

メグナ河下流部における洪水流と河道変動

村本 嘉雄・藤田裕一郎・河内 友一

FLOOD FLOW AND RIVER CHANNEL PROCESS IN DOWNSTREAM OF THE MEGHNA RIVER

By *Yoshio MURAMOTO, Yuichiro FUJITA and Yuichi KOUCHI*

Synopsis

The Meghna river, one of Bangladesh's major rivers, flows through the easter part of that country, eroding its banks at many points, and this erosion has been assumed an alarming magitude since the enormous floods of 1987 and 1988.

This paper describes the characteristics of flood flows in downstream of the Meghna river, which were clarified by analyses of water level data at seven gauging stations, and river channel process near the Meghna Bridge site that was surveyed during 1989-1992. Changes in water levels and their correlations showed tidal effects during dry seasons and complicated loops reflecting ground levels in floodplains. Retreat of river bank in a meandering reach up- and down- stream of the Meghna Bridge has proved deeply related to the river bed erosion, especially a severe local scour close to a ferry pier. There, local bed scour and extreme bank erosion have repeated by turns.

Numerical simulations of flood flows were carried out in the reach by a 2-D finite element method for shallow water flows. The calculated result showed a significant influence of the ferry pier upon plane velocity distributions.

1. 緒 言

バングラデシュ国は、ガンジス、ブラマプトラおよびメグナの三大河川の最下流に位置し、面積 14.3 万 km^2 の国土のはほぼ半分が平均海面上 8 m 以下の低平地からなっている。さらに、大規模な低湿地や河道痕跡地が国内各地に分布し、夏のモンスーン季には平常時でも国土の 18 パーセントが 1 ~ 3 m の深さで浸水し、多雨年には国土の 4 分の 1 以上に及ぶ浸水災害が発生する。同時に、河川周辺の土地は毎年のように深刻な河岸侵食による流出被害を受けていて、数多くの人々が住居や農地を奪われている。とくに、1987 年、1988 年の 2 年続きの大洪水では¹⁾、堤防、橋梁、取水堰等の河川構造物、航路、港湾、フェリー埠頭などの破壊と機能障害とともに、河岸周辺や砂州上に立地する土地や家屋の流失が著しく、ここで対象とするメグナ河でも町や村落が重大な河岸侵食に脅かされることとなった²⁾。

1987 年 3 月 ~ 1991 年 2 月の工期で建設されたメグナ橋の周辺でも、既報³⁾ のように顕著な河岸侵食が発生した。メグナ橋はパドマ河（下メグナ河）合流点から約 25 km 上流に位置しており、渡河断面の河幅はおよそ 900 m であって、上流側での河道の平面線形は蛇行形態が明確であって弯曲部が発達傾向にある。

メグナ河は、ガンジス、ブラマプトラ両河川と同様に河道変遷の激しい自然河川であって、流域面積は約 77,000 km^2 、本川の河道延長約 880 km と、他の 2 つの大河川よりも 1 オーダー小さい河川である。しかし、

上流域は降水量の多いアッサム丘陵地に位置するので、洪水流量が大きく、ブラマプトラ河の派川であるオールドブラマプトラ河の流入とともに、下流部ではバドマ河の背水の影響を受けるために洪水期が長い。

本文では、メグナ河における 1986 年度から 1989 年度の水位、流量資料を用いてその洪水流の実態を明らかにするとともに、現在大きな被害の生じることが懸念されているメグナ橋付近の河岸侵食と河床変動の詳細なデータをもとにして、その原因について考察する。つぎに、有限要素法によるメグナ橋周辺の平面流況解析を実行し、その結果に基づいて、この区間の流況および河岸侵食と河床変動に対する影響について考察する。

2. メグナ河下流部の洪水流と河道変動

2.1 メグナ河下流部の洪水流の特性

(1) メグナ河下流部の水位の経時変化

メグナ河において水位の年間変化が観測されているのは Fig. 1 に示す, Bhairab Bazar, Narshindi, Baidar Bazar, Meghna Ferry Ghat, Daudkandi, Saitnal, Matrab Bazar の計 7 地点である。既報のように、Bhairab Bazar における年最大流量の平均値は約 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、最大値は 1988 年の $19,800 \text{ m}^3/\text{s}$ であって、1974 年の $19,500 \text{ m}^3/\text{s}$ がそれについている²⁾。なお、メグナ橋建設計画調査報告書（国際協力事業団、昭和 60 年 3 月）によると、100 年確率流量は $23,740 \text{ m}^3/\text{s}$ 、20 年確率流量は $19,780 \text{ m}^3/\text{s}$ と推定されている。水位は 1986 年 4 月～1990 年 3 月において一日に 6 時、9 時、12 時、15 時、18 時の 5 回にわたって測定されており、例として 1988 年度の水位の経時変化を示すと Fig. 2 のようである。

1986～1990 年度のいずれの年次にもすべての地点で明確に認められる特徴は、毎年 7 月から 10 月までの期間の水位が 4 m 以上になる高水期と 12 月～3 月の低水期の存在である。低水期には日最高水位と日最低水位の差が顕著になっており、また、約半月を周期としたかなり規則的な水位の波状変化も認められる。これらは、既に指摘したようにそれぞれ潮汐の日変化と朔望二回の潮位変動に対応したものと考えられる。このような潮汐の影響による水位の変動は下流の水位観測点ほど激しいが、メグナ河の下流部は極めて平坦な地形条件下にあるため、海岸線から約 200 km 離れている Bhairab Bazar でも確認される。高水期には、Bhairab Bazar や Narshindi の上流側の測点では潮汐の影響はまったく見られなくなるが、下流側の測点では水位のピーク時でも認められる。

Bhairab Bazar における各年度の最高水位は、1986 年度：5.67 m, 1987 年度：6.91 m, 1988 年度：7.66 m, 1989 年度：6.41 m である。いずれの観測点においても高水期には 4.0 m を超える水位が観測されているが、この水位を超えている期間の長さは、6 月から 10 月のおよそ 4 カ月半から 5 カ月程度である。

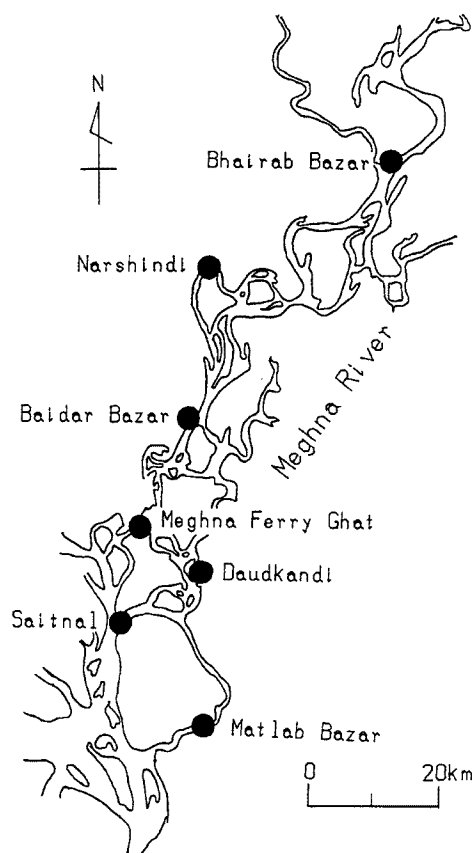


Fig. 1 Water level gauging stations along the Meghna river.

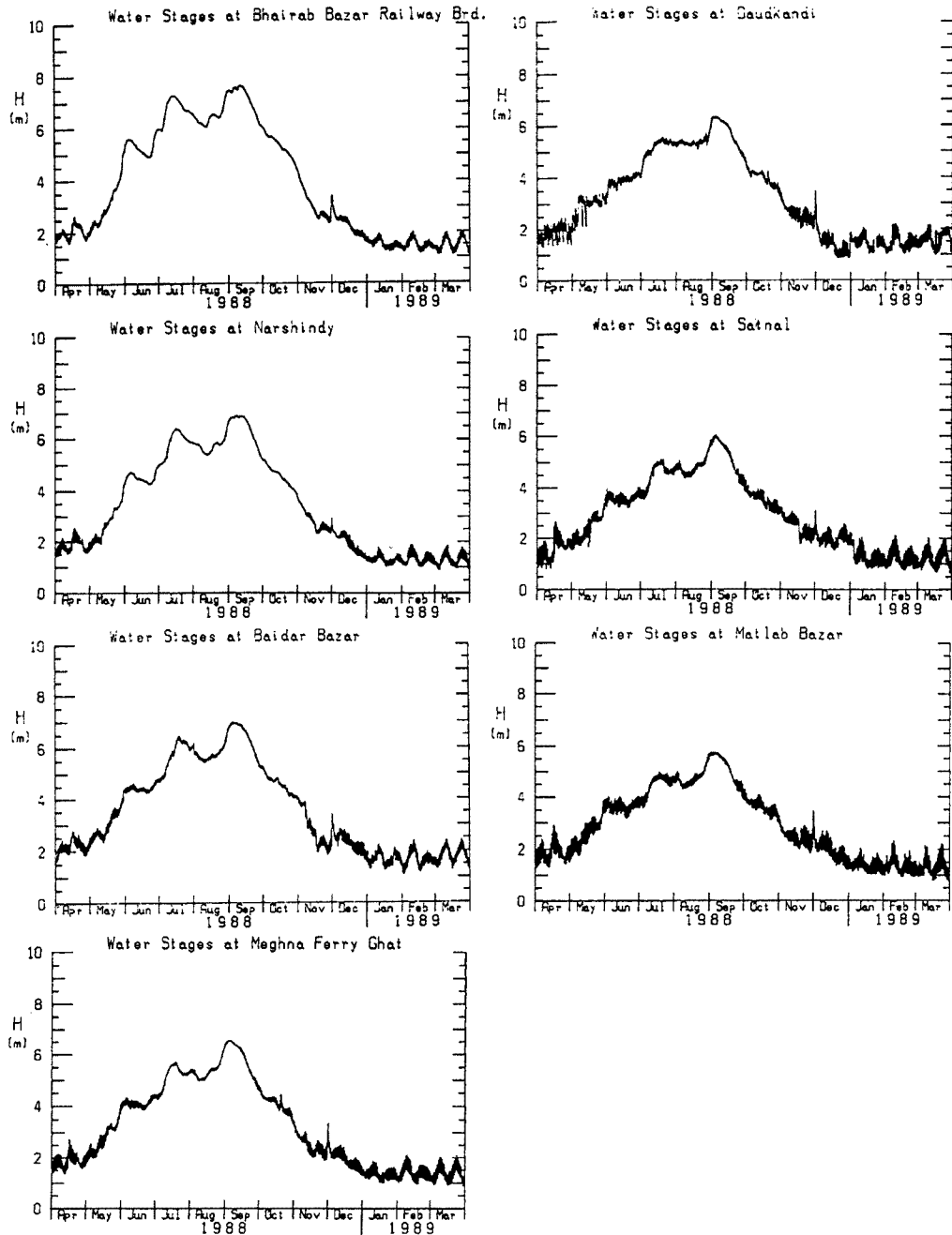


Fig. 2 Changes in water levels at gauging stations along the Meghna river in 1988.

