

## 傾斜地域における河道災害について

藤田裕一郎

### FLOOD HAZARDS RELATED TO RIVER CHANNELS IN SLOPING AREAS

By Yuichiro FUJITA

#### Synopsis

Urban areas developing over inclined land near the base of mountains have sometimes been damaged severely by flood hazard with water and sediment overflowing from river channels. For the purpose of the prevention and mitigation of this damage, recent flood damage of river channels was researched to find out its essential aspects. Revetments destruction, one of its main aspects, have been studied by continuing fundamental experiments. Damage of revetments model can be determined by two factors, current velocity and bank slope. One of the other characteristic features is conveyance and deposition of floating wood by flood water. Mode and concentration of transport of floating wood were discussed qualitatively, on their geometry relative to river channel dimensions, and on take-in process by peak flows, respectively. An experimental facility was designed to investigate the mechanism of this flood damage, while an optical triangulation system with a laser electronic theodolite of motor-driven was newly developed for the measurement of the experiments.

#### 1. は し が き

地形の急峻な我が国では、山間を流れ出た河川が形成した大小の沖積扇状地から成り立った傾斜地域、あるいは大規模な火山からの噴出物によって形造られた裾野のような傾斜地域が数多く存在する。大都市や地方中核都市がこうした山麓から広がっている傾斜地域上やそれに近接して発達している例は全国に多く見られるが、これらの都市では、神戸（阪神大水害）、熊本（白川水害）あるいは長崎（長崎水害）のように、過去にしばしば多量の土砂や流木を伴った大規模な洪水に見舞われ、壊滅的打撃を受けてきている。さらに、最近の都市活動や機能の大規模化・高度化・複雑化の下にあっては、今後過去の災害をはるかに上回るような社会的・経済的打撃を与える大規模な災害の発生にも備えておかねばならないであろう。

しかしながら、従来急傾斜域の河川災害とその防止・軽減に関する研究は、主として山間の砂防河川について進められてきているため、河川に近接して住宅、工場、通信、交通の諸施設・機能が発達している都市域について、大規模な降雨に伴う土砂と洪水氾濫が生じた場合の災害の発生過程やそれに対する備えに関する系統的な研究はこれまで行われてきていない。

したがって、このような都市域における流木を伴った洪水・土砂氾濫災害の発生の条件と規模を予測し、それを防止・軽減する有効な対策の立案のためには、過去の実例について資料を収集し検討を加えるとともに、独特の地形や人工構造物を有する傾斜都市域の河道・流路系が、上流山間部からの洪水・土砂流出の大規模なインプットに対処しきれなくなっていく過程を水理学的に明確にする必要があり、このためには、第一に上流からの氾濫流下物の量と質を予測する方法を明らかにしなければならない。この

ような大規模な洪水・土砂流出に応じた傾斜都市域の河道における流下物の量と質に関する予測手法を見出し、独自の特性を有する流路系の対処能力を評価して、溢流過程の明確化を図ることは、市街地における氾濫水の流動、土砂堆積およびそれによる被害の予測のための傾斜都市域の市街地における氾濫・堆積のシミュレーション手法に対する的確な境界条件を与えることにも有効である。

しかしながら、最近の洪水災害においても重大な被害を与えている流木と土砂の混在した流れの流送・溢流・堆積現象は、力学的な機構がまだまだ不明確であって、これに関する水理学的な実験的・理論的研究を進めなければならない。

以上のような課題に関連して、傾斜地域における河道災害について研究を開始しているが、本文では、昨1990年に生じた1, 2の洪水災害事例の現地調査からこのような河道災害の特徴を指摘する。ついで護岸の被災機構及び流木の流送機構について2, 3の考察を加え、その過程を明らかにするための基礎実験装置を紹介する。すなわち、3, 4, 5の各章では、最初に、山間の河道に一般にみられる護岸被災について、既往の基礎的な研究<sup>5, 8)</sup>に法勾配を変化させた実験を追加し、河道流速及び護岸勾配の影響について検討と考察を行う。ついで、流木の流送・堆積機構に関して現地調査に基づいた定性的な考察を加え、明らかにすべき問題点を指摘する。最後に、傾斜地域の弯曲部を含む護岸の被災機構と流木の流送・氾濫機構を解明するために設計・製作された実験装置と計測システムについて仕様と特徴を紹介する。

## 2. 傾斜地域における河道災害の特徴

### 2.1 傾斜地域の河道とその災害

傾斜地域という語が一般的であるとは思われないが、単に河川の流れている地域がある程度(1/100以上)の勾配を有しているか、背後や周辺にかなりの勾配(1/30以上)の地形を控えている地域を指して用いている。このような地域は、山麓に沿った裾野や山間地であったり、あるいは発達した単一のまたは連続した扇状地であったりする。山麓や扇状地上の河道は比較的直線的であり、山間の河道は蛇行していることが多く、扇状地の河道も上流域は山間河道となっていることが普通である。また、山地及び山脚の高度が限られているために、急な傾斜地域の規模はそれほど大きくなり得ないという特性があり、河道の幹川区間長は短い場合が多い。

こうした地域が豪雨に見舞われると、社会的な要因や周辺の地形、河道の特性に応じた洪水災害が発生する。昨1990年においても、7月には九州中部で、また、9月には近畿地方を中心にこのような災害が発生している。これらの洪水災害については既にいくつかの報告<sup>1-4)</sup>がなされているが、傾斜地域における洪水・土砂氾濫災害の観点から、それぞれ熊本白川・大分県竹田地区及び兵庫県浜坂・和田山地区の現地調査を行い、氾濫災害の実態把握に努めた。はじめに、これらの調査からあらためて指摘された災害の特徴について以下に述べたい。

### 2.2 傾斜地域の河道災害の実態

はじめに、一級河川大野川水系玉来川及び同支川滝水川の中流区間における河道の被災状況を例として説明する。玉来川は、熊本県下から阿蘇山の外輪山を流れ下って大分県竹田市で大野川に合流する、流域面積175.5 km<sup>2</sup>、幹川流路長32.3 kmの比較的大きな支川である。また、滝水川は流域面積70.8 km<sup>2</sup>、幹川流路長20.0 kmである。Fig. 1には、1/25,000地形図から50 mピッチで読みとった合流点からの距離に対する河床縦断形状を示しているが、上流区間では、侵食抵抗の小さい外輪山の火山噴出物を切り込んで露出した溶岩上を流れている。1990年7月出水では山腹斜面の崩壊と河岸沿いの林地の侵食による大量の土砂と流木を流送して、竹田市を始めとして沿川の各地に大きな被害をもたらしている<sup>1)</sup>。Photo. 1及び2は、Fig. 1の12.0 km付近の滝水川仲村地区周辺(河床勾配約1/72.5)で撮影したものである。河床に

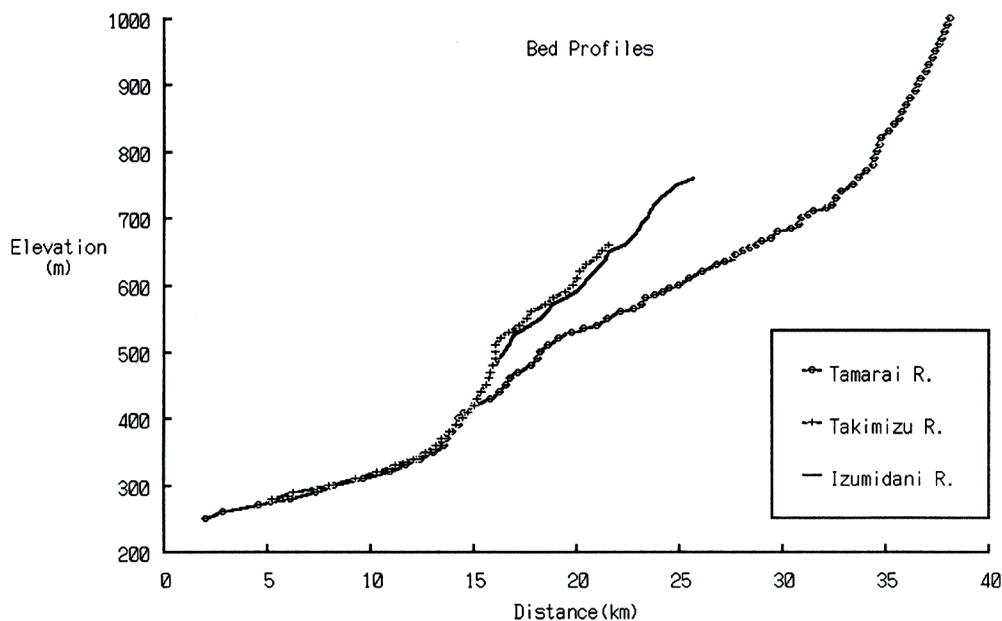


Fig. 1. Longitudinal profiles of the Tamarai River and its tributaries.

