

# 河川における側岸侵食

藤田裕一郎・村本 嘉雄・宮坂 裕文

## SIDE BANK EROSION IN RIVERS

By *Yuichiro FUJITA Yoshio MURAMOTO and Hirofumi MIYASAKA*

### Synopsis

Observations of side bank erosion in rivers are very important, as well as experimental and theoretical investigations, to estimate the safety of river banks and the stability of river channels. Bank erosion data in low water courses in Teshio River and Uji River are mentioned as examples. Annual changes of the cross sectional shape at 43 km site in Uji River are analysed by using discharge data at Yodo Water Gauging Station, 4 km downstream.

Bank erosion processes have a large spacial difference and some intermittency. In channels where bank erosion continues, erosion becomes rapid when the mean shear stress comes up near  $20 \text{ N/m}^2$  while erosion stops when it becomes less than  $10 \text{ N/m}^2$ . The intermittency indicates that banks containing silt and clay have also the erosion cycle as same as in experiments: scour of the bank slope—collapse of the upper part—fluvial remove of the deposit part. Bank erosion is accelerated by local bed scour near the bank slope.

An observation of bank erosion process in a low water course has been carried out since June, 1980 near 43 km site in Uji River. Outlines of the observation are shown and the results are discussed mainly on the shift of bank edge line and its receding rate, being compared not only with flood discharge and duration but also with hydraulic quantities, which are calculated from water stage and discharge data of Yodo and Mukaijima Water Gauging Station.

The receding rates correspond to the flood discharge and the total duration as a whole, but the relation between them is not clear. The difference in the erosion rates seems not so large as that in the discharge. One of this reason is that the shear stress does not increase monotonously according to the discharge because of the channel conditions, such as backwater from the junction. Actually, at the peak of the flood in August, 1982, the shear stress became smaller than  $7 \text{ N/m}^2$  in spite of the discharge of more than  $1000 \text{ m}^3/\text{sec}$ , because of the decrease of the water surface slope due to the backwater. The bank erosion rate was, therefore, found to correspond well to the values and the duration of shear stress by the hydraulic analyses of the floods in 1980 and 1982.

### 1. 序 論

最近の十数年間に沖積河川の流路変動に関する水理学的研究が数多く行われ、変動過程やその機構が次第に明確にされつつある。その主要現象である側岸侵食過程は中心的な研究テーマの一つとして、実験的・理論的に解明が図られてきた。その結果、非粘性材料でできた直線流路については理論的取扱いがほぼ定式化されており、実験水路規模では侵食過程の予測も可能となっている。現在、研究課題は、粘性材料の効果あるいは河道平面形状や砂州等の影響の解明に移行し始めている。このような側岸侵食過程の実験的・理論的研究の進展に比し、河川における側岸侵食の実態を明らかにしようとした試みは少く、流路変動や河川災害の調査報告の一部として触れられるにとどまる場合がほとんどである。

その中であって、英国の中小4河川計13個所の水理・土質条件の異なる観測地点において、河岸侵食過程

を水理学と土質力学の両面から詳細に調査・検討した Thorne の研究<sup>1)</sup> は特筆に値しよう。彼は2成分の電磁流速度計を用いて観測断面の主流と二次流を測定し、主流の流速分布から潤辺に働く掃流力分布を求めるとともに、河岸から採取した多数のテストピースに三軸圧縮等の土質試験を実施し、さらに河川水位の変化に対する河岸内の間隙水圧の応答の現地測定を行っている。その結果に基づいて、河岸斜面の安定性と崩落土砂の移動性について検討を加えているが、検討は限界状態を越えるか否かの判定が中心となっていて、河岸侵食を一連の進行過程と捉えた考察は十分であるとは言えない。このために河岸の侵食速度と水理・土質条件との対応は明確になっていない。

たしかに、天然河岸を有する比較的一定流量の河川では河岸の侵食限界を見出しておくことが実用上重要であるが、わが国のように、平水に比して極めて大きな流量ピークと鋭い波形の出水特性を有する河川では、各流量段階における河岸の侵食速度を明らかにしていく必要がある。さらに、ほとんどの河川に護岸が施されている現在では、護岸崩壊後の河岸あるいは堤体の洗掘速度の予測が、多摩川水害をみるまでもなく、今後治水安全度を評価する上で不可欠となつてこよう。

このような問題や河岸侵食の関わる他の重要な現象である山地河道の土砂の生産流送の問題に、前述の理論的・実験的研究の成果をそのまま適用した場合、推定される値は現実から予測される値と懸け離れてしまうことが多い。これは、言うまでもなく、主に実験流路を対象とした従来の研究では考慮し難いくつかの因子が現実には重要な役割を担っているためである。これらの因子とその作用を明確にするには、河川における側岸侵食実測資料の蓄積を図り、従来の研究成果と比較・検討しうる形で、それらを整理・解析するとともに現地観測を企画遂行していく必要がある。

本論文では、以上の点の究明の第一歩として、最初に河川における側岸侵食の2つの実例を示し、とくに淀川水系宇治川 43 km 地点の低水路について過去10数年の拡幅状況と流量資料との対応を検討する。ついで、同地点の約 50 m 上流付近で1980年6月から開始した側岸侵食の観測調査の概要と現在までに得られた主な結果について報告する。

## 2. 河川における側岸侵食の実例

### 2.1 天塩川下流部における側岸侵食

天塩川下流部は、流路の固定化が進んだわが国にあって、大河川にもかかわらず低水路とはいえず大規模な側岸侵食の観察される稀な例である。下流部の河道特性については池田・伊勢屋<sup>2)</sup> がまとめているが、かつて流路は砂・シルトからなる沖積層を激しく蛇行していた。現在では、主に1955~65年に開削された捷水路とその後の築堤の継続によって河道の整正在進んでいる<sup>3)</sup>。この河道の短縮によって河床低下が進行し、河岸侵食が活発になったと指摘されているが、1962年10月と1968年7月の河床測量成果<sup>2)</sup> によれば、少くとも18~28 km 区間では河床の低下傾向は認められず、その後の河床低下の主要因が河道短縮の影響であると断言することは難しい。

さて、北海道開発局の資料<sup>3)</sup> に基づいて低水路が兩岸堤防の中央を通っている20~26 km 区間について、捷水路完成後の上述の両年の低水路平面図を比較して側岸侵食状況を示すと Fig. 1 のようである。意図的に深くかつ狭く開削された捷水路とそれに挟まれた区間で拡幅が著しく、21.5~23.5 km 区間ではこの約6年間に50~150 m の拡幅が生じている。反面20~21.5 km や25~26 km 区間での拡幅は高々20 m であって、場所的な差が大きい。同様に、同区間の7断面について横断形状の変化を示せば Fig. 2 のようである。拡幅の激しい断面ほど切立った側岸斜面を持ち、河床上昇量の大きい傾向が認められるが、側岸高が低いところでも7 m、高いところでは12 m もあるので、いずれの断面でも側岸侵食量が河床堆積量を上回っている。たとえば、20, 22, 24及び26 km 断面について両者の値を示すと、前者はそれぞれ215 m<sup>2</sup>, 550 m<sup>2</sup>, 225 m<sup>2</sup> 及び290 m<sup>2</sup> であり、また、後者はそれぞれ90 m<sup>2</sup>, 300 m<sup>2</sup>, 160 m<sup>2</sup> 及び120 m<sup>2</sup> となっていて、いずれも河道断面は拡大している。

この河道区間(平均河床勾配=1/3540)の計画高水流量4200 m<sup>3</sup>/sec(円山地点:30 km)に対して、上記

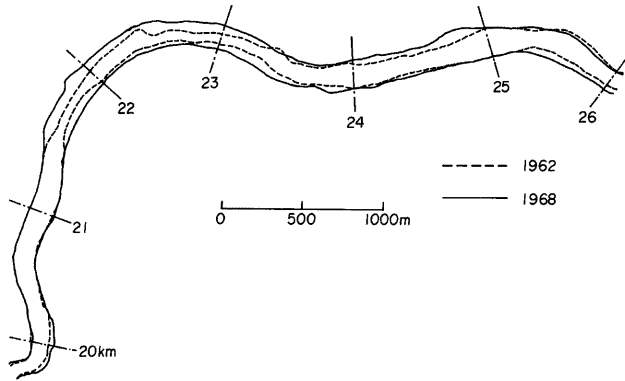


Fig. 1 Changes of the low water course in Teshio River.

