

超過洪水による中小河川の河道災害

藤田裕一郎・木下 晴由

RIVER CHANNEL DAMAGE CAUSED BY EXCESS FLOODS IN SMALL TO MIDDLE SIZED RIVERS

By Yuichiro FUJITA and Haruyoshi KINOSHITA

Synopsis

From a viewpoint that river improvement works should be effective even under excess flood conditions, river channel damage caused by 1988 flood was studied in a few small to middle sized rivers in the western part of Shimane Prefecture, as an example, in order to evaluate functions of river improvement works for damage reduction. Fundamental experiments were carried out to clarify failure mechanisms of revetment, which is the commonest works for river improvement, due to excess floods. Failure patterns of revetment in the experiments were very similar to those produced by overbank flow in small-middle sized rivers. Channel bed variation were surveyed in curved reaches where large amount of sediment deposit and severe damage of revetment were observed. Transverse slopes of inner bank deposit could not be predicted by several equations of previous investigators.

1. 概 説

農耕が主要な産業であった時代から生命と財産を守り、生産の場を拡充するために人類は洪水と闘ってきた。産業が高度化してきた現在の日本でも資産のほとんどは沖積地に集積しているために、治水は国の重要な施策の一つとなっていて、大河川を中心とした治水投資の蓄積によって洪水に対する社会の安全度は確実に向上している。しかしながら、我が国の沖積平地の多くは、大河川の支川も含めて中小河川の氾濫区域となっており、これらの中小河川では、全面的な改修がなされる場合でも、種々の制約のために、通常計画出水の超過確率は大河川ほど高い水準には取られない。このため、改修前よりは格段に低くなるが、大河川に比べると相対的に計画規模を越える洪水、すなわち超過洪水、に見舞われる頻度が高くなっている。

これに対して、河川改修工事は、計画規模までの洪水に対して絶対的な安全性を満足するように設計・施工され、実際こうした出水までの河川の安全度は飛躍的に向上する。しかし、計画を越える外力を被った場合に発揮される河川改修の効果については、従来ほとんど検討されていないので、受ける被害が未改修の場合に比べて如何に変化するかは明らかになっていない。超過洪水時でも生じる災害の規模は、河川改修がなされているか否かによって異なってくるものであって、当然改修のなされている方が軽度の被害で済むべきであると期待される。一部では、連続堤を主体とした現行の治水方式は超過洪水時に壊滅的な災害を招くとの議論もなされている。しかし、出水規模にもよるが、昭和56年8月の石狩川の洪水¹⁾のように実際にはそのような出水に対しても大きな減災効果を発揮したと認められることが少なくない。したがって、超過洪水の頻度が相対的に高くなっている中小河川では、積極的にそれに対する減災機能を持

ちうるように河川改修工事を設計・施工していくべきであると考えられる。

高度に生命・財産の集積された地域の河川では、類似の考えに立った総合治水対策がとられており、その一環として特殊な河川改修が行われ、流域の諸施設にも種々の工夫が施されている。それらはいくまで長年月を要する改修完了までの暫定的な措置とされているが、その他の中小河川でも総合的な治水対策という同様の方式が恒久的な施策としてとられ始めている。こうした機運に対応して、建設省土木研究所では耐越水堤防に関する研究²⁾を継続してきていた。さらに、上述のような沖積地に対する過度の資産集中に関連して、近年実務的なレベルから超過洪水に関する対策を推進するために、河川審議会では超過洪水対策の小委員会を設置して検討業務³⁾が進められている。同様の作業は国土の大半が水面下にあるオランダ国⁴⁾では恒常的に進められているようであって、洪水防御システムのハード面としての堤防の信頼性解析が土質・水理の両面から多角的に行われている。

治水対策はこのような動向にあるが、治水方式の主体はやはり堤防・河岸の強化による河道改修であり、現実の中小河川の改修工事は、激甚な災害を被った後の復旧工事として行われることが多い。近年の災害復旧の実態については成書⁵⁾にまとめられており、また、全面的な改修に際しての一般的な指針としては、建設省河川砂防技術基準（案）調査編・計画編⁶⁾があり、個々の河川構造物の施工についても同設計編⁷⁾が最近刊行されていて、専門誌には実務者のための講座⁸⁾も掲載されている。しかしながら、河川災害に直結する河道の法線及び横断形状の決定方法についてはそれほど明確な記述はされておらず、改修工事の主要部分をなす護岸工法には依然地域的な特色が強いようである。

一方、全国的にみると、中小河川の洪水災害は年に2、3回は必ず起きており、その河道災害の実態に関して、文部省科学研究費による突発災害調査を初めとする各種の調査研究が被災現象に言及している。また、改修工事の主体となっている護岸構造物の水理機能や破壊機構については、最近土木学会関西支部において河川構造物災害に関する系統的な調査研究⁹⁾が進められ、護岸を含む各種の河川構造物の被災の形態と過程の統一的なフローチャートが示されるとともに、個々の事例の被災過程が考察されている。護岸の破壊機構に関する研究は、建設省土木研究所¹⁰⁾においても個々のブロックに働く流体力に着目して行われてきている。

しかしながら、一般の中小河川に施工されている改修工事に対して、超過洪水に対する減災効果を積極的に評価する試みは、上述の堤防の耐越水性に関する調査・研究¹²⁾を除いて極めて少なく、このような観点から被災実態を系統的に検討・考察した調査もこれまでほとんどなされていない。既述のように、従来、河川改修工事は計画規模以下の出水に対する完全な防災力のみが評価の対象とされてきた。しかし、洪水に対する地域社会の安全度の的確な評価にとっては、河川改修工事の超過洪水に対する効果も評価の対象に加え、社会の防災力の向上に対する河川改修の限界的な寄与を明確にしていくべきである。また、全国的に中小河川沿川の治水安全度を向上させていくには、超過洪水にも壊滅的な打撃を受けることのない改修中小河川が一種の社会資本として蓄積されていくことが必要であろう。このためには、その災害発生過程を事例研究とともに水理学的側面から把握し、改修・非改修の両河道状況下における超過洪水時の災害発生過程の相違を明らかにしていかなければならない。

本研究は、その第一ステップとして超過洪水による中小河川の河道災害の実態と被災過程を水理学的に明かにしようとするものである。すなわち、中小河川の全面的な改修工事は、通常ある程度の河道拡幅と平面線形の整正を伴う護岸工事を主体としたものであって、超過洪水時にはこれらの改修河道が溢水状態で流体力に曝されるが、そのような改修の前後に大洪水の生じた最近の災害事例として、1988年7月出水による島根県西部の2、3河川の改修河道を取り上げ、現地調査及び航空写真の判読によって把握した被災実態とその特徴を指摘する。ついで、主な特徴の2つ、すなわち、全面的に施工された護岸が直線河道部でも多く被災していたこと、及び河道弯曲部の著しい土砂堆積が河道災害に直結していたことに着目し、前者については未改修河道及び改修河道被災の基礎実験を、後者については河道堆積状況の現地測量を行い、河道を溢水しつつ流れた洪水流のもたらした河道の破壊過程について検討を加え、1983年及び

1985年災害後にとられた対策の効果や今後の問題点に言及する。

2. 超過洪水による中小河川の被災実態

2.1 1988年7月豪雨による島根県西部の被災河川の特徴

既に包括的な調査報告^{11, 12)}が行われているように、1988年7月、島根県西部では浜田市を中心として、15日未明から正午までの間に雨量が約400mmで、最大時間雨量が80mmを越えた、短時間に狭い地域に集中した豪雨に見舞われ、浜田川・下府川・敬川・江川支川八戸川に被害が集中した。ついで、20日昼から21日未明にかけては那賀郡三隅町周辺に3時間前後の雨量が約300mmの同様の集中豪雨が生起して、83年の豪雨¹³⁾で大きな被害を受けた三隅川の支川、矢原川と井川川、が被災した。

被災した河川の主な区間は、護岸の施工状況から判断すると、1972年の災害を契機としてかなり抜本的な改修がなされ、さらに83年災害後改修区間が延長されるとともに、既改修の区間でも必要に応じて護岸等の増強がなされていたようである。このように、ほとんどの区間で河道改修がなされていたところに計画規模を上回る出水が発生したことが今回の河道災害を特徴付けている。

また、河道沿いからの観察あるいは地形図や航空写真の判読から容易に判るように、この地域の主要産業は農業であるにもかかわらず、海岸のごく近くにしか平地が存在しないので、谷あいの元来出水時に砂州として形成された微高地が耕作の用地として利用されてきている。こうした用地は、谷底内の平水時の流路蛇行を固定する形で確保されているために、頻繁に繰り返す中・小出水時の被災を減ずる目的で上流側の水衝部の護岸はほとんどが三面張りとなっており、83年災害後それらは耕地全体を囲うように延長されていた。このような強度の高いと思われる三面張り護岸の破壊が多くみられる点もこの地域の小河川被災の特徴の一つである。

今回の出水では、土砂の生産供給が顕著でなかったことを反映して、比較的流送土砂が多かった井川川を除いて、いずれの河川でも極度の河床上昇や河床洗掘などの河床変動の著しい区間は認められていない。

次節では、前半の豪雨による洪水で被災の最も激甚であった下府川、及び後半の降雨で超過洪水を被った全面改修河川という特徴を持つ井川川と矢原川の河道災害について述べ、超過洪水時における中小河川災害の特徴を見出したい。

2.3 超過洪水時における中小河川の河道災害事例¹⁴⁾

2.3.1 下府川の河道災害

二級河川下府川はFig. 1に示したように、那賀郡金城町から浜田市に流れる流域面積58km²、流路延長約24kmを有する小河川であって、Fig. 2のような縦断形状をしている。下府川は7月15日の豪雨でFig. 1に記入したように全川にわたって護岸欠壊や堤防決壊が生じ、甚大な災害を受けた。同図には、1983年豪雨による主な被災箇所も空中写真から読み取って示しているが、今回の被災箇所はそれらを全て含み、さらに広い範囲に及んでいる。

すなわち、河口から9kmまでの谷幅が広く、勾配が平均1/300の比較的緩やかな区間では有堤河道となっているために、Photo. 1に示した7.5～9.0kmの区間のように、破堤を伴った洪水氾濫が起り、堤内田面が洗掘と堆積を被っていたり、Photo. 2に示した3kmから下流の区間のように、辛うじて決壊に至らなかったが、出水中には大量の溢水によって広範囲の氾濫災害が生じていた。これら有堤区間の間の6.0～7.4kmの区間では谷幅が狭いために、現況河道に関係なく洪水流が谷全面を通過して田面に侵食あるいは堆積を生じている。前述の三面張りの護岸による耕地確保の努力はこうした区間の随所に見い出され、Photo. 3のように、護岸の破壊とともにその上流部は局所的に大きく洗掘されている。しかし、堤内部は広い範囲で原形を留めているので、これを83年災害時の空中写真と比較すると、三面張り護岸が

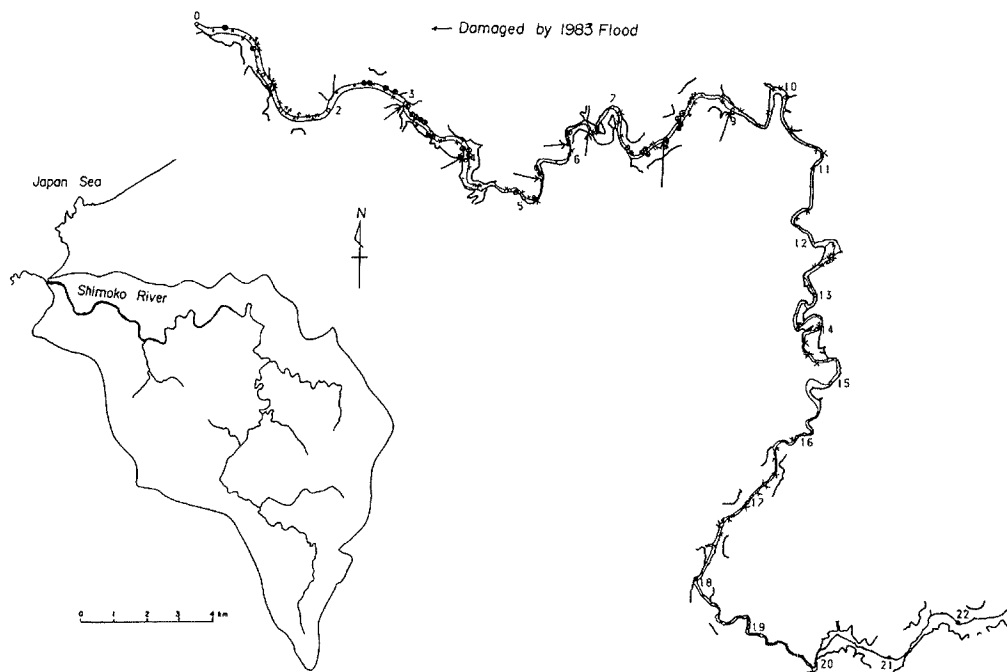


Fig. 1. A plan of the drainage basin of the Shimoko River in Shimane Prefecture (• : damaged levee, × : damaged revetment by 1988 flood).

