

# 自然堆積河岸の侵食過程

Erosion Processes of River Bank with Strata

福岡捷二<sup>\*</sup>、木暮陽一<sup>\*\*</sup>、佐藤健二<sup>\*\*\*</sup>、大東道郎<sup>\*\*\*\*</sup>

By Shoji FUKUOKA, Yoichi KOGURE, Kenji SATO, Michio DAITO

River bank erosion is fundamental and important subject of river course design. Objectives of the present study are to throw a light on erosion process of natural bank with strata and to make possible to estimate bank erosion rate. For this purpose, a channel was excavated on the flood plain of the Arakawa River. Erosion process was found to be composed of three stages: erosion of sand stratum at the lower part of bank, failure of upper overhanging silty soil in tension and transportation of failure soil block by the flow. Further, the estimating method by dynamical considerations was established for failure of the upper silty soil and transportation of the failure soil block.

Key Words: bank erosion rate, field investigation, soil with strata, overhanging block

## 1. はじめに

河川の持つ自然性および親水性が、多くの人々の注目を集めている。この社会要請に応じて植生などを用いた多自然型護岸の調査、研究および施工が進められている<sup>1)</sup>。堤防は常に洪水に対して安全であることが求められており、このため洪水外力の大きさに応じて、河岸にはコンクリート護岸・多自然型形式の護岸・裸岸など適切に使い分けできる技術の確立が求められる。このためには、それぞれの護岸の基盤を構成する土そのものの侵食特性について十分な理解が必要である。

河岸の侵食に関連する問題については多くの研究がなされている。水理実験手法に基づく解析では、その多くが単一粒径の非粘着性土からなる河岸の侵食機構の研究が中心となっている<sup>2) 3)</sup>。一般に、自然河岸は砂、シルト、粘土など種々の土質材料からなる層構造をなしており非粘着性土の侵食は自然河岸の侵食を十分に表現しているものとはなっていない。このような現地河川での河岸侵食の調査・研究は我が国では藤田、村本<sup>4)</sup>が1980年以來、宇治川の河岸侵食を経年的に観測し侵食速度について議論している。長谷川<sup>5)</sup>は河岸侵食を理論的に検討し、北海道の蛇行河川について河岸侵食係数と河岸土質の関係について重要な結果を得ている。一方、外国では主に地質学者が精力的に現地調査を進めている<sup>6) 7)</sup>。しかし、これらの研究は現象の基本的解明には役立っているが、河道断面の設計等に利用できる段階には至っていない。そこで本研究では、河道設計に直接利用できる情報を得るために、自然堆積した河川の高水敷上に水路を掘削し自然河岸の侵食・崩落・流送実験を行う。これより河岸侵食を構成する三つの過程を詳細に調べ、河岸全体の侵食速度の見積りを行う。

\* 正会員 工博、P h. D. 東京工業大学助教授 工学部土木工学科  
(〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)

\*\* 正会員 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所 調査課長  
(〒350 埼玉県川越市新宿町3-12)

\*\*\* 学生員 東京工業大学大学院修士課程 工学部土木工学科(同上)

\*\*\*\* 学生員 東京工業大学大学院修士課程 工学部土木工学科(同上)

## 2. 荒川高水敷上での河岸侵食実験

前述のように、室内では自然堆積構造を持った河岸の侵食実験を行うことは不可能であるので荒川高水敷上で現地実験を行った。昨年も同様の現地実験を行っており<sup>8)</sup>、そのとき得られた主要な結論は、以下のようにまとめられる。自然河岸の侵食特性を知るには侵食抵抗の小さい砂層がどの位置にあるか、河岸土質の鉛直構造・縦断構造と外力の関係を定量化する必要がある。

