No. 1

バングラデシュ人民共和国

メグナ橋護岸改修計画

基本設計調査報告書

平成10年2月

JICA LIBRARY
J 1144479 [1]

国際協力事業団
株式会社 パシフィック コンサルタンツ インターナショナル
日本工営株式会社

調無二
CR (2)
98-037

バングラデシュ人民共和国

メグナ橋護岸改修計画

基本設計調査報告書

平成10年2月

国際協力事業団
株式会社 パシフィック コンサルタンツ インターナショナル
日本工営株式会社

1144479(1)

序　文

日本国政府は、バングラデシュ人民共和国政府の要請に基づき、同国のメグナ橋護岸改修計画にかかる基本設計調査を行うことを決定し、国際協力事業団がこの調査を実施いたしました。

当事業団は、平成9年4月4日より5月18日までおよび同年7月30日より8月30日の2度に亘り基本設計調査団を現地に派遣しました。

調査団は、バングラデシュ国政府関係者と協議を行うとともに、計画対象地域における現地調査を実施いたしました。帰国後の国内作業の後、平成9年11月9日から11月13日まで実施された基本設計概要書案の現地説明を経て、ここに本報告書完成の運びとなりました。

この報告書が、本計画の推進に寄与するとともに、両国の友好親善の一層の発展に役立つことを願うものです。

終わりに、調査にご協力とご支援をいただいた関係各位に対し、心より感謝申し上げます。

平成10年2月

国際協力事業団
総裁　藤田　公郎

伝　達　状

今般、バングラデシュ人民共和国におけるメグナ橋護岸改修計画基本設計調査が終了いたしましたので、ここに最終報告書を提出いたします。

本調査は、貴事業団との契約により、弊社が平成9年3月24日より平成10年2月6日までの約11ヶ月にわたり実施してまいりました。今回の調査に際しましては、バングラデシュ国の現状を十分に踏まえ、本計画の妥当性を検証するとともに、日本の無償資金協力の枠組みに最も適した計画の策定に努めてまいりました。

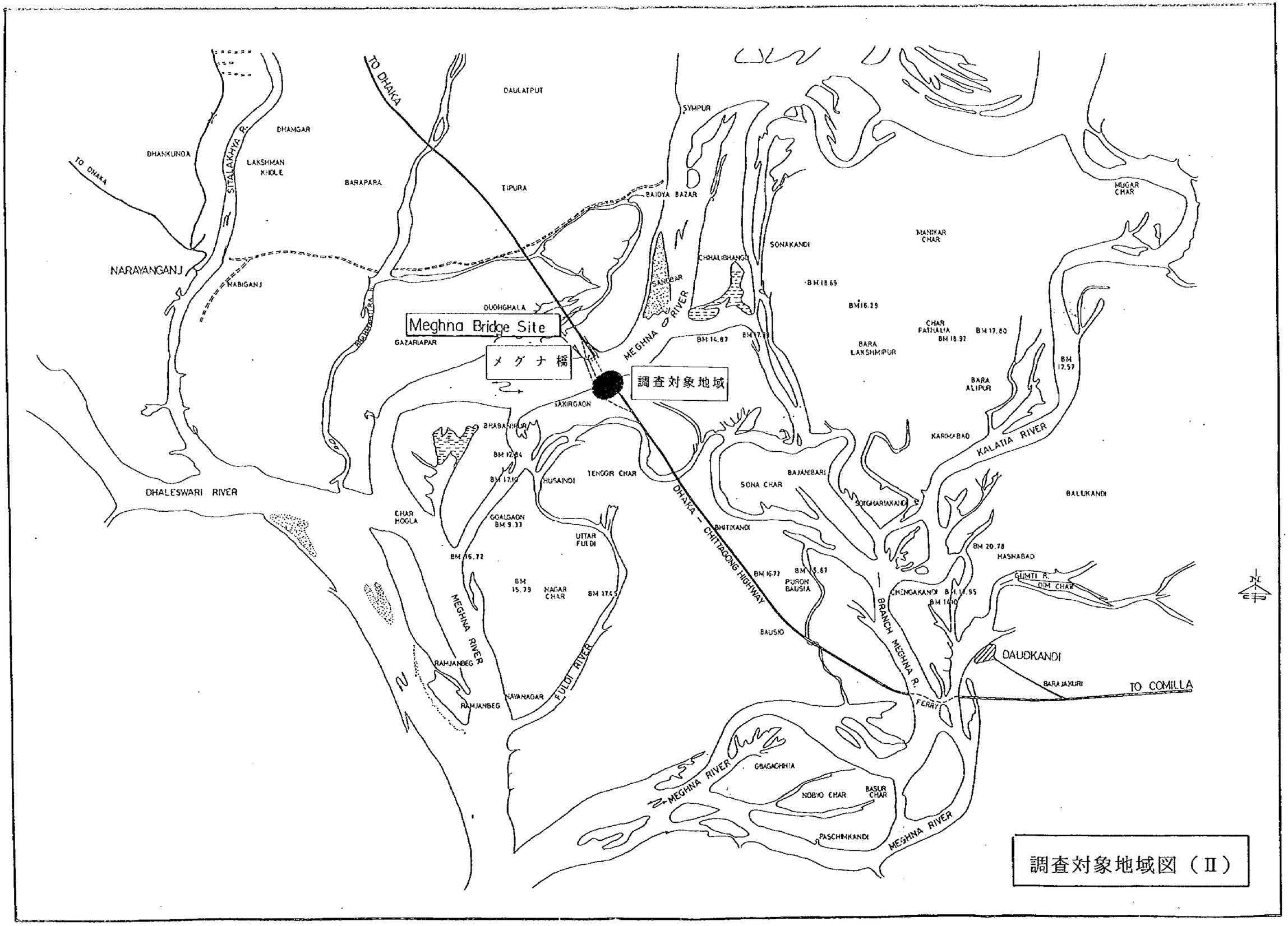
つきましては本計画の推進に向けて、本報告書を大いに活用されることを切望いたす次第です。

