

バングラデシュ主要河川の近年における河道変動

——メグナ河の河岸侵食を中心として——

村本 嘉雄・藤田裕一郎

RECENT CHANNEL PROCESSES OF THE MAJOR RIVERS IN BANGLADESH

——Centering around the bank erosion in the Meghna River——

By *Yoshio* MURAMOTO and *Yuichiro* FUJITA

Synopsis

This paper describes year-to-year changes in channel widths and thalwegs of the Brahmaputra and Ganges rivers from 1987 to 1992 using the Landsat images, and the characteristics of flow and channel behaviors in the Meghna river related to the severe bank erosion occurred in 1988 near the Meghna Bridge site.

Channel widening and changes in thalwegs are extremely predominant in the whole downstream reach of the Brahmaputra river, and the maximum increment of width reaches 5 km in the curved stream channel during these five years. On the other hand, the channel shifting and widening are not clear in the Ganges river.

The effect of tidal changes on water stages in the downstream reach near the Meghna Bridge site disappears above 4 m in water stage and 4,000 m³/sec in discharge at Bairab Bazar. Flow velocity at the section of Meghna Bridge increases for the 2.5 m~4 m in water stages, and decreases for the higher stage above 5 m due to the effect of slow velocity in the overbank flow. Development of a point bar and channel meandering in the upstream reach of the Meghna Bridge site occurred in 1972-1975, and the enlargement of the bar induced severe erosion in the opposite side of river bank. Sediment materials of river bank and channel consist of fine sand with median diameter of grain size, $d_{50}=0.02\sim0.2$ mm, and the profiles of brink are very mild. The results of plane velocity distributions for the three water stages obtained by the 2-D finite element method support the non-linear characteristics of flow properties observed, and the sections of maximum velocity correspond to ones of extreme bank erosion and bed scour occurred.

1. 緒 言

バングラデシュでは、ガンジス、ブラマプトラ（ジョムナ）およびメグナの三大河川を中心として、洪水氾濫と雨水の滞留による長期的な浸水・湛水とともに、河道変動による河床および流路の変動と河岸の侵食・後退が住民生活と社会活動を脅かす深刻な問題になっている。1987年および1988年の大洪水においても、河岸周辺や砂州上に立地する土地・家屋の流失、堤防・橋梁・取水堰等の河川構造物の破壊と機能障害、航路・港湾の埋没やフェリー埠頭の崩壊による舟運阻害など、各種の甚大な被害を受けた^{1), 2)}。

こうしたバングラデシュの河道変動については、ガンジスおよびブラマプトラ河による平野地形の形成過程の観点から、両河川の河道変遷に関する研究が数多くなされており、大矢³⁾はその成果を要約するとともに、とくにブラマプトラ河の流路および河岸の変遷の激しさとその要因について論じている。また、ブラマプトラ河の河道変動と流砂の実態については、Colemanの研究⁴⁾が著名であって、河道の平面および横断形状の変化、河岸侵食形態、洪水流況と浮遊砂量、各種スケールの河床波の特性などに注目して、1960年代までの膨大な資料と自らの観測結果を駆使して詳細な考察を行っている。

その後も、ブラマプトラ河の流路や河岸の変化は研究者の関心を惹き、例えば、Ullah⁵⁾による下流部の土砂収支の推算、Klaassenら⁶⁾による河道形状とレジーム式の検討などが最近行われており、また1987年の洪水直後には、河岸侵食とその社会的影響に関するシンポジウム⁷⁾も開催されている。しかし、今世紀最大といわれる1988年の大洪水後の河道変動につい

ては、国際的援助の下で治水計画立案のための本格的な調査が進行中であって、その調査研究成果はまだ公表されていないようである。

本文では、1987年以降におけるガンジス、ブラマプトラ両河川の河道変動について、ランドサットTM写真から河道平面形態の年次変化を比較検討した結果を述べるとともに、メグナ河下流部の架橋地点周辺で1988年の洪水後に問題となっている河岸侵食について考察する。なお、以下の章の参考のために、Fig. 1に三大河川と水文観測点の位置図²⁾を示す。

2. ガンジスおよびブラマプトラ河の河道変動

1987年2月から1992年3月までの乾期におけるランドサットTM写真を用いて、ガンジス河の下流115 km区間とブラマプトラ河の下流168 km区間における河幅と流路の変化について検討を行った。Fig. 2に両河川のランドサットTM写真の一例(1992年3月8日)と各河川の測線を示す。

まず、ガンジス、ブラマプトラ両河川の1987年2月と1992年3月における河幅の縦断変化を比較するとFig. 3のようである。ガンジス河では、1987年9月に既往最大の洪水(ハーディング橋: Hardinge Bridge 地点で76,000 m³/sec)があったが、局所的に最大約1 kmの拡幅が発生している程度で、全体的に河幅の変化は顕著でなく、蛇行曲頂部の発達・移動傾向もこの5年間では目立っていない。一方、ブラマ

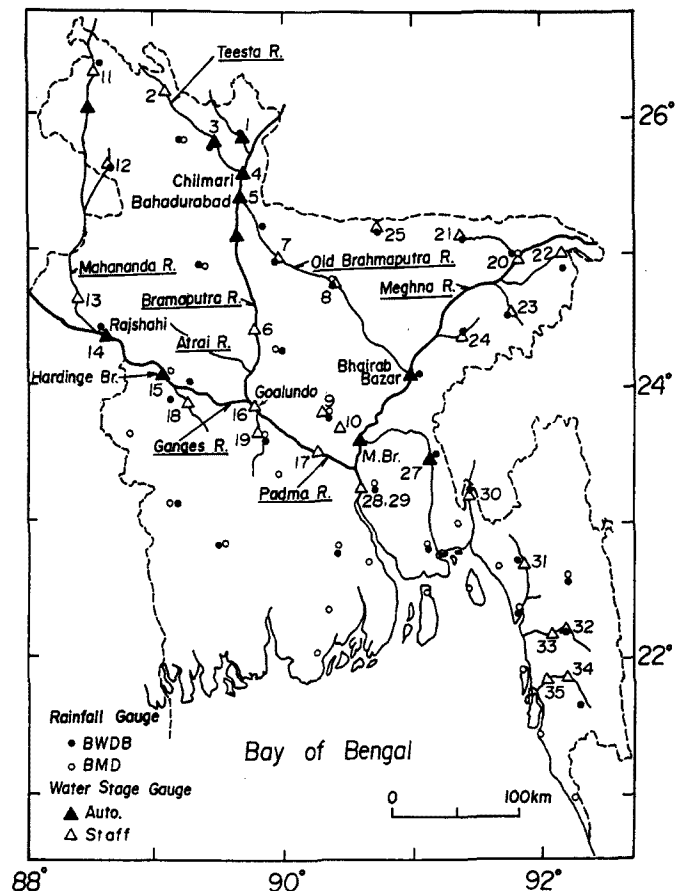


Fig. 1. The major rivers in Bangladesh and their rainfall and water level gauging stations.

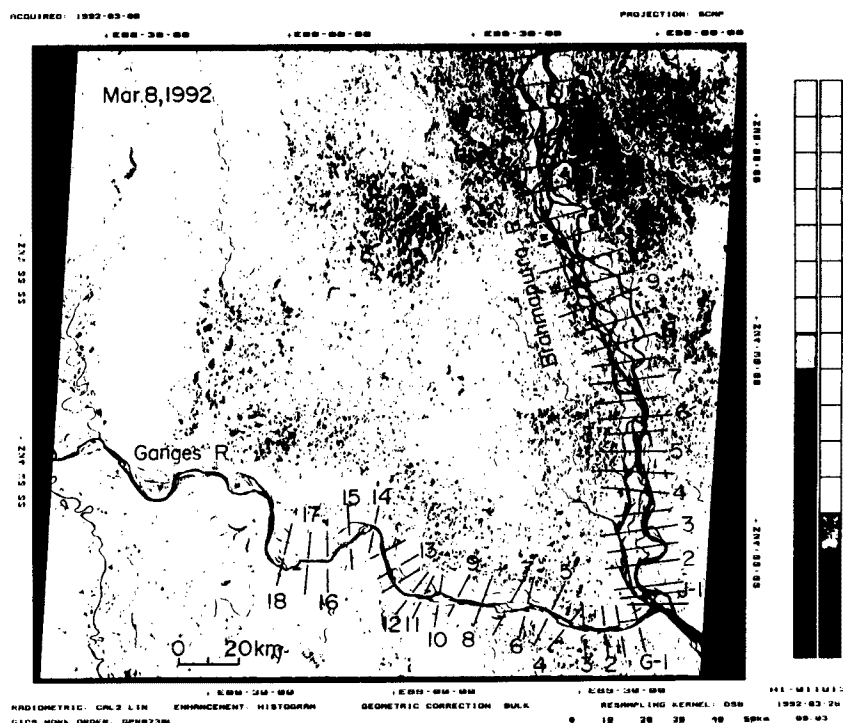


Fig. 2. A LANDSAT-image of the lower reaches in the Brahmaputra and Ganges rivers and their survey sections.

ブトラ河では、対象区間の全長にわたって河幅が著しい拡大傾向を示している地点が多く、最大5 kmにも及ぶ拡幅を生じている。

つぎに、両河川の各測点における河幅の年次変化を示すと Fig. 4 のようである。ガンジス河と比べてブラマプトラ河の河幅の年次的拡大傾向は明らかであって、とくに1988年2月～1990年5月の期間における拡幅量が大きく、それ以降では河幅が一定か、縮小傾向にある地点が多い。ブラマプトラ河では、1987年8月に1974年以来的洪水（バハドラバット：Bahadurabad 地点のピーク流量 $74,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）、1988年8月には既往最大の洪水（同地点の推定ピーク流量 $99,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）に見舞われたが、前者による河幅の拡大は部分的にみられるだけで、後者による拡幅が全区間にわたって顕著に現れており、その後の平水年においても拡幅が1年程度継続している点が注目される。

このようにブラマプトラ河の拡幅傾向が顕著であることから、J-0～J-12の約150 km区間の流路変動をランドサット写真（1/100万）よりトレースすると Fig. 5 のようである。同図には、1972年～1992年のうち11年次の流路形態が示されており、1987年8月以外は乾期の写真によっている。この20年間では、上述のように1974年、1987年および1988年の3回の大洪水が発生しているが、流路形態の全体的な特徴は変化しておらず、測点J-7付近より上流では網状流路、それより下流では蛇行流路が卓越している。しかし、いずれの区間も流路の変転・移動が激しく、主流路の本数と位置も定まっておらず、例えば、長年、単一流路であることから架橋候補地点と考えられているJ-7付近も、1988年の洪水後には複数の流路になり、河幅も広がっているようにみえる。また、局所的な弯曲流路の発達と移動によって河岸侵食が進行しており、とくにJ-11～J-12およびJ-2～J-4の区間でそれが顕著に現れている。

Fig. 6 は、J-2～J-4の区間を含む下流部について、1987年2月～1992年3月の期間で各年の雨期を挟む乾期の拡大写真（1/20万）からトレースした河道平面図を重ねて、侵食・堆積域の分布を示したものである。全体的にみて、1987年および1988年の大洪水前後における流路・砂州の変化は他の年次のそ

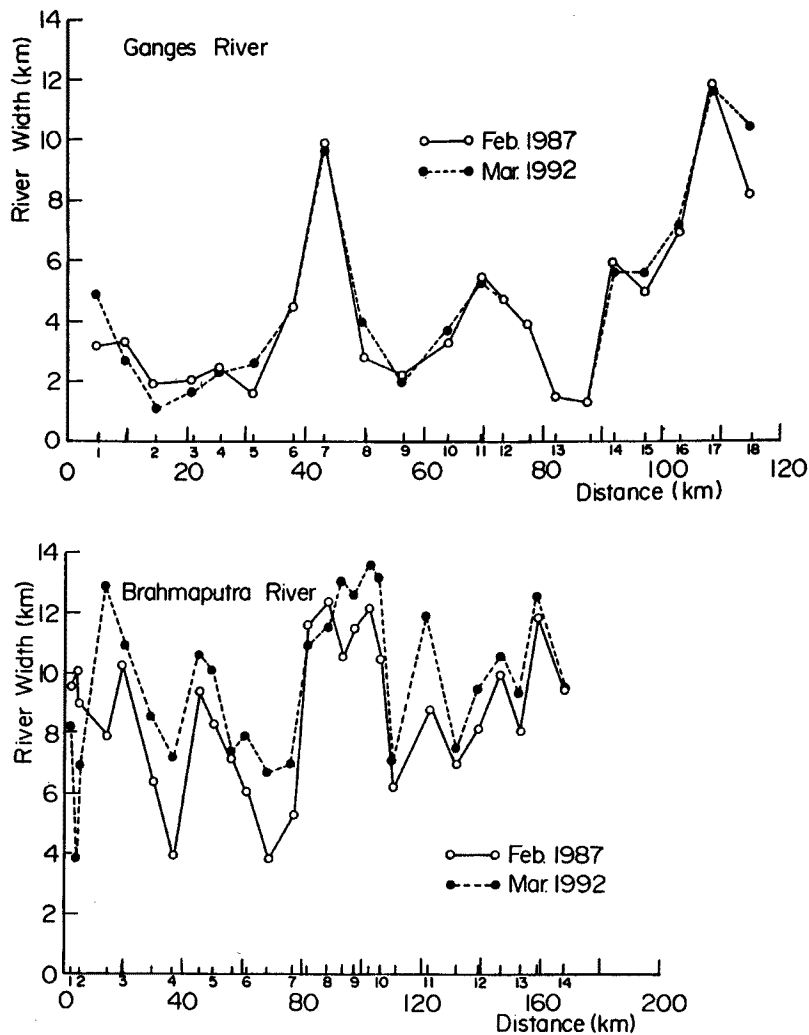


Fig. 3. Comparison of river widths along the Brahmaputra and Ganges rivers in 1987 versus 1992.