本実験も荒川64km付近の左岸高水敷上で行った(写真-1)。掘削した水路は曲率半径15m、長さ30m、幅0.9m、深さ0.5m、河床勾配は縦断的には変化しているが平均的に1/100である。上流端水槽には四角堰を設け流量を測定している。流量 $0.14\text{m}^3/\text{s}$ 、平均水深0.15m、初期平均流速 $1.2\text{m}/\text{s}$ である。通水時間は全体で66分であり、途中で通水を止め河岸形状などを経時的に測定した。

河岸は、砂、シルト、粘土、またはこれらが混ざりあったものから構成され明確な層構造を成している。代表的な断面の河岸侵食状況を図-1(上流から10.5m地点)に示す。外岸はシルト混じり細砂、内岸はシルトと砂の互層である。内岸では、水面下で砂層が先行して侵食され、それに続いて砂層の上にある粘着性の高いシルト層が崩落していることが分かる。そして36分後と66分後を比べると崩落したシルト土塊が砂層の前面を覆い、砂層の新たな侵食を抑制している。外岸では内岸と同様に水面下の部分の先行して侵食され水面に出ている河岸がオーバーハングし崩落する。崩落土塊は内岸のそれに比べて粘着力が弱かったため、流れによりすぐに碎かれ小さくなる。このため直ちに掃流されその場に残ることはない。実験時間内で崩落は数回認められたが、洪水時には、このようなことが繰り返されながら河岸侵食が進んで行くものと考えられる。

以上のことから自然堆積河岸での侵食過程は図-2に示す通り下部非粘着層の侵食(過程①)、オーバーハングした上部粘着層の崩落(過程②)、崩落土塊の細分化、掃流(過程③)という三段階からなっている。砂層の侵食が進むにつれて河岸がヒサシ形状をとる。ヒサシの下の流速は減速され砂層の侵食速度が小さくなる。減速の程度はヒサシの長さに依存する。どれだけのヒサシの長さが維持できるかは、主に上層土質の粘着力に支配され



写真-1 実験状況(荒川河岸侵食)

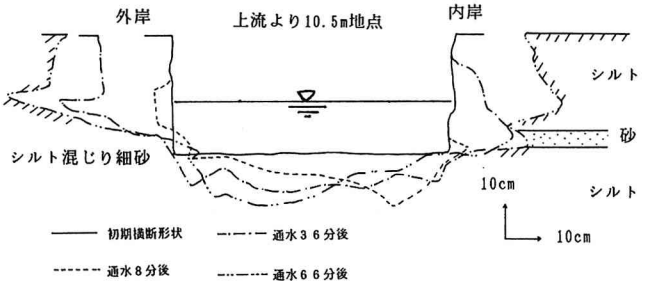


図-1 河岸の侵食状況

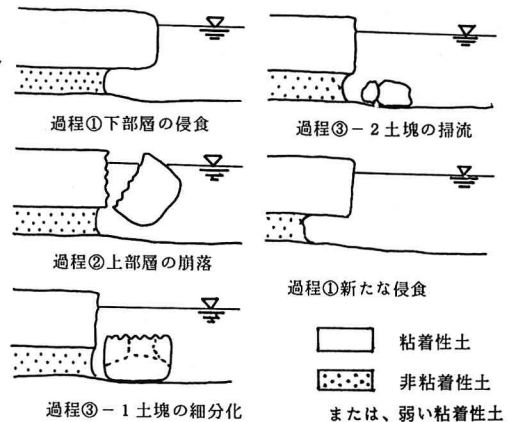


図-2 自然堆積河岸の侵食過程

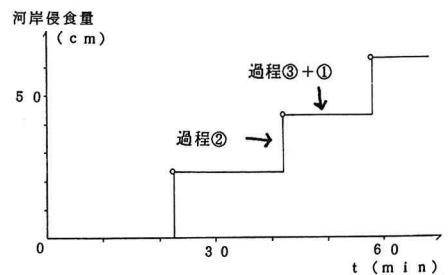


図-3 河岸侵食量の時間変化

る。崩落した土塊は河岸際の河床に到着し、それが掃流されるまでは砂層の新たな侵食は起こりにくく、土塊が掃流されるのに要する時間程度は、砂層の新たな侵食は遅れることになる。図-3は、ある断面で測定された河岸侵食量の時間変化の1例を示す。崩落（過程②）によって急激に侵食が進むことをみることができる。図-4に崩落（過程②）による河岸平面形状の時間変化を示す。ある場所の崩落が、その上下流にも影響し付近一帯の崩落が促進されていることがわかる。