平成10年2月

株式会社 パシフィック コンサルタンツ インターナショナル
日本工営株式会社
メグナ橋護岸改修計画基本設計調査団
業務主任　　小　川　　直　也

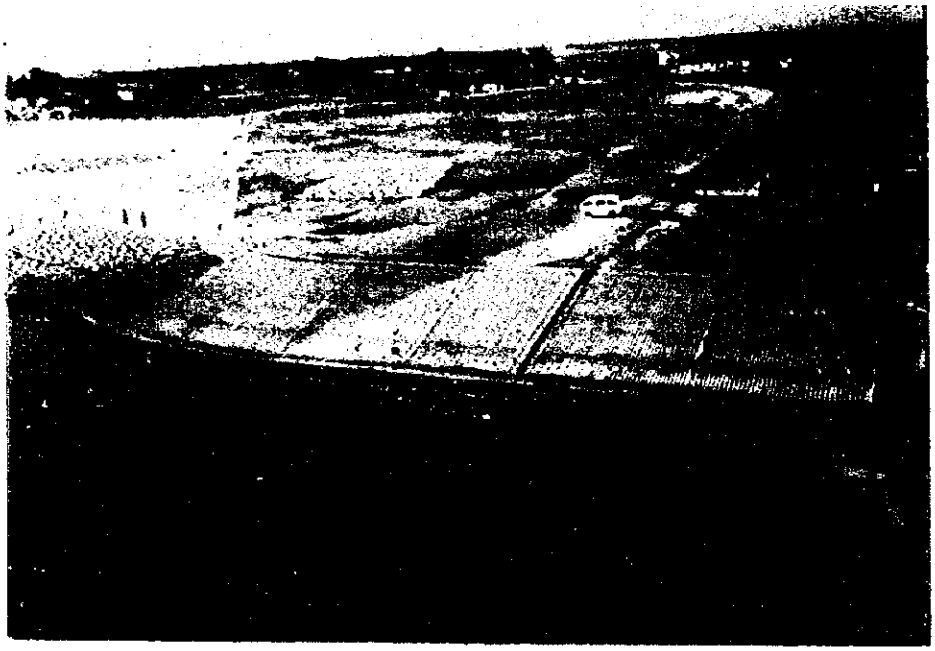
調査対象地域
MEGHALAYA
Shillong
Nowgong
Silchar
CACHAR
RAJSHAHI
DHAKA
TRIPURA
FARIDPUR
BARISAL
Barisal
KHULNA
PATUAKHALI
Calcutta
Chittagong
Cox's Bazar
MOUTHS
GANGA

調査対象地域図（Ｉ）

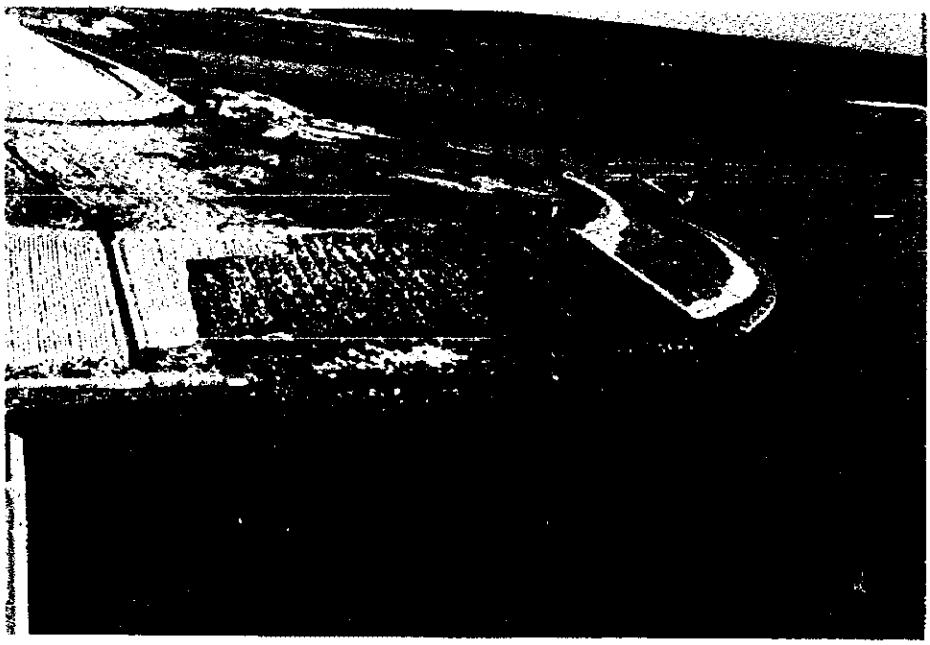

TO DHAKA
DAULATPUT
SYMPUR
DHAMGAR
DHANKUNDA
LAKSHMAN KHOLE
SITALAKHYA R.
BARAPARA
TIPURA
BAIDYA BAZAR
MUGAR CHAR
MANIKAR CHAR
SONAKANDI
CHHALIBHANGA
SANGAR
NARAYANGANJ
NABIGANJ
DUDHGHALA
Meghna Bridge Site
GAZARIAPAR
メグナ橋
MEGHNA RIVER
調査対象地域
SAKIRGAON
BHABANIPUR
BM 18.69
BM 16.29
CHAR FATHALIA
BM 17.80
BM 18.92
BARA LAKSHMIPUR
BM 17.57
BARA ALIPUR
KARMABAD
KALATIA RIVER
BM 14.87
BM 17.19
BM 17.10
HUSAINDI
TENGGIR CHAR
SONA CHAR
BAJANBARI
SORGHARKANDI
BALUKANDI
DHALESWARI RIVER
CHAR HOGLA
GOALGAON
BM 9.33
UTTAR FULDI
BHITIKANDI
DHAKA - CHITTAGONG HIGHWAY
BM 20.78
HASNABAD
BM 16.72
BM 15.67
PURON BAUSIA
GUMTI R.
DIM CHAR
BM 15.79
NAGAR CHAR
BM 17.65
CHENGAKANDI
BM 17.95
BM 14.00
MEGHNA RIVER
BAUSIO
BRANCH MEGHNA R.
DAUDKANDI
RAHJANBEG
FULDI RIVER
NAYANAGAR
BARAJAKURI
TO COMILLA
FERRY
GBAGAOHHIA
NOBYO CHAR
BASUR CHAR
PASCHIMKANDI
N