れと比較して明らかに顕著に現れているが、1989年の平年並の洪水によっても砂州と河岸の侵食がかなり進行しているのが注目される。1990年および1991年の出水前後の河道平面図では、ほぼ侵食と堆積域がバランスして河岸の侵食は緩和されている。

局所的には、左岸側のJ-2～J-3区間の弯曲流路とJ-4～J-5区間のほぼ直線的な流路による河岸侵食過程が特徴的である。前者では2年続きの大洪水によって幅約5km、延長10数kmに及ぶ弯曲部外岸の侵食が生じ、内岸に顕著なポイントバーが発達している。1989年および1990年の出水による外岸の侵食量は最大1km/年程度にとどまっているが、曲頂部が下流へ移動してそれ以降も侵食が継続している。一方、後者のほぼ直線的な河岸侵食は1988年の洪水によって生じ、幅約2km、延長25kmに及んでいる。1989年の出水後でも、ほぼ同じ延長にわたって最大1km程度の侵食が進行しているが、1990年の出水による変化は顕著でなく、1991年の出水後には逆に堆積傾向に転じている。

以上のように、ガンジス、ブラマプトラ両河川の河道変動について、1987年および1988年の大洪水の影響とその後の変化の特徴をランドサット写真からある程度把握することができた。主流路や河幅を正確に決定するには洪水期の写真による必要があるが、その時期には雲量が多いため鮮明な映像はほとんど得

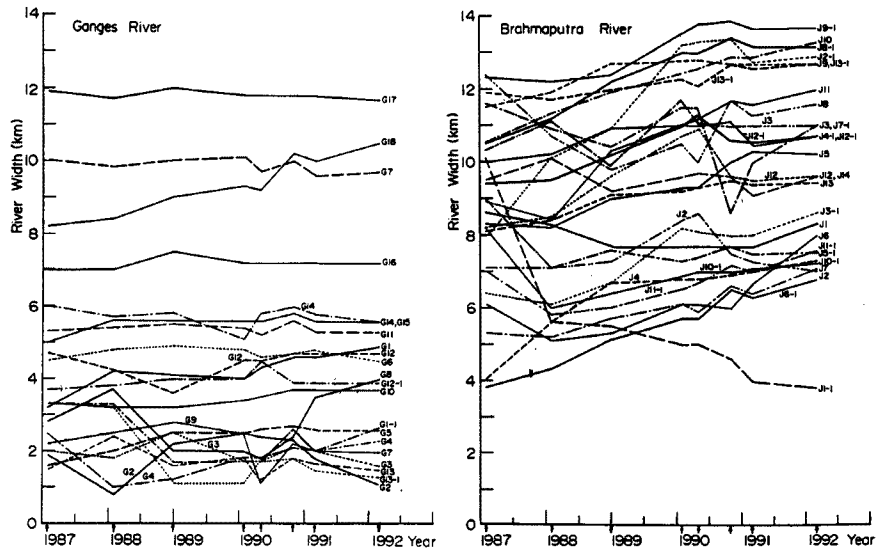


Fig. 4. Year-to-year changes in river widths at survey stations of the Brahmaputra and Ganges rivers from 1987 to 1992.

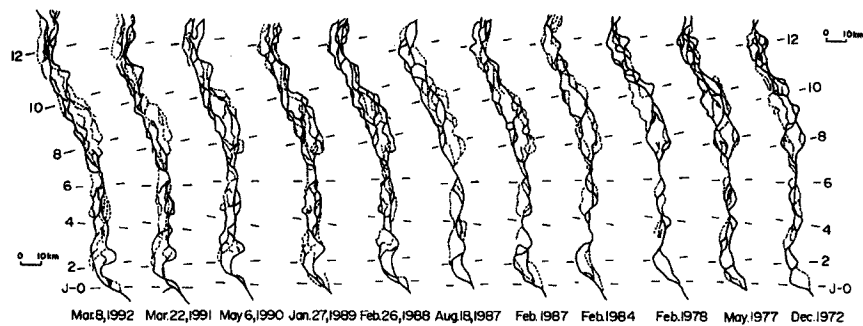


Fig. 5. Changes in thalwegs obtained from the LANDSAT images of the lower reaches in the Brahmaputra river during 20 years from 1972 to 1992.

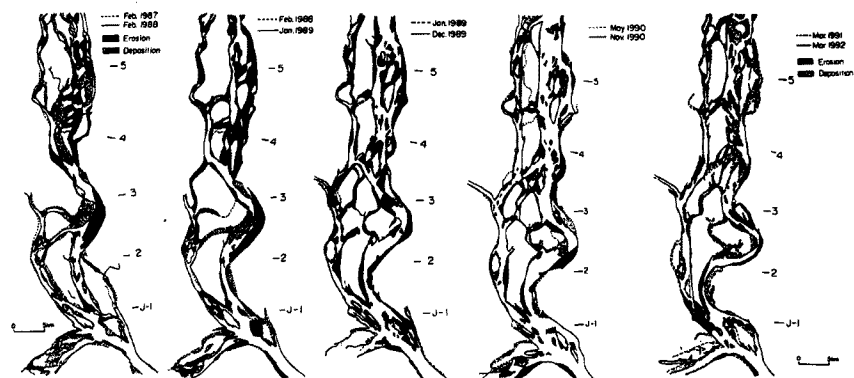


Fig. 6. Changes in distributions of erosion and deposition areas in the downstream reach of the Brahmaputra river obtained from the LANDSAT images during the period between 1987 and 1992.

られておらず、乾期の写真では低水流量の規模による誤差や流路の判別に任意性を伴うので、上述の河道変動の特性については今後さらに河川測量などの現地調査結果と比較検討する必要がある。

3. メグナ河の河岸侵食

3.1 メグナ河とメグナ橋周辺の河岸侵食の概況

メグナ河の流域面積はパドマ河合流点で約 77,000 km^2 、河道延長 880 km であって、流域の 63% はバングラデシュ国外に属している。他の二つの大河川に比してメグナ河の流域面積は 1 オーダー小さいが、上流域の雨期が早く（5 月末～6 月初め）、降雨量の多いインドのアッサム丘陵地を控えているので、出水の時期が早く、洪水流量も多い。また、Fig. 1 に示したように、中流部にはブラマプトラ河の派川であるオールドブラマプトラ川が流入し、下流部ではパドマ河および下メグナ河の背水の影響を受けて、洪水期が長いのも特徴の一つである。

メグナ河のオールドブラマプトラ川の合流点より下流の地形は、約 200 年以前にはブラマプトラ河本川の流路変動によって形成されたもので、細砂とシルトを主構成材料とする広大で偏平な沖積氾濫原からなっている。したがって、メグナ河下流部の河道勾配は極めて緩く、地形図から約 $1/200,000$ と推定される。また、次節で述べるように、低水期（乾期）にはベンガル湾の潮汐変動が下メグナ河を遡上し、メグナ河のバイラブバザール（Bhairab Bazar）付近までその影響が及ぶ。

パドマ、メグナ両河川の合流点から 25 km 上流地点（Fig. 1 の M. Br.）に、1987 年 3 月～1991 年 2 月の工期でメグナ橋の建設が行われた。建設途上の 1988 年 11 月に、架橋地点の上流 1.5～2.5 km 区間の右岸側砂州の伸長・拡大によって、対岸（左岸）約 2 km にわたって最大幅約 50 m の河岸侵食が発生し、橋の直上流左岸にあるフェリー埠頭の護岸矢板の倒壊と突堤の部分崩落が起こった。このため、1989 年 3 月～4 月に架橋地点の上下流約 10 km 区間の河川測量と河床材料調査、6 月～7 月に架橋地点上流 7 km 区間の水位と橋梁断面での流速の観測が行われた。

以下では、これらの調査・観測結果と水位・流速・流量、河道変遷などの収集資料を用いて、メグナ河下流部およびメグナ橋周辺における河川の流況と河道条件に関する検討を行うとともに、有限要素法を用いた平面二次元流れの数値解析の結果から、水位変化に伴う流況の変化とその河道変動に対する影響について考察する。

3.2 メグナ河における流量・水位の年間変化と1988年洪水

(1) バイラブバザール地点における流量および水位の年間変化

メグナ橋に最も近く、信頼性の高い水文資料の得られる観測点は、直線距離にして約 60 km 上流のバイラブバザール鉄橋の観測所である。1987 年 4 月～1988 年 11 月における流量 Q および H の変化を示すと Fig. 7 のようである。明確な特徴は、雨期と乾期を反映して毎年 7 月から 10 月の間の $1 \text{ 万 m}^3/\text{sec}$ オーダーの高水期と 12 月から 3 月までの数百 m^3/sec オーダーの低水期の存在である。

低水期には約半月を周期としたかなり規則的な流量・水位の波状変化が認められ、朔望 2 回の潮位変動に対応したものと考えられる。また、水位については、日最高水位と日最低水位が示されているが、低水位期にはこの両者の水位差も顕著になっており、潮汐の影響による日変動の結果と判断される。このようにメグナ河の下流部は極めて平坦な地勢条件下にあるので、海岸線から約 200 km 以上離れているにも拘らず、潮位変動の影響を受けている。同程度の周期の波状変化は、5 月あるいは 11 月の流量増加、減少期にも認められる場合があるが、明確に認められるのは流量 $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、水位 3 m 以下の流況時に限られている。

一方、出水期には毎年 $1 \text{ 万 m}^3/\text{sec}$ を越える流量が記録されているが、この流量を越えている期間の長さ

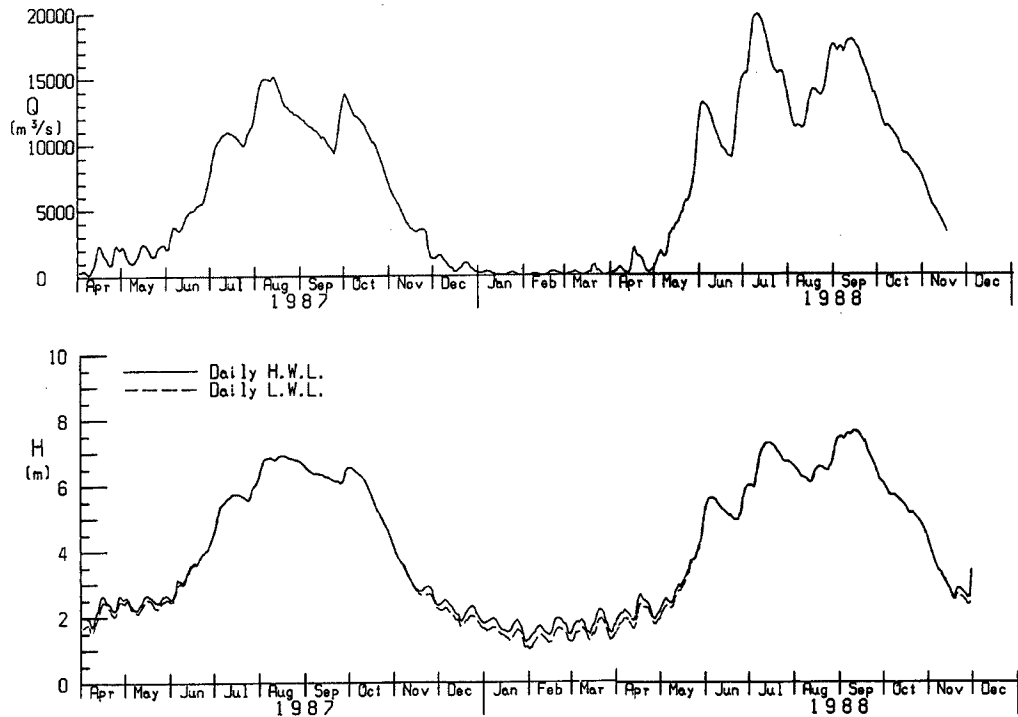


Fig. 7. Annual changes in daily discharge and water stage at Bhairab Bazar in the Meghna river during the 1987-1988 period.

