となっていき，荘園制は崩壊していく。治水・用水に対する支配権もこれら武士に移行していく。一方荘園制のもとで奴隷のように働かされていた荘民が，荘園制の弱体化とともに，自営農民に成長するものが増え，荘園の枠を越えて地域的に結合し，経済的・行政的に一つにまとまった名主を中心とした自治組織“惣”を形成していく。

ここに近世・近代につながる農村の原型が発生し，水利・水防組織の中核的担い手になってい

く。

応仁の乱によって，幕府の統制力が弱まると，各地に戦国大名が出現し，戦力の基盤である土地・農民の奪取のため，外に向かって戦うと同時に，自領内では兵力増強，作物増産をスローガンに国力増進に励んだ。農業生産の基盤整備事業であるかんがいや治水施設の整備が武将たちの指揮によって展開されるようになる。一方戦国大名の居城が領国の中心地に築かれると，その周辺には武家屋敷が置かれ，貨幣経済の発達もあって町人も住む城下町が形成されていく。ここに都市防衛を含めた自国領地の洪水防御が大きな課題となった。

武田信玄による釜無川の治水はその代表例で，甲府盆地を守るために，信玄堤等を築き上げ，釜無川・御勅使川・塩山の三川合流点における抜本的な治水対策を全うしたのは有名である。信玄は，また，この治水計画により，信玄堤の近くに移住を勧めた領民に対して，租税や労力奉仕を永らく免除する一方，洪水時の水防従事を義務づけた。洪水により危険な状態になった場合，普請奉行からの命令により，直ちに水防に出仕させるなどして，領民による地先防衛を含む治水戦略を練り上げている[3]。

戦国大名の支配圏域は，各々の領国に限られ，そこで河川に積極的に働きかければ，その領国内の河川の特性に合った各地特有の河川技術が発達する。この技術の直接的な担手は，地域にはりついた武士・農民である。彼らは氾らんの直接被害者であり河川に関して大きな関心を持ち，自身の土地の安全に関わる河川工事に関心を配い，河岸侵食防止工の技術的改良に関わっていく。この地域の経験を通した技術的改良を領国支配のため積極的に取り入れ組織化していくという戦国大名の能動的な働きが，この技術的改良をより進めたと考えられる。

各地特有の水制工法が案出されたが，この技術は適用された河川特性に対応する技術であり，これらの技術を体系化・分類化し，河川の特性と水制工種の関係を示すのは，江戸中期以降に待たなければならない。この時代に特筆されるのは，急流河川である釜無川で発達した聖牛類であろう。

2－3　江戸時代の水制技術

16世紀の後半，豊臣秀吉によって天下統一がなされ，その後徳川幕府が成立し，強力な幕府の支配のもとに，沖積地の開発が進み，大規模な治水事業，干拓事業が行なわれた。まず舟運のための河川工事が隆盛を極める。例えば角倉了以は，大井川，保津川，富士川，天龍川，高瀬川に，河村瑞賢は淀川に航路を開くための河川工事を実施した。また治水事業としては，淀川，利根川，木曽川等々多くの河川で行われている。特に会の川締切り（1594）に始まる利根川の東遷事業が有名であり[1]，これは氾濫低湿地（埼玉平野）における新田開発を可能としたほか，舟運，治水を含めたビッグプロジェクトであり，家康に始まり家綱に至るまでの徳川四代が傾注した関東開発計画であった。

河川を統制しえる力を得た幕府および領主と軍備の余力，土木技術の発達がこれをなし得たも

のといえる。これらを通して17世紀初頭約1,800万人であった日本の総人口は，100年後には3,000万人近くに達している。しかし18世紀に入ると，鎖国を前提とする国内自給体制，人力，畜力，水車等の動力源に頼るしかなく，また土，木，石を材料とするしかない土木技術，停滞的な政治機構等によって土地開発は進まなくなる。

この当時の治水制度は，藩主の地域分割支配ということもあって地域によって違いがあるが，基本的には次の四つに分けられる[4]。

i） 公儀普請

幕府の費用で行う工事であり，現在の建設省の直轄工事に当る。諸資材は公儀入用で買い上げた。また人足賃はじめ，公儀役人などの宿泊費についても公定の泊賃や食費が支払われた。しかし不足分は，尻抱えといって普請の村々で分担し，その他雑費も集計し，普請の村々の工事費の高で按分して分担させる慣行があった。

例えば文政12年（1829）千曲川，小沼村地先の堤防破損箇所412間の復旧工事に当っては，土取り1坪について5人として人足4,103人5分とされ，杭木用の雑木（長さ2間，径3寸）1,437本，そだ412束，縄206房が使われたが，この内，そだ216束，縄206房，人足164人9分については村民の負担とされている[5]。

ii） 御手伝い普請

御手伝い普請とは，公儀が行うのに際し，工事を諸大名に担当させ，命令を受けた大名が費用の一部を負担し御手伝いをするという意味の工事である。美濃国の例を述べると，延享4（1747）年11月にはじめて御手伝い普請が行われている。ここでは明和3（1766）年までの御手伝い普請は，公儀からも普請役人を派遣する一方，大名でも家来を現地に派遣して直接工事を担当したが，明和5（1768）年5月以降は，「御金手伝い」となり，普請役人は今までと同じく公儀から派遣されたが大名は工事費のみ負担するようになった[4]。

iii） 国役普請

工費の一部を公儀が負担し，残り大部分を国役の百姓人足で行うものである。すなわち自普請で復旧するには領主の力では困難な場合，領主の申請に基づいて国役普請が実施され，人足は百姓役とし，公儀では普請奉行，普請役人などを派遣するとともに諸材料および人足に扶持米を支給した。

iv） 自普請

手限普請ともいい，各藩，関係村などが自費で行う工事である。

公儀普請の尻抱えで示したように，幕府の直轄工事においても，村役の負担が有り，まして国役普請，自普請ともなれば村役の負担は大きなものであった。例えば美濃国においては，国役の負担については，水下役と遠所役の制度があり，これは村の所在する位置によって，定式春役普請（定期的修繕）の行われる村（水下役村）とそうでない村（遠所役）に分け，国役普請の際にそれぞれに役を課すものである。すなわち直接災害にさらされる村の役は重く，間接的な村は軽くしてある。

水下役村では，国役普請の際は役高100石につき人足を100人出し，これに対して笠松郡代所より物成米を「返り扶持」と称して１人５合ずつ交付した。100石につき100人の人足で不足する場合には，100人をこえる人足は「賃人足」と称し笠松郡代所で取り立てる「遠所銀」により１人につき銀１匁ずつ支給した。

ただし定式春役普請がない場合は，「定遠所役村」と同じく，100石につき25人の人足代として銀25匁を笠松郡代所に納付する定めであり，これは「取り立遠所」と呼ばれた。

役高は石高と同じでなく，返済することが容易でない借高を，石高より除いたものであり，一般に石高の90％程度である。明和７（1770）年の達しのなかに水下役村々の数は190カ村でその役高は約89,500石であることが記されてある。高須輪中，福束輪中および本阿弥輪中の諸村は出水の時に水番をし，また水防諸材料を出すなど村役をつとめるので，前々から水下遠所が免ぜられた。ただその村に国役普請が行われる時は，100石につき100人の国役人足を出し１人５合の返り扶持を受けてきた[4]。

これに示されるように，村は地先の堤防の築造，維持修繕のみならず洪水時の水防活動やその費用を負担していた。自普請による村囲いの堤防（二線堤として現在も残っているものが多い）ではその維持や修繕はほとんどが村役によるものと考えてよい。このように堤防への村役の負担が多いということ，また，それを負担したということは，村々にとっても堤防等の治水施設が生産基盤，生活基盤そのものであり，それを守っていくことの必要性を十分に認識していたことにほかならない。このことは堤防をめぐる上下流，左右岸において，堤防の高さをめぐる殺傷事件を起こすほどの多数の論争（水論）や論所堤（一つの堤防に関し，治水上の利害の対立する地域間の論争の歴史があり，そのような背景のもとに地域間で調整がなされた結果，その堤防の高さや，洪水時の対応の取り決めのある堤防）によく示されている。

このようにこの時代の河川管理の方法は，幕府の直轄地，数国あるいは数藩に関係する大河川は幕府の統制の基にあった。御手伝い普請のように大名に大工事を負担させることはあっても，その監督等は幕府の手にあった。さらに自普請のような農民の手による工事についても，農民は仕様帳・出来高帳を幕府の郡代役所や代官所に提出し，幕府権力の統制を受けている。

このような河川管理方式は，統制する側に統制方式の標準化，技術の体系化を要求する。地域性を持った各地の技術は，この時代の身分制と世襲制のため，家学として蓄積され，その体系化に向い，関東流・紀州流と言われるような体系を生みだすようになる。

幕府・諸藩の政策の中心は，その経済基盤である年貢の増大であり農政である。農民及び土地の管理・統制は郡代・代官または郡奉行によって執行された。この執行の手引書が地方書である。この地方書の一つである，「算法地方大成」（関流の嫡統である日下誠の門下，長谷川善衛の校閲，長谷川の高弟である秋田十七郎義一の編で天保８（1837）年に出版されたとされている[6]。実際には長谷川が著述したものと言われている。）は五巻から成り，巻之一から三までが租税の部，巻之四が普請の部，巻之五が量地之部となっており，領地支配のために必要な検地，検見，石盛，年貢，運上，普請，測量について記載されている。

以下にこの「算法地方大成」と「隄防溝洫志」を取りあげて，この時代の河岸侵食防止技術と河道特性をどう取らえていたか見てみることにする。

〔1〕　算法地方大成

算法地方大成は，天保8年5月官許を得て，江戸書林から広く売り出されたものである。河道特性及び水制等の川除については，巻之四にある。これより水制に関連した部分を意訳して抜き出すものとする。

(1)　普請心得の事

・堤，川除は，普請所の村役人が念入りに見回り，小破のときは村方で取り繕い，大破の場合及び村方で修復不能のときは直ちに申し出ること。

普請は多少金額が多くなろうとも，丈夫に措置すること。僅かの金額を惜しみ，暫定的なものにしておき出水時の被害を甚大にすることは，却って不益となる。

・川除は，上一里・下半里程（隄防溝洫志では，下一里）の間を考慮すべきであり，当該箇所だけの勝手を考えて普請するときは，川上・川下の田畑に被害を及ぼすこともある。常に水深を測っておき，既往洪水の出水の様子・被害の状況・降雨の状況を調べておくこと。

・石川は水落（洪水継続時間のことと思われる）が早く，泥砂川は水落が遅く次第に増水が強くなり，田畑に湛水し水押しになる。泥砂利川の堤切所は大水の際に堤の九合目または満水時の洩水（漏水か），馬踏の低い所から越水によって押し切られるものがある。一旦切所となった箇所は普請したとしても洪水時兎角同じ場所で破堤することが多く，念入りに工事すべきである。

・山林の伐採は注意を要する。伐採は夏場は水不足の原因にもなり，大雨の時には，土砂が押し出して，河床が高くなり用水の懸かりが悪くなる。よくよく考えて伐採すべきである。

(2)　羽口出・籠出・杭出目論見の事

・杭出・根杭・棚出は泥川の水刎であり，石川では保つことができず無益である。

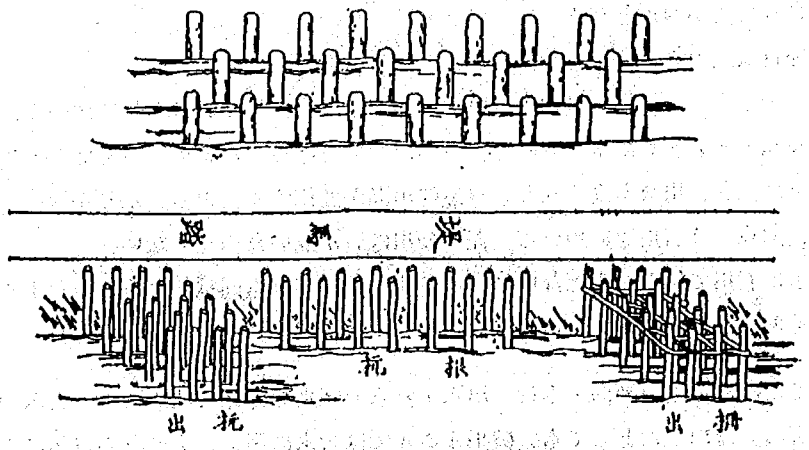


図2－3－1　杭出・根杭・棚出（隄防溝洫志）

その歩掛りは，各工事の状況に応じて説明してあり，例えば，

杭出長さ10間で五通り打(?)の場合，

松木155本（長さ６尺・末口２分５寸)。

これは，間に４本送りに打ち，根入れ２尺５通り分。

人足は６人２分。

これは杭根尖らし，杭打ちとも１人25本打ち，155本分

とある。

・籠出は，谷川通例の小出には地形籠なし。若し，地形が不均一の所は平し籠を置き，地形を直しその上に出籠を置く。但し通例の出は敷７本留まり３本重程度とし，場所により２本継ぎ３本継ぎに仕立て，先の方と継目に帯籠（〆籠）を２本づつ巻く。

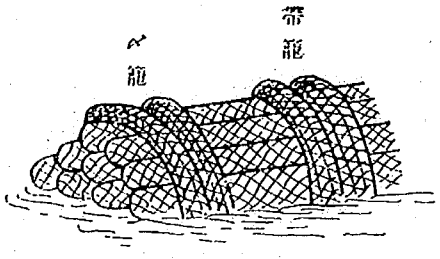


図２－３－２　籠出し（修造要記）

出し勾配は，出し長10間程度は２割余，長出は１割余り上流に向ける。また，早瀬で水衝部の箇所は川下へ向ける場合もある。

・大川で水の勢いの強い箇所は，出籠だけでは保ち難いので，水中に埋籠・沈枠等を入れる。水深が深く流れの速い箇所における施工は，その日のうちに仕上げること。手間取るときは，押し流され普請が困難となる。

(3)　牛枠目論見の事

・棚牛，大聖牛・尺木牛・洞木牛（胴木牛のことか）・笈牛等砂石川に用いる。入れ方は，川の瀬・枝瀬・本瀬ともに水を真直ぐ（直角出）に受けるのが良い。良く保って川敷に埋まり，川洲を下に置き，川敷も高くなり，自然に川瀬が変化する。但し，水深が深いところは棚は高くする。関東では石川等に用いる。泥・砂川は石が無いため用いない。

・尺木垣は石川で杭木が立たないところに用いる。柵杭も同様である。籠を１本通し，置杭を打ち，その後で詰石を行う。横竹は２通り。川上に結び付ける。

・全て川除は，川の瀬向・水行・出水・常水の区別を考えて仕立てる。大水の時に，川除が大破し流出したとしても，破損するまでは大水に耐え，そのうち自然に川瀬を替え

て益がある。また，破損しないのは，水衝りがない場所に設置したためであり，川瀬も替わらない。田畑欠所の助けにもならない。是等は無益の普請であり，一層の工夫がいる。

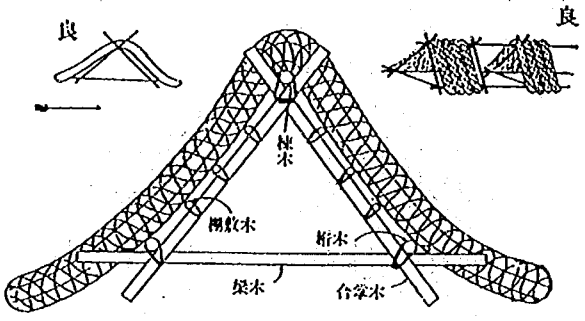


図２－３－３　棚牛（日本水制工論）

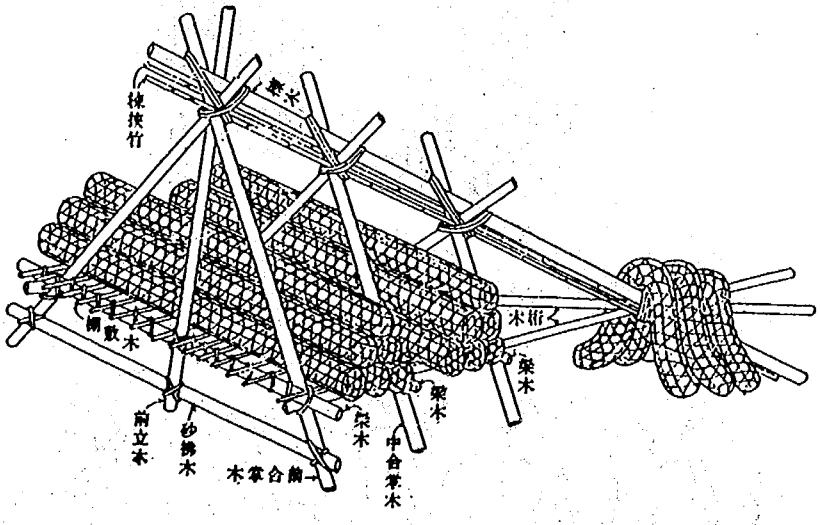


図２－３－４　大聖牛（土木工要録）

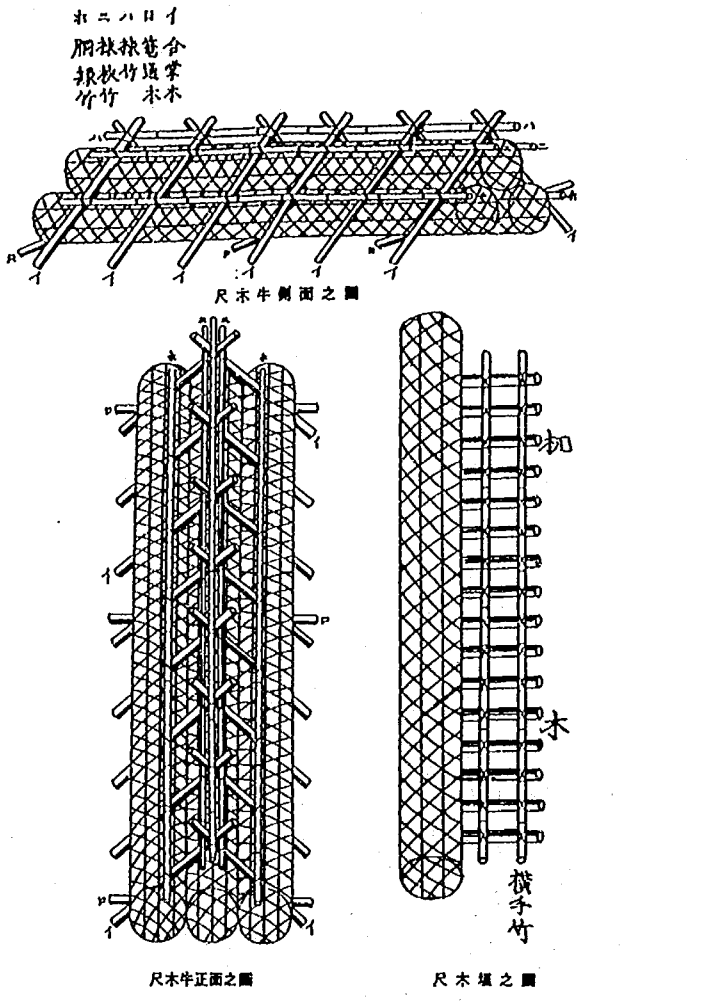


図２－３－５　尺木牛・尺木堰（隄防溝洫志）

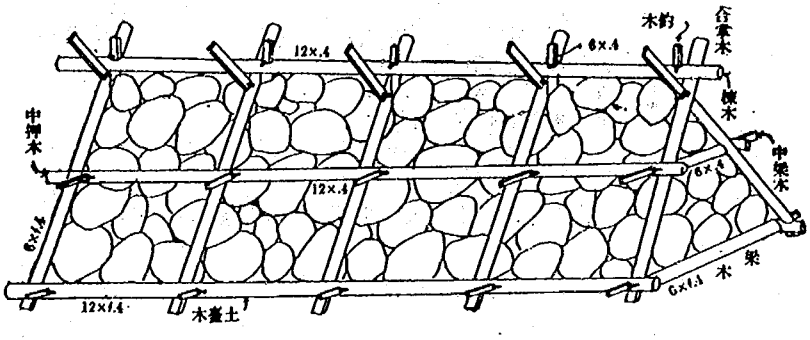


図２－３－６　洞木牛（土木工要録）

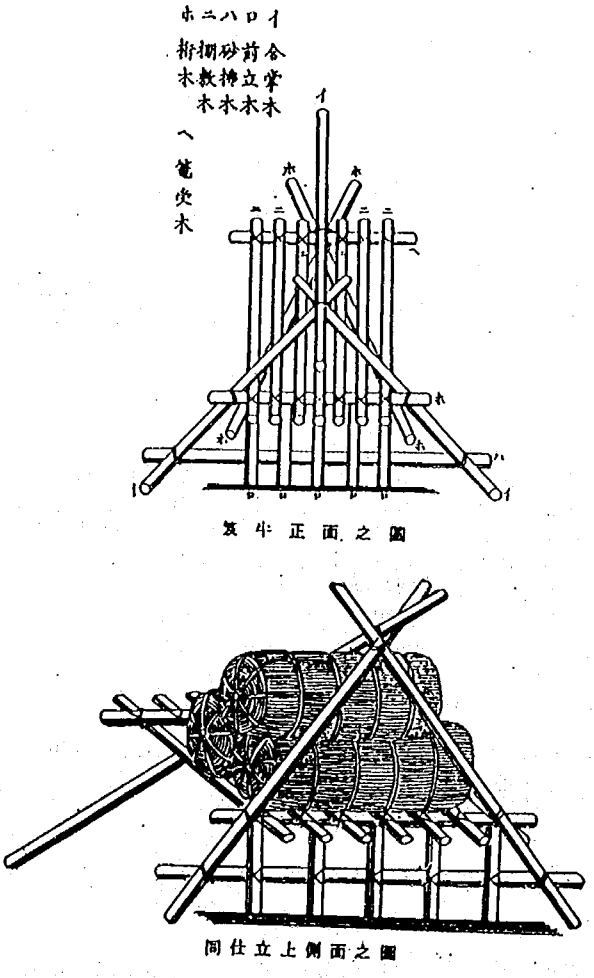


図２－３－７　笈牛（隄防溝洫志）

以上のように河道特性としては，河床材料を取りあげ，河床材料と護岸・水制工種の関係を示している。ここに地域の技術の体系化の方向が読み取れる。なお護岸・水制工の目的として川欠けの防止についてのみ記されており，この時代の主要な物資運搬手段であった舟運のための水制工について記されていない。牛枠については，土砂の沈積による河岸付近の高水敷化の効果があることが記されている。以上河道特性と工法の関係を整理し，表２－３－１に示す。

表２－３－１　工法と河道特性（算法地方大成）

工　法	河相（河道特性）	工法別留意点
杭　出	泥川の水制 （石川には不向き）	
籠　出	谷川が通例 大川で流速が速い箇所では埋籠・沈枠を入れる	通例敷籠７本程度で３本重ね 出し方は上流に１～２割傾ける （早瀬・水衝部では下向きの場合もある。） 水深が深く、流速の速い箇所は１日で仕上げる。
牛　類	砂石川に用いる。 関東では石川（砂・泥川では石がなく施行しない）	直角出し、下流に洲を付け、自然に瀬替えがなされる。
尺木垣 棚　杭	石川で杭木が立たない箇所	
全体的留意点	全て川除は、川の瀬向・水行・出水・常水の区別を考えて仕立てる。大水の時に、川除が大破し流出したとしても、破損するまでは大水に耐え、そのうち自然に川瀬を替えて益がある。また、破損しないのは、水当りがない場所に設置したためであり、川瀬も替わらない。田畑欠所の助けにもならない。是等は無益の普請であり、一層の工夫がいる。	

〔２〕　隄防溝洫志

隄防溝洫志は江戸後期の思想家・農学者である佐藤信有（信淵）（1769～1850）が著したもので，明治９（1876）年に名山閣により刊行されたものであり，治水の心得，治水技術について詳述している。

これより河道特性及び護岸水制等に関連した部分を意訳して抜き出すものとする。

1.　巻之一（前談凡四條）

堤防を築き，洪水の難を防ぎ，用水路を構築し干魃に備える事は，建国の基礎であり，日頃よりその業務に堪能な者を選び，普請奉行の役を申しつけておき，常々巡回させ用水路や川付近の堤防を監視させ，危険な箇所があれば速やかにその措置を考えておく必要がある。村方から破損あることを訴え出るのを待っていては無らない。

川除の普請は山川・谷川のみに限らず，同じ石川・砂川・泥川でも川幅の広狭，川瀬の急緩による水衝りの強弱，同じ川でも川上の山嶽険岨，川下の平直と屈曲によって，普請の仕方が異なってくる。また達瀬（？）の水勢も洪水時では相違があり，これを予め知っておかねばならない。

川普請・水刎（水制）は国々によって異なるものである。

(1)　川の性質

川というのは皆山間より出て谷川となる。谷川は岩川の部分が多く，流下するに従い小支流を合わせ，流量を増し，石川となる。石川は出水の度に大小の石が流出してくることで形成される。石川の始めはいづれも大石が多く，次第に小石川となる。

更に流下すれば川下で小石は次第に細石となり，砂石となり，その終わりには泥川となって海に注ぐ。

上州では　利根川と烏川
奥州では　北上川
出羽では　仙北川と最上川
阿波では　吉野川
九州では　筑後川
山城では　宇治川
信濃では　丹波川と天龍川

等，何れも上流は石川であるが下流は泥川となって大海に注いでいる。

このことから言えば，上州，甲州，遠州，駿州の川々は全て同じ石川ではあるが川筋の水刎，岸囲等はその仕方が異なり，それぞれ工夫をしている。

(2)　水制の例

① 泥川でも関東の諸川は土出，萱羽口で水刎・岸囲をするのが常法である。信濃川・安賀川（阿賀野川）は川幅，川模様が下利根川，仲川と同様であるが，土出，萱羽口を用いず杭出しをするだけである。但し，その杭出は他国と異なり，三角隅に杭を打ち，梁を引き，穴をあけて大貫を通し，これを堅固にしている。その大いなる杭出は家を建てるかのようである。他国にはない杭出である。

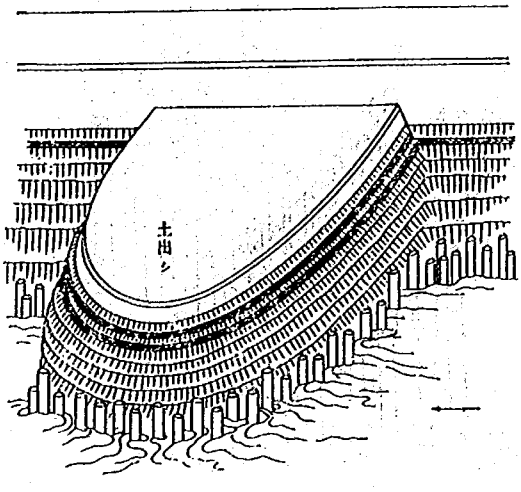


図２－３－８　土出（土木工要録）

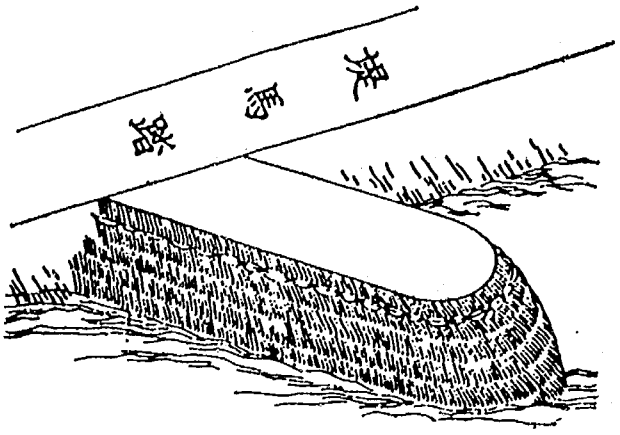


図２－３－９　土出し（隄防溝洫志）

水制の普請は，付近に石があれば泥川であっても蛇篭を作るべきであり，その耐久性は杭出しの比ではない，但し，泥川は一般に近辺に石がないことが多く，そのときは，土出，杭出等の良法を工夫して，堤防を堅固にすることが肝要である。古来より，その場所で行われて来た仕様を考え合わせて，その利害得質を見極める必要がある。

杭出しといってもその種類は沢山あり，屏風出，小川小垣等は大水の時でも水衝りの弱い所に設置するものであり，水衝りの強い川には用いない。

武州の江戸川・仲川で見られる藪出し，葉付竹杭出等は河口部の潮除で特に浪当りの柔い所に用いるものであり，流川に用いたり，磯部や岩石等のある潮汐の干満の大きい所には用いない。

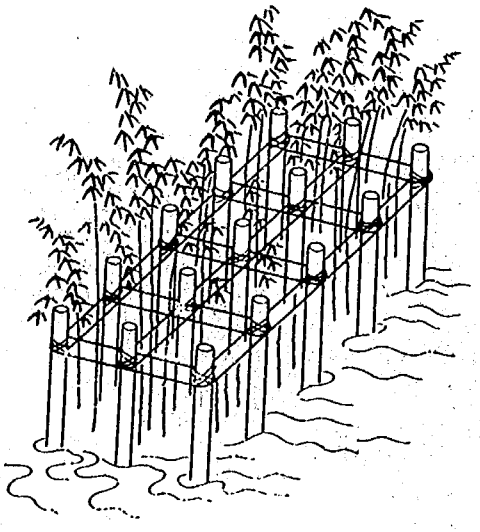


図２－３－10　立竹杭出し（土木工要録）

② 水刎等の普請は，名称が同じでも仕様が異なるもの，名称が異なっても仕様の同じものがある。

例イ．上州烏川の結倉は，笈牛と同様なものであり，川底の水を通さない場所に据えつける。

諸流派（元浄流等）では，笈牛の場合は流川を締切るものであり，漏水が激しく，保つことが難しい場合は枠を入れるが，結倉は枠を省略したようなものである。

ロ．上州では用水の取水口に月輪という構造物を従来より設置している（水防工作の月輪と同じように土俵を積んで川を締切り，筵・莚を張って漏水を防ぐ…筆者は上州に多い構造であるが名所の由来を知らないと記入している）。これは他国の洗堰と多少の相違はあるが，全く洗堰と同じものと考えて良い。

ハ．筑後・肥前の国では堤防を「土居」といい，蛇篭を「荒籠」と称している。この為，普請奉行を荒籠奉行と呼んでいる。肥後，薩摩では，堤防を塘といっている。又，上州高崎では用水路，用水池，堤防を含め，全て堰と呼んでおり，ここでは普請奉行を堰奉行と呼んでいる。

③ 大篭出・大聖牛という川除けは，釜無川・笛吹川・富士川・大井川・天龍川等にある非常に大きな川除けである。

関東の国々（此時代は，甲州，駿州，遠州等は関東に入っていないようである），近畿の国々では大河があるとは言っても大聖牛を用いたものは見たことがない。近年武州の多摩川（多摩川）では用いている所がある。

これは，富士川・大井川・天龍川の達瀬は，大聖牛以外の水制では，保つことができなかったものと思われる。

大聖牛は，元浄法師が伝授した八頭牛を省略したものであり，川の瀬を変えるのに霊妙なものである。一般に達瀬の右側に水衝部があって崩壊する所に大聖牛を据えつければ，その瀬が忽ち変り，左に向かって斜走し，一晩のうちに対岸を衝き崩すような容易ならざるものである。大聖牛でもこのような効果があり，八頭牛では尚更であろう。日本では八頭牛を用いる程の大きな河川はなく，誰も知らなかった。

祖父元庵が溢流して田畑を流失させる事が多かった出羽国雄勝郡柳田村の仙北川に八頭牛を製作して据えつけた所，大出水で，対岸が一夜で川になったということである。八頭牛，九頭牛は恐るべき水刎であり，これを用いるとすれば，筑後川・北上川・最上川等諸国の大河であろう。上州厩橋の虎ヵ淵のような川上に九頭牛を据えつければ，利根川を一里も西に移し，厩橋の城郭まで淵とすることが可能とあろう。堤防（八頭牛のことか）製造法が明白でないのは，浩歎すべきというべきであろうか。

大聖牛についても，古来から据えつけられて効果の良好な場所と据え付の方法を観察し，自からも工夫し，自分で設置してみて修練することが必要である。

④

水勢は渇水時と洪水時にはその様相を異にするものであり，渇水時の状況で設計し据え付けた川除普請は，洪水時役に立たない場合が多い。

水・土を司る役人は，諸方に手分して川々を巡回し，諸国河川の普請状況を見ることが必要である。水利に熟達した者が設置した水刎は大水に破損することが甚だ多い。これは水衝りの極めて強い箇所に設置したからであり，未熟な者が設置したものは大出水を何度被っても破損することがない。これは水衝りの弱い箇所に設置したからである。このような水衝りの弱い無用の箇所に水刎・岸囲・篭出等を仕掛けるときは川除の為には少しもならず，却って他所の水衝を激しくし，破堤を誘因し意外な被害を引き起こすことになる。これは渇水時の河川の状況しか知らない為であり，堤防溝洫の業に従事する者はこれを熟考しておく必要がある。

本書は，筆者が若年より諸国を遊歴し，諸河川の普請の得失を研究し，関東流，美濃流，紀州流，土方流等の諸伝の元浄流に加え，増補し完成させたものであり，子々孫々この伝を失ってはならない。

(3) 普請処理取計ヒノ事

これは川役人の心構えを言っており，「算法地法大成」と概ね同じ事であるが，多少視点が異なっている。

①・堤防，川除その他の土木普請は，平生から心掛けて置き，少しでも破損があったら，村々からすぐに注進させるように申しつけて置く事

・村方で修正可能であれは，時を移さず修理させること。

・村方で修復不可能であれば，村内及び組合で相談のうえ，早く注進させその普請場所を粗末にしないよう，きつく申し付けて置くこと。

・百姓は，心得違いで，国家財政で普請は何時でもできると考え，破損を粗末にする傾向がある。しかし堤防は国家万民の食物（経済か）の根本であり，小破が洪水時には大破に結びつき，結局は莫大な費用を要することになるものである。

村民がたとえ溺死しなくとも，居宅財産が失われ，多くの田畑が流失することは国家的な損失である。

従って，地方の役人は常々川付きの箇所を巡回しながら，村民にこの道理を理解させ，小破箇所を粗末にするときは必ず咎めを申しつけること。

②・洪水時の決壊箇所等を村方で措置できないときは，地方役がこれを見て修復方法を設計する。このとき，眼先の欲から修復費用を軽減し，根本修復をしないときは，却って遺恨を残すことになり，修復費用以上の被害を誘引し，百姓（村人）を流溺させ，居宅・牛馬・財産を失うことになり，下々の愁苦は限りがない。

・堤防修理の法に熟達していない人間は近年，目的が不明瞭な為，工費の軽減だけを心掛ける

傾向が強いが，上記のことを熟考して，川々の水勢を見極めて，丈夫に仕立上げる。国家永久の繁栄の為，百姓を安心させ農家を奨励するのが，地方役の本文である。

③ 省 略

④

> • 堤防の修理は，堅固であることを心掛けるが，目的の無い所に過分の工費を掛けるというのではない。良く川々の水勢を熟考し，重要な箇所を考え，適切な利害を見極めたら工費の多少に拘らず充分丈夫にすることが必要である。
> • 当世の風俗に合わせ，工費を惜しみ，外見だけを繕うときは，後年，大災害を起こすことが必定である。
> • 堤防の修復に当たっては，石川・砂川・泥川の区別によって，その土地の土質，水衝の強弱を勘案し，工夫を廻らして永久堅固な良計を図ることが，水・土を司さどる役人の務めである。

⑤ 普請場における規約を，川沿いの村々の名主・組合・百姓全員に対して常日頃より厳しく申し付けておくこと。

(例)

• 堤防の石一箇の抜け，乱杭1本の脱けも即時に打ち足して粗略にさせない。

• 上役も自分自身で村々を廻り，下役はもっと頻繁に念をいれて巡回し，落ち度がある場合は，村役人をきつく咎めておく。普段から油断なく見廻り，些な破損でも即時に修復し，百姓が忙しくないときに，置石，置土等を増し加えさせ，精細に修復するときは大きい破損は起こさないものである。

• 公儀から多額の工費をもらって普請したときは，工費・材料・公儀人足・村方人足の歩掛りを年号・月日を入れて巨細に記した高札を立て，工事の内容を明白にする。このようにすれば，役人は私欲を含むことができず，其高札を見るときは百姓はこれを覚えておき，浩恩の有難みを喜ぶことになろう。

⑥ • 大出水のときは，石川は水落ちが早く（洪水継続時間が短い），沼川・砂川は水落が遅い。沼川・砂川では序々に増水することもあり，田畑に冠水し押（ガマのような吹出しか）も発生することがある。

• 沼川・沙川の堤防は切れ易く，堤防の9合目もしくは満水状態になって少しの漏水や馬踏（堤防天端）の卑しい所（低い所）から越水すれば，漏水箇所・越水箇所から堤防は直に破堤することになる。

• 上記のことを常日頃からよく心得て，馬踏の卑しい箇所には土圍（土俵）を積み並べて杭を打ち，漏水箇所には杭を打って(?)これを塞いでおく。大出水の時は役人は早急に集合し，人足を川端に集めて，水防ぎ（水防）を厳重にすること。

• 大洪水時には少しの油断でも破堤に至れば，国家万民の大患となる。

・川下からの流入による湛水であれば，田畑の損傷も弱いが，堤防欠壊によって溢れた水勢は甚しい流没を発生させる。

・一度破堤した場所は念入りに修復しても，破堤箇所の土質が融合して堅固になることはなく，動くこともあるので，洪水時には再び破堤に至ることになる。関東利根川の権現堂村，仲川の猿ヶ又村等はこの例である。諸国にもこのような例は数多くある。

・一度決壊した箇所では，水刎を特に厳重に修理すること。工費が多額に及ぶことを厭って，疎略にすることは却って不忠である。

⑦・一般に川除・普請は，上流一里・下流一里と云われている。此れは，当該普請場所だけに目を付けて設置すれば，川上・川下に大きな障害を及ぼすことになるからである。

それ故に，川筋の水源から川下の地形と水勢の運動とを熟考しておかなければならない。

・何年の洪水は，どの程度の大雨が何日降り続いたのが原因になっているか，その時はどの位の水が出て，どこそこの村はどこまで湛水したか，その後晴天になって何日目に水が引いたのか等をまで詳しく考え合わせること。眼前のもくろみで，事を決定すれば行き届かないことになる。

・遠国・他国等の地理不案内な所に行った時には，先づ川筋上下流の地勢を見極め，その他の古老や水利を知っている人を数人集めて，詳しく尋ね聞いて，よくよく考え合わせてから，どのように普請するかを決定すること。

⑧ 省 略

⑨ 省 略（森林伐採の愚と水の循環について）

⑩ 国家の普請は，目論見帳を差し出して行うのが定りであり，その期日は来春からの普請のためには

溝洫（用水路）は今年の10月まで

堤防については，今年の11月まで

代官から勘定所に指出すのが古来からの定例である。

しかし，近年，普請については吟味役が厳しくなり，少し許りのことでも普請を呼び出して見分けさせ，特に目立つような普請には必ず工費の明細を見分けすることになったことから，代官から目論見帳を指し出すのが遅いときには，御指支(?)となる為，

用水方は９月まで

川除は10月までに

普請計画は必ず差し出すべきことを仰ぎ渡されている。

⑪ 省 略（費用分担）

⑫ 省 略（支払方法）

⑬ 省 略（材料の入手）

2. 巻之二

巻の二は，概ね堤防修復について記述され，堤防の構築法，堤防の修理方法，堤防の欠壊箇所の仕様・見積り方法，これらの中には，篭立・根篭を置くことが述べられている。関連部分を抜き出して意訳する。

(1) 堤防製法凡十一條

⑪ 堤根篭は，水衝りの強弱に応じて川表の根通りに蛇篭の径1尺7寸・長さ5間のものを一本通りから三本重ねまで引き置くときは，大いに堤防を丈夫にする。

堤外の地形に高低があるときは，蛇篭が曲がるので，根石を置き加え，もし石がない場所であれば，土または土俵・芝の類を置いて，地形を平均にし，その上に置く。5間篭であれば1本につき，三箇所の留杭を打つようにする。

堅篭（立篭）を置く場合は，特に地形を平均にするようにする。地形を平均にしない場合は，擢り落ちることになり横2通（2本）の貫杭を通す。

(2) 石堤修理の法

⑨ 水衝の弱い場所は，川表の根通りに堅篭を，堅篭は勾配の高さに応じて，9尺篭又は2間篭を1間に3～4本並べておく。地形が不均一の場合は篭が辷り落ちるため，横に2通りの貫杭を通す。

堤根が掘れる所（堤防の洗掘箇所）は根篭を伏せて置く。水衝りに応じて，1本～3本重ねにして川表の堤防に敷く，堤外の地形に高低があれば根篭が曲がるので根石を置く。5間篭1本当り，3ケ所の留杭を打つ。水中でない場合は土芝，粗朶等で地形を均らして敷く事。

「石積」という水刎がある。これは堤と異なり，50間又は100間程度，川原に沿って，また岸上などに堤のように，石を川なりに順って長く積立てるものである。洪水時に水が溢れ岸の崩壊を起こす場所に仕立て，至極利益のある水刎である。仕立方は石堤と同じである。

3. 巻之三

(1) 「石出」を仕立る法

「石出」は石川・荒川の水刎であり，大石を用いて仕立る。

石の積み方は，石堤・石積と異なり，勾配は大体5分であり，水中から積み上げて鼻から脇に根篭を3重に引く。

大河で水勢が強い場所では，蛇篭で残らず「石出」を包む。
これで「巻篭」と呼んでいる。

此出しを，仕立る場所の水深が特に深い箇所は水底に二間続きの沈枠を入れる。枠の幅は，石出の両側より2尺程広くしておく。但し，幅と長さは川の特性を場所に応じて仕立るものとする。

岸根から川中に直角に出す場合は，水勢に逆って耐えることができないので流水の勢いに順従するように心得ること。「出巻篭」は下地を「石出」にして，長蛇篭を横一本並べて幾重にも重ねて巻き立てるように仕立る。川の大小と水勢の強弱によって川原にも仕立る事がある。

〈蛇篭出しを仕立てる凡そ5ケ條〉

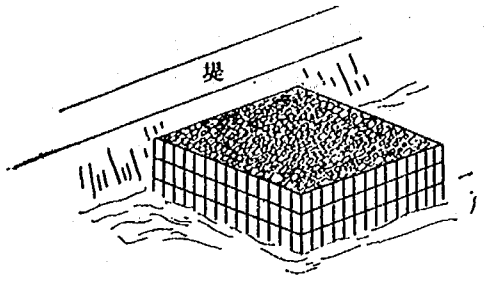


図２－３－11　小石出（堤堰秘書）

① 「蛇篭出し」は，石川，砂川の水刎

地形の状態に応じて，地形篭を用いる。篭出しの根の部分に巻くのを「襟篭」，継ぎ目に巻くのを「〆篭」・「帯篭」ともいう（図２－３－２参照）。蛇篭は出しの大小に応じて，径を２尺～1.5尺にもすることがあるが，長さは５間である。

② 出しの地形の低い箇所は，平均篭という小篭で地形を均しておく，通常谷川の小出しの場合は，地形篭を用いず平均にし，その上に出篭をつくる。

③ 大篭出しは駿州富士川・阿倍川・大井川等に仕立てる水刎であり，20～30間よりも長く出す。水勢に逆らわないように流れに順従に仕立てる。木曽川にもあるが大同小異である。

……甚だ大造りの普請であり，水深のある箇所・流速の早い箇所における水中の埋篭・地形沈枠等を入れる水受囲の仕方に至っては役人も人足も功者でなければ上手くいかない。

④ 沈枠の施行方法は，水深のある箇所では陸で枠を組立て石を詰るだけにしておき，地形を均して設置箇所に浮かべて繋ぎ，枠の四隅に目印の笹をつけておき，陸地，または船の上から石を投げ込んで沈ずめる。この施行にも熟練者が必要である。

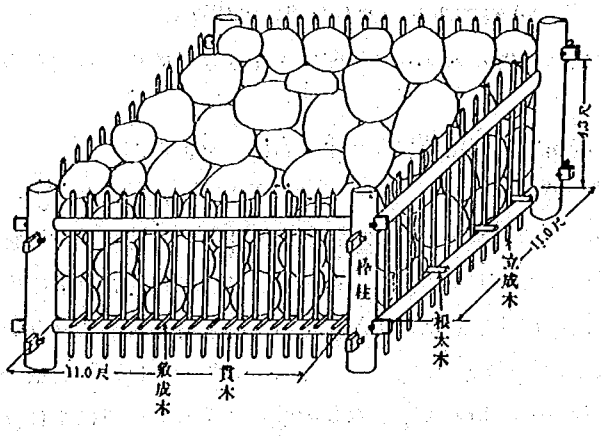


図２－３－12　沈枠（土木工要録）

〈枠出并びに種々の枠を仕立てる法〉

① 枠出しは甲州で良く用いられる川除けであり，切れ所前面又は水刎に仕立てる石出しのようなものである。詰石は大きい程良い。

枠出しの根の掘れる所には根篭を敷く。

谷川の水衝の強い所に用いて利益がある。

② 川幅を締切る長さに応じて雁行に仕立てる。小川・枝川の締切で笈牛がもたない所に用いる。川除・岸囲に用いることもあるが，岸囲は多分片枠を用いることになろう。

③ 片枠の仕立方（省略）

④ 沈枠の仕立方（省略）

沈枠は堤欠所，又は小川出，谷川の水衝りの強い所に用いる。十分詰石を行う。枠根が掘られる箇所は，枠の川表に蛇篭，根篭をやる。

⑤～⑨は中枠・楯枠・鳥居枠・合掌枠等の仕立で省略

〈土出しを仕立る法〉

・土出しは関東第一の水刎で，利根川・戸田川・江戸川・小貝川・鬼怒川等全て，泥川に仕立る川除である。泥川は近辺に石が無いために蛇篭・石出等の普請ができないために，土出，杭出で水刎を仕立るものである。

構造は省略

……土出しは羽口の普請を行うが，この普請は常陸，下総付近の仕方功者を雇って行う事

・杭出・根杭・棚出は泥川第一の水除であり，石川では根入がないため，保たず，無益である。

4. 巻ノ四　牛枠目論見の事

・棚牛（図２－３－３）

棚牛は，砂石川に用いる。川の本瀬・枝瀬共水請が悪いところは破損が早い。他の水刎と異なり，本瀬通りの水を直角に受けると良い，従ってに堤根から川中へ真直ぐにかける。

良く保つ場合は，川敷へ入り込み，川州に置くときは川敷が高くなって，自然と川瀬を対岸に押しやる事ができる。

棚牛を水刎に入れて締切るには，幾組も繋ぎ入れること。

もし，合掌木と棚木の間に水が通るときは，笈牛を居れば，自然に砂利が溜まり，洲が付いて，締切りができる。尤も，大きい締切は枠が無くては溜り難い。水深がある場所は棚を高く詰立ること。棚牛は全て，石川等に用いて，泥川は重篭の石材がないため，用いない。近年上利根川に用いることとなった。

・笈牛（図２－３－７）

笈牛は，大河，荒川の川除には効果はない。尤も谷川・小川では，大きなものは使用できないため，欠留（欠壊の留め）には専ら笈牛を用いる。又は，川浚い・掘川のときに，川の中側を掘割り，そこへ落とす時は，枝川を締切るために笈牛で水を堰止る。用水の堰止めには笈牛を第一に用いる。一側だけで水の堰止めが難しいときは二側(?)にする。仮締切に入れ

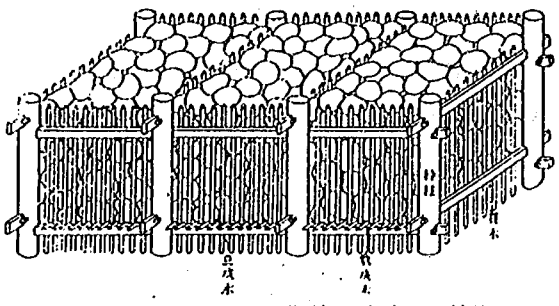


図２－３－13　継枠（土木工要録）

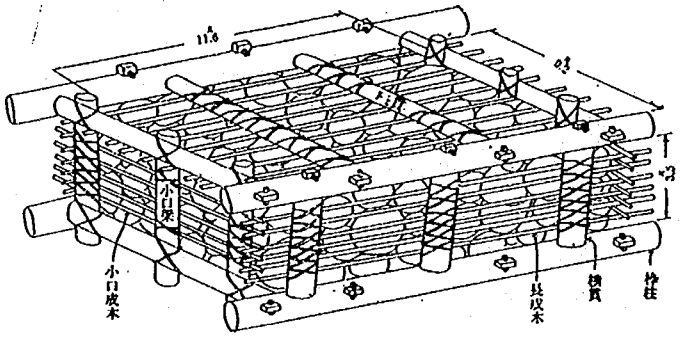


図２－３－14　桁枠（土木工要録）

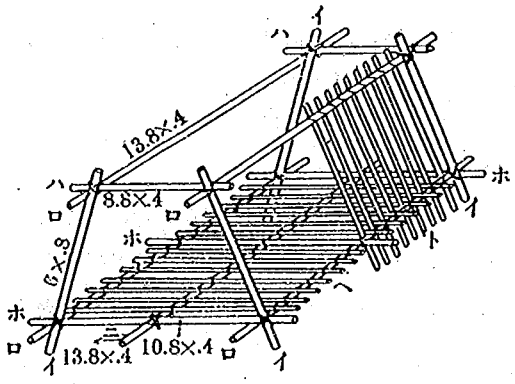


図２－３－15　鳥居枠（隄防溝洫志）

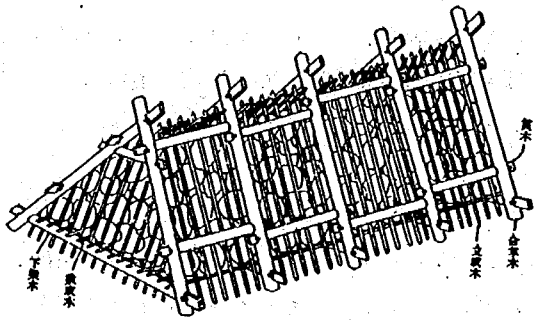


図２－３－16　合掌枠（土木工要録）

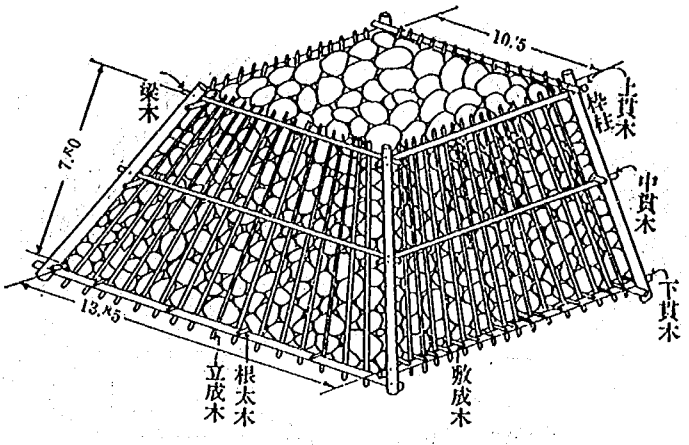


図２－３－17　弁慶枠（土木工要録）

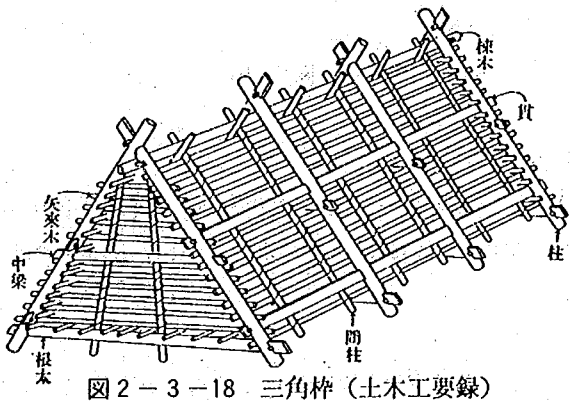


図２－３－18　三角枠（土木工要録）

る時は，重籠を用いない。一組に３～５俵の土俵を載せる。土俵は合掌木の頭へ乗せないと重にはならない。

• 大聖牛（図２－３－４）

関東上方余国にはない。甲州のなかの大川，富士川の下流，遠州大井川並びに天竜川上流に使用されている。

本瀬が一円に突き当り，堤出し等で抑え難い場合や，川上で荒水を切ったり，篭出しの前囲いに仕立るときは本瀬大第一の川除けとなる。尤も，その仕立方には功者がおり，どのような水衝でも保つ水刎である。しかし，大構造物であり，普常の囲に使用するのは難しい。

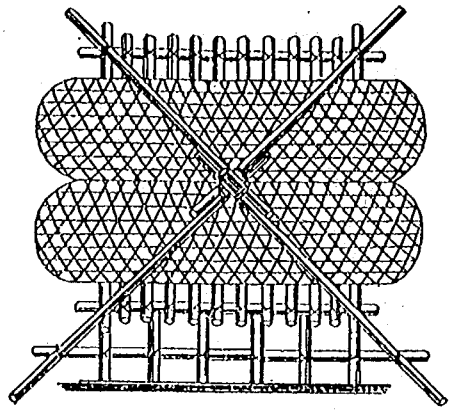
また材料も大掛かりになるため，容易には使われず，歩掛りも相当なものになる。

• 菱牛（図２－３－19）

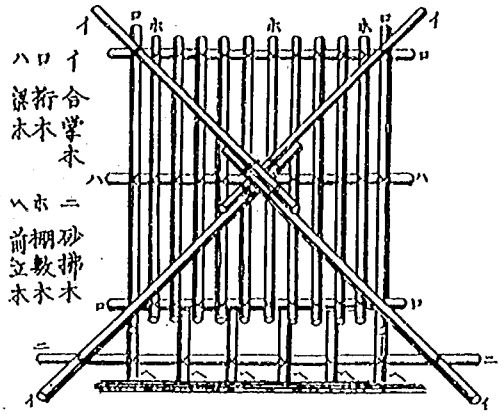
菱牛は，大聖牛，棚牛では大構造物過ぎ，笈牛では保ち難い箇所の水刎である。菱牛を幾組も繋ぎ入れるときは，良好な川除となる。

大河，小川ともに用いることができる。

甲州で良く使われているが，他国も見受けられる。



甲州ニテ用ル菱牛ノ圖



菱牛正面之圖

図２－３－19　菱牛（隄防溝洫志）

・尺木牛（図２－３－５）

甲州で良く使用されているもので，他国では少ない。渓谷の小川で棚牛・笈牛・菱牛等の大構造物を使用し難い場所に用いれば，良く水を刎ね，谷に洲をつける。

大河では用いない。

・尺木垣（図２－３－５）

極めて小川の用水堀と同様の箇所に用いたり，石川で垣根が立たない箇所に用いる川除けである。

・洞木牛（図２－３－６）

谷沢の口で，序々に堀下り，石・土砂等が田畑に押込み，谷口が自然に深くなるにつれて，山が崩壊するような，大石等が押出す場所の谷口の横へ堀据れば，牛の放置箇所が丈夫に高くなり，洲掛になること霊妙なものである。

谷川の延長が長く，前述のような箇所が散見される場所には，何ケ所でも据えつけて良い。甲州では渓谷に使用されているが，他国でも用いるべきである。

以上，隄防溝洫志によって，この時代の川除技術の水準を示した。

ここでは各地・各地域で独自に発達した河岸侵食防止工技術を総観し，河道特性ごとにその工法の適用の場を明らかにしている。このようなことができるようになったのも，幕府による河川の統制，すなわち河川に関する情報，工法に関する情報の集中が背景にある。

河道特性としては，山川，谷川，石川，砂川，泥川と言う分類を行っている。

この河川の特徴の分類は，河川の水源から河口に向かって河川の特徴が変化していくものだとして取らえられており，また河床材料の変化は分級選択によるものだとして取らえられている。以下にその文章を示しておく。

……凡ソ川ノ始リハ何レノ川ト雖トモ其最初ハ皆山間ヨリ下垂ル涓々流ニテ多クハ谷川ナル者ナリ且ツ谷川ハ大抵岩川ノ多ク漸々流ルヽニ従ヒ數多小川會同シテ其水次第ニ増シ加ハリキタリ石川ト為ル者ナリ是レ山水ノ出ル毎ニ山ヨリ大小ノ石ヲ多ク流レ出ルヲ以テナリ故ニ石川ノ始ハ何レノ川モ大石多シ次第ニ川下ニ至レハ大石ハ少クナリテ末ハ小石川ト為ル者ナリ是レ大石ハ重キヲ以テ次第ニ川下ニ遺リ小石ハ輕キカ故ニ川下マデモ流ルヽヲ以テナリ故ニ此ノ理ニテ川下ニ至ルニ従ヒ小石モ次第ニ細石ト為リテ砂川ト為リ其終リニハ悉ク泥川ト為テ海ニ注グ此當然ノ定理トス……

河道特性の把握に当っては，同じ石川・砂川・泥川であっても川幅の広狭，川瀬の急緩によって水衝りに強弱があること，また水路の平直と屈曲によって普請の仕方が異なることを強調している。すなわち技術が適用される河川の特性を，河床材料，川幅，河床勾配，河道の平面形を指標として取らえている。この指標は現在でもそのまま適用できる優れたものである。

さらに水勢は渇水時と洪水時ではその様相が異なり，渇水時の状況で設計してはならないこと，河川を巡回し，諸国河川の普請状況を見ることの必要性を強調しており現在でも教訓となるものである。

河道特性と工法の関係を整理すると表２－３－２のごとくである。

表２－３－２　堤防溝洫志における河道特性と工法の分類

河川分類	工　　法	コメント
泥川	土出・土出萱羽口→関東の工法、水刎・岸留に使用	関東の河川の方が河床材料が小さい。
	抗出し→北陸の河川の工法 屏風出、小川小堰は水衝いの弱い所に使用	北陸の河川は融雪出水があり、中規模の洪水期間が長い。
	藪出、葉付竹杭出→関東の河口部の潮除で浪当りの弱い所	←→細砂・シルトの河床材料を持つ
石川	石出→石川・荒川の水刎、大石にて積み上げる。五分勾配 大河で水衝りの強い場合は蛇篭で包む。水深深い場合は沈枠を入れる。	
	蛇篭出し→地形の状況に応じて地形篭を用いる。出しの地形の低い所は小で地形を均す↔地形篭	
	大篭出し→富士川、阿部川、大井川で用いる。埋篭、根篭を設く	←→急流扇状地河川
	枠出し→甲州で良く用いる。根が掘れる場合は根篭を入れる	
	棚牛→本瀬通りの水を直角に受けるとよい	
	笈牛→大河・荒川では効果が無い。谷川・小川で用いる	
	大聖牛→甲州・富士川の下流・大井川、天竜川上流で使用	
	菱牛→大河・小河とも用いることができる	
砂川	蛇篭出し→石が無いので普通用いない。	
	棚牛→石川と同様	
小川 用水堀	尺木牛 尺木垣	

なお武井篤は，「わが国における治水の技術と制度に関連する研究」において，堤防溝洫志を基に幕藩体制化の技術に対して次のような評価を下しているが[8]，下記に示す(2)については前記したように全面的に賛成し得ないものがある。

(1) 幕藩体制下の技術であって，治水は農業と密着し，灌漑の技術と分化していない。この技術は局地に働く技術である。

(2) 特定の河川を対象とする経験の集積であって，《普遍的》な河川は考えられていない。また，河川の分類方法において粗雑である。

(3) 水位・水量等は，数字的に考えられていない。測量・計算などは，すでに洋式のものが幕藩の支配者のなかには外国から導入されていたのにかかわらず，治水技術に波及していない。一面，積算に対しては極めて詳しい。

(4) 治水は地方（しかた）の学の一部門であり，制度面と同居している。したがって，法令のなかに技術面を記述する可能性がある。

2－4　明治初期から中期の水制技術

慶応３（1867）年12月王政復古の大号令，大政奉還によって翌年明治新政府が成立した。新政府の基礎が固まるまでの間は，治水制度，水防制度はめまぐるしく変遷し，明治23年水利組合条例，明治29年の旧河川法の成立をもって一応の近代的制度が確立した。

明治２（1869）年版籍奉還が実施され，権力は朝廷に集中したが，旧藩主はそのまま知藩県に任じられ，旧藩をそのまま統轄したので，江戸幕藩体制の残存色の強い体制であった。翌明治３年11月民部省土木司から「治水策要領」という建策が提出されている。本要領は，幕藩体制の治水事業の実施方策を踏襲しながら，細部にわたって改革すべき点を述べている。この建策を受けて明治４年２月大政官は，各府藩県に「治水方策」を制定し宣達した。その内容は主に河川に関する技術内容を記したものであったが，各条款に施工しがたいもの，実際に行われている工法が条款に抵触している等，問題があったことによって同年12月に全面的に改訂された。改訂された治水方規は技術的要素を排除して，工事の設計，実施，清算等の行政手続きを示したものである[9]。

治水事業費の負担については，その第六，第七に次のように記されている。

第六，前日夫米ノ課税ヲ廃シセシモ，従来此等ノ科目ヲ以テ徴収セル金額ヲ地方庁ニ収貯シ堤防橋梁等ヲ修繕スル費用ニ充ル者ハ旧慣ニ仍ル可ク，或ハ里正ノ実直ナル者ヲ鑑択シ之ヲシテ其ノ収貯及修繕ノ事務ヲ担任セシム如キ一二地方官ノ権宜処置スルニ委カス。

第七，従来官費支弁ニ属スル堤防ノ修繕ト雖モ証憑文書ノ見存セサル者ハ悉皆民員支弁ニ属セシム。マタ従来補助修繕ニ係ル堤防ニシテ官府其ノ補助金ヲ下付スル等ハ一二旧慣ニヨル。若シ或ハ改更ヲ要スル有ラハ毎次大蔵省ニ稟決ス。

ここで示したように治水費の負担制度は明治政府の統治体系に合わせ変形したものであるが，

旧慣（幕藩の制度）によっていることは明白である。

明治６年大蔵省通達により「河港道路修築規則」が制定された。本規則は従来の治水方規のみならず，土木全般を取り入れたもので，河川の等級を定め，河川の管理について中央・地方の責任区分を明確にし，費用の負担についても規則を定めているが，その運用に多くの疑義が生じ，河川の等級の別は，明治９年６月に大政官第59号で廃止，またその規則も明治13年自然消滅することになる[9]。

この規則制定直後明治６年11月廃藩置県が実施され，全国を３府72県とし，藩兵を解散させ，中央政府の鎮台を設置した。ここにようやく中央集権的軍制の確立となるが，明治７年征韓論の議が起こり，廟議は二つに割れ，これに加えるに薩長土肥の反目抗争，民選議員設置の建白などがあり，国論が割れた。この中で明治８年１月，大阪において，大久保，井上，伊藤，木戸，板垣などの大物が会合（大阪会議）することとなり，この機会を利用して互いに意思の疎通を計り，次の妥協案が成立した。

1. 民選議院の設置は尚早であるからまず地方官会議を設けること。
2. 元老院を設け，これを後日貴族院にすること。
3. 大審院を設け，人民の権利を保護すること。

これを受けて，その年の６月20日第１回地方長官会議が東京浅草本願寺で開かれた。この会議に提出された議案は，国論沸騰当時のことであるので政治的なものを避け，国内行政体系の整備に関るものであったが，ここに堤防法案と道路附橋法案がこの会議に提出されている。

堤防法案の提案理由および法案の骨子は，河川の等級を廃止すること，治水工事を預防の工と防御の工に大別し，預防の工すなわち保水機能を保持するための治山や溜池の設置，舟運のための低水工事を国が施工し，防御の工すなわち治水本支の堤防，堤外前地の保護，護岸の工は地方庁が行うこと，工事の負担を地租改正の進行に従って漸次決定することを主なものとするものであった[9]。

この法案は，費用分担についてまとまらず結局制定に致らなかった。河川行政は，国の財政制度，行政制度と密接に結びついており，これらの確立と政治的安定なしには，費用負担の制度的確立をなし得ないということであろう。

堤防法案に見るごとく，明治初期においては，国の関与する河川工事は，低水工事および砂防工事であって，氾濫防御を目的とした高水工事は，それぞれの地方問題として全く府県に委ねられていた。

明治６（1973）年地租改正条例が公布された。課税基準は収穫高から地価（基本的には年収を資本還元，年利６％程度としたものである）に改め，税率は３％とし，金納とした（明治10年農民の反対により2.5％に引き下げられた）。さらに明治11年７月「郡区町村編制法」「府県会規則」「地方税規則」のいわゆる三新法が公布され，明治13年「区町村会法」が制定され，明治21年には「市制・町村制」が，明治23年には「府県制」「郡制」の公布がなされ，ここにようやく幕藩体制の地方統治体系から近代的制度への転換がなされた。

この間の地方の治水・水防組織の変遷をみると明治13年の区町村会法の布告に伴って編成された町村会，水利土功会（村の連合組織）では，道路，堤防，水利施設，水防等の土木一般の事務を担っており，旧来の慣行を引き継ぐものであった。なおこのころ堤防組合というものも組織化されている。下利根川の北相馬郡27カ村，河内郡59カ村，香取郡18カ村，計104カ村は明治15年8月利根川小貝川・下利根川・新利根川堤防組合を組織化し，各郡長の監督の下に堤防工事・水利工事・水防活動を行っている。このように地域では，江戸時代から続いてきた地縁的なきづなは強く利水・治水・水防が未分化のまま同一基盤のうえに名前と変えて行政組織化されていったのである。

このように明治初期の治水・水防組織とその費用負担は，従来の慣行を新しい地方行政の長である県令，郡長が追認・権威をあたえる形で制度的確立を見ていく。

これの全国版が地方行政組織体系が一応整った直後の明治23（1870）年6月20日法律第40号として制定公布された水利組合条例である。

本条例による水利組合は，第2条で水利組合は分テ左の二種トス　1普通水利組合　2水害予防組合　としている。

この条例は，既存の村落共同体を基盤とした水利・水防体系に制度的保障をあたえたものといえるが，水利組織と水防組織の制度的分離という行政組織の近代化過程の現れの一端を示している。

なお明治27年消防組規則（勅令第15号）が制定され，その第1条において「府県知事水火災警戒防禦ノ為メ必要ノ地ニ消防組ヲ設置スルトキハ此ノ規則ニ定ムル所ノ条項ニ依ルヘシ」として消防組に水災警防の事務を兼ねさせることができるとした。

消防組の活動や消防員の身分については，府県知事，警察署長，官吏の統制下におかれ，本組織が内務警察行政の一環として位置付けられている。

一方，氾濫防御を目的とした高水工事は，致底府県単独で支え切れるものではなかった。明治23年11月帝国議会が開設されたが，早くも地方出身議員の間に治水事業の促進と治水経費の国家負担増を求める建議案が提出されている。以後河川法が制定される明治29（1896）年以前の第1回から9回まで合計10回にわたっており[9]，いかに治水に対する要望が強かったかうかがえる。河川法は，前述の地方行政組織の整備，日清戦争の終結とともに世論の治水問題への関心の増加という背景のもとに制定された。河川法の制定によって治水費の国庫負担の道が法制度的に開け，国は高水工事を本格的に実施していく。

この時期の河岸処理技術として特筆されるのは，オランダの治水技術の導入である。我が国の近代化を急ぐ政府は，富国強兵，殖産興業政策のため，欧米の近代的科学技術を取り入れる。河川では輸送手段として舟運の改善に力を注ぎ，オランダから河川技術者をやとい入れる。

〔1〕治水総論

明治5年（1873）Van Doorn と Lindow が，翌明治6年 Escher と Drijke が12年に Mulder が来朝する。彼らの治水技術の考えは，Van Doorn による治水総論[10]として伝えられている。

治水総論では，河川工学に関する各種用語の説明をしている。この中で水刎（クリッペン）として，次のような記載がある。これは一般にケレップ水制と言われるものである。

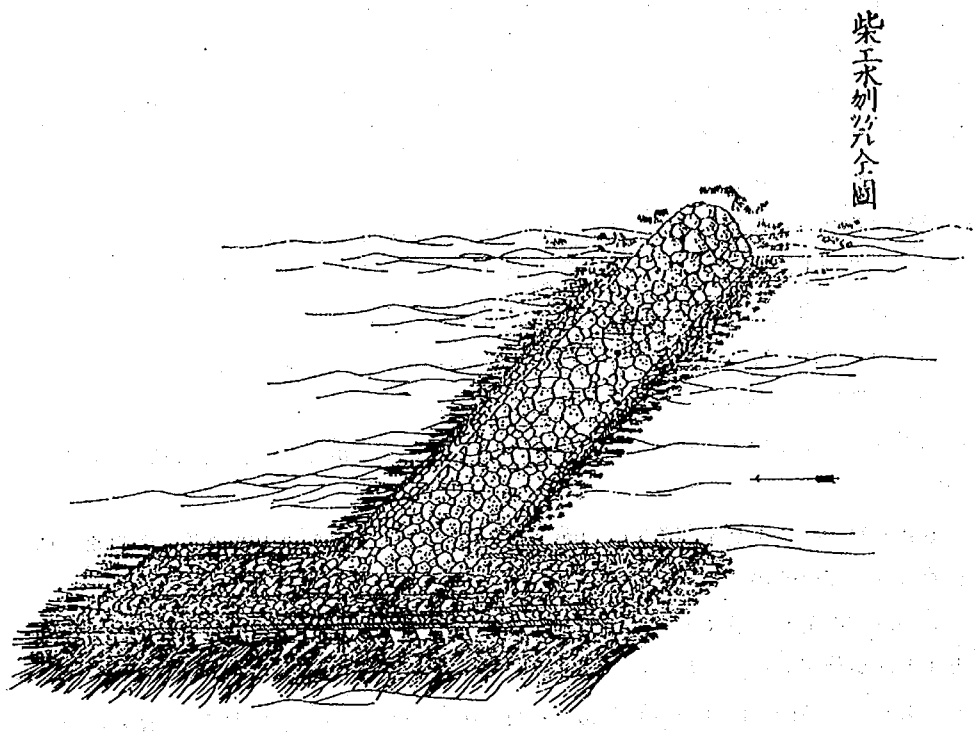


図２－４－１　ケレップ水制（土木工要録）

(1) 水　刎

水刎は柴枝，石或いは木で築く堤条であり，河岸と直角に河中に築設し，河流を水刎で所定の方向に執り，河流を保持するものである。

水刎の目的は，水を容易に疎通させ，流勢を河岸から遠ざけ，その破損を防禦することにある。

(2) 日本の水刎

河中に散在する木杭水刎（杭出）は，上記の２目的を満足できず，流勢を弱めるだけであり，所定の方向に水を向けることはできない。これは，水刎を散在させて製作するために，河水が曳脱して水を反撥させることができず，堤条の長短を適当とする配置も見出せない。

(3) 水刎の互いの距離

水制の間隔を決めるのは難しい。河幅の広狭・河床等の地質によって一義的には決められない。普通は水刎長の1.5倍とする。間隔が広すぎた場合は，その間に更に１個の水刎を置く。その間隔が的を得たときは，水刎間に土砂を沈澱させ，水刎の安定も図れる。杭出ではそのような作用は無い。

(4) その他

オランダでは，木・石が高価なので柴枝を使うが，日本では木・石・柴枝を取り混ぜて製作するのが良い。水刎は設置位置に留意し，数多く連続して置くことでその効果を発現する。

確かに「治水総論」においては，それまでの治水技術体系の中になかった新しい概念，たとえば1. 流域及び水界，2. 航路及び流心線，3. 横断形，4. 毀岸，5. 縦断形，6. 落差及び水面勾配，7. 水勢速力，8. 平均速力，9. 河水の流量，10 平均の流量，11 川幅及びその深さ，12 河床　などが導入され，技術の対象である河川を普遍的な量概念で取らえていく近代科学的な思想が紹介されているが，河川を統制する具体的工法については，日本の工法と同様，経験を基にして生みだされてきたものが示されている。オランダと言う低平地における工法であったこともあって，この工法はケレップ水制として砂河川の工法として普及，改良されていくことになった。

この時期の水制工の適用事例を木曽川下流改修計画に見てみよう。

明治11年（1878），明治政府は岐阜県羽島郡八神に土木局出張所を設け，木曽川下流改修のための測量を開始し，測量完了の翌年明治17年（1884）改修計画に着手した。この計画はデレーケが中心となり，工学博士；清水済，工学士；佐伯敬宗がサポートし，明治19（1896）年完成した[11][12]。

改修の目的は，①高水の除害，②低水の改良，即ち，堤内悪水の改善，③揖舟の便の増進の三目的となっているが，前二者が最も重要だとしている[12]。

この計画の諸元を示すと表２－４－１のごとくである。この表で注目しなければならないのは現在の河川計画では使われていない計画低水流量，低水路幅，低水水深という計画概念があることである。この概念は計画目的の第三番目の項，舟運路の改善に対応して使われたものである。

低水計画の数字がどのように決められたかを「治水総論」及び高水計画の考え方[11]より推定すると次のようになる。

① 水位観測結果より低水位を定める。低水位の定義がはっきりしないが，「治水総論」で言う平均の流量すなわち夏季の流量及び大雨の無い時期の流量に対応したものと推定される。ちなみに木曽川起地点の昭和34（1959）～45（1970）年の平均低水流量は118.1m³/sとなっている。

② 低水位の時の平均水深Ｒ及び水面勾配を使ってバザンの流速公式

$$V=\sqrt{11785.7-\frac{4815.6}{R+4.125}}\quad\sqrt{RI} \qquad (2-4-1)$$

より流速を求め，Q＝VRBによって流量を求める。これを計画低水流量Q_pとする。なおこの時期においては，表面浮子を用いた流速測定もされていたようである。「治水総論」では，全断面形の平均流速Ｖと流心にての表面流速V_oは

$$V=V_o-14\sqrt{RI} \qquad (2-4-2)$$

が成立するとしている。単位は秒，尺が用いられている。

③ 舟運路の目標維持水深（低水位時の平均航路水深，表２－４－１の1.2～1.5m）h_pを定める。

④ Q_p, h_p 及び I を用いて $Q_p = V \cdot B_p \cdot h_p$ 及び（2－4－1）より

$$B_p = \frac{Q}{h_p^2}\sqrt{\frac{h_p + 4.125}{11785.7I}} \qquad (2-4-3)$$

より計画低水路幅 B_p を求める。

⑤ 次に低水路の法線形を河川の蛇行度やtalweg lineの位置に配慮して定め計画低水路法線とする。

⑥ この法線形を保持し得るように水制工の配置を定める。

表２－４－１　木曽川下流改修(明治改修)諸元　　文献11)より

	木曽川		長良川		揖斐川	
計画高水流量	立方尺/秒 264,000	㎥/s 7,346	立方尺/秒 150,000	㎥/s 4,174	立方尺/秒 150,000	㎥/s 4,174
計画低水流量	立方尺/秒 4,380	㎥/s 122	立方尺/秒 3,380	㎥/s 94	立方尺/秒 2,140	㎥/s 60
川幅	間 300～480	m 545～873	間 240～260	m 436～473	間 150～190	m 273～345
低水路幅	尺 450～1,200	m 136～364	尺 400～730	m 121～221	尺 200～730	m 61～221
低水水深	尺 4～5	m 1.2～1.5	尺 4～6	m 1.2～1.8	尺 3～6	m 0.9～1.8
堤防余裕高(計画最大高水位以上)	尺 6	m 1.8	尺 6	m 1.8	尺 6	m 1.8
堤防馬踏幅	間 3～4	m 5.4～7.2	間 3	m 5.4	間 3	m 5.4
法面勾配 堤内	割 2		割 2		割 2	
法面勾配 堤外	割 2～3		割 2～3		割 2～3	

(註)　各河川の左欄は明治期の単位，右欄は現行単位で表わしたものである。
〔資料〕　内務省土木局：『木曽川改修工事』，1919.10

と言う手続を取って水制工の配置を定めたと推定される。水制の工種は言わゆるケレップ水制が用いられた。

この工法は砂河川では適切な工法であったが，技術の適用の場を間違え急流石川河川にも適用し，失敗もあった。例えば「天龍川水防史」では次のように記述されている。[13]

八．水制工の一轉機，明治維新が本邦文化の一轉期であった様に，河川治水方法にも一轉換が齎らされた，明治５年（８年とも云）に政府では河川改修の爲に，和蘭より，ファンドールン氏他數名を招聘して，御雇顧問とした，右，和蘭工師が各河川に施工したのが，オランダ式の水制工であった，工師の故國は海面及河水面より國内の土地が平均六呎低地であり，之によって水制技術が非常に發達してゐた，該和蘭人の傳へた河除工が本村地籍の天龍川に施工されたのが，明治二十年の粗朶工沈床である。長野縣としては下伊那の下川路村と下高井郡延徳村の千曲川畔との，二ケ所にまづ本縣の先端を切って試驗的に着工し其成績を徐ろに見んとしたのである。

九．粗朶沈床工，天龍川新川尻より下川路村久米川尻に至る間に明治二十年之を施工した，其方法順序は，連柴（れんさい）と稱して山林より伐（より）出せる粗朶灌木の長サ十二尺より十四尺の物を，一束の直徑四五寸に結束し，之を格子形に二子繩を以つて編み，更に粗朶を重ね重ね布列する事，三層編みとしこれを筏状として，所定の河水上に浮べ其上に大石の沈石を搭載沈下せしめるのである。

挿圖に示す通り第一號より第七號まで，都合七ケ所に沈設施工した，形状は丁字型を爲し頭部，幹部，上層等の名稱がある，既ち突出し水利（ケレップ）である。現在も村人間に云はれる地名としての，壹號より七號迄の稱號はこの粗朶沈床工の時より始めとされてゐる。

粗朶沈床工の効果。右の如く試驗として本村天龍川岸に施した歐式水制工の成績はと見るに餘り薫しい効果が無かった。粗朶沈床法は平原地方の緩流河川には適するも，わが天龍川の激流に至っては，實に風前の燈火的な水制（クリッペン）であった，其後に僅かな出水によって其頭部沈床が流失せんとした。村方の者は之に驚いて，五號六號附近に，往昔の日本式の竹籠水刎（パネ）を河中に突出す事を協議出願した。これは明かに外國式水制が，在來の日本式水制に劣る事を雄辯に物語るものである。

緩流急流の河相の辨へも，選擇もなく，凡て外國式を最上と盲信して施工した粗朶工は眞實に適當でなかった事は，其後に於て之を一回も施工しないに徴して明かである，今一つには本村に優良な粗朶が乏しい事も要因である，但，粗朶沈床の特長を擧ぐれば甚だ，柔軟性に富んで居る點である。

２－５　明治中期から大正期の水制技術

前節で述べたように，産業の近代化，富国強兵を急ぐ明治政府は，欧米の文物，近代科学技術の導入を計るため，欧米人を雇い入れ，河川，港湾，鉄道，水道等の産業基盤の整備の指導に当

たらせた。一方明治４年に工部省に工学寮を設け，明治10年には工部大学校を開設し，外人教師によって日本の若者に近代科学技術思想を伝授し，優れた若者を欧米に留学させた。これらの若者がお雇い外人に変わって本格的に科学技術界の指導者として実践を始めたのは明治も20年代に入ってからである。

河川工事について見れば，明治初期の低水工事主体が，舟運の衰退，低水工事の浚渫による都市洪水防御効果の少なさ，また洪水による水害の頻発による地主層及び近代産業資本家層の本格的高水工事への要求によって，政府は河川法を制定すると同時に高水工事の直轄施行に踏みきり，明治43年までに利根・庄，九頭竜，遠賀，淀，信濃，吉野，高梁，筑後川の直轄工事を施行した[8) 9)]。河川計画の中に近代科学による全川を統一化しうる概念（計画流量等）とそれを実体化する計画手法がこの時までに日本人の手に消化されていたという技術力の向上をこの背景に見ることができる。

例えば明治29年２月に発表された関屋内務技師補による「斐伊川治水調査類未遂に改修計画説明書」を見ると，２年と言う短い期間に，流域の地勢，地形，地質，気象特性等の自然特性と過去の災害形態，明治以前の斐伊川改修の歴史等の人文特性を学び取り，斐伊川流域の地形測量（三角測量，高度測量），水象観測（洪水時の水位観測）を行い，斐伊川の今後のあるべき姿に対して総合的な判断を下している。現在から見ても河川工学上における基本的な問題点はほとんど網羅されている。今日から見れば定性的分析の段階で終っているものもあるが，設計対象流量を観測された洪水時の水位を基にして決めている以外は，今日の河道計画手法と大きく変わるところでは無い[10)]。

報告書の内容より，このころまでにほぼ欧米の近代的科学技術を学び取っていたと言えるが，この時代は学んだ科学技術を現場に実践仕始めた時代であり，実践の経験を通した日本の河川に合った河川工法の改善は，次の世代に待たなければならない。

明治29年（1896）の河川法制定，同年の大水害以降，日露戦争中も大きな洪水が無かったが，明治40年（1907），43年（1910）と大水害が相ついで発生した。治水事業拡大の声は強く，政府は明治43年10月臨時治水調査会を設け個々の河川ごとに長期計画を立てた。この第１次治水計画では，河川法第８条による直轄河川を65河川とした。ここに治水事業として高水事業が全国的に展開していくこととなった[9)]。このような展開が可能になったのは，産業の工業化等による国民経済の生長に伴なう国家財産の安定化と増大があった。

このような財政投資の増大は，必然的に河川技術者の増大を要求する。さらに増大する技術者に対する教育書，マニュアルを要求する。エリート技術教育から，技術の大衆化教育が始まる。明治時代，欧米の科学技術を学んだ大学教授及び実際の河川改修を経験した内務省の技術者が技術書を書き始める。河川工学書では

長崎敏音　河工学　　大正元年（1912），東京大倉書店
岡崎文吉　治水　　大正４年（1915），丸善書店
君島八郎　河海工学　大正10年（1921），丸善書店

が挙げられる。

これは何も土木系の技術書ばかりでなく，日本の資本主義の発展に伴なう多量の技術者の需要の増大期（丁度このころは技術革命時代であり近代産業の大発展期でもあった。）と欧米の科学技術を消化した官僚技術者と大学教官がそれをまとめあげられる時期が一致し，あらゆる領域のハンドブック的を教科書が作成されたのである。産業社会は，技術の普遍化，標準化を要求する。これは内務省土木局第二技術課による河川測量規定が大正10年に制定されたことにも見ることができる。

以下に大正時代に書かれた前述の三書を取りあげて，この時代の護岸，水制技術の実情を見てみよう。

〔1〕 河工学——長崎敏音——

長崎敏音は，東京都技師長日下部辨二郎の序によると府県の土木事業に従事して河川工事の経験が浅からず，明治39年（1903）に東京市に奉職し，以来専ら市内河川の設計を行い河工学の実施に通暁しているとしている。現地の実態を良く知る技術者と言える。

本著は実用和洋と言うサブタイトルが付してある。長崎敏音は，自序において

……然れども，本書は主として本邦現状の河工に適合するが如く，工法の和洋共，其冗長を収捨し，配列を定めたり。治水の事，緊要缺く可らざるものあるは，予の，喋々を須たず。本書に依り，幸に，後進者が工事の設計，施行監督上に於て，参資の一端をも達するを得なば，著者の徴志之れ足れるなり。……

と述べているように，日本の河川工法と欧米の河川工法のどちらにも目くばりし，我国に適合する工法を実用学として示そうとしている。

本著には，近世の護岸・水制工も網ら的に紹介されているが，主眼は新しい工法，設計法の考え方を示すことにある。それを記してみよう。

① 河岸侵食防止工の材料としてコンクリートが使用されるようになった。

例えば張石工にもコンクリートモルタルを場所詰めする工法（練石積），混凝土張工，鉄筋混凝土張工を紹介している。

② オランダから持たらされた粗朶沈床工法が普及したこともあって，この解説，説明に多くのページをさいている。

③ 岸邊護岸（岸壁）

東京，大阪，横浜等の市街地を流れる河川の河岸は，物資の荷上げ場としての岸壁として利用されていた。それ故護岸の形式も岸壁の機能を持つ直立壁すなわち擁壁として築造されるとして，岸邊護岸工法を紹介説明している。

護岸型式としては，板柵工，切石積石垣，空積間知石垣，練積間知石垣，混凝土石垣，鉄筋混凝土壁，煉瓦壁を紹介している。さらに護岸の設計に当って，土圧の評価や杭の杭抗力の評価を行ってその形状や杭の長さを求める方法を示している。

護岸壁の設計の考え方としては，次のように述べており，今日の考え方と基本的には同一の

考え方である。

直立的護岸壁は護岸自身の重量及壁上建築物の重量並に土壓力に耐抗せさる可らさるなり而して其破壊の状況を左の三種に區別することを得ふ。

甲　壁が後方よりの壓力により其一部又は全部が接合際より滑り出すこと。

乙　壁が壓力を受けて其一部又は全部が接合際の一外點を中心として顚倒すること。

丙　壁が壓力によりて破壊すること。

之れなり。

以上のように護岸工については，新しい土木材料（混凝土，鉄筋混凝土，レンガ）を取り入れた工法及び設計に当っては力学的観点が取り入れられるようになってきた。

水制工法に目を転じよう。水制工の定義として次のように言う。

「水制（水刎とも云ふ）は河川の両岸より川中に突出したる工作物なり而して水制施設の目的は其水制相互の中間に土砂を沈澱せしめんとするものなり。」としており土砂の沈澱が強調されている。

水制の方向は法線に直角に設置するのを普通とする。時としては実状により上向水制とすることもあるが，下向水制は洪水時河岸を侵食するので良くない。両片より水制を突出させる場合は相向わせる。

水制の間隔は，法線と法線（水制頭を通ねた線）の間隔，流速の大小，水制の長さ，川底の状況等によって，かつ前例を調査して定めるべきものであって，理論によって決めがたいが，独乙国の規定では法線間距離の5/7bとし，湾曲の外側に在っては1/2b，内側は2bとしていることを紹介している。

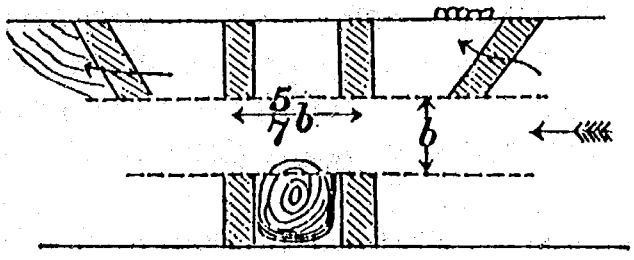


図２－５－１　水制の間隔 文献17）より

水制の高さは，我国においては，大抵頭部を低水位と同高として根部は低水位面上四尺位であるが時として六尺位のものもある。頭部から根部に向かっては1/100～1/200で漸次高くする。

水制の幅員は水流の強弱，水深によって変わるが，普通20尺～30尺としている。

水制の頭部には法線と平行せるものを附加するの，すなわちT字形にするものが多い。

水制施設の効果としては，川幅を狭くして川の深さを深くし，舟航の便ならしめ，また排水を善良ならしめ，あるいは水制相互間に土砂を沈澱させ土地を得，穀物等を栽培し得る等の効果が

あるが，主眼は舟航の便を開くことにある。

水制の構造は，前述の目的の便を図るためにあるのであるから河川の中流部以下に施設するものである。其構造は普通沈床又は単床を沈設する。水深が深い場合は沈床を幾層にも沈下し，所定の高さとし，これを基礎として其上部に上覆工を施し，石張を施すとしている（いわゆるケレップ水制）。

次に枠牛等を応用した水制工の実例を述べている。これらは礫川に適用されるものだとし，枠出，牛出，籠出，頭部付牛出，杭出，石造水制の工法を示している。水制の種類は近世の工種と同様であるが，頭部に沈床を附着させたりして，和洋折中的な工法が紹介されている。

次に平行工について説明している。平行工は改修法線と川岸との間が近くて，水制ではその目的が達せられないような場合に，法線に平行に施設する。平行工の後部に水の流れがあると土砂の沈澱も無く，その目的を達せられないので，各所に極低き水制のような堰堤を築く，この低堰堤相互の間隔は河川の直線部においては250尺～300尺を普通としている。曲線部では120尺～160尺位である。平行工の構造は水制工と同一である。

さらに水制と平行工の優劣について論じ，水制と平行工の利害を最適ならしめるため，両工法を混合施設とするものを混成法と言うとし，長き水制を突き出し得る個所は水制を施設し，これに反して突き出しが短かく沈澱物を多く誘致し得ない場合の所は平行工が良いとしている。

〔2〕治水—岡崎文吉—

岡崎文吉は，明治24（1891）年に札幌農学校を卒業し，原始河川石狩川の改修にたずさわった。ここでの経験や研究の成果を取りまとめたのが本書である。

彼の技術思想は自ずから言う自然主義

……加之近世水理學ハ極端ノ學理及ビ理想ニ走リタル結果原始的河川ヲ過度ニ矯正シ又ハ之ヲ全ク改造セント企テ河川ノ平衡状態ヲ破壊シ却ツテ失敗ニ終ルガ如キ弊害ニ陥レルヲ以テ斯ル愚策ヲ避ケ成ル可ク天然ノ現状ヲ維持シ自然ヲ模範トシ自然ノ妙用ヲ尊重セザル可カラザルヲ論ゼリ蓋シ現状維持即チ自然主義ハ最モ經濟ニシテ又最モ合理的ナルヲ以テナリ……

に示されている。

本書は技術書であるが，岡崎の河川処理思想，技術思想が色濃くにじみでているもので，後に見る君島のハンドブック，教科書的な著書とかなりおもむきが異なっている。

岡崎の技術思想のバックとなったのは，札幌農学校での教育（欧米の科学技術思想），欧米の科学技術書と北海道の開拓事業の先頭に立っているという自信と責任感である。

本書で引用された書物リストの主なものを見ると，すべて欧米のものであり，また英国・米国の土木系専門雑誌を読みこなしている。欧米の最新の河川工法，技術，理論について熟知していた一級の工学者と言えるが，旧来の日本の伝統的河川処理技術や思想と一応切れた所で自然河川石狩川に立ち向かっている。

すなわち本書は，欧米の最新の河川工学に関する情報の中から，岡崎の生きた社会条件を背景

に，北海道の河川の治水に適用，対応し得るように情報の再整理を行い，それを現場に適用した一種の実践書であり，岡崎の治水観を示したものである。それが，本書の構成や文体が読み易いものでないにもかかわらず，今日の河川技術者にも魅力あるものとしている。

水制護岸工法について見てみよう。

水制工については，第六章　治水工事　第1節，二　水制工事

甲　横工

乙　縦工

丙　縦横混合工

丁　棚架工

戊　透流工

に記されている。

記述の内容を見ると欧米の文献を読みこなし，それを彼の視点から再編したものと見なされる。水制工の名称等も翻訳調である。

この中で水制工の考え方として重要な所を記せば次のとおりである。

(1)　水制工事の定義

水制工事の定義としては次のごとく述べている。

「水制工事トハ其名ノ示ス如ク河川ノ水流ヲ抑制シ其天然ノ方向ヲ變換セシメ計畫ノ方向ニ變換セシメ計畫ノ方向ニ随伴セシムルタメ施行スル工事ノ總稱ニシテ……」としており河岸河欠けの防止と言う目的が記載されていない。北海道拓殖の目的として舟運が重要視されていたこと，また学んだ文献が欧米の舟運のための水制工であったことによろう。

(2)　横　工

横工には上向横工，直角横工，下向横工（原著では下向が抜けている。）三種があることを述べ，この利害得失を主にハーゲン氏（Hagen）の論文より記述している。それをまとめると表2－5－1のごとくである。これらの総合評価として，「上向横工ハ頭部附近ニ於テ激流ヲ誘致スルノ危害アルニ關ハラズ沈澱ノ作用甚ダシク有効ナルヲ以テ下向横工ト同様ニ長尺ノタメ工費ノ不廉ナルニモ關ハラズ近來ハ歐洲殊ニ獨沸ノ兩國ニ於テハ盛ンニ該種ヲ採用スルニ至レリ」としている。

上向の角度はシュリヒチングの論文を紹介し，

水路が直線の場合，上向き角度　15°～20°

湾曲の凹入部分　〃　10°～12°

湾曲の凸部　〃　0°～10°

としている。

両岸に水制を同時に施行する場合は，両横工の方向の延長線が一致することが必要であると述べている。

横工の間隔については，凹岸は河流が河岸を衝くことが大きいから，直線部より密にし，直線

部は凸岸におけるよりその間隔の短かきを要としている。しかしながら基の間隔を決める一定の法則はないとして，ジルベルシュラーグ，シュリヒチング及びトイベルの論文を紹介している。

表２－５－１　岡崎文吉による水制の方向の利害得失

項目 / 水制種	頭部の流勢の強度	土砂の堆積	越流水	舟航の安全	工費
直角横工	○激甚ならず	横工及び河岸と接着せず隔離			最安い
下向横工	△稍々激烈	横工の間隙における沈殿物多量ならず	越流がむしろ河岸に襲来	最も安全	
上向横工	×最も激烈	横工の間隙に沈殿物最も多量にして其分配最も平等に且つ横工に接着する	頭部の激流あり		

ジルベルシュラーグは，第一の横工の頂点より仮定した浮遊物が初めて河岸に到達する点を以って第２の横工の起点とする考え方であるが，これに対して，これは第一の横工を造った後に初めて次の横工が定まるものであり，また河流の方向が変化すれば，折角定めた間隔が不適当となるとし，横工の間隔は，多数の実施例によって経験を総括することによってこれを定むべきだと批判している。

シュリヒチングは，メーナル川の改修において直線の部分における横工の間隔は法線幅の 5/7 と定め，短き横工又凹岸に於ては之を半減し，凸岸においては倍加した。トイベルは，略法として普通の水位に於て２個の相隣れる横工が岸と法線で菱形を作るのを定規とした，と述べている。法線幅の定義が記されていないが，トイベルの論文の記述より水制頭を面ねた線を法線としているので，水制で制御された川幅と判断される。岡崎は，シュリヒチング及びトイベルの論文にコメントを加えていない。

横工の頂面の勾配については，横工が洪水面を抜く非越流タイプのものは，水平とし，越流を受けるものは，河岸に向かって1/100～1/200の緩傾斜で水面より徐々に高くなるのが普通とするとしている。

なお横工の設置に伴なう不利益として，横工間（水路部）が予定以上の水深となり，水位低下して平水期において上流の水深を減じること，また上流河底の洗掘の結果相隣れる横工間に浅瀬が生じることがあることを述べている。

また横工と縦工の利害についてウォルトマンの説を述べている。

……「ウォルトマン」亦同一工費ノ場合ニハ横工ヨリ縦工又ハ護岸工事ヲ選ブコトヲ主張セリ

「アメルング」亦「マイン」河ニ於テ最後ニハ縦工ヲ以テ横工ニ代用スルニ至レリ之レヲ概言

スレバ縦工ハ密接ニ配置シタル横工ト工費ニ於テ大差ナクシテ不規則ナラザル河状ヲ維持セシムルコトヲ得ルモノナリ……

(3) 底固め工事

底固め工事とは，横工の使用によって河床が洗掘されるのを防ぎために，河床の凹部に設置するものである。この場合舟航の害にならないように水深を保つ必要があり，ローヌ川では，平水面下2尺5寸に置くと障害が少ないと述べている。

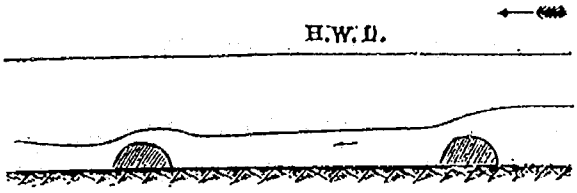


図2－5－2　床固め工 文献17）より

底固め工及び越流横工（この工法については説明が無いが，横工の内その部分が低水位においても水面に出ないものと判断される。）は，河床の変動を大きくさせないために，その出しの方向は上流に向かわせ，また頭部に向かって岸より少しづつ低下させて，流水をなるべく河心に向かわせ，湾曲の頂点においては，越流横工の長さを短かくし，その傾斜を急にすると述べている。

(4) 縦　工

縦工とは河流の方向に並行して築造される水制工であり，その目的とする所はほぼ横工に同じとしている。

強固なる縦工を築造する場合には，適当なる定規断面を決定することが肝要であり，広すぎれば水深浅すぎ，狭すぎれば河床洗掘し縦工が危害を及ぼされる。縦工は流勢強烈，従って流下物の多量の河川において採用されることが多いとしている。

ここでは北独逸で行われた縦工（導水工）と，沸国で行われた縦工（H.M. Girardonの報告），合衆国ミシシッピー川で行われた縦工の設計の考え方及びその効果について報告している。

その要点を述べれば

① 導水工は河幅を狭めるために，水深が増加し，押轉力（掃流力）を大ならしめるため，河床洗掘のみならず，護岸工の無い対岸を侵食する作用が大きくなる。

② 河床洗掘及び対岸の侵食を計る場合は，導水工の高さを水面まで高くすると，前述の作用が大きくその目的を達するが，一般にこのように高くすることは不得策である。なぜなら中州及び河岸の凸出部を除去するためなら，高い導水工でその目的を達することができるが，一般に導水工の高さをこのように高くすることは得策で無く，導水工の背後に土砂を沈澱せしめるために，中水位程度の高さとしておくべきである。

③ 中水位以下に造られた連続した導水工は，澪筋の造成及び古河の埋立てを助勢する効果があるが，後者の作用は極めて緩漫である。土砂の堆積を助勢するために導水工の一部をオープン

とする場合は，ライン河の事例より導水工と河岸をつなぐ連絡工直下流をオープンとするのが良い。

④ 縦工と横工を比較した場合，横工は横工間に十分に土砂が堆積すれば，頭部のみが流水の作用を受けるに止まるが，縦工の場合は全部に沿って水流の作用を受ける。但し縦工の場合は，縦工に沿って水面勾配が均一となり，横工に比し水衝作用が小さい。従って縦工の方が損害が軽微であるのが一般的である。

(5) 縦横混合工

ヨーロッパの工法，実践例を紹介している。内容は省略する。

以上岡崎の記述を見ると，そこで記載された内容は，欧米の経験を通した欧米の河工学者技術者の報文を参考にしたものが大部分である。欧米で実施された水制工の適用場の特性についての記述も無く，この欧米の先進事例を自ずから実践してそれによる批判は加えられていない。

なお岡崎は，河岸処理の考え方として第六章治水工事第二節断面矯正工事二護岸工事において次のように述べている。

抑モ河岸ノ前面ニ接スル河底ノ洗堀及ビ岸腹ノ崩壊蠶蝕ヲ防止セントスルニハ㈠横工若クハ縦工等ノ如キ工事ヲ施設シテ河流ヲ抑制シ其ノ流勢ヲ緩和シテ懸案ノ河底及ビ岸腹ガ有スル天然ノ状態ニ於テ自然的ニ保有スル抵抗力ニ對シ均衡ヲ保ツニ適合スル程度ニ達セシムルカ㈡特別ニ河流抑制工事ヲ施サズシテ克ク河底ニ對スル流水ノ押轉力（Force d'entrainements）ニ抵抗シ得ルノ外寒國又ハ原始的ノ河川ニ在リテハ流氷及ビ流木等ノ破壊的作用ニ耐ヘ得可キ物料ヲ以テ河底及ビ岸腹ヲ被覆掩護スルカ又ハ㈢或ル程度ノ河流抑制工事ト河底岸腹被覆工事トヲ併セ施スノ外ナカルベシ

以上ノ三種ノ方法中第㈡法ハ毫モ河流ヲ抑制スルノ所以ニアラザルガ故ニ從ツテ河流ニ抵抗ヲ與フルコト最モ少ク又對岸ニ影響ヲ及ボスコトナク且ツ之レガ施工ニ因リ自然的ニ河道ノ形状ノ變更ヲ招致スルノ傾向絶無ナルガ故ニ自然主義ニ最モ良ク適合セルモノト謂フ可シ第㈠ノ如ク単ニ水制工ニ據リ護岸ノ目的ヲ達スル場合ニ於テハ水制工ハ兼テ護岸工ト見做スコトヲ得ルハ勿論ナリ

岡崎の治水思想のキイワードとなる自然主義の立脚点から，河岸処理工法として，水制工より護岸根固め工法に優位性を認めている。実際岡崎の河岸処理の重点は，水制工にあってのではなく，そのころ欧米で実施されつつある屈撓性混凝土単床（一種の連接ブロック）の改良とその施工方法の改善にあり，自ずから四十二年式混凝土単床の発明を行い，その実施実践例とその結果を本書で詳しく報告している。その研究報告の当初に次のように記しており，岡崎の技術観が直截に現れており興味深い。

……護岸用屈撓性混凝土単床ノ設計ハ學理上ノ見地ニ基キ確立セル法則ニ準ジ決定シ得ベキモノニシテ之レヲ他ノ護岸工法ニ於ケル如ク屈撓性乏シク各部分ノ構造複雑ニシテ却ツテ孱弱ナルカ若クハ其ノ構造堅實ナラズ安定及ビ強度ニ關シ頗ル不明確ニシテ數字的ニ其ノ大サヲ算定シ得ザルモノニ比スレバ技術上遥ニ進歩シタルモノト云ハザル可ラズ……

〔3〕 河工――君島八郎――

河海工学の著者君島八郎は，九州帝国大学教授であり，大正３年（1914）にすでに，大測量学を書き，その中の第八章で河川測量について記している。河海工学は大正10年（1921）に九善株式会社から出版されている。本書は全三編から成り，第一編気象，第二編地下水及地表水，第三編河工となっている。

君島は帝国大学教授であるが，現場の技術的実践の経験は無いようである。河海工学第三編の序で次のように言っている。

抑モ前編ニ述ベタ氣象學ハ之ヲ經トシ，地下水及地表水ハ之ヲ緯トシテ，徹頭徹尾科學的根柢ノ上ニ河工渠工及海工ヲ述ベヨウト試ミタガ，先ヅ由來上ツタ本書ヲ見レバ尚未ダ要諦ニ觸レナイデ，所謂虎ヲ畫イテ成ラズ反テ猫ニ類スルノ觀アルヲ免レナイノハ著者ノ竊カニ忸怩タル所デアル。是レ今日ノ科學ノ程度デハ未ダ闡明セラレナイモノモ多多アツテ，殊ニ河工ノ如キ複雜ナルモノニハ到底一々科學的批判ヲ加ヘルコトガ困難ナル爲デモ有ラウケレドモ，尚ホ將來ノ研究ト識者ノ高教ニ俟ツベキモノガ勘クナイ。

この序に示されるように君島は河川工学を自身の実践の根拠とするためと言うより知識，学問として取らえている。ここに今日に見られる河川工学における学と技の分離を見ることができる。

君島は本書を書くために多くの書籍を参考にしているが，その大部分のものは欧米の論文，書籍である。その中で日本人に書かれた河川技術書としては，長崎敏音の河工学，内務省土木局の土木工要録，岡崎文吉の治水，佐藤信有の隄防溝洫志を挙げている。

河工の内容をみると，そのほとんどが欧米の文献を読みこなし再編集したものとなっている。

護岸水制については，第六章低水工に記載されている。第一節　横刎，第二節　縦刎，第三節　合成工，第四節　懸垂工及び透過工，第五節　我国諸河川ノ護岸及水制等ニ用ヒラルヽ諸工法，第六節　一般ノ河川工事ニ用ヒラルヽ材料及施工法　となっている。第一節～第四節は，長崎，岡崎の記述と大差ないが，図面が増え，また文章がより平易，分りやすくなっている。

第五節では，

我國ハ急流ニ富ミ，古來氾濫破堤等ノ水害ニ惱マサレタコトガ多イノミナラズ，平時ニ於テモ尚流砂ニ富ミ，溪流ノ性質ヲ帶ビタ河川ガ多イガ爲，激衝崩壞等ノコトガ絶エナカツタ結果トシテ，護岸水制等ノ工法ハ古來可ナリノ發達ヲ遂ゲタ。之ニ明治ノ初年和蘭ノ工師等ガ其國ノ柴工ヲ我國ニ傳ヘテ玆ニ沈床其他ノ工法ヲ見ルニ至ツタ。而シテ近年長足ノ進歩ヲ見ルニ至ツタ混凝土又ハ鐵筋混凝土等ノ工法ト相俟ツテ實際ニ用ヒラレテ居ル河川工事ノ工法ハ頗ル多様デアル。殊ニ時代ノ進歩ト共ニ材料供給ノ難易，價額ノ多少等カラ漸次工法モ進歩シ變化シツヽアツタガ，將來モ亦勿論變化スルコト疑ナイ。又人力ヲ避ケテ萬事ニ機械力ヲ用ヒントスル傾向ハ勞銀ノ昂上，勞力ノ拂底等ニ促サレテ益々多クナリツヽアル。今ハ我國古クカラ用ヒ來ツタ工法ノ一斑ニ就テ述ベル。但シ主トシテ低水工ニ用セラレルモノデアルガ，又洪水時ニモ應用サレル。

と述べ，我国の河川工事における工法の変化要因について適確な判断を下し，沈床工や在来の目

本の工法についても図面を示して解説している。

以上３つの著書に見るごとく，この時代は日本の産業革命の時代であり，先進欧米諸国に追いつくため欧米の先進科学技術を学ぶと同時にそれを実際に応用，産業化した時代である。技術についていえば，徒弟的・技芸的技術から，力学・化学・数学といった近代科学をバックとした普遍的技術（装置・計測の規格化）への転換であり，技術の統制化（一般化）の時代であったと言える。このことは種々の分野で科学・技術書が発刊されていることに見ることができる。しかしながら河工の分野，特に護岸・水制工の分野では，欧米においても，個々の河川の特性の違いや，河道の変化，河岸の変化を支配する要素の複雑さのために，その現象を要素論的に分解分析し得ず，経験の総括を通した工法の提示がなされている段階であった。それ故この分野の教科書は欧米河川での実践例の紹介にとどまっており，それを自身の経験から批判的に取り入れるという段階にまでいたっていない。また欧米からの技術導入のため用語の統一がなされておらず，本節で示した三著の水制工の名称も表２－５－２に示すごとく異なっている。

表２－５－２　水制の名称の違い

工種 / 著者	横　工 *	縦　工 *		床　固　工 *
長　崎	水　制	平　行　工	混　成　工	
岡　崎	横　工	縦　工 （導水工）	縦横混合成	床　固　工 越流横工
君　島	横　刎	縦　刎 （護岸工 導流工）	合　成　工	潜　堤 水中横刎

*　今日使用されている名称

我国の実践例を通した水制工の改良が始まるのは次の時代に待たねばならない。

なお時期的には，次の時代に計画，実施されたものであるが，技術思想としてはこの時代の考え方を踏襲している昭和６年７月10日の淀川低水路工事説明書を見ると，低水路工事（航路維持）の考え方は，計画低水量として渇水量 100m³/s が取られ，水文観測資料が増加し，より統計的な解析が行われていることがうかがわれるが，デレーケ等による木曽川低水路工事計画の考え方とほとんど変わっていない。新たに付加したものとしては，

① 浚渫工事が加わり，より直接に河道を整正する意思が見える。これには浚渫船等の機械力の導入が容易になったためである。

② 水制工として頭部連絡水制（縦・横合成工）が設置された。

が挙げられる。

2－6　昭和初期から昭和30年代までの水制技術

この時代は，欧米の技術を消化し，それを日本の河川に実際に実施した前時期の結果が，洪水による被災や効果として現れだし，これを踏まえて，水制工法，配置等の改良や改善点が現場の実践を積ねた河川技術者によって論文，報文の形で発表されるようになり，それに対して他の河川技術者が自身の経験を通して批判・改良点を示すようになった時期である。水制の改良発展期と言える。

緩流河川工法として導入された言わゆるケレップ水制の日本的改良，経験の積み重ねによる帰納的経験則の抽出期であると同時に，第２次治水計画（大正10年，1921）の制定によって，国直轄で改修すべき河川として

(イ)　第１次治水計画（明治44年制定，1911）における第１期20河川中，完成した庄川，遠賀川を除いて残り18河川

(ロ)　直接施行により実施中の６河川

(ハ)　新規河川として57河川

計81河川を選択し，これを大正11年度以降20ケ年で改修することとしたことより，急流河川を対象とした高水工事に立ち向かわざる得なくなり，日本の在来の急流河川工法の見なおし，改良が土木材料の変化，土木施工技術の変化の中で行われ，種々の実験的工法が開始され，それが総括される時期であった。

このように技術論文が書かれるようになったのは，土木技術者が増加し，土木技術者間の情報交換の場や土木技術者の身分の確立化のため土木技術者の組織化が進み，技術雑誌の発行，講演会の開催等があったことも影響している。

大正３年（1914）にすでに土木学会が創設され土木学会誌も発行されていたが，昭和５年（1930）土木協会が創設され，会長中川吉造のもとに土木技術者が結集し，雑誌土木を発刊し，土木人としての倫理観や身分の確立を企ると同時に技術情報の交換の場を作りだしていく。

この昭和の始めから30年までは，大正デモクラシーから軍国主義国家へと突き進み，生産力の増加と，昭和20年８月15日の敗戦による生産力の激減と政治体制の変化，その後の国土の荒廃から再建への社会基盤の再構築と政治・経済の激変の時代であるが，河川技術及び水制技術の歴史から見ると，ほぼ同一の技術思想の中にあったと言ってよい。

ただ戦後の技術として特筆にあたいするのは，昭和10年代から水制工の実践の場となった急流河川の水制技術が，橋本規明によって一つの到達点に達したことである。

この時期に書かれた代表的な水制工に関する論文としては

- 眞田秀吉　日本水制工論，昭和７年（1932）岩波書店
- 立神弘洋　護岸水制，昭和12年（1937）河川講演集　土木協会
- 富永正義　護岸水制，昭和14年（1939）第二，三回河川講習会講演集，土木協会
- 水野鉉三　河川常識，昭和14年（1939）土木１月号

- 金野高三郎　急流河川護岸水制施工に就て，昭和16年（1941）土木６月号
- 安藝皎一　河相論，昭和19年（1944）常磐書房
- 鷲尾塾龍　護岸と水制工事，昭和21年（1946）
- 橋本規明　急流荒廃河川の処理とその工法について，昭和28年（1953）学位請求論文
- 高野宗久　利根川上流部（前橋附近）に於ける護岸水制工の特異性について，昭和28年（1953）河川

以下に以上の論文を取りあげて解説・批評する。

〔1〕 日本水制工論――眞田秀吉――

本書の著者，眞田秀吉は，当時内務省東京土木出張所長の要職にあり，利根川改修事業の責任者でもあった。

……本書は我邦古今の工法を舊記・新記によりて集録し，之を類別して各其沿革を識し，又現在施工せる實例を集め，之に實驗上の意見を加へ以て一般の研究と工事の發達とに資するを目的とす。……

と記すごとく，古来からの我が国の水制の発展改良について詳述し，それに加えて現場での実践事例を分析し，護岸・水制のあり方を論じたものである。欧米の技術を一度我国の実践でフィルターを通し，それを踏まえて技術の自立化に向かった書と言える。

本書は，総論・発達論・結論の３編構成をとり，近世以後の各地に残っている水制に関する資料を使用し，水制の基本的考え方・機能・構造・施工法等について記載している。特に，発達論では材料・施工法・実例・施工場所・効用等について詳述している。

以下に水制工に関する考え方を記すことにする。

(1) 護岸と水制工の設置目的

眞田は護岸と水制について，結論の部分で次のように記している。

護岸も水制も，共に水流を制御して，河岸または河床を保護することを目的とする。

一般に舟運の利用箇所は，主として水制により常水路の幅員を一定にし，水深を維持する。護岸は従として，航路の岸に偏する部分の保護・水制の根部に用いる。水制は，平水時には，水流を河心に向かわせ，高水時には，水制を越流させる構造を取るものとするが，河床に大きな変動を与えず，深掘れを生じさせないように，付近に土砂を堆積させるような構造とする。

舟運のない上流部では護岸を主として，水制は其前庭部を保護する従属物とするのが普通である。護岸は岸に沿って設置する工作物であるが，法覆工・根固工では目的を達成できないことがあるので，川側に水制工を設け水流を河心に向ける必要があり，護岸の前方に床固水制を設ける。

ここで見るように，舟運の利用箇所については，前の時代と同様な水制の考え方について記しているが，本書における眞田のウエイトは，護岸も水制も，共に水流を制御して，河岸また河床を保護することを目的とするとしている所にある。本書の内に舟運目的のための水制工の考え方の記述が無いことは，このことを良く示している。

大正期を通じて河川工事の目的が高水工事となり河岸侵食を防止し堤防を守ることに護岸・水

制工の目的が移ったこと。上流急流河川の高水工事が増加し，日本の在来工法の見なおしとその改良が必要とされていたという時代状況が，本書の内容を規定している。

(2) 水制工の定義

水制の定義として次のように記している。

水制とは，水流の河岸への激突を防ぎ，又は水路の水深及び幅員を保持するため（目的），河中に設置する工作物にであり，これにより水流方向を変更させ（機能），かつ水制の陰に土砂の沈澱を誘致することを目的とする。ただし水制工作物は，これを護岸として用いる事があるので水制と護岸とは判然と区分し得ないことがある。

(3) 水制工の設計思想

① 水制の形状

水制の形状は，図２－６－１に示す３種の出し方が示されている。

なお水流に対して直角方向に出すものを「横工」，平行方向に出すものを「縦工＝平行工」としており，この定義は岡崎と同一である。

横工は水当りが大きく維持が困難である。一方縦工は水当りが弱く維持が容易であり，縦工を巧みに利用すると良い。

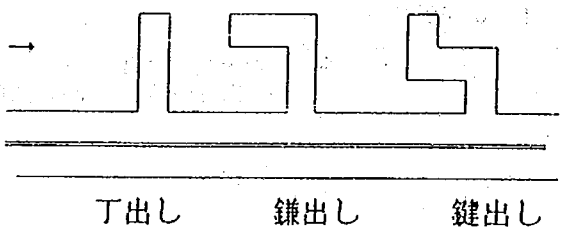


図２－６－１　水制の出し方の名称

② 材料による水制の分類

貞田は水制材料によって水制を分類している。古来から呼び慣らされていたもの再分類したものと言える。ここでは，次の５種が示されている。

「土出し」「石出し」「籠出し」「杭出し」「枠出し」。

なお九州地方では，「石出し」を「ヨセ」と言い，木曽川では「土出し」「石出し」「籠出し」を総称して「猿尾」と言い，その規模が小さい「杭出し」及び「籠出し」を単に「刎」と言っている。

③ 横工の出し方

横工の出し方については，既往の古文書等の紹介・引用し，著者の考え方も示している。表２－６－１，２－６－２，２－６－３にそれらをまとめて示す。

表２－６－１　出し方の一覧

出　典	河　相	出　し　方	機　能	機能に対する根拠	真田の考え
堤防秘書	緩流河川	上流に傾斜 水制長10間～15間では２割～２割５分 水制長34～35間では１割５分	前後に土砂を沈殿水制も安固	上流に傾斜させる程水当りが強い	常願寺は上向き施工を大正３・４年に施工。但し、常願寺のような川幅広大・洪水時溜筋不定箇所では直角の方が良い
	急流河川 砂利河川	下流に傾斜 洗掘防止の為控工			
フレングス独	河身の方向が直線 凹　岸 凸　岸	105～115°[？]* (15～25°) 100～102.5°[？] (10～12.5°) 90～100°[？] (0～10°)			

＊　この角度の説明がないが、この角度－90°が上向きの角度となると判断し得る。

表２－６－２　水制施工の特徴(1)

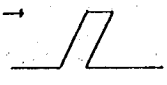
角度	下向き	直角	上向き
特徴全般	越流水により渦流を発生し易く、水制下手に深堀を生じ易いため、堤防の危険が大 → 	深堀は下向きより少ない → 	下手に水制に沿って砂州を生ずる、特に水制根部に多量であり、効果が大 但し、水制の突端に深堀を生ずるため頭部を付けるか突端のみ直角又は下向きとする → 

表２－６－３　水制施工の特徴(2)

角度	下向き	直角	上向き
越流しない場合	下手の水位は突端の水位と同水位、水制の根際で上・下の水位差が大〔？〕		既に先端の水位が高いため、水制の根際の上・下の水位差が小〔？〕
越流する場合	水流が水制に直角に落ち込み、且つ落差が大→根際の陰に大きな渦を生ずる→深堀の原因→土砂は水制から離れ不規則に堆積		水流の落差が小、渦流は先端付近のみ→根際に土砂が堆積
透過水制 「杭出」のような透過水制は、渦流を生じ難い→下向・上向の水制の方向による相違が少ない→水制下部に沈澱を誘致できる。但し、塵芥等で透過の効果を妨げられれば、固体水制となる。従って、上向きが安全。 実験上は上向き15°			

④　水制の間隔

水制の間隔については，種々の説があるとして紹介している。それらをまとめれば，表２－６－４のごとくである。

表２－６－４　水制の間隔

出典	河相	水制間隔	備考
フレングス	河身の方向が直線	川幅の5/7 倍	メーナル川の実験
	凸岸	川幅の2.0 倍	
	凹岸	川幅の1/2 倍	
ファンドールン		水刎（クリッペン）の長さの1.5 倍	真田の経験と概ね一致
堤堰秘書	川幅広く中州を形成する箇所	数多の水制を築設してその中から安定なものを選び、長大にして、上流に傾斜させる	
	水流が岩石等に当たって刎ね返す場所	刎返る場所より相当下流に水制を設置する	
	且つ川幅の狭い箇所	高水を越流させる構造をとる	
	予め洪水時の水衝部を調査し、少し下流の地盤の低い所	猿尾出し	
	上記のうち地盤の高い場合	猿尾出しの周囲に根籠を乱杭で固定し洗掘を防止する	

⑤　水制の高さ

水流を緩和させ，土砂の堆積を促す程度とする。すなわち余り高くしないとしている。

⑥　土砂の堆積状況と水制の構造

水制築設後の土砂の堆積状況から考察し，設置角度が同じでも構造によって〔河床材料・河相（河道特性）等は如何〕堆積の状況は異なるとしている。

概ね不透過水制は水流の障害となることが大きく，激動を与え，水制の上流に渦を生じ，河床が洗掘する。更に，この激動した水流が落ち込むため，下手でも洗掘を生じ，水制を転覆させるか，破損させる傾向が多い。

一方，透過水制（杭出・聖牛・合掌枠）の方が激動が少なく，渦流を生せず，ために上下流の洗掘がなく，堆積を生じ，安固である。

なるべく，透過水制で水流を巧みに利用した方が良い。

但し，急流河川でしばしば築設される越流を許容しない石出（洪水位程度の高さ）や台湾楠梓仙渓に施工した水制等は例外である。

⑦　適用工種

河道特性を勾配として取らえ，河床勾配ごとに適用すべき水制工種について記している。それらをまとめれば表２－６－５のごとくである。

表２－６－５　河床勾配と水制工種

河床勾配	1/5000 ～1/10000	1/5000 ～1/2000	1/2000 ～1/1000 及びこれ以上の勾配
施工上の留意事項	緩流部 杭出に棚を掻き付けるor簀の子を張るor枝木を懸けるかして欠込みを防止する	杭出又は粗朶工水制を用いる 粗朶工水制の上層は石張（従来）を止めて、努めて２列の小杭を打ち、石詰にした透過工とする 沈床上に杭打し、鉄線を張り、或るは柳枝を挿す工法は効果が大で経済的	急勾配 合掌枠・聖牛・鳥脚等が良い 側部の深掘による沈下転倒防止には粗朶沈床・木工沈床・蛇籠等の基礎を設ける
備考	鉄筋コンクリートの利用 合掌枠・聖牛・方格枠(木工沈床の別名)等の鉄筋利用は重量大→沈定が良い 耐久的 丸太の３～４割高［で経済的］ 特に、方格枠では、 水面以上の部分は腐食し易い（水面下は腐朽しない） 〃　磨損甚だしい（水衝と砂石の流下） ↓ 水面下の部分にも影響が大 従って、上面より低水位以下２尺の間は鉄筋材を用いても可		

⑧ 施工上の留意点

施工上の留意点としては，

・流水を激動させることのないように，著しく強固なものは建造しない。

・柔らかく抵抗する。

・多くの柔式水制を用いて一つの目的を達するようにする。

以上のことから，水制群として透過水制を低位に築設するが，全体として均等に水流を受けるように，上流の特に水衝の強い部分は破壊し易いため，他に比して低位とし透水の多い構造とするとしている。

牛枠類，合掌枠類については，次のように記している。

合掌木は充分牛角を残して組み立てること。これは，重籠が水制の作用をするのではなく，合掌木が水制の作用をするからである。重籠は，なるべく低く・偏平に並べて，枠が流失しない程度に止め，水流に激動を与えないようにする。

その他，塵芥が懸からないように，合掌材・類似の水上の組立材を傾斜させる（塵芥→透水を妨げる→付近に深掘を生ずる）。

或いは，数個の水制を１単位とした水制群を縦工とする場合は，１単位の水制の上流の１個は棟木尻を上流に向け水衝を弱くし，１単位の何れの水制にも平等に力がかかるようにする。また，上流の１基の高さを幾分低くしても良い，即ち中聖牛・川倉・笈牛とし，それより下流の水制を大聖牛・中聖牛とする。

鳥脚等の沈石の脱漏を防ぐために用いる成木は，透水を妨げないように余り密にせず，なるべく数を少なくする。

重錘に用いる蛇籠は，なるべく低くし偏平に置く，従来の重ね籠は水流の激動を生ずるため使用しない方が良い。

(4) 水制工種

眞田の水制工論では，各種の水制について整理しその工種の適用場及び評価がなされている。少なくとも，今回調査の対象とした文献の中でこれほど各種工法について整理されたものは見当たらない。

以下各工法別に眞田が整理した特徴を取り纒める。

筆者の思い入れの激しい工法ほど，説明が詳細である。

① 捨　石

施工が簡単で，かつ効果が大きいため，護岸の根固，床止，水制，河床の深掘箇所に施工される他，堤防欠潰防止として応急処置を施すのに適している。

② 出し類

・小石出・萱出し

砂川・小川水制に適する。また暖流部の枠出しの代用としても良い。

・石　出

石出しは，最も堅固な水制であるが，石張りで表面を平滑にするために却って水制付近に洗掘を生じ易い。従って施工に当たっては，上面に粗度をつける工夫がいる。百㌔以上の石が流下する急流河川では，練積の石出しも止むを得ないが，出し方に工夫が要る。

• 籠出し

最も便利な水制工で，各所に広く用いられている。その用途も多様で広凡なものである。

• 杭　出

河川の中流以下に適する水制で，河川工法中特記すべき優秀な工法である。将来はこれを多用し，河川の状況に応じ更に多くの改良を加え，緩流河川の水制として万能のものとする必要がある。

元来，杭出は，透過水制の基本であり，水通しが良好であり，突出の方向の如何にかかわらず，渦流が生じないため，土砂の沈澱が有効に行われる。

出し方は，水勢が強い箇所を避けるように，上流の側から順次その間隔を狭めていくことで水流を均等に受けることができ，また一列目の間隔を広くするのも一方法である。かつ，その先端部の間隔を疎にし，低く打ち込んだ方が良い。

梁掛杭出しの場合の梁木は，通常川に直角に高さを同一に取り付けているが，塵芥の多く流出する河川の場合は梁を一段にして，水流と平行にする。杭の安定が良くないときは，水流を河心に向けるように斜めに取り付ける。

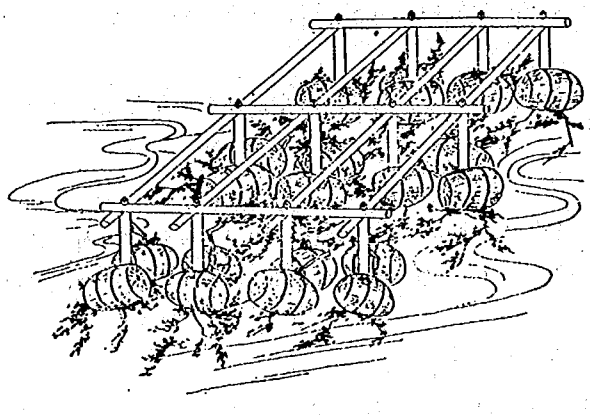


図２－６－２　梁掛杭出（土木工要録）

• 立竹，網代出

立竹は砂川の一時的な水制であり，流路に澪筋を作る場合に適す。網代出は古来緩流河川に用いられているが，上部の構材に不要なものが多く，良好な工法ではない。

③　改良出類（石詰杭出）

杭出しは水流の緩急，水深の大小に応じ，杭木の長，粗密の程度を自由に加減することが可

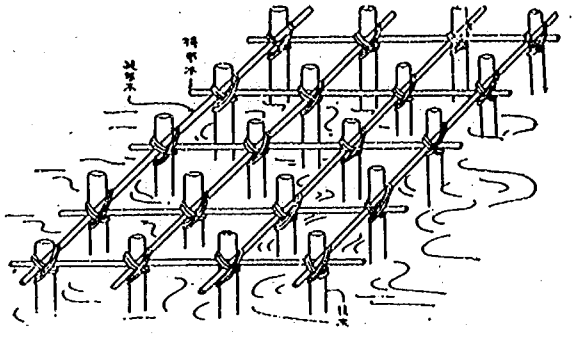


図２－６－３　布木結杭出し（土木工要録）

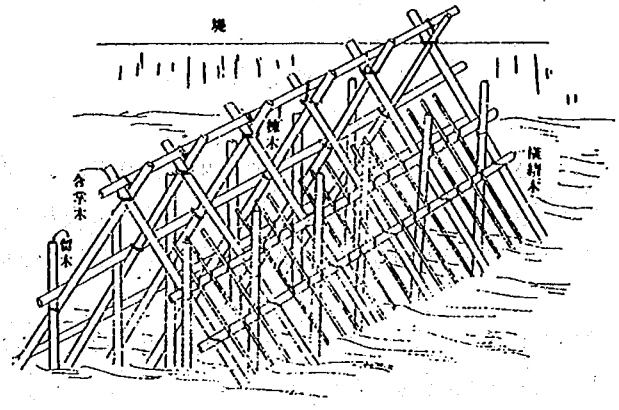


図２－６－４　網代出（土木工要録）

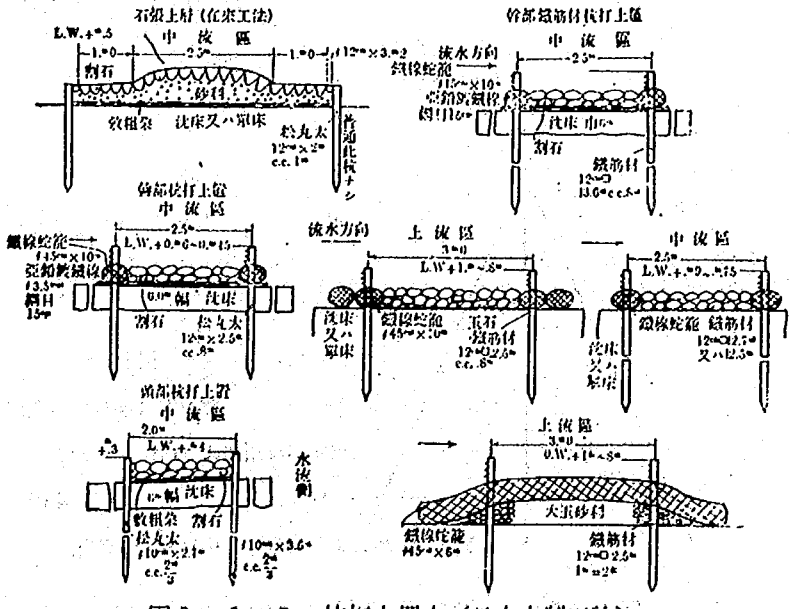


図２－６－５　杭打上置土（日本水制工論）

能である。特に，杭の根元に蛇籠，粗朶沈床，単床，包柴を刺して，長大な水制を築けるようになってきた。石詰杭出工は，この一種で，粗朶沈床，単床を基礎に，2～3列の杭を打ち，内部に低く割石を詰めたものであり，ここに柳枝を挿したり，鉄線を張って土砂の沈澱を促進したり，杭の断面を三角形にしたり，優秀な成績を挙げている。

利根川改修工事（勾配 1/2,000～1/5,000）の箇所に適す。

④ 籠　類

蛇籠は，籠材の張力により詰石を支える巧妙なもので，河川工事上極めて優秀な材料である。牛類の沈圧材や立籠は急流箇所の締切工の捨石代用，応急工事で必要なものである。耐久力を増加させる為に，鉄線を用いるのが良い。鉄線籠の用途は広範であり，破提箇所締切，激流深掘箇所の押さえには，捨石は効果が少なく，蛇籠に勝る工法はない。

⑤ 棚　類

根固めとしての機能であり，水制としての機能ではないため，ここでは除外する。

⑥ 牛　類

牛類は，牛枠・猪子・犬ノ子・出雲結を改良したものであり，古来用水堰に使用されていた。

「出雲結」は，奈良朝の初期から用水堰に使用されたものと考えられている。出雲の国の河川は砂川であり，簡単な工法で目的を達することができたので，それ以後発達しなかったものと思われる。

「犬ノ子」は，鎌倉時代に創案されたもので，庄川・神通川・常願川等玉石が多い河川に応用されたことから，方成木・棚釣木を使用して沈石が脱漏しない組み方をとり，鳥脚に進歩した。

「猪子」は同じ大きさの3本の木材で三叉を組，竹で棚を作り，石俵又は玉石で沈圧させたものであるが，大塊の玉石を得るのに困難な河川に用いる為，周囲に棚を置いた「簀猪子」に改良された。

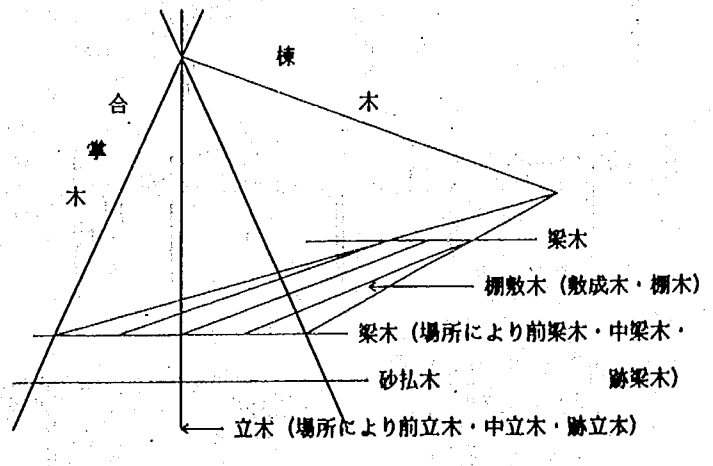


図2－6－6　牛類の一般的模範図と部材の呼称

「牛枠」は古来，正四面体で製作していたが，河川に施工する為に転倒を防ぐ意味で棟木（「猪子」では聖木と呼称）を長くし，安定を良くしたものである。

「笈牛」は「牛枠」を改良してその水衝面に前立木・砂払木を加えたものであり，「瀬名牛」は「牛枠」に前立木を加えたものである。

「聖牛」は「牛枠」を長大・堅固にしたものである。「川倉」は「聖牛」と同一の形状をとり，多少用材の大きさを変えたものである。「聖牛」・「川倉」の創案は，戦国時代以後（文久7年）以後と推察されている。

