

手取川の扇状地河道における側岸侵食の実態

River Bank Erosion along Tedor River , in Tedor Alluvial Fan

常田 賢一¹⁾、小俣 篤²⁾

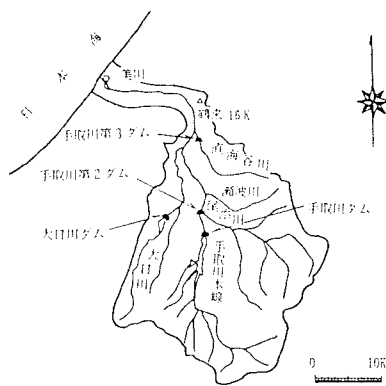
by Kenichi TOKIDA , Atsushi OMATA

River course characteristics along the Tedor River in Tedor alluvial fan were analyzed using the topographical maps, aerial photos, disaster records and so on in order to investigate the river bank erosion. As a result, a relationship between the flood discharge and river bank erosion width could be obtained by the analysis.

Key word : Bank Erosion, River course characterisilcs

1. はじめに

手取川は、その源を白山（2,702m）に発し、尾添川や大日川などの支川を合流して鶴来町を扇央とする扇状地（加賀平野）を流下し、美川町において日本海に注ぐ流域面積約 809km²、流路延長約72kmに及ぶ石川県下最大の一級河川である（図-1）。手取川の直轄管理区間17kmの平均河床勾配は河口付近を除けば 1/150~200 であり、全国でも有数な急流河川である（図-2）。したがって、洪水時に生ずる側岸侵食の実態を明らかにすることは、堤防の安全性を確保するために必須の条件となる。そこで、過去の河道災害資料、縦横断測量成果等を用いて、手取川の扇状地河道における側岸侵食の実態を調べた。



2. 河道の分割

河床勾配、河床材料及び平均年最大流量流下時の川幅・

図-1 手取川水系の流域概要図

1) 建設省北陸地方建設局 金沢工事事務所 所長

(〒921 金沢市泉本町 5-85)

2) 建設省北陸地方建設局 金沢工事事務所 調査第一課長

(同 上)

水深比等をもとにして、河道特性により手取川を区分すると図-3に示す4区間に分けることができる。

以下に区間別の特徴を整理して示す。ここで砂州の列数については航空写真及び山本が整理した多列砂州の発生領域¹⁾等から判断した。

① 0～2.0Km (セグメント1-1)

縦断勾配は他の区間に比較して緩く、河床構成材料は砂成分が多いため、平均粒径が小さい。②の区間に比べ川幅水深比が減少している。

② 2.0～7.0Km (セグメント1-2)

川幅が最も広く、ほぼ4列の砂州の発生がみられる。

③ 7.0～13.0Km (セグメント1-3)

2～3列の砂州をもつ区間であり、川幅は②と④の間である。

④ 13.0Km～17.0Km (セグメント1-4)

交互砂州が発生しており、河床に岩盤が露出している部分がみられる。

3. 河道災害と滞筋の変遷

昭和33年～53年の間に発生した護岸の被災箇所を縦断的に整理して図-4に示す。約20年間の被災事例によると扇状地河道のほぼ全川にわたって護岸災害が生じていることがわかる。

また、概ね200m毎に実施されている各年度別の横断測量成果をもとに、最深河床高部(滞筋)を結んで滞筋変遷図を作成したものが図-5である。扇状地河川の特徴の一つである砂州の移動が手取川でも顕著であることがうかがわれ、砂州の移動が全川にわたり、側岸侵食をもたらし、護岸災害の原因になっているものと推察される。

一方、建設省土木研究所の手取川の移動床実験²⁾によれば、平均年最大流量(約1,500m³/s)流下時の砂州の移動速度は、3.0Km付近で4.5m/h～6.5m/hである。平均年最大流量は2～3年に1回発生する程度の洪水であり、既往の実績からみて少なくとも1,500m³/s以上の流量の継続時間を約2時間と仮定すれば、20年