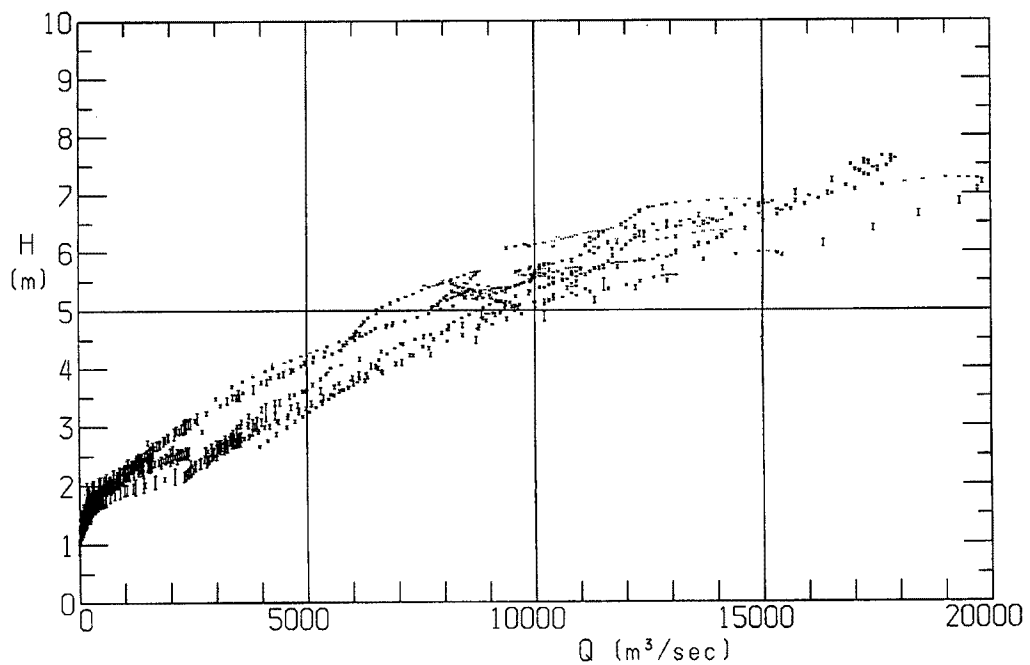


Fig. 8. Water stage-discharge relationship at Bhairab Bazar in the Meghna river during the period between 1985 and 1988.

は年次によって様々であり、その高水期間には、全体的に増加している流量の上に継続期間1ヶ月程度の出水が上乘せされている。出水のピークは、各年次の条件によって1～3回繰り返され、洪水の規模は約15,000 m³/secを越えるか否かによって大洪水か平年洪水かに分けられるようである。バイラババザール地点における既往最大の流量は1988年の19,800 m³/sec (最高水位7.66 m) であって、1974年の19,500 m³/secがそれについており、年最大流量の平均値(1964年～1988年)は約14,000 m³/secである。

つぎに、バイラババザール観測点での水位・流量関係を1985年～1988年について図示すると、Fig. 8のようである。図中には日々の最高・最低水位のレンジも示してある。出水のピーク付近では、右回りあるいは左回りのループを描いていて、各年度のみならず一出水でも水位・流量関係は複雑に変化している。

(2) メグナ架橋地点における水位および流速の年間変化

メグナ河の架橋地点では、1987年9月から毎日午前8時に水位および流心部の流速 V が測定されており、Fig. 9にそのうちの1988年4月～1989年3月の1年間の記録を示す。低水位期における水位の経時変化には、バイラババザール地点の水位変化と同様の朔望潮位変化による半月周期の波状変化が認められるが、さらにそれより周期の短い変動も現れている。これは、測定時刻が毎朝8時となっているために、日によって潮汐の影響が異なって現れることにも原因があると思われる。また、Fig. 8と比較すると、低水位期、高水位期のそれぞれについて、両地点の個々のピーク波形がよく一致しており、両地点のピークの生起時刻に日単位では差の現れないこともわかる。

Fig. 10は、バイラババザール地点の水位 H_{BB} とメグナ橋地点の水位 H_{MG} 間の相関関係を1987年～1988年の2年次について検討したものである。低水位期におけるバイラババザールの日最低水位は $H_{BB}=H_{MG}$ の関係に近く、両地点間の水面勾配が零となっているが、時にはメグナ橋地点の水位が高く、水面勾配が負になる状態もみられる。

両地点の水位差が明確になるのは、 H_{BB} が約3 m、 H_{MG} が約2.5 mを越える流況からであって、 $H_{BB}=H_{MG}+1$ mの関係に近づくあたりから、 H_{BB} の日変動のレンジも数cmと小さくなっている。また、 $H_{BB}=H_{MG}+2$ mを越える付近から両地点の水位相関が出水ごとに分かれているが、これはメグナ橋地点へのバドマ河の背水の影響と下流区域の氾濫状況に関係していると考えられる。なお、図中の水位相関関係がピーク付近で垂れ下がるように変化する傾向は、洪水の減衰が下流側で遅れることを表している。

一方、Fig. 9の流速の測定結果を

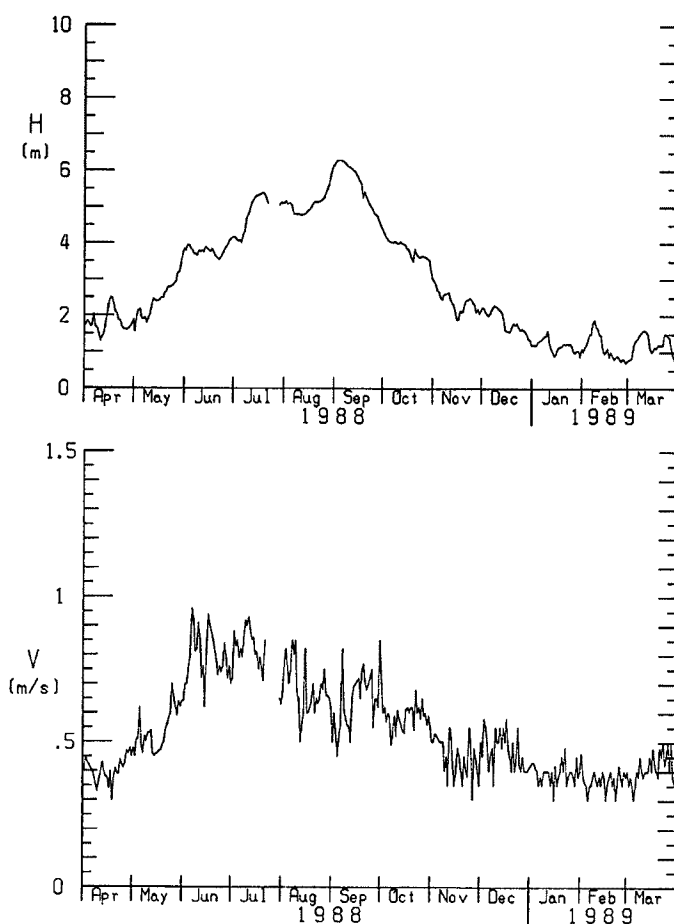


Fig. 9. Annual changes in daily water stage and flow velocity at Meghna Bridge in 1988—1989.

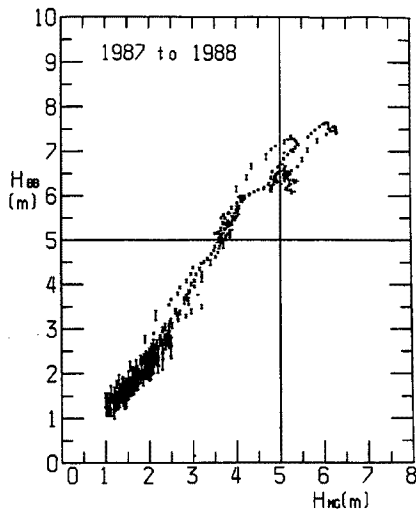


Fig. 10. Relation between water stages at Bhairab Bazar and at Meghna Bridge.

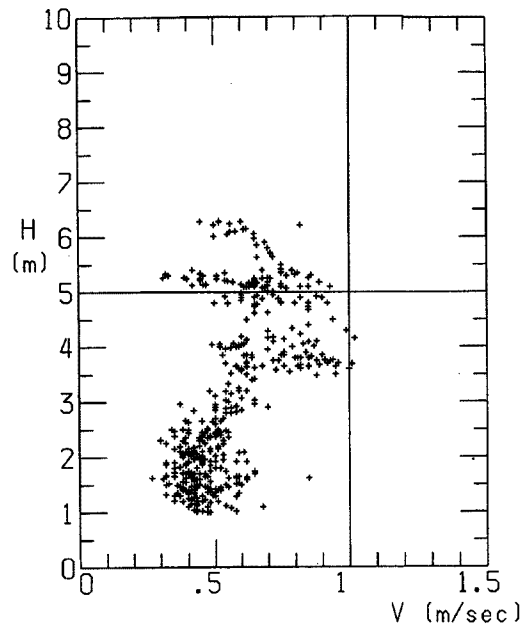


Fig. 11. Relation between water stage and flow velocity at Meghna Bridge during the 1987-1988 period.

みると、高流速の出現は必ずしも水位の高い時期とは一致しておらず、むしろ6月や10月の水位の上昇・下降期に高い流速が記録されている。また、高流速、低流速のいずれの流況時においても大きい日変動を示しているが、この日変動を均してみると半月程度の周期の流速変化が随所にみられ、出水による流量増とともに潮位変動に伴う水面勾配の変化も影響していると考えられる。

Fig. 11は、水位と流速値の相関関係を1987年～1988年について示したものである。この相関関係は非常にばらつきが大きく、かつ複雑なものとなっているが、水位2.5～4 mで正の相関、水位4～5 mに流速約1.0 m/secの最大値が現れ、それ以上では負の相関へ移行している。これは、次項のFig. 15から分かるように、水位が4～5 mを越えると流れが河道から氾濫原へ越流し、氾濫原での低流速の影響が河道部に及ぶためと考えられる。

(3) 1988年の洪水流量

Fig. 7に示したように、1988年の出水には3つのピークがあり、後の2つは15,000 m³/secを越え、かつそれ以上の流量の継続期間が長く、1987年をはるかに凌ぐ出水であったことがわかる。また、過去20ヶ年のバイラブバザールの流量資料からみても、1988年の洪水は流量ピーク値および大流量の継続時間が極めて長い。

しかし、バイラブバザール地点の流量とメグナ橋地点の流量の対応関係が明らかではないので、1988年の出水でどの程度の流量がメグナ橋地点を流れたかは明確ではない。Fig. 1に示すようにメグナ橋地点の上流12 km付近で派川が分岐しており、1984年7月にメグナ橋とその派川のグムチ橋の架橋調査のための流量観測⁹⁾が行われている。それによると、メグナとグムチ架橋地点でそれぞれ9,020 m³/sec、4,840 m³/secの流量が得られており、一方、同月のうちにバイラブバザールの流量は約9,000から14,000 m³/secに増加している。バイラブバザール地点の大きい方の流量を目安とすると、メグナ橋地点にはバイラブバザールの流量の約2/3が流れているようであって、この割合から判断すると1988年のメグナ橋地点の最大流量は13,000～14,000 m³/secと推定される。

しかし、次節の河道測量結果から作成したメグナ橋を挟む2断面(No. 1およびNo. D1)の水位一流水断面積曲線によって流水断面積を推定すると11,000 m³であり、そのときの流速をFig. 11から0.8 m/

sec と仮定すると、橋梁地点の通過流量は約 9,000 m³/sec となって、かなり小さくなる。一方、上述の 1984 年の流量観測では、メグナ橋地点の水位 4 m で平均流速 1.10 m/sec、最大流速 1.54 m/sec という結果が得られている。仮に、1988 年洪水のピーク時にも同程度の平均流速が生じていたとすると、流量は 12,000 m³/sec 程度となり、流量比率から求めた値に近づく。最大流量時の洪水流況に関する数値計算の設定流量としては、この程度の値が妥当と考えられる。

3.3 メグナ橋周辺の河道変遷と河道調査結果の検討

(1) メグナ橋周辺の河道変遷

1972 年以降で近い年次の河道平面図（地図・ランドサット写真）を重ね合わせ、侵食・堆積域を示すと Fig. 12 のようであり、右端の図には 1972 年～1989 年の 17 年間の変化が示されている。

まず、1972 年～1975 年では、メグナ橋の上流 10 km 付近の左岸側にある大きい砂州の上流側の侵食と右岸側への張り出しによって、対岸（右岸）の側岸侵食が顕著になり、その下流に砂州が発生している。1975 年～1987 年では、同様の変化が持続するが、さらに下流にその影響が及び、橋上流数 km の範囲で右岸側の砂州の成長と左岸の侵食が著しくなっている。1987 年～1989 年については、河道平面形状の変化は少ないが、橋の上流数 km 区間で同様の河岸侵食が持続している。

このように、河道平面形状の年次変化から、砂州の発達とそれに伴う流路の変化および河岸侵食が上流から下流に伝播していく特徴が把握できる。また、1972 年～1989 年の 12 年間の変化をみると、メグナ橋上流約 10 km 区間でほぼ 1 波長の蛇行特性が顕著になり、凸岸部の砂州の発達と凹岸部の侵食が対になっている様子がわかる。

洪水の規模の影響については、年次が離れているため明確でないが、1972 年～1975 年の 3 年間の河道変化が 1975 年～1987 年の 12 年間の河道変化と同程度であって、1974 年の洪水の影響が考えられる。しかし、1987 年～1989 年の変化は、1988 年の既往最大洪水が含まれているにもかかわらず顕著でなく、洪水の影響についてはさらに観測と解析によって検討する必要がある。