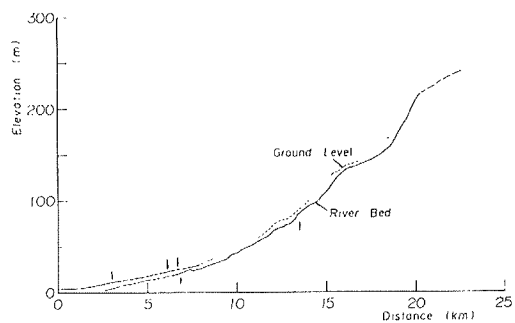


Fig. 2. Bed profile of the Shimoko River (Arrows show locations of damaged bridge.).

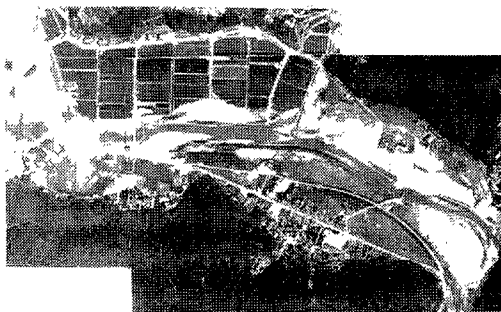


Photo. 1. A flood plain damaged by over-land flows with levee breach.



Photo. 2. A eroded levee at the down-stream reach in the Shimoko River.



Photo. 3. Whole surface revetment broken completely by overtopping flow.

かなりの効果を発揮したことが判る。9 km～12 kmまでの区間は峡谷になっていて、川沿いには県道が通っているのみである。県道のアスファルトはほとんどの個所でめくれ上がって流失し、流失を免れた区間では、逆に数 10 cm の厚みで細砂が堆積していた。

12 km よりも上流では堀込河道となり、主たる河道災害は、護岸災害と洪水流が護岸上部を走るために起こる洗掘であって、両者は多くの個所で同時に生起しているが、強固な護岸の場合には **Photo. 4** のように後者のみが生じており、流速が大きい場合には **Photo. 5** のように護岸が倒れ込んで前者のみが発生している。こうした護岸が前方に傾いて裏込めが沈下するような被災は、**Photo. 6** に示した青川川のように他の河川でも生じていた。さらに、被災護岸が、**Photo. 7** のように、直立して大きなブロック壁のようになっていたり、倒壊して積み重なっていたり、あるいは流体力によって全体として対岸に寄せられていたことも認められている。このような状況から判断すると、大きなコンクリートブロックの練積

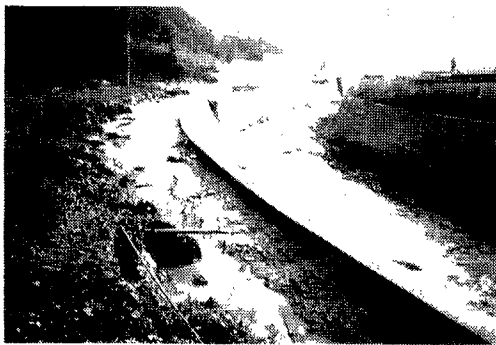


Photo. 4. Erosion of free board along the top of revetment.

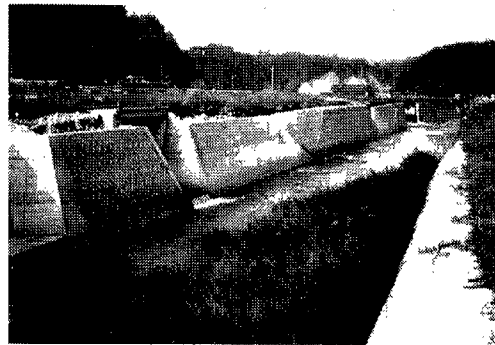


Photo. 5. Collapse of revetment produced by overflowing water.



Photo. 6. Slightly damaged revetment in the Aokawa River.

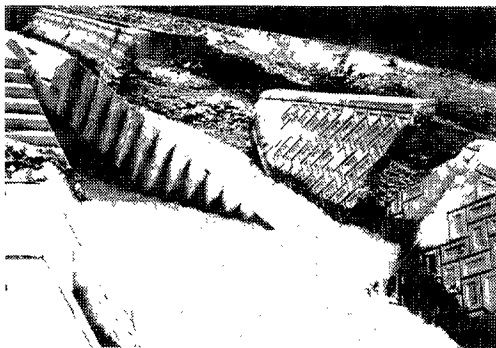


Photo. 7. Severely damaged revetment in the Aokawa River.

みによる工法で施工された近年の護岸は、旧来の天然石や間知石の空・練積みによる護岸とは違い、洪水時に個々のブロックが流体力に抵抗するのではなく、あるまとまった大きさの板として挙動するものと思われる。

2.3.2 井川川・矢原川の河道災害

三隅川の支川、井川川と矢原川では、1983年災害によって河状が激変するような災害を被り¹³⁾、その復旧助成事業として河道の拡幅と法線形状の整正による全面改修が完成した。しかし、その直後の1985年7月に計画規模（井川川：280 m³/sec、矢原川：420 m³/sec）を上回るそれぞれ330 m³/sec、450 m³/secの出水を受け、護岸等に大きな被害が生じた。そこで、再び被災箇所を中心に改良復旧がなされ、護岸等が増強されてきた¹⁵⁾。そのような河道に今回再度計画規模を上回る洪水が生起したことが第一の特徴となっている。今回の出水のピーク流量は島根県浜田土木建築事務所の非公式の推定によれば、本川合流点において井川川は約420 m³/sec、矢原川は510 m³/secであり、岡¹²⁾の試算によれば、それぞれ380 m³/sec、565 m³/secであって、83年災害時のそれぞれ520 m³/sec、750 m³/secには及ばないもの、いずれも85年災害時の流量を大きく越えている。

85及び88年の災害について井川川、矢原川のそれぞれ本川合流点から6.8 km、4.5 kmまでの被災箇所を比較すると Fig. 3, 4 のようになり、ともに流量が増加しているにもかかわらず、改良復旧によって河道が強化された結果、被災箇所は下府川などよりも限定されて局所的になり、かなり減少していることが判る。しかし、両災害の被災写真を比べてみた結果では、ほとんどの被災箇所は河道屈曲部であって、85年災害で壊滅的な被害を受けた箇所である。しかも、今回の被災箇所の大半は前回と酷似した被災形態、すなわち、護岸が完全に破壊された上で堤内地が多少とも侵食を受けている状況を呈していた。例えば、井川川では Photo. 8 のように弯曲部を溢れながら流れ下り、内岸に大量の土砂を堆積させつつ、護岸上部の余裕高部分や田面を侵食して、水衝部では Photo. 9 のように護岸を破壊している。また、合流点直上流部のショートカットの区間では、Photo. 10 のように、いずれの弯曲の水衝部でも、内岸側には緩弯曲にもかかわらず3ヶ所で護岸天端を越えるような土砂の堆積があり、逆に緩弯曲の外岸側では水衝部を中心とした護岸及び護岸上部の厳しい洗掘と用水路や橋梁の流失が生じている。一方、矢原川でも同一の箇所、水衝部の護岸を越えて洪水流が走り、大規模な護岸倒壊を引き起こすとともに、堤内地を激しく

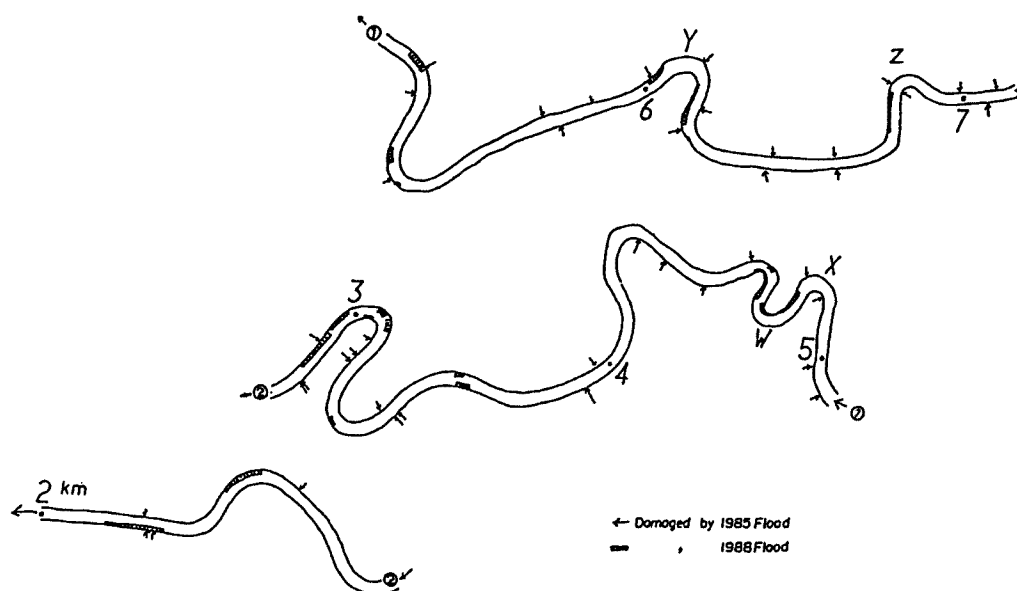


Fig. 3. Damaged reaches in the Igawa River by 1985 and 1988 floods.