最上流の Bhairab Bazar と最下流の Matrab Bazar の低水期から高水期に移行する際の水位のピークはほぼ一致しており、この期間の両地点の水位のピークの生起時刻に大差はない。一方、高水期から低水期へ水位が減少する時期において、上流側ではかなり水位が下がるのが早い、下流側はそれに比べて緩やかに水位が低下しており、完全に低水期に達するまでは上流側よりも時間がかかる。これは、下流側は上流側より

も比較的早い時期に氾濫し、水位が上昇しにくくなるが、氾濫水が引くまで時間がかかるためであろう。

Fig. 2 に示している 1988 年度の出水期には、全体的な高水位に上乗せさせられた形で 3 つのピークが存在している。その中でも 9 月のピークは非常に高く、メグナ河の既往最大流量である $19,800 \text{ m}^3/\text{s}$ に対応している。1988 年度以外の出水では、下流側におけるピークは余り目立たないのに対して、1988 年 9 月の出水では、上流側と下流側のピーク波形がほとんど同型をしており、この出水がメグナ河全流域に影響したことが判る。また、1988 年度の高水期は他年度のものに比べて、その始まりが 5 月下旬と早く、高水期が長いことも特徴の一つである。なお、BWDB (Bangladesh Water Development Board) による Meghna Ferry Ghat の 4 年間の最高水位は、1988 年度の 9 月に記録された 6.29 m であり、次章の平面流況解析ではこの水位に高水期に発生頻度の高い水位である 4.0 m と 5.0 m を加えて解析を実行する。

(2) メグナ河下流部の洪水流

Fig. 3 は、1988 年度の Bhairab Bazar における 12 時に測定された水位 H_{BB} と下流 6 測点における 12 時の水位の相関関係を示したものである。また、1990～1991 年に測量された河道の横断面形状から、Meghna Ferry Ghat より上流の各観測点の横断面図を **Fig. 4** に示している。

Fig. 3 に示したように、低水期における Bhairab Bazar の水位と他の観測点の水位の差は、1988 年でも他年次と同様にほとんど無く、水面勾配は零または潮汐の影響を受けて負になっている。しかし、バラツキの大きい Daudkandi を除いて、Bhairab Bazar の水位が 3.0 m に達する付近から水位差が明確になり始め、Bhairab Bazar の水位が 5.0～6.0 m に達したあたりから上方で水位差の増加が止まり一定となる。このような傾向は、上流の観測点には他の年度でも見られるが、下流側では明確には現れない。**Fig. 4** によれば、この水位差が増加し始めるときの各観測点の水位はそれぞれの河岸高とほぼ対応しているようである。したがって、 H_{BB} が 5.0～6.0 m 以上の高水時に水位差が変化しなくなるのは、Bhairab Bazar でも氾濫原への溢水が始まるためであると思われる。これは、氾濫原の高さが 5.0～6.0 m であることや、全体的に下流側ほど低い水位から水位差が増加していくことから判る。

つぎに、1988 年次以外の Bhairab Bazar と Saitnal の水位相関図を **Fig. 5** に例示する。1986 年度では、いずれの水位観測点においても、高水期と低水期が明確に分離され、水位の変化に応じてループが描かれていることが特徴であって、下流側の観測点ほど大きなループとなっている。ループの方向はいずれも反時計回りであり、6 月から 7 月の低水期から高水期へと水位が上昇しているときは水面勾配はやや緩やかであり、10 月頃の水位の下降期ではかなり水面勾配が大きい。水位相関図がこのようなループを描く原因としては、Bhairab Bazar より上流の地帯にはかなり広い氾濫原があり、この氾濫原が貯留機能を果たしていること、下流側に大きな影響を与えているパドマ河の水位の減衰が早いことなどが考えられるが、これらについては別途の検討が必要であろう。また、このループが、水位の上昇期、下降期とともに階段状になっていることは下流側の水位が十分低いため、上述の半月周期の潮位変動の影響を受けるためと思われる。

1987 年度でも、1986 年度のものと同様の反時計回りのループが描かれたが、水位の上昇期において階段状の変化が現れておらず、出水規模と水位の上昇速度の相違が大きく影響していることが判る。これは、下流側の水深が両年度でほぼ等しい 10 月頃の水位の下降期においては、類似の階段状部分が認められたことから確認できる。

なお、1989 年度の水位相関図は、その出水の規模は異なるものの 1987 年度のものと同様である。

つぎに、1988 年度の Bhairab Bazar の水位を横軸に、Bhairab Bazar と Saitnal 間の水面勾配を縦軸に取った相関図を **Fig. 6** に示す。ここでは高水期における両者の関係を明示するために、6 月から 10 月までの各月のデータは異なるマークで示している。

いずれの年度においても、**Fig. 6** の 1988 年と同様に水位と水面勾配はあきらかに正の相関関係にあり、高水期と低水期は正相関の明確な水位の上昇期・減少期を挟んで分離され、低水期には潮汐の影響で規則性が見られず、一方、高水期には 1988 年度と他年度ではその特性が異なる複雑なループを描いている。

1988 年度以外年度では、水位が洪水ピークに近づくにつれて水面勾配は上昇が徐々に緩やかになって、

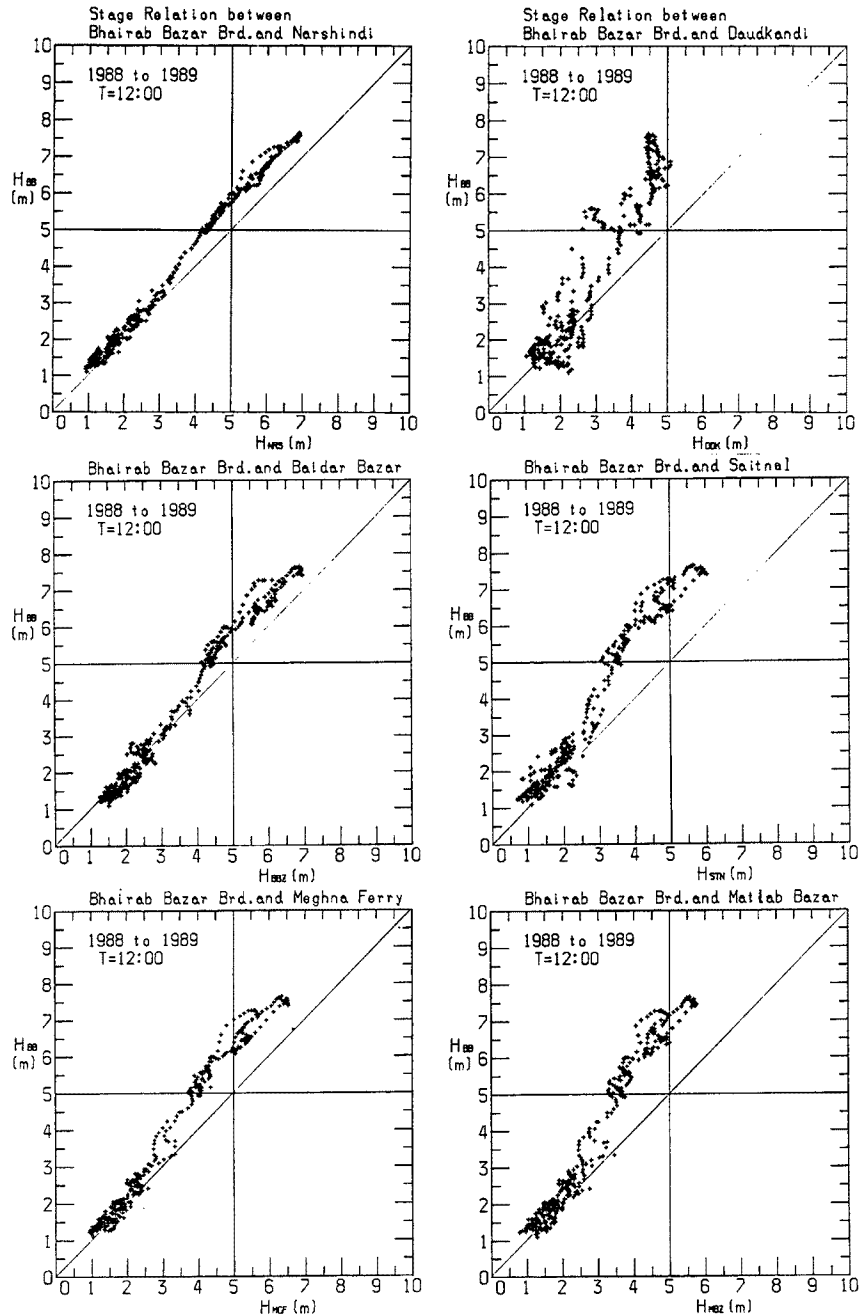


Fig. 3 Correlation between water levels at Bhairab Bazar and at other stations.