調査対象地域図（Ⅱ）

メグナ橋全景
（P１０－P６）

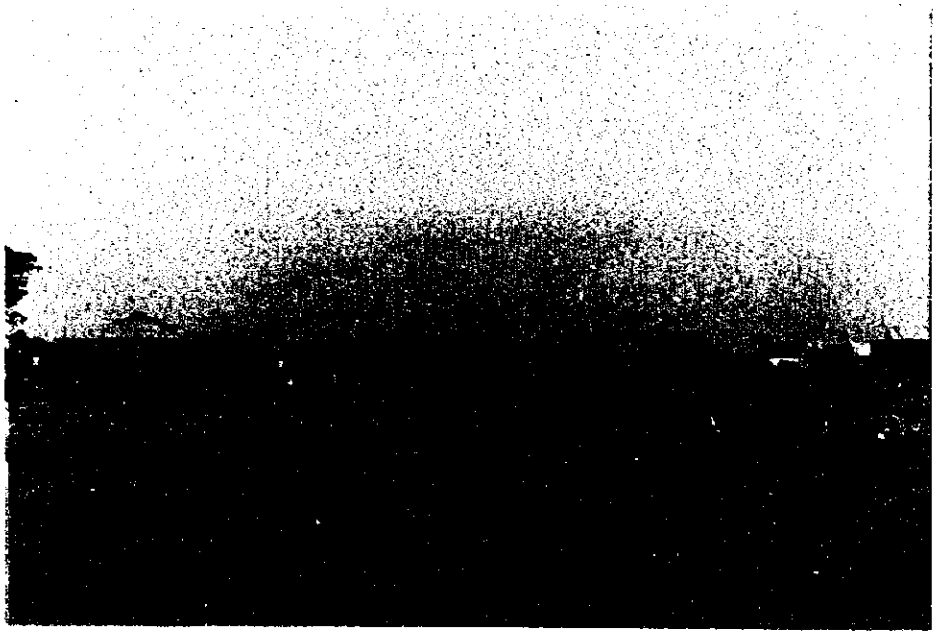


左岸上流側
護岸現況



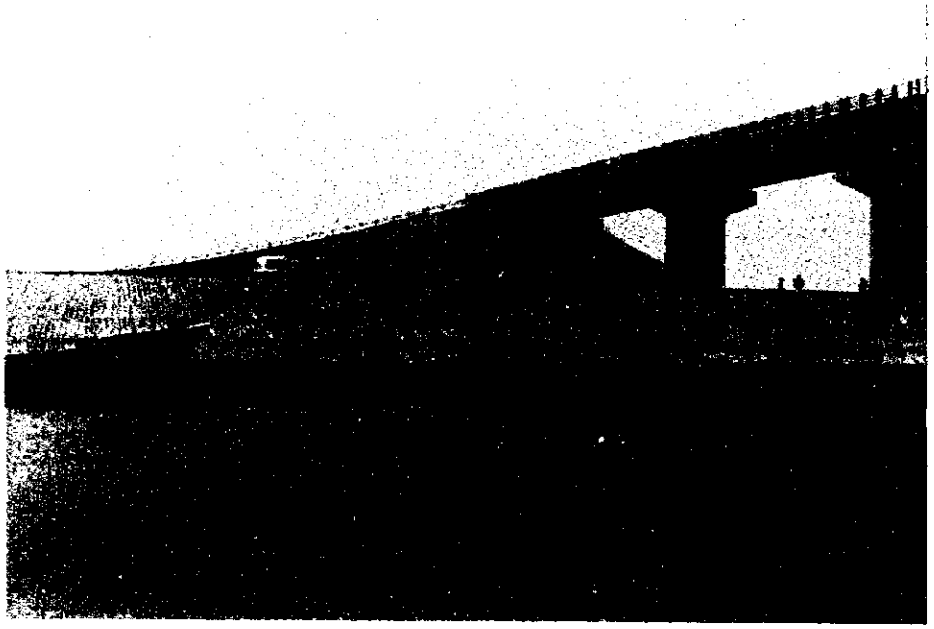
左岸下流側
護岸現況

左岸上流
河岸浸食

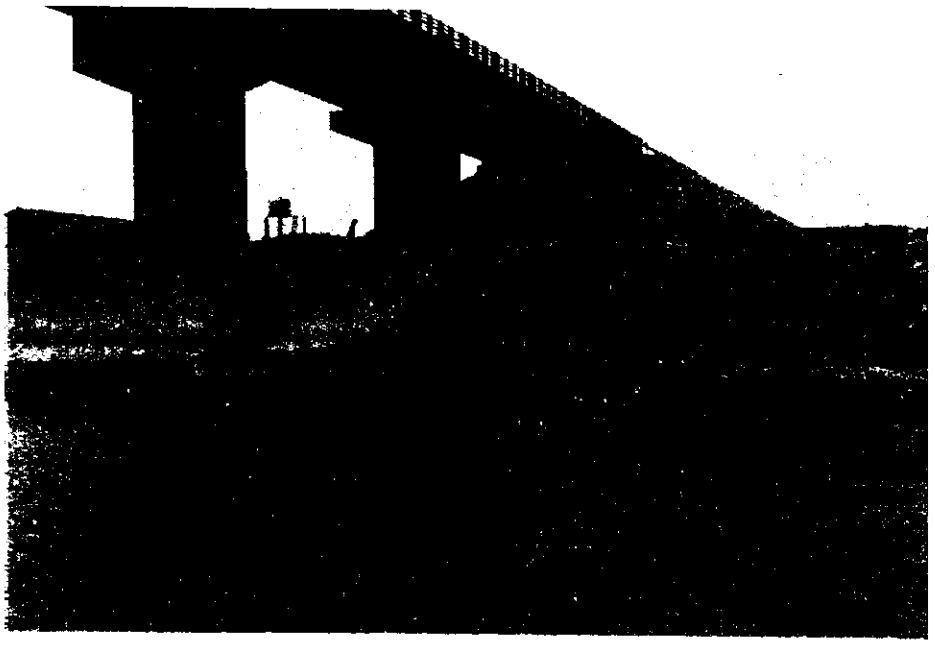


左岸上流
護岸改修地点

左岸上流
護岸改修状況