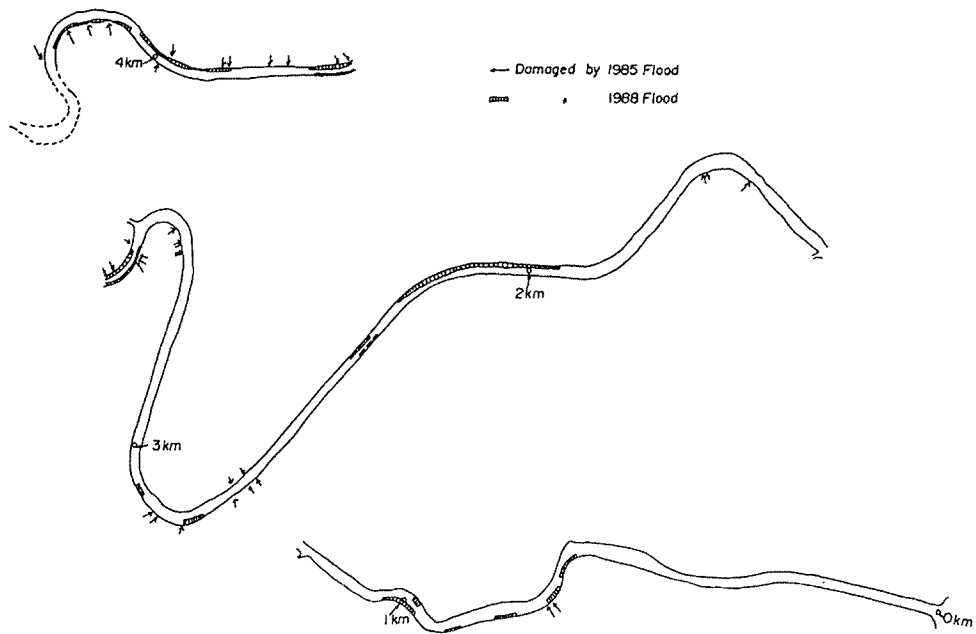


Fig. 4. Damaged reaches in the Yabara River by 1985 and 1988 floods.

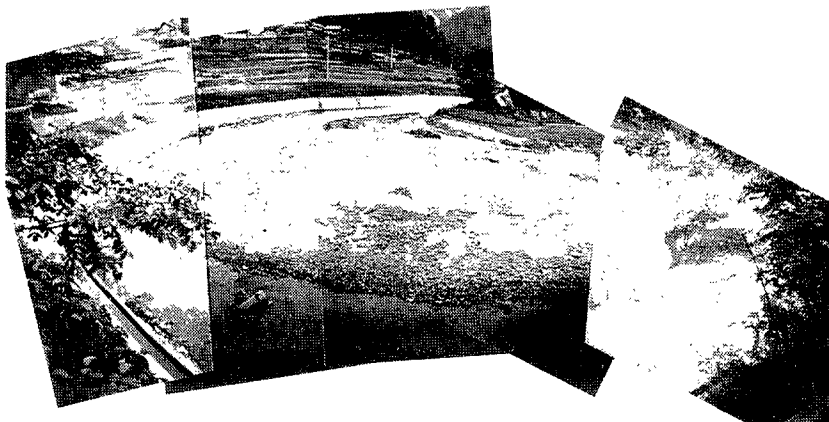


Photo. 8. Sedimentation at a curved reach in the Igawa River (X bend, see Fig. 3).



Photo. 9. Collapsed revetment along the outer bank in a curved channel in the Igawa River (W bend, see Fig. 3).

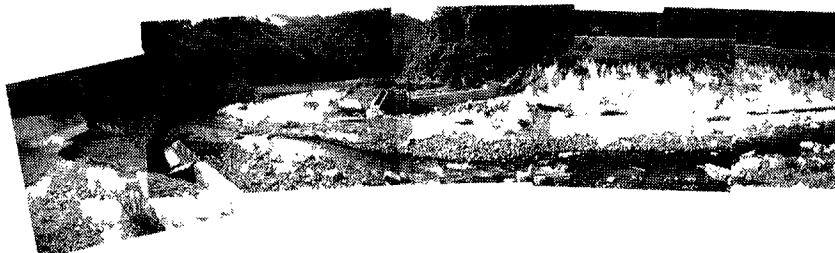


Photo. 10. Completely failed river channel at a cut-off reach in the Igawa River.

洗掘していた。このように、河道の脆弱個所には改良復旧の効果が十分現れない場合の多いことが指摘される。

2.4 超過洪水による中小河川の河道災害の特徴

前節の事例から、判るように、超過洪水時における中小河川の河道災害は、河道を溢れて流れる洪水流自体による堤防・護岸被災とそれに引き続く堤内の洗掘・堆積、及び河道の縦断・平面形状に対応した堤内外にまたがる河床変動が引き起す河道災害が主なものといえよう。以下にそれらの特徴をまとめる。

2.4.1 超過洪水による中小河川の堤防・護岸被災の特徴

河川堤防の決壊が特徴的であった下府川の有堤区間も、中流部から下流に向かい勾配が減少していくほど、越水によって堤体上部が侵食されていても、完全な決壊には至らなかった個所が増加している。こうした堤体の欠壊—決壊の状況から、上流域の堤防ほど一たまりもなく破壊したものと判断できる。

一方、護岸の破壊は、今回の災害の場合、その型式から大きく、

- ① 下流有堤区間の堤防護岸で1割5分以上の緩勾配のもの
- ② 堀込河道区間に施工された5分程度の急勾配の護岸
- ③ 谷間の耕作地を守るための三面張り護岸

の3つに分けることができる。①の被災形態は、破堤した堤体とともに流失する最も重大な被災以外に、洗掘による陥没・沈下や堤内から堤外への戻り流れによる滑落が認められた。②の場合では、護岸天端をかなり越えて流れた洪水によって、弯曲部・直線部を問わず倒壊・流失した護岸が多数であり、③の場合は洪水流の直撃を受けて根こそぎ潰れたようなものが多かった。これより、三面張りの護岸は、ある限界まではほとんど被災しないがそれを越えた外力に対して急激に無力となり、一部の損傷といった段階を飛ばして全面破壊に至るように思われる。また、②の破壊状態からは、既に指摘したように、護岸は個々のブロックとしてではなく、全体で天端を溢れながら流れる洪水流の外力に対抗しようとするが、無筋コンクリートという脆弱な構造物であるために、引張力が集中した部分で容易に折損し、ついで、大きなブロックとして挙動するようになると考えられる。このうち、下府川上流部や青川川の護岸被災にみられたような、比較的直線的な堀込河道区間において護岸が傾いたり、折損して大きなブロックとなり、倒壊・流失する場合は最も単純かつ基本的な護岸の被災形態として注目される。

次章では、この基本的な護岸の被災形態に関して行った基礎実験と結果の考察を述べる。

2.4.2 河床変動と河道災害

土砂の生産供給が顕著でなかった今回の出水では、河床上昇の著しい区間は井川川の最下流部と弯曲部のみである。このうち、ショートカットのなされた井川川最下流部の河床縦断形状は、計画¹⁵⁾によるとFig. 5のように900 m弱の区間に2 m級2基、1.5 m級4基の落差工を入れ、1/200~1/400の河床勾配を保たせようとしている。しかしながら、河床には局所的ではあるにせよ護岸天端まで土砂の堆積しているところが3ヶ所もあるので、洪水中にこれらの床固めが有効に機能していたとは考え難い。落差工が有効に機能しなければ洪水流は射流状態で流下し、護岸や他の河川構造物に甚大な被害を与えるものと予想さ

れ、河岸の著しい洗掘と用水路や橋梁の流失というこの区間の激しい被災状況（Photo. 10）と一致する。流送土砂の多い河道の少しでも屈曲している区間では、設ける落差工の間隔と高低差にはとくに流送土砂の面から十分な注意を払う必要が指摘される。

流送土砂の多い場合の河床変動のもう一つの大きな特徴は、Photo. 8 に示したような弯曲部の内岸における著しい土砂堆積である。この堆積は、85年災害時の方がより顕著であったが、今回の出水でも多くの弯曲部で堆積土砂は護岸天端まで達していた。このような堆積は河積を減少させ、上流側の溢水を生じるとともに外岸側の水位上昇を激化させて護岸上の河岸侵食を誘起し、護岸の倒壊を招くことがある。改修計画の河道法線形状の曲率半径、河道幅、水深の選定に当たってはこうした河床変動にも留意しておくことの重要性が痛感される。

4. では、このような堆積の実態を把握するために井川川の4弯曲部で行った地形測量とその結果の検討を述べる。

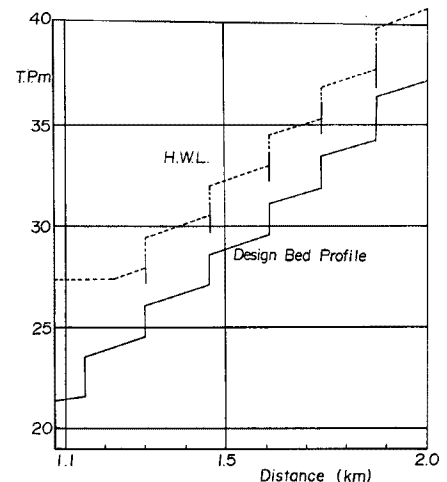


Fig. 5. Bed profile of a cut-off reach in the Igawa River.

3. 超過洪水による直線改修河道の被災過程

3.1 改修河道護岸の被災過程に関する基礎実験

3.1.1 実験装置

実験は、京都大学防災研究所宇治川水理実験所の河川災害総合基礎実験施設内に設置された破堤実験装置¹⁶⁾を用い、その装置の河道部と堤内部の間を鋼柱と鋼板で仕切り、Fig. 6 に示したような幅 1.55 m、長さ 6.5 m、深さ 0.3 m の水路を作成して行った。

実験装置へは、河川総合基礎実験施設の給水系が接続されていて、四角堰を設けた上流側の計量水槽から整流水槽を通じて給水される。河道部下流端には水位調節を行う昇降ゲートが取り付けられており、その出口には、上流側と同規格の計量水槽（下流側計量水槽）が接続されている。上流水槽の越流水位と河道部 4 点の水位測定には 5 ch の容量式波高計（メトロ電機研究所製）を用い、各々の測定値はペンレコーダーに出力して記録した。河道右側壁とそれに対する堤内部の辺上には、レーンが敷設されていて砂面の敷均しと測定用の鋼製台車が走行するようになっている。今回の実験では台車上に河床高を測定するための触針式砂面計（楯ケネック製）を上載した。

また、護岸模型の被災過程や周辺の状況変化を把握するために、実験装置の約 5 m 上方にタイマーに接

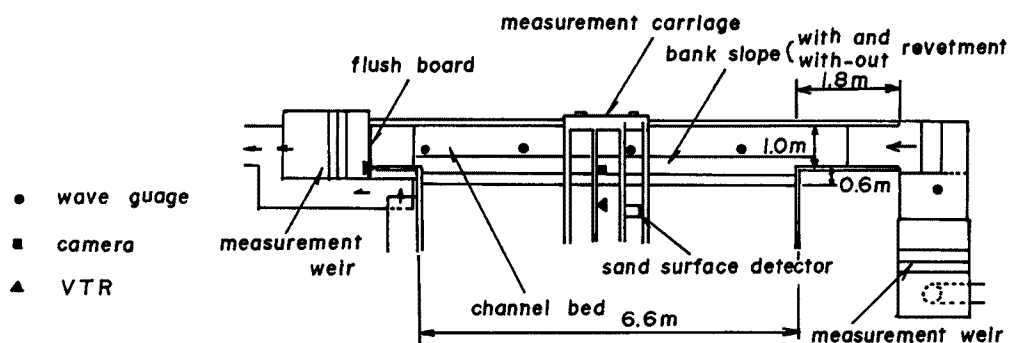


Fig. 6. A schematic plan of the fundamental experiments for revetment failure.