「尺木牛」・「柵牛」は三稜形，「笈牛」は方錐形で連続体として用いる。

以上の呼称の相違は，主として合掌木の数の違いと用材の寸法の違いによるものであるとのことである。

据付方向は，古来水流に直面することを原則とし，連続配列の場合は直角または下流に傾ける例が多い。

水流に直角に据えつける理由は，単一体として設置する場合，直角以外の角度を選ぶときは，河状及び流水の状態を良く研究し対応させる必要があるが，その対応関係を見極めるのが複雑で長期を要するため，据付時適切な角度を決定し難いためのようである。

・牛枠・笈牛（図2－3－7）

聖牛は，牛類中の代表的工法として大いに推奨すべきものである。牛枠・笈牛は，用水堰・仮締切等の軽易な場所に適する。牛枠を粗朶沈床に組むときは安定が良い為，良法である。この工法は強固な工法ではないため，二列に配置し，連続して使用するのが有利であり，急流部の締切工事では，沈枠内に組み込むのが有利である。

・出雲結・猪子（図2－2－1，図2－2－2）

出雲結は極めて原始的な工法であるが，砂川の急流止として相当の効果を挙げることができ，据付に熟練すれば経済的な工法といえる。猪子は，材料・大きさに変遷をきたしているが，広汎に実施されている良法である。

・川倉及び聖牛（図2－3－4）

川倉は，小型の聖牛とほぼ同一の構造で，相当急流の一般河川に応用して効果がある。特に聖牛を数組配列する場合に最も上流に川倉を据付けるのは妙効である。聖牛は，牛類中最も優秀な工法であり鉄，セメントを利用することで，頗る耐久的構造である。水制工法の白眉である。垂直の合掌材を傾斜させて水衝を減じたり，数組据付ける場合は上流のものを逆に据付け，水衝りを均等にしたり，その構造も棟木に平行に肋木を増加し，力学的に合理的なように変更を加えている。

鉄材〔当時はレール〕聖牛は急流部で大きな石が流下する場合も合掌材等の破損が少なく，有効である。

・鳥　脚

水流の緩急に応じて，根引籠，鎧籠等で流勢に対抗させる。大玉石が豊富な河川では問題

はないが，大玉石材が不足する箇所では別の工法を用いた方が良い。施工高が低いため高水位が低い河川に適する。簀猪子の構造に似ているため，平水時水深の深い箇所に投入できる。激流に対しては，根引籠で加減し得る利点がある。

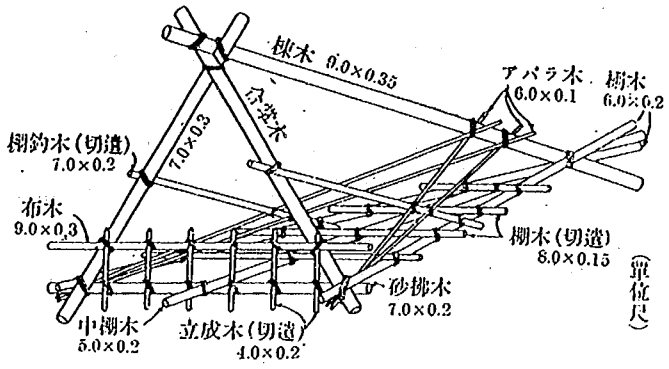


図２－６－７　鳥脚（日本水制工論）

・菱　牛

洪水位の低い河川で，棚牛や聖牛を必要としない程度の箇所に用いる。座面が四角形で安定が良いため，河床変動の著しい砂利川等に効果がある。菱牛に改良を加えた方形牛は，河床変動の激しい河川に適切な工法である。

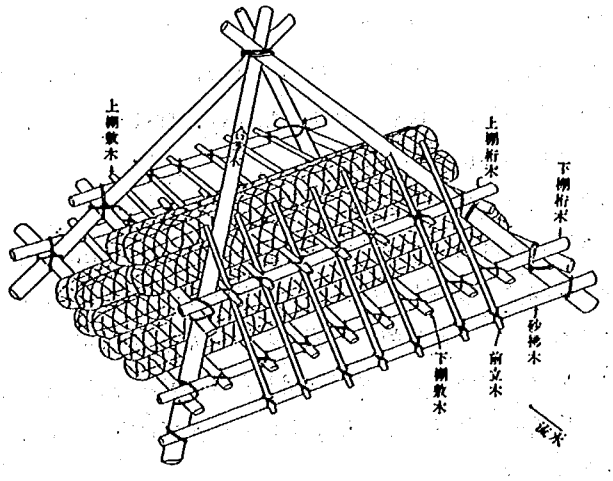


図２－６－８　中菱牛（土木工要録）

・尺木牛（図２－３－５）

尺木牛は，菱牛よりやや緩流の砂利川に適し，工法も軽易な連続体であり，水制の目的を

達することが可能である。殆ど施工されなくなっているが，用材を鉄線蛇籠，鉄筋材にし，水流に応じて２列，３列に据えつければ効果の発現が期待できると思われるとしている。

・棚　牛（図２－３－３）

砂利川に施工する優秀な工法である。水制の底部の洗掘に伴い河底に没し，安定が良くなり，下流部に沈澱を生じ，河状を変化させる。本工も，主体の材質と組方を改良し，鉄線蛇籠を用いるときは最も良好な工法として推奨できる。但し，改良棚牛・鞍掛棚牛は，牛角を没したり，不透過構造になっており，改悪である。

・片　牛

砂利河床の小川に適する安価な工法であり，改良を加え小川の水制として用途を広汎にする必要がある。

⑦　枠　類

枠類は概ね直角柱体の内部に詰石を行うものであるが，これを改良して三稜の連続体とするものもある。枠の最も単純な構形を片枠・沈枠とし，沈枠の大きさにより，「大々枠」・「大枠」・「中枠」・「小枠」に分けられ，沈床に蓋を付けたものを「桝枠」，四側面に勾配をつけたものを「鳥居枠」，四側面に勾配をつけたものを「弁慶枠」，三稜形のものを「胴木牛」・「三角枠」・「合掌枠」という。

枠類の目的は，概ね法止工の前面に施し河床の洗掘を防ぐ，法覆工を保護する根固工であり，ここでは水制としての機能を有するものについて整理する。

・沈　枠（図２－３－12）

沈枠は急流部砂利川の護岸根固，床固水制，水制頭部根固，仮締切工事に適し，水制の基礎として施工する場合が多い。大きさは河川の大きさに合わせて，任意の大きさに築造することができる。急流河川の床固水制として良い結果を得ており，常願寺，神通川では「大枠」・「中枠」で効果を発現中。

・桝　枠（図２－３－13）

水中に沈設するもので用途は多いが，水制工の根固に使用して効果がある。静岡県では，二枠，三枠続の続枠として使い，良好である。

・鳥居枠・弁慶枠（図２－３－15，図２－３－17）

強固な構造で護岸根固として適当である。水制に使用する場合は透水が無く，水流を遮断し，水を跳らせるので，むしろ合掌枠を２～３列に配列したほうが有利である。

・合掌枠（図２－３－16）

牛と枠との特徴を兼ねた最も改良された工法である。安定性，透水性があり，砂利川又は砂川の水制に適している。連続体として，２～３列に布設するようになってきたことから，急流部の長大水制・水深の深い箇所への敷設等，利用範囲が広くなってきた。合掌枠の立成木は，余り密にしない。急流部では立成木を廃して骨材のみとし，金網を張り付け，詰石は流失を防ぐに足る程度に減らし，低く偏平に置き，１列で効果がない場合でも，詰石を高く

したり，構形を変えたり，用材を頑強にしないで，２～３列に築設し１基宛は，透水し易い構造にしておくべきである。

施　工

２～３列に配置することで，水勢を２～３分し，激流を生じさせることもなく，水制自体も安定し，堆積の状況が良好である。但し上流部の水制は水衝りが強く，塵芥が多く懸かるため破損し易いので，最上列のものは少し低く据えるか成木の密度を粗にし，各列均等な水衝りとする必要がある。また河心に向かって枠が低くなるように勾配をつけ，先端部数組は切り離して自由に沈下出来るようにしておく。

合掌枠の立成木の代わりに鉄綱を編み付けたものは，耐久力は小さいが，急流部に適し，施工が迅速になる長所を有する。

構　造

普通は合掌枠の向きは下流に鈍角側，上流に鋭角側であるが，実験によれば上流側が掘れる傾向があるので，逆に向ける事とした。但し二列入れる時は二列目のものは在来の通りとする。これは上流例の洗掘による転倒を防止し，塵芥の引懸りを少なくするためである。

水の無い河原で組み立てる場合は聖牛と変わらないが，水の深い時は聖牛は沈設石詰が難しいが，合掌枠はその点施工が楽である。

• 佐五衛門枠，石詰佐五衛門枠

水刎ねの目的で流速の余り大きくない部分に施工されてきたものであるが，他の枠に比べ余り顧みる価値のないものである。

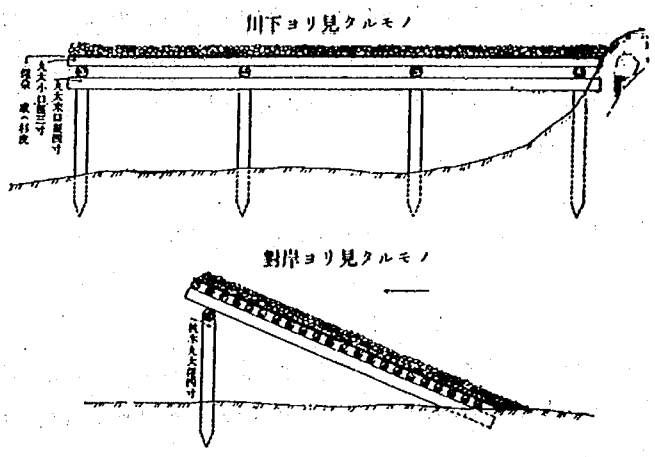


図２－６－９　佐五衛門枠（日本水制工論）

⑧　改良枠類

• 改良桶枠，改良小口桶枠

後者の方が若干良い。木杭をコンクリート杭に変えたもの。

・改良合掌枠

このうち，片法枠・両法枠は，牛角が無いため，根固工には良いが，水制として使用するには注意を要する。

・簡合掌枠

積篭工の節約工法であるが，この他特色があるものとは云えない。

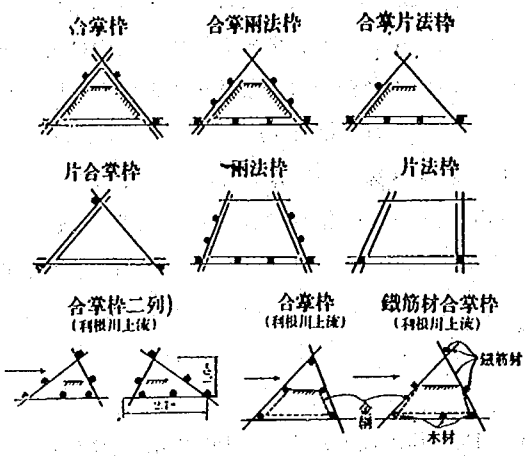


図２－６－10　改良枠類（日本水制工論）

⑨　粗朶沈床工

いわゆる粗朶工は，明治初年オランダ技師及び工師を招聘して施工した護岸・水制の工法である。しかし，中国においては，元の時代に欧州からこの工法を伝え，柴枝で護岸張工を実施した事があり，日本でも近世（寛政・享和）に北上川下流で伊達藩が粗朶沈床を施工していたようである。

このようなことから粗朶沈床工が日本独自のものか，中国から伝えられたものか，伊達藩の遣欧使から伝えられたものかは明確ではないとしている。

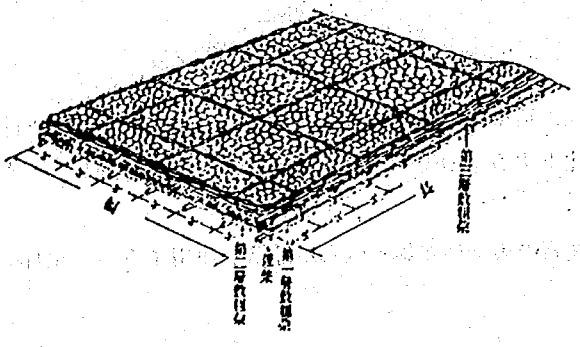


図２－６－11　粗朶沈床工（治水工学・宮本武之輔）

井口は，第10回河川伝統工法研究会において，粗朶沈床等のオランダ人工師から伝来した事情について説明している[19]。

井口によれば（第10回河川伝統工法研究会1989．7．22井口昌平「粗朶沈床やケレップなどの伝来について」），「……現代の粗朶沈床は，この伊達藩のものとは別に明治になってからオランダから伝わったものとされている。……オランダ人工師によって伝えられた水制は，オランダでおこなわれていた水制そのままではなく，日本で得やすい材料によるものであったと考えるのが妥当であろう。それでも，柴枝を構成要素のひとつとするところにその水制の特色があると思う。……眞田の語法では粗朶沈床工というのは，粗朶沈床を用いた工作物の総称と受け取ってよい。……それ（粗朶沈床）は，はじめには「沈床（シンキストック）」として紹介されたが，後に「粗朶沈床」と呼ばれるようになった。この改良型として木工沈床が考え出されたからであろう。……粗朶は元来……『切り取った枝。……また堤を築く材料……』（広辞苑）と理解されている。しかし，土木の分野では，粗朶そのものと，工事用材料として（あるいは商品として）一定の形に束ねた粗朶とをはっきり区別しないで『粗朶』と呼んでいる。……

ケレップ水制

Van Doorn, Escher, De Rijke などによって1873年に紹介され，それ以後，多くの場所で施行された粗朶沈床に上置工を施した不透過水制。オランダ語の krib に由来する。ただし，この語は，英語の crib と同根で，意味が拡張されて水制一般にさすようになっていった。略してケレップともいう。……

「日本水制工論」では，沈床工水制とよんでいる。と述べている。

さて，「日本水制工論」にもどって，粗朶沈床の特徴を記す。

基礎として使用する場合以外は，概ね中流以下の河川に適する工法である。強て急流部に使用するには，移動しないように沈圧材として大石やコンクリートブロック，鉄線蛇篭を使用する等の工夫が必要である。

ケレップ水制には数本の頭部を連結した長大の平行工があるが，水制間に澪筋が付くのを防ぐ効果はあるが，土砂の堆積を見ることは難しく，所々深掘を生じ，沈床の破損を来たす事例が多い。

・沈床工

沈床工の欠点は，結束材の腐朽で破損を招くことであるが，元々沈床は屈撓性を有し，河床の洗掘に従い沈下するものであり，傾斜と共に沈石が脱漏して，本体が流失することが多い。

急流河川では沈石の表面に金網を張るか蛇篭を使用するか，沈石を鉄棒で繋ぐ方法が好ましい。

・単床工

河床の変化が少ない箇所，比較的浅い所の水制，根固水制等に適し，枠出しの基礎とし

て，沈床の代用として重宝である。

・上覆工

ケレップ水制の表面を仕上げる工法の総称であり，玉石，割石を扁平状に石張りするときは，水制の上下流に深掘力を生じ，水制の破損が多い。また土砂の堆積は水制から遠方の下流に生ずる。この種の水制は上層に２～３列に杭を打ったり，流勢に応じて鉄線を張るのが良い。

・包柴工

簡単な蛇篭ともいうべきもので，中流以下の堤脚，河岸の深掘れの発生箇所に任意の大きさのものを投入する簡便防止工法である。蛇篭と大同少異である。欧米では蛇篭がないため，これを使用している。

⑩ 改良床工

（木工沈床，屈撓式木工沈床，菱形木床，鉄筋材方格床）

急流部の護岸，根固め，水制の基礎に使用される木工沈床は，機能は十分であるが，方格材の腐朽，沈下の際の沈石脱漏により流失，屈撓性の不自由さが挙げられる。但し，方格材に鉄筋コンクリートを使用したり，詰石の上表面を鉄網で覆い，脱漏を防止したり，沈圧材を割石に代えて方塊を用いたり，上面に石を置いて水流の抵抗を増すときは，最良の工法と考えられる。

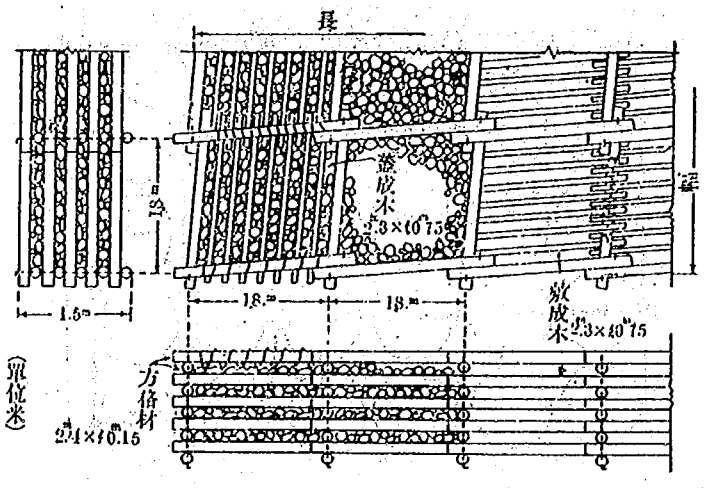


図２－６－12　木工沈床（日本水制工論）

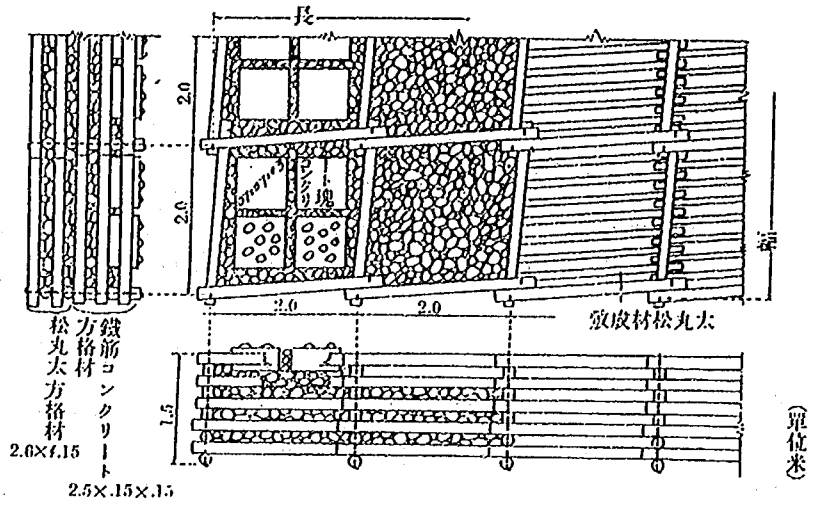


図２－６－13　改良床工（日本水制工論）

⑪　連石床

砂防工事で実施するような渓流，又は急流に適し，木工のように腐朽しないので護岸根固，床止工に有利である。

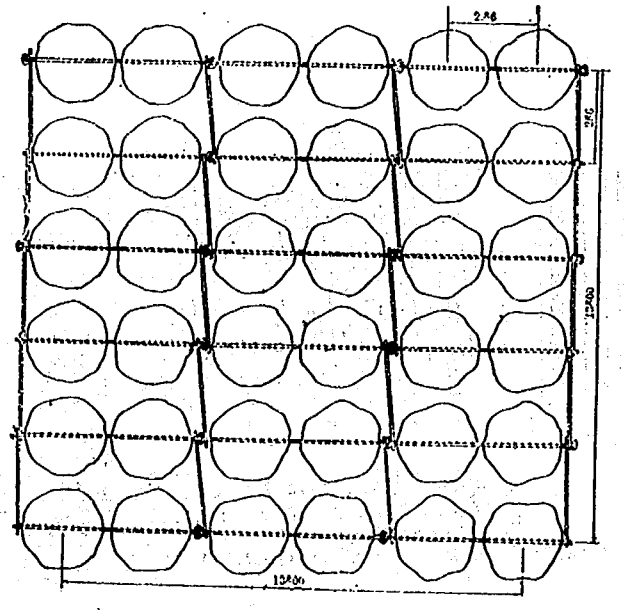


図２－６－14　連石床（日本水制工論）

⑫　コンクリートブロック単床

護岸法覆工・根固工にも使用し得る。河底の洗掘時に単床が状態に応じて自由に垂下し得るのが特徴であり，ブロックに通じた鉄線の上端は杭に結び付けないようにし，沈設にあたっては前以て裏土の洗い出されぬように敷砂利・粗朶筵を敷く。

⑬　沈樹工

緩流河川で松又は柳枝に重しを付けて水中に浮遊させ，水流に軽い抵抗を与え沈澱を誘致させる工法である。極めて軽易で安価なため，中流以下の部分の深掘箇所に設置する水制の準備作業として現地を浅くし，床均しをする場合に適当なものであり，沈澱を生じさせる仮設工として最適である。

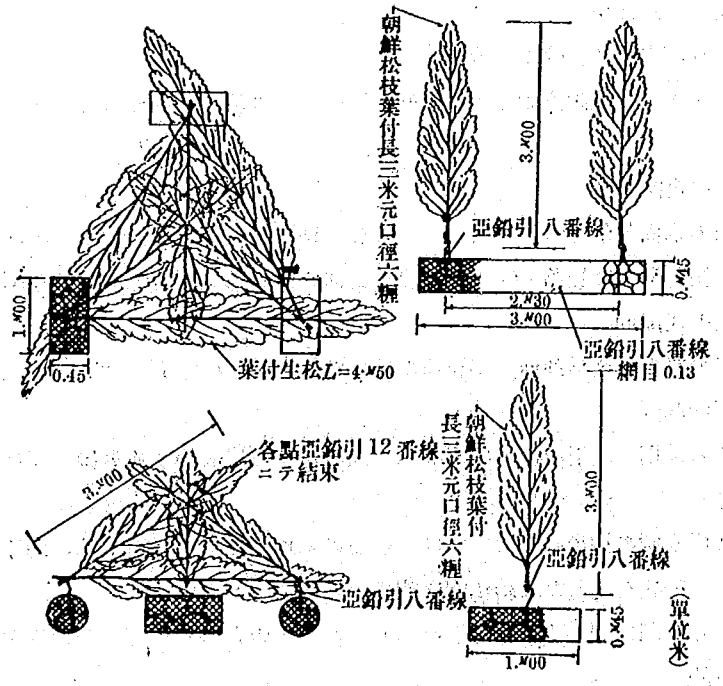


図２－６－15　沈樹工（日本水制工論）

〔２〕 護岸水制――立神弘洋――

本論文は，昭和12年（1937）３月に東京帝国大学工学部教室で内務省土木局が主催した河川講演会の内容をまとめたものである。

内容は護岸・水制の考え方・設計法について述べることを目的としたものであるが，

一．河床に於ける砂礫の運動

二．固体の浮遊と沈澱

三．洪水時に於ける砂礫の運動

において，流水による河床に働く掃流力の概念，河床及び河岸法面上の固体の移動限界流速，石礫の大きさと掃流力との関係等について説明し水理学的に河川を取らえようとしようとする意図が読み取れる。これには物部長穂の「水理学」の出版（1933）による水理学的観点の河川技術者への普及の影響が読み取れる。ちなみに「水理学」第12章の構成は以下のごとくである。

第十二章　洗掘及び沈澱竝に河道の自然形状

〔59〕 流水の洗掘作用及び掃流力

(1)流水の掃流力　(2)法面上の固體の安定　(3)掃流力に對する河床の安定　(4)河床砂礫の運動に關する實驗　(5)水路内面が洗掘されざる爲の許容平均流速

〔60〕 固體の浮游及び沈澱

(1)砂礫粒浮游の理論　(2)靜水中に於ける固體の沈降　(3)砂粒の沈澱に關する相似律　(4)沈砂池の沈澱作用

〔61〕 河川及び水路に於ける流砂量

(1)デュ・ボアの理論流砂量　(2)流砂量に關する實驗　(3)流砂量の測定　(4)河川流砂量の實例

〔62〕 河床の縦斷形状

(1)河川の水面勾配と砂礫の大さ　(2)幅員一様なる河川の平衡勾配　(3)河幅が漸變する場合の平衡勾配　(4)捷路　(5)幅員の變化と河床の昇降　(6)實際河川の縦斷形状

〔63〕 河川の横斷面

(1)直線流路の平衡横斷面　(2)屈曲部に於ける河川の横斷面　(3)分派　(4)合流

〔64〕 局部的洗掘

(1)水叩の洗掘　(2)射流洗掘作用緩和　(3)滑かなる面に接する砂礫　(4)河床の洗掘を避くる工作物

但し立神の護岸水制の技術論においては，前段の水理学的観点は直接的な関連性を持っては記述されておらず，経験を通した帰納法的な観点から記述されている。

以下に本論から水制に関する部分を取り出し，眞田秀吉との考え方との差異を明らかにする。

(1)　水制の目的

眞田とほぼ統一の考えである。

(2)　水制工の設計思想

①　水制工の出し方

水制工の出し方については，直角，下流向き，上流向きがあり，その利害得失を述べている。見解は眞田とほぼ同一で，一般的には上向き15度内外が適当としている。その判断を局所洗掘の発生場合及びその程度，土砂の堆積場所の視点から論じ，その差異が生じる原因として，水制による川幅の急変の程度，及び水制を越流する場合の流水の方向の変化の二つを挙げている。

水制を多少上向きあるいは下向きにしたからと言って川幅の変化率にそれほどの差異が生じるとも思えず，これを強調するのは正しい説明とは思われないとしている。

② 水制の間隔

水制の間隔は，河川の状況（河幅・河床・河岸の性質・水勢の方向及びその強弱等）によって変わるが，概ね間隔 d は水制長 ℓ に対して

直線部　$d=(1.5\sim2.5)\ell$

凹部　$d=(0.75\sim1.25)\ell$

凸部　$d=(3.0\sim5.0)\ell$

が良いとしている。計画低水路幅を基準とした水制間隔の考え方が消えており，以後の技術論文でも取り上げられなくなる。

直線部の間隔に対して，凹岸で$\frac{1}{2}$，凸岸で2倍としている。これは眞田の紹介した表2－6－4のフレングスの説に従ったものであろう。なお岡崎が批判的に紹介したジルベルシュラーグの考え方（第1水制の頭部から浮しを流し，河岸に漂着する点を第2水制の位置とする。）も実用的であるとしている。

③ 水制の各部の名称と配置

水制は図2－6－16ごとく幹部と頭部からなり，頭部の役割，配置について次のように述べている。

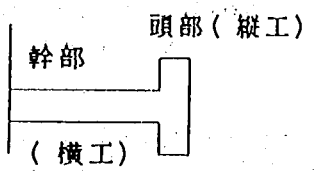


図2－6－16　水制の名称

幹部だけでは直ぐに沈下し，有効長を減ずるおそれがあるが，頭部を付せば，利点として

- 幹部の保護
- 水制効果の一層の増大
- 頭部の修理だけで経済的

であるとしている。また水制は3本以上出さないと河岸の安全が期待できないとしている。

頭部の配置は，図2－6－17のように2通りがある。頭部が連続する(B)の場合は，流水は激しく水制上を溢流し，水制間に深掘れが生じ，(A)は間から徐々に緩和した流水が水制間に浸入するので寄州を付けると述べている。

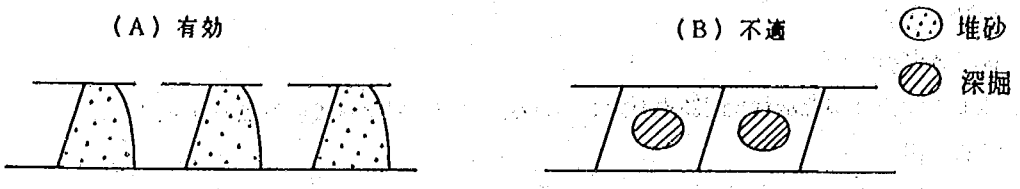


図2－6－17　頭部水制の配置の良否

④　水制の高さ

・水制は，水流に対し強固の構造物を作らず，柔らかく抵抗させて河床及び河岸を保護するものである。水制工はできるだけ透過工とし，低位に築設するのが良い。

水制元付けの幹部及び間詰の施工高が高い場合は，越水時に深掘が生ずる。全く間詰をしないときには，根方の深掘が生ずる。

透過工の場合は，幹部の施工勾配に倣って，法覆工に取りつく迄間詰を施すことが最善の策であると述べている。

⑤　水制の流水に対する作用

・透過水制は，川床及び河岸を保護のため河床流速を低減するもの。

・水制によって上流の水位が上昇する結果として，水流の１部が河心に向かい，下流部の流速が小となる。

・障害物によって流水断面が小さくするときは河床に局部的に洗掘作用をおこすので，障害物の密度は下流部の安定を破らない程度にする。

・水制間の水位は，水位上昇をおこさない。即ち，掃流力の増加とともに河床に洗掘作用を起こし断面の不足を補うことになり平衡縦断（縦断的に水位が安定することか）になれば，水制間に水位上昇は来さない（？）。これは，水制のため，頭部が沈下することを示すもので，潟堰（潜り堰か）のように堰の底が不動になっている場合と相違するとしている。

⑥　洗掘作用の軽減策

洗掘軽減のためには，水制に頭部水制を付け，また水制を何列も並べる。ただし洗掘そのものを免れることはできないとし，さらに緩和のため，上流程水衝りを弱くし，順次水刎させ沈澱させるように，方向・傾斜・高さを変更する。（上流程低くする。特に急流では傾斜をきつくし1/20～1/15程度にして，先端の負担を軽くする）としている。

(3)　水制の種類及びその特徴・特性

ほぼ眞田の「日本水制工論」の同じであるが，多少異なった（新しい）点を記すと次のとおりである。

・牛類と枠類を明確に区別するのは困難な場合がある。現在では重圧の方法で分けているようであるとし，牛は大抵籠とか大玉石を重しとして用い，枠は詰石を用いるものを言う。ただし鳥脚簀猪子は詰石だが例外である。

・杭出は緩流河川で使われるが，材料が丈夫になり，急流河川でも使われている。

・石出は，相当強固に構築するため，洗掘されることが多く，先固め，根固めとして牛または枠を置く。

(4)　水制の実例

水制の実施事例を示し，問題点を記している。眞田と異なっている点のみ下記する。

①　杭　出

・太い杭を 0.9m 間隔に打ち込んで水制としたもの

（杭間の捨石が有効）

・貫木を取りつけ粗朶沈床工の上に施工したもの

（沈床面と貫木の間隔を余り多くすると土砂の沈澱に有効ではない→間隙を程良く・杭に鉄線を張る）

② 合掌枠水制

・直轄工事で初めて水制に用いたのは，大正８年利根川（男沼村地先）

（本来，粗朶沈床を３枚重ねるべきところを，合掌枠を沈下させその上に土砂を沈澱させ１枚の沈床上置水制を設置して事足りた）

・使用目的

水制（水刎の意か）

中水の場合の河岸崩壊防止

（なるべく間隔を密にし，合掌枠の一端を決壊法面に迄引き上げ，刻々の増水に備える必要がある）

河川締切工事用

③ 聖牛水制

・根固に使用している箇所がある。根固として１工法

・部材を鉄筋コンクリート材として著しく耐久性のあるものと考えたが上流に向けた面のコンクリートが剝奪し鉄筋が露出し，腐朽する箇所があり，木材と鉄筋コンクリート材との優劣をつけ難い。

④ 蛇籠水制

・施工（固定的または不透過）の結果は余り有効ではない（眞田の考えとは異なっているが，不透過としたためか）。

・渓流部の籠出に効果

⑤ 上層水制

粗朶沈床に石張の上層を施したもの〔眞田の分類では，粗朶沈床工に分類し，その中の上覆工の１種としている〕

・不透過であり，施工に適当な箇所は無い。

〔眞田は利根川・淀川で良好の結果とあるが，範疇の違いのためか〕

⑥ 杭打上置

大正12年，利根川中流部で施工したのが最初である。

・工費低廉

・沈下（杭は沈下しない）に従い漸次上置できる。

・寄洲を誘導する効果が高い。

・水面勾配 1/3000 以下に適する。

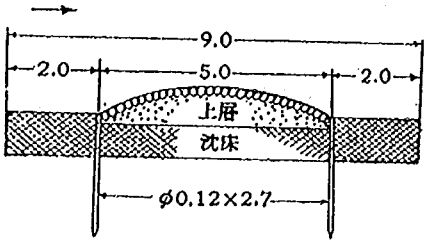


図２－６－18　石張上屑工（治水工学・宮本武之輔）

〔３〕 護岸水制――富永正義――

本書は，昭和14（1939）年に内務省土木局が主催した第２回・３回の河川講習会の講演内容を纏めた「第二・三回河川講習会講演集　土木協会　昭和14年12月」に掲載されたものである。

ここでは，先ず，掃流力の理論の紹介より始まり，洪水時の河床の洗掘による水制流出の被害例を例示し局所洗掘の恐ろしさを述べ，河床の洗掘及び土砂堆積に対する防止策として，根本的にはHI（水深と水面勾配の積）を減少させる方策―床固による縦断勾配の緩和と河床低下の防禦・川幅の拡張による水深の減少―を挙げ，上流の砂防工事・護岸水制工事及び水衝部の衝撃緩和による流路の急曲を避けるようにする必要があるとしている。

河道改変に伴う河床高の変化に対する配慮に関する記述が（すなわち人工的に河道を変えた場合に生じる河道の応答に関する配慮）が無いが，河道を局所的に制御する護岸水制から河道をより大きなスケールで制御しようとする考え方が出てきており，局所的河川技術から広域的河川技術（たとえば平衡勾配の概念，捷水路工事，川幅の拡張）への発展が見られる。

以下に本論から水制に関する部分を取り出して眞田，立神との考え方との差異を示すこととする。

(1)　水制の作用

水制の作用については次のように述べている。

水制の作用は，従来水制頭の下流において水制域内に拡がりを生じて流速を減じ，水流の有する土砂を沈澱させ，次の水制域で再度水流が集中すると考えられていた。

しかし，Engelsは実験によって，水流は水制域内に一巡して環流を生ずるため，土砂を沈澱させることを確かめた。環流の状態は，水制の間隔・長さによって異なる。環流により，水制頭付近は洗掘され，その下流に土砂が堆積する。更に，水制内に土砂が堆積するに従い水制頭付近の洗掘は減少する。

実現象では水制上1m以下の越流の場合はこの現象が認められるが，増水が大となればこのような現象は生ぜず，水制域内に洗掘を生じ，附洲を流失させ，減水時に同様な現象を生ずることになる。

Winkelの実験では，水流が水制に近づくときは，5～7°の角度をもって水制域内に流入し，水制域内を環流する。

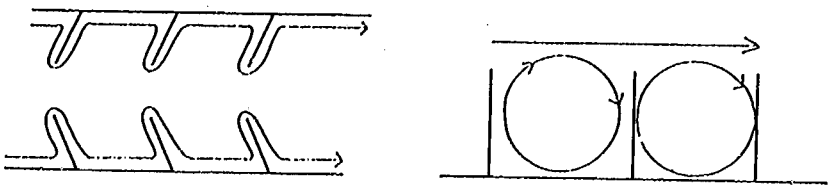


図２－６－19　水制付近の流れ

(2)　水制の各部の名称

水制の各部の名称については，図２－６－20に示すように立神の幹部，頭部に加えて水制根を付加している。さらに水流に平行なる部分を頭部水制として，水制頭とは分けている。

各部の機能及び構造上の注意点については以下のごとく述べている。

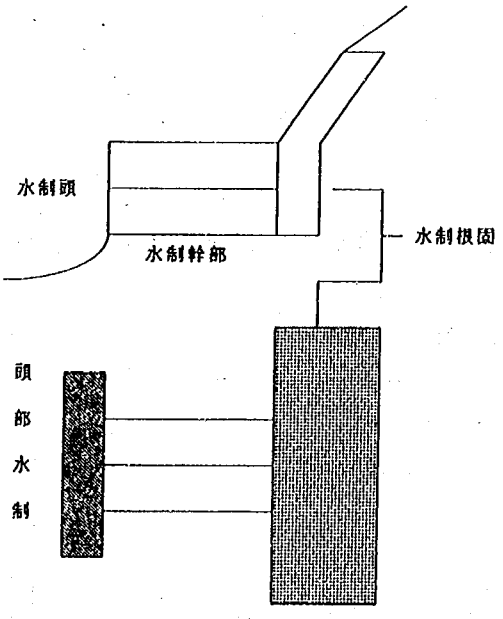


図２－６－20　水制工の名称

・水制幹部（水制本体）

・水制根（堤防・河岸の水制の根付け）

・水制頭（水制幹部の先端）……強い水衝部であり，堅固な構造の要，水衝りを弱くする工法の要

・頭部水制（水制頭に水流に平行につけた部分）

頭部水制に対する用語は幹部水制（水制幹部＋水制根＋水制頭）

目的；幹部水制の保護・土砂沈澱の助成・多少の導流作用

水制頭より若干低く設置

並行工（導流が主目的）と兼用の場合は延長を多少長くするが，幹部水制保護を主目的とする場合は 20～30m で良い。

・水制根固（水制根の上・下流に施工する法留工）

(3) 水制の構造による分類

透過水制・不透過水制に分けているのは立神と同じであるが記述がより細かくなっている。

① 不透過水制

非越流型（横堤）――水流の衝撃が強く，一度河床が洗掘されると破壊

越流型 ――流失を免れない。

不透過水制は大体において推奨すべき工法ではない。

② 透過水制

水流の衝撃が少なく水制自体が安全である。

水制の目的（水流に対する障害を作り，流速を減じ，水流の方向を変化させ，堤防・河岸を防禦する）に合致する。

結局，水流に抵抗する不透過水制は，不適当である。

(4) 水制の設計思想

① 水制の方向

水制の方向については，直角，下向，上向水制について，その長所・短所等を述べている。まとめると表２－６－６のごとくなる。

内容は，立神の記述とほぼ同一である。

表２－６－６　方向による特性

	下向水制	直角水制	上向水制
長所	水制頭付近は水衝りが弱い	長さが最も短く、工費低廉	附洲の生ずる状態が最も良好（水制の下流一帯に附洲を生ずる） 水制頭付近を除き水制自体が安全 堤防・河岸の脚部が安全
短所	水制頭からの越流により水制根下流に深掘を生ずる 延長が最も長く工費が高い	水制根下流に深掘を生ずるとともに附洲が河岸より離れて点在する	水制頭付近が水流の為破損し易い 水制延長が長い
其他	在来水制はこれが多い	従来は最も多く施工	
結論	急流部は水衝りの強さを考慮して、下向きとなっているが、欠点が多く施工すべきではない	附洲の出来方からみて推奨すべき工法ではない	附洲の生じかた等から最も優れた工法 現在の水制の方向として理想的
	水制根より或る長さまでを上向き、それより先を直角とすれば両者の欠点を補える。		

② 水制の角度

水制の角度については，下向水制は原則として施工しないとし，上向きの角度は

直線部　10～15°

凸岸部　10°

凹岸部　5～10°

但し，水制の長さで多少変更させる。舟航の障害となる浅瀬が所々生じないように，水制は左右両岸より相対峙して設置する。

この角度は，フレングスやシュリヒチング等による水制の角度と多少値が異なっており，また彼らは上向角は直線部，凹岸部，凸岸部の順に上向角が小さくする方が良いとしているが，富永の場合には，直線部，凸岸部，凹岸部の順となっている。

富永のこの値が利根川での実施例からの経験則から出てきたのか明らかでないが，引用の間違いではなかろうか。なお富永による成書である1939年出版の河川[22]にも同じ値が記されている。

③ 水制の間隔

水制の間隔は，水制の長さによって決まる。凹岸は水流の洗掘をうけることが多いため，間隔を密にする。凸岸は疎とする。曲線流路では凹岸は凸岸の間隔の 1/2 とする。

利根川改修工事（時代的には，増補工事の始まる時期であり，第３期改修工事―昭和５年竣工―であろう）の実績から，

直線部　$d=4.23\ell^{0.843}\rightarrow d=(1.7\sim2.3)\ell$

凸岸部　$d=5.29\ell^{0.824}\rightarrow d=(1.9\sim2.7)\ell$

凹岸部　$d=3.13\ell^{0.866}\rightarrow d=(1.4\sim1.8)\ell$

但し，これは水制長が相当長い場合，水制を床固（根固め水制の意味）に用いるときは，

$d=(2\sim3)\ell$

が適当であると述べている。さらに Winkel が経験により $d=(1.25\sim4.5)\ell$ としていると述べている。

富永が示した水制の間隔と立神が示した間隔とを比較すると直線部ではほぼ同じであるが，凹岸，凸岸では異なっている。立神が凹岸では直線部の $\frac{1}{2}$，凸岸では２倍とすると言う考え方に立って，間隔の基準を示したものであるのに対して，富永は利根川での実績から水制間隔を示したものである。

富永の提示した間隔が実績から求められたと言っても，設置された水制は，設置された時の水制工の設計思想に従ったものであり，それが最適解であると言うわけではない。

立神と富永の考え方に根本的な差は無いと考えるべきであろう。

④ 水制の施工高

水制の施工高については次のように述べている。

不透過水制は，従来緩流部は水制頭を LWL+(0.2～0.3)m，急流部は水制頭を

LWL＋(0.5～0.7)m で水制根に向かって適当な勾配をつけるものとしている。

透過水制の場合は，水制の高さの定義が困難だが，表２－６－７のように高さの取り方を決め，量水標の観測結果から得た平均低水位に準拠する。

表２－６－７　透過水制の高さ

工　種	基準高さ	施工の高さ
杭打上置	杭頭	h= LWL+0.7m （詰石の高さLWL+0.4m）
合掌枠	棟木の高さ	h= LWL+0.7m （詰石の高さh/2～h/3）
聖　牛	重し籠の高さ	h= LWL+1.0

(5) 水制施工の一般方針

① 水制の第１義は堅固な１個の水制で水刎を行うことを避け，数箇所の透過水制で一様の強さに水を受けて，水刎の目的を達するとともに，土砂の沈澱を誘致し，水制自体の安全を図る。

② 透過水制は流速を徐々に減じることで，掃流力を減ずるから土砂の沈澱を生じ易く，水制自体も破損し難い。水制としては不透過水制より優れている。

但し，欧州大陸のような鈍流河川では石張の不透過工でも良好な結果を得ているようであるが，日本では透過工の成績が良い。

非常な急流の場合は特別な考慮が要る。

③ 水面勾配による施工分類

1/10000 以下（鈍流部）：

低い杭打上置に鉄線を張るか竹の簀を張る等の軽易な工法で土砂の沈澱を生じさせることができる。但し，流路の曲率・土質・偏流の状態によっては深掘が数mに達する場合があり，軽易な工法では沈澱の誘致は難しい。

1/10000～1/5000 （緩流部）：

鉄線を張った杭打上置工法が最も適当。

1/5000～1/2000 ：

杭打上置または合掌枠の効果が大。河床が泥・砂で合掌枠の沈下の著しい箇所は単床等を敷く。

1/2000～1/1000 ：

２列に並べた合掌枠が最も適当。河床も砂利混じりとなり単床等は不用

1/1000 以上

２列または３列の合掌枠，１列または２列の聖牛が適当

1/200 以上

今後の研究を要する。聖牛等の施工もできるが施工後数年で腐朽し，水衝の如何により維持

も困難である。これまでは，方格枠の上にコンクリート塊をおいたものが結果が良い。

水制はなるべく低く，短いものがよい。

④ 上流側の水制の衝撃を避けるため，水流を２分・３分して全体の水制で受けるようにする為，杭部材の間隔は疎にし，水制は低く設置する。

⑤ 枠類を水制として使用する場合の詰石は（1/2～1/3）の高さにする。合掌枠に立成木を使用する時はその間隔を疎にする。

⑥ 水制は一般に上手の脚部が掘られて上流に傾く。従って上流側の傾斜を下流側より緩くする。２列３列併用する場合は図２－１－21のようにする。

上層水制の上・下流に設置する沈床も同様ではあり，下流側の沈床部分を上流側より広くする必要はない。

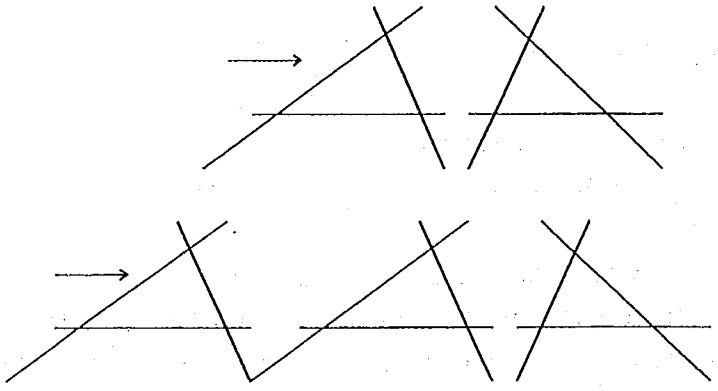


図２－６－21　２列・３列併用の場合

⑦ 水制に使用する部材中水上に露出するものは，耐久性を増すためなるべく鉄筋コンクリートとする。

砂礫の流送が多い河川はコンクリートの被覆を厚くする。

(6) 工種別特徴

① 不透過水制

・上層水制

沈床または単床の上に敷粗朶を置き，砂利または栗石をおいて石張したもの

利根川の実績では，附洲の生じ方に問題があり，良好な結果は得られていない。

水制の高さが高い程不良，水制の下流の洗掘及び在来附洲の流失も生じている。

緩流部の施工法

・蛇籠水制

鍾籠とての鞍掛けは，水制の高さを不同にし沈澱土砂の高さも異なるので避けた方がよい。

・方格枠水制

急流部に施工する工法

・コンクリートブロック水制

急流部。基礎を設けず沈設したものは成績不良

・横堤式水制

1/200 の水面勾配では，水流は堤防に平行に流れず直角に衝突する場合が多く，越流式水制では堤防の安全を期することが出来ない場合があり，このような時には，効果のある場合がある。

しかし，水制頭付近の衝撃は甚大であり，その維持の多大の工費を要し，対岸への影響も甚だしいものがあり，長大なものは設置不能。

河幅の狭い箇所には施工できない。

② 透過水制

・杭打土留工

水面勾配 1/1000 以下の箇所

・合掌枠水制

実績から見て単独設置より，長さを決めて連続させたほうが抵抗を増し効果が高い。急流部に適する工法であるが，並列数の加減により，緩急いずれにも適応が可能。

・聖牛及びその変形

急流部に施工する水制。水流の強さに応じて 1 ～ 3 列として用いる。聖牛は 1 組づつ単独に設置するのが原則であり，水衝りの強い箇所では沈下し易い。合掌枠で間に合うときには，合掌枠のほうがよい。コンクリート材の使用で耐久性をもたせることもできるが，聖牛の部材は合掌枠に比べて長いためコンクリート材を使用する場合は，木材と同一の径で同強度をもたせることはできない。

(7) 並行工

① 並行工の目的

並行工は，低水路の整正・導流のため低水路に並行して設ける工作物である。並行工は頭部水制を長くしたものであるが目的は異なる。

頭部水制の目的　幹部水制の保護

並行工　〃　低水路の整正・導流

② 横工を有する並行工

横工は水制と同一作用をなすものであるが，横工は並行工の補助であるが，水制は主要工事である。

並行工は所々開放して土砂を含む水の出入りを自由にさせる。開放幅は低水路幅の 1/5 とする。

③ 低水工事

水制と並行工の両者の併用で効果がでる。

方法は 2 通り

① 水制を主としこれに頭部水制を施したもの

② 並行工を主としこれを横工で河岸に取りつけたもの

日本のような急流河川では，①が良い。但し，緩勾配になるに従い並行工重視のほうが良いようである。

以上富永の水制論について述べた。富永は利根川の第三期改修計画に関わり，緩流部の河川工事の直接の担当者であった。本論は緩流部河川の水制技術の到達点を示すものであり，以後緩流部の水制については大きな発展を見せなくなり，以後書かれた工学書も，ほぼ富永の記述に従っている。

水制技術の発展は，緩流部から急流部へ移行していったのである。

〔4〕 実践事例の報告と水制工の改良

この時期は，府県への河川工事の補助や，直轄河川の拡大もあって，護岸水制工事が各所で行われるようになり，そこでの実施例を通した技術改良も行われ，それらが雑誌等に投稿されるようになった。ここでは，それらの内急流河川における水制工について紹介しておく。

水野鉉三は，富山県の技師として庄川，常願寺川の改修に当たっている。そこでの経験を雑誌土木昭和14年（1939）1月号に河川常識と言うタイトルで報告[23]している。

まず河川の縦断形状について論じ，今後砂防工事，堰堤の建設，合口工事等によって河川の縦断形の平衡がくずれるだろうと述べ，護岸や水制又は根固めを新設追加したりする場合には，基の場所の河床が将来どう言う風に変化するかと言うことを前以って察知して，護岸の基礎や根入れ，水制又は根固めの高さや材料の種類を定めるのが最も賢明なことであると述べている。

河床縦断形の平衡状態の説明や洪水時の河床高の変化（洪水時には河床は低下するとしている。）についての説明は，現在から見ると同意できないが，北陸の河川のように河床の縦断形の変化が大きい河川の改修に当っている当事者として，護岸・水制の設置に当って河床高の変化と言うことを考えざるを得ず，設置対象場所のみならず，河川の縦断方向の変化特性にも目くばりが必要とされたのであろう。

また急流河川を対象としているので，河道内に発達する中州とそれが平水時，洪水時の流況にどのような作用を及ぼすかについて，次のように記述している。

中洲が発達すると，中水程度の時に此の洲に乗り上つた水は，堤防に向つて直角に落ち込んで来る横流れを生ずる（図2－6－22参照）。この横流の爲めに根固めの前面は思はぬ深掘れを生じて，木床，沈枠等の根固め工は傾斜破壊し，詰石は脱出して流失するに至る。蓋しこの横流現象は，霞堤の先端等に於いて殊に甚だしい。併し洪水の場合は，水位が上昇して砂洲を遥に乗り越すため，図2－6－22の點線の矢の如く全體の川成りに沿つて流過することになる。故に亂流河川では，平水と洪水の水勢の當り箇所は異る場合が多く，図－2－6－22のA點，B點，C點，等は，中水の時には横流を受けて洗掘を起すが，洪水時には霞堤の被護を受けて，流水の激衝點とはならぬものである。故に之等の箇所に關する復舊や修繕の方法も，自然

洪水に對するよりも，中水に對する方策を選ばなければならぬ。

このように，平水・中水・高水の水勢や流向が異なることは，佐藤信有の書に見るごとく近世においても認識されていたが，現象を観察し，それを水制論の設計に取り込み，一つの指針としたことは，河川技術の進歩と位置付けるべきであろう。

水野の護岸・水制論を項目ごとに見ていこう。

① 急流河川の河岸侵食防止工法

深掘れ個所の護岸根固めに対して水野は次のように記している。

従来深掘れした個所には，図２－６－23のごとく護岸根部の継足を行い，沈枠等の高いものを根固めとして設置してきたが，水流はこの沈枠によって激して，更に図２－６－23の実線のごとく洗掘低し，沈枠が転倒して堤防の根部が再び危険となる。これは過去の多くの実例が示している。

この対策としては，図２－６－22のＡ，Ｂ，Ｃなる水制を設け，之を対岸の州まで充分に突き付けて，水位を堰上げ，水制前面に土砂を堆積せしめると共に，水流を水制の先端部に移動せしめるのが良い。これを「締切水制」と仮称する。

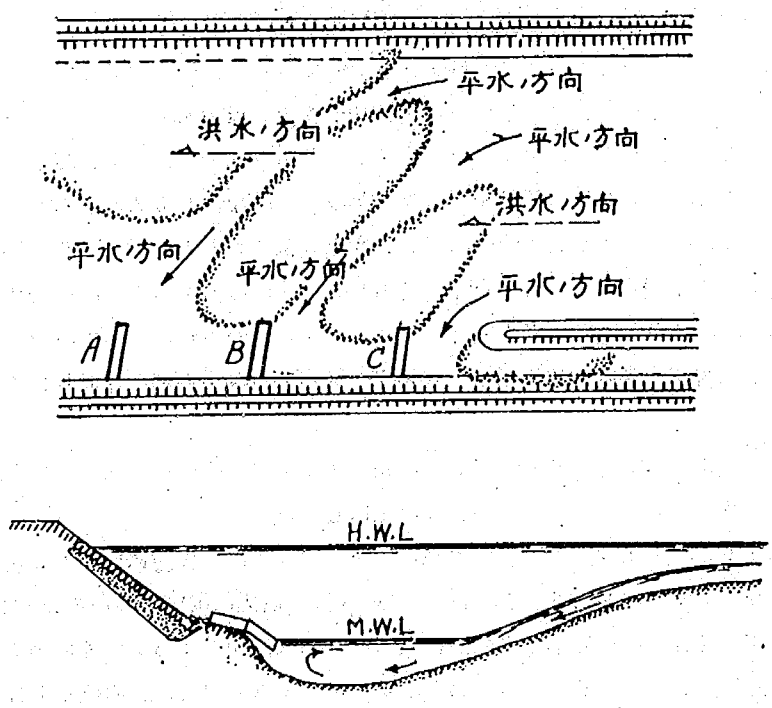


図２－６－22　水制の配置と流向[23]

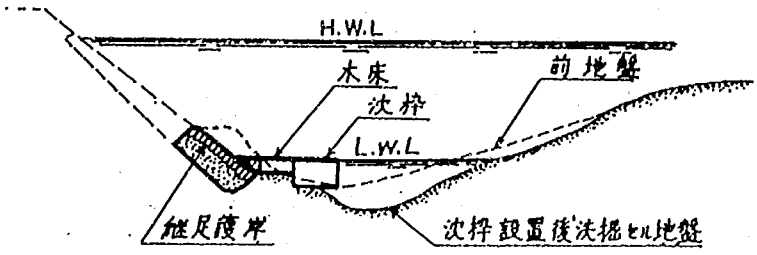


図２－６－23　根継工[23)]

深い個所は，図２－６－24に示すように捨石を下埋めし，その上に粗朶沈床又は木工沈床を積み重ねて，対岸の州に十分に突き込む。この場合最深部に直接この水制を施工するよりも下流のＡ，Ｂを施工し，漸次上流の埋まるのを持ってＣを施工すると良い。

川倉等を利用して，図２－６－25(イ)のＡ，Ｂの如き位置に水制を設けても，Ａ，Ｂによって刎ねられた水は，図中の点線の方向に移動し，一旦河岸を攻撃するので，Ｄ，Ｃに設けた方が良い。

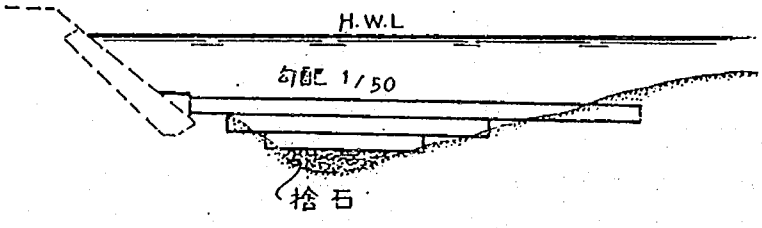


図２－６－24　根固め水制[23)]

以上のごとく急流河川，庄川，常願寺川での河川工事の経験は，州の状態と流況及び深掘れ現象について知見を加えさせ，護岸・根固め工法の改善点を示している。

現在の知識から言えば，急流河川で生じる砂州の特性，すなわち，そのスケールや移動性についての配慮が無く，十分なものではないが，急流河川の河道特性の一つ取らえ，それを工法論に展開したという意味で一つの進歩であろう。

なお図２－６－23の沈枠による工法が適切で無いとしているが，これは根止めの高さ及び沈枠の高さをどこに取るかによって，その適否が評価されるものである。この時代には床掘りが容易で無く，設地場所の河床高に対応した工法しか取れなかったことが，沈枠の転倒，破壊となったのであり，現在のように重機による床掘りが容易で根止め工の高さを深くできれば，水野の批判は当らない。

また図２－６－24の工法を示しているが，これは庄川に実施されている工法である。これを常願寺川に施工すれば，砂州の変動が激しいこと，また流速・掃流力も庄川に比べれば格段に大きいことにより，この工法では破損されてしまうと判断される。

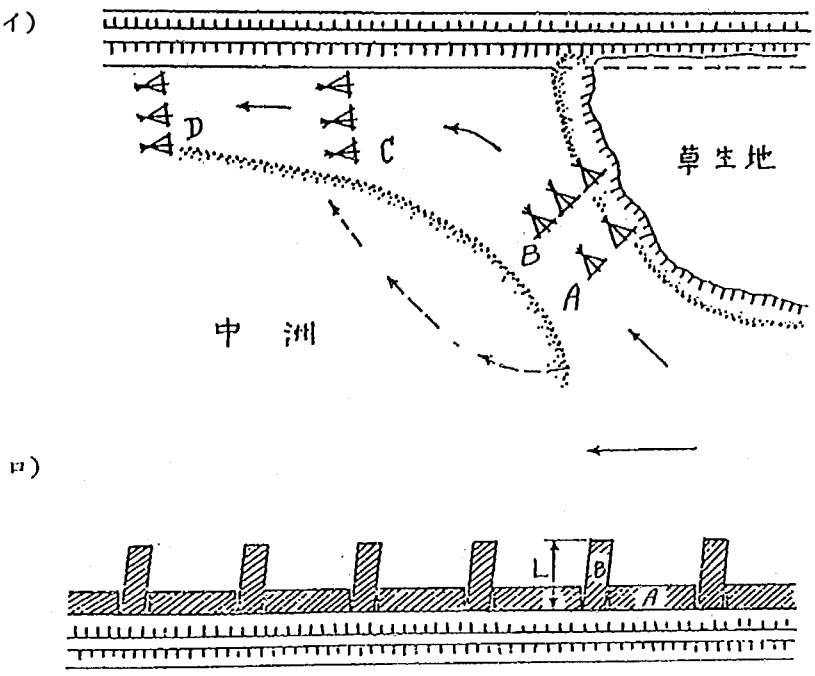


図２－６－25　水制の配置

② 締切り水制の方向

締切り水制も，普通の水制と同様に，図２－６－22のごとく流心に対して80°～75°の角度を持たせるのが良い。急流部は緩流部より多く傾かせるのが良い。凹曲部ではより以上に上流に傾け，凸曲部ではほとんど流心に対して直角でも良い。一群の水制は，必ず頭部を滑らかな曲線または直線になるようにする。

この考えは，緩流部の河川の水制の方向の考え方をまねたものであるが，なぜ急流部の方が上向角を大きくした方が良いかは明確でない。なお水制工種としては高さの低い根固め木工沈枠を対象として記述しているようである。

③ 根固め水制工の配慮

根固め水制として，くしの歯状に入れるのは直線状に根固め工を入れるより良いが，大河川ではくしの歯を3～4m位い出しても河川の規模にくらべて，その出方が小さくほとんど効果が無い。従って図２－６－25(ロ)のように大略幅100m以上の河川では，その幅の1/10～1/20，100m以下の河川では河幅の1/5～1/10とし，上向角15°として傾けるものとした。B水制はA水制と切り離し，河身に向かって1/20～1/50程度の勾配を付ける。同時に元付けではB水制はA根固めより30～50cm程度高くする。B水制先端は深掘れを免れないので，粗朶沈床や沈枠で補強する。水制間の距離は水制の長さの1.5～２倍が普通であるが，平水時横流する所では１倍位に短縮する。

ほぼ緩流部の河川の水制工の配置法を踏襲している。

④ 工 法

片貝川では，図２－６－26に示すコンクリート方塊を使用して好成績を挙げている。これを方塊式水制と仮称する。

黒部川のように急流部では，方塊の下に木工沈床を穿せると良い。木工沈床の中埋石を止めて，敷成木の上に直接玉石コンクリート方塊を乗せる。これを方塊木床式水制と呼ぶ。

なお黒部川では流速が強く，図２－６－26に示した大きさのコンクリート塊では転撤移動してしまい重量不足であると判断される。

金子高三郎は，雑誌土木昭和16年（1941）６月号に富士川下流部で実施されていた護岸水制工が洪水に対して，どのように機能し，また洪水によってどのように変形・破損したかを富士川の河道特性との関係から考察し，富士川に適応する護岸水制工法について提案している。[48]

ここでは，まず急流河川の定義について論じ，一般には河床勾配1/600～1/500をもって，急緩の限界としているようであるが，同一勾配を有する河川でも，静岡県安倍川と富士川を比較すると前者の方が勾配が急であるのに流れが穏やかであり，かつ河床の凹凸も小さいとして，山地の地形や地質の構成によって流下地帯の状況に依り著しい差が生じるとしている。

次に富士川の河道特性について論じ，水衝部位置と天然岩盤との関係，水衝部位置の変動特性，河床材料，洪水時の流速等について述べている。

以下に急流河川の水制工についての金子の考えを示す。

① 護岸根固めのための基準水位

護岸，根固め，水制の設置に当っては，その設置高を決めるための基準の高さが必要である。

富士川では，区域内の各横断面より最深部を選び，これを総合して低水敷と命名し，既成各根固工高と比較して基準線とした。この基準線の設定に当っては，淵瀬の位置が出水毎に変化

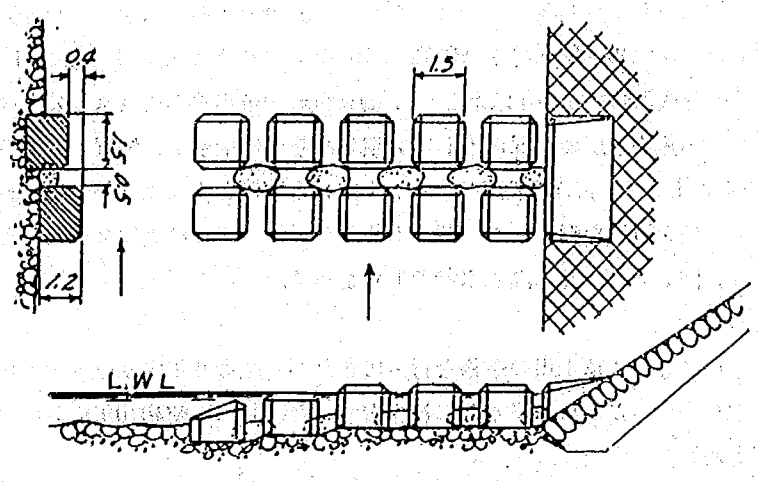


図２－６－26 コンクリート方塊水制[23]

するので相当苦心が払われた（最深河床高にらみの基準線であるが，単に最深河床高を包絡する線としたものでは無いと判断される。）

この基準線は以前の基準線より大略 50cm 程度低くなった。

高水水制根固めはこの基準線以下に，護岸根固めはこれを布設敷とした。

なお昭和８年（1933）発刊の福田次吉著の「河川工学」によると

……護岸の根入は成る可く深くしたい，特に急流河川にては工事施行當時流水が護岸の直前になくとも，流路の變化のため其前面に水流が接近することもあるから斯かる虞ある箇所では其横斷面に於ける最深部を標準とする必要がある。尚出來るならば此最深部より約 1.5m 低く護岸の基礎を置き，根固の敷も此の高迄下げるのがよい。……

としている。福田は，内務省の技師（富士川下流改修事務所の初代の主任）であり，本書は昭和初期の内務省の河川技術に関する標準的な考え方を示したものと考えて良い。護岸の根止め工の高さに対して，標準的な考えが固まりつつあったものと思われる。

② 工　種

高水水制及び護岸は練石張，根固め木床は上部三層を鉄筋コンクリート材を使用し，上成材には玉石に代えて玉石コンクリート塊を使用し，床固め水制には鉄筋コンクリート聖牛あるいは鉄筋コンクリート合掌枠等を使用し，石張水制の基礎には鉄筋コンクリート材を用いた。

しかしながら鉄筋コンクリート聖牛は出水時に塵芥の付着あるいは流水の激突によって折損が多かったので，鉄筋コンクリート材の太さを大略木材の末口にほぼ合わせてきたものを，直径及び一辺の長さを１割から２割の増加を行い，構造も前合掌を後に傾斜させ，さらに必要な所に補強材を入れ，不用な所はこれを短縮した。また新案なる特殊聖牛の施設，玉石コンクリート塊の大きさの変更等種々の工夫を加えた。

標準工法としては，護岸根固めは上部三層を鉄筋コンクリート，下部二層及び敷成材を生松材を使用し改良木床と唱え幅 8m（４格）を施し，基の上に根固め水制として距離 60m 毎に横工として護岸法線に対して少し上向きにコンクリート大聖牛あるいは中聖牛を３組から４組づつ２列に配置した。床固め水制（河床高制御の目的を持つ長さの長い横工）としては，鼻部（頭部）の布設敷を低水敷に修め（以下とし），約百分の一位の標準で（水制の上面高の河身方向への勾配か）その施設場所の状況に応じて大聖牛あるいは中聖牛を配置し，長さは19組延長 100m を越えるものもあり，方向は直角，上向，下向等と地形と流向に合わせて施行したが大抵は下向きとして水衝を避けた形とした。縦工も施したがこの場合は大概２列とした。図２－６－27に護岸断面，図２－６－28に高水水制の形状を示す。

③ 各工種の評価

②で述べた工種によって富士川の改修を行ってきたが，昭和９年中水位程度の出水があり，この出水は流木が多かったため護岸水制に被害を受けた。さらに昭和10年に計画に近い改修以来の大出水に遭遇した。

この経験より

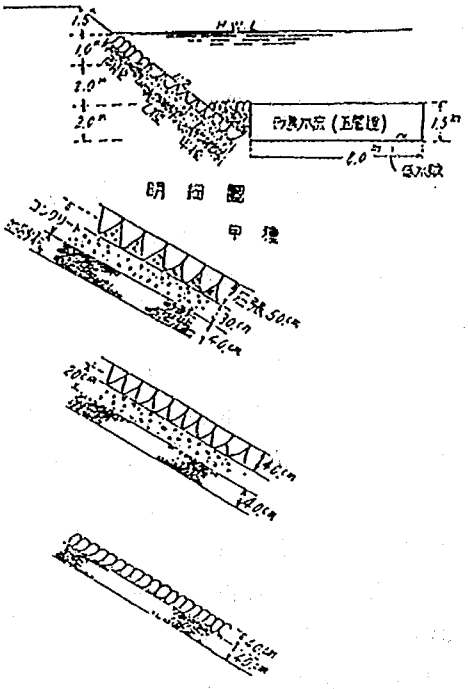


図２－６－27　護岸の構造[48]

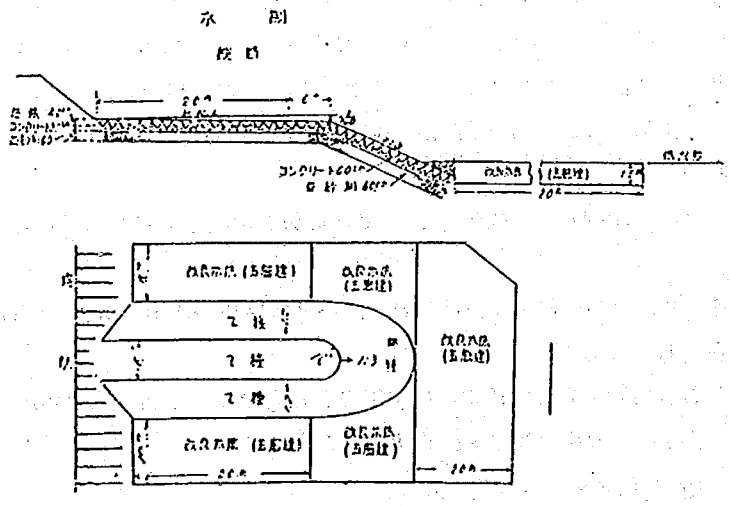


図２－６－28　水制の形状[48]

・横工は維持が困難であり，根固め工の無い横工はすべて陥没あるいは転倒した。
・根固めも低水敷以下でなければ維持困難である。
・工法としては，水流に逆らないように，根固めは低くし，横工は避け，縦工を主とし，工種としては維持困難なものを避け恒久的なものを選ぶ。
・制御上横工が必要な場合は，高水水制の如きもの施工するのが最良の策であるが，これも対岸や前後の状態を深く考えて，なるべく短いものとした方が良い。
・工費の点で難かしいが，根固めの敷設高を低くし，基礎を確立すれば，上部の護岸工は，多少強度を落としても良く，石張護岸の上部を空張りとし，その費用を下部工に回した方が良い。
・要するに急流河川の制御は容易でない。計画に当っては，種々の事象に細心の注意を払うことはもちろん，自然から教えられ，古老の説や口碑・文献を尋ね，総合的に判断し最も経済的かつ有効な処理を行うべきである。また施工に当っては熱意と責任感を強く持たねばならない。

以上のごとく富士川のような急流で荒れた河川では，緩流部の砂河川を参考にした水制工の考えでは水制の機能を発揮し得ず，水刎ねを作るなら強固で天端高の高い高水水制で長さの短いもの，また横工より縦工を重視することを強調している。経験を通して急流河川の河岸処理工法のあり方の方向を提示したものとして重要な報告と位置付けられよう。特に護岸の根止め工の高さ，根固工の敷設高と水制工との関係について言及しており，護岸，根固め，水制の機能・役割分担について，洪水後の変形・破損状況から適切な判断しているのは特記に価いする。

金子の報告は，ほぼ同時期富士川改修事務所主任であった安藝皎一の考えと一致している。以下に安藝の水制論を示そう。

〔5〕 河相論　安藝皎一

本書は，昭和19年（1944）に内務技師としての現場（昭和5年鬼怒川改修事務所主任，昭和9年富士川改修事務所主任）及び昭和12年からの土木試験所兼務，昭和12年内務省土木局の技師としての経験をもとに河相論として土木学会誌に発表[28)~30)]したものを成書としたものである。

本書から特に護岸水制に関わる6章以降について本書の構成に従って著者の考えを整理する。

(1) 護岸・水制の定義

護岸・水制は，流水を制御して（機能），河岸又は堤防を保護するために（目的）設けられる工作物である。

護岸は，直接河岸又は堤防に沿って設けられ，河岸又は堤防の決壊を防ぎ（目的），流路の変転を防止する（目的）ものである。

水制は河岸からある角度をもって流水中に突出されたもので，1組又は数組から成り，その間に土砂を貯留して，間接に河岸の決壊を防止するとともに（目的），流路を固定し，水向を変転して（機能），堤防の弱点を保護するものである。

つまり，同一の工作物が使用方法によっていずれにもなるとしている。従って，筆者は特に，これを明確に分離せず，護岸水制として

a　流水を制御して（機能）

b　河成りを保持し（機能の結果）

c　河岸又は堤防の決壊を防ぐ目的で（目的）

d　流水に直面して設けられる工作物（設置形態）

として以下論じている。

(2)　河状の相違と水制工

緩流河川と急流河川に分け，水制の設置目的と水制工の関係について以下のごとくまとめている。

①　緩流河川

横工（河岸から突出した工作物）を主体とする。

理由：

目的が常水路（低水路）を固定して，就航に支障を来さないように，流水を制御し，河成りを保持して，適当な水深の維持を計ることにあり，横工が経済的である。

②　急流河川

縦工（河岸に沿って設けられた工作物）を主体とする。

理由：

その第１目的が河岸・堤防の決壊防止にあり，縦工の方が維持が容易で，不測の事態を来す虞れが少ないからであるが，水制工種は単に河床勾配によるものではないため，

- 河状を照合してその目的に合う工法を考える必要がある。
- 各地で独自の工法が発展してきたことは，その工法の特徴が河状に適合した結果であることに留意する必要がある。

としている。

(3)　護岸水制の発展

河相論，５章5.2及び5.3において，護岸水制の発展について記している。各水制工の説明は，眞田の「日本水制工論」にほぼ準じている。

さらにこれらの水制工が，どのような場所にどのように施工され，どのような機能を果してきたかを，新御勅使川と釜無川の合流点で施工された水制工等の事例を具体的に述べ，水制工の目的，機能，河状の違いと水制工種との関係について述べている。

(4)　これからの水制の構造

(3)の水制工の歴史の事例研究を通して，これからの水制工の考え方を以下のように示している。

- 材料の選択が古来に比べて自由になったこと。
- 限られた工事と期間内に十分な効果的な工事を施工しなければならない。

という２点を考えて，相応な構造とする。相応な構造とは，

- むやみに堅牢なものとしない。

将来に支障を残す様なことがあるし，また軽度のものでもうまく使えば相当期間保持され，

たとえ腐朽したとしても自然に固められて構造物の必要がなくなってしまうことがある。

・流勢と構造物の大きさの関係を理解する。

流勢が強ければ強い程，わずかな障害も流水に及ぼす影響は大きく，弱ければそれだけ水衝面積を増さなければならない。

このようなことを念頭に置き，著者が実際に「富士川改修工事」で実施した工夫等の例，及び失敗・成功の例を示している。

最後に

…現在の材料で古い形態をそのまま採用することは経済的にも無理があり，在来のものは木材であるからこそとり得た構造であり，護岸・水制は河自身に関連するところが大きく，水刎本体の構造如何よりは，河状に応ずる処置方法の方が重大である…

と述べている。

(5) 水制の配置

護岸水制に期待するものは単に堤防を保護するのみではなく，河川の安定に対する1個の手段とするべきだとし，

配置上の分類としては，

・横　工

・縦　工

を示し，以下，安藝の実際施工したところの経験を記している（表2－6－8参照）。

このとき結論として，以下の①～⑨を示している。

① 従来の水制は，各河川独自の工法がとられているが，相応の計画的維持・修繕が行なわれている。

② 在来の水制は得やすい材料で巧みに組み立てられたものであるが，新しい材料には新しい形態が必要である。富士川ではコンクリート材組合わせを有する水制は激流に直面して維持困難であった。これは構造上，大きな断面を有する部材は使用困難であるとともに緊結用として鉄線蛇籠を用いることになる。被害の状況は自体の沈下・衝激による部材と重籠の破損が大部分。

③ 流速が速いほど水制の抵抗は大きいので，構造は流失しない程度に簡単な方が良い。設置前の現場での予備実験によると水制は不透過なほど先端の洗掘は大で，裏側の堆砂は大きくなる。

完全に水流を遮断する場合には，水制の幅を半径とする3/4円内に洗掘を見る。

④ 急流河川で，河幅が広く，砂礫の移動の甚だしい場合は，斜流を生ずることが多い。この場合は水制長と間隔の決定は難しい。

このようなときには，縦工とするか縦工と横工の組み合わせにすべきである。

⑤ 水制は水流を阻害する目的で造られるものであり，渦を生じ水制設置箇所では，洗掘作用が行われる。特別に堆積を見なくとも堤脚の洗掘を防げばよいという趣旨から透過水制が用いら

れるのもこのためである。

ミシシッピー川では，河道を整正するのに，水制を用いるよりも，護岸をすべきだとしている。

水制の構造と目的には留意を要する。

⑥ 不透過水制は，激流を受けた場合に水制の上下流に著しい水位差を生じ，先端に縦軸の渦を起こし流水を不安定にする。

このような箇所の築堤高，護岸高については，十分な注意が肝要である。

不透過水制は，水をはねる効果は顕著であるが，水位により方向に差異のあるのは注意を要する。従って，不透過水制は特殊な箇所に限定される。

⑦ 護岸・水制の起源は杭出，杭棚に始まり，杭の打てない所で枠が考案された。

護岸・水制は，新しい材料に対して新しい型式が考えられるべきであり，型式は河状に相応したものである必要がある。

練石張の場合，平均コンクリート厚は15～20cmであるが，石を注意深く末拵いし，石張を行い，その間隙にコンクリートを充塡した方が好ましい。この場合は，著者の経験からもコンクリート厚は15cm以下で十分であるとしている。

法覆工は簡略化し，前面に枠を並べ直接法面に激流するのを避け，根方を十分にすれば目的を達し得る。河床変動の著しくない場合，小河川では並杭で十分である。

必要な場合は，根固工を設置する。根固工は可撓性に富み，できるだけ薄く広い方が良い。粗朶沈床は緩流河川に、木工沈床は急流河川に用いる。

ミシシッピー川の護岸は，水中は下流では，粗朶沈床，上流では木工沈床を用いている。沈床護岸は高価で寿命が短いことから，1930年代にはコンクリート塊（$6'\times11'\times4^{in}$, $1'\times4'\times3^{in}$）を鋼線で連結したものを用いているが，腐食のため耐久性がなく，アスファルトマットの方が好結果を示している。

根固工は，護岸・水制の根幹をなすものであり，河状に支配される。木工沈床に変わるものとして，コンクリート塊をもってしたものがあるが，厚さ1.0～1.5mのものはさらに沈下してしまうものがあるだろうとし，安藝の施工法の工夫の事列を示し，新しい材料には新しい施工法が必要であると述べている。

⑧ 護岸・水制・河川に対する計画的な維持修繕については，どのような材料を使うとしても留意しておく必要がある。

⑨ 護岸・水制と河相との関連は，極めて密接であり，河状の安定・不安定に無理強いしない設計が必要である。

以上安藝の護岸水制論を示した。直接的には述べていないが安藝の考えは，急流河川では，横工より縦工を重視し，水制を根固め水制として位置付けるというものである。さらに河相の把握の重視は，水制を構造論として取らえるのでなく，河道そのものの処理（河道計画）との関連性を重視する視点であり，水制論の枠組みの拡がりを見ることができる。

表２－６－８(1)　現場での適応例　1

構造	鉄筋コンクリート聖牛	コンクリート函主体水制	コンクリート函・ 鉄筋コンクリート聖牛
目的	護岸	石張りの高水制の改変	霞堤下流の水向の変転
配置	聖牛をある間隔に突き出す 堤脚木工沈床上に45組並列	２列に下流向け ４層の木工沈床を周囲に布設	霞堤の川表に三叉付コンクリート函 川表に鉄筋コンクリート聖牛 ５層の改良土床を布設
河相	富士川下流	富士川支川大柳川 $I_b = 1/100$	富士川下流
結果	・砂礫の移動の多い場合は維持が困難 ・沈下変形を受けると著しく損傷又は流失 ・場合によっては根固め流失の恐れ	従来の不透過高水制は ・水制の上下流に著しい水位差 ・先端に洗掘 ・水向の反転の非一様性 ・渦による水位の嵩上げ ・透過式に改良して良好	浮遊物の激衝による構造物の破損防止と流水遮断による土砂の沈澱定着を期待 予想通りの結果
工費	41円／１ｍ	140円／１ｍ	203円／１ｍ

表２－６－８(2)　現場での適応例　2

構造	コンクリート函上に 鉄筋の三叉を固定玉石充填	聖　牛　の　改　造	三叉付コンクリート函・ 鉄筋コンクリート三角構
目的	流水の反転	堤脚保護	洪水の偏流による既設水制損傷のため
配置	コンクリート函９個の２列建 堤脚から直角 上流側の５函は２等辺三角形の頂点を上流に 下流側の４函は頂点を下流に 水制の周囲に４層建の木工沈床 （図２－６－29参照）	従来の根固め沈床の上に設置 堤脚に沿って施設 （図２－６－30参照）	水制本体、鉄筋コンクリート函 背後に鉄筋コンクリート三角構 ５層建木工沈床　沈床の前面に木材三基本枠
河相	河床勾配１／170 釜無川御影村	河床勾配１／250 笛吹川	河床勾配１／200 富士川下流
結果	・現時点（当時）で不明	・流水の衝撃により先端で横軸を持つ渦を生じて洗掘 ・砂礫中に堅牢な壁を持つような場合にはこの洗掘を助長 ・沈床はこの点からできるだけ薄い方が良い	・既設の鉄筋コンクリート大聖牛の損傷の為 ・明確な結果はまだ出ない（当時） ・大体において川成りは予想通り
工費	180円／１ｍ	38円／１ｍ	224円／１ｍ

表２－６－８(3)　現場での適応例　3

構造	三角構水制	松丸太３本上部緊結	杭出水制
目的	霞堤に沿った既設鉄筋コンクリート聖牛４組が傾斜し、下流側が浸食したための保護と導水堤	護岸根固前面の聖牛一部流失と杭出の流失のため	導水堤としての石堤流失による流水偏奇を変転
配置	三角構水制を既設木工沈床に置いた	下流40°傾けて配置 （図２－６－31参照）	法線に留意し、３列に並杭を堤脚に打ち込み
河相	釜無川御影村	富士川田子浦村地先	笛吹川筋豊富村地先 $I_b = 1/100$ 砂間川
結果	竹筋コンクリートを使用 特に結果についてはなし	予期の効果 普通根固として粗朶沈床等を設け、捨て石を行うが、杭に打ち込める限り、川床の変転が激しくない限り、根固を用いる必要はない 相当厚の根固めは渦を起こし、洗掘を来し流失を促すこの場合は根固を用いてない 既往洪水でも実証されている	浮遊物の激衝による構造物の破損防止と流水遮断による土砂の沈澱定着を期待 予想通りの結果
工費	41円／１m	140円／１m	203円／１m

表２－６－８(4)　水制の配置例

水制構造	並木杭式	合掌杭水制	合掌枠・聖牛・石造水制	縦工杭出
設置場所	笛吹川筋 荒川導水堤 二川 下曽根	笛吹川・釜無川	富士川下流	笛吹川上流
結果	施行後の水流は予期通りの流向、荒川導水堤の場合は、導水堤に沿う澪筋を確保し、並木杭は良く対抗している。極めて簡易な工法だが十分目的を達した。	先端が著しく低下 澪筋は水制先端付近を走っており、水制により、多少偏奇しているが、概ね河岸に平行している。 水制は当初から沈下を予想し、予め分離しておいたので、沈下に際して比較的自由なため、先端部は傾斜し、深掘しているが水制としての作用には著しい障害となっていない。 概ね目的を達している。	・合掌枠水制は出水の前後で大きな変化はなく、河状の状況は整然としてきている ・大聖牛の突出は出水後、河床の状況は良好 ・石造高水制は出水の前後で、様相が変わり、水位の状態により、水制の上下流で水位差がつき、先端部の渦の発生が水流の反転を不安定にしている。	当初合掌枠としていたが、合掌枠の損傷及び、根付の破損により、合掌枠の先端から河岸に平行に三角放出（？）を設けた。 中小洪水では杭出の前面に澪を生じ、杭出し河岸の間に一様な砂礫の堆積
備考		水制が河床変動に対し、大きな乱れを与えないものが、十分水制の役目を果たす。	水流が河岸に平行している場合に水流の運動を阻害しないとき、相当に河岸の安定に役立っている。	

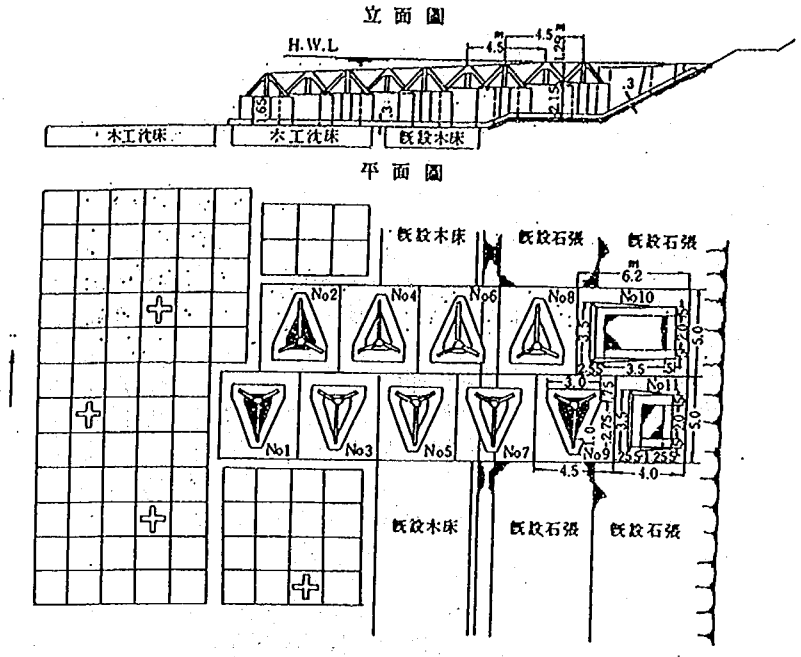


図２－６－29　三又（河相論）

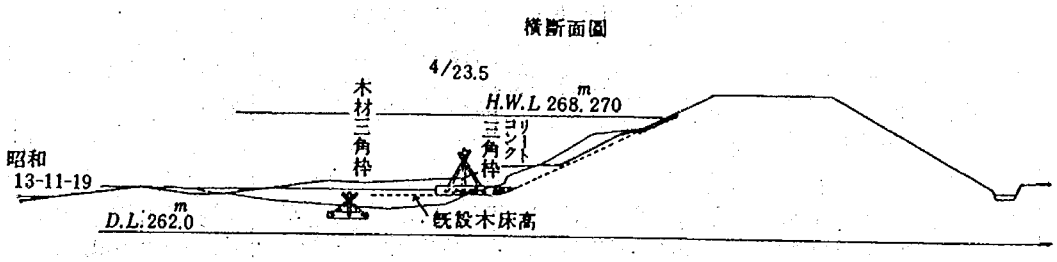


図２－６－30　聖牛の改造（河相論）

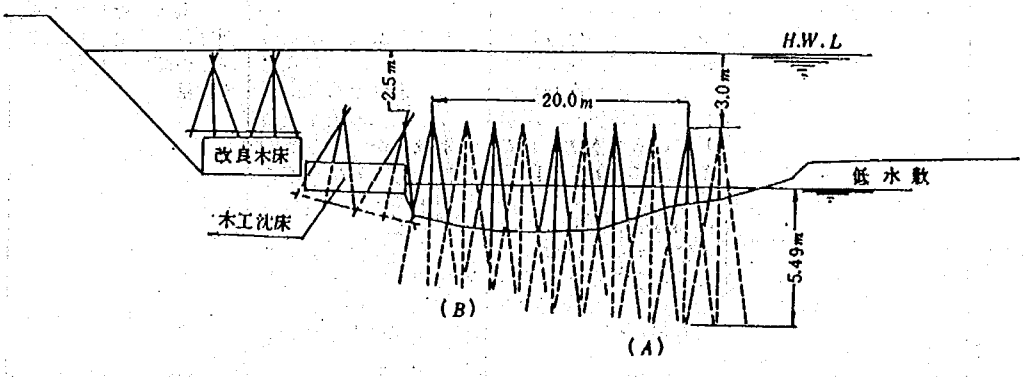


図２－６－31　松丸太三本（河相論）

この考えに対して北陸の手取川や常願寺川の河川改修に当っていた内務省技師鷲尾鼎龍は，土木学会誌第28巻10号[31]（1942）に安藝の河相論[28)~30)]に対する討議を寄せている。急流河川の水制の機能・役割が，河相の違いによって異なることが良く現れているので，この討議意見とそれに対する安藝の答えを示す。

鷲尾は，

荒川（急流河川）の水制は単に河岸・堤防の決壊防止を目的とするだけでよいのかと疑問を呈し，

荒川は土砂の流送が激しく河床上昇が著しい。それを砂防工事だけに頼り水制としてそれらを考慮しないというのは，甚だしい誤解であるとしている。

その理由は以下のごとくである。

- 砂防工事で抑止可能な土砂量は限度がある。
- 規模の大きな砂防工事を完成させるには長期間必要であり，その間の対処は水制だけになる。

- 貯砂ダムの作用は澪筋の低下として下流に表れるので局部的に護岸根固の危険と河状の悪化を伴うため，根固の低下追設・掘削による河道整正
- 水制の考案により，澪筋の局部低下を河床全面の低下に転じ，その作用の下流への進行を防ぐ

このような目的をもった水制は，当然河岸堤防の決壊を防止する水制とは異なった性質を要するが，これという工法の案出は難しいとしている。

安藝は，特に第３の状況に言及し，堰堤等の横断構造物による河状の変化，捷水路における河床の変化の特徴を述べ，河相と河川工事の関係をこれから見出すことができると述べている。安藝の言いたいことは，経験を重視した河相の把握であり，水制本体の構造如何によりは，河状に応じる（河を読みきる。）処置方法の大切であろう。

さらに鷲尾は河相把握における出水期間の長短の重要性を把摘し，次のように述べている。

最上川上流工事見学の際の玉井技師の説明の中で，信濃川や最上川では低い水制は殆んど失敗しており，床固的水制でも相当の高さを保たすべきであるという意見は参考になったとし，表日本と裏日本の河川で状況が違う理由として次のように述べている。

裏日本の川は河川の大きさの割りに高水位を保つ期間が長い（３月下旬から５月半ばの融雪期による水位の上昇，梅雨期の谷底の雪崩で固められた雪の融解による水位の上昇，夏期の洪水及び晩秋から初冬の秋霖）ため，緩流河川の基準による水制高では，水制頭部を越流し，水制上流先端の洗掘，根固粗朶沈床の傾覆・流亡，水制本体の変形・沈下・流亡が発生し易い。従って低設水制が望ましいといわれている現状では，このような状況に特に留意する必要がある。

不透過の水制で高さの高いものは避けるべきだとの意見を持ってはいるが，練石張の護岸でも安全ではない河川にあっては，このような水制でも絶対不利ではないという現状がある。

これは，洪水の継続時間の長短と工作物の強度に起因している。

これに対して安藝は，洪水の継続時間の長短と工作物の強度の関係は極めて妥当な意見だとし，年間水位の配分状況，出水の頻度，出水の持続時間は河川の性格を決定する重大な要素の一つであり，このような工作物をもくろむ必要がある。

護岸・水制に最も悪影響を与えるものは，中洪水の連続であることは屢々見受けられるところである。

杭出・合掌枠とかの水制では，丁度その頭部を多少越す程度の出水を長期間受けてはその維持は困難であろうことは想像に難くない。

水制の構造は，河相，目的により，極めて弾力的に計画する必要がある。河岸堤脚の洗掘のみの防止については，できるだけ低く（可能であれば現状の河床高程度まで）とし，河状に応じて水制の列数を増すのが良い。これが極端に多くなったのがマットである。河岸堤脚の洗掘防止に一面マットを張った護岸工法の有利さは既に指摘したとおりである。

低設水制は高水位が持続する河川では施工が困難でかつ工法は施工し得る期間に制限される。このような場合，長大な丸太（8～10m）の杭出水制は有効である。法面も合わせて護る場合は水制は相当の高さとする。

水制は原則として堤脚の洗掘防止するものであり，この点からは別に高さの高いものを必要としない。繊細な合掌枠であっても低く設置し，流水が強いからといって堅牢とせず，成木は少なくし，詰石も流水の支障とならないようにするのが効果的である。流水が強いときはその列数を増して対処する。計画に当っては，河川の特殊性・目的・使用材料・施工方法によって，原則にとらわれず（良い意味で），自己の河相に対する深い観察・工法に対する豊かな経験をもとにする。

としている。

以上鷲尾と安藝の討議意見の概要を示した。

両者の討議についてコメントしておく

① 安藝・鷲尾とも扇状地河川の河川改修に当ったが，安藝の対象としたのは関東の鬼怒川（$I_b=\frac{1}{200}\sim\frac{1}{400}$），富士川（$I_b=\frac{1}{215}$）であり，鷲尾の対象としたのは，手取川（$I_b=\frac{1}{140}\sim\frac{1}{200}$），常願寺川（$I_b=\frac{1}{60}\sim\frac{1}{100}$）である。両者の対象とした扇状地の河相にはかなり相違があり，安藝の対象とした河川の方が勾配が緩く，河床材料も小さく，洪水時の掃流力や流速が小さい。さらに河床変動や河岸の侵食程度も小さい。これが鷲尾に水制の役割を安藝とは異なった機能を持たせ，安藝とは異なった水制工の設計論を展開した理由である。

② 鷲尾は信濃川，最上川での事例より融雪出水すなわち出水期間の長さが水制工の耐久力に差異が生じる原因だとし，安藝も同意している。しかしながら，関東の砂川(中砂，細砂)に比べて，北陸の砂川の方が河床材料が大きく(粗砂)，洪水時の流速が大きい。さらに最上川上流は砂利川である。基本的には，洪水時の河床に働く掃流力が違うと考えるべきであり，また安藝も指摘しているように設置した水制工種が何であったかをチェックして，出水期間の長さが水制工種を選定する基準にするべきか結論付けるべきであろう。筆者としては，太平洋側に注ぐ

河川も日本海側へ注ぐ河川も平均年最大流量時に河床に働く掃流力は，河床材料の粒径が同程度であれば，あまり変わらないこと，構造物の破損は，材質が流水にさらされた時間数によって劣化の程度が変わらないのなら，構造物に作用する外力がある破壊限界値を越えた所で生じるはずであるので，水制や護岸工種の選定に洪水期間の長さの差異にウェイトをそれほど置く必要は無いと考えている。

確かに洪水の回数が多く，洪水時間が長ければ，砂州の移動や平均河床高の変動等による工作物回りの洗掘量が大きくなる機会が増加し，工作物の被害が同じ年月の間では増えるが，これは工作物の設計論の中に配慮することであろう。

〔6〕 護岸と水制工事　鷲尾蟠龍

本書は，序に「富永正義氏の講演は……私のような特殊の急流河川に終始したものから見ると，其の儘手取川や常願寺川に充て嵌まらない点がある様にも思われる。」と書かれているように，昭和14年に行われた第2回河川講習会の富永正義氏の講演（本報告書の2－6〔3〕）に対する，急流河川から見た意見ともいえるものである。本所の対象は手取川改修事務所の所員であり，昭和21年12月に執筆されたものである。[25]

ここで使用したものは，昭和25年に再版されたものを利根川上流工事事務所が再度印刷したものである。

この再版の序で鷲尾氏は「本文は富永正義氏の御講演に基づいて三四の私の所見を付け加えたものにすぎないことを述べて御了解を願ってをく。」と記している。

本書の構成は，

護岸

1. 護岸の種類
2. 護岸の各部分
3. 護岸工法に関する一般方針並に細部の注意事項
4. 護岸の高さ

水制

1. 水制の各部
2. 水制の種類
3. 水制の各工法
4. 水制の施工高その他
5. 水制施工に関する一般方針

附

河の荒さについての一考察

よりなっている。

安藝の護岸・水制論で見たごとく，水制論の対象河川が砂利や玉石の河川に移るにつれて，水

制が護岸法覆工の被災を防ぐ根固め的役割となり，護岸と密接な関係を持たざるを得なっている。鷲尾の護岸・水制論では，高さの低い現在言う所の根固め水制は，床留工として護岸の分類の中に入れられている。その意味で，ここでは護岸を含めて鷲尾の水制論の概要を記すことにする。

〈護岸〉

(1) 護岸の種類

護岸の種類分類については，富永の意見を適切なものとして次のような分類を紹介している。

① 堤防護岸

② 低水護岸

③ 高水敷護岸

そのうち，低水護岸と高水敷護岸は結果的に高水敷の保護を目的とするもので，前者は低水路の一定する緩流部に，後者は低水路不定の急流部に主として用いられる相違があるのみで，実質的には殆ど同じものと考えて良いもののように思われると述べている。

更に，高水護岸は高水敷護岸とは異なり，水位が高くなり洪水が高水敷を越えて主流が堤防に衝るような箇所の堤防に行う護岸と定義している。

(2) 護岸の各部分

護岸の各部を，基礎工・法覆工・根固工及び床留工の4種に分けている。

① 基礎工

通例「土台」と称する。特に法覆工の沈下・特に不等沈下を防ぐために行われる。一般に法覆工または根固工に含まれることが多いとしているが，鷲尾は敢えてこれを分けている（このころの護岸の根は，現在のようなコンクリートの根止め工は，一般的ではなかった)。

② 法覆工

護岸の本体で，石張（空積・目潰コンクリート・練積)，コンクリート張，鉄線籠・柳籠・柳枝工・投掛工等色々用いられる。張芝，法切は通常護岸には入れない。

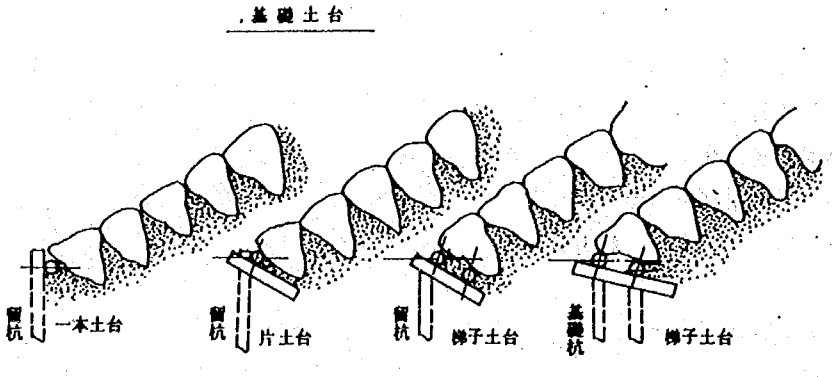


図2－6－32　護岸の基礎工[25]

③ 根固工

法覆工の破損は大部分基礎の損傷から惹起されるものであり，これを防止する為に法先に施工される施設をいう。この意味では基礎工は一種の根固工である。

法覆工・根固工には色々な工法があり，施工箇所の状況に応じて有効な組み合わせも変わってくる。両者の明確な区別がつきにくい場合も生ずるが，むしろ当然といえる（鷲尾は，現在では基礎工とみなされる板柵，矢板等もこの根固工の内に入れている）。

④ 床留工

川形の不利等から根固工を施しても，その外側の洗掘が激しくて安全が期せられない場合に，根固の損傷防止し・流心の偏奇の緩和のために，根固の安全を期し，ひいては護岸全体の安固を保つ為に施工する水制形の工作物を言い，木床・合掌枠・聖牛等が用いられる（現在ではこれを根固め水制と言っている）。

これを独立して水制と称することもできるように思われるが，低水護岸・高水敷護岸に分類したと同様に，富永・貫田が好んで用いた分類であると断って，

水制　　：低水路の形状・水深維持・高水時の堤防保護を主目的としたもの

床留工（床留水制）：護岸に付随してその安定を計るもの又は根固の安全を計る様な小規模の水制

と分類し，床留水制の長さ・間隔の決め方は一般水制と趣を異にすると記している。

また，富永が記しているように，

> 以上の①～④の各部を全部備えることは不用であり，寧ろ有利に選択し，最小の工費を以て所期の目的を達成することを主眼とする。

と繰り返している。

(3) 護岸工法に関する一般方針

富永が先に記した工法に関する項目に対して著者の意見を記している。

① 法覆工の表面は粗にする。

鷲尾は，法覆工が滑らかであると，護岸付近の流速が増し，脚部の洗掘を助長するとして，表面を粗にするべきであると強調している。このころの護岸は，鷲尾の言う根固工の一部である犬走りに玉石や割石を置いたものが多く，この部分が流速で破損したり，また根固め工と使用された沈床類も，流速に対して十分な強度を持たなかったことが，これを強調する原因となっている。現在のように根止め工にコンクリートを用い，根固めも流速に耐えるものであれば，護岸前面の深掘れは，砂州とか湾曲とか，よりスケールの大きな要因に支配され，護岸の粗度がそれに寄与する割合が小さいことを考えると，これを強調することは，それほど意味のあることとは思われない。むしろ法面の美しさ，歩きやすさ等から適当な凹凸があるものであれば良いと判断される。なお凹凸が大きいとそれだけ法覆工の厚さを増さないと法覆工が移動破損されやすくなる。

② 法勾配は出来るだけ緩斜面とする。

これに関連して，安藝が記した法線の適性化に言及し，法線の適性化は充分研究の要があるとしている。

③ 護岸は法覆工より根固に重点を置く。

これまで，根固の厚さは薄いほうが良いと推奨されているが，根固外側の洗掘は避けられず，かなりの深さに及ぶことから，単に広くするだけでは無く，図２－６－33のように段下げにすることを提案している。

④ 低水路の堤防の接近箇所及び急流河川の護岸・堤防護岸には根固水制を併用する。

富永は根固水制の併用案は流速を低減する良策であるとしているが，

鷲尾は対岸の寄洲を掘削して川形の是正と流水幅の拡大を期すことを推奨している。また，護岸を堅固にすることで，主流を呼ぶ拙な構造が屢々見受けられるとしている。

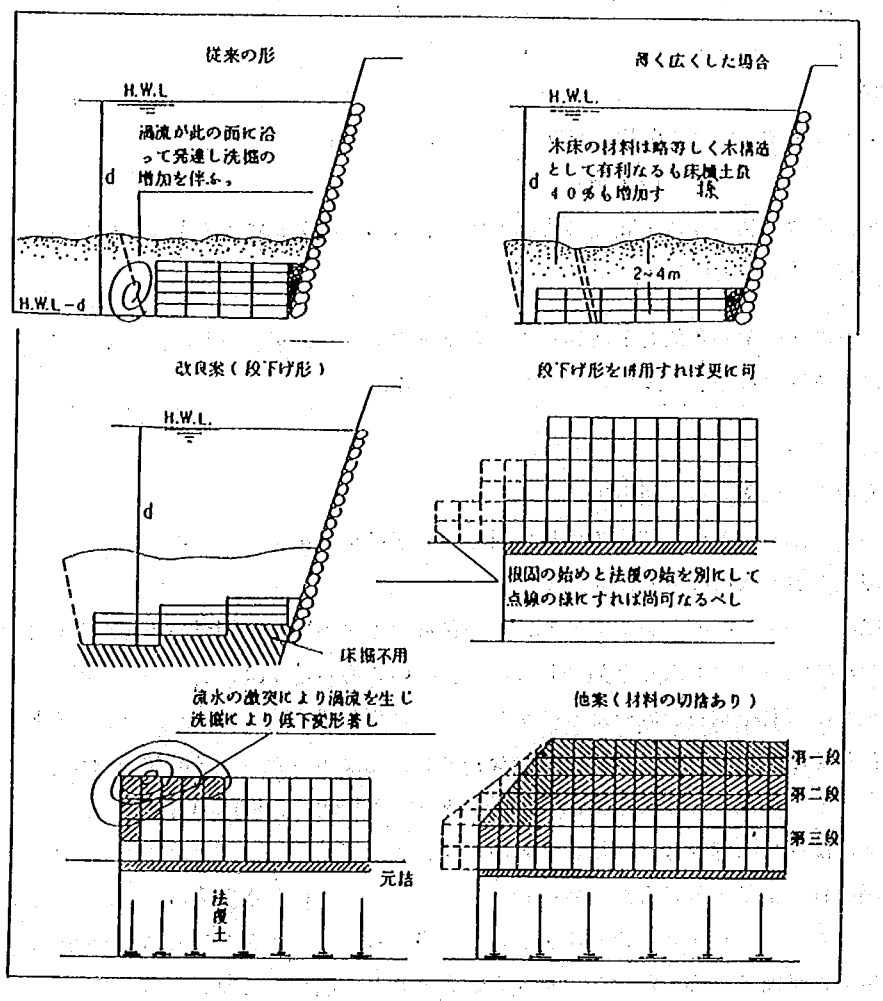


図２－６－33　根固め工の配置の工夫[25]

鷲尾は，本項の中で護岸根固の例として不透過水制を根固とした場合の例を挙げこの中で常願寺川の不透過高水制について鷲尾の経験を記している。

不透過高水制（この場合は木床水制）は，洪水で多大の損傷を被ると考えていたが，予想を裏切って大きな変化を与えなかったとして，意外の感に打たれたが，これは計画よりも水位が低く，洪水継続時間も短かったためであるとし，段下げ木床の床留め水制を施工すべきものとしている。

⑤ 護岸はなるべく屈撓性に富む工法とすべきであり，特に根固においてしかりである。

鉄線籠が最も理想的であるが，寿命上の欠点がある。但し，河川工事に永久を望むのは無理であるが，石張のような永久的なものがあることを考えれば，やはり欠点というべきものであろう。

コンクリート単床も屈撓性は充分であるが，内部の空洞や見苦しい波形，連結用の鉄線の寿命とコンクリートの寿命の差が欠点であり，修理も困難。

粗朶沈床は緩流河川の根固として理想に近いものである。工費の節約から幅が不充分なため，屢々流失するのは残念である。等々

⑥

護岸は堤防と異なり緩流河川では必然的な工事ではなく施工箇所は最小限に止むる様努めるべきであり，水衝箇所が変化しないよう河状を維持する。 急流河川では全川に渡って護岸が必要であるが、水衝箇所が定着すれば護岸等級の変更及び延長を短縮可能であるため，緩流河川と同様のことがいえる。

⑦ 護岸工事は経費を要することから工法の適切化と経済性を研究する必要がある。

先輩の意見を聞き，自分もそれを適切と考えた工法を採用すること。失敗の原因を他人に転嫁することでは研究も進歩も望めない。

⑧ 護岸の折り返しは普通1.0～1.5mの幅とするが，水面勾配1/5000以下の緩流河川では芝張で十分である。これは富永の意見である。

⑨ 水面勾配1/400以上の急流河川は，控の長い石を用いた空石張か練石張とするのが良い。

⑩ 水面勾配1/200以上の急流では，護岸は必然的なものであり両岸全長に施工する。堤防は総じて護岸を伴なう。水深に従って所要強度に差が生じるので，下部を練石張に，中部を目詰コンクリート石張に，上部を空石張とすることは良法である。

⑪ 急流河川に於ては水流を制御し，適当な川幅を有する様に改修することは無理である。水面勾配1/200以上の河川では，洪水時に主流は帯状をなして蛇行し，左右岸の水位差が1～2m以上に達する。従って石張は天端まで張っておく。

⑫ 急流河川においては全ての施設は水防作業に便利なように配すべきである。

これは，富永とは独自の鷲尾の意見である。従って堤防の前小段は相当幅を望むとしている。

このような考え方に対して，２つの代表的な異論を紹介し，それに反論を加えている。

異論

・急流河川では護岸が壊滅したら，土堤は役に立たないのに，表・裏小段を作り余分な土工をなし，用地買収に無駄な工費を使うのは愚かである。

・法覆工の前衛に根固工，根固工の先端に床留水制を配するのは，守備の分散であり，完備した法覆工を充分深いところから上げて工費をこれに集中した方が良い。

これについて，

・急流河川では，水衝個所の多少の移動はまぬがれないが水衝部は概ね一定であり，また河形を是正して一定にするように努めるものである。従って，必要な護岸の強度も異なるものであり全てを同じにする必要はない。最も河状に適し，工費の適性な護岸工事こそ求められるべきものである。

・水流の衝撃・河床の洗掘の程度は予想を越えるものがあり，これに単一の法覆工で対処させようとすれば，余程の強度を必要とする。ここに根固工・床留工を施しておけば，強度不足で転倒流失したとしても，洪水の継続時間は限度があるものであり，この時間内だけの強度を有して法護岸を守ることができればその役目は充分である。

法覆工だけでは一旦破壊を生ずれば堤防の破壊に結びつく危険があり格段の相違がある。

さらに流失した場合は流失した根固工及び床留工より，少しだけ強く・深く復旧すれば将来の万全が得られ，最小の工費で最大の効果が得られることになる。１～２度の災害を受けたとしても始めから広範な区域に過度の法覆工を行うより経済的で実情にあった護岸工事を行える。

・護岸の決壊を招いた場合の水防続行の判断は残存堤防の広狭による。6.0～10.0m であれば水防が行えるが，幅 3.0m～5.0m では危険で逃げ出すよりしようがない。

急流河川の水衝は激しいが，洪水継続時間が短いため水防の効果は高い。水防の成否はこの僅かの時間を稼ぐことであり，護岸が壊滅しようが，堤防の裏法まで欠けようが，要は堤内地を守ることであり，このような例は急流河川に多い。この点緩流河川のように浸潤線によって堤防の幅の判定するのとは趣きを異にする。

只，堤防の断面をどの程度にすれば良いのかを決定するのは難しい。

以上まとめれば

イ）過度の強度の工作物で安全を誇るのは技術者の途ではない。

ロ）最適な過不足のない強度の工法を決めるには２～３回の失敗は単なる失敗ではなく，これによって本当の成功の途が開ける。

ハ）研究中及び工法決定後であっても，予想外の衝撃に対して例え失敗しても破損を局部的に留めておく工夫が必要である。

結局，床留工・根固工の設置と水防材料の具備が必要である。

ニ）河状の不断の研究を怠らないこと。

(4) 護岸の高さ

① 根固工及び床固工

富永は根固工及び床固工（鷲尾の床留工）について，

水位統計から得られる特定水位に基づいて施工する必要があり，平均低水位（L. W. H.）を基準とし，

根固工　：元付でL. W. H－0.15m，先端部では更にこれより0.15m下げる。

床留水制：元付でL. W. H+(0.6～0.8m)とし，先端に向かって相当の勾配をつける。

としている。

鷲尾は，此の高さは河状によってかなり上下すると述べ，急流河川の場合は，平均低水位を決定することが困難であるとしている。

- 瀬が洪水の前後で移動し，これが量水標の前後で生じたら流量と無関係に0.5m程度はすぐ変化し富永の基準を決定するのは難しい。
- 澪筋が左右に変化し易い急流河川での低い水位の観測は余り役に立たない。主流と派流ではすぐに1.0～2.0m程度の水位差が生じる。
- 流水の枯渇（涸れ川）が旬日を越えるような河（手取川では年によって60日程度断水）では全くこの基準を求めることが出来ない。

ここで，富永の基準に代わるものとして，鷲尾は福田次吉氏の用いた方法を提案している。

これについて次のように記している。

全ての計画の定まった河川では，必ずこの計画高水位と河床最深部を用いた河床縦断図が作られておるが，此の両者の高差は甚だ不規則であって，此の間に何等かの関係を見出すことは不可能であるやに覚える。然しながら基礎高の決定には主流の陰となっている高い河床を除外して考るべきであるから之を捨てて主流の偏倚して生じた深い河床を連ねて見ると，多少計画高水位線に似通った形を取るもので更に此の深い河床の内，特に極端のものを少し高めつつ，H. W. Lに平行又は少しづつ上流に向ふに従って深める＝川によっては逆に浅める＝様な線を入れて見ると大体主要な洗掘箇所を覆う様な河深線が得られる。

> 之を福田氏は計画河床高と称して富士川下流に於ける数次の河床縦断面図から求めたもので，根固基礎高の基準に用ひられ，……

只，此の深さで基礎を据えようとすれば，主流の偏倚によっては，下流部で0.8m，上流部で2.0m位此基礎高以下に洗掘されることもあるように推定され，将来の施工維持に大きな問題を投げかけているように思われるとし，全川に亘って河床の全般的昇降が推定されていることから計画河床高も随時変化させねばならないと続け，一見あやふやに思えるが，河床の変動は荒川（急流河川）では止むを得ない所であるとしている。

② 根固の土台高

富永はこれを2つに分け，

・L. W. Lに止め，相当に強固にする，

・L. W. Lの0.6～1.0m下に置き，その工法を軽易にする，

ものとし，これは土台に杭打ちを施すことが出来るか否かによるものとし，緩流河川の如く河川が杭打に適する場合は前者にし，杭打ができない場合は後者とするとしているが，

鷲尾は

実際はL. W. L以下1.0mの所に土台を据え，石張の行うことのできる急流に後者が行われるものとしている。

③ 法覆工の高さ

富永は法覆工（富永は法留工としている）の高さは，計画水深の35～60%で良いとして水面勾配に対する基準を表2－6－9のように提案している。

鷲尾もこれに賛同している。

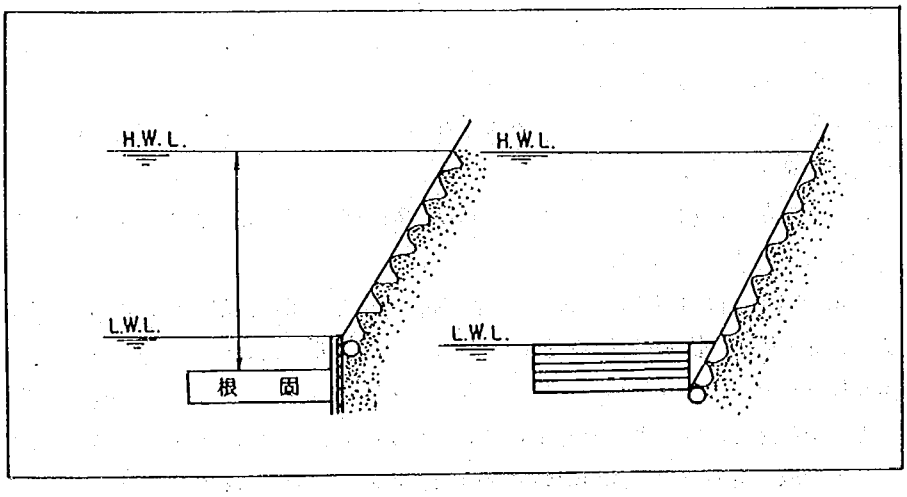


図2－6－34　根固め土台高（富永の考え方）[25]

表2－6－9　法覆土の高さ

水　面　勾　配	法覆工の高さ（計画水深比）
1／5,000 ～ 1／2,500	35%
1／2,500 ～ 1／1,500	45%
1／1,500 ～ 1／ 600	60%
1／ 200 以上	堤防天端まで

〈水制〉

(1) 水制の各部

富永の水制の名称に基づいた分類（水制幹部，水制根，水制頭の分類と頭部水制，幹部水制の別）を紹介し，著者の意見を附加している。

著者の意見を付加した部分を特に記す。

① 水制幹部 ： 特になし。

② 水制根 ： 高さ，構造に多少の注意を要し制約を受ける。

③ 水制頭 ： 此工法の適否は水制の生命を左右する。

④ その他 ： 水制を溢流した水流で堤防・護岸の欠潰を防止する為，水制根の上下流とも必ず法覆工（法留工）を施工する。

(2) 水制の種類

富永と同様に透過水制，不透過水制に分類し更に水制の向きについて著者の意見を述べている。

① 不透過水制

一般論として眞田以来富永まで，不透過水制は流水の衝撃・水制頭の洗掘により流失する危険性が高く推奨すべき工法ではないとしているが，

鷲尾は「然し又，特殊の条件下に特種の利用法があることも見逃してはならぬものと考える。」とし，「越流を許す不透過水制に対しては少しの利点も認め得ないが，緩流河川の河状維持に好んで用いられ成果が挙がっているようだ」と指摘している。

また，「下向き高水制がしばしば見受けられるが，これは水源対策が取られ，不溢流のものとして好果を挙げていたものが，河床上昇と洪水量の増大で溢流水制になったもので，良く研究もしないで新しいものをこれに合わせて作ったためであろう」としている。

鷲尾はまた，このような水制は「大洪水に合ったら下流堤脚に大きな深掘を生じ，水制も下流堤防護岸も潰滅するだろう」と危惧している。更に「これに関しては異なった意見を抱く者もおり今後の研究を要する」と述べている。

② 透過水制

富永が述べたように，

透過水制は流速を減じ，水制域内に土砂の沈澱を誘置し，水向を転じて堤防護岸を安全にさせるもので，水制自体の安全性が高く適当な工法であることに賛同しているが，

この為には，水制頭の洗掘・幹部等への衝撃は免れず，護岸や根固め以上に諸種の工夫や注意が必要

としている。

(3) 水制の方向

① 上向水制

富永と同じ。

② 直角水制

鷲尾は，直角水制は水制下手の洗掘の発生や，附洲が河岸から離れて点在する傾向があり，①より劣ると一般的にいわれているが，透過度の按配によって①と同様な結果が得られるとし，床留水制のような短いものは，施工の容易な点で直角に用いられても良いと思われるとし，透過度の高いものでは，いっそうであるとしている。

③　下向水制

溢流性不透過水制は余程特殊な理由がない限り決して用いるべきものではないというのは富永と同じであるが，非溢流性不透過水制では，断然下向水制を良しとするし，理由その他は別の機会に説明するとしている。

また，水制は河況に応じて変更させるものとし，次の二種を示している。

第一種混用水制：１組の水制で頭部付近を上向，幹部を直角とするように向きを変化させるもの。

第二種混用水制：ある区間内で，上向，下向，直角を混用させるようにするもの。

図２－６－35にその例を示す。但し，注意すべきこととして，このような転向の激しい水向が河状その他から見て必然的な場合にはこのような措置が要るが，一時的な流向の変化に対して措置する場合には，仮設工事でない限り将来に禍根を残さないようにする必要があるとしている。

(4)　水制の各工法

①　不透過水制

a．上置水制（富永は上層水制）

利根川では州を生じせしめる点で良果を挙げていない。水制が高くなるほど不良で，水制の下手が洗掘される傾向がある。

b．蛇籠水制

富永と同意見である。

c．方格枠水制

富永は

方格枠部材を鉄筋コンクリートにすれば耐久性工法で急流河川に適するとしているが，

鷲尾は

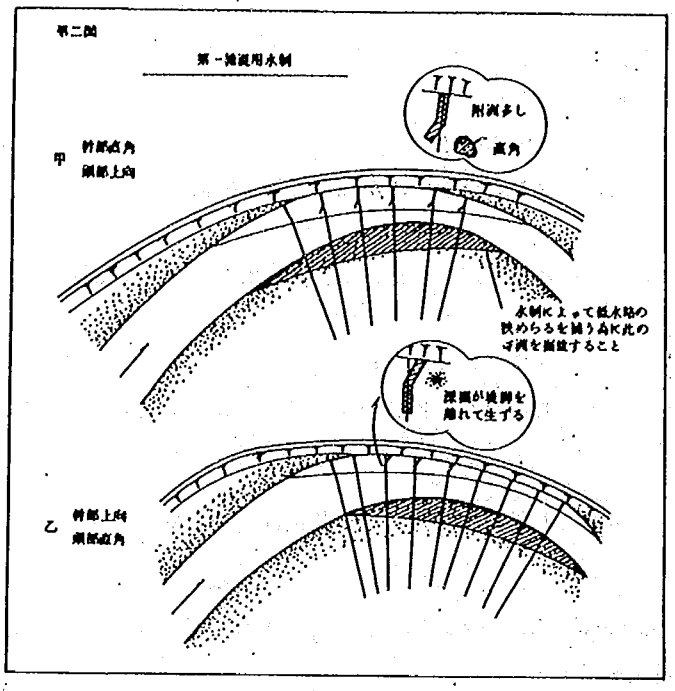
乾湿からくる腐朽に対しては有効だが，移動砂礫による摩損，変形に対しては過大な期待をもたないこととし，木材に比べて工費が５割増し程度であるから２倍以上寿命があれば有利程度と考えるもので，半永久的構造物ではないとしている。また富士川の経験から見て，急流河川に好ましい工法とは思わないとしている。但し，床留水制としては利用価値が高いとしている。

d．コンクリート塊水制

富永は

方格枠の基礎を設けず沈設したものは成績不良としているが，

鷲尾は



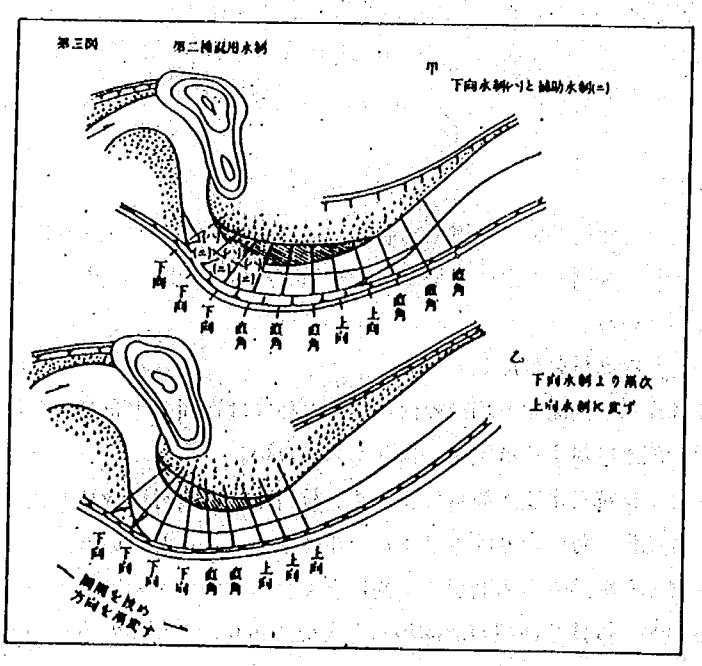


図２－６－35　混用水制概念図

日光の大谷川，富士川中流部切石地先では，河床に巨石が累積して基礎の代わりをしたため非常に成功していると述べ，ブロック間に間隙を設け透過性を図ったものは，転石により端から欠け損じが生じるため，連続体とした方が良いと思われるが，其結果として下流のコンクリートブロック，木床の破壊が倍加するとの危惧も考えられるので研究を要するとし，いずれにしても修理により完全な作用が期せられる構造ならば良いとしている。

e．横堤

横堤に対する富永の意見を紹介した後で，鷲尾は此型式の水制は必ず下向きにすべきとし，

古来の土出・枠出しと称する不溢流性不透過水制が全て下向きであるのは，セメントや鉄線のなかった時代の止むを得ない処置であり，近代式の施工では上向き水制でも其維持は可能であるが，

> 各所の実例を観察した結果「少なくとも急流部ではやや下向きに布設すべきものと堅持する」としている。

実際富士川で下向水制を設置するに当たっては，先輩，上司の反対があったが，

- 水制自体の維持の困難さ，
- 下流堤防の安全の確保，
- 水制頭及び付近の根固の維持は困難だが不可能ではないこと，
- 富士川下流で実際に見るべきものが少なからず現存すること，
- 溢流式不透過に比べて遥かに維持が容易で低廉であること，(？)

等の理由で富士川宮木の大水制等が完成したのは得難い経験であったとしている。

② 透過水制

a．杭打上置工

富永の提案を紹介し，更に鷲尾も水制としては事情の許す限り透過性のものが用いられるべきであるとし，水制の上流に一様な附洲を生ずることを以て証査するとし，杭打水制が理想であるとしている。

更に，以下のような意見を付加している。

イ．水制では複雑な渦流や不均一の流速発生を防げば寄洲の等布が得られるので，水制は構造が簡単で流水に対する抵抗が一様なものが良い。

このためには杭打水制が最も好ましく，杭打水制の縦材は横材と共用せず，水制に掛った流木，芥は洪水毎に取り除き基本形を維持することとしている。

ロ．水制はどんな構造でも水制根の水衝は弱く，水制頭の水衝は激しい。なるべく一様な水衝とするのが，維持及び洲の形成からも大切であり，水制頭の構造を簡略にする（水制の間隔を大にして水流の抵抗を小さくする。）のが望ましい。

杭打水制は間隔・列数・長さ等自由度が高く，工夫ができる。

富永は

この施工範囲を 1/1,000 以下としているが，

鷲尾は

杭の打ち込める限り広範囲にすべきだ

としている。

この例として，釜無川上流 1/400 でも不都合がなかったこと，安藝が 1/200 の富士川下流でも相当な効果を挙げたことを引用している。特に安藝が鉄線蛇籠やコンクリート方格枠を基礎とするのは杭打水制の長所が減殺されるとしたのは自己の経験と一致するとし，杭の安全を全て根入りに拠るものとし，下敷を廃したのは何ら不都合は認められないとし，只，経済性から使用範囲に判断を加えるものとしている。

また杭打の縦材は除いた方が良い結果がでているように思われるとしている。

従って，常に杭打水制に等しい作用を呈する構造を保つように心掛け，他の透過水制の使用は杭打が困難な箇所及び杭打水制より廉価に容易に施工できる場合のみ用いられるものとして，以下の水制を紹介している。

b．合掌枠水制

富永は

合掌枠の下敷の単床は緩流部で必要としているが，

鷲尾は

急流部でも下敷は必要であり，重し籠は此目的を達しえる限り低くして，杭打水制の杭に該当する部材を長く保つようにする。

としている。

c．聖牛及びその変形

富永の説明に対し，鷲尾は必ずしも他の河川（利根川以外）に当てはまらないとし，聖牛は水制として称する程長く用いるのは稀であり，大体は護岸の床留水制程度が普通で，重籠以下の基部に対する水制部の高さも合掌枠と大差があり，使用箇所・目的も異にするものであることから，単に工費の比較で優劣を決めるべきではないとしている。

この例として釜無川での施工例で牛と合掌枠の併用により，その作用の違い及び効果を次のように記している。

洪水の初期：低い合掌枠の作用によって主流が堤に近づくのを防ぎ，かつ派流がこの間に発生するのを聖牛群で緩和する。

増水期　：合掌枠は水面以下に没するが低流を良く阻害し，聖牛群は高い水位の水流が堤腹を疾走するのを防止して安全感を増す。

低減期　：合掌枠の作用が次第に増し，水制間に土砂の堆積を促し，主流を堤脚から遠ざけ，好ましい相互作用を呈する。

ように理解されたとしている。

最後に安藝が河相論でも述べたように，木材及び竹籠を主体として発達してきた工作物の部材を単純に置き換えることは，新材料の真価を完全に発揮できない結果となり，新材料を活用するに足る新たな水制・根固・護岸の形式を考察すべきというのは技術家としてまさに至言だとしている。

(5) 施工高，その他

① 水制の施工高

a．不透過水制の施工高

富永は2－6〔3〕で述べたような基準を示しているが，自分で接した範囲では緩流部においては溢流不透過水制は用いるべきでないと信じているが，経験が無いので意見は述べられないとし，以下に荒川の例について述べている。

b．透過水制

富永は各水制の高さとすべき位置及びL. W. Lを基準とした施工高について提案しているが，

鷲尾はこれに対して，富永の基準は以下のように利根川における便宜上のものだとし，

イ．L. W. Lの定義が困難なこと。

ロ．思想が杭打上置・合掌枠と聖牛では異なること。

から，急流河川では

イ．水制頂点と透過部・不透過部の境界までの高さを念頭におき

ロ．水制頂点とH. W. Lの差で表す。

ものとし

ハ．緩流部のように一定値で示されず，河況に応じて変える必要があると

としている。

ニ．イの高さとして，事情の許す限り0.40～1.2m（低い連続体），2.0～3.5m（高い孤立体）に保ちたい。

ホ．透過水制の不透過部（詰石，重籠より下部）は渦流により洗掘が生じがちであり，所定の河床より高くしないのが合理的

ヘ．透過水制も縦断勾配をつけるべきで，富永は適当な勾配を水制根に向かって附すと示されているが，書物によっては1/50,1/100と数値を示したものがあるが，水制頭の高さは作用と安全から決められ，水制根の高さは取付部の河岸の様子から独立に決定されるものであり，一定値では示されない。

とし，結局は河況に応じて変える必要があるとしている。

② 水制の方向（鷲尾の意見）

水制の角度は河況・河状によって変化し，特に透過水制では一般に考えられるほど角度の影響は著しいものではないと考えるため（不溢流型，不透過水制以外は）原則として下向きを避ける以外，厳密に考えなくて良いとしている。

③　水制の間隔

水制の間隔は河幅・流水の方向・水制の長さから定まるが従来のものは

イ．低水路幅を基としたもの。

ロ．水制長に基づいたもの。

があり，混乱を来たしているとし，鷲尾は

緩流部で水量が豊富で低水路一杯に流下し，低水路が維持されている場合は「低水路幅を基とし」日本の多くの河川のように低水路が定まらず，低水路幅が過大で斜流が水制頭をかすめて流入し堤脚を犯さないようにするには「水制長に基づいたもの」で決定するとしている。特に床留水制のような短いものは，水制長を基準とする，としている。

また，富永の示した水制間隔の基準は，最短57m，最長 222m，間隔の最小 118m，最大 454m から導いたもので，之から得られた結果を 10～30m の床留水制に適用するのは不当かもしれないが，富士川の経験では

d＝(2.2～1.9～1.6)ℓ程度であり，この基準は適当なものと判断している。

④　水制の作用

鷲尾は富永の示した考え方に対して，経験の浅い自分には明確な水制の作用は示せないとし，水制の上流と下流，水制の頭部と根部に一様な作用を呈する構造が望ましい工法であるとしている。

(6)　水制施工に関する一般方針

富永の方針に対し，鷲尾は他の経験を無批判に担当箇所に用いるのも不当であり，常に河況の研究，理論的推定，模型実験の解析的裏付が必要なことに賛同しているが，現場技術者にとっては，全般的に調和のとれたものではないとし，

- 水面勾配が 1/5,000 以下では，川形の是正が第一であること
- 急流河川でも杭出水制を捨てないで深設木床上にレールを打込んだものを用いるべき

としている。杭打上置の列間の杭間隔の変更に関しては異論を述べ，

- 水制の縦断方向の間隔に留意することとし，
- 合掌枠の緩傾斜面を上流向きにすることに対し，眞田の勧めで富士川上流で布設した経験では，部材の組合せから研究しないと余り意味がないようだ。と述べ，
- 最上川上流の玉井正彰氏の経験では，富永・眞田の経験とは逆に水制下手の洗掘が増大し流失転倒する実例を示し，更に同氏は一般の水制施工の方針に対し大型牛や杭打三角構のような相当に高いものを用いる必要があると紹介している。
- 安藝は急流河川の根固水制は護岸の安全を期するに止めるべきで，所謂水制の作用を呈することは望むべきではないと教えている，としている。
- 鉄筋コンクリート材の使用については，鷲尾も賛同しているが，コンクリートの巻厚の増加については必ずしも賛成していない。

以上コンクリート異型ブロックを用いた根固工の無い時代の護岸・水制技術の到達点を示した。

ここでは，河相を勾配で区分し，それに応じた工法の考え方が示されている。護岸・水制を通して急流河川の河相（河道特性）が取らえられているのも興味深い。

〔7〕 急流荒廃河川の処理とその工法について——橋本規明——

橋本は，建設省中部地方建設局富山工事事務所で所長として常願寺川，黒部川の改修に当った経験等を通して独特な急流河川工法を編み出した。

橋本は，第3回直轄技術研究会（昭和24年）に“北陸急流河川の工法について”[33]で昭和22年6月28日洪水で生じた河川災害，河状の変化の観察・考察を通して急流荒廃河川の工法について種々の提案を行っている。その後これらの経験，工法の改良を行った実践例を“急流荒廃河川の処理とその工法について”[34]という学位論文を提出し，昭和28年8月に学位を取得した。

ここでは，この学位論文を基に橋本の考えを取りまとめる。

橋本が本書で対象とした急流河川の定義は，鷲尾氏が昭和26年11月に砂防学会誌に発表した「荒廃河川」・「荒れ川」・「急流河川」の3分類に定義したもののうち「荒廃河川」を主体とはするが，全体を総称したものとしている。

鷲尾の定義は次のようなものである。

(1) 荒廃河川

① 土石流の発生とその下流有堤部への進出

② 無限量の土石の生産・流出とその下流有堤部への堆積による河状の悪化が合理的工費の範囲では絶対に拝止できず，このままの河状状態では改修工事の完遂が不可能な河川

(2) 荒れ川

(1)の荒廃河川から

① 土石流の改修区域の進出を除き

② 無限量の土石の流出による改修区域の悪化を防止し得た状態の河川，又はこれと同様な状態の河川

(3) 急流河川

(1)・(2)から，土石の流出に伴う諸々の禍根を除き得た状態の河川，又はこれと同様な状態の河川であるが，後段の急流河川は単なる急流河川で土石の流出を伴わないが，前者の急流河川は(1)又は(2)に施設を加えて変貌せしめた急流河川であるため，巨量の土石を伴うのを免れないという点で著しく相違する。

「本書の目的は流出土砂の移動機構から見た急流荒廃河川の処理を論ずることとしている。ここでは本書のうち，主として「水制」に関して記された部分について整理する。

橋本の急流河川処理に対する根本理念は，

① 水系一貫で河川を見つめ

② 流出土砂の調整は山地部で行い

③ 平地部の河川は河況整正で安定した河川とする

事であり，それは流速の変化にある。即ち，山地部において縦横断的な変化を加え，流出土砂の調整をし，平地部では乱流を防止し常水路の設定を図り，河川勾配をそれぞれの河川に適応させたものとし，流速の急激な不規則な変化を極力避け，河床の安定した河況に戻すことにある。