水位がピークに達すると一度減少し、水位が低下してくると再び上昇してピーク値に達し、ついで急激に下がるという8の字の逆のループを描き、水位の下降期の水面勾配は上昇期のそれよりも大きい。このようなループの描き方は、先述の上流氾濫原の保水機能とパドマ河の背水等が影響しているものと思われる。一方、1988年度では、水位上昇期に水面勾配のピークが現れているが、これは水位上昇が早く、かつ、その上流側の水位が非常に高かったためであると思われる。また、2回発生した大きな水位のピークに対応して

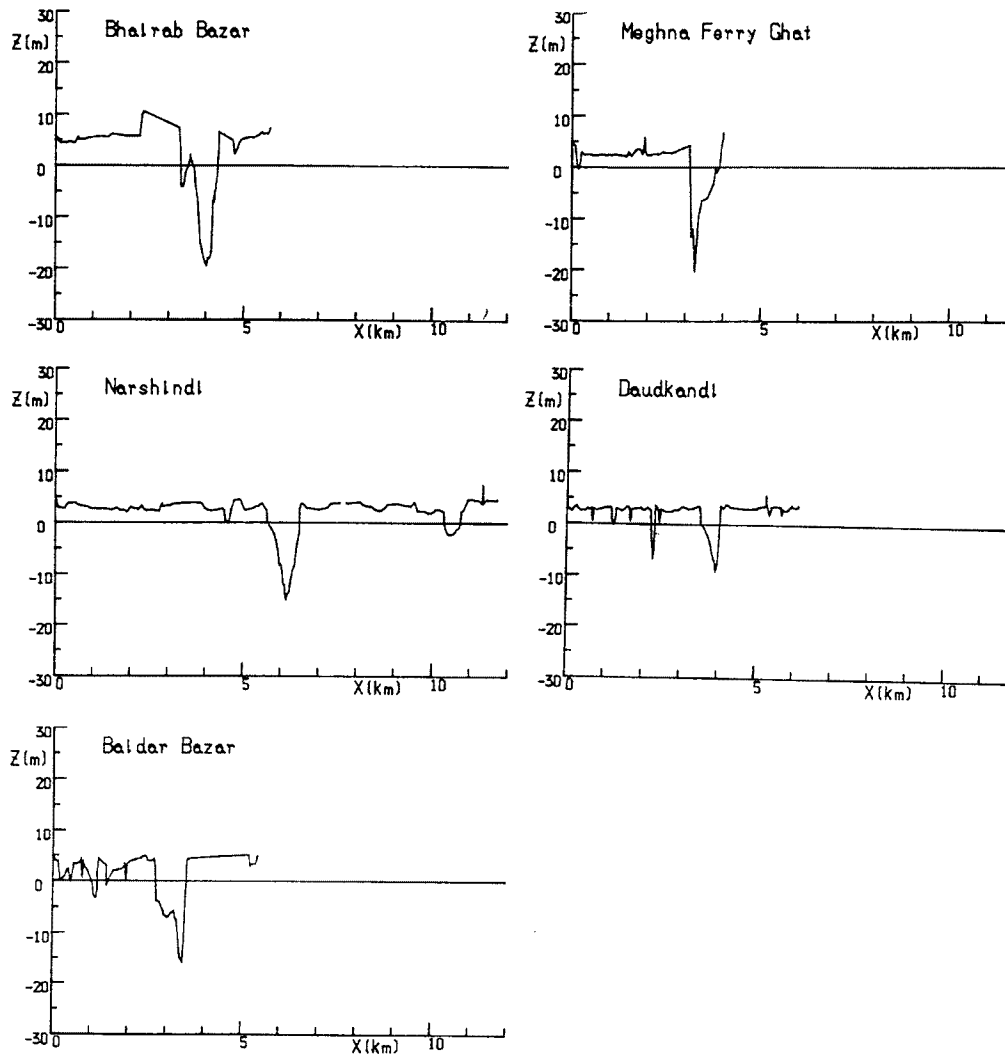


Fig. 4 Cross sectional shapes of the Meghna river near gauging stations.

ループが2つ生じている。

2.2 メグナ橋周辺の河道変動

(1) メグナ橋周辺の河道変動

メグナ橋周辺では、建設途上の1988年11月に橋の上流1.5～2.5 km 区間の右岸砂州の伸長、拡幅によって、左岸約2 kmにわたって奥行き方向に最大幅約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月に架橋地点の上流約7 km～下流約2.5 km 区間で河道測量が行われた³⁾。その後もフェリー埠頭の突堤付近で激しい河岸侵食が発生したため、1992年までに同区間で4回の測量が行われている。この測量区間はほぼ蛇行の1波長に相当し、特にメグナ橋上流の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。

Fig. 7に河道平面コンターと1989年4月～1992年6月の期間の河道変動を示す。上図のコンターは1989年測量時の河床高であって、1992年測量時の河岸線と比較した河岸侵食状況を示しており、下図は1992年測量時の河床コンターと測量断面における河床変動量を示している。黒く塗りつぶした部分は侵食（洗掘）箇所を、斜線を入れた部分は堆積箇所である。

河岸侵食が進行している箇所は、No. 6～No. 8の右岸、No. 2～No. 3の左岸、No. 2の右岸、No. 1の突堤直下流部とメグナ橋の左岸付近およびNo. D 3の右岸である。このうちとくに大きい箇所はNo. 2の右岸とNo. 1の左岸の侵食であり、50 m 以上河岸が後退している。

つぎに、各測線での横断形状の変化に注目すると、河床の洗掘が激しい部分はNo. 9～No. 6の最深河床線から右岸側、No. 2～No. 4の最深河床線から左岸側の部分、No. 1の左岸、No. D 1の左岸およびNo. D 4の右岸近傍である。一方、堆積が顕著であるのはNo. 9～No. 7の最深河床線から左岸側、No. 3～No. 4の最深河床線から右岸側、およびNo. 1、No. D 1の右岸側の部分である。

No. 6～No. 9の右岸に沿った流路では蛇行流の特徴が顕著に現れており、最深河床線から右側が侵食され、左側が堆積箇所となっているのは二次流の影響によるものであろう。この区間で河岸侵食が激しい一因に、河床高が-20 m と非常に深く、河床が洗掘されているので河岸が不安定となって、大きな河岸の崩壊が生じることが挙げられる。No. 4～No. 2の左岸でも、同様の理由で河床洗掘と河岸侵食が生じていると思われる。No. 6～No. 9およびNo. 4～No. 2の区間では、1988年の洪水でも激しい河岸侵食によって集落が流出被害を受けていて、1989年の調査でもこれらの地点で激しい侵食に対応して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が報告されている³⁾。1992年の調査ではこれらの河岸侵食・河床変動がさらに進行したことが示されており、No. 6～No. 9では今後さらに左岸側の砂州が発達して流路が右岸側に偏ることが予想される。

No. 3付近から下流では、流心線は徐々に右側に移動するが、No. 1のフェリー突堤による局所洗掘箇所が左岸近くに存在するために、流量の一部がその方向に向かうので、流心線は若干左側にずれる傾向にあると考えられ、No. 1、No. D 1では左岸側が侵食され、右岸側に堆積箇所がある。No. D 3に至ると流心線は完全に右岸側に移行していて、No. D 3～No. D 4では右岸側が侵食され、左岸側が堆積している。

また、No. 2～No. 5の区間における砂州と右岸に挟まれた分岐流路の規模は1989年の調査時点では、砂

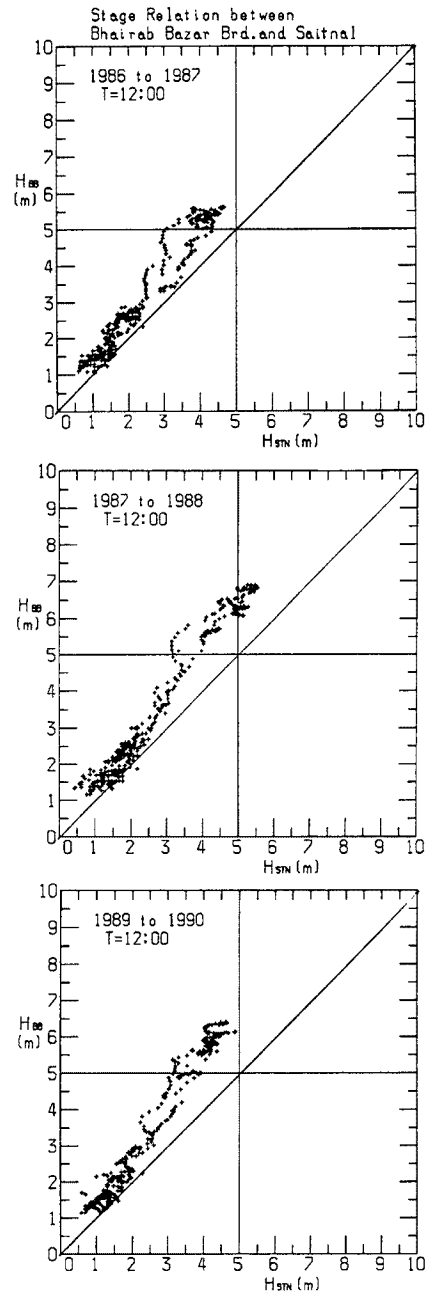


Fig. 5 Correlation between water levels at Bhairab Bazar and at Saitnal.

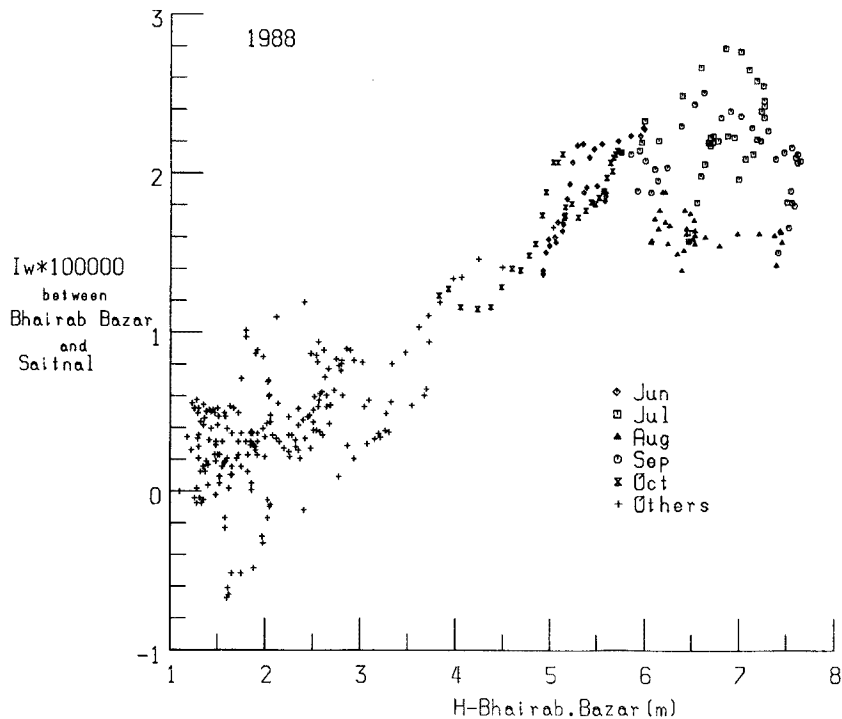


Fig. 6 Relationship between water levels at Bhairab Bazar and water surface gradient between Bhairab Bazar and Saitnal in 1988.