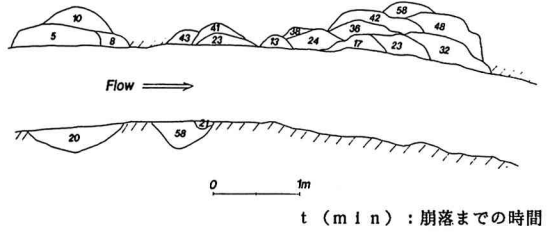


図-4 平面形の経時変化

このように河岸侵食のメカニズムをある程度把握できたことから自然河岸の全体的な侵食速度を定量化を試みる。このため、それぞれの侵食過程ごとに検討し、それらを統合することを考える。砂質土層の侵食速度をその場所の平均流速に対して示したのが図-5である。当然のことながら流速が大きくなると侵食速度も大きくなっている。下層の侵食によりヒサシ状となった河岸の凹部分に働く剪断力については現在、実験と解析を進めている。以下の節では、主に崩落と掃流過程について検討する。河岸全体の侵食速度を議論していく上でのポイントは、河岸材料に粘性を有する土質を含むことによる侵食時間の遅れの見積りである。

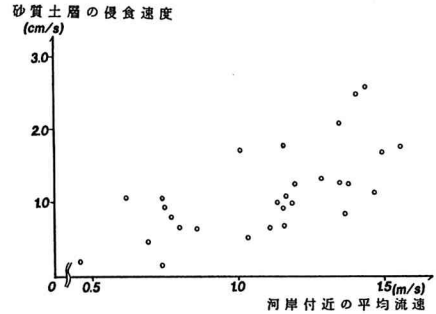


図-5 砂質土層の侵食速度と付近の平均流速

### 3. 崩落過程の検討

前述のように自然堆積河岸では侵食抵抗の小さい層（砂層）から侵食を受け侵食抵抗の大きい層（シルト・粘土層）が残るため、侵食層の上層の土塊は不安定なヒサシ形状をとる。さらに砂層の侵食が進むと土塊が崩落する。崩落の直前まで破壊に抵抗するのは土の引張り応力である。侵食抵抗の大きい上層土塊の引張り強度を知ることができれば過程②の限界ヒサシ長さを見積ることができる。この目的で、次のような土の引張り強度試験を行った。

土の引張り強度試験は、現地水路内のヒサシが生じた場所で行った。土質材料ごとにヒサシ形状が維持できる限界の大きさを測定した。試験手順は次の通りである（写真-2）。河岸の下層を削り取り、天端を表面とするある一定の厚さのヒサシ形状を作る。次に河岸に垂直な方向に静かに2本の切れ込みを入れ、隣接する土から受けている応力を開放する。試験土塊が自重による曲げモーメントで崩落するまで切れ込みを入れ続ける。そして崩落土塊の重量、大きさ、破壊面の面積を測定し、これらより破壊面に作用していた引張り強度を片持ち梁の力学の考えを用いて算定する。

崩落時、破壊面に作用していた引張り強度を図-6のような分布であると仮定する。H (cm) はヒサシの厚さ、L (cm) はヒサシの長さ B (cm) はヒサシの幅である。ヒサシの自重W (kgf) により生ずる外力モーメントが破壊面で発生する抵抗モーメントと釣り合い、破壊面の先端で引張り強度T。(kgf/cm<sup>2</sup>) に達したとき破壊すると