特に山間部に目を向けると，河川勾配が急で流路延長が短く，断面が整った河川を山間部に有する場合は，水源の崩壊土石が量的にも質的にも山間部において調整されることは少なく，平地部に直結することになるため，平地部に多大の影響を与えることになるとしている。

河川構造物の破壊の特徴としては，普通の河川では根固めが破壊されて崩壊に結びつくことが多いが，急流河川では，災害後の調査によれば根固工や法面の下部はそのままで，法面の途中からやられたことが明らかなものが非常に多い。これは流動巨石によるためであり，張石の引き込まぬ程度の強固な法覆工を必要とする。一方，当然激流によって根固工・水制などは壊滅・流出することがあるので強力な工法を必要とする。構造物の磨耗が著しく寿命が短い。又流木が非常に多いのも急流荒廃河川の特徴である，と論じている。

また，計画高水位は，急流荒廃河川においては大体の基準にすぎないものであり，湾曲水衝部では異常な水位の上昇を来すことが多く，低い流路を流れず高い所にのし上がり異常水位（計画高水流量に比べ小さい流量でも計画高水位を2～3m超過する）を示す場合があるとしている。

さらに減水時に土砂の堆積によって水位上昇現象のあることを述べている。

(1) 下流有堤部における河川の処理の方針

① 河床低下に対する処置

流出土砂の調整を実施することで山間部を抜けて出た河川の上流部では，河床低下が発生する。この場合の堤防の保護として橋本は，瀬の流水の落ち込みの激しさ，湾曲凸岸部の寄洲の発達，洗掘度の増大に対処するためには

> 水制を巧みに配置し，寄洲に人工的掘削を加え，根本的に流路の形を直し常水路の設定を図る

ことが肝要だとしている。更に言葉を代えて，

> 護岸水制に人工掘削を加味し，巧みに常水路の設定を図り，流路を堤脚から少しでも河心に追い出すことにより堤防を保護しつつ，充分に河床低下の状況を見極め，しかるのちに必要があれば床固めを使用するのが一番無難であり，常道である。

としている。

② 河床上昇に対する処置

河床上昇に対しては，永久に掘削を続けるという心構えが必要であり，築堤で対処するよりは掘削で対処すべきだとしている。

③ 堤防の考え方

扇状地を流れる河川は，在来堤防の河幅の中で乱流・偏流を起こしており，河幅を狭めたい

ということになるが，河幅を狭くするのは，水源及び山間部での処置がある程度進み，大量の土石の流出の心配が無くなった場合のことで，いずれの河川も河幅にはゆとりを持っておく必要があるとしている。ここで河幅を狭める方法には，

> 霞堤の先端を延長して次第に河幅を絞ってゆくよりは，図２－６－36に示すような横堤方式がよい

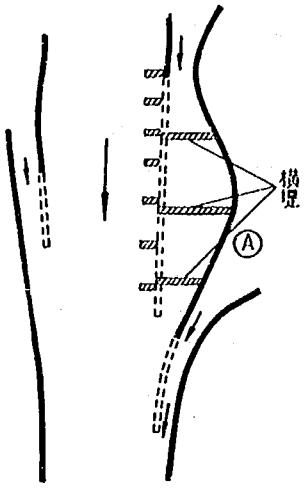


図２－６－36　横堤の考え方[34]

としている。

この理由として，

a) 新堤を長く延ばすと頑丈な護岸・根固水制を設置しなければ維持に工費を要し，維持が困難となることが多いのと，

b) 横堤では，横堤間に自然に土砂が堆積し安全となり，維持に困難するのは横堤の先端のみで，ここを頑丈にしておけば良く，

c) 工費の点からも経済的になること，

d) 横堤の設置は，堤防までの防禦線が横堤頭部・幹部・旧堤と防禦線が多く，防禦線を多くすることが急流河川では肝要だとしている。

また，堤防断面の設定について，20m の表小段を提案している。

(2) 護　岸

急流河川については，その破壊力に留意することは勿論のこと，流量の変化が大きく，全く流水が枯渇することもあり，河床変動も激しく腐朽に留意する必要がある。即ち，部材として木材を使用したものはこれが致命的な欠陥となるとしている。

急流河川における一般的注意事項として次項を挙げている。

① 護岸の法線

特に災害復旧において，河岸が深く欠けた場合に施工が困難なため不正整なまま放置して堅固な護岸を作る傾向があるが，この場合は下流の水衝部を変えることになり河床の安定を破り，局所洗掘と堆積を生じ，全く手のつけられない河状に一変する。このような場合は，幾分高めの水制を入れ，図２－６－37に示すように水制頭部に流路法線に合致させ，法線を狂わせないようにする必要がある。

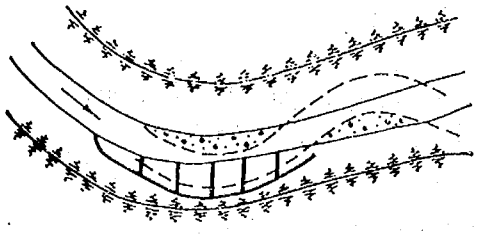


図２－６－37　水制頭部の位置[34]

② 護岸の施工基面

護岸施工基面は，常時流水のある河川では木材類の床工を使用する場合はその表面を平均低水位以下に置く，流水の枯渇等がある河川では，少なくとも附近の最深河床面までは洗掘されるものと考える。

③ 法覆工

省　略

④ 根止工

急流河川では，法覆工の根入を深くし根止工を省略するが，これ以外では枠工を根止工として利用しているが，河床に変動を来たした場合の耐久性に乏しいとしている。

急流河川では間詰工が重視され，図２－６－38a)のようにコンクリートの隔壁が10～20m毎に作られているが，

コンクリート隔壁は廃止し，巨石がある場合では巨石を用い，間詰石張そのものを丈夫にする

ものとする。

その理由としては，

a)　コンクリート隔壁に挟まれた間詰石が流失し，コンクリート隔壁だけが残ると，水を跳ねらせ，いしを跳ねらせ，石張を破壊する。

b)　隔壁設置により，間詰石張に小さい石を使い，粗略にしがちになる。

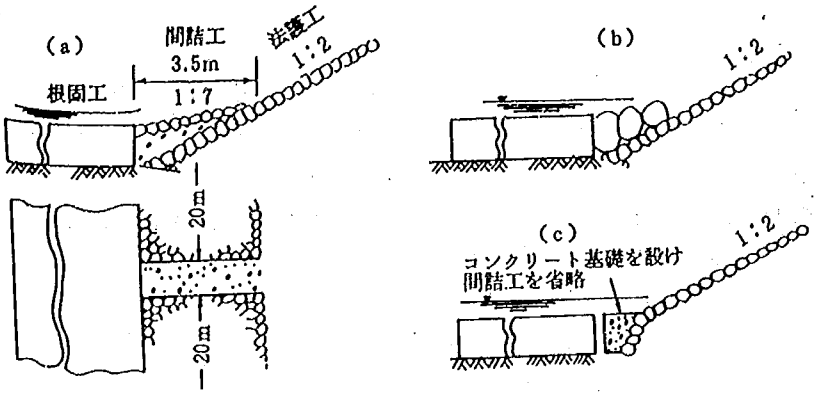


図２－６－38　間詰及び根固め[34]

⑤　根固工

これまで，理想的な工法が見い出されていないとし，根固工の必要要件として耐久性・掘撓性・強固性・水理論にかなったものである必要がある。

⑥　根固水制

> 洪水中巨石の移動する区間では，磨耗だけを考えても護岸の維持は難しいとし，根固水制の本来の意味の他，砂礫巨石を中途で遮断し，根固工を完全に維持するうえからも水制は必須なものである。

磨耗による損傷と流木を考慮して部材も大きなものにする必要がある。

⑦　除石工（附帯掘削）

極度の偏流箇所の護岸工事は，流路幅を狭め出水時工作物の方が吹き飛ばされる結果を招いたり，深掘度を増す結果ともなるので，人工的掘削を行い流路幅を移動した方が良い。

(3)　水　制

急流荒廃河川における根固水制的なものと，常水路設定に関する水制に分けて次の様に論じている。

①　根固め的水制

a)　水制の高さ

水制は低くするなら極端に低く，高くするなら極端に高くする。中程度のものが一番結果が悪い。

b)　構　造

透過水制とする。不透過水制では水流を制御する威力は大であるが，水位差がつき過ぎ先端の掘削が大となり，維持困難となる。

水制頭部の洗掘は，上流部先端附近と前面に起こり，上流側の角が最もひどく，その他の部分はそれほどではない。

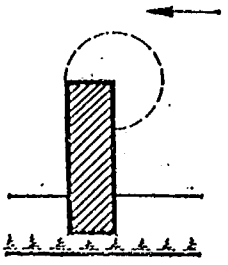


図２－６－39　水制頭部の洗掘[34]

c）方向（向き）

緩流河川は，透過で上向水制とするのは議論の余地がない。

急流河川は透過で多少下向水制とする

理　由

急流河川でも，下向水制にすれば下流堤脚は危険になるが，護岸を十分に施してあるため緩流河川ほど甚大な影響を与えない。急流河川では，むしろ頭部の洗掘防止が重大であり，下向の方が良い。

d）長さと間隔

普通河川と異なり急流河川では意外に河岸保護域が長いとし，

勾配 1/100 の河川で，堤防法先から 30m 程度の水制を出せば，その間隔は 400m 程度とし，又実施の際は安全を見込み 300m とし，流況により尚狭くする。

これは，昭和22年６月洪水における災害の事例研究がヒントになったとし，次のように記している。

“すなわち図２－６－40は昭和22年６月黒部川左岸桜井町荻生地先において起った災害ヵ所の平面図で著者が親子災害と呼んでいるものである。

まずその概況を説明すると昭和22.6.28の洪水で午後４時頃左岸堤（既設改修堤防）5.4km附近から突如欠壊をはじめた。この時の洪水量は54,400個であり，最高は同日午後６～８時で59,500個であった。（計画高水量は150,000個）必死の水防も効なく延長300mにわたり裏小段を残す大欠壊を生じた。次いで翌々30日午前１時に至り流量17,000個に減水して油断している時，その下流約500m附近からまたまた欠壊をはじめまたたく間に延長150mにわたり前同様，わずかに裏小段を残す大欠壊を招いてしまった。図２－６－40に示す砂洲A. B. C. D. Eはすべて災害中に発達したもので，災害前は砂洲Fだけで水流は堤防に沿い，大体平行に流れ，特別に洪水が激突するカ所でもなかった。しかし昔県施工の古い沈枠水制の残骸や間詰石張が全部流失した後にコンクリートの隔壁が残り非常に水がおどっていた。

復旧工事に際し調査したところ，根固は大損傷を受けてはいるが全部残っており災害は法石

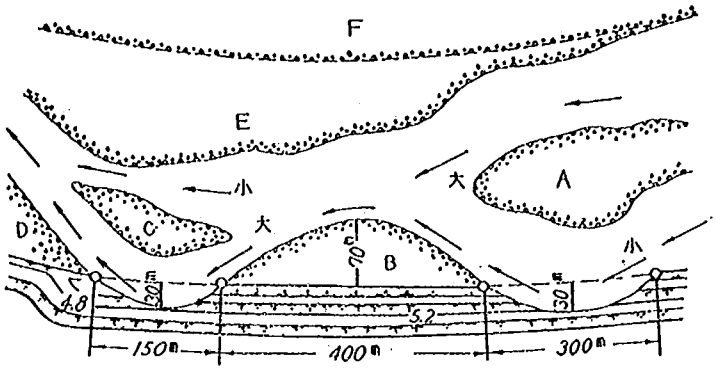


図２－６－40　親子災害[34]

張の崩壊によることがあきらかとなった。しかも法石張も根の方は所々残っていて，隔壁などの下流部の損傷がとくにひどく石にたたかれた痕跡がはっきりしている所からみれば沈枠水制の残骸や隔壁のため水や石をおどらせ落下する石でついに法石張を破壊したものであると思われる。

こうして親災害の進行につれ砂洲Ｂが発達し，水流は砂洲Ｂの前面に沿って急角度で堤防に激突し，そのうえ砂洲Ｂのために上下にひどい落差がつき坂落しとなって水流が落ち込んできたため，流量は減っても非常な破壊力を発揮し子災害が発生したものであろう。この附近の河床勾配は約$\frac{1}{100}$であり堤防間の河幅は 700m 近くもあるが，この度の洪水ではほとんど全流量が左岸堤と砂洲Ｆとの間を流れたから実際の流水幅は 300m ぐらいと考えてよい。

この災害直後あまりにも美しく発達した砂洲Ｂの姿を見て著者はハット心を打たれ，平素苦慮していた水制の長さと間隔という問題に対しこれはなにかの暗示を与えているではないかと気づいた。もし洪水中砂洲Ｂの上流端に１本の水制を仮想し欠壊ヵ所に沿う水の刎ね方と同程度に刎ねたとしたらおそらくこれと同様の姿を示すではなかろうかと考え砂洲Ｂ上流端から再び水流の落込む下流端までの距離を測って 400m という数字をえた。この事実は水制の間隔に

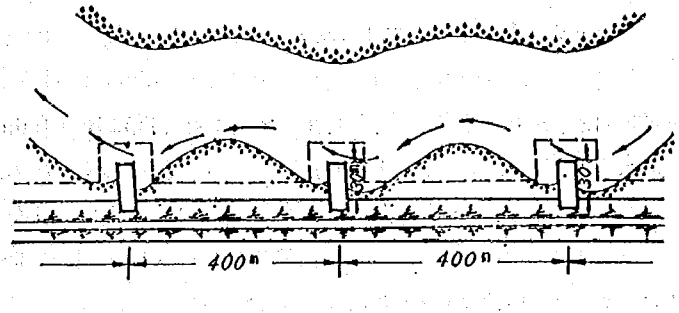


図２－６－41　水制の長さと間隔[34]

対し貴重なヒントをあたえるものであると思うが，他にこれが裏付けとなる事実があるか調査することにした。”

として，黒部川、常願寺川での災害事例を調査研究し，また黒部川で生じる小波長の蛇行路の長さ等についても調べ，上述の決論に確信を持つようになったとしている。

次いでWinkelの理論を持ちだし，理論的最大水制間隔L＝10ℓとほぼ合致しているのは面白いとしている。ここでℓは水制長である。

橋本は，急流荒廃河川の災害は，河道内に発生する瀬の発生状況と密接な関係にあること，またこの瀬と水流の分岐状況，瀬の間隔にある一定の型があることを認識していたが，これを砂洲（木下良作の言う砂礫堆）として，すなわち一種の河床波として取らえる地点にまでは，まだ達していない（この概念が河川工学上の実践的課題に取り入れられたのは1970年代に入ってからである)。

なおWinkelの理論は，砂洲のスケールに対応した水制間隔，水制長と言う橋本の理論とは，その構成概念がまったく異なっている。この文章は蛇足というものであろう。

② 常水路固定水制

河川は複断面とし，常水路とは，低水路と高水敷を区別し低水護岸を施したものではなく，河道内の一部に整然とした流路を作り，平水・小洪水は主としてその流路を通り，大洪水においても流心はその流路に概ね合致するようなものとしている。

緩流河川では低水工事が不十分ながらもなされているが，急流荒廃河川では常水路の設定された河川がない。これは認識不足と技術的な理由があろうが，有堤部で乱流・偏流を放置し，局所洗掘を起こすようでは堤防の不安は去らないとし，常水路固定の重要性を論じている。

このためには，

イ．自然の蛇行路の検討を加え，河床低下の利用し，人工的にある程度の掘削を加え，水制をたくみに利用して，流路を固定する。また下流部においては河口の閉塞を処理するとともに，河道整理を行い，低水工事を施行し河床の低下を促進する。

a） 水制の配置

急流河川では，水に逆らい過ぎるとの懸念と堤防保護の目的から護岸前面に流水と同方向に聖牛・三基枠形の布設の例が多いが，常水路の設定には，

直角水制

が必要となる。このためには，工法的研究が必要としている。

b） 水制の使用目的

水制の使用目的には

イ．水衝部に使う

これは，水流を河心に遠ざけ，水を刎ねるという精神を有する

ロ．土砂を沈殿堆積させ，寄洲を固定して乱さない

日本では，イ．の考え方が多いが，米国のミシシッピー川では主として後者のロ．の考え

方で水制に使用されているとしている。

橋本は，日本でも急流河川でもロ．の考え方に則り，

> 直接常水路を作るよりも，間接的に寄洲を乱れぬように固定し，常水路を固定することが工法的に無理がない

としている。

その根本は

> 緩流河川で可能なことは急流河川でも可能であり，その工法に程度の差があるのみ

ということである。

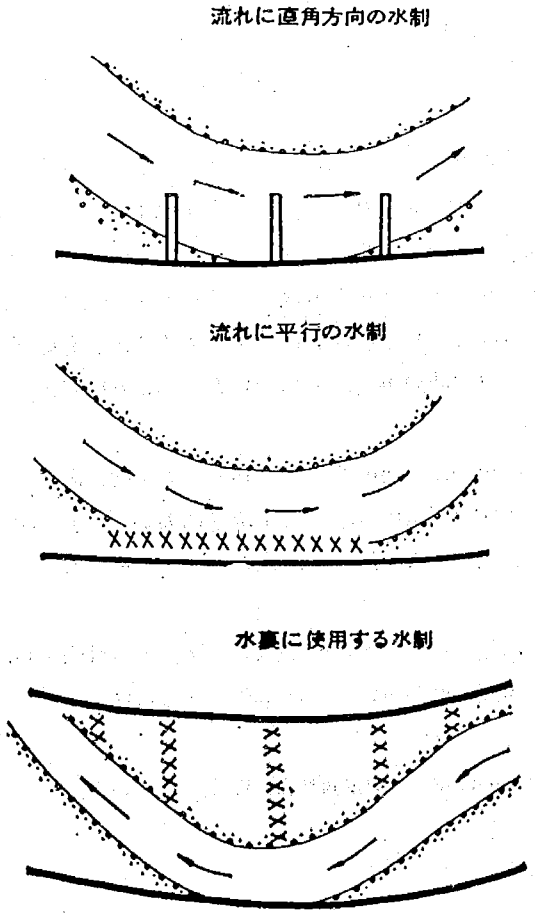


図２－６－42　水制の使用目的[30]

その理想形として図２－６--43のように，

> 水衝部には，水流と同方向の導流工をおき，他は横工と縦工を組み合わせ間接的に寄洲を固定するもの

であるが，実施に当たっては研究を要するとしている。

この後，筆者は北陸諸河川に対する知見及び処理方法を述べ，さらに筆者考案の根固工法の実例と利害損失，更にその緩流河川への応用を論じている。

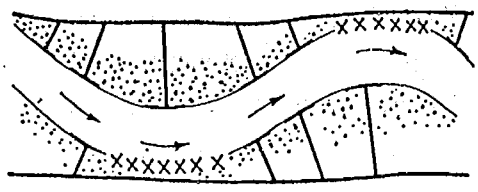


図２－６－43　理想の水路改造[34]

以上橋本の水制工の考え方を述べた。橋本の急流河川の常水路固定案は，急流荒廃河川の特性を無視したものと評価され，実際には維持不能であろう。できるとしたら上流山間部からの土砂供給がダム等で停止し，河床低下と伴にアーマ化された河床となった後のことである。

なお橋本の考え方にのっとって実際に実施された水制工種や水制工の配置については，第３章３－３黒部川の河道特性と水制で紹介論じることにする。

〔８〕 利根川上流部（前橋附近）に於ける護岸水制の特異性について――高野宗久――

高野宗久は，群馬県の土木部長として利根川上流（前橋附近）の河川工事を行い，そこでの実施した護岸水制工について論じている[35]（河川，昭和28年４月号）。

ここでは，まず工事対象区域の特性，すなわち河川概要，平面形状，縦横断形，川幅，蛇行と砂洲形状，深掘れ部の水深，過去の護岸水制の破壊状況，河岸の地質等の河道特性について検討分析を行い，本対象区域の治水対策として

① 洪水時の乱流による水衝部の変化と河積の増大を防ぐため将来は低水路を設ける。

② 護岸破壊はその殆んどが河床低下に伴う基礎洗掘によるので，根をこれに対して安全になる様強化する。

③ 洗掘及び河岸の欠壊は蛇行頂点で最も激しく，また蛇行曲率の大きい個所ほど甚しい。従って蛇行曲率を減じる。蛇行頂点上流側水裏部の流下しない寄洲は人工的に掘り取る。

④ 蛇行流路の変化は新しい水衝部ができる危険があるので，水制工の計画に当っては蛇行周期を変えないようにする。

としている。さらに工事量，工事期間と年間の出水状況から仮締切り工の方法等を検討し，護岸，水制としては

(a) 蛇行流路を修正して水衝部とならぬ様にする。

(b) 充分な根固め工に依り洗掘が護岸基礎まで及ばぬ様にする。

(c) 洗掘限界以上に十分な根入を行う。

の三方法を提示している。

上述の三つの目的にかなう工法として図２－６－44に示すコンクリートブロックを入れた木工沈床が有利であることを次のように述べている。

この付近の治水の根本は，蛇行流路の頂点に於て水制工を設置し，曲率を減少せしめることである。従来牛枠工，木工沈床，続枠工等の工法が使用されて来たが，牛枠工は透過度が大きい為出水転倒，部材の折損，流出等の為ほとんど原形を留めず，あるいは元付河岸側が欠壊し，返って悪結果を生む等失敗に終ったとしている。

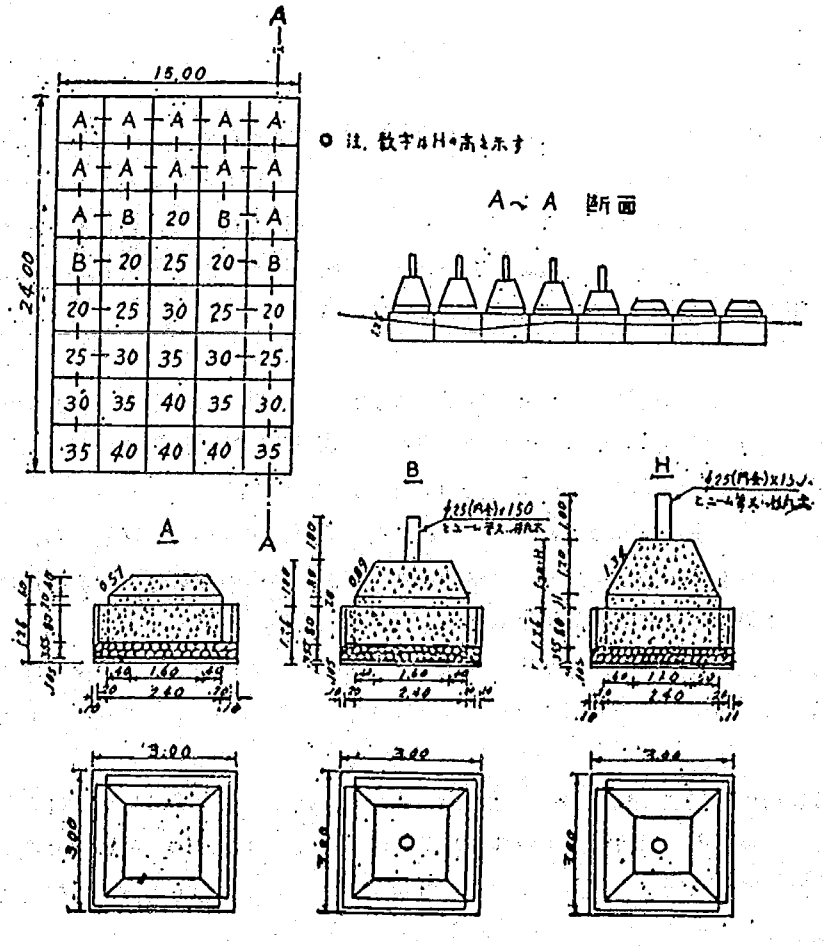


図２－６－44　水制構造図[35]

以上の様に本論文は，水制工を河道処理（河道計画と言っても良い）の中でどのように位置付けたかを示したものである。護岸・水制の設置を河道全体の問題としており，護岸・水制論の枠組みの拡がりを感じることができる。

2－7　昭和30年代から昭和40年代前半の水制技術

昭和30年代に入ると戦後の混乱期も終り，戦災復興，食料増産の事業も進み，新しい時代に入りつつあった。

河川技術の上では，水文統計学を導入した河川の流量計画の科学化・合理化，建設省土木研究所を中心とした河川水理模型実験の高度化，水理学的根拠に基づく河道設計法や河川構造物の設計をめざす研究の進歩があった。さらに戦後米国からもたらされた土木機械の導入や施工管理技術の高度化とあいまって土木工事の生産性の上昇があった。

水制技術について見れば，現場の実践例の経験を通した水制技術の改善という方向から，水制の機能の水理学的解釈を通じて科学的合理性のある水制設計論を目的意識的に求めるという研究が，建設省土木研究所河川部で秋草等[32]を中心に進められた。この研究は昭和32年より昭和36年まで，直轄技術研究会要望課題「護岸水制に関する研究」と共同して進められたものである。

建設省の「護岸水制に関する研究」が始まると同時に，大学の土木系の水工学者による水制の研究が始まり，その研究成果が，昭和30年代中ごろから昭和40年代の始めころまで土木学会の年次学術講演会等で発表されるようになった（表2－7－1参照）。これらの研究は，水制の機能を水理学的に解釈し，実験を行ってその解釈の妥当性を証明しようとするものである。研究方法論が，力学的・演繹的スタイルとなった。ここに水工学者の世界が生じ，一つの集団が（パラダイムを共有する集団）[47]が形作られたのが読みとれる。

これらの研究成果は，水制工自体が現場で設置されることが無くなってしまったため，実用化されることなく，水制工の水理学的研究は昭和40年前半以降は，ほとんど為されなくなった。

以下にこの時代の水制研究の集約とも言える，秋草等の「水制に関する研究」の内容を見てみよう。

〔1〕 水制に関する研究[32]——水理学的視点の導入——

本書は，昭和32年度より昭和36年に実施された直轄技術研究要望課題「護岸水制に関する研究」の一環として行われた成果及び建設省土木研究所での実験的・理論的研究を取り入れてまとめられたものである。

本書の特徴は，建設省で実施されてきた水制工の全国的な実態調査を行い，水制の構造を統計的に整理し，さらに水制工の水理的機能について実験的・理論的検討を加えたことである。さらに報告書作成者が現場の技術者で無く，土木研究所という研究を本業とする人達によって書かれたものであることである。従って論文の文体・構成も，それ以前の水制工に関する技術論文とは

表２－７－１　水制に関する研究論文年表

1	S. 34.	椿東一郎	水制の水理に関する実験的考察	年次学術講演会	第 14 回
2	S. 35.10	秋草　勲、吉川秀夫 坂上義次郎、芦田和男 土屋昭彦	水制に関する研究	土木研究所報告	107号の6
3	S. 35.	杉本修一	水制周囲の洗掘に関する一考察	年次学術講演会	第 15 回
4	S. 37.	粟津清蔵	水制工に関する研究（第一報）	〃	第 17 回
5	S. 35.11	中村一郎、安中敏夫	水制の効果について	建設省直轄工事技術研究報告	第 14 回 (B-3.11)
6	S. 37.	町田利武、内山　博 小川芳昭	クイ出し水制に関する研究	建設省直轄工事技術研究報告	第 16 回 (A-2.7)
7	S. 39.	粟津清蔵、宮田陞弘 近藤　勉	水制工に関する研究（第二報）	年次学術講演会	第 19 回
8	S. 41. 5	土屋昭彦、石崎勝義	突堤状構造物の洗掘	土木技術資料	8－5－6
9	S. 41.	〃	水制の洗掘	水理講演会講演集	第 10 回
10	S. 41.	粟津清蔵、近藤　勉	水制工に関する研究（第三報）	年次学術講演会	第 21 回
11	S. 42.	斉藤　陞、椿原一郎	水制の機能に関する研究	〃	第 22 回
12	S. 42.	粟津清蔵、近藤　勉	水制工（越流型）に関する研究	〃	第 22 回
13	S. 42.	細井正延、杉山錦雄 越村一雄	越流型水制に関する研究(I)	〃	第 22 回
14	S. 43.	細井正延、杉山錦雄 小沢克之	水制の水理の関する研究(II)	〃	第 23 回
15	S. 43.	椿東一郎、田原　誠 吉岡邦明	水制の機能に関する研究（第２報）	〃	第 23 回
16	S. 43.	土屋昭彦、石崎勝義 丸山幾男	水制の水はね機能について	〃	第 23 回
17	S. 44.	椿東一郎、田原　誠 長江元義	水制の機能について（移動床における河床変動）	〃	第 24 回
18	S. 44.	椿東一郎、田原　誠	彎曲部における水制の作用について	〃	第 24 回

□は発表当時現場技術者であった者

かなり異なった研究論文的スタイルになっている。ここにその後の河川及び河川技術の研究における技術の実践者と技術の調査研究者の分離分業化過程を見ることができる。

以下に本書の構成に従って，その内容を記すことにする。

(1) 水制の定義及び機能

「水制とは一般に河岸から突出した工作物」とし，現在ではその機能に対する考え方は古い時代と異なっているようだとし，その例として先ず真田秀吉を挙げ，

真田のいう水制とは，

「水流の方向を変更せしめ，またはその蔭に土砂の沈澱を誘致する目的のため設置される工作物」

であるとし，その構造の多くは「水刎」・「出し」の類であるとしている。

これに対し，秋草らは現在の主たる水制の機能として，次の4項目を挙げている。

① 水流に対する抵抗を増し，流速を減少させて岸の崩壊を防ぐ，又は護岸の負担を軽減する。

② 水刎を行い，岸を守る。

③ 水路幅を水制（規制の意か？）し，又は水流を河心に集中させて流路を固定する。

④ 導流を行う。

更に，水制工自体の働きは，

① 水流に対する抵抗を増して流速を減少させる（流速減少の働き）

② 水流に対して直接障害物となり，水流を刎ねて方向を転ぜしめて，防御すべき箇所に水流を激突させないようにする。（水刎の働き）

であり，これ以外にないとしている。

従って，本書以外で主として述べられていた

流路の固定

土砂沈澱の誘致

導流

等は全て，この水制の2つの働きを利用して目的を達するものであり，従来この点が非常に曖昧であったとしている。即ち，水制を設置する場合には，その目的と水制自体のもつ作用を明確にする必要があるとしている。

古来よりの「出し」・「棚」は，

杭工（「出し」）は，流速減少による川岸崩壊の防御

棚工は，縦工として直接的護岸，横工は水刎の働きを利用したもの

とまとめ，「刎」・「出し」の水制が発展したのは古来の堤防・護岸の材料及び工法の脆弱さをカバーするため，直接水流が堤防護岸に激突することを防ぐのを主眼としたためであると述べている。

近代に入ると建設機械の利用及び材料も進歩したため，堅固な護岸を持つ堤防は水流の激突による甚しい不安は無くなり，唯一堤脚・護岸根固の流失を防ぐことに苦心が払われ，現代の水制

は流速減少をねらった根固水制が多用されるようになり，急流河川では護岸前面の河床を洗掘から防ぐ程度に流速を減少させることができないため，

① 流速減少のための工法＋直接洗掘を防ぐ沈床工の併用か，

② 河床洗掘防護のための沈床類に流速減少効果を付加することが考案されており，それに「刎」を目的とした工作物が併用されている

としている。

目的による，水制の区別は表２－７－２のとおりである。

表２－７－２　目的別水制工の区別

目的（機能）	流速減少効果	水刎効果
高さ	低い	高い
構造	透過性 杭工主体の軽い構造	不透過性 土・石・コンクリート等の容量が大きい、重い構造
配置	数本又は数十本並置で全体としての作用	単独あるいは少数配置

(2) 水制に関する従来の研究の問題点と研究の方向性

本書では，これまで水制について書かれた論文を12編紹介しているが，理論的に取り扱うことが困難なため，概して過去の経験から工法の優劣を比較し論じたものが多いと述べている。

取り上げた論文の著者は，眞田秀吉，Winkel，山下栄，高野宗久，村田徳次，Inglis, Ahmad, W.E.S. (Waterways Experimental Station)，水野鉉三，椿東一郎，安藝皎一である。

これらの論文を通して水制研究の問題点を次のように指摘し，さらに水制研究の方向性を示している。

① 現場的研究と実験的な研究に分けられ，従来のものは表２－７－３のような問題を有している。

表２－７－３　水制研究の問題点

現場的研究	実験室内の研究
・ 水制そのものの研究ではない ・ 水制設置に関する研究が主（水制を利用していかに河川を有効に制御するか） ・ 水制そのものの働きを十分に究めた理論的設計が無く、不便が多く、誤った結果も散見される	・ 特殊なもの又は水制の局所的研究 ・ 水制全般としての水理学的機能について行われたものは皆無

② 水制の第一の目的は流速を減少させて河岸を保護することにあり，従ってどこまで流速を減少させれば良いかということに帰結する。即ち最小限度の流速を見い出すことが必要十分条件である。

設計流速が許容流速を超過する場合の措置には

- 人工的な護岸を施す
- 水制等で設計流速を限界値内に収める

があり，この両者の利点・欠点を表２－７－４のように整理している。

表２－７－４　工種別比較表

	護岸	水制
長所	直接的に河岸を被覆して侵食を防ぐので、目的を達し易い。	適当に設置されればよく目的を達成する。 附近に土砂の堆積を生することが多く、流速減少の効果が相乗的になる。
短所	河岸附近の流速減少の効果が少ない。ときとして増大させることもある。 上下流部の河岸侵食、護岸の根の洗掘が生じる(水制ではこのようなことはない)。	河岸保護としては間接的。 下流の水衝部の変更の恐れ。 水制周囲の洗掘

③ 護岸でも水制でも「粗度の考え方」が重要であるとし，以上を整理して

水制研究の問題は，水制の流速減少効果の把握を明らかにすることにあり，そのためには水制の水流に対する粗度の性状を明らかにすること が重要であるとしている。

更に，河岸防御として，どの程度の区間に水制を設置するかを決めるためには，粗度の異なる区間を流下する場合の水流の遷移区間の解明が必要であり，水制付近の洗掘・堆積の性質の解明も必要だとしている。

④ そのためには，現在施工されている水制が，過去の技術の集積であり，かつ各現場で各種問題点の解決が図られているとし，これを水理学的法則に基づいて整理することが問題点を明確にするものと考え，統計的な考察を加えている。

(3) 水制工法の統計的考察

① 統計的考察を加えるに至った要因

「従来の水制の設計は科学的普遍性を欠いており，材料・施工の技術上の進歩を有効に設計にとり入れるのは難しい。第一段階として科学的メスを加える為に，現在既設の水制の設計例について検討し，一応の設計法の概念を得ておくことは，現段階の設計指針として役立ち，理論的研究に有力な手掛かりを与えるものと思われる。」として統計的考察を加えることにしたとしている。

② 調査資料

調査資料は昭和33年度からの直轄技術研究会の資料であり，水制の設置年度は戦前のものも

あるが，大部分は戦後のものである。本論文では，統計的性質を判断する場合には，「明らかに成功していないと思われるものは資料より除いた」とあり，更にこの「成功していない」ものを，統計的な整理を行ったものと比較すれば「整理後の基準から大きくはずれていることが分かった。」としている。但し，どの資料を除いたかは不明である。

③ 工 種

工種としては

- 水制自体が透過水制のものが多い。
- コンクリート製品が取り入れられつつある。
- 杭出水制が最も多く使用されている。
- 杭の抵抗によるものと水制自体の自重により流水に抵抗するものとがある。

とし，緩流河川では，杭出水制が，急流河川では自重で抵抗するブロック水制・聖牛が多い，ブロック水制は，河床勾配の広い範囲にわたって分布（ブロックは任意の大きさのものが作れる）し，杭出水制は費用が安いとし，不透過構造は，土出水制のように水制高を高くして非越流とするか，ケレップ水制のように低くして抵抗を受けないようにするかのどちらかであるが，最近では次第に用いられなくなっているとしている。

表２－７－５　水制工種と河床勾配の関係[32]

工種＼河床勾配	1/50~1/100	1/100~1/200	1/200~1/500	1/500~1/1,000	1/1,000~1/5,000	1/5,000~	計
ブロック	5	2	4	6	1	0	18
聖牛	1	8	15	3	0	0	27
四角枠	0	4	3	0	0	0	7
三基枠	0	2	5	0	0	0	7
三角枠	0	3	2	0	0	0	5
ポスト	0	1	1	0	0	0	2
土出	0	1	15	2	2	0	20
棚牛，方形牛，蛇牛，川倉	0	0	4	3	1	0	8
木工沈床（含改良木床）	0	0	1	16	12	0	29
杭出	0	0	11	24	56	8	99
合掌枠	0	0	2	0	19	0	21
ケレップ	0	0	0	0	6	0	6
計	6	21	63	54	97	8	249

④ 水制角度

ⓐ 水制の流向に対する角度

水制突出角度の分布を表２－７－６のようにまとめている。表中の正の値は上向，負の値は下向，０は直角であることを示している。これより，以下のことが分かる。

- 直角に設置されたものが多い。
- 15° 程度上流に向けたものが多く，20° 以上のものは少ない。
- 根固水制では，洪水時水制上を越流するので，越流水が堤脚に激突することを避けるために下流向のものが避けられている。

表２－７－６　水制角度の分布[32]

角　度	根固水制	水刎水制	低水路維持水制	計
～ 0	0	2	3	5
0	123	1	2	126
1～ 5	11	1	10	22
6～10	16		8	24
11～15	32		2	34
16～20	8	1	2	11
21～25	0		1	1
26～30	4			4
30～	0		2	2
計	194	5	30	229

ⓑ　水流の強さと水制の角度

水流の強さと関係する要素として，河床勾配との関係をとったものが表２－７－７に示されている。これより以下のことが分かる。

・直角水制は河床勾配の広い範囲にわたっている。

・水制の上向角度が大きい程，緩流河川に使用される傾向。

表２－７－７　水制角度と河床勾配の関係[32]

水制角度(度) ＼ 河床勾配	1/50～1/100	1/100～1/500	1/500～1/1,000	1/1,000～1/5,000	1/5,000～	計
0	6	69	30	20	4	129
5		3	9	7		19
10		1	8	16		25
15		2		29		31
20		1		6		7
25			1			1
30		1		3		4

ⓐ，ⓑについては水制設置の対象とされる流量が不明であること，流量によって流向が変化することから，より詳細な現地調査が必要としている。

ⓒ　水制角度と透過度

透過度の表現は，構造図を基に透過及び越流の度合を判断して主観的に大・中・小と分類したとしている。

表２－７－８から，明瞭なことは不明であるが，透過度が少なく洪水時の塵芥が多いときは下向きは避けた方が良いとしている。結局は

具体的な設計は個々の場所の性格によって決定されるべきものであり，現地の深い洞察と豊富な経験が必要。

更に，

合理的に構造の配置を決定するためには，現地模型試験によるのが良い。

としている。

表２－７－８　水制角度と透過度の関係[32]

水制角度＼透過度	大	中	小	不
～０	2	0	1	6
0	82	25	13	20
5	13	2	5	1
10	10	9	4	1
15	15	8	8	1
20	3	1	2	2
25	1	0	0	0
30	2	1	0	1

⑤　水制本数

１連の水制の構成本数の分布を図２－７－１のように示し，１本単独で使用されるのは少なく，数本単位で施工されることが最も多いとしている。

また，このことは，数本の水制によって流水の速度を必要な程度まで遅くすることができることを示しているとしている。

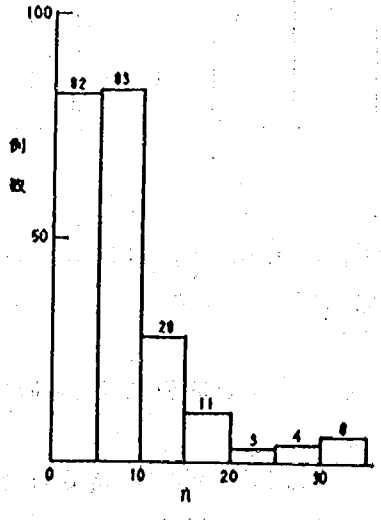


図２－７－１　水制本数（m）の分布[32]

⑥ 水制高

ⓐ 水深と水制高

水制の対象流量が不明であり，基礎となる水深の取り方が不明確であるとしているが，計画高水位の場合の水深(H)と，水制の河床上の高さ（h_g）との比で出現頻度を整理している。

- 根固水制ではh_g/Hは0.1～0.4の範囲に大半を占める。
- 0.2～0.3の範囲が最も多い。
- $h_g/H<1.0$であるため大洪水時は越流するため，透過度をよく考えるとか，洗掘防止工法を考える必要があるとしている。

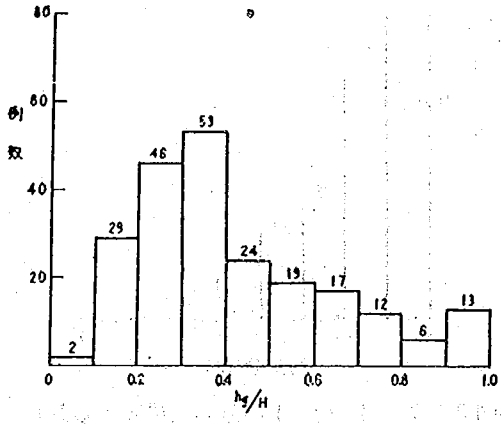


図２－７－２　水制高（hg）と水深の関係[32]

ⓑ 相対的水制高と河床勾配

緩流河川ほどh_g/Hの値は小さく，急流河川ほど大きい。

急流河川では水制高の高いもの，緩流河川では比較的低い水制が設けられているとしている。

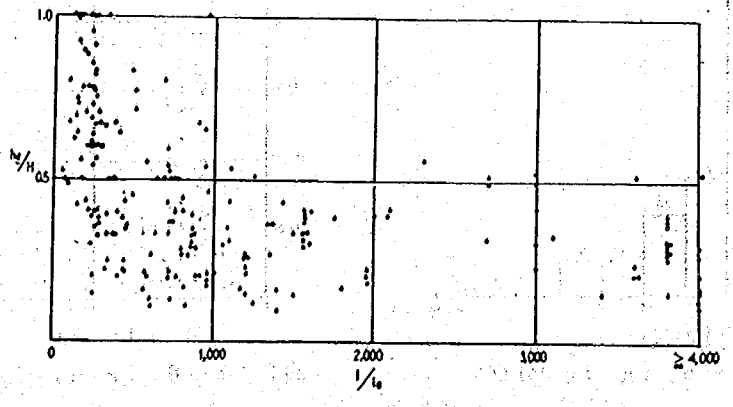


図２－７－３　hg／Hと河床勾配（i_o）との関係[32]

⑦ 水制長

ⓐ 水制長（ℓ_g）と川幅(B)

河幅に対する水制長の比を見ると，

- 水制長は河幅の10%以下が多い。
- 水制長が河幅の25%以上のものは非常に少ない。余りに長いものは維持が困難であるからであろうとしている。

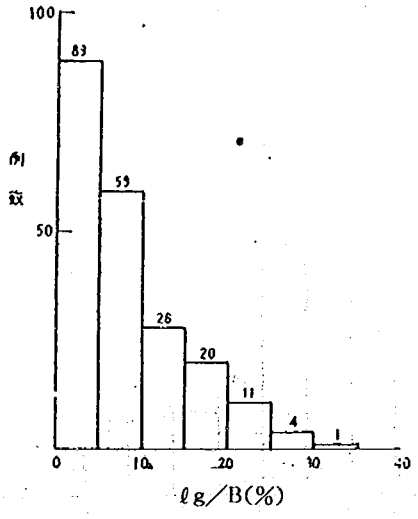


図２－７－４ ℓg／Bの分布（根固め水制）[32]

ⓑ 水制長（ℓ_g）と水制間隔（L_g）

- 190例の平均的 L_g/ℓ_g は3.0

L_g/ℓ_g が１以下，７以上のものは殆どない。

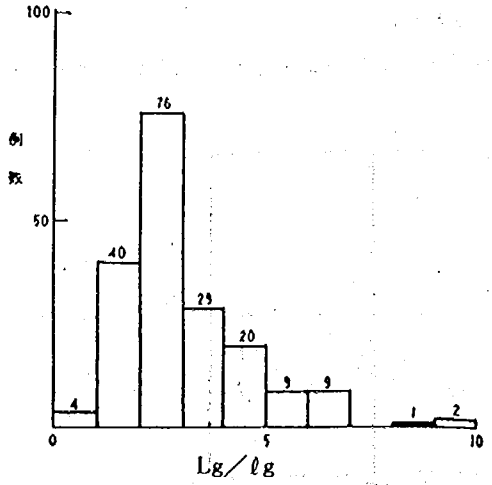


図２－７－５ Lg／ℓgの分布[32]

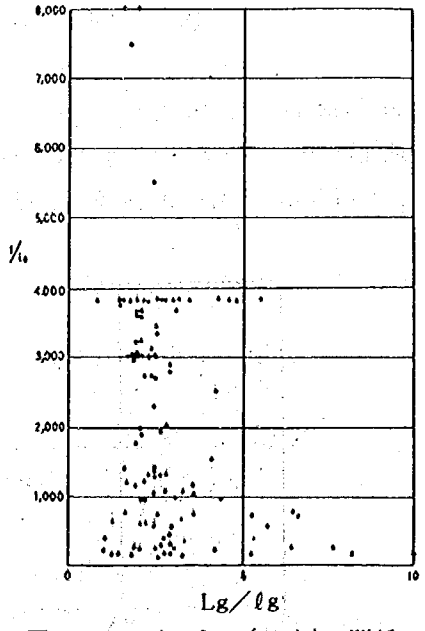


図２－７－６ Lg／ℓgとi₀の関係

・緩流河川では $2 \leqq L_s/\ell_s \leqq 3$

・急流河川では L_s/ℓ_s が相当の範囲に拡散している。

富永は利根川で整理した結果をもとに，L_s と ℓ_s の関係をある範囲をもって定量的に算出したが，本資料は全国的な河川を一括して整理したため定量的に把握はできないとしている。

但し，

> 非越流水制及び h_s/H の値が比較的大きい場合には，水制間隔は水制長によって決められ，
>
> h_s/H の値が小さい場合には，水制は粗度として作用すると考えられ，水制間隔は水制高によって決定されると思われる。

としているが，実際の L_s/ℓ_s と h_s/H の整理結果はこのようなものとはなっていない為，水制を設定する対象洪水が各河川で異なるためだろうとしている。

ⓒ 水制高（h_s）と水制間隔（L_s）

「現在使われている水制の大部分は水制の中，あるいは上を流水が流れるものであり，河流に対しては粗度としての作用が考えられる。従来の研究でも L_s/h_s が重要な意味をもつことは明らかである。」としている。

・Lg／hg は10～30の範囲に多い。

・Lg／hg と湾曲の関係は無関係。

・Lg／hg と透過度の関係は透過度の大きいものは比較的密に，不透過のものは粗に設置。

としている。

表２－７－９　水制間隔（Lg）と水制高（hg）との関係[32]

Lg/h_g	根固水制の例数	水制水制の例数	低水路維持水制の例数	湾曲度との関係（根固）				透過度との関係（根固）			
				凹	やや凹	直	凸	大	中	小	不
0 ～ 10	37			2	4	1	2	25	10	5	3
10 ～ 20	54		3	15	6	7	1	32	10	16	2
20 ～ 30	36	2	1	11	4	3	2	8	12	3	5
30 ～ 40	17		2	4	1	1		9	4	1	3
40 ～ 50	6		1	2	1			6	0	1	1
50 ～ 60	12			2				8	1		1
60 ～ 70	6							4	1		
70 ～	3	2	1		1			1	1		
計	171	4	8	36	17	12	5	93	39	25	15

⑧ 水制施工勾配(I)

水制の河心と河岸を結ぶ勾配（河心の方が低く，河岸の方が高い）を施工勾配と呼んでいる。これを整理した結果が表２－７－10である。

・施工勾配は 1/10～1/50 のものが多い。

表２－７－10　水制施行勾配（i）の分布[32]

i	例　数
>1/10	3
1/10～1/50	44
1/50～1/100	28
1/100～1/500	11
1/500～1/1,000	3
1/1,000～1/5,000	2
0	43
計	134

・急流河川ではｉが大きく，緩流河川では水平に設置される。

水制の維持上，急流では水平に設置することは不可能であるとしている。

以上，水制工法の統計的考察の概要を示した。この成果を見ると，水制工の機能評価項目（例えば土砂の堆積程度，水制工の破損程度）が統計的考察の対象となっておらず，水制の形状，配置が分析の対象となったため，新たに水制工の設計論のヒントとなったものは少ない。設置された水制は，その水制が設置された時点での水制設計論に従って設計，設置されたものであり，その時代の水制の配置，形状の考え方を反映している。従って統計的分析を通して得られた結果は，前時代の水制の考え方を忠実に示すものとみなすことができる。

人間の意思的行為によって作られた工作物の統計的考察に当っては上述のことに注意が必要である。秋草等も統計的分析によって示された関係性を力学的に解釈批判するという立場を取っており十分な配慮がうかがえる。

(4)　水制機能の理論的考察

ここでは，

①　水制域の理論

②　透過水制の流速減少効果に関する理論

③　水制効果の遷移領域の理論

の３項目についてまとめている。ここでは，その概要を述べる。

①　水制域の理論

水制の主要機能として，

・水刎

・流速減少

が挙げられる。

このうち，水刎とは比較的水制高の高い水制により，流れの方向を変え，直接水制背後の領域を流水の作用から護ることである。この水制背後の流水の作用から護られた領域を水制域といっている。一般には死水域である。

ⓐ　直角水制の水制域

本書の著者のうち，吉川・芦田らが土木研究所で行った不透過非越流型の水制に対する成果を述べている。本論文は流れをポテンシャル流と噴流の組合わせと捕え，それを実験で確かめたものであり，成果を11項目に整理している。

このうち，定量的な成果を以下に記す。

イ．水制域は実測の範囲では水制長の14.5倍位

ロ．噴出角は水制長の5.5倍から14.5倍まではα 11° 10′ からα 17° まで直線的に増加する。

ハ．水制域以外の地点の最高流速は，実験によれば水制を設けない場合の流速の1.8倍に達する。

更に，Navier-Stokes の慣性項を除いた数値積分の結果を整理している。

ⓑ 斜水制の水制域

実現象では，湾曲等のために流れは水制に斜めに当たることになる。従って実際にはⓐに比べて水制域は小さいものと考えられる。このため，著者らはⓐと同様に水制と水流が任意の角度をなす場合についての理論を構築するものとし，2次元ポテンシャル流（等角写像）と噴流理論で解を求めている。

ⓒ 水制域の計算例

この結果は図2－7－9に示したとおりである。

実用的には十分であろうとまとめている。ここでθ_0は流れと水制のなす角度である。

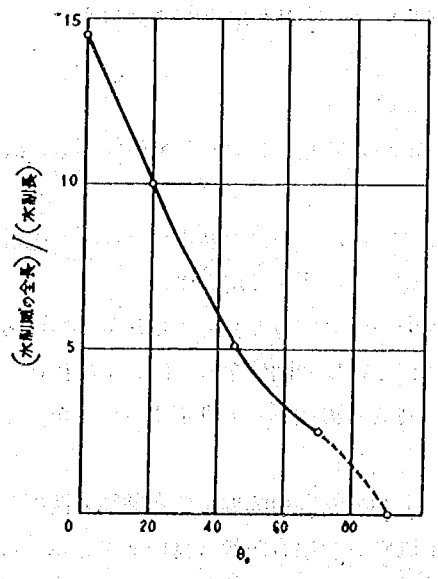


図2－7－9 θ_0と水制域の全長／水制長[32]

② 透過水制の流速減少効果に関する理論

水制の2大機能のうち，流速減少効果について解析したものである。この前提条件として，

護岸又は河岸に対して，河岸等の状態・水流の曲率に応じて安全に流過させ得る限界流速がある

とし，限界流速以上では護岸の強化もしくは水制位置により流速を限界内に処理する必要があるものとしている。

この場合，水制の高さにより

ⓐ　水制の高さが水深よりも小さい場合

ⓑ　水制の高さが水深よりも大きい場合

に分け，

ⓐに対しては相当粗度の理論

ⓑに対しては円柱に対する抗力係数の理論

の適用が適当であるとして，水制が設置された場合の流速の評価法を示している。

また，これらの理論は無限境界における一様な場での理論の適応であり，水制の作用の遷移領域についても流速減少の分布の理論解を横断方向に水位が一様と仮定して求めている。

以上，水刎水制の水制域と水制の粗度効果を理論的に評価し得るようにしたこと，従来経験的に知られていたものを量的に評価し得るようにしたことは，水制の設計論に新しい視点をあたえた。

(5)　水制に関する実験

水制の水理機能に関する実験を行い，それを解析的に解釈することによって以下のような結論を得ている。

①　水制群の遷移領域に関する実験

横断方向に水位が一様の仮定が成立し，流速の減少の仕方も理論値とほぼ一致する。

②　水制の流速減少効果

桟型水制の場合は，河床として水制の中央の高さをとれば，実験から得られた水制の高さ・間隔と粗度との関係を用いることで流速を算定し得る。

円柱型水制の場合は，対数則が成立するとして得られた平均流速と抗力係数との関係と，実験より求められた抗力係数と相当粗度の関係をもとに，平均流速を仮定して収束計算を行い，一致した場合の平均流速を水制域の流速として算定することができる。

③　水制周囲の洗掘と堆積

移動床による実験の結果，水制先端部の洗掘及び水制間の洗掘・堆積の定性的説明とその水理学的考察を行い，水制が上流向きの場合が最も良い結果を示すことを明らかにし，従来経験的に云われていた水制を上向きにすることの妥当性を裏付ける結果を得たとしている。このときの定性的性質を抜粋して以下に示す。

ⓐ　水制先端部の洗掘

イ．水制群の水制高が高くなれば，洗掘深は増大する。

ロ．水制群の上流端の水制の先端部の洗掘は水制間隔の影響はあまり受けない。

ハ．水制群の平均先端洗掘深は間隔が大きくなるほど増大するが，上向き水制の場合には逆に減少する。

ニ．上流端水制の先端の最大洗掘深は水制角度によってあまり影響をうけないが，上向水制の場合が一般に少ない。

ホ．上流端水制の先端の最大洗掘深は流量が増すほど減少する傾向にある。

ヘ．一様区間については，流量が多いほど洗掘深が大きくなる。

ト．最上流端水制の先端最大洗掘深は $(D_s+h)/h \fallingdotseq 1.8$ として求めることができる。

ⓑ 水制間の洗掘，堆積

イ．水制角度が直角および下向きの場合は遷移区間の始めは河床低下が著しく，それが次第に減少して次の区間は河床上昇し，それから再び河床は低下するが，それ以後はあまり大きな変化はなく，ほぼ平衡する。これに反し，上向水制の場合は，最初の区間においても河床低下は非常に少なく，二番目の区間では著しい堆積を示し，以後その量は次第に減少する。

ロ．水制間の河床変動に対しては，間隔の影響はあまり大きくない。

ハ．水制の高さを高くすると流速の減少には効果があるが，水制前面の洗掘を増大し，水制間の河床低下が大きくなる。

(6) 水制設計に際して考慮すべき事項

以上の検討結果より，さすが先人の苦労の集積だけあって従来の水制設計論に特に改める点はないが，さらに深く考慮を要する点について以下のように述べている。

① 水制群の遷移流域に対する考え方

減速を目的とする水制は単独ではなく一群によって総合的に効果を発揮するものであり，所定の減速効果を示す区間と水制上流端の間には遷移領域が存在する。

これについては，従来より水制群の上流部分は水衝りが特に強いという表現で認識されている。(但し，実際の施工上，この考慮の払われているものは皆無である。)

この遷移領域内では，水制域内の流量が域外へ流出することが多く，減速効果が完全には発現しない。これだけを考えれば水刎の効果ということになる。従って，水刎の機能を重視すれば構造を堅固に不透過とすれば良い。

この遷移領域内では，流速が大，水制域から域外への流出による洗掘が甚だしいことから，水制の高さ・間隔を加減し，沈床工等の対策を工夫する。

② 水刎と減速

水制の機能は水刎と減速であり，水制の計画にあたっては両者の区別を明確にし，その上で工法等を理論的に工夫する。

③ 設計水位

水制の効果は水位によって甚だしく左右される。その水制が最も有効な働きをすることを維

持する水位を明確にする要がある。

④　水制の高さと間隔

根固水制のような一連の水制群の減速効果は桟粗度としての相当粗度として捉えることができる。即ち，水制群の効果は高さと間隔との相関によって決まることになると説明している。この間隔が水制の高さの10倍程度のとき，最も高い減速効果が発揮されるとし，従来の水制間隔は水制長の２～３倍というのは減速効果には結びつかず，水制の間隔は水制の高さから定まる。

⑤　水制の高さ

水制の高さを決める一定の標準は無いようであるとし，根固水制及び低水路固定のための水制では低水路から 0.6～0.9m くらいというのが多いが，これは水理学的に意味があるというのではなく，木杭の腐朽の関点から出たものだろうとし，

桟型水制では水制の周辺の洗掘を激増させないために水制高は低くし，間隔をそれだけ狭く設置する。低くしても間隔との相関を保てば必要な減速効果は得られるとしている。

柱状型水制では，計画水位より高くするのは意味がない。水位が次第に増すに従い効果を発揮し，それは水制が没しても続く。いたずらに水制高を高くするよりも，数を増した方が良い。

⑥　水制の土砂堆積の効果

水制自体として，水制域外から水制域内に土砂を誘致する機能はない。水制は逆に，水制域内及び周辺に洗掘の現象を起こすものである。ただ水流によって流送され，または浮遊土砂が多い場合に限り，流速減少の結果として水制域内に土砂を堆積させる。

⑦　水制の角度

水制は上流に向かって15°程度といわれているが，実験によれば，水理学的には上向水制の著しい有効さは認められなかったが，洗掘の少ない点では直角又は下向水制に比して著しい相違を示した。実験では上向の角度は10°である。

以上秋草等による研究成果の概要について述べた。他のこの時期の水制に関する論文を含めて，この時期の水制工の研究の方向を見ると次のように言える。

水制工の機能，設計論を普遍的な科学的合理性を持った根拠を土台として組立てようとした。そのため水制に関する調査が，個別具体的なものから，水制を一度抽象化し，抽象化された水制の機能から個別具体的な水制設計論へつなげようとした。

この方向は技術の発展と言う意味で必然の方向であったと言えるが，抽象化された水制の機能評価の過程で共通項から離れるものが捨てられてしまい，具体的な設計論へ十分に展開し得なかった。特にこの時期の水制の研究を担った人達が専門的な水理研究者であり，現場で実際に水制を設計，施工した河川技術者で無いこともあって水制の構造論については，ほとんど触れられていない。

2－8　昭和30年代後半から昭和40年代の河岸処理における水制工の位置

敗戦で打ちのめされた日本が，ようやく戦後の混乱期を脱却し，日本経済が新たな段階に入ったのは昭和35年前後である。その後10年間の国民総生産は，毎年６～14%の実質経済成長し，予算増に伴なう公共事業も活発に行われた。

このプロセスにおいて都市に人口と資産が高密度に集中し，一方では農山村の過疎化を生じ，河川流域の土地利用，産業構造，交通形態，物質循環形態を大きく変え，またこれは人びとの地域意識や生活意識に変化をもたらした。

河川工事においても事業量の増大に伴なって，直営工事が終焉し，民間への完全受諸化となり，土工の機械化が進んだ。

河川行政においても，高度経済成長に伴なう水資源開発の重要性もあり，昭和36年（1961）水資源開発促進法，昭和39年の新河川法が制定され，新しい時代の法整備が進んだ。

このような状況は河川技術に新しいインパクトをあたえることとなった。一つは事業量の増大に対応するために，技術の統制化・マニュアル化の要請が強くなり，技術の標準化が求められたことである。

昭和32年（1957）河川砂防技術基準（案）が建設省で策定された。また河川法第13条“河川管理施設等の構造の基準”に基づく「河川管理施設等構造造令」の検討が為され，その最終案の解説が昭和48年　解説・河川管理施設等構造令（案）が縄田照美によって書かれ，出版された。構造令そのものは，昭和51年７月にようやく制定され，同年10月より施行された。この構造令の解説は，昭和53年　河川管理施設等構造令研究会編　解説・河川管理施設等構造令として山海堂から出版された。この構造令の検討と同時期に，建設省河川砂防技術基準(案)調査編・計画編が昭和51年に出版された。

これらの基準における水制の記述を見ると昭和32年　河川砂防技術基準(案)では保留とされ記述が無く，縄田の解説・河川管理施設等構造令(案)においても護岸の記述はあるが水制工については記述が無い。

昭和51年（1976）制定の構造令では，第26条に“流水の作用から堤防を保護するため，流水の方向を規制し，又は水勢を緩和する必要がある場合においては，適当な箇所に水制を設けるものとする”としている。昭和53年の解説・河川管理施設等構造令においては，水制に関して２頁の解説を付しているが，“中小河川においては，一般的に河積を阻害し，新たな水衝部を作る等むしろ支障が多いので，最近ではほとんど使用されない。”“中小河川においては，護岸を強固にし，必要な場合は根固め工を設けて対処するのが一般である。”“水制は，長さが短い場合であってもその構造（間隔を含む）によっては，その影響が対岸又は上下流に及ぶことがあるので，設置に当たっては，その影響について必要に応じ模型実験等を行うなど十分な検討を行う必要がある”としており，水制工についてポジティブな記述となっていない。

昭和51年の建設省河川砂防技術基準(案)計画編では，第９章河川並び河川構造物計画第９節水制

工で２頁の記述があるが，内容は一般的な記述にとどまっている。

秋草等による“水制の研究”の報告が昭和36年になされたにもかかわらず，この時代は水制技術の発展が見られなくなるのみならず，砂河川では水制工そのものが現地河川で実施されなくなる。利根川について見ると昭和30年代後半以降は補修又は災害による手当を行っているだけである。

図２－８－１は利根川下流部における水衝部対策工の工種の変遷を示したものである。水制工は昭和30年代後半から減少し，昭和45年以降は施工されていない。水制工が減少するに伴ない，異形ブロックを用いた根固め工が施工されるようになった。

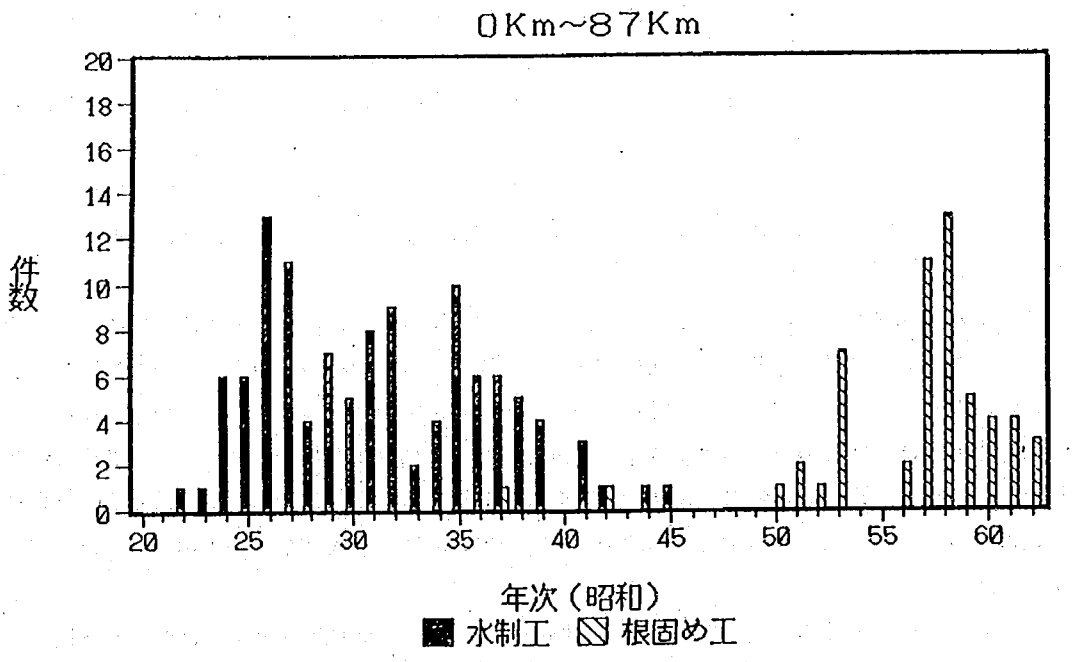


図２－８－１　利根川下流部における水衝部対策工の変遷

これは何も利根川だけで無く，全国的な傾向であり，河岸処理工法として水制工の終焉時代といえる。水制工の設置等を行う場合でもコンクリート異形ブロックを敷設する工法が採られている。

水制工が使われなくなり，護岸根固め工が主流を占めるようになった理由として次のようなことが考えられる。

① 粗朶材料の入手難。

② 手作業を多く含む施工法のため，このような作業に慣れた作業員の確保が，農業労働形態の変化もあって難しくなったこと。

③ 土木工事における重機の役割が増大し，細かい手作業を含む工種が好まれなくなったこと。

④ 護岸根固めに異形コンクリートブロックが使用されるようになり，河岸の局所洗掘対策が容

易に確実に行われるようになったこと，また施工が容易であること。

⑤ 矢板工法が取り入れられるようになったこと。

⑥ 水制工に比較して護岸根固め工法の方が効果が目に見えること。

砂利河川について見ると，中間地河道やそれほど急流で無い扇状地河川（I_b<1/200）では，砂河川同様に河岸処理方式としては，護岸と異型コンクリートブロックを用いた護岸根固め工が主流となる。水衝部では水制的な根固め水制を設置した所もあるが，これも護岸の前面に根固めを設置し，それに加えて短い異型ブロックを用いた水制を付加するというものである。

但し黒部川のような急流扇状地河川では，昭和20～30年代に開発されたピストル水制，ポスト水制を継続的に50年代まで設置している。過去の被災事例等から護岸・根固めだけによる河岸処理工法に不安があり，巨大水制によって，二重の防御ラインを作るという思想をそのまま踏襲したものである。

この時代に水制工法の発展が見られなくなった要因は，前述したように護岸根固め工が土木機械の使用や大型の異型コンクリートブロックが使用され確実なものになり，水制工に取って変わったのが原因であるが，直営工事の終焉とともに官庁河川技術者の役割の変化が生じ，現場河川の特性を十分に把握して水制を設置することができる河川技術者が育たなくなったことも原因であろう。

この時代は土木建設技術の高度化，発展期であり，水工学者の増大期であり水理学的知識の増大期であったが，河川そのものに対する認識あるいは河川処理技術思想の発展という意味では大きな変化のなかった時代と言える。

2－9 昭和50年代以降の水制技術

昭和30年～40年代の高度経済成長は，技術革新を伴なう生産性の向上と活発な投資にささえられ，国民所得の増大をもたらしたが，一方でこのような激変は，40年代から50年代にかけて都市問題，交通問題，公害問題として社会問題化した。

これらの問題は経済生長第一主義の時代潮流を生活防衛，環境重視の方向へと変化させた。さらに昭和48年（1973）秋のオイルショックは，経済活動の停滞をもたらし，社会経済は安定生長期に入り，人々の求める価値も心の潤い，精神的な豊かさの増大の方へ移行していった。昭和52年（1977）閣議決定された第三次全国総合開発では，「それぞれの地域において，自然的，社会的，歴史的条件に沿って，居住環境を総合的，計画的に整備する必要性」が謳われた。

このように社会意識の潮流の変化は，河川行政や河川の各種機能の役割の変化をもたらした。昭和56年（1981）12月，河川審議会から「河川環境管理の在り方について」の答申が出され，水と緑に恵まれた河川環境の良好かつ適切な管理を図ることが強く打ち出され，河川環境は，治水，利水機能と並んで三本の柱として位置付けられるようになった。

河川自身について見れば，昭和30年～40年代の経済の高度成長に伴なって河川砂利の大量採取

が行われるようになったため，河床低下によって橋梁，護岸等の基礎の浮き上がり，取水困難，河道の不安定等の障害が生じるようになった。これに対しては河川管理上の支障のない範囲で計画的に採取を許可する方針が取られた。すなわち，流量改訂による計画流量の増大に対処するために，流下断面の拡大の計画がなされた河川ではこの計画に沿って河床掘削がなされた。さらに河川管理上支障が生じないよう砂利採取業者が対策工事を行うことを前提に砂利採取を許可する「特定採取制度」が昭和49年に設けられた。

このような河床掘削による河状の変化は，既設護岸・水制の再建設及び根継ぎが必要とされる一方，コンクリート製の治水機能重視の護岸根固めに対する環境面，景観面からの批判も強くなり，河岸処理の新しいあり方が問われるようになった。

このような状況の中で環境にやさしい，景観的にも優れを水制工の見なおしの試みが試験的になされるようになった。

例えば広島市内太田川では河川周囲との景観とマッチした河岸処理がなされ，写真２－９－１に示すように練石張の横工水制が設置され，また矢作川では，そだ単床根固め，抗出し水制，柳枝工等の伝統工法の復活も試みられた[38]。

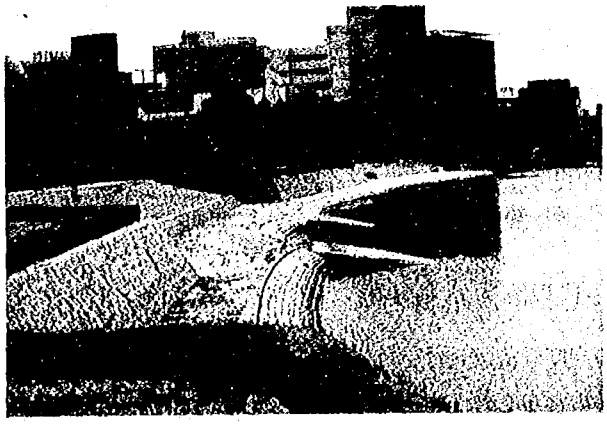


写真２－９－１　太田川広島市練石張水制，写真提供　太田川工事事務所

最近では自然豊かな川づくりが目標となり近(多)自然型河川工法として水制工の見なおしの動き[42]も見えるようになった。

しかしながら，環境機能や景観機能を重視するあまり，河道特性に合わない護岸水制や治水面に配慮が足りない護岸水制も現れるようになり単一機能主義の悪弊も形を変えてまま見られるようになった。

また扇状地河川では，以前は洪水時堤防間一杯に流れ，高水敷のほとんどなかった河道が，河床低下，供給土砂量の減少，ダム貯水地の築造による洪水ピーク流量の低下によって，一部植生が生えた高水敷化した部分が生じ，この高水敷化された部分を，堤防堤脚保護対策として積極的に位置付け，かつこの高水敷化された空間を利用するため，この高水敷化された部分を保全する

複断面化計画も企画されるようになり，新たな河岸線の保護保全対策をどう考えるべきかが問われるようになってきている。

この間水制の研究面では，水制の水理機能に関する研究が，大学の水理学者の手で行われている。今本等（1974）による不透過水制の抵抗特性に関する研究[33]，岩佐等（1975）による枠型透過水制の水理機能に関する研究である。これらは秋草等の研究と同様に水制の水理機能を実験的，水理学的に明らかにしようとしたものであるが，実践面から離れた所で行われたこともあって研究成果は生かされていない。

水制の実態面の調査については，根岸（1977）による利根川に設置された水制の現地実態調査[36][37]，梅本等（1981）による那賀川水制の設置効果とその影響に関する調査[41]がなされている。

また建設省土木研究所（1985，1988）では，実際の河川の河岸保護対策として，水制を取りあげ，移動床模型実験を行って，その配置や形状を検討している。一つは，渡良瀬川岩井地区の湾曲部外岸側の河岸防御に水制工を配置したものである。ここでは，水制を適切に設置することによって湾曲による局所洗掘深を軽減すると同時に，水制を河岸防御の第1防御ラインとし，護岸及び堤防の安全度を強化するものとしている[43]。二つは信濃川小千谷，越路地区の河岸処理として水制を取りあげたものである[44][45]。ここでは水制によって洪水流の流れを制御し，かつ土砂の堆積位置を変え，河道横断形状をより良い形にするとし，水制を河道横断形状制御工作物と位置付けている。

この二つの事例は，河川移動床模型実験を通して水制工の配置・形状を定めており，検討手法が高度化し，水制の効果の判定がより精度良く確実になったという意味（検討手法の高度化）で進歩であるが，水制工論としては，従来の延長線上にあるものである。

新しい時代状況に応じた，また河川の変貌に応じた護岸・水制論が強く求められている。

参考文献

1) 日本学術振興会，1956；明治前日本土木史．
2) 眞田秀吉，1932；日本水制工論，岩波書店．
3) 安藝皎一校注，1972；御本丸様書上，近代科学思想上，日本思想大系，岩波書店，pp.314～318.
4) 木曽川上流工事事務所，1969；木曽三川の治水史を語る．
5) 建設省北陸地方建設局，1979；信濃川百年史．
6) 長谷川善衛校閲，秋田十七郎義一編，1837；算法地方大成，江戸書林，ここでは，村上真，荒川秀俊校訂の復刻版（近藤出版社，日本史料選書⑫，1986）によった．
7) 佐藤信有，1876；隄防溝洫志，名山閣。河川開発調査会　日本の川第14，17，19号に復刻版がある．
8) 武井篤，1961；わが国における治水の技術と制度に関する研究，京都大学学位請求論文．
9) 西川喬，1969；治水長期計画の歴史，㈶水利科学研究所．

10) 船道論，1873；治水総論，訳，殿川碇．
11) 地域開発研究所，1987；デレーケとその業績，建設省中部地方建設局木曽川下流工事事務所，pp.136～140.
12) 内務省土木局，1919；木曽川改修工事．
13) 天龍川史料刊行会，1936；天竜川水防史，pp.67～68.
14) 松浦茂樹，山本晃一，1982；近代黎明期における河川改修計画についての一考察，第2回日本土木史研究発表会，pp.143～153.
16) 長崎敏音，1912；河工学，東京大倉書店．
17) 岡崎文吉，1915；治水，九善書店．
18) 君島八郎，1921；河海工学，九善書店．
19) 井口昌平，1989；粗朶沈床やケレップなどの伝来について，第10回伝統工法研究会．
20) 立神弘洋，1937；護岸水制，河川講演会講演集，土木協会．
21) 物部長穂，1933；水理学，岩波書店．
22) 富永正義，1939；護岸水制，第2回，第3回河川講演会講演集，土木協会．
23) 水野鉉三，1939；河川常識，土木昭和14年1月号．
24) 安藝皎一，1944；河相論，常磐書房．
25) 鷲尾盤龍，1946；護岸と水制工事，利根川上流工事事務所昭和28年発行．
26) 富永正義，1942；河川，岩波書店．
27) 福田次吉，1933；河川工学，常磐書房．
28) 安藝皎一，1939；捷水路の効果について，土木学会誌第25巻12号，pp.1547～1563.
29) 安藝皎一，1941；河相論　主として河相と河川工法との関連性に就いての研究（其の二），土木学会誌第27巻11号，pp.1029～1064.
30) 安藝皎一，1942；河相論　主として河相と河川工法との関連性に就いての研究（其の三），土木学会誌第28巻3号，pp.235～259.
31) 鷲尾盤龍，安藝皎一，1942；討議；河相論　主として河相と河川工法との関連性に就いての研究（其の四），土木学会誌第28巻10号，pp.942～950.
32) 秋草勲，吉川秀夫，坂上義次郎，芦田和男，土屋昭彦，1960；水制に関する研究，土木研究所報告第107号の6．
33) 橋本規明，1949；北陸急流河川の工法について，第3回建設省直轄技術研究会報告書．
34) 橋本規明，1953；急流荒廃河川の処理とその工法について，中部地方建設局．
35) 高野宗久，1933；利根川上流部（前橋附近）に於ける護岸水制工の特異性について，河川昭和28年4月号，pp.9～21.
36) 根岸俊之，1977；利根川における水制工の研究，新潟大学工学部土木工学科卒業論文．
37) 岡本芳美，根岸俊之，1977；利根川本川中流部の水制工の研究，第32回土木学会年次講演会，pp.550～551.

38) 角田直行，川口強，沢田忠士，1976；親水機能護岸について，第25回中部地方建設局技術発表会．
39) 今本博健，池野秀嗣，1974；水制の水理機能に関する研究(1)，京大防災研究所年報第17号B，pp.681～699.
40) 岩佐義郎，今本博健，名合宏之，1975；枠型透過水制の水理機能について，京大防災研究所年報第18号B，pp.637～655.
41) 栂本良平，川田通，中嶋章雅，1981；水制設置の効果と影響について，第25回水理講演会論文集，pp.539～545.
42) Nikkei Construction, 1991；「伝統工芸」でアユ住みよく，3月22日号，pp.20～25.
43) 橋本宏，高橋晃，坂野章，加賀谷均，1985；渡良瀬川岩井地区模型実験報告書，土木研究所資料第2201号．
44) 福岡捷二，高橋晃，森田克史，1988；信濃川小千谷・越路地区河道計画模型実験報告書，土木研究所資料第2610号．
45) 福岡捷二，高橋晃，渡辺明英，1988；水制工の配置と洗掘防止効果に関する研究，土木研究所資料第2640号．
46) 内務省土木局，1881；土木工要録付録．
47) Kukn, S. T., 1962; The Structure of scientific revolution, The University of Chicago.
科学革命の構造，みすず書房　中山茂次，1971.
48) 金子大三郎，1941；急流河川護岸水制工に就て，土木 vol. 63.

第3章　水制工の実態とその評価

3－1　本章の課題

前章において，主に技術文献を通して，水制工の構造，設計思想の変遷とそれをもたらした要因や原因について眺め，水制工の今後のあり方を考える準備を行った。

しかし，文献調査のみでは，水制工の機能や効用及び洪水に対する耐久力について見誤まる可能性もあり，実際に河川に設置された水制がどのような効用を発揮し，河道にどのような変化をあたえたのか，逆に水制工が洪水及び河道の変化に対して，どの程度の変形，破壊を受けたのかについて実態調査を行って実証的に検討する必要があると思われる。

そこで，水制工が数多く設置された利根川，黒部川を取り上げて，水制工の現状と水制工の効用について実態調査することにした。調査の方法は，まず水制設置場の河道特性を筆者が行ってきた河道特性調査手法を用いて精査し，次に水制の現状と河道の変化について現地調査や収集資料によって把握し，さらに設置された水制工の評価及び今後の水制工の方向性についてコメントすることとした。

3－2　利根川184～120kmの河道特性と水制

利根川の184～120kmの河道は，扇状地性の河道区間及び自然堤防帯の河道区間を含み，かつ河岸の約半分は水制工によって河岸が保護されている。従って河道特性の違いによる水制工種の差異や，設計思想の考え方の差異を評価し易く，また水制工の設置数も多いため，水制工の効用や耐久性について普偏的な評価が行いやすい。さらに筆者は1978年に利根川中流部の河道特性調査を行っており，河道特性に関する調査がある程度済んでいることもあって，本河川を調査対象河川として取りあげることにした。

3－2－1　河川の概況

利根川は，その源を群馬県利根郡水上町丹後山に発し，渓谷を流れ落ちてから南流し，湯檜曽川，赤谷川，薄根川などを合せ，沼田市付近では片品川を，また渋谷付近では吾妻川を合せ，さらに八斗島上流で烏川を合流し，それから流路を東南に変じ，栗橋町の少し上流で渡良瀬川を合流し，栗橋町の下流五霞村の東北端を流れ，関宿に至り，ここで江戸川を分派する。なお栗橋～関宿間は，過去に掘割って流路を付替えたものである。ここから本流はさらに東流し，鬼怒川，小見川，印旛沼，手賀沼などの水を併せながら霞ケ浦，北浦などを合流し，最後に銚子市に至って太平洋に注いでいる。

流域は東京，埼玉，群馬，栃木，茨城および千葉の1都5県にまたがり，その内40％が山地

で，60%が平地である。

図３－２－１に利根川の水系図，表３－２－１に主要幹川の流域面積と流路延長を示す。八斗島地点の流域面積は5,150km²である。

表３－２－１　主要幹川の流域面積と流路延長

（単位：km²、km）

河　川　名	流域面積	幹川流路延長
利　根　川	16,840.0	322.0
片　品　川	673.1	60.8
吾　妻　川	1,365.9	76.2
烏　　川	1,800.7	45.2
（鏑　川）	632.4	58.8
（神流川）	407.0	87.4
渡良瀬川	2,601.9	107.6
江　戸　川	200.3	54.7
中　　川	986.7	82.2
鬼　怒　川	1,760.6	176.7
小　貝　川	1,043.1	111.8
常陸利根川	2,156.7	27.5

利根川の計画高水流量は，八斗島で16,000m³/s，栗橋17,000m³/sである。

各種流量は，八斗島地点の昭和26年～昭和45年の平均で

豊水量＝181m³/s

平水量＝120m³/s

低水量＝89m³/s

渇水量＝67m³/s

平均年最大流量＝2,610m³/s

である。

昭和29年（1954）から同63年（1988）までの八斗島地点の年最大流量を表３－２－２，図３－２－２に示す。この間の平均年最大流量は3,004m³/sである。既往最大流量は，昭和22年（1947）のカスリーン台風による出水によるもので15,000m³/sと推定されている。

河川の流況及び土砂供給量に影響を及ぼす大ダムの完成年，流域面積等は表３－２－３のごとくであり，八斗島での流域面積の約27%がダムの集水域となっている。

３－２－２　調査対象区間の河道特性量とSegment区分

〔１〕河道特性量の評価法

低水路部の洪水時の水理量を求めるために，次のような方法によって資料の解析を行った。

昭和48年度の横断測量より，低水路幅を決め，この低水路部の平均河床を求めた。深掘れ量ΔZは，平均河床高より最深河床高を差し引くことによって求めた。平均年最大流量時の平均水深

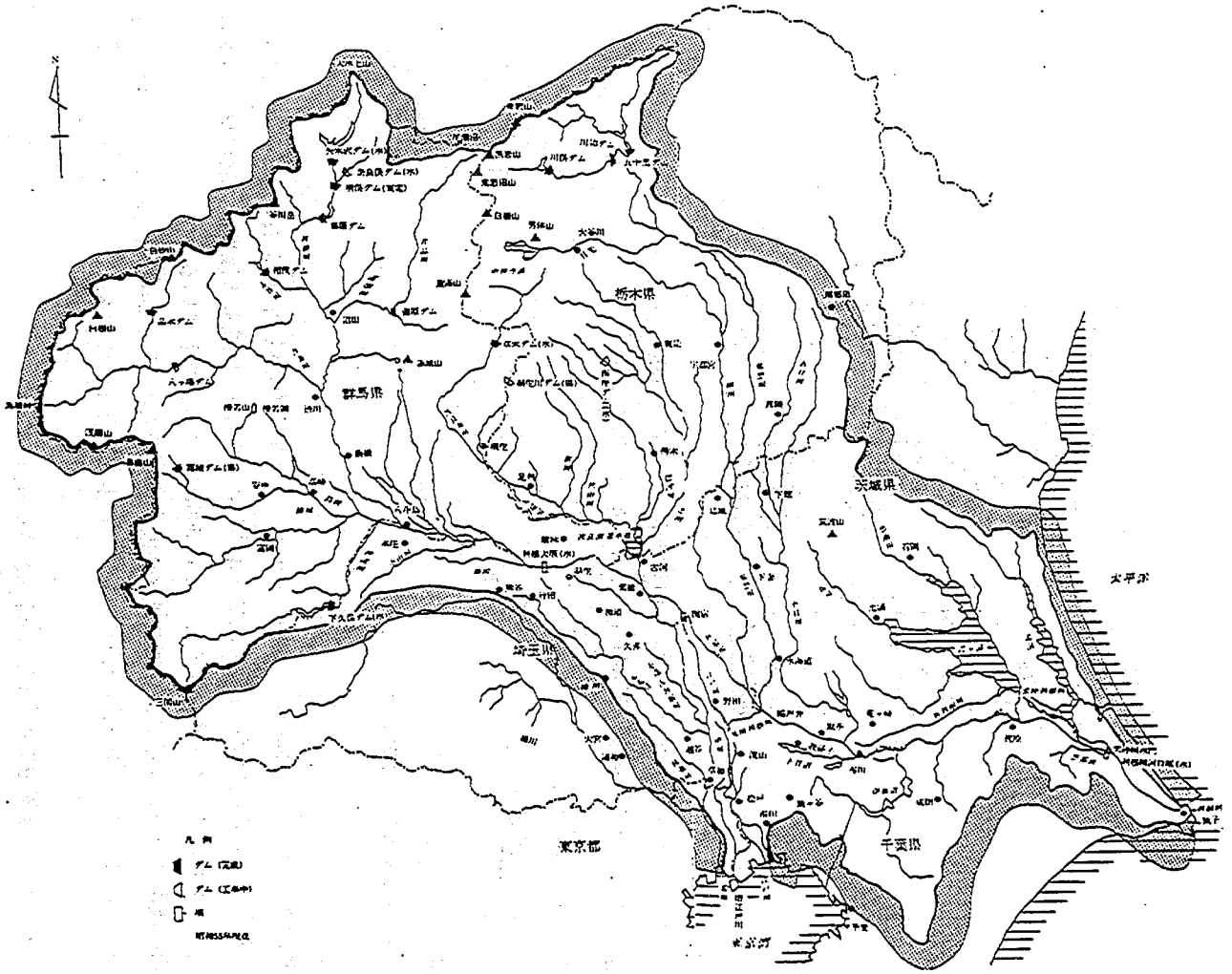


図３－２－１　利根川水系図

表３－２－２　利根川八斗島地点年最大流量表

年　次	年最大流量 (m³/s)	年　次	年最大流量 (m³/s)
昭和29年	2,930.20	47	5,369.84
30	2,344.30	48	807.92
31	2,105.00	49	5,553.06
32	840.50	50	1,168.87
33	8,730.00	51	1,875.98
34	8,282.60	52	2,240.21
35	787.70	53	630.04
36	3,474.90	54	1,738.02
37	1,480.80	55	793.28
38	745.10	56	7,689.69
39	1,043.10	57	8,191.63
40	4,514.30	58	4,267.17
41	6,039.11	59	1,251.19
42	1,326.77	60	4,076.84
43	1,161.09	61	4,453.90
44	1,778.21	62	781.31
45	1,042.95	63	3,046.93
46	2,562.44		

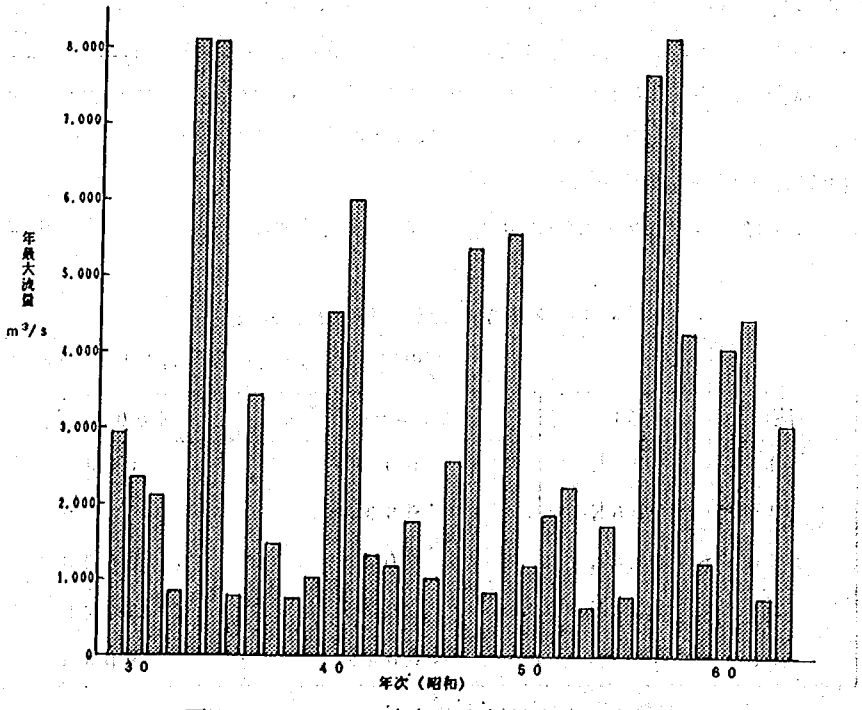


図３－２－２　八斗島地点年最大流量変化図

表３－２－３　利根川上流部のダムの集水面積

ダム名	場所	完成年	総貯水容量	集水面積
八木沢ダム	利根郡水上町	1968（S43）	204.3 $\times 10^6$ m^3	167.4 km^2
相俣ダム	利根郡新治村	1959（S34）	25 $\times 10^6$	110.8
薗原ダム	利根郡白沢村	1967（S37）	20.3 $\times 10^6$	493.9
藤原ダム	利根郡水上町	1958（S33）	52.49$\times 10^6$	233.6（直接分）
下久保ダム	児玉郡神泉村	1949（S44）	130 $\times 10^6$	322.88
楢原ダム（電力）				
品木ダム	吾妻郡六合村	1965（S35）	1.69$\times 10^6$	30.9
矢積ダム	碓氷郡松井田町	1982（S57）	2.5 $\times 10^6$	20.4
				1,379.88km^2

は，利根川上流工事々務所で計算された不等流計算結果にもとずく，各地点のH～Q関係図よりQ＝2610m^3/s（1951～1970年の平均年最大流量）の水位を求め，この水位と前述した平均河床高の差より平均水深を求めた。なお不等流計算に使われた粗度は，表３－２－４に示すごとくである。水位計算は単断面河道として行っており，粗度は，この単断面河道に対応した粗度である。150km以下は2,000m^3/sでは砂堆に対応する粗度，4,000m^3/s時では高水敷に水が乗り，粗度が多少大きめになっているが，低水路部は遷移河床，平坦河床に対応する粗度である。164～175kmの粗度は砂利河川での平坦河床対応の粗度となっている。大出水時には砂堆河床になると推定されるので，この場合には粗度は0.03程度となろう。175～182kmの粗度は河床材料から判断すると大きすぎるが，砂州の一部に植生が生え，これが粗度を大きくしているものと判断される，以上よりこの粗度はほぼ妥当な粗度と推定される。

図３－２－３に径深R，深掘れ量ΔZ（平均河床高－最深河床高），平均河床高の縦断方向の変

表３－２－４　計算に使われた粗度

利根川上流洪水予測検討報告書より　S53.3

区間	2000 m^3/s	4000 m^3/s
104 ～130 K	n ＝ 0.035	0.034
130 ～150.5K	0.033	0.029
150.5～164.5K	0.024	0.026
164.5～175 K	0.025	0.025
175 ～182 K	0.042	0.043

化図，図３－２－４に川幅・水深比B/Rの縦断方向変化図，図３－２－５に河床材料のd_{60}，相対水深R/d_{60}，無次元掃流力τ_{*m}の縦断方向の変化図を示した。なお図３－２－５の河床材料のd_{60}は，●印が1968年，◑が1981年，□が1991年の調査によるものである。

図３－２－６には，利根川河道の平面形状と距離程を示した。なお，同図には昭和24年から28年までの護岸水制工事の位置が示されている。また番号は図３－２－14から図３－２－20の図中番号に対応している。

〔２〕 利根川184～120km区間のsegment区分

河床縦断形を詳細に見ると利根川中流部（120～185km）の河道は，次の５つのsegment[注]から成る。

• Segment 1 ＝184 ～ 179.5km

河床勾配I_bが1/500程度の緩勾配扇状地状の河道区間であり185km地点は烏川合流点に当る。本地点は利根川本川・烏川・神流川が複雑に乱流合流した所で氾らん原の微地形は非常に複雑である。

利根川本川は187kmとその下流では河道特性が大きく変化し，上流では川幅が急減し120～150mとなり，河川は沖積地を削り込み河岸沿いは崖状となり段丘化しつつある。烏川合流点（184km）地点より12km上流は洪積台地を切り削んで流下する。合流点より上流の沖積面の勾配は1/350程度で，この勾配は利根川左岸側では180km付近まで続いている。従って本川の河床勾配は沖積面の勾配より多少緩くなっている。

本区間は，上流からの土砂供給の減少，洪水流量の減少のためか，川幅の減少（砂州の高水敷化）の傾向にある。1978年撮影の航空写真によると砂利採取の影響のため砂州の形状が不明確であるが，182km地点で４～５列の砂州，180km地点では６列の砂州となっている。なお1947年の米軍撮影の写真によると，堤防間がほぼ低水路となっており，砂州は詳細に見ると６列程度であるが，水路の平面形状の影響を受けてみお筋がはっきりしており，一見２列的に見える。

• Segment 2－1 ＝179.5～171km

本segmentの河床勾配は約1/800で，河床材料のd_{60}は2～3cm程度である。勾配から言うと砂利を河床材料に持つ自然堤防帯の特性を持つ河川で蛇行しやすい河川であるが，川幅が広く，平均年最大流量時の川幅水深比が，300程度あるため，多列の砂州となっている。1978年の航空写真によると砂州の列数は詳細に見ると６列程度と判断されるが，川幅の広狭等の影響を受けて複列的な砂州に見える。なお本区間も砂州上には草や柳が生え，一部高水敷化しつつある。

• Segment 2－2－1 ＝171～162km

本区間は河床勾配が1/1400程度のsegmentで，河床が砂利から中砂に変化する遷移区間に当る。平均年最大流量時の川幅水深比は200程度である。1978年の航空写真によると本区間は河床

注）本論文　４－２－４参照

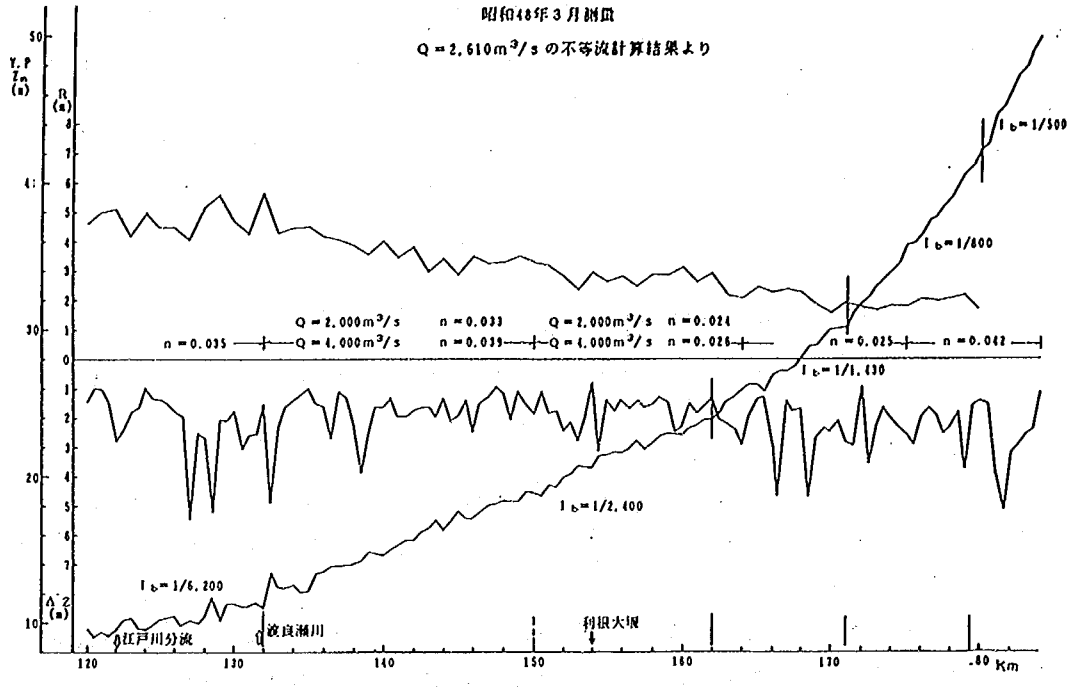


図３－２－３　R, △Z, Z_m の縦断方向変化図

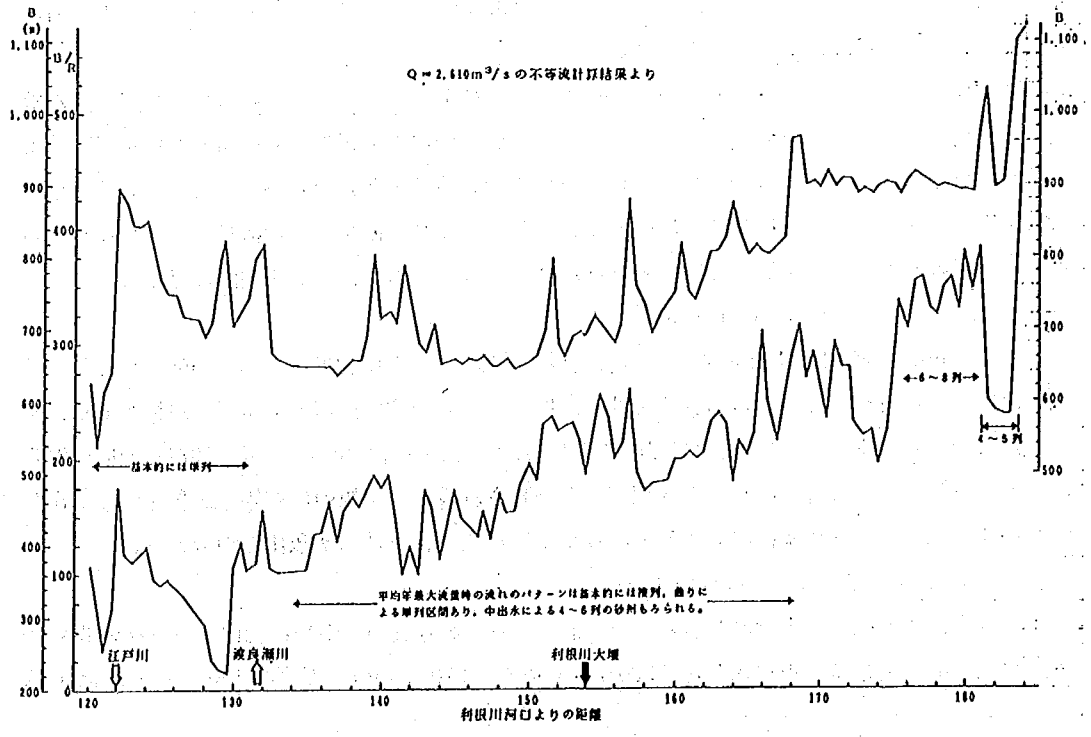


図３－２－４　B, B/R の縦断方向変化図

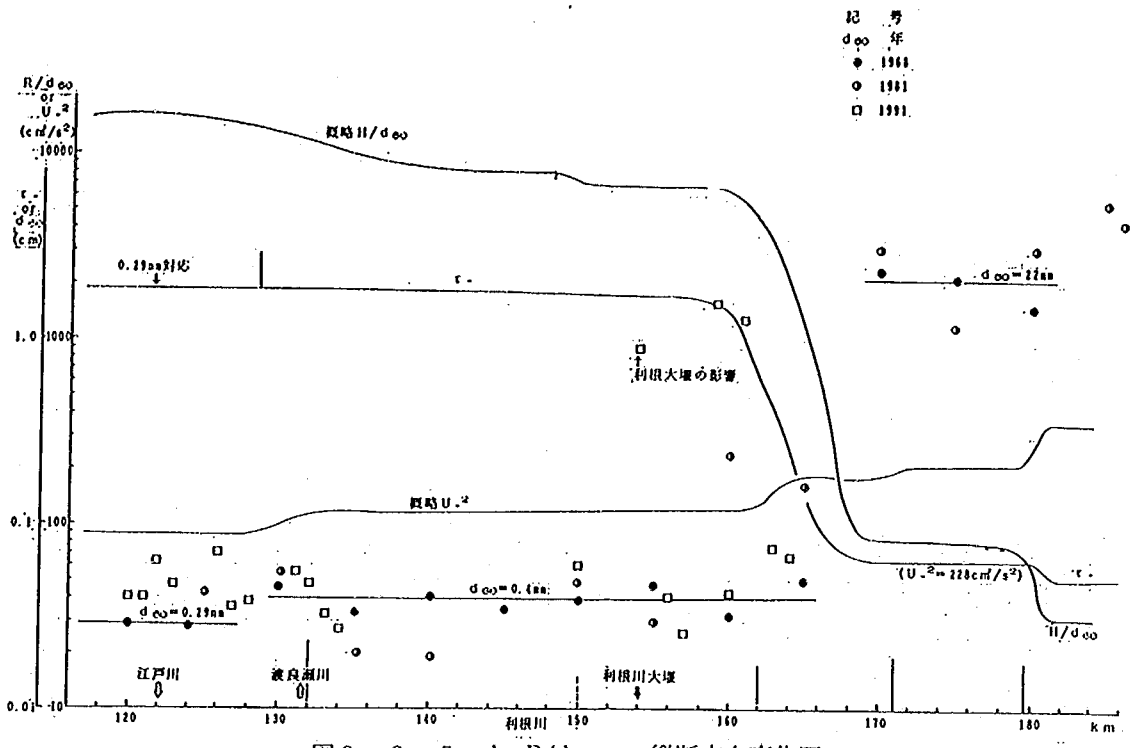


図３－２－５　d_{60}, R/d_{60}, τ_* 縦断方向変化図

掘削によって河道整正されたためか砂州の形状が明確でない。昭和34年の写真によると上流では２～４列的であるが下流では複列，単列的となっている。

167～165kmの湾曲角30度，曲率3.6km程度の湾曲部が，単列的な砂州を形成する原因となっている。

河床材料は，砂と砂利混りの二峰性の粒度分布であるが，近年粗粒化の傾向があるようである。

• Segment ２－２－２ ＝162～132km

このsegmentはSegment ２－２－１において砂利分を落してしまった後のsegmentに相当するもので，粒径0.4mmの中砂が河床材料となっている。河床勾配は，砂河川としては割合に急で$I_b=\frac{1}{2400}$程度である。旧河道に相当する自然堤防跡が多くあり，河道位置の変遷が激しかったことをものがたっている。また，その自然堤防跡の蛇行程度はあまり大きくない。蛇行があまり発達しなかったのは，現河川の川幅水深比を見ると分かるように川幅水深比が100～200程度と大きく，多列砂州や河道内に島が発達したためと考えられる。なお現河川は，直線状の河道区間は基本的には複列砂州であり，部分的に河道の曲りや，川幅の狭い所で単列的な砂州となっており，その上に小出水による小さい砂州がこの基本的砂州の上に乗っている。例えば1978年に撮影された航空写真によると150km付近では５列の砂州，138km地点で４～５列の砂州が見られる。大出水時にはこれらの小さな砂州は消滅し，複列，単列的な砂州および流れのパターンになるものと考えられる。砂州の高さ，つまり深掘れ深は，平均年最大流量時の水理量に対応して生じる

利根川筋沼ノ上境間及渡良瀬川筋平面圖

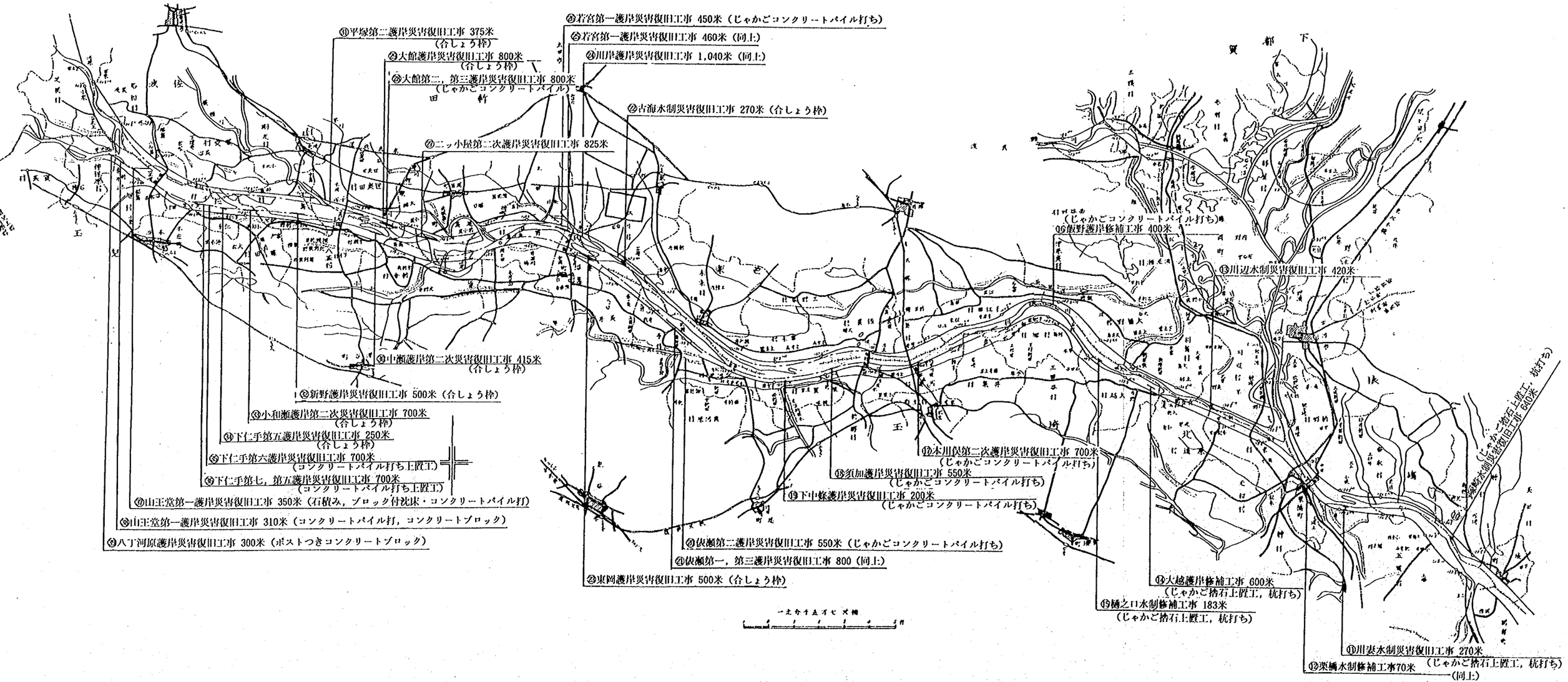


図３－２－６　河道平面及び距離程位置，昭和24年～28年護岸水制工事位置

と考えられるものより小さく，$\Delta Z/R=0.6\sim0.7$程度となっている。もし平均年最大流量程度の洪水が長時間続いたら$\Delta Z/R=1.0$程度にはなろう。

なお1968年，154km地点に利根大堰が完成した。この堰は下流の河床低下に伴なって，上流部に対する床止め工的機能を帯びつつあり，この地点直上流では勾配が緩くなりつつある。

• Segment 2－2－3 ＝132～120km

この区間は渡良瀬川の合流点と江戸川への分流点の間の区間であり，17世紀に洪積台地を切り開いて作った河道区間である。この区間は河床勾配が$\frac{1}{6200}$と緩やかであり1968年の調査によると，河床材料も$d_{60}=0.29$mmで上流のsegmentより細かい。粒径の細かくなるのは，渡良瀬川の河床材料が合流点より0～2kmで0.4～0.6mmであることを考えると，上流のsegmentより掃流力が小さく砂分内で分級が起きているのが原因しよう。しかしながら近年は1991年の河床材料調査結果に見るように，d_{60}が0.4～0.5mmと粗粒化されている。本区間の130km付近地点に河床に洪積層が露出し，徐々に河床はこの層が侵食されるため下がっているが，この地点上下流に比べて河床低下の割合が小さく，不動点となっている。このため1970年代に比べて河床勾配が急になっている。これが粗粒化の原因であろう。

砂州のパターンは単列であるが，中出水による多列砂州も見られる。

〔3〕 洪水時の掃流力及び流速

平均年最大流量時（2600m³/s）のu_*^2及び低水路の平均流速V_mは，1973年時のsegmentの概略川幅，河床勾配，小規模河床形態を推定して求めた流速係数φより判断すると，表3－2－5のごとくなる。ただし，Segment 2－2－2，Segment 2－2－3の区間は，平均年最大流量時の小規模河床形態は，砂堆から平坦河床に変化する遷移河床の状態であり，正確にu_*^2と流速V_mを評価し得ない。すなわち平坦河床の流速係数を使って水深及びu_*^2を求めると，この値では砂堆河床が生じる領域となり，逆に砂堆河床の流速係数を使って水深及びu_*^2を求めると，この値では平坦河床が生じる領域となってしまう。実際には遷移河床状態になると判断されるが，この範囲では，流速係数の値が定まらない。ここでは流速係数φをSegment 2－2－2で18，Segment 2－2－3で16としておいた。

表3－2－5 1970年代の各Segmentのu_*^2および平均流速

Q＝2,610m³／s時

Segment	区間 (km)	川幅 (m)	勾配	小規模河床波とφ	水深 (m)	u_*^2	V_m	V_{max}
Seg.1	180～184	650	1/500	平坦12	1.8	352	2.3	3.2
Seg.2-1	171～180	700	1/800	平坦15	1.7	208	2.5	2.6
Seg.2-2-1	162～171	600	1/1,430	砂堆12	2.7	180	1.6	2.3
Seg.2-2-2	132～162	500	1/2,400	遷移河床18	2.8	114	1.9	4.0
Seg.2-2-3	120～132	300	1/6,200	〃 16	5.6	89	1.5	3.8

V_mは2,610m³／s時の値，V_{max}は計画高水時の値

なお大出水時の低水路の平均流速は，小規模河床波及び水深から判断すると表３－２－５のV_{max}程度と評価される。

〔４〕 利根中流部の河道の河床変化状況

利根川中流部の河床は，昭和30年代の後半より砂利採取や上流ダム群の影響により河床低下した。

利根川上流工事々務所の定期横断測量結果等より河床低下の状況を把握し，これが河道特性にあたえた影響を分析する。

図３－２－７及び図３－２－８に利根川低水路平均河床高縦断図，最深河床高縦断図を昭和24年（1949），昭和31年（1966），昭和49（1974），昭和56年（1981），昭和61年（1986）について示した。

図３－２－９には昭和24年（1949）を基準とした平均河床高の変化量を示した。

以上より河床低下の状況を概観すると以下のごとくである。

昭和24年（1949）から昭和31年（1966）までは，河床低下はほとんど見られず，むしろ河床上昇ぎみの所が多い。これ以後昭和40年代より河床低下が進んでくる。

この河床低下の主因は，計画の河積確保等のための砂利採取等が主因と考えられるが，この時期は，上流ダムによる砂利，砂分の供給量の減少の時期でもあり，この影響もあるものと考えられる。さらにSegment ２－２－３の区間では近年地盤沈下が年10cm程度のオーダーであり，この影響も加わっている。

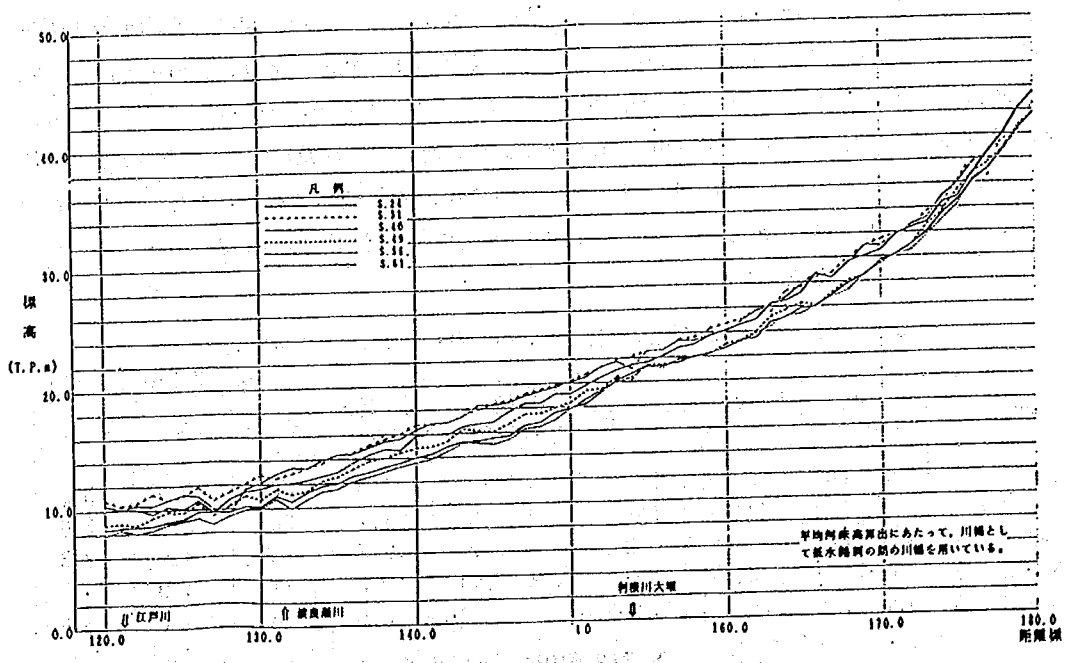


図３－２－７　低水路平均河床高縦断変化図

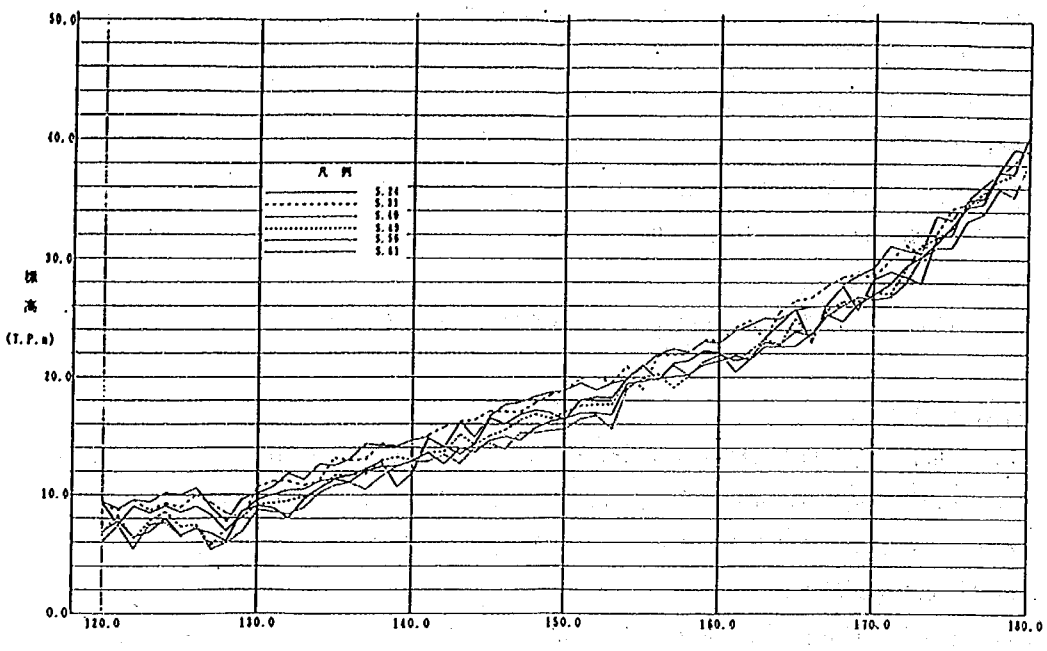


図３－２－８　最深河床高縦断変化図

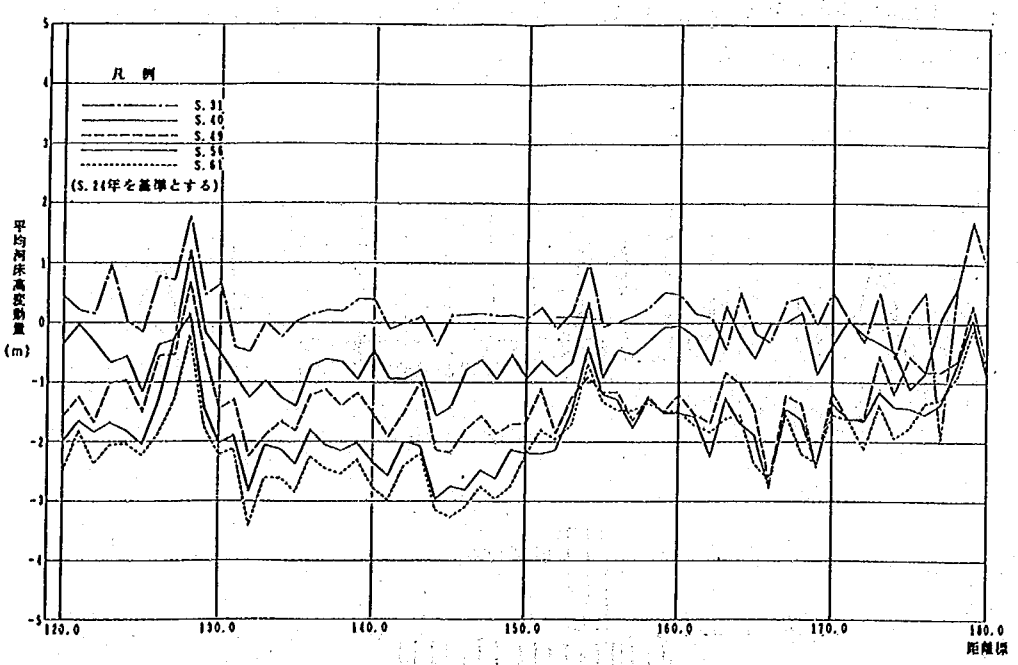


図３－２－９　平均河床高変化量図

河床低下の状況の年代的な特徴を整理して以下に示す。

(1) 昭和20～30年代

全川的に大きな河床変動はなく，100～130km 区間では一部河床上昇が生じている。

(2) 昭和30～40年代

160km 上流を除き，0.5～2.0m の河床低下が進んでいる。

この河床低下は，90～110km 区間で顕著である。

(3) 昭和40～50年代

100～110km 及び 170～180km では，殆ど変動はないが，その他では1～2.0m の河床低下が進んでいる。

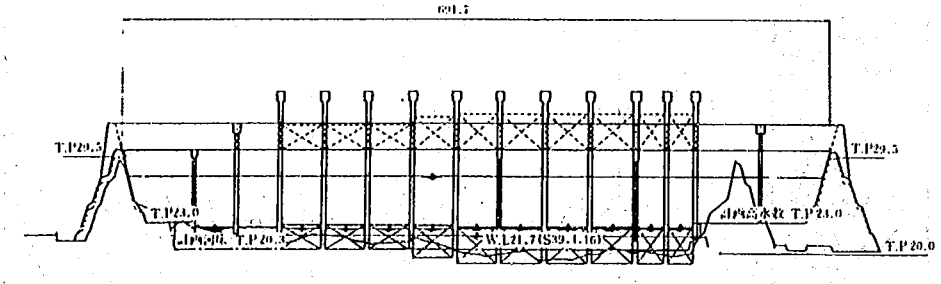
(4) 昭和50～60年代

150～160km 及び 170～180km 区間を除いては，0.5～1.0m 程度の河床低下となっている。

従って全川的に見れば30年代の高度経済成長の開始と上流ダムの完成と時を同じくするように，河床低下が始まってきたものであり，その低下量は，2～3m となっている。この河床低下は，砂利採取の影響が大きい。

この河床低下と 154km 地点に昭和43年（1968）年に完成した利根大堰（図３－２－10参照）による床止め作用によって，この大堰前後で平均河床高に段差が生じ，下流は勾配が多少緩くなり昭和48年時の勾配 1/2400 が 1/2300 となっている。

また 130km 地点の洪積層の露出地点は，河床低下が少なく，この地点より上流に対して床止め的機能を持ち，直上流の河床勾配を緩くしている。



利根大堰正面図

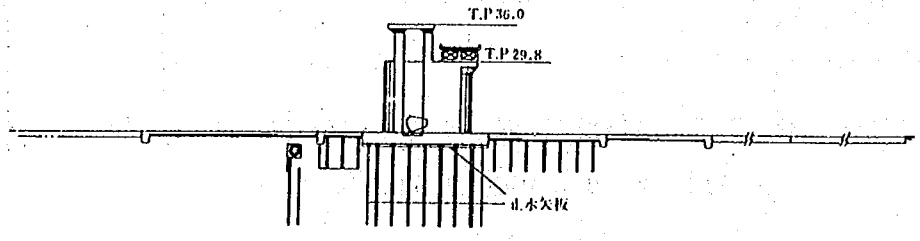


図３－２－10．利根大堰

3－2－3　水制工の実態と破損原因

本節においては，利根川192～120km区間の水制の実態と現状を報告し，さらに水制工の効果，問題点，今後の方向について記す。

水制工の実態は，根岸俊之[2]が卒業研究として行った現地調査（1976年11月及び1977年1月）の記録及びそれを基に筆者らが行った現地調査（1989年2月，1991年11月）記録を用いて報告する。根岸の調査は詳細をきわめ，水制工を徒歩によって探索し，水制長，水制間隔も歩測とキロ杭，測量杭を用いて測定し，また水制の破壊状況を詳しい報告している。そこで本報告では，主に根岸の調査記録に基づいて，水制工の実態を記述する。従って水制工の状況は1977年1月の時点を示すものであるが，その後状況が大きく変わった所は，説明，記述の訂正補足を行った。なお根岸の報告に基づく記述の文章は「　」を付した。

〔1〕水制工の設置年代と工法の考え方

現地調査で見られた水制は，昭和35年以前に設置されたものであり，前節で見た河床低下の開始前に設置されたものである。

水制の設置時期は利根川第三期工事（取手沼之上間）として，図3－2－11に示すように大正の初めから昭和の初期に実施された護岸水制工事の一部として実施された水制工事（これを前期の水制と言う。）と，その後昭和10年9月（10,000m³/sec）の出水，昭和13年，16年，カスリーン台風による22年の出水（八斗島で15000m³/sと推定されている。），さらに23年，24年，25年と引続く大洪水のため，さらに戦争のため補修を怠ったため，前期に設置された護岸水制が破損されたものを，補修工事として昭和26年から昭和34年までに設置された水制工事（これを後期と言う。）の二期に分けることができる。

今回調査対象とされた水制の内，前期に設置されたものと，後期に設置されたものとの区分は，前期に設置された水制の構造物台帳が無いので，どれが前期のものであり，どれが後期のものであるか工法にあまり差が無いこともあって，現地視察では明確にできない所がある。

昭和26年以降に設置された水制の構造物台帳とその構造図，台帳に記録されていない現地の水制及びその構造，配置，和田庄蔵[3]の雑誌土木（昭和10年6月号）での報告「元利根川第3期改修区内に於ける護岸工図集」，から推定すると，ほとんどの水制は後期のものと推定されるが，Segment 2－2－2の下流部，Segment 2－2－3には前期の長大水制が残っている。

Segment 2－2－2及び2－2－3に残る前期の水制は図3－2－12に示すように計画低水路幅が非常に狭く設定されており，航路維持，導流水制の目的を持っているものである。この前期の水制工の構造や設計の考え方の公式記録は存置されていないが，2章の眞田や豊永の報文に記載されていたような工法が取られたものと考えられる。

後期の水制については，「利根川（取手～沼之上間）に於ける護岸水制工法について」と言う報文[4]に工法とその考え方が詳しく報告されている。

本論文は，利根川上流工事事務所管内で，利根川第三期改修工事として大正10年以降実施され

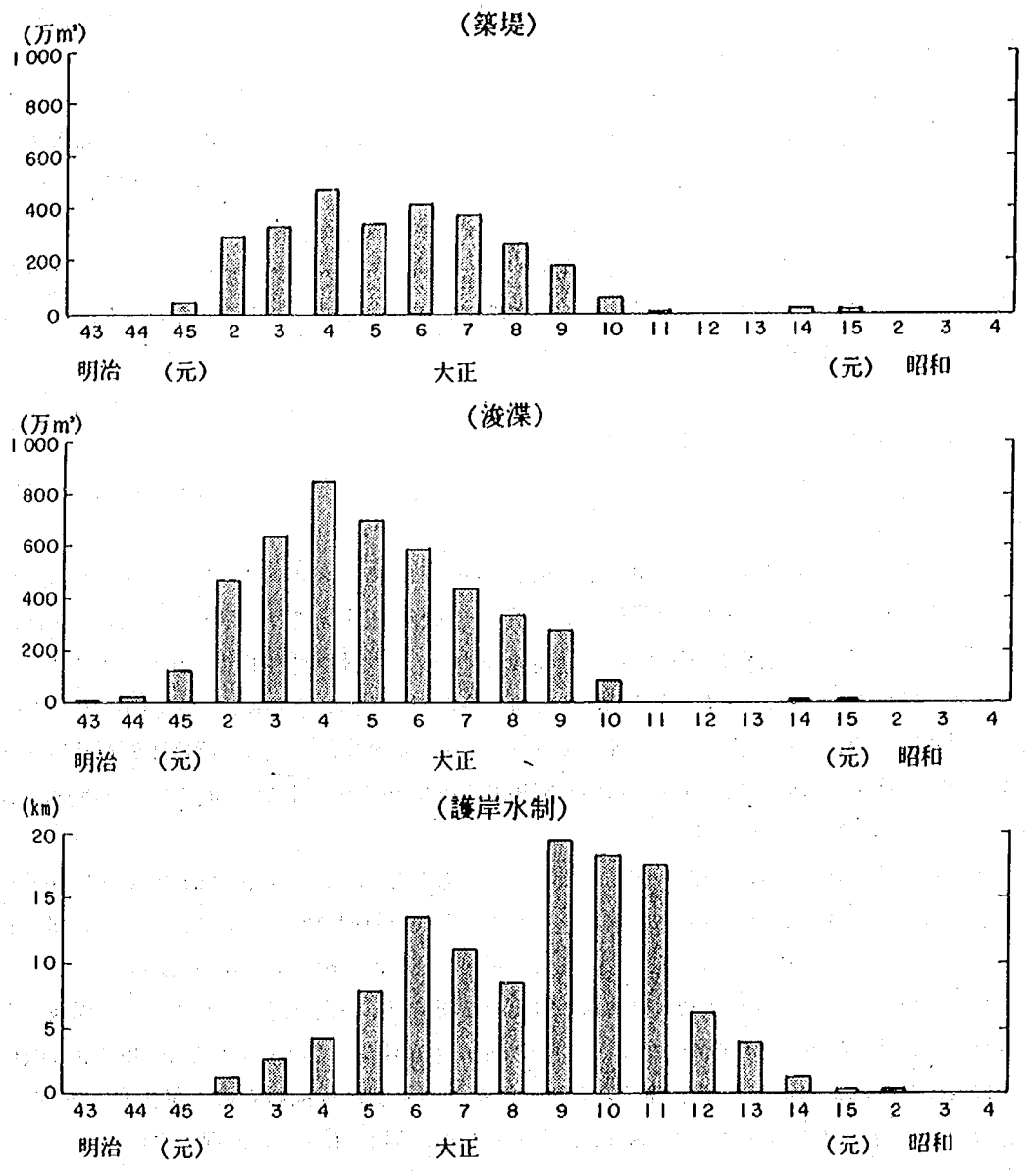


図3－2－11　利根川第三期工事の工事量の推移[1]

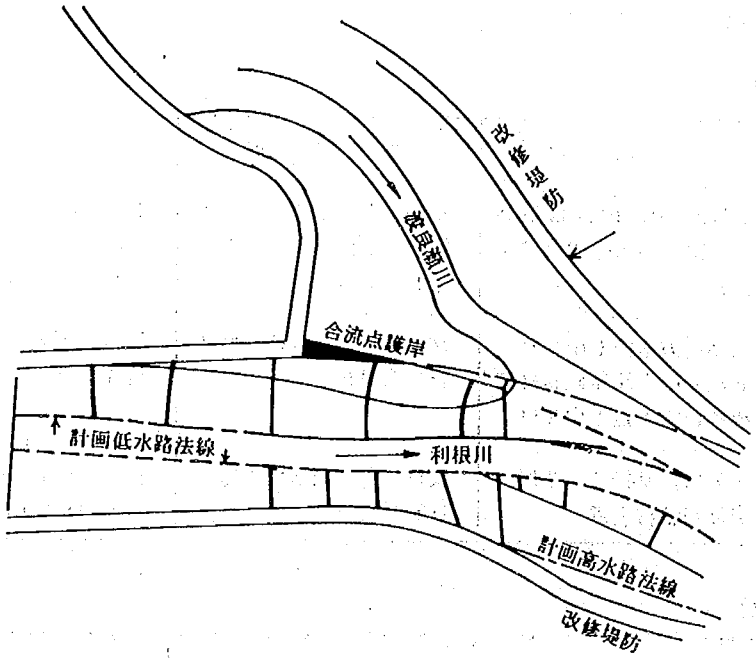


図３－２－12　渡良瀬川合流点の水制工の配置，文献３）微修正

た護岸水制工が，前述のように破壊され，さらに河状の悪化もあって護岸水制工の再検討を行い，新たに利根川上流工事々務所管内の標準工法を定めたものを報告したものである。これが昭和20年後半及び30年代に設置された水制工の標準工法となっている。以下に利根川の水制の現状調査に必要な情報なので再録することとする。

利根川（取手～沼之上間）に於ける護岸水制工法に就いて

(1)　はしがき

利根川第三期改修工事区域である当管内の護岸水制工法は，主として明治初期に行われた低水工事と，明治33年度から実施せられた下流部改修工事の影響を多分に受け，これを基本として大正10年以降の護岸水制の改修並に維持工事には盛に改良工夫の上実施せられその結果昭和の初期には各工区毎の工法も一応體系づけられ，護岸水制の黄金時代を現出したのであった。

この全盛期は利根川としては一番平穏な時代であって，その後昭和10年９月には10,000m³/secの出水があり，さらに昭和13年，16年，22年と大洪水があり遂に昭和22年９月のカスリン颱風には計畫高水流量17,000m³/secと当初計畫流量の３倍に改訂せられる事となった。その後も昭和23年，24年，25年と引続いて大洪水があり，戦争のため補修を怠った護岸水制は出水の都度破壊せられ，河状の悪化と共に工法上にも再検討を要する事となった。

(2) 従来の標準工法

地区毎の標準工法を尾島区（1/500～1/1,500）栗橋区（1/2,500～/3,300）田中区（1/5,500～1/2000）に３大区分して表示すると次表の通り

護　岸

区　別	尾　島　区	栗　橋　区	田　中　区
法覆工	石張（5M、6M）混凝土張（5M、6M）柳籠 3.5 M）	石張、混凝土張（4.5M）柳籠、混凝土ブロック（4.5 M）柳枝工	石張、混凝土張（4.5M）柳籠、混凝土ブロック（4.5M）柳枝工
根固工	鉄筋材方格枠（巾6 M、３尺４層）沈床鉄筋材沈枠片合掌犬走（巾2 M）	沈床、単床、犬走、鉄筋材片合掌枠	沈床、単床、犬走、鉄筋材片合掌
床固工	鉄筋材合掌枠２～３列　鉄筋材杭打上置	沈床、鉄筋材杭打上置、鉄筋材合掌枠	沈床、鉄筋材杭打上置、鉄筋材合掌枠

水　制

区　別	尾　島　区	栗　橋　区	田　中　区
根固工	鉄　籠、沈床	沈　　床	沈　　床
幹部工	鉄筋材杭打上置、大合掌枠２列鉄筋材合掌枠２～３列鉄筋材中聖牛２～３組	杭打上置、鉄筋材杭打上置大合掌枠、鉄筋材合掌枠１～２列	杭打上置、鉄筋材杭打上置鉄筋材合掌枠１～２列
頭部工	沈　　床	沈床、杭打上置	沈床、杭打上置

要するに旧工法では護岸法覆工は上下流では直高が変る程度であり，根固工は上流部では鉄筋混凝土方格砕，下流部では沈床を主とし（その限界は158粁赤岩附近）床固工は上流部は鉄筋混凝土合掌枠，下流部は鉄筋混凝土杭打上置を主とした。水制は上流部で鉄筋材合掌枠，鋼枠，下流部は杭打上置を主体としたものが多いが，施工箇所の状況に応じて種々の工法が混用せられて居た。尚，比等の構造図は各種書籍に記載せられ我国の護岸水制工法の一指針となっているので省略し其の代表工法の２．３を例示する。