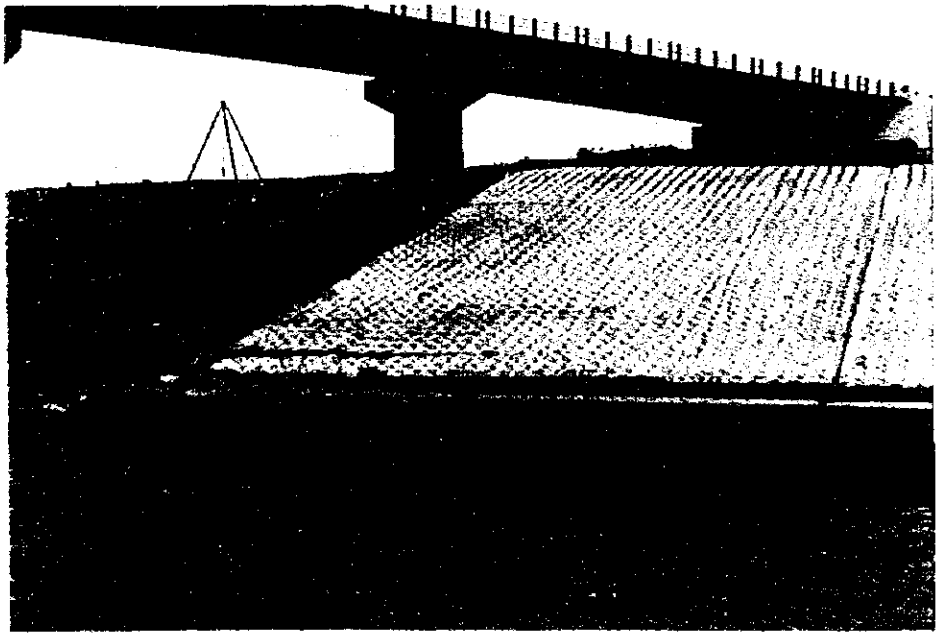
左岸上流側
ファブリマット



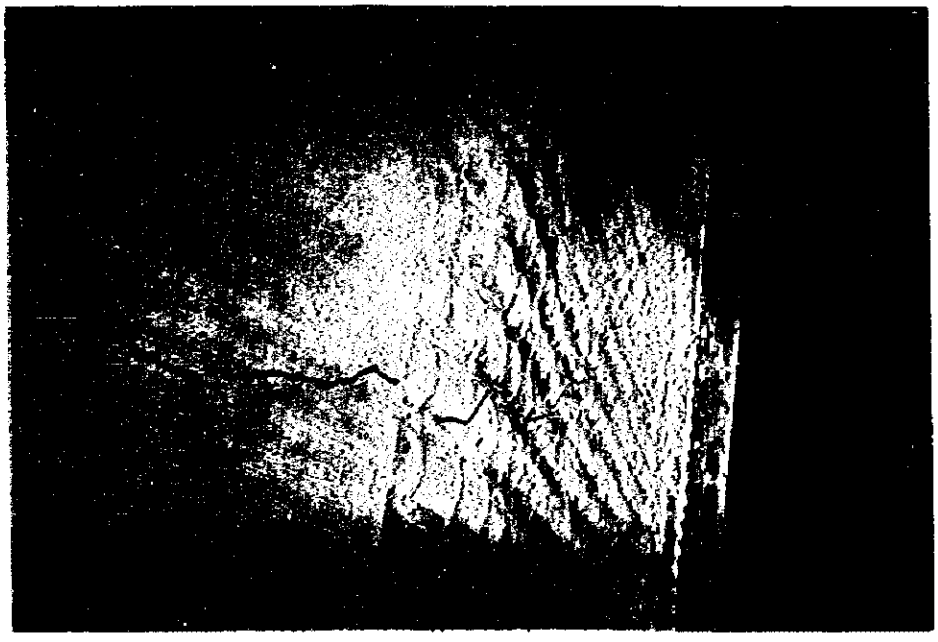
左岸下流側
ファブリマット
と蛇籠、捨石工

左岸下流側より

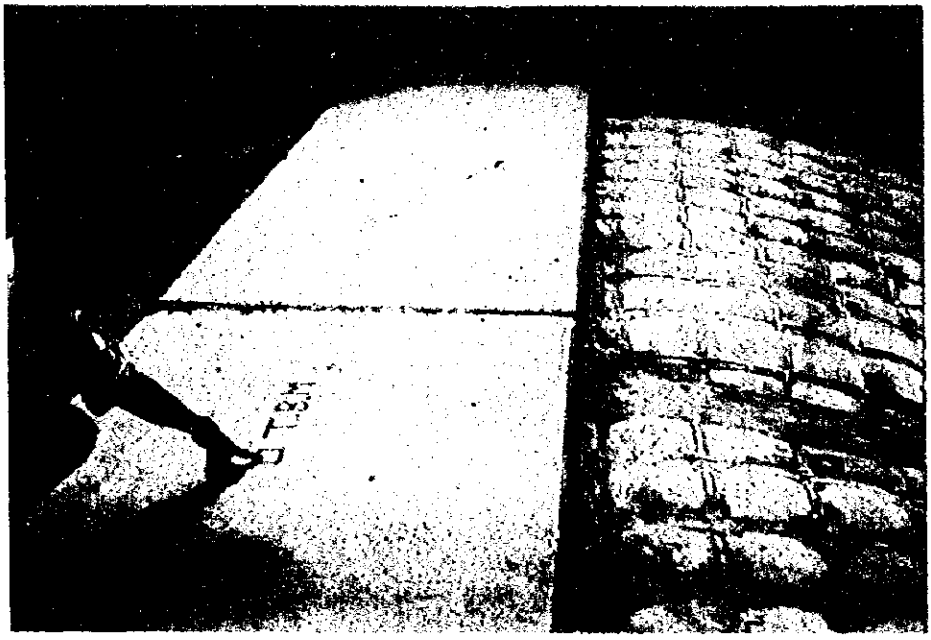
蛇籠工と法肩
の現況
（左岸上流）



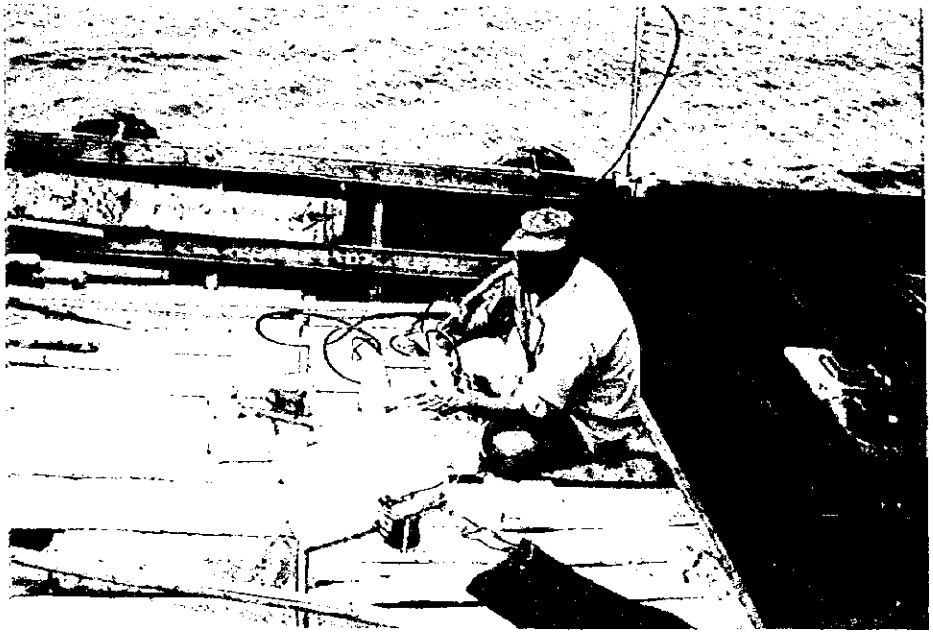