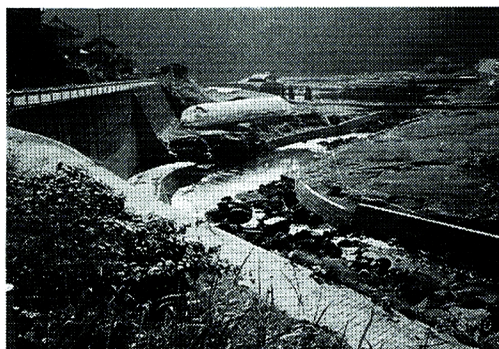


Photo. 1. Cobble deposition on bed and a floodplain covered with sand of the Takimizu River, a tributary of the Tamarai River (Ohita prefecture).



Photo. 2. Reventments damage in the Takimizu River.

は、外輪山の斜面崩壊によって供給された溶岩起源と見られる黒色の角張った数 10 cm 以上の粒径の岩石が緩湾曲区間の凸岸を中心に堆積しており、洪水時の流送能力の大きさを物語っている。一方、山沿いの農地には火山灰のような土砂の堆積している個所が見られ、それを守るための護岸は、折れて前後に傾いたり、倒壊・流失しており、山間の河道を溢流して流下した洪水流による護岸被災の特徴<sup>5)</sup>を示している。

つぎに、Photo. 3 及び 4 には、同じく滝水川の 10.2 km 付近の標高約 320 m、河床勾配約 1 / 97.5 である瀬目地区の河道と農地の被災状況を示している。この被災区間での洪水流は、大出水時における山間平地の蛇行河道によく見られるように、平水時の蛇行流路を短絡して直線的に流れ下り、護岸を破壊するとともに、上述の溶岩起源の岩石が堤内・外に連続的に、また、堤内農地上には火山灰状の砂が堆積している。このように、火山性の流送土砂の堆積の見られる点がこの地域の特徴であり、この区間では流木の堆積がそれほど顕著でない点につぎに述べる玉来川川床地区との地形的な差異や河川規模の相違の影響が認められよう。





Photo. 3. Channel, floodplain and revetment damage in the Takimizu River.

川床地区は、瀬目地区と同様標高約 320 m の玉来川約 10.8 km の位置にあって、勾配が約  $1/50 \sim 1/20$  と急で幅の狭い山間を抜けてきた玉来川が幅のやや広い谷底平地に到達した個所であって、河床勾配は  $1/102.5$  に減少し、堤内地は河道から離れるにつれてやや高くなっている。この堤内地には、Photo. 5 のように、滝水川と同様の火山灰状の砂が堆積しているが、それとともに黒く斑点のように見える流木が洪水流によって残されている。流木は径の大きい樹根部を上流側にして堆積しており、樹幹部は洪水流の流下方向を示すように横たわっている。また、多くが針葉樹と見られるこれらの流木は、枝条が全く残っておらず、樹皮もほとんどが除去されている。このような流木の堆積状況は 1983 年山陰西部水害の島根県三隅川下河内地区でも認められており<sup>6)</sup>、河道をある程度の区間流送されてきた流木とその山間の谷底平地での堆積の一般的な特徴と思われる。



Photo. 4. Sedimentation in a curved channel of the Takimizu River.

傾斜地域に隣接した地域では、地形勾配が急ではなくても、傾斜地域を流下してきた河道からの運搬物の影響を直接的に受けるために、類似の被災形態を示すことが少なくない。例えば、1953 年の白川出水



Photo. 5. Deposition of wood conveyed by a flood flow over a floodplain developed as a paddyfield in the Tamarai River basin.



によって大被害を被った熊本市は、熊本平野の中心の平坦な地域であるにも関わらず、阿蘇外輪山の裾野を下刻して流れ下る白川が運んできた大量の土砂と流木の氾濫・堆積に見舞われた。このとき、市内に厚く堆積した土砂は火山噴出物起源のヨナと呼ばれる比較的比重の小さい土砂で、輸送され易いために、市内の平坦地全域に広がったといわれている。このヨナは、昨年<sup>7)</sup>の出水のように、現在でも出水の度にかなりの量が流送されてきて堤内に堆積し、河道を埋塞して、治水上の問題となっている。

これらの傾斜地域とその周辺地域の以上のような河道災害の一般的な特徴は、これまでの災害調査も参考にしつつのようにまとめられる。

傾斜地域の河道は、洪水時の出水が急激であるために、流域面積に比してピーク流量が大きく、水深や流速が高くなる。一方、周辺及び上流の山腹斜面の崩壊や表層すべりあるいは流入する溪流に発生した土石流などによって、大量の流下物を負荷される場合が多く、最近の洪水災害でもそのような形跡が普通に観察される。こうして河道に負荷された流下物は、河床・河岸さらに氾濫原の侵食物とともに流送されて、河道及び河川構造物に衝突してダメージを与え、ついで農地や市街地の氾濫域に堆積・残存して損害をもたらすとともに、災害の復旧を著しく困難にする。

### 3. 傾斜地域河道の護岸被災に関する基礎的検討

#### 3.1 護岸被災の特徴と護岸災害に関する基礎実験

河岸侵食の防止構造物として一般に施工される護岸は、その型式から、

- ①有堤区間あるいは大河川の低水路などの1割5分以上の緩勾配護岸
- ②中小河川の堀込河道に多い1割以下の急勾配護岸
- ③山間の河川沿い農地保護のための三面張り護岸など特殊なもの

の3つに分けることができる<sup>5)</sup>。それらはいずれも、前章で例示した超過洪水時の中小河川のように、天端を越える流れによって被災することが多く、最近の災害調査によれば、被災は、護岸が前方に傾いて裏込めが沈下する軽微な程度から、河岸から離れて壁のように直立したり、倒壊、流失して積み重なる壊滅的なまで多様である。こうした被災状況からは、既に指摘しているように、近年のコンクリートブロックの練張り・練積みで施工された護岸は、旧来の天然石や間知石の空・練積み護岸のように洪水時に個々の要素が流体力に抵抗するのではなくて、あるまとまりの全体で溢流する洪水外力に対抗するが、比較的容易に折損して大きな壁板として挙動していると判断される。このような被災は、直線的な区間に全面施工された護岸にもかなり見られ、それは最も基本的な護岸被災とみなせる。これまで、それを対象に基礎実験を行い、被災の特徴を明らかにしてきているが<sup>5, 8)</sup>、ここでは、緩勾配河岸斜面での実験を追加した。実験は既往のものと同様に行っており、その詳細は既に報告しているのので、概要について簡単に述べる。

実験には、河川堤防決壊実験装置<sup>9)</sup>の河道部分を幅1.55 m、長さ6.5 m、深さ0.3 mに仕切って用いた。そこに平均粒径0.88 mmの淀川河川砂を搬入し、Fig. 2のように、河床が水路底よりも5 cm高くなり、河幅を変えたRun W5, 6とRun N5, 6, 6'のそれぞれで既実験と河岸斜面の中心が一致するように、2割の法勾配で砂面を敷均した。敷均し後、護岸模型を設護した偶数Run No.の実験（今回はRun W6, N6, N6'）では、天端及び法先部分を

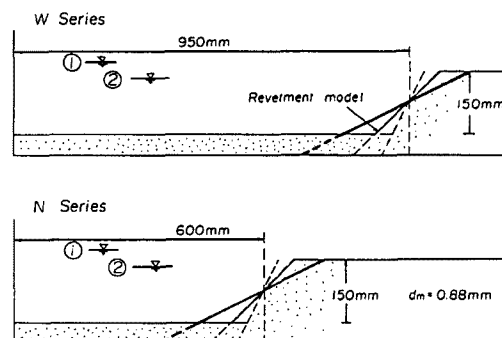


Fig. 2. A schematic sketch of experimental channel cross-sections.