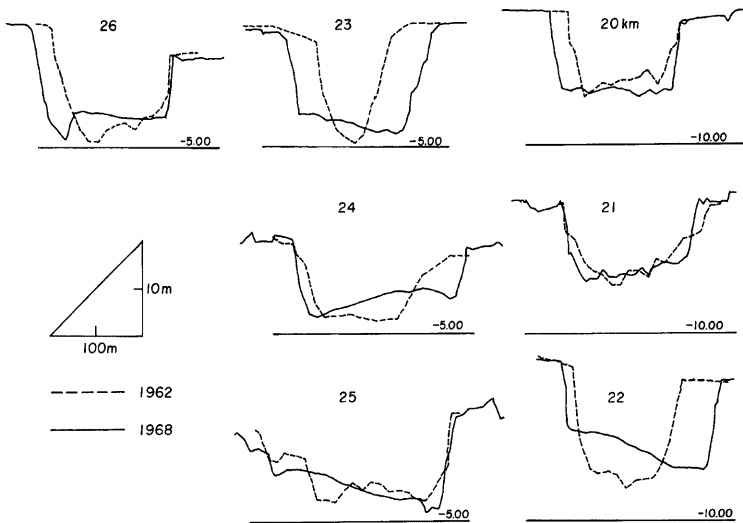


Fig. 2 Changes of cross sectional shapes of the low water course in Teshio River.

約6年間における出水は  $2000\text{ m}^3/\text{sec}$  クラスが3回、 $1000\sim 1500\text{ m}^3/\text{sec}$  が7回、 $650\sim 1000\text{ m}^3/\text{sec}$  が8回の計18回であって、原因別には融雪によるものが7回、台風によるものが8回、及び梅雨によるものが3回となっているが、 $2000\text{ m}^3/\text{sec}$  クラスの出水はすべて融雪によるものである。一方、河床波の実測値<sup>2)</sup>に基づいて相当粗度高を  $0.3\text{ m}$  とし、1968年7月の河道形状について低水路河岸高の回帰直線を求め、それを水位曲線としたときの流量を低水路満杯流量とみなして算定した結果では、水深は  $6\sim 7\text{ m}$ 、流速は  $1.7\sim 2.0\text{ m}/\text{sec}$  の比較的狭い範囲に入ったが、流量は主に河道幅の大小によって  $2000\sim 2800\text{ m}^3/\text{sec}$  のやや広い変化をし、平均  $2200\text{ m}^3/\text{sec}$  となった。これより、1962～1968年の間では低水路満杯流量程度の出水が3回生起

したことがわかり、そのときの断面平均掃流力  $\tau$  は  $\tau = 17 \sim 19 \text{ N/m}^2$  (摩擦速度  $U_*$  では  $U_* = 13 \sim 14 \text{ cm/sec}$ ) と推定され、拡幅後の1968年では掃流力の場所的な差が小さくなっている。したがって、この検討では河岸侵食量の場所的相違と水理量の変化との対応を明らかにすることはできない。また、各出水毎の断面変化状況も不明であるが、おそらく上述の低水路満杯程度の3出水時に拡幅が急速に進行したと思われる。すなわち、シルト質の河岸の場合、断面平均掃流力が  $20 \text{ N/m}^2$  に近付くと活発な侵食が始まるようである。

以上の点をより明確にするには、詳細な断面資料を入手して出水と侵食速度を対応付けていくとともに、少なくとも各時点の河道形状について流量段階毎の不等流計算を行って、断面平均掃流力の場所的分布を見出しておく必要があり、ついで、各断面について河道平面形状や河床の起伏、河岸材料の粘性や植生の影響を検討していかねばならない。

## 2.2 宇治川低水路における側岸侵食

淀川水系宇治川43km地点の低水路は、Fig. 3に示すように緩彎曲している。内側の右岸は堤防に近いので護岸が施されているが、外側の左岸は幅約400mの高水敷になっているので堅固な護岸では保護されていない。このために、同図に点線の変化で示したように緩慢な側岸侵食が進んでいる。なお、同図中のPin No. は次章で述べる観測のために設置した基準線の杭を示している。

はじめに、この43kmをはさむ4断面の高水敷面から1~2m下のOP. 11mの低水路幅  $B_{11}$  の経年変化によって付近の拡幅状況を示せばFig. 4のようになる。同図には43km地点の下流4.1kmにある建設省淀水位流量観測所における年最大流量も示してあるが、1968年以降では、43km断面を除いて年最大流量に無関係に拡幅はほとんど生じていない。このように、宇治川でも側岸侵食には場所的な差異が大きい。侵食の生じている43kmでは1969年から1975年まで比較的一様な割合で拡幅し、9月に  $1600 \text{ m}^3/\text{sec}$  の出水をみた1976年に4mの拡幅があった後1975年3月までは小康状態にある。  $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$  の出水のあった1969年には、1.8mの拡幅であって、1976年の拡幅量よりも小さいが、これら的大出水年と他の小出水年を比較すると、43km地点では侵食速度は年最大流量に対応した変化をしている。しかし、  $1000 \text{ m}^3/\text{sec}$  以下の年最大流量と拡幅量との対応は認められない。なお淀観測所の水位には三川合流点からの背水の影響が強く現われ、出水時における水位流量関係は不明確となる場合が多く1969年の  $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$  の流量値は検討の余地があるように思われる。流量と拡幅量との対応について、各横断測量間の河岸後退量を右岸距離杭から

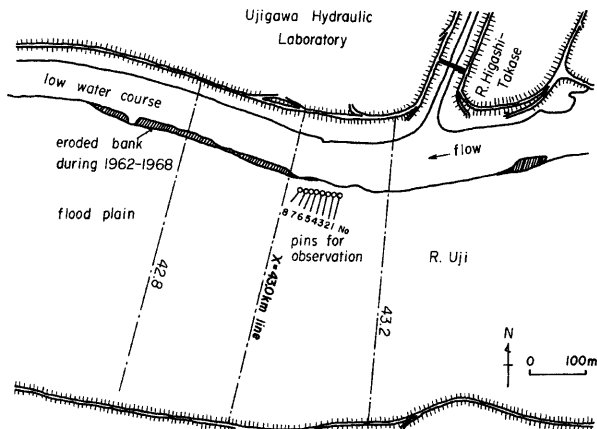


Fig. 3 Plan of the vicinity of the 43.0 km site in Uji River and the location of the bank observed.

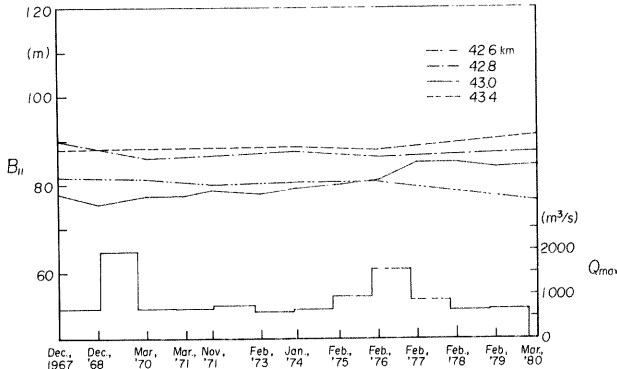


Fig. 4 Annual changes of the channel width at OP. 11 m ( $B_{11}$ ) and the annually maximum discharge ( $Q_{max}$ ).