(2) メグナ橋付近の河道調査結果の検討

(a) 河道の平面形状と砂州および流心線の特徴

1989 年 4 月に、メグナ橋上流約 7 km～下流約 2.5 km 区間の河道平面測量と河川横断 14 測線の音響測深が行われた。Fig. 13 に、河道平面コンターと河道横断形状を重ねた図を示す。この測量区間（No. D4～

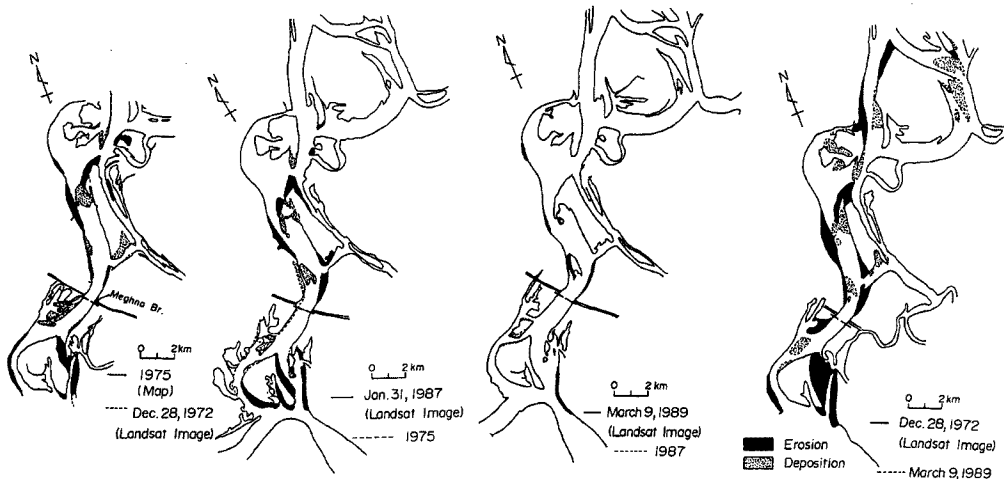


Fig. 12. Distributions of erosion and deposition areas in the river channel near Meghna Bridge site obtained from maps and the LANDSAT images in 1972—1989.

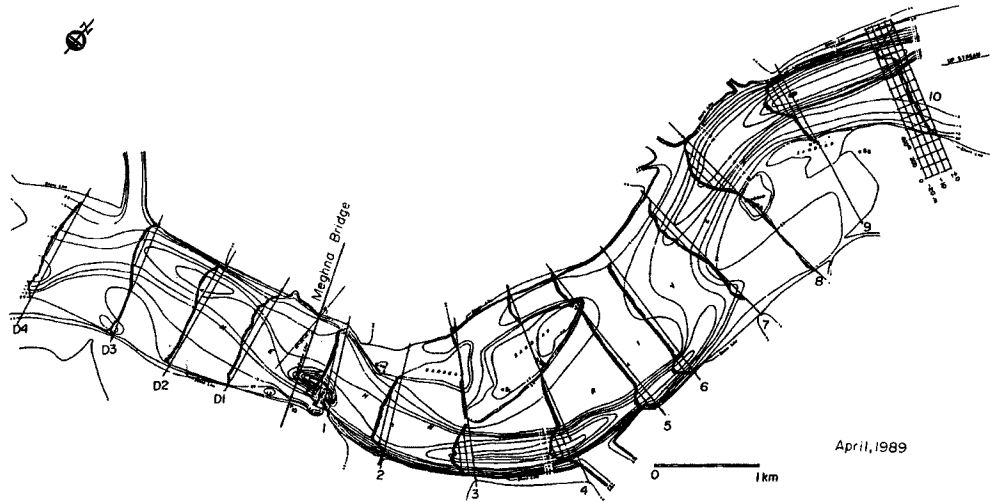


Fig. 13. Bed topography and cross-sectional shapes of the river channel near Meghna Bridge in 1989.

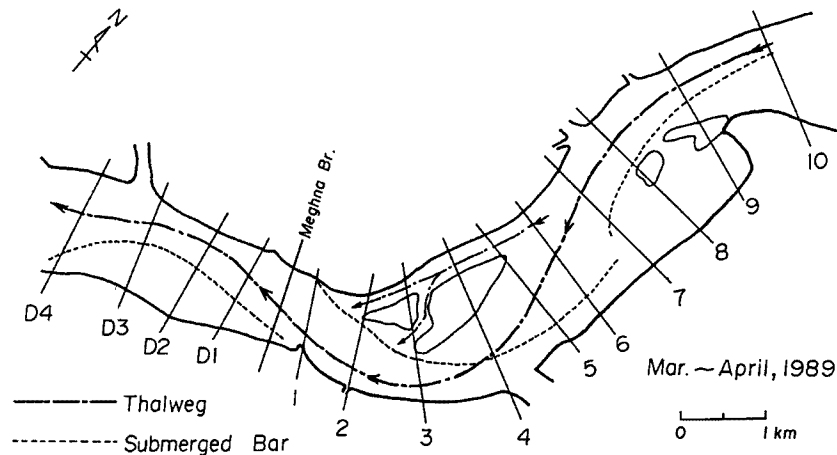


Fig. 14. Schematic plan view of thalwegs and bars in the river channel near Meghna Bridge in 1989.

No. 10) は、ほぼ蛇行河道の1波長に相当し、とくにメグナ橋上流の No. 3 ~ No. 9 区間における半波長の蛇行河道の発達が顕著である。

河道の洗掘と河岸侵食の進行している個所は、No. 9 の右岸 (Photo. 1), No. 3 の左岸 (Photo. 2), No. 1 の左岸 (Photo. 3) および No. D2 の右岸 (Photo. 4) の4個所であって、このうち No. 1 の左岸側の洗掘は河道の蛇行法線および砂州の位置からみて、不自然な位置に発生している。この No. 1 の洗掘は1984年の河道平面コンター⁸⁾でもコミラ側のフェリー突堤前面付近に現れており、突堤の影響による河床の局所洗掘と考えられる。

つぎに、Fig. 13の各測線の横断形状に注目すると、水中の砂州の前縁の位置が明瞭に現れている。この前縁点を連ねるとFig. 14の点線のようなになる。なお、浮州（測量時点の水位0.95 ~ 1.90 m）も実線で示されている。一方、砂州の前縁線とFig. 13の深掘れ部（No. 1を除く）の形状および位置から、推測される流心線を描くと太い鎖線のようなになる。また、測点 No. 2 ~ No. 5 の区間における右岸側の浮州

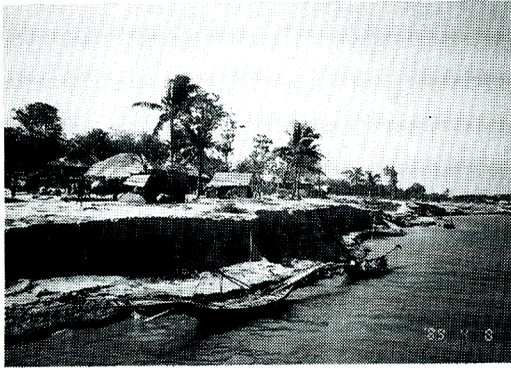


Photo. 1. Bank erosion on right side at No. 9 section.



Photo. 2. Bank erosion on left side at No. 3 section.

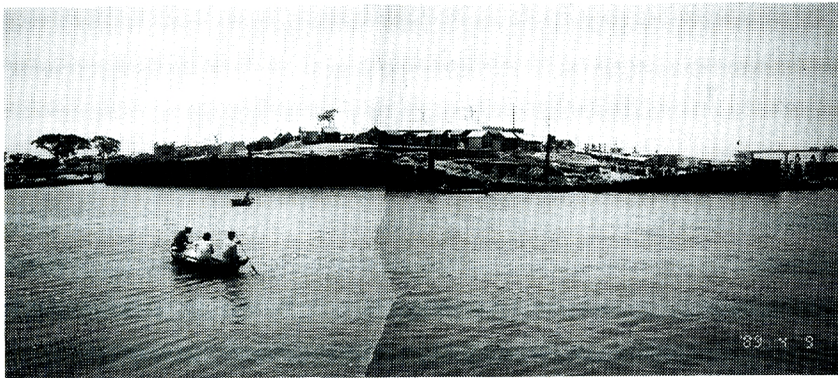


Photo. 3. Bank erosion on left side at No. 1 section.

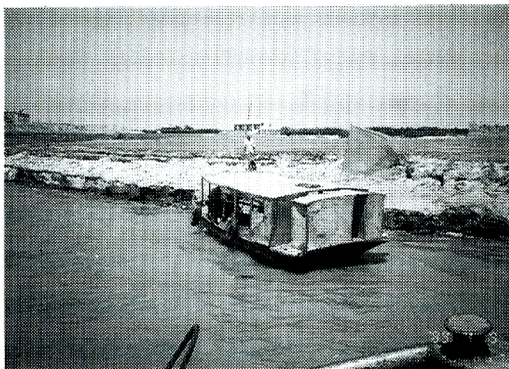


Photo. 4. Bank erosion on right side at No. 2 section.



Photo. 5. A scenery of a sand bar between No. 2-7 sections.

によって分岐する流れを細い鎖線で表してある。

これらの流心線や分岐流れの方向は、水位が高く砂州や河岸が水没する場合には若干変化するので、正確な位置は観測や平面2次元解析によって明らかにする必要があるが、水衝部（流量集中個所）は、No. 9の右岸、No. 3の左岸およびNo. D2の右岸付近に現れるものと考えられる。とくに、最初の2つの水衝部は洗掘個所の水深が測深時（乾期）でも20 mを越えており、1988年洪水ではいずれの地点も激しい

河岸侵食によって集落の流失被害を受けている。また、現地調査時（1989年4月）でも、これらの地点では **Photo. 1**, および **Photo. 2** のように河岸線の凹凸が激しく、水際の平坦な段丘部の延長も短いことから水衝部に相当すると推測された。

No. 3 付近から下流では、流心線は右岸側へ移行するが、上述のフェリー突堤による局所洗掘箇所が No. 1 の左岸近傍にあるので、流量の一部がその方向に向かい、流心線も **Fig. 14** に示した方向より若干左岸側へ偏ることが考えられる。しかし、メグナ橋付近では、流心線は左岸から離れており、No. D1 付近で河道中央から右岸側へ移行するものと考えられる。したがって、メグナ橋付近から下流では左岸側が堆積域、右岸側が侵食域となるが、河道幅がメグナ橋上流部のそれより狭く、河道の線形もほぼ様な直線形状であるので砂州の発達は顕著でない。

一方、No. 7 より上流の砂州は、全体が測量区域に入っていないので、その下流側の砂州 (**Photo. 5**) についてみると、砂州の波長（水衝部間の距離）は約 3.5 km、波高（浮き州の頂部と最深河床の高低差）は乾季で約 25 m である。河道幅に比して砂州の波長が短く、波高が高く、河道弯曲部特有の砂州を形成している。弯曲部の曲率半径と河道幅の比は 2～3、偏角は 120° 程度であって、砂州はポイントバーの形態と考えられる。

ここで、一つ注目すべき点は、No. 2～No. 5 の右岸側における砂州上の分岐流路の挙動である。この流路の No. 4～No. 5 地点での断面寸法は、砂州（あるいは河岸）満水時で最大水深が約 9 m、流路幅は約 450 m であって、流水断面積は左岸側のその 1/5 程度である。したがって、分岐する流量の比率は小さいが、1988 年洪水によって砂州および右岸（ダッカ側）の河岸が削られ、流路が拡大する傾向がランドサットの写真でみられた。また、現地調査においても、とくに No. 3～No. 5 区間の右岸側で、河岸侵食の進行した形跡が確認できた。

今後、上述の右岸砂州の拡大と左岸方向への張り出しに伴って右岸沿いの流路が拡幅し、分岐流量が増大することも考えられる。この効果は左岸の河岸侵食を緩和する方向に作用するが、砂州の下流への伸長と前進にもつながるので、分岐流路の変化には注目する必要がある。

(b) 河道形状の縦断変化

Fig. 13 に示した河道区間 No. D4～No. 10 の河道および流路の形状特性を明らかにするために、河床高、河岸高、河幅、平均水深および流水断面積の縦断変化について検討する。なお、河道縦断距離は、各測線兩岸の測量基準杭間の中点を結んだ線に沿ってとり、最下流断面 No. D4 を 0 としている。

まず、河床高と河岸高の縦断変化を示すと **Fig. 15** のようである。河床高は、河川水位を 6.00 m として兩岸の測量基準杭の間の全流水断面積から求めた平均河床高を $\bar{Z}_6$ 、河道中心線でその全流水断面積を左岸側と右岸側に二分することによって算定した平均河床高をそれぞれ $\bar{Z}_{6L}$ 、 $\bar{Z}_{6R}$ で表している。また、 Z_D は各断面の最深河床高である。一方、河岸高は測量基準杭地点での標高で、左、右岸それぞれ Z_{GL} 、 Z_{GR} で示してある。