Table 1. Experimental conditions and hydraulic quantities measured

Run No.	Side slope	Revt. model	Water stage $H$ (cm)	Dis-charge $Q$ (l/s)	Surface slope $I_w$ ( $\times 10^{-3}$ )	Stream width $B$ (cm)	Mean depth $h$ (cm)	Hydric. radius $R$ (cm)	Mean veloc. $U$ (cm/s)	Energy slope $I_e$ ( $\times 10^{-3}$ )	Shear veloc. $U^*$ (cm/s)	Manning's roughness $n$
W1-1	1:1	No	21.02	45.72	1.213	128.6	11.32	9.86	31.44	1.013	3.12	0.0216
-2			16.52	44.04	3.465	103.6	9.23	8.21	46.24	2.638	4.57	0.0211
W2-1	1:1	Used	21.40	46.48	2.541	130.0	11.55	8.81	31.03	2.359	4.51	0.0311
-2			18.29	48.24	2.681	100.6	10.92	8.02	44.06	1.966	3.90	0.0187
W3-1	2:1	No	24.02	48.67	1.171	130.0	14.23	12.16	26.31	1.130	3.67	0.0314
-2			16.34	47.10	2.634	103.1	9.07	8.09	50.53	1.875	3.83	0.0161
W4-1	2:1	Used	24.64	49.58	0.374	130.0	15.41	10.50	24.77	0.376	1.94	0.0172
-2			16.61	49.15	2.236	98.9	10.08	6.96	49.44	1.616	3.12	0.0129
W5-1	1:2	No	24.89	52.03	-0.417	150.0	13.59	11.79	25.52	0.000	0.00	0.0000
-2			16.42	48.40	2.900	98.5	9.83	8.61	50.18	1.233	2.66	0.0111
W6-1	1:2	Used	24.71	52.61	0.035	150.0	13.46	11.58	26.05	0.020	0.39	0.0034
-2			16.47	46.33	1.930	95.6	10.08	8.82	48.17	0.662	1.82	0.0082
N1-1	1:1	No	24.64	53.36	1.566	131.9	10.95	9.32	36.95	1.640	3.85	0.0224
-2			19.05	52.18	3.279	91.2	9.08	7.81	63.34	1.586	3.15	0.0106
N2-1	1:1	Used	25.71	56.31	2.720	141.7	11.11	7.75	35.85	2.755	4.56	0.0266
-2			20.59	55.81	5.160	91.1	9.84	6.39	62.98	4.107	4.65	0.0151
N3-1	2:1	No	24.86	53.17	1.188	129.7	11.13	9.44	36.83	1.096	3.15	0.0185
-2			19.19	55.10	5.261	90.9	8.80	7.61	69.52	2.152	3.85	0.0116
N4-1	2:1	Used	25.08	54.10	0.943	125.8	11.84	8.00	36.58	0.932	2.67	0.0153
-2			19.89	54.60	4.568	80.3	10.67	6.87	64.18	3.035	4.40	0.0143
N5-1	1:2	No	25.24	49.30	-0.500	150.0	11.49	9.96	28.61	0.012	0.13	0.0011
-2			17.92	46.33	5.410	97.5	8.79	7.63	64.09	3.027	3.93	0.0123
N6-1	1:2	Used	25.16	48.85	1.930	150.0	11.27	9.68	28.92	1.255	2.89	0.0212
-2			19.98	47.09	16.648	115.6	9.17	7.90	50.07	5.610	5.12	0.0229
N6'	1:2	Used	15.66	52.51	8.450	88.5	7.88	6.71	75.87	5.372	4.76	0.0123

折り返して補強した厚さ 0.27 mm, 幅 453 mm, 法長 336 mm のカラートタン板を先端が水路底に達するまで河岸斜面に沿わせて注意深く挿入した。通水は, Fig. 2 及び Table 1 に示した設定条件で, 1 回目は水位が河岸の頂部よりも 1~2 cm 高く (高水位通水), 2 回目は 1~2 cm 低く (低水位通水) なるように, 下流端堰を調節して行った。なお, Run N6' は, 下流端の堰高を 0 として低水位通水を行ったものであって, 一連の実験では最大の流速となっている。通水中に計量堰と流下方向 4 点の水位を容量式波高計で, 初期と各通水後の河床高を触針式砂面計で測定した。

実験の結果は, 次節で既往の結果と比較しながら紹介する。

### 3.2 実験の結果

一連の実験では水面の波立ち等で水位の測定精度に疑問が残ったので, それを直線回帰した水面形及び実測流量を用い, 各断面について水理諸量を計算した。既実験についても同様の計算を行った。Table 1 には, それらの結果を流下方向に平均した値も示されている。

高水位通水時における断面平均流速は, 今回の実験を含めて W, N シリーズでそれぞれ, Table 1 のように, 25~30 cm/s, 35 cm/s 前後で, 水路幅による差異は 5 cm/s 程度である。計算結果の流速係数には水面勾配の誤差によるばらつきが大きかったので, 水深・砂粒径比から流速係数を 15~16 と仮定すると, 摩擦速度  $u_*$  は  $u_* = 2$  cm/s 前後となって, ほとんどの Run で実験砂の限界値  $u_{*c} = 2.19$  cm/s (岩垣式) よりも低くなり, 河床上で砂の移動が認め難かった観察結果と一致する。

しかし, 護岸模型が設置されていなくて砂粒の移動し易い河岸は, 高水位通水による水没とともに砂粒が滑落して, 低流速の Run W1, 3 では静止摩擦角に近い 32~35° の角度へ, 流速のやや高い Run N1,

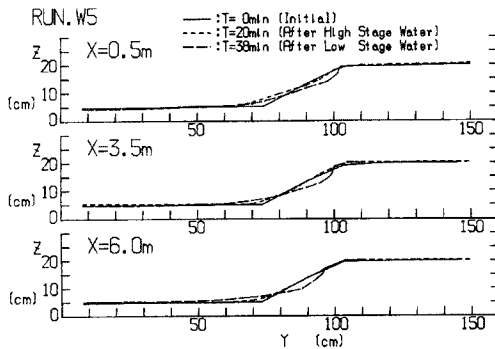


Fig. 3. Changes in cross-sectional shapes in run W5 without revetments model.

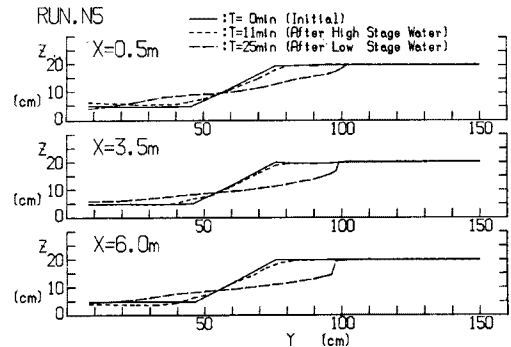


Fig. 4. Changes in cross-sectional shapes in run N5 without revetments model.

3では水中安息角にほぼ等しい  $23 \sim 27^\circ$  の角度へと斜面勾配をかなり減じた<sup>5)</sup>が、2割勾配の追加実験 Run W5 及び N5 では、Fig. 3, 4 に示したように、横断形状はほとんど変化していない。

一方、低水位通水では、実験条件によって流速の範囲がかなり広がり、流路幅の広い W シリーズでの流速は  $45 \sim 50$  cm/s、N シリーズでの流速は  $60 \sim 75$  cm/s となって、幅の狭い後者では活発な砂移動が期待される。実際、既実験では流速に応じた河岸の侵食・流送が生じており、今回の Run W5、N5 でも河岸侵食が発生していて、それぞれ Fig. 3, 4 に示された河岸形状は、Run W5 では単一斜面的、Run N5 では複合斜面的であるなど、対応する既実験で測定されているものと極めて類似である。

つぎに、模型護岸を設置した Run W6、N6 及び N6' について実験経過の特徴を述べる。

Run W6 では、Fig. 5 あるいは Photo. 6 上のように、高水位通水による形状変化は全く無く、通水中にも護岸に目視や VTR 画面で認められるほどの動きは、継目の部分から裏込めの砂が漏れ出して下方に堆積した以外には見られず、護岸が多少とも変形した既往の実験とは大きく異なっている。低水位通水では、流速が比較的低いため開始後約 20 秒経って、やや上流よりの模型護岸の上流端が僅かに上昇し、上昇とともに流体の揚圧力が徐々に増加して護岸が根入れ部分上の砂とともに持ち上げられ、ある時点から、Photo. 6 のように、模型護岸が大きく傾くと同時に河岸斜面に沿って滑るように流下していった。ついで、その上下流に隣接していた護岸模型が同様の過程で流送された。

Fig. 5 の  $x = 2.5$  m と  $3.5$  m の横断形状を比較すると、護岸の流出した河岸は、残った河岸に比べるとかなり侵食されており、護岸の侵食防止機能が有効に作用していることが判る。

流路幅を狭めた Run N6 でも高水位通水では、Fig. 6 や Photo. 7 上に示されているように、Run W6 と同じく、横断形状にはほとんど変化は見られなかった。しかし、低水位通水が開始されると、約 30 秒後に  $x = 2.5$  m 付近の護岸が浮き上がり、付近の波高計にもたれかかって水流を河岸上まで堰上げ、周辺の護岸模型に影響を及ぼした。影響を受けた  $x = 4 \sim 5$  m 付近の護岸模型は、Photo. 7 下のように順次立ち上がった後、河道側へ倒れて下流に流されていった。この結果、約 28 分の通水中に上流の一部を除いて全ての模型護岸が波高計に激突しながら流失してしまい、Fig. 6 のように、通水後の河岸線は大きく後退して、中央付近の河床は広く深く洗掘されていった。

このように多数の激しい護岸流出は、流速の最も高かった次の Run N6' でも生じなかったものであり、流速のみ高ければ護岸の大量の流失が生じると断定できないことを示している。