(3) 新標準工法

護岸水制を計画する場合に特に考慮すべき事項は法線，河状，使用材料等で，其の内河状につ

いては，勾配の緩急，水深の大小，砂礫の移動量平水量の多少洪水時間の長短等であるが，利根川では工法選定上特に次の諸点に注意した。

(1) 流量の増加に伴うて，水深が 2.5m～3.0m 増加したこと。

(2) 洪水時の流速並掃流力が増大したため破壊力が増し，深掘箇所が多くなったこと。

(3) 河道内に流砂の堆積量が増加し，低水路の保持が困難となったこと。

(4) 近年は熟練石工並必要な玉石の量が著しく不足するに至ったこと。

又災害発生の実態を見ると上流部では柳枝工，柳籠等では□□□□□□*を長くして相当強度のある法覆工を必要とすること。護岸天端裏の浸水と高水敷の洗掘が多く，鉄筋混凝工合掌枠水制も先端が深掘のため著しく沈下して，連結部が構造上の弱点となって流失していること。

中流部以下の水制は深掘のため 2.5m 長の鉄筋混凝土杭打上置は沈下流失し，下流部の長大水制は杭長短く，間隔（0.8m）が密に過ぎ且低水路に流砂が堆積して維持が困難となり，水制幹部での流失が多い。

以上の諸点を考慮して改良強化した点として

(1) 法覆工では法長を長くして上端折曲（0.5～2.0m）を充分にして上流部の流衝部には之に接続して高水敷の床固工を行った。

(2) 刀水橋上流の根固工は木工沈床又は混凝土パイプ方格枠 3～4 層とし，それより下流の粗朶は幅 8～6m とし沈石の量は 2～5 割を増量して目潰には砂利を使用した。

(3) 根固水制は合掌，牛枠もあるが深掘の虞れある箇所は，深掘しても形状のかわらない杭出水制とし延長 L＝15～20m 間隔 D＝2L 程度で多数出すこととし，上流部では鉄筋混凝土パイル長 3.5～5.0m 杭間隔 1.5m 中流部は木杭長 5.0～8.0m 杭間隔 1.0～1.5m，下流部は混凝土パイル又は木杭長 4.5～5.0m 杭間隔 1.0m を標準とした。

(4) 距離標142粁下の長大水制は延長 50～100m に短縮して杭間隔も 1.0～1.5m として流心部近くの間隔を粗とし頭部は重蛇籠で杭脚を保護した。地区別の標準二法を表示すると次表の通り

区別		区間	185.5～175.0（沼之上～中瀬）	175.0～164.5（中瀬～妻沼）	164.5～142.5（妻沼～飯野）	142.5～121.0（飯野～境）	121.0～85.5（境～取手）
		勾配	1/605～1/719	1/1.260～1/1.957	1/1.601～1/3.706	1/3.121～1/3.706	1/4399～1/9.503
護岸		法覆工	玉石張 植石混凝土張	植石混凝土張 蛇籠張	植石混凝土張 蛇籠張 雑割石練積	雑割石空張	雑割石空張 柳枝工
護岸		根固工	木工沈床，混凝土ブロック連床，鉄筋混凝土又パイプ方格枠	木工沈床	粗朶沈床	粗朶沈床 犬走	粗朶沈床
護岸		床固工	鉄筋混凝土パイル 杭出合掌枠 牛枠	鉄筋混凝土パイル 杭出 合掌枠	重蛇籠は杭出水制	杭打上置	杭打上置
水制		根固工				粗朶沈床	粗朶沈床
水制		幹部工				杭打上置杭出	鉄筋混凝土パイル 杭出粗朶沈床は杭出
水制		頭部工				重蛇籠は杭出 粗朶沈床は杭出	

この様に旧工法は昭和22年以来の連年災害復旧工事に逐次改善を加えているのであるが，新工法としては尚研究工夫を要する点が頗る多く，今日其の緒についた程度で標準工法の確立は今後の重要課題である。其の代表工法は附図を参照されたいが殆どが災害復旧工事である性質上工期並工費に制約せられ，充分改良の目的を達し得ないものもすくなくない。

〔2〕水制工種と設置範囲

根岸は利根川192.0～85.5kmの区間を，上，中，下の三区間に区分し，水制工種の割合及び設置本数，流路の延長に対する水制工による河岸処理区間の割合を示している。

ここで

上流区間：192～164km，Segment区分でSegment 1を含むより上流の区間，及びSegment 2－1，Segment 2－2－1に当る。扇状地的特性を持つ区間及び自然堤防帯の特性を持つ砂利を河床材料に持つ区間である。

中流区間：164～132km，Segment区分でSegment 2－2－2に当る。自然堤防帯の特性を持つ中砂を河床材料に持つ区間で渡良瀬川合流点が最下流地点である。

下流区間：132.0～85.5km，Segment 2－2－3をこの区間の上流部とする区間である。

としている。

表3－2－6は根岸の現地踏査結果による上，中，下流区間別水制工種別本数の現状，図3－2－13それを棒グラフに図示したものである。

表3－2－6　利根川の上，中，下流部における水制工設置状況

(1981年状況)

	上流部	中流部	下流部	合計
聖牛	244			244
川倉	3	40		43
合掌枠水制	64	26		90
中空三角錐ブロック水制			1	1
捨三基枠水制	2			2
三基構ブロック水制	11			11
四基構ブロック水制	1			1
杭打縦工	8	20	1	29
杭出	238	133	100	471
杭出丁出	22	11	54	87
杭出鎌出		1	4	5
梁掛杭出	6	166	31	203
梁掛杭出丁出	5	12	55	72
乱杭		12	2	14
ケレップ水制			2	2
コンクリートブロック水制	27			27
捨石水制	1	2		3
合計	632本	423本	250本	1,305本

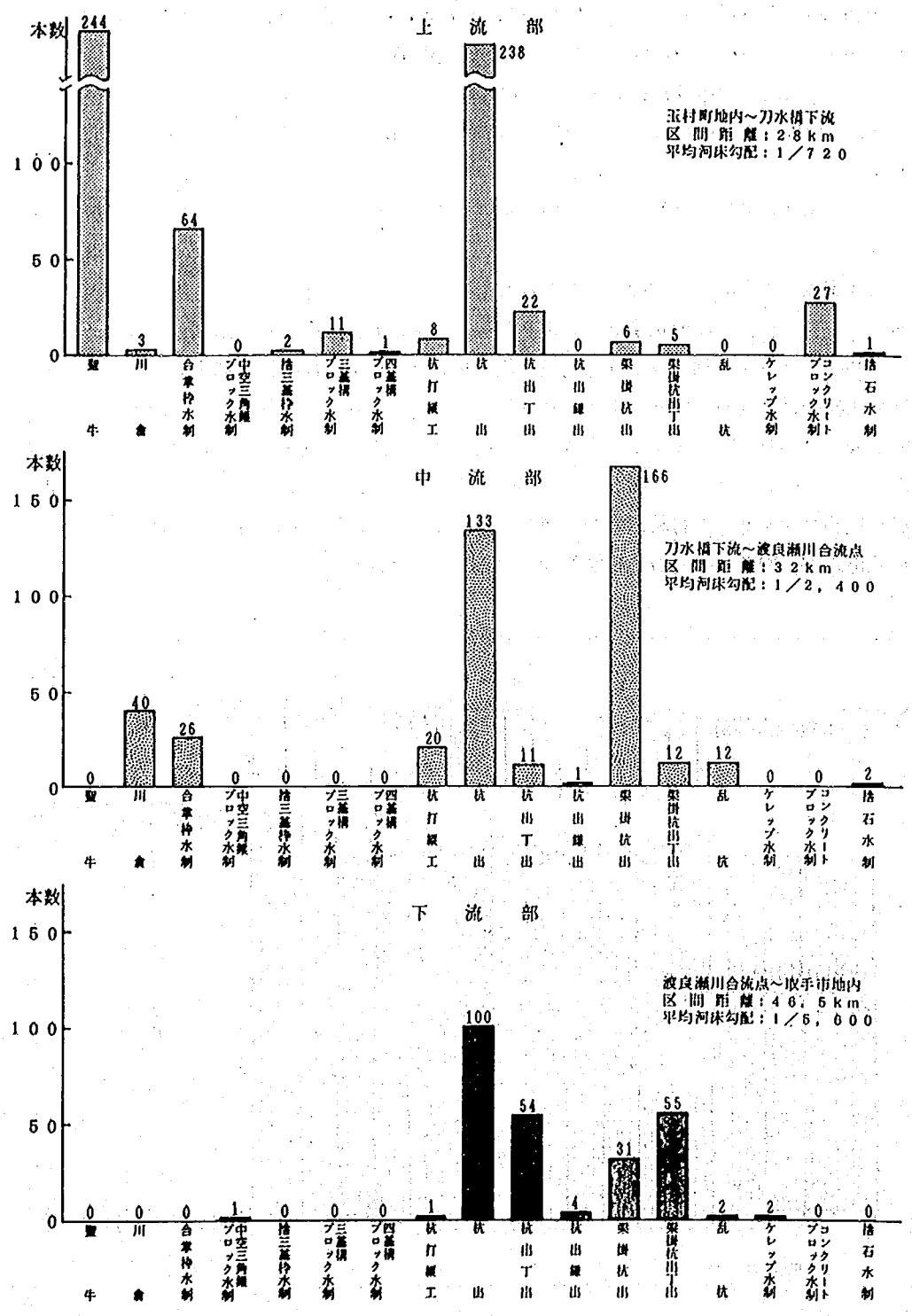


図3－2－13　利根川上，中，下流部における水制工の工種

各 Segment 別に根岸の論文，筆者の調査から水制工種の特徴，配置状況をまとめてみる。

• Segment 1 （184～179.5km）及びその上流区間 8km

本区間は，上流部3kmは沖積層を下刻し段丘化しつつある川幅の狭い区間で187kmから川幅が拡がり，この地点より鳥川合流部（184km）までは，勾配1/350程度，これより下流では1/500程度となっている。

本区間は扇状地河川の特性を持っているが，扇状地としては勾配が緩く，中間地河川的な性格を持っている。

鳥川合流点より上流は，勾配も急なこともあって，また河床材料が大きく杭打ちが困難なこともあって，自重で流水に対抗するコンクリートブロック水制，捨三基枠水制，三基構ブロック水制，四基構ブロック水制，及び鉄線蛇籠で重しをした中聖牛，合掌枠水制古レール材梁掛杭出水制等で比較的透過度の多い水制工が設置されている。191.5kmには蛇篭出しも設置されている。

Segment 1 の区間に入ると，三基構，四基構ブロック水制が見られなくなり，鳥川合流点直後の右岸では，図３－２－14，図３－２－15に示すような基部にコンクリートブロック，石積みを用いた鉄筋コンクリート材杭出水制，図３－２－16のように蛇篭を基部に用いた鉄筋コンクリート材杭出水制，図３－２－17に示す鉄筋コンクリート材合掌枠水制が多くなる。

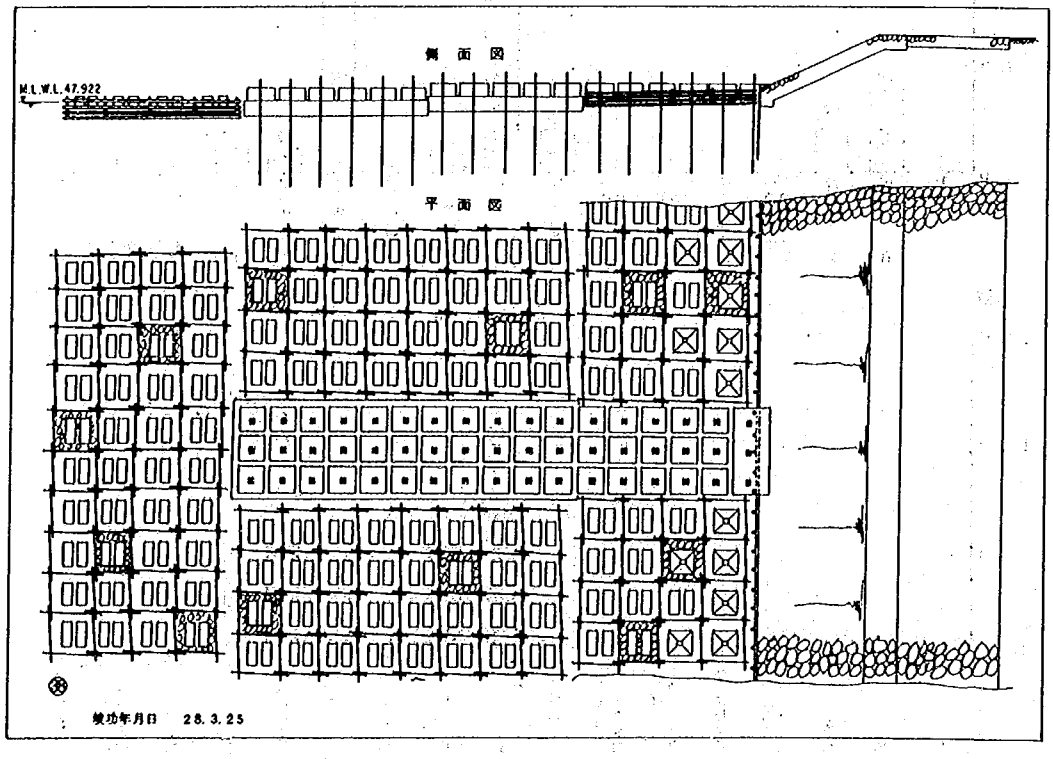


図３－２－14　183.9km 右岸水制

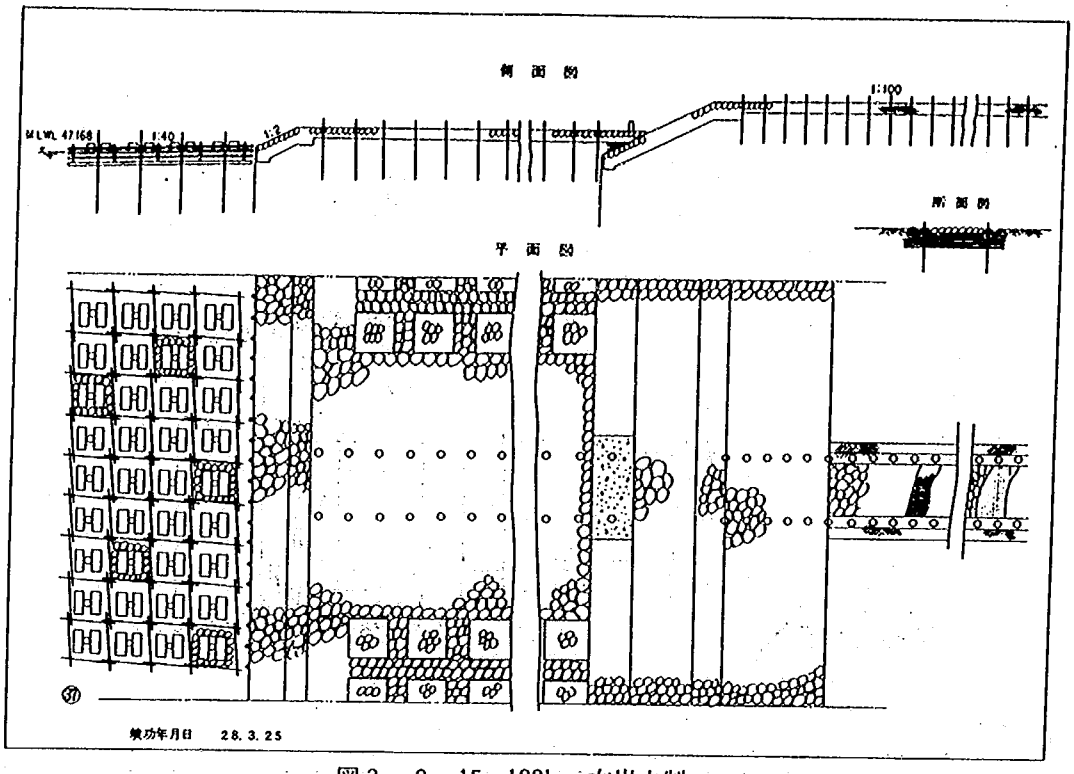


図３－２－15　183km 右岸水制

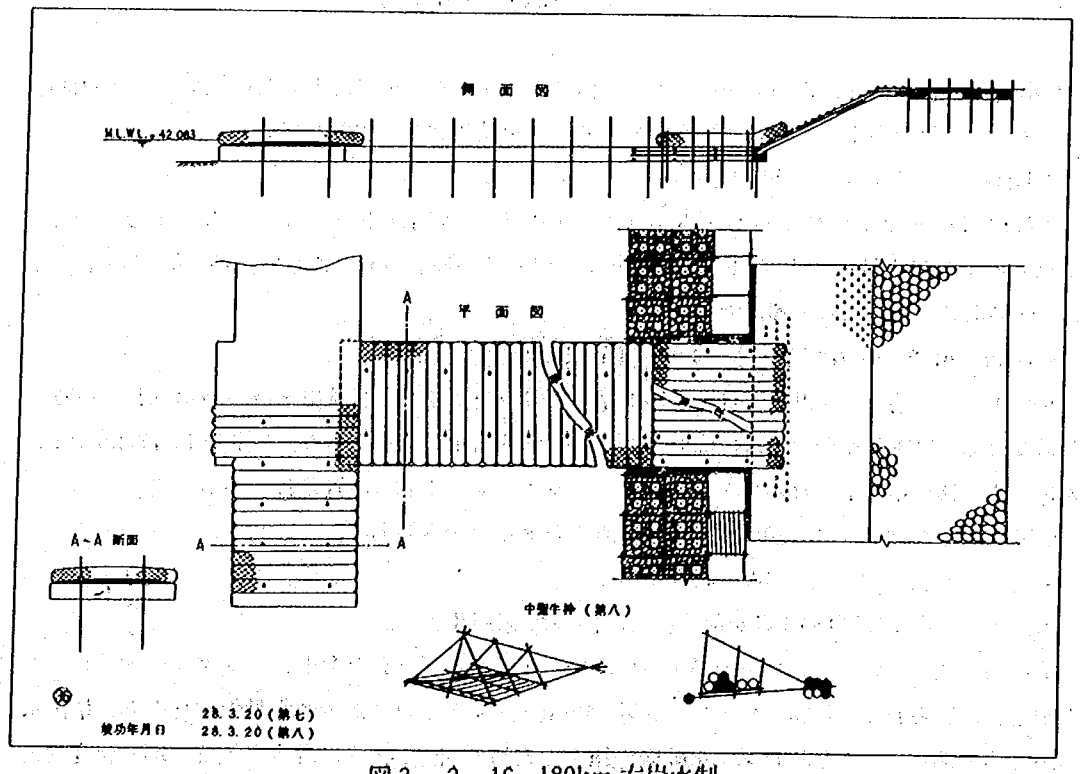


図３－２－16　180km 右岸水制

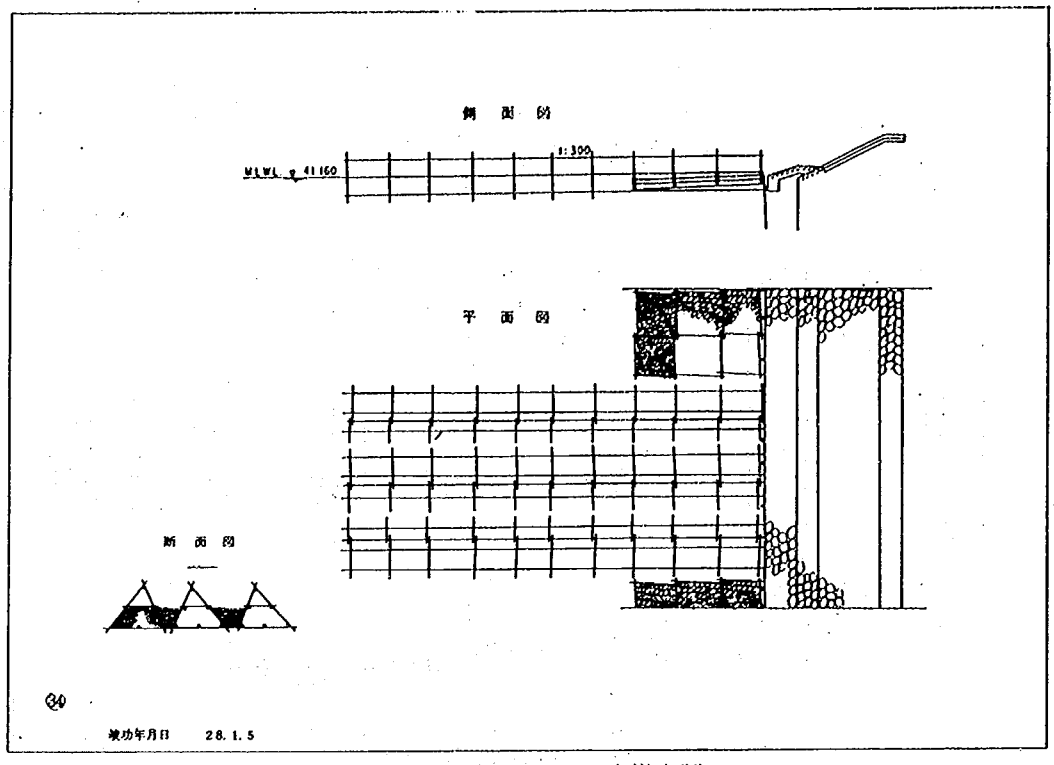


図３－２－17　178.3km 右岸水制

左岸側では護岸前面に鉄筋コンクリート材捨三基枠水制を一列に流下方向に配置し，その前にコンクリート材中聖牛，合掌枠，鉄筋コンクリート材杭出水制を配置している。

烏川合流点上流より多少強度の弱い水制となっている。

通常扇状地河川では杭は打ち込みが難しいので杭出水制は用いられないことが多いが，Segment 1 の河床材料は d_{60} が 4～5cm 程度で，洪水時の掃流力も小さく杭打が可能であることが，杭出水制が用いられる理由である。

• Segment 2－1 及び 2－2－1＝179.5～162km

本区間は，鉄筋コンクリート材合掌枠水制，鉄筋コンクリート材杭出水制が多用されている。水制の頭部には木材中聖牛，木材杭出水制木材合掌枠も用いられている。右岸178～177kmには，図３－２－18に示すようなポスト型コンクリートブロック水制も設置されている。

杭出水制は，図３－２－20のように杭を組んだタイプのものある。

• Segment 2－2－2（162～132km）

本区間は勾配 1/2400 の中砂を河床材料に持つ河道区間である。

上流部に比べて洪水時の掃流力が小さいので，上流部に見られた聖牛，コンクリートブロック水制などは見られず，鉄筋コンクリート製（12cm角）もみられるが主に木材を杭材とした杭出水制が主体である。なお杭には梁木を縦横に施工し構造の強化と流水に対する抵抗を増し粗度効果

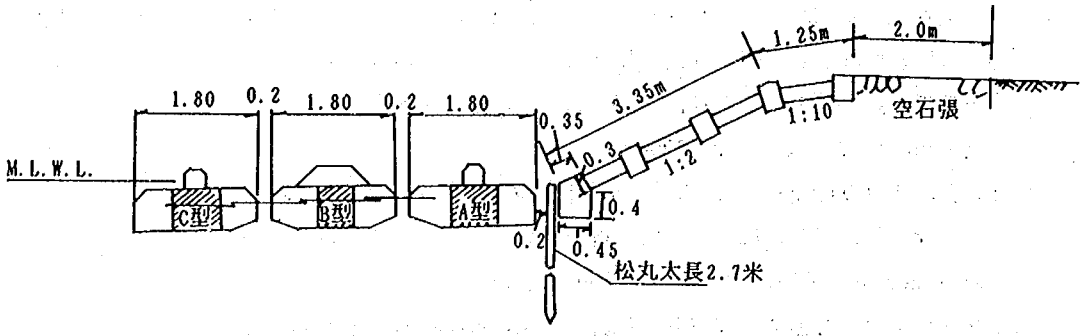


図３－２－18　ポスト型コンクリートブロック水制

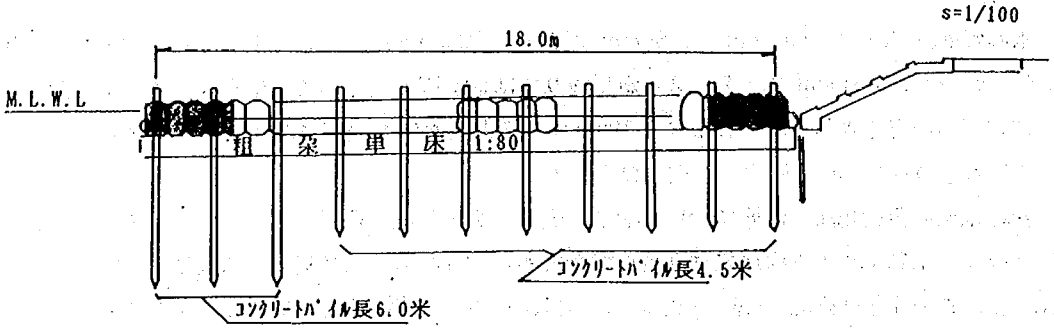


図３－２－19　176km 右岸水制

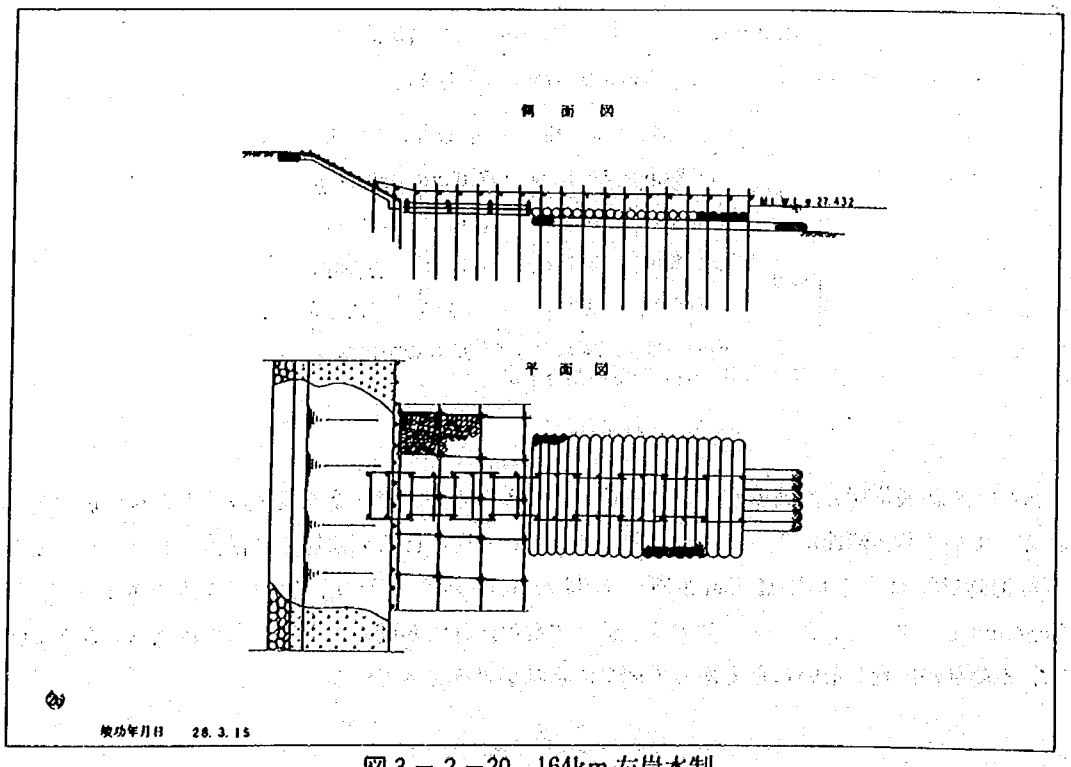


図３－２－20　164km 左岸水制

を高める梁掛杭出水制が多く設置されている。杭出水制には上流部と同様割栗石，蛇篭で根を保護すると同時に突起として粗度作用を持たせている。さらに水制頭の洗掘軽減のため，導流水制としての機能を持つ杭出縦工を前面に配置しているものがある。

• Segment 2－2－3（132～120km）

河床勾配が1/6000と緩い。河道の一部は洪積層を切り開いた所を流れている。

水制工種は，杭出水制がほとんどで，杭出丁出工，梁掛杭出丁出工が多い，杭は鉄筋コンクリート材（12cm角）及び木材であるが木材が目立つ。

なお本区間には，戦前に設置された杭打上置工の残がいが低水路内に残されている。

水制長ℓ_sを見るとSegment 1，Segment 2－1，Segment 2－2－1では10～20m程度で比較的短かいが，Segment 2－2－2の新川通りでは50m程度のものと，戦前設置された舟運目的と江戸川への導流水制と思われる長さ100m程度の長大水制も設置されている。水制の上向角度は15°のものが多いが，直角，下向水制もある。

次に水制の設置範囲，位置について記す。表3－2－7は，根岸が示した現地踏査による河岸長に対する水制工による河岸処理延長の割合である。昭和34年（1959年）の航測写真によって水制工による河岸処理位置，範囲を見ると，水制が地中，水中に没している所もあると考えられるので実水制工設置延長は分からないが，根岸の報告より多いようで70%を越えている。

表3－2－7　上，中，下流部の各区間における水制工設置距離

	上流部	中流部	下流部	合計
右岸	11.7km (42%)	20.1km (63%)	17.0km (37%)	48.8km (46%)
左岸	11.4km (41%)	15.7km (56%)	17.9km (38%)	45.0km (42%)

（ ）内の値は各区間における流路の延長に対する水制工設置距離の割合を示している。

水制工の施設位置と水路の平面形，みお筋の関係を昭和34年航空写真でみると，みお筋が河岸によっている所，湾曲によってみおが固定されている所には必ず水制工が設置されている。また直線河道部では，平均年最大流量時のB/Hが100を越えており，砂州が多列であること，Segment 2－2－1，2－2－2では小洪水でも河床材料が動くことによって砂州の列数が変化し，水衝部が固定しないこともあって両岸に水制が設置されている。

〔3〕 水制工の現状

ここでは現地踏査によって水制工の現状を調べたものの内，代表的なものを取りあげて報告する。報告のポイントは各セグメントごとに，水制工の工種・構造と破損状況，土砂の堆積状況である。

(1) 鳥川合流点直上流区間＝ 187～185km

○ 186km 右岸付近

五料橋（185.6km）上流の右岸付近であり，鳥川合流点より約 2km 上流である。河道は187km より上流は沖積地を下刻し，段丘状の地形の所を流れ，川幅は 150m 程度の単列砂州河道となっているが，186km で川幅が急拡し 500m となっている。砂州は，五料橋右岸の河岸が凸部となっており，その影響でみの筋が昭和22年（1947），昭和34年（1959）には凸部の上流側に当たるように流れ，これが凸部によって刎ねられ，みおは左岸に移動するので，単列的な様相を示しているが，詳細に見ると 4 列程度の砂州となっている。

「ここには，図 3－4－21に示す四基構，三基構が，写真 3－2－1 のごとく 3 個，4 個組みとなって，図 3－2－22に示すように約 20m 間隔で設置されている。185.8km 地点下流の三基構は四基構より多少低めに設置されている。」（・・・は筆者の付加）

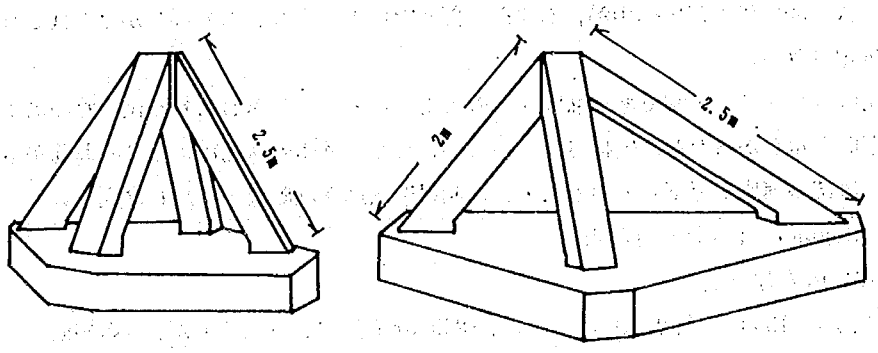


図 3－2－21 四基構・三基構，文献 2）修正

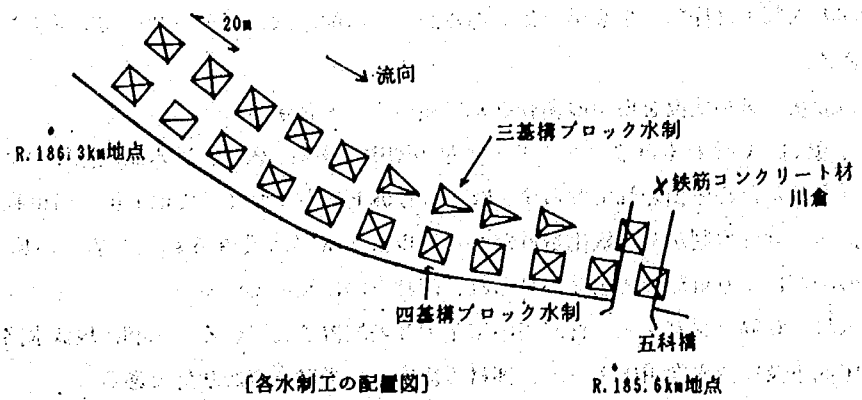


図 3－2－22 水制工配置図，文献 2）修正



写真３－２－１　185.8km 地点四基構（1989）

この水制は昭和20年代後半から30年代の前半の間に設置されたものと推定される。

水制設置個所は現在高水敷化されており，現水路部より30～100m離れているが，これは，昭和40年代～50年代の河床掘削が，右岸から離れた所でなされ，この部分が掘り残されたためであると推定される。

水制はコンクリート制であり強固なものであること，またみお筋の変化のため洪水力にさらされる期間も短かかったため破損されていない。ただし砂州の変化によってみお筋が本区域に寄れば，主流部の河床が低下しているため，水制根が洗掘され破壊する恐れは大きい。

(2)　Segment 1 ＝184～179.4km

・184km 左岸付近

昭和34年（1959）の航空写真によると，185.5km右岸に寄ったみおが，五料橋直上流の河岸凸部によってはねられた形となり，これが185km左岸に達し，183km付近までみお筋が左岸に寄っている。ここに設置された水制群は，このみお部の河岸侵食対策として設置されたものである。

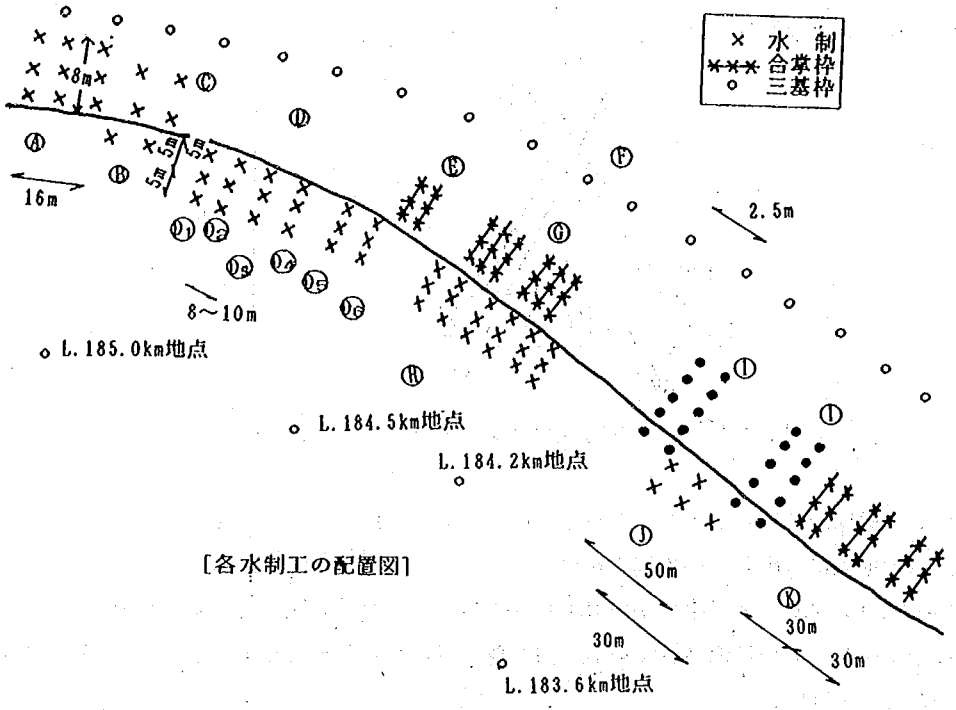
この区間の水制工は枠類，牛類が主体であるが，その配置は，図３－２－23に示すごとく種々のものがある。

各水制の形状，破損状況を根岸の調査を基に述べることとする。

「Ⓐ，Ⓑ，Ⓒは，いずれも鉄筋コンクリート材中聖牛である。Ⓐ，Ⓒは水制設置後中水敷化された所に設置されたため破損されておらず，ほとんどが土砂中に埋まって地上0.5～1m程度露出する程度である。Ⓑは水制が高水敷化されなかった現低水路部に設置されたため，河床低下に伴なった根の洗掘により重籠の流出等が見られ，河身方向に傾いている。

Ⓓは，木材・鉄筋コンクリート材混用中聖牛で３列配置されている。水制は現低水路部に有るため，河床低下及び流水作用によって，部材の流出し，半壊，全壊状態である。

Ⓔは鉄筋コンクリート材合掌枠水制である。その構造は，合掌木と梁木でもって三角形を組



[各水制工の配置図]

図3－2－23　各水制工配置図，文献2）微修正

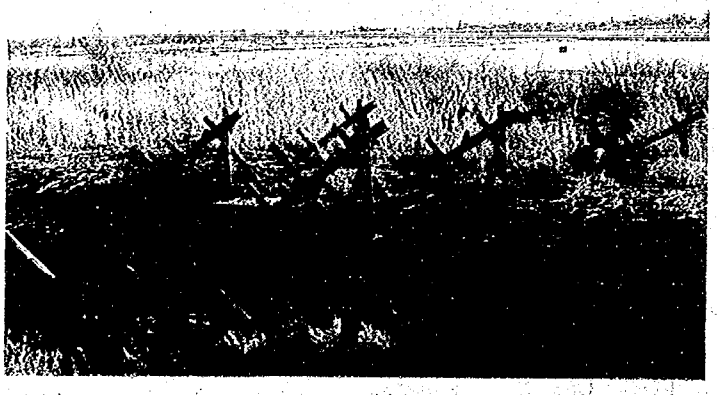


写真3－2－2　コンクリート制中型牛及び三基枠（1989）

み，長手には二段に貫木を通し，その下に詰石を行っており，透過性の良い構造となっている。水制長は15mほどの直角横工水制で，これを2列に並置している。この水制は現状では水につかっておらず，高水敷化された所に有り，破壊を受けていない。

Ⓕは水制高1.5mほどの鉄筋コンクリート材捨三基枠水制で，1辺20cmほどの鉄筋コンクリート材四角杭を三叉に組んだものである。この水制工が低水護岸に沿って1列に水制間隔2.5mほ

どで設置されており，185.0～183.0km地点まで2kmにおよぶ。護岸（植石コンクリート張護岸）根を守る根固め水制と位置付けられる。

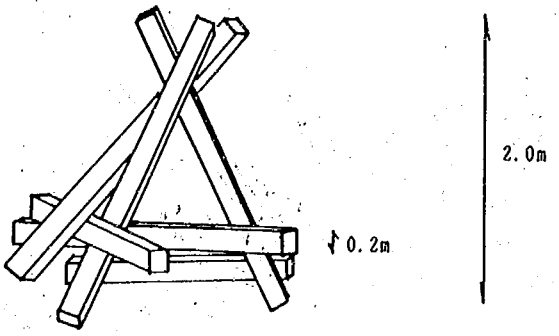


図３－２－24　鉄筋コンクリート材捨三基枠，文献２）より

Ⓖは㊄と同様な鉄筋コンクリート材合掌枠水制で，直角横工水制で３列で一組となっている。㊄に比べて地表に露出している高さが少ない。また破損もされていない。

⑪は鉄筋コンクリート材中聖牛で184.3～183.7km地点に流れ方向に３列配置されている。５～６個の中聖牛で一群が構成されている。河岸側に近いものは水につかっていないものがあり，あまりいたんでいない。

①は鉄筋コンクリートパイル材を用いた杭出水制で，ϕ 25cm位のパイルを２列打っている（パイル間の構造は土砂の堆積のため見ることができないが，図３－２－16と同様なものであろう。）

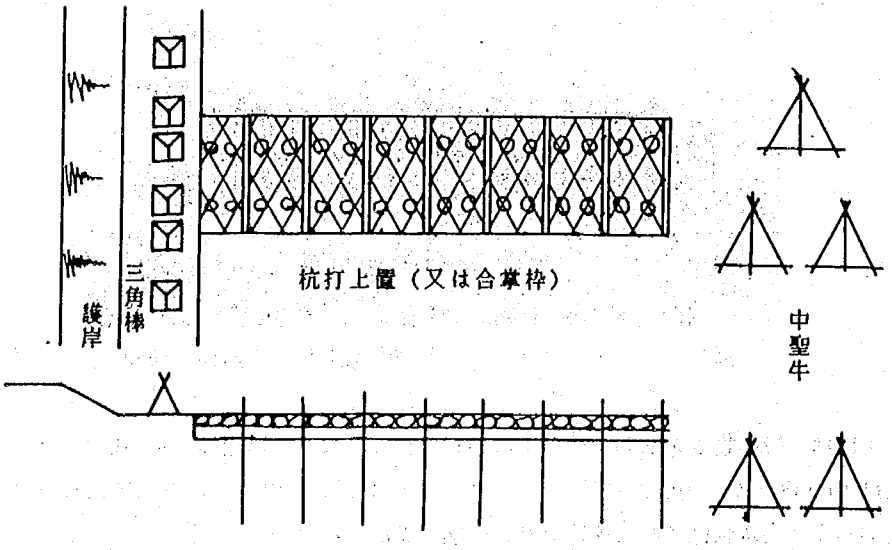


図３－２－25　①水制の構造，文献２）より

Ⓙは鉄筋コンクリート材中聖牛である。破壊はほとんど受けていない。

Ⓚは鉄筋コンクリート合掌枠水制であり，３本とも２列で約30m間隔に配置されている。水制長は20mほどで，水制頭は流水にさらされ破壊されている。」

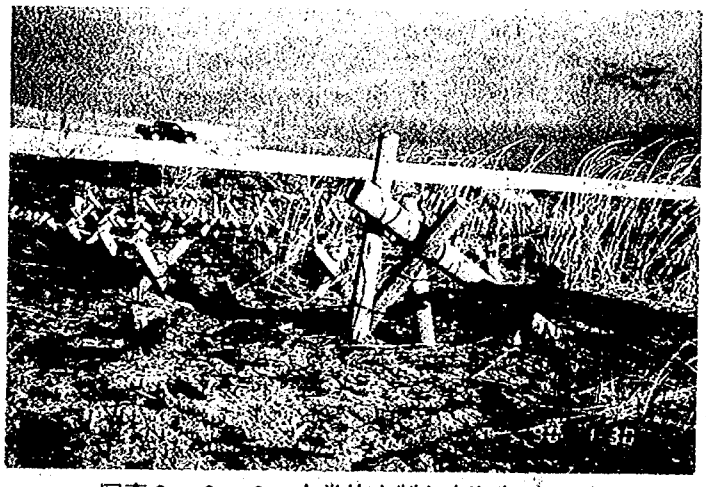


写真３－２－３　合掌枠水制と中聖牛（1989）

以上本区間の水制工の構造，現状について述べたが，まとめると次のごとくなろう。本水制群は昭和30年代に設置されたものと推定される。設置された当初はみお筋部であり，根固め水制として設置されたものである。昭和30年代後半から始まる河床掘削は，この水制域を掘り残した形ですすみ，水制間の河床は平水時には水面上に出て，洪水時の浮遊砂が堆積しやすい環境となり，急速に高水敷化が生じ，現在の状態になったものである。もし河床低下が無ければ，このような高水敷化は生じなかったであろう。頭部の保護に使われた中聖牛の一部は現水路部の部分に設置された。これらの水制は河床低下による根の洗掘と蛇かご鉄線の腐食によって捨石が流失し，写真３－３－４のごとく破壊された。



写真３－２－４　183km左岸の河岸の状況（1989）

・180.6km～179.6km 右岸

この区間の水制は杭出水制が主体であり，配置状況は同３－２－26のごとくである。

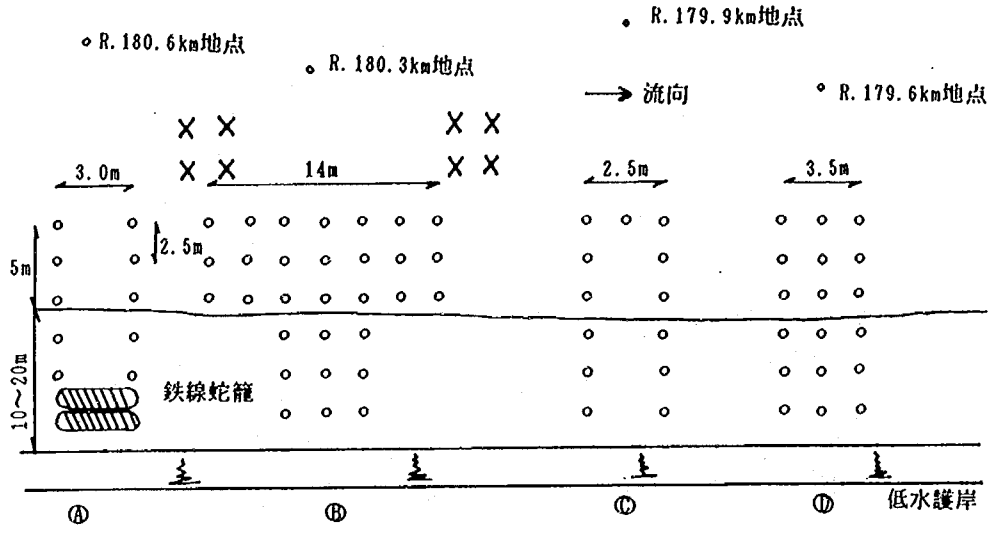


図３－２－26　180.6km～179.6km の水制の配置状況，文献２）微修正

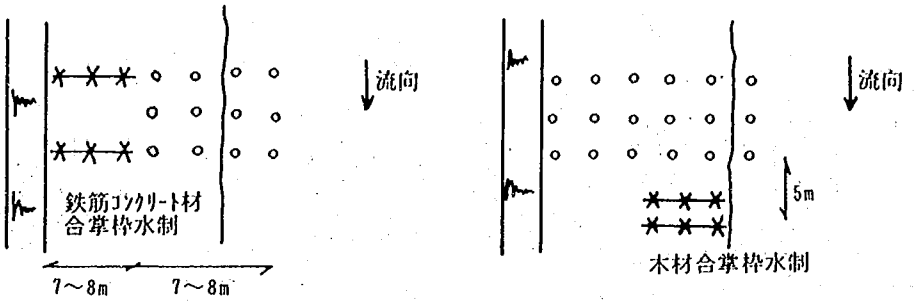
「Ⓐは杭打上置工と推定されるもので，水制間隔 40～50m で 180.6～180.3km の 300m 間に計７本設置されている。水制長は 15m ほどで，２列の木杭間の沈床工の上に玉石が置かれた構造となっている。元付けには鉄線蛇籠が置かれている。この水制は工法から戦前に設置されたものと推定され，木材の腐朽や沈床工や玉石が流出し，かなり破壊されている。

Ⓑは鉄筋コンクリート材杭出丁出水制である。水制間隔は 40cm ほどで 180.3～179.9km 間に11本設置されている。丁出頭部は径 30cm ぐらいのコンクリートパイル杭であり，幹部は径 25cm ぐらいである。丁出頭部は流水の影響で沈床工と鉄線蛇籠が破損し，流出を受けコンクリートパイル杭のみが残っているが，幹部は高水敷化し土砂が堆積している。この丁出水制の河身側前面には，木材中聖牛水制が図３－２－26のように配置されている。この水制の目的は丁出水制角部の局所洗掘防止を意図したものと思われる。

Ⓒは 179.9～179.6km までの間を水制間隔30～40mほどでⒷの丁出水制と交互に径23cmほどの鉄筋コンクリート材杭を用いた直角水制で，水制頭は３列であるが，水制幹部は２列となっている。水制幹部の中程から水制根にかけて鉄筋コンクリート材杭が土砂に埋まるほど堆積しているが，それより先端部では鉄線蛇籠の玉石が流出している。この直角水制の河身側前面にも木材中聖牛が流水方向に２本配置されている。一本はコンクリート材杭出水制の河身側前面に，もう一本は，その上流5～7mの所に設置されている。これも水制頭部の局所洗掘軽減のための水制である。現状では破損している。

Ⓓは３列の鉄筋コンクリート材杭出水制で水制長は15m，間隔は40mで179.6～179.0kmに13本

設置されている。図３－２－27のように水制根および杭出水制の下流側に木材あるいは鉄筋コンクリート材合掌枠水制が設置されているものもある。



〔①の水制工略図〕　〔②の水制工略図〕

図３－２－27　Ⓓ水制の配置状況，文献２）より



写真３－２－５　鉄筋コンクリート材水制（1991）

(3)　Segment ２－１ ＝179.5～171km

本区間は鉄筋コンクリート材杭出水制，合掌枠水制，中塁牛が多い。ここでは設置数が少ない水制を取り上げて検討することとする。

・177.8km～175.7km 右岸

本区間の水制の配置は，図３－２－28のごとくである。

「Ⓔはコンクリートブロックを根固め方格枠として，コンクリートパイルを使用するポスト型コンクリートブロック水制である。形状は図３－２－29のごとくである。この水制がR177.8～R177.1km までの間に水制間隙 50m ほどで11本設置されている。水制は現在高水敷化された所にあり，破損は受けていない。

Ⓕは，水制長 10～20mほどの木材・鉄筋コンクリート材混用杭出水制で，元付工はコンクリー

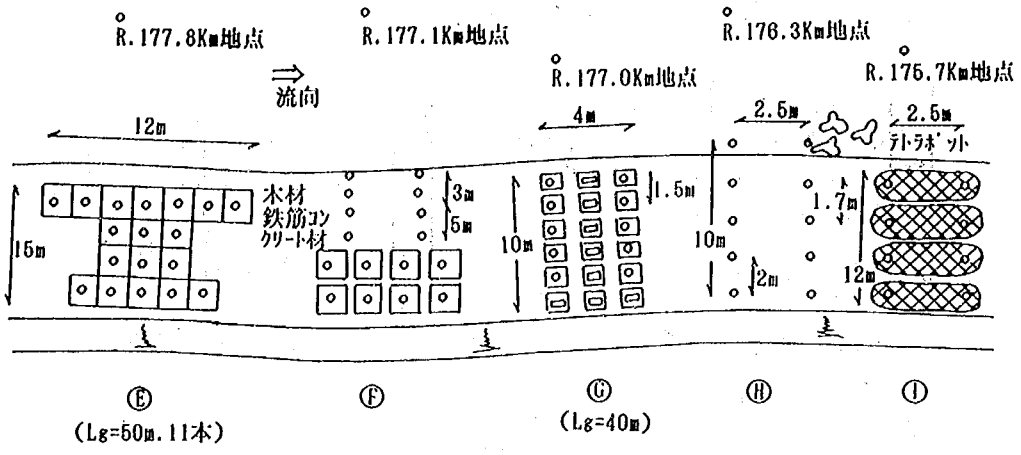


図３－２－28　177.8km～175.7km 右岸水制配置状況，文献２）徴修正

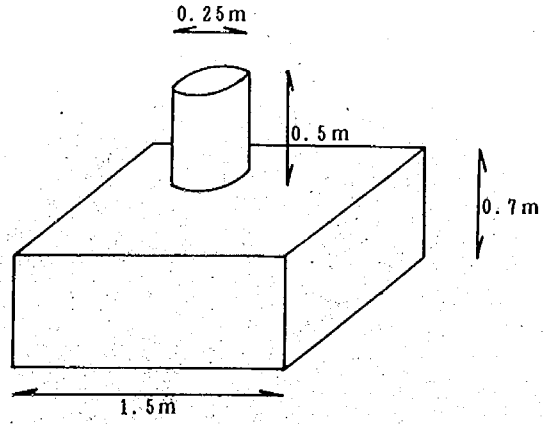


図３－２－29　コンクリートパイルポスト型コンクリートブロック水制，文献２）より

トブロック根固め方格枠である。

◎は，177.0km から 176.4km の間に設置された図３－２－30に示すコンクリートブロックを根固方格枠としたポスト型ブロック水制である。水制長は 10m で３列で一組となっている。

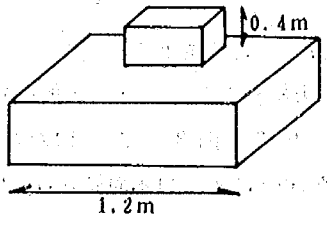


図３－２－30　ポスト型コンクリートブロック水制，文献２）より

⑪は176.3～176.0kmに設置されている鉄筋コンクリート材杭出水制で，径15cmくらいの鉄筋コンクリート材杭を2列使用し，その間に玉石や鉄線蛇篭が置かれた杭打土置工である。水制長は10m前後の直角水制で，水制間隔は40m程度である。現況では，水制頭は流水によって沈床工等が流出し破損しているが，幹部は土砂の中に埋まっている。

①は⑪と同様の鉄筋コンクリート材杭出水制である。」

以上まとめると，水制工が現況では水脈から離れているので水につかっている水制工は少なく，破損の程度は著しくない。水制長は10～15m程度で根固め水制として設置されたものであるが，現在では，河身側河床の河床低下のため高水敷化している。

(4) Segment 2－2－1 ＝171～162km

本区間の水制工種及び構造は，Segment 2－1とほぼ同様であるが，ポスト型コンクリートブロック水制が見られなくなる。また下流に行くに従って木材を用いた木材梁掛杭出水制が多くなる。

(5) Segment 2－2－2 ＝162～132km

本区間は中砂を河床材料に持つsegmentであり，河床勾配も1/2400と上流より緩くなる。

ここでは利根大堰のため水位及び河床がコントロールされ，その前後で水制に作用する外力が変化したため水制の状況に違いが生じている。

・155.7km～154km右岸

本区間の水制の設置状況は図3－2－31のごとくである。

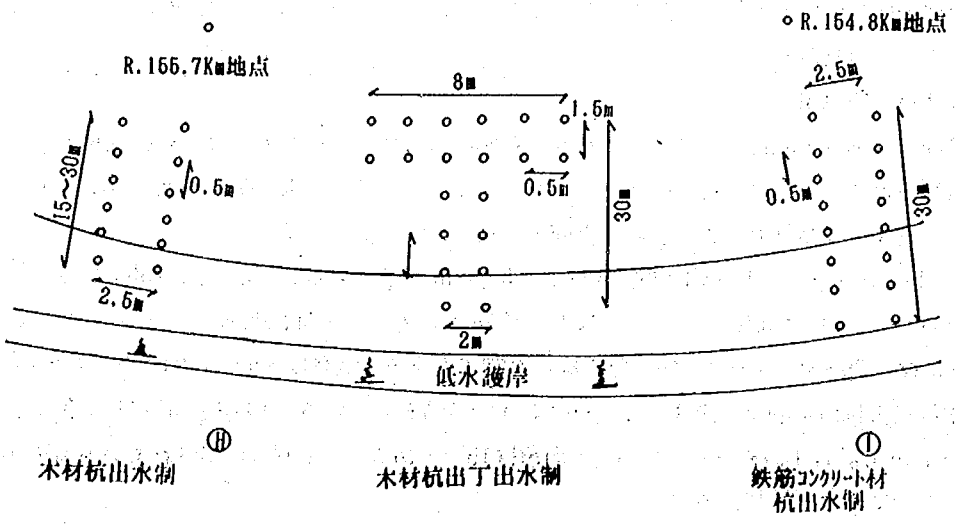


図3－2－31　155.7km～154km右岸水制配置状況，文献2）微修正

「⑪は木材杭出水制と木材杭出丁出水制で155.7～154.8km間にこの2種の水制が交互に水制間隔30～60mで計20本ほど設置されている。ともに直角水制である。」利根大堰の水位のせき上げによっていずれも低水路内に写真3－2－6のごとく杭頭が水面から20～30cmcm程度露出し，土砂の堆積が少ない。



写真3－2－6　木材杭出丁水制（1989）

「①は鉄筋コンクリート材杭出水制で，154.5～154.8km地点までに水制間隔60mで6本設置されている。この水制は径25cmほどの円形断面をもつ鉄筋コンクリート材杭と1辺12cmの正方形断面を持つコンクリート材四角杭の二種類がある。いずれも直角水制である。

水制の破損は河床低下が少ないため流水による破壊は見られないが，木材は腐朽によって破損されているものが見られる。」

○ 153.6km～152.65km右岸

この区間は，利根大堰直下流に当り，水流が右岸に寄っているので右岸高水敷幅は狭くなっている。設置されている水制工種は図3－2－32のごとくである。なお1991年現在はコンクリートブロック張護岸と異型ブロック乱積みの根固工で河岸処理されている。

「Ⓐは鉄筋コンクリート材杭出水制で153.6～153.3km地点までの間に水制間隔50mほどで計6本が設置されている。現況はいずれも全壊し，鉄筋コンクリート材は折れているものがある。153.5kmには径30～40cmのものからなる捨石水制工がある。長さは30m，約20°上向している。

⑪は木材梁掛杭出水制で，図3－2－33のような構造をしている。153.3～152.65km間に水制間隙30～40mで計17本設置されている。上向角は15°である。本水制は破損されているものが多く，ほぼ全壊に近い状態である。」

大堰上流と同様な構造でありながら破損・破壊されているのは，河床低下によって根が洗われ蛇篭玉石の流出し破壊にいたったものと推定される。

• 135.5km～132.2km左岸

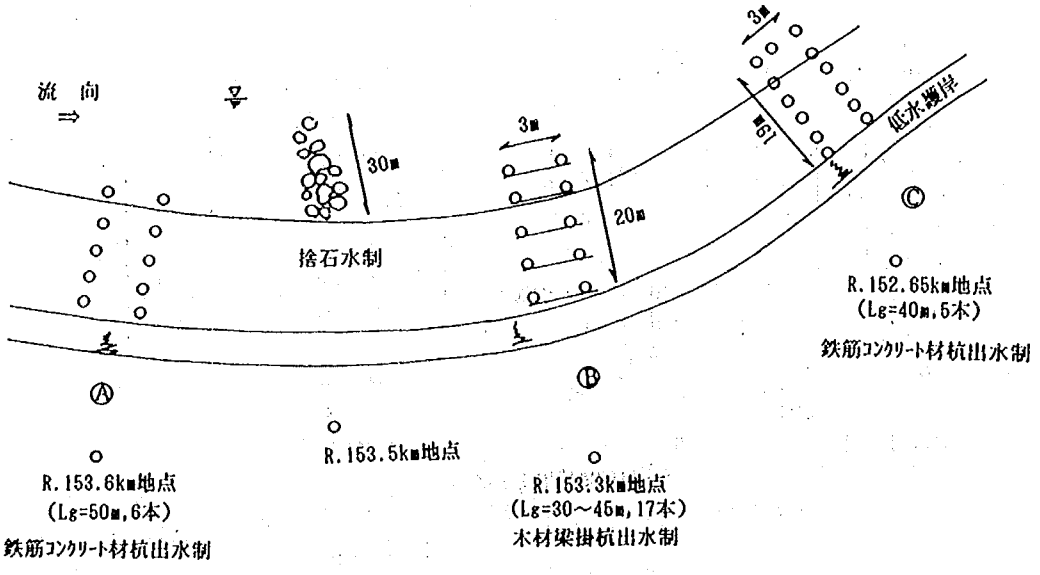


図３－２－32　153.6km ～ 152.65km 右岸水制配置状況，文献２）徴修正

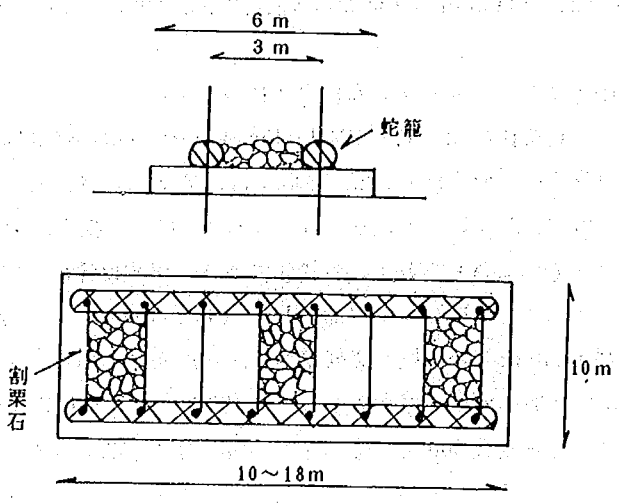


図３－２－33　木材梁掛杭出水制，文献２）より

本区間は，直線状の新川通りである。水制長は，他の区間に比べて長く130mにおよぶものがある。

「水制の配置状況は図３－２－34のごとくであり，木材梁掛杭出水制，木材杭出水制，木材杭打縦工，鉄筋コンクリート材杭出水制等である。

Ⓐは木材梁掛水制で 135.5～134.9km に水制間隔 60～70m で計９本設置されている。」水制長は，1969年の航空写真によると30～40mほどである（根岸は図３－２－34に示すように15mとしている。）。「径 15cm ほどの木杭を２列とした直角水制である。梁木はいずれも腐朽し，存置して

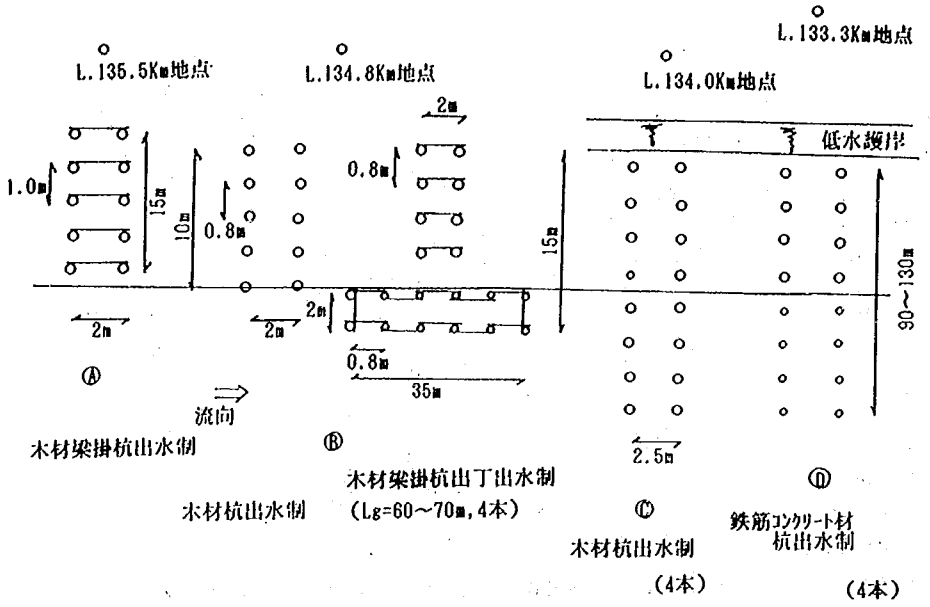


図３－２－34　135.5km ～ 132.2km 左岸水制配置状況，文献２）徴修正

いない。水制は水の中につかっておらず高水敷化されつつある。

Ⓑは木材杭出水制と木材梁掛杭出水制で 134.8～134.5km の区間に水制間隔 60～70m で交互に設置されている。杭は径 15cm の木杭である。杭間には沈床あるいは蛇篭の破損したものと思われる径 20～25cm 位いの割石が存置している。」長さは 30～40m （根岸は 15m としている。）「ほどで，頭部の部分だけが流水にさらされている状態である。梁木は流出している。

Ⓒは木材杭出水制で 134.0km，133.7km，133.55km，133.45km の計 4 本設置されている長大水制である。いずれも径 15cm ほどの木杭を 2 列並置した直角水制である。」

L134km 地点の水制は1969年の航空写真にすると約 100m であるが根岸が観測した1976年時には，図３－２－35のごとく水制長 50m 位いとなっている。水制幹部に土砂がついているが，全壊に近い状態である。

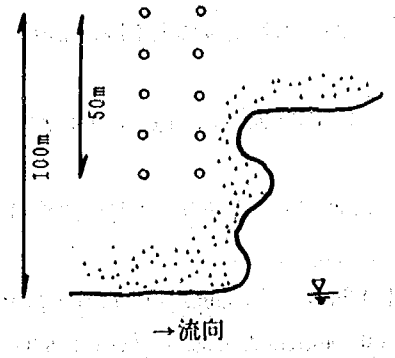


図３－２－35　134km 左岸水制の状況（1969年），文献２）より

133.7km 地点の水制は，根岸の観測した1976年には，水制長が 10m ほぼ存置し，その先 100m は破損され沈床・蛇竜の玉石が残り図３－２－36のごとく捨石水制状となっている。

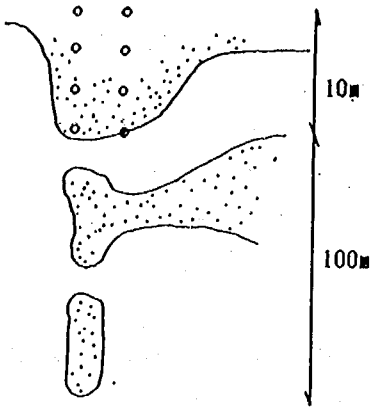


図３－２－36　133.7km 左岸水制の状況（1969年），文献２）より

「⑩は鉄筋コンクリート材水制で133.3km，133.0km，132.7km，132.4km地点に計４本300m間隔に設置されている，水制長は90～130mほどであり，杭材は１辺12cmの正方形断面を持つ鉄筋コンクリート材である。

L133.3km 地点に設置された水制は，全長 120m 位いであるが，1976年時点では水制根から 10m 位しか残存しておらず，ほぼ全壊し根元から折れている。

133.0km の水制は 60m が存置し，132.7km は 132.4km は全壊し，鉄筋コンクリート材杭は残っておらず，玉石，割石にする捨石水制横工状となっている。」写真３－２－７及びスケッチは1990年２月の水制工の状況である。

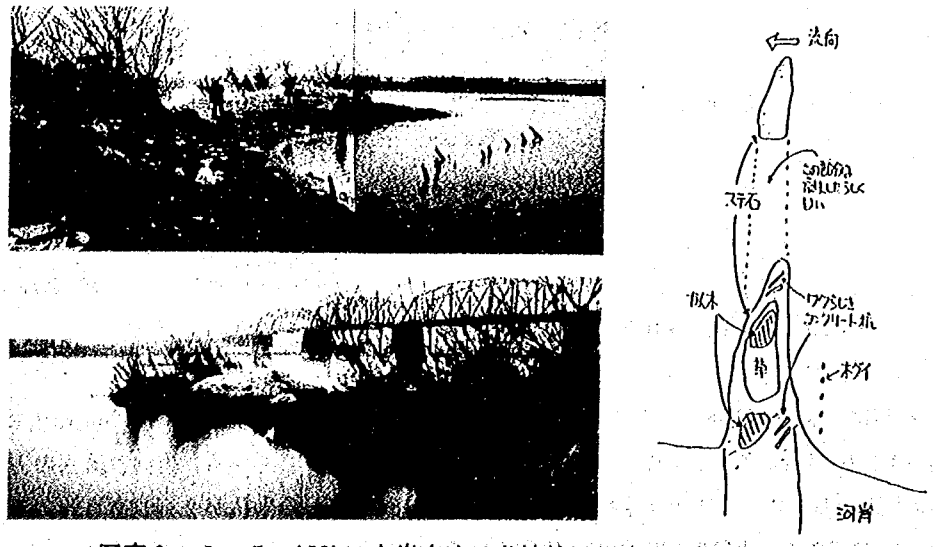


写真３－２－７　133km 左岸東武日光線鉄橋下流の水制破壊状況（1989）

以上のように長大水制は，破損，破壊されたものが大部分であるが，沈床，蛇篭の材料である玉石，割石がそのままそこに存置し，それが不透過の低い水制状を程している。短い水制は，梁木は腐朽流出しているが，長大水制に守られたこともあって頭部が破壊されているが，破損の程度は低く，大部分は，土砂の中に埋まりつつあり，高水敷化されつつある。

(6) Segment 2－2－3 =132～120km

本区間は渡良瀬川合流点から江戸川への分流地点までである。用いられた水制工種は，上流のsegmentと同様に木材杭出水制，鉄筋コンクリート材杭出水制，木材・鉄筋コンクリート材混合水制，木材梁掛杭出水制，木材鉄筋コンクリート材混用水制である。なお本区間には前期に設置された長大水制が存置している。

• 131.0km～127.8km 右岸

132.0km地点の左岸から渡良瀬川が合流し，右岸は凹岸となり，流水が集中してくる所である。水制の配置状況，工種は図3－2－37のごとくである。

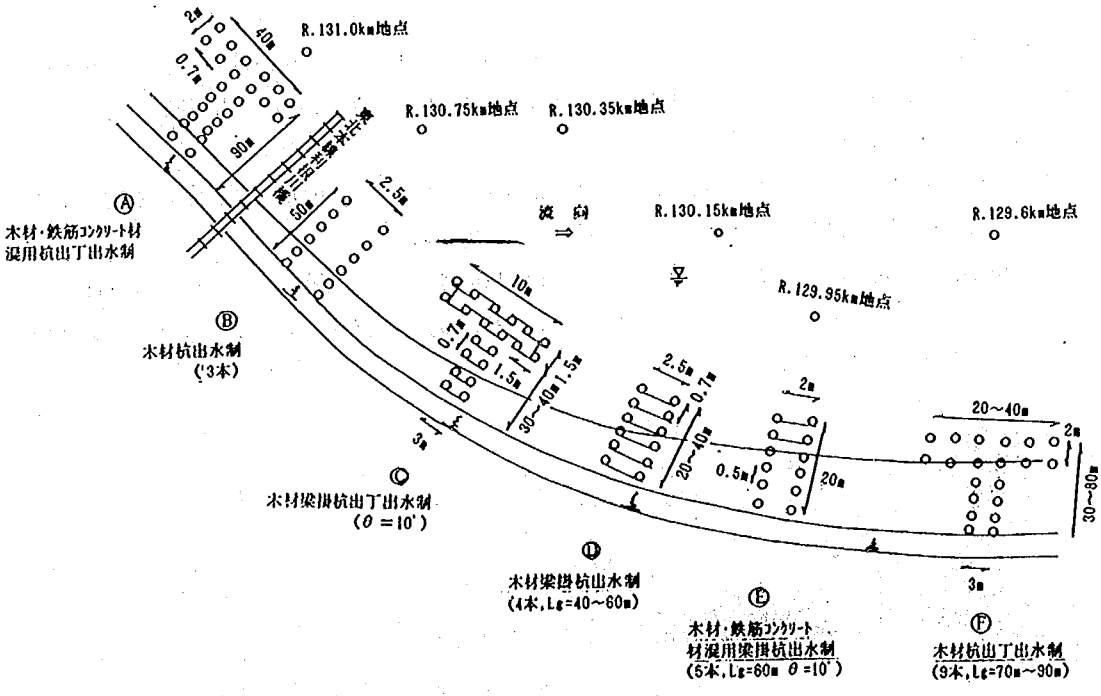


図3－2－37　131～127.8km右岸水制配置状況，文献2）微修正

「Ⓐの水制は，木材・鉄筋コンクリート材混用杭出水制である。丁出部の長さは90mほどで，1辺12cmの正方形断面を持つ鉄筋コンクリート四角杭を2列配置している。方向は流水の方向から30°ほど下向している。丁出頭部は流水の方向に径15cmほどの木杭が2列並置され，その長さは40mほどである。水制は丁出頭部，幹部とも全壊しており，沈床材料の割石によって低い捨

石水制的な形態を示している。」

短い水制は後期に設置されたものと思われる。破壊状況は粱掛工の粱木がいずれも流出したり水制頭部の破損が認められるが，破損の程度が他のsegmentの水制に比し著しいものでない。なお©，ⓓの水制は護岸工事のため現在では10m以下に短縮されている。

本区間の130～128kmは洪積層が河床に露出しており，この層が河床低下をある程度おさえており，他の区間に比し，河床低下及び水位低下が少ない。これが本区間の水制工の破損程度が軽い理由である。

なお1990年2月の観察によると東北本線利根川橋下流の状況は写真3－2－8のごとくであり，護岸前面には，根固めとしてテトラポットが乱積みされている。この根固めの上流側は，土砂が堆積し，その上に植生が生えており，乱積の見苦しさを緩和している。今後人工的に乱積み上に土砂を入れ，景観の改善を行うことを考えてみるべきであろう。

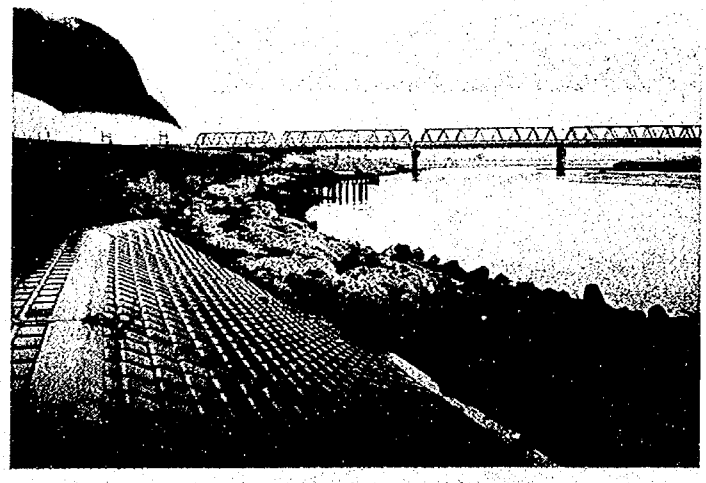


写真3－2－8　東北本線利根川橋右岸下流状況（1989）

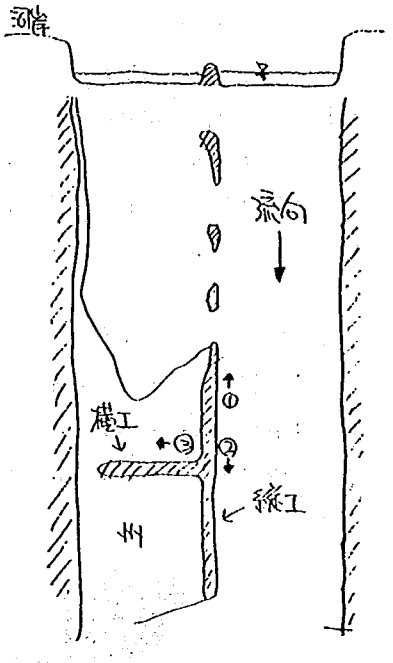
・124～120km右岸

本区間には前期に設置された長大水制が，写真3－2－9に見るように破壊され残がいがとして残っており，捨石縦工，横工状となっている。

〔4〕 水制工と低水路幅

水制工の機能の一つに水制間に土砂の堆積を生じさせるというものがある。これは最終的には低水路の河岸線の位置を変化させる。

利根川に設置された水制が低水路をどのように制御したのか，逆に制御し得なかったのかを把握し，水制工の機能評価を行う。ここでは，昭和22年（1947），昭和34年3月（1959），昭和55年（1980）撮影の航空写真を用いて低水路の位置，幅の変化を調べることとした。代表地点を取り上



①



②



写真３－２－９　124km 右岸縦工と横工の状況（1989）

げ報告する。

①　126～124km 地点

昭和22年（1947）の航空写真を見ると利根川第三期工事で設置した計画低水路線に合せた長大水制は，土砂を堆積させ低水路幅を縮少させることができず，ほぼ水制根と判断される位置が河岸位置（植生の生えている所と水際あるいは河床砂との境界）となっている。この水制は，低水位を基準とした低い水制であり，出水時にはこの水制上を流水は流れ，一方水制間隔が長いため流速低減効果も少なく，水制間に土砂が堆積する条件になかったものと考えられる。

昭和34年（1969）は，戦後の水制補修工事がほぼ終了した時期でかつ河床低下が始まる以前の状態である。この時期の水際線の位置を図３－２－38に示す。左岸側に短かめの水制群が増設されLs/ℓg≒1程度と密に設置されたが，これも水制高が前期の水制と同様低いため土砂の堆積が見られない。右岸側124.5k地点下流には前期に設置された間隔Lg＝165m程度の長大水制が存置しているが，上流部では破壊されている。

昭和55年（1980）の水際線の位置を図３－２－38に同様に示す。左岸側の水制間はほぼ植生が生え60～100mほど河岸線が河身側に前進したが，逆に右岸側は，前期の水制が破壊され，河岸線の位置が湾曲部の内湾側であるのに後退している。左岸側の高水敷化は，図３－２－39の124.0km地点の横断図に見るように，水制間に土砂が堆積して高水敷化していったものでは無く，河身側の2～3mにおよぶ河床低下のため（河床掘削の影響が大きい。）水制間は取り残され，空中に露出し，植生が生え（柳，よし等），洪水時に細砂，シルトをトラップし，地表面高も上昇し，河岸線寄りには，自然堤防上の微高地が形成されたと考えられる。右岸側は河床低下等によって水制が沈下破壊されたため，左岸の河岸の前進に見合った量に対応する河岸の侵食が生じたものと思われる。河岸に護岸が無く，そこの物質が洪積層や後背湿地の粘土層でなければ，洪水時の掃流力に対応した川幅にまで拡がるのであろう。

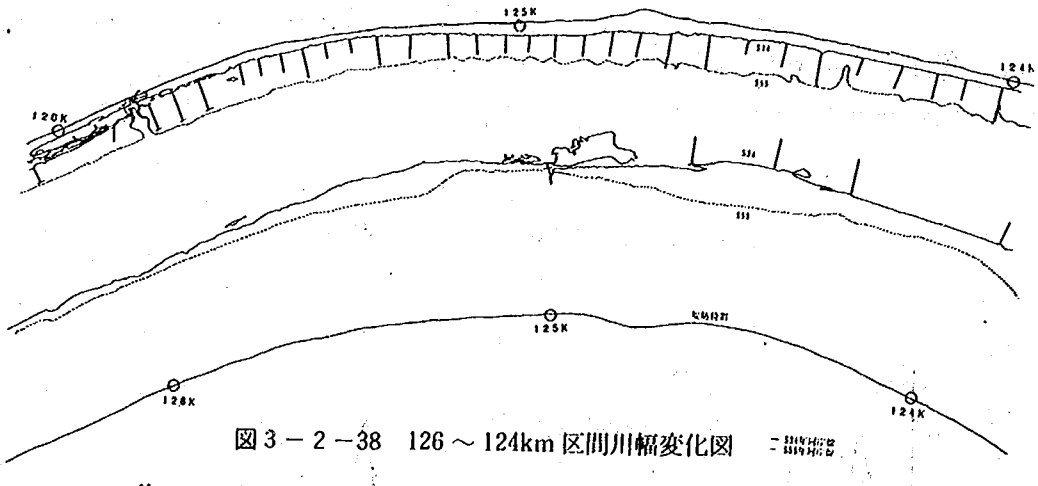


図３－２－38　126～124km区間川幅変化図

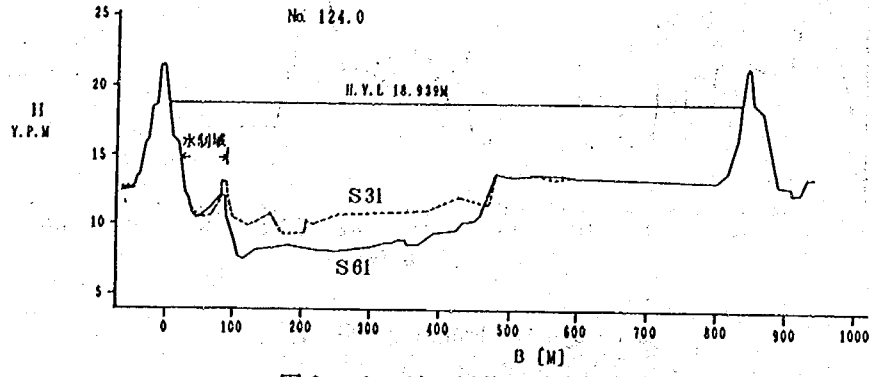


図３－２－39　124km地点横断図

② 136.5～134km

昭和22年（1947）の航空写真によると，前期に本区間に設置された長大水制は，破壊されたものが多く，土砂の堆積は見られない。134.8～133km間の左岸側は低水路が堤防際まで寄っている。右岸側は図３－２－40に示す昭和34年の航空写真によると水際線とほぼ同位置にある。昭和34年の左岸水制群内には土砂の堆積は認められるが，高水敷化していない。これが昭和55年には高水敷化されている。図３－２－41に 135km 地点の横断図を示す。

高水敷化の原因は，①と同様と推定されるが，ここでは，両側に水制が設置され，それが流水に耐えたこともあって，低水路幅が 100m ほど減少し，昭和34年度に比べて75％程度となっている。

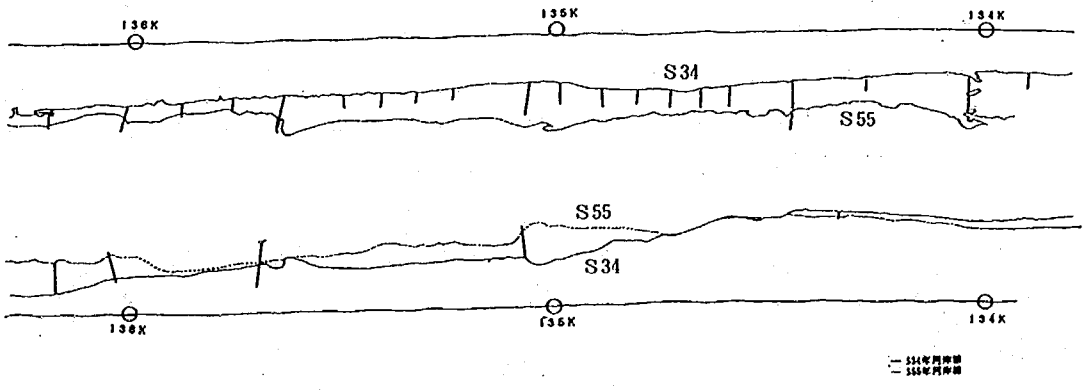


図３－２－40　136.5～134km 区間川幅変化図

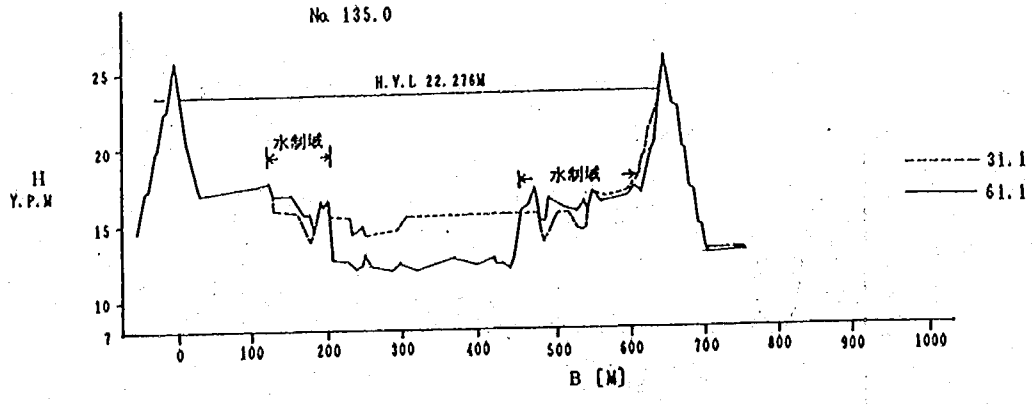


図３－２－41　135km 地点横断図

③ 145km～143km

図３－２－42に昭和33年と昭和55年の水際線の位置を示す。

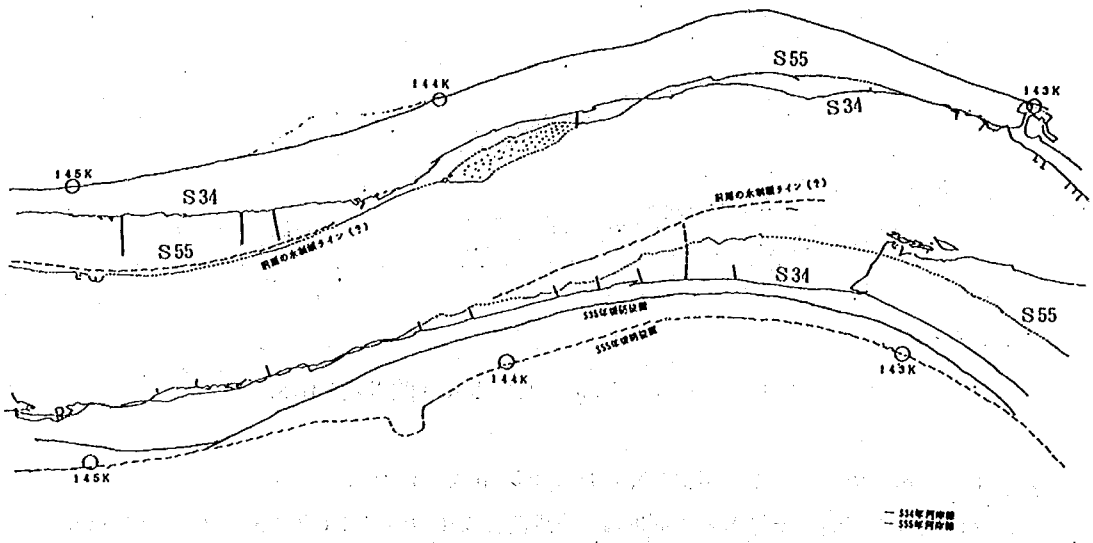


図３－２－42　145～143km区間川幅変化図

昭和22年の航空写真を見ると144～143kmの左岸は，堤防際まで低水路となっている。これが昭和33年には，100～150m高水敷化されている。144.5～143.5km右岸は昭和22年には水制が設置されており，図３－２－42の推定水制頭ラインに示すように，流水を左岸側へ追いやる法線となっており，143.5km右岸の湾曲内湾部は，ポイントバー的な砂州がつきでている。これが昭和34年時には，この水制が破損され短かくなったため，このポイントバーの上流部が侵食され，水衝部が下流に下がった形となっている。昭和55年においては，143.8km左岸下流は，河道整正され，寄州が掘削されると同時に高水敷の整正も行われている。

145km左岸は昭和33年には高水敷がほとんどなく，水制で河岸を守っているが，昭和55年時には高水敷が100～150m増加している。昭和55年時の水際線を見ると，この水際線に対応した水制頭らしきものが見え，このラインに沿って高水敷化が進んだものと思われる。

高水敷の原因は①，②と同様であろう。

④ 154.5km～152.5km

図３－２－43に昭和34年と昭和55年の水際線の位置を示す。本区間の154km地点に昭和43年利根大堰が建設された。川幅の変化はこの影響を大きく受けている。大堰直上流は，堰建設に伴なって低水路の整正により川幅が多少大きくなっているが，下流は，右岸側の河床が下がり，左岸側が高水敷化されつつある。河床低下が右岸側で激しいのは利根大堰の構造が，図３－２－10に示すように調節水門が右岸側にあり，その敷高が低く，洪水時の流速が左岸側に比べて速くなること，平水時の流水が，この調節水門側のみ流れ平水流量時の土砂移動が右岸側

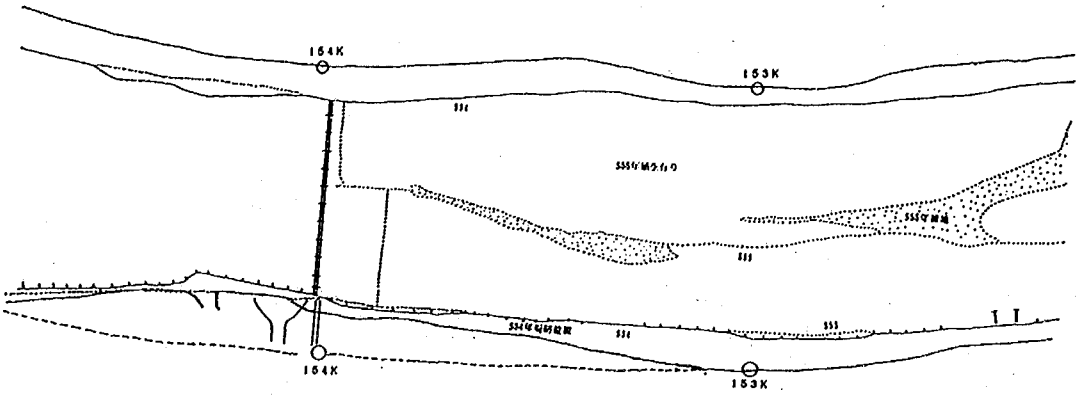


図３－２－43　154.5～152.5km 区間川幅変化図

のみ生じるからである。この川幅の変化は 150.5km までに及んでいる。

最深河床高の縦断図を見ると本区間は，大堰建設前は Ib＝1/2400 であったものが昭和156年（1981）にはほぼ水平となっており，河床勾配が緩くなっている。河岸材料が変わらなければ，川幅は $Q I_b$ に比例して変化すると推定[注] されるので，勾配の変化が，川幅が小さくても，その川幅を維持し得る第１の原因であろう。

⑤　163km より上流区間

昭和155年の航空写真によると，昭和134年に砂利州であった所に植生が侵入している所が多い。また砂利州の形状は砂利州の高い所を掘削した跡が残ったものとなっている。砂利州は数年間水が乗らないため植生が侵入してしまい，一見，高水敷のように見えるが，大洪水時には水が走り，植生は破壊されると推定される。河床掘削によって掘り残された所は高水敷化されつつあり，川幅がかなり小さくなっている。本区間の河床材料を見ると（1991年時点），河床表層の材料は，表層下の材料に比べて大きな所が多く，アーマ化されており，このアーマ化が川幅が狭くなっても，川幅が維持される一つの原因となっているようである。

以上まとめると以下のごとくである。

i）　砂河川の部分は，昭和134年に比べて，昭和155年は，低水路幅が10～20％で減少している。低水路の位置は，水制頭をつらねた線に位置していることが多く，水制間は高水敷化し，水際部には自然堤防が形成されつつある。

ii）　高水敷化された所は，掘り残された所であり，この部位は2～3m程度河床上昇が生じたことに相当している。

注）　４－２－３参照

iii)　低水路幅が狭くなってもその川幅が維持し得るのは，水制等によって河岸侵食が防がれていることにもよるが，河床低下時期は，洪水流量が大きくない時期にも当るので，洪水という外力が小さかったことも原因であろう。昭和57年，昭和58年（1982，1983）に8000m³/m級の大出水があったが，この出水によって低水路幅は大きくは変わらなかった。この時には高水敷化が進んだ状態であり，高水敷化された所は植生が侵入し，表層にはシルト，粘土質の氾濫原堆積物が堆積していたため，この洪水に耐えられたのであろう。

3－2－4　水制工の評価と今後の方向

本小節においては，利根川の河道特性と水制工の実態より，利根川に設置された水制工の評価を試み，さらに今後の水制工の方向性について述べることとする。

〔1〕 水制の効用

後期に設置された水制工の工種や配置は，戦前に改良されたものと，同様な設計思想に基づいたものだが，戦争直後の災害の経験を通して，杭材として12cm角の鉄筋コンクリート杭からφ25cmのコンクリートパイル材が使用され腐朽しにくく，また杭長も長くなり流水に耐える強度を持つものとなった。このため破損はあるものの河床低下にもかかわらず，現在でも河岸侵食防止工の機能を十分にはたしている。しかしこのコンクリートパイルを用いた水制は当初の目的である根固め水制として機能しているのではなく，現在では，河床低下によって不越流型の水刎ね水制と同様な機能を持つものに変わってしまっている。

Segment 2－2－2，2－2－3において沈床，蛇篭に用いられたφ＝20～40cmの玉石，割栗石は，粗朶，篭が腐朽しても，あまり移動せず近くにとどまっており，現在はそれが捨石工として機能し河岸を守っている。

〔2〕 水制の破壊原因

利根川に設置された水制の破壊原因及び破損されない原因について述べることとする。

① 流水の直接的な作用による水制構成材の破壊

利根川に設置された水制の内，現在高水敷化された所に残っている水制は，ほとんどいたんでいない。しかしながらこれらの水制も利根川の河床低下が進む昭和40年代以前は，流水にさらされ洪水という外力を受けたはずである。その意味で水制工の構成材料が腐朽しなければ，各水制工種は流水の直接的な作用による破壊には十分耐えるものと判断される。但し太さ12cmの鉄筋コンクリート角材を使用した杭は折れているものがあり，杭にゴミ等が引っかかった場合外力が大きくなり，これに耐えないものと判断される。

② 材料の劣化による破壊

木材は，水中にあれば劣化の程度は低いが，空中にありまた水分のある所では劣化が激しく，太さの細い杭や板材は15年程度で腐朽してしまい，流水によって杭が折れたり，梁掛材が折れてしまう。粗朶材は水中にあれば劣化の程度が少ないが，河床低下によって粗朶が水中か

ら出てしまったものは，強度が無くなっている。

蛇籠に使用されている亜鉛引き鉄線は，乾いた所にあるものは劣化の程度が少ないが，水中，水際，土中にあるものは，ほとんどさびてしまってその形をとどめていないものが多い。

これらの水制構成材が劣化しても，流体力にさらされなければ，そのままの形で長い期間そこに残っているが，流体力にさらされると，蛇篭の詰石が移動し，水制本体（特に聖牛）も変形，移動，破壊される。

③ 水制回りの洗掘によるもの

利根川の水制工の破壊は，ほとんどが流水にさらされる水制頭付近に集中し，一部長大水制は幹部水制が破壊されている。

この破壊の原因として，水制そのものによる局所洗掘作用もあるが，昭和40年代以降の河床低下によるものが大きい。河床が2m程度すれば，沈床，根固めは浮き上がり，それに追従して沈下，変形するが，この過程において玉石の流出や水制本体の変形も生じ，流水に対して耐えられなくなり移動破損する。さらに流体力にさらされる面積が水制が浮き上がることにより増大し，より破壊されやすくなる。

長大水制の幹部水制は，水制間隔が長いので，水制による流速低減効果が少なく，流体力が，根固め水制に比較して大きくなり，破壊されやすい。現在河床低下によって沈床が空中に出るようになり，粗朶の劣化が急み，玉石が動きやすくなって，砂の中に沈み，幹部水制の残がいもほとんど見えなくなりつつある。

河床低下に対する水制工の破壊程度を見ると，中水聖は河床低下に耐えられず破壊されている。鉄筋コンクリートパイルを用いた杭出上置工は，頭部の玉石の流出が見られるが杭として残っており，水制効果をそれなりに発揮している。ただしこの鉄筋コンクリートパイルも杭の打ちこみ深さと対応するような深掘れが生じれば倒れてしまうのは，利根大堰下流右岸の水制に見たとおりである。

〔3〕 利根川水制工の改良点と今後の方向

木材や鉄線等の耐久力の乏しい材料を用いた水制工は，現在，求められている耐久度の水準から見ると，これを本格護岸・根固め工とするには無理があるように思える。特に木材は補修がきかないこと，鉄線を用いた篭工は破損したら再設置が可能であるが，災害復旧事業の中で補修するのが難しいことが欠点となっている。

利根川で多用された杭打上置工をその形状を大きく変えないで本格護岸根固め工として生かすには，粗朶沈床，蛇篭と同様な機能を持つ吸出防止工，コンクリートブロック工，鉄線より耐久力のある篭工の開発が必要である。高分子合成材料，不織布等の新材料の利用を考えて見るべきであろう。

ただし，筆者としては水制を根固め工として位置付けるのではなく，水刎ね水制として位置付ける方向を考えてみるべきだと考えている。利根川の中砂を河床材料に持つ区間の水制は，現在

は実質的に水刎ね水制となっており，現存する水制の実質的水制高に相当する不透過に近い水制を設置し，水制間を土砂で埋めたててしまえば，水制と水制の間は，約7°程度で河岸線が河岸側に寄るが，河岸線が守れることは証明済みである。水制群のある所では河岸線に凹凸があるが，自然河岸らしさを作れること，生態系にとっても多様な水環境が作れること，工費の安いこと等より好ましく思われる。

3－3　利根川前橋市付近の河道特性と水制

利根川前橋付近には，2－6〔8〕で報告された護岸水制が設置されている。高野[7]の意図が設置後約30年において達成されたのか，水制工は機能したのか現地における水制工の実態を調査して検討する。なお，本地点は「ふるさとの川モデル事業」の指定を受け，空間整備計画を策定するため河川水理模型実験（固定床，無歪，縮尺1/62.5）をおこなっているので，この実験結果[6]も検討に利用することとする。

3－3－1　利根川前橋付近の河道特性

前橋市付近の利根川の流域面積は，約3,300km²であり，計画高水流量は5,000m³/sである。平均年最大流量は，関東地方の河川の平均年最大流量と流域面積の関係から推定すると，1500m³/s程度と推定される。

〔1〕河川地形の特徴

図3－3－1に昭和22年（1947）撮影の航空写真より検討対象区間を含む上流部の河川地形を示す。

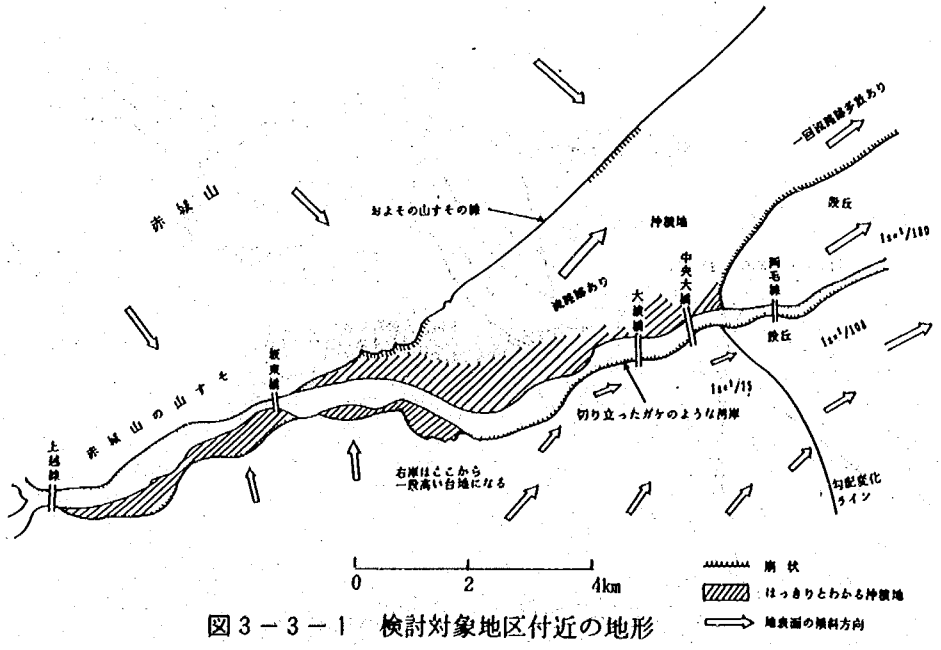


図3－3－1　検討対象地区付近の地形

坂東橋直上流の区間の，左岸は赤城山の山裾に沿って利根川が流れ，天然河岸で固定されている。右岸側は低い段丘であり，段丘前面には狭い沖積面がある。

坂東橋下流の左岸側は，利根川は赤城山の山裾を離れ，図３－３－１に示すように広い沖積面がみられる（この沖積面には，16世紀半ばまで利根川の主流が流れていた。現在の広瀬川筋）。現在の県庁地先からは洪積扇状地面を下刻した段丘崖に沿って流れている。右岸側は，万歳寺地先にいたって直接段丘崖に沿って流れるようになる。

なお坂東橋下流右岸の洪積扇状地面の最傾斜方向の勾配及び方向は，中央大橋下流から急変し，約1/75から約1/180となっている。

大渡橋直上流の左岸河岸付近には段丘の基部を形成している泥流堆積物である角レキ混りの地層（前橋泥流）が露出しており，また河道中のみお部はこの層が露出し侵食されつつある。この前橋泥流は２万年以上前の堆積物とされている。固結度はそれほどでもないが，本検討対象区間の沖積層は，この層の上に薄く覆っているにすぎず，現利根川はこの層を下刻しつつある。

〔２〕 砂州の配置形状

昭和61年９月に撮映された航空写真を基に砂州の前縁線の位置を示すと図３－３－２のごとくなる。この砂州の配置形状は昭和30年以降変化していない。大渡橋下流の低水路は蛇行し，この蛇行角は砂州の流下を止めるに十分な角度であること，また河岸侵食防止工によって河岸侵食を防止していることが砂州の配置が変わらない理由である。

砂州形状は単列であるが，大渡橋付近及び中央大橋と群馬大橋間の砂州は複列的砂州の特性を持っている。

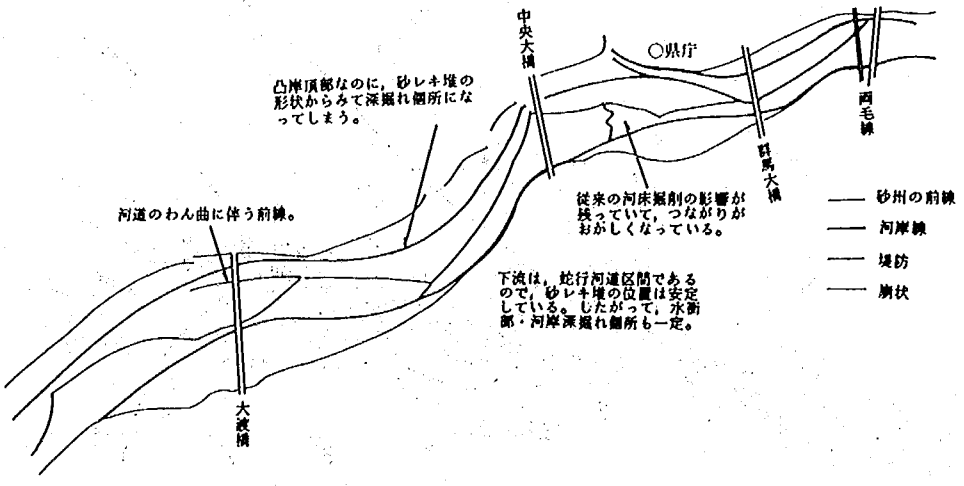


図３－３－２ 砂州の配置形態

〔3〕 河道の人工的改変

カスリン台風（1947），アイオン台風（1948），キティー台風（1949）と続いた出水により，甚大な被害を受け，この災害復旧の形で改修が進められ，県庁裏，大渡橋左岸の護岸，水制の建設が実施された。

その後昭和50年代に敷島公園地区利根川左岸（大渡橋と中央大橋間）の築堤の他，順次低水護岸の施工が進められた。護岸の位置は，利根川の低水路位置に合わせているので，昭和30年代以来低水路の形状，砂州の形状はほとんど変化していない。

調査区間では，1970年頃から，砂利採取が盛んに行われるようになり，全体的に河床低下が進行してきた。当初は，かなり無秩序にあちこちで採取されていたようであるが，やがて，河道改修計画と関連付けて，従来の河道のほぼ中央部に設定した低水路部分に砂利採取を限定し，それに並行して，低水路河岸の護岸を設置する工事も施工されてきた。

〔4〕 対象区間の水理特性

図3－3－3に模型実験による検討対象区間の5000m³/s時の流速分布コンターを，図3－3－4に水深分布のコンターを示す。なお図中の断面番号間の距離は約200mである。

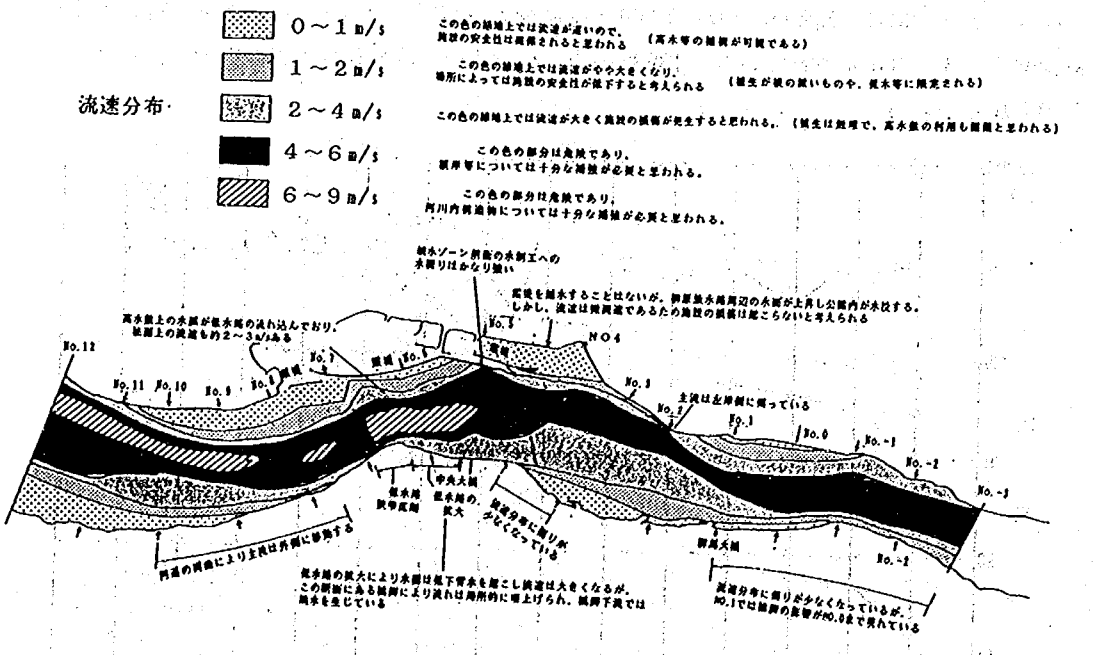


図3－3－3 利根川流速分布コンター（現河道）5,000m³/s時

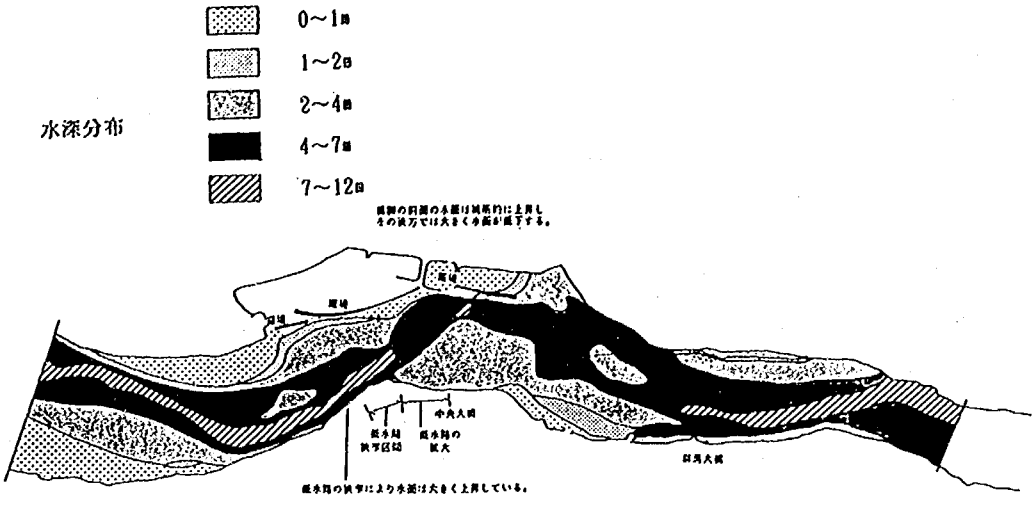


図３－３－４　利根川水深分布コンター（現河道）5,000m³/s時

5,000m³/s時の流速は，平均流速で3.5～5.5m/sである。最大流速の位置と最大水深の位置は一致せず，大流量時には流水は直流する傾向にある。

図３－３－５には，5,000m³/s及び7,200m³/s時の水位縦断図を示す。なお図中の断面番号の位置は図３－３－３に示されている。水位は中央大橋地点直上流の狭さく部の影響で，せき上がった形となっている。

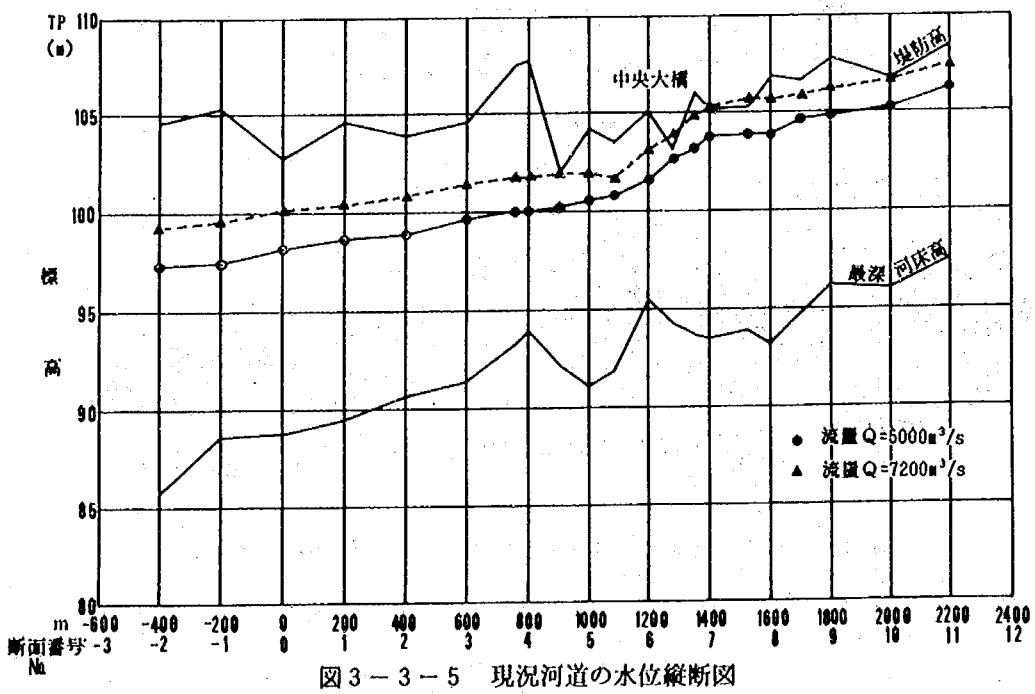


図３－３－５　現況河道の水位縦断図

5000m³/s時の u_*^2 を $\varphi=10$ として評価すると 1300～3000cm²/s² 程度となる。

河床材料は，写真３－３－１の大渡橋上流の河床材料に見るごとく，20～60cmの玉石が，表層を覆いアーマ化している所が多い。粒径 30cm として 5000m³/s の無次元掃流力を計算すると 0.027～0.061となる。これより，平均年最大流量程度の流量では，表層のアマー化された石のため，河床の大部分は変化しないと判断される。5000m³/sには，この玉石は流速の速い所では動くが，流速の遅い所では移動しない。河床アーマコートは5000m³/sでも全面的には破壊されないであろう。

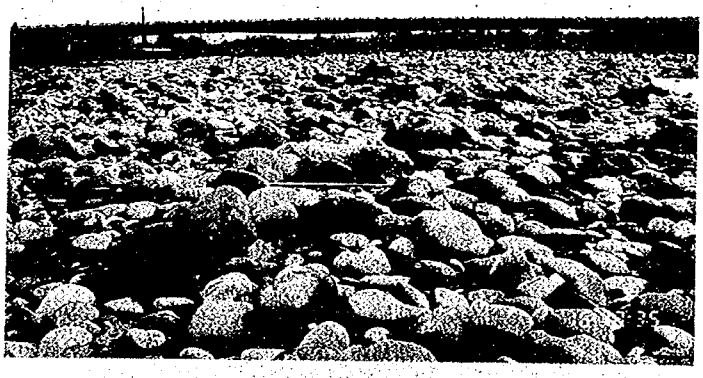


写真３－３－２　大渡橋左岸上流護岸根固め工（1989）

３－３－２　水制工の実態と破損原因

高野によって報告された図３－３－６に示す水制工の現状について報告し，水制工の効用と破損原因について考察する。

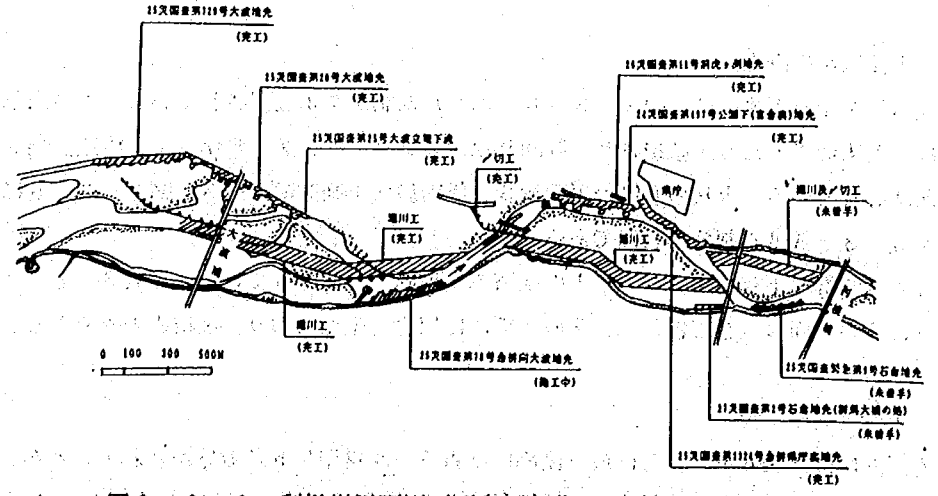


図３－３－６　利根川平面図（昭和30年代），文献７）簡略化

〔1〕 護岸・水制の状況

図３－３－７に護岸及び水制の配置状況を示す。護岸の根固めに多数の異型コンクリートブロックが使用されており，その種類は十字ブロック，テトラポッド，中空三角ブロック，三連ブロック及びクリーガーの５種である。

水制の存置，破損状況は次のとおりである。

i） 大渡橋左岸上流

大渡橋左岸上流には，図２－３－６では，４基の水制が設置されていることになっているが，現状は，長さ2mの現場打ち十字ブロックが４列，径1cmの鉄筋で連接されたものが根固め工として設置されている（写真３－３－２）。河床前面の河床低下に伴なって，河身側の第１列はたれ下がっているが，鉄筋のために分離せず，河岸を守っている。水制は設置されなかったようである。

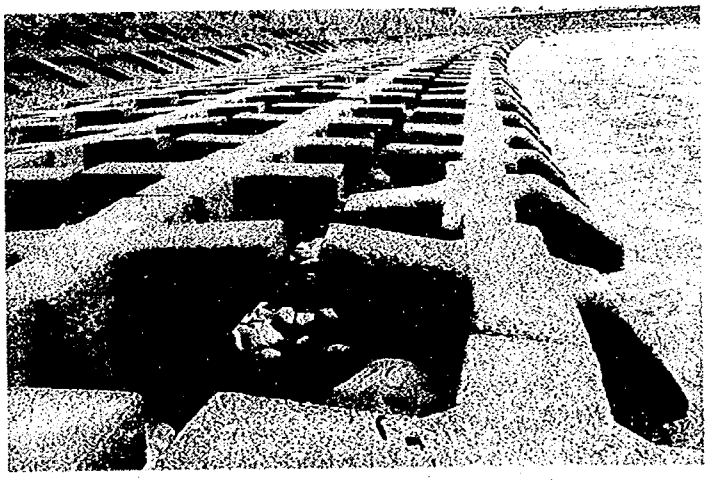


写真３－３－２ 大渡橋左岸上流護岸根固め工

ii） 大渡橋左岸直下流

大渡橋左岸直下流には，図３－３－６で示した水制が２本設置されている。この水制群の頭部は，河床低下のためか破損され水制回りは三連ブロック，テトラポット，中空三角ブロックで保護されている。現状の水制の平面形状，横断形状を図３－３－８，図３－３－９に示す。写真３－３－３は水制群の状況である。

この水制群の下流はテトラポットの乱積みで根固めがなされている。写真３－３－４に示すようにその上面は玉石で覆われ，その一部には植生も生えており，乱積みのみぐるしさを緩和している。

iii） 大渡橋右岸下流

本区間には水制６本，さらに最下流部には古レール材塑牛５基設置がされているが，河床低下のため写真３－３－５に示すように傾斜浮き上がったため，水制頭を連らねた線に異形ブ

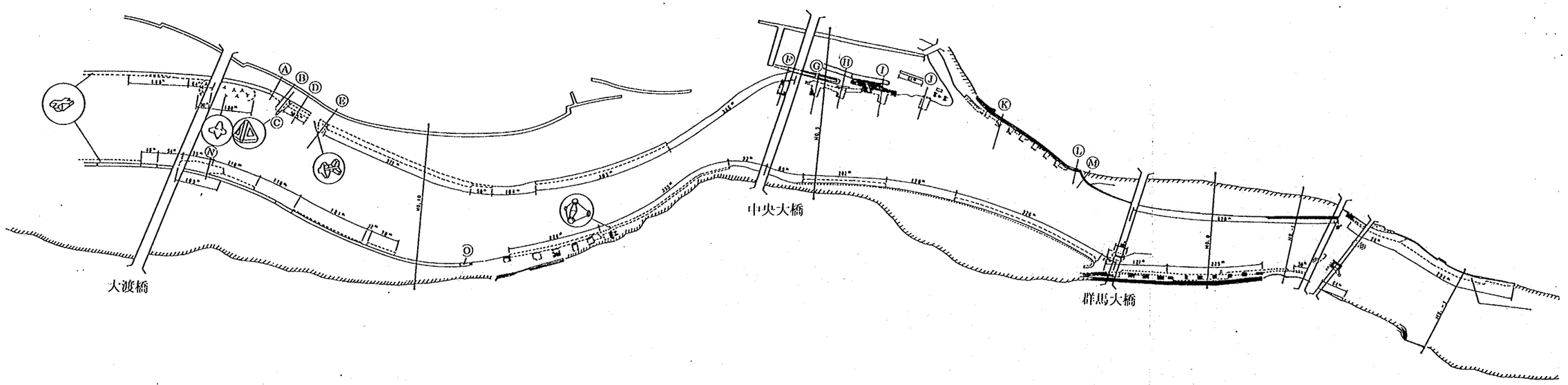


図３－３－７　護岸水制工の配置状況

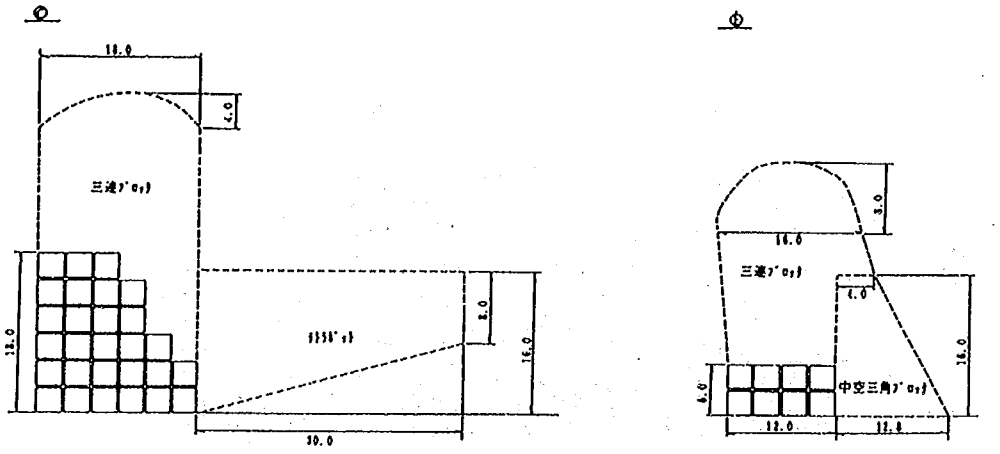


図３－３－８　大渡橋下流ⒸⒷ水制平面配置図

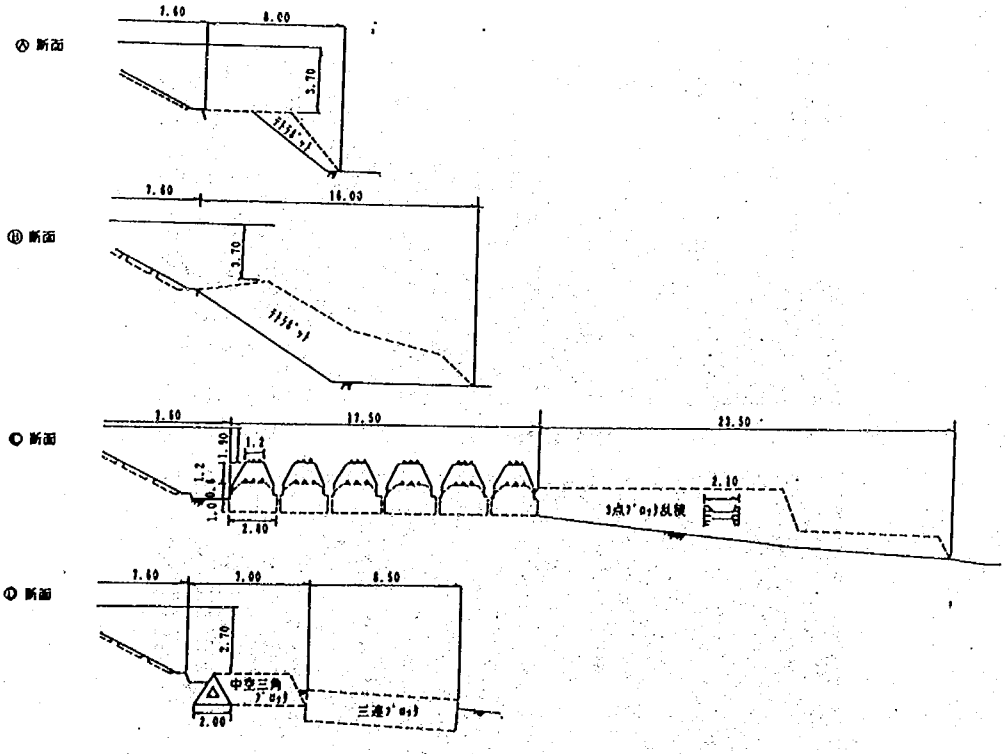


図３－３－９　大渡橋下流護岸水制横断図，ⒶⒷⒸⒹ水制



写真３－３－３　大渡橋下流左岸水制の状況（1989）



写真３－３－４　大渡橋下流右岸テトラポット根固め（1989）



写真３－３－５　大渡橋右岸下流水制の状況（1989）

ロックが連続的設置されている。河岸は実質的には，この根固め水制で守られている。

iv)　中央大橋左岸下流

中央大橋右岸下流から県庁前までの区間には，５本の水制と最下流部に５基の古レール材型牛が設置されている。これらの水制はほぼ原型のまま存置しているが，写真３－３－６に示すように頭部が傾いている。図３－３－10，図３－３－11に水制の平面状況，側面形状を示す。



写真３－３－６　中央大橋左岸下流水制の状況（1989）

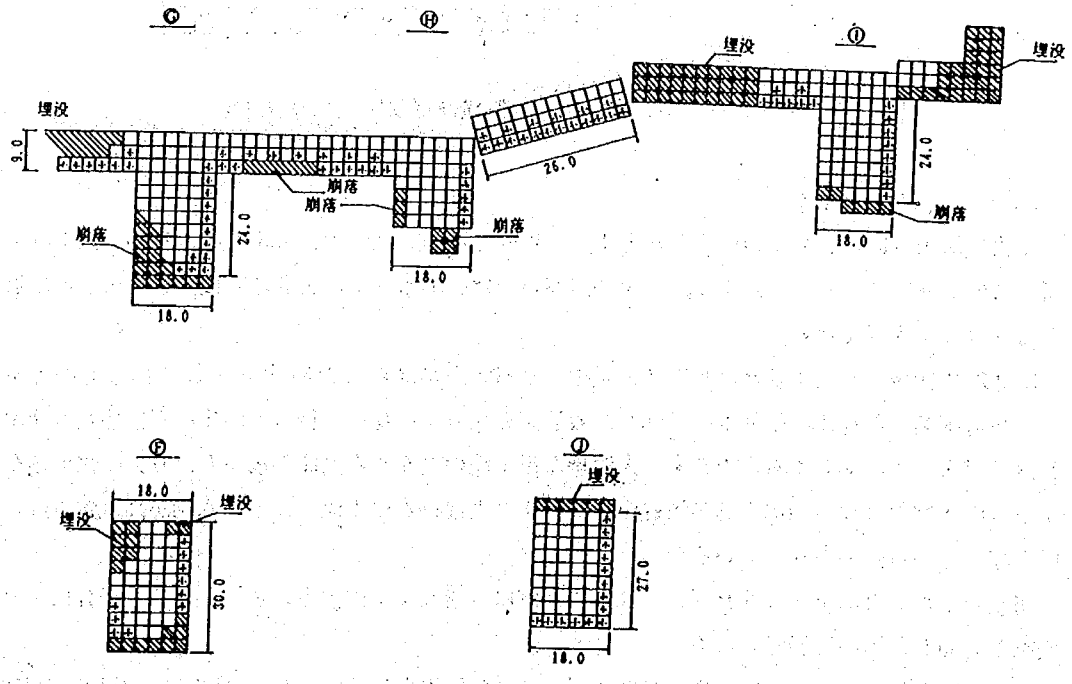


図３－３－10　中央大橋下流水制平面状況図　ⒻⒼⒽⒾⒿ

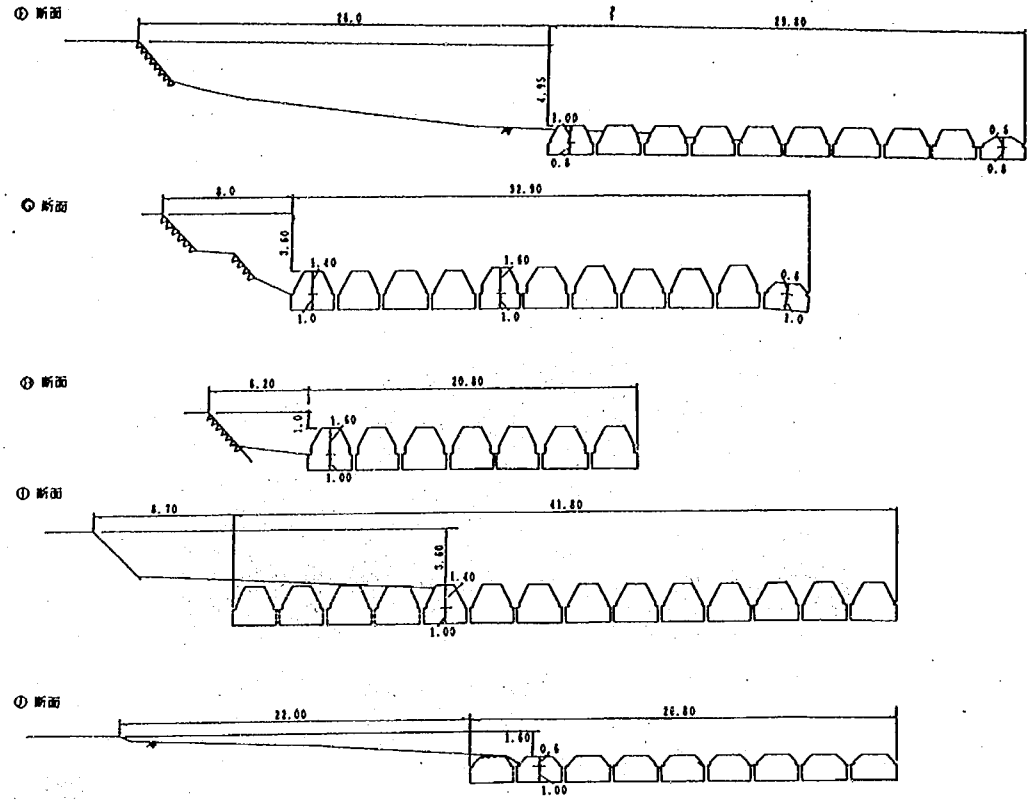


図３－３－11　中央大橋下流水制横断形状図　⑪⑩⑨⑧⑦

〔２〕 水制の破壊原因

本検討対象区間は，砂州の位置が安定する（移動しない）区間で，洪水時の水衝部，深掘れ箇所もほぼ決まっている。このような固定砂州河道では，洪水流量が大きければ大きいほど河岸沿いの深掘れが大きくなる。

昭和20年代後半に設置された水制は，現在より河床高が高かった時代に設置されたものであり，河道掘削に伴なう河床低下に対応した設置高となっていない。従って河床低下に伴なう深掘れ部の河床低下に対して対応できず，大渡橋左岸下流のように水制頭が流下したり，中央大橋左岸下流の水制のように頭部水制が傾むいたり，また大渡橋右岸下流のように水制が高水敷された所に浮き上がった形となっている。

河床の平均的な低下がなければ，これらの水制は，現在でも破損されることなく，十分にその機能を発揮したものと推定される。

なお水制の補修には，コンクリート異形ブロックが使用されているが，昭和56年（1981），昭和57年（1982）出水に対して問題は生じていない。

3－3－3　利根川前橋付近の水制の評価

1950年代前半に設置された水制は，その高さ，形状から根固め水制と位置付けられる。この水制は，平均河床高の低下が無いものとして設置されているため，ここでは，河床低下が無かった場合の水制の評価を行い，次に河床低下に対して，現状の水制工をどう位置付けていくべきか考えてみる。

〔1〕平均河床高の低下が無かった場合の評価

3－3－2〔2〕で述べたように，水制の破壊原因は，河床掘削による河床低下に伴なう，水制頭の沈下，破損によるものである。従って河床低下が無ければ，水制の破損は少なく，昭和57年（1981），昭和57年（1982）出水にも十分耐えたと思われ，流水に対しては耐久度は十分と判断される。ただし基礎として用いられた木工沈床は，屈とう性が無いため沈床が浮き上がると変形，破壊されてしまうこと，また木工が空中に出ると腐朽して強度が弱くなること等の欠点を持っており，上部コンクリート塊の転動，移動のきっかけとなっている。現在では，座わりの良い異型コンクリートブロックもあるので，これに換えるべきであろう。

次に水制の形状，配置が，現在の河岸侵食工の技術レベルで妥当であるかを検討する。

前橋付近の護岸・水制は，背後に高水敷部を持っているので，低水路保護工と位置付けられる。低水路保護工の考え方としては，①護岸と根固め水制によるもの，②護岸と根固め工によるもの，の二つが考えられる。

1950年代前半と言う時期を考えると急流河川の根固めとして木工沈床あるいは改良木工沈床しか無く，根固め水制を用いなければ，河岸防御工として十分でないと言う意味で①の工法が妥当であると考えられるが，現在では，流水に流されないだけの十分な耐力のあるコンクリート異型ブロックもあり，②の工法でも十分に河岸防御は可能である。