河岸高は左岸側で流下方向に若干高くなる傾向がみられるが、右岸側ではほぼ一定しており、水平に近いといえる。また、左右岸の河岸高は、測点 No. 4 より上流では明らかに $Z_{GR} > Z_{GL}$ であって、平均約 1.5 m、最大 2.5 m 程度右岸側が高く、No. 4～No. 10 の左岸側での洪水氾濫が早いと考えられる。

一方、河床高についてみると、平均河床高 $\bar{Z}_6$ 、最深河床高 Z_D とともに流下方向に一樣に低下する傾向はなく、 Z_D は逆に流下方向に高くなる傾向がみられる。したがって、流れは局所的には河床高の影響を受けるが、全体的には水面勾配に支配されて流下するといえる。

つぎに、左右岸に分けた平均河床高、 $\bar{Z}_{6L}$ 、 $\bar{Z}_{6R}$ の縦断変化をみると、両曲線が交叉する点（蛇行流の転向点）は No. D1 と No. 6 付近に位置しており、**Fig. 14** に示した流心線がほぼ河道中央を横切る断面に対応している。No. D1～No. 6 の約 4 km 区間はメグナ橋付近の蛇行半波長に相当するが、No. 3～No. 5 の右岸側で平均河床高が高く、No. 3～No. 4 の左岸側で最深河床高が最大となる典型的な蛇行河道（弯曲部）の特性を示している。なお、No. 1 の左岸側の平均河床高が最も低くなっているのは、前節で

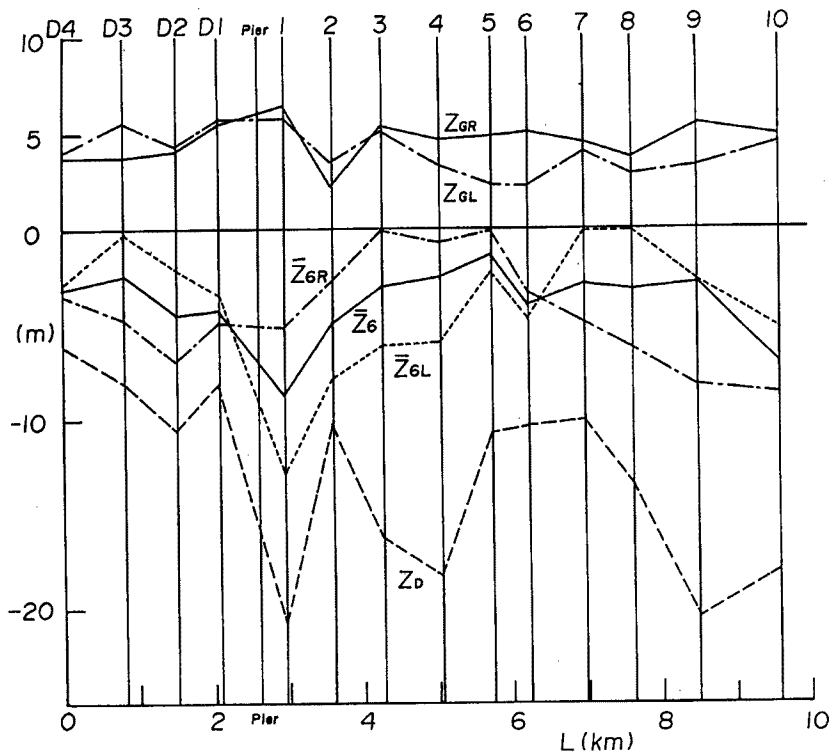


Fig. 15. Longitudinal profiles of ground levels of river bank (Z_{GR} , Z_{GL}) for right and left sides, mean bed levels ($\bar{Z}_6$, $\bar{Z}_{6R}$, $\bar{Z}_{6L}$) for total, right and left half sides of the cross-section of river channel at RL+6 m in water stage, and the lowest bed level ($\bar{Z}_D$) along the reach near Meghna Bridge.

述べたフェリーの突堤の影響と考えられ、最深部の値もここで20 mを越えている。測量間隔が粗いので、蛇行流による河岸の水衝部と最深河床高との対応は明確でないが、No. D2, No. 4, No. 9地点の深掘れがほぼ水衝部の近くで発生している。

つぎに、Fig. 16は河道幅（河岸の基準杭間の距離） B ならびにFig. 15と同様に水位6.00 mを基準とした全断面、左岸側および右岸側の平均水深、 $\bar{h}_6$, $\bar{h}_{6L}$, $\bar{h}_{6R}$ の縦断変化を表したものであって、Fig. 17には、それら3者の流水断面積、 A_6 , A_{6L} , A_{6R} が示されている。河道幅は、測点No. 4より上流で平均約1.5 km, No. 1より下流では平均約1 kmであって、No. 4～No. 1の間で急激に河幅が縮小している。全流水断面積 A_6 も河幅とほぼ同様の変化を示しており、No. 4の上流の約15,000 m²からNo. 1下流の約11,000 m²へと2/3程度減少している。平均水深の縦断変化は、 $\bar{h}_6 = 7.5 \sim 14.5$ mで全長平均は約10 mである。しかし、左右岸側に分けた平均水深は左岸側での変化が大きく、 $\bar{h}_{6L} = 3 \sim 19$ mの範囲にわたっている。一方、左右岸に二分した流水断面積も左岸側の変化幅が右岸側のそれより大きい、平均水深ほど差が著しくなく、平均水深と流路幅の増加が逆の関係になる断面が現れている。とくに、測点No. 1～No. 6の蛇行区間ではその特徴が明確であって、 $\bar{h}_{6L}$ ではNo. 1の断面が最大になっているのに対して、 A_{6L} ではNo. 4の断面で最大値を示している。すなわち、No. 1断面で左岸側の平均水深が大きいのは、フェリー突堤による局所洗掘の影響であるので、流路断面積に対する寄与が小さいことを表しており、左右岸に区分した流水断面積の変化は砂州と蛇行流路の特性を反映しているといえよう。

(c) 河岸、砂州および河床材料の粒度分布特性

河岸、砂州および河床の土砂採取地点をFig. 18に示す。河岸付近の採取地点はC1～C4, C5～C8,

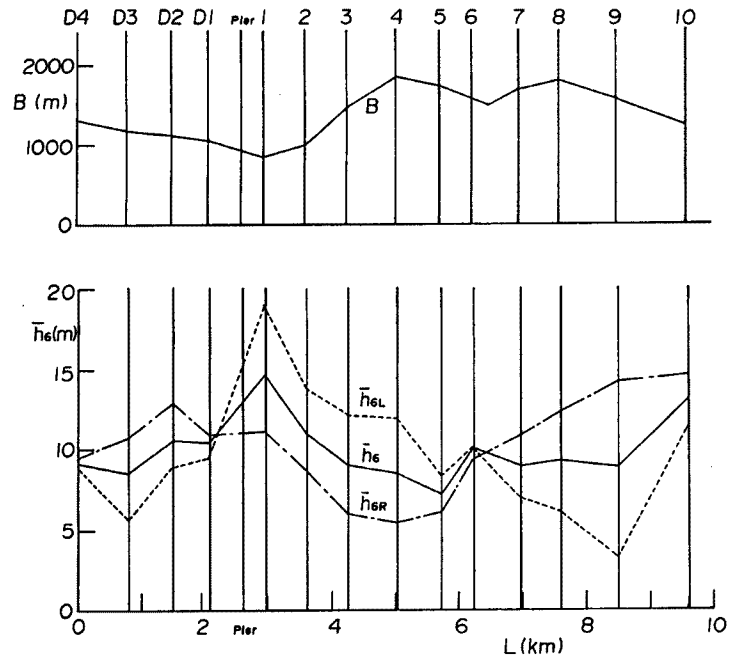


Fig. 16. Longitudinal variations of river width (B), mean water depth ($\bar{h}_s$, $\bar{h}_{sR}$, $\bar{h}_{sL}$) for total, right and left half sides of the cross-section of river channel at RL+6 m in water stage along the reach near Meghna Bridge.

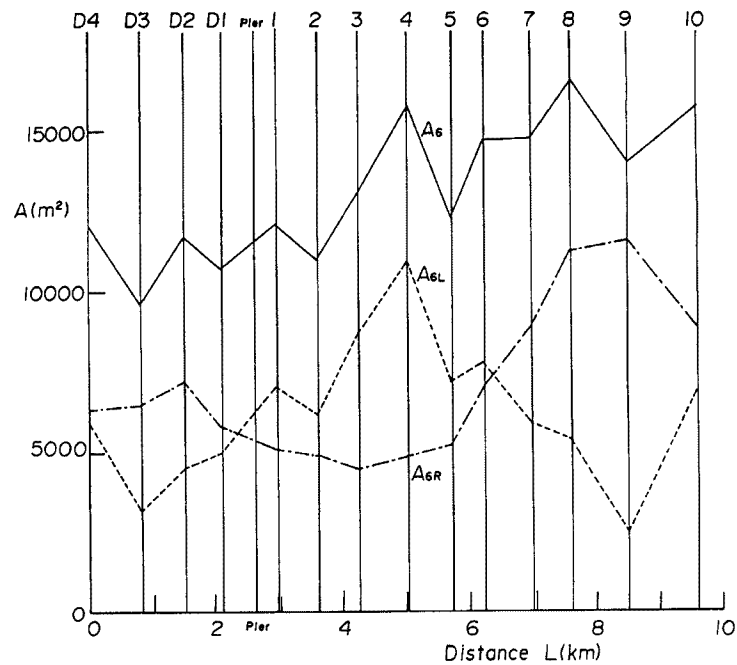


Fig. 17. Longitudinal variation of cross-sectional areas (A_s , A_{sR} , A_{sL}) for total, right and left half sides of the section of river channel at RL+6 m in water stage along the reach near Meghna Bridge site.

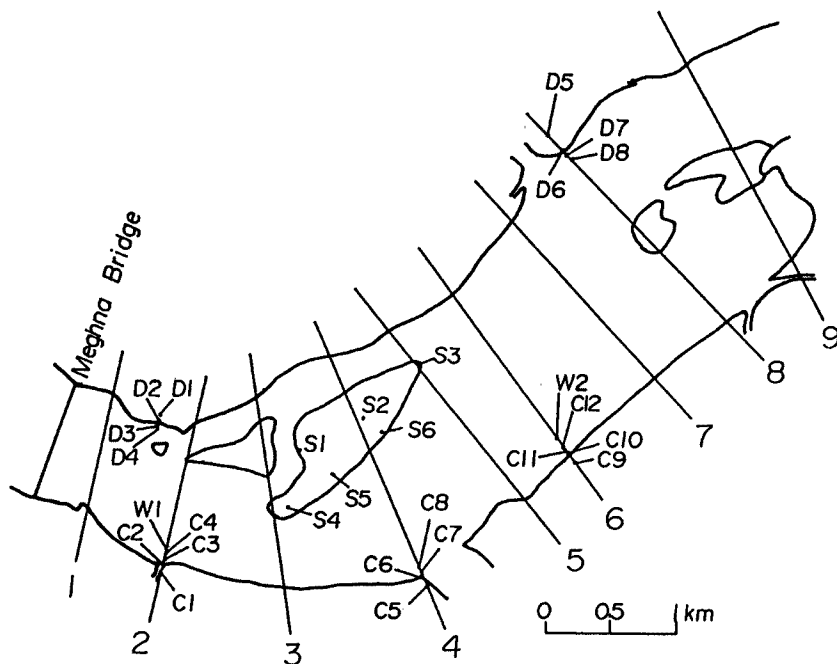


Fig. 18. Locations of sediment sampling.