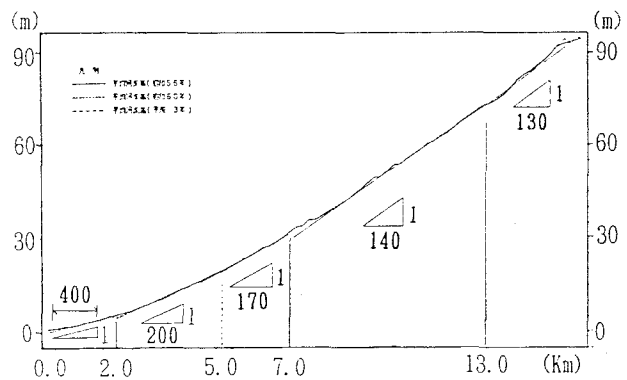


図-2 手取川平均河床縦断図

河口からの距離	0	2	4	6	8	10	12	14	16	15.74
縦断勾配	1/400	1/200	1/170	1/140	1/130					
局所洗掘深	2～3m	2m		2～4m						
砂レキ堆形状	複列砂レキ堆				単列砂レキ堆					
河床平均粒径	5.5 (170)	6 (200)	7 (230)	7.5 (250)	7.5 (300)					
河床最大粒径	2	3	4	5	9				14	
水特性	120～240	200～300		100～220	30～120					
水深比 (B/h)	2		7		13	14				
水深比 (B/h)	32～56	17～28		21～31	23～39					
水深比 (B/h)	2		7		13	14				
総括 (区分)	セグメント1-1		セグメント1-2		セグメント1-3			セグメント1-4		
	2		7		13			17		