近年破壊された水制の補修にコンクリート異形ブロックを乱積みの形で投入している。このブロックは変形に対して追従性があり，変形しても機能を果たすことが可能である。確かに乱積みで，景観的に見苦しいが，写真3－3－5のごとく，ブロック上を玉石等によって整地したり，あるいは層積とし根固め工の設置高を平水位以下にすれば，景観的にも十分対応し得る護岸・根固めとすることが出来よう。玉石の護岸への衝突による護岸破壊の心配は，この河川では無いと思われるが，必要であれば，護岸根付近の根固め工を二層とし，河床より少し高くして，護岸を守れば良いと思われる。

水制に実質的な河岸線の制御（水制頭を実質的な河岸線とし，湾曲部の曲率を緩和し，局所洗掘深を軽減する。）を期待するのであれば，水制による激流を生じさせるより，人工的に高水敷の造成を行って低水路ラインを望ましい形にし，護岸，根固めで守る方が良いように思える。

〔2〕 河床低下対策と水制工

1950年代に設置された水制は，河床低下に伴なって水制頭が沈下，破壊されつつある。これに対しては，既設の護岸・根固め，水制を生かす方向で，対処すべきであろう。現在これに対して

は，コンクリート異型ブロックの投入で対処しているが，本地点は前橋市の顔であり，景観的にすぐれた護岸・根固めを設置すべきであろう。このためには，本河川区間の位置付け（空間価値，防災上の役割）を行い，低水路法線形を確定し基本的な河岸処理方針を決めておくべきであろう。

3－4　黒部川の河道特性と水制

黒部川は，第一級の急流扇状地河川であり，橋本規明による水制工・根固め工の開発の実験場となった所である。急流河川の水制工のあり方を考える上で最も適切な河川と言える。

3－4－1　黒部川の概況

黒部川水系は北アルプスの中央部に位置する鷲羽岳（2,924m）に源を発し，針の木岳・鹿島槍岳・唐松岳及び白馬岳などの飛騨山脈とその前山である立山・剣岳などの立山連峰との間に壮大な峡谷をつくって北流し，途中剣川・祖母谷川・黒薙川などの180余の渓谷を合わせて宇奈月にいたり，さらに，宇奈月谷・音谷を合わせたのち愛本地先で山間部を離れる。

ここからの河道は広くなり扇状地を西北に流れ，黒部市（荒保及び入善町）において日本海に注ぐ。その流域面積は 682km² （内，山地 662km²），流路延長 85km，山地部平均河床勾配 1/5～1/80，扇状地内河床勾配 1/80～1/120 の我国有数の急流荒廃河川である。

黒部川流域の年間降水量は，3,000mm～4,000mm と多く，又，上記のように河川勾配が急なこと等から早くから電源開発がなされ，現在黒四発電所をはじめとする15カ所に発電所が設置され，新たに２つの発電所（宇奈月，愛本新）が計画されている。

流域を構成する地質は約70％が火成岩（花崗岩類）であるため，風化作用を受けやすく保水能力も小さいことから，黒部川流域では約7,000ヶ所（昭和44年現在）約31km²の崩壊地が分布しており，崩壊面積の流域面積に対する割合は４％強ときわめて高い状態である。

計画高水流量は，愛本地点（河口より 13.2km）で確率年100年の 6,200m³/s である。各種流量は，愛本地点で昭和26年から62年の平均で

平均年最大流量＝ 1,414m³/s
豊水流量＝ 84m³/s
平水流量＝ 62m³/s
低水流量＝ 42m³/s
渇水流量＝ 26m³/s

である。

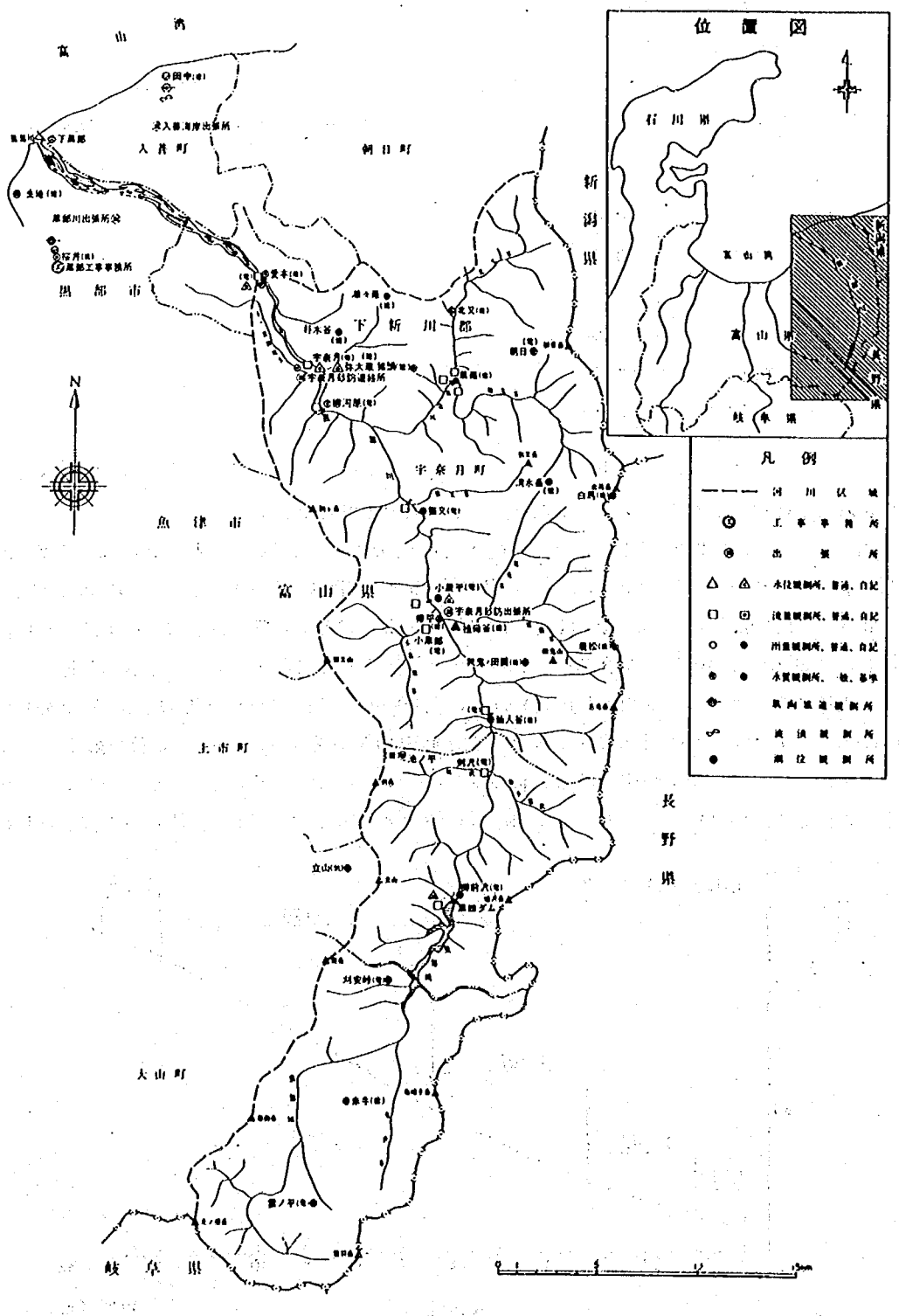

位置図
石川県
富山湾
富山県
岐阜県
凡例
N
富山湾
入善町
朝日町
黒部市
下新川郡
宇奈月町
魚津市
上市町
立山町
大山町
富山県
新潟県
長野県
岐阜県

図３－４－１　黒部川流域図

3－4－2　黒部川の河道特性と Segment 区分

〔1〕 河道特性量の評価法

低水路の洪水時の水理量を求めるために，昭和59年（1984）に行れた横断測量の結果を使った不等流計算結果より河道特性量を求めた。計算に使われた粗度係数は，計画の粗度係数であり

0.0 ～ 1.0K	n＝0.047
1.0 ～ 2.6K	n＝0.053
2.6 ～ 4.0K	n＝0.055
4.0 ～ 5.4K	n＝0.058
5.4 ～ 6.6K	n＝0.060
6.6 ～ 7.8K	n＝0.061
7.8 ～ 1 13.2K	n＝0.063

である。なおこの粗度は，河床材料の粒径や勾配を考えると3～4割大きすぎると判断され，計算された水深は，実際の水深より2割程度大きいものと推定される。

図3－4－2には昭和59年度の平均河床高縦断図であり，図3－4－3には，1,200m³/s, 3,000m³/s, 6,200m³/s 時の川幅B，径深R，川幅水深比 B/Rを,図3－4－4には 1,200m³/s, 3,000m³/s, 6,200m³/s 時の u_*^2 を示した。図3－4－5には河床材料のA，B，C集団[11]の粒径を示した。黒部川の河床材料調査結果を見ると年度毎に大きく異なっている。筆者等が行った1990年の現地調査によると黒部川の河床材料は，粒径 60cm の集団，20cm の集団，5～7cm の集団，0.5mm の中砂の集団から成りこの各集団の洪水時の動きが異なるので河床に働く掃流力の場所的違いによって分級現象が生じ河床材料の時空変化が生じるとも考えられるが，玉石が一斉に河床から消える理由は無く，年度ごとに河床材料が大きく異なる原因は，河床材料の採取位置の選

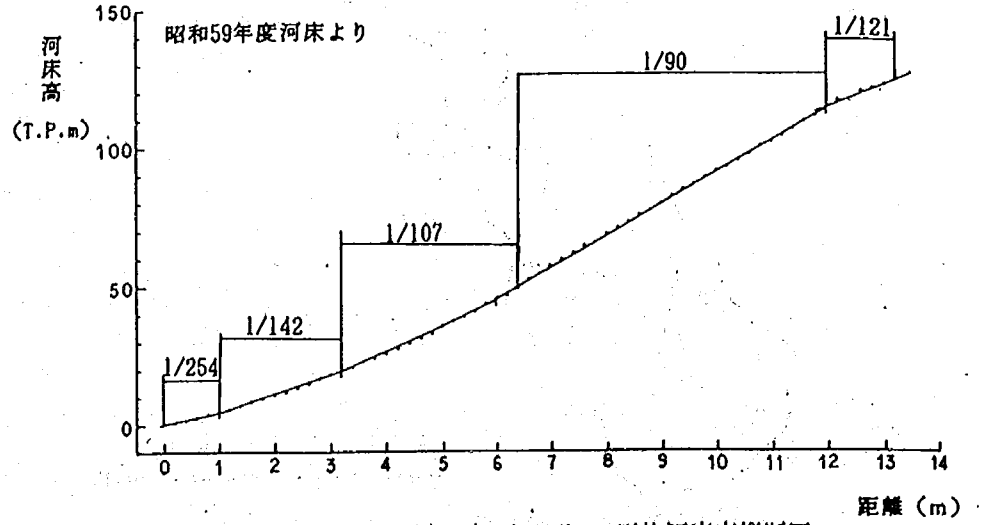


図3－4－2　昭和59年（1984）の平均河床高縦断図

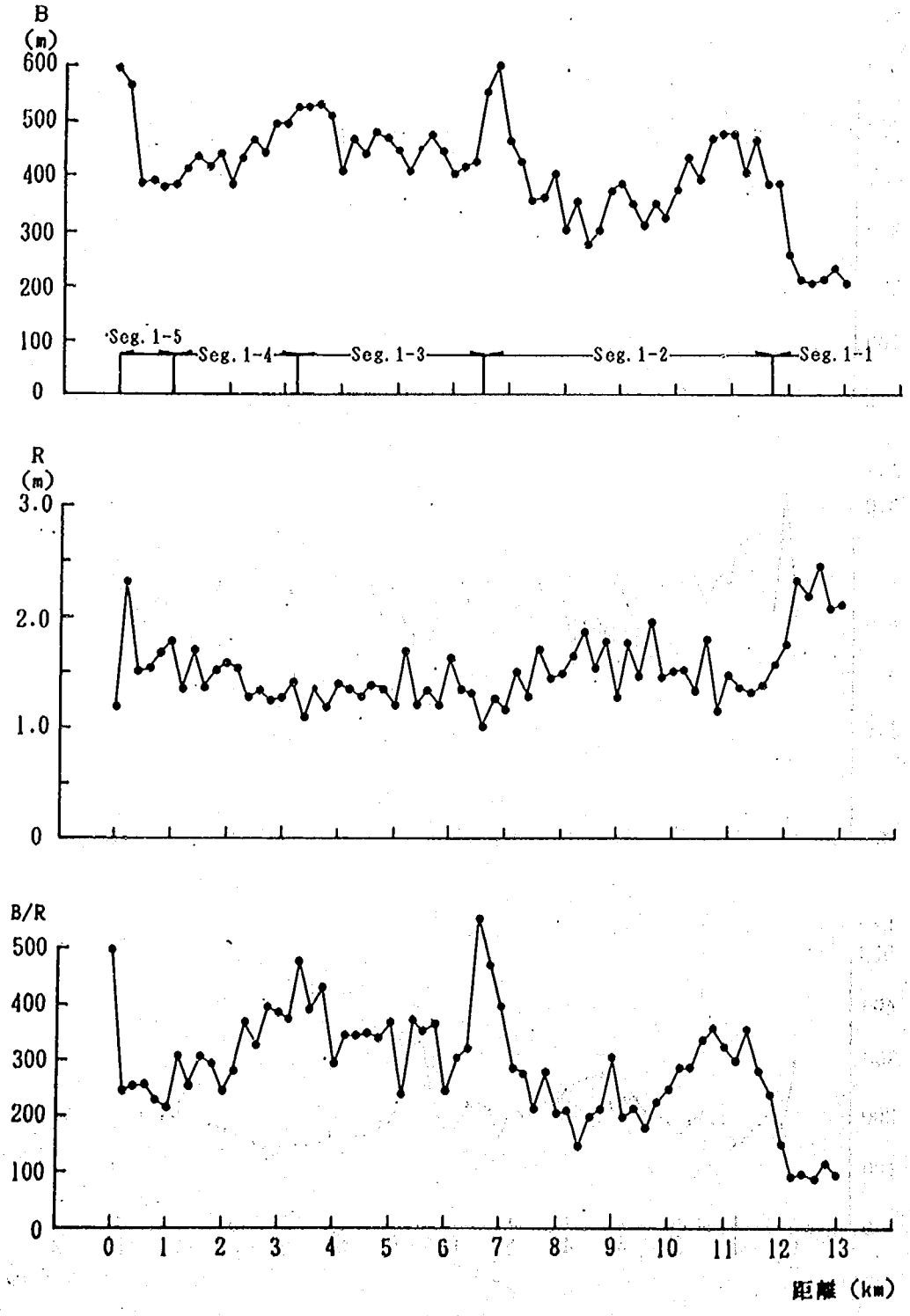


図3－4－3〔1〕　1,200m³/s時のB, R, B/R

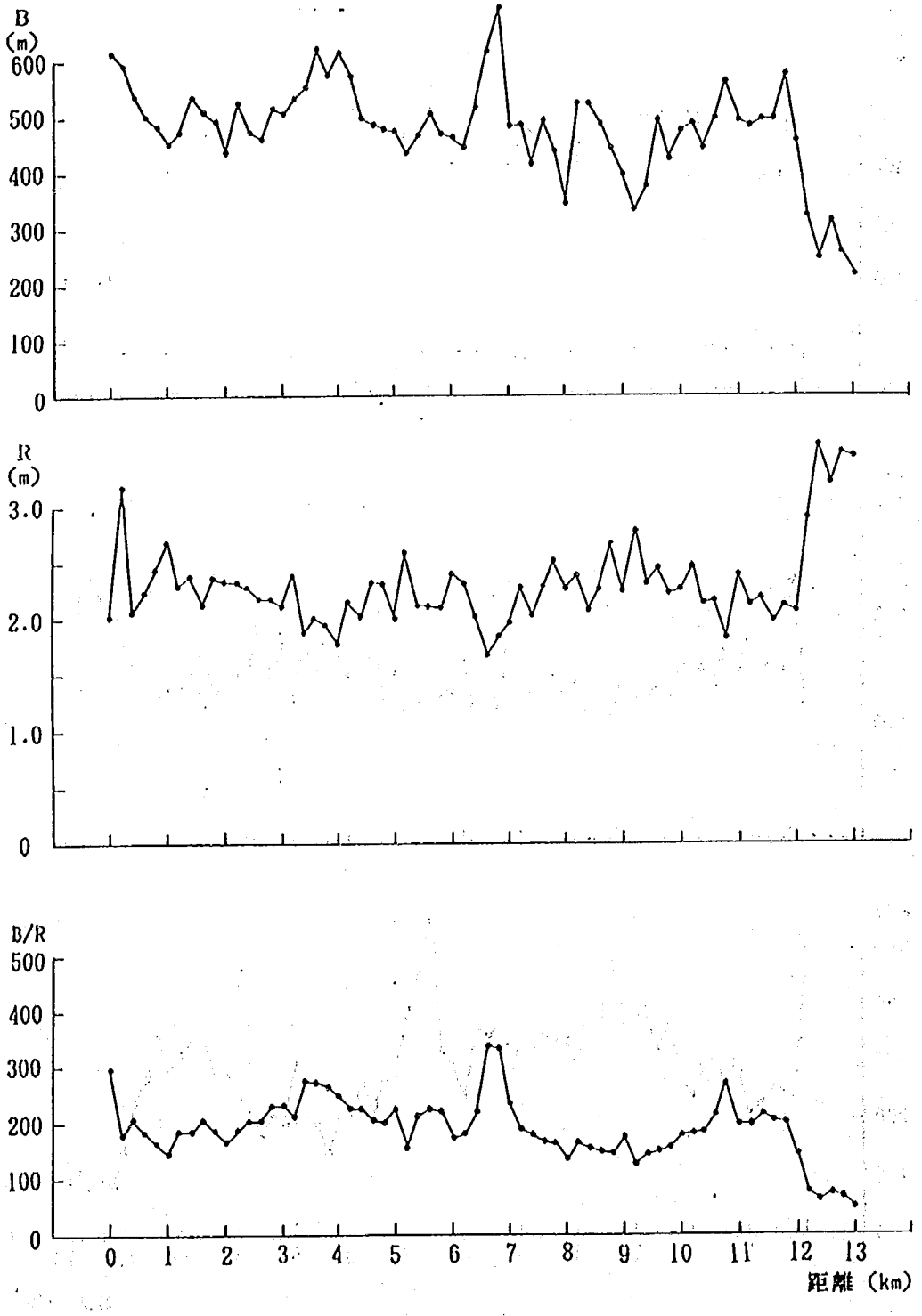


図3－4－3〔2〕　3,000m³/s時のB, R, B/R

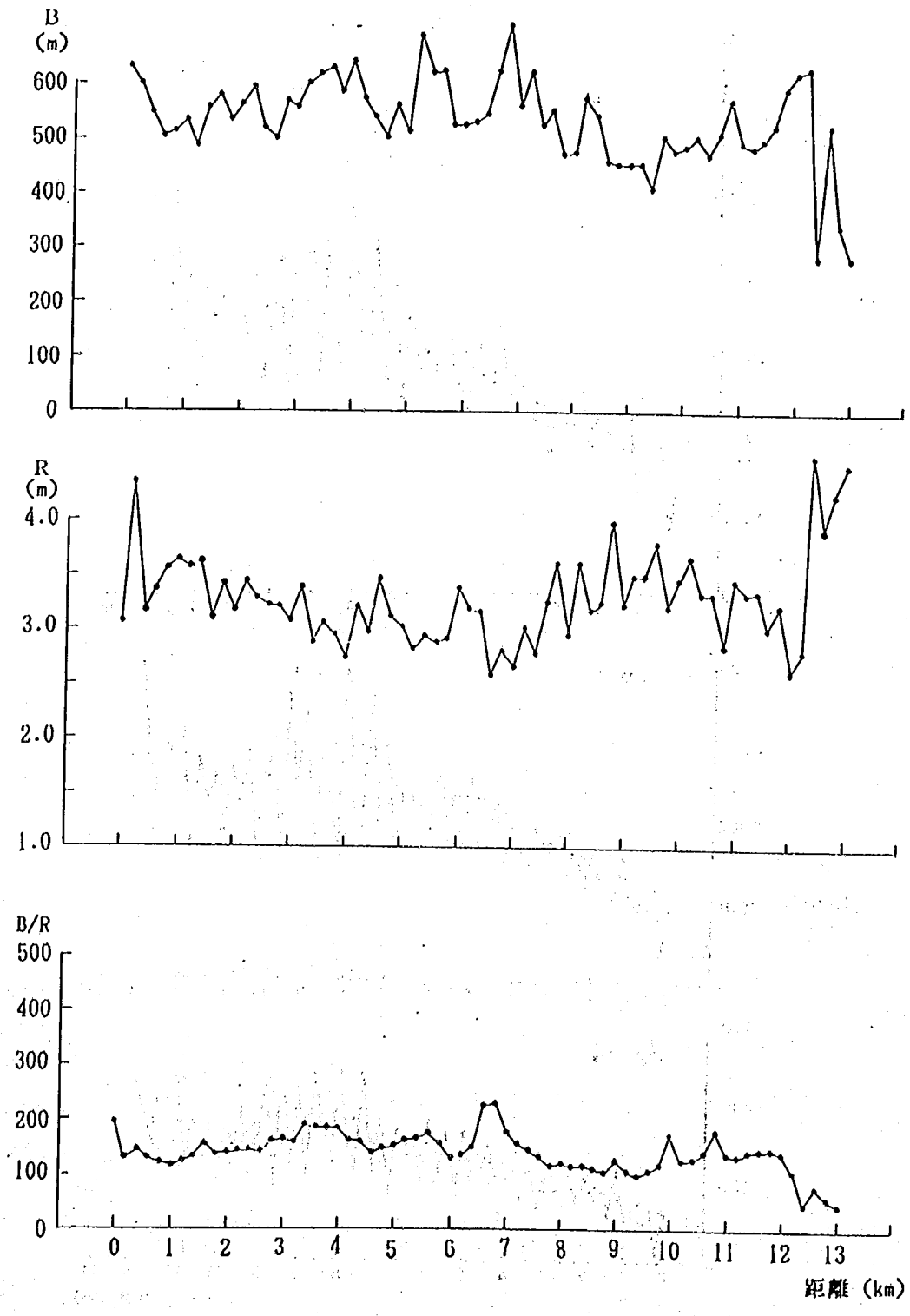


図３－４－３〔３〕　6,200m³/s時のB, R, B/R 縦断変化図

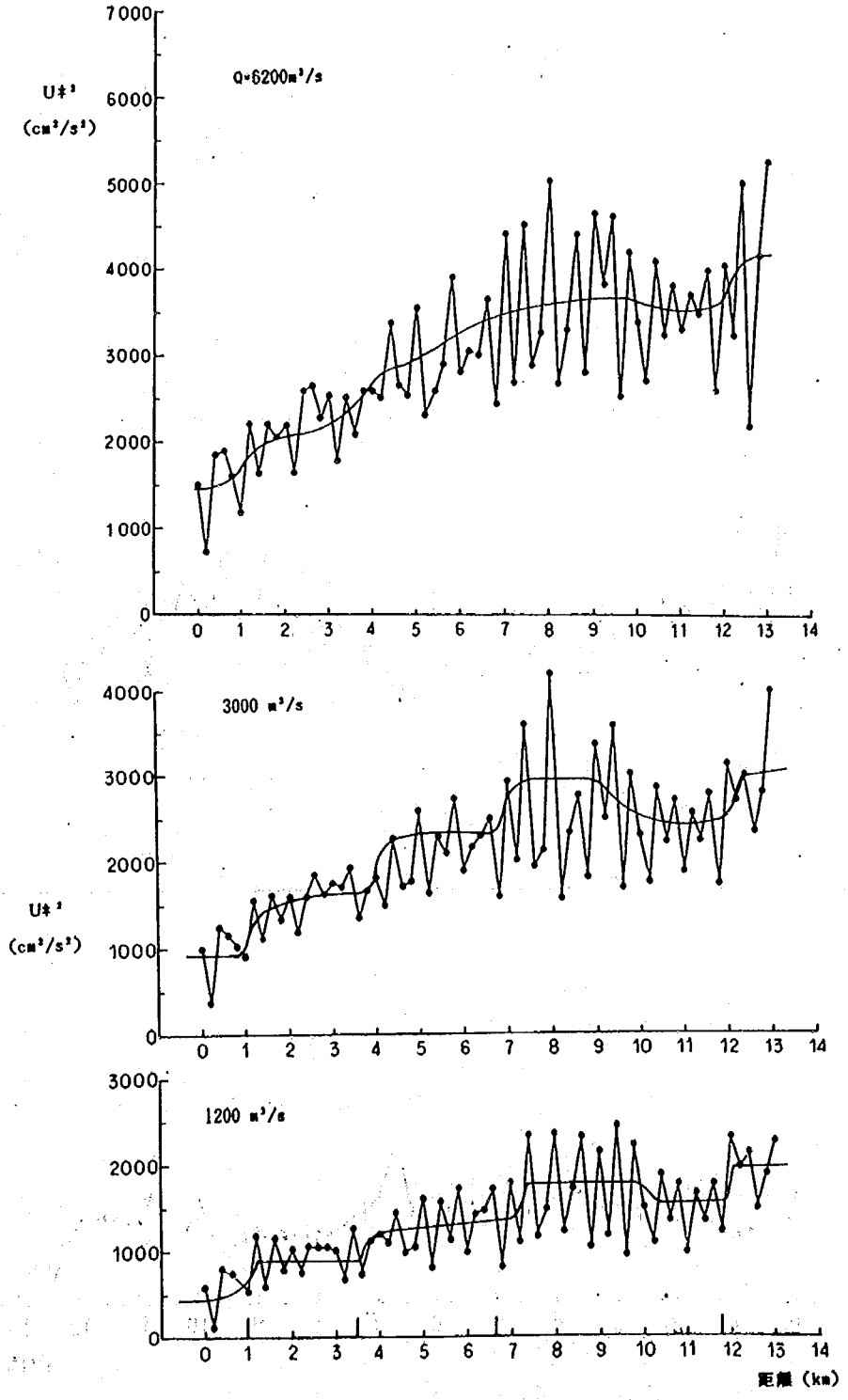


図3－4－4　1,200m³/s, 3,000m³/s, 6,200m³/s時の u_*^2

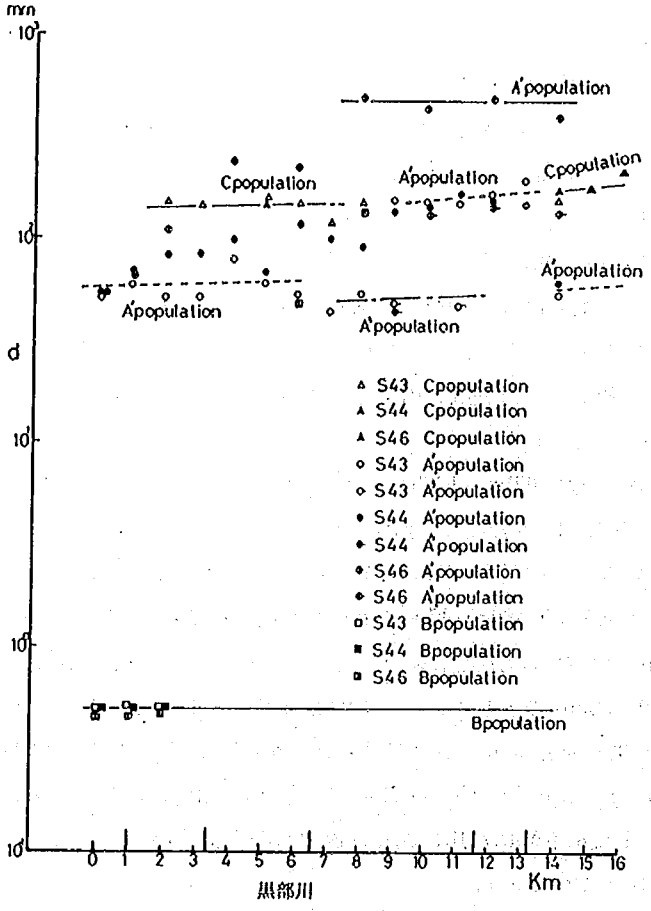


図３－４－５　河床材料の粒径集団縦断変化図

定方式の違いや，採取方法に原因すると考えられる。

注）河床材料は，特性の異なる３つ以上の集団からなるのが普通である。河床材料の主モードである集団をＡ集団，それより細かい集団をＢ集団，Ａ集団より粒径の大きい集団をＣ集団と言う。Ａ集団の粒径の存在範囲が広く，これを一つの粒径集団とみなすことが問題となる場合は，これを大きい方からA'，A''，A'''と２つあるいは３つに分けることがある。

〔２〕 Segment 区分

愛本下流の0～13.2km区間の河道は，大きく見れば6kmを境に上下流の２つのsegmentから成るが，詳細に見ると次の５つに区分し得る。

• Segment １－１ ＝11.7～13.2km

このsegmentは愛本の狭さく部下流約1.5kmしかなく非常に短かい。川幅が220mと狭く，単列あるいは２列の砂州が発生している。黒部川工事事務所による河床材料調査によると，この

segmentの河床材料は，上下流のsegmentの河床材料より大きく20cm程度の河床材料がA集団となっているが，1990年の現地調査によると，本segmentのみお筋の部分は，C集団である粒径50～80cmの巨石がアーマ化され表層を覆っている。平均年最大流量時のτ_*は20cmの粒径に対して0.05程度であり，60cmに対しては0.017程度である。大出水時でもC集団はほとんど動かず，これ以上河床の低下はあまり進まないと判断される。

河床勾配は上下流のsegmentに比べて多少緩くなっている。

以上のことは，このsegmentが下刻化の影響を受け，川幅が狭く，河床材料が大きく，勾配が緩くなったことを示す。現常水路は以前の河床であった高水敷より2～3m低い所を流下している。愛本堰の建設（昭和7年12月完成）の影響があったものと考えられる。

• Segment 1－2 ＝6.5～11.7km

このsegmentは川幅300～400m，1200m³/s時のB/R＝200～300程度であり4～5列の砂州が発生している。河床勾配は1/90程度で，河床材料の主モード（A集団）は，上流のsegmentとほぼ同じ20cm程度であるが，粒径5～7cmのA' populationの割合が上流部より多い。みお筋の部分や表層にはC集団である50～60cm程度の玉石も多数存在する（昭和46年度の黒部工事々務所の調査では粒径50cm程度のものがA'集団となっている。）このsegmentの河床材料及び種々の河道特性は，粒径50～60cmの玉石に大きく支配されているようである。

本segmentは，上流のsegmentに比べて川幅が1.5～2.0倍程度大きく川幅が急拡するため，Segment 1－1を通過した土砂が10～11.7kmに堆積する傾向にある。この区間は本segmentの内でも川幅が拡く，また洪水時に河床に働く掃流力も多少小さい。

• Segment 1－3 ＝3.2～6.5km

このsegmentの川幅は400～500mであり，平均年最大流量時の川幅水深比は350程度，砂州列数は6～8列ほどである。河床勾配は1/107でSegment 1－2の1/90と比べて2割ほど緩くなっているが急変と言うほどのものでない。しかしながらSegment 2－1に比べて平均年最大流量時のu_*^2が小さく，Segment 2－1に存在した粒径50cm以上の玉石はほとんど見えなくなる。粒径7～8cmの粒径集団と15～30cmの粒径集団が主となる。マトリックスとしての砂分も増加する。

• Segment 1－4 ＝1～3.2km

このsegmentの勾配は1/142と緩くなり，さらに洪水時の掃流力及び河床材料が小さくなる。川幅は400m程度である。

• Segment 1－5 ＝0～1.0km

本区間は，海の影響を受けている区間である。現在は河床掘削による河床低下のため，洪水時の掃流力が小さくなり砂分の割合が多くなっている。

〔3〕 河道特性の変化

〔2〕では昭和59（1984）年度の河道情報を使って河道特性を調べたが，水制が設置された30年

代以前の河道特性と現在では黒部川の河道特性が変化しており，現存する水制の機能や効用を評価する場合，この変化を考慮しておかなければならない。

黒部川の河道特性の変化に影響をあたえた要因としては次の二つがある。

① 黒四ダムの建設

黒四ダムは，黒部川の洪水流量に大きく影響をあたえるただ一つの大ダムであり，その集水面積は183.4km²で，黒部川の流域面積の3割に相当する。このダムは巨大な電力ダムであり洪水貯留効果は大きい。黒四ダムは昭和38年6月に竣工している。

黒四ダム竣工以前と以降で洪水の出現回数及び平均年最大流量を愛本地点で見ると，表3－4－1のごとくであり，ダム竣工を境として，小出水（500m³/s），中出水（1,200m³/s）ともに減少し，平均年最大流量も4割ほど小さくなっている。この原因として降雨規模がたまたま小さくなったとも考えられるので，これをチェックするために，愛本地点洪水ピーク流量と仙人谷地点（愛本地点より上流流域のほぼ中央に位置している。）10時間雨量の関係を調べてみると図3－4－6のごとくであり，ダム竣工後は，同一規模雨量に対し，竣工前の約3割程度ピーク流量が低減している。従って洪水流量のピークは，黒四ダムの貯留容量が無くなるほどの大洪水を除けば，今後もダム建設前の洪水ピーク流量より2割程度小さくなると推定される。

表3－4－1　流量の出現回数の比較
（黒四ダム竣工前後）

	昭和26～37年	昭和38～56年
500m³/s 以上	5.4回/年	2.3回/年
1,200m³/s 以上	1.4回/年	0.6回/年
平均年最大流量	2,100m³/s	1,200m³/s

② 河床掘削

昭和38年以降河道の流下能力を増すため河床の掘削が多量に行われた。この掘削は，平均河床高を2m程度低下させた。

この二つの要因による河道特性の変化の内川幅と平均河床高について検討してみる。検討の方法としては，平均年最大流量を使って，この流量が流れる流下幅B，この流下幅Bの部分の平均河床高を不等流計算より求め，それが年度ごとにどう変わってきたか調べることとする。

図3－4－7に昭和26，36，44，58年の川幅Bの変化の縦断を，図3－4－8に平均河床高の縦断図を示す。川幅は狭くなる傾向にあり，昭和58年では，7～8.6km，3kmより下流では，川幅は以前に比べて7～8割程度となっている。河床は全体的に2mほど低下している。

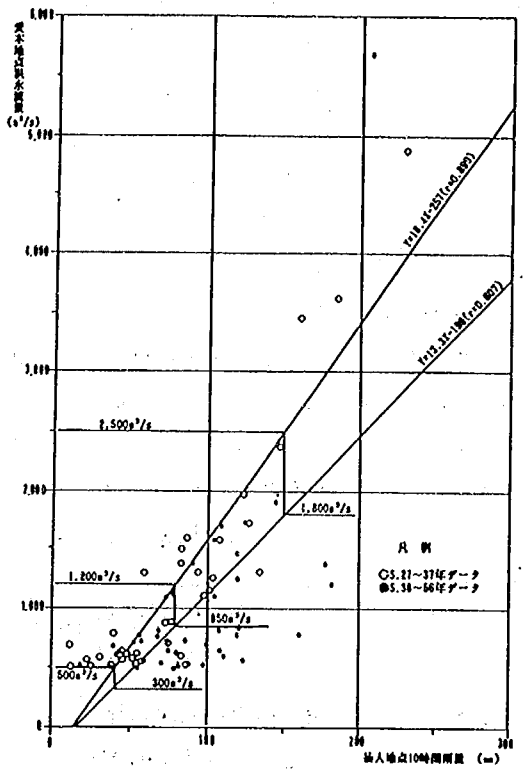


図３－４－６　愛本地点ピーク流量と仙人谷10時間雨量

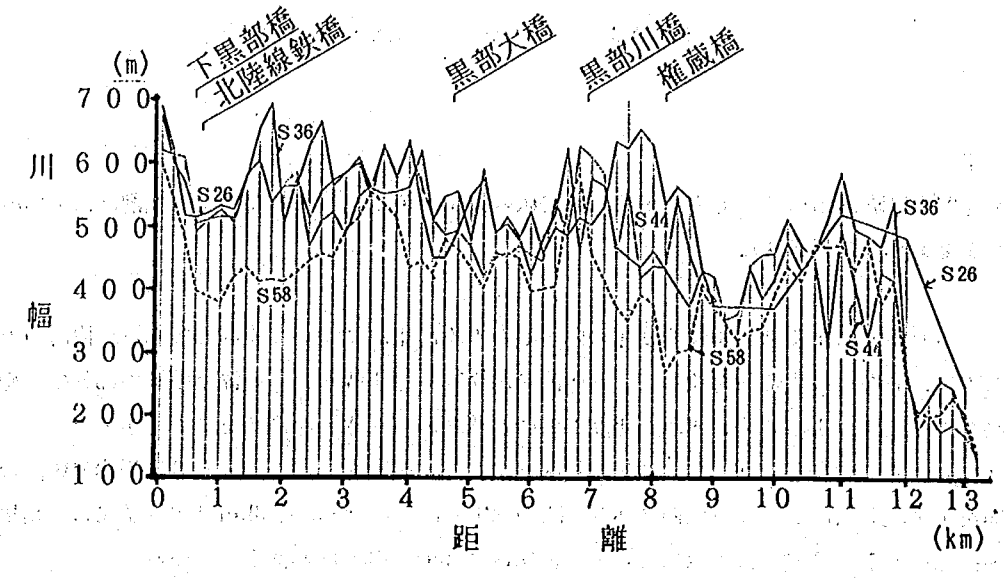


図３－４－７　昭和26年（1951），36年（1961），44年（1969），58年（1973）の川幅

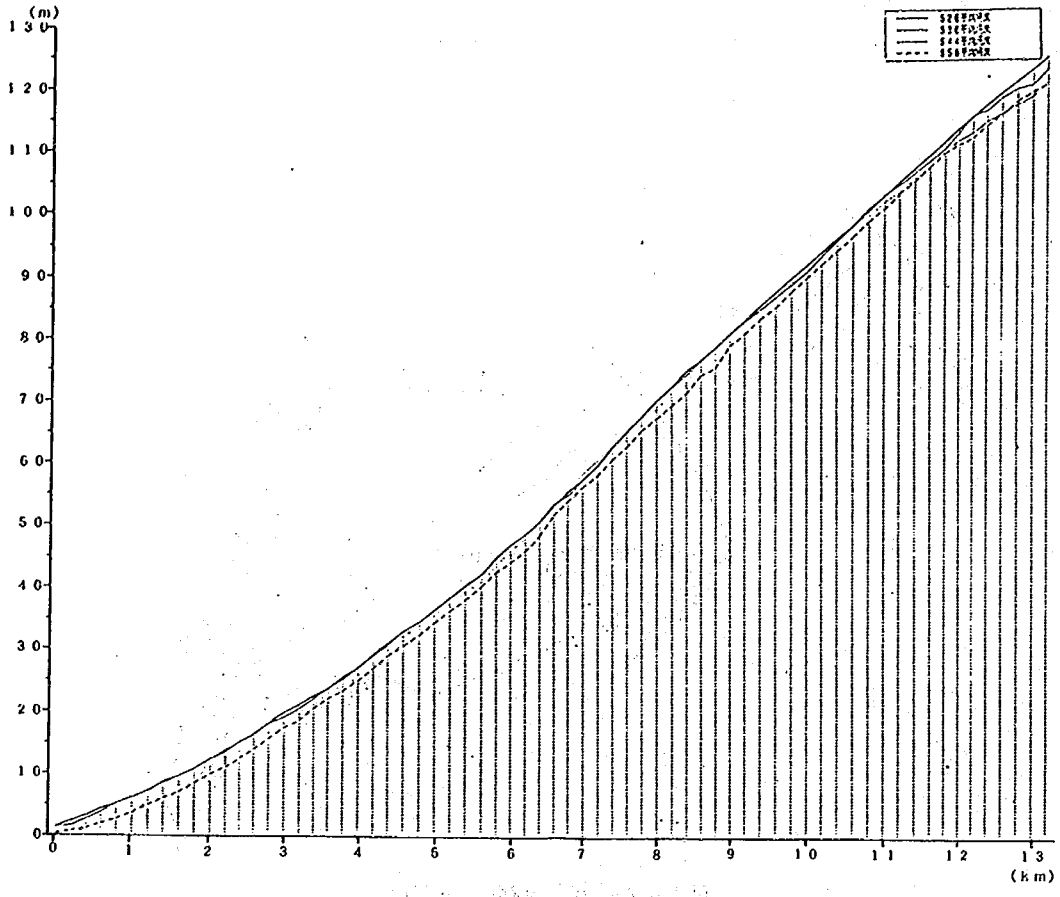


図３－４－８　各年の河床高縦断図

〔４〕 流路の平面形状と砂州

図３－４－９に黒部川扇状地部の流路の平面形状を示す。ほぼ直線状であるが，波長5～6kmの緩い蛇行河道となっている。この蛇行は砂州の形態や平面パターンに影響をあたえている。

黒部川の砂州形態を航空写真より見ると撮影年度毎に，砂州の位置や平水時の流路位置が変化をしており，１つ１つの砂州の移動形態を追うことができない。この原因の一つとして砂利採取による砂州の破壊もあるが，扇状地河川の砂州，特に黒部川のように5cm以上の粒径の材料の内に２集団以上のものがある場合土砂の動きが，粒径集団ごとに異なるため，各粒径集団が分離して移動しやすく，その移動速度が各集団ごとに異なり砂州形状が不明確になったり，小出水で変形されやすいことも原因している。

砂州のスケールは，航空写真からの判読によると平均的には平均年最大流量時の水深の約100倍の砂州幅のものとなっているが，これより小さいものもある。また，Segment １－１及び１－２の区間（6～13.2km）は，河道の平面形状が直線状でなく緩やかに蛇行しており，この蛇行形状

に応じて，流水が集中し，強い水衝部が生じている。これを模型実験で見てみる。模型は縮尺1/100 の無歪の移動床模型で，模型に使用した河床材料は図３－４－10のごとくである。粒径

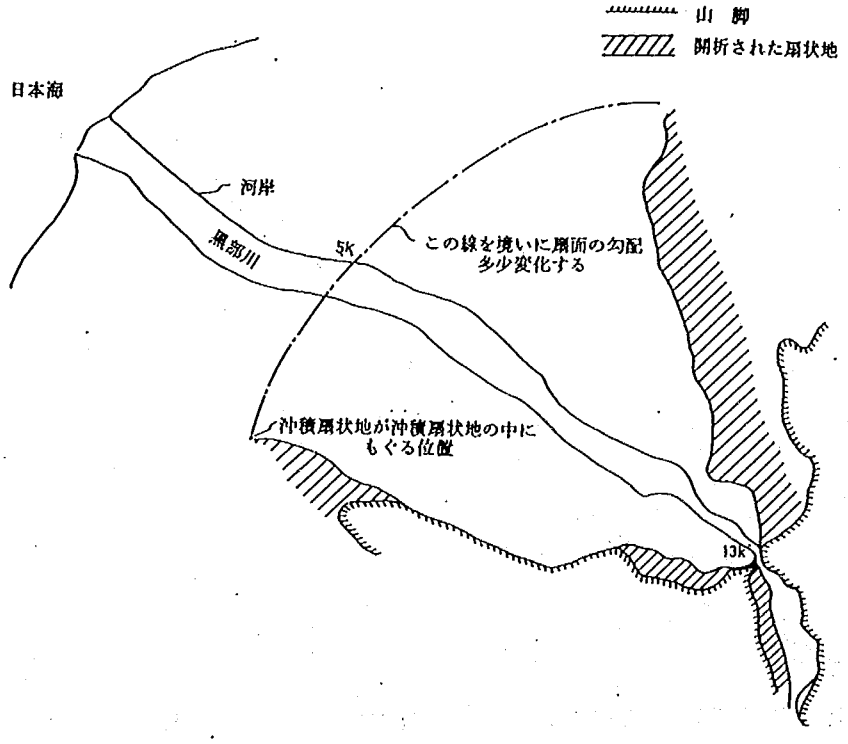


図３－４－９　流路の平面形状

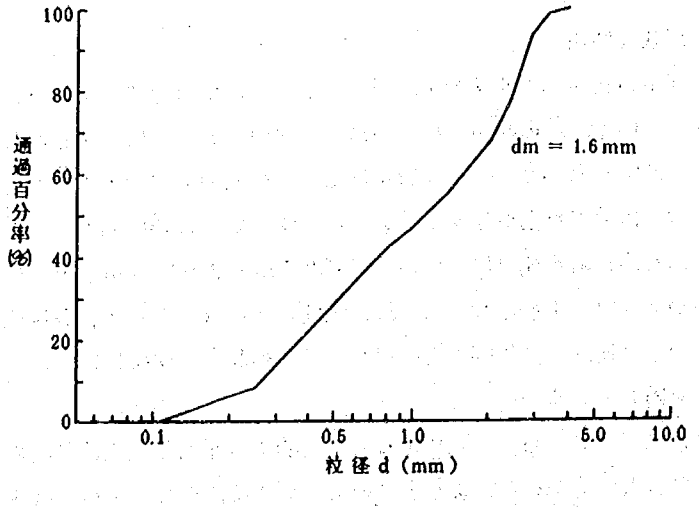


図３－４－10　模型河床材料粒度分布図

50cm 以上の成分が少なく，現地河川に比較して土砂の移動が大きめな実験となっている。図３－４－11は昭和60年度の河床状態を初期河床として，計画洪水ハイドロを通水した時の各種流量時の砂州形態と流れの方向（流向）を見たものである。

この実験結果より11km付近は11.6kmより拡がる低水路形状より主流は左岸及び右岸の方向に集中する傾向がある。ただし右岸側の方により流水が集中する。この右岸10～11kmに集中した流水は，水路を横切り左岸9～10kmに集中し，さらにこれが8.5km右岸に寄る傾向がある。7kmより下流は流水の集中はそれほど強くない。

この11km右岸，9km左岸，8km右岸は黒部七曲りと言われる上流から三つの水衝部であり，改修工事着手以来ほとんど位置が変わっていない。6.6km左岸，5.4km右岸，3km左岸，2km右岸は，黒部七曲りの下流部の４つの水衝部と言われているものであるが，水路の曲りがあまり大きく無いことから水衝部の位置は，みお筋位置の径年変化を見ると上流部の水衝部と比べて固定的とは言えない。

３－４－３　水制工の実態

黒部川の水制工の実状を1990年６月の現地調査結果及び黒部川工事事務所の資料を基に報告し，急流河川の水制工の問題点と今後の方向について記す。

〔１〕水制工の工程と設置年代

昭和24年のコンクリート根固め施工以前は，沈め枠，木工沈床，そだ沈床が施工されていた。そだ沈床は明治から大正初期まで施工されたが，木工沈床，沈め枠に取って変わられた。沈め枠は4.0kmより上流部に，木工沈床は主に下流部に設置された。

戦後は橋本規明に主導されてコンクリートを用いた根固め，水制が設置され，木工沈床，沈め枠は用いられなくなった。根固め，水制は，橋本によって種々研究され改良がかさねられた。

昭和13年から昭和50年までに施工された水制，築堤，護岸根固の施工位置概況は図３－４－12，表３－４－２のとおりである。代表的な水制の基本形状は図３－４－13及び図３－４－14のごとくである。

水制は，ほぼ右岸，左岸とも全区間設置されているが，11.6～13.2km右岸，8.2～9.4km右岸，7.0～7.4km左岸，8.2～9.4km右岸，4～5.2km左岸，1.6～2.2km左岸，1.8～2.5km右岸及び0.6km下流には水制が設置されていない。昭和39年（1964）６月撮影の航空写真によると，11.6～13.2km右岸，8.2km～9.4km右岸，4～5.2km右岸，1.6～2.2km左岸には植生が生えた高水敷化した所が河岸に有り，水衝作用が弱い所に対応している。また図３－４－15に示す昭和９年以降黒部川災害位置図によると水制の設置されていない河岸は災害が発生していない区間にも対応しており，水衝作用が弱く，水制の設置が見おくられたものと判断される。

なお災害の発生地点を見るとSegment２－１，Segment２－２の区間は，３－４－２〔４〕に示した水衝部が発生しやすい地点に河岸災害が発生しているが，それより下流のsegmentではsegmentの接続点付近に河岸災が発生している。Segmentの接続点は，洪水時に河床に働く掃流

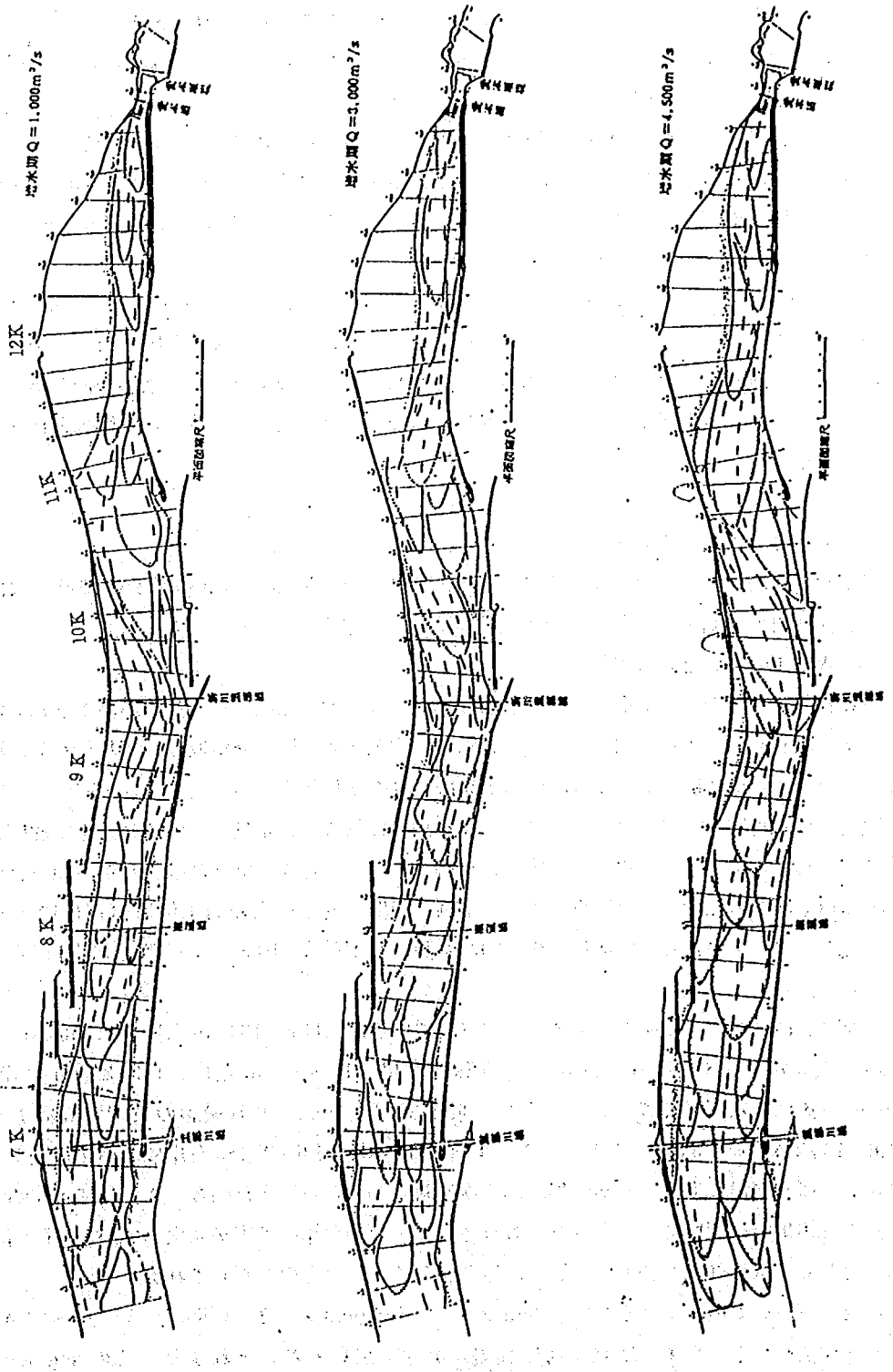
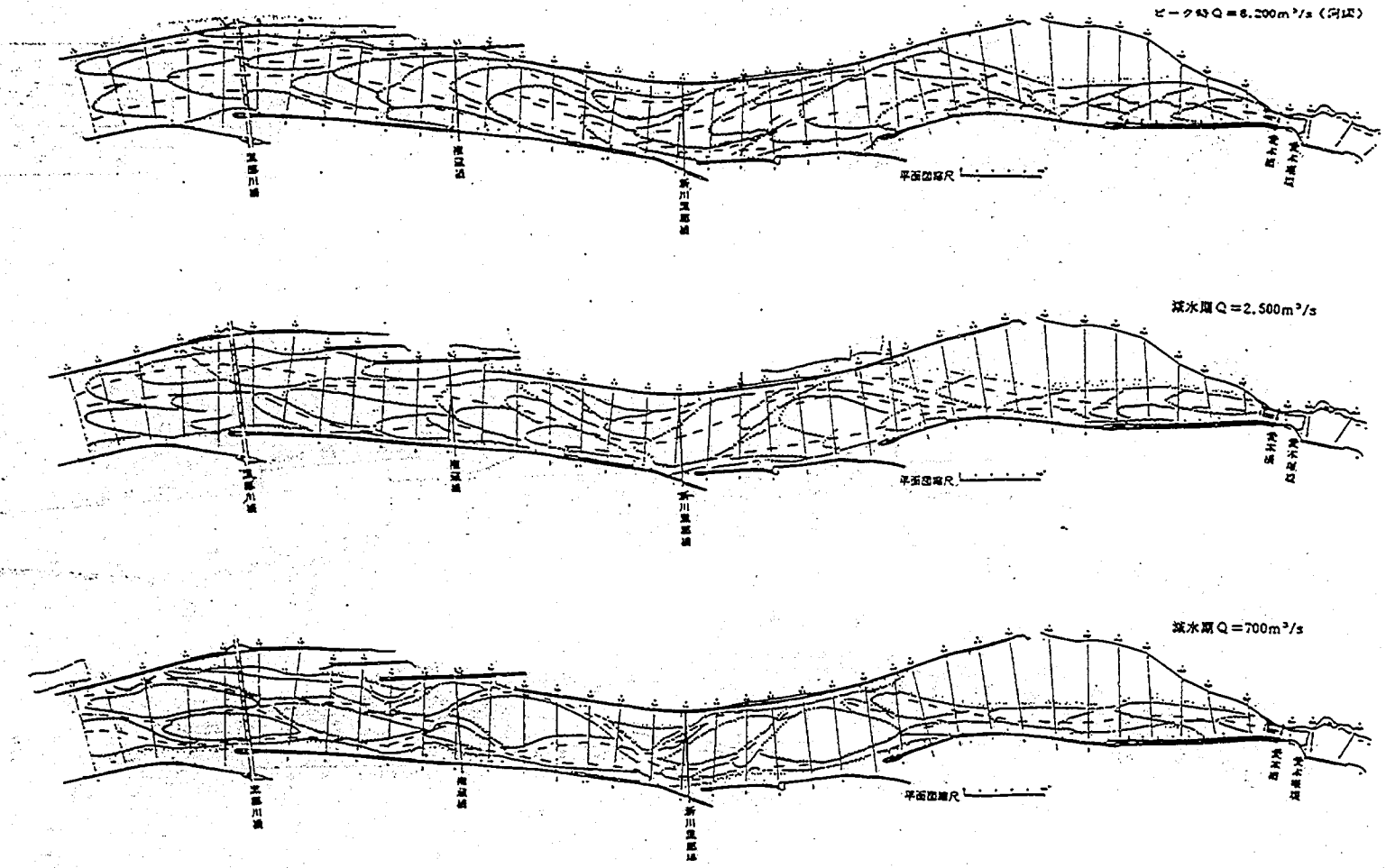
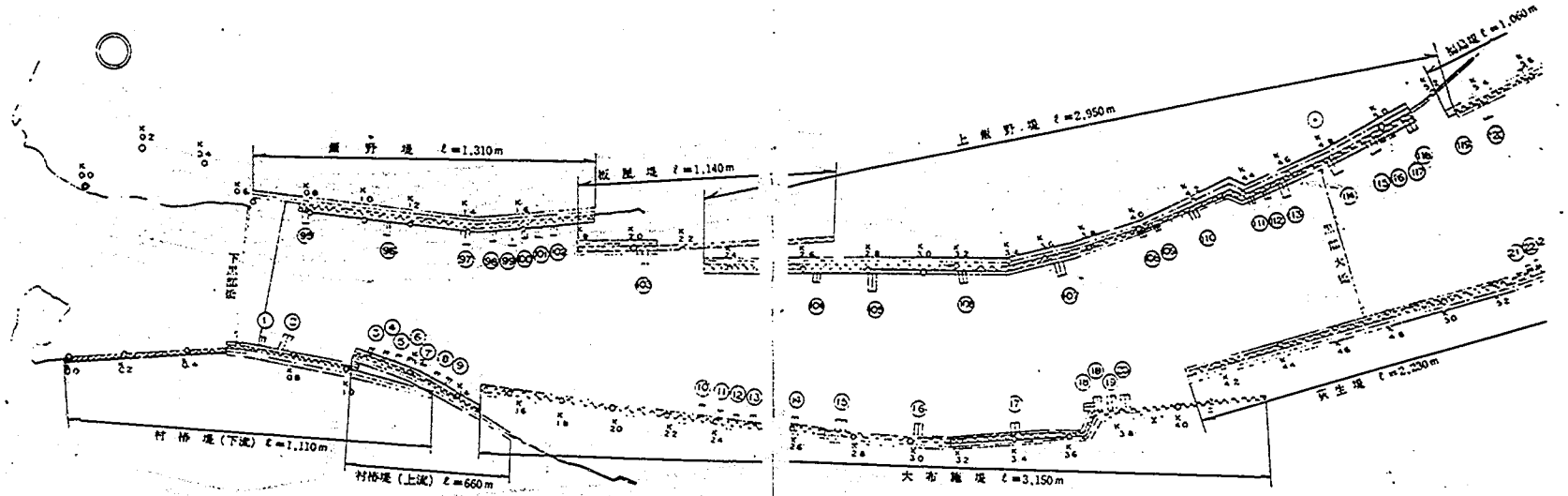
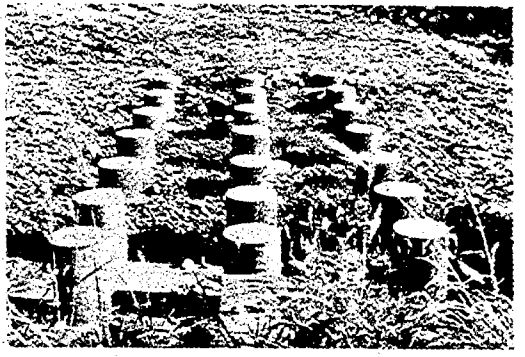


図３－４－11　模型での砂州形態と流向


ピーク時Q＝6,200m³/s（河成）
平面図縮尺
渇水期Q＝2,500m³/s
平面図縮尺
渇水期Q＝700m³/s
平面図縮尺

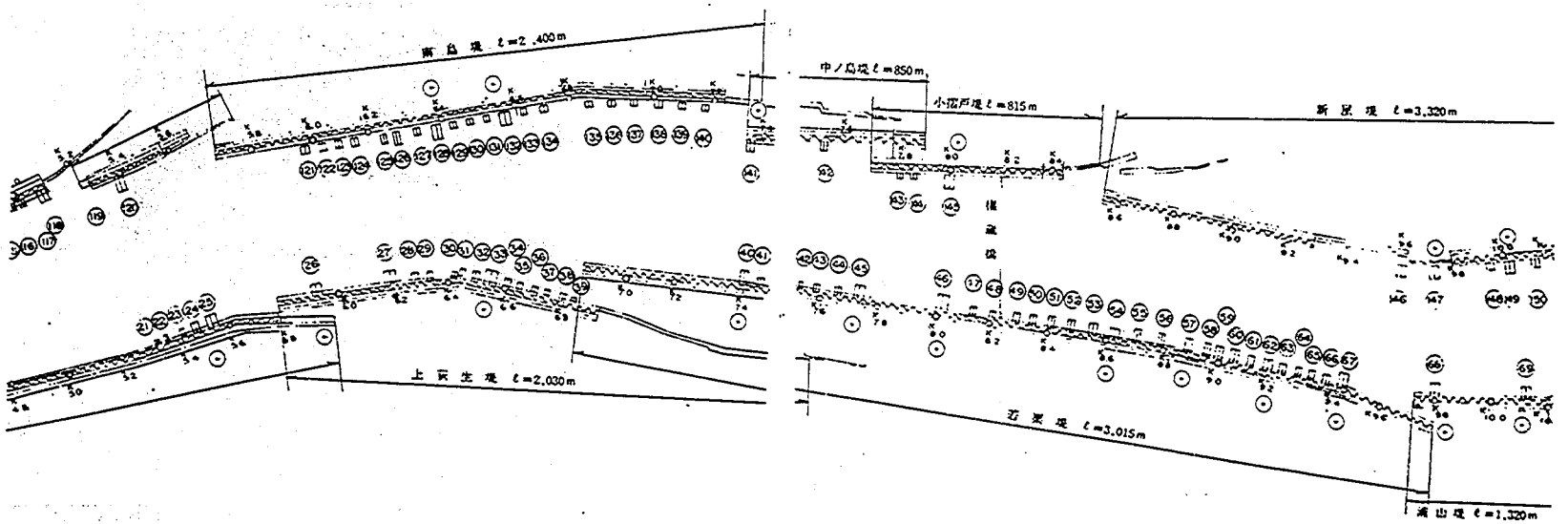


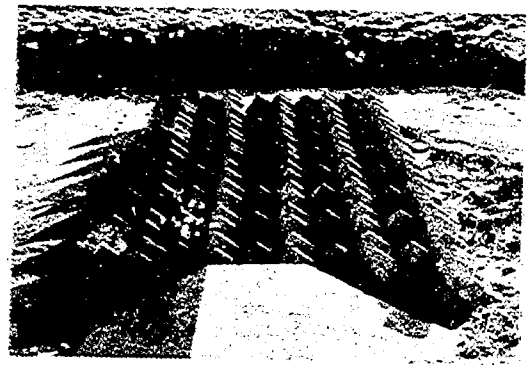
凡	例
	盛 土
	護 岸
	杭 囲
	水 制



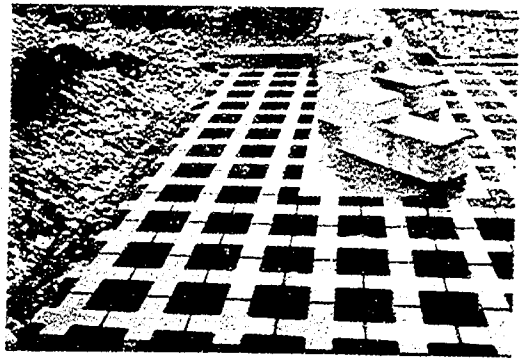
小型丸型ポスト水制 (6.4K付近)

図3－4－12〔1〕　水制位置図，文献9）より



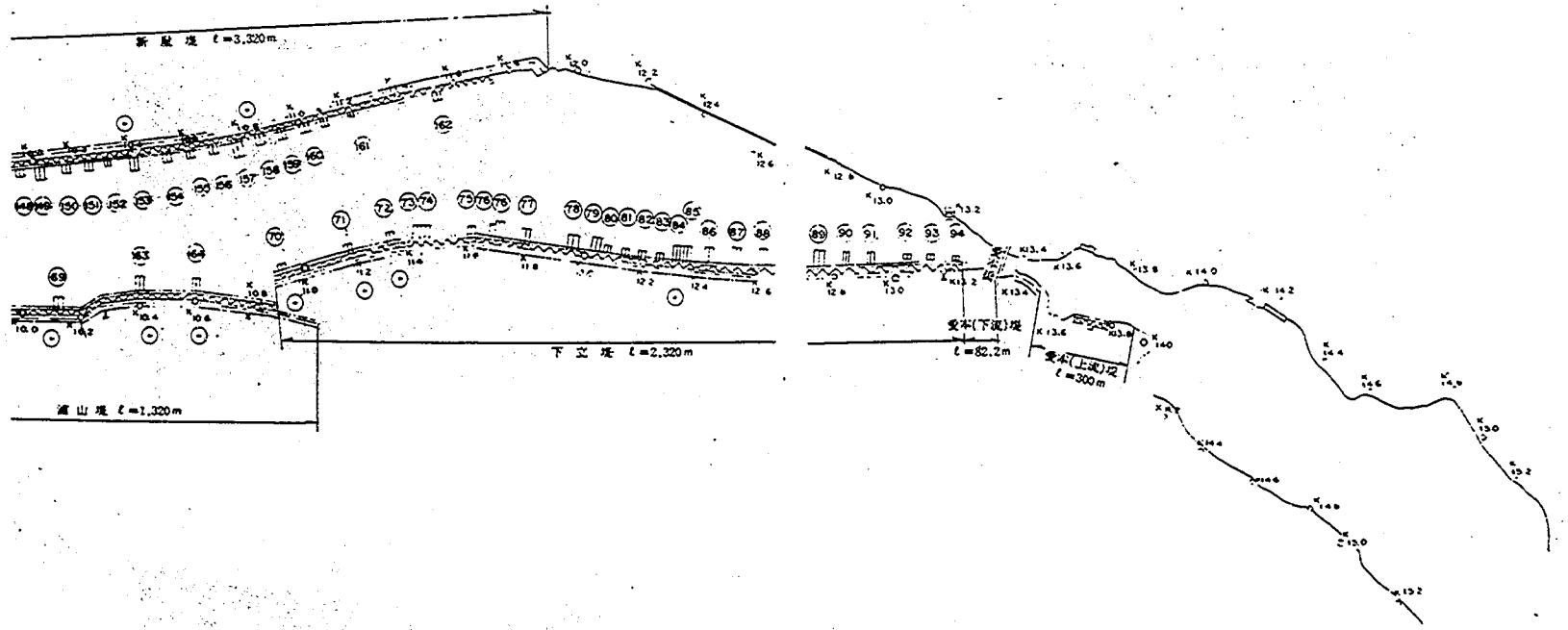


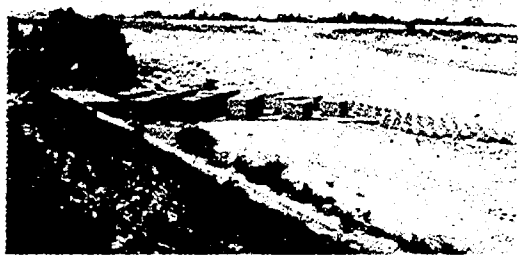
六脚ブロック水制（6.4K付近）



ピストル水制施工状況

図３－４－12〔２〕　水制位置図，文献９）より





小型角型ポスト水制

図3－4－12〔3〕　水制位置図　文献9）より

表３－４－２　既設水制表（図面対照表）　　S. 51. 4.

	水制名	施工位置	施工年度	対象番号	水制名	施工位置	施工年度
1	根固水制ポスト	左岸0.6K+92m	S 30	34	本水制ポスト	左岸6.6K+3.5m	27
2	〃	〃 0.8－40.2	30	35	〃	〃 6.6+4.9	〃
3	〃	〃 1.2－152.6	33	36	〃	〃 6.6+107.5	〃
4	〃	〃 1.2－102	33	37	〃	〃 6.6+151.2	〃
5	〃	〃 1.2－50.5	33	38	〃	〃 6.8－4.5	〃
6	〃	〃 1.2－3	33	39	〃	〃 6.8+40.5	38
7	〃	〃 1.2+47.3	33～34	40	本水制ピストル	〃 7.6－195.4	40
8	〃	〃 1.4－50	〃	41	ポスト	〃 7.6－127.3	41 42
9	〃	〃 1.4－15	〃	42	〃	〃 7.6－82	〃
10	〃	〃 2.4－63.9	30	43	〃	〃 7.6－15	41
11	〃	〃 2.4+9.5	〃	44	〃	左岸7.6+77	〃
12	〃	〃 2.6－126.2	〃	45	本水制ピストル	〃 7.6+133.5	40
13	〃	〃 2.6－63.4	〃	46	〃	〃 8.0+19.4	41
14	〃	〃 2.6+5.0	〃	47	本水制ポスト	〃 8.2－66.5	28
15	〃	〃 2.6+170	37	48	〃	〃 8.2－11	29
16	〃	〃 3.0+30	47	49	〃	〃 8.4－108.7	28
17	〃	〃 3.4+3.5	34～35	50	〃	〃 8.4－44.2	〃
18	道流堤制水	〃 3.8－90.5	25	51	〃	〃 8.4+20.1	〃
19	本水制ポスト	〃 3.8－39.5	24～25	52	〃	〃 8.4+91.5	〃
20	〃	〃 3.8+10.5	〃	53	〃	〃 8.6－50.9	〃
21	〃	〃 5.2+80	27	54	本水制ピストル	〃 8.6+25.5	27
22	根固ポスト	〃 5.4－112	〃	55	本水制ポスト	〃 8.8－99.4	〃
23	〃	〃 5.4+2.5	〃	56	〃	〃 8.8－10.7	〃
24	〃	〃 5.4+6.5	〃	57	本水制シリンダー	〃 8.8－89	30
25	本水制ピストル	〃 5.4+125	25	58	ポスト	〃 9.0－49.5	28
26	〃	〃 5.8+125	26	59	〃	〃 9.0－2.2	〃
27	本水制ポスト	〃 6.2－15.5	25	60	〃	〃 9.0+5.3	〃
28	ポスト	〃 6.4－124.5	県施工明不	61	〃	〃 9.2－52	〃
29	〃	〃 6.4－78.7	〃	62	本水制ピストル	〃 9.2+4.4	〃
30	根固ポスト	〃 6.4+26.4	28	63	ポスト	〃 9.2+58.5	〃
31	〃	〃 6.4+35.4	〃	64	〃	〃 9.2+113.7	〃
32	本水制ポスト	〃 6.6－112.5	〃	65	〃	〃 9.2+169	〃
33	本水制ピストル	〃 6.6－51.5	29	66	〃	〃 9.4－16	〃

67	木水制シリンダー	左岸9.4+43.2	29	101	根固ポスト	右岸1.6+60.6	30～32
68	木水制ピストル	〃 9.8−8	40	102	〃	〃 1.6+118	〃
69	〃	〃 10.0+117.5	46	103	木水制ポスト	〃 2.0+42.5	32
70	〃	〃 11.0−73.5	47	104	〃	〃 2.6+35	34
71	〃	〃 11.2−29	47	105	〃	〃 2.8+16.5	〃
72	〃	〃 11.4−41.5	43	106	〃	〃 3.2+22	30
73	ポスト	〃 11.4+10	県施工不明	107	〃	〃 3.6+101	29
74	〃	〃 11.4+21	〃	108	ポスト	〃 4.0+4.2	〃
75	〃	〃 11.6+41.5	〃	109	〃	〃 4.0+61.5	〃
76	〃	〃 11.8−1.02	不明	110	木水制ポスト	〃 4.2−29	27
77	〃	〃 11.8+0	49	111	〃	〃 4.6−156	42
78	〃	〃 12.0−44.5	44～45	112	〃	〃 4.6−97.5	42
79	〃	〃 12.0+34.5	〃	113	〃	〃 4.6−31	30
80	〃	〃 12.0+	不明	114	木水制シリンダー	〃 4.8	27
81	〃	〃 12.0+	〃	115	木水制ポスト	〃 8.0−58.5	24
82	〃	〃 12.2−	44	116	ポスト	〃 5.0−36.2	27
83	〃	〃 12.2−71	44	117	〃	〃 5.0+16	28
84	〃	〃 12.4−732	38	118	木水制ポスト	〃 5.2−112.5	〃
85	木水制ピストル	〃 12.4−60.5	39	119	根固水制	〃 5.4−100	25
86	ポスト	〃 12.4+48	県施工不明	120	木水制ポスト	〃 5.4−16	41～42
87	木水制ポスト	〃 12.6−61.5	〃	121	ポスト	〃 6.0−30	38～39
88	〃	〃 12.6+30.5	〃	122	〃	〃 6.0+35	〃
89	〃	〃 12.8−48.7	〃	123	〃	〃 6.0+90	〃
90	〃	〃 12.8+44.7	〃	124	〃	〃 6.2−55	〃
91	〃	〃 13.0−82	〃	125	〃	〃 6.2+7.5	44
92	6脚水制ブロック	〃 13.0+50	46～47	126	〃	〃 6.2−117	44
93	〃	〃 13.2−80	〃	127	テトラポスト	〃 6.4−8.8	〃
94	〃	〃 13.2+12	〃	128	木水制ピストル	〃 6.4−14.5	〃
95	根固ポスト	右岸0.8−6	28	129	テトラポスト	〃 6.4+44	〃
96	〃	〃 1.0+92.4	27	130	〃	〃 6.4+103	〃
97	〃	〃 1.4	24	131	〃	〃 6.6−114	〃
98	〃	〃 1.6−107	34	132	木水制ピストル	〃 6.6−44	45
99	〃	〃 1.6−52	30～32	133	テトラポスト	〃 6.6+19	44
100	〃	〃 1.6+5	〃	134	木水制ポスト	〃 6.6+96	〃

135	ポスト	右岸6.8+75	46	150	ポスト	右岸10.2−40	30
136	〃	〃 6.8+150	45	151	〃	〃 10.2+42	〃
137	〃	〃 7.0−72	46	152	〃	〃 10.2+108	〃
138	〃	〃 7.0+20	47	153	本水制シリンダー	右岸10.4+15	〃
139	〃	〃 7.0+100	48	154	ポスト	〃 10.4+10.0	45〜46
140	〃	〃 7.2−30	48	155	〃	〃 10.0	〃
141	本水制シリンダー	右岸7.4−65	28	156	〃	〃 10.0+90	〃
142	ポスト	〃 7.6−57.5	34	157	本水制シリンダー	〃 10.8−34	31
143	〃	〃 7.8+24	〃	158	本水制ポスト	〃 10.8+46	45
144	〃	〃 7.8+74	〃	159	〃	〃 10.8+126	44
145	本水制ピストル	〃 8.0−4	41	160	〃	〃 11.0+16	〃
146	本水制ポスト	〃 9.6+6.5	30	161	〃	〃 11.4−37	43
147	本水制シリンダー	〃 9.8−75.5	29	162	〃	〃 11.6−68	42
148	ポスト	〃	49	163	本水制ピストル	左岸10.6	50
149	本水制シリンダー	〃 10+23	28	164	〃	〃 10.4	51

力が急減する所であり，土砂が堆積する地点で，河床が上昇しやすく，川幅が拡がる傾向がある地点である。これが河岸災を発生しやすくしているものと推定される。

水制高の高い本水制であるピストル水制，シリンダー水制の設置位置を図３－４－12⊙でに示す。水衝作用の強い所に間隔 300m 程度に設置され，その間に３～４本の根固めポスト水制が設置されているが基本型となっているが，根固めポスト水制の無い所もある。

水制の間隔は密に入っている所が 50～70m 程度となっている。水制長は 20～30m 程度であるので，水制間隔は水制長の２～３倍程度である。

本水制を 300m 程度の間隔に設置したのは，橋本規明の提案（堤防法先から 30m 程度の水制を 300m 間隔に設置する。）に従って設置したものであろう。

〔２〕 水制工の破損

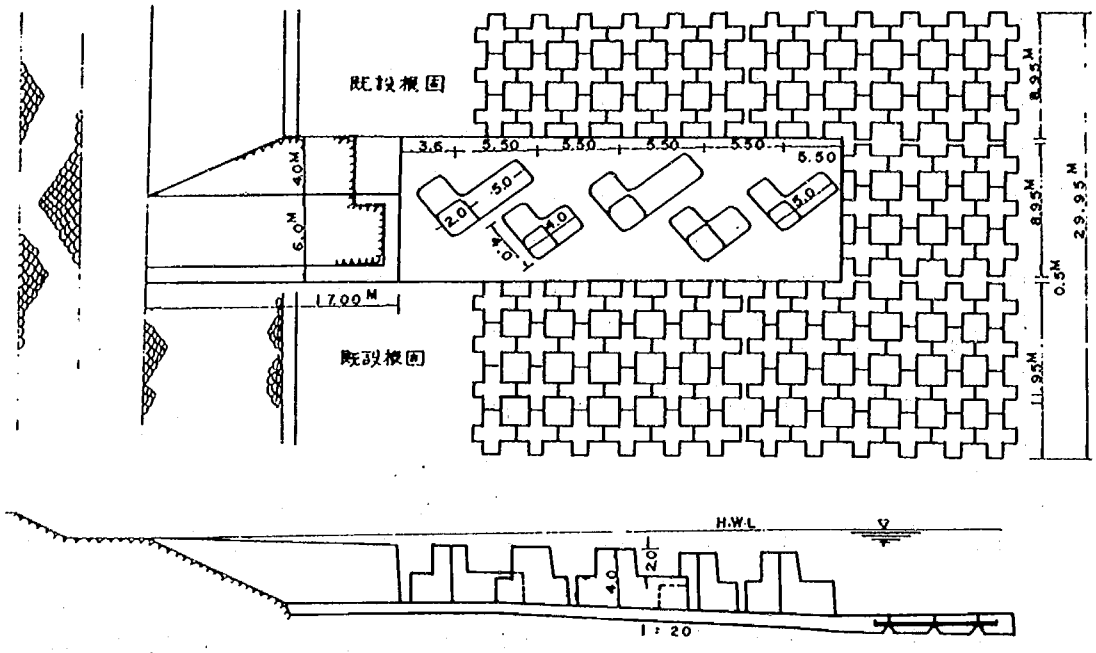
黒部川工事事務所の資料より，資料の存在する昭和41年以降の災害関連工事資料（昭和53年度まで）より水制に関連する根固工及び水制の被害状況を洪水ピーク流量と河道距離との関連から整理したものが，図３－４－16，図３－４－17である。

根固め工はコンクリートブロックであり，概ね 4km 地点下流で 8t ４列，4～6km 間で 10t ４列，6km 上流 12t ４列の配置となっている。図３－４－16より次のことが分かる。

① 木工沈床は 1,000m³/s 程度の出水で，勾配の緩い河口付近でも被害を受けている。河床低下によって根固めが浮き上がり，木杭がくさり，ボルトがゆるみ破損したものと判断される。

② Segment ２－４で 4ton のブロックがピーク流量 1,000m³/s で流出している。4ton ブロックは

ピストル型水制



シリンダー型コンクリートブロック水制（其ノー）

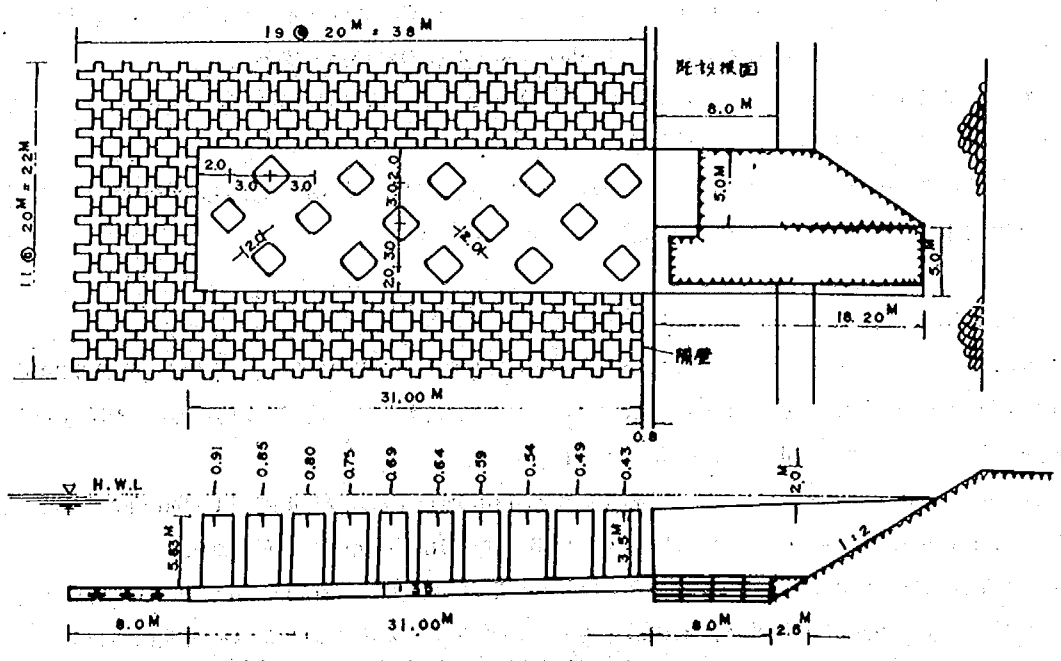
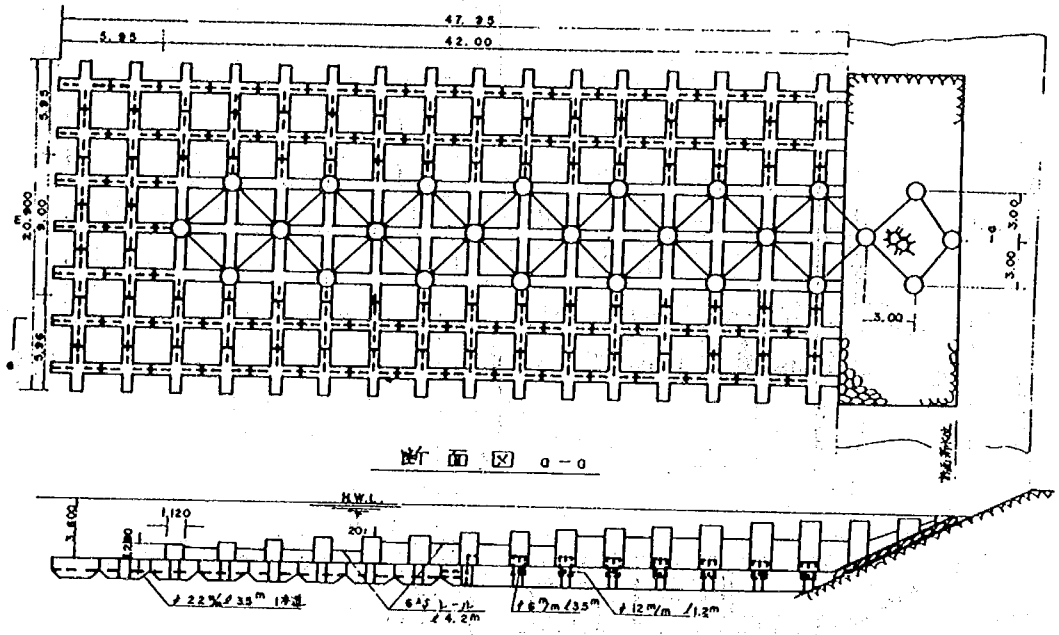


図３－４－13〔１〕　昭和50年以前の水制標準構造図，文献９）より

シリンダー型コンクリートブロック水制（其ノ二）



多段式シリンダー型水制

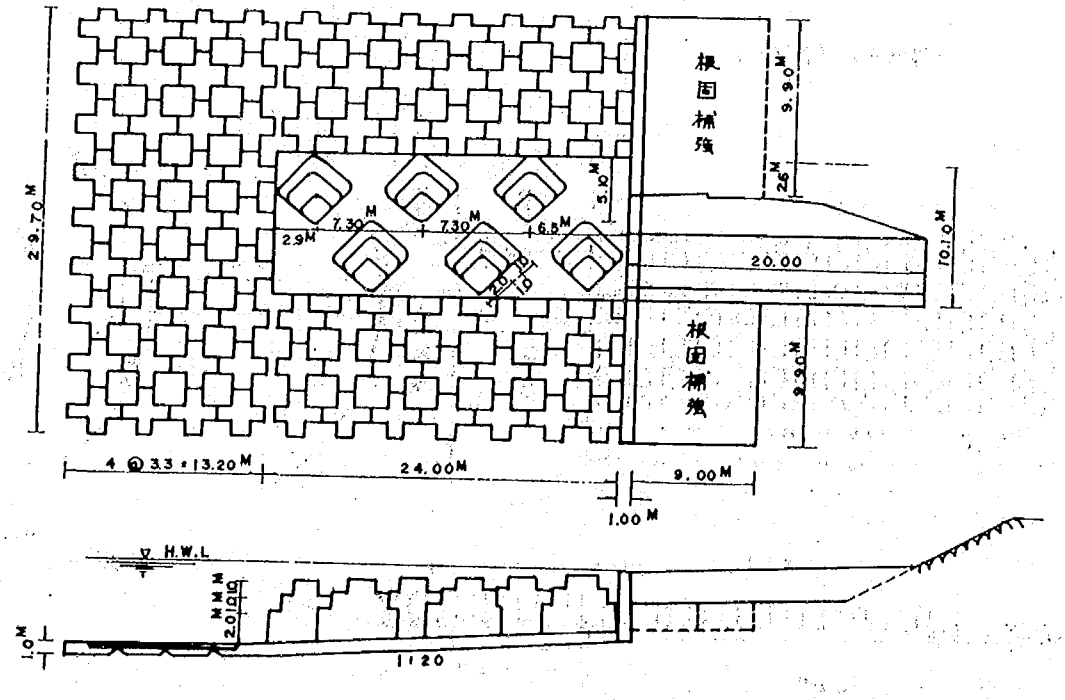
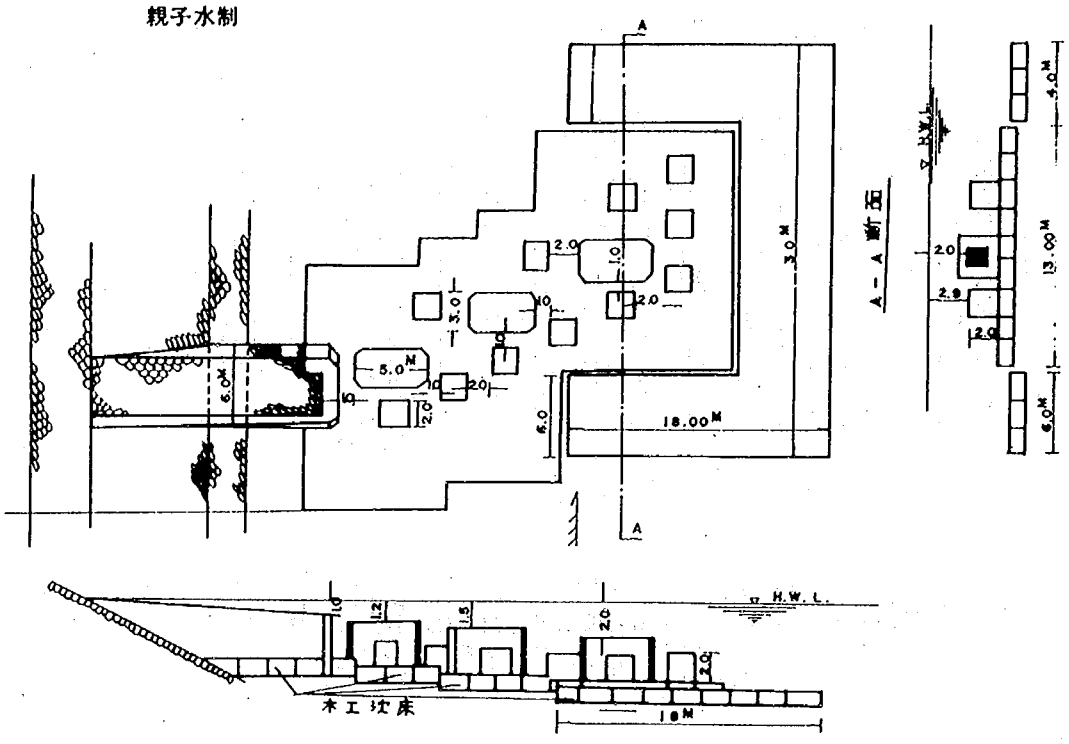


図３－４－13〔２〕　昭和50年以前の水制標準構造図

親子水制



導流水制（其ノ一）

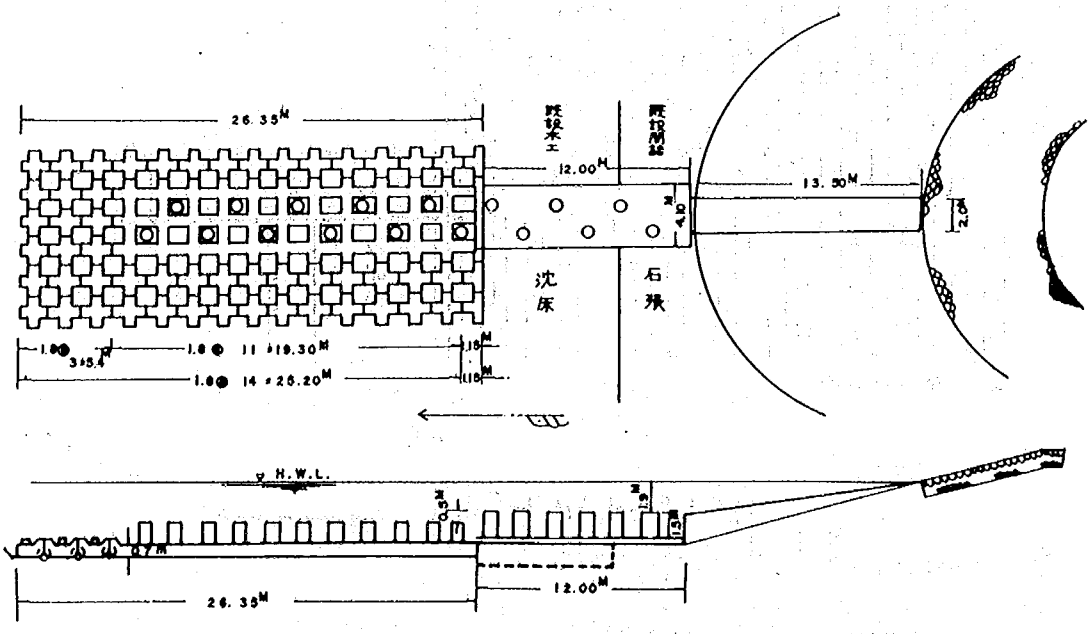
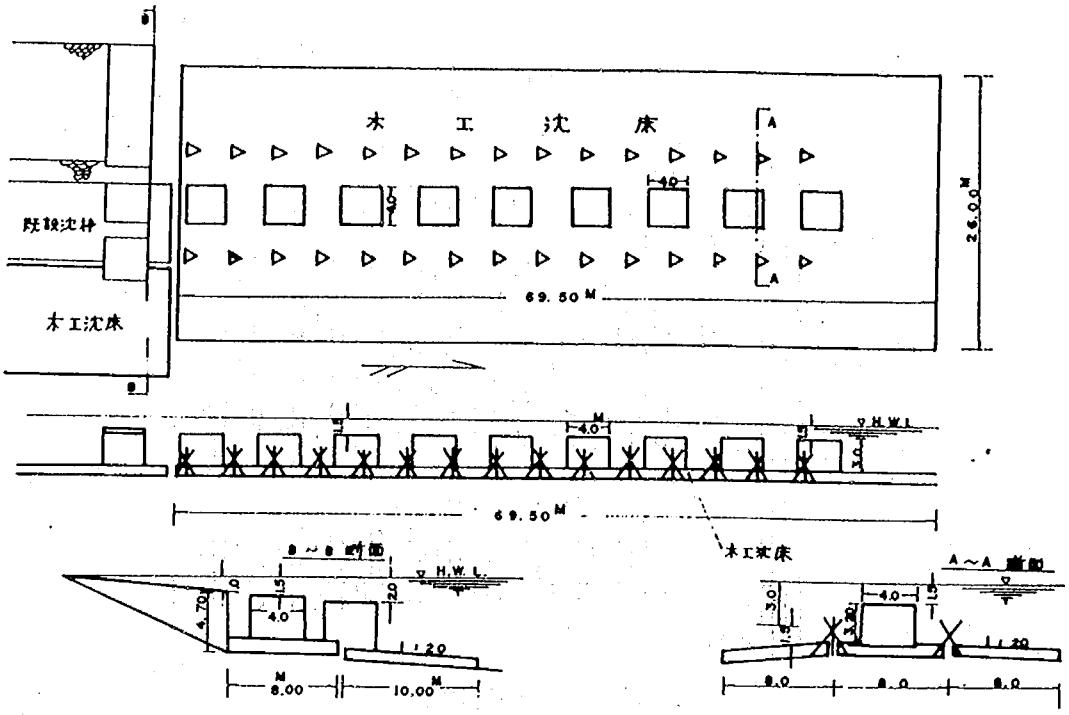


図３－４－13〔３〕　昭和50年以前の水制標準構造図

導流水制（其ノ二）



導流水制（其ノ三）

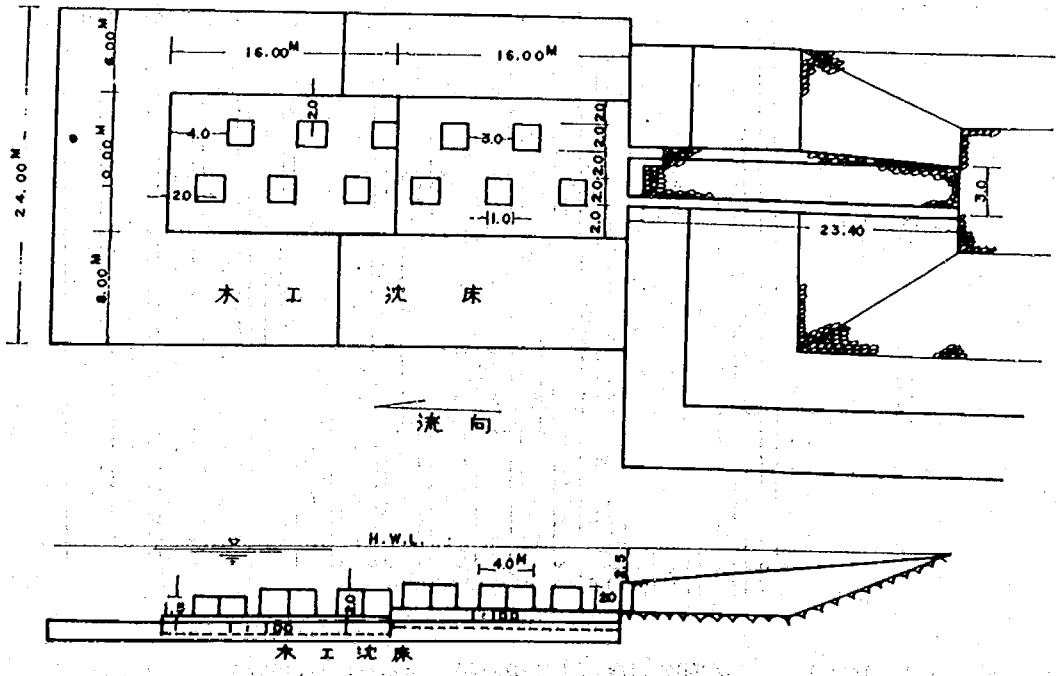


図３－４－13〔４〕　昭和50年以前の水制標準構造図

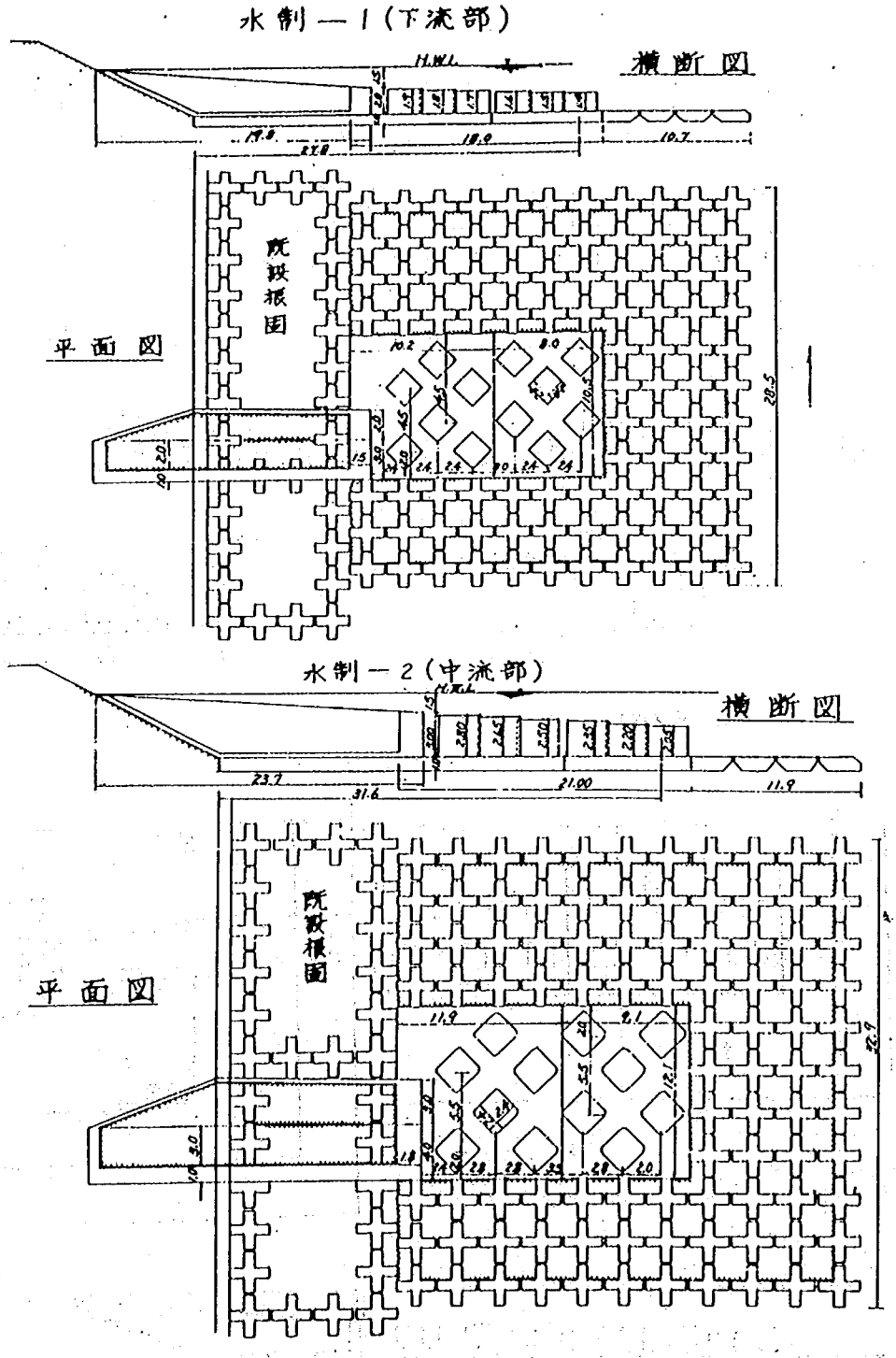


図3－4－14〔1〕　昭和50年以降（工実改訂後）の水制標準構造図，文献9）より

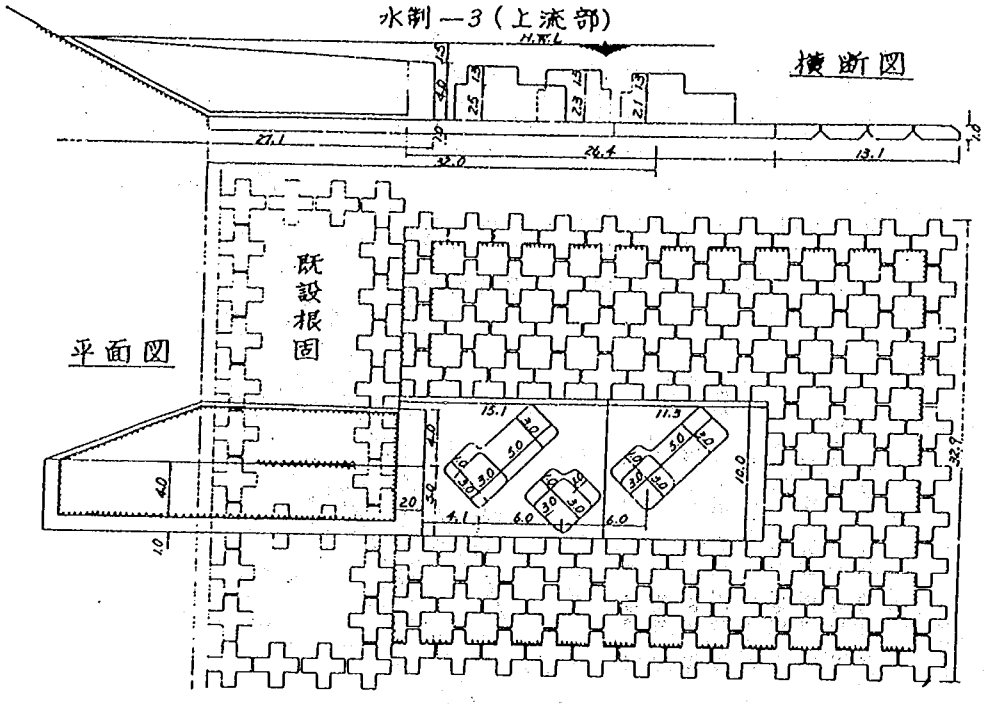


図３－４－14〔２〕　昭和50年以降（工実改訂後）の水制標準構造図

単独となると（バラバラとなると）流速4m/s程度で移動する。1,000m³/s時の河床に働く平均的な掃流力で考えると4tonブロックは移動しないが，1,000m³/s時には水路一杯に水が流れず，また砂州等による水道が生じ部分的には4m/sを越える流速となっていたものと推定される。

③　8tブロックは10km下流での被害は無いが10km以上では1,000m³/s程度で被災している。

④　10tonブロックは下流3.6km右岸で流量1,200m³/sで崩壊した事例があるが，水制の先端の根固め工であるので，通常の護岸根固めとして使用すれば10.0kmより下流で，十分対応できる重さである。

⑤　12tonブロックの流出した根固め工は全て，水制前面に張り出した根固め工であり，護岸根固めとしては十分対応できる重さである。

なお根固めブロックは，層積みでその形状が変形しない場合の移動限界流速に比べ，移動変形し単独となると半分程度の流速で移動してしまう。

水制について見ると昭和41年より昭和53年度までに計６ヶ所の被害がある。図３－４－17より次のことが言える。

①　8km地点より下流では水制自体の被災は無く，小型のものでも十分に維持されている。

②　8kmより上流では中型の根固めポスト水制が変型流出している。

③　12kmでは大型のポスト水制が変型流出している。

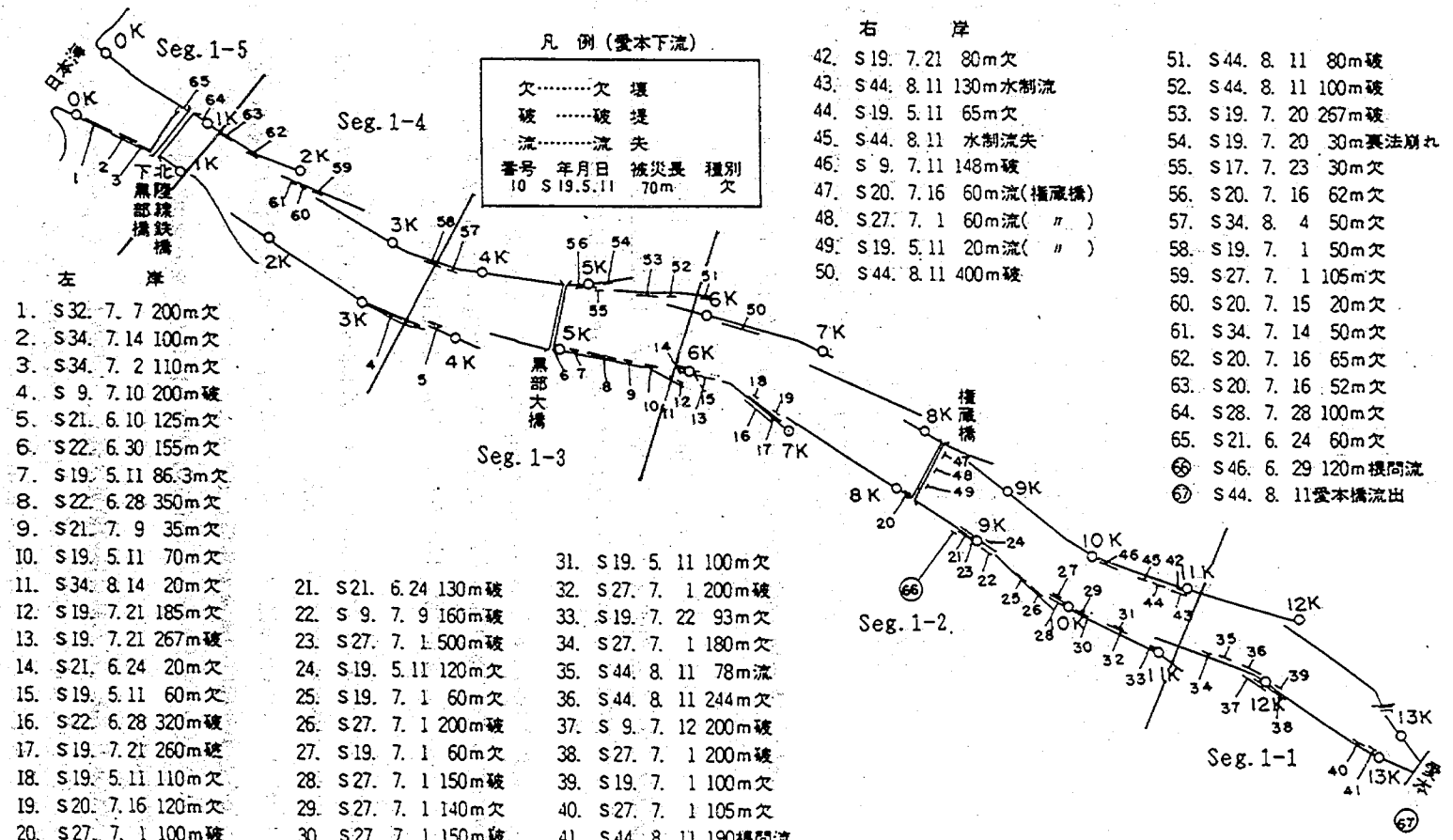


図３－４－15　災害位置図、文献９）より

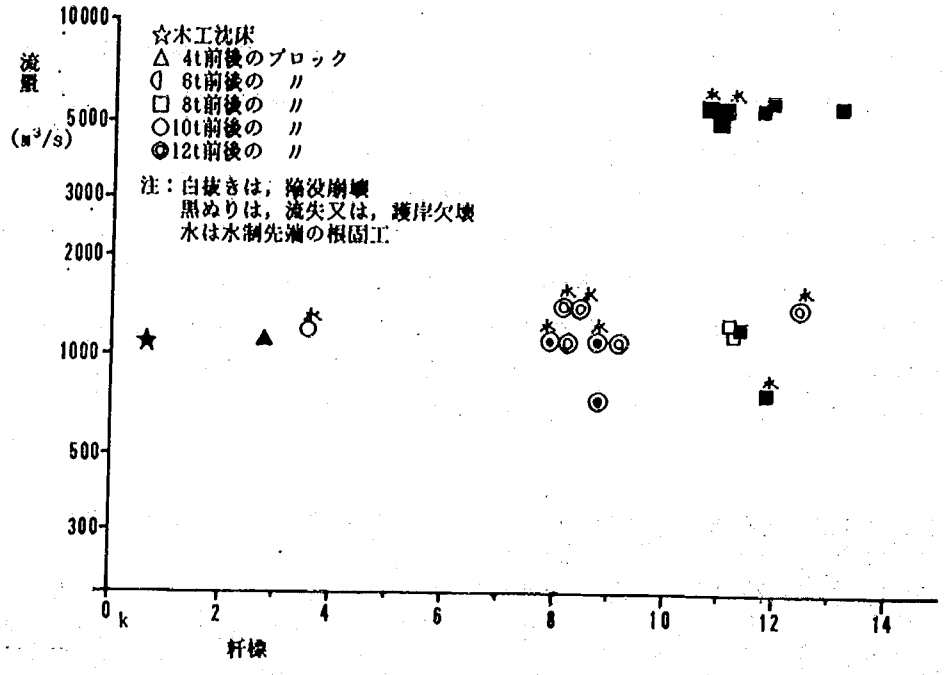


図３－４－16　被災位置と流量規模（根固め工）　事務所資料修正

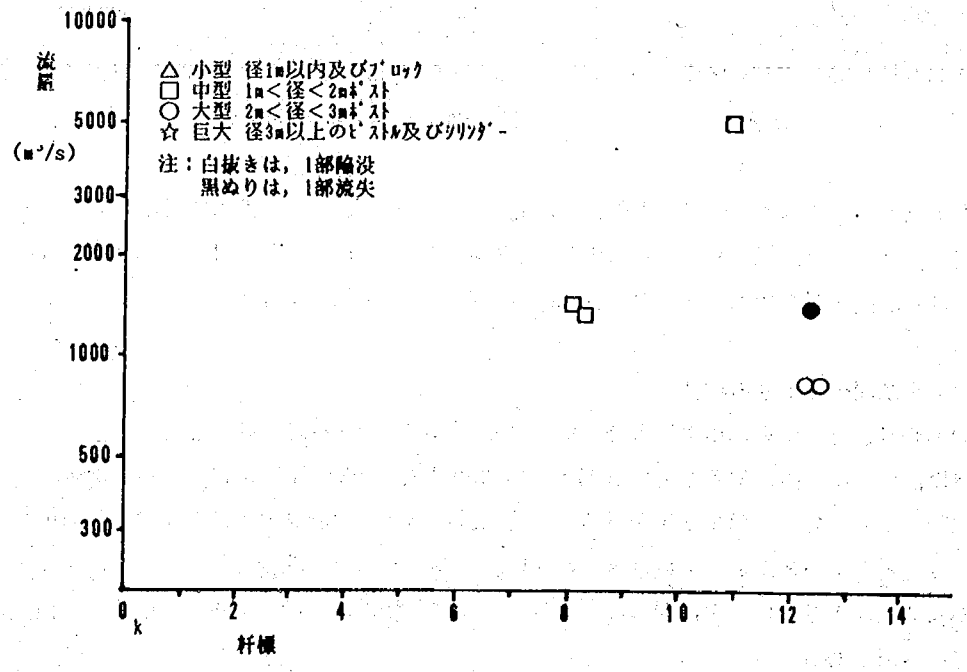


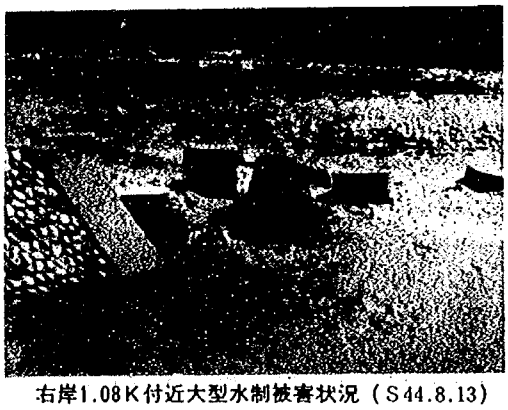
図３－４－17　水制被災位置と水制規模　事務所資料修正

④　巨大水制は被害が無い。

水制の基部を見ると，木工沈床の上に乗っているだけのもの，無筋の厚さ90cm程度の玉石コンクリート基礎の上に一体となっているものがある。黒部川と同様な常願寺川の水制被害を見ると玉石コンクリート基礎の上に乗るピストル水制も被災している。

被災写真より判断すると水制の被災は次のように進むものと思われる。

洪水時水制回りの河床が低下すると根固めブロックは沈下，変形，移動し，水制本体近くも河床が低下し，水制下の土砂が動き，水制とその下の河床の間にすきまが生じる。基礎コンクリートが無い場合は，水制本体が傾き，転動，移動し，基礎コンクリートのある場合は，ある程度のすきまが生じても変形しないが，大きくなると水制自身の重さと，流体力によって基礎コンクリートは水制と一体となって傾き，転動，移動する。



右岸1.08K付近大型水制被害状況（S44.8.13）



左岸0.8K付近，44洪水による水制被害状況（S44.8.12）

写真３－４－１　水制の被災例　黒部工事事務所提供

巨大水制であっても水制回りの根固めが機能するかぎりにおいて，洪水に耐えるものである。黒部川では，水制が設置されてから河床が2m程度低下しており，水制回りの根固めを補強しないと，水制設置部が水衝部となった場合には水制が被災する恐れは大きい。

〔３〕　水制間への土砂の堆積

1990年６月に行った黒部川現地調査に結果より，水制間の土砂の堆積状況を示す。

①　河岸沿いに低水路が位置している11.6～13.2km左岸，10.4～10km右岸，3.2～3.8km右岸の水制間の土砂の粒径，植生状況を見ると，背の近いポスト水制間の土砂の粒径は，河床材料とあまり変わらず，浮遊砂の堆積はみられない。水制の直前は，洗掘されていることが多い。不透過構造的な水制では，水制前面の河岸寄り，及び背後に薄く砂，シルトが堆積し，植生が生えている所がある。

②　水制付近の河床が，低水路の低下に伴なって高水敷化されつつある所は，ぐみの木や草が生

えているが砂とシルトの堆積量は多くない。ただし局所的に浮遊砂が写真３－４－２のように堆積している所もある。

黒部川のような急流扇状地河川では，水深が浅くても流れが早く，また水制背後のように死水的環境の所でも渦流の流速がけっこうあり局所的な所を除けば細粒分の堆積が生じにくく，水制間に土砂が継続的に堆積することは，あまり期待できない。

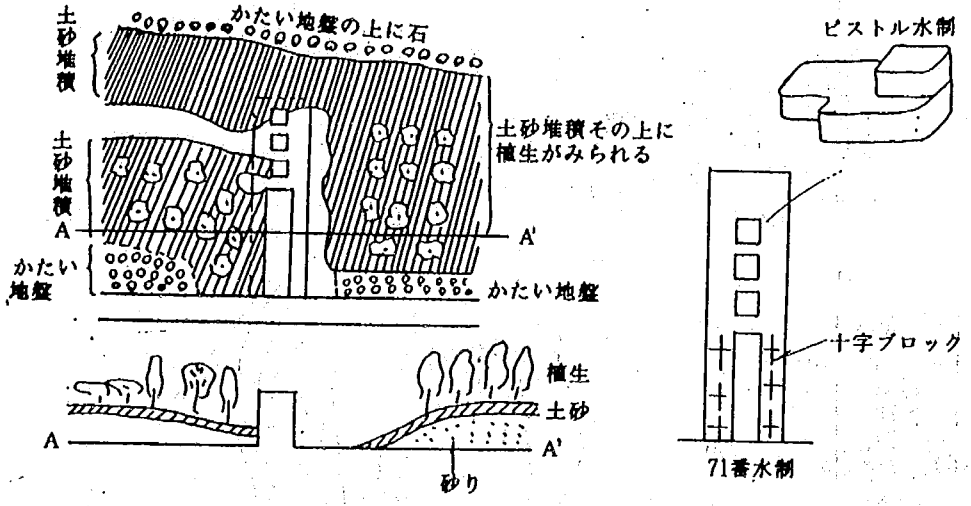


図３－４－18　11.2km 付近左岸の状況

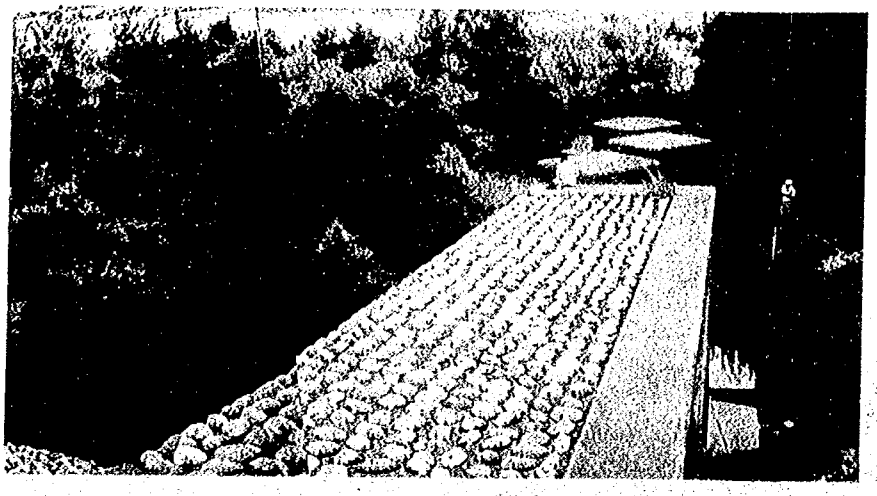


写真３－４－２　11.2km 付近水制回りの状況（1990）

〔4〕 水制回りの侵食

洪水時，水制に流水が当たると水制回りが洗掘される。図３－４－19は，写真３－４－３に示す11.7km左岸の水制回りの洗掘形状を示したものである。水制上流側の洗掘範囲は約8m，水制の先端で10m程度であり，洗掘深は，水制上流側先端付近で約1.5mであった。

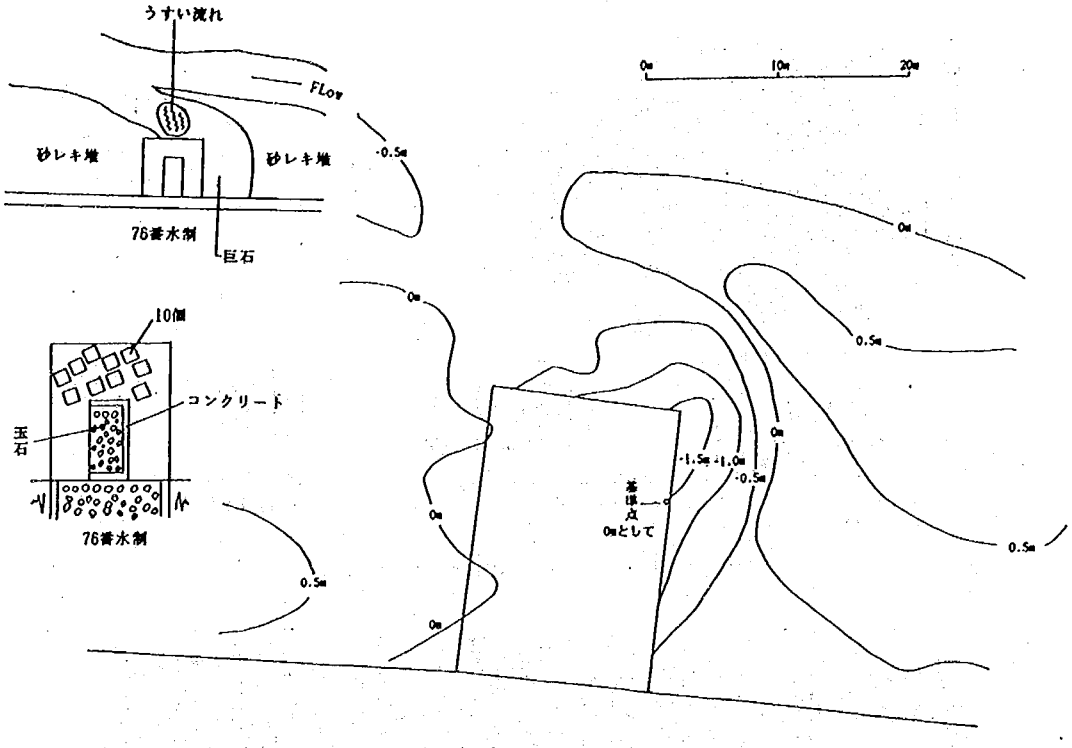


図３－４－19　11.7km地点水制回りの侵食形状

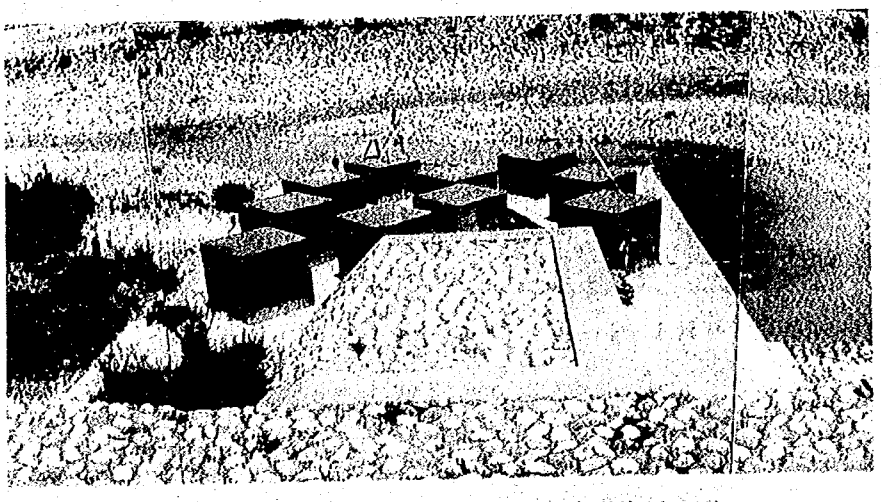


写真３－４－３　11.7km地点の水制と侵食形状（1990）

水制の実質的な長さℓgは20mであり，その約半分が洗掘範囲となっている。

図3－4－13に示した水制構造図によると，ほぼ水制先端より水制長の約半分の範囲に根固めブロックが設置されており，この水制の洗掘範囲と調和的である。水制回りの根固めの設置範囲は被災経験から学んだものであり，図3－4－13に示した根固め設置範囲が水制による洗掘範囲を示すものと考えられる。

透過型タイプの水制の方が水制長に対する根固め設置範囲が小さめであり，洗掘範囲が不透過型に比べて小さくなることを表わしていよう。

〔5〕 水制工の配置と河岸侵食

図3－4－20は，洪水によって生じた河岸侵方侵食幅と側方侵食長の関係である。侵食幅は，側方侵食長の1/10～1/5となっている。側方侵食幅の2倍と側方侵食長の比は1：3～4程度でありこれは，図3－4－21に示す砂州幅と砂州長の比と同等である。このことは側方侵食形状と砂州の形状とが密接な関係にあることを示している。

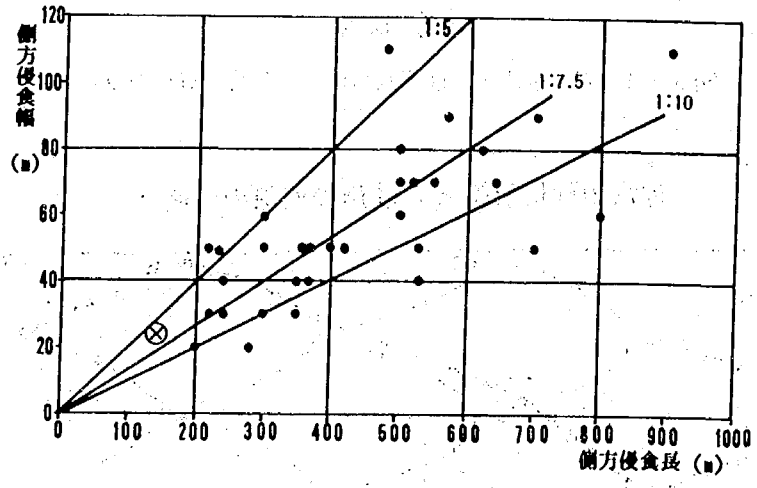


図3－4－20 側方侵食長と侵食幅の関係 事務所資料の修正

侵食長は，黒部川で見られる砂州長L,300～400mより長いものがある。航空写真によると長いものは，砂州が3つから5つ集まって一つの大砂州となった長さに対応した侵食長となっている。

水制の配置を考える基本長さとしては，小さめの砂州長300mを基準として考えるべきであろう。黒部川で見られる本水制（水制高の高いピストル型，シリンダー型水制）は，300m間隔，長さ30mに設置されているが，砂州形状から考えると長さは50mは必要である。

堤防の安全性の向上と言う点から言えば，本水制間隔L_sを砂州長L_sの半分程度以下，水制長ℓgを砂州幅の$\frac{1}{4}$程度以上とし，本水制の間には根固め水制は設置せず，根固めブロックを堤防沿いに幅10～12m程度設置した方が良いように思える（図3－4－20の⊗がここで言うLgとℓgに対応している）。

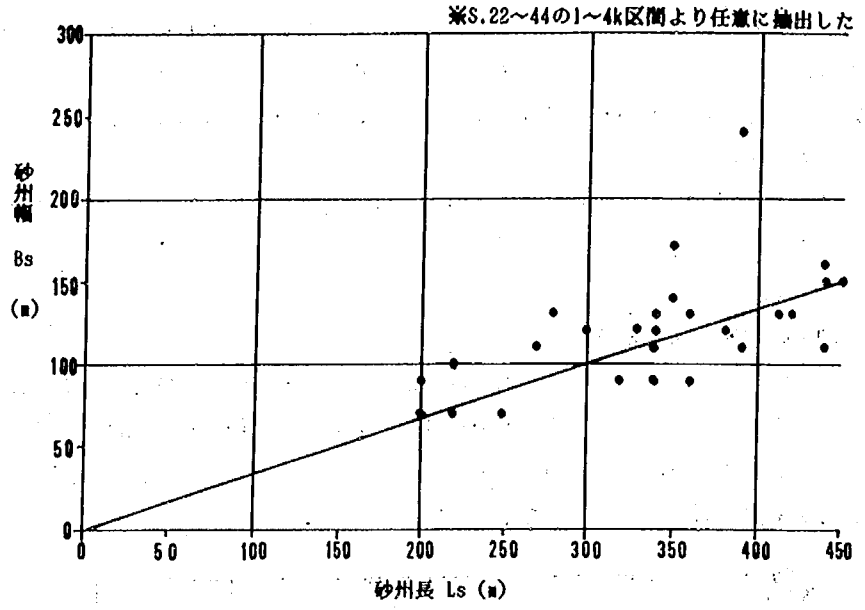


図３－４－21　砂州幅と砂州長の関係　事務所資料の修正

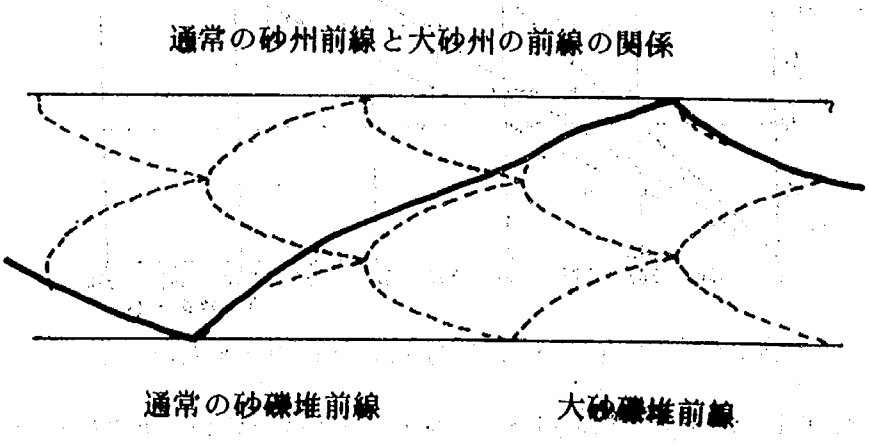


図３－４－22　大砂州

３－４－４　水制工の評価と今後の方向

黒部川に設置された水制は，その高さ形状から①本（導流）水制，②根固め水制に分けられる。これらの水制は，平均河床高の低下以前に設置されたものが多いので，ここでは，まず平均河床高の低下が無いという前提で水制工の評価を行い，次に河床低下の生じた現状を踏まえて今後の水制工のあり方について論じてみたい。

〔1〕 河床低下が無いとした上での評価

黒部川の水制工の第一の特徴は巨大な本水制である。この本水制は，水衝りの強い所に設置され，堤防を守る第1防御ラインとなり，堤防に直接激流が衝突するのを防いでいる。

通常の護岸・根固めでも，護岸の根入れ及び根固め幅を深掘れに対応できるだけ十分に取れば，堤防は守れると考えられるが，河床勾配が1/100程度で玉石のごろごろする河川では，一洪水中の平均河床高が1mのオーダーで変動し，また砂州の形成・消滅が一洪水中で生じ，かつその砂州高 H_s が4m近くに及び，さらに河道の平面形状の影響を受け，大砂州が生じ，深掘れ深の評価が難かしいので，本水制を設置し，第一防御ラインとするという考え方は妥当であろう。

水制高の高い本水制の配置については，前節〔5〕で述べたように配置すれば，堤防沿いまで主流は到達しないものと思われる。さらに，本水制間は，人工的に河床材料で高水敷化してしまえば堤防の安全度をより増すことになる。この場合河岸線は水制先端から主流の方向に対して約1/6の角度で堤防側に入り込むような形となろう。

一連の水制高の高い本水制の最上流の水制は，現在，激流を全長 L_s で受ける形となっている。上流部により短かい本水制を短かい間隔で設置し，主流がスムーズに流下するようにすべきであろう。

本水制の高さ h_s に関しては，水制の上流側の水位が，動圧分だけ上昇することを考えると，この水位上昇を緩和するため，水制を河身側に低くなるように勾配をつけることは妥当であろう。

本水制の水制頭に近い方を透過型にしているのは，水制頭の局所洗掘深の軽減を意図したものと考えられるが，大出水時には流木やごみがつまり実質的に不透過水制となってしまうので，それほど効果は無いと思われる。施工性・経済性の観点から，水制本体の構造は見なおしても良いように思える。

水制回りの根固め工の範囲は，適切と判断される。

次に水制高の低い根固め水制について述べる。

本水制間に3～4本入っているポスト型根固め水制は，根固め水制とは言っても h_s=1.0～2.0m程度あり，平均年最大流量時の水深とほぼ均しく，また L_s/l_s=2程度となっているので，実質的には本水制的な機能を持ち，砂州による深掘れ部を水制頭前面に追いやる機能を果している。これは本水制だけでは，堤防防御に不安があるために設置されたものと思われる。このポスト型根固め水制の位置付けは難しい所であるが，前節〔5〕で述べたように本水制を密に設置し，根固め水制は設置せず堤防沿いに根固めブロックを設置すれば良いと考えている。

〔2〕 河床低下対策及び複断面化への対応と水制工

河積増のための河床掘削等によって黒部川は，平均河床高で約2mほど低下し，また洪水流量の減少等によって，複断面化しつつある。これに対応する護岸工をどのような構造で，どのように配置すれば良いかが問われている。

① 高水敷の無い場合

現状においても，水衝部が堤防寄りにあり高水敷された部分の無い所は，平均河床高の低下に対応した，護岸，根固め，水制の補強を行う必要がある。基本的には，既存の河岸侵食防止工を生かし，護岸の根継ぎ及び根固め工の新設を行えば良い。

② 高水敷化された区間

高水敷化された所の処理の考え方としては二つの考え方がある。一つは，高水敷化され河岸は不安定なものであり，これは侵食される恐れがあるので，堤防護岸の補強を行って，高水敷化された部分は，存置させておく。二つは高水敷化された所は，積極的にこれを堤防補強機能を持つものとして位置付け，かつ高水敷高間の有効利用を企るため，何らかの低水河岸保護工を設置して，流水に対して侵食を防ぐ対策を行うものである。

河川空間の有効利用，堤防の安全度，経済性等を考えると後者の方向を積極的にさぐってみる必要がある。この場合には，次の前提が成立する必要がある。

a) 高水敷の侵食は河岸の側方侵食で生じるものが大部分である。この側方侵食を防ぐだけの強度を持つ河岸侵食防止工法がある。

b) 大出水時には高水敷は侵食の恐れがあるが，その侵食深は，大きなものでなく，堤防前面の既存の根固め工の高さより深くなることは無い。

a)の条件を満足する工法は有ると考えて良い。b)に対しては，高水敷でこれだけの侵食が生じるには，高水敷上に巨大な構造物（例えば橋脚）があるか，高水敷上に大出水時に砂州規模の河床変動が生じるかしか考えられず，実際には，このような侵食は生じないと考えて良い。従ってa)，b)の前提の基に，ただし高水敷が大出水時には荒れることを許容するとして低水河岸の侵食防止工法を考えていくことが課題となる。これについては，現在実験等を行って検討中であり，別途報告したい（5－2－6参照）。

参考文献

1) 利根川百年史編集委員会，国土開発センター編，1987；利根川百年史，関東地方建設局.
2) 根岸俊之，1977；利根川における水制工の研究，新潟大学土木工学科卒業論文.
3) 和田庄蔵，1935；元利根川第3期改修区内における護岸工図集，土木6月号.
4) 利根川上流工事事務所；利根川（取手～沼之上間）に於ける護岸水制工法について，年代不祥.
5) 岡本芳美，根岸俊之，1977；利根川本川中流部の水制工の研究，土木学会年次講演会.
6) リバーフロント整備センター，1990；利根川水辺環境整備計画策定.
7) 高野宗久，1953；利根川上流部（前橋附近）に於ける護岸水制工の特異性について，河川昭和28年－4号，PP.9－21.
8) 野村哲編，1978；日曜の地学5，群馬の地質をめぐって，築地書館，PP.16～22.
9) 北陸地方建設局黒部川工事事務所，1977；黒部川のあゆみ.