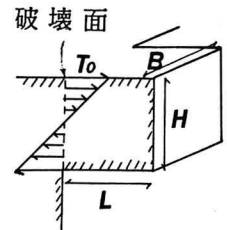


図-6 引張り応力分布

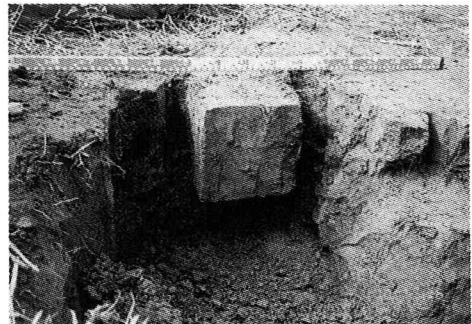


写真-2 実験状況（土塊崩落）

仮定する。このとき、次式が成り立つ。

$$W \cdot L / 2 = H^2 T_0 B / 6 \quad (1)$$

この式より土の引張り強度は次式で表せる。

$$T_0 = 3WL / H^2 B \quad (2)$$

式(2)を用いて得られた引張り強度を表-1に示す。計算結果より、侵食抵抗力の高い土質については、各試験ごとに得られる引張り強度はほぼ一定した数値をとることがわかる。式(2)を変形すると式(3)となる。

ここで、 $\gamma$  (kgf/cm<sup>3</sup>)は土の密度である。

$$L = (T_0 \cdot H / 3\gamma)^{1/2} \quad (3)$$

この式より、ヒサシ部分の層の厚さ、土の密度、引張り強度を与えることによって、限界ヒサシ長さが求まる。

通水試験から得られた横断面と土質試験から得られた $T_0$ 、 $H$ 、 $\gamma$ を用いて求めた限界ヒサシ長さを図-7に示す。この図をみると、限界ヒサシ長さ

と実際に崩落が起こる直前のヒサシ長さがほぼ同じ大きさであることがわかる。したがって、式(3)を用いて過程②を見積ることが可能である。

つぎに式(3)がどの程度の大きさのヒサシまで適用できるかを検討する。H=10, 30, 35, 50, 80 cmの大きさのヒサシについて引張り強度試験を行った。土の単位体積重量は $\gamma = 1.85 \times 10^{-3}$  kg/cm<sup>3</sup>とする。このとき土の引張り強度を $T_0 = 0.143$  kgf/cm<sup>2</sup>に選ぶと、式(3)がH=10, 30, 35, 50cmに対するLの実験結果とよく対応する(図-8)。

H=80cmのときは理論式から外れている。この理由は次のように考えられる。H=50cmまでは土塊は全体が一つとなって崩落したが、H=80cmのときには土塊は下から30cmぐらいのところから割れ二分して崩落した。これは土塊のスケールが大きくなると層構造による不均質性が顕著になるためである。式(3)は土塊が一体となって崩落することを仮定しているのでH=80cmのとき合わなかったものと考えられる。土塊をサンプリングし一軸圧縮試験を行った。結果は粘着力 $c = 0.189$  kgf/cm<sup>2</sup>を示し、現地試験により求めた引張り強度 $T_0 = 0.143$  kgf/cm<sup>2</sup>より大きくなった。これは純粹に引張ったときの粘着力と滑らせたときの粘着力の違いであると考えられる。今回の場合は $T_0 = 0.76c$ である。今後、供試体試験を多数行い、土質ごとの $T_0$ と $c$ の関係を求めることにより、供試体の一軸圧縮試験からヒサシの長さの推定を可能にする方向で検討するつもりである。