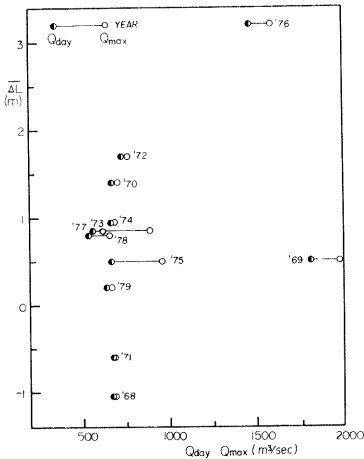


Fig. 5 Relation among annually receding length of the bank ( $\Delta L$ ) and annually maximum discharge ( $Q_{max}$ ) and annually maximum daily discharge ( $Q_{day}$ ).

Table 1 Hydraulic conditions under the critical discharge of side bank erosion.

Discharge ( $Q$ )	550 m <sup>3</sup> /sec
Water stage ( $H$ ) (Yodo) (Mukaijima)	OP. 11.93 m ( 10.950 ) ( 12.389 )
Water surface slope ( $I_w$ )	$2.385 \times 10^{-4}$
Cross sectional area ( $A$ )	392 m <sup>2</sup>
Wetted perimeter ( $S$ )	94 m
Hydraulic radius ( $R$ )	4.17 m
Mean velocity ( $U$ )	1.40 m/sec
Shear stress ( $\tau$ )	9.75 N/m <sup>2</sup>
Shear velocity ( $U_*$ )	0.0987 m/sec
Velocity coefficient ( $U/U_*$ )	14.2
Manning's roughness ( $n$ )	0.0285

OP. 11 m と 9 m とにおける左岸までの距離の変化量の平均値  $\overline{\Delta L}$  で表わし、それと年最大流量  $Q_{max}$  と年最大日流量  $Q_{day}$  との関係を示せば Fig. 5 のようである。-0.5~1m の負の侵食量が現われているので、0.5~1m が測量成果図 (水平縮尺1/1000) からの読取り精度と判断される。このような精度と1969年の最大流量 ( $Q_{max} \approx 2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ ) の信頼性を考慮すると、前述のように流量と拡幅量とは明らかに正の相関がある。また、流量、とくに年最大日流量が  $Q_{day} = 500 \sim 700 \text{ m}^3/\text{sec}$  のデータは  $\overline{\Delta L} = \pm 1 \text{ m}$  の間にあり、かつ  $Q_{day}$  の最小値は1978年の  $537 \text{ m}^3/\text{sec}$  である。したがって、この河岸の侵食限界流量はほぼ  $550 \text{ m}^3/\text{sec}$  と推定され、この流量以下では拡幅は生じ難いと思われる。

この12年間で低水路横断形状は相当変化しているが (Fig. 6 参照), 侵食限界時の水力諸量を1980年2月の43 km 地点の横断面図及びその上流 1.932 kmにある建設省向島水位流量観測所と先述の淀観測所の1980年の水位流量曲線を用いて推定する。すなわち, これらの水位—流量曲線から 550 m/sec 流量時の水位を両地点について逆算し, 43 km 地点の水位  $H$  を求めれば  $H=OP. 11.93$  m, 水面勾配  $I_w$  は  $I_w=2.39 \times 10^{-4}$  となる。この水位時の流水断面積  $A$  は  $A=392$  m<sup>3</sup>, 潤辺  $S$  は  $S=94.0$  m, 径深  $R$  は  $R=4.17$  m であって,  $I_w$  を用いて  $\tau$  を求めれば  $\tau=9.75$  N/m<sup>2</sup>, あるいは  $U_* = 9.87$  cm/sec となる。以上の値を他の水理量とともに一括すると Table 1 のとおりであって, 流水抵抗も妥当な値と思われる。43 km 地点付近の低水路天端高は OP. 12.5 m 強であるので (Fig. 6 参照), この水位は低水満杯時よりも 50 cm 余り低く, 同様の方法で試算した満杯流量 650 m<sup>3</sup>/sec よりも 100 m<sup>3</sup>/sec 少い流量に対応している。また, このときの  $\tau=9.75$  N/m<sup>2</sup> は, 岩垣式によれば粒径  $d=12.1$  mm の礫の限界掃流力に相当するが, 1971年3月の建設省で行われた河床材料調査では平均粒径  $d_m$  が  $d_m=6.72$  mm, 80%粒径  $d_{80}$  が  $d_{80}=11.5$  mm であるので (Fig. 10 参照), 河床砂礫の移動が活発になり始める掃流力と考えられる。しかし, 河岸材料は次章で述べるように, 多量のシルト・粘土分を含んだ細粒の土砂であって, この  $\tau$  の値は粘着力を反映した大きさと解釈される。

同様に, 振幅の著しかった1976年の 1500 m<sup>3</sup>/sec について高水敷上を死水域とみなして水位を推定すれば, OP. 16.4 m となって低水路天端を約 4 m 越える。この 4 m を径深にそのまま加えて求めた掃流力は  $\tau \approx 19$  N/m<sup>2</sup> となり, 前節の天塩川で顕著な側岸侵食を引起こしたと思われる掃流力の値に一致する。

以上から, 一応の目安として, 粘着力を有する河岸でも, 侵食が継続している場合には,  $\tau=20$  N/m<sup>2</sup> になると侵食が激化し, 逆にその1/2の  $\tau \approx 10$  N/m<sup>2</sup> ではほとんど生じなくなるといえることができる。

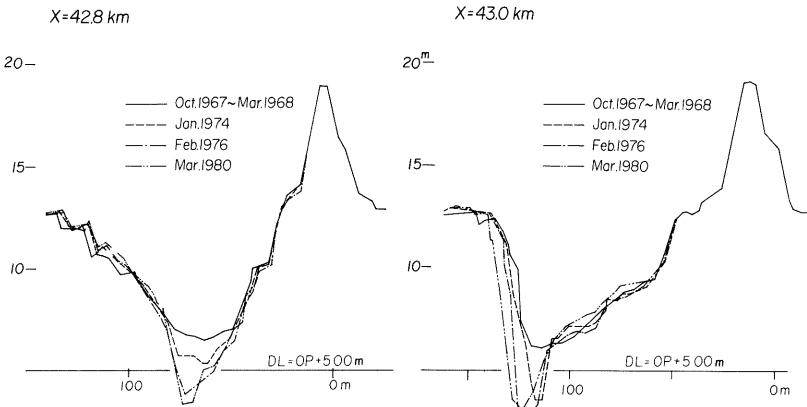


Fig. 6 Changes of cross sectional shapes at the 43.0 and 42.8 km sites.

つぎに, 43 km 地点の横断形状の変化を振幅の生じていない 42.8 km 地点のものと比較して示せば Fig. 6 のようである。43 km 地点では左岸付近の河床低下が進んだ1974年から側岸が順次後退しているのに対し, 42.8 km 地点では1976年までに同程度の河床低下が生じたにもかかわらず, それが低水路中央であるために左岸の侵食は全く起きていない。この河床低下は, 43 km 付近のいずれの断面でも1971年から1976年の間に急激に進行しその後落着いている。低下量は 43 km 地点で最も大きく, Fig. 7 に示したように最深河床高  $Z_{min}$  の変化量は 3.4 m にも及んでいる。目立った出水の無かった数年の比較的短い期間を中心に起きたこの河床低下の原因は現在のところ不明であり, また 43 km 地点で最も著しかったことの原因も, 緩彎曲の頂点付近であること以外詳かでない。しかし, Fig. 7 に  $Z_{min}$  とともに示した OP. 11 m 及び 10 m の低水路幅  $B_{11}$  及び  $B_{10}$  の変化からわかるように, 水路幅は河床の低下とともに増加しており, さらに低下が落着

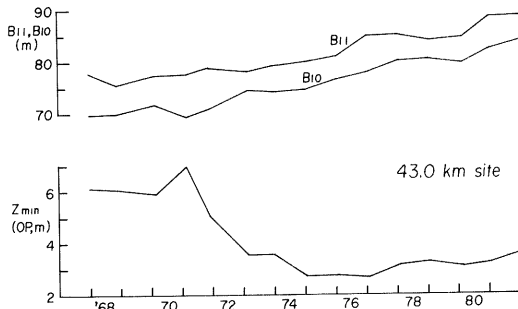


Fig. 7 Annual changes of the lowest elevation of the bed ( $Z_{min}$ ) and channel widths at OP. 11 and 10 m ( $B_{11}$ ,  $B_{10}$ ) of the 43.0 km site.