ファブリマット
及びコーピング
の損壊
（左岸下流）



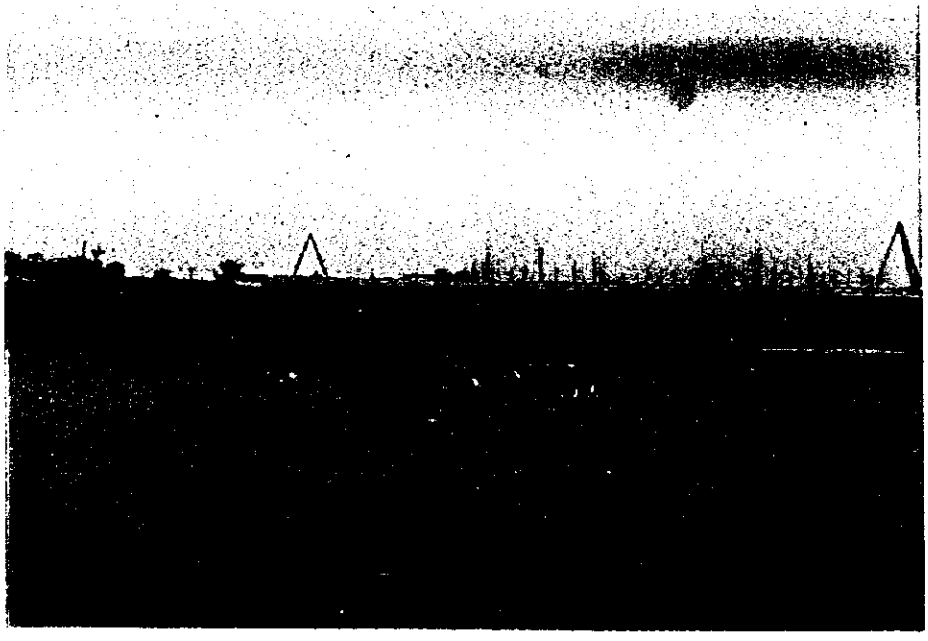
ファブリマット
のクラック
（0.5-1cm）
（左岸下流）



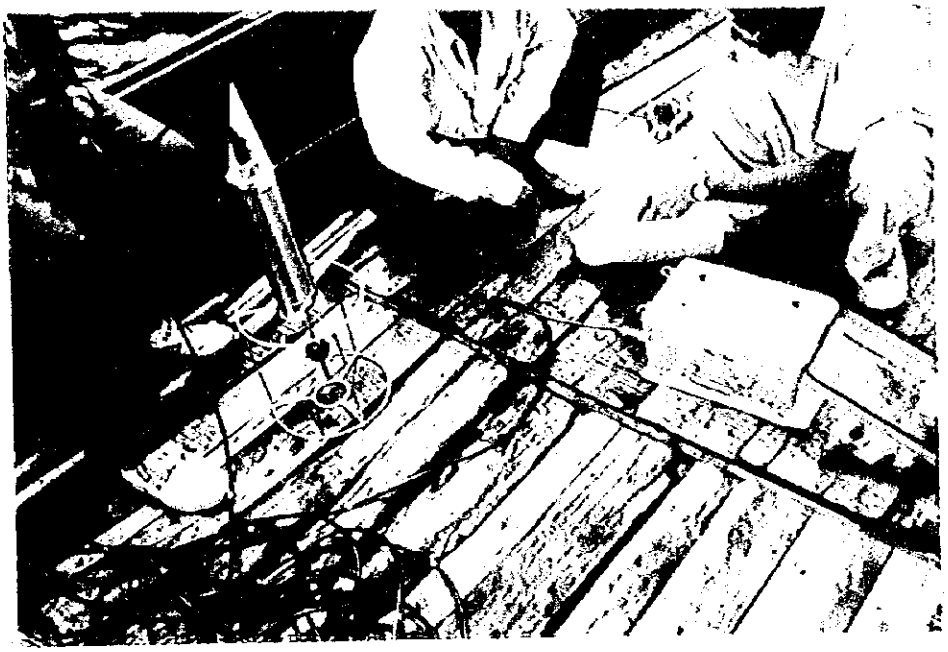
水準点
TBM
(左岸橋下)



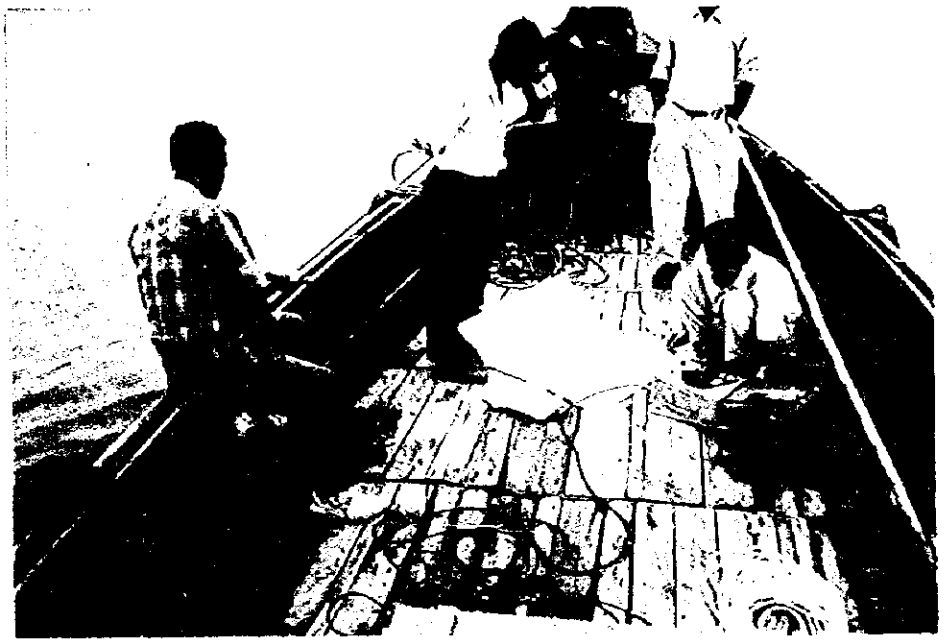
深浅測量
(エコーサウン
ディング)