州満水時の最大水深が約 7 m, 流路幅は 450 m であって, 流水断面積は左岸側のその 1/5 程度であった。しかし, 1992 年の測量時点ではさらに右岸の河岸が 100 m 近く削られ, 河床も洗掘されて分岐流路が大きく拡幅されていることが判る。砂州が下流側に進行しており, No. 3 付近の二次流によって砂州が左岸側に張り出していくことを併せて考えると, 今後ますます右岸側に分岐する流量が増加していく可能性が高いであろう。この効果は No. 3 の左岸の河岸侵食を緩和する方向に作用するが, 分岐流路で洗掘された砂が No. 1 の右岸側に堆積して左岸に流れが集中するようになり, No. 1 ~ No. D 1 の左岸がさらに侵食されることも考えられるので, この分岐流路の変化には今後とも注意を払う必要がある。

(2) フェリー突堤付近の河床変動と河岸侵食

No. 1 の左岸側近傍に生じている河床の局所洗掘と河岸侵食について, ここで詳細な考察を加える。この侵食は河道の蛇行法線や砂州の位置からみると不自然な位置に発生しており, フェリー突堤を原因とした河床の局所洗掘であると考えられる。この侵食によって 1988 年洪水時には突堤前面の護岸矢板が倒壊したことが報告されているが, 現在でもこの侵食は進行しており, モスクなどの建物が流される等の被害が続いている。はじめに, 1989 年 11 月から 1993 年 11 月までの突堤付近の河床の等高線図を示すと Fig. 8 のようである。

1989 年 11 月には, 河床の深掘れが 30 m を越え, その洗掘領域もかなり広く拡大している。それから僅か 3 カ月後の 1990 年 1 月には河岸が奥行き方向に 50 m 以上も大きく後退しており, この間に非常に大きな河岸のすべり崩壊があったものと思われる。これは, 河岸高の高い斜面ほど不安定であり, すべりが洪水後から平水に戻る間に生じやすいこと⁴⁾と対応した現象であろう。その結果, 崩壊によって河道に流出した土砂が以前の洗掘箇所を埋め戻したために, この時点の河床には深掘れが目立たなくなっている。

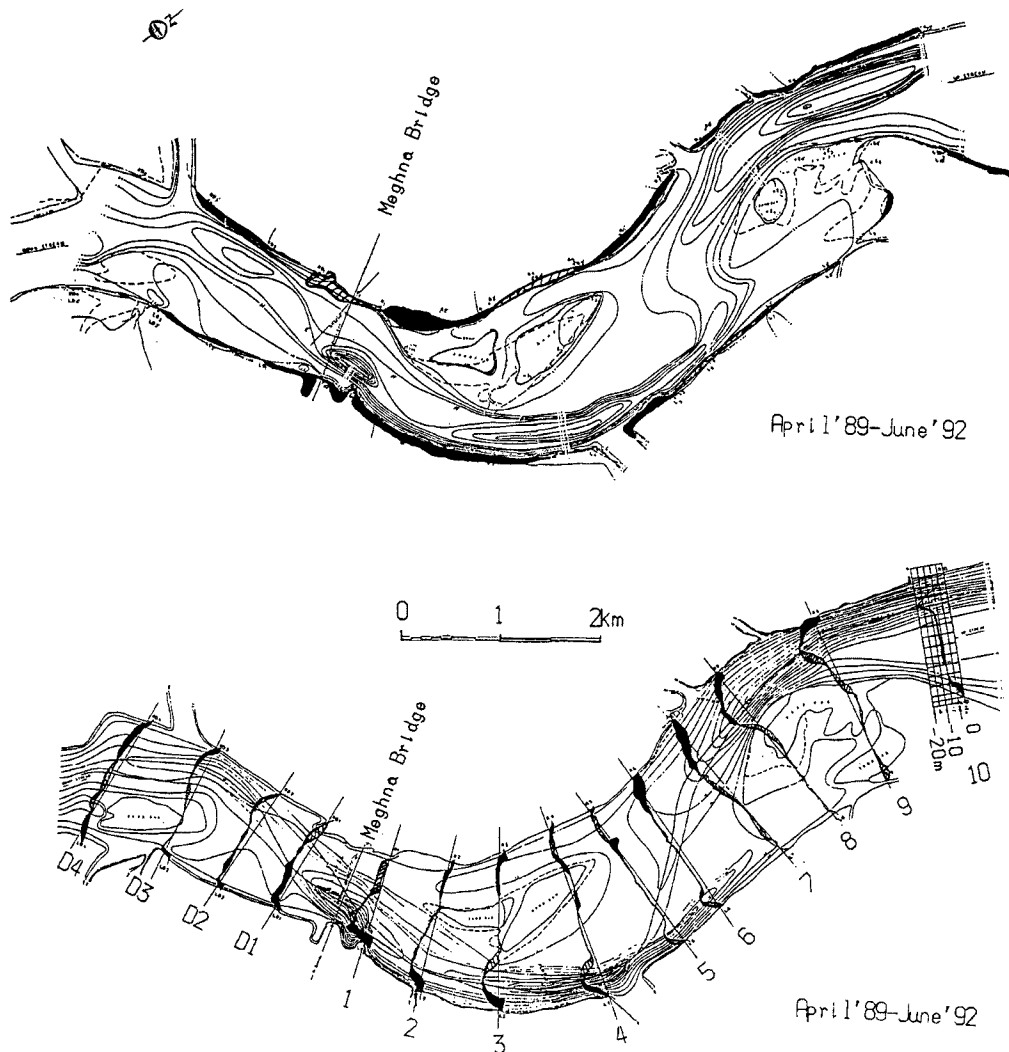


Fig. 7 Distributions of deposition and erosion areas in a river reach near the Meghna Bridge during 1989-1992 period.

1990年の12月には再び河床洗掘が進行しており、突堤自身もかなり侵食されている。同年の3月に発生していた河岸侵食は、その領域をメグナ橋の方へ大きく広げており、河岸は1989年の位置から最大でおよそ100 m 後退している。河床洗掘箇所も左岸方向に移動し、メグナ橋のP 9 と並ぶ位置近くまでになっている。

1991年10月には最深河床はさらに左岸方向に移動してP 10 と並ぶ位置に達しているが、その最深点は6 m 近く埋め戻されて-24 m 程度になっている。その一方で、-5 m の河床線が河岸のごく近くまで接近してきており、河岸の後退は見られないが、直前に河岸のすべりが発生したことが推測される。この後の1993年3月には突堤部分が削られているが、その傾斜が緩やかであることから徐々に進行した侵食であろう。

1993年9月から、突堤下流の侵食部分の埋め戻しと護岸工事が開始されており、1993年11月のコンター

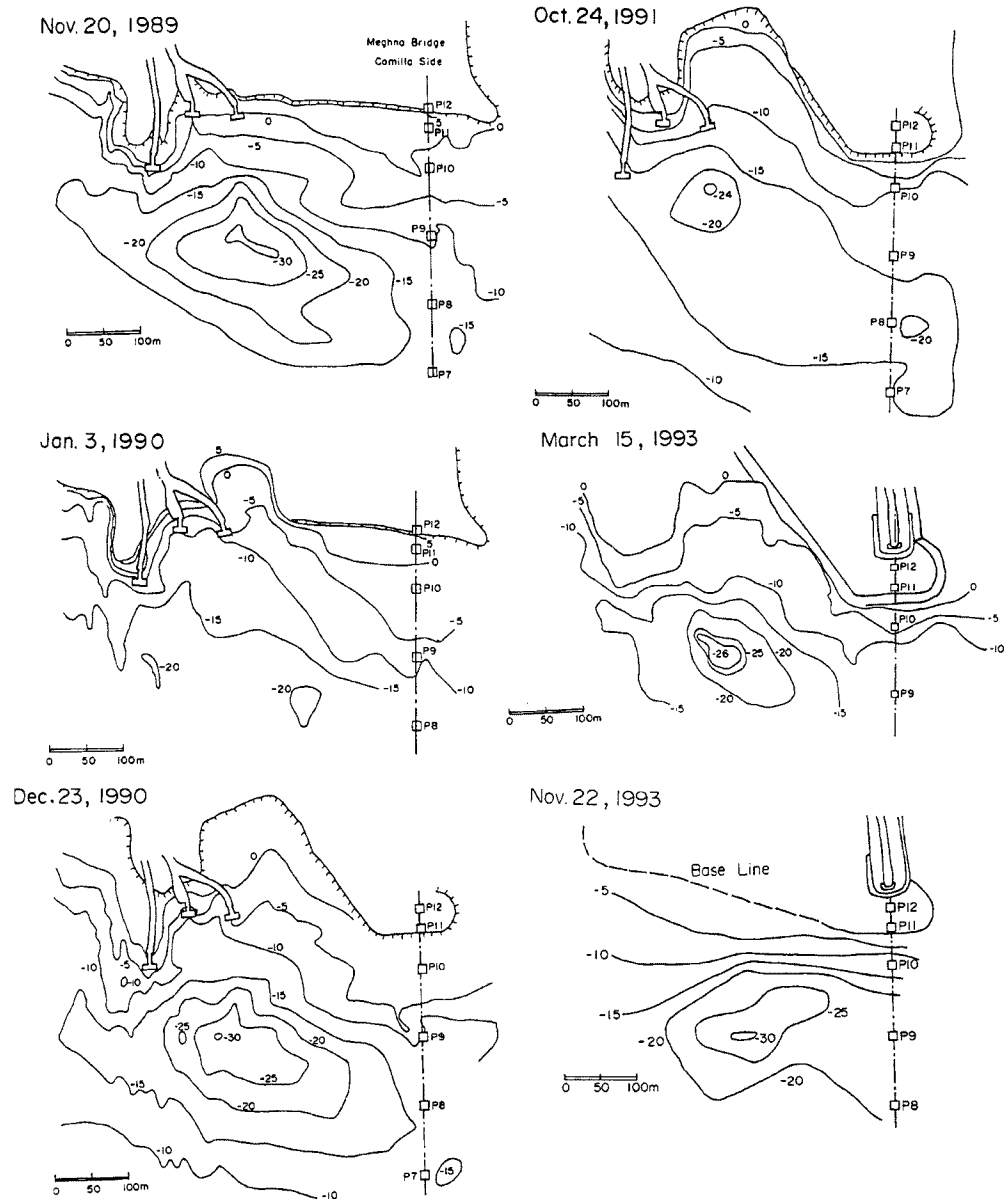


Fig. 8 Changes in scour hole near the Meghna ferry pier during 1989-1993 period.