下流端を堰上げずに最大流速を与えた Run N6' では、中央  $x = 2.0 \sim 5.0$  m 区間の護岸が下流側から徐々に起き上がり、いくつかは河道部へ倒れ込み、そのうちの 1 枚が流水を堰上げて、河岸上から残存護岸模型の背後に水流を廻らせた。このため、裏込めの土砂が流失して、Fig. 7 や Photo. 8 に示したように、若干の護岸模型は元の位置で背後に倒れて河床に張りついたような状態になった。



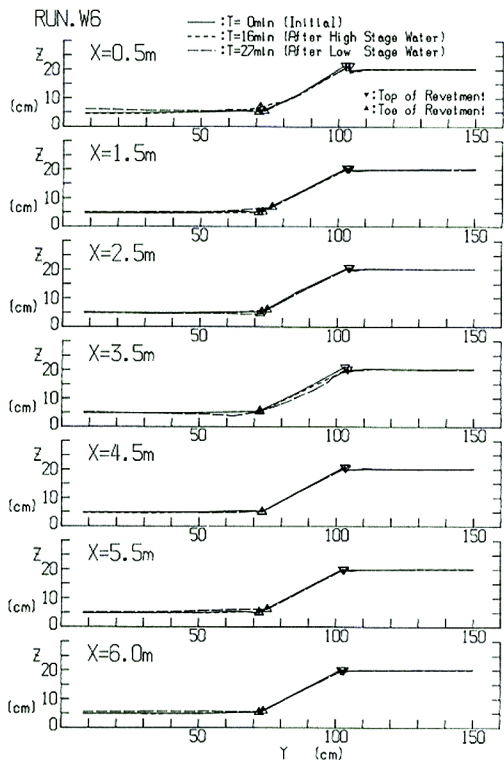


Fig. 5. Changes in revetments models and cross-sectional shapes in run W6.

上述のように、Run N6'では、Run N6で観察されたほど多数の護岸流失は起こらなかったが、護岸の一部が強くて周囲が破壊されたり、あるいは護岸の目地等が傷んでいると、背後からの裏込め侵食が起こって倒壊等の被災に至り易いことが判る。さらに、こうした現象は、いずれも速やかに進行しており、何等かの原因で護岸に入ったクラックが進行している場合には、高速流に曝された直後に倒壊・流失のような重大な被災状態まで進んでしまう可能性が指摘される。

以上の今回の実験に対して、既往の実験における護岸模型の挙動はつぎのように要約される。

Run W2では、高水位、低水位通水とも、背後の河岸がやや沈下して護岸模型の上端が僅かに起き上がったのみであり、Run W4では、高水位通水による護岸模型の起立傾向が明確になり、低水位通水開始直後には、上流の護岸模型が鉛直からややオーバーハング状に立ち上がった。

Run N2では高水位通水によって護岸模型は僅かに起き上がり、各ブロック間にずれが生じて裏込めが流失した。低水位通水によってその間隙が拡大して容易に護岸が押し流され、この倒壊・流失区間は上流方向に伝播していった。Run N4の場合、高水位通水時の護岸の起立傾向が最も著しく、それに対応して河岸上部の沈下も進行した。低水位通水時には、この模型背後の沈下部河岸に上流から僅かな流れが到達

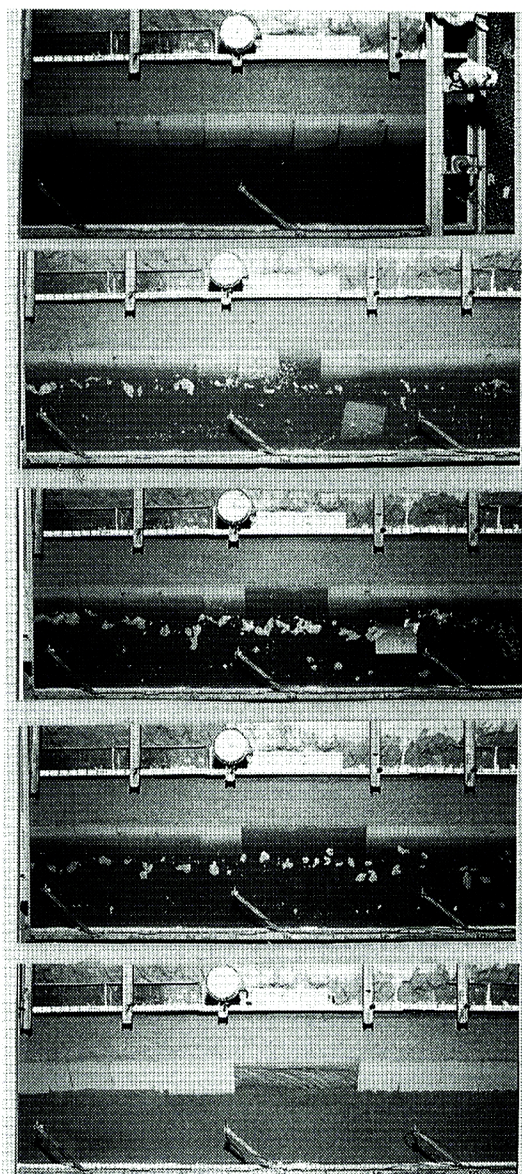


Photo. 6. Plan views of damage process of revetments models in run W6 during the low stage flow with high velocity. (Process: From top to bottom; Flow: From left to right).



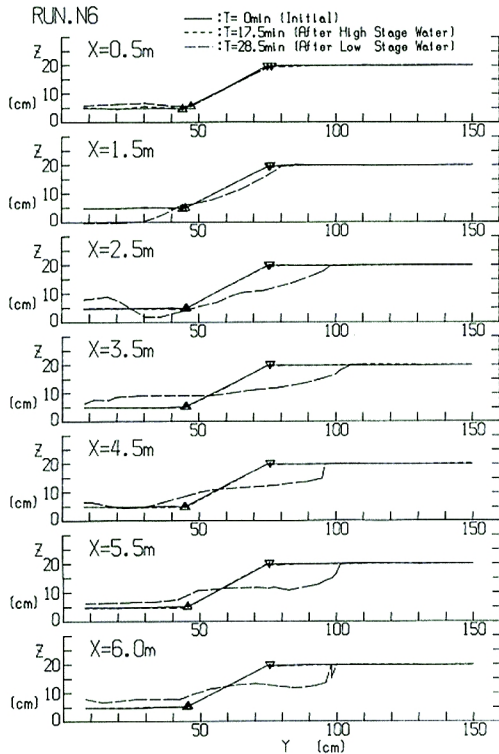


Fig. 6. Changes in revetments models and cross-sectional shapes in run N6.

すると、直ちにその位置の護岸が前方に起き、速やかに直立していった。しかし、流速が約 65 cm/s と高かったにもかかわらず、その後護岸模型は流失せず同じ状態が維持された。

### 3.3 護岸被災に関する考察

以上のように、同範囲の流速では法勾配に応じて、一方、同一勾配では流速に対応して護岸模型の挙動は異なっている。これより、護岸模型の挙動を流速と法勾配に着目してまとめると Fig. 8 のようになる。

これによると、法勾配 1 割及び 5 分の Run W2, N2 及び W4, N4 で見られた高水位通水時の護岸模型の起立は、法勾配 2 割の Run W6, N6, N6' では見られず、水没する護岸では勾配を緩くすることが安全性を高めることができる。

しかし、低水位通水時には、Run W2, W4 では流失しなかった護岸模型が、Run W6 では水路中央区間で 3 枚も流失しており、緩勾配護岸が必ずしも安全とはいえない条件の存在する可能性が指摘される。また、低水位通水の高流速による護岸模型の流失は、1 割勾配よりも 2 割勾配の場合の方が著しく、5 分勾配では Run N4 のように、流速が約 65 cm/s と高かったにもかかわらず生じなかった。これらは、法勾配が急なほど、護岸模型の流体中の部分が根入れ部分に比して相対的に小さくなるために安定になること、すなわち、護岸の挙動が流体力の作用する流水中の面積と根入れ部の面積比率に大きく影響されているこ

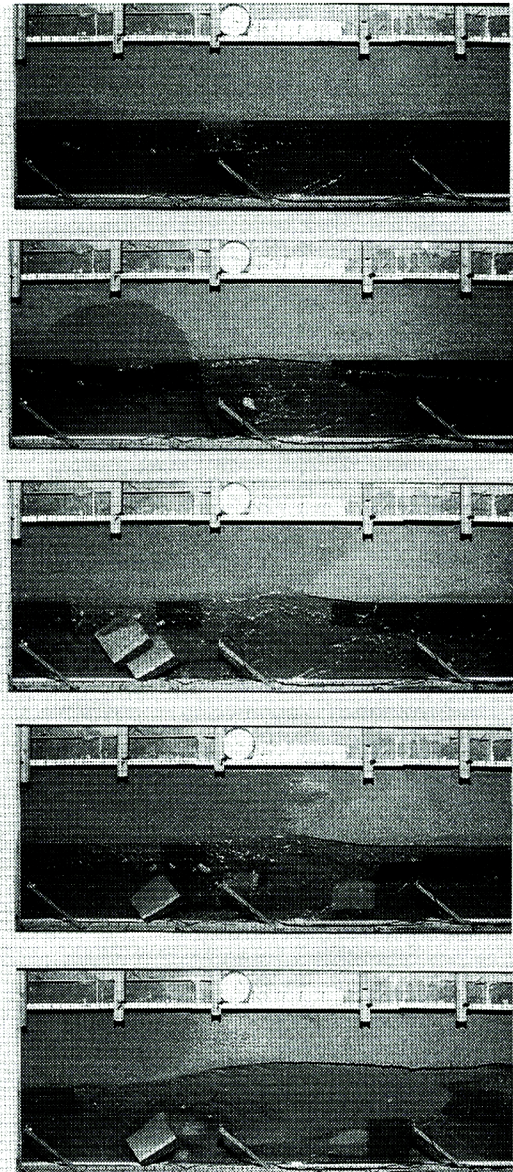


Photo. 7. Plan views of damage process of revetments models in run N6 during the low stage flow with high velocity. (Process: From top to bottom; Flow: From left to right).