続したモータードライブカメラを取り付け、実験の平面写真を10～30秒の一定時間間隔で撮影するとともに、同位置と下流端の上方約1.8 mの2個所にビデオカメラを設置して、実験経過と流況をこの2台のビデオカメラによって連続的に記録した。

3.1.2 実験方法

実験に先立って測定の座標系は次のように定めた。河道部に沿って、堤内部上流端を $x=0$ mとして下流方向に x 軸を、河道部右側壁を $y=0$ mとして堤内部に向かって x 軸と垂直に y 軸を、水路底を $z=0$ cmとして鉛直上方に z 軸をとった。

Fig. 7に示したように、実験砂を敷均し、護岸模型の根入れを考慮して河床の水路底よりも5 cm高くなるようにし、河岸勾配が所定の値となるように砂面を形作る。実験の各シリーズ毎に河積が一定となるように河岸斜面の中心が同一の y 座標の位置に来るようにしている。厚さ0.27 mmのカラートタンを所定の寸法に切って作成した護岸の模型を取り付ける場合は、敷均した後で河岸斜面に沿わせて先端が水路底まで達するように注意深く挿入した。

護岸模型のトタン板の寸法は、W、Nシリーズとも1割の場合は長さ280 mm、5分の場合は223 mmであり、幅はいずれも453 mmである。したがって、全部で15枚用意し、最上流と最下流のトタンを15～20 mm重ねて取りつけた。上述のように河道部の水路底は河床部よりも5 cmだけ低くなっているため護岸の根入れはいずれの場合も鉛直方向に5 cmである。1回目の通水は、水位が河岸の頂部よりも1～2 cm高くなるように（以下高水位通水と呼ぶ）、2回目の通水は頂部より約2 cm低くなるように（以下低水位通水と呼ぶ）下流の堰で調節して行った。実験の通水は、現象の変化が緩慢になるか、護岸の破壊が進行しなくなる時点で打ち切った。河道水位の測定点は $x=0.5, 2.5, 4.5$ 及び6.4 mの4断面の河道中央であり、河床高は、 $x=0.5$ ないしは0.35 mから約1 mおきに $x=6.5$ mまでの7断面で、初期河床と各通水の後の計3回測定した。通水開始時刻は $x=0$ mに給水の先端が到達した時点とした。

3.1.3 実験条件

河床勾配は縦断方向・断面方向とも水平にしている。堤体の材料は実際の河川堤防の場合僅かに粘着力のある、比較的広い粒度分布を持った土砂で作られていることが多いが、一般の河岸の場合は、粒度範囲が狭く粘着性が高くない場合も多いと思われるので、ここでは土砂の移動を単純にするために、堤体、河床とも同一のFig. 8のような粒度分布を持つ平均粒径0.88 mmの淀川枚方地点の河川砂を用いている。

実験の設定条件はTable 1に示した通りであり、Wシリーズの実験は河岸斜面の中心を $y=95$ cmに合わせ河積を大きくして低流速の河道に対応させ、一方Nシリーズはそれを $y=60$ cmにして、やや高い流速が得られるようにしている。堤体の形状は中小河川によく見られる高さ1.5～3 mの河岸を想定し、装置自体の大きさを考慮して、スケールを1/20～1/10

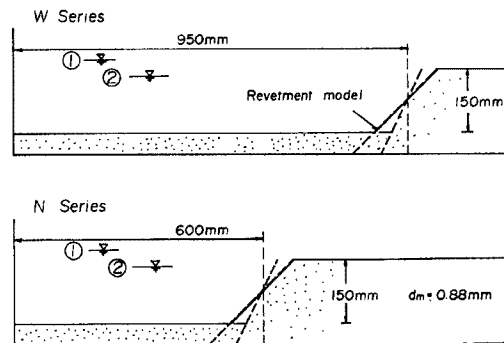


Fig. 7. A schematic sketch of channel cross-sections in the experiments.

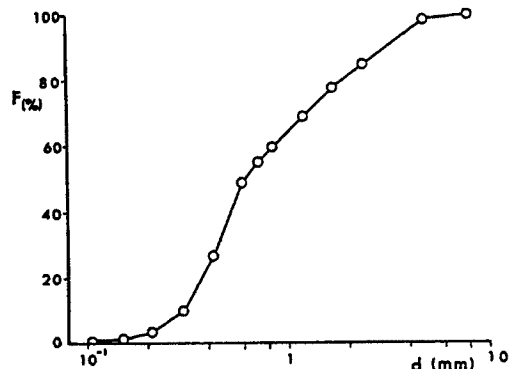


Fig. 8. Grain size distribution of the sand used.

Table 1. Experimental conditions

Run No.	Side slope
W1, N1	1:1 Not revetted
W2, N2	1:1 Revetted
W3, N3	2:1 Not revetted
W4, N4	2:1 Revetted

Table 2. Hydraulic quantities in the experiments

Run No.	H (cm)	Q (l/s)	I_w ($\times 10^3$)	A (cm ²)	B_w (cm)	S (cm)	h (cm)	R (cm)	U (cm/s)	H_o (cm)	I_e ($\times 10^3$)	U_e (cm/s)	U/U_e	n
W1-1	21.02	44.92	1.213	1455.1	128.6	147.6	11.32	9.86	30.89	21.51	1.020	3.13	9.91	0.0220
-2	16.52	44.04	3.465	956.1	103.6	116.4	9.23	8.21	46.24	17.62	2.638	4.57	10.61	0.0211
W2-1	21.40	46.58	2.541	1501.0	130.0	170.3	11.55	8.81	31.09	21.89	2.358	4.51	6.91	0.0310
-2	18.29	48.42	2.681	1098.0	100.6	136.8	10.92	8.02	44.22	19.29	1.961	3.89	11.64	0.0186
W3-1	24.02	48.71	1.171	1850.4	130.0	152.1	14.23	12.16	26.33	24.37	1.130	3.67	7.19	0.0313
-2	16.34	47.10	2.634	935.4	103.1	115.6	9.07	8.09	50.53	17.65	1.875	3.83	13.64	0.0161
W4-1	20.17	49.54	0.374	1422.0	128.0	184.3	11.11	7.71	34.87	20.79	0.432	1.73	22.30	0.0104
-2	18.84	49.05	2.236	1219.0	107.2	154.3	11.44	7.92	40.30	19.67	1.898	3.81	10.85	0.0199
N1-1	26.95	53.56	1.566	1779.8	150.0	175.5	11.87	10.14	30.10	27.41	1.597	3.98	7.58	0.0289
-2	16.74	52.18	3.279	623.0	85.3	97.2	7.31	6.41	84.35	20.39	1.251	2.53	39.71	0.0061
N2-1	26.44	55.86	2.720	1678.5	147.2	209.9	11.40	8.03	33.32	27.01	2.741	4.64	7.25	0.0293
-2	20.59	55.81	5.160	897.5	91.1	142.2	9.84	6.39	62.98	22.64	4.107	4.65	15.50	0.0151
N3-1	27.42	53.17	1.188	1810.2	150.0	175.9	12.07	10.29	29.38	27.86	1.131	3.37	8.76	0.0251
-2	19.19	55.10	5.261	802.0	90.9	105.1	8.80	7.61	69.52	21.69	2.152	3.85	19.97	0.0116
N4-1	25.08	54.10	0.943	1481.1	125.8	185.5	11.84	8.00	36.58	25.77	0.932	2.67	13.95	0.0153
-2	19.89	54.60	4.568	858.1	80.3	124.7	10.67	6.87	64.18	22.01	3.035	4.40	15.89	0.0143

程度とし、河岸高を 15 cm とした。

前掲の Table 1 のように Run W1～W4, N1～N4 の実験流量は平均 50 l/s と比較的大きいが、ポンプ、空気バルブの操作場所が離れているので、微妙な調節が難しく、バルブ開度設定つまみを一定にしても 2, 3 % の範囲で流量の変動が生じた。また、護岸模型を設置していない Run W1, N3, N1, N3 はそれぞれ護岸模型を設置した Run W2, W4, N2, N4 の対照実験である。

3.2 改修河道護岸の被災過程に関する実験の結果

3.2.1 実験の水理量

容量式波高計で測定したチャート上の河道及び計量水槽の水位記録を初期では 10～20 秒、ほぼ定常になった状態では 1 分間隔で読みとり、実験中に適宜測定した補正値を用いて、実際の水位と流量に換算した。流量は河道への通水開始に先立って大体定常状態に達しており、一方河道内の水位は下流ほど遅れるが、それでも通水後 2 分程度で下流端の堰高に対応した一定値に到達していた。停水後の河床高測定に対応した水理量を算定するために、停水直前の河道内 4 点の水位の直線回帰式を求め、ついで実験区間の中央 3 断面の諸量を内挿水位を用いて計算し、代表値としてその中央断面について水理量を得た。算定結果は Table 2 に示した通りである。河道幅の広い W シリーズの高水位実験では、1/1000～1/300 の水面勾配がついており、エネルギー勾配はその約 60～80 % であって、流速と摩擦速度はそれぞれ $U \div 30$ cm/sec と $U_* \div 2.5 \sim 3.5$ cm/sec となり、平均粒径に対する移動限界 $U_{*c} = 2.19$ cm/sec を僅かに上回る程度の値である。このシリーズの低水位実験ではその約 1.5 倍の値となっているが、河床材料の移動はそれほど顕著にはならないと思われ、観察結果と一致している。一方、幅の狭い N シリーズの高水位実験では、それぞれ $U = 40 \sim 50$ cm/sec と $U_* = 3.5 \sim 4$ cm/sec、低水位実験ではそれぞれ $U = 60 \sim 80$ cm/sec と $U_* = 4.0 \sim 4.5$ cm/sec であって、後者ではかなり河床が移動し易い状態になっていたことが判る。

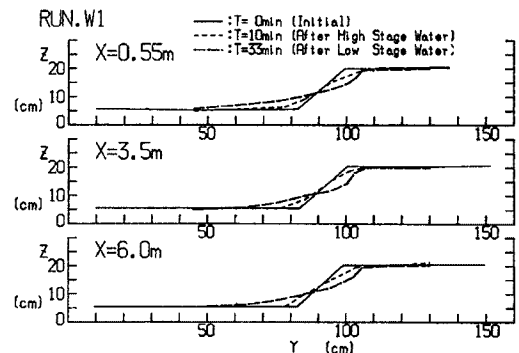


Fig. 9. Cross-sectional changes in run W1 without revetment model.

このような水理条件下における実験結果の特徴を Photo. 11 ~ 14 に例示した平面写真や VTR の記録及び Fig. 9 ~ 14 に示した河床横断形状の測定結果に基づいて以下に述べる。

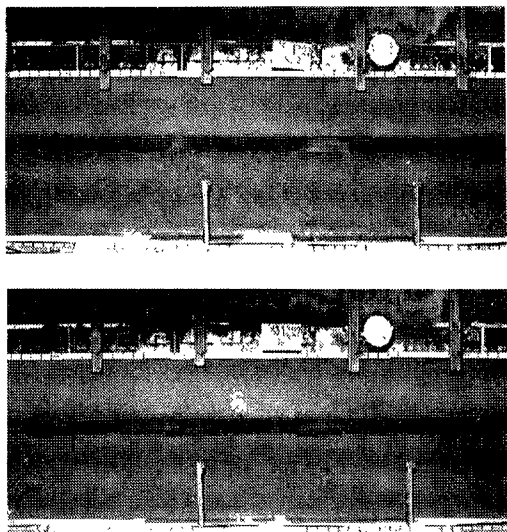


Photo. 11. Plan views of the final states
Top: high stage and low velocity
Bottom: low stage and high velocity in run W2.