はその工事の進行中のものである。11月の最深点は、1993年3月のそれよりもやや河岸から遠ざかっているが、これが埋め戻しの効果であるという判定は今後の調査結果を待つ必要があり、現段階で考察を加えることは難しい。

Fig. 9 は最下流のフェリー埠頭付近（橋軸から約 250 m 上流）の河床横断形状の変化を示したものであり、また、**Fig. 10** は河岸および深掘れ部の移動状況を示すために、1988 年から 1993 年の間の -20 m の河床高コンターと河岸線の変化を重ねたものである。

Fig. 9 によると、1990 年と 1991 年に起きた侵食は奥行約 80 m におよぶ大きなものである。これは、最深河床高が -30 m にもなる深掘れ部が河岸近くに存在しているため、一度のすべり崩壊で非常に大きく河

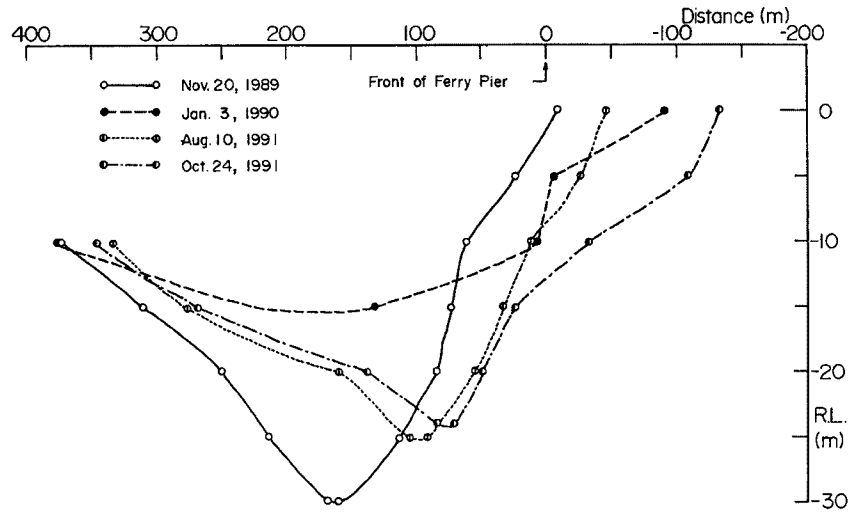


Fig. 9 Changes in cross sectional shapes near the Meghna ferry pier.

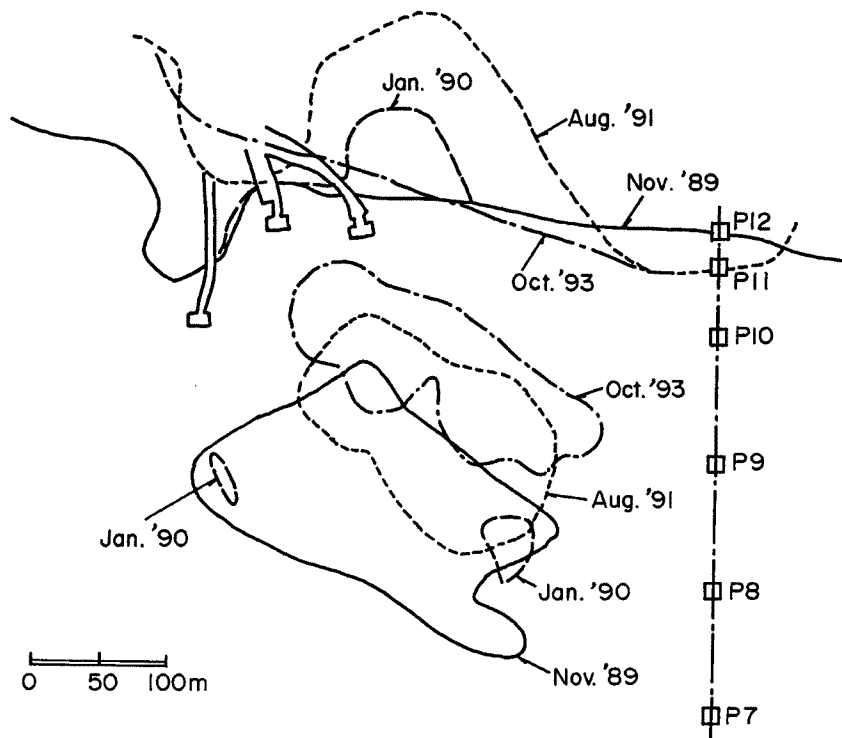


Fig. 10 Changes in 20 m contour lines near the Meghna ferry pier.

岸が後退することが原因と考えられ、大量の土砂が河床に崩落して堆積することになる。また、**Fig. 10**の平面的な変化を見れば判るように、突堤自身も削られて後退しているが、同時にその上下流の河岸も同程度侵食されているために、河岸に対して相対的に突堤はその形状を維持しているようになっていて、その位

置の後退に対応して、深掘れ部も河岸側へ移動していることが判る。

このように、突堤部が維持される理由がその土質条件にあるのか、他の原因にあるのかは現段階では不明であるが、河岸侵食と局所洗掘は相互に影響し合って拡大しており、これらを防ぐためには、一方のみの対策では不十分であって、両者に対して同時に対策を講じなくてはならないことが指摘される。

この点に関連して、次章ではメグナ橋周辺の洪水流況解析を行い、その結果をもとに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考察した。

3. メグナ橋周辺の洪水流況解析

3.1 洪水流況解析の基礎式と解析法

解析には既報³⁾と同様に平面 2 次元の浅水方程式を用いた有限要素法を適用した。有限要素分割は 3 角形とし、3 角形要素内の水理諸量はすべてその 3 節点の値を用いた線形内挿によって近似する。底面摩擦項は Manning の抵抗則によって表し、摩擦項に含まれる水深は、周辺の 3 角形要素の平均値を用いて解析の簡素化を図ったが、流速については絶対値を Galerkin 法で離散化した。他の項については Galerkin 法による通常の定式化で要素方程式を求めた。この要素方程式を全ての三角形要素について重ね合わせた全体方程式を作成する。この方程式を 2 段階陽的スキームによって時間的に離散化し、その時間的な極限として定常流の場合を計算する。計算時間の短縮を行うために全体方程式の行列の非対角成分を対角要素に集約した質量集中行列が用いられることが多いが、ここでは、妥当な計算結果が得られる可能性が高いことがわかっている⁵⁾ 次の方法を試みる。すなわち、水位の計算に対しては、2 段階陽的スキームの半ステップを計算するごとに質量集中行列を時間ステップの後のみに用いて水面形の不合理的な変動を取り除き、流速成分の計算は質量集中行列を時間ステップの前後に用いた。

3.2 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のうち解析対象としたのは、測量断面の No.D 4 ~ No.10 の約 10 km の区間であり、氾濫原への流出は無いものとして、基準杭の位置を河道と氾濫原の境界とみなし、まず横断測量点に沿って等間隔に 11 節点をとった。三角形要素を用いる有限要素法では三角形の形状が扁平であると不安定の生じる原因となることがあるので、三角形要素が正三角形に近い形状となるように、各測量線間を 3 分割あるいは 4 分割し、この線上にも同様に 11 接点を設け、河床高を内挿してメッシュを作成した。また、河岸侵食・河床変動が著しい左岸フェリー突堤付近では流況を詳細に計算するために No.D 1 ~ No. 1 の測量線間を 16 分割して、フェリーの突堤形状を計算メッシュに取り入れた。ついで、河床形状を適切に模擬するために最大水深点に最も近い点は、位置および河床高を最大水深点のものに置き換えた。さらに、最上流の測量断面 No.10 から上流側に約 1 km 計算区間を延長した。以上のようにして与えた計算メッシュの節点数は 693、要素数は 1240 である。

解析の境界条件は、流量が明確ではないので、既報³⁾と同様に上流部断面において所定の水位の水理条件から Manning の等流公式を用いて流量を概算し、Bhairab Bazar の流量と比較して妥当な値を与えた。

上流側の境界接点では水位および流速を初期条件の値に固定して、結果的にそこからの流入によって、下流部分の解析領域に適切な流量が供給されるようにしている。下流側の境界条件では、水位のみ初期条件の値に固定した。こうした水位は Bhairab Bazar と観測点間の水位相関図、および水面勾配と水位の関係図からメグナ橋の水位に対する水面勾配を推定して次項に述べるように設定している。

各節点の初期水位は、このようにして求めた平均的な水面勾配の方向が、この河道区間の全体的な流下方向 (30 度) であるとして与えている。また、流速ベクトルの初期値は、その大きさは Manning の等流公式を用いて設定し、その方向は各測線に直交するものとする。

一方、河道と氾濫原の境界は上述のように便宜上不透水境界とみなしたので、そこでの法線方向の流速は

無いように計算値を設定した。また、フェリー突堤の下流側の節点は静水域であるとみなして、流速を比較的小さい値に固定した。これは、この節点を固定しないで計算を行うと、この点の流速が非常に大きくなり不安定の原因となるためである。

なお、Manning の粗度係数は0.02 として計算を行っており、水位が地盤高よりも低くなった場合には流速を0にするとともに、水深は正の微小量を与えて計算を続行させた。