C9～C12, D1～D4 および D5～D8 の5地点であって、1地点で4箇所（河岸上、水際、水中斜面および河床）の採取を行っている。砂州上の採取点はS1～S6の6箇所であるが、このうちS4～S6は1988年の洪水で堆積した土砂である。また、測点No. 2とNo. 6の2地点（W1, W2）で水中の河床材料が採取されている。以上の採取土砂の粒度分布は、粒径 $d = 0.075$ mm以上の土粒子については篩分析、それ以下の粒子については沈降分析によって求め、比重測定も行った。河岸、砂州上および水中での土砂の粒度分布を Fig. 19 に、各粒度分布から求めた中央粒径 d_{50} と標準偏差の指標 $\sqrt{d_{84}/d_{16}}$ の関係を Fig. 20 に示す。

採取土砂の粒度分布特性は、採取地点によって若干特性が異なるが、全体的な特徴をまとめるとつぎのようである。

1) 河床および河岸材料の全体の粒度特性は、最大粒径 $d_M = 0.2 \sim 0.3$ mm, $d_{50} = 0.021 \sim 0.192$ mm (平均 0.096 mm), $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 1.33 \sim 6.07$ (平均 2.56) の範囲にあって、土砂の比重は 2.65 ～ 2.78 (平均 2.73) である。

2) 河岸上の土砂には、C5にみるように $d = 0.075$ mm以下の細粒分の占める割合が60%を越え、ウォッシュロードを多く含んでいるものがあつた。

3) 河床の土砂は、C4とC8を除いて、 $d = 0.075$ mm以下の土砂の占有率が30%以下であり、 $d_{50} = 0.02 \sim 0.2$ mm, $\sqrt{d_{84}/d_{16}} < 2$ で粒度分布の拡がりも狭い。

4) 水際と斜面中央の粒度分布は河岸上と河床の土砂の中間的性質を示している。

5) 砂州上 (Photo. 5) の土砂は、S1～S3の旧砂州とS4～S6の新砂州の粒度分布に明らかに差があつて、後者が粗粒側に偏っている。しかし、いずれも河床砂と同様に $d = 0.075$ mm以下の土砂の割合は少なく、流れによって細粒分が洗われていると考えられる。

6) 全体の粒度分布の特性は、 d_{50} が小さくなるほど $\sqrt{d_{84}/d_{16}}$ が大きくなり、粒度分布の拡がりが増大する。すなわち、細粒分を含む地点では粗粒分まで、広い範囲の粒径が含まれており、流れによる分級

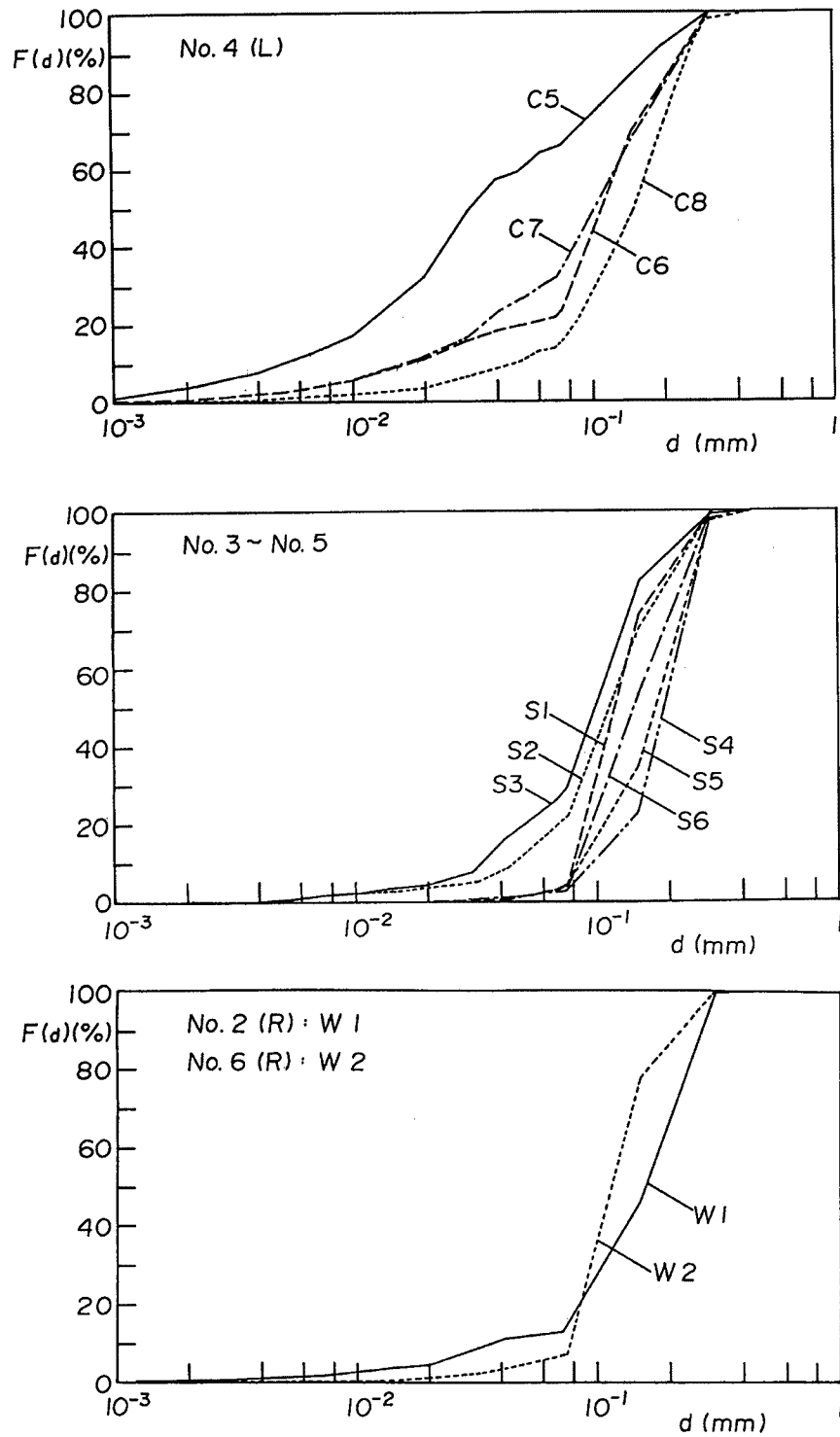


Fig. 19. Some examples of grain size distributions of the sediment sampled.

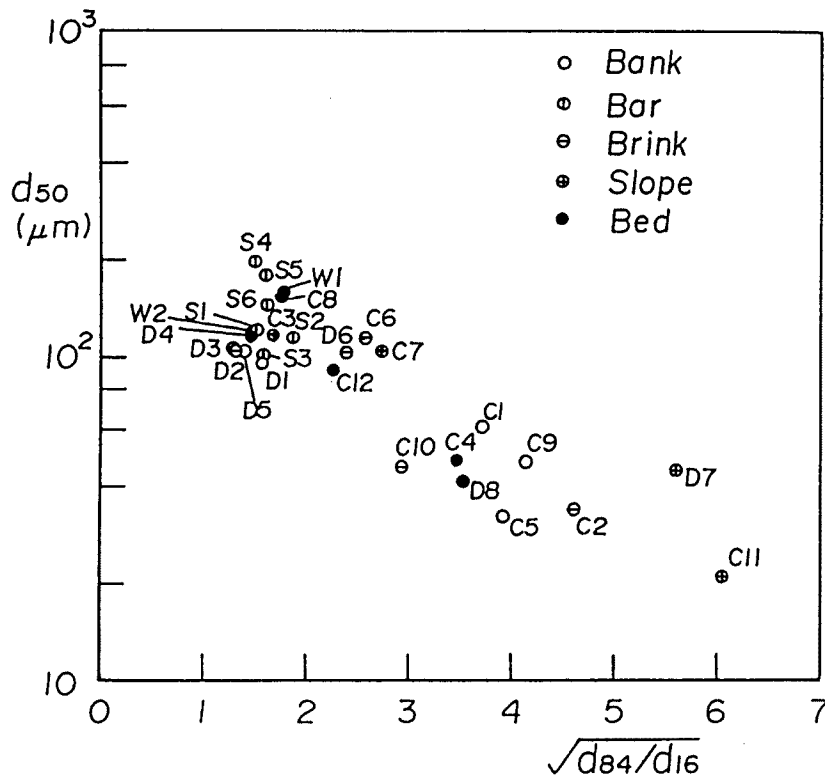


Fig. 20. d_{50} versus $\sqrt{d_{84}/d_{16}}$ for the sediment sampled.

化が行われていない。

以上のように、河岸、砂州および河床の土砂の粒度分布に流れによる篩分け作用を反映した若干の特徴が認められたが、いずれの地点の土砂も細砂 ($d = 0.02 \sim 0.2 \text{ mm}$) が主体であって、 $d > 0.3 \text{ mm}$ の砂はほとんど含まれていない。また、河床変動に影響する土砂の平均粒径は $d = 0.1 \text{ mm}$ 程度であって、この粒径では砂の移動限界摩擦速度と沈降速度が約 1 cm/sec でほぼ等しく、洪水時の流送土砂に占める浮遊砂の割合が高いと考えられる。一方、河岸には粒径 0.02 mm 以下のシルト分も若干含まれているので、粘性性材料の性質も少しは現れると考えられるが、水潤状態では固結性が弱く流動化し易い材料といえる。実際、河岸侵食個所の切り立っている部分は水際より上部に限られており、水中では緩斜面あるいは水平に近い段丘状を呈している。

3.4 メグナ橋周辺の洪水流況解析と河岸侵食に関する考察

(1) 洪水流況解析法

ここでは、メグナ橋周辺の洪水流況解析に浅水流モデルの有限要素法を適用し、流量条件、境界条件、計算手法等を検討するとともに、洪水時の流況を3種の水位について計算し、河床変動および河岸侵食過程と流況特性との関連について定性的な考察を加える。

解析手法として有限要素法を用いた理由は、計算メッシュを比較的自由に設定できるので、河道測定の測線上に節点を取り、得られている河道形状の情報を的確に数値モデルに導入することが容易であること、河道や周辺の状況に合わせてメッシュ間隔を変化できること、周囲節点の値を用いた平均化手法を適切に導入することでかなり安定に計算を進めることが可能であること、などの点である。

有限要素法において、時間的な離散化を2段階的の時間スキームによって進める場合、例えば下記のよ

うに、いくつかの方法が考えられる。

- ① 全ての非対角要素を対角要素に集約した集中質量行列を時間ステップの後にのみ用いる。
- ② 時間ステップの前後とも本来の質量方程式を用い、掃き出し法を適用して計算を進める。
- ③ 時間ステップの前後ともに集中質量行列を用いる。
- ④ ①と②あるいは③の方法を適当に混在させる。

これまでに適用された結果から、①の方法では、対象節点の計算に対して全ての時間ステップで周囲節点値による平均化操作が含まれることになるので、時間ステップを大きくしても極めて安定に計算が進められるが、反面計算結果を過度に平滑化する欠点を有していることがわかっている。一方、②と③の2つの方法では、時間ステップを小さくしても不安定となり易く、後者の方法にややその傾向が強いが、解析結果には大きな差は現れず、計算時間は後者の方法が格段に短いという特性を有している。

そこで、本解析では、まず、③の方法を2、3の初期および境界条件に試みて、計算の進行状況と不安定化の原因を検討した。その結果から、計算を進めるためには何等かの平均化操作が必要であることが判明したので、④の方法をとることとし、適当なステップ毎に①の方法を1回用いた。しかしながら、その方法でも、計算不安定の主因と見なされた水位の極度の空間的変動を抑えることができなかったため、水平あるいは初期勾配に水位を固定して計算を実行し、水面勾配の影響を把握した。

以上の結果から、水位の計算に際しては、①の方法を2段階陽的時間スキームの半ステップを計算する場合に用いて水面の不合理な変動を取り除き、流速成分の計算にはすべて③の方法によって流速の極度の平滑化を避ける、という手法をとることとした。

(2) 解析対象領域と計算メッシュおよび境界・初期条件

メグナ橋周辺の河道と氾濫原のうち、解析対象としたのは、測量断面の No. D1～No. 10 の約 10 km の区間であって、兩岸の氾濫原上は測量範囲に入っている基準杭から 500 m 離れた点までを計算領域とした。基準杭の位置を河道と氾濫原の境界とみなし、横断測線に沿って河道内に 5 節点（兩岸基準杭からそれぞれ 100 m の点、河道幅の midpoint および 4 等分点）、両氾濫原上にそれぞれ基準杭の位置、そこから 100 m および 500 m の点の 3 節点、の計 11 点をとることとした。このようにとると流下方向のメッシュ間隔が長くなりすぎるので、流下方向に隣合う基準杭間の midpoint を結ぶ線を各測線間にとり、この線上にも上と同様の 11 点をとって節点とした。ついで、河床形状をより適切に模擬するために、最大水深点に最も近い節点は位置および河床高を最大水深点のものに置き換えている。

さらに、解析結果は境界節点の設定と境界条件として与える水位および流速分布に大きく支配されると予想されるので、解析領域を上流側に約 3.5 km 延長して、できるだけそのような影響が介入することを避けるようにした。しかしながら、この領域の河道形状は追加測量のなされている 4 断面でしか把握されておらず、その位置も見取図的なスケッチしかないため、メッシュ間隔を小さくしても意味がないと考え、流れを横断する方向の節点数を上述の半分とし、その平面位置はランドサット写真を参考にして定め、標高は追加測量の結果から類推した。以上のようにして与えた計算メッシュの節点数は 332、要素数は 585 である。

解析を進めるためには、境界となる断面の河床高に対して、適切な水位で所定の流量となるような流速を与えなければならないが、メグナ橋地点の水位以外には資料がなく、出水時の流量も明確ではないので、こうした境界条件の設定も推定に頼らざるを得ない。したがって、上記の計算手法の検討段階では、境界条件も幾種類か変化させてその影響の把握に努めた。結局、最上流の本流に相当する節点から、初期値に固定された水位に対して、例えば最大水位の計算では流量の積分値が 3.2 で述べたメグナ橋での概算流量 12,000 m³/sec に相当する流量となるようにして、水深の大きい中心部ほど高い流速を与えている。

また、上流側に追加した領域の他の境界節点では水位のみ初期水位に固定し、結果的にそこからの出入りによって、下流端節点の水位に対して、適切な流量が当初の解析領域に供給されるようにしている。下流端の節点では境界条件として水位のみ与えているが、こうした水位は、3.2 で検討したメグナ橋地点と