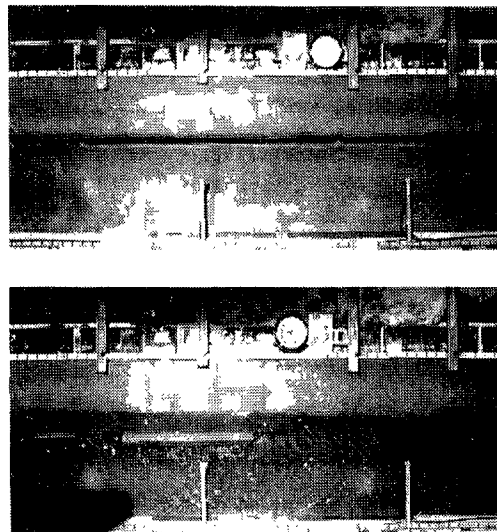


Photo. 12. Plan views of the final states
Top: high stage and low velocity
Bottom: low stage and high velocity in run W4.

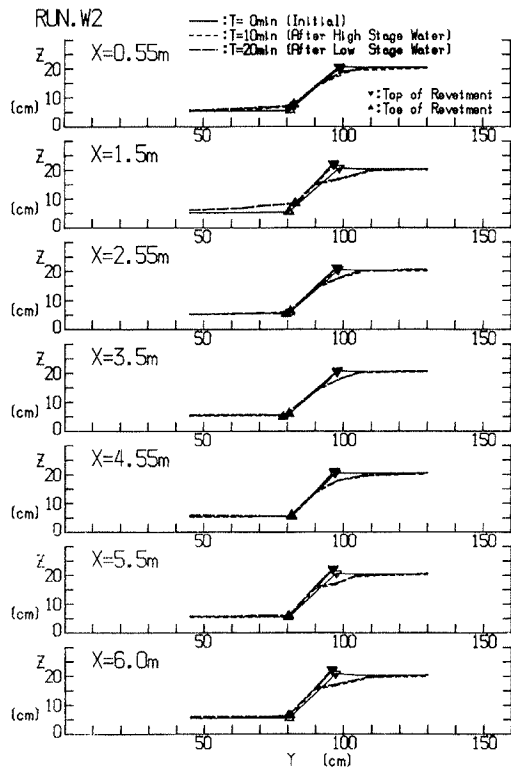


Fig. 10. Changes in revetment models and cross-section in run W2.

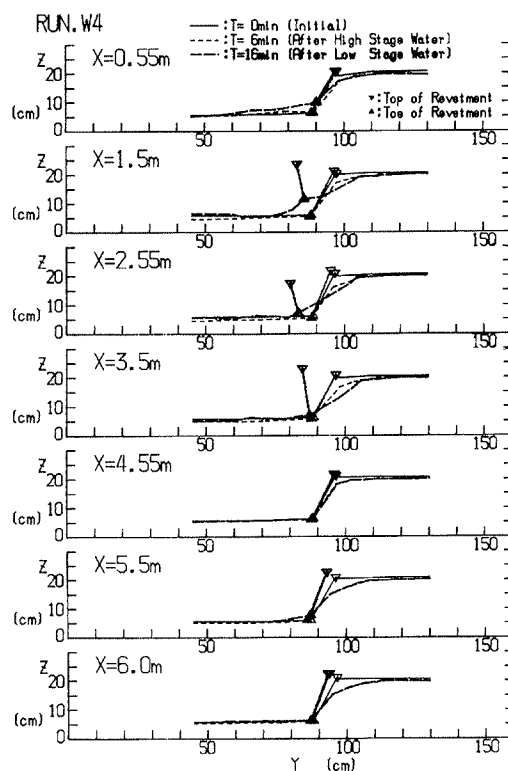


Fig. 11. Changes in revetment models and cross-section in run W4.

3.2.2 W シリーズの結果

1 割勾配で行った, Run W 1, W 2 はそれぞれ護岸の未施工及び施工河岸に対応した最初の実験であったので, 状況の変化を追跡するために, 通水時間を Run W 1 は通算 33 分, Run W 2 も通算 20 分と長めに設定した。Run W 1 は, 通水に伴って従来の河岸侵食と同様の現象が起こり, 河岸は水没とともに Fig. 9 の $T=10'$ の断面形のように斜面の角度は水中安息角から静止摩擦角の間になるように崩壊し, 低水位実験では緩慢な侵食・流送が生じた。しかし, それでも河道断面積が大きく流速が低かったので, 中期以後河岸線の後退はほとんどなく, 斜面の形状が僅かに変化したのみである。一方, Run W 2 では, 高水位の通水でも低水位の通水でも護岸模型に VTR 画面や写真 (Photo. 11) で容易に認められるような変化は生じなかったが, 護岸背後の河岸はやや沈下している。Fig. 10 の横断面図によれば護岸模型は上端が前方に僅かに起き上がっており, その移動量に比例するように裏側の河岸沈下量は大きくなっている。このような状況は僅かに前方に傾いた護岸被災の場合と酷似しており, それらが本実験と類似の機構で生じたことを示唆している。しかし, Run W 1 の河岸と比較すると斜面の変形は抑えられていて, この場合は護岸が効果を発揮していたといえよう。

5 分勾配の河岸とした Run W 3, W 4 のうち, 護岸模型の無い前者における高水位及び低水位の通水後の河岸形状は, Run W 1 のそれぞれの停水時のものとほぼ同一の形状を呈しており, 河岸侵食現象には初期勾配の差異の影響が無かったことを示している。Run W 4 における高水位通水時には, Fig. 11 のように, Run W 2 の場合よりも護岸の起立傾向が僅かながら明確になっている。これは, 後述する Run N 2, N 4 でも同様であるが, 高水位通水のように流速の低い条件でも, 河道や堤体が水を充分含むだけで護岸模型は前方に傾き, 河岸上部はその移動量に対応した体積だけ沈下することが一般的であることを示している。低水位通水時では, Photo. 12 のように開始直後に上流から 2 枚目のトタンがこのような前傾状態から鉛直になり, さらに Fig. 11 に示されるようにやや前に倒れたオーバーハングの状態となった。低水位通水約 3 分 30 秒には, その直下流のトタンから順次同様の前傾を始め, 約 6 分 30 秒まで引き続いた。結局, 最初のものを含めて下流方向に 6 枚の護岸模型が前に倒れた状態となって, その後現象の進行は停止した。この結果から, 河道の幅が広く比較的低流速であっても, 急傾斜の護岸では上流からの水流の供給状態によって重大な被害の生じることが予想され, 下府川上流部や青川川等で観察されたことと符合している。

3.2.3 N シリーズの結果

水路幅の小さい N シリーズでも, 護岸の施工されていない Run N 1 と Run N 3 で河岸の変化に差異はないが, 高水位通水であっても流速が高くなっているために Fig. 12 のように侵食が進んでいる。低水位通水の場合は, 河岸線の後退がさらに著しくなり, 斜面勾配は相当緩やかになる。一方, Run N 2 では高水位通水での護岸模型の起き上がりは顕著ではなかったが, 各ブロック間には明らかにずれが生じており, 比較的高い流速であったので, その間隙から裏込めのかかりの流失があった。このため, 停水時には間隙に流水が入りやすい状態になっていたと思われる。低水位通水の開始後 40 秒以内で, $x=4$ m よりも下流の護岸模型がその間隙を拡大しながら, Fig. 13 や Photo. 13 のように作用した流体力によって押し流され, 容量式波高計に激突した。その後, 護岸ブロックが倒壊・流失する区間は上流方向に $x=3$ m まで直ちに達した。しかし, それ以降目立った変化はなく, 5 分には変化しないものと判断して停水した。鉛直方向に約 5 cm の根入れでは, 流速の高い場合, 容易に倒壊・流送されるようであって, 実

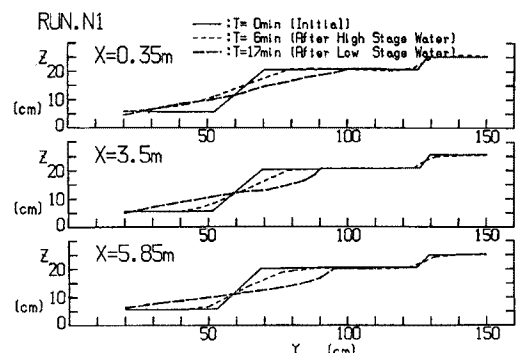


Fig. 12. Cross-sectional changes in runs N1 without revetment model.

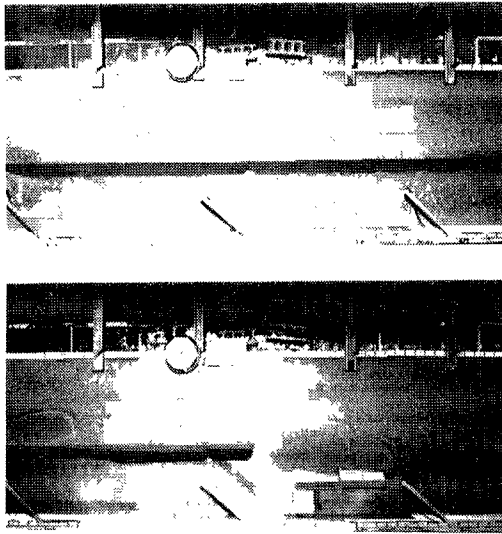


Photo. 13. Plan views of the final states
Top: high stage and low velocity
Bottom: low stage and high velocity in run N2.

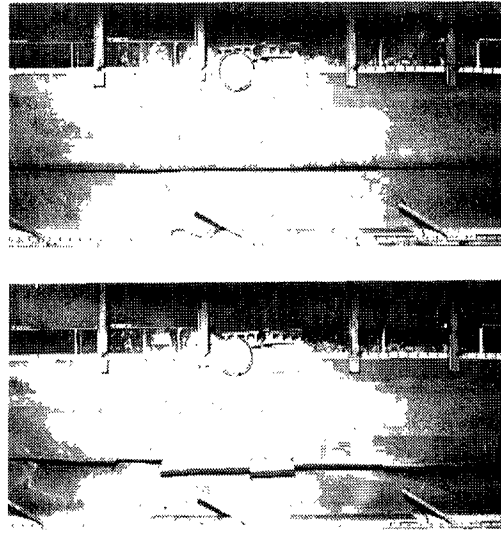


Photo. 14. Plan views of the final states
Top: high stage and low velocity
Bottom: low stage and high velocity in run N4.

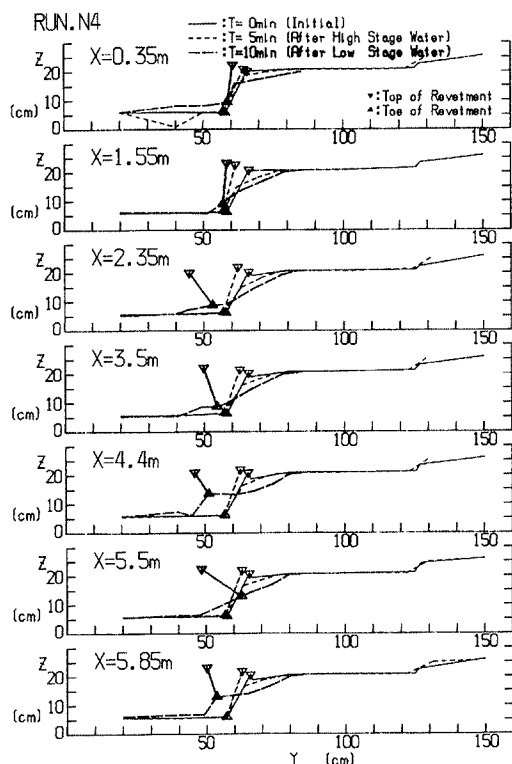


Fig. 13. Changes in revetment models and cross-section in run N2.