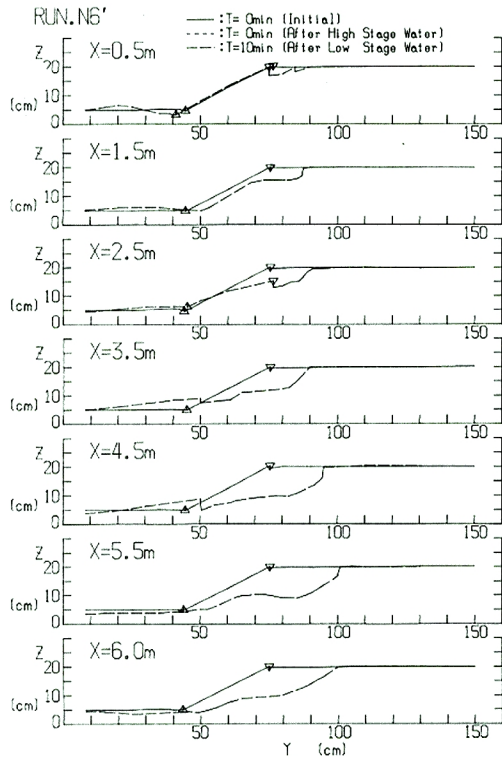


Fig. 7. Changes in revetments models and cross-sectional shapes in run N6'.

とを示唆している。

最初に述べたように、法勾配1割、5分の護岸は、低流速でも河岸が十分に水を含むだけで前方に傾き、河岸裏込めはその移動量に対応して沈下する。この状況は前方に傾いた護岸被災と酷似し、本実験が類似の被災機構を再現している。したがって、実際でも護岸は、溢流に伴う背後からの圧力増加によって傾き、こうした起立傾向は高流速によって激化して、被災護岸はブロック壁のように直立し、あるいは倒壊して積み重なると判断される。

つぎに、このような護岸の水没時の安定について簡単に考察する。流速をそれほど大きくないと仮定すれば、Fig. 9に示すように、護岸には、第一に自重が働き、背後の裏込めからは主働土圧が、一方根入れ部には受働土圧が作用する。実験のように滑らかな護岸では前後の土砂との間の摩擦は小さいので、それを無視すると両土圧はともに護岸に直角に作用する。また、受働土圧は一般にかなり大きいので、根入れ部の先端は動き難いと判断され、そこを中心としてモーメントの釣合を考えると、護岸が前方に傾かないためには、

$$W_n L/2 \geq P_{1a} L/3 - P_{2p} l/3 \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $L$ は護岸全法長、 $l$ は根入れ部法長、 $W_n$ は単位長の護岸自重  $W$  の法線方向成分で  $W_n = W \cos \alpha$ 、 $P_{1a}$ は護岸背後の主働土圧、 $P_{2p}$ は根入れ部前方の受働土圧であって、この場合次式で表され

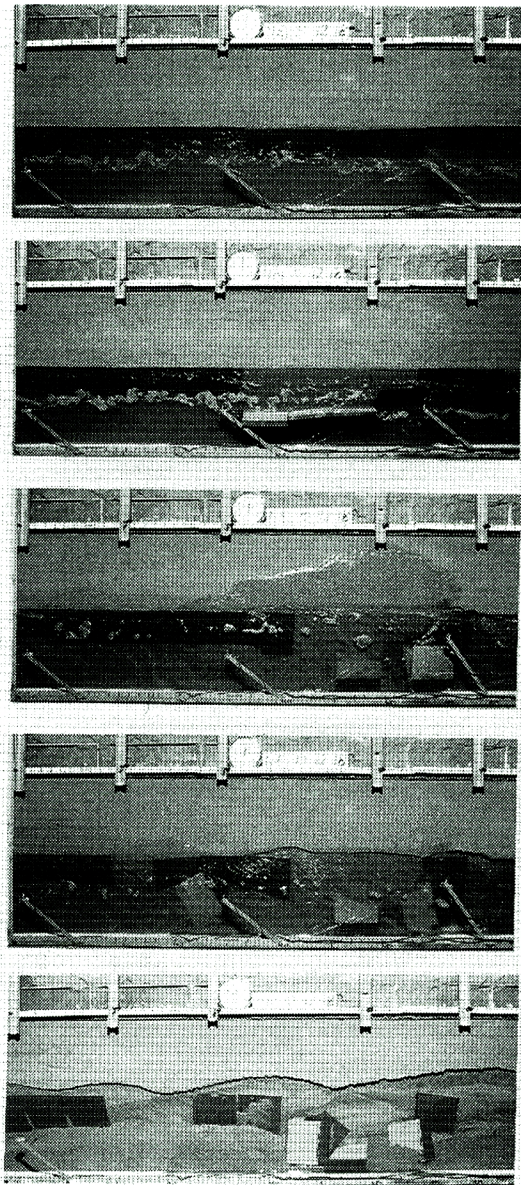


Photo. 8. Plan views of damage process of revetments models in run N6' during the low stage flow with high velocity. (Process: From top to bottom; Flow: From left to right).



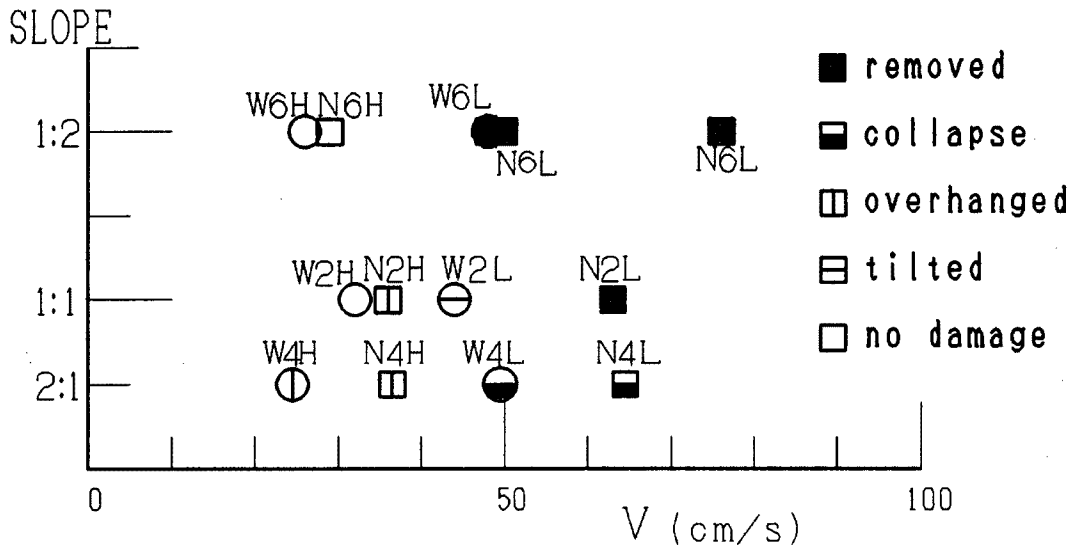


Fig. 8. Damage of revetments models shown in relation to mean flow velocities and revetment slopes.