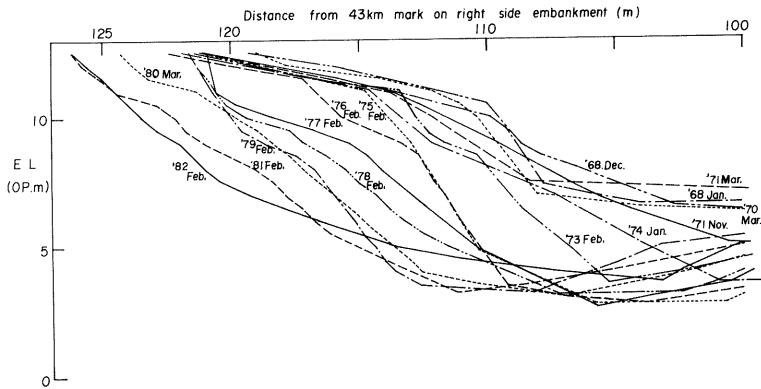


Fig. 8 Annual changes of the left side bank slope at the 43.0 km site.

いた後も拡幅は間欠的に持続する傾向が窺われる。このように河岸近傍での河床低下の進行は側岸侵食を激化させるので、その原因は今後十分に検討しておく必要がある。

Fig. 7 の  $B_{10}$  と  $B_{11}$  の変化を比較するとそれらの増加はともに実験の観察結果<sup>4)</sup> と同様に間欠的であり、かつ  $B_{11}$  の急増にやや遅れて  $B_{10}$  の急増する傾向が1971年～72年や1976年～77年の間に認められる。これは、側岸侵食過程において、側岸が崩壊・崩落してまず側岸上部の拡幅が生じ、ついで崩落土砂が流速されるときに下部の拡幅が急速となることを示していると思われる。事実、低水路側岸天端から最深河床付近までの側岸形状を測量成果図から鉛直・水平とも同縮尺に直して示せば Fig. 8 のようであって、河岸天端の後退量は13年間に16mに及んでいるが、側岸の斜面勾配はその間に増減を繰り返している。これより、斜面上部の崩落と下部への堆積、ついで堆積土砂の流速と斜面下部の洗掘という実験と同様の側岸侵食サイクル<sup>4)</sup> が進行したと思われる。河床低下と低下位置の接近による斜面勾配の増加に伴って河岸が後退する状況も認められ、砂州による水衝部<sup>5)</sup> や蛇行彎曲部<sup>6)</sup> における側岸侵食の実験と同一の現象が確認される。

したがって、河川における側岸侵食にも実験で明らかにされた従来の研究成果を応用していくことが十分可能であることがわかる。

この43km地点の低水路は、河幅が約95m、平水時でも最大水深が5～6m、流量が130～140 $m^3/sec$ もあって、側岸侵食の継続観測を行うには大規模に過ぎるようである。しかし、防災研究所宇治川水理実験所

地先であって至便であること、対象左岸は夏期には3~4mに生育する葎に覆われるため人為擾乱を受けにくいこと、さらに上、下流に向島と淀の水位流量観測所を有する6.0kmの比較的一様な低水路区間に位置し、良質の水文資料が入手可能であって水理条件を推定しやすいことなどの理由から、河川における側岸侵食過程の特徴や水理条件との対応をより明確にするためにつきのような観測を始めた。

### 3. 宇治川低水路における側岸侵食の観測

#### 3.1 観測の概要

##### (a) 流路の状況

すでに Fig. 1 に示したように、1980年6月に43km断面の上流30~100mの区間の低水路左岸の肩から数m離れた高水敷上に10m間隔で8本の杭を設置して基線を設けた。この区間を含む約100mの河岸は、Photo. 1 のように、平水時には水面上の高さが3m以上もあってほぼ鉛直に切立っており43km断面よりもさらに侵食が激しいとみられる。この付近一帯の河床状況を1982年2月の横断測量図から等高線を作成して示すと Fig. 9 のようになり、43.4km及び42.8km地点では低水路中央に位置する河床最深点が、観測区

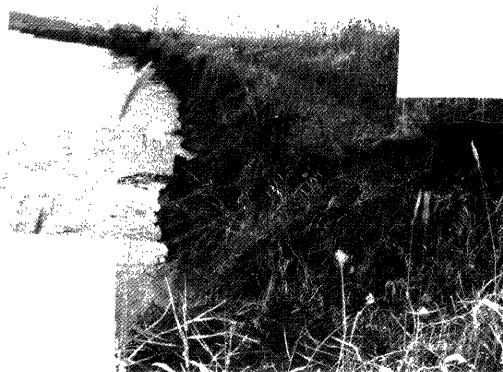


Photo. 1 A view of the left side bank at the observation reach, looking upstream (Dec. 27, 1982).

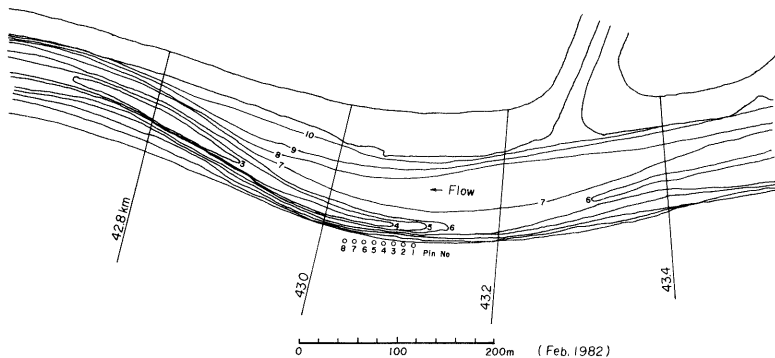


Fig. 9 Bed topography in the vicinity of the observation reach.



間では極度に左側岸に近付き、かつ水深を増している。この最深線に沿って主流部が形成されるとみれば、その曲率は低水路全体のものよりも相当大きくなり、水深も増加しているので、河岸に対してかなり強い水衝が形成されるものと思われる。

(b) 観測の内容

これまでに行った観測は Table 2 に一括したとおりであるが、それぞれの特徴を簡単に説明する。

第1回目は、上述の基線の設置と各杭から河岸肩までの距離の測定を行うにとどまった。第2回目は、43 km 右岸の距離杭上に光波測距儀を設置し、基線の位置出しを行うとともに、河岸の平面形状及びレベルを並用して杭位置の横断形状を測量し、さらに、河岸水際から杭付近の高水敷上までの特徴的な9地点で河岸材料を採取した。第3回目は電波流速計（池上通信製）と表面浮子によって左岸付近の流速測定を試みた。第4回から第8回目まではいずれも河岸平面形状の平板測量を行ったものであるが、つぎに述べるように、第6回と第7回目の間で約 1000 m<sup>3</sup>/sec の出水があった。また、第7回目にはフロートに音響測深器（海上電機製）を取付けて流下させ河床形状の測定を試みたが良好な結果は得られなかった。なお、各回とも適宜河岸上のクラック幅を測定している。

Table 2 Observations carried out since June, 1980 to December, 1982.