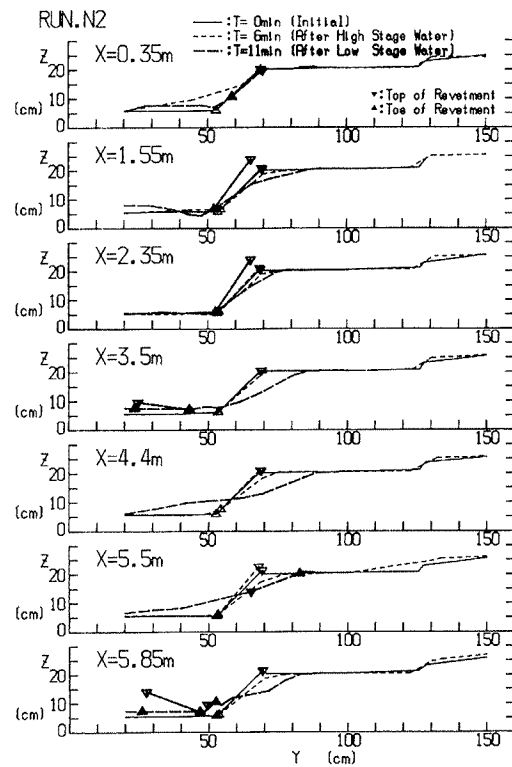


Fig. 14. Changes in revetment models and cross-section in run N4.

際の護岸でもクラックが入り、ブロック間にずれが生じた場合には相似な現象の生起することが考えられる。

Run N4の場合、高水位通水時に護岸模型の起立傾向がどの実験の場合よりも著しく、それに対応して Fig. 14 のように河岸の沈下も進行した。沈下した裏込め部の上方の流速が高いため、河岸上部から落

下してくる土砂量が増加して護岸背後の圧力が高くなり、この前傾傾向が進んだと考えられる。低水位通水時には、開始1分後河岸上を浸潤するように流下してきた薄い流れが $x = 3 \text{ m}$ 付近に到達した時点で **Photo. 14** のようにその位置の護岸模型が突如前方に倒れ、ついでその上流・下流の護岸模型も速やかに直立していった。このような過程から判断すると、流体力よりも背後からの圧力の増加によって傾く場合が実際でもかなりあると判断される。傾いた後では、護岸模型は高流速に曝されるので、Run N2 のように倒壊・流失すると予想したが、その後も同じ状態が維持されたので5分で停水した。1割護岸勾配のRun N2 に対して、5分の勾配であったにも拘らずこのような相違が生じた一つの理由は、直立状態になった場合、Run N2 の方が上部の流体中の部分にある護岸の面積が小さくなり、同一の根入れ深さに対しては結局安定になったことが挙げられる。

3.4 直線河道の護岸の被災過程

実験結果から判るように、法勾配の急な場合では低流速でも溢水するだけで護岸が前方に起立して裏込めが沈下する被災の生じる可能性が示された。さらに、Run N4 のように河岸上の水流が高流速の場合にはこうした護岸の起立傾向が激化されることも見出された。こうした状況の護岸被災は、今回の洪水災害でも **Photo. 6, 7** に示した青川川のように随所で認められている。また、被災護岸が大きな板上のブロックとして壁のように直立していたり、倒壊して積み重なっていたりすることもよく見られたが、Run W4, N2, N4 ではそれらの状況がよく模擬されていた。こうした現象は、いずれも速やかに進行しており、溢水等のなんらかの原因による応力集中で護岸にクラックが入り、そのずれがかなり進行している場合には、高速流に曝された直後に倒壊・流失のような被災状態まで進んでしまう可能性が指摘される。

本実験の場合、護岸の倒れ込みは、根入れによる抵抗と流体力及び裏込め圧力の関係で生じ、後者に比して根入れが不十分であるとRun N2 のように容易に倒壊・流失する。実際の護岸では、根入れによる抵抗に加えて、護岸の自重による抵抗が働くが、5分や3分のように法勾配が急な場合にはその効果はあまり期待できない。したがって、根入れが不十分であれば実験と同様の過程で、また、根入れが十分であっても裏込め圧力や流体力が高い場合には折損して倒壊することが考えられる。

これを避けるためには法勾配を緩くしていくか、配筋等で護岸を増強していくしか現在のところ方法がないであろう。前者については、中小河川の多くは山間部を流れているために、河道用地と農地が競合していることが普通で、結局農地を削ることになるので施工は困難な場合が多いであろう。一方、後者も経済的な負担が増加することになるので容易ではないが、今後、中小河川への治水投資を一種の社会資本として蓄積していくためには、改修工事をかなりの超過洪水にも耐える恒久的なものとしていく必要がある。この点について検討していく価値は十分あると考えられる。

4. 超過洪水による中小河川の弯曲部の河床変動と河道災害

4.1 河道弯曲部の被災箇所における河床変動の調査

弯曲部の被災箇所内で岸の土砂堆積が顕著であった井川川の4ヶ所の弯曲部において河道の地形測量を行い、河床変動状況の把握を試みた。それらの位置は **Fig. 3** に示されており、①と②は連続、反転した複弯曲である。

- | | | |
|---|------------|---------------------------------|
| ① | 三隅川合流点より上流 | 4.60 ~ 4.80 kmの区間 (IGW-W 弯曲とする) |
| ② | 同 | 4.70 ~ 4.95 kmの区間 (IGW-X 弯曲とする) |
| ③ | 同 | 6.05 ~ 6.25 kmの区間 (IGW-Y 弯曲とする) |
| ④ | 同 | 6.75 ~ 6.88 kmの区間 (IGW-Z 弯曲とする) |

地形測量には旭精密(株)製の光波測距儀 PTS-II 05 を用いたが、作業の効率を上げ記帳ミスを防ぐため

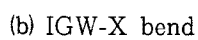
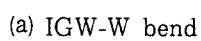
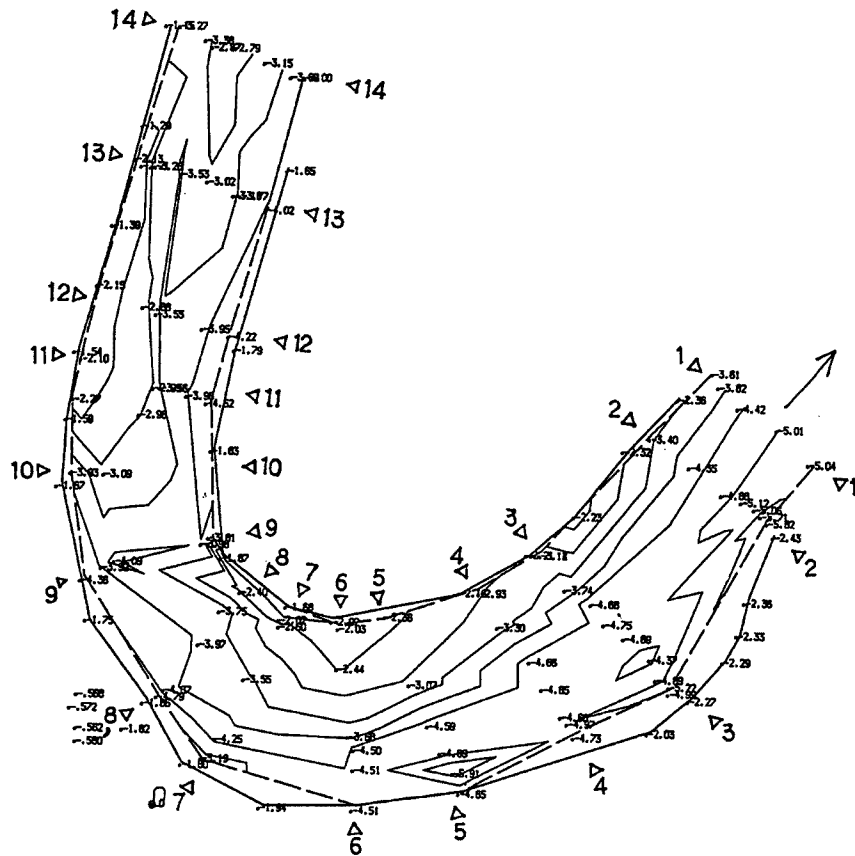
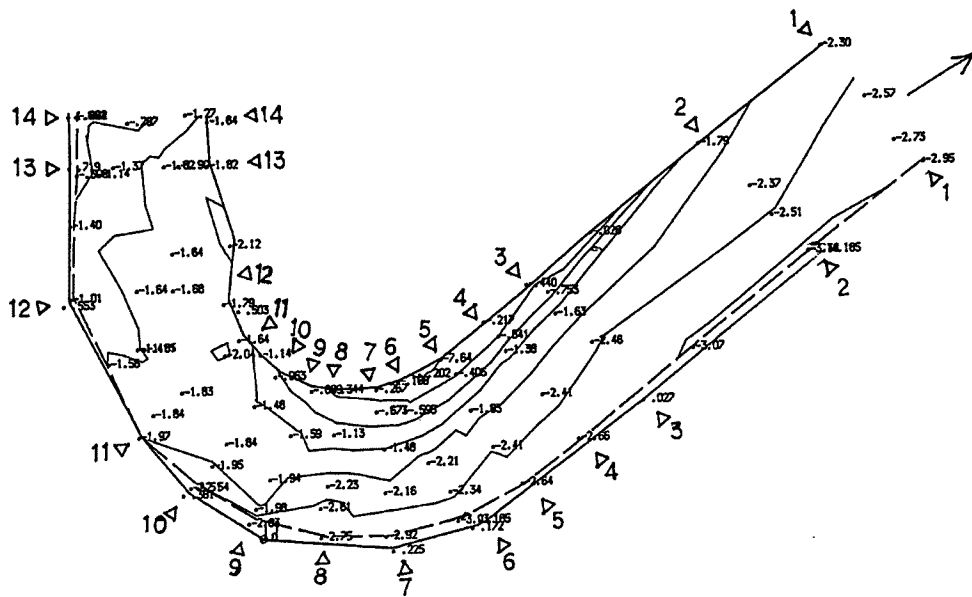


Fig. 15. (Continued).



(c) IGW-Y bend



(d) IGW-Z bend

Fig. 15. Bed topography of curved reaches surveyed in the Igawa River.