* 各々の下段が距離を示す。

図-3 手取川の河道分割特性指標

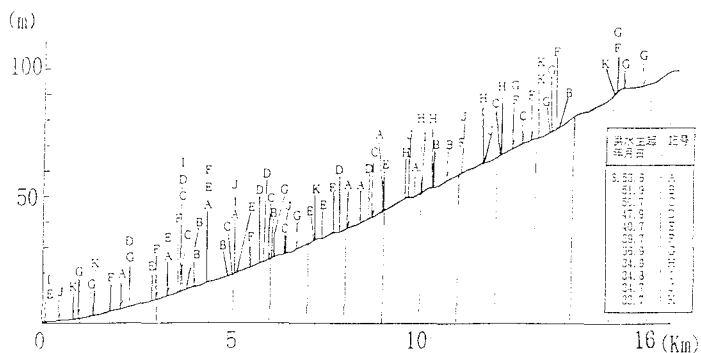


図-4 既往の河道災害位置図

の間には60～130mの距離を砂州が移動したことが推定される。

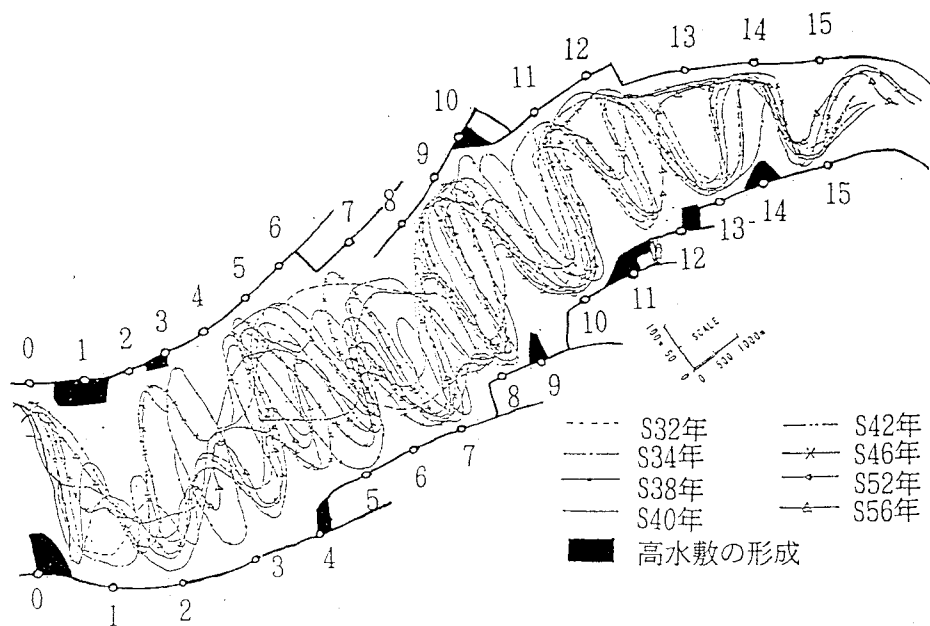


図-5 手取川の滞筋変遷図

4. 側岸侵食特性

4.1 側岸侵食の概況

扇状地河道では、河床構成材料と河岸構成材料がほぼ同質なため、耐侵食力が弱く、側岸に形成される高水敷は侵食と堆積を繰り返すことになる³⁾。そこで、特に顕著な高水敷の形成が見られる区間を抽出し、高水敷の消長を調べることで、より側岸侵食の概況を把握する。用いた資料は、昭和28年～56年までの定期横断測量成果である。

まず、高水敷が侵食されていく状況の代表的な例を図-6に示す。この断面では昭和37年～47年の間に、約180 m高水敷が侵食された。このようにして抽出した側岸侵食と各期間に発生

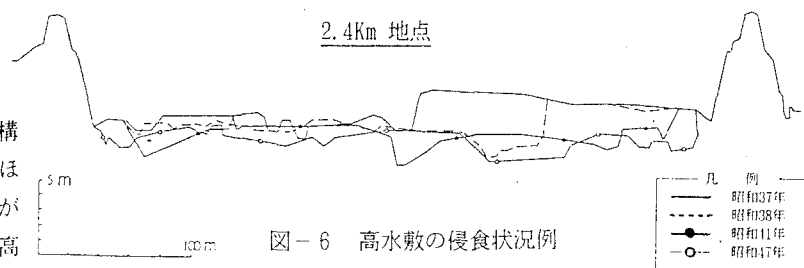


図-6 高水敷の侵食状況例

表-1 顕著な高水敷の侵食堆積量

(m)																	
年	断面	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	10.4	10.6	10.8	年最大流量 (m³)	
S30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	(121)	(214)	(188)	-	
S30~31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12	0	9	1.005	
S31~32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	9	1.179	
S32~33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	24	8	2.218	
S33~34	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	24	0	2.357	
S34~35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3	0	0	949	
S35~36	-	-	-	-	-	(207)	-	-	-	-	-	-	(102)	4	43	16	4.028
S36~37	-	-	(38)	(45)	(119)	-14	(179)	-	-	-	-	0	0	0	0	1.129	
S37~38	-	0	0	0	38	86	122	-	(64)	(63)	-	0	0	0	0	843	
S38~39	-	0	0	0	0	83	12	-	31	5	(-24)	19	79	29	12	2.945	
S39~40	-	0	0	0	0	0	0	-	33	17	0	7	19	0	0	1.392	
S40~41	-	(-62)	0	0	33	0	0	-	0	0	0	2	0	7	0	1.092	
S41~42	-	-47	0	0	0	0	0	(81)	0	0	5	22	-	-	-	1.462	
S42~43	-	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0	-	-	-	1.363	
S43~44	-	0	0	0	0	0	0	69	0	0	0	0	-	-	-	2.661	
S44~45	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	-	-	1.184	
S45~46	-	0	19	14	8	12	0	0	0	4	0	0	-	-	-	1.782	
S46~47	-	85	3	6	40	0	0	0	0	3	0	0	-	-	-	2.169	
S47~48	-	-4	0	0	0	2	0	0	0	0	5	0	-	-	-	1.041	
S48~49	-	0	0	0	0	-26	0	0	0	0	14	0	-	-	-	1.040	
S49~50	-	8	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	-	-	-	2.512	
S50~51	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	17	0	-	-	-	1.926	

表中の数字は顕著な高水敷が形成された後の横断方向の側岸侵食幅(m)を示す。表中の「-」は顕著な高水敷が形成されていなかったり、高水敷が消滅したことを示す。「<」の数字は形成された高水敷幅(m)を示す。尚、表中の負の数字は高水敷が前面に形成されたことを示す。

した最大洪水を整理して表－1に示す。表中の数値は横断方向の侵食幅を示し、負の数値は土砂の堆積を示している。

昭和37～38年の間の最大流量は $843\text{m}^3/\text{s}$ であるのに対し、侵食量が大きくなっているが、この期間を除くと概ね $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の出水をがあると側岸侵食が活発化し、40m以上の侵食がみられるようになることがわかる。昭和37年～38年の期間には砂利採取の影響が見られたものと推定される。