Observation No.	Date	Items
1	June, 1980	Arrangement of the base line Measurement of distances from the pins to the bank edges
2	March 6, 1981	Surveying of the pins location and the bank edge lines Sampling of bank materials
3	May 16, 1981	Flow measurement
4	Dec. 29, 1981 Jan. 6, 1982	Plane table surveying of the bank edge lines
5	April 9, 1982	
6	July 23, 1982	
7	Sept. 9, 1982	
8	Dec. 27, 1982	

And 12 times of photographings of the bank from the opposite flood plain

(c) 観測期間の出水状況

この観測期間における出水の概況を淀及び向島観測所における水位資料に基いてつぎに示す。まず、1980年6月から12月の間では、6月前半に 400~450 m<sup>3</sup>/sec の流量が続き、ついで7月中旬、8月末から9月始め及び9月中旬にいずれも 640~650 m<sup>3</sup>/sec のピーク流量を持つ3回の出水があった。これらの出水の間は 150~250 m<sup>3</sup>/sec の流量があり、10月以降は 50 m<sup>3</sup>/sec から 170 m<sup>3</sup>/sec の流量であった。1981年になると、1月から3月までは 110~230 m<sup>3</sup>/sec の範囲で流量が変化していたが、4月上旬から下旬にかけて 350~380 m<sup>3</sup>/sec、5月末から6月始めに 340 m<sup>3</sup>/sec、6月末から7月半ばの間にこの年最高の 400~580 m<sup>3</sup>/sec がありさらに10月上旬に1日だけ 490 m<sup>3</sup>/sec の出水があった。これらの出水の間では流量は 120 m<sup>3</sup>/sec 前後に落ちており、10月以降は 100 m<sup>3</sup>/sec 以下の流量が大半を占めていた。1982年では、8月上旬に1976年以来的約 1000 m<sup>3</sup>/sec の出水 (Photo. 2 参照) が起きるまでは、前年初めと同様の 110~230 m<sup>3</sup>/sec の範囲で流量が変化し、出水ピークは認められない。8月出水では、1日から2日までの降雨で2

日にピーク流量を記録した後も13日まで 600 m<sup>3</sup>/sec 程度の出水が続き、月末まで流量は 300~500 m<sup>3</sup>/sec の範囲にあった。9月に入ると 200 m<sup>3</sup>/sec 前後に落ち着いたが、下旬になって 430 m<sup>3</sup>/sec の出水をみた。しかし、その後は順次流量が低下し、10月中旬には 100 m<sup>3</sup>/sec、11月には 90 m<sup>3</sup>/sec を中心に流量が変化していた。

(d) 河岸構成材料

第2回の観測で行った河岸材料の採取位置は、Table 3 のように観測区間中央付近の第4杭と第6杭の断

Table 3 Bank materials and their sampling locations.

Sample No.	Sampling Section (Pin No.)	Sampling location	Specific weight	Median diameter $d_{50}$ (mm)	Classification of Soil
1	IV	Flood plain	2.65	0.075	Sandy loam
2		0.5 m down from top of the bank	2.61	0.110	Sandy loam
3		1.6 m down from top of the bank	2.67	0.020	Silty loam
4		Deposit sand on a crumb near the water level	2.65	0.180	Sand
5		At the water level (3.0 m down from top of the bank)	2.71	0.036	Silty loam
6	VI	Flood plain	2.58	0.098	Sandy loam
7		0.9 m down from top of the bank	2.60	0.045	Silty loam
8		At the water level	2.73	0.012	Clay
9		0.5 m down from top of the bank	2.59	0.06	Silty loam

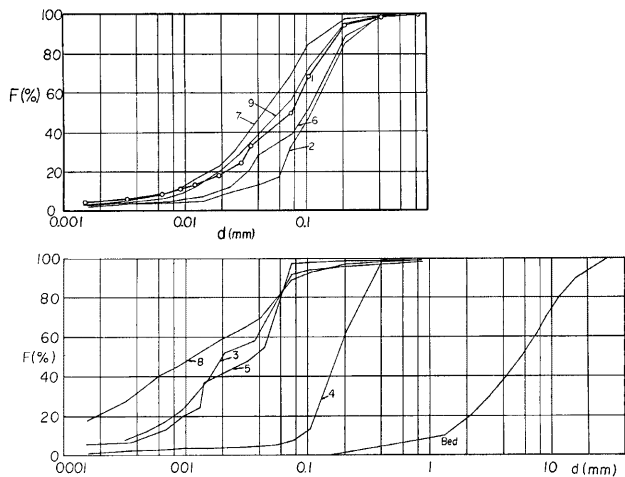


Fig. 10 Grain size accumulation curves of the bank materials.

面内の、それぞれ杭と河岸肩間の高水敷上、河岸斜面上の肩から 50cm と 1~2m の位置の 2 点及び水際の計 8 点と、第 4 杭断面の崩落土塊上にたまっていた細砂部である。これらの試料の粒径加積曲線は Fig. 10 のようである。さらにこれらを土質分類のための三角座標に示すと Fig. 11 のようになって、ほとんどがシルト質ロームあるいは砂質ロームに分類される。この分類と比重試験の結果及び代表粒径は Table 3 に示したとおりである。

つぎに、これらの試料の中央粒径  $d_{50}$  と採取位置との関係を示せば Fig. 12 のようであって、水際の崩落土塊上に堆積していた砂を除き、河岸上部の方が粒径の大きくなる傾向が認められる。この傾向は高水敷の堆積過程を反映したものと考えられるが、これより河岸下部の方がより粘性が高いものと判断される。

なお、河床材料の採取は今回行ってないが、建設省で 1971 年に測定された結果を Fig. 10 下図に付加している。

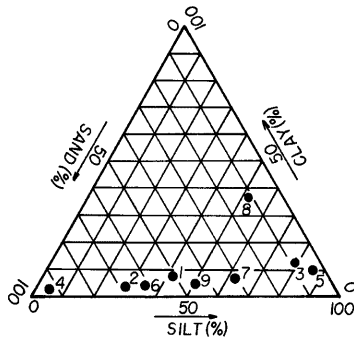


Fig. 11 Sand, silt and clay components of the bank materials.

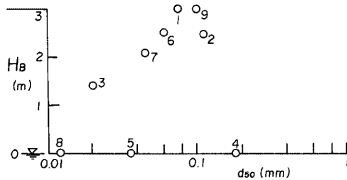


Fig. 12 Median diameters of the bank materials and their sampling heights.

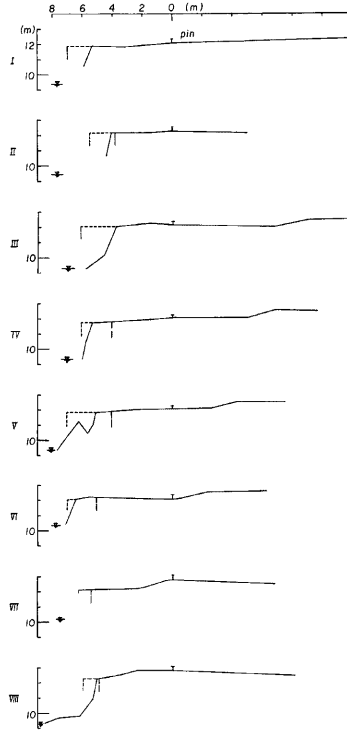


Fig. 13 Bank profiles above water level at the pin sections.