3.3 解析結果とその考察

計算はメグナ橋地点における初期水位 $H_{BRG} = 6.3\text{ m}$, 5.0 m , および 4.0 m の3段階と、フェリー突堤部分の影響を検討するために突堤部分を除去した河道条件で $H_{BRG} = 5.0\text{ m}$ の場合について実行した。初期水面勾配は Fig. 6 の水位相関図から $H_{BRG} = 6.3\text{ m}$ のときは $1/50,000$, $H_{BRG} = 5.0\text{ m}$ では $1/80,000$ および $H_{BRG} = 4.0\text{ m}$ の場合には $1/100,000$ と与えた。上流端境界条件の流入流量は $H_{BRG} = 6.3\text{ m}$ で $12,500\text{ m}^3$, $H_{BRG} = 5.0\text{ m}$ の場合には $8,000\text{ m}^3$, $H_{BRG} = 4.0\text{ m}$ の場合には $4,000\text{ m}^3$ である。

前節で述べたように、水位の計算には質量集中行列を時間ステップの後のみに用いているので、かなり早い段階で定常状態に達した。しかし、予備計算から流速は水位よりも定常状態に達するまでにかなりの時間を要し、かつ河床形状の急激に変化する地点において不安定が生じやすいことが判ったので、計算時間間隔は0.2秒と短めにとることにした。その結果、初期状態からおよそ12時間を経過すれば、水位・流速ともにほぼ定常状態に達するようになった。

この定常状態の流況を、 $H_{BRG} = 6.3\text{ m}$ および 4.0 m の場合について流速ベクトル図で表すと Fig. 11 のようである。煩雑さを避けるために、No.D 1～No. 1 区間のように節点数が多い区間では、4 節点ごとに流速ベクトルを表示している。

$H_{BRG} = 6.3\text{ m}$ の場合、蛇行区間の全体的流れは平均の河道方向に直進する傾向にあるが、No.10～No. 8 区間の左岸にある砂州によって水深が小さくなっている領域では、その砂州を避けるような流れが現れており、明らかに河床形状の影響を受けていることが判る。一方、No. 2～No. 5 区間では、かなり大きな流速を保ったままで、流れは左岸側の砂州上を越流しており蛇行流の特徴は明確には現れておらず、上記のような傾向は強くない。これには河道を短絡する右岸沿いの分岐流路も影響していると思われる、実際その流路の流速値も大きくなってきている。つぎに、断面No. 2～No. 3 付近では、左岸側にある主流路の河床高が右岸のそれよりもかなり低いにもかかわらず、右岸側の流速の方がかなり大きくなっている。これは、水位が高いときには、No. 8～No.10 区間の右岸側に集中した流れが、そのまま平均的な水面勾配の方向に向かって直進してくるためであると考えられる。しかし、右岸側の単位幅当たりの流量は、水深が大きく異なるので左岸側主流路のその数分の1であろう。

No. 1～No. 2 区間の左岸付近では、流速ベクトルの方向が右岸側に比べてかなり不規則に変化しており、また、No. 1 断面の突堤の直下流部にはかなり明確な逆流が生じている。これらは突堤の影響を受けたものと考えられる。

断面 No. 1 より下流側では部分的には弱い蛇行流の特徴を示しているが、この付近の河道は河床高がほとんど一定であるので、全体的には大きな流速でほとんど直進している。

$H_{BRG} = 4.0\text{ m}$ の場合では、水位が上述の場合よりも 2.3 m 低下しているために No. 8～No.10 区間の砂州の影響がさらに顕著に現れており、砂州上には流速がほぼ0になっている部分や、逆流が生じているところもある。同様に、No. 2～No. 5 区間の砂州上でも、流速が全体的にかなり小さくなっていて、流れは明らかに分岐流路と主流路で2分されている。右岸と砂州に挟まれた分岐流路にはこの水位でも 1.0 m/s 程度の比較的大きな流速が生じており、左岸側の主流路の流速よりも大きくなっていて、分岐流路が拡大されていった傾向と対応している。この水位では、全体的に河床形状・河岸形状に対応した流れ場の形成がより明確になっており、蛇行流の様相がかなり顕著になっている。また、 $H_{BRG} = 6.3\text{ m}$ の場合と同様に、この水位においても、突堤の下流側には逆流が生じており、上流側の水流の乱れもほぼ相似の状態にある。

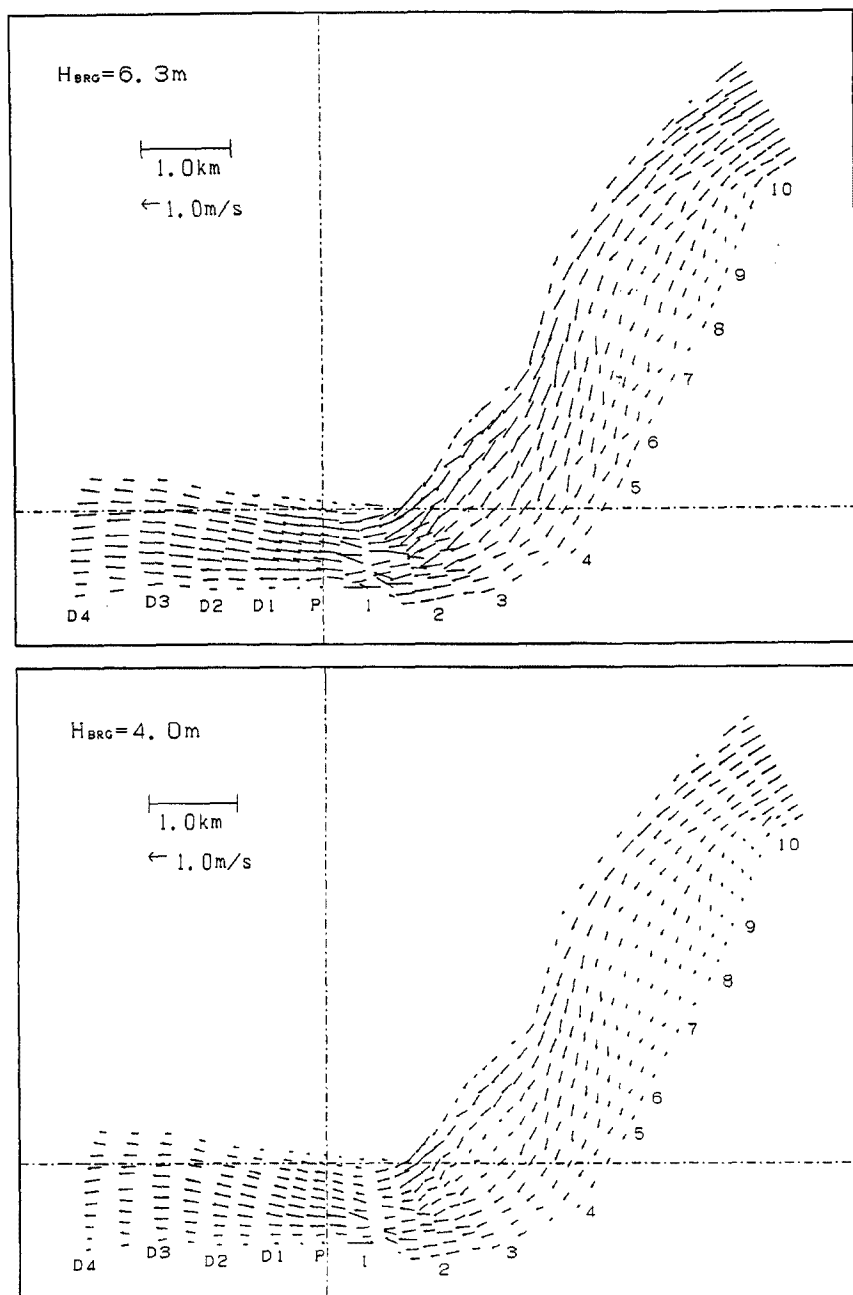


Fig. 11 Plan views of calculated velocity vectors.

つぎに、突堤部分の影響をより明確にするために、計算メッシュから突堤部分を除去した河道条件で計算を実行した。節点数と要素数は突堤のある場合と同じであって、水位は $H_{BRG} = 5.0\text{ m}$ 、平均水面勾配は $1/80,000$ とした。突堤がある場合とない場合について突堤付近における流速ベクトルの大きさの等値線図を示せば、Fig. 12 のようである。

突堤がある場合では、突堤先端付近では流速が 2.0 m/s に近い流速値を示す点があり、著しい水流の集中がみられる。また、突堤の下流側の左岸沿いでは、突堤がない場合の流速がおおよそ 1.0 m/s であるのに対して、突堤のある場合の流速が 0.6 m/s となっていて、突堤による遮蔽効果を示している。しかしながら右岸