第4章　水制設置場の特性と水制の水理

4－1　本章の課題

第2章で見たごとく，水制の工種，工法，設計思想は，水理学的，力学的根拠に基づくよりも，設置された水制の被災という経験を通して，さらに水制工に使われる材料，施工技術，技能力，河道処理の目的，河道計画の考え方の変化の影響を受けて変わってきたものである。

他の土木構造物のように力学的な構造設計論とならず，経験主義的な設計論である大きな理由は，河川は変化が大きく水制設置場の種々の特性（例えば，洪水時の河床高，流速）を適確に評価することが難しく，さらに水制設置によってその特性が変化し，それを予測することがさらに困難であり，構造設計の外力条件を定められなかったことが大きく原因している。従ってより合理的な水制工の設計法を確立するためには，水制設置場の種々の特性と水制の水理について，さらに両者の関係について十分な理解を必要とする。そこで本章では，これらについて整理し，水制設計論のための基礎情報とする。

4－2　河道特性と水制

4－2－1　河道特性項目とその分類指標

水制を設置しようとする場合，考えなくてはならない対象場の特性としては以下のようなことが挙げられる。

i）河道の平均的なスケール
　川幅，水深，勾配

ii）洪水時の水理量
　流速，掃流力，流向

iii）小規模河床波の形態と流れの抵抗
　粗度，レジームの変化

iv）土砂の運動形態とその量
　各粒径集団ごとの輸送形式とそれが低水路の河床高変化，高水敷の堆積に及ぼす役割

v）河道の平面形状
　蛇行形態，砂州の挙動，河岸侵食位置と侵食速度

vi）河道の横断形
　洗掘深，洪水による横断形の変化

vii）河床の縦断形の変化
　平均河床高の変化速度，アーマリング

viii）高水敷の特性

高水敷堆積物の質，微地形，土地利用

ix）生態系

植物，動物，生長速度，環境と種

x）水位変動状況

水位の変動特性

細かく見れば，もっと多くの項目があるが，水制工の工種の選定や水制工の形状設計のためには，これらすべての要素に対して個別に検討する必要はない。上述したような河道の種々の特性（以後河道特性と言う。）は，個々バラバラに存在しているものではなく，相互に密接に関係し合っており，河道というシステムを作っている。従ってこのシステムを支配する基本要素を用いて水制工種の選定や水制工の形状設計に当たれば良い。

種々の河道特性は，文献1），2），3），4)で示したように河床材料の平均粒径 d_m，河床勾配 I_b，平均年最大流量で大略分類できることが分かっている。

以下に水制論に必要な河道特性の共通性について触れることとする。

4－2－2　河床材料と平均年最大流量時の掃流力

沖積地を流下する河川の低水路のスケールは，河床材料を媒介とした流水の力との自己調整作用の現れであり，河床材料は，洪水時に働く掃流力と密接な関係がある。

図4－2－1は一級河川の大臣管理区間の河道における平均年最大流量時の摩擦速度の2乗 u_*^2（河床に働く掃流力を水の密度で除したもの gH_mI_b）と河床材料の d_A（河床材料メイン集団の平均粒径，60%通過粒径 d_{60} 及び平均粒径 d_m とほぼ等しい。）の関係を示したものである。また図4－2－2は，これを無次元掃流力 τ_{*m}（$=u_*^2/sgd_m$）と d_m の関係として示したものである。これによって河床材料の平均粒径と洪水時の河床に働く力（掃流力）は密接な関係にあることが分かる。以下に本図より，水制工の設計や考え方にヒントとなることを記す。

① 平均粒径2cm以上の河川では，勾配の急な扇状地河川（$I_b>1/250$）でも，勾配の緩い自然堤防帯の特性を持つ河川（$I_b<1/500$）でも，$\tau_{*m}=0.05\sim0.1$の間にある。粒径が大きい方が多少 τ_{*m} が小さくなる傾向が見られるが，ほぼ一定の移動限界掃流力により多少大きめな値である理由は次のごとくと考えられる。

扇状地河川（$I_b>1/250$）の場合，河岸物資は河床材料とほぼ同一の物質であるので，洪水時の掃流力に耐え得る耐侵食力は，河床材料が移動し得る限界の掃流力にほぼ等しいか，それより多少小さい値と考えられる。従って，河床材料が動き得る位いの掃流力の状態まで河幅が拡がってしまうものと思われる。実際河岸が河床と同一粒径の砂で構成された人工の小水路，実験水路に水を通水した場合，最終状態の河床が平坦河床であれば，水路の τ_{*m} は0.04～0.08程度であり，また河床材料が細かく砂漣が発生する場合は τ_{*m} が0.2～0.3程度となっている。

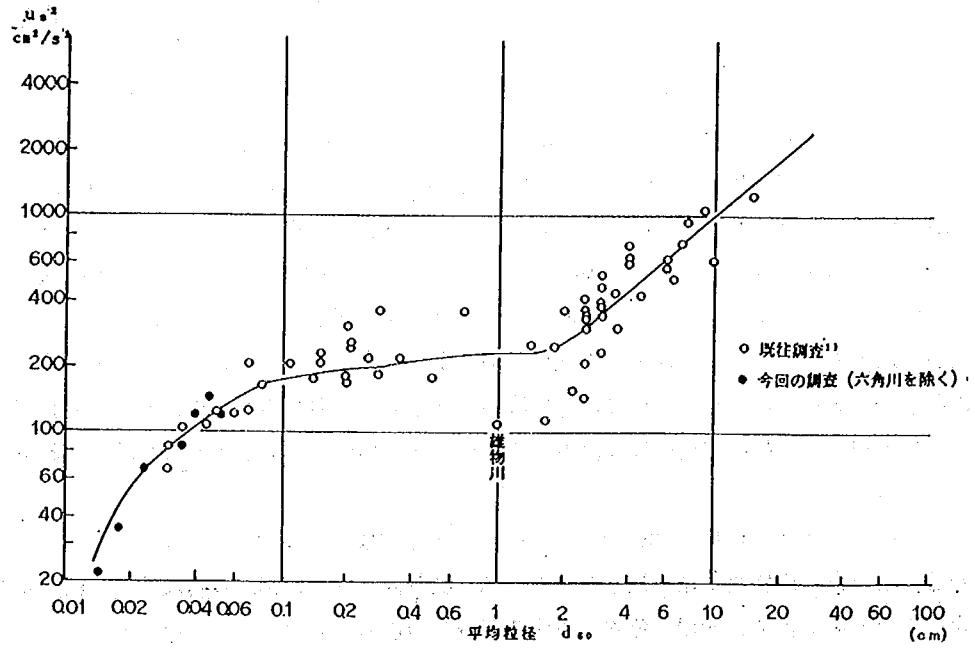


図４－２－１　日本の河川の u_*^2 と d_{60} の関係

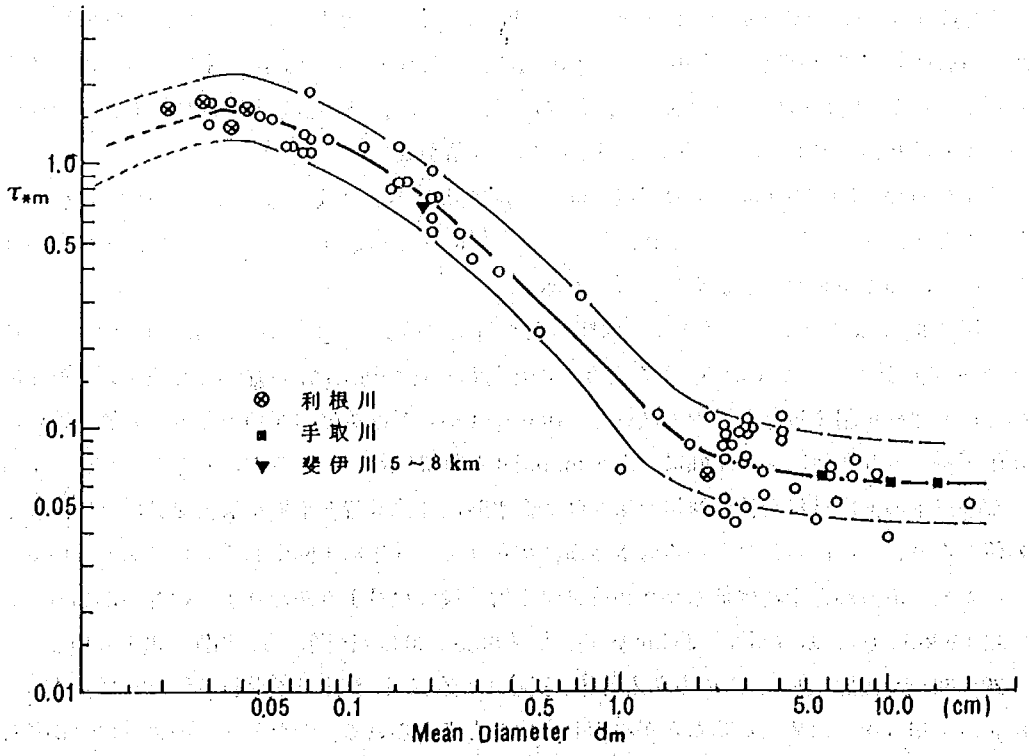


図４－２－２　日本の河川の τ_{*m} と d_m の関係

この最終状態のτ_{*m}は平坦河床，砂漣河床において，河床材料が移動し得る限界の掃流力に対応している。

扇状地河川が上述の平坦河床の場合に相当し，細砂を底質に持ち，河岸物資が非粘着性の安定したかんがい水路の持続流量（sustained discharge, かんがい水路の設計通水量とほぼ等しい。）時のτ_{*m}が0.2～0.3であるので，この場合が砂漣河床に相当していることになる。

勾配が緩い（I_b=1/500～1/2,500）自然堤防帯の特性を持つ河川の場合，河岸物資は下層は河床材料とほぼ同様な物質であるが，中層は小砂利，シルト混り砂などから成り，上層はシルト混り細砂である所が多い。このような地点の河岸侵食は，河岸近くの河床の深掘れによって，中上層の粘着力を持つ河岸の安定が崩れ滑落崩壊することによって生じる場合が大部分である。河岸物質は河床材料が移動し始める位の掃流力に対して粘着力があるため，河岸が崩れてしまい，河川の川幅は土砂の移動限界掃流力より多少大きな掃流力に対応するよう調節されるものと思われる。

② 粒径1.0cm以下で，0.05cm以上の河床材料を持つ河川は，τ_{*m}はd_mにほぼ反比例して大きくなる。これは河岸物質が粘土混りシルトや粘土混り砂となり，側岸の耐侵食力が河床物質を動かす力より強いため，側岸の流水に対する耐侵食力に対応した河道を形成するためと考えられる。ただし，これは河岸が洪水に対して侵食されず，水路が側方に移動しないということを意味しているのではない。側方に移動しない河道は細かい土砂（fine sediment）を河水中に多く含む運河（canal）で安定な条件であるu_*^2=40cm²/s²，つまりV_m=90～120cm/s位の流速を低水路満杯時に持つ河道と思われる。この流速は，またfine materialが河床に堆積し得る条件と考えられる。蛇行河川の湾曲部の凸河側の河岸近くでは，平均年最大流量時でも，この程度の流速となり，一方では河岸の侵食，他方では，堆積を同時に行っている。

③ 粒径0.05cm以下0.02cm以上の河川では，τ_{*m}はd_mに反比例しなくなりτ_{*m}はd_mが小さくなってもそれほど増加しない。これは図5－2－1に良く示されるように平均粒径が小さいほど，河床に働く掃流力が小さくなるためである。

④ 粒径0.02cmより小さくなると急に河床に働く掃流力が小さくなり，τ_{*m}は粒径0.02～0.05cmの場合に比して小さくなる。このような河床材料を持つ河川は，河岸の耐侵食力が，河床に働く掃流力を規制するというのでは無く，fine materialが浮遊砂的運動から掃流砂的な運動に変化するような条件にある空間に，fine materialが分級堆積しているのだと考えるべきである。

⑤ 細砂以下の河床材料を持つ河川を除けば，低水路満杯流量時と平均年最大流量はほぼ同程度の値であり，一般に言われている低水路満杯流量は2～3年に1回生じる流量であるということは妥当であるが，中には低水路満杯流量が平均年最大流量よりかなり小さいものがある。石狩川146km地点，木曽川25～35km区間，揖斐川25～30km区間，遠賀川20～30km地点，淀川20～30km地点である。このうち木曽川，揖斐川，遠賀川，淀川は航路維持のために長大水制によって川幅をせばめていることが原因していると考えられる。ただし，このように平均年最大流量時に高水敷に水が乗る河川でも平均年最大流量時の低水路のτ_{*m}は，図4－2－2にプ

ロットしたτ_{*m}とd_mの関係とほぼ同様であり，図4－2－2のバラツキの中に入ってしまう。なお，水制によって人工的に川幅を300m程度から130mにせばめられた斐伊川1～8 kmのτ_{*m}が，ほぼ図4－2－2の関係にあることが，平均年最大流量時のτ_{*m}の縦断方向の変化を調べたものより確認されている。

以上，図4－2－1及び図4－2－2より考察されることを述べた。これによって平均年最大流量時に河床に働く掃流力と粒径の関係は，ほぼ一本の関係でまとまり，またその関係は土砂の堆積条件または河岸物質の耐侵食力との関係から説明可能であることが推察された。また，河川の縦断方向のτ_{*m}とd_mの関係より求めたτ_{*m}とd_mの関係は，平均年最大流量時のτ_{*m}とd_mの関係線の上に載っており，河川縦断方向のτ_{*m}とd_mの関係は，図4－2－1，図4－2－2の関係線上に沿って変化することが確認し得た。

4－2－3　平均年最大流量時の河道のスケールと流速

平均年最大流量Qの時の低水路のスケール，すなわち川幅B，河積A，平均水深H_m，及び低水路の平均流速V_m，フルード数F_rは，河床勾配I_b，河床材料の平均粒径d_m及び平均年最大流量Qの三量によって推定可能である。

平均年最大流量時の流速係数φは，筆者が調べたところ図4－2－3のような関係にあり，平均粒径d_m及び河床勾配I_bによってほぼ決まるので，

$$\varphi = f_1(d_m, I_b) \qquad (4-2-1)$$

と表わせる。また平均年最大流量時の無次元掃流力τ_{*m}は，図4－2－2に示すように平均粒径d_mとの関係であるので，

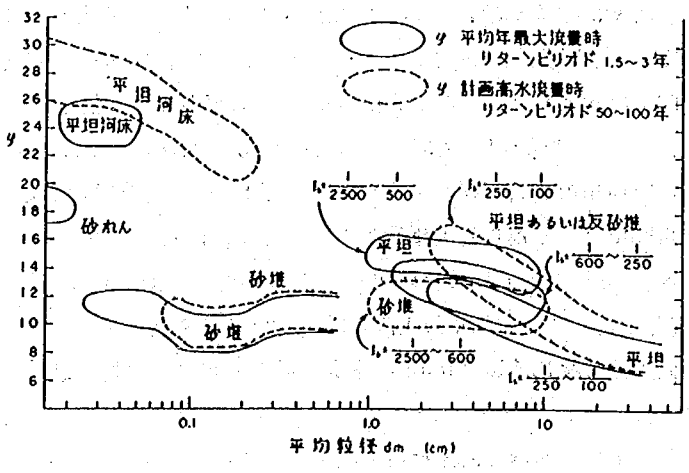


図4－2－3　φと dm の関係

$$\tau_{*m}=f_2(d_m) \qquad (4--2-2)$$

と表わせる。

ところで

$$\tau_{*m}=HI_b/sd_m \qquad (4-2-3)$$

であるので

$$H_m=\tau_{*m}\cdot sd_m/I_b=f_2(d_m)\cdot d_m\cdot s/I_b \qquad (4-2-4)$$

$$F_r=\varphi\sqrt{I_b}=f_1(d_m,\ I_b)\cdot\sqrt{I_b} \qquad (4-2-5)$$

$$V_m=\varphi\cdot(\tau_{*m}\cdot sgd_m)^{1/2}=f_1(d_m,\ I_b)\cdot\sqrt{f_2(d_m)}\cdot d_m^{1/2}\cdot(sg)^{1/2} \qquad (4-2-6)$$

となり，H_m, F_r, V_m は，勾配 I_b と平均粒径 d_m より評価することができる。

また低水路の川幅は，

$$B=1/\varphi\cdot(\tau_{*m}\cdot s\cdot d_m)^{-3/2}\cdot g^{-1/2}\cdot I_b\cdot Q$$

$$=f_1(d_m,\ I_b)^{-1}\cdot f_2(d_m)^{-3/2}\cdot d_m^{-3/2}\cdot s^{-3/2}g^{-1/2}\cdot I_b\cdot Q=1/\varphi\cdot u_*^{-3}gI_bQ \qquad (4-2-7)$$

であるので，川幅 B は，I_b, d_m, Q の三量で評価することができる。ただし，長大水制によって人工的に川幅を狭め，低水路満杯流量が，平均年最大流量より大幅に小さくなるような場合には，（4－2－7）式によって川幅を評価することはできない。

図4－2－4は，縦軸に平均年最大流量時の低水路の水深 H_m を，横軸に河床材料の平均粒径 d_m をとり，右上に示した河床勾配の区分ごとに記号を変え，日本の一級河川の資料をプロットしたものである。同図には図4－2－2の太実線の d_m と τ_{*m} の関係線を使って（4－2－4）式によって評価した H_m と d_m の関係も I_b を指標として実線で示してある。ほぼ（4－2－4）式による推定値に近い所に実河川の資料は存在する。なお水深 H_m は平均粒径 d_m 及び河床勾配 I_b が同じような値を持つ河川間では，平均年最大流量が異なってもほぼ同一の値を持つ。

図4－2－5には，（4－2－6）式及び図4－2－2の太実線の d_m と τ_{*m} の関係，図4－2－3の d_m と φ の関係を使って，平均年最大流量時における低水路の平均流速と100年確率洪水程度の洪水流量時の低水路の平均流速（100年確率洪水時の水深は，平均年最大流量時の2倍程度として評価した。）を示した。

洪水時の低水路部の平均流速は，河床材料と河床勾配で概略決まってしまう。大出水時には，平均粒径が1.0mm以下の河床材料を持つ河川は，洪水時の小規模河床波が平坦河床になるので，予想外に高流速になることがあるので水制工の設計に当っては注意が必要である。なお河岸沿い

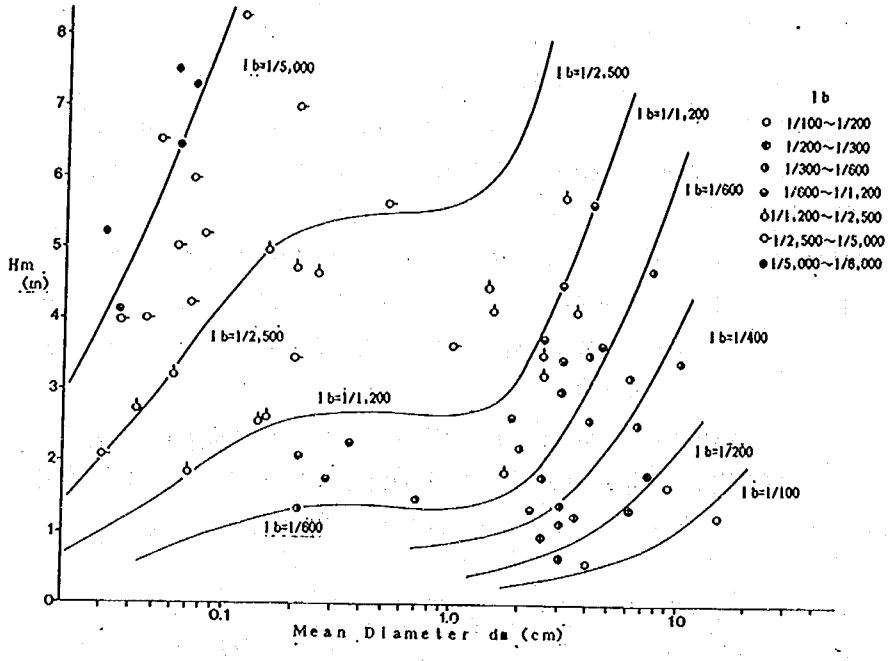


図４－２－４　平均年最大流量時の水深 Hm と d_m, I_b の関係

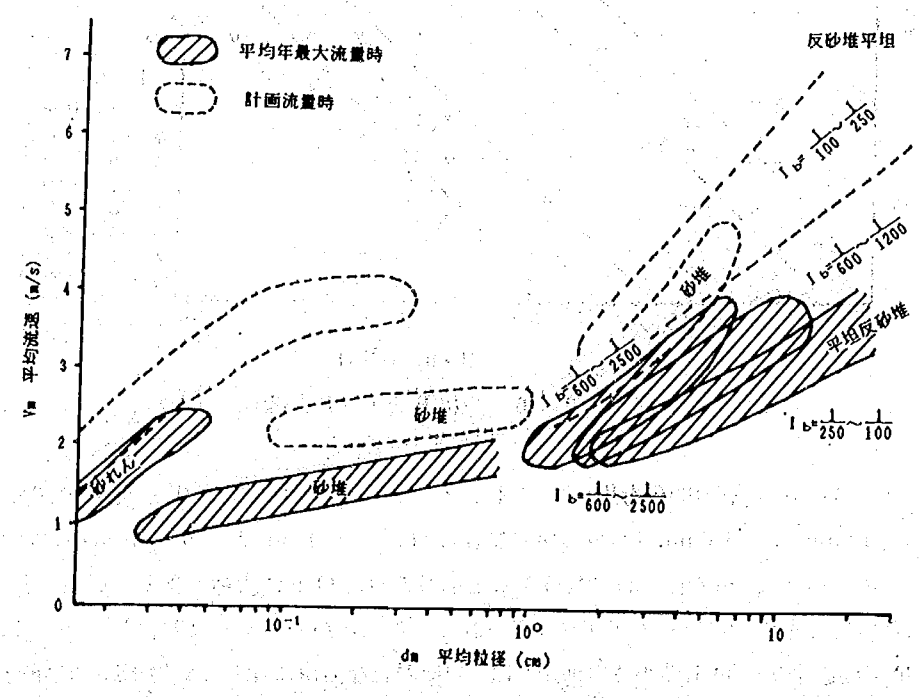


図４－２－５　平均年最大流量時及び100年洪水時の低水路の平均流速

に水衝部のある所では，河岸前面に深掘れがあり，低水路平均流速の1.3～1.6倍程度の流速になることもあるので，適切に流速値を評価する必要がある。

（4－2－7）式によると，河床材料がほぼ同じような平均粒径 d_m を持っている河川間では，川幅は $1/f_1 \cdot QI_b$ に比例することになる。d_m が 1 cm 以下の場合は，平均年最大流量時の流速係数 $\varphi(=f_1)$ がほぼ定まった値になるので川幅は QI_b に比例する。ただし d_m が0.02～0.04cm の場合は，平均年最大流量時の小規模河床波が砂堆になるか平坦になるかによって φ の値が異なるため，小規模河床波が平坦である河川は，砂堆である河川に比べて川幅が小さくなる。d_m が 1 cm 以上の場合は，φ が勾配 I_b にも依存するので，川幅の評価には I_b, d_m, Q の三量で評価しなければならないが，I_b の変化に対する φ の値の変化はそれほど大きくないので，同じような d_m を持つ河川間では，川幅は大略 QI_b に比例する。

図4－2－6は，日本の一級河川の資料を使ってBと $Q \cdot I_b$ の関係を示した。ここで縦軸は川幅Bを，横軸は平均年最大流量Qと河床勾配 I_b の積を示す。図中には河床材料の粒径ごとに記号を変えてBと $Q \cdot I_b$ の関係がプロットされている。なお同図には図4－2－2の τ_{*m} と d_m の関係，

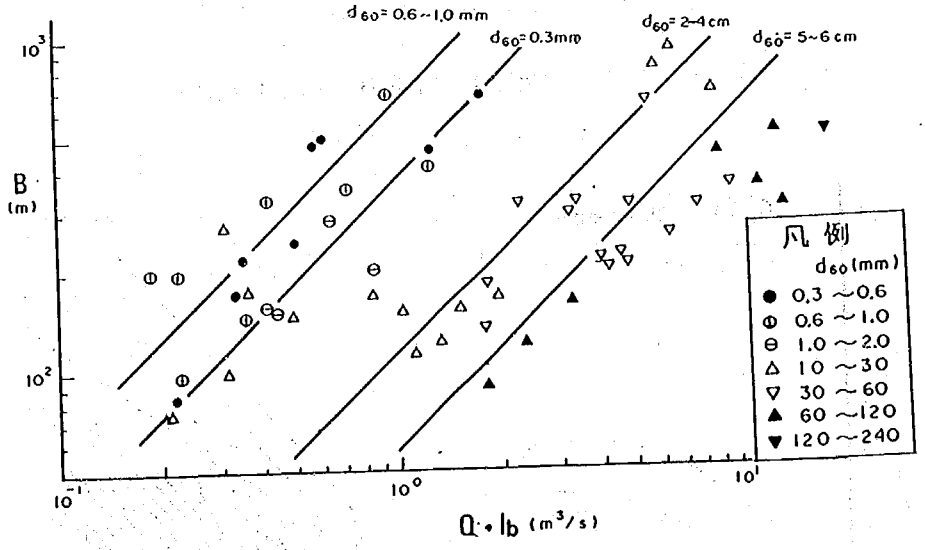


図4－2－6　川幅Bと $Q \cdot I_b$ の関係

図4－2－3の d_m と φ の関係を用いて（4－2－7）式で評価したBと $Q \cdot I_b$ の関係を粒径 d_m=0.6～1.0mm, d_m=0.3mm（平坦河床の場合），d_m= 2～4 cm, d_m= 5～6 cm の場合について示した。d_m が 1～3 cm を除けば各粒径群ごとにBがほぼ $Q \cdot I_b$ に大略比例していること，また評価された直線と近い所にデータがプロットされていることが分かる。なお，d_m が 1～3 cm の場合，勾配の緩い河川（$Q \cdot I_b$ の小さい河川）は，勾配の急な河川に比し，平均年最大流量時の u_*^2 が小さく，粗砂の河川に相当するような値（τ_{*m} では0.04～0.06程度となる。）を持つため，粗砂を

河床材料に持つ河川と同程度の川幅となっている。このようにd_mが1～3cmの場合，勾配の違いによってτ_{*m}の値が異なることが，図4－4－6において点がばらつく原因となっている。

以上，低水路の平均水深，低水路の流速は，ほぼ河床勾配I_bと河床材料d_mで概略把握し得ること，川幅は，I_bとd_mがほぼ同じ河川間では，平均年最大流量に比例することが示された。

4－2－4　河道のsegment区分と水制工

一本の河道の縦断形は，多くの場合，同一勾配を持つ区間がいくつか集まってできている（例えば，図4－2－7木曽川の例参照）。同一勾配を持つそれぞれの河道区間はほぼ同じ大きさの河床材料を持っている（例えば，図4－2－8木曽川の河床材料粒度分布参照）。さらに，掃流力や低水路幅・深さも，これらの各区間内では同じような値を持っていることが多い。このように，河床勾配が同一で，似たような特徴を持つ区間ごとに河道を区分して種々の検討を行うことが「segment単位の見方」であり，区分された各区間を「segment」と呼ぶ。

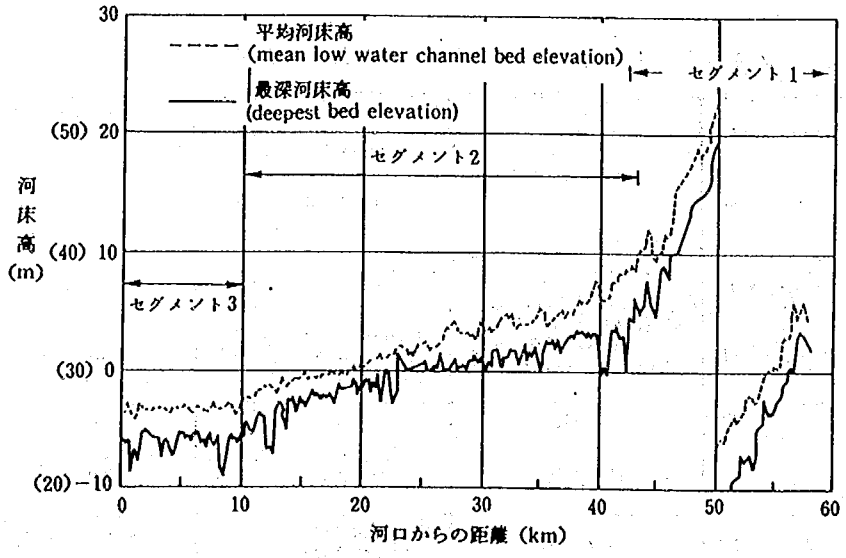


図4－2－7　木曽川平均河床高及び最深河床高縦断図

日本のそれぞれの河道をsegment単位に区分して見ていくと，少なくとも一級河川の場合，同じ性質をかなりの部分共有する3つのグループに分類できる。その3つのグループはsegment 1，2，3と呼ばれ，それぞれ表4－2－1に示す共通の性質を持っている。さらにもう少し細かく分類すると，segment 2は，砂利を河床材料に持つsegment 2－1と，砂を河床材料に持つsegment 2－2に分けることができる。また，segment 1は，2つないしそれ以上のsegmentから成っている場合がある。

河道をこのようなsegment単位に見ることで，とらえどころのない複雑な特徴を持つように見

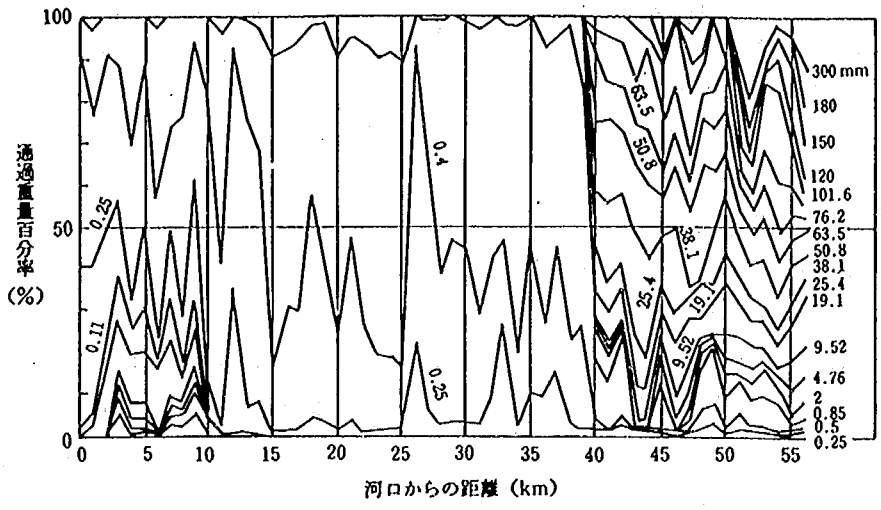


図４－２－８　木曽川河床材料粒度分布変化図

表４－２－１　各セグメントとその特徴（１級河川の場合）

	セグメント１	セグメント２	セグメント３
地形区分	←扇状地→←自然堤防帯→ ←谷底平野→ ←中間地→ ←デルタ→ ←移過帯→		
河床材料の平均粒径d_m	2cm以上	3cm～0.4mm	0.3mm以下
河岸物質	表層に砂，シルトが乗ることがあるが薄く，河床材料と同一物質が占める。	下層は河床材料と同一，細砂，シルト，粘土の混合物	シルト・粘土
勾配	1/60～1/400	1/400～1/4000	1/5000～水平
蛇行程度	曲り少ない	蛇行が激しいが，川幅水深比が大きい所では８字蛇行又は島の発生	蛇行が大きいものもあるが無いものもある。
河岸侵食程度	非常に激しい	中，河床材料が大きい方が良く水路動く。	弱，ほとんど水路位置動かない
水路の平均深さ	0.5～3m	1～5m	4～6m

える河道を少数の基本的パターンに分類でき，その基本パターンを土台にすれば，各河道の特性を組織だって把握することが可能になる。

水制についても，同一segment内では，そこの河道特性がほぼ同じであるので，各segmentごとに河道特性を把握し，水制工種や工法，配置，形状を考えれば良いことになる。

すなわち，河床勾配I_b，及び河床材料d_mが同じような値を持つsegemnt間では水路の深さ，洪水時の流速がほぼ同一の値となるので，水制工種や構造形状が同じようなものになると判断し得る。従って水制工を考える場合も各segment単位に水制工のあり方を論じれば良い。

4－3　河岸沿いの洗掘要因と洗掘深

4－3－1　河岸の侵食形態

水制設置の目的は，大部分が河岸侵食防止を目的とするものである。従って河岸侵食の形態や原因が異なれば，水制工の設計思想も変わらざるを得ない。そこで，まず自然河岸の侵食形態について説明しておく。

河岸の侵食形態は，河岸の高さや河岸物質の材料によって，その侵食スケールや形が変わる。侵食形態は次の4つのパターンに分けると便利である。

① 受食型

扇状地河川のように河岸物質が河床材料と同様な粗粒物質からなる場合には，河岸前面の洗掘・砂州の形成を伴いながら，流水による掃流力によって侵食されるタイプである。

侵食形状の特徴としては，写真4－3－1に示すように河岸上部が切り立ち，下部が緩やかな形状をしている場合が多い。上部の切立った侵食面は直角に近い急角度である。下部の緩やかな侵食面はおおよそ河床材料の安息角程度である。河岸物質の中に小砂利や砂があり大礫とうまくかみ合わさると下部の緩やかな侵食面が無いこともある。侵食崖の肩線は滑らかである。この侵食は砂州の発達と密接に関係しており，その侵食長さのスケールは砂州のスケールに規定される。

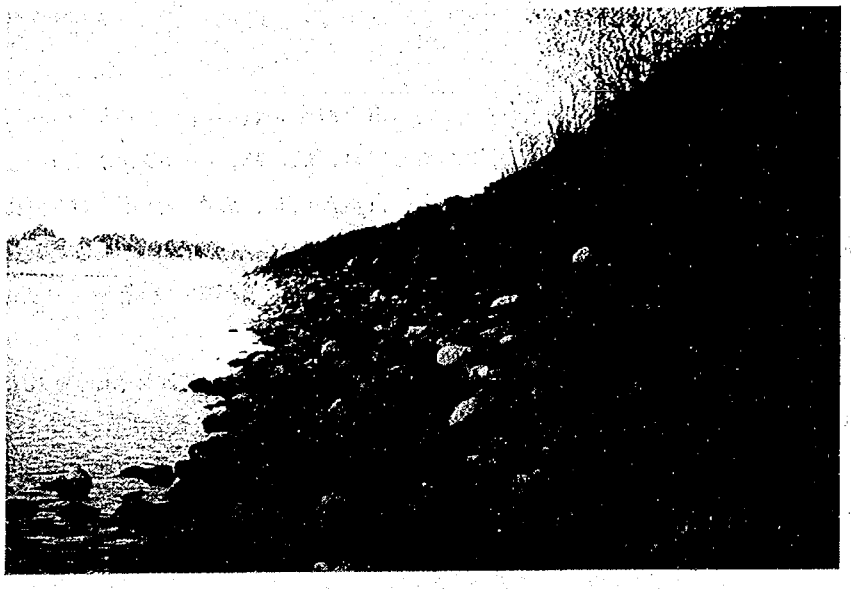


写真4－3－1　黒部川の河岸侵食（1990）

② 崩落型

自然堤防帯やデルタの河川のように河岸物質が細砂まじりのシルトからなるような場合，水

衝部などで河岸前面が局所洗掘され，河岸の安定性が崩れ，高水敷が崩落するタイプである。侵食面が切り立っているのが特徴である。勾配の緩い河川では崩落した河岸物質は，ある程度そこに残っており，一時的に河床の侵食を防ぐ役目をしていることがある。侵食幅は，河岸の高さ程度であることが多い。

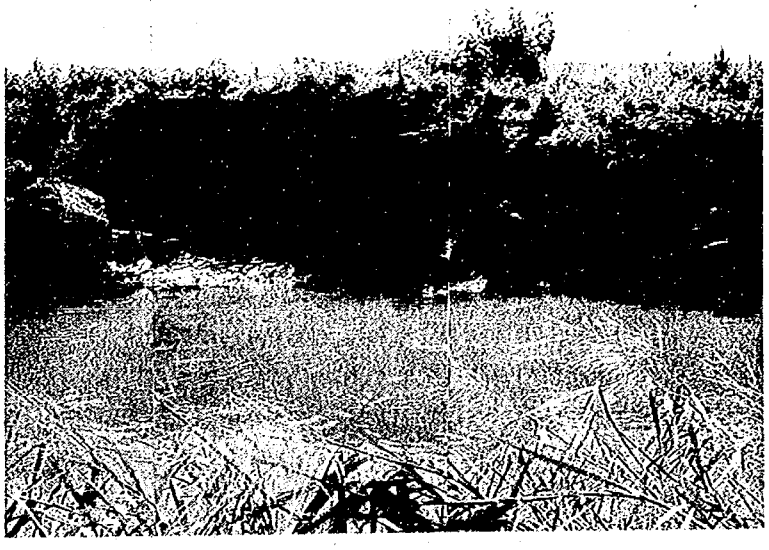


写真４－３－２　涸沼川の河岸侵食（1990）

③　すべり型

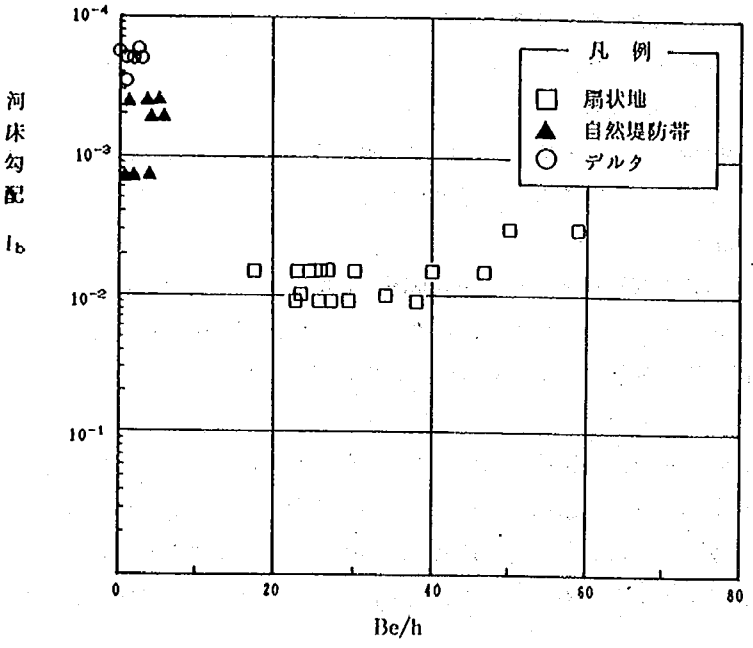
勾配の緩いデルタ性の河川や，河岸高の高い河川で河岸物質が粘土まじりのシルトや細砂からなり，また河床の深いところに粘土層等がある場合，洪水時，河岸の含水比が高まりせん断力が低下し，また減水時水分を含んだ河岸の土の自重が増し，流水の作用とは無関係に（実際には前面が掘れることが多い），河岸・河床を含めてすべり破壊を起こすタイプである。侵食の特徴としては，侵食面が円弧形状をなしていること，侵食幅が②の崩落型より大きいことが挙げられる。

実際には，河岸というものが長年の洪水の履歴を受けており，それに耐えられたということ，デルタ河川では，河床が掘れるとデルタ底置層が露出し，大きな深掘れが生じないので，このタイプの河岸崩落は少ない。河岸近くに堤防等を築造したり，人工的河床掘削を行うと，このタイプの河岸侵食が生じやすくなる。

④　液状ベンチカット型

河岸物質が細砂層をはさみ，その上下に泥層がある場合，雨水及び洪水によって涵養された地下水が，この細砂層に沿って流れ，内部間隙圧の上昇によって，細砂層が液状化して，流出し，河岸がベンチカット状となり，これが次の洪水の流水等によって崩落することがある。②と区別がつかないことが多い。

次に一洪水による河岸侵食幅がどの程度あるか示す。図４－３－１は日本の河川の資料を用いて，侵食幅と河床勾配の関係を示したものである。この図では侵食幅は高水敷高さで無次元化してある[5]。この図によれば，一洪水における侵食幅は扇状地に属する河川で大きく，続いてデルタの河川，自然堤防帯に属する河川という順序になっている。この原因として，以下の理由が考えられる。一つは侵食力の違いである。デルタに属する河川では侵食形態はすべり型，崩落型が多く，自然堤防帯に属する河川では崩落型が多いが，ここでは一旦侵食が生じると，崩壊土砂によって深掘れ部が浅くなること，また河積が増加して，多少河岸沿いの侵食力が低下するが，扇状地の河川では，侵食が生じても上流より多量の土砂がただちに運搬され砂州が前進し，河岸前面で新たな侵食力が生じ，再度の侵食が起こり，侵食幅が大きくなる。



Be：侵食幅
h ：河岸高

図４－３－１　侵食幅と河床勾配の関係

もう一つの理由は，河岸の耐侵食性の違いである。扇状地に属する河川では，河岸物質は河床材料と基本的に同じであり，耐侵食性は弱いため，流水の作用が続く限り連続して侵食が発生する。自然堤防帯に属する河川の河岸物質は，下層が河床材料とほぼ同様の粒度分布を持ち，上層が細砂，シルト等の細粒分からなる場合が多いので，洪水時河岸下層がまず侵食され，続いて上層が崩落する形態をとることが多くなる。このため侵食横断形状が切り立ち，侵食幅は比較的小さくなる。デルタに属する河川では河岸物質は多くの場合細砂，シルト，粘土からなる場合が多

く，河床にはデルタ底置層である粘土層があることが多いので，河床も含む円弧すべりが生じることがある。

4－3－2　河岸沿いの洗掘要因

4－2－1で見たように河岸侵食の大部分は，侵食部前面河道の洪水時の洗掘に原因している。また既設護岸・水制の破損の大部分は，河岸前面の洗掘に原因がある。水制工の設計に当っては，根の洗掘原因とその量について知っておく必要がある。

根の洗掘に影響を与える要因には種々のものがあるが，それらの要因を挙げれば次のごとくである。

① 平均河床高の変化

河道計画，砂利採取のために河床を掘削すれば，それだけ平均河床高も下がる。この低下量に応じて，深掘れ部の河床高も低下すると考えておく必要がある。この他に上流からの土砂流入量が減少し，土砂収支のバランスがくずれ河床が低下することもある。

これらの変化量は，河川の縦断計画の中で考えるべきであるが，水制工の設計に当っても，今後の河川の向かおうとする方向を見きわめておく必要がある。

② 水路の平面形状

水路の平面形状が深掘れを生じさせる原因としては二つの要因を考えておく必要がある。一つは川幅が変化することにより，川幅の狭いところの水深が深くなるもの。二つは川幅はほぼ一定であるが，平面形状がわん曲あるいは蛇行しているため，流れの片寄りが生じるものである。

これは河道の平面計画と密接な関係があり，低水路平面計画の設定に当っては，水衝部の位置がどこに生じるのか，水衝部が移動するのか，また深掘れ深がどの程度になるかを評価し，護岸・水制工をどこに設置しなければならないのか，また工法としてどのようなものとするかも含めて考えておく必要がある。平面計画が良ければ，護岸・水制工の設置が少なくて済み経済的となる。

③ 砂　州

砂州の垂直スケールは，水深と同程度のスケールを持つため，これによる深掘れの影響は大きい。この砂州と②の湾曲や蛇行の影響が重なると深掘れ深はより大きくなる。

④ 小規模河床波

小規模河床波のうち，その垂直スケールが大きく深掘れ部の水深に影響を与え，それを深掘れ深の評価に考慮しなければならないのは砂堆（dune）と反砂堆（antidune）である。砂堆による深掘れは十分に発達した場合，平均水深の2割程度にもなることがある。

⑤ 構造物

流れの中に構造物があると構造物まわりの流速が増大するため，局所的に深掘れが生じる。橋脚や水制まわりの洗掘量は，構造物の規模，流れの強さ，構造物まわりの河床材料にもよる

が，水深規模のスケールを持っている。

河川では，これらの要因が重なって深掘れが生じ，河岸侵食あるいは護岸・水制破壊のほとんどの原因となる。深掘れ水深の予測に当っては，これらの要因が相互に影響しあうため各要因別に深掘れ量を求め，それを線型的に和しても深掘れ部の水深が正確に求められるとは思われないが，第一近似としては，それぞれの要因別の深掘れ量を評価して和することは妥当であろう。

現在，これらの要因毎の深掘れ量の評価については；ある程度定量的に評価し得るようになってきている。

なお実河川の河岸侵食形態や局所洗掘形態を見ると，河床材料，河川の縦横断形や洪水流の情報だけでは，その形態が生じた原因を推察できないことが多々ある。日本の沖積地河川は河床低下の傾向にあり，局所洗掘には河床下の堆積物や地質が大きく関係している。河床低下により基岩や洪積層が露出したり，また沖積粘土層が現れたりして，河床洗掘形態に影響を与えている[4][6]。洗掘深の予測に当っては，河床及び河岸物質，高水敷表層下の土質の層序構造の調査を踏まえておく必要がある。

4－3－3　水路の平面形状と深掘れ位置

深掘れの位置，すなわち河岸侵食防止工が必要とされる場所は，河道の平面形状とそこに存在する砂州の配置形態と密接に関係している。そこで本小節においては初めに砂州の平面スケールについて説明し，次に砂州と水路の平面形状の関係について述べることとする。

〔1〕砂州の平面スケールについて[2][7]

直線水路，流量一定の場合の交互砂州の波長 L_s は，参考資料1のFig. 3－8に示したごとくであり，交互砂州の L_s/B は同一 τ_*, H/d においても非常にバラツキがある。実験で見られた非常に砂州長の長い（L_s/B が15以上）延びきった砂州は，一級河川の指定区間外（大臣管理区間）では見られず，図4－3－2に示したごとく川幅の5倍から15倍程度で，平均年最大流量時の川幅水深比 B/H_m が50を越えると図4－3－3に示すように砂州が複列的性格を持つので L_s/B は小さくなる傾向にある[7]。なお，図4－3－3の実河川データは直線河道で無い資料が多く含まれている。また同図中の枠組みは，直線水路の基礎実験データよりデータの存在範囲を示したものである（参考資料1　Fig. 3－8参照）。

複列砂州の場合は，砂州長 L_s は川幅の2倍から6倍でこれも非常にバラツキがある。これより列数（図4－3－2の交互砂州を1列とする。b)は2列，c)は4列となる。）が大きいと，砂州幅 B_s は，砂利河川では平均年最大流量時の平均水深 H_m の100倍程度であり，L_s は B_s の2～5倍程度となる。砂河川では砂州の B_s が水深の100倍程度となろうとするため，水深の小さい時と大きい時で砂州のスケールが大きく異なることがある。[7]

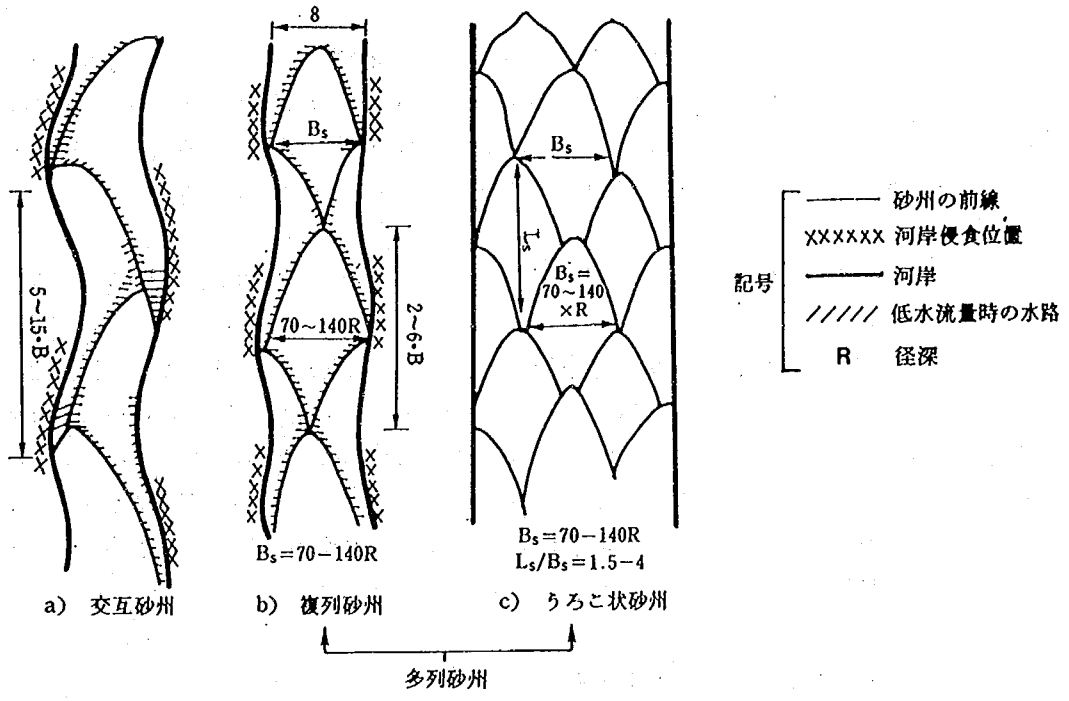


図4－3－2　典型的な砂州のスケール

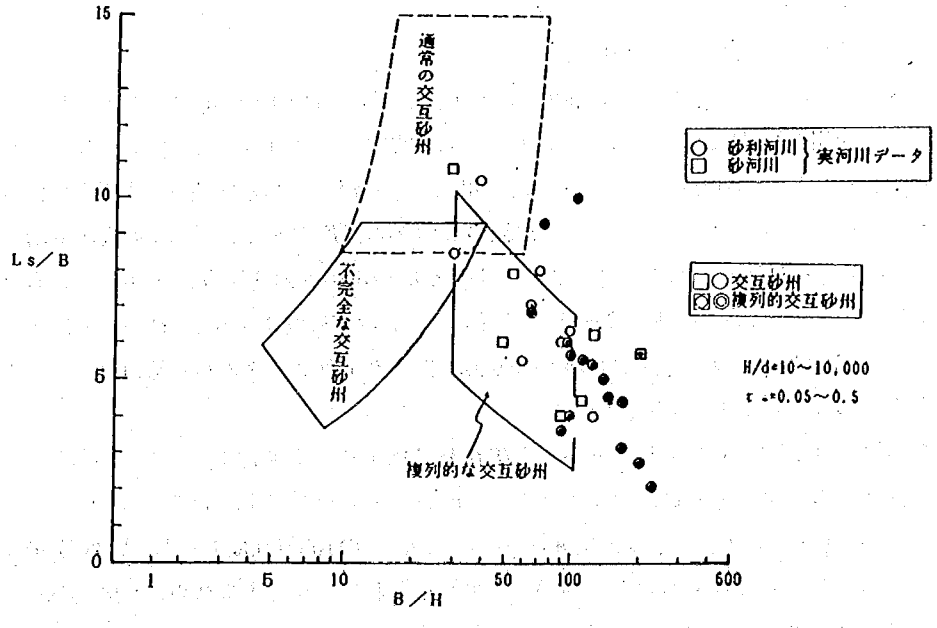


図4－3－3　実河川のL_s/BとB/Hの関係

〔2〕 水路の蛇行形状と砂州の配置[2) 11)]

水路の蛇行程度が異なると，水路内に発生する砂州の位置や移動特性が変化する。これについて以下に説明する。

水路の蛇行度Sを図4－3－4のように定義すると，蛇行度Sが1.4程度より小さい自然河道では，平均年最大流量時の B/H_m が多列砂州が発生するほど大きくなければ，1蛇行長内に2つの深掘れ部（poolあるいは淵）を持つ蛇曲河道となり，図4－3－5 a)のようになるが，自然河道を河岸侵食が生じないように，護岸・水制等によって水路形状を固定してしまうと，砂州の配置位置すなわち深掘れ位置が変化してしまう。

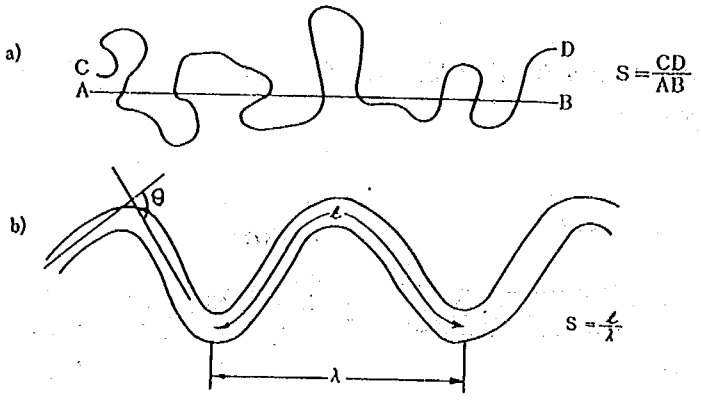


図4－3－4 蛇行度Sの定義

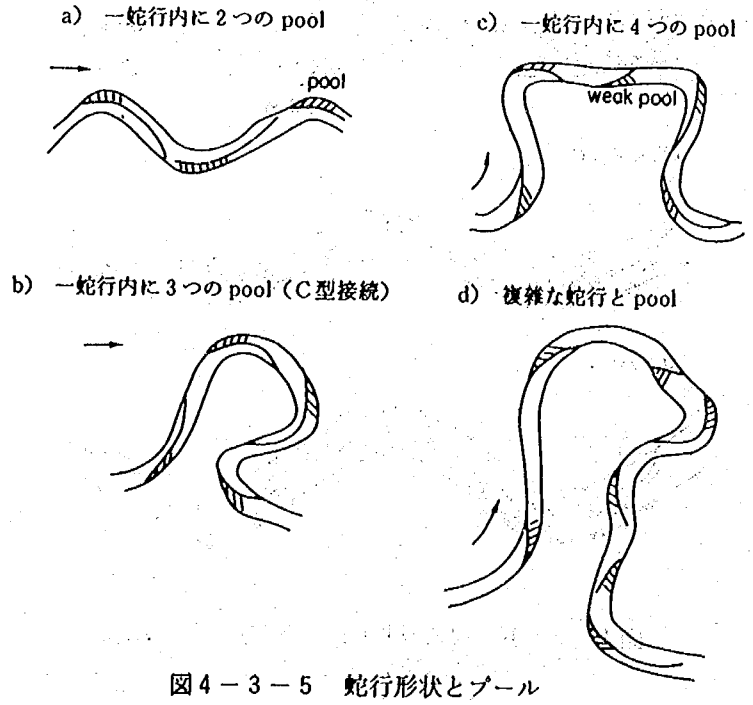


図4－3－5 蛇行形状とプール

この関係は，図4－3－4に定義するわん曲角θで分類し得，以下示すごとくである。ただし蛇行波長と砂州長は同程度の長さの場合である。

① 曲り角θが20°以下の場合，砂州は蛇行の影響を受けることなく，蛇行部を通り抜ける。

② 曲り角θが20°前後の場合，砂州は移動・停止限界にあると考えられる。このとき，水衝部は湾曲凸岸上流側に形成される。なお，この状態での深掘れは，水衝部が湾曲凸岸に形成されるため，直線河道の場合と比べてさほど大きくない。[6]

③ 曲り角θが20°～45°程度の場合，砂州は蛇行の影響を受けて停止する。このとき，砂州は湾曲凸岸に形成され，水衝部は湾曲岸下流側に形成される。ただし，このときの流れは，砂州形状に対応して偏流する流れであり，④の状態で見られるような蛇行による強制的な流れとは異なる。

④ 曲り角θが45°以上の場合，湾曲凸岸全体に砂州（ポイントバー）が形成され，湾曲凹岸は全体的に水衝部となる。

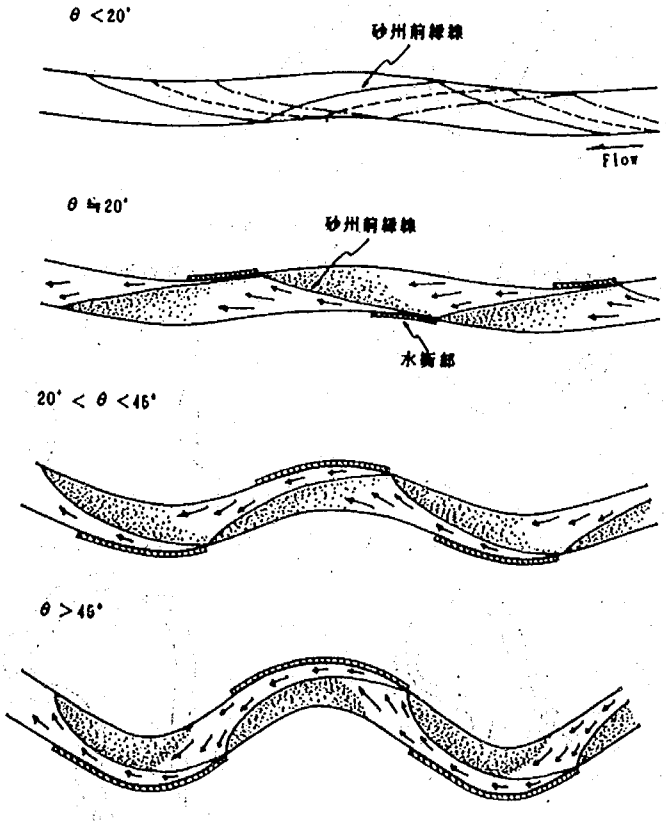


図4－3－6　河道の曲り角と砂州形態との関係

なお，B/Hが100に近い場合，すなわち砂州形態が複列的交互砂州である場合には，②に示したようなθ＝20°前後では砂州は停止しない。このような川幅が広い河道において砂州を停止させるためには，河道の曲り角をさらにきつくする必要がある。

蛇行度Sが1.4（この時のθは140°～180°である。）より大きい自然河道の場合は，蛇行形状と砂州の関係がS＝1.4より小さい場合と異なったものとなり，1蛇行長内に3つ以上の深掘れ部（pool）を持つ迂曲河道となる。つまり，蛇行の振幅が大きくなるにつれて，砂州はあるいは集中した流れは発散し，その長さを保つことができなくなり，分裂を始め，図4－3－7に示す木下の言うC型の接続の砂州が発生する[8]。より蛇行度が増すと1蛇行長内に4つあるいはそれ以上のpoolを持ち，水路の平面形は複雑なものとなり，蛇行波長そのものを定義しえなくなる。Poolとpoolの間の距離は平均的に見れば川幅の5～6倍程度であり，蛇行の振幅が増し，poolとpoolの間の距離が川幅の10倍程度となる分裂が始まり，新たな副次的なpoolが発生するようである。

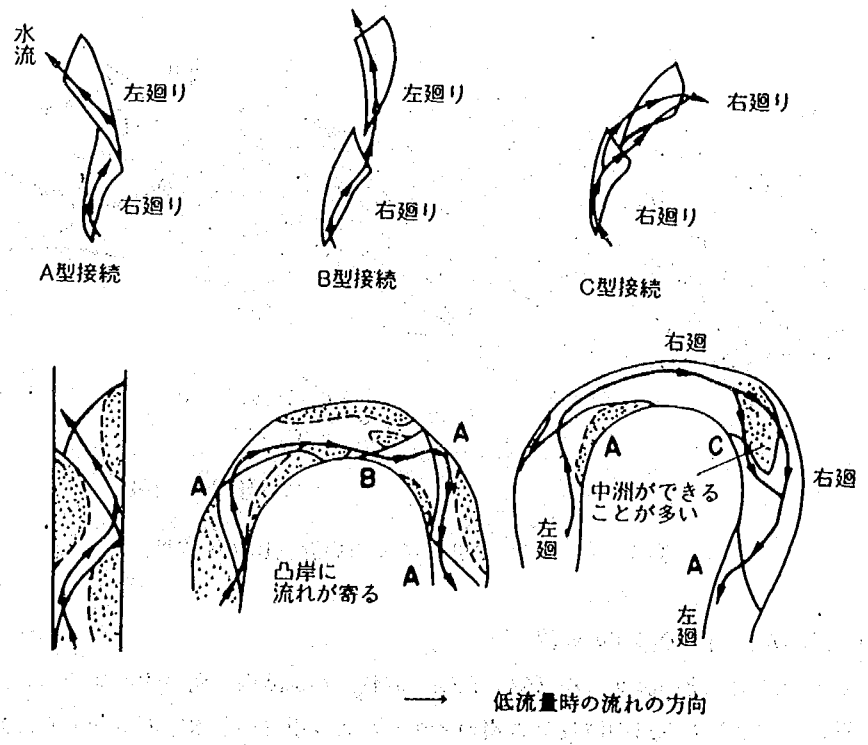


図4－3－7　砂州の接続型[8]

Bankfull流量程度の流量時のB/H_mが，100以上になると多列の砂州が発生し，河道内に交互にpoolが発生しなくなるため一般に蛇行度は小さく直線状の河道を持つ。

B/H_mが80～150程度で砂州の形成を制御する岩や，河川構造物が無い場合には，河道には複列

の砂州が発生し，図４－３－２ b)に示すように水路幅が広い所，狭い所が繰り返すような水路となる。大出水時には狭い所が掘れ，拡幅部は堆積する。出水が無い場合や，河床低下傾向の河川では，拡幅部の砂州の高い所に草や柳が生え，島状になり大出水でも動かなくなることがある。

B/H_m が数百を越えるような多列の砂州を持つ河川では，河道はほぼ直線状であるが，川幅に比例するような緩やかな蛇行や，川幅の狭拡を繰り返すことがある。この理由として，大出水時に生じるであろう砂州のスケールが，この河道の平面形状を規定しているという考え方が有るが，扇状地を流れる河川では，100年に１回起こるような大出水においても，その時の水深は，平均年最大流量時の２倍程度で，単列の砂州を発生させるような条件には無く，正しい説とは思わない。谷壁などによる強制的な流路位置固定や，扇状地の扇面の発達史の影響を受けていると考えた方が妥当である。

多列砂州が生じている砂利河川の平水時の流路は，水深の100倍程度の B_r に対応した網状流路を取らず，図４－３－８の安倍川の例に示すように砂州を三つ合わせたような流路を取ることが多い。

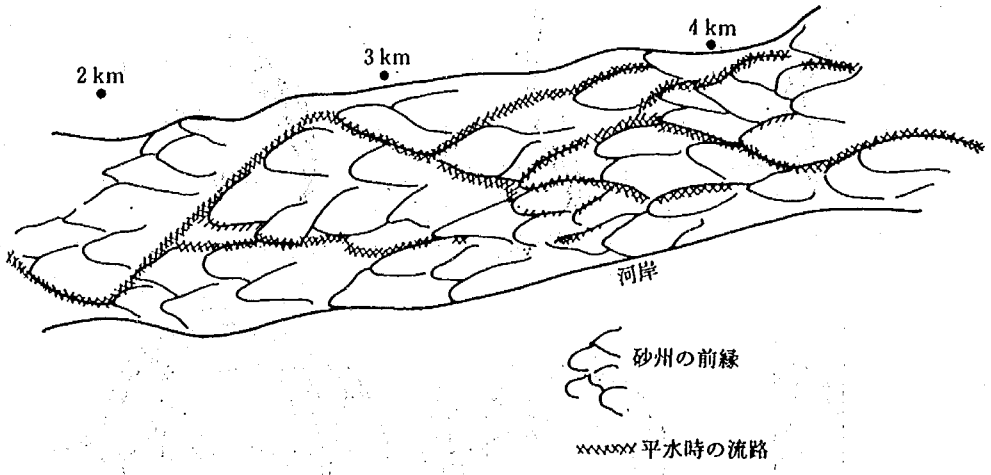


図４－３－８　安倍川の砂州形態（1973年12月）

〔３〕 単わん曲河道の砂州の配置[2) 7)]

水路の平面形状とそのスケール（幅，振幅，波長）が水路内に発生する砂州のスケールと対応しない場合，すなわち水路の波長が砂州のスケールより小さいと水路のスケールに対応した強制砂州が発生し，逆に水路のスケールが砂州のスケールより十分に大きいと，砂州は水路内を自由に流下することになる。このような例の一つである直線河道と直線河道が単わん曲でつながっている場合の砂州の配置形態と砂州の移動特性について述べる。

直線河道と直線河道が単わん曲でつながる場合で，直線河道部に砂州が発生する条件に無い場合には，流れの強さと平面形に対応した平衡横断形を生じるが，直線部に砂州が発生する条件に

ある場合には，上流からの砂州の流下に伴ってわん曲部の横断形は変動する。この場合，わん曲部の平面スケールによってその変動特性が異なってくる。

わん曲部の形状を表わす曲率半径 r，川幅 B，わん曲角 θ を図 4－3－9 に示すごとく定義し，このわん曲部における砂州の配置構造，横断形変動形態が，r，B，θ の三量によってどう変わるか検討してみる。

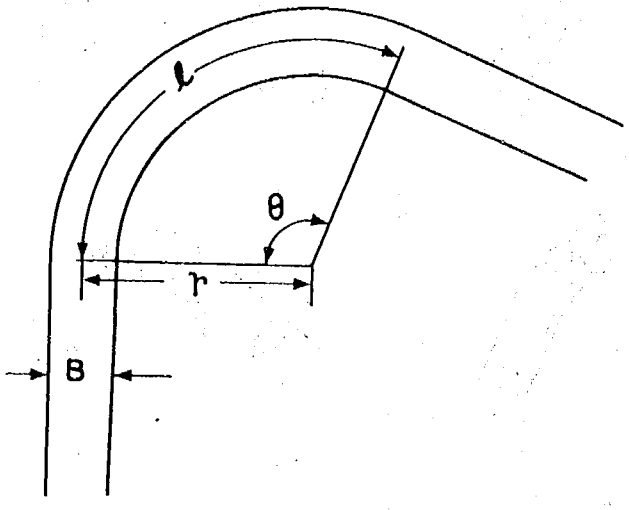


図 4－3－9　記号の定義

単わん曲における砂州の配置構造，横断形変動形態 F は相似律より次のような無次元量によって支配されると考えられる。

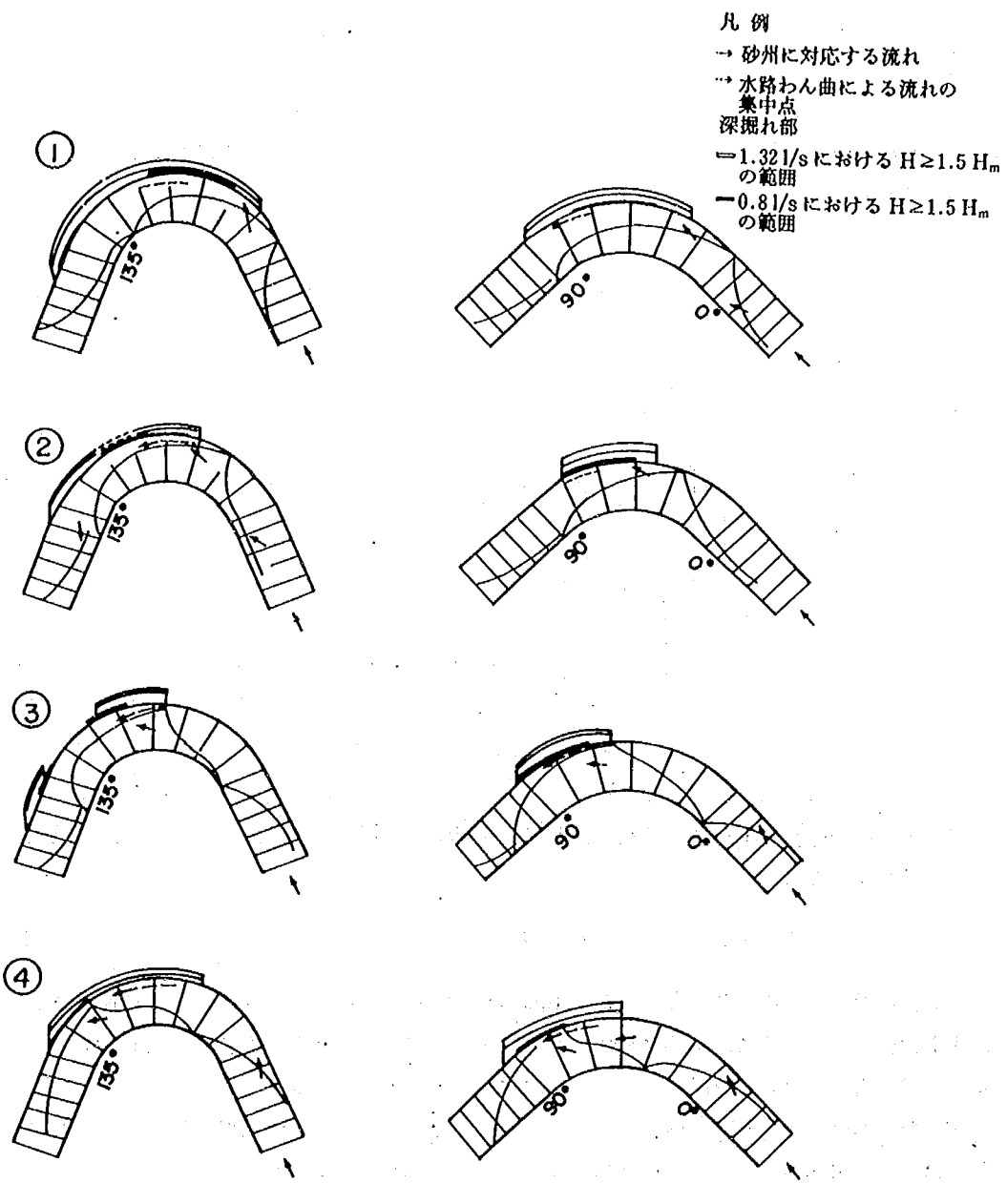
$$F=f(\tau_*,\ H/d,\ u_*d/\nu,\ B/H,\ r/B,\ \theta) \qquad (4-3-1)$$

なお，ℓ/B は，r/B と θ が決まると一義的にその値が決まってしまう，これらの各項の F に及ぼす影響程度については，実証的な資料[6)9)10)11)12)13)]が少なく，はっきりしたことは言えないが，実河川（直轄河川）で生じる水理量の範囲内では次のごとく推察される。

実河川における砂州の存在形態と平面形の関係から判断すると，直線部で砂州の発生し得る条件では，τ_*，H/d，u_*d/ν がわん曲部での砂州の存在形態に及ぼす影響は大きくなく，水路の平面形状と砂州のスケールによって，つまり r/B，θ，B/H の三量によって，わん曲部の砂州の存在形態とその変動特性が決まってしまう。砂州のスケールが B によってほぼ決まってしまうため，B/H の影響もそれほど大きくない。

初めに，直線部で単列砂州が発生するような条件の場合，r/B と θ の違いによってわん曲部の砂州の形態がどう変わるか述べる。

ℓ/B が 8 程度以下では，砂州の波長 L_s は川幅の 6～12倍程度であるので，わん曲部に深掘れ部が一つでき，この深掘れ部は上流からの砂州の流下に伴って，その位置を図 4－3－10のように



まがり角度 135°の深掘れ
B＝25 cm
r＝45.8 cm

まがり角度 90°の深掘れ
B＝25 cm
r＝62.5 cm

(I_b＝1/75, d_m＝0.8 mm, Q＝0.8 l/s or 13.2 l/s)

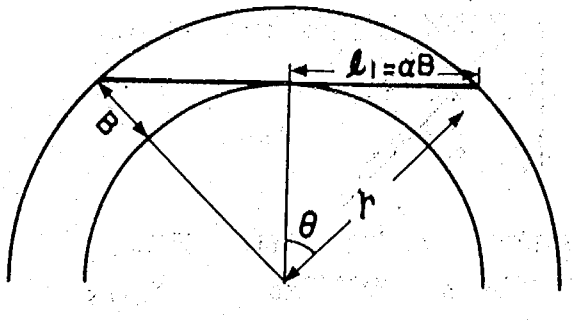
図4－3－10　深見・坂野の実験における砂州形態[9]

変化させる[9]。これを木下，三輪[6]は，「①わん曲部に砂州が入ると，②その砂州はそこで停止ぎみとなり，③砂州長を減少させ，④ある限界に達すると，上流から流下する砂州に突き出されるように進む。」という変動を繰り返すと述べている。

わん曲部の砂州の配置によっては凹岸より洗掘深は大きくないが凸岸側にもpoolを作ることもあるが，θが小さい内は，流れの蛇行具合は，わん曲部においても砂州による流れの偏流が強く，砂州に応じて流れが波動する状態（Ⅰ型）を示すが，θが大きくなると水路平面形の影響が卓越し，砂州の状態が④であっても凸岸には主流が寄らなくなり凹岸側にそのまま主流が走るような形（Ⅱ型）になる。このⅠ型からⅡ型が現われる限界のθは，十分に砂州が発達するような条件（今の所砂州の波高H_sとH_mの比H_s/H_mが１程度以上の砂州としておく。）ではθが45°前後であるようである。

ℓ/Bが８～10以上の場合には，わん曲部の長さが長いため，わん曲部に２つ以上の深れ部（pool）を持つようになる。r/Bがある値より大きいと，上流から流下する砂州は，そのままわん曲部をすり抜けていく。従って，砂州のL_sはBの10倍程度であるので，Bの５倍程度の間隔に左右交互に深掘れ部を発生させることになる。しかしながらr/Bがある値以下では，水路の曲りの影響が強く，わん曲の凸岸側に流れを偏倚できなくなり，いわゆるCtypeの砂州の接続形式となり，poolは凹岸のみに発達し，その間隔は川幅の５倍程度となる。上流からの砂州の流下に伴なってこれらのpoolがどう動くかは，実験資料が少なく，明確に述べることはできないが，ℓ/Bが10倍程度の場合は実験結果を見ると，poolの位置は砂州の流下に伴なって前後に動き，その深さも脈動するが大略的位置は動かないようである。ℓ/Bがより大きな場合にどうなるかは資料が無いので良く分からない。

図４－３－７に示されるＣ型とＢ型（あるいはＡ型）の砂州接続が，どのようなr/Bによって区分されるかは，これも資料が乏しく明確なことは言えないが，砂州がＢ型からＣ型の接続に変化する限界での砂州の形状は，図４－３－10に示すごとく，砂州の前縁が丁度凸岸に接するような状態であるようである。前縁長をℓ_1とし，αをℓ_1/Bとすると，$\alpha=5$，４，３に対して，r/Bはそれぞれ12.5，８，4.5となり，ℓ_1/Bが小さいほどr/Bが小さくなる。



$$\cos\theta = \frac{r-\frac{B}{2}}{r+\frac{B}{2}}$$

$$\sin\theta = \frac{\alpha B}{r+\frac{B}{2}}$$

図４－３－11　砂州の形態と記号の定義

図4－3－12には，手に入った実験資料，実河川の資料を用いてⅠ型，Ⅱ型，およびA型，C型接続の発生する領域を示した。なお図中の記号の右横に示すA，B，C及び数字は，接続型のタイプ及びpoolの数を示す。

直線部で多列砂州が発生するような場合の砂州の存在形態は，主にr/B，θ，B/Hの三量によって決まると考えられ（H/dが40以下では，砂州のスケールがH/dにも影響を受けるためH/dの効果も入れる必要があろう。），前述の交互砂州の場合よりパラメーターが一つ増える。このような場合の実験資料は少なく，また実河川で沖積層を流下する所では河道が直線状となり，多列砂州を持つわん曲部は少ないので，r/B，θ，B/Hの組合せによってどのような砂州の形態を持つかは，ほとんど明らかになっていないが，少ない資料の範囲で述べれば次のごとくである。

木下良作[11]は，r＝144 cm，θ＝20°，B＝80 cmのわん曲水路（I_b＝1/40，d_m＝0.765mm，Q＝1.2, 0.8, 0.4 ℓ/s，4～8列の多列砂州が発生，r/B＝1.8）において多列砂州の挙動について現象観察を行い次のように述べている（原論文の砂礫堆を砂州と変えた。）。

1）「このわん曲水路を図4－3－13のような領域に分けるとA域までは直線水路と同様な挙動を示す。低流量の場合は，B地域は遊休区域の如くなり，C地域に集中した流れが，比較的大

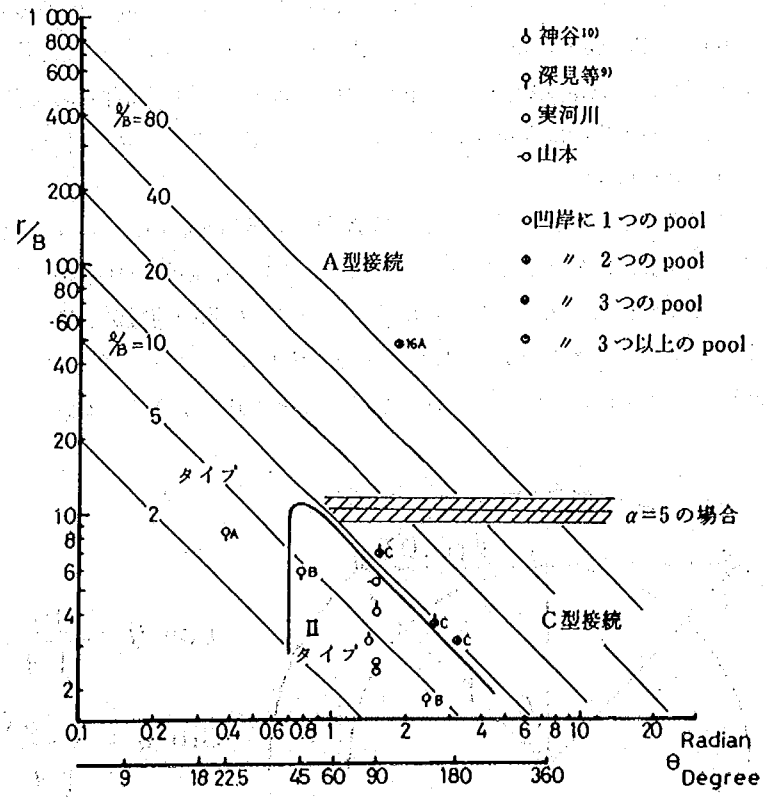


図4－3－12　砂州形態の分類

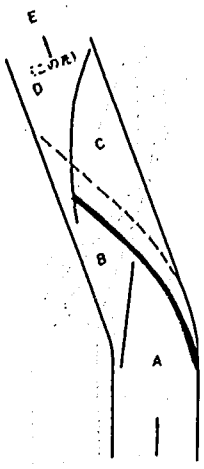


図4－3－13　木下によるA, B, C, D領域の定義

きな砂州を発達させながらD域に向い，やがてAと同じようなE域に到る。極度に流量が少ない場合には，A域で網流するとともにB域にも網流が拡がり，C域の岸寄りの集中化は，小部分で起るだけとなる。けれども満水面で多列砂州が十分に発達すると，A域にまずウロコ状砂州が出来，進出してくるとともに，B域にも発達し，共に活発に前進する。そしてC域には大きな砂州ができるが，A，B域とC域との段落は大きい。明確な境界線（太実線）は前進し，やがて図4－3－13の破線近くまで進出してくる。したがってCの大きな砂州と右岸の深掘れ位置も，下流側に移動するのであるが，やがて破線近くまで進出した斜めウロコ群はフラッシュされるようにC域を通ってD域に出ていく。それとともにA，BとCとの明瞭な境界線は，再び図の太線付近に戻り，また新たな前進を繰り返す。このようにわん曲部の存在が多列砂州の形態変化に影響を与えることは認められるが，その前進しつづける性質を阻むことは出来ない。」

2）「単列砂州のわん曲部における動きに見られる砂州の停滞性の現象は，多列砂州が発生する今回の実験ではほとんど見出されなかった。うろこになり，多数の蛇行水流が並列するようになるとB域に砂州を停滞させようとするような力関係が無くなり，移動性が保たれやすいものと考察される。」

3）「3番目の特徴として，このわん曲部では，図4－3－14のような平行せる斜めの線が形成されやすいということが見出せる。直線水路においては，通水初期に現われる交錯する斜めの線の縞模様が「やがてウロコ状配列の砂州に発達してゆき，また十分に発達したのちにおいても斜めの配列の連帯性が強いが，図4－3－13のような場合，どちらか片側方向のみの線條形成が卓越するということは極めて注目される。」

木下のこのまとめに付け加えることはないが，筆者が行った河川移動床模型実験の内，多列砂州が発生した場合の実験結果（手取川[12]，斐伊川[13][14]）および航空写真による現地河川の砂州形態



図4－3－14　わん曲部における多列砂州の線状構造

の読み取りによると次のようなことが付け加えられる。

① 流れが集中するような所C域の砂州のスケールは，多少大きめである所が多い。これは流れが集まる傾向の所であり，水深が大きく，それに応じて砂州のスケールも多少大きくなっているものと考えられる。このような傾向は，r/Bが小さくθが大きく，また列数が小さいほど強くなろう。

② 砂河川の多列砂州の方が，砂利河川の多列砂州より斜めの配列の連帯性が強い。この斜めの連帯性の強い所は，流量が増加し，水深が増し，砂州が統合される場合には，この連帯性の強い所は保存され，連帯性の弱い所が統合されると思われる。

③ 扇状地河川の平水時の流路は，この斜めの連帯性の強い所に出来やすいと考えられるが，小出水によって変形されてしまうためか明りょうな線條構造が見られる所は少ない。

4－3－4　水路の平面形状・砂州による深掘れ

4－3－3において河道の平面形状と河道内に発生する砂州が密接に関係していることを述べた。これはとりもなおさず河道内に発生する深掘れ部の位置とその深さが河道の平面形状とそこに存在する砂州の配置形態と密接に関係していることを示している。

本小節では，主に実河川資料と移動床の実験資料を基にして，平均年最大流量時あるいは低水路満杯時の深掘れ部の最大水深H_{max}とそこの低水路部の平均水深H_mの比H_{max}/H_mがどの程度の値になるかを示す。

〔1〕 直線河道の場合

ほぼ川幅一定の直線河道の場合，深掘れ部の水深は主に砂州の規模で決まる。

砂利河川の場合は，平均年最大流量時の水理量（B/H_m，τ_{*m}，H/d_m）を使って，参考資料1のFig. 3-10よりH_sを求め

$$H_{max}/H_m = 1 + 0.8 H_s/H_m \qquad (4-3-2)$$

として最大水深を評価し得るようである。

相対水深H_m/d_mが100以下で多列砂州の場合は，参考資料Fig. 3-10より$H_s/H_m \fallingdotseq 2$であるので，$H_{max}/H_m \fallingdotseq 2.6$程度となる。扇状地河川の例で示すと

利根川	170 km～180 km	$H_{max}/H_m \fallingdotseq 5\,m/2\,m = 2.5$
大井川	9 km～15 km	$H_{max}/H_m \fallingdotseq 3.2m/1.2m = 2.7$
安倍川	0 km～5 km	$H_{max}/H_m \fallingdotseq 3.0m/1.3m = 2.3$
安倍川	10 km～14 km	$H_{max}/H_m \fallingdotseq 2.6m/1.1m = 2.4$
黒部川	1 km～4 km	$H_{max}/H_m \fallingdotseq 3.8m/1.3m = 2.9$
手取川	2 km～5 km	$H_{max}/H_m \fallingdotseq 3.5m/1.5m = 2.3$

となっており[11]，ほぼ推定値と近い値となっている。なお勾配1/100以上の所では平均年最大流量時においても河道内に冠水しない島状の部分が発生し，流れの集中や片寄りが発生する場合があり，平均水深そのものの定義，評価が難かしくなる。また流れが集中した所が局所的に深くなるようである。この傾向は河床材料の分級度が悪いほど強くなる。このような場合には（4－3－2）式では，H_{max}を評価しえない（常願寺川の扇状地部の河道がこのような河川の例に当る[11]）。

直線水路で，砂州が発生する場合，流量の変化によって砂州の淵の部分の河床高の変化は，参考編Fig. 3-10によって予測しえる。今，河床に平均年最大流量に対応する規模の単列砂州が生じていたとする。この河床状態に計画規模（確率年1/100～1/150）の洪水が来襲すると，平均水深は平均年最大流量時の1.5～2.5倍程度となり，B/H_mは，1/1.5～1/2.5程度，無次元掃流力，および相対水深は1.5倍から2.5倍程度になる。

参考編Fig. 3-10によれば，このような条件では，砂州の高さH_sは計画高水流量時の方が，平均年最大流量時より幾分小さくなる。特に計画高水時のB/H_mが砂州の発生限界に近くなれば砂州は消滅の方向に向う。このように通常の洪水で単列砂州である所は，大出水時には砂州の垂直スケールH_sはむしろ小さくなる傾向にあるが，B/H_mが大きく，多列砂州を持つ場合には，砂州のスケールが水深に比例するため，大出水時には砂州が統合され，列数が減少する方向にある。そのための淵の河床高は統合されて消滅してしまう方向にある所では高くなり，統合して発達していく所では淵の部分は深くなっていくことになろう。

実際の河川の流量は一定では無い。流量の変化に応じて最深部の標高がどのように変化するかを示しておくことは必要なことであろう。特に工学的には通常の洪水で生じている深掘れ深が，計画規模の洪水によってどの程度変化するか予測しておくことは重要なことである。

粗砂，中砂を河床材料に持つ河川で，勾配1/1,000～1/3,000の河川では，一般に大出水時と小

出水時の砂州規模が異なること，また小出水時でも砂が移動するため，横断測量結果を基にして，平均年最大流量時の深掘れ深を評価しえず，深掘れ深の評価に当っては，流量の変化（不定流効果）の影響に対する評価が必要となる。但し，このような河川では定流時の砂州の発生限界やその垂直スケールについてさえ十分に明らかにされておらず，ましてこの不定流効果についてはほとんど分かっていない。ここでは，この不定流効果に関する二つの事例について述べ，今後の検討の参考に供することにする。

ｉ）斐伊川の例

筆者は，1980年，斐伊川（I_b＝1/800，B＝250m，d_m＝２～３mm）に関する模型実験を行った[15]。この模型は縮尺1/50の無歪模型である。底質材料として石炭粉（d_m＝0.25～0.3 mm，s＝0.5）を使って模型で生じる中規模河床波を観測した所，定流400 m³/s（現地換算）では３～４列の砂州が発生し，その砂州の頂部は通水時間が長くなると水面ぎりぎりの所まで生長した。しかしながら実河川の横断測量結果（1975年12月測量）によると砂州の垂直スケールは小さく，たとえば400 m³/sの水理量で評価した時のH_{max}/H_m＝２m/1.2m≒1.7程度であり，平均年最大流量時900 m³/sの水理量で評価すると，H_{max}/H_m＝2.8m/２m≒1.4程度である。これは，斐伊川の12月時点の砂州はより小さい流量に対応したスケールとなっていることを示している。模型における不定流実験によると，斐伊川の砂州は流量増に応じて大きくなるが，砂州の発達は，流量増に追いつかず，ピーク流量時の砂州の垂直スケールは，ピーク流量を定流とした場合に生じる砂州の垂直スケールよりかなり小さかった。以上のように勾配の比較的急な粗砂，中砂を河床材料を持つ河川では，砂州のスケールや深掘れ深に不定流効果が大きいことが推察される。

ⅱ）阿賀野川の例

河口近くのように勾配の緩い河川では，平水時の土砂移動があまり活発でないため，洪水時の深掘れ深を平水時でもそのまま残しているようである。例えば潮位の影響を受け，小出水では砂州形状がほとんど変形されない阿賀野川下流部では，平均年最大流量時に複列以上の砂州が生じ，この砂州によると考えられる深掘れ深H_{max}は，平均年最大流量時の平均水深の２倍程度となっている。この値は，低水路河岸法線の緩い曲りの影響を多少受けている値なので，直線河道の資料として重みは小さいが，洪水が長時間にわたる融雪出水のあるような河川では，河床勾配が1/1000～1/3000であってもこの程度の砂州による深掘れは生じると考えておいた方が良いと思われる。

細砂（0.2mm以下）を河床材料に持つ河川では，一般に砂州が発生しないようであり，直線水路なら深掘部は持たず，河道中央部寄りに最深線があり，河岸近くは浅い（例，利根川）。

なお直線状河道であっても，川幅の変化があると，洪水時には川幅の狭い所が掘れ，広い所に堆積するので，砂州の淵の部分の洪水時の河床高評価に当っては川幅変化に対する考慮が必要である。

〔2〕 単わん曲の場合

直線河道と直線河道が単わん曲でつながる場合の深掘れ部の最大水深は，わん曲部における砂州の配置状態によって変化するが，その内最大のものをH_{max}とすると，（4－3－1）式と同様に

$$H_{max}/H_m = f(\tau_*,\ H/d,\ u_*d/\nu,\ B/H,\ r/B,\ \theta) \qquad (4-3-3)$$

となる。

単わん曲の深掘れは，湾曲部で慣性力によって直流してきた流水が集中し，流速が速くなり，河床砂の流送能力が増し，そこが掘れるのと，わん曲の後半部で流線が曲げられ，遠進力が生じ外わん部の水深が高くなるため水路横断方向に圧力の差が生じ，底面近くでは内わんに向かう二次流によって河床砂が内わん部に移送されるのと二つが原因する。これに加えて直線部で砂州が発生する場合には，砂州による流れの片寄りや，流速の横断方向の偏りがあるので，砂州が湾曲部に進入してくると，砂州の配置状況に応じて深掘れ位置，深さが時間的に変化する。

これらの各項の深掘れ部の最大水深に対する影響程度については，実証的資料が乏しく明確には言えないが，θが22.5°～135°，B/H＝17～25の深見・坂野による実験結果[9]，模型実験結果および乏しい実河川資料から判断すると直線部で交互砂州が発生する条件下で，θが22.5°～135°では，直線水路部の淵の部分の水深を$H_{max\cdot s}$とすると

r/B＝ 2.5 で	$H_{max}/H_{max\cdot s}$＝2.3 ～2.8
r/B＝ 4	$H_{max}/H_{max\cdot s}$＝1.5 ～2.3
r/B＝ 8	$H_{max}/H_{max\cdot s}$＝1.2 ～1.5
r/B＝12	$H_{max}/H_{max\cdot s}$＝1.05～1.2
r/B≧15	$H_{max}/H_{max\cdot s}$＝1.0 ～1.1

程度であるようである。図4－3－15にその概略関係式および実験結果を記しておいた。なお，$H_{max\cdot s}$は（4－3－2）式より推定しうる。

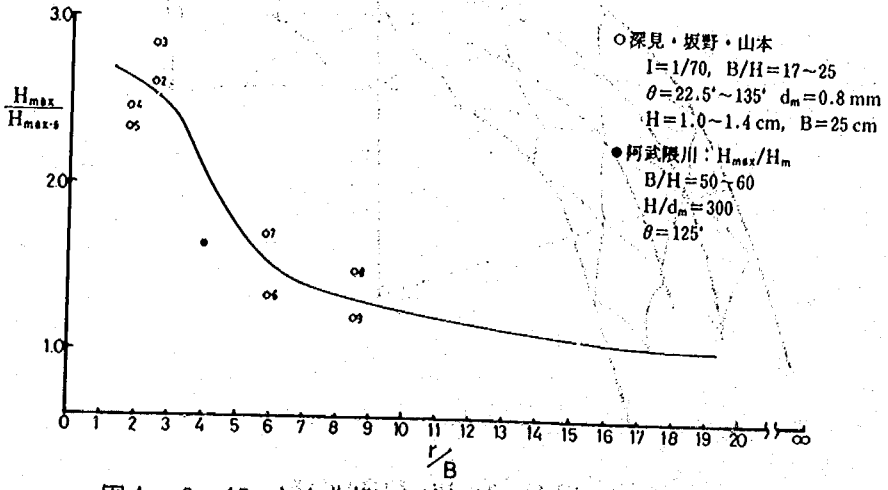


図4－3－15 わん曲部における$H_{max}/H_{max\cdot s}$とr/Bの関係

B/H_mが100以上で多列砂州が発生する場合には，$H_{max}/H_{max\cdot s}$の値は，単列砂州の場合ほどr/Bの影響を大きくなく，また列数が大きいほどr/Bの影響は小さいものと考えられる。二，三の実測例を示す。

○要伊川模型14～16 km（$\theta \fallingdotseq 90°$，r/B ≒10.8m/4 m＝2.7）

要伊川模型実験によると，5列の砂州が発生している時，木下の言うわん曲によって斜めの連帯性の強い所（線條構造）[11]の前面は，多少河床高が低い傾向にありH,が大きめであったが，わん曲の影響の無い所の砂州のH,より特別大きいというほどでもなかった[15]。

○手取川模型0.5～3 km（$\theta \fallingdotseq 80°$，r/B ≒21.8m/6.6m＝3.3）

手取川の模型実験によると，3～4列の砂州が発達している場合，わん曲による深掘れへの影響は，有意な差を認知しえるようなものではなかった[12]。

○大井川12～15 km（$\theta \fallingdotseq 80°$，r/B ≒3200m/650m＝4.9）

大井川の横断測量結果によると，このわん曲による深掘深への影響は認められない。なお平均年最大流量時のB/Hは700程度である。

○大井川6～11 km（$\theta = 60°$，r/B ≒4300m/600m＝7.1）

横断測量結果によると，凹岸側である7.2km地点の左岸側は全体的に右岸側に較べ河床高が低いことが認められる。しかしながらこの地点は川幅が狭くなっていく所に有り，川幅の変化の影響も受けていると考えられる。

以上のように多列砂州が発生する場合には，r/Bが，かなり小さくても，わん曲の影響は顕著でなく無視しえるようである。

今多列砂州の発生するわん曲水路のr/B＝αとし，そこに生じている砂州の列数がnの場合，水路中央部の砂州を図4－3－16のごとく仮定の水路の中の流れに生じた砂州とすれば，その水

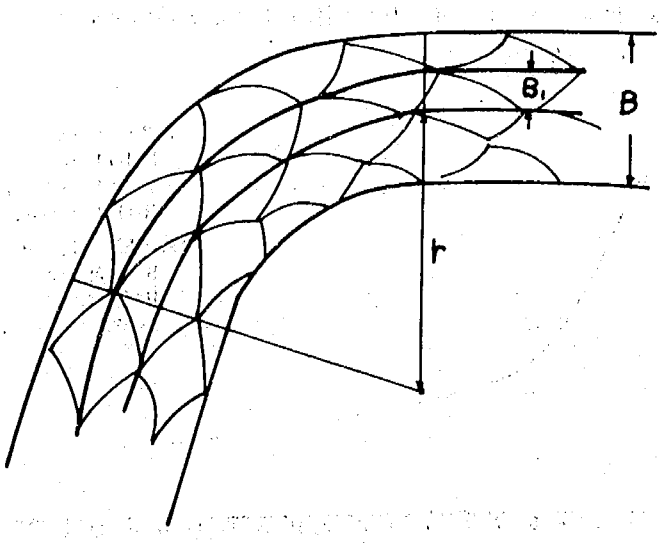


図4－3－16　記号の定義

路の$r/B_1=\alpha_1 \fallingdotseq \alpha \cdot n$となる。例として$\alpha=3$とし，そこに生じている多列砂州の列数を4とすると$\alpha_1=12$となる。単わん曲で列数が1の場合，$\alpha$が15程度より大きければ，砂州による深掘れ深にわん曲の影響がほとんどなくなることを考えると，α_1が15以上になれば（$r/B=4$の場合，$n>4$），わん曲の影響は少ないと思われる。たとえば前述の要伊川模型では$\alpha_1=13.5$，手取川模型$\alpha_1=12$，大井川$\alpha_1=60\sim70$である。ただし，4－3－3で述べたようにわん曲による斜めの配列の連帯性が強く現れ，片側方向にのみ線條形成が卓越する場合には，その影響が現われるはずであるが，前述の場合，α_1が大きいこともあってその線條形成が顕著でなかったということであろう。

勾配が急で（$I_b>1/100$）で河床材料の分級度の悪い場合には，直線部でも典型的な多列砂州が発生せず，島状になったりし，流れが局所的に集中することがあり，さらにわん曲があると，流れがより集中しやすく，そこの川幅が狭くなり，前述したような深掘れ深の予測は行い得ないようである。多列砂州が発生する場合のわん曲の影響程度の把握にはもう少し詳細な実験的検討が必要である。

逆にB/H_mが小さく，直線部で砂州が発生しない場合には，わん曲度の大きい所の横断面形は，ほぼ三角形状と考えて良く$H_{max}/H_m=2.0\sim2.4$程度と考えておけば良いようである。

〔3〕 蛇曲河道の場合

河道内に単列砂州が発生し，水路の蛇行波長が単列砂州のスケールと同程度の場合の深掘れ部の水深がどの程度であるか述べる。今河道の平面形を図4－3－17のごとく定義すれば，深掘れ部の水深H_{max}は

$$H_{max}/H_m=f\ (\tau_*,\ H/d,\ r_s/B,\ B/H_m,\ \theta) \qquad (4-3-4)$$

となる。ここでr_s/Bとθは，自然河川では互に独立でなく，θを落としても良い。(4－3－4)

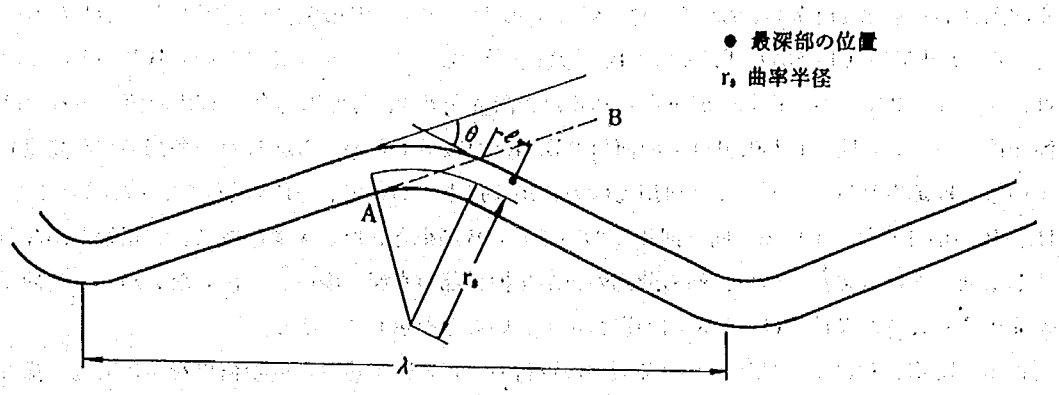


図4－3－17 記号の定義

式の関係は実河川の資料より以下のごとくと推定される。

図4－3－18に，利根川25～70 km（1972年測量）及び関川4～10 km（1978年測量）の蛇曲河道のほぼ低水路満杯流量時の平均水深に対する深掘れ部の水深の比 H_{max}/H_m と r_s/B の関係をプロットした。関川は直線河道であれば，砂州が生じないようなB/H_mの河川であり，利根川は砂州が生じるか生じないかの限界に近いB/H_mの値と推定される河川である。なお利根川の資料には，最深部の河床が洪積層に達し，深掘れがそれ以上あまり進まない資料が含まれている[9]。

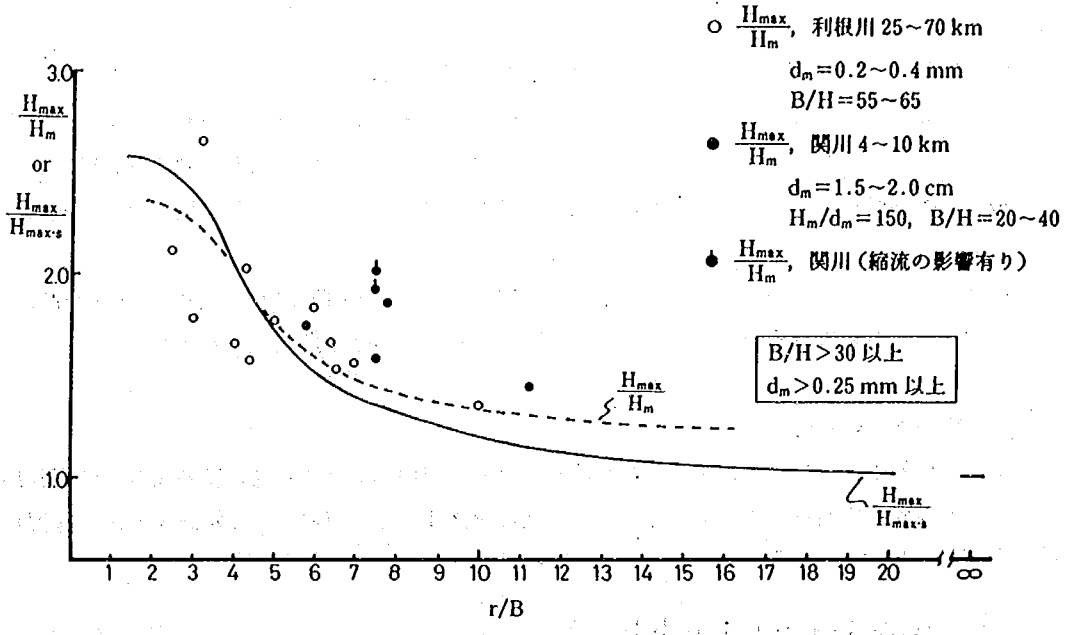


図4－3－18　蛇行水路での H_{max}/H_m あるいは $H_{max}/H_{max\cdot s}$ とr/Bの関係

図4－3－19はKonditerova, E. A.等の報告[10]より旧ソビエトの河川のわん曲部の川幅Bに対する深掘れ部の水深（河岸高と最深部の標高差）の比 H_{max}/B とr/Bの関係を河川ごとに示したものである。r/Bが15以上であれば，ほぼr/Bの影響を受けないことが分かる（このr/Bが15という値は，4－3－3で述べた砂州の流下を止める停止限界角 θ_c 20°程度の場合のr/Bの値であるのは興味深い。）。また H_{max}/B が0.01以下の河川のB/H_mは130以上と考えられるので多列砂州が発達していると推定される。このような河川ではr/Bが4以下において，r/Bの値の大きな場合より H_{max}/B が小さくなっている。同一河川においてもr/Bが小さい所と大きな所では，川幅がかならずしも同一とは言えないので，わん曲部の方が深掘れ部の水深が浅いとは言えないが，多列砂州が発生するような条件では，わん曲の影響が小さいことを示していよう。

以上，関川，利根川，ソビエトの7河川の資料および〔2〕で述べた実験結果を基にして，深掘れ部の最大水深を評価する関係式を，図4－3－18に実線および破線で示してみた。ここで直線河道であれば，本来砂州が発生しないB/H_m条件にある河川では，H_{max}/H_m と r_s/B の関係式（破

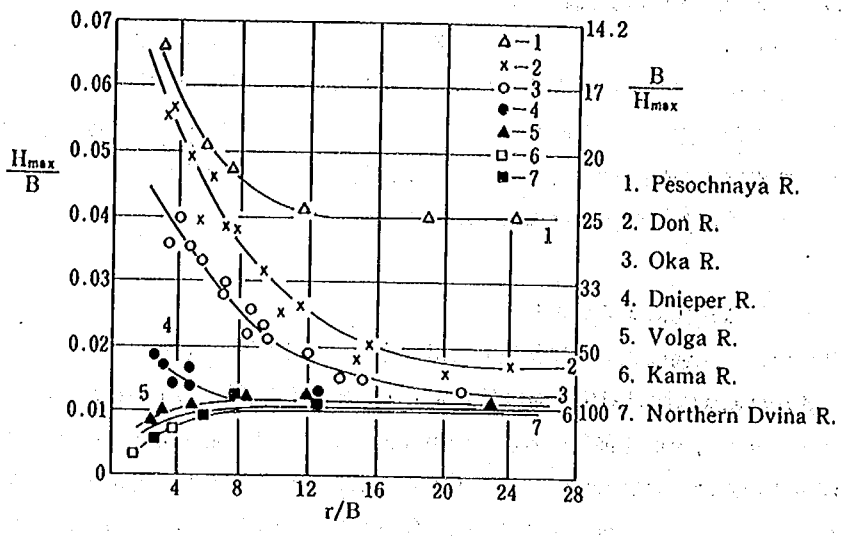


図４－３－19　H_{max}/B とr/Bの関係，文献17）微修正

線）を使い，砂州が発生する場合には $H_{max}/H_{max\cdot s}$ と r_s/B の関係式（実線）を使う。なお本図の適用範囲は，B/Hが20以上，河床材料が0.25 mm 以上と考えている。

但し，蛇行水路において r_s/B ＝12～15程度の場合は，θ が20° 程度となるため，水路の平面形が固定されていれば，砂州は図４－３－６のごとく配置され，砂州高 H_s が直線部での砂州高より小さくなるため，$H_{max}/H_{max\cdot s}$ は1より小さくなろう。自由蛇行の場合には，砂州の移動に伴なって水路の平面位置も移動するため $H_{max}/H_{max\cdot s}$ は１より大きいと思われる。

粒径が細砂である場合やシルトになると蛇行度が大きくても深掘れが生じないことがある。たとえばAngabunga川（Papua）の下流部では，深掘れが見られず長方形状の横断形状を持っている[18]。この川は，1954年に洪水によって河道コースを変え，デルタ成堆積物上を流下しており，下層にデルタ底置層の粘土分の多い層が存在すると推定され，そこで下向きの侵食が止まっているものと考えられる。日本の河川のsegment 3（河床材料の平均粒径0.3 mm 以下）の最深河床高は，流下方向にほとんど変化せず，ほぼ水平となっている。たとえば，江戸川０～20 kmでY.P.－４m，木曽川０～10 kmでD.L.－６m，筑後川０～15 kmでD.L.－５mなどである。これもデルタ前面の堆積物である底置層堆積物である粘土層の存在によって，下向きの河床低下が妨げられているものと考えられる[4]。

最大水深の生じる位置は，図４－３－17に示すように，最大水深の生じる位置をAB線と凹岸との交点を基点として ℓ とすると，ℓ は川幅の0.5～１倍程度である。

〔４〕 迂曲河道の場合

最小曲率半径 r_s を使って図４－３－18で評価すれば概略の最大水深を把握し得ると思われる。

〔5〕 わん曲部の洪水時の深掘れの変化

堤防のある河川では大出水時に低水路部の水深が増し，深掘れ部の最深河床高は低下すると考えて良い。ただし緩流部の砂を河床材料として持つ河川では，計画高水流量程度の出水であると，高水敷上の水深も深く，また高水敷の幅も広いので，流れの主流部が堤防法線に規制されたものとなり，低水路部の蛇行度が大きいと，そこが主流部でなくなることがある。このような場合には，むしろわん曲部の凹岸側に堆積が起ることがある。

4－3－5　川幅変化による深掘れ

川幅の狭い所は，川幅の広い所に比較して出水時の平均水深は深くなる。この影響の評価は，（4－3－3）のように検討対象断面の最大水深H_{max}とその断面の平均水深H_mとの比で評価することができず，検討対象地点前後の水深との相対評価で表わす必要がある。川幅の変化による平均年最大流量時の水深への影響は，川幅が大きく変化している資料がほとんど無いので明確なことが述べられないが，ここでは人工的に川幅を狭めた場合の水深についての調査結果を参考として述べておく。

筆者は導流堤によって河口の開口部を固定した時，そこの水深が，上流の水深とどういう関係かを調べたことがある[19)20)]。　その結果が図4－3－20に示されている。この図においてA, H, B

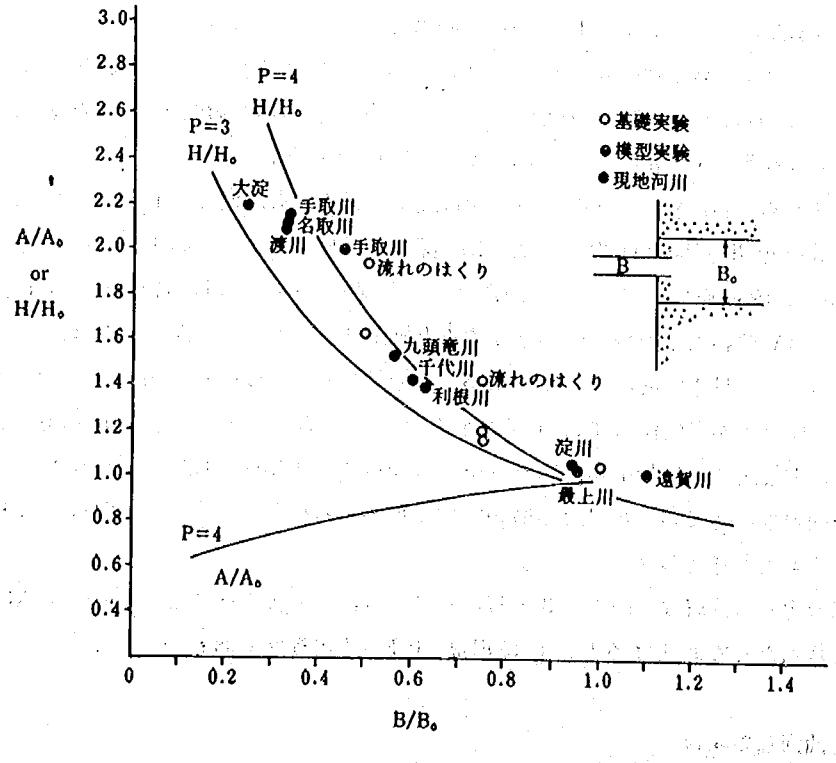


図4－3－20　川幅の変化による水深・河積の変化

は，河口導流堤間の水路部の河積，水深，水路幅であり，A_0, H_0, B_0は，河口導流堤上流部の水路の河積，水深，水路幅である。現地河川の資料（大淀川，渡川，九頭竜川，利根川，淀川）は，導流堤があって導流堤先端水深が4m以上の河川と波の影響の少ない河川である。なお先端水深3～4m以上の場合は，波による漂砂の河口内への持ち込みは少ないと考えて良い[20]。また水深は，平均年最大流量程度の洪水時の値である。図4－3－21には流量一定の条件での河口導流堤による川幅変化の水深に対する影響に関する基礎実験，河口模型実験の結果も示してある[20]。

図4－3－20におけるH/H_0とB/B_0の関係曲線は次のようにして求められた。

洪水は不定流現象であり，河口水深Hは洪水時に変化するが，河口地形を支配する流量という概念を導入し，この流量によって流砂量の連続という動的平衡状態に近づくと仮定する。動的平衡では，

$$\partial h/\partial x+Q^2/2g\cdot\frac{\partial}{\partial x}(1/H^2B^2)+1/g\cdot Q^2/(\varphi^2B^2H^3)=0 \qquad (4-3-5)$$

$$\frac{\partial}{\partial x}(B\cdot qs)=0 \qquad (4-3-6)$$

となる。ここでh；水位，Q；流量，H；水深，$\varphi=V_m/u_*$, q_s：単位幅流砂量，B；川幅，φおよびq_sは，

$$\varphi,\ q_s/u_*d_m=f\ (u_*^2/sqd_m,\ H/d_m,\ \frac{u_*d}{\nu}) \qquad (4-3-7)$$

と考えて良く，s＝1.65の場合，φ，q_s/u_*dは，u_*^2/sgd_m, H/d_m, u_*d/νによって複雑に変化する。この関係式をそのまま使うと，以下の展開がはん雑になるし，動的平衡断面の近似値さえ知れば，実用上十分であるのでq_s/u_*dとH/d_mの関係を次のように簡略化する。

$$q_s=Ku_*^p \qquad (4-7-8)$$

ここでpは，u_*^2/sgd_m, H/d_mによって3～10位に動く。

u_*は，$u_*=1/\varphi\cdot Q/Bh$ $\qquad (4-3-9)$

であるから，（4－3－8），（4－3－9）を（4－3－6）式に代入すると，

$$\frac{\partial}{\partial x}(K\cdot\varphi^{-p}\cdot B^{1-p}\cdot H^{-p})=0 \qquad (4-3-10)$$

となる。ところで，φ，Kは，場所的に変化するが，B，Hの変化に対し，河床の河床形態（河床波）が変わらないような場合には，その変化は大きくならないから定数とみなすと，

$$\partial H/\partial x=(1-P)/P\cdot H/B\cdot\partial B/\partial x \qquad (4-3-11)$$

今河口より上流の水深，川幅をH_0, B_0とすると（4－3－11）より，

$$H/H_o=(B/B_o)^{(1-P)/P} \qquad (4-3-12)$$

となる。同様に，河口の流水断面積Aは，

$$A/A_o=(B/B_o)^{1/P} \qquad (4-3-13)$$

となる。河口幅としてB＝B。とすると，（4－3－5）より，

$$H=H_o=\varphi^{-2/3}\ g^{-1/3}\ B_o^{-2/3}\ I_b^{-1/3}\ Q^{2/3} \qquad (4-3-14)$$

となり，等流水深である。

図4－3－20よりp＝4とすれば，ほぼ動的平衡の仮定と実際河川の資料が一致する。このように砂河川で，小流量時には河床材料が動かない所では，平常時に測定した河床高は平均年最大流量程度の洪水流量に対する動的平衡河床高に近いと推定されるが，勾配1/3,000以上の砂河川では，小出水でも河床材料が動くので，川幅の狭い所は，出水後埋めもどされていくと思われ，平常時の河床高は出水時より浅くなっていよう。

砂利河川ではアーマリング現象が生じることや，また洪水時のτ_{*m}が大きくても0.2程度以下で，pの値がτ_{*m}の値によって大きく変化するので，砂河川ほど単純な関係とはならないと思われる。これらの影響程度について，精度の良い資料が無く良く分かっていない。

流下方向に川幅の変化のある所の出水時の平均河床高の変化は，その区間の前後も含めて河床材料が大きく変わらなければ，流砂量の評価式を適切なものとすれば，河床変動計算を行うことによってかなり正確に推定し得る。ただし河床変動計算に当っては，流速係数φを適切な値としておかなければならない。

川幅を変化させると動的平衡状態では上流の河床勾配をI。，川幅の変化させた下流の河床勾配をIとすれば，動的平衡で，かつ河床材料が変わらなければ，

$$I/I_o=(B/B_o)^{\frac{P-3}{P}} \qquad (4-3-15)$$

となる。Pの値は，砂利河川では，河床が変動する洪水時のτ_*か0.06～0.2程度であるので4～6程度，粗砂の河川では洪水時砂堆河床であるので，3～3.5程度，中砂・細砂の河川では，洪水時平坦河床になることが多いので4程度であろう。いずれにしても水路幅が小さくなると勾配が緩くなる方向に河床が変化する[30]。

砂利河川では，河床材料の粒度変化が生じて，（4－3－15）に従うほど勾配の変化が生じないことがある。

4－3－6　小規模河床波による深掘れ

十分に発達した小規模河床波の垂直スケールH,は，実験結果によると砂連の場合は河床材料の粒径の100倍程度，砂堆の場合は，水深の4割程度，反砂堆の場合は，水深の8割程度であり，河川工学上考慮の対象にしなければならないほどの垂直スケールを持っている。ただし河川で生じ

る水理量（τ_*, H/d）は，河床材料の粒径によって，ほぼその発生範囲が限定されているため，どのような小規模河床波を考慮の対象にするか，またどのような流量時の水理量を考慮の対象にするかが河床材料の粒径ごとに異なる。これについて簡単に述べておく。

i）砂河川の場合

河床材料の平均粒径が0.3～0.6 mm の河川では，平均年最大流量時には，小規模河床波は砂堆あるいは平坦河床であり，大出水時には平坦と推察される。小規模河床波による深掘れ深への影響としては砂堆を考えておけば良い。ところで砂堆の垂直スケールH_sを移動床の実験結果を使用して示せば図４－３－21のごとくである。ここでは，Gay, H.P., Simon, D.B., Richardson, E.V. 等[21]の実験，Williams, G.P.[22]の実験および Sten, R.A.[23] の実験の内 B/H が３以上の実験結果より，H_s/H_m と τ_*, H/d の関係が示されている。なおここでは，実線は，d_mが0.4～0.6 mm の場合のを示し，破線は0.9～1.5 mm の場合を示している。

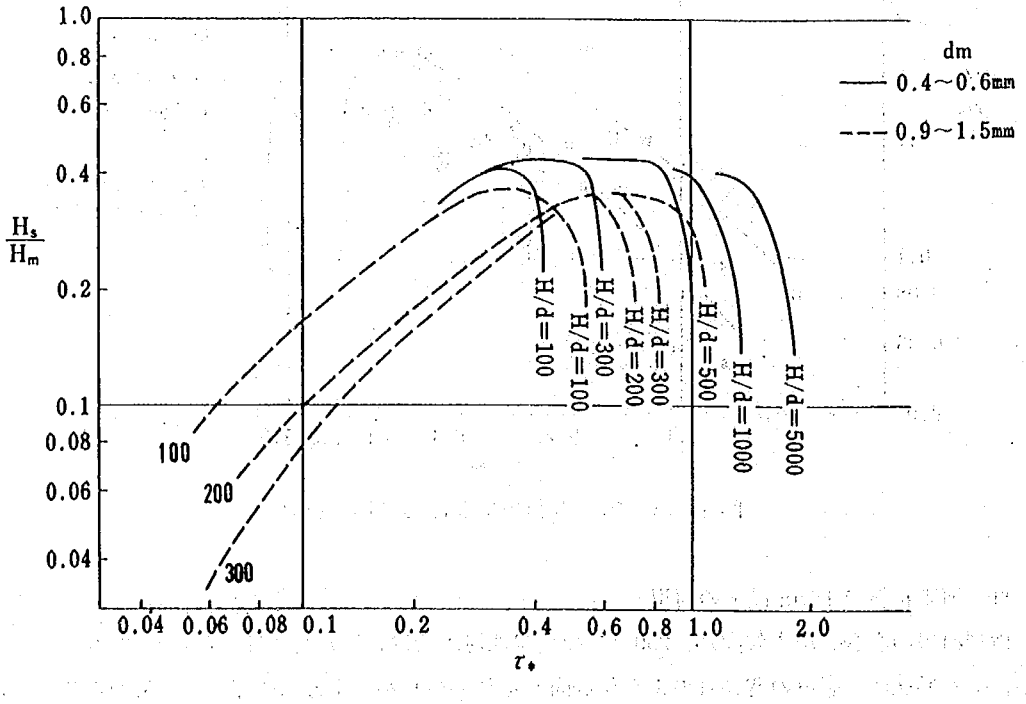


図４－３－21　砂堆の波高の評価図

砂堆の波形は，ほぼ三角形状であるので，平均河床に対して砂堆の底は，$\frac{Hs}{2}$だけ深いことになる。d_mが0.3～0.6 mm の河川の平均年最大流量時のτ_{*m}は0.9～1.8程度であるので，どのような水理量の場合には，平均水深（砂堆による凹凸を平均した水深）の２割程度の深掘れが生じると考えておく必要があると思われる。

ii）粒径1～3 mmの粗砂を河床材料に持つ河川

粒径1～3 mmの粗砂を河床材料に持つ河川は，洪水時には砂堆が発生する。洪水時のτ_{*m}は0.5～1.5程度と思われるので，平均水深の1.5～2割程度の深掘れが生じよう。なお斐伊川での音響測深器による砂堆の波高H_sの観測結果を図4－3－22に示す。この結果は実験室資料に比較して波高が小さいものが多い。この原因は，波高H_sを約100mの区間で測定された波高を平均したものとしており，実際の砂堆は3次元的形態を持つことがあるので砂堆の最大波高を測定していないことによるものと思われる。観測されたものの波高の内最大のものを取ると実験値より大きく，図4－3－21のd_m=0.4～0.6 mmの場合に相当する値となっている。

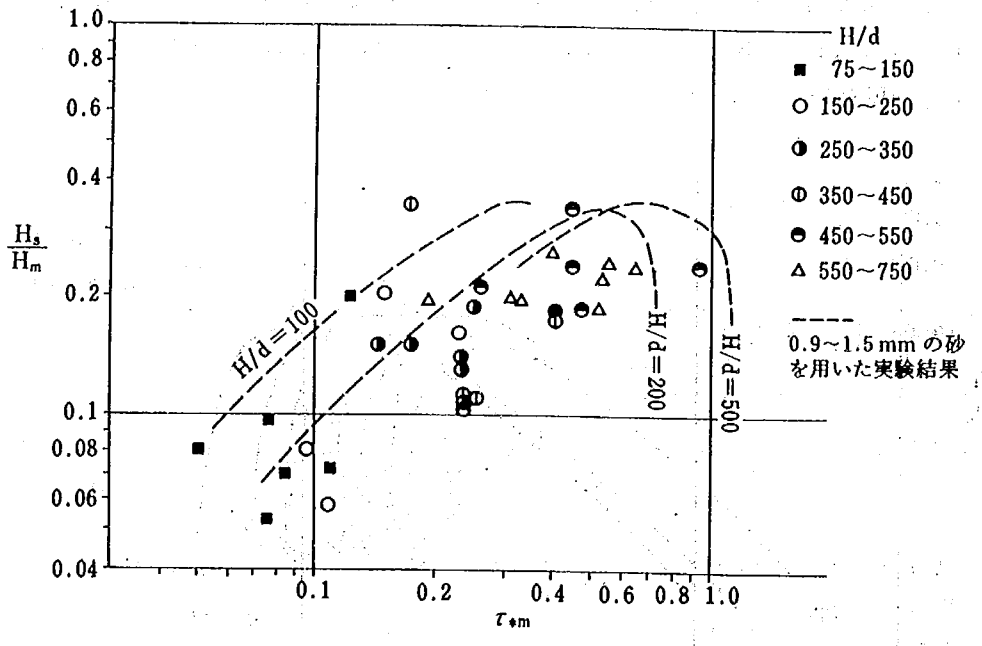


図4－3－22　斐伊川における砂堆の波高

iii）河床材料が1 cm以上の河川

砂利河川の場合，河床勾配が1/250以上の扇状地河川では，出水時には一部反砂堆が発生するが，その形態は，恐竜の背びれのような水面のもり上がりが流下方向に連続する形を取ることが多い。一般にこの発生場所は流速が速くかつ幾分浅い所であり，河岸近くにはあまり発生しないようであること，また中規模河床波のスケールの方が大きいので河川工学的に（河岸侵食対策として）は，小規模河床波に対する配慮はそれほどいらないと思われるが，反砂堆は保存性が悪いので，その特性についてまだ良く分かっておらず，今後の調査を待つ必要がある。

河床勾配が1/400以下の砂利河川では，大出水時に砂堆が発生すると考えておかなければならない。ただし大出水時でもτ_*は0.10～0.25程度であるので図4－3－21より平均水深の1割前後の深掘れΔZが生じると考えておけば良いと思われる。

iv）洪水の不定流の影響

日本の河川は流域面積が小さいため，洪水の流下時間は短く，小規模河床波のスケールが大きいと，洪水時の水理量に対して，それに対応する平衡な状態の小規模河床波にまで変化しないうちに水理量が変化してしまうため，水理量とそれに対する小規模河床波には応答遅れが生じる。従って洪水時に発生する最大の小規模河床波は，それを形成しようとした水理量に対応するものより多少小さめのスケールの河床波と思われる。砂堆の場合，河床材料が同一であれば，水深の深い河川（勾配の緩い河川）ほど，そのスケールが大きくなるので，水理量の変化に対する砂堆の応答遅れが大きくなる。

この応答遅れについては，ほとんど明確になっていないが，低水路満杯流量以上では掃流力が大きく，したがって流砂量も多いので，小規模河床波による深掘れ量を評価する場合，応答遅れをそれほど厳密に考える必要は無いと思われる。

4－3－7　水制回りの局所洗掘

水制は，河道内に設置され，流れに対して障害物となって，河岸寄りの流速を落とし，また水を刎ねるものである。このことは水制頭部に流水を集中させることになり，水制回りの洗掘を生じる。この洗掘は水制の破損原因となるので，水制回りの洗掘深がどの程度になるのか，洗掘範囲がどの程度であるのか前もって評価しておくことが必要である。

今川幅の広い水路に図4－3－23のような長方形の水制を設置した場合に生じる水制回りの洗掘深および洗掘穴の範囲 ℓ_s は，次のような要因に影響される。

$$z_s \text{ or } \ell_s = f(H, I_c, d, \nu, g, h_g, \ell_g, b_g, L_g, \theta, s) \qquad (4-3-16)$$

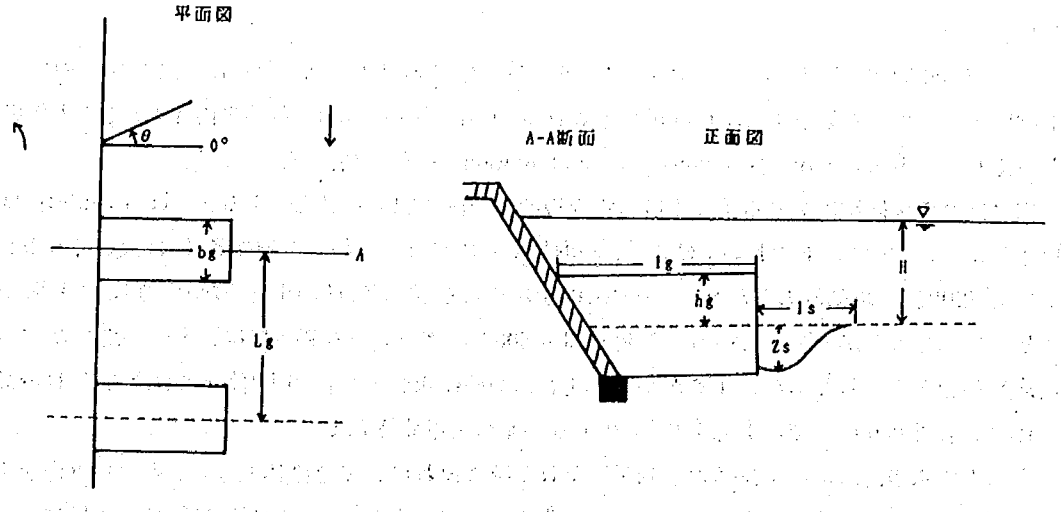


図4－3－23　水制の形状と記号

ここで，Hは洗掘の影響の無い所での水深，I_eは水制の影響の無い所でのエネルギー勾配，d_mは河床材料の粒径，νは水の動粘性係数，gは重力の加速度，h_g, ℓ_g, b_gはそれぞれ水制の高さ，長さ，幅，L_gは水制の間隔，θは水制の上向角，sは河床材料の水中比重である。これを次元解析の手法によって無次元量の関係にすると，

$$Z_s/H \text{ or } \ell_s/z_s = f\left(\tau_*,\ H/d,\ R_{e*},\ s,\ \frac{h_g}{H},\ \frac{\ell_g}{H},\ \frac{b_g}{H},\ \frac{L_g}{\ell_g},\ \theta\right) \qquad (4-3-17)$$

となる。

ここで右辺の第1項から第4項までが水制の影響の無い所の流れの状態量を示すパラメーターであり，流砂の運動形態や小規模河床波を規定する無次元量である。実河川ではs＝1.65程度で一定値であるのsは消去し得る。またR_{e*}の影響もあまり強くない。

5項から9項が水制の形状，配置が水制回りの洗掘深に及ぼす影響を示すパラメーターである。

なお水制回りの洗掘深は，河床材料の混合度の影響（河床材料のC集団が洗掘穴に存置集中し，河床低下を妨げる作用がある。）や水制の影響の無い所での砂州形状の影響も受けることを付記しておく。

（4－3－17）式の各項の影響程度については十分な研究調査が進んでおらず，各パラメーターの影響程度は明確になっていない。ここでは，既往の研究成果をレビュー再検討し，洗掘深評価のための参考とする。

〔1〕 非越流型でb_g/Hが小さい場合

この条件では（4－3－17）式は，影響の小さい項を無視すると，

$$Z_s/H \text{ or } \ell_s/Z_s = f\left(\tau_*,\ H/d,\ \ell_g/H,\ L_s/\ell_g,\ \theta\right) \qquad (4-3-18)$$

となる。

τ_*が0.06程度以下であれば，水制の影響を受ける領域の外では河床材料は移動しないので，水制によって流れの集中する所だけが洗掘されるClear water scour（静的平衡洗掘）となり0.06を越えれば，Scour with continuous sediment motion（動的平衡洗掘）となる。

円柱回りの洗掘深に関する研究や構造物周辺の洗掘深に関する研究によると，H/dが500程度以下ではτ_*が0.06以下においては，τ_*が増加するにつれて，相対洗掘深Z_s/Hは大きくなり，τ_*＝0.06程度の時に最大となり，τ_*が0.06を越えると逆にZ_s/Hが小さくなり一定値におちつく傾向にあることが分かっている。なおH/dが500を越えるような場合には，土砂が動きだすと河床に砂漣が生じるためか，H/dが小さい場合に明確に現れるτ_*＝0.06付近におけるZ_s/Hの最大化は，橋脚回りの洗深の実態より[27]，生じないものと推定される。

ところで水平河床に非越流型の水制が置かれた時の流れは，完全流体と考えると等角写像を用いて円柱のまわりの流れから求められ，水制先端で無限大となるが，実際には粘性の影響により最大流速は，水制先端よりいくらか離れた点で生じ，その値は水制に接近する流速V_mの1.8倍と

なる[28]。

河床に働く掃流力は，ほぼ流速の2乗に比例するので，（4－3－18）式のτ_*が河床材料の移動限界無次元掃流力τ_{*c}の$\frac{1}{3}$～$\frac{1}{4}$以下では洗掘が見られないことになろう。

突状水制の洗掘深に関する実験は，ほとんどがclear water scourかそれを少し越えた状態でなされており，現地で生じる水理量の範囲から較べると非常に狭い範囲でなされている。これらの実験データより洗掘深を評価することは危険であるが，実河川で生じる水理量，橋脚回りの洗掘深，水制回りの流速分布等より，河道のsegment区分ごとに洗掘深の評価を行ってみる。

(1) segment 1及びsegment 2－1（砂利を河床材料に持つ河川）

扇状地河川では，洪水時$\tau_*=0.06$～0.2，H/d＝10～150程度であるので，実験室のデータを用いて（4－3－18）式の関係をある程度，評価し得る。以下に説明を加える。

① 単独直角水制（$L_s/\ell_s=\infty$）の場合の洗掘深

Ahmad, M[24][25]は，単独水制の洗掘を実験によって調べ，単位幅流量q，河床材料d，水制角度θの影響を調べている。この実験結果を（4－3－18）式に従って再解釈してみる。