る<sup>10)</sup>。

$$P_{1a} = K_{1a} \gamma H_B^2 / 2 \dots\dots\dots (2)$$

$$P_{2p} = K_{2p} \gamma h_B^2 / 2 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、主働及び受働の土圧係数  $K_{1a}$ ,  $K_{2p}$  はそれぞれ、

$$K_{1a} = \sin^2(\alpha_1 + \phi) / \{ \sin^3 \alpha_1 (1 + \sin \phi / \sin \alpha_1)^2 \} \dots\dots\dots (4)$$

$$K_{2p} = \sin^2(\alpha_2 + \phi) / \{ \sin^3 \alpha_2 (1 - \sin \phi / \sin \alpha_2)^2 \} \dots\dots\dots (5)$$

また、 $\phi$  は実験砂の内部摩擦角、 $\gamma$  は水中単位体積重量であり、他は Fig. 9 中の記号による。緩い締め固め状態を考慮して  $\phi = 30^\circ$ ,  $\gamma = 1 \text{ g/cm}^3$  を仮定し、5分勾配の Run W4, N4 について試算すると、

$$\gamma H_B^2 / 2 = 200 \text{ g/cm}, \quad K_{1a} = 0.174, \quad P_{1a} = 34.9 \text{ g/cm} \dots\dots\dots (6)$$

$$\gamma h_B^2 / 2 = 12.5 \text{ g/cm}, \quad K_{2p} = 7.17, \quad P_{2p} = 89.7 \text{ g/cm} \dots\dots\dots (7)$$

となり、前傾し始める  $W$  は、結局  $18.6 \text{ g/cm}$  となる。このときの護岸模型の全長は  $22.4 \text{ cm}$  で単位長の自重は  $5 \text{ g/cm}$  弱であるので、容易に前方に起立することになって、実験事実と一致する。

同様の検討を Run W2, N2 についても試みたが、受働土圧係数が  $K_{2p} = 30.8$  となって、根入れの受働土圧が非現実的と思われる値となり、非常に安定な結果となった。このように緩い勾配の擁壁は、受働土圧式の適用限界外とも考えられるので、今後護岸法前面の応力状態を考慮した検討が必要である。なお、受働土圧の作用領域を Run W4, N4 の場合と同じ程度と考えると、 $K_{2p} = 7.17$  を仮定すると、 $W = 0 \text{ g/cm}$  が護岸模型の前傾開始の限界値と予測され、僅かの流体力の作用で護岸の傾く可能性が示される。

今後、護岸に働く流体力の具体的評価とそれに抵抗する根入れ及び自重の効果を考慮して、護岸の挙動を追究していく必要がある。単純に、流体力に対抗するために、護岸の自重を増加させることは自重による折損等を考えると必ずしも得策とは思われない。超過洪

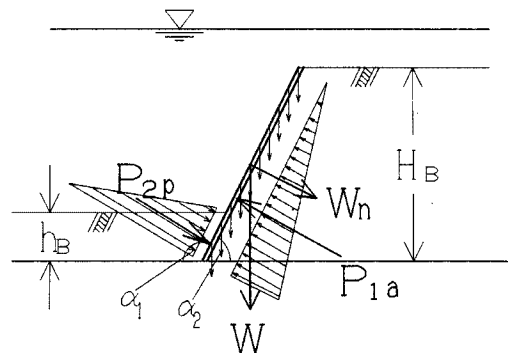


Fig. 9. A definition sketch of revetments stability analysis based on the Coulomb's earth pressure.

水にも耐える護岸構造物の強化方法を検討していくためには、水理学、土質力学及びコンクリート工学に基づいた複合的な力学的考察をしていかなければならないと思われる。

#### 4. 流木の運動と混在度に関する基礎的考察

##### 4.1 流木の運動について

河道を流下する流木に関しては、古くは足立・大同の研究<sup>11)</sup>がよく知られているが、その運動機構は取り上げられておらず、近年の水原の研究<sup>12)</sup>もその機構は理想的な状態のみを取り扱っているのが、実際の流木の状況とはかなり異なったものとなっていると思われる。流木による災害発生機構に関する考察の基礎は、第一に流木自体の適切なモデル化であり、ついで、そのモデルに基づいた流木の流送機構の力学的な定式化であろう。しかしながら、第一の点もこれまでほとんど検討されていないと見られるので、ここではつぎのように簡略化して考えた。

すなわち、立木が何らかの原因で河道内に輸送されて流木となるので、立木から河道に供給された直後の流木は、Fig. 10に模式的に示したように、樹幹、樹根及び枝条の3つの部分からなると考えられる。したがって、流木の幾何学的な最少限の特性は、同図に定義したように、樹幹長(樹高) $l$ 、樹根幅 $r$ 、及び枝条幅 $w$ の3量によって特徴づけられる。当然これらの幾何学的諸量は、樹種と生育地の条件、生育状況などによって決められるものであって、予め与えることはできない。また、これらの諸量は、流木が河道まで輸送されてきた状態やその後流送される河道の状況によって変化するものであり、そうした変化自体が流木の輸送機構の大きな特徴である。すなわち、このような形状の諸量を樹種や生育状況の変数とのみ見なすのではなく、水深、流速、河道粗度(河床・河岸の凹凸)などの水理諸量の関数としてとらえることによって、流木を含んだ洪水流の水理特性が明らかにされるものであろう。

しかしながら、洪水流によって運搬される流木の挙動は、Fig. 10に定義した河道各区分における流路の諸元と流木の幾何形状との関係によって、様々な運動形態をとる。いま、山間のそれほど幅が広くなく、河床の凹凸の比較的激しい河道を考えると、流路幅 $B$ 、水深 $h$ 及び河床凹凸のスケール $k$ との間の大小関係は、通常 $B > h > k$ のように、それぞれ最大でも1オーダーまでの相違とみせる。一方、流木の特性長間の関係は、樹種によって若干異なるが、立木状態から比較的短距離で河道に供給された場合には $l \sim w > r$ のように考えてよいであろう。これより、河道の流路及び流木の代表長としてそれぞれ $h$ 及び $w$ をとって、以下に流木の流送状況について簡単な定性的考察を加える。

はじめに、例えば、 $h \gg w$ のときには、流木は流水境界の影響を受けず、水原が考察したように、流木に働く重力、浮力及び流水との相対速度に基づく流体力(抗力)の釣合から求まる速度で流木は移動するが、現実の山間河道でこのような条件が妥当となるような区間はほとんど無いといえよう。

つぎに、 $h > w$ のときには、流木は流速分布や河床の凹凸のために時に回転をしながら流下すると見られ、 $h$ が減少して $h \sim w$ となったときには、河床に枝条や樹根の一部がほとんど常に接してしまうために、流木は転動しながら流下すると思われる。この結果枝条は

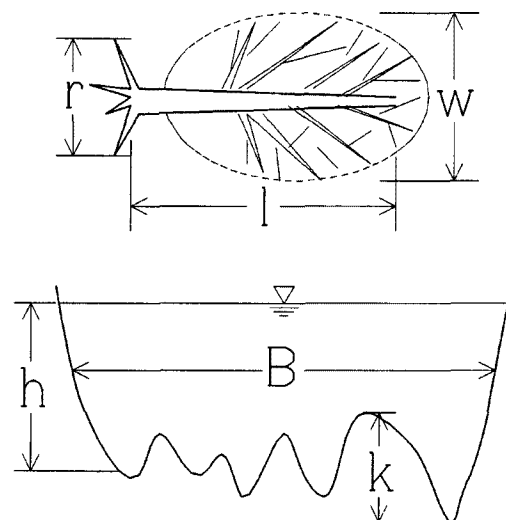


Fig. 10. A definition sketch of floating wood and conveying river channels.

損耗して  $w$  は流下方向に減少する可能性がある。

最後に、 $h < w$  のときには流木は河床との間の摩擦のために強い力を受けながらかなりゆっくりと流下するようになり、洪水後の河床や氾濫原に堆積している流木の状態から判断すると、樹根に比して折れ易い枝は樹幹からもぎ取られて、 $w$  は減少していくといえる。したがって、これから逆に、河床との間の摩擦力は、枝条をもぎ取ることにはできるが、樹根をちぎり取るほどのものではないと推定される。

#### 4.2 流木の混在度について

洪水流にどの程度の流木が含有される可能性があるかという問題は、河道への流木の供給がどのように行われているかという問題に依存している。いずれにせよ河道への流木の供給は、河道が山腹斜面とそれほど離れていないか、あるいは河岸近くに植林等の行われているような山間の区間で主に生じていると見られる。こうした区間での流木供給に関わる河道近辺の斜面崩壊はおそらく降雨のピーク時に多発すると見なされる。一方、それらを水流に取り込み、流送していく河道流の能力が最大になると思われるのは、雨水流出によって形成された洪水流のピークが通過していく時点の前後の一定の時間であり、それは降雨のパターンや流域の規模形状によって決定される。

一般に、降雨、すなわち崩壊発生のピークの方が洪水流のピークよりも早く生起すると考えられるので、河道流は倒木を含んだ崩壊による河岸付近の堆積物を侵食しながら流木することになる。したがって、ピーク時点付近の洪水流が含有する流木の量  $V_L$  は流下方向に増大していくことが予想され、河岸侵食と類似の機構によるその増加率は、Fig. 11 に概念的に示したように、降雨ピークを過ぎた斜面からの横流入による流量増加率よりも大きいとみなし得るので、いずれかの時点で洪水流の流木含有率は飽和状態に達することが期待される。このようにして流木に関して飽和状態になった洪水流が山間部からやや開けた傾斜地域の河道へと流入してくると、新たな河道への倒木の供給は少なくなるが、溢流した氾濫水は、山間部のように山脚によって流路幅が制限されないために広がり、流木を輸送する能力を失って随所に放置していき、下流での流木の混在度は低下する。