表-1 各土質の引張り強度

場所	土質	H (cm)	L (cm)	B (cm)	W (cm)	W/B (kgf/cm)	T <sub>0</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )
上流端より9m地点	シルト (砂混じり)	12.5	21.0	23.0	4.70	$2.04 \times 10^{-1}$	$8.25 \times 10^{-2}$
		14.5	16.0	14.0	5.08	$3.63 \times 10^{-1}$	$8.28 \times 10^{-2}$
上流端より14m地点	シルト (粘土混じり)	13.8	18.0	10.0	3.74	$3.74 \times 10^{-1}$	$1.06 \times 10^{-1}$
		10.0	17.0	9.0	1.84	$2.04 \times 10^{-1}$	$1.04 \times 10^{-1}$
上流端より30m地点	細砂	10.0	4.5	10.0	0.642	$6.42 \times 10^{-2}$	$8.67 \times 10^{-3}$
		10.0	3.5	10.0	0.499	$4.99 \times 10^{-2}$	$5.25 \times 10^{-3}$

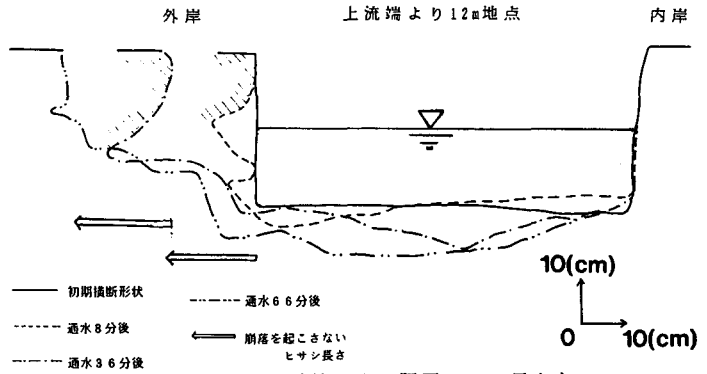


図-7 計算による限界ヒサシ長さ  
と崩落寸前の実測ヒサシ長さ

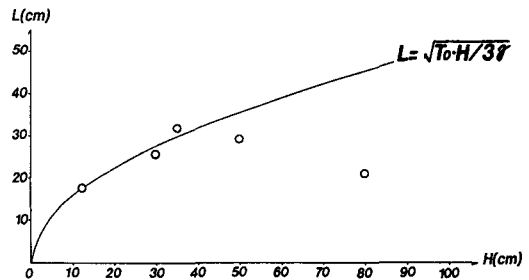


図-8 土塊強度試験

#### 4. 崩落土塊の掃流

過程③で示された崩落土塊が流れにより掃流されるまでの時間を評価するため土塊の掃流実験を行った。実験には建設省土木研究所の全長16m、幅1m、深さ0.4mの直線水路を用いた。供試体は現地から採取してき

た粘性土である。流れの中に土塊を静置し掃流されて行くときの時間、重量（単位体積重量を用いて体積に換算）を測定する。同時に流量、流速分布、水面勾配も測定する。

用いた土塊はシルト、シルト混じり粘土からなり最大のもので30×30×25cm程度、最小のもので7×7×7cm程度の大きさである。流速は60～85cm/sの範囲で変化させている。流れの中に静置された土塊は転がるものと転がら

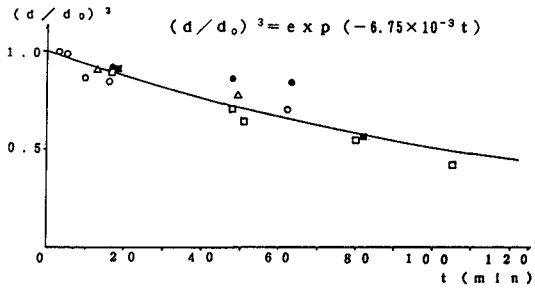


図-9 土塊体積の時間変化（シルト混じり粘土）

ないものがあり、転がったものは掃流されたと見なす。転がらなかったものも、次第に体積が減じ、ある大きさになると掃流されるようになる。シルト土塊の場合は、表面から2～3mmの微小土片、5～6cmの小片が剝離し次第に小さくなり掃流される場合もあるが、土塊が急激に数分割され掃流されるものもある。シルト混じり粘土土塊の場合は表面から徐々に削られ、やがて掃流されるが、土質構造的に不均質な部分が含まれているとそれが原因となって急激に分割され掃流されて行く場合もある。これらのことから土塊の掃流は二つの過程からなっていることが分かる。第一には大きな土塊が流れによって小さくなって行く過程（細分化）、第二には小さくなった土塊が流れによって運び去られる過程（掃流）である。