### 3.2 観測の結果とその検討

#### (a) 河岸の形状と河岸線の変化

第 2 回目の観測で行った河岸横断形状の測量結果を示すと Fig. 13 のようである。測定は水面上でかつ陸上から接近できた地点に限られているので、切立った河岸斜面が水中まで続いていた Pin No. 1, 2 及び 7 の断面 (I, II 及び VII 図) の横断面は水面まで達していない。このような限られた横断面ではあるが、河岸斜面の形状は僅か 70m の区間にもかかわらず、切立った斜面から崩落直後と思われる河岸 (V 図) まで

種々の状態を示しており、側岸侵食の進行状況が10m程度の空間的スケールで大きく異なることがわかる。同図には前後9ヶ月における第1回及び第4回目の観測時の河岸肩の位置も示してあるが、前後の河岸後退量とこれらの平水位上の河岸斜面形状との間には何等の対応傾向も見出せない。

つぎに、Fig. 14 は河岸肩の位置（河岸線）の平面的な変化を示したものである。1980年6月の観測では、印の点のみの測定であるので実際の河岸線の形状は点線とは多少異っている。この図から侵食の激しい河岸では約2年半の間に数m、それほど著しくない河岸でも2,3mの肩の位置の後退が見られる。河岸線の後退の様子は、1981年12月まではその平面形状を滑かにするように進行していたが、その後では逆に凹凸が激しくなっており、とくにNo. 8, No. 4の杭の周辺で河岸線のくぼみ方が著しい。No. 8付近の河岸形状は平水位付近に以前の高水敷の植生がそのまま残ったステップ状となっており、河岸下部で生じたすべり破壊に伴って河床上にせり出した土砂が流送されていく毎に再びすべりが生じて、河岸線が後退していったものと思われる。No. 8 杭の周辺以外の河岸では明瞭な河岸崩落を伴った側岸侵食が生じているようであり、水中の随所に数10cm径程度の崩落土塊が堆積していた。このような区間で凹凸が著しくなったのは1982年8月出水の影響と考えられるので、今後大きな出水が無ければ、河岸線が滑かになるように侵食が進むと思われる。実際、同年の9月から12月の間の河岸線の変化は主に凸部河岸の後退である。

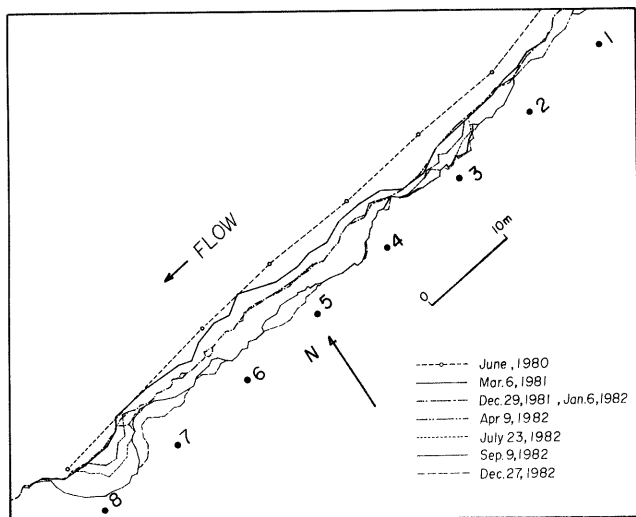


Fig. 14 The shift of the bank edge line.

(b) 河岸線の時間的变化

以上のような河岸線の時間的变化を明確にするために、基準線から河岸肩までの距離  $L$  の変化を5mピッチで示せば Fig. 15 のようである。1981年12月までは測定間隔が長い、多くの断面で  $L$  の減少がみられるのは1980年6月から1981年3月まで及び1982年7月から9月までの期間である。その他の期間で減少している場合も含めて、 $L$  の曲線は階段状を示しており、側岸侵食が間欠的に生じることがわかる。また、この変化から一回の侵食による後退量は、大きい場合で3m、通常は1.5~2mの場合が多いようであり、これは高水敷上にみられるクラックの位置とも対応している。この河岸肩からクラックまでの幅  $b_B$  と河岸高  $h_B$  として平水位から高水敷までの高低差をとると、 $h_B \approx 3 \sim 4$  m であり、実験によって見出された関係式<sup>7)</sup>

$$b_B = 0.8h_B \dots\dots\dots (1)$$

と良く一致する。

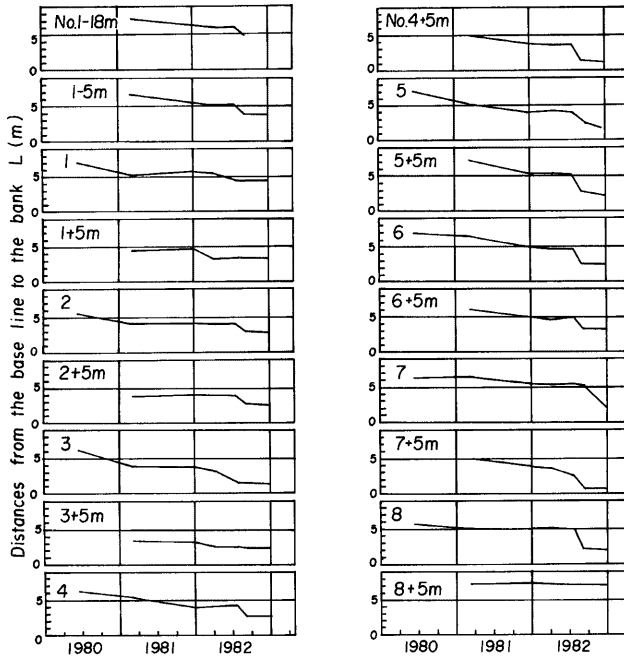


Fig. 15 The receding lengths of the bank edge.

つぎに、侵食状況と出水状況との対応について検討する。出水の概況ですでに述べたように、1980年6月から1981年3月までの期間と1981年3月から12月までの期間とでは、 $550\text{ m}^3/\text{sec}$ をこえる出水は、前者で3回、延べ22日あり、一方後者では1回、延べ3日しかなく、河岸侵食の進行状況と対応している。しかし、前者の期間で僅かしか後退しなかった河岸は後者の期間で大きく侵食されており、Fig. 14からもわかるように、侵食量の差は出水の差に比較してかなり小さいといえる。

1982年において流量が  $550\text{ m}^3/\text{sec}$  を越えたのは8月出水時の1回、延べ13日であるが、建設省向島水位流量観測所における実測ピーク流量は  $1050\text{ m}^3/\text{sec}$  であったので、既述のように観測側岸のほとんどで侵食が生じた。しかし、この出水の直前に侵食が生じていた No. 1 や No. 3 の断面では大出水にもかかわらず河岸は後退していない。また、直前及び出水時に侵食が生じなかった No. 7 の断面でも9月以降、おそらく9月下旬の  $430\text{ m}^3/\text{sec}$  出水時には侵食されており、大出水時には後退に至らなくとも河岸は不安定な状態になることがわかる。さらに、この出水時の後退量を1980年6月から翌年3月までの主にピーク流量  $600\sim 650\text{ m}^3/\text{sec}$  の3出水による後退量と比較すると、後者の方がやや規模が小さいという程度であって、やはり出水規模ほどの差はないように思われる。

以上のように、側岸の侵食・後退を出水規模のみによって推定することは困難であって、出水直前の側岸の侵食過程に関する履歴及び出水期間中における水理量の時間的な推移を明らかにしていく必要がある。ここでは、1982年8月出水における平均水理量の時間的な変化を算定し、1980年9月中旬の出水と比較して、側岸の侵食状況との対応について検討する。

(c) 1982年8月出水

1982年8月初めには、台風10号と9号くずれによって淀川流域に大量の降雨があり、宇治川でも Photo. 2



Photo. 2 The flood in August, 1982 at the observation reach (Aug. 2, 9: 30 am).