バイラプバザール観測点間の水位相関図から、メグナ橋の水位に対する水面勾配を推定して設定している。

一方、河道に沿った両岸氾濫原上の境界は、便宜上不透水境界とみなし、そこでの接線方向の流速ベクトルの絶対値が 0.1 m/sec を越えないように制限を加えている。各節点の初期水位は、上記と同様の水位相関図に基づいて推定されたバイラプバザール方向の水面勾配を用いて与えている。また、流速ベクトルの初期値は、その大きさが各測線の両端で0となるように余弦関数で設定し、その方向は各測線に直交するものとしている。流速の絶対値は各測線における断面積を参照して決めている。なお、水位が地盤高よりも低くなった場合には流速を0とするとともに、水深には正の微小量を与えて計算の続行を図っている。

(3) 解析結果とその特徴

洪水流況の計算は、メグナ橋地点における初期水位 $H_{BRG} = 6.29 \text{ m}$, 5.00 m , および 4.00 m の3段階について行った。 $H_{BRG} = 6.29 \text{ m}$ および 5.00 m の場合は、ともに平均水面勾配を $1/50,000$ とし、上流端の流速も同じ分布を仮定して水深に応じた流量差を与えている。一方、 $H_{BRG} = 4.00 \text{ m}$ の場合には、水面勾配が減少する傾向にあるので、それを $1/100,000$ とし、流入流速は前二者の約7割に減少させて与えている。なお、Manningの粗度係数は氾濫原では 0.04 、河床領域では 0.02 と仮定している。

No. 9の右岸近傍、No. 3の左岸近傍およびメグナ橋中央部の水位および流速の計算値を検討した結果、計算開始後1時間ではほぼ定常状態に達したので、 $H_{BRG} = 6.29 \text{ m}$ および 4.00 m についてその時点の流況を流速ベクトル図で示せば Fig. 21 のようである。

$H_{BRG} = 6.29 \text{ m}$ の場合の流況は、氾濫原上の測線両端の節点を不透水条件とした影響が現れるようであって、測量区間の流れは全体的にこれらの境界に沿って流下する傾向を示している。また、メグナ橋地点のように、兩岸の地盤が高いところでは、氾濫原から河道の方向に流れが向かっており、一方、架橋地点を通過した水流は氾濫原上にも広がった後、不透水境界にはほぼ平行に流下している。また、No. 10断面やNo. 5断面のような砂州の上流に当たる場所では、中央部の流向は砂州の対岸に向かっている、明らかに河床形状の影響を受ける流況が現れている。同様に、水深が相対的に小さい兩岸の氾濫原上においては、流速ベクトルの絶対値は小さいが、その向きは場所的にかなり変化していて、底面地形の影響が現れることがわかる。

しかし、No. 2～No. 5あるいはNo. 8～No. 10区間のように、砂州の存在によって水深が小さくなっている場所でも流速はかなり大きくなっており、高水位時には平均的な水面勾配の方向に従って流れは直進するような傾向がみられる。No. 2～No. 5区間の砂州と右岸との間の流路は、その方向が平均的な水面勾配の方向に近いこともあって、明らかにそれに沿った流れが形成されており、流速も砂州の左岸側の主流路のものと変わらない。

つぎに、 $H_{BRG} = 4.00 \text{ m}$ の場合には、氾濫原（河岸）の大部分は水面よりも高くなるので、河床・河岸形状に対応した流れ場の形成がより明確になる。とくに、No. 3～No. 4の砂州上やNo. 8～No. 9の砂嘴状砂州の背後における流速の減少と、No. 5～No. 6やNo. 9～No. 10の蛇行転向部への流れの集中が顕著である。

この水位でも、No. 2～No. 5右岸の分岐流路には高い流速の流れが生じており、その流路の終端では、河道中央に向かって拡散するような流向を示している。また、その下流でメグナ橋上流付近の右岸には逆流領域が現れている。さらに、No. 3左岸の河岸侵食箇所付近の流況は、この水位になると相対的に流速が大きくなっており、 $H_{BRG} = 6.29 \text{ m}$ の場合の主流が弯曲流の特性を有しているのに対して、直進するような流向も現れていて、河岸付近の地盤が水面から露出したことや右岸側の砂州からの連続的な流入が影響していると思われる。

なお、 $H_{BRG} = 5.00 \text{ m}$ における平面流れの特性は、水深の大きい領域では $H_{BRG} = 6.29 \text{ m}$ の場合と、砂州上のような水深の浅い部分の流れは $H_{BRG} = 4.00 \text{ m}$ の場合と類似していた。

一方、1989年6月～7月の出水期に行われたメグナ橋上流区間の5点における水位観測とメグナ橋断面7点での表面浮子による流速測定の結果を示すと、それぞれ Fig. 22, Fig. 23 のようである。Fig. 22

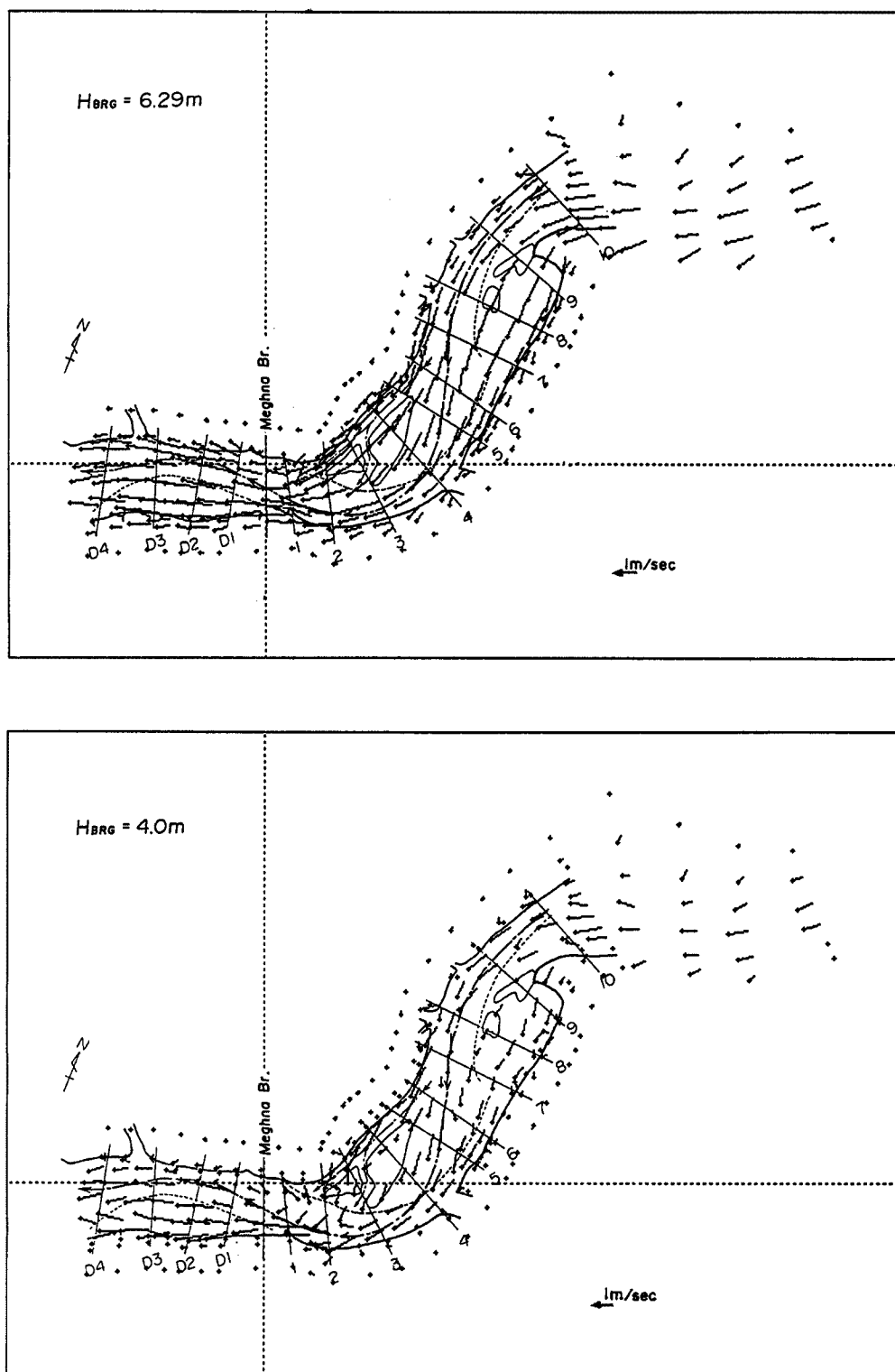


Fig. 21. Plan views of the velocity vectors calculated.

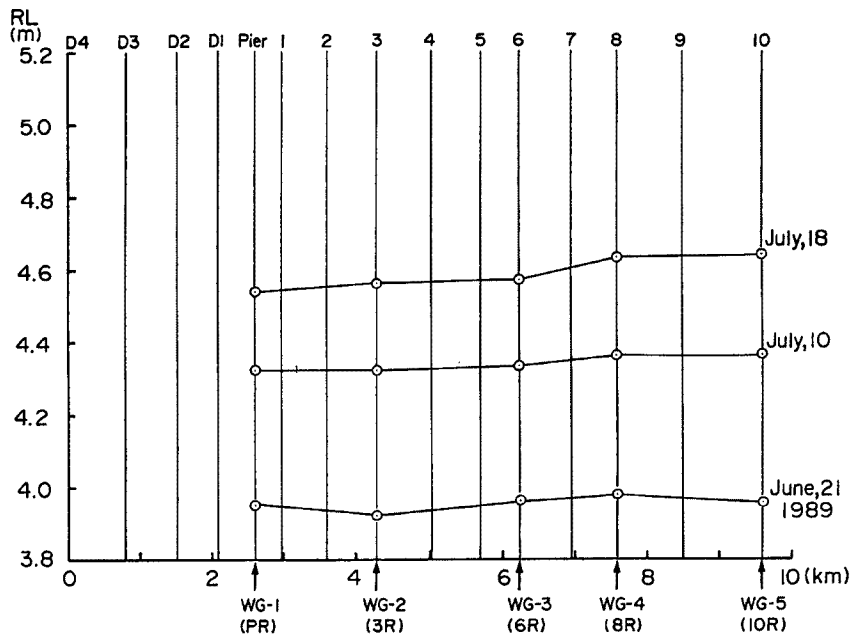


Fig. 22. Longitudinal profiles of water surface observed along the upstream reach of the Meghna Bridge site.

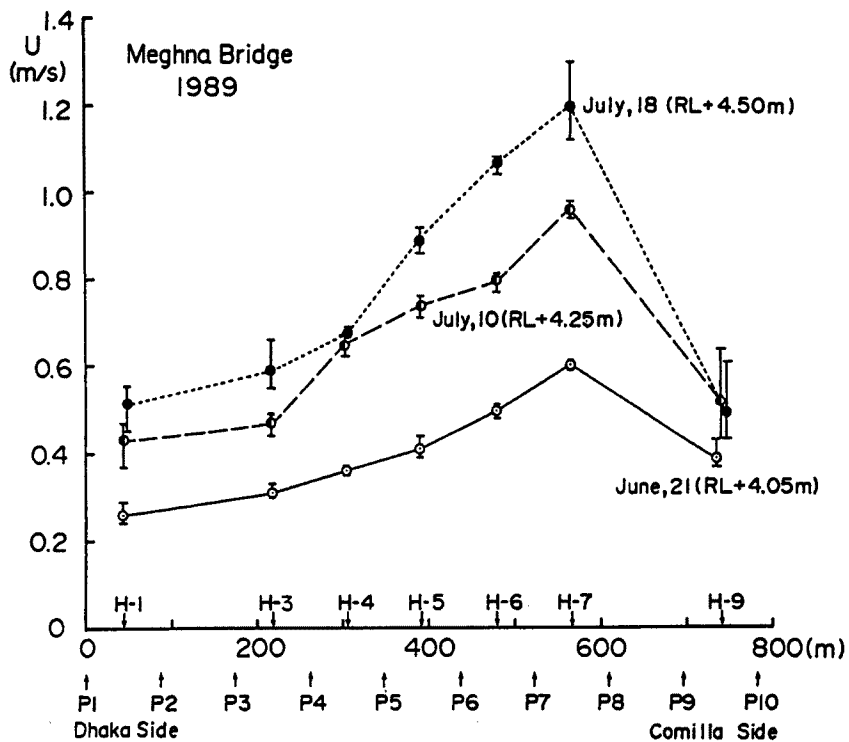


Fig. 23. Transverse distributions of the observed velocity in a section of Meghna Bridge.