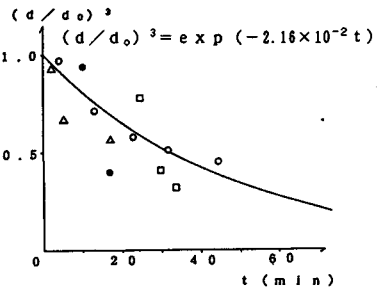


図-10 土塊体積の時間変化（シルト）

まず第一の過程を考える。シルト混じり粘土、シルト土塊が小さくなって行く様子をそれぞれ図-9、図-10に示す。横軸は時間、縦軸は初期体積に対するある時間の体積の比を示す。前者は後者に比してバラツキは小さい。この理由はシルト混じり粘土は表面から徐々に削られていくのに対しシルト土塊は流れによって破壊され分割されて小さくなって行くのがより一般的であるからである。

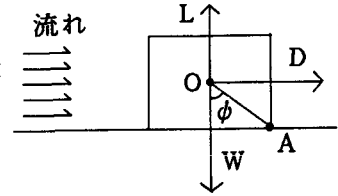


図-11 土塊に働く力

土塊が小さくなる過程は次式で近似される。

$$d^3(t) = d_0^3 \exp(-\alpha t) \quad (4)$$

$\alpha$  は剪断力  $\tau$  と土の粘着力  $c$  により決まるもので、今回の実験から  $\alpha$  の値を求めると  $\tau = 35.2 \text{ g/s cm}^2$  のとき、 $\alpha = 6.75 \times 10^{-3}$  (シルト混じり粘土)、 $\alpha = 2.16 \times 10^{-2}$  (シルト) となる。今後は、 $\alpha$  が  $\tau$ 、 $c$  とどのような関係にあるかさらに検討することが必要である。

次に第二の過程を考察する。土塊は立方体であると仮定する。立方体に働く力は重力、流れによる抗力、揚力である（図-11）。これらの力はすべて物体の重心に働くと仮定する。限界状態における重力と抗力、揚力のA点周りのモーメントの釣り合い式は次式で表される。

$$W' \sin \phi \cdot OA - L \sin \phi \cdot OA - D \cos \phi \cdot OA = 0 \quad (5)$$

式(6)を代入して整理すると式(7)式(8)が導かれる。

$$W' = (\sigma - \rho) g d^3$$

$$D = 1/2 \cdot \rho C_D d^2 u^2 \quad (6)$$

$$L = 1/2 \cdot \rho C_L d^2 u^2$$

$$d = k (C_D + C_L \tan \phi) / 2 (\sigma - \rho) g \tan \phi \cdot \rho u^2 \quad (7)$$

$$= K (C_D + C_L \tan \phi) / 2 (\sigma - \rho) g \tan \phi \cdot \tau \quad (8) \quad (K = k \cdot n^2 g / R^{1/3})$$

これより、せん断力  $\tau$  と土塊の一辺の長さ  $d$  の関係が求められる。k は土塊を立方体であると仮定したこと

などによる補正係数である。実験から得られた  $\tau$  と  $d$  の関係をプロットすると図-12 のようになる。 $C_D=1.36$ 、 $C_L=0.18^9)$ 、 $\phi=45^\circ$ 、 $\sigma=1.85\text{g/cm}^3$ 、 $\rho=1.00\text{g/cm}^3$ 、 $g=980\text{cm/s}^2$  を用い式(7)に代入すると  $K$  は、 $377 \leq K \leq 427$  となる。このとき  $1.82 \leq k \leq 2.06$  となる。一般に  $k$  が1程度であることを考えられるが、これらの値は誤差の範囲であると考えられる。式(7)より土塊が掃流される限界状態の大きさが求められる。第一、第二の過程を合わせると掃流限界の土塊の大きさとその大きさになるまでの時間を評価できる。この土塊が掃流されるのに要する時間の後、河岸下部の砂層の新たな侵食がはじまることになる。ここでは、土塊が単独で平らな河床に置かれている場合を対象としており土塊が複数並んだ場合に比して掃流されやすい。他の土塊によるシェルタリングの影響を取り込むことが必要である。