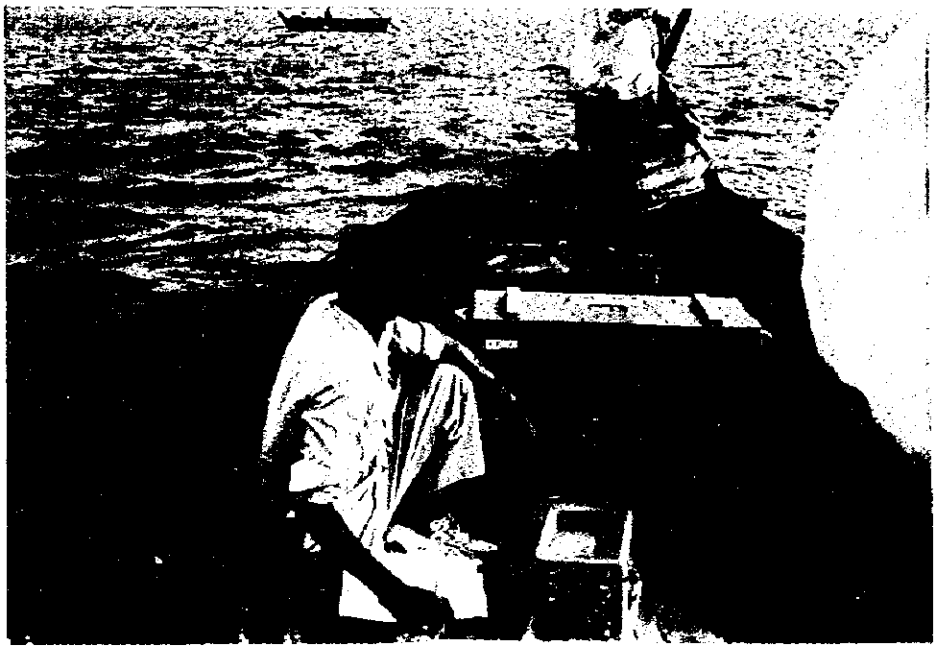
深浅測量



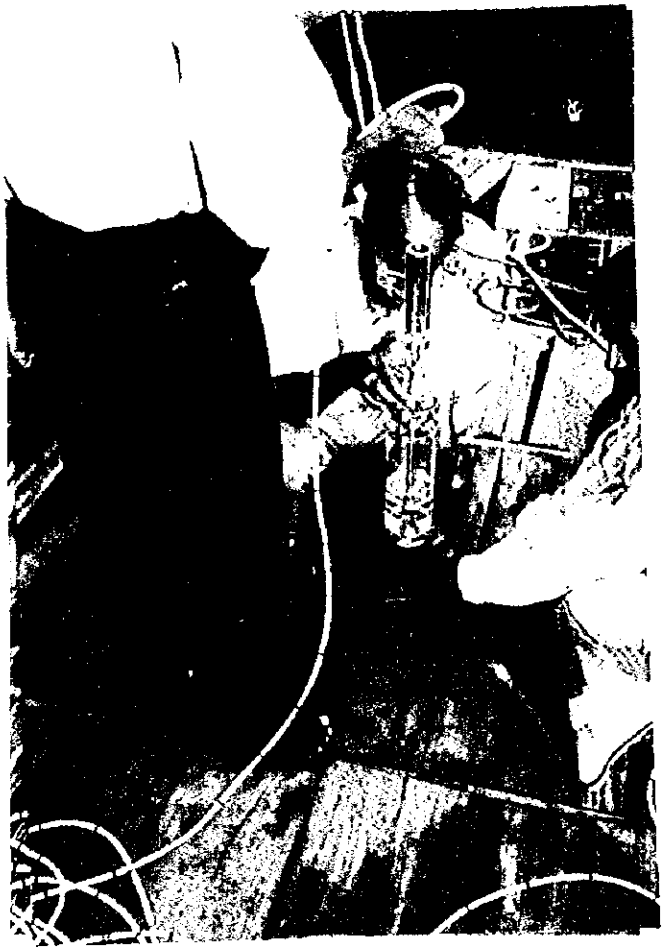
流速流向測定



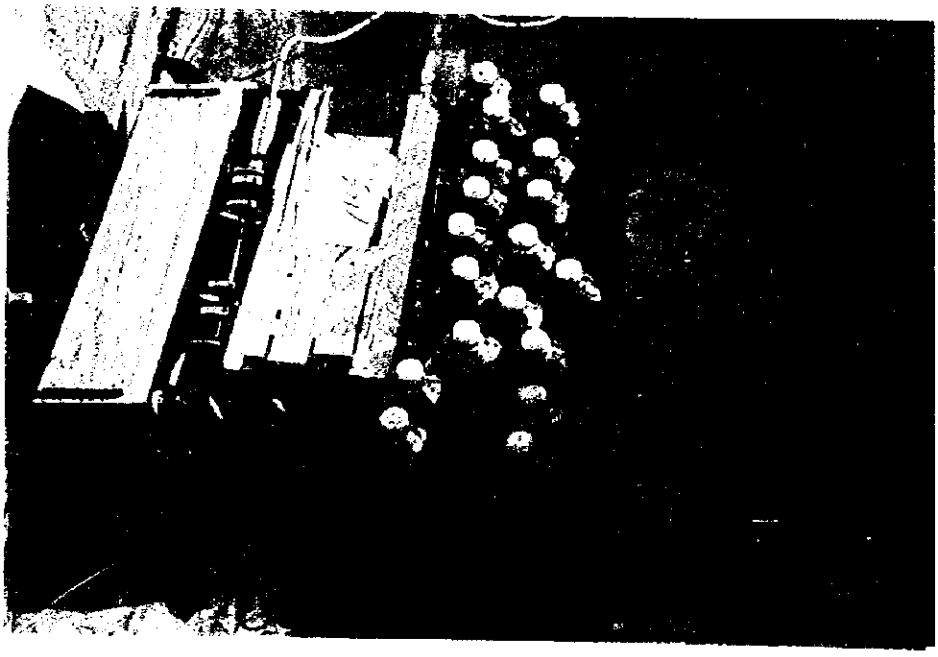
同上



同上



ＳＳ濃度測定
採水

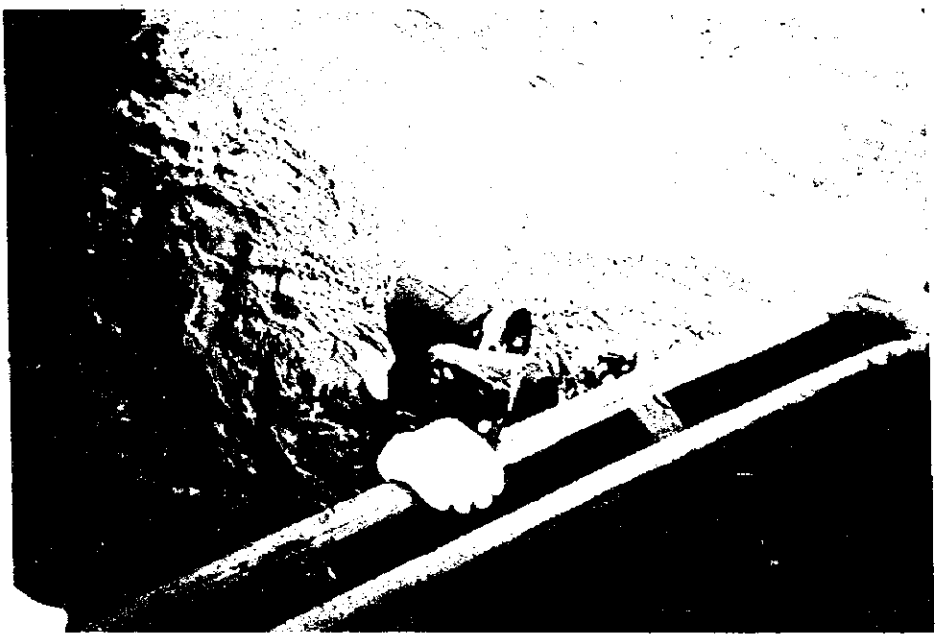


同上
（採水サンプル）

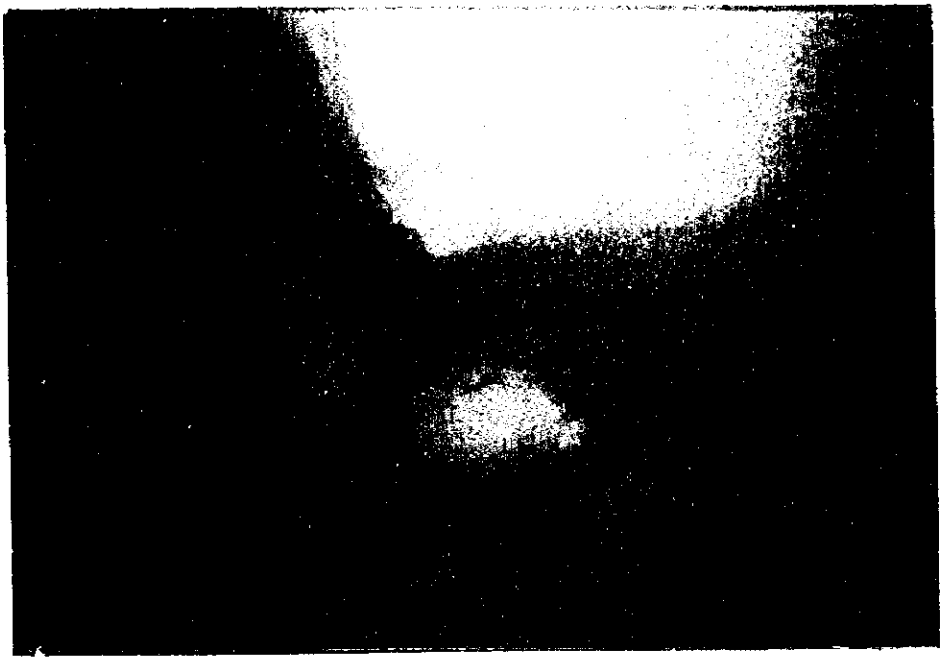
採泥器

採泥状況

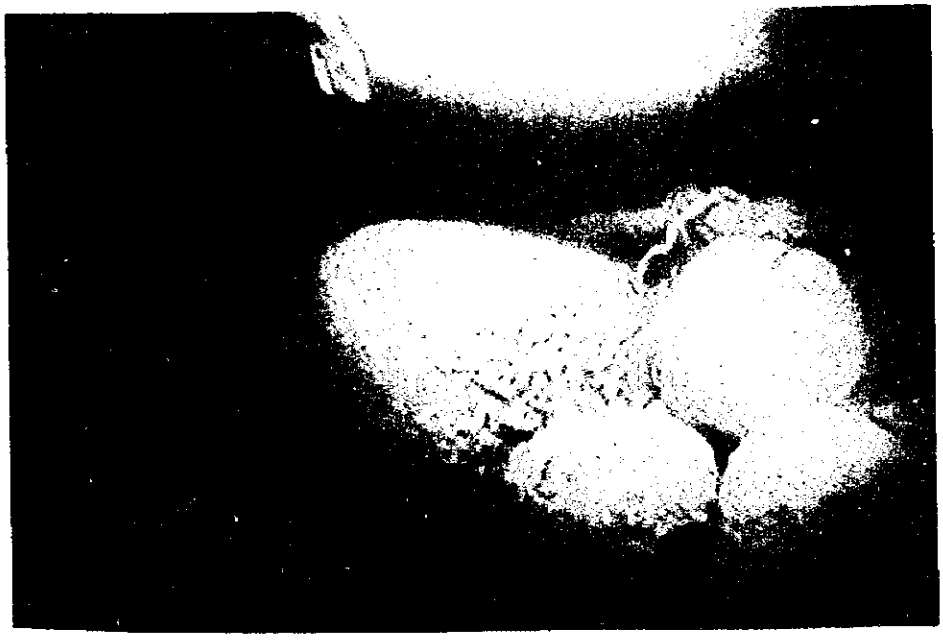
潜水調査状況



同上



潜水調査
フーチング及び
捨石の状況
（橋脚）



同上

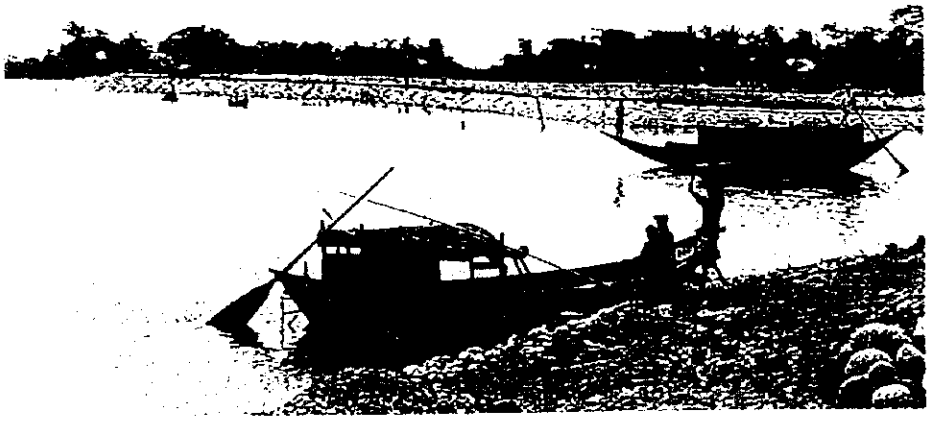
同上

左岸上流側
(0.5 km)
民間埋立地

同　上

左岸上流側
(0.5 km)
民地の看板

左岸上流側
民間埋立地

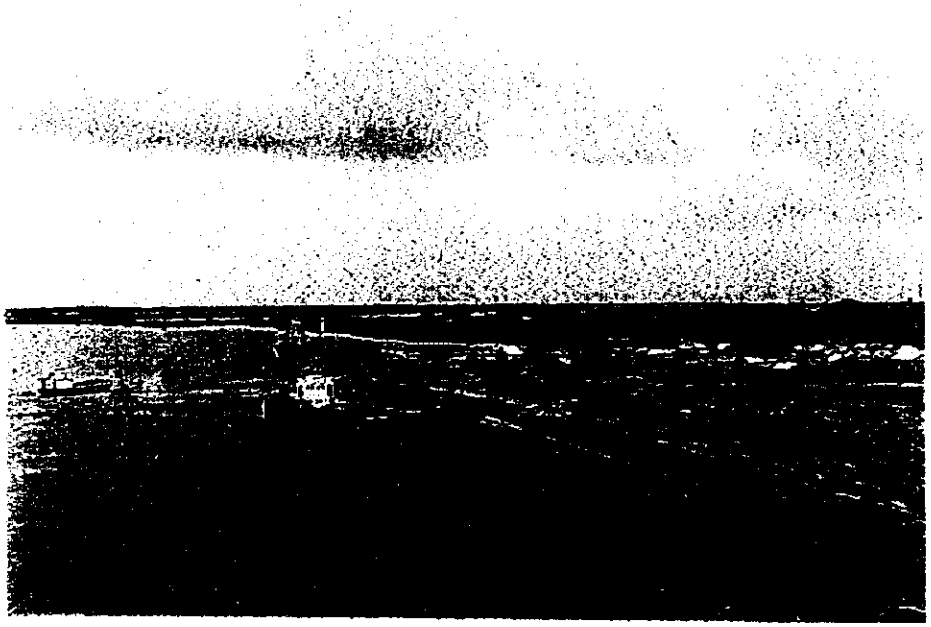


同　上

同　上

左岸上流側
の渦

同　上



同　上

要　　約

要　約

バングラデシュ国の政治・経済の中心である首都ダッカ市（人口約600万人）と、工業の中心で同国最大の貿易港を擁する第2の都市チッタゴン市を含む東南部経済圏は、最も人口集中が進み、同国の最重要地域を形成している。上記2都市を結ぶダッカ～チッタゴン道路（延長約257km、国道1号線）は、東南部経済圏を縦断する同国の最重要幹線道路であるが、途中のメグナ河地点において円滑な交通の障害となるフェリー渡河を余儀なくされていた。この隘路を打開するため2ヶ所のフェリー渡河地点において、1987年～1991年にメグナ橋が、1992年～1995年にメグナグムティ橋が、我が国の無償資金協力により建設された。