流木の飽和混在度を規定する要因は、その運動機構を支配するものとほぼ同一のものと考えられるが、河道の単位長当たりには含み得る体積は水深に大きく依存し、その体積が増加すれば、流木が河床や河岸から受ける抵抗は著しく増大することになって、前節で考察したように移動速度は低下する。流水は、流木の間がそのほかの流下物で閉塞されない限り、流木に相対流速による抗力を及ぼしながらそれらの間を流下していくことになり、洪水ピーク後に流量が低下するとこのような状態の流木は、流木塊として河道内に残存することになる。

#### 5. 傾斜地域の河道災害に関する基礎実験について

これまでの2.～4.の各章で指摘したように、傾斜地域のかかなり急な河道を流れる洪水は、山間の狭窄部では流水が集中した河岸・河床を侵食して土砂と流木を取り込み、一方、谷底平野や扇状地のような広

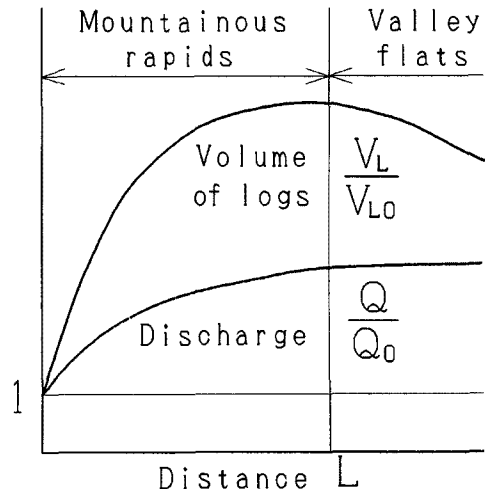


Fig. 11. A conceptual diagram of changes in river flows and volume of floating logs. Suffix  $_0$  denotes values at the reference origin.



がった地域では、蛇行した平水河道を短絡して弯曲部河岸を破壊しながら、流れを拡散して土砂や流木を堆積する。傾斜地域の河道災害のそのような過程を模擬でき、その水理学的な側面を考究するための基礎実験装置として、現有の堤防決壊実験装置を改造するとともに、新たにそれに接続する Photo. 9 のような洪水・土砂氾濫河道実験装置を設計・製作した。

洪水・土砂氾濫河道実験装置は、Fig. 12 に示すように、長さ8 m、幅2 m、深さ0.2 mの水路部が上記の堤防決壊実験装置にヒンジで取り付けられたものであって、下記のような仕様となっている。

全長	8.2 m (有効長 8.0 m)
全幅	2.15 m (有効幅 1.95 m)
深さ	0.20 m (水路部) 0.40 m (流入部)
設定勾配範囲	-1/100~1/5
勾配設定方式	油圧駆動・ボルト固定方式
ヒンジ固定	既設実験装置直接固定

このように、水路部は油圧シリンダーによって1/5の勾配まで設定でき、流下物は堤防決壊実験装置上に堆積するようになっているが、傾斜域に対応した-1/100~1/5という広範囲の勾配設定と氾濫

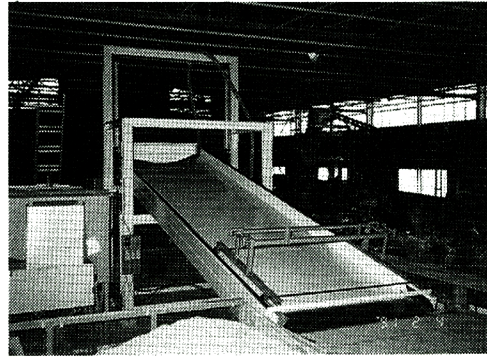


Photo. 9. A newly designed facility for water and sediment flooding from river channels in sloping areas.

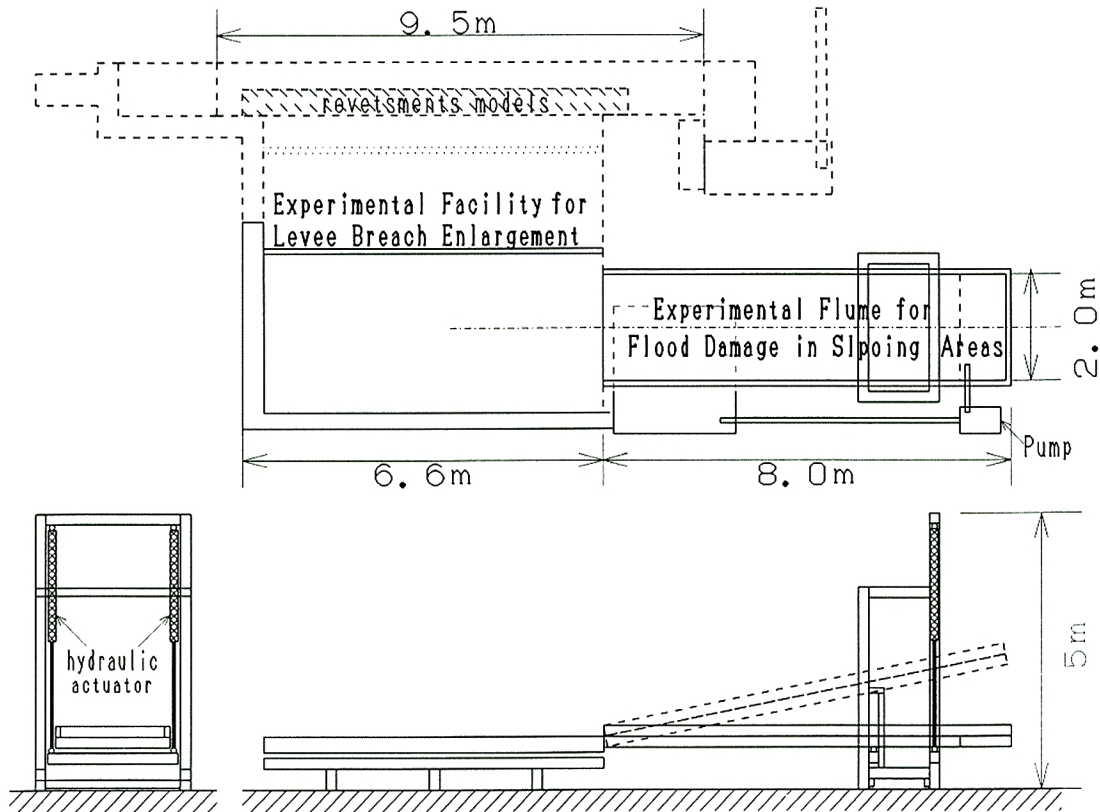


Fig. 12. Plan and vert of a newly designed facility for water and sediment flooding from river channels in sloping areas.

現象を模擬するための幅の広さに特徴がある。本実験装置の水路勾配設定は、6点のスライド支承を有した油圧駆動によって所定高さまで移動した後、ボルトで支柱に固定する方式を採用しており、油圧アクチュエーターとボルトの2系統で固定できるために従来のチェーンブロックやウィンチによる方式よりも、安全性、安定性、操作性、精度、騒音など多くの点で優れている。

現在、給水装置として、インバーター制御による2.2 kwのポンプを備えており、0～12 l/sの流量を供給できる。また、砂面敷均し用の台車が側壁に設置したレールを走行するようになっている。

つぎに、このような広幅・急勾配の実験水路では、従来型の砂面計などの測定器を台車に取り付けた装置による砂面測定は困難であり、流木模型等の堆積位置を把握することも容易ではないので、レーザーセオドライト及び電子セオドライトを用いた光学三角測量による自動測定を試みている。すなわち、測定を自動化するために、Photo. 10のように、モータードライブ化したレーザーセオドライトを、Fig. 13に模式的に示したように、実験装置前方上の基準点からパソコン制御によって、水路の砂面上に一定角度間隔でレーザーでマークを記すようにし、そのマークを別の基準点に置いた他方のセオドライトで測定者が追跡する。両セオドライトは自動測角の電子型となっているので、測角データは自動的にパソコンに収録できる。現在、本計測システムを本格的に実験に適用できるようにするために、充実した自動測定・解析プログラムを開発している。

なお、このモータードライブレーザーセオドライトを用いた光学的3次元砂面計測システムは、測定対象に接近する必要のない遠隔計測システムであるので、室内水理実験のみならず、むしろ野外における測量作業に適した面を有しており、継続観測を行っている淀川水系宇治川43 km付近の河岸侵食箇所<sup>13)</sup>の測量作業に応用する準備も行っている。

一方、洪水・土砂氾濫河道実験装置では、山間部河道を溢流・流下する洪水・流下物の量と土砂の粒径や流木の混在度のような質の時間的変化について考察を加え、ついで、傾斜地域において河道や河川構造物に打撃を与えながら、これらの流下物を河道から溢流・氾濫させていく現象の把握と支配機構の基礎的

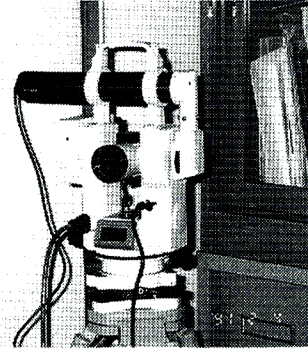


Photo. 10. A motor-driven laser theodolite used in an optical triangulation measurement system for sand surface changes.