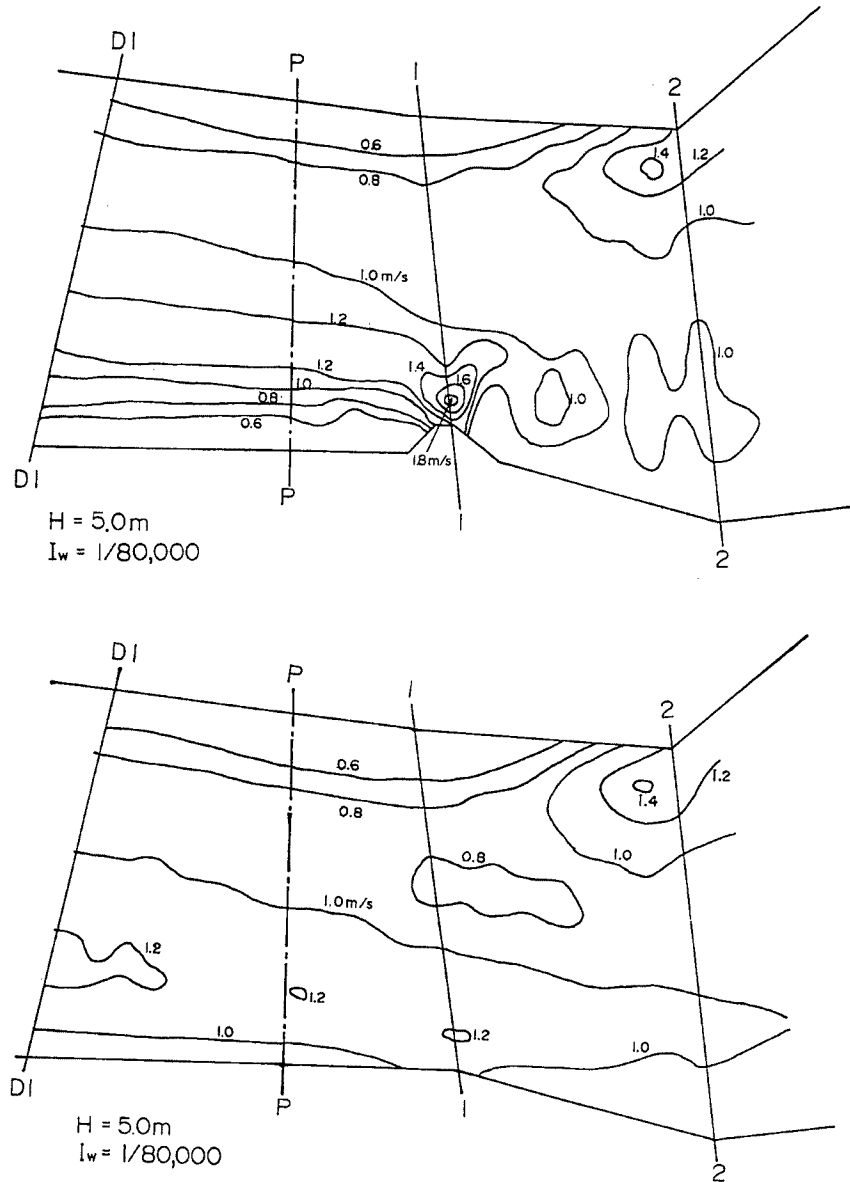


Fig. 12 Contour maps of calculated velocity near the Meghna ferry pier with and without the pier dike.

側の等流速線図には、ほとんど両者の差異はなく、断面 No. 2 の右岸付近ではいずれの条件下でも 1.4 m/s を越える流速が生じていて、これは上述した No. 2 ~ No. 5 の右岸と砂州に挟まれた分岐流路の比較的速い流れがこの付近に集中していることを表している。

3.4 実測結果との比較

以上の解析結果の妥当性を、1989年6月および7月の出水期にメグナ橋周辺で行われた現地観測の結果と比較して検討する。はじめにメグナ橋上流区間の右岸側5点における水位の変化と $H_{BRG} = 4.0\text{ m}$ の場合における水位の計算結果を比較すると Fig. 13 のようである。解析結果は観測値の平均値と比べるとおよそ 0.1 m 程度低くなっているが、断面 No. 3 から断面 No. 8 までの平均水面勾配はほぼ一致しており、また、

断面 No. 8 から上流の区間の水面勾配がほとんどなくなるという解析結果の特徴も観測値と一致している。

つぎに、メグナ橋地点において、水位 $H_{BRG} = 4.05 \text{ m}$, 4.5 m のときに表面浮子によって測定された流速値とその断面に最も近い解析断面の $H_{BRG} = 4.0 \text{ m}$, および 5.0 m における計算結果を Fig. 14 に示している。実測値と計算値はともに水位が高くなるにつれて流速が全断面で増加しており、いずれの水位において

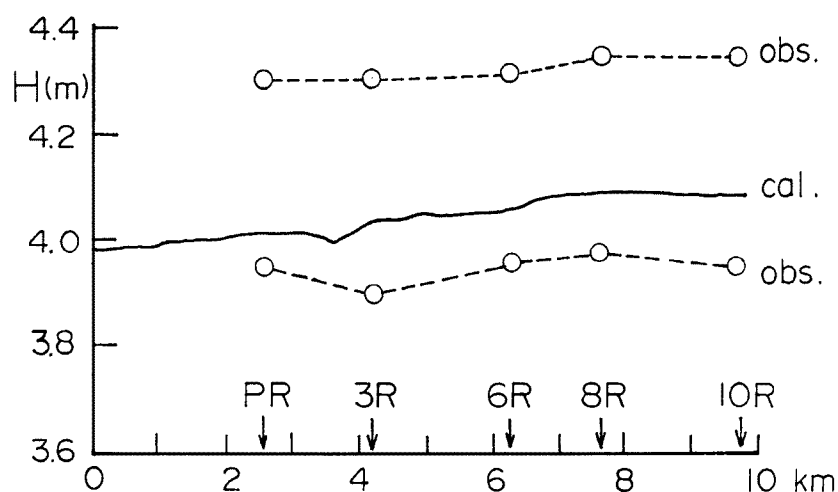


Fig. 13 Comparison of observed and calculated longitudinal profiles of water level at an upstream reach of the Meghna Bridge site.

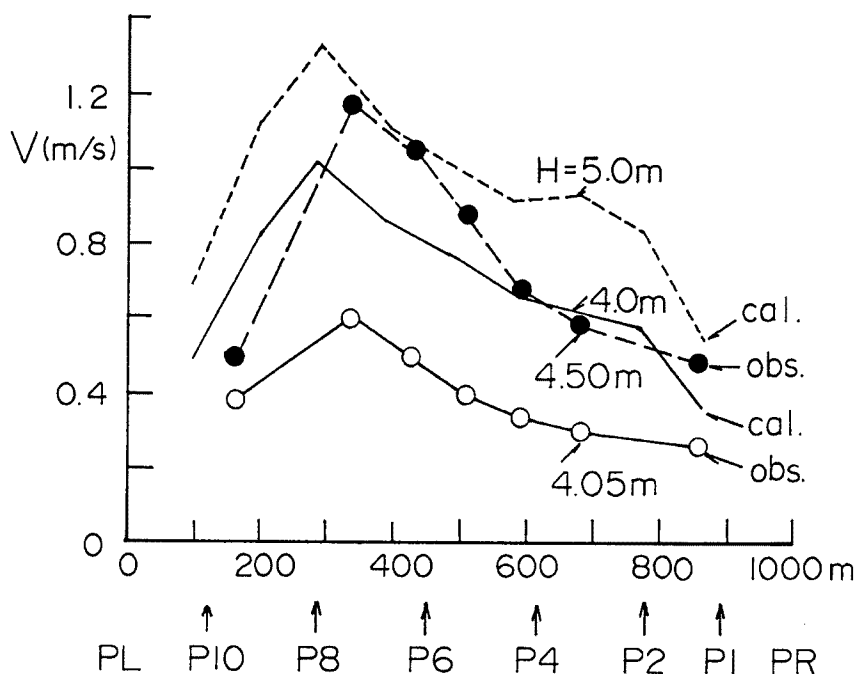


Fig. 14 Comparison of observed and calculated velocity distributions at the Meghna Bridge site.

も流速のピーク位置は左岸側に偏っていて一致した傾向を示している。しかし、 $H_{BRG} = 4.0 \text{ m}$ の場合の流速の解析結果は実測値よりも大きな値となっている。上述した水位の観測結果が実測値よりも低くなっていたことと併せて考えると、これは実際では水位が低くなると、砂漕の形成などによって底面摩擦が高水位のときに比べて相対的に大きくなる傾向があるのではないかと考えられる。以上のように、数点の水位と一断面における流速の比較ではあるが、ほぼ妥当な解析結果が得られていると思われる。

3.5 洪水流の特性と河道変動

解析結果から河岸侵食に直接関係する指標として、両河岸に近接する節点における $H_{BRG} = 6.3 \text{ m}$ の場合の水位 H_{LB} (左岸側), H_{RB} (右岸側) および $H_{BRG} = 6.3 \text{ m}$ と 4.0 m の場合の流速の絶対値 V_{LB} (左岸側), V_{RB} (右岸側) に着目し、それらの流下方向変化を示すと **Fig. 15(a)~(c)** のようである。

Fig. 15(a) の河岸に沿った水位の流下方向変化では、平面的に主流路の蛇行の転向点に当たる断面 No. 6 付近で右岸側の水位が低下して、左右岸沿いの水位が交差している。また、No. 1 ~ No. D 2 断面では逆方向に再び交わっており、これはこれらの欧面で流心線が対岸側に移行するためであって、蛇行流路の特徴がよく現れている。しかし、No. 1 より下流では流路がほぼ直進していくために左右岸の水位差は小さくなっている。右岸側の水位では断面 No. 2 付近で、また左岸側の水位は断面 No. 1 付近で急に低下して水面勾配が局所的に増大しているが、この変化は **Fig. 15(b)** における流速のピークと対応しているようである。

流速の流下方向変化は **Fig. 15(b), (c)** ともに右岸側は全体的に流下方向に減少する傾向にあり、逆に左岸側は増加する傾向にあって、断面 No. 1 ~ No. 2 の付近で両者が交差している。

Fig. 15(b) 図の $H_{BRG} = 6.3 \text{ m}$ の流速には断面 No. 1 付近から No. 2 の左岸に沿って大きな振動がみられ、上述のように断面 No. 1 の直下流で最大のピークが生じている。この流速の振動は、**Fig. 12** でも判るように、まず突堤の上流側で流れが小さくなり、突堤の先端付近で最大流速が生じ、水位の波状変化と対応している。突堤の直下流では左岸沿いの流速は急減し、さらにその下流では緩慢な上昇傾向に推移している。これは前節で述べた突堤の遮蔽効果とそれからの回復によるものであると考えられる。また、右岸沿いの流速は断面 No. 2 の付近で前述した水位の低下に対応したピークが現れているが、これは No. 2 ~ No. 5 区間の砂州によって分岐された狭い流路がこの付近で急拡するためと考えられる。

$H_{BRG} = 4.0 \text{ m}$ の場合、No. 1 ~ No. 3 区間における両岸側沿いの流速差が小さくなっており、右岸沿いでは $H_{BRG} = 6.3 \text{ m}$ の場合に見られた断面 No. 2 のピークはあまり目立たないものになっている。一方、左岸沿いの流下方向変化は $H_{BRG} = 6.3 \text{ m}$ の場合のものとはほぼ相似な様相をしており、流速の絶対値は異なるが、突堤による左岸付近の流況は変化しておらず、河床に及ぼす効果にも大きな変化はないと考えられる。