こうした中で、1987年には40年振りの、翌1988年9月には史上最大の洪水がバングラデシュ国に襲来した。自然河川であるメグナ河は、このような大洪水により大規模な河岸浸食被害を受け、激しい河道変化を繰り返してきた。メグナ橋周辺の河岸も同様に激しい河岸浸食被害を受けてきた。1991年には、メグナ橋の直上流左岸側の護岸根固め部が洗掘され、護岸の一部が崩壊を起こし、新設のメグナ橋の橋台まで浸食被害が拡大する危険が生じてきた。このため、1993年から1994年にかけて、我が国の無償資金協力により短期対策としての護岸復旧対策工が実施された。しかしながら、その後もメグナ橋上流左岸側の河岸浸食は進行しており、1996年10月に実施されたフォローアップ調査において、更に詳細な現地調査を行い短期的対策および中・長期的対策の検討を早急に進めるよう提案された。

このような背景の下にバングラデシュ国政府は、メグナ橋橋脚の洗掘および周辺護岸の浸食対策工に係わる計画調査を我が国の無償資金協力により実施することを要請した。日本国政府は、同対策工の実施は最重要かつ緊急課題であると位置づけ本計画の基本設計調査を行うことを決定し、国際協力事業団は、基本設計調査団を現地に派遣した。

調査団は、バングラデシュ国政府関係機関との協議を通じて、要請の内容の確認をするとともに、既存施設の現況および基本設計に必要な各種の現地調査を実施した。帰国後、基本設計を行い、その結果を基本設計概要書として取りまとめ、平成9年11月9日から11月13日まで現地で同国政府関係機関にその内容を説明した。

本調査ではメグナ橋の安全性を確認するため、橋梁左岸側の洗掘域に位置する橋脚・護岸周辺において乾期と雨期の2度に亘る河川調査を実施した（河川横断測量、流向・流速調査、浮遊砂濃度調査、河床材料調査、河岸浸食・砂州の変遷調査、橋脚・護岸工の潜水調査等）。調査によって判明した橋脚、護岸の現状は、以下のとおりである。

(1) 橋　脚

河川内に構築されている橋脚P1からP10のうち、堆積域の橋脚P1からP5の河床は竣工時より上昇しているが、洗掘域の橋脚P6からP10の河床は5m～15mの低下を引き起こし、最深洗掘箇所付近に位置するP8周辺河床はRL.（河川基準高）－22mに及んでいる。しかし、洗掘域の橋脚周辺に敷設されている護床玉石は、河床の低下に追随して基礎杭周辺を円錐形に保護する形で落ち着いている。径間中央部の護床工が無い区間の河床表面は、固い砂質土で覆われ安定している。

(2) 護　岸