の流量観測に基いて作成された水位—流量曲線も、そのそれぞれ7及び8.5km上流にある(株)関西電力宇治発電所及び建設省天ヶ瀬ダムからの合計放流量と比較すると、ピーク水位付近ではよく適合するが、その後の流量算定値は合計放流量を200m<sup>3</sup>/sec近くも下回るので出水全体にわたっては適用できない。幸い、このピーク後の合計放流量を1981年6月から用いられている水位流量曲線と比較したところ、良く適合するようであったのでピーク付近を除いてそれを用いて43km地点の流量を推定した。そのハイドログラフ及び水位の変化はFig. 16のとおりであり、実測流量と合計放流量も示してある。宇治発電所からは40~50m<sup>3</sup>/secのほぼ一定の放流量であるので、合計放流量の変化は天ヶ瀬ダム放流量の変化に一致しており、2日10時から3日10時にかけて洪水調節のあったことがわかる。このため、流量波形はピーク値の比較的等しい二山型となった。しかし、水位は、三川合流点からの堰上げによって両ピーク間に2mの差が生じ、高い方の第1ピークは低水路河岸上約4mのOP. 16.44mに達している。以上の洪水調節と堰上げの結果、淀一向島間の水面勾配 $I_w$ の変化はFig. 16中段のようになり、出水とほとんど逆位相の変化を示している。出水初期では1/30000に増加した勾配が、ピーク時には1/10000以下、さらに洪水調節の開始時には1/20000まで減少している。したがって、潤辺に働く平均掃流力が流量変化に対応しないことは容易に想像されるが、以上の水位、流量及び水面勾配の値と1982年2月の横断図によって、掃流力の変化を他の水理諸量とともに算定した。ただし、高水敷上には前述のように高さ4mに及ぶ葎が生育しているので、そこを死水域とみなし、河岸上に低水路上部の断面形状を延長した台形断面をつき足した流路を想定して断面諸量を求め、ついで等流近似によって水理量を計算した。それによれば、第1ピーク付近の平均流速 $U$ は $U=1.1\sim 1.2$ m/sec、第2ピーク以降は $U=1.4\sim 1.45$ m/secの範囲にあり、径深 $R$ は前者で $R=8.1$ m、後者で $R=6.4$ mから水位の低下に伴って $R=4.5$ mまで減少している。掃流力を平均摩擦速度 $U_*$ で表すと、Fig. 16下段のように水面勾配と良く似た変化をし、出水ピーク前後の低水路満杯時に $U_* = 12$ cm/secを越える最大値を示し、ピーク時には平時並みの $U_* = 6\sim 7$ cm/secになっている。したがって、河岸付近等の土砂流送が盛んに行われたのは $U_* = 12$ cm/secの持続した8月5日~9日を中心に $U_* = 10$ cm/sec ( $\tau = 10$  Pa)以上の高掃流力が維持された8月末までの間と思われる。

一方、ほぼ規模の等しかった1980年の3出水の場合、 $U_* > 12$ cm/secとなることは一度もなく、最大は8月末の $U_* = 11.5$ cm/secであり、 $U_* > 10$ cm/secの合計日数も約20日であって、1982年8月出水よりも河岸に働いたと思われる掃流力は小さくなっている。しかし、その差はピーク流量の差に比較すると極めて小さなものであって、前節で明らかにした河岸後退の状況とも良く対応する。

以上のように、宇治川のこの河道区間の側岸侵食については、出水流量の規模は当然であるが、出水期間中の水面勾配の変化が重要な支配要素になっている、それと断面諸量によって評価された掃流力と側岸侵食の進行状況とは良く対応することがわかった。また、出水時の水面勾配の変化からは、前章のTable 1の水

に示したように前述の出水をみたが、観測地点は下流約7kmにある三川合流点からの背水と琵琶湖洗堰と天ヶ瀬ダムによる洪水調節のために、各種の水理量が水位や流量の変化にそのまま追従していくとは限らない。つきに推定するように、今回の出水における水理諸量の変化も極めて特徴的である。

はじめに、43km地点における水位は向島と淀の2観測所の観測水位から内挿して差支えないと思われる。しかし、流量は、水位流量曲線の適用に問題があるのでその推定は難しく、とくに淀観測所では合流点からの堰上げ条件が刻々変わるために、流量観測を短時間間隔で実施しても、水位—流量曲線の作成は事実上不可能のようである。また、向島観測所においても、水位ピーク時

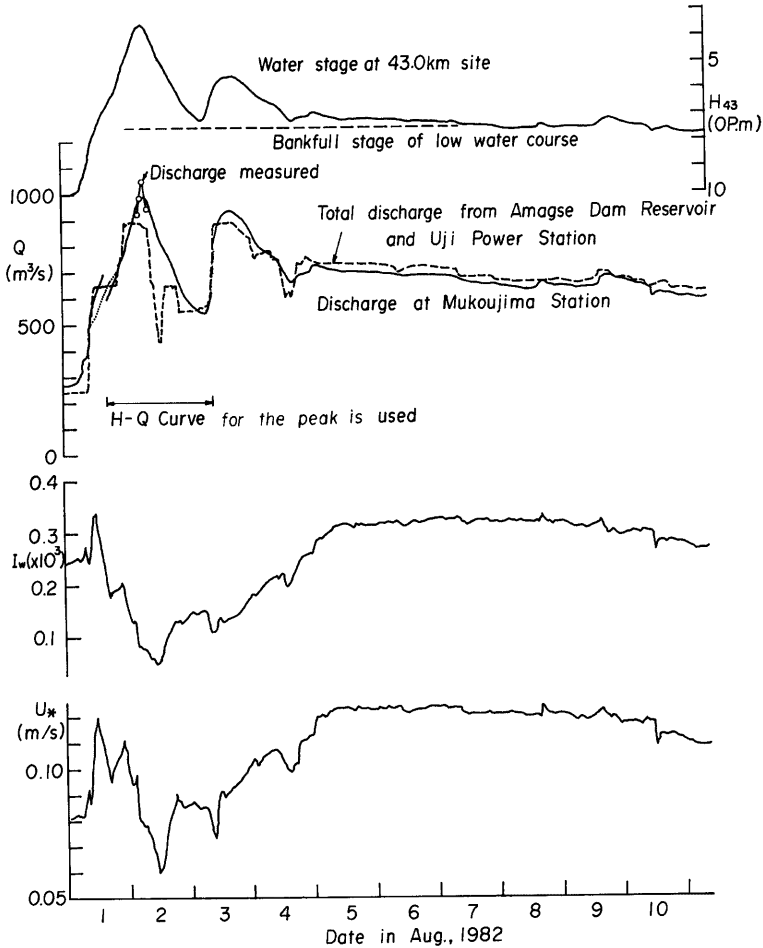


Fig. 16 The changes of the water stage, the discharge, the water surface slope and the mean shear velocity during the '82 August flood.

面勾配はやや小さ目の値となっているように思われる。これらの検討によって出水期における断面平均水理量の推移は評価しうるのである。つぎの段階としては、水理量の断面内分布を推定していかねばならない。

(d) 観測河岸の流況測定について

側岸侵食の生じている河道彎曲部の流況測定例は Thorne<sup>1)</sup> によって多数報告されているが、水深は 1m 程度の場合がほとんどである。宇治川 43 km 地点付近のように平水位でも最大水深が 6m 以上もある場合には詳細な流況測定は極めて困難であって、ここでも第 3 回目の観測時に簡単な表面流速測定を行ったのみである。その結果を示せば Fig. 17 のようになって、河岸近傍で表面流速  $U_s$  は  $U_s = 1.0 \sim 1.1$  m/sec, そこ

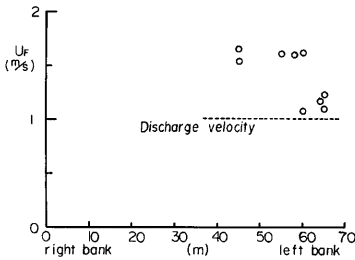


Fig. 17 Surface flow velocities near the bank measured by floats at May 16, 1981.