の水面勾配は、河道距離が河道中心線に沿ってとられているので局所的にやや異なるが、水位が4.0 mのとき約1/100,000、4.5 mのとき1/50,000を若干下回る程度である。これらの水面勾配の値は本解析で与えたものと同一の範囲にあって、計算で仮定した境界水位もほぼ妥当なものであったと考えられる。

流速の測定結果は、いずれの水位に対しても流速のピーク位置が計算結果と同様に左岸側に偏っており、計算水位 $H_{BRG} = 4.00$ m に対する橋梁断面の左岸近傍の流速は1.0 m/sec～1.2 m/secであって、左岸よりの実測流速と数値も一致している。一断面での比較ではあるが、解析結果はほぼ妥当なものと考えられる。

(4) 洪水流の特性と河道変動の関係

解析結果から河岸侵食に直接関連する指標として、河岸に最も近接する両岸の基準杭から約100 m河道に入った点の流速ベクトルの大きさ V_{LB} (左岸) および V_{RB} (右岸) の縦断変化を、 $H = 6.29$ m、4.00 mについて示すとそれぞれ Fig. 24 のようである。 $H = 6.29$ m より $H = 4.00$ m の場合の流速値が大きく、同一断面における両岸の流速差も大きくなっている。しかし、流速の縦断変化の特徴は両水位ではほぼ同じであって、左岸側の流速は最下流部を除いて流下方向に増加する傾向にあり、逆に右岸側ではやや減少傾向にあって、流速のピークは、左岸では No. D3～No. 1 の間に、右岸側では No. 4～No. 7 および No. 8～No. 10 の間に現れている。このうち No. 4～No. 7 区間の右岸近傍で最大の流速値が生じているのは、明らかにその下流の分岐流路への流入の影響と考えられる。

なお、No. D3 に現れているピークは、下流側水位条件と周囲で水面が地盤よりも低下したことによって生じた見かけ上のものと思われ、同様に下流端節点 (No. LD4) 付近でも流速ベクトルの挙動は水位を低下させた場合複雑になっている。下流側も上流側と同じく、計算区間を延長して境界条件の直接的な影響が対象区間に波及するのを抑制する必要があると思われる。

河岸侵食が河岸近傍の流速に支配されて生じるなら、No. 4～No. 5 の分岐流路の右岸付近が最大の侵食を受けることになる。1988 年の出水では振幅が認められており、計算結果から予測されることを符合する。一方、No. 9 の河岸侵食箇所では常に流速のピークがあって、No. 3 の付近も水位が低下すると流速が増加する傾向がある。

河岸侵食現象では、一般に河岸近傍の流速、河岸高および河岸斜面の勾配が支配要因であり、河床の洗掘が進行して河岸が不安定になった段階で河岸高に対応した規模ですべりが生じ、河岸侵食は急激に進行する。したがって、水深15 mを越える深掘れ部が河岸近くにある No. 3 の左岸や No. 9 の右岸では、洗掘されて河岸が不安定になると、河岸斜面の比高が20 m以上にもなっているので、一回のすべりの発生で20 m程度は河岸が後退し、上述の比較的速い流れがこれらの河岸崩落土砂を流送するであろう。

また、No. 3 の左岸や No. 9 の右岸の近くにある上記の深掘れ部には、高水時の計算結果に現れたような河岸法線に沿って流れる主流の形成が最も重要であって、その弯曲部的特性からみると二次流によって河床が洗掘されるものと考えられる。一方、No. 4～No. 5 の右岸では、河岸の比高は高々数 m であるので大きな崩落は発生し難く、斜面上の土砂粒子が順次洗掘を受けて河岸が後退する。したがって、流下方向に連続的に侵食が進み、河岸の平面形状は滑らかであって、このことは現地踏査時にも観察された。

流速の比較的高い領域がいずれの水位でも蛇行転向部に現れているが、No. 10 付近のコミラ側砂州や No. 5 付近のグッカ側砂州の上流に面した部分で起こっている侵食の原因はこれらの流れに帰せられよう。

4. 結 語

本文では、まず、ガンジス、ブラマプトラ両河川の1987年および1988年の大洪水とそれ以降における河道変動について、ランドサット TM 写真から流路変動、河幅の変化などの河道平面形態の年次変化を検討した結果を概述した。つぎに、メグナ河の河岸侵食について、メグナ河下流部の既往の調査・観測資

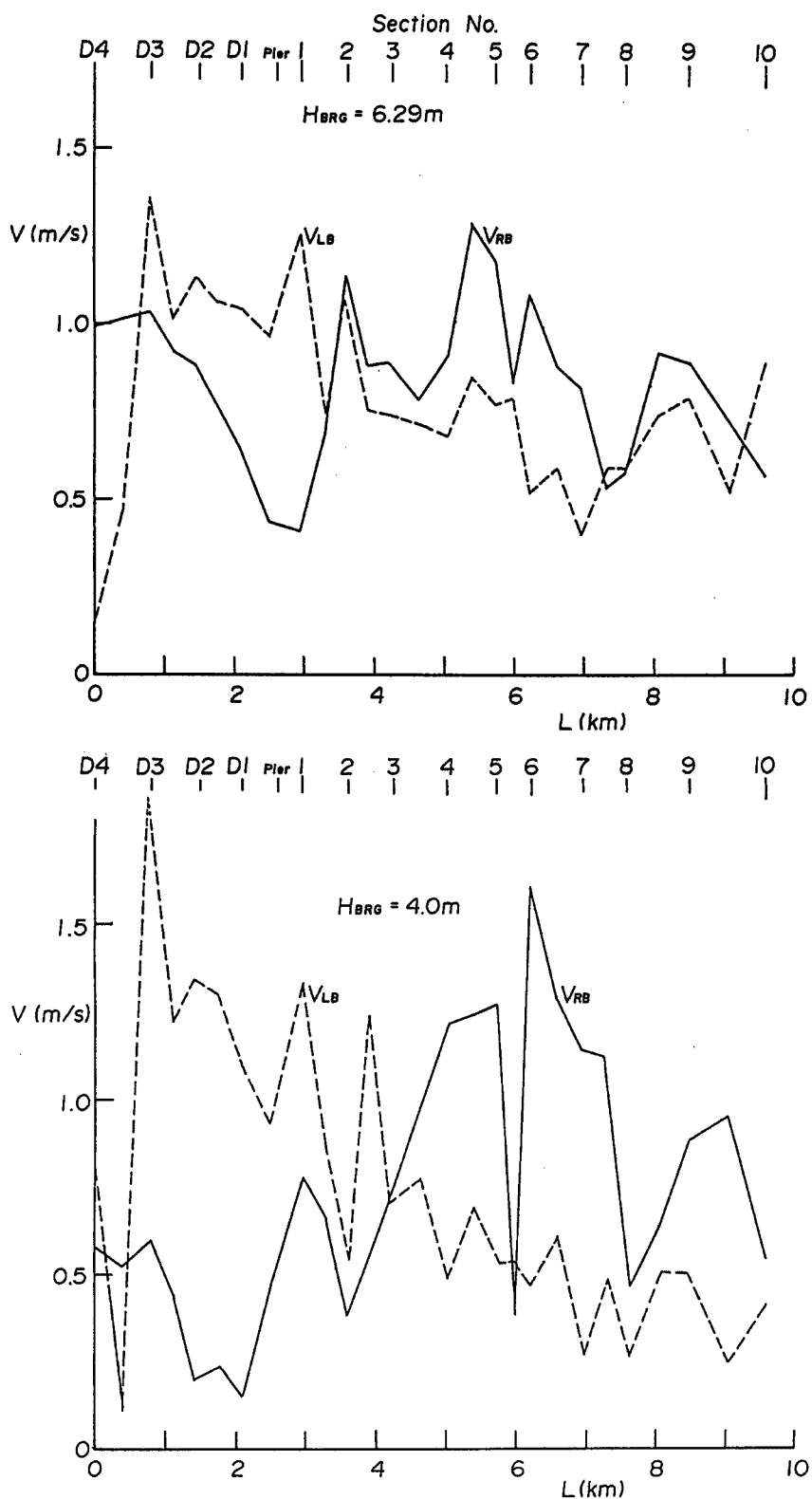


Fig. 24. Longitudinal distributions of the calculated velocity near left and right banks along the river channel.

料と1989年に行われたメグナ橋周辺部の河道調査・測定の成果を用いて、メグナ河下流部およびメグナ橋周辺部の流況と河道変動の実態を分析するとともに、有限要素法を用いた平面二次元流れの数値解析から水位変化に伴う架橋地点周辺の河道区間における流況変化と河道変動に対する影響について考察した。得られた主な結果を要約すると以下のようである。

1) ガンジス河では、1987年以降の5年間で最大1km程度の拡幅が局所的にみられるが、全体的に河幅の変化は顕著でなく、蛇行曲頂部の発達・移動傾向も目立っていない。一方、ブラマプトラ河では、下流部の全長にわたって河幅が著しい拡大傾向を示しており、最大5kmにも及ぶ拡幅を生じている。とくに、1988年2月～1990年5月の期間における拡幅量が大きく、それ以降では河幅が一定か、縮小傾向にある地点が多い。

2) 局所的には、最下流の弯曲部では2年続きの大洪水によって幅約5km、延長10数kmに及ぶ外岸の侵食が生じ、内岸に顕著なポイントバーが発達している。1989年以降では外岸の侵食量は最大1km/年程度にとどまっているが、曲頂部が下流へ移動して侵食が継続している。一方、直線的な流路においても、1988年の洪水によって幅約2km、延長25kmの河岸侵食が生じ、1989年の出水後もほぼ同じ延長にわたって最大1km程度の侵食が進行しているが、1990年出水では目だった変化がなく、1991年の出水後には逆に堆積傾向に転じている。

3) メグナ河の基準地点バイラバザールで、水位4m、流量4,000 m³/sを越えると潮汐の影響がみられなくなり、その下流60kmの橋梁地点との水面勾配は、橋梁地点の水位4～5mで1/100,000～1/50,000になる。橋梁地点での実測の水位と流速の関係は、水位2.5～4mで正の相関、それ以上では一定流速から負の相関へ移行する。これは氾濫原へ越流するためと考えられる。

4) 1972年～1989年の地図およびランドサット写真から河道形態の年次変化をみると、メグナ橋の上流約10km区間における砂州と河岸平面形状が対をなしており、砂州の流下方向への移動は認められないが、1972年～1975年に右岸側の砂州が現れ、1975年～1987年にこの砂州の下流への伸長・拡大と橋の直上流左岸の河岸侵食が顕著になっている。

5) 河川測量の結果から、砂州の前縁線、流心線、河道中心線で区分した左右岸の平均河床高、平均水深および流積の縦断変化を求め、蛇行流路の特性を明らかにした。また、測量区間の深掘れ部4箇所のうちの3箇所は蛇行流路の河床変動に対応しており、1箇所はフェリー突堤の影響による局所洗掘であり、それらと河岸侵食の関係を説明した。

6) 河床および河岸の土砂の粒度特性は、河岸上の堆積土砂には細粒分、砂州上の土砂には粗粒分がやや多いが、河床砂との差は顕著でなく、最大粒径0.2～0.3mm、中央粒径0.02～0.2mmの細砂からなっており、水中では流動化し易く、河岸水際の緩斜面形状と対応している。

7) 3段階の水位についての平面流況解析の結果、水位が最も高い場合に河岸付近の流速が最も小さく、流況も滑らかであって、水位が低下すると砂州上の流速は減少するが、蛇行転向部の流速が増加して河岸へ直進する流況となる。この結果は、3)に述べた水位・流速の関係および洪水の逕減期に河岸侵食による被害が発生している事実と対応している。また、河岸付近の流速の縦断変化は蛇行流路の特性を反映しており、ほぼ河岸侵食の卓越する箇所では流速の極大値を示している。1989年の出水期の水位・流速の観測結果から本解析に用いた仮定と計算結果の妥当性が示された。

なお、1989年12月と1991年10月にもフェリー突堤周辺部の局所侵食および橋台護岸の部分崩落を生じており、突堤前面の局所洗掘の進行による河岸の滑り破壊と考えられるが、その成因と挙動の解明は今後の課題である。

最後に、本研究の資料収集ならびに現地調査に際してご協力いただいたパシフィック・コンサルタンツ・インターナショナル水資源事業部の村田直人部長、徳升敏昭次長、小川直也所長の各氏ならびに大林組の竹谷 清所長、井上貞文所長をはじめメグナ橋建設工事事務所の方々に感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 村本嘉雄: 河道変動と構造物被害, 「1987年モンスーン季の豪雨によるバングラデシュの洪水氾濫災害の調査研究」, 文部省科学研究費突発災害調査研究成果, No. B-62-5, 重点領域研究「自然災害」総合研究班, 1988, pp. 72-93.
- 2) 村本嘉雄: バングラデシュにおける1987年および1988年の洪水災害, 京都大学防災研究所年報, 第32号 A, 1989, pp. 21-42.
- 3) 大矢雅彦: 地形条件と水害形態, 「1987年モンスーン季の豪雨によるバングラデシュの洪水氾濫災害の調査研究」, 文部省科学研究費突発災害調査研究成果, No. B-62-5, 重点領域研究「自然災害」総合研究班, 1988, pp. 35-53.
- 4) Coleman, J. M.: Bramaputra River, Channel Processes and Sedimentation, Sedimentary Geology, 3, 1969, pp. 129-239.
- 5) Ullah, M. H.: Channel Changes of the Brahmaputra, Proc. of 23rd Congress of IAHR, 1989, pp. B173-180.
- 6) Klaassen, G. J. and K. Vermeer: Channel Characteristics of the Braided Jamuna River, Bangladesh, International Conference on River Regime, John Wiley & Sons Ltd., 1988, pp. 173-189.
- 7) Abstracts of Papers in International Symposium on the Impact of Riverbank Erosion, Flood Hazard and the Problem of Population Displacement, Dahka, 1987.
- 8) 国際協力事業団: メグナ・メグナグムチ橋建設計画調査報告書 (資料編), 1985.