めに, PTS-II 05 の RS-232C 回線を介してハンドヘルドコンピュータ HC-45 (エプソン(株)製) と結び測距, 測角データを HC-45 の RAM に記憶させ, 直接計算処理できるようにした。測量に際しては予め測線を定めることなく, 河道地形に応じて適宜測点を選びプリズムを立てて斜距離, 水平角, 鉛直角をトラッキングモードで測定していった。

4 弯曲の光波測距儀による地形測量結果から, まず測量地点の水平座標を算定し, これらの測点を三角形のネットワークで重複のないように覆い, FEM の三角形要素線形内挿と同様に, 各辺上の所定の高度の位置を求め, それらを XY プロッターで結んで Fig. 15 (a)~(d) の等高線図を作成した。等高線は計算によって描いたために折線となっており, その間隔は 0.5 m であって, 図中の数値は適当にとった護岸上の基準点からの相対的な高さを m 単位で表している。さらに, 等高線図から Fig. 16 (a)~(d) に例示したような河床横断面図を Fig. 15 に三角形形で示した断面について描いた。

4.2 弯曲部の河床変動と河道の被災状況

井川川では 1985 年災害の後, 復旧工事で河道内の整正が行われており, その後今回まで大きな出水は記録されていないので, 測定された河床形状はほぼ今回の出水で形成されたものと判断できる。

Fig. 15 (a)~(d) では, すべての弯曲部で等高線が内岸から外岸に向かって一様に低下していて, 内岸に堆積が生じていることが明らかである。しかし, 外岸には根固めブロックが敷設されているために, それが流失した個所を除いて河床の著しい洗掘部は認められない。IGW-W, Y 及び Z の弯曲部では, 最大の堆積位置が内岸の頂部よりもやや下流に現れて, 実験水路で認められている傾向に一致しているのに対し, IGW-X 弯曲では内岸の頂部からやや上流にかけての堆積が大きくなっている。このような相違の一因としては, 外岸の引き下げによる弯曲入口部での拡幅の影響が考えられる。

一方, 河床の最低位部はすべての弯曲の頂部よりも下流の外岸沿いにある。また, 弯曲部の各断面中の最大水深点を結んだ

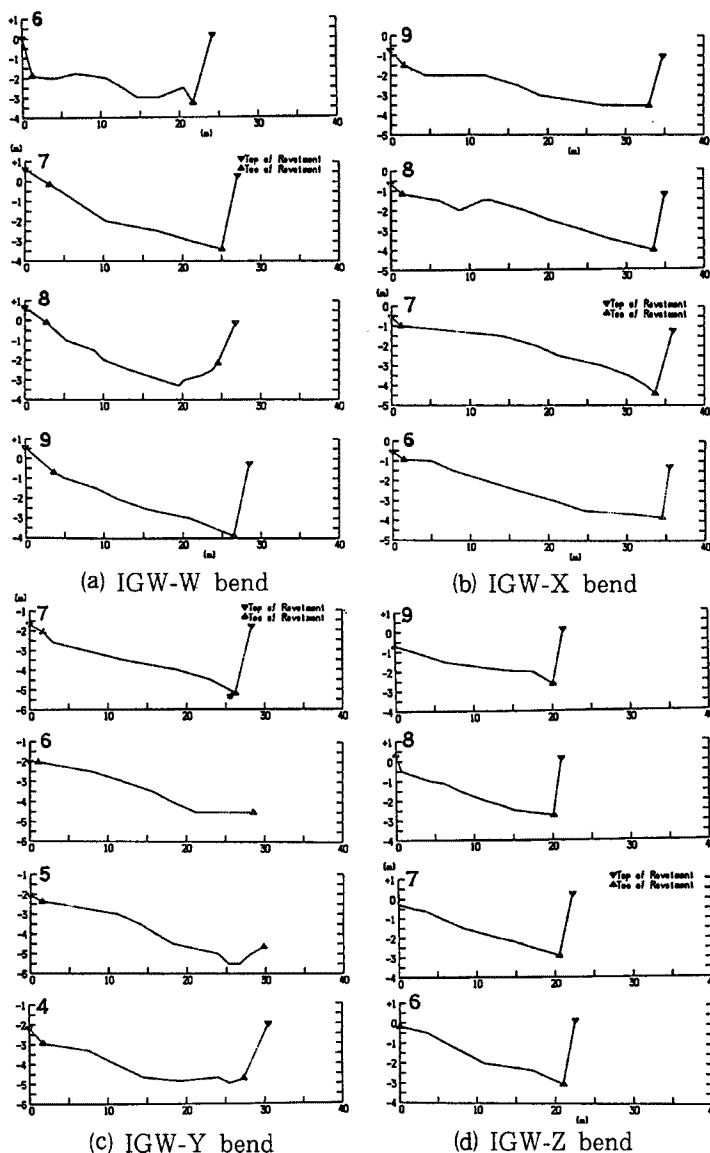


Fig. 16. Cross-sectional shapes of surveyed bends in the Igawa River.

谷線は、いずれの弯曲でも入口の手前で外岸に移っており、谷線が中心線よりも一般に若干下流側へずれるという傾向¹⁷⁾とは一致していないようである。こうした全体的な傾向に対して個々の弯曲における河床変動と被災状況は以下のようなものである。

(a) IGW-W 弯曲 (Fig. 15 (a), 16 (a)): 前出の Photo. 10 に示した合流点より上流 4.57 ~ 4.67 km 区間 (No. 12 ~ No. 13 断面) の左岸は、1985 年災害時と酷似した形態で護岸が全面的に決壊して裏込めの洗掘が進んでおり、その下流に続く内岸には土砂堆積が著しい。その対岸の右岸沿いは護岸根固めが流失して河床が洗掘されている。4.68 ~ 4.79 km 区間 (No. 9 ~ No. 4) の右岸は上流 (X) 弯曲の外岸に連続しているために、越水が生じ堤内地が侵食され、護岸沿いには下流側ほど土砂が堆積している。なお、この弯曲や Y の弯曲部で等高線が河道を横断するように描かれているのはこの位置に帯工が設置されていることによる。

(b) IGW-X 弯曲 (Fig. 15 (b), 16 (b)): 4.8 ~ 4.82 km (No. 5 ~ No. 7) 区間の右岸は水衝部となって根固めの流失とともに河床は著しく洗掘されている。この結果、護岸は決壊流失して河岸は岩が露出するまで侵食されている。その上流対岸の 4.8 ~ 4.89 km (No. 5 ~ No. 12) 区間の左岸では越水が甚だしく、護岸本体は全く傷んでいなかったが、堤内地の上流側は河床近くまで洗掘され、護岸の裏込めは完全に流失していた。一方、その下流の河道内岸には土砂が大きく堆積している。なお、X 弯曲の膨らんでいる部分は 85 年災害後の外岸側への拡幅区間であって、この部分はほとんど被災していない。

(c) IGW-Y 弯曲 (Fig. 15 (c), 16 (c)): 6.05 ~ 6.11 km (No. 1 ~ No. 4) 区間の右岸では露岩部以外の護岸が決壊しており、その上流区間の弯曲内岸である左岸では、X 弯曲と同様に、上流から越水してきた水流によって堤内地の上流が洗掘され裏込めは流失して無くなっていたが、護岸自体はほとんど損傷していなかった。その下流の堤内地には弯曲内岸と連続するように多量の土砂が堆積していることが判る。

(d) IGW-Z 弯曲 (Fig. 15 (d), 16 (d)): 6.75 ~ 6.88 km (No. 1 ~ No. 11) 区間の弯曲外岸にあたる右岸では越水が著しかったようで高水護岸が一部流失するとともに田圃の表土がめくれ上がっていた。この弯曲部は、85 年災害時には護岸が壊滅的な打撃を受け、堤内が深く侵食された個所¹⁵⁾である。その後高水護岸が補強されており、今回の出水ではその効果が現われて、85 年災害では倒壊した護岸本体がほとんど損傷を受けていない。

つぎに、弯曲部の 5 箇所では採取した土砂の粒度分布を Fig. 7 に示す。この図のうち最も細かい曲線 1 の分布は、Z 弯曲外岸の田圃の上に堆積していた土砂のものであって、出水時の浮流砂の粒度分布を表しているとみられる。他は Z (曲線 2), X (同 3), W (同 4, 5) の弯曲内岸の砂州上で採取したもので、いずれも約 3 オーダのかかなり広い粒度分布を示しているが、採取地点によって中央粒径 d_{50} に $d_{50} = 5 \sim 20$ mm の約 4 倍の差が生じている。この最大 (同 5) 及び最小 (同 4) の土砂はいずれも W 弯曲のそれぞれ頂部及び出口付近の州上で採取したもので、細粒のものはかなり高い位置の堆積土砂である。一方、Z, X 弯曲では州の堆積土砂全体を代表するような地点を選んで採取したために前二者の中間的な粒度となっている。

以上のように、比較的流送土砂の多い小河川では、出水時に弯曲内岸に護岸天端を越えるような土砂堆積の生じることがあって、一方、外岸沿いの河床は洗掘される。調査地点の外岸沿いの洗掘は、X 弯曲と W 弯曲の下流部を除いて根固めブロックでよく抑制されているが、それだけ内岸の堆積によって河積が狭まることになる。実際、Fig. 17 の横断面図から判るように、点線で示した河岸高 2.6 m、底面幅 20 m、護岸勾配 5 分のこの区間の標準断面からみると内岸の堆積が河積の約 30% に達する断面も生じている。このため、河道は越水して余裕高部分や護岸の流失を招いているが、85 年災害の経験から弯曲部外岸は余裕高部分にも張りブロックが施されていて、これは、IGW-Z 弯曲のように、今回の出水に対してかなりの効果を発揮したとみられる。一方、弯曲内岸では護岸の裏込めが完全に流失している個所もあって、これも河積の減少による越流の結果と考えられる。しかし、この場合内岸側では護岸が外力に対してアーチ構造となって抵抗したようであって、護岸自体はほとんど破損されていない。

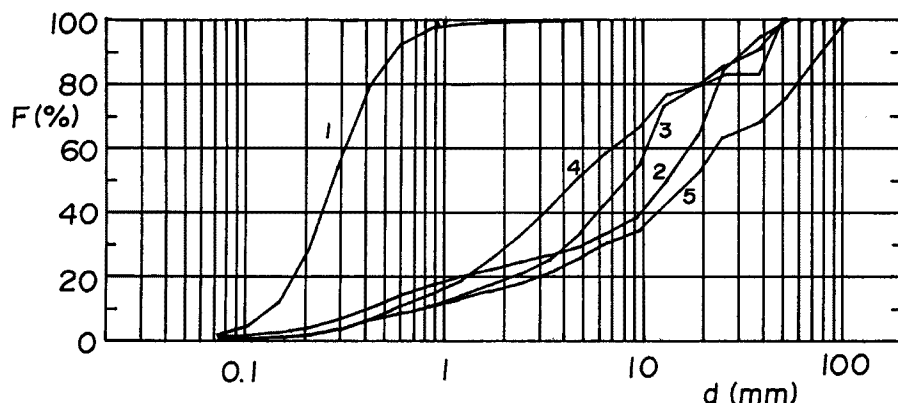


Fig. 17. Grain size distribution of sampled sediment at surveyed sites (1; Sand on the concave bank of Z bend, 2; sediment on the point bar in Z bend, 3; on the point bar in X bend, 4; at the apex of the point bar in W bend, 5; at downstream part of the point bar in W bend).

4.3 弯曲部の河床変動に関する検討

通常弯曲部の護岸の設計にとって最も重要な事項は最大洗掘深 H_{max} の予測である。全国の河川から収集された資料¹⁸⁾によると、 H_{max} と平均水深 H_m (H_m =河積/川幅)の比は、弯曲部の曲率半径 R と川幅 B の比に対して次式のような上限の包絡線を持つことが知られている。

$$\frac{H_{max}}{H_m} = -0.18 \frac{R}{B} + 2.8 \quad \text{..... (1)}$$

出水時の水位は明確ではないが、直線区間の状況から判断すると、満杯から約1mの余裕高までの間の水位で流れたと思われる。ここでは、簡単のために満杯状況について、河床平面図及び横断面図から各弯曲部の特性量を読みとると Table 3 が得られ、(1)式と比較すれば Fig. 18 のようになる。護岸が倒壊し、

Table 3. Geometrical conditions of cross-sections with the deepest points in the surveyed bends

Bend No.	B (m)	A (m ²)	H_m (m)	R' (m)	R'/B	H_{max} (m)	H_{max}/H_m (measured)	H_{max}/H_m (eq.(1))
W	25.3	32.4	1.28	28.1	1.11	2.88	2.25	2.60
X	26.4	27.2	1.03	35.0	1.33	3.00	2.91	2.56
Y	30.8	53.6	1.74	39.9	1.30	3.91	2.25	2.57
Z	22.5	36.5	1.62	38.5	1.71	2.85	1.76	2.49

根固めブロックが流失した X 弯曲のみ (1) 式の関係よりも上方に、他のものはやや下方にプロットされている。この結果から、X 弯曲以外では根固めブロックが有効に作用したものと判断でき、観察結果とも一致する。

また、弯曲部の平衡河床形状については従来いくつかの理論的研究が発表されている。弯曲部の平衡河床勾配 S_T を用いると、それらはいずれも次式の形で表される。

$$S_T = A_c \frac{h}{r} \quad \text{..... (2)}$$

ここに、 h は局所水深、 r は局所曲率半径であって、式

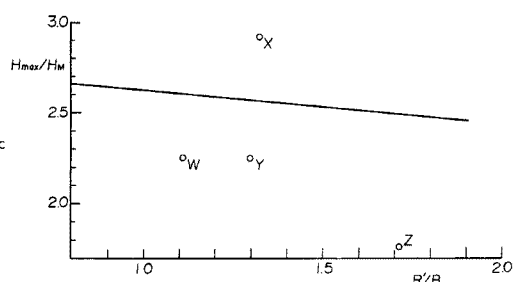


Fig. 18. Measured maximum depths in the surveyed bends examined with a previous relation.