水制長ℓ_sを水路幅Bの半分とし，B/H＝5の条件で，表4－3－1に示す5種類の実験を

表4－3－1　水制回りの洗掘実験データ集

Ks=2.5d　単位cm-sec系

ケース	ℓ_s	H	ℓ_s/H	V_m	Z_s	Z_s/H	F_r	q_m	q_{max}	β	φ_{esh}*	τ_***	H/d	d	B
B-1	20	15.4	1.30	29.4	9.6	0.62	0.239	453	930	2.05	14.9	0.0139	88	0.175	200
B-2	〃	11.5	1.73	37.8	15.8	1.37	0.357	435	1,030	2.36	14.2	0.025	66	〃	〃
B-3	〃	9.0	2.22	40.1	18.0	2.0	0.428	360	955	2.65	13.6	0.0307	51	〃	〃
B-4	〃	7.5	2.66	42.9	17.8	2.4	0.500	322	910	2.82	13.1	0.0379	43	〃	〃
B-5	〃	4.9	5.10	46.8	15.3	3.1	0.675	229	690	3.01	11.9	0.0547	28	〃	〃
A-3	〃	12.5	1.66	58.5	21.4	1.71	0.547	731	1,880	2.57	14.3	0.0591	71	〃	〃
D-1	5	10	0.5	30			0.303			1.5	13.8	0.0167	57	〃	〃
D-2	10	10	1.0	30			〃			1.8	〃	〃	57	〃	〃
D-3	15	10	1.5	30			〃			2.2	〃	〃	57	〃	〃
D-4	20	10	2.0	30			〃			2.3	〃	〃	57	〃	〃
D-5	25	10	2.5	30			〃			2.6	〃	〃	57	〃	〃
A_h-1	45.7	18.2	2.5	30.8	12.6	0.83	0.23				19.3	0.044	514	0.0354	91.4
A_h-2	38.1	15.2	2.5	31.1	12.8	0.84	0.25				18.8	0.048	429	〃	76.2
A_h-3	30.5	13.1	2.5	27.7	8.8	0.80	0.24				18.5	0.039	370	〃	61.0
A_h-4	22.8	9.1	2.5	23.8	7.4	0.80	0.25				17.6	0.032	264	〃	45.7
A_h-5	15.2	6.1	2.5	19.8	5.2	0.85	0.26				16.6	0.025	177	〃	30.5

＊ϕは，ϕとτ_*，H/dの関係より評価した　　上段　土屋・石崎　下段　Ahmad

＊＊τ_*は，V_mをϕで除し，U_*を求め評価した

行っている。ℓ_s/Hは2.5である。この実験結果によるとZ_s/H＝0.82程度とほぼ一定値となっている。

実験はclear water scourの状態でなされているようで，ケース1からケース5に向かってτ_*が小さくなる（τ_*＝0.04～0.025程度，但しd＝0.0354 mmとして評価した。）。clear water scourの状態であり，同一ℓ_s/Hでもτ_*をより大きくすれば，Z_s/Hは増加しよう。

Garde等[31]は2 ft幅の水路を使って洗掘深を調べ，無次元表示を用いた洗掘深評価式を作った。d＝0.29 mmの砂を使った実験では図4－3－24に示すように

$$\frac{(Z_s+H)}{H}=4.0\frac{1}{\alpha}F_r^{2/3} \qquad (4-3-19)$$

となる[31]。ここでαは開口率$\alpha=(B-\ell_s)/B$である。F_r数は

$F_r=\varphi\sqrt{s}\,\tau_*^{1/2}\cdot(H/d)^{-1/2}$であるので，

（4－3－19）式は

$$(Z_s+H)/H=4.0\frac{1}{\alpha}\varphi^{\frac{2}{3}}\,s^{\frac{1}{3}}\,\tau_*^{\frac{1}{3}}\cdot(H/d)^{-\frac{1}{3}} \qquad (4-3-20)$$

となる。実験における水路平均流速V_mを見ると12～29 cm/s，水深は1.5～11 cmであり，これよりτ_*を評価すると0.025～0.1程度となる。Clear water scourとそれを多少越える動的平衡時のZ_s/Hの実験を行っていることになる。F_rが増加するに従ってZ_s/Hが増加するのは，図4－3－25に示すようにZ_sとV_mの相関が非常に強いことから，掃流力の増加に伴なって，洗掘範囲，洗掘深が増したと解釈すべきであろう。

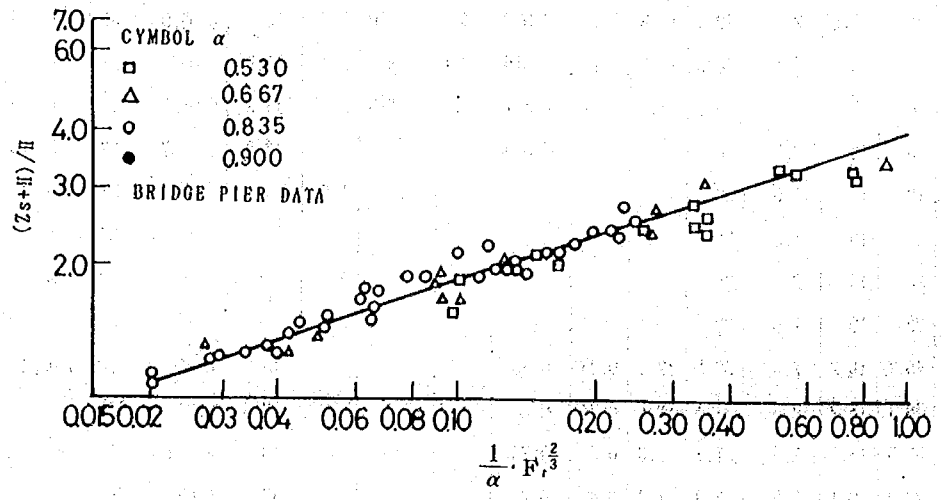


図4－3－24　Z_s/Hと$\frac{1}{\alpha}\cdot F_r^{\frac{2}{3}}$との関係，文献31）より

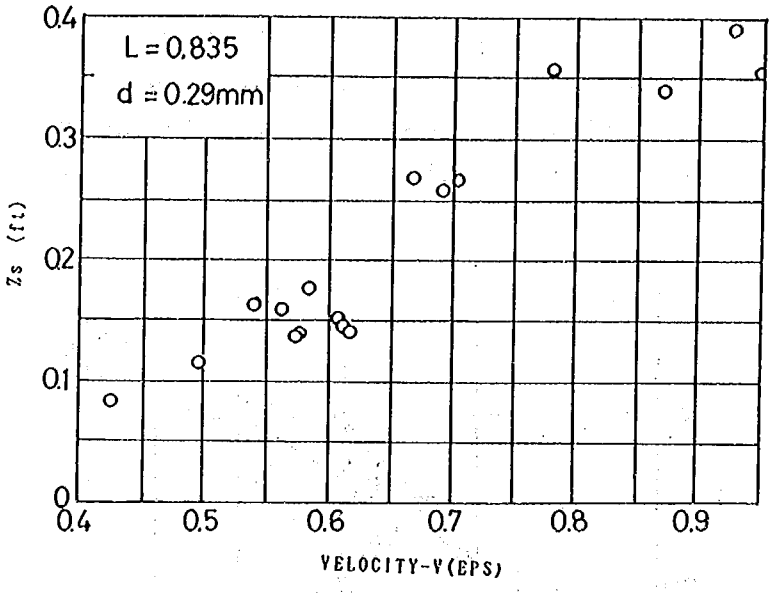


図4－3－25　Z_s と V_m の関係，文献31）より

なおGardeは $\alpha=0.835$ の場合について d＝0.29，0.45，1.00，2.25mmについて，実験を行い図4－3－26の結果を得ている。これを見ると F_* が0.20程度の時は，粒径の細かい方が Z_s/H が大きくなっている。これは，F_* が0.2の場合は，τ_* が小粒径ほど大きいためである（F_* は $\varphi\sqrt{I}$ であり，F_* は水深の増減によっては，その値があまり変わらない。従って同一 F_* 数でも，τ_* の値は水深Hによって大きく変わることに注意が必要である。）。

土屋，石崎[26]も，突堤状構造物の回りの洗掘について，水路幅B 1 m及び 2 mの水路で d＝1.75 mm，ℓ_s＝5～25 cmで実験を行っている。これによると水制頭が洗掘されると，流線は，

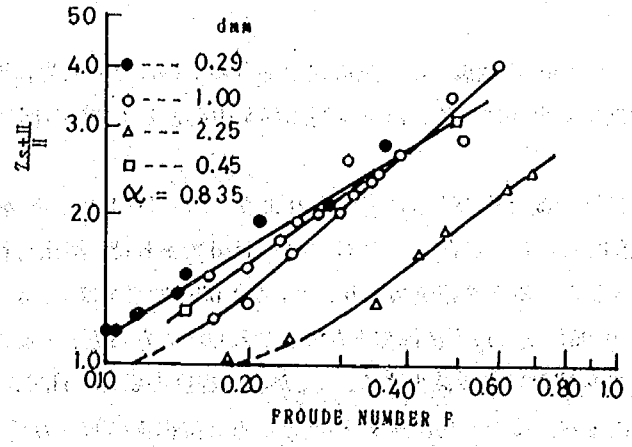


図4－3－26　Z_s/H と F_*，d との関係，文献31）より

水平床の場合に較べて水制頭付近に集中し，相対単位幅流量比β（水制付近の最大単位幅流量q_{max}を水制の影響受けない所の単位幅流量q_mで除したもの。）は，図4－3－27に示すようにフルード数F_rの増加に応じて大きくなっている。なお実験はClear water scourの条件で行われており，洗掘深ZとV_mの関係はGardeの実験と同様に非常に強い関係にある。

以上Ahmad, Garde，土屋・石崎の実験よりClear water scourの洗掘深Z_sは次のように考えるべきであろう。

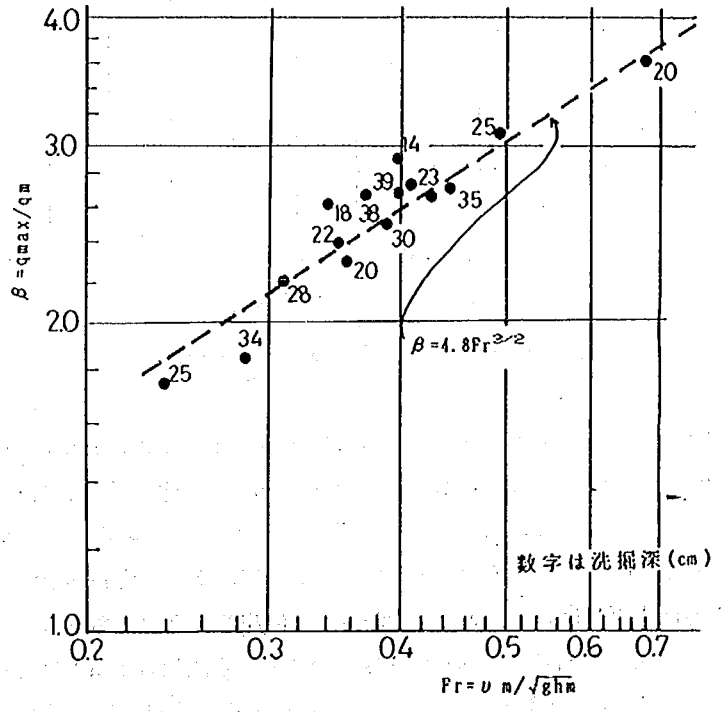


図4－3－27　βとFrの関係，文献26）より

仮説：Clear water scourの状態では，洗掘穴の部分の土砂は移動限界掃流力状態となる。洗掘穴の最大斜面角度は安息角に近く，ほぼ水制頭部を中心として$2Z_s$の部分が半円状に洗掘される。

この仮説に従えば洗掘深は次のように考えられよう。同一H/dで，ℓ_sが$2Z_s$より長い場合（ℓ_s/Hが4～6倍以上としても良い。）には，同一H/dであれば，河床材料の無次元限界掃流力τ_{*c}の$\frac{1}{4}$程度のτ_*となると洗掘が始まり，τ_*が0.06程度まではτ_*が増加すると洗掘深Z_sが増加し，$\tau_*=0.06$程度で最大洗掘深となり，これ以上となると，上流部からの土砂の洗掘穴への流入によって洗掘深は多少減少する。τ_*が0.06程度の場合でH/dが大きく，F_rが0.3以下では洗掘深は，洗掘穴の所が平均流速V_m程度となると洗掘部の掃流力が，水制上流部と同等となるので，Z_s/H≒1.0程度洗掘されることになろう。但しH/dが100程度以下ではF_rが0.5よ

り大きくなり，水制近くの水面がもり上がったりして，水面波が生じ，加速度や下向流が強くなり，土屋・石崎の実験やGardeの実験結果に見るようにZ_s/Hが3程度となることもある。

これをAhmad及び土屋・石崎の表4－3－1に示す実験結果及び前述の検討より，Z_s/Hとτ_*，H/d，ℓ_s/Hの関係を示すと，図4－3－28のごとく表わせよう。実験はclear water scourの状態でなされているのでℓ_s/Z_sが2以上ではℓ_s/Hの影響は少なく，Z_s/Hは主にτ_*，H/dに支配され，ℓ_s/Hがこれより小さいと，半円形状の洗掘穴が河岸に接近し，流れの集中度が弱まるので，Z_s/Hはℓ_s/Hが大きい場合に較べて小さくなる。実際に土屋・石崎は，幅2mの水路を用い，水深10cm，流速30cm/s，$F_r=0.303$，$d=0.175$ cmの条件でℓ_sを5～25cmに変えて，水制頭部の流れの集中度を調べ，図4－3－29の結果を得ている。ℓ_s/Hが小さいほどβが小さいことはこのことを良く示していよう。

次に水制の角度θ（θは直角水制を0°とし上向き角を正とする。）が洗掘部に及ぼす影響を示す。Ahmad, M.はB=3ftの直線水理に1ftの水制を出し，水制の角度を変えて実験を行い，図4－3－30を得ている。これよりθが大きくなるほど，すなわち上向き角度が大きくなるほど洗掘深が大きくなることが分かる。

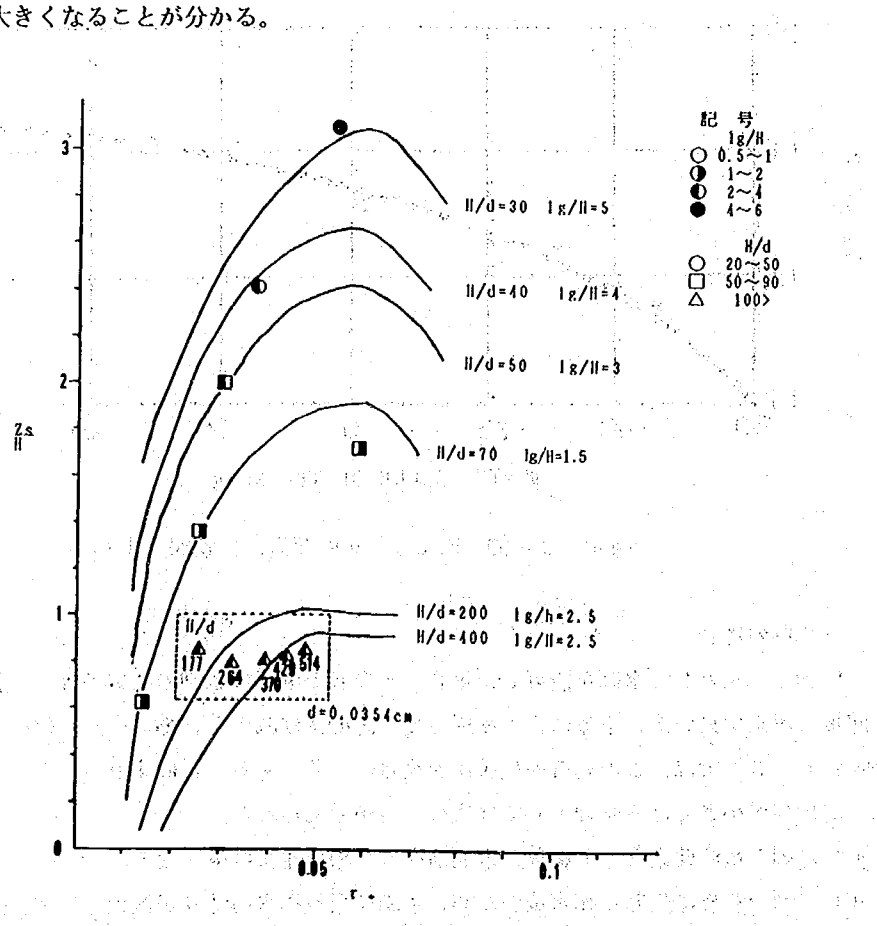


図4－3－28　Z_s/Hとτ_*，H/d，ℓ_s/Hの関係

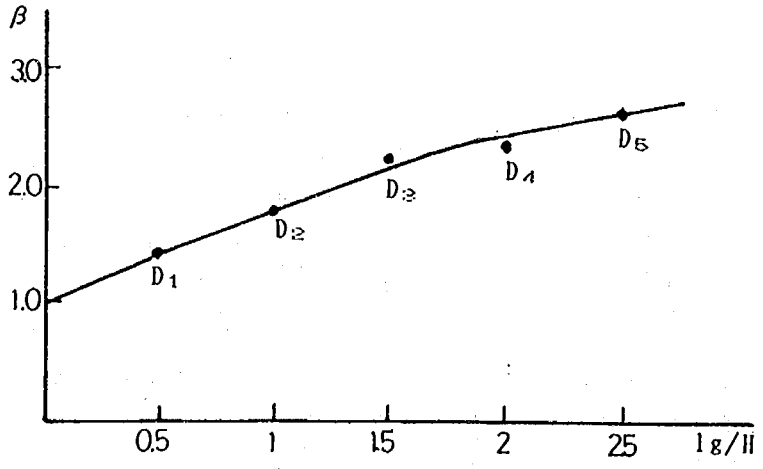


図４－３－29　水制長 ℓ_s による係数 β の変化，文献26）より

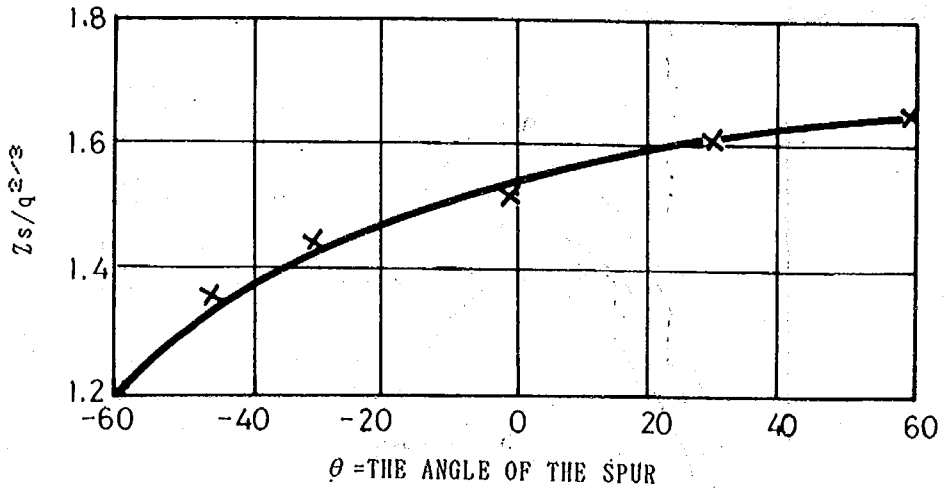


図４－３－30　$Z_s/q^{2/3}$ と θ の関係，文献24）より

② 群水制の場合

L_s/ℓ_s 一定として水制を設置した場合，その最上流部の水制の洗掘深は，単独水制の場合と同様と考えて良いが，下流に行くに従って，洗掘深は減少し，ある一定の値に落ちつくと考えられる。ここでは，この場合の洗掘深を検討の対象とすることにする。

洗掘深が小さくなる原因としては次の二つが考えられる。

i）水制が粗度要素として働き，水制前面の平均流速を減少させる。

ii）水制の背後に生じる死水域のため，水制に当る流水の部分が減少し，実質的に水制長が短くなる（ただし L_s/ℓ_s が10以下の場合）。

この影響程度については，実験的検討が無されておらず明らかになっていないが，次のようなことは言えよう。

水制背後の逆流域（水制域）及び主流線の位置の評価については，秋草等[29]が水平河床，フルード数F_rの小さい場合，等角写像の理論を応用して，評価している。これによると流水の水制に当る角度によって水制域及び主流線の位置が変わることが分かっている。従ってL_s/ℓ_sによって主流の水制に当る角度が異なるので，群水制の場合の主流線の位置はL_s/ℓ_sによって変化することになる。また移動床では水制頭部が洗掘されるので，流線の曲がりぐあいが水平床に比べて小さくなる。これらのことからL_s/ℓ_sの値によって主流線が一つ下流の水制にどの位置に当たるかは明確にしえないが，Winkleの理論より主流線は6～7°で河岸に近づくとすると，一つ下流の水制の流水に影響をあたえる流さは$\Delta\ell_s$は

$$\Delta\ell_s \fallingdotseq L_s \cdot \tan 6.5^\circ = 0.11 L_s \qquad (4-3-21)$$

となり，群水制では，実質的に水制長が短くなる。

従って（4－3－18）式において，ℓ_sの変わりに$\Delta\ell_s$を代入すれば，群水制の場合のZ_s/H，ℓ_s/Z_sの値を概略把握し得よう。但し，水制の粗度効果によって主流線の流速が遅くなるので，洗掘深は，実際にはこれより小さくなろう。

(2) Segment 2－2（中砂を河床材料に持つ河川）

① 単独水制の場合

中砂を河床材料と持つ河川は，洪水時τ_*は1～2程度，H/d＝3000～15000程度で，流れのフルード数は0.3～0.5程度となっている。

このような条件での水制回りの洗掘に関する精度の良い情報が無く，明確なことが言えないが，水制工の設計論のためには数字が必要なので，水平河床の場合の水制先端部の流速が接近流速の1.8倍であること，この流速を緩和するために河床が掘れ，洗掘部でも接近流速に近づくだろうということ，またAndruの現地河川を用いた橋脚や水制頭部の洗掘深の評価式[50]では$Z_s/H \fallingdotseq 0.8$であることより$Z_s/H \fallingdotseq 1$を水制回りの洗掘深の評価式としておく。ただし橋脚回りの洗掘深に関する実験的検討結果より類推すると，ℓ_s/Hが大きいほど洗掘深が大きくなるだろうと推定される。

θの影響は，Segment 1の場合に示したのと同程度であろう。

ℓ_s/Hの影響は資料が無いので良く分からないが，ℓ_s/Hが2以下では，水制頭部を中心とする洗掘穴が河岸にまで達するので，流水の集中度が低下して，Z_s/Hは小さくなろう。逆にℓ_s/Hが大きくなると，水制による主流への流線変化の影響範囲がℓ_sに比例するので，ℓ_s/Hが大きくなるとZ_s/Hが大きくなると考えられるが，その影響程度については良く分かっていない。

ℓ_s/Z_sは土木研究所で実施した河川移動床模型に配置された円柱回りの洗掘穴の斜面角は浮遊砂の多いupper regime河床（平坦河床）であっても，材料の安息角程度であるので，これよ

り類推すると $\ell_s \fallingdotseq 2Z_s$ 程度となると推定されるが，ℓ_s/H が大きい場合には，洗掘穴の大きさが ℓ_s に大きく影響されるので，ℓ_s は $2Z_s$ より大きくなるのではないかと思われる。

② 群水制の場合

4－3－7〔1〕(1)②の記述と同じようなこととなろう。

〔2〕 越流型及び透過型の水制

越流型及び透過型の水制の洗掘深，洗掘形状について，体系的に研究したものはない。

移動床河川模型に実際に設置される水制と形状，配置を相似として，その効果を判定したもの，実河川で設置された水制回りの洗掘の観測を行ったものがあるのみである。これは，水制の構造が多様であること，水制設置場の水理条件が多様であること，(4－3－17) 式に示すように洗掘に関係するパラメーターが多いことにより，これを体系化し，各パラメータの影響程度を評価することが難しいことに原因している。

ここでは，既往の研究成果より，洗掘深に関係あるものを引き出し，まとめておくことにする。

① 越流型の水制の場合，水制上も流水が流れるので，水制頭部への流水の集中度が減るので，洗掘深は小さくなる。この場合 h_s/H，が小さいほど Z_s/H が小さくなる。

② 上向水制の場合，水制直前面の底部の流れが，水制頭部付近を除き，河岸向きとなり，水制頭部への流水の集中が小さくなり，洗掘深が小さくなるようである。ただしこの効果はそれほど大きくない[29]。

③ 群水制の場合，上流部の水制は，水制の粗度効果によって水制群部の流速が減じるので，流体の連続条件より，水制域から主流部に向かう流れが生じること，また流速が速いことにより，上流部の水制は洗掘深が大きい[29]。$L_s/\ell_s = 2$ 程度及び $h_s/H \fallingdotseq 1/2$ 程度の水制を設置した場合は，土木研究所で行った河川移動床模型実験[48)49)]によると，上流より3本位までこの影響が強い。先頭の水制の洗掘深は，水深の5～6割に達するが，4本目以降の洗掘深は少ない。なお河川移動床模型実験に使用した水制は，実河川の水制を縮少した水制で根固めがあり，また水制頭に向かって水制高が低くなっているものである。

秋草等[29]は，水路幅1.98mの水路に0.43mmの砂を河床勾配1/500に敷き均し，水制形状を変えて実験を行い，洗掘深を測定している。表4－3－2に実験条件及び結果を示す。ここで Z_{sM}, Z_{sm} はそれぞれ，水制群の内，先頭部の最大洗掘深，水制域の流れが平衡状態になった所の平均の水制先端付近の洗掘深である。なお τ_* は流速，H/d から判断すると河床には砂漣が発生していると推定されるので，H/d＝200程度の砂漣河床の流速係数である $\varphi = 9$ として，断面平均流速 V_m を φ で除し u_* を求め，τ_* を評価したものである。なお τ_* が0.1以下である τ_* の値は実際には砂漣の発達が十分でないので評価されて τ_* より小さい可能性が高い。

図4－3－31に，この資料を用いて Z_{sM}/H 及び Z_{sm}/H と τ_*, h_s/H の関係を図示しておいた。この実験は ℓ_s/H が5以上の資料が多いので，洗掘穴が河岸に達していないと考えられ，ℓ_s/H の影響は少ないと判断される。これより h_s/H が小さいと Z_s/H が小さく，また先頭部の Z_{sM}/H は平衡部の Z_{sm}/H より大きく，その比は h_s/H が大きいほど大きいことが読みとれる。

表４－３－２　群水制の洗掘深

ケース	ℓ_s	h_s	θ°	H	ℓ_s/H	h_s/H	Z_{SH}	Z_{sm}	Z_{SH}/H	Z_{sm}/H	d_m	H/d	L_s	L_s/ℓ_s	Q_s/s	τ_*
1	50	2	0	7.5	6.6	0.27	5.0	3.77	0.67	0.50	0.043	174	40	0.8	50	0.20
2	〃	2	10	10.0	5.0	0.2	6.1	4.62	0.61	0.46	〃	232	40	0.8	50	0.11
3	〃	2	−10	10.0	5.0	0.2	5.2	4.26	0.52	0.43	〃	232	40	0.8	50	0.11
4	50	2	0	7.6	6.6	0.30	5.3	4.3	0.70	0.68	0.043	176	80	1.6	50	0.20
5	〃	2	10	12.8	3.9	0.15	4.9	3.43	0.38	0.27	〃	298	80	1.6	50	0.067
6	〃	2	−10	10.0	5.0	0.2	7.0	4.81	0.70	0.48	〃	232	80	1.6	50	0.11
7	50	2	0	7.5	6.6	0.27	6.3	5.04	0.84	0.67	0.043	174	120	2.4	50	0.20
8	〃	2	10	10.2	4.9	0.20	7.7	2.96	0.76	0.28	〃	237	120	2.4	50	0.11
9	〃	2	−10	9.9	5.1	0.20	6.5	5.18	0.66	0.52	〃	230	120	2.4	50	0.12
10	50	1	0	5.1	9.8	0.20	7.4	3.16	1.45	0.62	0.043	118	40	0.8	20	0.070
11	〃	2	0	5.8	8.6	0.34	6.0	3.63	1.04	0.62	〃	135	40	0.8	30	0.12
12	〃	2	10	8.2	6.1	0.24	6.4	4.23	0.78	0.52	〃	191	40	0.8	30	0.061
13	〃	2	0	6.4	7.8	0.31	5.5	4.81	0.86	0.75	〃	149	80	1.6	30	0.010
14	50	4	10	8.1	6.2	0.49	10.0	5.11	1.24	0.63	0.043	188	80	1.6	30	0.062
15	〃	4	10	10.2	4.9	0.39	8.3	5.97	0.81	0.58	〃	232	80	1.6	50	0.113

$\phi=9$とする　Ripple　$F_r=0.3\sim0.4$　$I_b=1/500$　B=198cm　$b_s=1$cm

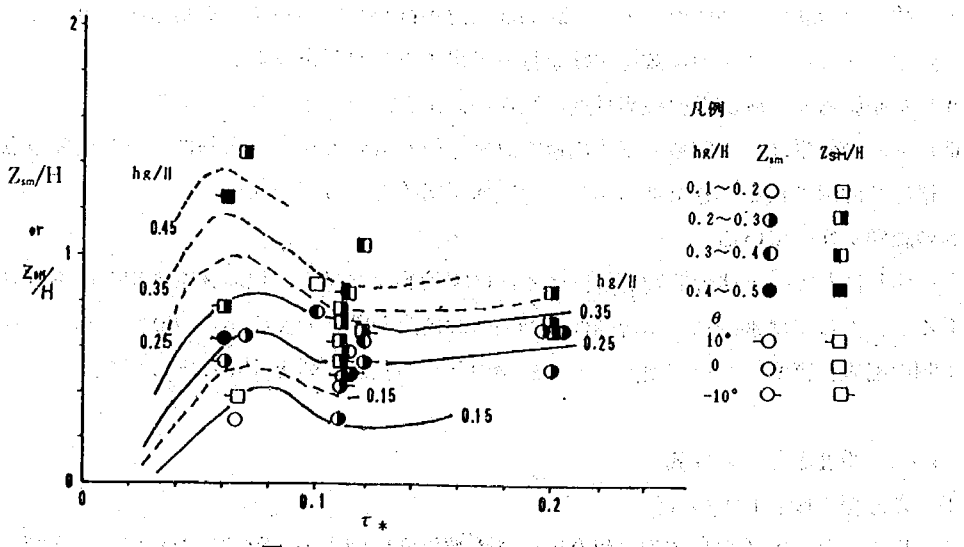


図４－３－31　群水制の洗掘深

④　水制先端の洗掘深を小さくするには，水制先端部に向かって水制高を低くする，水制先端部の透過度を大きくすることが効果がある。また群水制では先頭部の水制は低く，かつ流線に合わせて短くすることが効果的である。

⑤　水制の先端部が砂州や湾曲の影響で深くなると実質的にh_s/Hが大きくなって，流水の集中が進み，洗掘深が大きくなる。

⑥　水制先端部の洗掘は，洗掘しない場合に比べて河身側の流線を直線化させ，水制の影響範囲（流速の増大する範囲）を小さくする。

⑦　湾曲部，砂州による深掘れ部に$L_s/\ell_s \fallingdotseq 2$，$h_s/H=1/3\sim1/2$程度の水制を設置すると，洗掘

れ部の位置を水制先端より河心側へ追いやることができるが，水制設置前の洗掘部の深さは，ほとんど軽減しない。

⑧ 水制が不透過で，水制前面の斜面角が直に近い場合には，水制直前面で下向きの流れが生じ，これによって埋れることがある。この下向きの流れを防ぐには，水制前面の斜面勾配を1割以上とする。水制の直背後は死水域となるが，渦域の流速がけっこう早く，細粒物質はたまりにくい。砂河川の場合は，航空写真によって土砂の堆積状況を見ると，水制を乗り越えた河水の落ち込み流れによってか，あるいは水制上で上流からの土砂が加速浮遊され水制背後にたまらず，水制背後が土砂の堆積が悪く，むしろ埋れるようである。

4－4 水制による流速低減効果

水制による流速低減効果については，秋草等[29]が詳しく論じている。そこでは，水制群を①相当粗度として評価する方法 ②水制に働く抗力を算定して評価する方法の二つが述べられている。水制群による河岸沿いの流速低減効果は，基本的にはこの考え方に従って評価し得るが，

i）種々の形状の水制に対して，実験的な検討が行われておらず，水制形状が複雑なものは，理論中に含まれる種々の係数を実験を行って求める必要があること。

ii）水制域内と主流部との境界付近の流速の評価手法が提示されていること。

iii）水制の効果は，水制域の平均流速で評価し得るものでなく，水制群内での土砂の働きとの関連性で評価されるべきであるが，この関係が明確となっていないこと。

等の課題が残っている。

いずれにしても上述の問題を解決するには実験的な検討や，現地施工水制の事例研究が必要であるが，ここでは水制による流速低減効果の評価法を既往の文献から取りまとめ，それを用いて水制の配置，密度について検討し，水制論のための基礎情報とすることにする。

〔1〕 粗度としての評価

① さん型粗度としての評価

横工水制で不透過越流型の場合は，さん型粗度に関する実験結果を利用して水制の流速低減効果を判定し得る。

さん型粗度については，Bazan[32], Smith and Warren[33], Jonassan[34], Johnson[34] などの研究によって図4－4－1のような関係が得られている[29]。ここで h_s を水制の高さ，cを水制の間隔 L_s，bを水制の幅 ℓ_b と見なせば，水制の配置によって，水制上を流れる領域の流れの粗度が求まる。

図4－4－1及び実水制の b/h_s は2～5程度であるので，C/h_s が10～15程度の場合が，粗度として最も有効に作用することがわかる。ただし図4－4－1に示した関係は $h_s/H<0.1$ の範囲で求められたものであり，実際河川で設置される h_s/H がこれより大きい場合の関係を知る

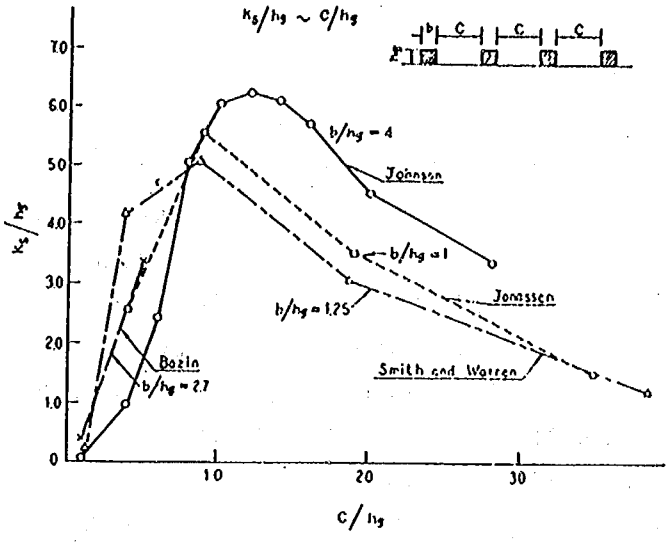


図４－４－１　k_s/h_g と C/h_g の関係，文献29）より

必要がある。これについては秋草等が実験的検討を行い[29]，h_g/H の比較的大きい場合でも河床の位置を水制高 h_g の半分の所に取れば同様な結果が得られることを示している。

C/h_g＝10～15程度に設置した場合の平衡領域（主流の影響の無い領域）の流速は相当粗度 k_s が h_g の５倍程度であるので，平均流速 V_s は

$$V_s=\left[6.0+5.75\log\left\{(H-\frac{h_g}{2})/5h_g\right\}\right]\cdot\sqrt{g(H-\frac{h_g}{2})I} \qquad (4-4-1)$$

で評価し得る。一方主流の流速は，

$$V_m=\varphi_o\cdot\sqrt{gHI} \qquad (4-4-2)$$

で評価し得る。ここで φ_o は主流部の流速係数である。φ_o の値は，粒径 d と無次元掃流力 τ_*，相対水深 H/d が分かっていれば評価し得る[2]が，日本の河川の洪水時の φ_o の値はほぼ図４－２－３の関係となるので，粒径，洪水規模を考えて，同図より概略の φ_o を決めれば良い。

今 h_g＝1.0m，C＝10～15程度の水制を設置すると k_s＝5.0m となるので，H＝5_m の場合は，水制域の流速係数 φ_s は

$$\varphi_s=6.0+5.75\log\left\{(H-\frac{h_g}{2})/5h_g\right\}$$

より5.7となる。主流の φ_o は建設省管理区間の河川では，小さくても９以上であるので，水制域の平均流速 V_s は主流の５割以下になる。河床材料を動かす有効掃流力は $(\varphi_s/\varphi_o)^2$ にほぼ比例すると考えられ，かつ，砂利河川では平均年最大流量時の平均河床材料に対する無次元掃流力 τ_{*m} が0.06～0.1程度であるので，水制前面等や水制頭のように局所的に掃流力の強い所

を除けば，平均年最大流量程度の洪水時では水制間の主モードの河床材料ほとんど動かないことになる。

中砂の河川では，平均年最大流量時の主流部のτ_{*m}は，1.2～1.7程度，小規模河床波は砂堆でφ_cは10～12程度，大出水時にはτ_{*m}＝2～3となり小規模河床波は平坦でφ_c＝20～25となる。h_g＝2.0m，C＝10～15m，H＝10mとするとφ_cは5.7となる。これより水制域の流速は主流部の1／4程度となり，80～90cm/s程度となる。この流速は河床材料の主モードを十分に動かせる流速であるが，主流部に比較すると遅く，半分以下となる。これは水制域の河床低下量を軽減させる要因となる。さらに大出水時には主流部の河床材料が浮遊するので，この浮遊砂が水制域に拡散運搬されるので，水制域内の河床低下防止にもなる。

水制域の流速が80cm/s程度となると河床材料のB集団（細砂）が主流部より拡散によって水制域運搬され，それが掃流砂的運動になる水環境にあるので，このような場合は，水制の河岸寄りの所から高水敷化が進む可能性もある。

木曽川に設置されているような長大水制のようにL_g＝200m，h_g＝2.0m程度の場合はL_g/h_gが100のオーグーとなり，水制をさん型粗度と考えるより，水制に作用する抗力の考え方を使って水制の効用を判定する必要がある。

今図4－4－2に示すような水制が設置されているとするとb_gがL_gに比較して無視し得るので，力のつり合いより

$$\frac{\rho_w}{2} C_d h_g V_m^2 + \rho_w \frac{1}{\varphi^2} V_m^2 L_g \fallingdotseq \rho_w g I H L_g \qquad (4-4-3)$$

となる。これより，

$$V_m = \sqrt{\frac{gHIL_g}{\frac{1}{2}C_d h_g + \frac{L_g}{\varphi^2}}} \qquad (4-4-4)$$

となる。

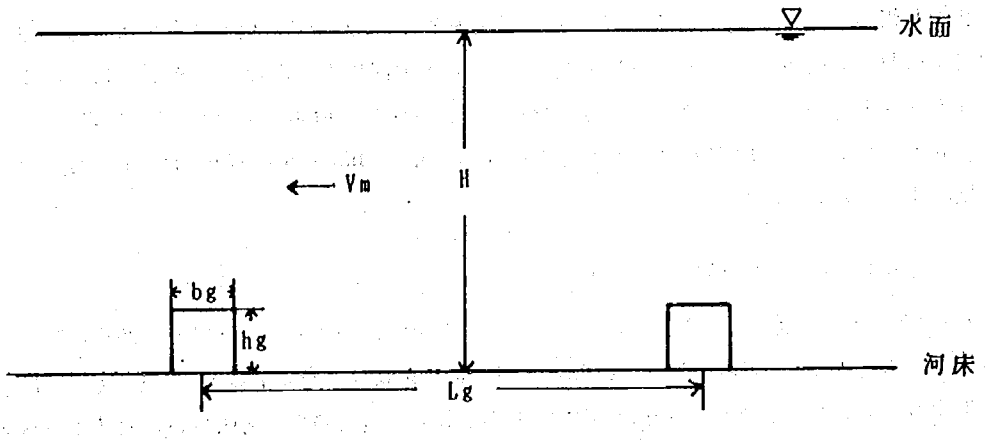


図4－4－2　記号の定義

L_s=200m，h_s=2.0m，I=1/5000，H=7m，φ=12とし，C_dを長方形の板の抗力係数に近いとし，1.6とすると（4－4－3）式の1項と2項の比は1：0.8となり，水制に働く抗力と河床に働く力はほぼ同程度となる。有効掃流力という考え方に立てば，水制の無い場合に比較して約半分の掃流力となる。水制領域の流速を（4－4－4）式より求めると約1m/sであり，主流部の流速V_0はu_*^2は137 cm^2/s^2であるので，中砂の河川では，小規模河床波は，砂堆あるいは，平坦河床の状態となり，砂堆すれば，1.4m/s程度，平坦河床とすれば3.0m/s程度となる。

砂堆河床では，河床材料の主モード（A集団，中砂）は掃流形式で動いており，砂堆の波高も水深の3～4割あり，水制を乗り越えてしまうこと，また，L_s/h_sが100程度となると水制間の流速を（4－4－4）式で示したような平均流速で評価することが妥当でなく，水制間はより速い流速となっていると考えられるので，水制によって河岸沿いの洗掘を軽減することはあまり期待できないと思われる。

なお実際河川に設置されるケレップ水制タイプのものは形状が台形状であり，C_Dの値は0.3～0.8程度であると推定され，水制による流速軽減効果はより少なくなる。

② 円柱型粗度

杭水制の流速低減効果については，秋草等が詳細な検討を行っている[29]。

杭出し水制の粗度については，円柱に作用する抗力の考え方を使って説明される。等流の場合の力のつり合いを考えると，

$$\Sigma D+\Sigma\tau=\rho gIW \qquad (4-4-5)$$

ここに，第1項は1～2断面間の杭の抗力の総和

第2項は壁面の摩擦力の総和である。

W：1～2断面間の水の体積

杭の抗力係数をC_Dとすれば

$$\Sigma D=(\rho/2)\cdot C_D\cdot N\cdot d\cdot V_m^2\ h_q>H \qquad (4-4-6)$$

$$\Sigma D=(\rho/2)\cdot C_D\cdot N\cdot d\cdot h_q\cdot V_m^2\ H>h_q \qquad (4-4-7)$$

ここに，V_m ：平均流速

N ：横断方向の杭の個数

d ：円柱の径

h_q ：円柱の高さ

H ：水　深

である。

これを解くことにより，流速を得ることができる。この場合実験結果によれば，杭の中心間隔から5倍以上であれば，杭の抗力係数C_Dは円柱一本の場合と一致するとしている。

上式によって円柱杭によって，どの程度の流速低減効果をもたらされるのか検討してみる。

杭が水面上に出ている場合は，（4－4－7）式より

$$\frac{\rho}{2}C_D N D H V_m^2 + \rho\frac{1}{\varphi_s^2}V_m^2 B\ell = \rho g I \times BH\ell\left(1-\frac{\pi N d^2}{4B\ell}\right) \qquad (4-4-8)$$

となる。ここで記号の意味は図4－4－3に示す。（4－4－8）式より

$$V_m = \sqrt{\frac{g I BH\ell\left(1-\frac{\pi N d^2}{4B\ell}\right)}{\frac{1}{2}C_D N D h g + \frac{1}{\varphi^2}B\ell}} \qquad (4-4-9)$$

となる。

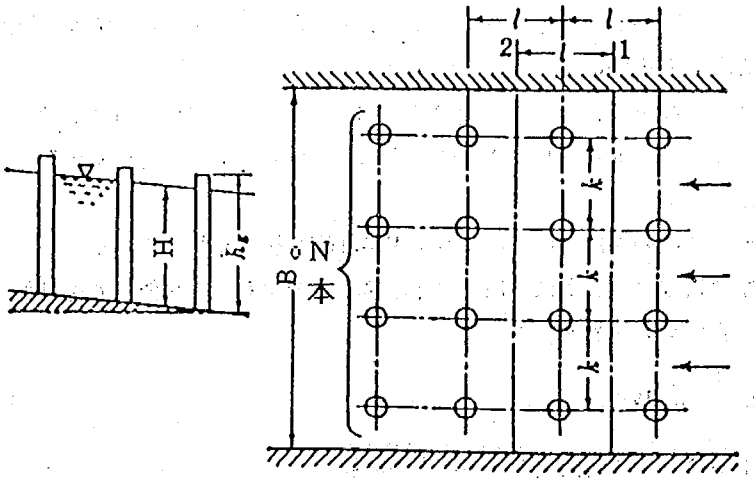


図4－4－3　円柱型粗度（記号図），文献29）より

今ℓ＝40m，B＝20m，C_D＝1.2，D＝0.15mの杭水制を考え，またφ＝11（砂堆相当），I＝1/5000の中砂の河川を考えると，

$$V_m \fallingdotseq \sqrt{\frac{1.57H}{0.09NH+6.6}} \qquad (4-4-10)$$

となる。図4－4－4にはH＝5mと7mの場合のV_mと水制の本数の関係を実線で示した。一般に0.15mの木杭で水制を作る場合は，1mの間隔で2列ありいは3列に横工水制を作るので，標準としてはN＝40，60本となる。この時のV_mは50～60cm/s程度となる。

同様な水制を勾配1/2000の所に設置すると（4－4－8）式より

$$V_m \fallingdotseq \sqrt{\frac{3.92H}{0.09NH+8}} \qquad (4-4-11)$$

となる。ここでφ＝10とした。水深4mとすると主流部の流速は1.4m/s，水制部はN＝40～60本でV_m＝50～80cm/sとなる。

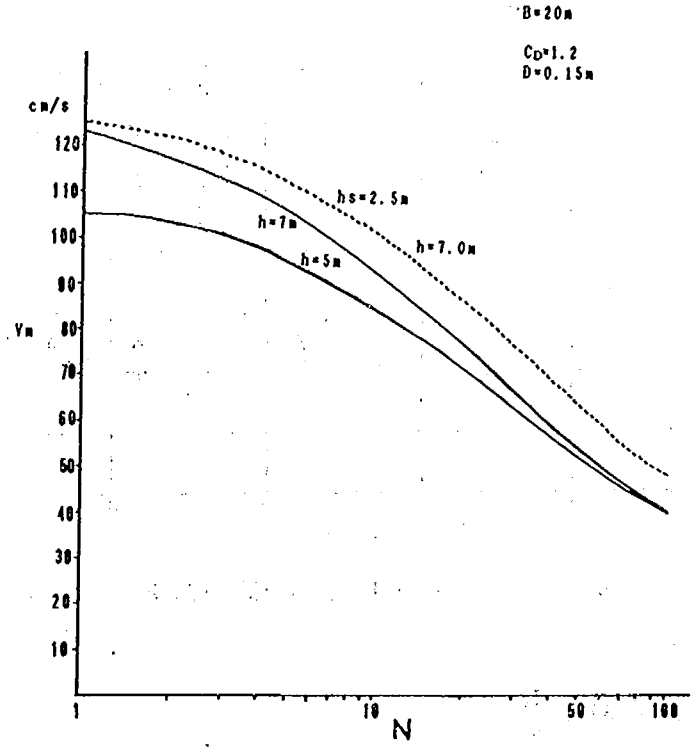


図4－4－4　V_mと水制本数の関係

以上より砂河川ではB＝20m，ℓ＝40mに木杭による水制で2列あるいは3列で1m間隔に横工杭水制を設置すると主流の流速の約半分に流速を低減することができる。

但し，杭水制の頂部の高さは，一般には，平水位上1～2m程度以下におさえられるのが普通であるので，杭頂が洪水時に水面以上となることはなく，水制上を流水が流れることになる。この場合の水制域の流速は

$$V_m=\sqrt{\frac{gIBH\ell\left(1-\frac{\pi Nd^2}{4B\ell}\cdot\frac{hg}{H}\right)}{\frac{1}{2}C_DNDH+\frac{1}{\varphi^2}B\ell}} \qquad (4-4-12)$$

となる。C_Dの値は秋草等[29]によって図4－4－5のごとく求められている。なおC_Dは水制の高さまでの平均流速を用いて求められている。今B＝200m，ℓ＝40m，d＝0.15m，I＝1/5000，H＝7.0mの場合には（4－4－12）式及び図4－3－5よりC_D＝2.2であるので

$$V_m\fallingdotseq\sqrt{\frac{10.98}{0.41N+6.6}} \qquad (4-4-13)$$

となる。NとV_mの関係を図4－4－4に点線で示した。これよりV_mは水制が水面より出た場合より大きくなる。水制高h_s以下の平均流速は秋草等[29]に従って水制域の流速分布が対数分布則に従っているとし，

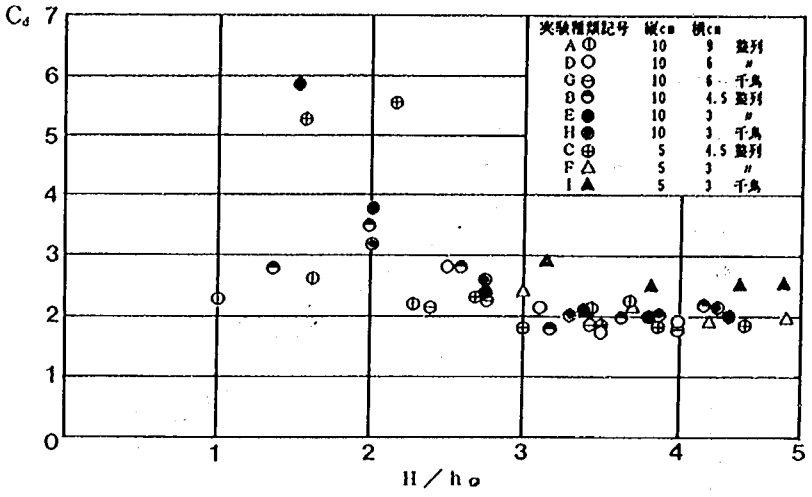


図４－４－５　C_d と H/h_s の関係，文献29）より

$$V_m/u_* = 6.0 + 5.75 \log \frac{H}{k_s} \qquad (4-4-14)$$

より，k_s を求めると N＝30本の場合は 5.74m となるので，水制高以下の平均流速 V_{mb} は

$$V_{mb} = 0.117 \times \left[6.0 + 5.75 \log\left(\frac{2.5}{5.74}\right) \right] \text{(m/s)}$$

より，V_{mb}＝0.46m/s となる。底面近くの流速は，水面まででた水制より遅くなる。これは，C_D が2.2と大きいためである。C_D が大きくなるのは，杭の上方にも渦が生じるためと解釈されている。

以上のことを総合すると杭水制の高さは，それほど高くする必要は無く，平均年最大流量時の水深の１／２程度の h_s としておけば良いと判断される。

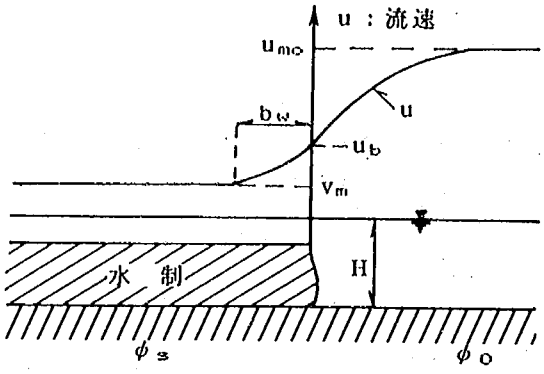
③　流速低減に必要な水制群域の幅

水制域の内，主流と接する側は，主流の影響によって流速が大きくなる。流速低減効果によって護岸近くの河床低下を防止する根固め水制の設計に当っては，河岸近くの流速が期待される平均流速以下になるように水制群の幅及び水制工の配置を決める必要がある。

今主流の影響の無い所の水制群内の平均流速を V_m とし，河岸近くの流速として期待される流速を U_w とする。$(U_w - V_m)/V_m = \alpha$ とし，α が1.1，1.2，1.3となるのに必要な水制群域の幅 b_w を福岡，藤岡[38]の研究成果を利用して評価してみる。b_w は次式によって評価される。

$$b_w = \frac{-\ell n\left(\dfrac{\alpha V_w}{U_b - V_w}\right)}{\sqrt{\dfrac{F_w U_{w0}}{H\varepsilon}}} \qquad (4-4-15)$$

ここで



u_{mo}：主流の流速（干渉領域外）
v_m　：水制内の流速（干渉両域外）
u_b　：境界での流速
ϕ_o　：水制内の流速係数
ϕ_s　：主流の流速係数
H　　：水深
b_w　：流速が十分小さくなるのに必要な距離

図４－４－６　記号の定義

$$u_b=\frac{V_m\sqrt{F_wV_m}+u_{mo}\sqrt{F_mu_{mo}}}{\sqrt{F_mu_{mo}}+\sqrt{F_wV_m}} \qquad (4-4-16)$$

$$\left.\begin{aligned}
&\varepsilon=(f')^2(u_{mo}-V_m)^2\cdot\left(\frac{1}{\sqrt{F_m\cdot u_{mo}}}+\frac{1}{\sqrt{F_w\cdot V_m}}\right)^2\cdot h\\
&u_{mo}=\varphi_o\sqrt{gHI}\\
&V_m=\varphi_s\cdot\sqrt{gHI}\\
&F_m=2/\varphi_o^2\\
&F_w=2/\varphi_s^2
\end{aligned}\right\} \qquad (4-4-17)$$

である。f'は境界混合係数で，水制域の幅が広い場合には，f'は0.04として良い。

今砂河川を想定してb_wを評価してみる。条件としてはI=1/5000，H=7m，φ_s=7，φ_oとしては砂堆河床に対応する11と平坦河床に対応する25の場合を考える。

φ_o=11 の場合は（４－４－15），（４－４－16）式より

$$u_b=1.02\text{m/s}$$

$$b_w=-0.42-\frac{1}{1.29}\ell n\,\alpha$$

となり，α=0.1に対してb_w=1.36m

φ_o=25 の場合は

$$u_b=1.98\text{m/s}$$

$$b_w = 0.34 - \frac{1}{0.61} \ell n \alpha$$

となり，$\alpha = 0.1$に対して $b_w = 4.1$m となる。

b_wの値は，それほど大きなものでなく，通常の水制群の配置，長さにおいては，護岸付近の流速は，ほぼ主流の影響を受けない流速となっていると考えて良い。

4－5　土砂の堆積条件

水制域内に土砂が堆積し，河床が上昇するかは，図4－5－1に示す4つの面からの土砂の出入によって決まる。この場合水制域に堆積する材料によって土砂の輸送型式が異なるので，土砂の粒径集団毎にその土砂の堆積・侵食量を評価する必要がある。

まず，水制の高さが高水敷高より低く，低水路の水深の半分以下である越流型の根固め水制について検討する。

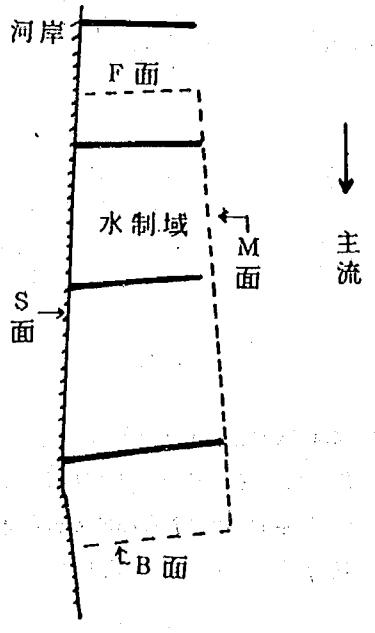


図4－5－1　水制域検査面

〔1〕 扇状地河川（segment 1の場合）

扇状地河川の場合，平均年最大流量時のA集団の平均粒径に対する無次元掃流力は0.05～0.1程度であり，適切に根固め水制を配置すると水制先端や水制前後を除けば，水制域内のA集団はほとんど動かない。主流部から水制域内に土砂を運搬する場合としては，砂州が移動し，その前縁が河岸に近づき，水制をおおいかぶさるように堆積する場合が考えられるが，水制が機能する

べき砂州の淵が水制前面に有る場合には，A集団の土砂が水制域に運搬されることは無い。あるとしたら水制先端部が局所洗掘を起し，その土砂の一部が水制域に堆積するものであるが，水制域全体に堆積を起こすものでは無い。従って根固め水制そのものには，水制域にA集団の土砂をトラップする効果はほとんど無いと言える（但し砂州によって生じる深掘れを水制先端線に遠ざける効果はある。）。

B集団の中砂は，洪水終期に一時的には，水制域に堆積することもあるが，次の出水で動かされてしまうので，B集団の継続的堆積は生じない。

以上扇状地河川の根固め水制に，土砂の堆積を期待すべきでないと判断する。

〔2〕 砂利を河床材料に持つsegment 2の河川

砂利を河床材料を持つ自然堤防帯を流下する河川は，扇状地河川に比較して低水路の水深が深く，河岸は，下部は河床材料と同様なものからなるが，中層，上層は，ポイントバー堆積物である中，細砂や氾らん原堆積物である細砂まじりのシルトから成る。

平均年最大流量時の河床材料のA集団に対応する無次元掃流力は，扇状地河川と同様であり，根固め水制域の土砂の移動堆積形態は基本的には扇状地河川と同様であるが，河床材料の平均粒径が1～5cm程度で，扇状地河川と比較して，洪水時のu_*^2が小さいので，流速が小さい小砂利の河川や水裏部の場合には，B集団である中砂が堆積する場合もあると考えられる。

堆積するかどうかは事例研究によって判定基準を見つけるのが良いが，日本の多くの河川が，河床低下によって水位が低下し，水制が浮き上がってしまったので，検討に耐える事例が少なく，十分な実証的な検討ができない。ここでは少ない事例であるが，堆積状況を示しておく。

信濃川水梨地区は，河口から約21kmの地点で，河床勾配1/650，河床材料の平均粒径3cm，低水路幅約350mの地点である。本地点は図4－5－2に示す平面図に示すように昭和46年時点では水衝部であったが，同図に示す計画低水路線に沿うように河道整正が実施され，同図に示す導

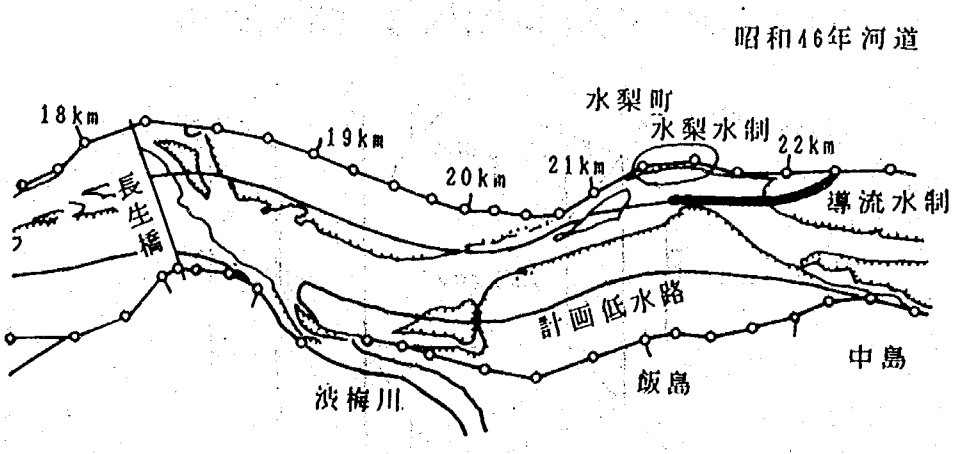


図4－5－2　長岡地区低水路平面図

流水制が設置され，高水敷化が企られており，現在では水衝部で無くなっている。ここには間隔L_s約50m，長さℓ_s15～22mの六脚ブロックを用いた横工水制が設置されている。

水制間の土砂の堆積は写真４－５－１に示すようにほとんど見られない。写真に示すごとく，水制頂の高さは，平水時の水位と比較して高く無い。すなわち水制高の低い根固め水制では，ℓ_s/L_sが２～３程度の場合，そこが水衝部であると土砂の堆積は期待できない。

写真４－５－２は天竜川右岸9.8km，付近の水衝部（I_b＝1/650，d_m＝1.5cm）に1980年頃に設置された５tonブロック三層積みの水制及び土砂の堆積状況である。水制の高さh_sは3.9mであるが，平水水位上は大人の背丈ほどであり，長さℓ_sは20m，水制間隔L_sは46mである。水制間には顕著な土砂の堆積は見られないが，水制背後の死水域の部分は水面上長さ5mほどの中砂の堆積が見られる。信濃川水梨地区の水制に較べて水制高が高く，また洪水時の河床に働く掃流力も弱いので，中砂が水制背後に堆積し得る水環境にあるのであろう。

以上２例に見るように砂利を河床材料に持つsegment 2の河川で水衝部に根固め水制を設置した場合のＢ集団の中砂の堆積はあまり期待できないと判断される。

根固め水制に，水制間に土砂を堆積させる機能を期待するべきで無く，河床を維持するものとして評価すべきである。



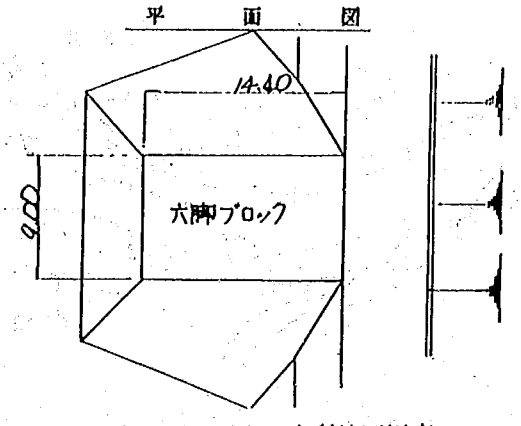


写真４－５－１　水梨地区写真

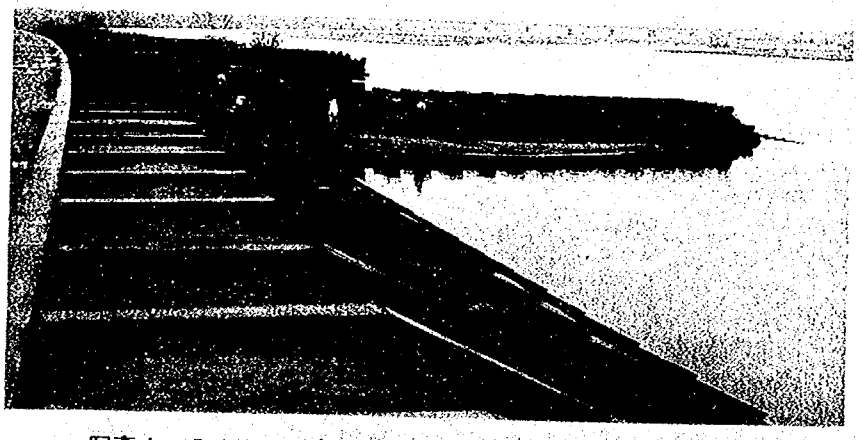


写真４－５－２　天竜川右岸 9.8km の水制と土砂の堆積状況

〔３〕 中砂を河床材料に持つ segment 2 の河川

中砂を河床材料を持つ河川の平均年最大流量時の低水路部の u_*^2 は 100～150cm²/s² 程度で，大出水時には河床は平坦河床となり河床のＡ集団である中砂は浮遊する。

この浮遊した中砂は，水制が適切に配置され，水制域の流速が遅ければ主流部の方が浮遊砂濃度が濃いので拡散によって水制域の方に輸送される。この輸送量が，他の要因によって水制域から出ていくＡ集団の量より多ければＡ集団は水制域に堆積していくことになる。

粗砂の場合には洪水時に平坦河床になる頻度が少ないので，Ａ集団の拡散による水制域への輸送はあまり期待できない。

河床低下によって水位の下がらない河口付近に設置された水制，及び堰上流部に設置された水制の事例，木曽川 12～20km (I_b=1/3400, d_m=0.5mm)，阿賀野川 2～5km (I_b=1/6000, d_m=0.6mm)，信濃川大河津可動堰上流約 2km 区間 (I_b=1/4000, d_m=0.6mm)，利根川大堰上流右岸 (I_b=1/2400, d_m=0.4mm) の水制は，写真４－５－３に示す木曽川 14～15km のように，水制群の中が多少浅くなっているが，堆積が進み高水敷化が生じるまでにいたっていない。なお縦工の杭水制は粗度効果が横工より大きく，流速がより低減するため写真４－５－４に示すように中砂の堆積が見られる。木曽川 20～26km に設置された水制は，河床低下に伴なう水面低下によって水制上の流れの強さが弱くなったこともあって最近水制間の州上に写真４－５－５に示すごとく植生が侵入し高水敷化しつつある。

現在水制間に土砂が堆積し，そこが高水敷化している河川は多いが，それは水制自身が堆積作用を進めた結果によるものでなく，河道掘削等に伴なう水位低下に伴なって水制間の河床が相対

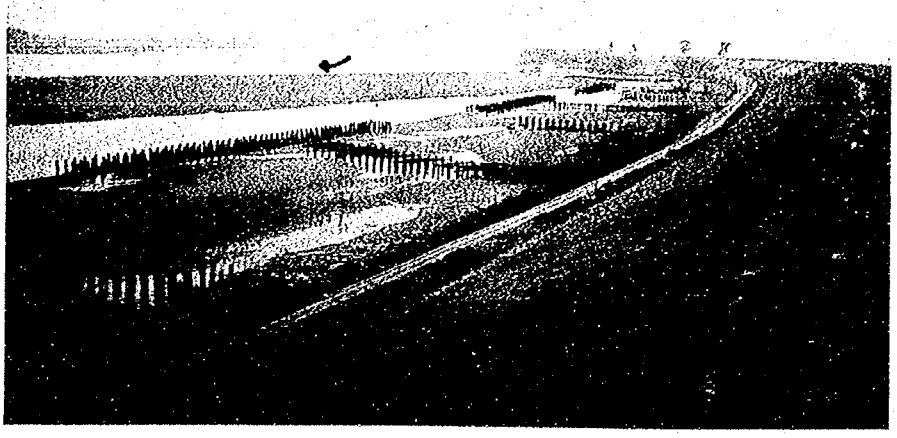


写真４－５－３　木曽川 14～15km の水制

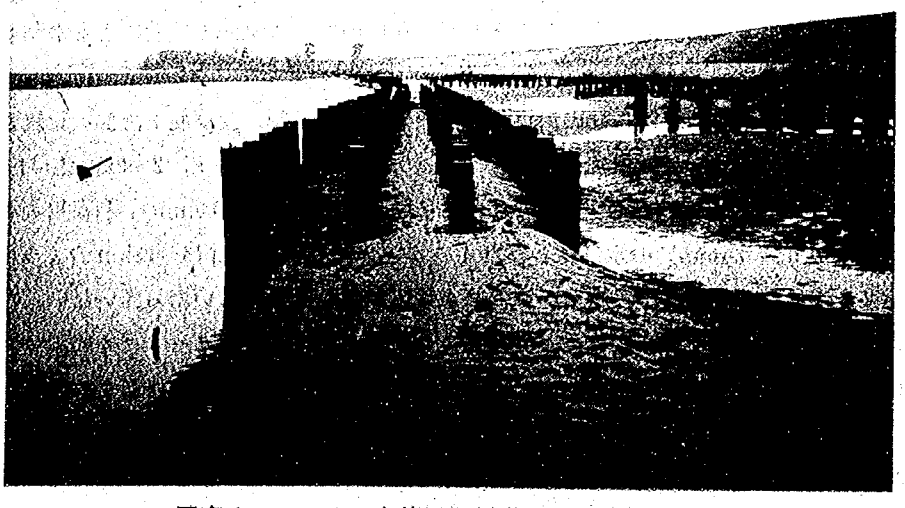


写真４－５－４　木曽川水制縦工部の土砂堆積



写真４－５－５　木曽川20～26kmの水制

的に高くなり，水制域と水路部との流速差がより大きくなり，また水制域の流速が低下し浮遊砂が堆積しやすくなって，平水時には水面上に露出し，そこに植生が侵入し，浮遊砂をトラップし，高水敷化が進んだものである。事実河床低下がまだ顕著に進んでいない1960年代に撮影された航空写真によって水制間の土砂堆積状況を見ると，水制間は河川流路部較べて相対的に河床高が高いことが読み取れるが，そこに植生が侵入しているという状態とはなっていない。

以上より中砂の河川においても，水制高の低い根固め水制で，水制設置後水面高が低下しないなら多少土砂の堆積がみられるが，それが成長して高水敷化することにならないと判断される。

〔４〕 細砂を河床材料に持つ segment ３の河川

細砂を河床材料に持つsegment ３の河川は低水路の水深は大きいが，平水時の水位が海水面高にコントロールされ，かつ高水敷の河川縦断方向の勾配が非常に緩なので，平水時の水面と河岸肩との標高差があまりない。従ってこの区間に水制を設置すると，水制の頂部が河岸肩に近いものとなり，洪水時の H/h_0 が segment ２に比して大きなものとなり１に近い。

このsegmentは河岸侵食があまり生じないので水制を設置した事例が少ないので，水制によって土砂が堆積するかどうかは明確でない。透過水制あるいは低い越流型の水制は，確かに流速は遅くなるが，乱れが大きくなり u_* が小さくならないので，それほど土砂の堆積は生じないと思われる。利根川下流部30～40km間の水衝部に設置された水制を見ると，そこに土砂が堆積し，高水敷化されたという状態になっていない。水制の効果は水制間の河床低下をおさえるものと位置付けるべきであろう。

〔5〕 水制間の河床の高水敷化条件

水制域の河床高が，高水敷化する原因には次の二つがある。一つは水制群による土砂のトラップによって河床が上昇し，平水位に水面上に出て，その高さがある程度高くなり，植生が侵入し浮遊砂がたまりやすくなり，高水敷化するものである。このためには，裸地であった所が翌年の春になって前年に運ばれた草本類の種が発芽し，それが生長し，出水によってその草本類が流出しない条件が必要である。

二つは，水制群内の河床高が水制群の作用によって上昇しないにもかかわらず，主流の河床高が主流部の河床掘削，上流からの流入土砂の減少等によって河床低下を起し，主流部の水位が低下し，水制部の河床高が主流部の河床高に比し，相対的に高くなり，水制域の河床が洪水にさらされる頻度が減少し，草木類が進入し，高水敷化が進むものである。

この高水敷化の過程で，主流部で浮遊している物質が高水敷上に分級堆積される。一般に河畔近くには粗粒なものが堆積し河畔堆積物になり，河岸から離れた所はシルト粘土を含む堆積物がたまる。この結果図4－5－3に示す利根川115km地点の堆積微地模式図のように，自然堤防状の微高地が形成される。

このような高水敷化の条件をさぐってみる。河畔に土砂が堆積しそれが成長を続ける条件としては，次の三つの条件が必要であると考えられる。

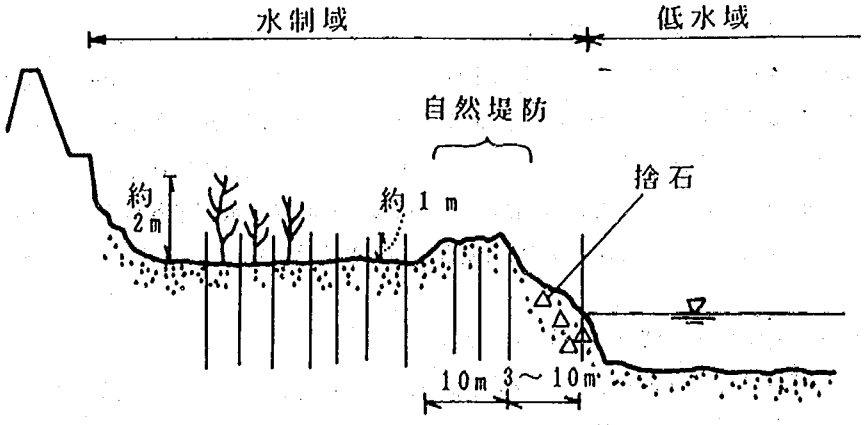


図4－5－3　利根川115km付近の微地形

① 低水路から高水敷への土砂の移流条件

Segment 2を流れる河川で顕著な河畔堆積物（細砂からなることが多いが，まれに中砂からなる場合もある。）が堆積する所は，低水路からあふれる洪水条件の時に，低水路から高水敷に乗り上げる所で顕著なことが江戸川[39]，涸沼川[40]，阿賀野川[11]の河畔堆積物調査より明らかにされている。逆に高水敷から低水路に洪水水がもどる所では堆積は生じない。

低水路から高水敷に乗り上げる流れがなくても，低水路部の流水と混合拡散し，この拡散に

よって低水路部の砂が高水敷に運ばれ堆積することもあるが堆積量は大きくない。

② 堆積物の供給条件[40]

図4－5－4は，涸沼川27.9～28.5km区間の（I_b=1/1000，d_{60}=2～3mmの小礫，低水路幅約25m，堤間隔100m，低水路深さ約3.5m）の1988年7月洪水時のピーク流量時のまさつ速度をもとに，浮遊砂の濃度分布を粒径毎にRouseの分布形をもとに示したものである。なお図中には濃度基準高さaを0.05hとした場合の高水敷の高さが示し合わせて示されている。この洪水時の高水敷上の水深は1m弱程度の比較的小規模な洪水であった。

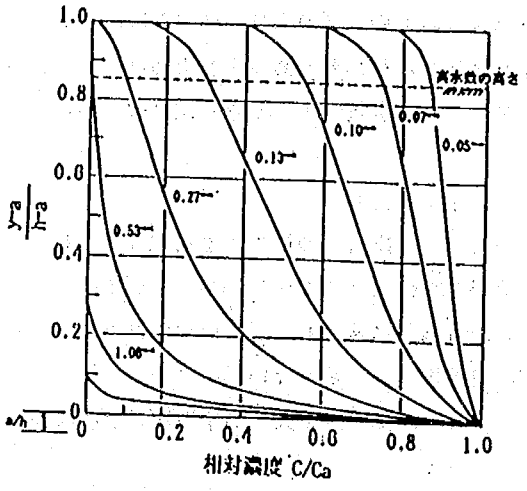


図4－5－4　低水路内の浮遊砂濃度分布

これによれば，ある程度の量の浮遊砂が高水敷の高さまで舞上がれる粒径はおよそ0.3mmよりも小さな粒径であることがわかる。一方河畔堆積物調査の結果，河岸近傍における堆積物の粒径はおよそ0.25mm程度であった。このことは高水敷へ供給される浮遊砂の粒径はRouse分布を用いれば概ね知ることができることを表わしている。低水路の摩擦速度u_*とこの0.25～0.3mmの砂の浮遊砂の沈降速度w_oの比はおおむねu_*/w_o=2.5～3となることから，低水路から高水敷への供給される最大の粒径は低水路部のu_*/w_o=2.5～3となるような粒径であり，これ以上の粒径のものは高水敷に土砂を供給できない。

③ 高水敷への沈降条件[40]

河畔堆積物は浮遊砂が堆積して形成されたものであるので，沈降条件は浮遊砂の挙動に密接な関係のある無次元量である摩擦速度と堆積物の沈降速度の比u_*/w_oの値により評価できるものと考えられる。

浮遊した土砂はu_*/w_oが1程度となると土砂の移動形式が掃流型式に変わるので急速に堆積を始めると考えられる。事実涸沼川での河畔堆積物の見られた所は高水敷上のu_*/w_oが1以下の所であった。

④　侵食条件

高水敷にある洪水時に堆積があっても，次の洪水流量が大きく，そこの流速が大きくなると，堆積したものが侵食し，高水敷化が生じないことがある。すなわち堆積物が，次の大洪水までに植生等で保護され，その植生が洪水で破壊されないことが必要である。植生のある高水敷は流速1.5～2m程度まで侵食されないようである。なお裸地の場合は，細砂・中砂は流速30～40cm/sで移動してしまうので植生の生える条件にないと高水敷化は難しい。

以上高水敷化の生じる条件について述べた。この条件に合うためには，水制間の河床高が，自然堤防帯では平均年最大流量時の平均水深の半分程度以上になることが，扇状地河川では，平均年最大流量時の水位程度となることが必要であるようである。但し，扇状地河川では大出水時に高水敷が荒らされることが多く，高水敷の生長の永続化は起りがたい。

〔6〕　植生が土砂の分級に果たす役割

日本のデルタ河川においては，河岸近くの植生の優占種は“よし”であり，デルタの風景の特徴となっている。また自然堤防帯にも多くの植生が生えている。

これによって高水敷上の流れは，減速され，よし原の中はシルト・粘土が堆積し，水際近く，あるいは，植生群の周囲にしか細砂は堆積しない。

以上のことを秋草等[29]の水制群による流速低減効果の検討手法にならって水理的にもう少し検討する。

今よしの茎の直径Dとし，よしが水面上に出ており直立しているとし，流れがよし原で等流とすると，幅B，長さLの断面間に働く外力は釣り合っているので，

$$\Sigma F_D + \Sigma \tau = \rho \cdot g \cdot Ie \cdot B \cdot L \cdot h \qquad (4-5-1)$$

となる。ここで左辺第1項は1～2断面間にある抗の抗力の総和，2項は底面に働く掃流力である。あしの抗力係数をC_D，B·L内のあしの本数をNとし，また左辺第2項を第1項に比較すれば小さいので無視すると

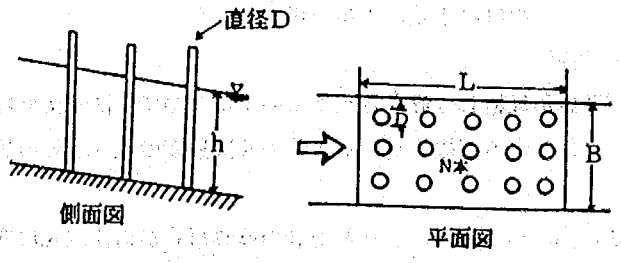


図4－5－5　あし原のモデル

$$\Sigma F_D=\frac{\rho}{2}C_D\cdot N\cdot D\cdot h\cdot V^2 \qquad (4-5-2)$$

であるので（4－5－1），（4－5－2）式より

$$V=\sqrt{\frac{2g}{C_D}}\cdot\sqrt{\frac{BL}{DN}}\cdot\sqrt{Ie} \qquad (4-5-3)$$

となる。

C_Dとして円柱の抗力係数を取り1.2とし，よしの茎の直径D＝1cm，茎の間隔を格子で10cmと5cmとし，勾配Ie＝1/5,000の流れとすると，流速Vはそれぞれ，5.7cm/s，2.8cm/sとなる。

この流速は，シルト・粘土が堆積する条件の中にある。細砂はもう少し流速の速い所に堆積してしまうので，よし原の中はシルト粘土が堆積することになろう。

なお抗力係数はよしの径に対するレイノルズ数$Re=\frac{V_m\cdot D}{\nu}$が1000以下であるので粘性の影響を受け実際には，C_Dの値1.2より大きく，流速はより小さくなる。

勾配1/1000の自然堤防帯においても，あしと同様な植生密度であれば，植生中の流速はそれぞれ13cm/s，6.3cm/sとなり，細砂，シルトが堆積する条件にある。

4－6　捨石・コンクリートブロックの移動限界流速

水制に使用される玉石，割石，コンクリート異型ブロックは，水制の機能を保持し得るように，その位置，形状が大きく変わってはならない。すなわち，これらの水制を構成する材料は，流水に対して移動しないだけの重さ，大きさ，形状である必要がある。ここでは，これらの構成材料の移動限界流速を評価する。

〔1〕　玉石，割石の場合

粒径d_{50}である玉石，割石の移動限界流速は，河床がほぼ平坦で，均一に敷きならされていれば，良く知られたShield[41]，岩垣等[42]による移動限界無次元掃流力τ_{*c}の値を用いて評価しえる。すなわち玉石，割石の存在する所の掃流力が限界掃流力より小さくなる条件

$$\tau_*=\frac{u_*^2}{sgd_{50}}=\frac{V^2}{\varphi^2 sgd_{50}}<\tau_{*c} \qquad (4-6-1)$$

より　$d_{50}>\frac{1}{\tau_{*c}sg\varphi^2}\cdot V^2$ 　　(4－6－2)

となる。

河岸斜面角αの上に玉石，材料がある場合には，Lane[43]によって示された斜面の移動限界掃流力

$$\tau_{*c\alpha}=\tau_{*c}\left(1-\frac{\sin^2\alpha}{\sin^2\theta}\right)^{1/2} \qquad (4-6-3)$$

を（4－6－2）に代入して d_{50} を評価する必要がある。ここで θ は材料の静止まさつ角である。

水制に割石を用いて護工として使用する場合には，水制部分の形状が水平床で無いこと，水制の前方は流れが加速域であること，安全性等を考えて（4－6－2）式の限界値より大きい石を使用する必要がある。

これについては，Isbash によって実験的に検討された安定条件をより体系化した The V.S.Army Corps of Engineer の評価式[15]が参考になる。この式は，

$$d_{50} > \frac{1}{C^2 2gs} V^2 \qquad (4-6-4)$$

の形となっており，Cの値は low turbulence level flow で1.20，high turbulence level flow で0.86としている。low turbulence flow とは河川の締め切りのような場合，high turbulence flow はせき下流の護床工のように激しい乱れのある流れの場合である。

C＝1.20の場合には，（4－6－2）式で $\tau_{*c}=0.06$ とすると $\varphi=7$，$\tau_{*c}=0.03$ とすると $\varphi=10$ と評価したことになる。ほぼ妥当な値であろう。s＝1.65とすると

$$d_{50} > (1/46.6)V^2 \qquad (4-6-5)$$

となる。ここで単位は m-sec 系である。

c＝0.86の場合は，（4－6－2）式で $\tau_{*c}=0.06$ とすると $\varphi=5$，$\tau_{*c}=0.03$ とすると $\varphi=7$ と評価したことになる。s＝1.65とすると

$$d_{50} > (1/23.9)V^2 \qquad (4-6-6)$$

である。

Vの値は，航路維持の水制のように水制間の長さ L_s が長い場合，群水制の先頭部の水制に対しては，水制の影響の無い所での流速 V_o を求め，水制上の流速Vを

$$V \fallingdotseq V_o \times H/(H-h_s) \qquad (4-6-7)$$

として求めれば良いと思われる。ここでHは水深，h_s は水制高である。V_o は $V_o=\varphi_o\sqrt{gHIe}$ で評価すれば良い。平衡領域の水制の場合は，群としての相当粗度 k_s を図4－4－1によって評価し，（4－4－1）式より V_s を求め，水制上の流速Vは

$$V \fallingdotseq V_s \cdot (H-h_s/2) \,/\, (H-h_s) \qquad (4-6-8)$$

よりVを求めれば良い。ここで $u_*=\sqrt{gHIe}$ である。

図4－6－1の実線は（4－6－5），（4－6－6）式を図示したものであり，破線は（4－6－2）式において $\tau_{*c}=0.05$ とし，$\varphi=10$，$\varphi=15$ の場合を示したものである。

中砂の河川ではVが大出水時3～4 m/s 程度となるので，d_{50} が30～40cm の石が必要となる。

利根川上流工事々務所では沈床に用いられる割栗石は10～40kg が用いられていた。これは粒

径15～31cmに相当する。柴格の間隔が1m×1mであり，この柴格が割栗石の移動を妨げていることを考えると，この大きさは，利根川砂河川部で生じる最大流速（4m/s）にも耐えられると考えられる。

木曽川下流のケレップ水制に用いられている玉石の大きさは，現地調査によると30～50cmである。根固めが破損していない所では，玉石は積み上げた形のまま残っている。水制先端のように粗朶沈床がいたんだ所では崩れているが，水制の背後に残っており流されてはいない。

以上の二例は，水制・沈床に使用する捨石，玉石の大きさを（4－6－5）式で評価しておけば良いことを示していよう。

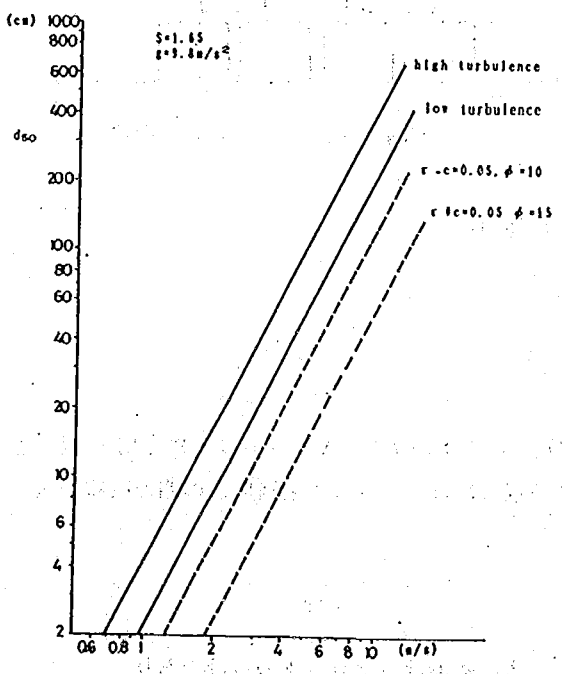


図4－6－1　捨石の大きさと移動限界流速

〔2〕 異型ブロックの場合

① 単体ブロックの移動限界流速

異型ブロックによって，図4－6－2のように水制を形作る場合には，一番流体力のかかる最上部のブロックが流出しないようにしなければならない。

まず単体のブロックが河床に置かれた場合の安定性を考えてみる。

ブロックの一辺の代表長さをℓ，ブロックの空中の重量をW，流れの方向の投影面積をAとすると，

$$W = k\ell^3$$
$$A = C\ell^2$$

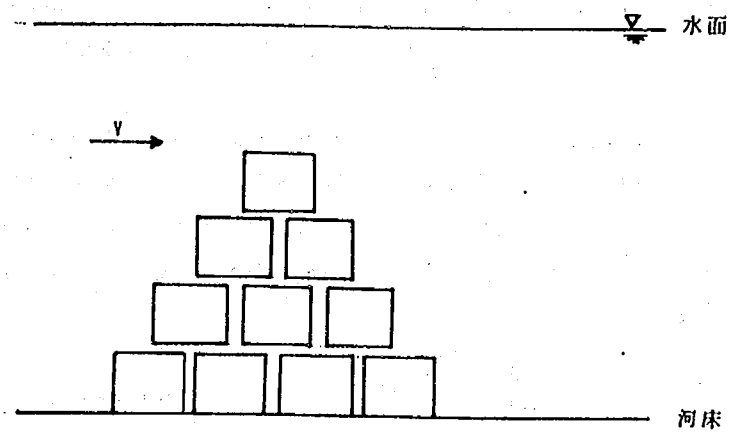


図4－6－2　ブロック形状

ブロックに作用する流体力は

$$D=\frac{1}{2}\rho_w A C_D V^2$$

$$L=\frac{1}{2}\rho_w A C_L V^2$$

ここに C_D；抗力係数，ρ_w；水の密度，V；ブロックに作用する流速（m/s）。

ブロックが滑動する場合には，ブロックと河床との間の摩擦係数をμとすれば，ブロックが移動しない条件は，

$$D<\mu(W_W-L) \qquad (4-6-9)$$

である。ここに W_W は水中におけるブロックの重量であり，

$$W_W=(1-\rho_w/\rho_b)\ W \qquad (4-6-10)$$

である。ρ_b はブロックの密度である。従って，

$$W>\left[\frac{\rho_w(C_D C+C_L\mu)}{2\mu(1-\rho_w/\rho_b)K}\right]^3 KV^6 \qquad (4-6-11)$$

が，流れによって滑動しないブロックの重さの条件である。

ブロックが転動する場合には，図4－6－3に示すように，流体力Pの作用力の重心の位置と河床面からの垂直距離を h_s，ブロックの重心位置からブロックの転動点C点から水平距離を L_s とすれば，ブロックが転動しない条件は，

$$D\cdot h_s<(W_W-L)\ L_s \qquad (4-6-12)$$

となる。従って，

$$C_D \rho_w C \ell^2 \frac{V^2}{2} h_g < \left[\left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_b} \right) K \ell^3 - C_L \rho_w C \ell^2 \frac{V^2}{2} \right] L_s \qquad (4-6-13)$$

となり，

$$\ell > \frac{C_D \rho_w C h_g + C_L \rho_w C L_s}{2(1-\rho_w/\rho_b) K L_s} V^2 \qquad (4-6-14)$$

すなわち

$$W > \left\{ \frac{C_D \rho_w C + C_L \rho_w C \frac{L_s}{h_g}}{2 \cdot L_s/h_g \cdot (1-\rho_w/\rho_b) K} \right\}^3 K V^6 \qquad (4-6-15)$$

となる。

ブロックの相似性（形状の幾何学的相似性）が成立していれば，ブロックの大きさ，重さ，比重等が変わっても，抵抗係数 C_D，ρ_w，C，g，μ，$\frac{L_s}{h_g}$，およびKはほぼ一定である。

したがって，ブロックが滑動で動こうとも，転動で動こうとも，ブロックが移動しない条件は，

$$W > a \left\{ \frac{1}{(1-\rho_w/\rho_b)} \right\}^3 V^6 \qquad (4-6-16)$$

となり，aは

滑動の場合

$$a = \left[\frac{C_D C + C_L \mu}{2 \mu K} \cdot \rho_w \right]^3 \cdot K \qquad (4-6-17)$$

転動の場合

$$a = \left(\frac{C_D C + C_L C L_s/h_g}{2 g L_s/h_g K} \cdot \rho_w \right)^3 \cdot K \qquad (4-6-18)$$

となる。

（A）転動の場合　　（B）滑動の場合

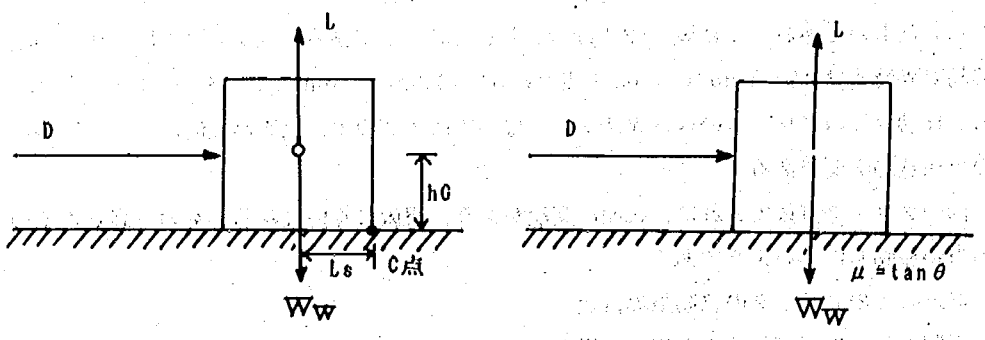


図4－6－3　ブロックの移動についての力のバランス

なお，Wとして，ton，流速としてm/sの単位を使えば，aの単位は $\boxed{\text{ton}\cdot\text{s}^6/\text{m}^6}$ である。

aの値は，次のような実験を行って求められている[46]。

〈実験とその結果〉

長さ20m，幅60cmの鋼製可傾水路（図4－6－4）に河床材料（d_n=1.4mm）を敷均して，図示されている位置に模型ブロック（4トンの1/25）を置き，水を流して河床勾配と下流端水位を漸次変化させ，ブロックが滑動および転動する限界を疑似等流状態でみつけることとした。また，その時の流量，水深（ブロック設置地点），ブロック頭部の流速，河床勾配を測定した。

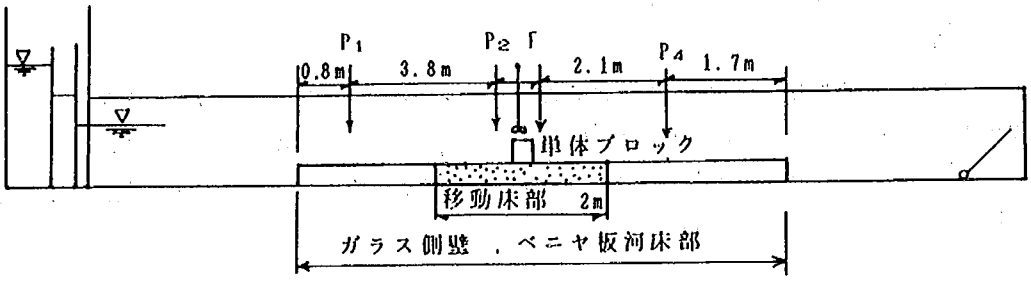


図4－6－4　ブロック単体移動実験様式図

実験は5～16回繰り返し，移動限界時のブロック頭部の流速はその単純平均とした。

なお，ブロックの移動限界はブロックの置き方，つまり，流れに対するブロックの設置方向によって変化する。本実験は，前もってブロックの流れに対する一番安定した方向を求めておき，その置き方で実験を行っている。

ブロックの移動は，各ブロックとも，初めに滑動による移動が生じた。表4－6－1は，実験結果より（4－6－16）式よりaの値を求めたものが示されている。$\overline{a}$は5回の実験結果の平均値である。

図4－6－5はこの$\overline{a}$を使い，実物のブロックの移動限界時の流速とブロックの重さの関係を示したものである。なおw_bを2.3ton/m³として計算してある。各ブロックは，1tonの場合の移動限界流速は2.9～3.5m/s，3tonの場合は3.5～4.3m/s，5tonの場合3.9～4.5m/sとなっている。移動限界のブロックの重さWはVの6乗に比例するので，流速が2倍になると64倍になるので注意が必要である。

同一ブロック重量であれば，底面に突起があり，河床にくいこみ易いもの，高さの低いものの方が移動しにくいようである。

② 群としてのブロックの移動限界流速

水制として異型ブロックを用いる場合は，ブロックは群として用いられる。それらは，一般に噛み合わさっており，また単体の場合に比べてブロック群による遮へい効果により流体力が

表４－６－１　模型ブロックの移動限界流速測定実験結果表

ブロック名		移動限界流速 V (m/s)	a	$\bar{a}$
A 対称突起型	$\rho_b/\rho_w=2.219$ $W_m=0.24$Kgf	0.6683	0.4466	0.2538
		0.7710	0.1894	
		0.7530	0.2183	
		0.7871	0.1673	
		0.7375	0.2473	
B 平面型	$\rho_b/\rho_w=2.028$ $W_m=0.2155$	0.7425	0.1675	0.1406
		0.8545	0.0721	
		0.7008	0.2370	
		0.8454	0.0769	
		0.7569	0.1493	
C 三角錐型	$\rho_b/\rho_w=2.351$ $W_m=0.2345$	0.8050	0.1635	0.1620
		0.8786	0.0967	
		0.7719	0.2104	
		0.7618	0.2277	
		0.8579	0.1116	
D 三点支持型	$\rho_b/\rho_w=2.250$ $W_m=0.257$	0.8794	0.0953	0.0937
		0.8882	0.0898	
		0.8936	0.0865	
		0.9150	0.0751	
		0.8441	0.1218	
E 長方形	$\rho_b/\rho_w=2.091$ $W_m=0.297$	0.7359	0.2890	0.1913
		1.01	0.0397	
		0.7937	0.1687	
		0.8301	0.1289	
		0.6944	0.3763	
		0.8227	0.1361	
		0.7937	0.1687	
		0.7971	0.1645	
		0.7685	0.2048	
		0.7416	0.2536	
		0.8676	0.0989	
		0.7903	0.1731	
		0.7448	0.2471	
		0.7184	0.3069	
		0.8475	0.1138	
		0.7772	0.1914	

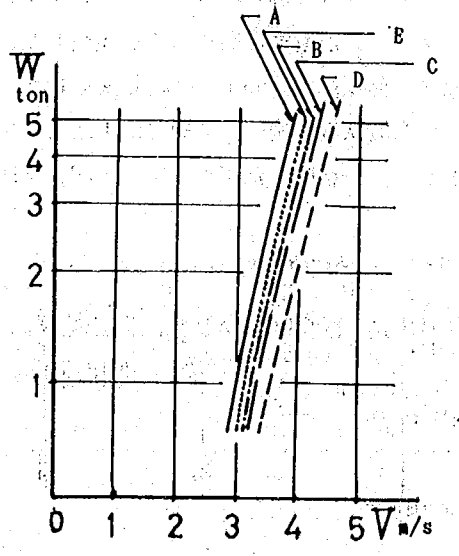


図４－６－５　ブロック単体の移動限界

表４－６－２　実物ブロックの移動限界

ブロック名	$\bar{a}$	ブロック重量 W (kg)	移動限界 流速 V (m/s)
A 対称突起型	0.2538	1,000	2.988
		2,000	3.354
		3,200	3.627
		4,000	3.764
		5,000	3.907
B 平面型	0.1406	1,020	3.308
		2,012	3.704
		3,036	3.967
		4,014	4.156
		5,025	4.315
C 三角錐型	0.1620	1,001	3.221
		2,013	3.618
		2,990	3.865
		4,016	4.060
		5,029	4.215
D 三角支持型	0.0937	1,012	3.535
		1,976	3.952
		3,414	4.329
		5,419	4.675
E 長方形	0.1913	1,044	3.155
		2,038	3.527
		2,861	3.732
		3,885	3.927
		4,901	4.082

小さくなり移動しにくくなる。これについては水制形状を形作って，その移動限界を調べたものでは無いが，次の実験結果[46]が参考になる。

〈実験方法とその結果〉

長さ 20m，幅 60cm の鋼製可傾水路の固定床上に模型ブロックを最も多用されている形で敷設（図４－６－６参照）し，単体の場合と群の場合とで，ブロックの移動の時のブロック頭部での流速を比較し，またどのブロックが最初に動き出すか観察した。

なお，ブロック頭部の流速は，側壁から 25cm の位置で測定した。

図４－６－６に，ブロックの敷設状況（図中，２層目は１層目の破線と２層目の破線が重なるように平行移動したものとした。），移動したブロック（・印，ν印）を示す。

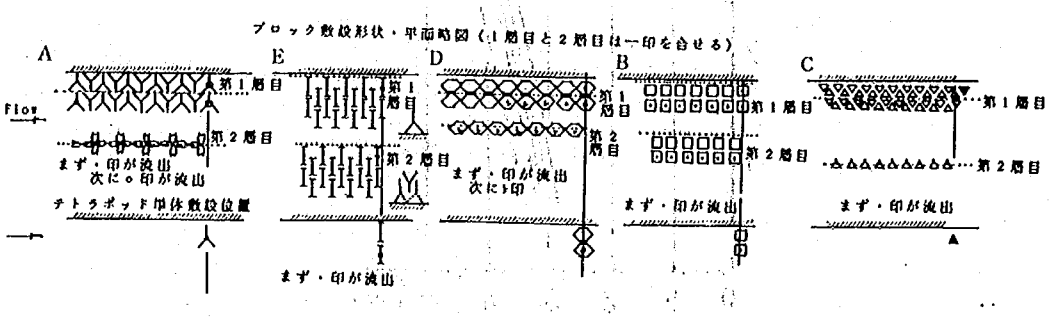


図４－６－６　ブロック群の流速低減，遮へい，かみ合わせ実験

実験結果を抽出すると次の通りとなる。

E	v単＝57.36 cm/s	v群＝160.77 cm/s,	$K_2=\frac{v_{群}^2}{v_{単}^2}=7.9$
C	v単＝84.3 cm/s	v群＝121.5 cm/s,	$K_2=$ 〃 $=2.07$
D	v単＝47.33 cm/s	v群＝111.59 cm/s,	$K_2=$ 〃 $=5.55$
B	v単＝73.76 cm/s	v群＝151.67 cm/s,	$K_2=$ 〃 $=4.23$
A	v単＝83.38 cm/s	v群＝128.74 cm/s,	$K_2=$ 〃 $=2.38$

敷設方法によっては，若干，移動限界流速値は異ると考えられ，また移動床と固定床の違いもあるが，大略この値がブロック群の移動限界と単体ブロックの移動限界の違いを示すものと考えられる。

K_2は，群としてのブロックの移動限界力が単体の場合に較べて何倍であるかを示すものであり，移動限界流速は，単体の場合の移動限界流速に$\sqrt{K_2}$倍すれば良い。

水制に使われるブロックの配置形状が図4－6－6に示す配置と似たようなものであれば，実験結果のK_2を用いてブロックの大きさを評価しても良いが，配置形状が異なる場合には，水理実験を行って大きさを決めていくべきであろう。

〔3〕 かご工，枠工コンクリート制水制の場合

かご工，枠工を図4－6－7のように積んだ場合を考えてみる。

このかご工，枠工の移動条件としては，全体としての移動とかご工，枠工内の詰石の移動変形の二つの条件を考えておく必要があろう。

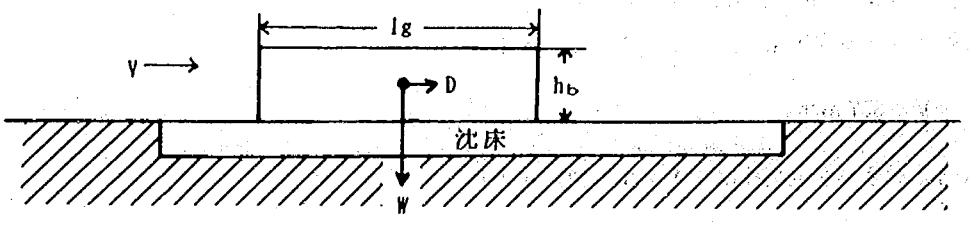


図4－6－7　枠工の形状

・全体としての移動条件

（滑動に対する安定条件）は

$$(W_w-L)\mu \leq D+\tau_0 \ell_g \qquad (4-6-19)$$

であり，

（転動に対する安定条件）は

$$(W_W-L)\frac{\ell_g}{2}>D\frac{h_b}{2}+\tau_*\ell_g h_b \qquad (4-6-20)$$

である。

$$W_W=(1-\lambda)\ell_g\cdot h_b\cdot g(\rho_s-\rho_w)$$

$$D=\frac{1}{2}\rho_w h_b C_D V^2$$

$$L=\frac{1}{2}\rho_w \ell_g C_L V^2$$

$$\tau=\rho_w\cdot\frac{1}{\varphi^2}V^2$$

であるので，

（4－6－19）式より

$$V^2\leqq(1-\lambda)sg\ell_g\mu/(\frac{1}{2}C_D+\frac{1}{2}\ell_g/h_b\cdot C_L\mu+\ell_g/h_b\cdot\frac{1}{\varphi^2}) \qquad (4-6-21)$$

（4－6－20）式より

$$V^2\leq(1-\lambda)sg\ell_g/(\frac{1}{2}\frac{h_b}{\ell_g}\cdot C_D+\frac{1}{2}\frac{\ell_g}{h_b}\cdot C_L+\frac{2}{\varphi^2}) \qquad (4-6-22)$$

となる。

$\mu=\tan 40^\circ$　　$C_D=1.2$　　$C_L\fallingdotseq 0.2$　　$\varphi=8$　　$\lambda=0.4$

$\ell_g=2.0$m　　$h_b=0.5$mとすると

滑動に対する安定条件は（4－6－21）式より

$$V<3.7\ \mathrm{m/s}$$

転動に対する安定条件は（4－6－22）式より

$$V<5.8\ \mathrm{m/s}$$

となる。水制の形状を考えるとすべりに対する安定条件によってかご工，枠工の大きさを評価すれば流水に耐えられることを示している。

かご工の詰め石の大きさは，かごが大きく変形しないような石の大きさとするべきである。これについては，マカフェリーの基準[11]に従って，詰め石のτ_{*c}の1.2倍までは詰め石は大きく変形しないという実験結果に従って（4－6－2）式で求まる粒径の1/1.2倍以上のd_mの石を用いることとすれば良い。枠工であれば枠工のすきま以上の石であれば良い。

さらに黒部川で実施されたような角形，シリンダー型あるいは変型形のコンクリート水制の安定性についても，かご工，枠工水制と同様な考え方で評価し得るので，流体力に耐えるのかチェックを行って，その大きさ形状を決める必要がある。

4－7　水制による河道特性の変化

水制設置によって水制設置前の河道とその形状が大きく変わると，河道特性が変化し，水制設置目的の効果が失われたり，水制が破損され易くなったりする。従って水制設置後の河道特性の変化について十分に検討し，河道特性の変化が生じても水制設置の目的が十分に果せるように，また河川の安全度を低下させないようにしなければならない。

水制の設置による河道特性の変化について述べることとする。

河道特性の変化は，水制設置前と後で平均年最大流量時の低水路部の u_*^2 をあまり変化させなければ少ないので，川幅をあまり変化させない根固め水制は，河道特性の変化は少なく，水制設置によって平均河床高が低下する要因とはならず問題は少ない。ただし，低水路の放線形を修正し，直線化したような場合には河床勾配が急になり，修正以前の川幅と同様な川幅に設定すると，直線化した区間の河床低下が生じ，川幅制御のための水制は根の洗掘に見まわれ，破壊されやすい。蛇行河川を長い区間に渡って直線化するような場合には川幅を改修前の川幅に勾配の変化率 I_1/I_0 を積した程度とすると改修前とほぼ同様な u_*^2 となるので川幅が安定しやすく，河床高の変化も少ない（ただし河岸材料及び掘削部の底質材料が改修前を大きく変わる場合には別途検討が必要である）。ここで I_1 は改修後の勾配，I_0 は改修前の勾配である。

航路維持のために長大水制を設置する場合，水制高 h_s を高くすると，中出水時に水制上を洪水が流れなくなり，川幅が縮少したことになる。この場合水制によって制御された水路幅内での土砂移動が激しくなり，河床高の変化，河床勾配の変化が生じることになる。但し，水制高を低水位を基準としてあまり高くせず，かつ間隔も長いものであれば，洪水水は水制域をも流れ，かつ流速もそれほど遅くならないので，制御川幅内での河床低下が少なく，河床低下による水制工頭部の破損程度は少ない。

川幅を実質的に狭くした場合の河床高の変化については，4－3－5で述べたごとくであり，河床低下及び河床勾配の減少が生じるので，水制設置区間の上流域から河床低下が進み，河岸侵食や水制工の破損が進む。河岸侵食防止工の補修を行わなければ，元の川幅にまでもどる方向に変化していくことになろう。

4－8　水制工と河岸線

水制の高さ h_s が高く，土砂が水制間に堆積し高水敷化した場合，あるいは水制間の河床を埋め立てて高水敷化した場合，水制間の河岸線がどのような形になるのか検討する。

〔1〕 砂州の影響の無い場合

水制間隔L_gが砂州長L_sに比べて十分に短かいか，あるいは砂州の発生しない河川では，写真4－8－1に示すように河岸線は，ある角度を持って次の水制に向かい，次の水制の直前で河岸線は円弧を描いて河身側にもどるような形状となる。この河岸線の形状を図4－8－1のごとく簡略し，θ_s，θ_1，ΔL_g，ΔYで定義し，これがどのような値を持つか検討する。

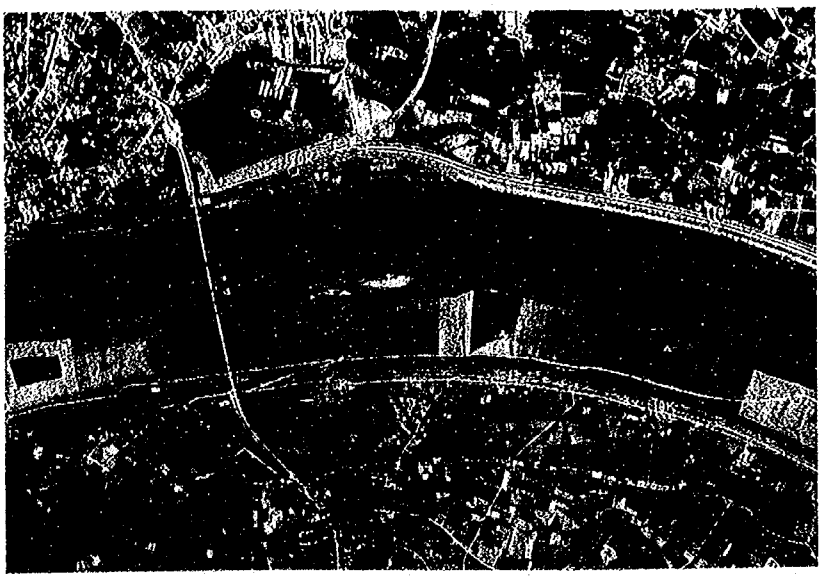


写真4－8－1　利根川121～120km地点の河岸線

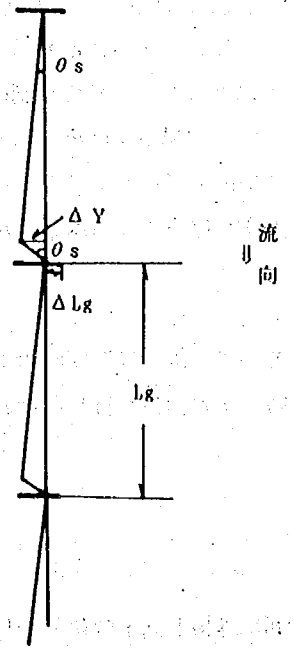


図4－8－1　記号の定義

河岸線は，土砂の堆積も侵食も生じないラインであると考えて良いので，このラインは水制先端を通る流線が，水制背後に剝離を生じないように滑らかに流れるラインと一致する。すなわち θ_2 は水路がある角度を持って拡がる時に剝離が生じないような限界角にほぼ等しいと考える。この限界角は，実験によると6～7°程度であるので，θ_2 は6～7°程度と予想される。

実際に生じている河岸線の堤防側への入れ込み角度は，利根川，淀川の例でいうと，1°程度バラツキがあるが，11例で平均6.95°であった。

θ_1 は突起前面に生じる死水域の形に対応し，45°程度である。

ΔL_s は水制の先端形状や高によって変わるが，水制高 h_s の頂部の高さが水制間の土砂の堆積面高より高ければ，概略零として良い。

ΔY は　$\Delta Y = L_s \tan\theta_2 / \left(1 + \frac{\tan\theta_2}{\tan\theta_1}\right)$　　（4－8－1）

であるので，$\theta_2 = 7°$，$\theta_1 = 45°$ とすると，

$$\Delta Y = 0.107\, L_s \qquad (4-8-2)$$

となる。

〔2〕 砂州が水制間の河岸線に影響する場合

砂州の長さ L_s と水制間の長さ L_s が同程度の場合，写真4－8－2の斐伊川の例に見るごとく，水制間に砂州が張り出すような形となり θ_2 は砂州の影響の無い場合より大きくなる。



写真4－8－2　斐伊川水制間の河岸線9～10km

砂州長 L_s と水制間隔 L_g が同程度の場合，砂州の形状から

$$\tan\theta_s \leqq \frac{B_s}{2L_s} \qquad (4-8-3)$$

と考えられる。一般に B_s/L_s が3～5程度であるので，$\tan\theta_s = 1/6 \sim 1/10$ となろう。橋本規明の黒部川の親子災害の事例では $\tan\theta_s = 1/6.6$ 程度となっている。$\tan\theta_s$ を小さくするには，L_g を L_s の1/2～1/3以下とし，砂州による河岸線の堤防側へのくいこみの影響を取り除くことが必要である。

なお単列砂州の場合 ΔY が大きくなると，急縮部が規則的に配置された水路形状となるため，砂州が複列的になったり，変形を受けたりすることがある。これに対しては L_g/L_s の値をより小さくしたり，頭部に縦工を配置し，河岸線の形状をコントロールし，砂州形態の変化が生じないようにすると良い。

参 考 文 献

1) 山本晃一，1981；河道特性論ノート〔1〕――護岸論のために――，土木研究所資料第1625号.

2) 山本晃一，1988；河道特性論，土木研究所資料第2662号.

3) 山本晃一，1989；気候・地形・地質が河道特性に及ぼす影響に関する研究ノート，土木研究所資料第2795号.

4) 山本晃一，1991；沖積低地河川の河道特性に関する研究ノート，土木研究所資料第2912号.

5) 建設省治水課，土木研究所河川研究室，1990；河道特性に関する研究－その2－高水敷の機能に関する研究，第44回建設省技術研究会.

6) 木下良作，三輪弋，1979；砂レキ堆位置が安定化する流路形状，新砂防，94，pp.12-17.

7) 山本晃一，高橋晃，佐藤英治，1989；河道平面形状と砂州の関係に関する基礎調査――河道平面計画論のために――，土木研究所資料第2806号.

8) 木下良作，1961；石狩川河道変遷調査，科学技術庁資源局資料36号.

9) 深見親雄，坂野　章；1978年に行った実験資料より（未発表）建設省土木研究所．*文献7)に含まれている.

10) 神谷隆太郎，1959；湾曲部の深掘れについて，第13回直轄技術研究発表会，pp.519-524.

11) 木下良作，1978；大井川河床形態と洪水流に関する検討業務報告書，建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所委託調査報告書.

12) 山本晃一，林敏夫，野積尚，1975；手取川河口処理に関する水理的検討，土木研究所資料第1069号，pp.169-175.

13) 馬場洋二，深見親雄，坂野章，1979；水理模型実験による斐伊川分流計画の検討，土木研究所資料第1447号.

14) 山本晃一，坂野章，1981；石炭粉を使用した模型実験の問題点，――斐伊川移動模型を通

して ——土木技術資料 Vol. 23-3, pp.27-32.

15) 須賀堯三，山本晃一，西田祥文，高橋晃，浅野富夫，坂野章，1983；斐伊川放水路模型実験報告書，土木研究所資料第1926号.

16) 山本晃一，平林桂，1990；河道地質調査の河道計画への利用，河川 No.528, pp.74-86.

17) Konditerova, E. A., and Popov, I. V., 1966; Relation between changes in the horizontal and vertical characteristics of river channels, Transactions of the State Hydrologic Institute (Trudy GCI), No.136 pp.214-230. Soviet Hydrology, No.5 1966, pp.515.

18) Speight, J.G.,1965; Flow and channel characteristics of the Angabunga river, Papua, Journal of Hydrology 3. pp.16-36.

19) 山本晃一，1976；河口の断面特性，第23回海岸工学講習会，pp. 284-290.

20) 山本晃一，1978；河口処理論〔1〕，土木研究所資料第1394号，pp. 47-52.

21) Guy, H.P., Simons, D.B., and Richardson, E.V.,1966;Summary of alluvial channel deta from flume experiments, U.S. Geological Survey Professional Paper 462-I.

22) Williams, G.P., 1970 ; Flume experiments on the transport of a coarse sand, U.S. Geological Survey Professional Paper 562-H.

23) Sten, R.A., 1965 ; Laboratory studies of total and apparent bed load, Journal of Geophysical Research, Vol.70, No.8, pp.1831-1842.

24) Ahmad, M., 1953 ; Experiments on design and behavior of spur dikes, Proceedings of International Association of Hydraulic Research, p.145.

25) Ahmad, M., 1951 ; Spacing and projection of spurs for bank protections, Civil Engineering, London, March and April.

26) 土屋昭彦，石崎勝義，1966；突堤状構造物の洗掘，土木技術資料 8－5，pp.220-225.

27) 須賀堯三，高橋晃，坂野章，1982；橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討，土木研究所資料第1979号.

28) 吉川秀夫，杉木昭典，芦田和男，1954；水制に関する研究(1)，土木研究所報告第90号.

29) 秋草勲，吉川秀夫，坂上義二郎，芦田和男，土屋昭彦，1960；水制に関する研究，土木研究所報告第107号.

30) 山本晃一，末次忠司，桐生祝男，1985；高水敷の造成に伴う河道計画に関する二，三の考察，土木技術資料27-12，pp.9-14.

31) Garde, R.J., Subramanya, K., and Nambudripad, K.D., 1961 ; Study of scour around spur-dike, ASCE, Hy6 Nov., pp.23-37.

32) Bagin. H., 1865 ; Recherches Hydrauliques, Mem, divers savansts, Sci. Math. of phys. Paris.

33) Smith, C.A. and Warren, C., 1943 ; Friction losses in artificially roughened channels, B.S. Thesis in Civil Eng. Univ. of California.

34) Johnson, J.W., 1944 ; Rectanglar artificial roughness in open channels, A.G.V.

38) 福岡捷二，藤田光一，1990；洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影響，土木研究所報告第180号，pp.129-192.

39) 伊勢屋ふじこ，1980；砂床河床における自然堤防の形成，1980年日本地理学会春季大会前刷.

40) 平林桂，山本晃一，1991；渇沼川における河畔堆積物調査，水工学論文集第35巻，pp.269-274.

41) Shields, A, 1936 ; Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforchang auf die Geschiebewegung, itteilungen der Prussischen Verschsanstalt für Wassenbau und shiffbau, Berlin, Germany. 61.

42) 岩垣雄一，1956：限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文集第41号，pp.1-21.

43) Lane, E.W., 1953 ; Progress report on studies on the design of stable channels of the Bureau of Reclamation. Proc. ASCE, 79, Separate no.280.

44) Isbash, S.V., 1936 ; Construction of dams by depositing rock in running water. Second Congress on Large Dams, Vol.5.

45) U.S.Army Corps of Engineers, 1970 ; Hydraulic Design Criteria, Chart 712-I.

46) 須賀堯三，吉野文雄，山本晃一，徳永敏郎，1980；河川護岸の根固ブロックに関する調査資料，土木研究所河川研内部資料.

47) Officine Maccaferri, 1985 ; Flexible lining in Reno mattress and gabions for canals and canalized water courses, Chapter Ⅲ, pp.37-46.

48) 橋本宏，高橋晃，坂野章，加賀谷均，1985；渡良瀬川岩井地区模型実験報告書，土木研究所資料第2201号.

49) 福岡捷二，高橋晃，森田克史，1988；信濃川小千谷・越路地区河道計画模型実験報告書，土木研究所資料第2610号.

50) Andru, P., 1956; Scour at obstructions in non-cohesive beds. Thesis for M. Sc. Unversity of Alberta.