4.2 側岸侵食量と流量規模の関係

表－2 対象年の洪水状況

側岸侵食量と流量規模との関係を検討するため、比較的大きな流量規模の洪水が発生した最近の全川にわたる側岸侵食量を調べた。

対象とした年の洪水の状況を以下に示す（表－2参照）。

年	発 生 流 量			
S47	3月20日 1,316.	3月24日 723.	3月31日 1,043.	5月9日 1,042.
	6月8日 672.	7月1日 1,083.	7月13日 1,363.	9月17日 2,169.
S48	4月12日 699.	4月12日 1,046.	—	—
S53	6月12日 954.	6月27日 2,187.	7月1日 706.	—
S56	5月12日 767.	7月3日 2,509.	10月9日 766.	—

① 昭和47年

この年には $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 規模の出水は1回のみであり、 $1,000\text{m}^3/\text{s}$ 規模の洪水が多く発生した年である。

② 昭和48年

$1,000\text{m}^3/\text{s}$ 前後の洪水が2回発生しており、中小出水による侵食特性が理解される年である。

注) 上段は、ピーク流量発生月日
下段は、ピーク流量

③ 昭和53年

$2,187\text{m}^3/\text{s}$ の洪水が1回発生しており、その他は $706\text{m}^3/\text{s}$ と $954\text{m}^3/\text{s}$ の2洪水であることから、 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 規模の出水による侵食特性が理解される年である。

④ 昭和56年

$2,509\text{m}^3/\text{s}$ の洪水が1回発生しており、その他は $767\text{m}^3/\text{s}$ と $766\text{m}^3/\text{s}$ の2洪水であることから、 $2,500\text{m}^3/\text{s}$ 規模の出水による侵食特性が理解される年である。

対象とした年の側岸侵食量を整理して表－3に示す。また、これらをもとにして侵食量の度数分布を作成したものが図－7である。

表－3 側岸侵食の発生状況

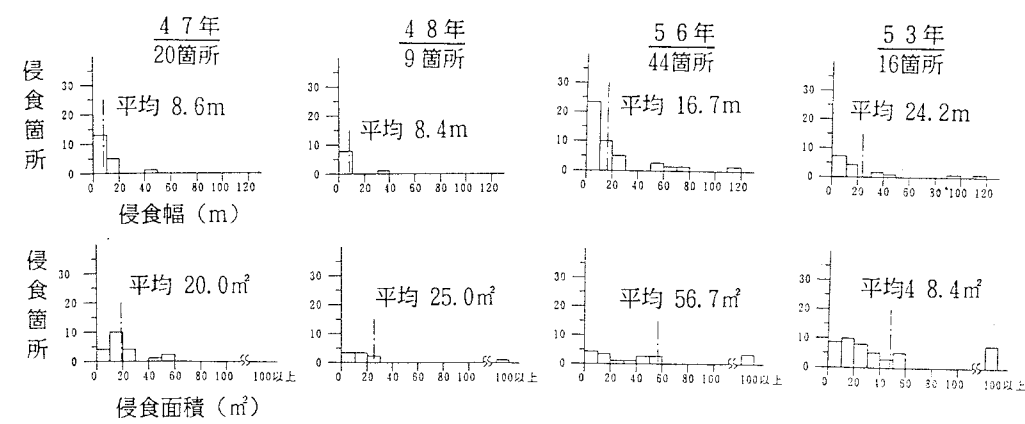
侵食幅をみると、昭和47年と

48年には大きな違いは認められない。一方、昭和48年と53年、56年を比較すると、平均侵食幅に数倍の違いがあるとともに、後者には50mを超えるような大規模な側岸侵食を受けた箇所が認められる。すなわち、 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 規模より大きな出水があると側岸侵食が著しくなることから明らかである。昭和47年と48年の平均侵食幅や面積に差が見られないのは、昭和47年には $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 規模の出水の他に $1,000\text{m}^3/\text{s}$ 規模の出水が多く、平均値が小さくなったためと考えられる（図－7参照）。昭和48年と47年の侵食箇所数には大きな違いが認められ、側岸侵食発生率（＝被侵食箇所数／高水敷形成箇所数）も後者が高