の係数 A_c は各研究者によって次のように求められている^{17, 19)}。

Engelund (1974):

$$A_c = 7 \tan \beta \approx 7 \tan 30^\circ \dots\dots\dots (3)$$

池田 (1976):

$$A_c = -\left(\frac{3}{4} \frac{\mu C_D}{1+\alpha}\right)^{1/2} F_D \frac{\lambda_D}{\kappa} f^2 F(0) \dots\dots\dots (4)$$

Zimmermann & Kennedy (1978):

$$A_c = \frac{\alpha_s}{2} \frac{m+1}{m(m+2)} F_D^2 \dots\dots\dots (5)$$

Falcon & Kennedy (1983):

$$A_c = \frac{(8\tau_*)^{1/2}}{1-p} \frac{1+\sqrt{f}}{1+2\sqrt{f}} F_D \dots\dots\dots (6)$$

Odgaard (1986):

$$A_c = \frac{3\alpha_s}{2} \frac{\sqrt{\tau_*}}{\kappa} \frac{m+1}{m+2} F_D \dots\dots\dots (7)$$

ただし,

$$m = \kappa \sqrt{8/f}, \quad f = 8/(U/U_*)^2, \quad F_D = \frac{U}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd}}$$

ここに, β は動摩擦角, μ は動摩擦係数, C_D は砂粒の抗力係数, α は抗力と揚力の比, λ_D は遮蔽係数, κ はカルマン定数, $F(r)$ は横断方向流速分布を表す関数, α_s は砂粒の形状補正係数, τ_* は無次元摩擦速度, p は河床の空隙率である。

上式のうち Engelund 式以外は水理条件に依存するので, これらについては, この区間の先述の標準断面と河道中心線の曲率半径を実測最小の 25 m とし, 種々の水深に対して平均河床勾配 1 / 150 と対数則を用いて, A_c の値を試算すれば Table 4 のようになる。なお, 河岸高 2.6 m を越える水深については, 護岸斜面を延長した仮想断面について計算している。河道中心線上では, ほぼ平均水深になると考えると $h/r \approx 0.1$ であるので, いずれの計算式を用いても, Engelund 式による値 $A_c = 4.04$ を除いて, 非常に大きな A_c の値が見積られることとなり, 予測勾配は 1 以上になって実測勾配の 0.2 ~ 0.4 の値には一致しない。

このように大きく相違した理由としては, 護岸根固め工などの効果の外に, 急湾曲であるために曲率を小さいとして導かれた理論の前提条件が満足されていないことが考えられ, 今後こうした予測式が中小河川の河道設計指針となりうるように検討を加えていかねばならないことが指摘される。

Table 4. Coefficients of equilibrium transverse slopes evaluated by eqs. (3)–(7) with listed quantities

h (m)	A (m^2)	R (m)	U/U_*	U_* (m/s)	U (m/s)	Q (m^3/s)	τ_*	A_c				
								eq.(3)	eq.(4)	eq.(5)	eq.(6)	eq.(7)
3.5	76.13	2.74	17.27	0.423	7.31	556.3	0.738		30.71	28.28	58.50	53.72
3.0	64.5	2.42	16.96	0.398	6.74	434.5	0.653		28.73	24.55	50.79	46.74
2.5	53.13	2.08	16.59	0.368	6.10	324.2	0.558	4.041	25.65	20.45	42.40	38.86
2.0	42.0	1.72	16.11	0.335	5.40	226.7	0.463		22.69	16.45	34.11	31.32
1.5	31.12	1.33	15.47	0.295	4.56	141.9	0.359		19.19	12.18	25.34	23.22

$r = 25$ m, $b = 20$ m

5. 結 語

本研究では、はじめに超過洪水に対する中小河川改修工事の減災効果に関する研究の必要性について論じ、関連する研究等の動向について述べた。ついで中小河川の超過洪水時における河川改修工事の効果を評価するための第一段階として、超過洪水による中小河川の河道災害の実態と被災過程を明らかにするために、1988年7月出水による島根県西部の中小河川災害を取り上げて河道災害の現地調査を行い、その特徴を指摘するとともに、とくに特徴的であった直線河道部の護岸被災及び河道弯曲部の土砂堆積について、それぞれ基礎的な水理実験及び河道の地形測量を行って考察を加えた。以下に得られた主な知見をまとめ、今後に残された課題を述べる。

(1) 1988年7月出水による中小河川災害に関する調査では、被災河川は大半の区間で改修されており、とくに三隅川水系の矢原川や井川川では全面改修がなされた河道に超過洪水が生起していた点に特徴がある。その改修河道のうちには、通常の堤防や掘込み河道の護岸工以外に、谷底の微高地を利用した耕作地を守るための三面張り護岸があつて、その破壊が多かった点も特徴的である。

(2) 直線河道の護岸被災に関する基礎実験では、実際の河道に現われた様々な護岸の被災形態をよく模擬した結果が得られ、実際の被災過程が実験から推定可能であると判った。すなわち、法勾配の急な護岸を洪水が溢水して流下していく場合には低流速でも護岸は上部が前方に起き上がり、護岸勾配が急であつたり、高流速であると傾く割合が大きくなる。さらに、こうした状態に高流速の洪水流が作用すると、護岸は直立状態やオーバーハングの状態になり、倒壊・流失に至る。

(3) 土砂流送の多い井川川では、ショートカット区間に設置されていた落差工が河床堆積のために有効に働かなかつたと見られ、一方、弯曲部では、測量したものを初めとして、内岸に護岸天端を越える土砂が堆積しており、それが河積を最大では約1/3も減少させ、溢水流による河道災害を助長していた。弯曲部の最大洗掘深は、護岸根固め工が残った場合は従来の範囲に入っていたが、流失した場合には大きく外れる。河道中心線の河床横断勾配を従来の予測式で評価した結果は、いずれの値も実測勾配を大きく上回り、こうした急弯曲には適用できないことが判った。

被災河川は大半の区間で改修されており、とくに三隅川水系の矢原川や井川川では河道の全面改修がなされていたにもかかわらず、生起した超過洪水によって、弯曲部などの脆弱点を中心にして再度類似の災害を被った。超過洪水にも耐えるような護岸構造物の強化対策を明らかにするためには、今後、急弯曲部における(平衡)河床形状の予測法や護岸の起立・倒壊・流失に関する力学的条件について検討していかなければならない。

現地調査並びに資料収集には建設省中国地方建設局、同太田川及び浜田工事事務所、島根県浜田土木建築事務所のご協力を得、超過洪水の資料収集には建設省河川局治水課布村明彦課長補佐の助力を抑いだ。ここに記して謝意を表します。また、現地測量と図面整理に熱心に尽力頂いた中村行雄技官、実験の遂行とデータ整理に協力してくれた京都大学院学生永田順宏(現日本道路公団勤務)、同八尋裕両君、本研究を進めるにあたりご助言賜った京都大学防災研究所村本嘉雄教授に感謝致します。なお、本研究は、文部省科学研究費補助金重点領域研究「自然災害」(2)『超過洪水時における中小河川改修工事の減災力評価に関する研究』(研究代表者 藤田裕一郎)の一環として行われたものであることを付記し、関係各位に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 自然災害科学総合研究班：昭和56年8月北海道豪雨災害に関する調査研究，文部省科学研究費，自然災害特別研究突発災害研究成果（研究代表者 岸力），1982，259 p.
- 2) 例えば，建設省土木研究所河川研究室：越水堤防調査最終報告書—解説編—，土木研究所資料第2074号，1984，57 p.
- 3) 建設省：超過洪水対策及びその推進方策について，第51回河川審議会総会資料，1987，12 p.
- 4) Calle, E. O. F., D. Dillingh, W. Meermans, A. C. W. M. Vrouwenvelder, J. K. Vrijling, L. de Quelerij and A. J. Wubs: Probabilistic Design of Flood Defences, Delft, 1985, 220 p.
- 5) 建設省河川局防災課監修・土木施設防災工法研究会：土木施設災害復旧工法，施工例編，解説編，山海堂，1977.
- 6) 建設省河川局監修・日本河川協会編：建設省河川砂防技術基準（案）—調査編・計画編—，山海堂，1977.
- 7) 建設省河川局監修・日本河川協会編：建設省河川砂防技術基準（案）—設計編—，山海堂，1987.
- 8) 例えば，蛭間豊春・佐橋義仁：中小河川治水計画の実務（1）～（8），季刊防災，No. 198～206.
- 9) 河川構造物災害調査研究会：河川構造物の被災形態とその事例集，（代表研究者 中川博次），1987，182 p.
- 10) 例えば，福岡捷二・藤田光一・森田克史：護岸法覆工の水理特性に関する研究，土木技術資料第30巻 第3号，1988.
- 11) 田中耕平・中井専人・中根和郎：1988年集中豪雨調査報告—島根・広島地区一，主要災害調査，第30号，科学技術庁国立防災科学技術センター，1988，p 155.
- 12) 重点領域研究「自然災害」総合研究班：1988年7月島根・広島豪雨災害の調査研究，文部省科学研究費，突発災害調査研究成果（研究代表者 芦田和男），1988，149 p.
- 13) 藤田裕一郎・木下晴由：昭和63年7月豪雨による島根県西部中小河川の河道災害，前出の12)，pp. 114 - 129.
- 14) 自然災害科学総合研究班：昭和58年7月山陰豪雨の調査研究，文部省科学研究費，自然災害特別研究突発災害研究成果（研究代表者 角屋睦），1984，224 p.
- 15) 島根県・日本建設コンサルタント(株)：三隅川・沖田川災害実態調査業務委託報告書，1986.
- 16) Fujita, Y. and T. Tamura: Enlargement of Breaches in Flood Levees on Alluvial Plain, Natural Disaster Science, Vol. 9, No. 1, 1987, pp. 37 - 60.
- 17) 池田駿介：側岸の侵食・堆積と河川の蛇行現象，水工学シリーズ，83-A-9，土木学会水理委員会，1983，pp. 1 - 22.
- 18) 須賀堯三：河川の弯曲部における洗掘について，土木技術資料，第5巻，第3号，1969.
- 19) Odgaard, A. J. and M. Bergs: Flow Processes in a Curved Alluvial Channel, Water Resources Research, Vol. 24, No. 1, 1988, pp. 45 - 56.