第5章　水制工の意義と水制工の設計

本章においては，前章までの成果を踏まえ，今後の水制工のあり方，設計の考え方について述べるものとする。また，護岸・根固め工に換えて水制工を設置する意義があるかどうかについても言及する。

5－1　水制工の機能と設置目的

水制工自体の流水に対する働きは，秋草等[1]の指摘のように

(i)　水流に対して粗度要素となり，流速を減少させる。

(ii)　水流に対して直接障害物となり，水流の方向を変化させる。

の二つの働きしか無い。この二つの作用によって

①　流水の流向，流路制御機能

②　河川付近の河床洗掘防止機能

③　水制近傍への土砂堆積機能

④　水制上流側の水位堰上げ機能

を発揮させ，水制設置目的にかなうように，水制設置場の種々の特性（河道特性，水理特性）と水制の形状，配置，構造の関係を指し示すのが水制論と言える。

水制の働き，機能から考えて，現代において水制に期待される目的としては，次のようなものが挙げられる。

(1)　河岸の侵食あるいは護岸の破損を防ぐ

水制によって河岸の侵食あるいは護岸の破損を防ぐ方法としては二つの方法がある。

一つは，水制の高さを高くして，水流に対して障害物となることによって，水流を河岸より遠ざけ，河岸あるいは護岸付近に水流を激突させないようにして，河岸法面の侵食，護岸法覆工の破壊を防ぐもの。

二つは，水制の高さは，平水位程度にとどめ，洪水時には，水制上を流水が流下する形式で，一連の群として機能することによって河岸あるいは護岸付近の水流の流速を減少させ，かつ河岸の法面侵食及び河岸付近の河床洗掘を軽減させ，河岸の侵食あるいは護岸を防ぐもの。

(2)　低水路法線形の整正及び修正

低水路線の整正，修正としては，次の二つのタイプがある。

1つは，湾曲部の深掘れ深を軽減するため湾曲部の曲率半径を大きくするように，一連の水制工によって低水路の放線形を修正したのと同様な効果をもたせるもので，一般には(1)の目的も含む。

2つは，低水路の幅が広狭が繰り返されたり，また乱流している低水路を水制によって望ましい形に整正していくもので，水制間に土砂が堆積し高水敷化することを期待することが多い。

この目的の水制工の設置は，土工機械の発達によって土砂の運搬移動が容易にできるようになったこと，効果の速効性，確実性を以前より求めるようになってきたことにより，人工的に高水敷の造成，低水路の掘削を行って低水路の整正を行い，河岸には護岸根固めを施工するようになり，ほとんど見られなくなっている。

(3) 航路のための水深の確保

河川を舟運の航路として利用する場合，その利用効率を高めるために，航路部の水深を深くする必要がある。このために水制によって流水の流下幅を狭め，低水流量時にも水深を確保するもの。

この目的のための水制は，舟運が衰退したこともあって戦後は設置されていない。

(4) 流水の確保

河川分流点における分流流量の確保のため，水制群によって流水の流れを導水し流量を確保するもの，また取水樋門からの取水を確保するため取水樋門下流に低い水制を出し，水位を高めるもの。

この目的のための水制は現在では，ほとんど見られない。後者は，現在では例が少ない。渇水時に仮設水制として設置されることはあるようである。

(5) 景観の改善

河岸付近を含む周辺の景観要素として水制を設置するもの。

(1)の目的を含むが設置目的としては修景的目的が強いものが1980年代から現れ始めている。なお(1)の目的で設置されたものが景観構成要素として良い機能を果しているものも多い。

(6) 生態系の保全・育生

護岸・根固めに比較して，水制周辺は，深掘部や浅瀬があるので水環境が多様であり，護岸・根固めに替わって水制を設置することが望ましいという声がある。さらに河岸植生や貴重種の生物を保全・育生するために水制工を利用するということも考えられている。

今後水制工の設置目的の一部にこのための目的を含む（水制の効用としてカウントする。）(1)の目的の水制が設置される可能性がある。

以下においては今後重要になるとは思えない(4)を除いて水制工の設置目的別に水制工の考え方を示すことにする。

5－2　河岸侵食防止工としての水制

5－2－1　現代における意義と方向

第2章において，昭和の初めから昭和30年代は，水制工法の改良発展期であったことを述べ，昭和30年代以降は水制工法や水制設計思想に見るべき発展が無く，水制工事自体も護岸と異型ブ

ロック根固め工に取って替られ，あまり工事が行れなくなったことを述べた。

現在でも実施されている河岸侵食防止工としての水制工は，次のようなものである。

① 黒部川・常願寺川の根固め水制

黒部川・常願寺川では，現在河床低下に伴なう河岸工として根継ぎ工法を行っているが，図5－2－1に示すように護岸前面の根固めとして，一定間隔にコンクリート異型ブロックを用いた横工水制を設置している。この水制の目的は，水をはねると言うより護岸前面の流速を軽減し河岸に対する負担を軽くし，かつ護岸法面へ玉石が激突するのを防ぐための根固め水制として位置付けられるものである。

② 局所洗掘の大きい場所に設置する水制

河岸に深掘れが発生し，その深さが深く，河岸の侵食，堤防の侵食のおそれのある所では，通常コンクリートブロックの乱積み工法が取られる所が多いが，コンクリート異型ブロックあるいはコンクリート制の横工水制を設置し根を固めると同時に，深掘れ部を水制先端を結んだ線より河心側に追いやる工法が取られている。この水制は，河岸侵食対策の強化，河岸防禦ラインの複線化と位置付けられる。渡良瀬川岩井地区，那賀川で実施されている。

③ 砂河川の杭止し水制

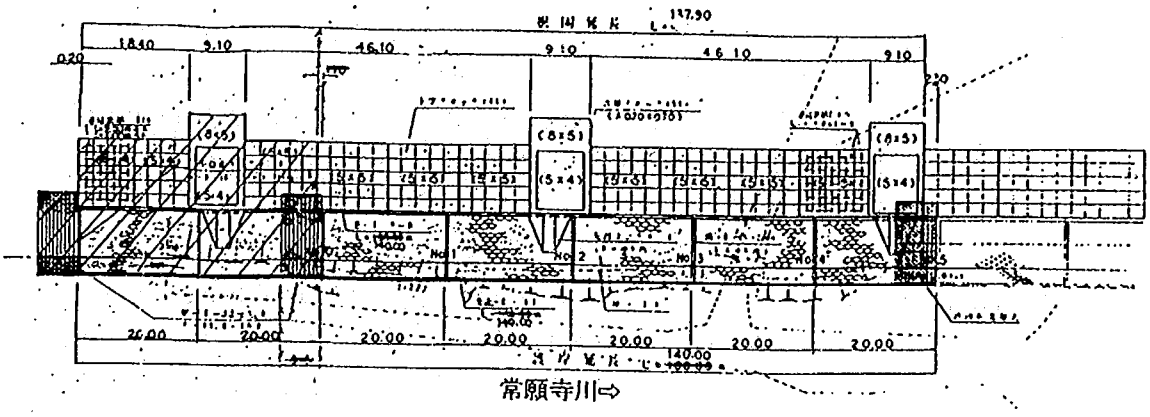
北陸地建の砂河川，信濃川，阿賀野川では長さ20～30mの杭出水制を昭和30年代に多数設置した。現在これの補修及び強化として同様な水制工法が取られている。

以上の3例を見ると水制工はそれ自体単独で用いられるのでなく，護岸工と一体となって用いられている。水制工は護岸の根固めとして，また護岸前面の深掘れを防ぐものとして位置付けられている。水制の働きから見ると根の洗掘を防ぐために水制の働きの内，水流に対して粗度要素となり流速を減少させるものを重視するものと，越流するが水制高を多少高くして流水に対して，障害物となり水流を根固め先端に追いやることを意識した水制の2種類に分けられる。ここでは両者とも根固め水制と呼ぶことにする。

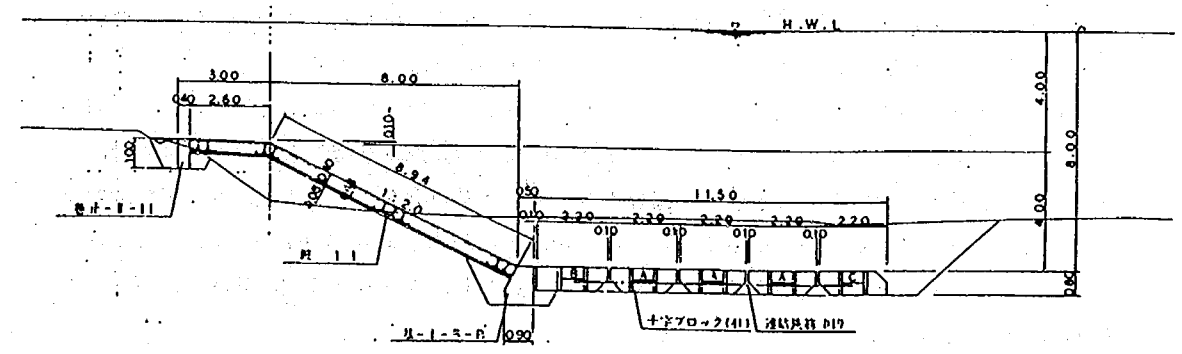
現在多くの河川で行われている異型ブロックを用いた根固め工法と比較して，根固め水制が優れているか，あるいは劣るかの判断は，河岸侵食防止工に期待する直接的な効果のみならず河岸景観，生態系への影響等の複次的な効果を河岸処理工が設置される場の河道特性の分類毎に総合的に評価していくべきであり，またそうしなければ，根固め水制の生きる道は少ないように思われる。

護岸を設置せず，水制によって流水を刎ね，河岸に高流速が接近しないようにして，水制自身で河岸を守る水制もある。このような水制は近世においては主流であったが，現在ではほとんど見られない。この水制を河岸線防御水制と言うことにする。もしこの水制が河岸侵食防止工として有効であれば，水制間に護岸を作らなくて済み，自然河岸の保全することができ，自然になじみ易い工法であるので，今後この方向の水制工の設計法を考えてみる価値がある。

平面図（S＝1/1,000）



標準断面図（S＝1/200）



（根固水制部）

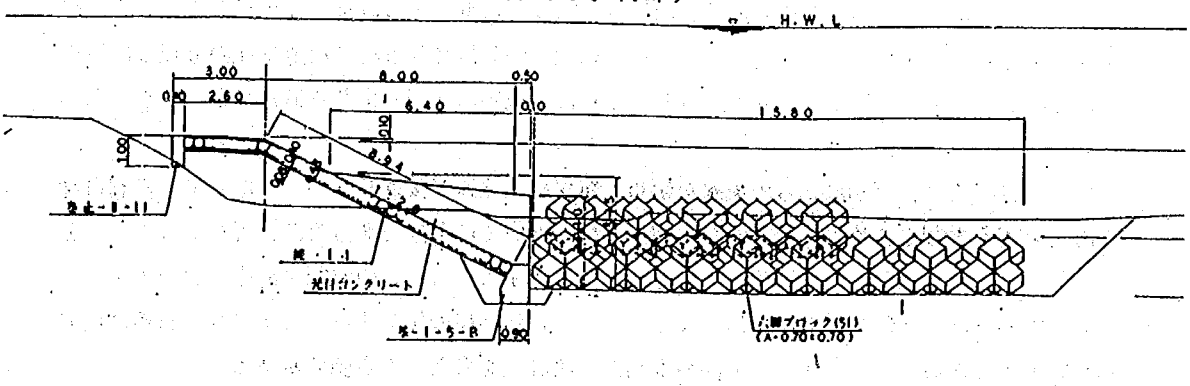


図５－２－１　常願寺川根固め標準構造図

5－2－2　基準水位（流量）

河川管理施設等構造令には，第３章堤防

第18条　堤防は，護岸，水制その他これらに類する施設と一体として，計画高水位（高潮区間にあっては，計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用に対して安全な構造とするものとする。

第26条　流水の作用から堤防を保護するため，流水の方向を規制し，又は水勢を緩和する必要がある場合においては，適当な箇所に水制を設けるものとする。

とし，水制の役割と水制を設置する場合の外力の条件について記述している。この構造令は昭和52年（1977）政令第199号として施行されたものである。

昭和52年（1977）施行ということもあって水制工の役割は，堤防の保護（河岸侵食の防止も堤防保護の中で位置付けられる。）を目的としている。

水制設計のための外力条件としては，直接的な言及が無く，「水制等の施設と一体となって計画高水位以下の水位の通常の流水の通常の作用に対して安全な構造とするものとする。」とし水制が破損しても堤防が安全であれば，その機能が発揮されたという立脚点に立っている。

それ故水制の設計に当たっては，堤防と一体となって考える必要があるが，水制の設置される場の個々の条件を勘案して水制の強度や外力条件を個々に定めていくのは，事実上難しく，水制設計においては，外力条件，安全度を水制設置場の重要度，工種ごとに設定していくべきであると考える。

ただし，外力条件と水制の応答の関係が明確でないので，通常の構造物のように，構造物の重要度に応じて外力条件を厳しくしていくと言うのでは無く，外力条件は同一とし，それに対応する構造物の強度のランクを変えていくという方向を取るべきと考える。

構造令に従えば，計画高水位以下の水位の流水の通常の作用について安全性を照査しなければならないことになるが，次の３つの水位（流量）を水制設計のための基準水位（流量）としておけば良いと考える。

① 計画高水位（対応流量）

設計対象の水位として考える最大の水位である。この水位時に，流水の流速が最大となると考えられており（実際には，水位によって流向の変化が生じ，場所によってはより低い水位で流速が最大となることもある。），水制に働く外力としては一番大きな力が働くと考えられている。この最大流速に耐えられ，かつ水制設置目的に答えられる水制構造とする必要がある。

② 低水路満杯時水位（流量）あるいは平均年最大流量時水位（流量）

河床材料の平均粒径が1cm以上の河川では，低水路内に発生する砂州のスケールや，河床の横断形状は，計画高水流量のような大流量時の流量に対応したものでは無く，低水路満杯流量時の水位（２～３年確率流量時水位）に対応した水深や掃流力に対応したものとなっており，水制の配置や形状設計に当っては，この水位程度の流量時の砂州や横断形状と調和的であることが好ましい。この流量時の河道特性を精査して水制工を設計する必要がある。

砂河川の場合は，より小さい水位（流量）に対応した砂州が生じることがあるので，平均年

最大流量時の水位を水制設計対象水位とするのは問題があるが，どの流量を水制設計のための照査対象流量とするべきか明確で無いので，一応この水位を基準とし，必要に応じて他の水位も検討水位に加えることが必要であろう。

③ 平均低水位（流量）

水制の高さ等の基準水位として使用する。

5－2－3 低水路の放線形

河岸侵食を生じさせる主因となる河岸沿いの深掘れ深及びその位置は，低水路の平面形状（法線形）とその低水路内に存在する砂州の形態，移動形態に大きく影響される。従って，河岸侵食防止のための水制工の設置位置を決める場合には，低水路の法線形とそこに発生するであろう砂州形態を予測し適切な位置に水制工を設置する必要がある。

さらに河岸侵食防止という目的のためには現存する低水路形状を修正し，河岸付近に生じる深掘れを軽減すれば，水制工の破損も少なくなる。

本来，低水路法線形の設定は，河岸侵食防止対策，河道の維持の容易さ，低水路整正工事費用，河川環境の保全，河川利用施設の位置，既存の河川構造物の形状位置等を総合的に勘案評価して設定し，河岸侵食防止工はこの法線に合わせていくという形で設置されるべきであるが，低水路法線の設定に当って，これらのことが十分に配慮されていないので，筆者の考えを述べておく。但し本論は低水路計画論でないので，基本原則及び低水路法線形の修正に当って配慮すべきことを簡単に述べておく。

① 堤防法線

堤防法線は低水路の位置を左右の堤防法線内に制限してしまい，低水路法線を規定する主要な制約条件である。

堤防法線は，沿川の土地利用状況，河川の位置，既設堤防の位置・大きさ，工事費，用地費，地盤条件，計画洪水流量を流下させるに必要な川幅等を勘案し，できるだけスムーズな線形になるように定めれば良いが，実際には沿線の土地利用が進んでおり，制約条件として確定したものとして，その中で低水路法線形を設定することが多い。但し，堤防法線形が極端に悪く（湾曲度や曲りが大きい場合），堤防や河岸侵食防止工に無理がかかる場合には，堤防法線形を修正した方が好ましいこともある。

② 低水路法線形の設定のための調査

低水路法線形の設定のためには，対象河川の特性を十分に把握することが重要である。特に低水路の平面形状と砂州・みお筋の変化，河岸侵食位置と侵食形態，洪水時の流況調査，高水敷の土質構造の調査に重点置く必要がある。

③ 川幅の設定

川幅の設定に当っては，4－2で示した現状河川の平均年最大流量時の低水路部の u_*^2 と d_m の関係からあまりずれないような幅とする。（4－2－7）式より，河床勾配が変わらないな

ら，現状の河幅を尊重し，蛇行部のcut-offの連続によって勾配が急になる場合には，勾配の変化率に比例させた川幅とするのが良いということになる。現状のu_*^2とd_mと同様な関係になるようにするのは，河道の安定度（河床低下や堆積が生じにくく，また河岸侵食程度も大きくない。）が高いこと，また河床材料の変化が少ないと判断されるためである。

u_*^2とd_mの関係から大きくずれるように川幅を設定する場合には，河道の安定性の検討を十分に行わなければならない。川幅を拡げすぎると，堆積が始まり，低水路の一部の高水敷化が始まったり，逆に川幅を狭めると上流から河床の低下が進み，河床下に耐侵食層が無ければ，河床の維持に苦しむことになる。

計画高水流量の増大に対する河積増の要望に対しては，安易に低水路幅の増大で対処するのではなく，川幅の維持の観点から低水路水深の増大か，複々断面化の方向で対処すべきであろう。

④ 低水路法線の設定

低水路法線とは低水路と高水敷との交点を結んだ線を言う。低平地河川の法線を定める際には次のことを考慮する。

低水路の法線の決定に当っては，河道特性調査を行って，現河川の蛇行特性，水衝部位置，既設護岸等を調べ，低水路の位置を安定化させるための河岸侵食防止工の設置費用や維持管理費のかからないように設定する。

このためには，低水路内にどのような砂州が発生するのか，また低水路の法線形が砂州の形状にどのような影響をあたえ，また深掘水深が低水路の曲り具合・砂州形状とどのような関係にあるか良く把握して低水路法線を設定する必要がある。

・単列砂州の場合

粒径が2cm以上の河川では，平均年最大流量時の川幅・水深比が約100以下であり，かつ川幅・水深比が10以上であれば，低水路内に単列砂州が発生する。低水路がある程度以上の蛇行度を持つ河川では水路内に強制砂州が発生し，砂州は移動しない。

水路を直線状とすると，水路内に砂州が発生し，それが下流に移動するので，河岸侵食防止工を水路両側に設置しないと水路の位置を固定し得ない。

低水路の法線形を蛇行角22°程度，蛇行波長ℓを水路幅Bの10～15倍程度の緩やかな蛇行形状とすると，砂州の下流への移動は起こらず，水衝部の固定した強制砂州が発生する[2]。この程度の蛇行度の場合が，水衝部の洗掘深が大きくならず，河岸侵食防止工の維持が容易となる。これより蛇行角を大きい場合も砂州の移動は生じないが，水衝部の洗掘深が大きくなり，河岸侵食防止工に耐侵食力のある工法を取る必要と同時に維持管理が容易でなくなる。

なお砂州の移動が生じないような法線形であれば，河岸侵食防止工は，水衝部側に設置し，水裏側に設置しなくても水路位置を保全し得る。ただしB/Hが70程度の河川では，複列的砂州が発生し，みお筋が2本生じることがあるので注意が必要である。

基本的には直線状の水路を避け，ゆるやかに蛇曲した法線形が河岸侵食防止という視点か

ら好ましい。この法線形はまた自然生態の保善からも好ましいものである。

中砂粗砂を河床材料に持つ河川では，小流量でも河床材料が動くので，平均年最大流量時には，単列砂州となるが，小流量時に多列砂州となる場合がある。小流量時の砂州の規模は大きくないので，この砂州による深掘れ深は大きくなく，また移動するので，低水路法線形の設定に当っては，平均年最大流量以上の流量時に発生する砂州のスケールを重点的に考慮すべきである。

砂利河川と同様な考え方で低水路を放線形を設定するべきかどうかは難しい所であるが，米国ミズリー川で河岸侵食防止工の維持管理費が最少となるのは，川幅の10倍から20倍の曲率半径を持つ[3]と述べられており，または蛇行長λが川幅の10倍程度であるので，この時蛇行角θは15°～25°となるので[10]同じ考えでも良いように思える。ただし中砂の河川で，平均年最大流量時のB/Hが50程度だと，大出水時には砂州が消滅する方向にあり，かつ小規模河床波が平坦河床となるので，水路の平面形状の影響が深掘れ深に大きく影響する。河岸侵食防止という観点からは，直線状の方が好ましいかも知れないが，r/Bを15程度以上の緩やかな蛇行河川では，深掘れ深に蛇行度の影響が少ないので，r/B＝15程度の蛇行度をあたえた法線形と設定すれば自然らしい河川風景を作ることができる。

なお蛇行波長は，川幅の10～15倍程度とすることが好しい。長すぎると蛇行波長に対応しない短い砂州が発生しやすく，短かすぎると，水衝りが強くなり，深掘れ深が大きくなるからである。

・複列砂州の場合

川幅一定，直線水路で複列砂州が発生するような条件にある河川では，河岸が自然状態であれば，川幅の広狭を繰り返したり，島が発生したりする形状の水路となる。

これを整正するために低水路法線形を定め，かつこれを維持するために河岸侵食防止工を設置するのが河道整正工事である。

設定される川幅は，現状の水路幅を1割程度増した方が良い。自然状態では，水路が蛇曲しており，河道整理によって直線状とすると勾配が多少増加するからである。複列砂州の流下に伴なう局所洗掘位置の移動を止めるには，広狭を繰り返すだんご状の水路を作れば可能であるが，洪水のスムーズな流下をさまたげ，好ましい法線形とは言えない。基本的には直線状の法線形とし，両岸に河岸防止工を設置せざるを得ない。

土地利用条件や地形条件から弯曲部を作らざるを得ない場合には，水衝部を自然の固定部（崖，岩）等にうまく誘導し，維持が容易となるように法線形を決定すると良い。この場合下流部は弯曲の影響により，水衝部位置が片寄るので注意が必要である（川幅の15倍程度の下流までは要注意範囲である。）。

・多列砂州の場合

基本的には直線状とする。多列砂州であっても，蛇行度がある程度以上あったり，また川幅の急変があると水衝部位置が固定化する。この固定化位置は砂州のスケールより大きなス

ケールの水流の遡流によって生じているので，対象河川の砂州形状の変化，水衝部の位置を精査し低水路法線形を設定することが肝要である。

・砂州が発生しない条件にある場合

一級河川の大臣監理区間の河道区間では，細砂・シルトを河床材料を持つSegmert 3しかこの条件にないが，川幅水深比の小さい県管理区間の河道では砂州の発生しない条件にある場合が多くなる。

河岸侵食や深掘れは，低水路の法線形に大きく規定されるので，水路が直線状であれば，砂州による深掘れが生ぜず護岸・水制の負担を小さくすることができるが，自然河岸では，河岸物質の対耐侵食力より洪水による力が強ければ，河岸が侵食されるので，両側に護岸を作らざるを得なくなる。

水路の法線形を蛇行させれば，水衝部が生じ，水衝部の護岸，水制が必要となるが，川幅が洪水流量，河床材料，河床勾配に見合った安定的な河幅であり，かつ適当な蛇行度であれば，水裏側は，自然河道のまま存置させられる。従って高水敷幅に余裕があれば，水路両岸に侵食防止工を設置しなくても，河岸位置を固定し得る。また高水敷に余裕の無い場合でも，水裏側に河岸線防御水制を設置し得る場合には，これによって河岸線を所定の位置以上に堤防に近ずけないようにできる。

⑤ 低水路の位置と堤防の関係

低水路の法線形の設定に当っては，堤防の法線形との関係についても十分な検討を行う必要がある。検討の視点としては次の三点が重要である。

一つは，堤防と低水路の間の敷地すなわち高水敷を流水の流下断面としてのみ位置付けるのでは無く，堤防の安全度を高める構造諸元として位置付けるものである。この場合の高水敷の役割としては流水の通常の作用による雨水，洪水等によって堤防が浸潤し，堤体内の土質強度の低下や内部間隙圧が上昇しても，堤防，高水敷，河岸侵食防止工が一体として堤防のすべり等の崩壊を防ぐように高水敷幅の確保し，安全度を高めるものと，一洪水によって低水路河岸が侵食される量以上の高水敷幅を取り，たとえ河岸侵食防止工が破壊されても，堤防の安全性がそこなわれないようにするためのものとの二つの役割がある。

前者は，Segment 3及びSegment 2において，低水路が堤防に寄り，かつ湾曲部である所で，堤防の安全度を浸透流計算と土質力学的安定度の評価を行って検討し，必要高水敷幅を求め，あるいは，堤防の補強対策を行うという前提で低水路の位置を決めるものである。Segment 1では，河岸侵食が堤防脚部まで達しなければ，堤防斜面の崩壊は生じないので，堤防のすべりという観点から必要高水敷を設定するという考えは取る必要はない。

後者は，近年，堤防の安全度をより高めるために取り入れられてきた概念である。過去の洪水時における河岸侵食量の実態と河岸侵食防止工の強度を考えて適切に高水敷幅を設定する。一般にSegment 2では30m以上を高水敷幅として設定する例が多い。Segment 1では，元々高水敷の無い河川が多く，また高水敷の維持が難しいので，河岸侵食防止工を低水路前面に設

置し，計画的に高水敷を設けることは少なかったが，近年，扇状地河川の河床低下，洪水流量の減少に伴なって自然に高水敷が形成されだし，この高水敷を計画的に洪水防御機能をもったものとして位置付ける例が出てきており，低水路法線の設定及び，低水路河岸位置の保善手法が検討されている。

二つは，低水路に近い所の高水敷上の流速は，低水路の流速の方が速いので，流れの干渉作用を受け，低水路の影響の無い所より速くなるので，この影響によって堤防に悪影響が生じないように，ある程度の高水敷幅を取るというものである。この影響範囲及び流速は，4－4で説明した理論を用いて評価し，堤防に害的側面ができるようであれば，高水敷の幅を広くとるか，法面保護工で対処するが，その影響範囲は広くなく，高水敷幅が15m以上あれば，低水路部の高流速の影響は少ないと判断される。ただし低水路から高水敷に主流が乗り上げるような所またSegment 1では，高水敷の流速そのものが早く，その流速によって高水敷が荒れることがあるので，別の観点から高水敷の保護，堤防法面の保護が必要である。

三つは，複断面河道の場合，大出水時の流況と中出水時の流況が大きく異ならないような低水路法線形とするという観点である。高水敷の幅と低水路の幅の比が大きく，かつ大出水時の高水敷上の水深が大きい場合には，流線が，低水路の法線と一致せず，低水路から高水敷に乗り入れるようになる所，また高水敷から低水路に流れこむような所で，高水敷の侵食あるいは土砂の堆積が生じる場合があり，このようなことが生じないようなスムーズな流れになるように低水路法線を設定するもの（洪水主流線方式）[9]である。この場合低水路の法線が中出水時の流れ（蛇行波長，砂州のスケール）と調和的でないと，中小出水時に河岸に悪影響もでることがあるので，洪水規模によって流線がどう変わり，それがどのような問題を生じさせるか十分に検討して，低水路法線を設定する必要がある。

5－2－4　河岸侵食防止工の設置位置

河岸侵食防止工は，計画法線形に対応した線に，かつ河岸侵食が生じている所及び河岸侵食が生じるおそれが強い所に設置する。

河岸侵食が生じ易い地点は，低水路の法線形，砂州形状，最深河床線（talweg）の平面位置をみれば，判定可能である。特に低水路の位置が現況河道とあまり変わらなければ，河道特性調査[10]結果を利用して河岸侵食防止工の設置位置及び設置順序を定めれば良い。

低水路位置を大きく変える場合は，そこに生じるであろう砂州形態を予測し，水衝部がどこに生じるか判定する必要がある。これも砂州の特性について十分な知識があれば，同定可能である。

護岸の必要な範囲は，単列砂州で砂州の移動が生じない蛇行河道で，かつ川幅が平衡川幅以上であれば河岸沿いの河床高が平均河床高より低い河岸に侵食防止工を設置し，さらに左右岸の侵食防止工は川幅程度互いにかさなり合うようにするのを原則とする。平衡川幅より川幅が狭く，

注）河道特性の調査法については文献10）11）参照

河岸物質が通常のポイントバー堆積物，氾らん原堆積物からなる場合は河岸物質が流水によって侵食され川幅が拡がるおそれが強いので両岸に侵食防止工を設置する。

直線状の低水路では，Segment 3及び河岸が固い物質から成る河道区間以外は，基本的には両側に河岸侵食防止工が必要となる。

平均年最大流量時に多列砂州（複列砂州以上）となる場合も，基本的には両側に侵食防止工が必要となる。

5－2－5　河岸侵食防止工設置場所のランク付けと水制工の選択

5－2－2で述べた様に河岸侵食防止工は，堤防と一体になってその強度，安全率を評価する必要がある。現在この考え方に従って河岸侵食防止工設置場所のランク付けを行い，河岸侵食防止工の材料，強度，工法，配置，形状を決めていくという考えは取られていないが，今後必要となる考え方と思われる。

水制工を河岸侵食防止工として設置する場合には，水制工の持つ意味付けを水制工以外の工法と比較検討し，水制工に有利性があれば，水制工を設置することになる。この場合水制工と他の河岸侵食防止工，具体的には通常の護岸根固め工と比較することになる。ただし工種ごとの建設コストは比較し得るが，河岸侵食防止効果あるいは，将来の維持管理，修繕費を定量的に比較検討することは難しく，また河岸の持つ生態学的な位置付け，景観構成要素としての河岸侵食防止工の意味付けは，侵食防止工としての評価基準と異なり，侵食防止効果と同一評価軸とはならない。この意味で水制工を設置するかどうかは，河岸侵食防止工と堤防との関係性，及び河岸侵食防止工に付加すべき他の価値の重み付けを行い，まず先取り的に設置水制工種を選定し，これと他の工種と建設費，河岸侵食防止工効果，景観効果，生態系保全効果を比較し，総合的に判断することになろう。

堤防との関係から河岸侵食防止工設置場所のランク付けは，次の3ランクを考えておくと良い。

ランクA：河岸侵食防止工が破損されるとその影響が破壊を起した洪水中に堤防までおよび，堤防の安全がそこなわれるおそれのある河岸。具体的には堤防前面がそのまま低水路となる扇状地の河岸，高水敷の幅が狭く，河岸侵食防止工が無ければ一洪水で高水敷が河岸侵食によって消滅してしまうおそれのあるような河岸。

ランクB：河岸侵食防止工が無ければ，河岸侵食が生じるが，一洪水によって生じる河岸侵食によっては堤防の安全が損なわれるおそれの無い河岸。また侵食防止工が設置されている場合において，それが破損されても堤防の安全に直接影響の無い河岸。

ランクC：河岸侵食の可能性が少なく，また生じても，それが継続的に進むおそれが無い河岸。具体的には水裏部，岩や固結した堆積物で構成された河岸部。

各ランクの河岸に対して適用される河岸侵食防止工の基本的な工種は以下のごとくである。

〈ランクA〉

Segment 1，扇状地河川では，堤防護岸とし，法覆工は控の大きい玉石を用いた練石積み，練

りコンクリートブロック積みとする。のり留め工の天端高は，一般に計画河床高又は現状河床高のいずれかの低いものより 1.0～1.5m 程度埋め込む。

根固めとしては，流水によって移動しない重量を持った異型コンクリートブロックを用いた根固め工を幅 6～12m に設置するのが一般的である。

特に急流河川（I_b＝ 1 /60～ 1 /150）で玉石を河床材料に持つ河川では，洪水時の流速，掃流力が大きく，河岸侵食力が大きいので，根固めに加えて根固め水制を設置する。この水制は，護岸及び根固が十分な強度と幅を持っていれば必要ないと判断しえるが，高さ 1.5～2.0m の横工水制を設置すると，実質的な河岸線が水制先端を連らねた線となり，河岸寄りの洗掘を水制先端を連らねた線まで河心側へ追いやることができ，河岸侵食防止工として，防御ラインが一列増加したことになる。この水制を設置する意義付けは，この水制が無ければ，河岸侵食防止が計れないというものではないので，護岸根固めの負担を軽くし堤防の安全度をより高めるものとして位置付けるべきものである。

扇状地河川でも急流で（河床勾配 1 /150以上）玉石が河床に存在するような河川では，水制を根固め水制として用いるのでは無く，水制の高さが高い不透過タイプの水制を河岸近くに設置することがある。これは扇状地河川といっても，湾曲や，山間部と扇頂部の河道区間での平面形状の急変によって，水衝部がある程度固定しているような河に設置することが多い。護岸，根固めでは堤防防御に不安があり，玉石の衝突や水衝力に十分に耐える強固な水制を設置し，水を刎ね，高速流を河岸から離し，堤防を守るものである。水制の長さが川幅に比し小さいので，1つの水制では水刎として主流線を大きく変えるほどの効果は無い。また流水が水制に激突するような位置に設置されることが多く，水制回りの洗掘深が大きく維持に苦しむため巨大な水制になりがちである。これを避けるには，数個の巨大水制によって流水を受けるのでは無く，水制先端の位置を上流から徐々に堤防から離すようにし，水制先端線が滑らかになるように水制群として配置するべきである。

Segment 2，自然堤防帯を流下する河川では，低水路の放線形を修正して，ランクＡの河岸をランクＢの河岸にするのが好ましいが，それができない場合は，Segment 1 の場合と同様な考えとする。但し水制を設置する場合で，堤防及び高水敷部を保護工で十分に守るものでないのなら，河岸肩部を荒らさないように水制高の低い根固め水制とするか，透過型タイプの水制とする。

水制工種としては，砂利河川では，異型コンクリートブロックを用いた横工水制や牛，枠類を根固め水制として縦断方向に連らねる工法などが取られる。砂河川では，根固めを補強する杭出水制が好ましい。

Segment 3 では，矢板護岸に捨石あるいはコンクリートブロックで根固めした工法となろう。河口に近いため河岸近くが係船のためのスペースとなることも多く，この場合には係船に必要な水深を確保する必要がある。ランクＡの河岸で水制工を設置するとすれば，河岸近くの水深を浅くさせるために用いるもの，あるいは高水敷造成のための水制工を設置するものが考えられる。但し水制工でこの目的を達するには時間がかかるので，護岸工事を含む高水敷造成（埋立て）工

事が行われることになろう。

〈ランクB〉

Segment 1の河川は，単断面河道として，すなわちランクAの河岸を持つものとして河岸侵食防止工を設置するのが一般的であるが，近年，河床掘削やダム築造による洪水ピーク流量の減少によって河道内に高水敷化した部分が生じ，これを堤防防御機能を持つ高水敷として複断面化を計る計画や，さらには，広い河原の一部を計画的に高水敷化し，その部分の高度利用を計る計画などが見られるようになり，低水路河岸をどう守るかが問われている。

護岸と根固めで河岸を守る場合には，法肩の強化を図った護岸とコンクリート異型ブロックを用いた根固めが適用工種であるが，緩扇状地であれば，改良木杭沈床でも良い。ただし沈床は屈とう性が少ないので，洗掘部の河床高程度より深く設置する必要がある。近年近自然工法として木杭沈床が用いられている例があるが，この場合沈床は必ず平水位以下（扇状地河川では地下水位位下と言った方が良いが）とする。

横工による根固め水制は，中出水によって水制前後の水面形が乱れたり，流速が早くなる所が生じたりするので，高水敷肩部が侵食されやすくなるので，低い水制とする以外は避けた方が良い。

扇状地河川の高水敷は，冠水頻度が数年に1回程度であると，計画高水時には，表層侵食を受けると考えられるので，なるべく冠水頻度が低くなるように高水敷高を決めるべきであろう。

なおBランクの河岸に連続した護岸を設置せず，縦工水制と護岸の中間的な河岸侵食防止工も考えられる。これについては次小節で記述する。

Segment 2の河川で砂利を河床材料に持つ河川では，通常の護岸・根固で河岸処理を行えば良いと考えられる。水制を使うとすれば根固め水制として設置されるが，これが通常の護岸・根固めより有利である積極的な理由があまり見あたらない。低水路の水深の1／2程度の高さのある横工水制を適切に配置すれば，洗掘部を水制先端線の位置まで追いやることができ，護岸・根固めの負担を軽くすることが可能であるが，ランクBの河岸にまで，河岸防御ラインの二線化を企ることも無いように思える。

湾曲部が大きく深掘れの大きい場合は，低水路の平面形状を修正すると言う意味で水制工を設置する意義はあるが，水制工による流水の乱れや，高流速の発生によって河岸肩部が侵食されやすいので法肩工に十分な配慮が必要となる。むしろ低水路の掘削，高水敷の造成を計画的に行って，望ましい放線形に形成し，護岸，根固めを設置した方が効果が直接的である。

Segment 2の河川で砂を河床材料に持つ河川は，1960年代までは護岸と杭出水制を主体とした根固め水制が主流の工法であったが，その後根固めは異型コンクリートブロックを用いたものに変わってしまった。これを従前の杭出水制工にもどすことは，粗朶沈床を作れる技能工の不足，材料の入手難等より不可能であるが，粗朶沈床に代わる高分子材料を用いた篭材，吸出し防止材の工夫と地上での沈床工の作成，それを重機を用いて所定の位置に施工し，重し材としてコンクリート異型ブロックを落く等の施工方法の改善を行えば，見なおしの対象となる。

なお砂河川では水制工を根固め水制としてでは無く，水制高を高くして，それを河岸線防御水制（護岸は作らない。）として機能させることが，3－2で示したごとく可能であるので工法の開発を考えるべきである。これについては，次小節で詳述する。

Segment 3で人工河道でなければ，河岸侵食防止工を設置することは少ないが，必要に応じて護岸，捨石根固め工か，杭工を主体とした水制を用いる。

〈ランクC〉

基本的には河岸侵食防止工は設置しない。

5－2－6　水制工の形状と配置形態

水制工の形状と配置形態は，水制設置場の河道特性，水理条件に適合したものとする必要がある。ここでは，根固め水制と河岸線防御水制の二つに分けて水制工の形状，配置形態の基本原則について，河道のSegment毎について記す。

〔1〕 Segment 1の河川

ランクAの河道に根固め水制を横工として配置する場合は，次のようにすると良い。

護岸前面にはコンクリート異型ブロックを用いた根固めを設置する。根固めの上面高は法留工の上面高に合わせる（法留工の上面高は，直轄河川では計画河床高あるいは最深河床高のいずれかの低いものより1.0～1.5m程度低い高さとする。県管理の河川では河川規模も小さいこともあって0.6m程度とすることが多い。もし洪水時の最深河床高が，この法留工の高さより高ければ根固めの設置の必要性が無いわけであるが，扇状地の河床高は変動が大きく，また長期的な河床変動量も考慮して，この法留工の高さを基準とする。根固めの幅は，予想される根固め前面の洗掘深△Zの3倍位程度以上とすべきであるが，ΔZの予測ができないので，直轄河川では6～12mとする場合が多い。根固め工の天端高は法留工の高さに合わせる。

さん型の根固め水制の高さh_sは根固め工からの高さとして定義し，その高さh_sは1～2m程度とし，平均年最大流量時の水位と根固め工の天端位置からの差H_pの1／2よりh_sは大きくならないようにする。水制と水制の間隔L_sはh_sの10倍程度とすると水制による相当粗度k_sがh_sの5倍程度となり，流速低減効果が最も大きくなる。その変わり水制工の設置量が増大するので費用対効果の視点から，それが最適ということではない。水制上の水制による粗度より求められる流速係数φ_sが低水路の流速係数φ_oの1／2程度とすると，水制部の流速は低水路部1／2以下となり，水制部の底床に働く掃流力は平均的には1／4以下となるので，計画高水流量時においても，河床材料の移動はあまり生じない。従って，φ_sがφ_oの1／2程度となるように水制間隔を配置すれば十分であろう。急流巨石河道で無い限りL_s/h_sを20程度に配置しても良いと考える。水制の長さℓ_sは，根固め工の幅で十分と考えられるが，それより長くする場合は，水制先端が掘れるので，4－3－6で示したような範囲の基礎工（水制回りの根固め）が必要である。

円柱型あるいは三基構のような形状の水制を等間隔に設置する場合は，4－4で述べた流速減

衰効果の判定方法を用い，φ_sの値が，φ_oの1／2程度になるような間隔L_g及び水制群の配置となるようにすれば良い。粗度効果を増大するためには千鳥状に配置した方が良い。なおこのような水制は，施工性の面からコンクリート異型ブロックを用いた水制に勝てないので設置されることは今後あまりあるまい。

水制高の高い実質的には不透過水制であるコンクリート製の水制を群として設置する場合は，これを根固め水制と位置付けるので無く，水制先端線を結んだラインを河岸防御の第一ラインとする河岸線防御水制的なものとして位置付けるべきである。これによって万が一水制がいたんでも，堤防護岸が第二の防御ラインとなり，堤防の安全度を高めることができる。

この場合水制高の元付け部分の高さは計画高水位程度とし，水制を越流した河水が堤防護岸をたたかないようにする。なお水制の前面の水位は，水制先端部の河水の流速ヘッド$\frac{Vm^2}{2g}$だけ水位が上昇する。Vmが6m/sで1.8mにもなる。水制前後の堤防護岸は，堤防天端まで練積み等の強固な護岸で保護しておく必要がある。水制の長さは護岸法留から評価して，すくなくとも，計画高水位と護岸根止め工の高さの差Hの1／2程度の洗掘が水制先端で発生するとし，それが護岸根止め工まで及ばない長さ以上としたい。洗掘部の護岸寄りの斜面勾配を2割とすると，長さはH以上となる。

水制の間隔L_gはWinkelや秋草等の水制域の考え方を適用し，ℓ_gの4倍以下とすれば良いが，水制先端部の深掘れの軽減や護岸の安全度の向上を考える場合は，L_g/ℓ_gを2倍程度とする。なおL_gが大きくなり，低水路に発生する砂州長L_s程度となると写真4－8－1に示したように砂州が水制間に入りこむ形となるので，L_gは砂州長L_sの1／2～1／3程度以下とする。

L_g/ℓ_gを一定値で固定してしまうとすると，ある河道区間の中での全水制長の総和は，l_gの長さにかかわらず，一定である。ℓ_gが短いほど元付け工の費用が増大するが，水制一つ当りの外力が小さくなるので水制のための根固め範囲を小さくし得る。このことを考えるとあまり長大な不透過水制を出すことは得策でない。

聖牛，枠類，三基構を河岸線と沿って縦断方向に並べる縦工的根固め水制は，伝統工法の伝承，景観の保全という意味では今後残る可能性があるが，コンクリート異型ブロック根固めで十分根固め機能を発揮し得ること，水制の維持管理の負担が増加すること，また施工性の悪さ，技能工の不足等もあって復活の見込みは少ない。

ランクBの河岸（高水敷を持つ河岸）には，5－2－5で述べた理由により，高水敷の冠水頻度が小さい河川以外では，基本的には水制は設置しない方が良いと判断する。なお護岸を通常の練石あるいは練ブロック積みで作ると，大出水時には護岸肩部の土砂移動により護岸背後から護岸が破損する恐れが強い。急流扇状地河川で，高水敷の高さが，数年に1回冠水する程度の高さの場合は低水護岸は大出水時に変形されることを前提にし，ただし修復の可能な異型ブロック積みで作り，前面に根固めブロックを入れる工法を今後取り入れていくべきであろう。この場合砂州長L_sの1／3位の間隔に図5－2－2のように縦工水制的に護岸根固めを設置すれば，建設コストが軽減し，また自然河岸を存置し，多自然型の工法となろう（これについては別途実験によ

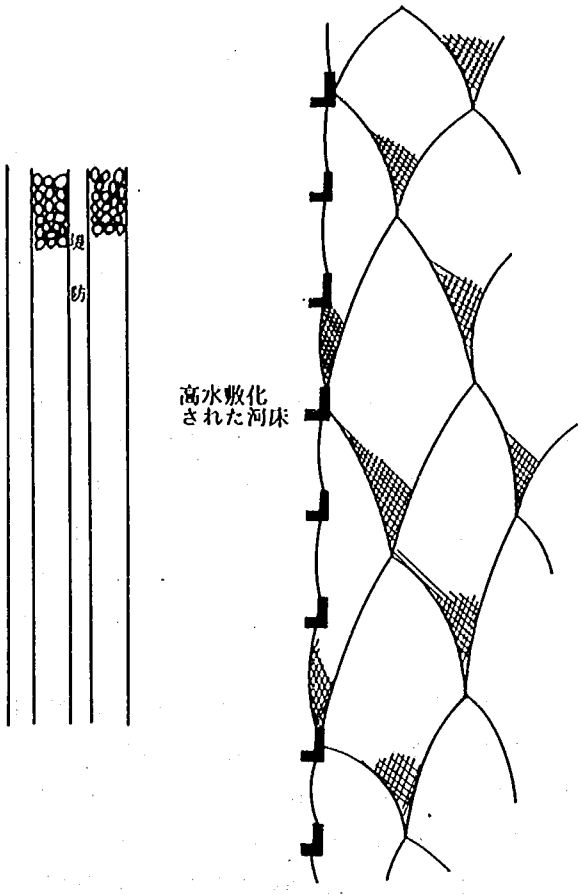


図５－２－２　扇状地河川Ｂランク河岸の継工水制

る調査を進めているので，詳細はそれにゆずる。)。

〔２〕 砂利を河床材料に持つ Segment ２の河川

ランクＡの河岸で高水敷をほとんど持たない場合，護岸は低水護岸と一体となった堤防護岸とする。高水敷部が多少ある場合は，高水敷の保護に十分に注意する。

砂利を河床材料に持つSegment ２の河川の低水路法肩の侵食は，普通には植生が十分に繁茂していれば生じないが，ランクＡの河岸は，そこが湾曲凹岸部となっていることが多く，また高水敷幅が狭いので，大出水時に高流速が生じ，法肩が侵食されやすいので法肩工を設置すると同時に高水敷の保護を十分に行わなければならない。十分に植生が在っても，そこの流速が 2m/s 以上となると植生が破壊するおそれがある。

護岸の法留工の高さは，瀬替えができドライ施工が容易であれば，扇状地河川と同様な考えで設置高を決めれば良いが，Segment ２の河川は，扇状地河川に比べて河岸高も高く，またランクＡの河岸は固定砂州の淵部（深掘れ部）となっていることが多く，護岸法面が長くなりすぎた

り，護岸工事のための仮設工事費が高くなりすぎたりすることが多い。このような場合は，法留め工の高さを平水位程度とし，鋼矢板を基礎工とする。矢板前面には捨石，あるいはコンクリート異型ブロックで根固めを行うのが通例である。

水制工は設置する必要は無いと思うが，設置する場合は，根固めの補強という位置付けでは無く，水制群の水制先端線を連らねた線に深掘れを追いやるものとして位置付けるべきであろう。水制長ℓ_sは河岸から深掘れをどれだけ離したいかによって定め，間隔L_sは，ℓ_sの2～3倍程度か，水制高h_sの10～20倍程度の短いものとする。Segment 2の砂利河川では大出水時の河床に生じる小規模河床波が砂堆となるのでφ_0が10程度となるので，あまり水制高の低い水制では流速低減効果が生じないので，水制の高さは平均年最大流量時の平均水深の1／3～1／2程度は必要であろう。

水制の構造は，瀬替えが可能であれば，水制回りの洗掘を防ぐ基礎工（平型の異型コンクリートブロックを敷設）の上に異型コンクリートブロック層積みして所定の形状に設置する。基礎工の範囲は4－3－7を参考にして定める。瀬替えが不可能な場合は，沈床（現代の条件に合う工法の改良が必要）や捨石で根の洗掘対策を行った上に異型コンクリートブロックを積み上げ水制とするか，ブロックの変形を許す乱積みの水制とする。ブロックの変形，移動を軽減するために，コンクリートパイルを打ち込んで，その回りにブロック等を投入するのも良い。

ランクBの河岸では，護岸・根固めで河岸を守れば良いと判断するが，必要ならばランクAの水制と同様な水制を設置する。

ランクCの河岸では，基本的には侵食防止工は設置しない。

〔3〕 砂を河床材料と持つSegment 2の河川

ランクAの河岸の護岸工の考え方は，砂利を河床材料に持つSegment 2の場合と同様であるが，護岸工のための瀬替え工事が容易でないことによって根止め工の高さは低水位程度とし，根止め工は矢板を打った上部にコンクリートでコーピイングすることが多い。

根固めは通例はコンクリート異型ブロックの乱積みとすることが多い。根固め下からの砂のすい出し防止は行れないことが多いが，根固めの確実さを増すために沈床，捨石，すい出し防止シートなどのすい出し防止工をほどこすとブロック量を減少させることができる。

水制工は，現在では設置されることは少ないが，設置するとすれば，水制先端の洗掘を軽減するように，不透過の水制より，杭出工を主体とした水制群の方が良いと思われる。この杭出工は根固め用のブロックや捨石の移動，転動防止の効果もある。

杭間には水制付近の洗掘防止のため沈床や蛇籠で保護すると良い。実質的にこの沈床や蛇籠が根固め機能をはたし，水制間の河床低下を防いでいるようである。最近では根固めにコンクリート異型ブロックを投入することが多い。

根固め水制の長さℓ_sは，最低限，護岸法留め工の高さから深掘れ部の最深河床高までの高度差H_0の5倍程度以上とする。この根拠はそれほど無いが，護岸法覆工の法勾配の1／2以下程度

に水中の河道横断勾配としたいこと，実際の河川の河岸近くの深掘れ部の勾配が1／3程度以下であること等を勘案してH_bの5倍とした。さらに最深部の位置を河岸から離したい場合は，離したい距離以上のℓ_gとする。

水制の間隔，杭密度は，水制間φ_sが平均年最大流量時に6～8程度以下となるような設計とする。杭の高さは，河岸近くは河岸高の1／2程度以下とし（あまり根拠は無い。），河心側に向かって水制高を低くする。この横断勾配をどの程度にするべきかの明確な根拠は無く，従来1/50～1/100に設置されてきた。これは河岸側をなるべく流速を遅くし，かつ水制先端部の流速が低水路部の流速と大きな差が生じないようにし，洗掘深を軽減したいという期待の現れであるが，定量的な評価が難しく，水制設置場の条件に応じ適宜決めていくしか無い。

水制の間及び周辺に敷設する根固の高さは，周辺河床より低くしたい。

護岸根に沿う根固めの幅は最低4m以上とする。

ランクBの河岸の河岸侵食防止工の考え方は，ランクAと同様で良いが，高水敷があるので，水制を護岸工を設けない河岸線防御水制として設置することが可能である。水制の形状や配置は利根川中流部の水制工の実態等より次のように考えれば良い。

水制は，水制間に土砂が堆積するように，その上面高を河岸においては高水敷高より1m程度低い高さとし（将来高水敷化され，そこを利用する場合水制が地表に突出しないようにするため。），河身側は高水敷高と低水位の1／2程度の高さ以上とする。

水制の間隔L_gは，河岸線の凹凸をどれだけ許すかによって決める。河岸が安定した後の水制の突き出し量（河岸の凹凸量）は，直線河道の場合は，（4－8－2）式より$0.11L_g$で評価し得るので，許容付き出量をL_cとすれば，$L_g=9L_c$となる。L_cを5mとすれば$L_g=45$mである。

水制根は，水制設置前の高水敷の中に河岸高（高水敷高と低水路平均河床高）程度食い込ませておく。ただし水制先端部を河岸近くとする場合は，将来河岸線位置が，水制先端から$0.11L_g$の位置になるとし，そこから河岸高分だけ河岸方向に水制を高水敷に食い込ませておく。これは河岸の凹凸が予測より大きくなった場合，あるいは水制根の河岸が侵食した場合の安全対策である。

低水路の法線は水制先端線から$\frac{L}{2}$だけ河岸寄りのラインとしておく。なお水制長が長い場合は，将来そこが高水敷化されると推定される部分を，低水位上2～3m人工的に埋めたてておくと，そこに植生が生え，洪水時に細砂，シルトがトラップされ高水敷化が進む。また水制前後での土砂濃度の差による水制背後の洗掘が防げるので埋めたてておいた方が良い。

水制の構造は，図5－2－3に示すようにコンクリートパイル間に中詰め材として籠工，あるいはコンクリート異型ブロックを使うもの，二重鋼矢板で水制形状とするもの等種々考えられる。水制の前面には，沈床あるいはそれに変わる根固めを水制頂より1.5割の勾配の範囲に設置する。後面は埋めたててしまえば設置しなくても良いが，そうで無い場合は水制背後の洗掘が水制直後にまで及ばないように水制頂より1割の勾配に設置する。水制頭部は，必ず洗掘されるので捨石，ブロック等の屈とう性の良い根固めを設置する。その範囲はL_cと関係付けで決められるべきだが，あまり範囲を広くするとコストもかかることから，頭部の水制頂と河床高の差の2倍程度

とし，必要に応じて追加すれば良い。

ランクＣの河岸には，基本的には河岸侵食防止工は設置しない。

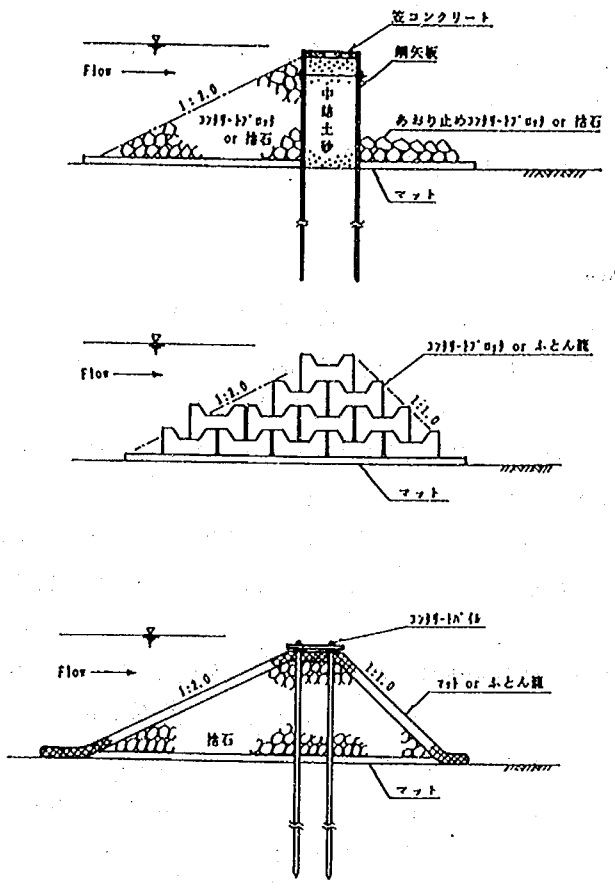


図５－２－３　砂河川Ｂランク河岸の水制構造（案）

〔３〕 Segment ３の河川

Segment ３の河川の河岸侵食防止工について５－２－５で水制はあまり設置されないだろうとした。自然のよし原の存置しているような場合は，このよし原が波浪や河岸近くの流速を遅くし，河岸侵食防止工の役割があること，鳥類や魚類の自然生態系の重要な役割を占めていることから，治水計画上問題が無いなら存置させ，人工構造物等の建設によって河岸の位置（よし原の最前線）が変化し，その変化が望ましいものでないなら，杭工，捨石工等の簡単な工法で河岸を防れば良い。

治水上低水路部の流下能力が少く，河床掘削，低水路の拡幅を行わなければならない場合には，河岸近くを浅くし，水制で河岸近くの流速を低減し，よし等の育成する環境としておくよう

な配慮が今後は必要となろう。

よしが育成するためには，シルト質の物質が堆積し，浅い条件が必要である。このような環境を作るためには杭工と捨石やブロックを組み合わせた河岸高より少し低い不透過型の横工水制を設置し，小出水では死水域になるようにすると良い。透過型の杭出水制は，流速が遅くなるが，乱れが大きくなりシルト分が堆積しにくいので，効果が少ないように思われる。

5－3　低水路法線形の整正及び修正のための水制

5－3－1　現代における意義と方向

本格的な低水路工事が始まった明治中期から後期は，工事対象河川が緩流河川であったこともあって，掘削や埋立てによって低水路を形作っており，水制を用いて水制間に土砂を堆積させ，そこを高水敷化すると同時に低水路法線を望ましい形に形成していくという目的意識を持った工事，工法は行れなかったようである。もちろん航路維持のための水制工が実施され，水制の先端を結んだ線を計画低水路線を言ったが，これは今日言う低水路法線とは異なり，その線に合わせて高水敷を意図的に形成させようとしたものでは無い。

大正期に入ると中間地河川や扇状地河川でも高水工事が実施され，水制も設置されたが，これは低水路を計画の法線に合わせるために設置したものではなく，河岸侵食防止工として設置されたものである。

水制によって土砂の堆積，移動を制御して低水路の形状を望ましいものに整正していくという考えを前面に押し出して水制を設置したという事例は少なく，斐伊川0～7km区間の河床上昇を軽減するために高さの低い丁出し水制を設置し，移動床部分の幅を狭め土砂の輸送能力を増そうとした事例，信濃川長岡地区において計画低水路法線に対応した高水敷部を作るためコンクリート異型ブロックを縦工として用い，流水と土砂を誘導したもの，十勝川水系札内川0～20km区間の低水路整正において水制を出し，かつ河床掘削を行って高水敷化を計ったものぐらいである。

水制によって土砂の堆積位置，侵食位置を制御し，かつ望ましい低水路形状を作っていくという工法は，その効果が現れるのに時間が掛かること，効果の確実性が低いこと，大型土工機械を用いれば，低水路法線に合わせた河道形状にすぐに確実にできることにより，今後我国において実施されることは少ないと判断される。ただし低水路法線形の微修正あるいは実質的な低水路法線の河身側への移動には，5－2で述べた水制工の考え方，工種が適用可能であり，今後も水制工が利用されることがあろう。

5－4　航路維持のための水制

5－4－1　現代における意義と方向

明治時代には，近代化を急ぐ政府は，殖産興業を図るため，輸送手段として河川の舟運に力をそそぎ欧米の技術を導入した舟運のための長大水制工を設置したが，明治末から大正期においては，鉄道との輸送力・利便性との競争に負け，舟運のための水制工は，昭和初期の淀川低水工事を最後として見られなくなる。

現在，河川計画の上で舟運を考えた河道作りは行われておらず，長大水制は河積阻害があるとしてきらわれ，航路維持のための水制工の計画がなされることは無いと言える。従って航路維持のための水制工設計論を提示することの意味は無いと言えるが，最近になって大都市圏では，水上バスや夜景や食事を楽しむレジャー船利用の需要が増加しており，さらにプレジャーボート等の通行量も増えており近い将来航路として河川を整備するという要求が生じる可能性があること，さらに我国の河川技術者が外国において舟運のための河道整備を計画する場合もあることも考え，航路維持のための水制の考え方について記しておくこととする。

なお本節の対象とする河川は，粗砂以下の河床材料を持つ河川とする。砂利河川を対象としないのは，我国では長大水制で川幅を制御しようとする建設費が巨大となり，一方勾配が急であるので，確保水深を砂河川並に取ることが困難であり，喫水深の浅い舟しか通行できず，コストパーフォーマンスが悪いからである。砂利河川の場合，河床は洪水時しか動かないので，レジャー船等のためには掘削を行う方が得策であろう。

5－4－2　設計対象流量

航路維持のための水制を設置する場合どのような流量以上において水深を確保し，通船できるようにするのかを，まず決めなければならない。これを設計対象流量と言うことにする。

この流量は通船希望時期，河川流量とその変動パターン，確保水深，航路部の河床横断形状(砂州の移動や航路の平面形状によって，変化する。)によって変わるので，対象河川の河道特性，通船の目的，航路維持のためのコストと航路確保による便益によって評価されるべきであるが，舟運が目的であれば，年間における通船期間の平均渇水流量あるいは平均低水量が取られるのが一般的である。

5－4－3　確保水深

航路の確保水深は，航路を通過する舟の喫水深に規定されるが，逆に水制によって確保される水深より通航可能な舟の大きさや形状が決まるので，設計対象流量時の水深と制御川幅の関係，船の喫水深，水深を増加することにすることによる便益，確保水深を維持するためのコスト等を調査し，総合的に確保水深を決める必要がある。

確保水深は喫水深の1.3倍以上あることが運河での現地調査や水理実験を通して，望ましいと

されている。

ちなみに昭和6年の淀川低水路工事計画では確保水深1.2m，米国ミシシッピー川では，CairoからBaton Rouge間で3.6mを目標として河川の改良維持を行っている（現在1.8mが確保されている。）[6]。

5－4－4　制御川幅

水制によって川幅を狭めて確保水深を確保するために必要な制御川幅B_cは以下のように決める。

〔1〕 長い区間に渡って制御する場合

設計対象流量をQ_p，確保水深h_p，河床勾配I_bとすると，感潮区間また水位確保のための堰の背水区間を除けば，次の関係が成立する。

$$Q_p \fallingdotseq \varphi\sqrt{gh_pI_b}\cdot B_ch_p$$

すなわち

$$B_c \fallingdotseq Q_p/(\varphi\sqrt{g}\sqrt{I_b}\cdot h_p^{3/2}) \qquad (5-4-1)$$

となる。

（5－4－1）式は水深を確保するための制御川幅であるが，通船のためには，船が安全に通行し得るに必要な川幅も必要である。この川幅は，水路の法線形状，船の幅，一方通行か両方向通行かで変わる。

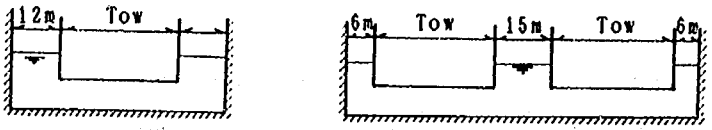
米国工兵隊の基準（1980）では，直線水路部で図5－4－1及び表5－4－1を基準値としている[5]。なお湾曲部ではより広い水路幅が必要となる（詳細は文献5）を参照されたい）。

もし（5－4－1）式による制御川幅より通航の安全のために必要な川幅が大きくなる場合には，確保水深の変更（すなわち通船可能な舟の大きさの変更）や他の手段（ダム等より通船のための流量確保等）を考え再検討することになる。

ところで（5－4－1）式より確保水深は，

$$h_p = (B_c/Q_p\cdot\varphi\sqrt{g}\sqrt{I_b})^{2/3} \qquad (5-4-2)$$

となる。本式によるh_pは平均の水深を表すものであり，制御川幅内の水深がh_pに近くなるかは，別途検討しなければならない。特に砂河川では，小流量でも河床材料が動くので，B_c/h_pが大きいと制御川幅内に平水流量対応の砂州が生じたりして，部分的に浅い所が生じ通船が不可能となることがある。従って小流量時の砂州形態を予測し，瀬の部分の水深を評価しておく必要があり，場合によっては浚渫も含めた航路維持計画や，航路の法線形を適切に蛇行させることも考えるべきである。



(a)一方通行　　(b)二方向通行

図５－４－１　直線部における最小クリヤランス[5]

表５－４－１　標準水路幅[5]

船幅（m）	水路幅（m）	
	二方向通行	一方通行
32	91	56
21	70	46
15	58	40

５－４－５　水制の天端高

水制の天端高は，水制設置後の設計対象流量時の水位を基準とするが，この水位が平均低水位より低い場合は，平均低水位を基準水位とする。平均低水位を基準とするのは，これ以下とすると施工可能日数が少なくなり工事期間が延び望ましく無いからである。

水制先端の天端高は，先端部の洗掘防止の観点から低い方が良いが，設計対象流量時の水位を天端高にすると航路内の河床変動等によっては水制の効果が無くなることもあるので，50cm 程度高くする。河床変動の少ない河川では 30cm 程度でも良い。

水制の根部の天端高は，一般には水制先端部より高くし，流水を航路部へ集中させるという方針が取られるが，航路維持を目的とするなら水制先端部と同一の高さでも良いと判断される。水制根部の水制高が低いほど根部の洗掘が小さくなること，大出水時の流水の流下への支障が少ないことによる。この場合は水制に河岸侵食防止効果及び水制間に土砂を堆積させることは期待しない。

水制間に土砂を堆積させ，そこを高水敷化させ，かつ航路部の河床を低下させることを意図して水制を設置する場合は，将来の航路部の河床高の変化や河道特性の変化を予想し，それに見合った水制工の構造としなければならない。ただし，この予測が難しいこと，また河道の変化が大きくなり水制工の維持に苦しむこと，流水疎通能力を低下させること等より，このような水制工の設計は，望ましくないと考える。

５－４－６　航路部（水制包絡線）の線形

航路部の線形は，水制設置前の talweg（最深部を連らねた線を航路部の線形の基本とする。こ

の場合最深部の曲りが急である所は，舟の航行の安全性等を配慮して滑らかな法線形とする。なお水制設置前のtalweg lineの位置が経年的に大きく変動しない単列蛇曲河道であれば，前述の方針で線形を定めることは容易であるが，水制設置前の河川の砂州形態が多列的である場合や，単列であっても直線状の河道で砂州が下流に向かって移動してしまうような場合には，航路部の線形は河岸（港）のように河岸に近ずける所を除けば，河道の中央部を航路の位置とする。

Talweg lineを航路の基本的な位置とするのは，水制の破壊を防ぎ，かつ水制設置によって河床の変化が，あまり生じないようにするためである。このようにすると，洪水時の流況が水制設置前の状況と似たようなものとなり，河道の安定性をくずさず，大出水時の土砂移動による航路部の堆積が少なく，確保推進が保持しやすいからである。

5－4－7　水制工の配置形態

〔1〕 横工の場合

水制の長さは，川幅制御線に合わせた長さとする。また両岸に水制を設置する場合は，流下方向に同一距離の位置に設置し，互に水制頭がずれないようにする。

水制の方向は，上向水制が良いと言うのが通説であるが，航路維持を目的とするような越流型水制では，水制高が低いので，多少の角度の変化で，河岸近くの洗掘深が大きく変わるとも思えず，経済性を重視した，すなわち直線部では直角水制で良いと判断する。なお米国工兵隊では上向水制より，多少下流を向いた下向水制の方が効果があるとしている[6]。

水制の間隔については，水制の長さの1.5～2倍程度が良いとしている文献が多いが，航路水深の維持という観点から見る場合には，水制の長さと間隔が水制の長さに規定されると考えるべきでなく，水制による制御川幅B_0との関係で決められるべきであろう。すなわち水制によって制御される川幅の中を設計対象流量が流れるような間隔に計画すべきである。水制の背後の拡がり幅をWinkelに従って6.6°とすると（実際にはℓ_s/L_sで変化するが，利根川の水制間の河岸形状からもこの程度と判断する），実質的な川幅Bは次の水制の直前で$B_0+2L_s\tan 6.6°$となる。従って川幅の拡がり率αは

$$\alpha = 1 + 0.23 L_s/B_0 \cdots\cdots\cdots\cdots (5-4-3)$$

となる。川幅の拡がり率が大きくなるとそこの水深が浅くなるので，航路維持の観点からはこれをある値以下におさえたい。αを1.15以下にすれば，（4－3－12）式より，拡幅部の水深は水制頭部の平均水深に対して10%程度浅くなると評価し得る。これを許すとするとL_sがB_0の0.65倍となる。この値はフレングスの示した直線部でB_0の5/7倍，凸岸で2倍，凹で1/2倍の値と同程度の値となっている。

またL_sが長くなると，計画対象流量時の水制間に流速の遅い渦域が生じなくなり，拡がり角度が大きくなってしまうことがある。これが生じないようにするには，以下の二つの条件をクリヤする必要がある。

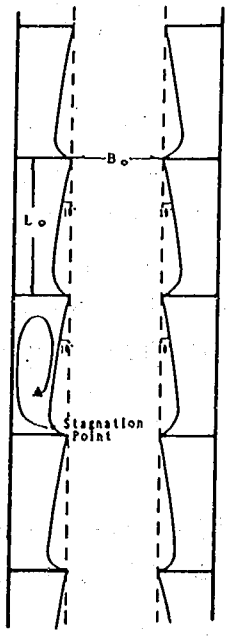


図５－４－２　水制間の流路幅

１つは，水制間に渦域が生じ，その渦域が水制間隔の長さとなる条件である。渦域の水位は，下流の水制の stagnation point の水位とほぼ均しいので，上流の水制頭部の水位よりこの水位が高くないと水制間隔の長さとなる渦域が生じないと考えられる。従って渦域が生じるには以下の条件が必要となる。

$$I \cdot L_g \leqq \frac{v^2}{2g} \qquad (5-4-3)$$

ここでIは水路部の水面勾配（河床勾配で代用する。）である。実際にはDHLの実験によるとより厳しい条件

$$I \cdot L_g/(v^2/2g) < 0.6 \qquad (5-4-4)$$

が必要である[7)8)]。$v = \varphi\sqrt{h_p gI}$ であるので

$$L_g < 0.3\varphi^2 h_p \qquad (5-4-5)$$

となる。今 $h_p = 2m$ とし，φ の値を砂漣河床とし14とすると $L_g < 118m$ となる。

もう１つは，制御川幅に規定される砂州形態への配慮である。航路維持のための水制は高さが低いので，洪水は水制上を越流し，かつ水制による洪水時の流速低減効果も少ない。水制間及び航路部の土砂が多量に動くのは，我国においては洪水流量と設計対象流量の比が大きいので，出水時であり，砂州形態も洪水時の水理量に規定されるものとなると考えられるが，粗砂の河川では，水制を越流しない流量でも河床砂が移動し得るので，制御川幅に対応した砂州が生じる可能性がある。この場合砂州の長さの 1/3 程度以下の間隔に水制が無いと，写真４－８－２で示した

要伊川の例のように砂州によって制御川幅が維持し得ず，水深が浅くなり航路として利用できなくなることがある。

〔2〕 縦横混合工

航路維持のための水制工としては，縦工を取り入れて航路維持を行った方が確実に水深を確保し得る。また横工の間隔を横工のみの場合と比べて大きくし得る。横工の間隔をどの程度にして良いかは，横工に取りつける縦工の長さによって変化すると考えられるが，明確な基準は無い。横工のみによる場合より長くして良いが，あまり間隔を大きくし，かつ縦工の法線形状が水制設置前のtalweg lineと調和的で無い場合には，出水によって横工の破損や制御川幅内に土砂が堆積し，維持に苦しむことになろう。

5－4－8 河岸の侵食防止

舟運のための水制工としては，設計対象流量時の維持水深を確保するということを第一条件とした。また洪水の流下に対して水制がなるべく阻害要因とならないように水制高を低くするようにした。

この設計思想で行くと高水流量時の河岸侵食防止については別途対策が必要となる。もちろん航路維持のための水制工によっても，水制は床固め工として機能するので河岸侵食防止の効果はあるが，洪水時の主流は高水計画に対応した川幅とその法線形状に支配される所が大きいので，主流が河岸に寄ってくる所では，深掘れや河岸侵食が生じると考えておかなければならない。これに対しては長さの短い根固め水制や護岸・根固め工等の河岸侵食防止工が必要である。舟運用の水制は長さが長く，水制間隔が大きいので，流速低減効果はあまり期待できないと考えておくべきである。

5－4－9 水制工の構造

水制の構造としては，水制自身による洗掘がなるべく生じないような構造形状であると同時に洗掘に耐えられる構造であること，洪水時に流出破壊されないような構造であることが必要である。

洪水時の低水路の平均流速は図4－2－5で示したように，砂河川であっても以外に速く，計画，高水流量時には，河床材料のd_{60}が0.2mmの河川で2m/s前後，0.5mmの所で3m/s程度に達する。横工水制の頂部においては水深が深くなるので，この流速の2～3割増の流速となる。

石を積み上げる構造とするとこの石がその場所からほとんど移動しない（くずれるのは許容する。）ことが必要となる。移動しない石の大きさを（4－6－6）式によって評価するとd_{60}が0.2mmの河川で10～20cm，d_{60}=0.5mmの河川で20～35cm，d_{60}=1.0mmの河川で40～50cmの材料となる。

籠工の場合は，籠が腐食しなければ，滑動しない。異型ブロックを用いる場合には，4－6

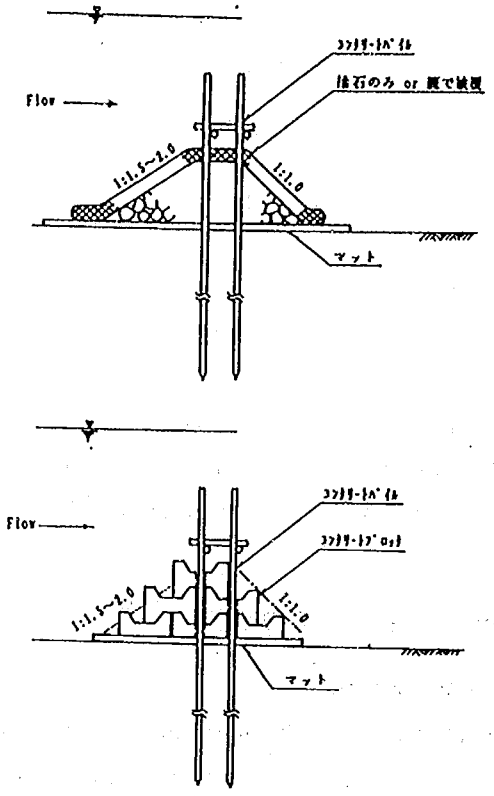


図５－４－３　水制構造図（案）

〔２〕で示したことを参考にブロック重量を決めれば良い。

なお砂河川においては，捨石，ブロックは砂の中にもぐってしまうこと，また吸出を受けることから，吸出しを防ぐ吸出防止材を河床に敷きならしておく方が良い。できたら沈床と同様な機能を持つもの（ジオテキスタイルを用いたかご工等）を河床に沈めておきたい。

５－５　景観のための水制

５－５－１　現代における意義と方向

水制工を景観構成要素と位置付けて，水制工を設置したのは，1980年代に入ってからである。これは水制は護岸と異なり水際線に凹凸を作り水際線が複雑となると同時に景観のアクセントになるため，水制を河川景観の改善のために目的意識的に設置したものである。

さらに最近では伝統的な河川景観を再現するために水制工が設置されたりしている[9]。

このような目的の水制の設置は，豊かさの実感のため，また美しい景観を作るため流行のきざしがある。

しかしながら，形から入るため，それを設置するのに適切でない場所，工種が施工されるおそ

れがあり今後問題が生じる可能性がある。

水制設置が流水に対してどのような変化をあたえ，また河床や河岸にどのような影響をあたえるかを十分にチェックした上で，景観のための水制工を設計するべきであろう。

5－5－2　修景のための水制設計のポイント

① 水制が治水上の悪影響を与えないこと，

治水上の機能は無くても良いが，すくなくとも，水制回りの洗掘に対して安全か，水制によって河岸，河床に悪影響をあたえないか，流下能力は十分にあるか，河岸は安全かをチェックする必要がある。

② 水制工種が設置場所の河道特性に合ったものであること。

③ 水制工が設置場周辺の河川風景，護岸形式とマッチしていること。

④ 水制工だけでなく護岸，河岸植栽等と一体となって修景すること。

5－6　生態系の保全・育生のための水制

5－6－1　現代における意義と方向

水制工を生態系の保全・育生のために目的意識的に設置するということは，まだ始まっていない。ただし淀川の水制によって形成されたワンドの保全運動や，デルタ河川のよし原の保全育生の声が上がっていることを考えると，今後この方向から水制工の意義付けがなされる可能性がある。

低水路法線形を適切なものとし，Cランクの河岸を生みだし，さらに河岸線防御水制を河岸侵食防止工として設置できる所は積極的に設置し，自然河岸を生み出すことが，この要求に答える近道であろう。

参考文献

1) 秋草勲，吉川秀夫，坂上義次郎，芦田和男，土屋昭彦，1960；水制に関する研究，土木研究所報告第107号の6．

2) 木下良作，三輪弐，1979；砂レキ堆の位置が安定化する流路形状，新砂防，94，pp.12～17.

3) Dondurant, D. C., 1972 ; Sediment control methods : B. Stream channels, ASCE. vol. 98, Hy.7, July, pp.1295-1323.

4) 木下良作，1968；航空写真による洪水時の流況測定，1968年水工学に関する夏期研修会，pp.12-32～12-33.

5) U. S Army, Corps of Engineers., 1980 ; Manual 1110—1611, Layout and Design of Shallow Draft Waterways.

6) Margaret, S. P. 1986 ; River Engineering, Chapter 10. Canalization , pp. 313-321.

7) DHL, 1973 : Verbetering bevaarbaarheid rivierkruising te Wijk bij Duurstede ; Morfologishe as pecten, DHL Report model investigation, M974-975.

8) Jansen, PPh. ets., 1979 ; Principles of River Engineering. Ch. 6.2 Navigation. pp. 413—423.

9) 吉岡洋二，1991；伝統工法高津川，pp.35-50.

10) 山本晃一，1988；河道特性論，土木研究所資料第2662号，pp.92～93.

11) 山本晃一，1982；河道特性論ノート〔Ⅱ〕——荒川中流部の河道特性と河岸処理——，土木研究所資料第1745号，pp.1－176.

参考資料１

－砂州の特性－

土木研究所資料第2662号　河道特性論補助編第３章（1988）より

第3章　砂州の特性

3－1　本章の課題

砂州は，河川の平面形状，蛇行形状，河岸侵食等と密接な関係にあり，これらの河道特性を記述・分類・分析するためには砂州の特性に関する十分な知識がなければならない。ここでは水路の曲りや，河道内の島などによって流れが影響を受けないような，ほぼ直線の水路での砂州の特性について論じる。

3－2　砂州の発生領域

川幅水深比B/H_mが大きくなると，直線水路においても砂州の発生のため，河床，流れとも三次元的形態を持つようになる。ここでは実河川の観測資料も取り入れて，砂州の発生領域を示す。

〔1〕 交互砂州（Alternate bars）の発生領域

直線水路における砂州の発生条件を知るために，粒径0.2mm以下の資料を除き，Table 1－1の実験資料及び土木研究所で行った模型実験[1)2)3)4)5)]・基礎実験[6)7)13)]の資料を使って，Fig. 3－1，Fig. 3－2のようにB/H_mの値を10ごとに区切り，河床形態が分るように図示した。本来，粒径ごとにこのような図が描かれ，粒径の違い（Re_*の違い）による砂州の発生領域の違いを示すべきであるが，資料が少なくなり，事実上発生条件図が作れなくなること，また粒径が0.2mm以上であれば，τ_*, H/dに比較して，Re_*の砂州の発生条件に対する影響は大きくないと考えてこのようにしたものである。

このようにして作成した図より，B/H_mが30以下の場合は交互砂州の発生する領域を示すことができるが，B/H_mが大きい場合はFig. 3－2に示すように，H_m/dの大きな資料が少なく，交互砂州の発生領域を的確に示すことができない。ところでこの発生領域を明確にするためにH_m/dが大きい実験を行おうとすると実験水路は巨大なものとなり，事実上実験は不可能である。たとえば，粒径0.02cmの砂を使い，$H_m/d=1{,}000$, $B/H_m=50$の場合には，水路幅10m，長さ300m以上の水路が必要である。またこのような，実験を行う場合には，砂州のスケールが大きいため，それが十分に発達するのに何日もかかる。従って，B／Hが30以上でかつH/dが500以上である場合の交互砂州の発生領域を示すためには，実河川で砂を河床材料に持つ河川の実態を調査する必要がある。

調査の方法としては，ほぼ直線河道である区間の砂州の形態を航空写真や，河道の縦横断測量結果を用いて把握し，そこで生じる水理量との関係を分析した。Table 3－1は交互砂州の発生領域を判断するために使用した実河川の資料[8)9)10)11)]一覧表である。ところで，河川の流量は，一定の流量が続くわけでは無い。航空写真や河床の縦横断測量で調べられた砂州はいつ生じ，それ

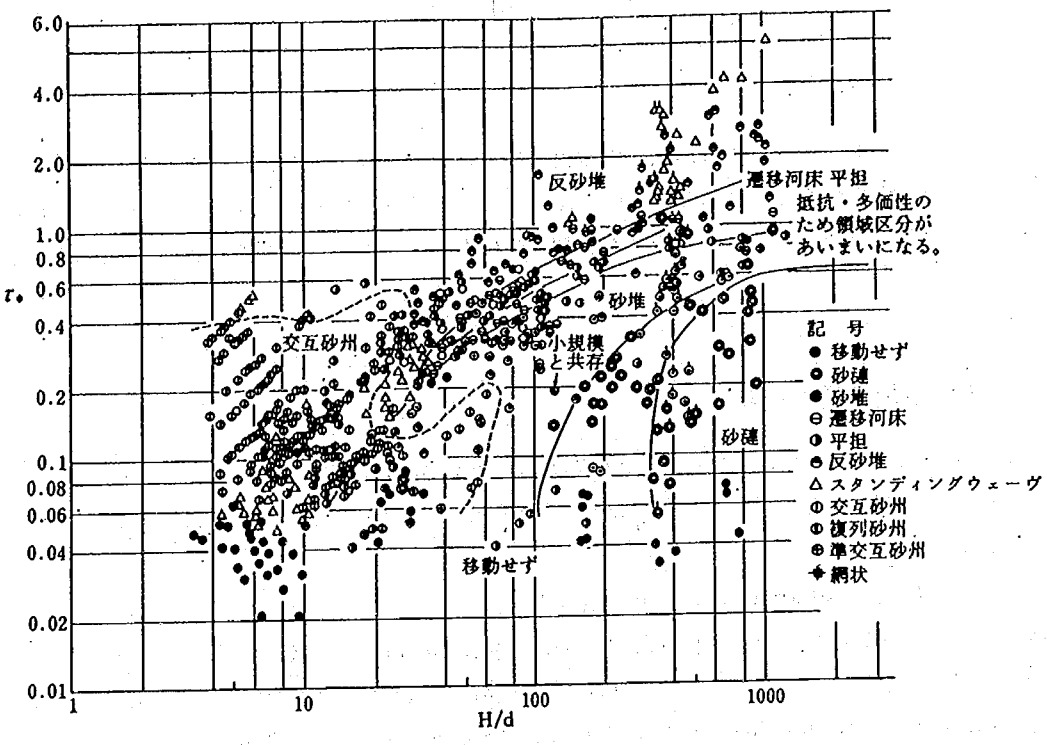


Fig. 3—1 中規模河床波の発生域，B/H＝10～20の場合

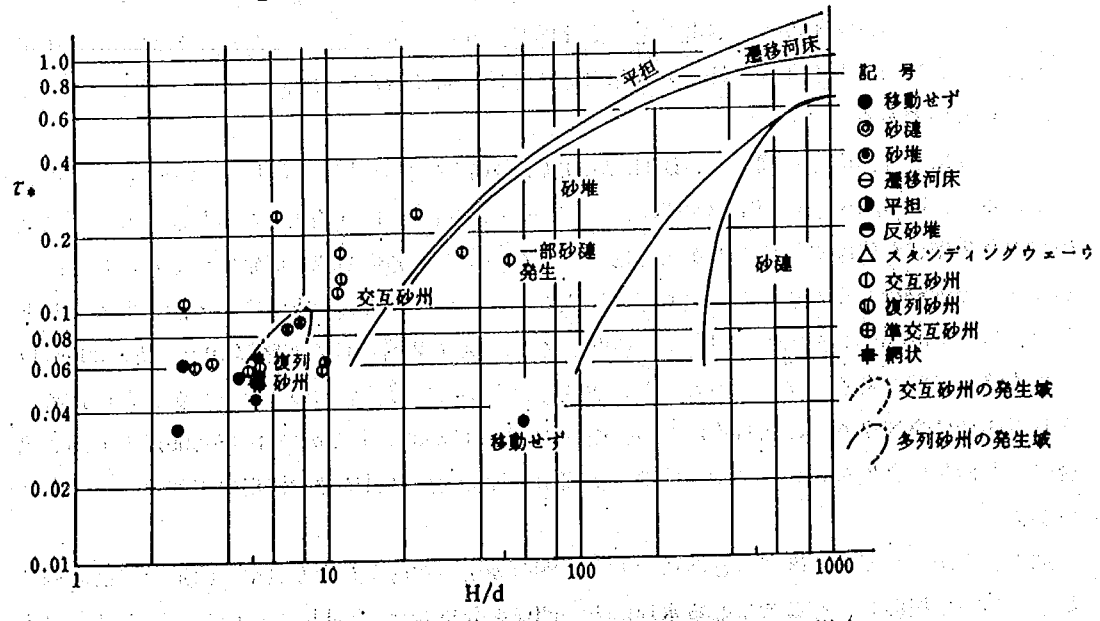


Fig. 3—2 中規模河床波の発生域，B/H＝50～60の場合

Table 3—1　H/d が1000以上の場合の中規模河床波の発生域判断のための材料

河川名	河岸の状況	中規模砂州形状判断方法	流量 m^3/s	河床の状況	その他	B m	H m	V_m	φ	B/H	τ_*	H/d
Rio Grande near El Paso, Tex.	護岸によって河岸が固定され，ほぼ直線状の河道区間											
•Vinton 100 March 13		観測時の横断図より	28.3 m^3/s	小規模 flat 中規模 no bars	推定河床材料 0.2～0.3 mm	35	0.62	1.32	21	56	0.98	2500
•Vinton 100 August 15		〃	33.7 m^3/s	小規模 dune 中規模 no bars	〃	35	1.19	0.81	9.7	29	1.7	4,700
•Vinton 200 March 15		〃	26.5 m^3/s	小規模 flat 中規模 no bars	〃	61	0.45	0.95	17.4	135	0.74	1,800
•Vinton 200 August 20		〃	23.9 m^3/s	小規模 dune 中規模 bars	〃 $Ls=304$m, $Ls/B \fallingdotseq 5.0$	61	0.61	0.64	9.9	100	1.02	2,700
斐伊川 •3～4Km	護岸，水制によってほぼ直線河道	1970年8月27日の航空写真	8月27日33 m^3/s 8月22日292 m^3/s	$L_s=300$ mの交互砂州	$Ib=1/1063$, $d_m=0.22$ cm $Q=33 m^3/s$ で $H \fallingdotseq 0.52$m, $Q=292$ m^3/s で $H=1.8$m $Q=292 m^3/s$ の水理量では →	115	18			64	0.46	727
•4.5～5.5Km				$L_s=300$m, $Bs=100$mで2列のbars	$H=1.0$ mの時barsが生じたとする。	120	1			120	0.23	454
•11～12Km				$L_s=160$m, $Bs=80$m, $Ls/Bs=2.0$	$Ib=1/830$, $d_m=0.25$cm $Q=33 m^3/s$ の時の $H=0.26$m $Q=292 m^3/s$ の時の $H=1.1$m $H=0.8$mの時の水理量は →	290	0.8			362	0.23	320
斐伊川 18～20K		1972年7月19日の航空写真	7月11日にピーク流量2300 m^3/s の大出水(日流量1600 m^3/s) 7月19日は160 m^3/s)	$Ls=840$m $Ls/B=3.5$ の波長の短い単列砂州	$Ib=1/830$　$Q=160 m^3/s$ 時の $H=0.71$m, $Q=1600 m^3/s$ 時の $H=3.3$m	240	33			72	1.0	1,300
15～16K				$Bs=100$～120m $Ls/Bs=2$～2.5 の4～5列の砂州	砂州が水深1.2 mの時生じたとすると $Q=400 m^3/s$ →	250	1.2			208	0.38	500

Table 3−1 （つづき）

河川名	河岸の状況	中規模砂州形状判断方法	流量 m^3/s	河床の状況	その他	B m	H m	V_m m	φ	B/H	τ_*	H/d
阿武隈 8～12K	蛇行河川	1961年5月14日の航空写真	4月17日415m^3/s 5月14日104m^3/s	Bs＝200mの4～6列の砂州	I_b＝1/3300, dm＝0.07cm 水深1m時の水面勾配 1/8,800	500						
利根川 135～140K	水制によって直線化されている	横断図平面図斜写真		基本的には2列砂州であるが，中出水によって変形される	基本パターンが年最大流量時（Q＝2,610m^3/s）に生じたとすると dm＝0.04cm I_b＝1/3,500	650	45	1.0	10	140	1.4	11,200
江戸川 39～31.5K	直線河道	横断図 航空写真		横断図よりbarsなし低水時にbarが発生することあり	dm＝0.54mm I_b＝1/4,300 bankfull時にはbarsが発達しないと判断される。満水時水深4m	98	4	0.95	10	24.5	1.04	7,400
Benue 751～778l mille	直線状河道	航空写真		交互砂州(複列的)	dm＝0.7mm bankfull discharge 5200m^3/s時の水理量 I_b＝1/6600	850	6～7m	1.0	10	120	0.85	9,300
North Loup at Tayler	直線状河道	航空写真		3～5列bars	dm＝0.3～0.4mm推定 bankfull discharge . 32m^3/s $I_b=1.33\times10^{-3}$	82	0.49			167	1.10	1,400
Brahmaputra	直線状であるが島が多数低水時braided pattern		55,000m^3/s 8月の流量 max		dm＝0.2～0.3mm 高水時にbars発達，total川幅10～11km 水深10～20m							
阿賀野川 0～4 km	ほぼ直線河道	航空写真 1947年 1980年音響深測器による観測	年最大流量 3500～4000 m^3/s	2～4列のbars	dm＝0.06cm 年最大流量時4～5m 2000m^3/s以下ではbarsはほんど動かない。（1980年融雪期の2回の音響測深器で確認，観測者，山本他）	800	4.5	1.0	10	177	1.03	7,500
利根川 5～30 K	ほぼ直線河道	横断図	年最大流量 3000m^3/s	no bars 小規模ripples(推定)	dm＝0.0015cm，みお筋は河道の曲りに応じて多少まがる	500	6	70～80	18	83	0.77	40,000
鬼怒川 3～8 km	川幅に応じた蛇行河川蛇行波長1200m	1966年4月撮影航空写真	年最大流量 970m^3/s	8～6.5k 3～4列bars 4～3.5k単列bars 6.5～4.5k 4列bars	dm＝0.35～0.4mm I_b＝1/3000 8～6.5k B＝120～130m 年最大流量にはbarsに消滅すると考えられる。4～3.5k B＝80～90m							
木曽川 18k～24k	ゆるやかな蛇行 長大水制	1967年2月	年最大 6600m^3/s	種々のスケールのbars 最小B_s＝70m, 最大B_s＝300m		600～700	4.0			165	1.85	11,000
常願寺川 0～6 km	ほぼ直線状	1969年11月の横断図	8月11日 peak 2760 m^3/s	前年に比較して河床が平坦に成った	dm＝0.045cm	300	2.45	3.7	20	122	48	5,400

は，その流量の時点で発達していくものなのか，消滅していくものなのかの判断が必要となる。この判断は非常に難しいが，移動床模型実験を通しての経験，内外の文献の砂州の形態やその発達の特徴に関する記述，航空写真の読み取りより，次のような砂州の形態やその発達形態に関する共通性を描出し，実河川の砂州の形態とそれを生じしめたと推定される水理量を求めた。Table 3－1には求められた水理量が示されている。

① 砂河川の場合，砂州のスケール（B_s，L_s）は水位によって変化する。小さい水位ほど小さい砂州になろうとするが，勾配の小さい所（$I_b < 1/5000$）では出水時に出来た砂州は平水時にはほとんど動かず，中出水では多少変化するにとどまる。勾配1/5,000～1/3,000では，中出水に対応したスケールの砂州ができることがある。これにより勾配の大きい所では，より小さい流量に対応する砂州が発生する。

② 砂州は，そのスケールが大きいために，水理量の変化（水位の変化）に対して，すぐさまその水理量に対応したスケールの砂州が形成されず，水理量の変化に対して応答の遅れがある。

③ 粒径0.2mm以上の河床材料を持つ河川では，B/H_mが100を越えていれば複列の砂州が発達している。大出水時に河床の小規模河床波が砂堆から一部平坦河床に変化しても，砂州は発達を続ける[9]ようである。なお砂州の列数は交互砂州の場合を1列とみなし，複列の場合が2列に当る。Fig. 3－3の場合は4列である。

④ 粒径0.2mm以下の河川で，H_m/d_mが10,000を越えるような所での砂州の発生の事例は無いようである。

⑤ 多列砂州の砂州幅B_sは，砂州を形成したと考えられる水理量における水深H_mの100倍程度である（これについては，本小節〔2〕において詳述する。）。

Fig. 3－4には，Table 3－1で示された資料の内，砂州の形態と水理量（τ_*とH/dの値）の対応がかなりはっきりしているものをτ_*-H/d平面上に砂州の形態が分かるように記号を変えてプロットした。またプロットした点の脇には，B/H_mの値を記した。これだけの資料よりB/H_mが大きい場合の交互砂州の発生する領域を明確にすることはできないが，次のようなことを読み取ることができる。

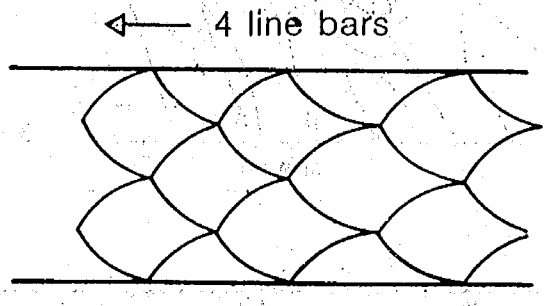


Fig. 3－3 砂州列数の考え方

① 多列砂州が発生するということは，その列数の数の単列砂州が組み合わさったものと考えられることにより，多列砂州の発生する場合と同じτ_*, H/d でB/H_mが50以上であれば交互砂州が発生すると考えて良いと思われるので，B/H_mが50以上で河床材料が 0.2mm 以上（洪水時小規模河床波は，砂堆，遷移河床，一部平坦河床）の河川では，交互砂州が発生すると判断される。

② 河床が全面的に平坦河床になるような状態では，常願寺川 0～6km において1969年11月の出水後の河床の凹凸が出水前より平坦になったという事実，Rio Grande 川の El Paso 地点において$\tau_*=0.98$, $H_m/d=2{,}500$, $B/H_m=56$ の時に砂州が発生していないという事実[8]より，平坦河床（flat）でH_m/dが5,000以下では砂州が発生しないと判断される。なお，H_m/dが10,000以上である Brahmaputra 川（河床材料 $d_m=0.2$～0.3mm）で発生している河床波[9]（波長 180m で水深 9～36m の所に発生する。砂州のスケールに相当すると思われる。）の洪水時の状況を見ると，河床が平坦河床であっても，このスケールの河床波は，そのまま残っている。河床が砂堆である時に発生した砂州が，そのまま残っているとも考えられるので，H/d が10,000程度で平坦河床の時に砂州が発生するかどうかは判断し得ない。

以上の実河川の解析および実験室資料の解析より不確かなものであるが，交互砂州の発生領域を Fig. 3－4 にB/H_mが50以下の場合について示した。ここで，点線がB/H_m一定の線であり，このB/H_mを持つ水路では，この一定の線の内側（細い矢印の方向）のτ_*, H_m/dの領域で交互砂

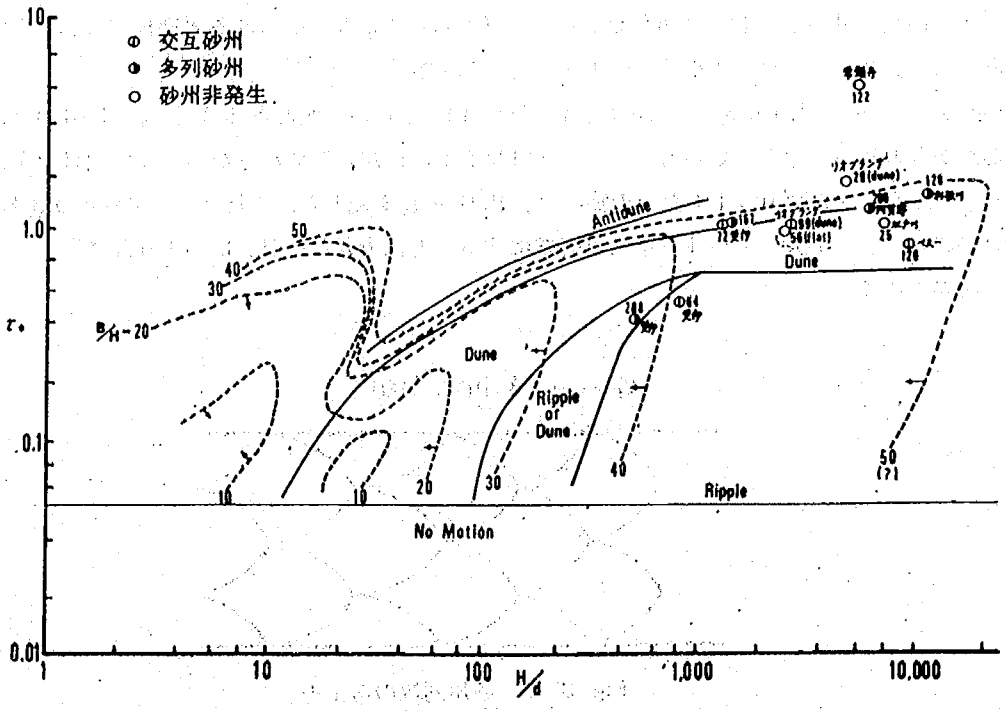


Fig. 3－4 交互砂州の発生領域，$d_m>0.02$ cm の場合

州が発生することを示している。なお，図中の実線は，小規模河床波の領域区分の概略値を示したものである（本来小規模河床波の領域区分はRe_*の影響を受け，粒径ごとに多少区分線の位置が変わるが，ここでは，H_m/dが1,000以下は，Fig. 3－1に示すB/H_m＝10～20のdが0.02cm以上の実験室資料すべてを用いて描いた区分図が示されている。H_m/dが1,000以上は，実河川の砂を河床材料を持つ場合の実測資料より区分線が引かれた)。

〔2〕 多列砂州の発生領域

河床に発生する砂州が交互砂州であるか，複列砂州であるかによって河道の平面形状，平面形変動特性が変わる。従って，それらに応じて河道の平面計画は違ったものとなる。この限界のB/H_mを知ることは重要な意義を持つ。

交互砂州から複列砂州へ移行するB/H_mの値を，実験資料より交互砂州の発生領域を求めるためにFig. 3－2のごとくB/H_mの値を10ごとに区切り河床形態が分かるように図示した。その結果Fig. 3－5に示されている。ここで一点鎖線がB/H_mが一定の線であり，このB/H_mを持つ水路ではこの一定の線の内側のτ_*, H/dの領域で複列砂州が発生することを示している。複列砂州の発生領域を示す一点鎖線で囲まれた領域の変化より，交互砂州同様，H_m/dが小さくまたτ_*が小さい方が小さいB/H_mで複列砂州が発生する。ちなみにB/H_mが60程度の場合はH_m/dが9以下，τ_*が0.1以下で複列砂州が発生しB/H_mが70程度となるとH_m/dが20以下，τ_*が0.2以下で発生する。B/H_mが70以上の場合の複列砂州の発生領域は，H_m/dが60以上の資料が無く実験資料だけでは，複列砂州の発生領域を求めることができない。

B/H_mが100以上でかつH_m/dが60以上の実験を行うことは，実験施設が巨大なものとならざるを得ず，事実上実験は不可能である。従ってB/H_mが70以上の場合の複列砂州の発生領域は，実河川資料より判断せざるを得ない。Fig. 3－6は日本の一級河川の平均年最大流量時（ほぼ低水路満杯時）およびアメリカのMiddle Loup川[10]，アフリカのNiger, Benue川[11]の河道満杯流量時における水理量を使って，河床に発生している中規模河床波が交互砂州であるか複列あるいは多列砂州であるかを調べたものである（交互砂州であるか複列砂州であるかの判断は，航空写真，横断図，平面図等によって筆者が総合的に判断した。)。なお，実河川は，直線水路であるものが少なく，蛇行しているものが多い。交互砂州と定義されたものには，河道が蛇行しており，この蛇行によって生じた固定砂州も含まれている。また図中にプロットされた点の脇の数字はH_m/dの値である。

Fig. 3－6よりB/H_mが100以上であれば，粒径，河床勾配によらず河床に生じる砂州は多列砂州と考えて良い。なおこの100という値は，筆者が別の資料を用いて河口近くの河道形態を調べた時も[12]また深見が筆者とは別個に河川資料を用いて求めた結果[13]もほぼ同一の値となっている。ただし，この結論はどのようなτ_*の値に対しても成立するものでは無く，今の所，実河川で生じる水理量の範囲で確認されたものにすぎない。つまりd_mが1cm以上であればτ_*が0.05～0.15, H_m/dが200以下の範囲で，d_mが0.1cm以下ではτ_*が0.8～2.0，H_m/dが2,000～15,000，その中

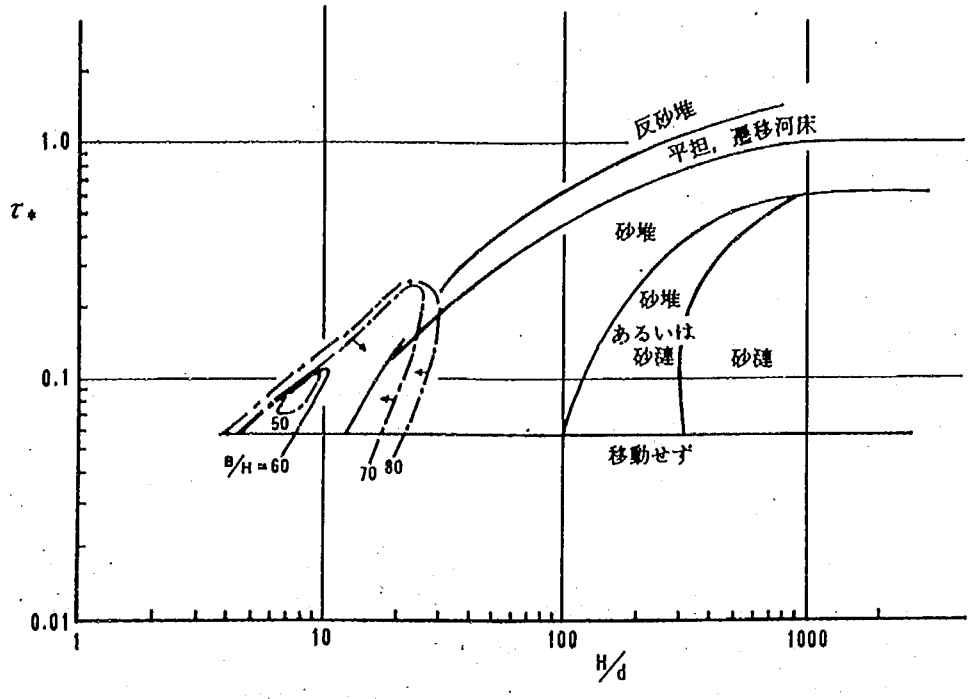


Fig. 3－5　複列砂州の発生域（τ_*－H/d 平面）

小規模河床波の区分間は B/H＝10～20の場合

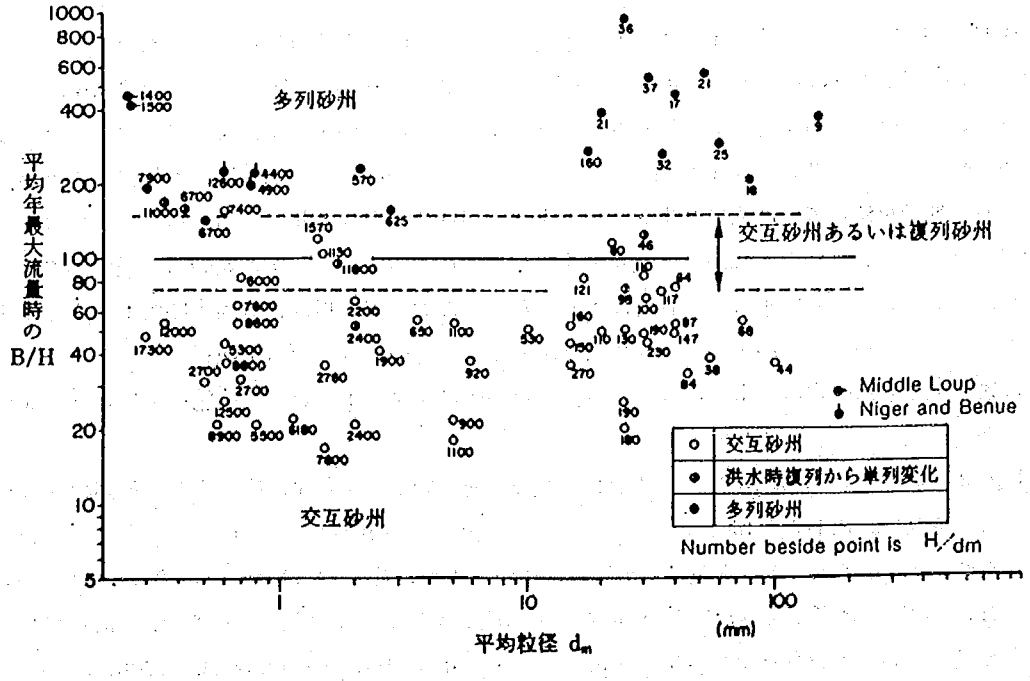


Fig. 3－6　日本における砂州の形態区分

間の粒径ではτ_*が0.2～1.0，H_m/dが500～2,000の範囲で上述の結論は確かなものと考えられる。

ところで実験結果によると，Fig. 3－5に示すように，τ_*が0.15以下で，H_m/dが小さく，10～20前後の場合，B/H_mが60前後で複列の砂州が発生している。これらの実験資料を基にした複列砂州の発生するB/H_mと実河川の$B/H_m=100$という結果はどのようにつながるのか考えてみる。つまりH_m/dが大きくなるにつれて複列の砂州が発生するB/H_mが徐々に大きくなり，H_m/dがある値より大きいとB/Hがほぼ一定値となるのか，また実河川の砂州のスケールが低水路満杯時の水理量に対応しているのかを検討する。

Fig. 3－7は土木研究所で行われた模型実験の結果[1][2][3][4][5][7]（上向きのダッシュが付したデータ），および木下良作の実験結果を解析した資料も加えて，$B/H_m-H_m/d$平面上に砂州の列数が分かるように実験資料をプロットしたものである。また実河川との比較のため，砂利河川は荒，利根，大井，手取，黒部，安倍川の平均年最大流量時のB/H_m，H_m/dと砂州の列数の関係をプロットし，砂河川はtable 3－1の内砂州の形態と水理量との対応がかなり明確な資料を用いてプロットした。下向きのダッシュと列数を示す数字が記されたものがそれに当る。本来砂州の発生領域はτ_*の値によっても変わるものであるが，H_m/dが40程度になるとB/H_mが100程度で複列砂州が発生し，実河川の資料とつながっている。これによってH_m/dが50以上ではB/H_mが100前後で複列砂州が発生し，また年最大流量時の水理量を使って複列と単列を区分しても良いと思われる。ただし，砂河川で勾配が1/3,000以上の場合は，小出水に対応した砂州が発生することがあり，平均年最大流量時の砂州の列数より大きな列数の砂州が発生することがある。なお砂利河川の砂州幅B_sは，平均年最大流量時の平均水深の70～140倍程度である。砂河川においてもB_sは水深の100倍程度と思われる。Fig. 3－7における石炭粉と記された資料は斐伊川の模型実験時（s≒0.5，$\tau_*=0.41$，$H_m/d=166$，$B/H_m=251$）に生じた4列の砂州であり，この場合B_sは水深の120倍程度となっている。このようにτ_*が大きく，またH_m/dも166と大きい場合でも砂州スケールB_sが水深の100倍程度であることは，砂河川のようにτ_*，H_m/dが大きな値を持つ河川でも，多列砂州のスケールB_sは水深の100倍程度であろうて推察させるに十分である。

以上の検討により川幅Bの河川に何列の砂州が発生するかはH_m/dが40以上であれば，Bを水深の50倍の値で割れば良い。Fig. 3－7には，予想される砂州の列数を実線に付した数字で示しておいた。また池田[15]による$\tau_*=0.1$の場合の交互砂州と複列砂州の区分B/H_mを破線で示した（池田[15]や鮭川[17]は$B/H_m\cdot I_b$を砂州形態を区分する支配パラメータとしているが，この考え方が適合しないのは明白であろう）。なお，同図による列数の把握に当っては，砂州の水理量に対する寛容度（ある水理量に対して砂州のスケールは一定の値となるわけでなく平均値のまわりにばらついている。）に対する配慮が必要であり，図中の線は，同図の右上の寛容度の幅ぐらいの太い線と考えておいた方が良い。また河床材料の分級度が悪く，勾配の急な河川（$I_b>1/100$）では，H_m/dが洪水時においても20以下であり，典型的なうろこ状砂州とはならず，定流量時でも砂州の一部が水面に出たり，砂州の形状も複雑な形（網状流路）となり，砂州そのもののスケールの定

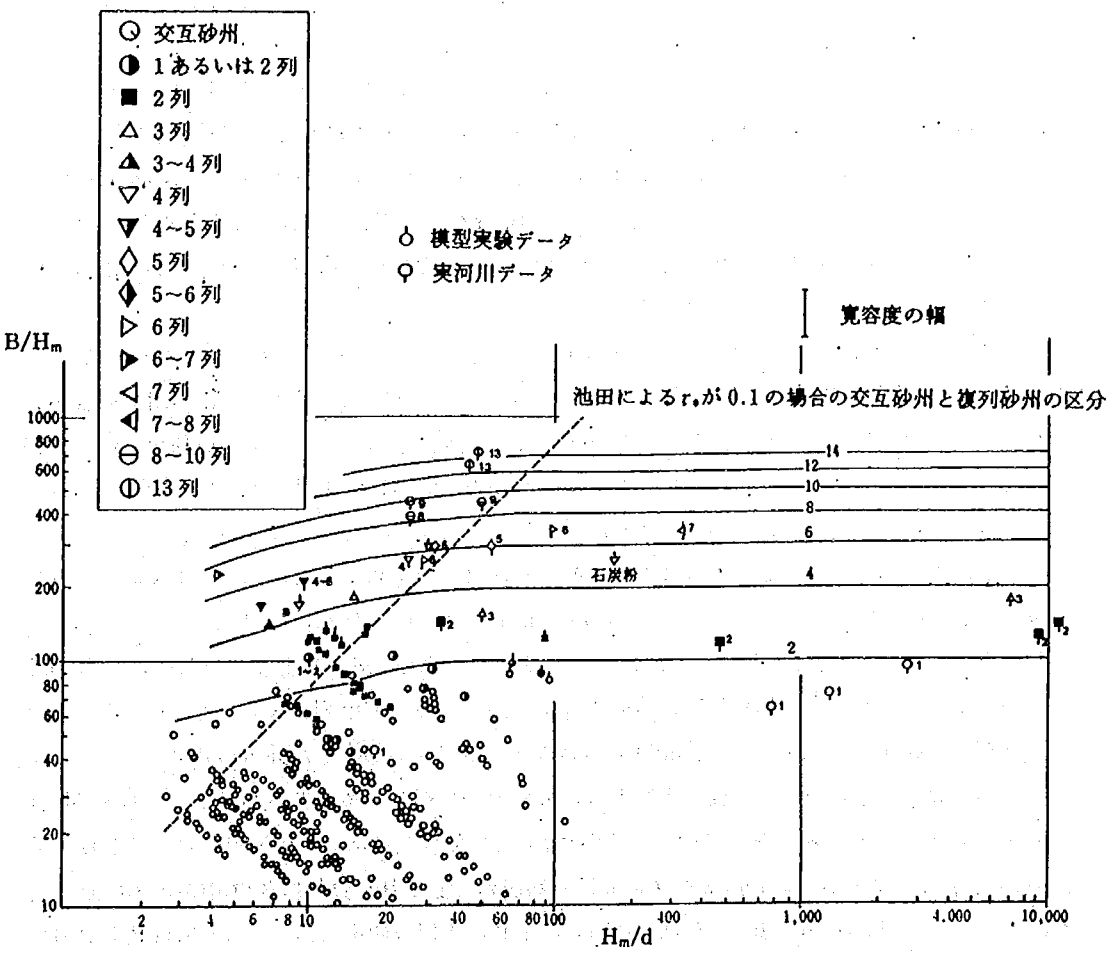


Fig. 3－7　多列砂州の発生条件

義がしえない場合がある。(例，常願寺川)

3－3　砂州のスケール

ここでは，河道がほぼ直線状の場合の砂州のスケールを，主に水理実験による観測資料を通して検討する。

Fig. 3－8は，直線水路における交互砂州の川幅Bに対する相対長さL_s/Bが，B/H_m，H_m/dによってどのように変わるかを調べたものである。なお，資料は2点を除いてτ_*が0.03～0.4の実験結果である。このτ_*の範囲ではL_s/Bにほとんど影響をあたえないことがτ_*を0.03～0.1，0.1～0.2，0.2～0.4ごとに同様な整理を行って分かっている。これによるとL_s/Bは，4から25の間

で散らばっているが，次のような特性を持っていると言える。

① B/H_m が20以下で H_m/d が50以下の場合（C 領域），同一の H_m/d に対して B/H_m が小さいほど L_s/B が小さい傾向にある。つまり，B/H_m が交互砂州の発生限界 B/H_m に近いと交互砂州の波長が小さい傾向にある。このような場合には交互砂州の波高 H_s（交互砂州の頂部と谷部の高低差）も小さく流れの蛇行性も弱い。これは，交互砂州の形成実験を行うと，通水初期においては砂州長が短かく，それが成長するにつれて長くなる傾向と一致している。

② L_s/B が20程度と非常に長い交互砂州が発生することがある（A 領域）。この場合交互砂州の前縁は不明瞭となりその移動速度は小さい。このような状態は交互砂州が最も延びきった状態と考えられる。河床低下傾向の所でこのようなことが起こりやすい。

③ B/H が，40程度の大きさになると，つまりその水理量が複列砂州の発生に近いような状態（D 領域）では L_s/B が 4 ～ 8 と急に小さくなる。これは交互砂州が Fig. 3 － 9 のように複列的な性格を持つためと考えられる。なお複列砂州の $2L_s/B$，（交互砂州の L_s/B に相当）は，実験室および実河川の観測資料とも 4 ～ 9 程度の範囲にあり，交互砂州の L_s/B のように10以上とはならないようである。

④ 交互砂州の長さは，その平均的な長さ（川幅の 8 ～14倍）に対して個々の交互砂州は，その 1 / 2 から 2 倍の長さの交互砂州になりうる。あまり砂州が長くなる（L_s/B が20程度）と砂州の前縁線部が不明瞭となり，分裂し，短かくなる（L_s/B が 4 程度）と統合してしまうらしい。

次に砂州の垂直方向スケール H_s について論じてみる。Fig. 3 —10は交互砂州の平均水深 H_m に対する無次元垂直スケール H_s/H_m が，H_m/B，H_m/d に対してどのように変わるかを調べたものである。τ_* が0.03～0.4では，H_s/H_m に対する τ_* の影響がほとんどないことが，砂州長と同様の方法で確かめられている。なお図中の実線は，実験資料を基にして H_s/H_m と B/H_m との関係を H_m/d ごとに示したものであり，破線は推定線である。H_s/H_m は L_s/B 同様ばらつきが大きいが，同図および実河川の資料等より次のことが言える。

① H_m/d が小さいほど B/H_m が小さい値で H_s/H_m が大きい。

また，H_m/d 及び B/H_m が30以下では，

$$H_s/H_m = \alpha + \beta \cdot B/H_m \qquad (3-1)$$

の関係がある。ここで，α は H_m/d が小さいほど，小さく，β は0.12程度である。このことは H_m/d 及び B/H_m が前述の値以下で交互砂州が発生し，かつ水深が同一の河川間では，川幅が大きい河川ほど H_s が大きくなることを示している。

② 交互砂州の発生限界 B/H_m に近いほど，その垂直スケール H_s/H_m は小さくなる。H_m/d が100以上の場合の H_s/H_m は資料が少なく明らかで無いが，交互砂州の発生限界から推定すると，Fig. 3 －10破線で示す推定線上の H_s/H_m となろう。

③ H_s/H_m の値には限界があり，複列砂州の条件に入る B/H_m より多少小さい B/H_m で H_s/H_m が最大となるようである。H_m/d が 5 ～10では，H_s/H_m の最大値は3.6程度，H_m/d が20～30では3.2程度である。

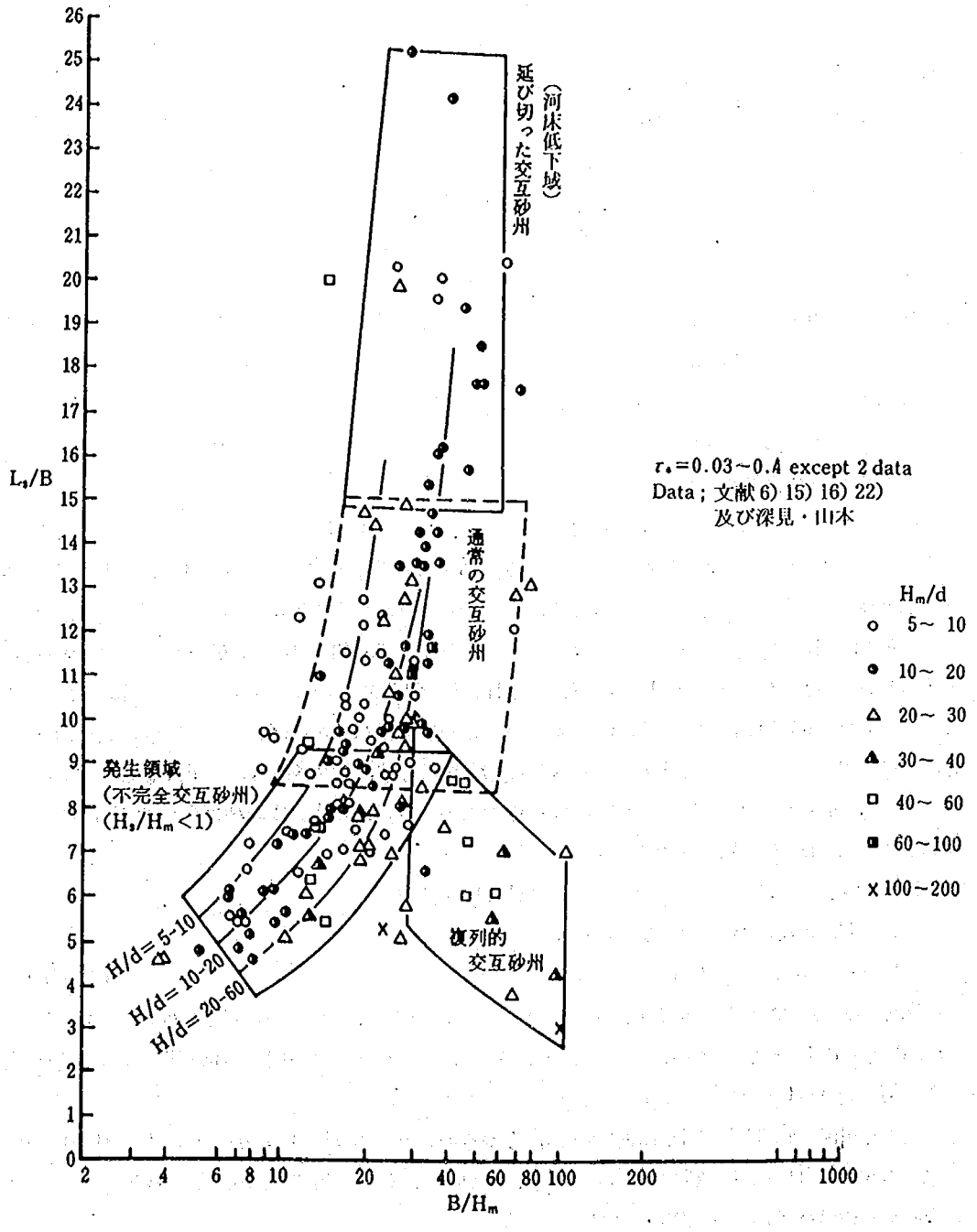


Fig. 3—8 交互砂州の波長 L_s/B と B/H_m の関係

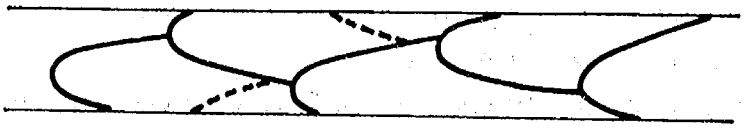


Fig. 3－9　砂州の形状

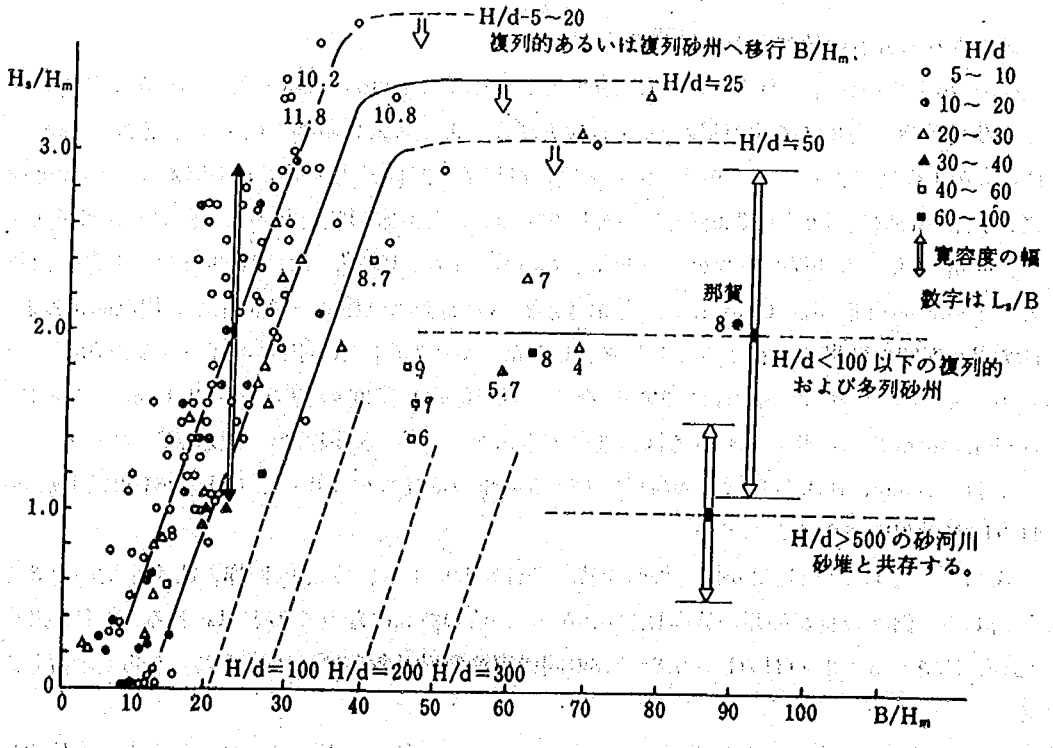


Fig. 3－10　H_s/H_m と $B/_m$ の関係，但し τ_* は0.03～0.4の範囲，Data 文献 6），13），22）

B/H_m が複列の条件に近づくと交互砂州の形状が Fig. 3－9に示すごとく複列の形態と似たものとなり，L_s/B が6～8と半減し，H_s も同様に急減し，H_m/d が100以下で小規模河床波が発生しない条件では H_s/H_m は2前後の値となる。

なお，直線水路で多少複列的性格を持つ交互砂州の発生している那賀川 4～9km の砂州高 7～8m が平均年最大流量程度の水理量（$B/H_m=87$，$H_m/d=110$，$\tau_*=0.1$，$B=300m$，$d_m=3cm$）で生じたとすると H_s/H_m が2前後となる。FIG. 3－10に●印でプロットされたように，ほぼ推定値と近い所に在る。

④ 最深部の生じる所の横断面の平均河床は実験結果を整理した結果によると最深部から H_s の7～8割程度の所にある。なお阿部等[18]も実験結果の整理より同様な結論を得ている。実験は H_m/d が15以下で行なわれているので，この実験範囲を越える H_m/d での状態を外挿的に類推することには多少問題が残るが砂州上に小規模河床波が発生しないような水深条件では，最深部の水深 H_{max} は

$$H_{max}H_m \fallingdotseq 1+0.8\frac{H_s}{H_m} \qquad (3-1)$$

で評価される程度の値になると推測される。

⑤ H_m/d が大きい場合の H_s/H_m は，資料が無く，明確なことは言えないが，B/H_m が十分に大きくて多列砂州の発生する実河川の H_s を音響測深機による河床高の調査結果から評価すると，H_s/H_m が1程度であるようである。たとえば1971年7月24日，斐伊川での中出水（$d_m=2mm$ 前後，水深1m前後，勾配1/800程度）に対して観測された河床形状を見ると，砂堆と砂州が共存し，砂州の H_s は水深程度のスケールとなっている。また，1980年3月27日および4月25日阿賀野川1～4km区間（$d_m=0.6mm$）で，筆者等が行った音響測深機による河床波の観測によると，H_s が3m程度の砂州が存在することが確認しえた。4月7日に融雪出水のピークが2170m^3/sであり，その時の H_m は3m程度であるので，H_s/H_m が1程度の値となっている。さらにBrahmaputra 川の砂州と思われる河床波の垂直スケール[9]も水深程度の規模を持っている。

なお，Simon, B.B. 等[19]は，砂河川における砂州の垂直スケールは，B/H_m が100以上なら H_s/H_m が1程度であるとしている。

⑥ B/H，τ_* および H_m/d が同一の値を持つ条件においても，波長 L_s 同様，H_s も平均的な高さに対して，個々の交互砂州の波高 H_s は0.5から1.5倍の波高になりうると思われる。B/H が20の場合，H/d が5～30の H_s/H_m が0.8～2.8の間に実測資料が散らばっていることからも理解しえる。

多列砂州の場合も，交互砂州同様，その垂直スケール H_s は，Fig. 3－10に示した寛容度の幅として示された範囲に観測資料はバラックものと推定される。

3－4　砂州が流れの抵抗及び流砂量に及ぼす影響

ここでは砂州が発生した場合，第1章で述べた砂州の発生しない移動床流れの水理現象にどのような影響を与えるかを述べる。

粒径dが0.6mm以上で，B/H_mが20以下の場合で交互砂州の発生する場合（すなわちH_m/d，τ_*が小さい場合）は，砂堆の発生を妨げるが，B/H_mが30～50になるとH_m/d 100前後で，小規模河床波と共存し，河床の一部に砂堆，砂漣が発生する。なお，粒径が0.4mm以下では，より小さいH_m/dでも小規模河床波と共存する。

砂州が流砂量，流れの抵抗に及ぼす影響は，実験資料の精度もあって，はっきりしないが，エネルギー勾配を二断面間のエネルギーの差を距離で割って評価した場合，$\tau_*=0.01$～0.3，$H_m/d=5$～40の範囲では，交互砂州を持つ場合のϕの値は，交互砂州を持たない平坦河床に比較して，10～15%小さく，また流砂量も小さい。この原因としては，主流が蛇行して，実質的な流下距離が増加すること，また中規模河床波の存在による形状損失が生じるためと思われる。

今，Fig. 3－11のようにL_sを砂州のボトム（谷）からボトムまでの平均の長さ，L_{s1}をクレスト（頂）からボトムまでの平均の長さとし，この形状による損失を評価してみる。砂州による形状損失係数をf_F，表面摩擦損失係数（小規模河床波による損失を含む。これは砂州が存在しない場合の流れの損失係数に等しい。）をf_sとすると，

$$I_e=\frac{f_F}{8}\frac{1}{Ls}\frac{V_m^2}{g}+\frac{f_s}{8}\frac{1}{H_m}C\frac{V_m^2}{g} \qquad (3-3)$$

である。$C=L_s/L_s$　$\phi_s^2=8/f_s$，$\phi_1^2=\dfrac{8\ Ls}{f_F H_m}$，$\phi=\dfrac{V_m}{u_*}$とすると（3－3）式は

$$\frac{1}{\phi_2}=\left(\frac{1}{\phi_1^2}+C\frac{1}{\phi_s^2}\right)$$

となる。ここでϕ_sは砂州が存在しない場合の流速係数，ϕ_1は砂州の形状損失のみによって生じる流速係数，ϕは砂州が存在する場合の流速係数と定義される。

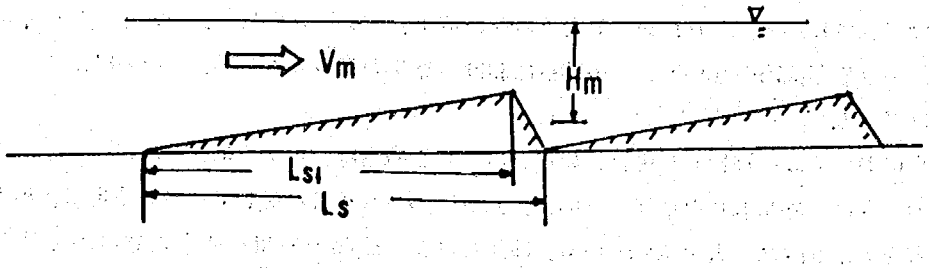


Fig. 3－11　記号の定義

砂州のL_sは交互砂州の場合4B，多列砂州の場合150H_m程度であり，C≒1，f_P<0.5と考えられるのでB/H_m=30の場合には，$\phi_1 \geqq 44$，多列砂州の場合には$\phi_1 \geqq 48$となる。$\phi_* = 14$，f_P = 0.5の場合には，（3－4）式を用いて評価するとϕ_*より4％程度小さくなる。一般には砂州の存在によるϕへの影響はそれほど考える必要は無いと思われるが，十分な砂州（ここではH_s/H_mが1.5以上を十分な砂州と定義しておく）が発生する場合（ただし$\tau_* = 0.04 \sim 0.3$，$H_m/d = 5 \sim 40$の範囲）は，交互砂州の発生しない場合のϕに0.9位を乗じておけば良いと思われる。

なお，十分な砂州が存在する場合の流砂量（ただし$\tau_* = 0.04 \sim 0.4$，$H_m/d = 5 \sim 40$の範囲）は，エネルギー勾配を二断面間の距離で割った場合のu_*に0.9程度を乗じた値程度を有効まさつ速度として，流砂量を評価すればよいと思われる。

3－5　交互砂州の移動特性

本節においては，ほぼ直線状の河道における交互砂州の移動特性について述べる。

交互砂州は，それが平坦河床から発達する場合には，発生初期には，平衡に達した交互砂州より短く，また平衡に達した場合でも長い交互砂州と短い交互砂州では4倍から5倍の長さの差がある。木下は交互砂州の移動状況の特徴をまとめており[10]，そこから重要なことを取り出すと次のごとくである。

① 砂州の進行状態には大局的には，かなり一様な進行速度と，長さを持つように見られる。

② その中でも短かい砂州の動きは速く，長い砂州はそれより遅い。

③ ある長さと速度で多くの砂州が安定状態を示した時に，上流側に短かい砂州ができると，その動きは速く，長さがのびる。したがってその前方の砂州が押しちぢめられ，ちぢめられた砂州の動きは速くなり，長さがのびる。同様にして粗密波の伝播のように砂州の前進よりも速く，その一時的な短かい砂州は前方に伝播移行する。

④ 砂州の長さには（速度にも）上限と下限があり，それ以上短くなると消滅し，長くなると分裂する。その場合砂州1個（ここで砂州1個とはL_sの長さに相当するものである），水流の1蛇行が消滅したり新たに加わったりする。

⑤ 水路上流端の移動床部の起点を自然に洗掘してゆくのにまかせ，砂州も自然に形成させるにまかせた場合には，最起点側の砂州が流下してゆくにともなって，また新たな砂州が，その上流側に形成されだす。それが必ずしもその前に流下していった砂州と，一定なへだたりが出来た時にできるとは限らないで，その起点における発生の長さのムラが，その後絶えず下流に伝播しはじめる。

⑥ 起点において砂を補給した場合，起点から生じる砂州は，短かく動きが速い。

以上のことは，砂州形状を把握する場合，ある一つの水理量に対して一つの砂州形状が生じるという考え方が危険なことを示している。砂州長は，上流部の砂州を発生させるかく乱の仕方や，河道中の砂州の進行を止めるような障害物によって大きく変わりうる。その最大波長と最小

波長には限界があり，あまり短くなると消滅し，長くなると分裂するということである。砂州長のある水理量に対する長さのバラツキは，砂州の特性そのものと考えた方が良い。

前述のような砂州は大局的なスケールのまわりにバラツキを持ちながら下流に流下していく。この流下に伴って河岸付近の河床高や流速，水位は波動性をおびることになる。Fig. 3－12は砂州の流下に伴って横断面における左岸，中央，右岸の河床高，流速，水位がどう変化したかを調べたものの一例である。

実験は，勾配 1/115，水路幅 3cm，底質材料 0.06cm の移動床水路に流量 2 ℓ/s を通水した条件（$\tau_{*m}=0.143$，$H_m/d=27$，$B/H_m=18.5$）で行っている。本事例で示すように，砂州の流下に伴って河床高，流速が変化すると言うことは，河岸が可食性の場合には，侵食位置が下流に流下するということであり，砂州の流下速度を予測しておくことは工学的に大切なものとなる。砂州の移動速度については，実験資料が少なく移動速度を明確に評価しえないが，次のように考えればある程度の評価が可能であろう。

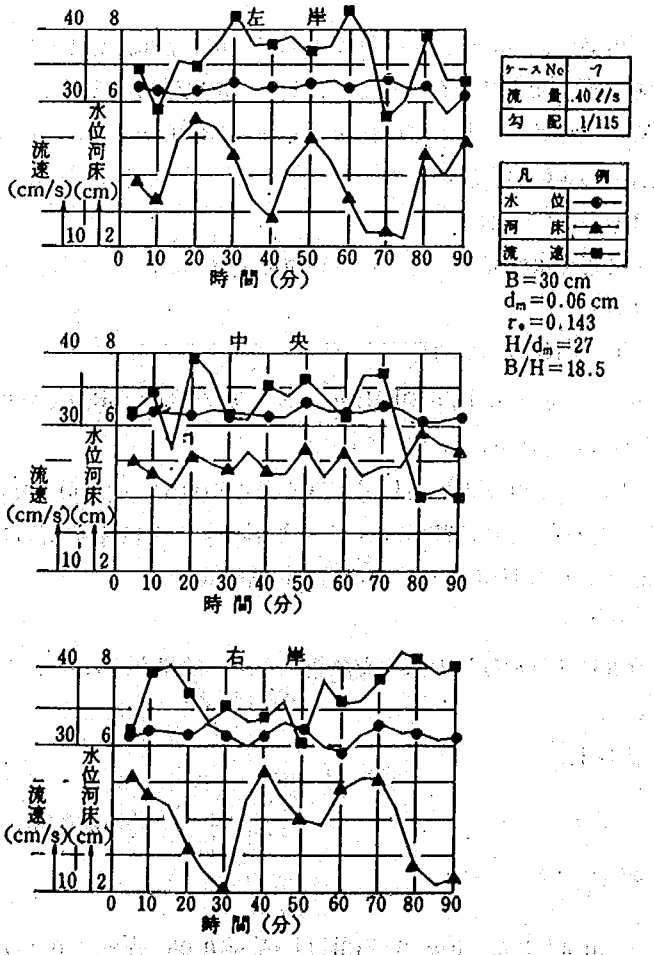


Fig. 3－12　交互砂州発生時の河床高，流速の時間変化

河床波の進行速度 V_s と流砂量の関係を Simon[21] 等は次のように示している。

流砂の連続式より

$$\frac{\partial Z}{\partial t}+\frac{1}{(1-\lambda)}\frac{\partial q_s}{\partial x}=0 \qquad (3-3)$$

$\delta=x-V_s t$ とし座標変換すると，上式は

$$-V_s\frac{dZ}{d\delta}+1/(1-\lambda)\cdot dq_s/d\delta=0 \qquad (3-6)$$

上式を積分すると

$$q_s=(1-\lambda)V_sZ+C_1 \qquad (3-7)$$

となる。ここで $Z=0$ を sand wave の谷間に取り，谷間位置の流砂量を q_0 とすると，

$$\partial q_s=(1-\lambda)V_sZ+q_0 \qquad (3-8)$$

となる。平均流砂量 q_{sm} は Z の平均値を h_{mean} とすると

$$q_{sm}=(1-\lambda)\cdot V_s\cdot h_{mean}+q_0 \qquad (3-9)$$

となる。交互砂州の場合，q_{sm}，h_{mean} とも横断方向に変化し，h_{mean} は中央で小さく，水路壁で大きく，また q_0 も横断方向に変化があると考えられるが，水路壁近くを考え，また砂州が十分に発達し，河床に働く無次元掃流力が大きくなれば（$\tau_*<0.3$程度か）$h_{mean}\fallingdotseq 1/2H_s$，$q_0\fallingdotseq 0$ と考えられるので，側壁近くの単位幅流砂量

$$q_{sm}\fallingdotseq 1/2\cdot(1-\lambda)\cdot V_s\cdot H_s \qquad (3-10)$$

と考えられる。ところで水路幅で平均した平均流砂量 $\bar{q}_{sm}$ は q_{sm} と異なっており，$\bar{q}_{sm}$ に対する q_{sm} の比を β_1 とすれば

$$\bar{q}_{sm}\fallingdotseq 1/2\cdot(1-\lambda)\cdot 1/\beta_1\cdot V_s\cdot H_s \qquad (3-11)$$

となる。従って q_{sm}，H_s と τ_*，H/d の関係が分っており β_1 が一定値であれば，(3－11) 式により V_s が推定しうることになる。

今 B/H が30以下，τ_* が0.3以下，H_m/d が20以下の場合で，砂州が十分に発達した場合の砂州の進行速度 V_s が上述の考え方で評価しえるかを検討する。小規模河床波は flat であるので，流砂量式として，Fig. 1－18の H/d が 5～20の場合の曲線式

$$q_s/u_*d=f(\tau_*) \qquad (3-12)$$

を使い（砂州の存在にする流砂量の減少を無視した。），砂州高は H_s の評価式として，Fig. 3－10 より

$$H_s/H\fallingdotseq\beta_2 B/H \qquad (3-13)$$

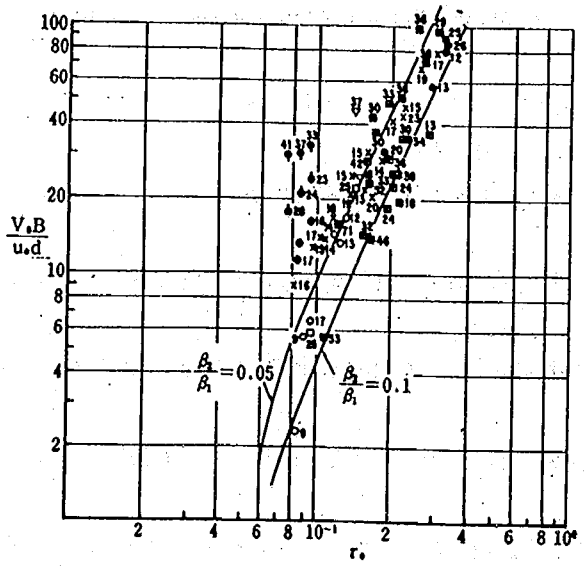
とすると

$$\frac{V_sB}{u_*d}=3.33\frac{\beta_1}{\beta_2}\cdot f(\tau_*) \qquad (3-14)$$

となる。ただし $\lambda=0.4$ とした。Fig. 3－13には $\frac{\beta_2}{\beta_1}=0.05$，$\frac{\beta_2}{\beta_1}=0.1$ の場合の曲線式を示して

おいた。同図には，井口[22]，池田[15]，木下[20]，筆者の実験結果も示してある。なお木下の資料は，交互砂州の移動速度の平均値が示されていないので，個々の交互砂州の前進速度と砂州長の関係を示した図より，砂州長の分布の存在範囲の中央に相当する砂州長の前進速度を代表的なV_sとして評価している。評価曲線はτ_*が0.15以上の場合はほぼ実験値と合うがτ_*が0.1以下の川幅水深比の大きい木下の資料とは，かなりずれている。これは川幅水深比が大きくなり，砂州が複列的な性格を持ちβ_2が小さいためと考えられる。

今後V_sを評価するためには，実験条件の範囲を広げ，H_*の評価方式，H_*のバラツキの範囲を明らかにしていくことと，β_1の評価のため砂州上の土砂の移動形態に関する詳細な観測が必要である。



d_{cm}	B_{cm}	H/d	
○ 0.23	15.31	7～12	井口[22]
● 0.045		25～17	
× 0.0765	13.2	7～13	木下[20]
● 0.0233	30	7～ 9	〃
◆ 〃	45	〃	〃
◆ 〃	65	〃	〃
□ 0.055	17	5～13	池田[15]
■ 0.033	17	16～41	〃
◪ 0.029	17	8～42	〃
▽ 0.06	30.60	27～28	山本

Numbers beside simbols are B/H

Fig. 3－13　交互砂州の進行速度

参考文献

1)　阿部宗平，土原信司，1977；蛇尾川流路工計画，土木研究所資料第1246号．

2)　山本晃一，林　敏夫，野積　尚，1975；手取川河口処理に関する水理的検討，土木研究所資料第1069号．

3)　馬場洋二，深見親雄，坂野　章，1979；水理模型実験による要伊川分流計画の検討，土木研究所資料第1447号．

4)　馬場洋二，深見親雄，小川良一，1979；信濃川小千谷地区低水路計画に関する検討（その2），土木研究所資料第1446号．

5)　馬場洋二，葛西敏彦，1978；富山空港の拡張に伴う神通川河道計画模型実験，土木研究所資料第1379号．

6) 永田三生，1961；貯水池内土砂堆積に関する研究，土木研究所部内資料．
7) 深見親雄，1979；砂礫堆と砂漣・砂堆の共存，土木技術資料 Vol.21—10, pp.27—32.
8) Fahnestock, R. K. and Maddock, T. Jr., 1964 ; Preliminary report on bed forms and flow phenomena in the Rio Grande near El Paso, Texas., U. S. Geological Survey Professional Paper 501—B pp. 140—142.
9) Coleman, J. M., 1969 ; Brahmaputra River : Channel processes and sedimentation, Sedimentary Geology 3, pp. 129—239.
10) Hubbell, D. W., and Matejka, D. Q., 1959 ; Investigation of sediment transportation Middle Loup River at Dunning, Nebraska, U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1076.
11) Nedeco 1965 ; River studies, Niger and Benue, North-Holland Publishing Company, 549 p.
12) 山本晃一，1975 and 1976；相似律の観点から見た移動床流れの水理〔Ⅰ〕，〔Ⅲ〕，土木研究所資料第1059号，pp.10—20, 第1154号，pp.16—18.
13) 山本晃一，深見親雄，1978；河川における土砂の移動機構に関する研究ノート，土木研究所資料第1416号，pp.18—151.
14) 木下良作，1978；大井川河床形態と洪水流に関する検討業務報告書，建設省中部地建静岡工事事務所委託調査報告書．
15) 池田 宏，1973；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,pp. 435—451.
16) 井口正男，1980；大型水路による細礫の流送実験，昭和53，54年度文部省科研費報告，筑波大学水理実験センター．
17) 鮭川 登，1972；実験水路における交互砂州（砂れき堆）の形成条件，土木学会論文報告集第207号，pp.47-50.
18) 阿部宗平，鈴木浩之，1983；流路工計画の横工に関する実験的考察，土木技術資料 Vol. 25-1.
19) Simons, D. B., 1971 ; River and canal morphology, River Mechanics Ⅱ edited by Shen, pp.20-5.
20) 木下良作，1961；石狩川河道変遷調査，科学技術庁資源局資料36号，pp.73-138.
21) Simmons, D. B., Richandson, E. V., and Nordin, C. F., 1965 ; Unstedy movement of ripples and dunes related to bed-load transpert, I. A. H. R.
22) 井口昌平，1973；昭和47年度文部省科研費による“水資源の存在状態におよぼす人的影響に関する研究”報告書，pp.26-39.

あとがき

私が河岸処理工の問題に関ったのは，もう10数年前になる。その時の検討対象は，護岸・根固めであり，水制工ではなかったが，先輩の河川技術者の論文等には，護岸・水制として一緒に記載されているものが多く，その折に水制についても知ることができた。その時の感想を言えば，河岸処理技術の方向は水制工から護岸・根固め工にあり，水制工の役割は終ったのではないかと言うものであった。

その後職場の変更もあり，河岸処理技術についての検討は，中途半端のままに放り投げたままになってしまったが，数年前から再度同じような問題に取り組まざるを得ない立場に立たされてしまった。本来の護岸・根固め工の検討は，研究室のメインの課題であり，別途研究が進んでいるので，水制工を取りあげて河川技術史的に取りまとめてみようと思い，2年位前から資料等の収集を始め，今年から文章を書き始めた。書き始めてみると次々と新しい課題や問題点が生じて，以外にてまどってしまった。他にも仕事があり，十分な考察や文章を練り直す時間が無くなり，書きなぐりの文章となってしまって，はずかしいが，完成度より新たな技術展開の方が大切だと考えあえて記録に残すことにした。

本論の作成に当って，文献の整理については村田和夫氏の手助け受けた。利根川水制工の実態については根岸俊之氏に資料の使用を快諾していただき本論に一部使用した。現地調査に当っては，河川研究室，高橋晃，小池康雄，長谷川賢市がサポートした。図面の整理に当っては田口久美子，根本美樹の手をわずらわした。また建設省の関係工事事務所には資料の提供をいただいた。記して感謝したい。

1991年10月31日