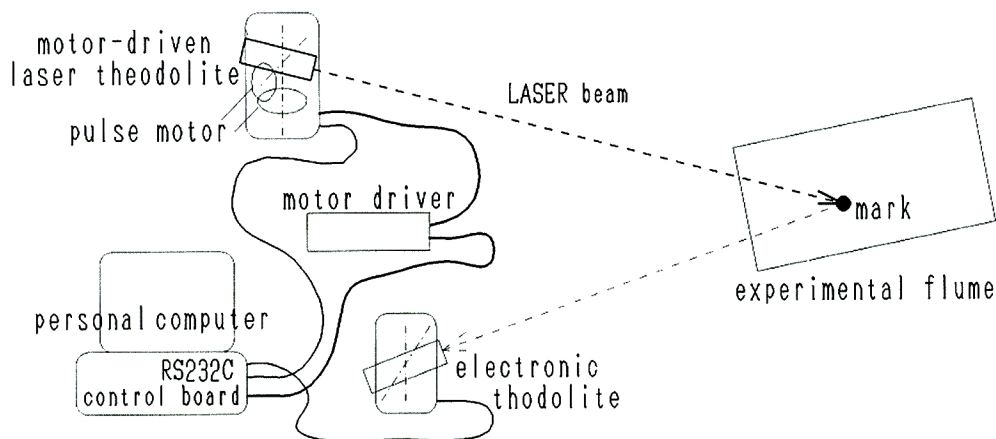


Fig. 13. A schematic diagram of an optical triangulation measurement for sand surface changes by using a motor-driven laser theodolite system.

な解明を図るために、現在、水路内に平均粒径 1.42 mm の砂を搬入し、流木模型として 6 mmφ のポリプロピレン棒あるいは 5 mm□ のアクリル棒を用意して、両者の混在場の流送過程に関する実験を準備している。

## 6. あとがき

過去に大規模な被災経験を有する傾斜都市域の洪水土砂・氾濫を予測し、災害を防止・軽減する方法を見出すことを目的として、最近の傾斜地域における河道災害について行った現地調査からその特徴を指摘するとともに、典型的な被災の一つである護岸災害について基礎実験を追加して検討を加え、さらに、災害を激化させる流木の水利特性に関する定性的な考察を示した。最後に、傾斜地域の河道災害の発生機構を水理学的に研究するために新たに設計・製作した実験装置と計測システムについて、それらの概要と特長を紹介した。以下にそれらの結論を要約する。

初めに、傾斜地域の洪水・土砂災害の実態に関して、1990年7月出水による熊本白川及び大野川水系玉来川（大分・熊本県）の現地調査を行い、山間傾斜域の河道では、過去の災害と同様、平水時の河道を短絡して流れる洪水流のもとらす護岸被災と堤内地の侵食・堆積が主要なものであって、被災地域の条件によっては、それに山腹や河岸の林地からの樹木が崩壊や侵食によって流木となって付加される。また、都市域の土砂氾濫は、必ずしもそれ自体の傾斜が急である場合に生じるだけでなく、傾斜地域から流送される洪水・土砂特性等に応じて、平坦な都市域でも大量に生起する場合のあることを指摘した。

傾斜地域における代表的な河道災害である護岸被災に関して追加実験を行い、被災形態が河道流速と法勾配によって区分できることを示した。すなわち、1割以下の急勾配護岸は水没するだけで立ち上がり、一方、1割以上の緩傾斜護岸でも、流量急増時には大きな揚力を可能性があり、それに対して損傷を生じないだけの自重あるいは強度を有していなければ、容易に流失のような壊滅的な被災にいたることを指摘した。さらに、水没した護岸の変形開始についてクーロン土圧に基づいた考察を加え、モーメントの釣合から1割以下の急傾斜護岸が非常に不安定になり易いことを明らかにした。

河道を輸送される流木の挙動を水理学的に取り扱う場合の特性量と流送形態について、流木と河道の幾何学的関係から定性的な考察を加え、流送形態を3種に大別し、今後検討すべき重要な着目点を明らかにした。ついで、流木の混在度について、降雨（崩壊）ピークに対する出水ピークの時間的遅れから、それが流下方向に上昇して飽和点に達し、河道内に流木の堆積する可能性を定性的に説明した。

傾斜都市域における河川の洪水・土砂氾濫の水理学的側面を明らかにするために、現有河川堤防決壊実験装置を改造し、それに新たに広い実験条件を与えることができる洪水・土砂氾濫河道実験装置を設計・製作して取り付けた。また、実験計測と現地観測に共用できるシステムとして、モータードライブレーザーセオドライトを主体とする光学式3次元砂面測定装置を開発した。

今後、本研究で開発・製作した上記の実験・計測装置を用いて、流木・流砂の混在する基礎実験を進め、ここで述べた考察に基づいて流木の流砂や河道変動に与える影響あるいは河道周辺における流木の溢流・堆積について力学的な検討を加えていき、航空写真及び現地調査から把握した実態と比較して、その機構を明らかにしていく予定である。

同時に、護岸模型の種類を変えた実験を試み、護岸に働く流体力の具体的評価、それに抵抗する根入れ及び自重の効果等の荷重分布を評価して、護岸と周辺の挙動及び護岸内部の応力を検討して、合理的かつ定量的な護岸設計の在り方を追究し、超過洪水に耐えうる護岸構造物の強化方法の確立に努力を注ぐつもりである。

これらの結果から、傾斜都市域河川の河道状況、すなわち、遷緩点・遷急点などの地形変化、幅・深さ・屈曲などの形状変化、及び、橋梁・トンネル・堤防・河川敷公園などの構造物が流送物と河道の安全に与える影響を明らかにし、市街地氾濫に対する境界条件の簡潔な付与方法を示すとともに、洪水・土砂



氾濫災害の防止・軽減の方策を考究していきたい。

最後に、護岸被災に関する追加実験では本学学生中野慎一君（現在三井建設(株)勤務）の協力を得た。また、本研究は平成2年度文部省科学研究費補助金重点領域研究（自然災害）『傾斜都市域の洪水・土砂氾濫災害の予測と軽減・復興対策に関する研究』（研究代表者：京大防災研 高橋保教授）の補助を受けて行っている。ここに付記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 平野宗夫・林 重徳・下津昌司・鈴木敦巳・早川誠而・棚橋由彦：1990年7月九州中北部豪雨による災害の特徴と概要，自然災害科学，Vol.9，No.2，1990，pp.64-72.
- 2) 平野宗夫：1990年7月豪雨による阿蘇地方の土砂災害について，平成2年度河川災害に関するシンポジウム，重点領域研究「自然災害」総合研究班，1991，pp.1-13.
- 3) 渡辺訓甫：1990年7月豪雨による佐賀平野の水害について，平成2年度河川災害に関するシンポジウム，重点領域研究「自然災害」総合研究班，1991，pp.14-28.
- 4) 名合宏之・村本嘉雄：1990年台風19号による洪水災害について，平成2年度河川災害に関するシンポジウム，重点領域研究「自然災害」総合研究班，1991，pp.29-51.
- 5) 藤田裕一郎・木下晴由：超過洪水による中小河川の河道災害，京大防災研年報，第32号B-2，1989，pp.571-593.
- 6) 村本嘉雄・藤田裕一郎・大久保賢治：洪水氾濫による堤内地の侵食と堆積——三隅川の1983年水害の場合——，京大防災研年報，第27号B-2，1984，pp.571-160.
- 7) 建設省九州地方建設局熊本工事事務所：平成2年7月2日白川・加勢川出水記録，1990，20p.
- 8) 藤田裕一郎・木下晴由：超過洪水による中小河川の護岸災害に関する基礎実験，第8回日本自然災害学会学術講演会要旨集，B21，1989，pp.114-115.
- 9) Fujita, Y. and T. Tamura: Enlargement of breaches in flood levees on alluvial plains, J. Natur. Disas. Sci., Vol.1, 1987, pp.37-60.
- 10) 土質工学会編：土質工学ハンドブック，1988，pp.266-276.
- 11) 足立昭平・大同淳之：流木に関する実験的研究，京大防災研年報，第1号，1957，pp.41-49.
- 12) 水原邦夫：流木に関する基礎的研究，京都大学学位論文，1978，107p.
- 13) 藤田裕一郎・八尋 裕・村本嘉雄・新川清隆：河岸の侵食と安定について，第9回日本自然災害学会学術講演会要旨集，B18，1990，pp.104-105.