河岸侵食が河岸近傍の流速のみに支配されて生じるならば、この区間では、右岸沿いの分岐流路の出口である断面 No. 2 ~ No. 3 付近や、突堤の影響を受けて流速のピークが生じている断面 No. 1 の左岸、あるいは No. 9 ~ No. 10 区間の右岸が著しい侵食を受けることになる。また、流路弯曲の後半部となっている No. 3 の左岸や No. 7 付近の右岸でも、二次流の影響で河床が徐々に侵食された後に大きなすべりが発生して、河岸侵食が進行すると考えられる。以上のように、計算結果から推測した河道の変化は実測値とほぼ対応しているが、今回の解析は流速を水深平均した浅水方程式を用いるために、河道変動に対する二次流の影響は定性的にしか推測できない。今後、河床変動や二次流を定量的に評価する解析を行っていく必要がある。

4. 結 語

本研究では、河岸侵食が発生して住民の生活に重大な影響が生じているバングラデシュ国メグナ河下流部について、はじめに水位観測点における 1986 年~1989 年度の測定データを用いて、メグナ河の流況特性を検討した。ついで、顕著な河岸侵食箇所の一つであるメグナ橋上流 7 km~下流 2.5 km 区間の 1988 年から 1992 年までの河道変動の資料を用いて、河床変動と河岸侵食の実態を明らかにした。また、河岸の局所的

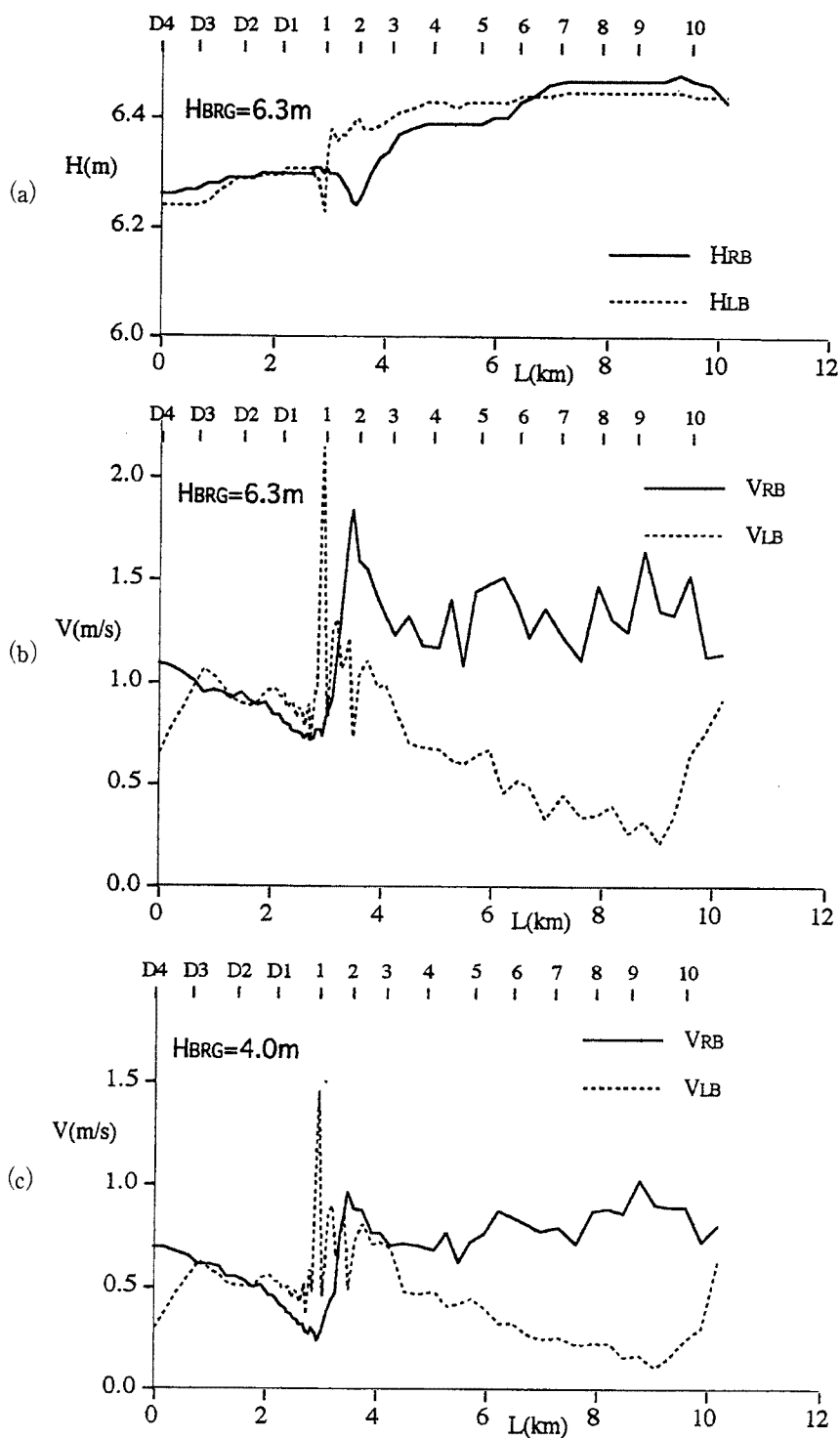


Fig. 15 (a) ~ (c) Longitudinal distributions of calculated water level and velocity near left and right banks along the river channels.

崩壊がとくに著しいメグナ橋直上流左岸のフェリー突堤付近について、河床変動との対応を詳細に検討した。さらに、既報³⁾の手法を改良して、メグナ橋付近を対象とした有限要素法による流れの解析をフェリー突堤の有無を含めて行い、その結果から水位変化に伴う橋周辺の河道区間における流況変化と河岸侵食・河床変動に対する影響について考察した。以下に得られた結果を要約する。

(1) メグナ河の水位の経時変化に見られる明確な特徴は、毎年7月～10月の期間の水位が4 m以上になる高水期と、12月～3月の低水期の存在である。低水期には、日最高水位と日最低水位の差が顕著であり、約半月を周期とした規則的な水位の波状変化も認められ、それぞれ潮汐の日変化と朔望二回の潮位変動に対応したものと考えられる。このような潮汐の影響はメグナ河下流部が極めて平坦な地形であるため、海岸線から約200 km離れたBhairab Bazarでも確認される。

(2) Bhairab Bazarと下流6測点における12時の水位の相関関係は、1988年以外はすべて反時計廻りのループを描いている。これは、水位の上昇期においては上流と下流の水位が同一速度で上がって行くが、水位の減少期では上昇期に比べて、上流側の水位が下流側に対して高くなることを示している。この傾向は、上流側の氾濫原の広さや、パドマ河の背水によるものと思われ、今後これらに対する検討が必要である。一方、1988年の水位相関のループは、ピーク付近では時計回りとなっているが、これは1988年の水位上昇が、非常に早かったためであると思われる。

(3) また、いずれの年次もBhairab Bazarの水位が3 mに達した付近から下流各側点との水位差が明確になり始め、水位の上昇とともにその水位差は増大して、Bhairab Bazarの水位が5.0 m～6.0 mに達した時点で水位差の増加が止まるという特徴を示している。これは、下流の氾濫原の地盤高およびBhairab Bazarの河道横断面の形状によるものであることが、測量資料の検討結果から説明された。

(4) メグナ橋周辺の河岸侵食が著しく進行している箇所は、河道蛇行が原因である測量断面のNo. 6～No. 8の右岸とNo. 2～No. 3の左岸、砂州による分岐流路の拡大によるものと思われるNo. 2の右岸、および突堤の影響による局所洗掘に起因するNo. 1の左岸付近である。これらのほとんどは河床洗掘が激しい部分に対応している。

(5) 堆積が著しい箇所は、No. 9～No. 7の流心線の左岸側、No. 3～No. 4の流心線の右岸側、No. 1の右岸、No. D1の右岸であって、また、No. 1の右岸の堆積はNo. 2の分岐流路の河岸侵食で流失した土砂によるものである。

(6) フェリー突堤付近の河岸侵食の特徴は、水深30 mにも及ぶ局所洗掘が徐々に河岸に接近し、それによって不安定になった河岸に大きなすべり崩壊が発生するという現象が繰り返されていることである。この侵食を防ぐために行われた護岸工事の効果を判断するために、今後もこの付近の河床・河岸の挙動には注目してゆく必要がある。

(7) メグナ橋周辺に有限要素法による平面2次元流れ解析を試み、水位・流速の実測結果にはほぼ一致する結果を得た。その結果、高水位の条件下では、全体的に直線的な流れとなり、いずれの場合でもNo. 2～No. 5の右岸に沿った分岐流路には左岸に比較して大きい流速が現れ、この流路が拡大していることと合致した。水位が低下すると、最深線に沿った蛇行流の特徴が明確な流れになる傾向が確認された。また、突堤の先端部付近に高い流速が発生し、突堤の下流には遮蔽効果による流速減少域があつて、その背後には逆流も生じる結果となった。突堤を除去した河道条件による解析結果にはこのような流況は現れず、突堤が流れに強く影響していることが判明した。

(8) 河岸付近の流速の流下方向変化から考察されるメグナ橋周辺の河道変動は、実際の河道変動とある程度一致するが、両者の対応が明確でない箇所もみられた。これは、水深平均の浅水流解析の限界とも関連しており、より精度の高い解析手法を開発していく必要がある。

今後、メグナ河の洪水流の特性をさらに詳細に把握しその挙動を予測して、河岸侵食を防止・軽減していくための有効手段を見出すためには、下流部の主要地点における流量・河床断面等を定期的に観測して、正確なデータを得ることが第一であり、その一歩としてメグナ橋周辺の河道変動と流速・水位の変化に関する

追跡調査・観測を行うことが重要である。また、数値解析面では浅水平面二次元解析に河床変動と河岸侵食の解析を取り入れ、さらに、二次流の影響を考慮にいたした 3 次元解析等への拡張を考えねばならないが、それとともに、長期間にわたる河道変動を予測しうる単純なモデルの開発も必要であろう。

参考文献

- 1) 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.72-93.
- 2) Bangladesh Water Development Board : Meghna River Bank Protection Short Term Study, Volume.11 A-6, 1990.
- 3) 村本嘉雄・藤田裕一郎：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—，京都大学防災研究所年報，第 35 号 B-2，1992，pp.89-114.
- 4) 新川清隆：河岸における側岸侵食の実態とその予測に関する研究，京都大学卒業論文，1990，30p.
- 5) 藤田裕一郎・村本嘉雄・田村多佳志：河川堤防の決壊に伴う外水と土砂の流入について，京都大学防災研究所年報，第 30 号 B-2，1987，pp.527-549.