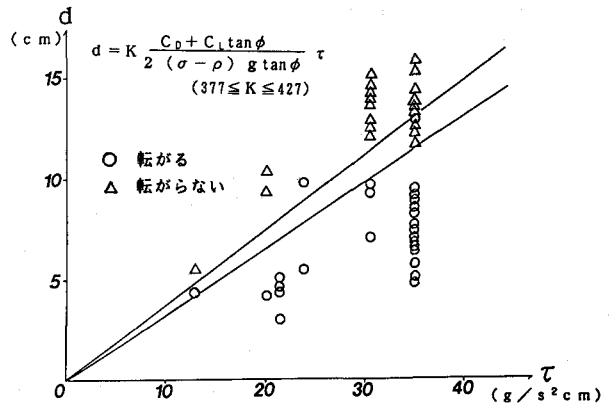


図-12 土塊の掃流限界

## 5. おわりに

自然堆積河岸での侵食実験から自然河岸は、侵食、崩落、掃流という三段階の過程を繰り返しながら河岸全体の侵食が進んで行くことが明らかとなった。そして崩落、掃流に関して個別の実験を行い以下の結果を得た。崩落を起こす限界のヒサシ長さの見積りを可能にした。さらに、崩落した土塊が掃流される機構と掃流されるに要する時間の評価を可能にした。残された主要な課題は砂層の侵食によってヒサシ形状が形成されていく過程を力学的考察に基づいて評価できるようにすることである。これにはヒサシ下の部分に働くせん断力と侵食速度の関係を求めることが必要となる。これが見積れば河岸全体の侵食速度の定量化が可能となる。最後に実験施設を利用して下さった建設省土木研究所河川研究室山本晃一室長、および土の特性について種々教示下さった東京工業大学土木工学科末政直晃助手に感謝します。

## 参考文献

- 1) 福岡捷二：河岸侵食と植生護岸、土砂移動現象に関するシンポジウム論文集、pp.83-113、1992
- 2) 平野宗夫：拡幅を伴う流路変動について、土木学会論文報告集、第210号、pp.13-20、1973
- 3) 福岡捷二、山坂昌成：なめらかな横断形状をもつ直線水路のせん断力分布と拡幅過程の解析、土木学会論文集、第351号/II-2、pp.87-96、1984
- 4) FUJITA, Yuichiro, MURAMOTO, Yoshio and MIYASAKA, Hirofumi: Obserbation of River Bank Erosion 6th Congress APD-IAHR Proceedings, vol II-1 River Hydraulics, 123-130
- 5) Kazuyoshi Hasegawa: Universal Bank Erosion Coefficient for Meandering Rivers, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, No. 6, 1989
- 6) Thorne, C. R. :Process of Bank Erosion in River Channels, University of East Angelia (Ph. D. thesis)445p, 1978
- 7) Coline R. Thorne and N. Keith Tovey: Stability of Composite River Banks, Earth Surface Process and Landforms, vol. 6, pp. 469-484, 1981
- 8) 大東道郎、福岡捷二、佐藤健二、唐沢仁士、横坂利雄：自然堆積河岸の侵食過程、土木学会第47回年次学術講演会概要集II、pp.100-101、1992
- 9) 田中博通、金子伸一郎：底面上の立方体に働く流体力について、土木学会第46回年次学術講演会概要集II、pp.808-809、1991