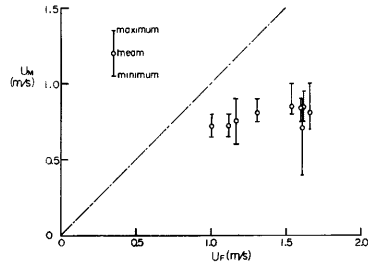


Fig. 18 Comparison of surface velocities measured by floats ( $U_F$ ) and those by a radio current meter from side bank ( $U_M$ ).

からやや中央に寄れば  $U_F = 1.6 \text{ m/sec}$  になっている。観測時刻 (1981年5月16日午後2~3時) の水位と流量を、向島と淀の観測値から内挿すればそれぞれ OP. 9.41 m と  $180 \text{ m}^3/\text{sec}$  となる。81年2月の横断断面図による流水断面積  $190 \text{ m}^2$  から推定された平均流速  $0.95 \text{ m/sec}$  (図中の点線) と比較すると、各点の鉛直平均流速を表面流速の8割と考えると、水深の大きい中央から左岸寄りに流水が集中していることがわかる。

また、同時に行った電波流速計の測定値と浮子流速を比較して示せば Fig. 18 のようであって、いずれも電波流速計の測定値  $U_M$  の方が低く、かつ浮子流速  $U_F$  の増加にもほとんど追隨していない。電波流速計は流向に対し斜め横から測定しているので角度補正が必要であるが、電波の指向性と帰還信号に対する測定器の反応を考慮すると、遠くの浮子を視準した場合でも比較的流速計に近い同一地点周辺の流速値を測定していた可能性が高く、やはりこのような水面反射型の流速計によって河岸から斜めに流速を測定することには無理があるようである。

今後、気球等を利用した表面流向・流速の同時多点測定や、舟を用いた断面流況測定の実施によって流況を明確にしていく必要がある。

#### 4. 結 論

河川で生起している側岸侵食現象について、本論文では、はじめにその観測・調査の意義を述べ、ついで天塩川と宇治川の低水路にみられる側岸侵食を実例として取上げ、宇治川の場合を中心に検討を加えた。最後に、宇治川低水路で行っている観測の概要とこれまでに得られた結果について報告した。ここで明らかにされた主な結果はつぎのようである。

(1) 天塩川、宇治川低水路とも侵食の容易に進む河岸とそうでない河岸があって、側岸侵食の場所的差異は極めて大きい。侵食されやすい河岸では、粘着性材料で構成されていても、断面平均掃流力が  $20 \text{ N/m}^2$  (摩擦速度では  $14 \text{ cm/sec}$ ) に近づくとき侵食が急速に進み始め、逆に、その  $1/2$  の  $10 \text{ N/m}^2$  (同  $01 \text{ cm/sec}$ ) 以下になるとはほとんど侵食が生じなくなる。

(2) シルト、粘土を含んだ河岸でも、洗掘一崩落一流送の実験流路と同様の侵食サイクルが現われ、このために河岸の後退は間欠的となる。また、側岸付近で急激な河床低下が起きると、実験と同様に側岸の後退が加速される。このように、観測や資料の検討によって見出される河岸侵食過程にも、従来の実験で得られている知見と一致する現象が多い。

(3) 宇治川低水路で観測された河岸線の変化と出水の規模や頻度とは大体対応するが、その対応関係は明確でなく、侵食過程に現われる差は感覚的にいって出水規模の差ほど大きくない。また、個々の断面の河岸については、侵食過程における履歴の影響が大きい。



(4) それは、第一に、河床潤辺の掃流力が、河道条件や出水条件によって、必しも出水規模に対応して増減するとは限らないためであって、とくに、出水時の水面勾配の変化に留意することが重要である。

(5) 実際、1982年8月出水時では、三川合流点からの堰上げと洪水調節によって、宇治川43km付近の水面勾配は、ピーク前の1/3000から1050m<sup>3</sup>/secの流量ピーク時には1/10000～1/20000に減少しており、そのときの掃流力6～7N/m<sup>2</sup>は平水時のものと大差が無い。最大の掃流力は水面勾配が1/3000近くに復帰した700m<sup>3</sup>/sec流量時に現われた15.3N/m<sup>2</sup>であった。

(6) 1982年の出水とともに1980年と1981年の出水についても、水面勾配を考慮して掃流力を求め、それらの数値及び持続日数と観測された侵食規模とを比較すると両者の対応は極めて良いものとなった。

(7) なお、側岸侵食の進行状況には、非粘着性材料を用いた実験と同様の崩落が主体の場合の他に、斜面のすべり破壊が主体になっていると思われる場合のあることが観察された。

大河川では大規模な治水計画とともに、また中小河川では農地保全のために、いずれも古くから河道を固定するための努力の払われてきたわが国では、側岸侵食過程が河川で観察される機会は少いと思われてきて、その研究は実際のな面よりも、河道変動に関する基礎的な研究の一部として行われてきた。しかし、序論でも述べたように、洪水時にはいずれの河岸や堤防も何等かの原因から流水による側方侵食にさらされる可能性があって、そのような場合の現象の進行速度を予測することは重要な課題である。また、河床低下によって深く固定化される傾向にある低水路を有する河川では、低水路の安定と側岸侵食とは切離せない関係にあって、側岸侵食と出水の規模と頻度との対応を明らかにすることは河道全体の安全を図る上で必要となってくる。

これらの課題を解明するためには、河川で生起している側岸侵食の観測資料をできる限り集積していくことが不可欠である。本論文では天塩川と宇治川の低水路のみを取上げたが、類似の現象は各地の河川で現われていると思われる。たとえば、Photo. 3は淀川水系桂川1.8km地点の低水路右岸であって、護岸されていない側岸の侵食がみられる。このような場所の測量資料や水文資料を集め、解析することによって多くの有用な知見が得られると思われる。同時に、それらのうちのいくつかを継続観測の対象として、侵食過程の詳細な調査を進めていく必要がある。本論文で述べた宇治川低水路における観測はその端緒としようとしたものであるが、現在まで簡単な水準測量と平板測量が中心であって、観測側岸付近の詳細な河床形状の測量、あるいは流況の横断的・平面的測定、さらには河岸試料の土質試験などを実施していないので、側岸侵食の内部機構まで立入って検討することができなかった。

今後、側岸侵食資料の集積とその解析を続けるとともに、観測河岸における測定・調査内容の充実を図り、侵食過程の解明を進めて行きたい。

最後に、宇治川における測量・水文資料を御提供頂いた建設省近畿地方建設局淀川工事事務所、同淀川ダム統合管理事務所の関係各位、並びに蛇行特性調査資料集を御送付下さった北海道開発局の方々感謝致します。また、観測や図面の整理に御協力頂きました防災研究所河川災害部門の中村行雄技官、本学卒業生市川和邦君（現愛知県）及び古川隆司君（現日本工営KK）に謝意を表します。



Photo. 3 Bank erosion in the low water course of Katsura River at 1.8 km site, looking upstream (April 10, 1982).

## 参 考 文 献

- 1) Thorne, C. R.: Processes of Bank Erosion in River Channels, Thesis for Ph. D, Univ. of East Anglia, United Kingdom, 1978.
- 2) 池田 宏・伊勢屋ふじこ：天塩川下流部における河床形と流砂の観測，北方科学調査報告1，筑波大学，1980，pp. 27-44.
- 3) 総理府北海道開発局土木試験所：蛇行特性量調査資料集，1979，pp. 643-699.
- 4) 芦田和男・村本嘉雄・奈良井修二：河道の変動に関する研究(2)——安定流路の形状と形成過程——，京都大学防災研究所年報，第14号 B, 1971，pp. 275-297.
- 5) 宮坂裕文：沖積河川の河岸侵食に関する研究，京都大学修士論文，1982，pp. 19-33.
- 6) 藤田裕一郎・村本嘉雄：蛇行流路の形成過程に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第18号 B, 1975，pp. 551-564.
- 7) 藤田裕一郎：沖積河川の流路変動に関する基礎的研究，京都大学学位論文，1980，pp. 64-71.