年度	47年	48年	53年	56年	年度	47年	48年	53年	56年
侵食幅					侵食量				
0～10 m	13	8	7	23	0～10 m ³	4	3	4	9
10～20	6		4	11	10～20	9	3	3	10
20～30				5	20～30	4	2	1	8
30～40		1	2		30～40			1	4
40～50	1		1		40～50	1		2	2
50～60				2	50～60	2		2	4
60～70				1	60～70				
70～80				1	70～80				
80～90					80～90				
90～100			1		90～100				
100以上			1	1	100以上		1	3	7
被侵食箇所数	20	9	16	44	平均侵食面積	20.0m^2	25.0m^2	56.7m^2	48.4m^2
平均侵食幅	8.6m	8.4m	24.2m	16.7m	側方侵食量	68285m^3	42197m^3	173394m^3	257115m^3
侵食発生箇所数	0.38	0.17	0.27	0.67					

側岸侵食発生率（＝被侵食箇所数／高水敷形成箇所数）も後者が高

率となっている。この点も 2,000m³/sを越える出水が1度でもあると、側岸侵食が活発化することを裏付ける。以上のように、昭和48年と47年、53年、56年の側岸侵食状況には大きな違いがあることが見い出され、2,000m³/s 規模を越える出水は 1,000m³/s規模の出水より側岸侵食力が大幅に上回ることが分かった。



図－7 側岸侵食の度数分布

4.3 河岸土砂の流送特性

扇状地河川では、前述のように河床構成材料と河岸構成材料が同質であることから河床材料調査の結果を利用して河岸土砂の流送特性を検討する。

手取川では、表層が粗礫からなるアーマコートで覆われていることから、アーマコートの移動を対象とする。アーマコートの移動はEgiazaroffの混合砂礫の移動限界を求める公式¹⁾をもとに判定する。粒径di、平均粒径dmとしたとき、di/dm ≥ 0.4に適用するEgiazaroffの式は

$$(u_{*ci} / u_{*cm})^2 = (di/dm) \cdot \{ \log_{10} 19 / \log_{10} 19(di/dm) \}^2 \dots\dots\dots (1)$$

となる。ここに、u_{*ci}：粒径別限界摩擦速度、u_{*cm}：平均粒径の限界摩擦速度である。また、平均粒径の移動限界摩擦速度に岩垣式（u_{*cm}²= 80.9 dm）を適用すれば、式(1)は

$$u_{*ci}^2 = 132.3 di / \{ 1.279 + \log_{10} (di/dm) \}^2 \dots\dots\dots (2)$$

となる。式(2)のdiにアーマコートの代表粒径を代入して限界摩擦速度を求めた。さらに、不等流計算により移動限界流量に換算して整理した結果を表－4に示す。

表－4 区間別河床砂礫の移動限界流量

区間	粒径 平均粒径 d _m (cm)	アーマコート 代表粒径 d _i (cm)	限界摩擦速度 (u _{*c}) ² (cm/s) ²	移動限界 流量 (m ³ /s)
1.6 ～3.2	6	15	706	2500
3.4 ～5.6	7.5	18	865	2000
5.8 ～7.4	7.5	25	1013	2100
7.6 ～9.8	7.5	25	1013	1300
10.0～12.0	7.5	30	1121	1200
12.2～13.6	7.5	30	1284	1400

移動限界流量は概算値であるものの、表－4からも手取川では $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 前後の流量よりアーマコートの破壊が活発化する、すなわち高水敷の侵食が活発化することが分かる。したがって、前節で述べたように、 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ を越える出水があると側岸侵食が顕著になるという点は、河岸土砂の流送特性からも支持されることが分かる。

5. 結論

手取川の扇状地河道における側岸侵食特性を調べた結果、 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ を超える出水が発生すると数10m 幅の側岸侵食が全川にわたり活発化することが分かった。また、側岸侵食の多くは出水時の砂州移動に伴い生じるものと推定される。

参考文献

- 1) 山本晃一：現代水制論－水制は生き残れるか－，土木研究所資料第3049号, p362, 1992年
- 2) 建設省土木研究所「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, 1975 年10月
- 3) 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43回建設省技術研究会報告（平成元年度）建設省, pp714～721, 1990年
- 4) 河本三郎：土砂水理学 1，森北出版, pp65 ～67, 1982 年12月