メグナ橋左岸の蛇籠護岸は、多少の損傷や沈下が見られるが、前回の改修・補強の後大きな滑りや沈下変形は無い。護岸前面の河床深掘れ部分は、河岸から流心方向に約100m～150m離れた50m区間に存在しており、RL.－29mの最深値を示している。この深掘れ部は、大規模地滑りが発生した1989年から1992年の間は河岸側に寄り、かつ下流に移動した傾向が測量結果にみられる。しかし、護岸工が完成した1994年以降、深掘れ部の位置に大きな変動はない。旧船着き場先端とその直上流部の河岸法線のずれも1995年以降鈍化傾向にある。また、橋梁直下流部の護岸は、背後地の雨水浸透が原因で裏込土が流出し、一部に陥没・損傷が見られる。

上記の状況を踏まえ本調査では下記の短期対策工の実施と長期的調査の枠組みと必要な調査項目を提案した。

(1) 短期対策工の実施

(a) 橋脚基礎周辺部の護床工

橋脚構造の安定上、最深河床面RL.－22mの更なる洗掘進行を防止し、且つ基礎杭の直接損傷を防御するため、周辺洗掘が特に著しいP7、P8、P9の3橋脚を対象に既存護床工を延伸させて、直径60mの範囲に玉石を敷設する護床工法を選定した。

(b) 護岸前面深掘れ部の護床工

将来発生が予想される大規模洪水による洗堀規模の増大およびその下流側への移動を緩和し、橋脚へ悪影響を防止するために深掘れ部に砂利入りジュート袋を敷設し、河床の根固めを行って護岸全体の長期的安定性を確保することとした。砂利入りジュート袋の採用は、周辺洗掘部の既存河床材料と馴染むように配慮したものである。

(c) 橋梁直下流の護岸背後地の盛土造成および護岸補修工

既設護岸の損傷は、護岸背面の雨水浸透流出に伴う裏込土砂の吸い出しによる護岸の陥没が主原因である。したがって、護岸の安定性を維持するために、護岸背後地の雨水浸透を最少とし排水処理を確実にする盛土造成工法を採用する。また、一部既設護岸の損傷箇所は取り替え補修する。

(2) 長期的対応

バングラデシュ国政府実施機関の責任で実施されるメグナ橋に対する通年の維持管理業務の中で、今後のメグナ橋安全対策に資するための水文資料、地形データ、および河道変遷・河岸浸食・橋脚回りの局所洗掘に係わる基礎的データのモニタリングを継続して行うとともに、実施機関は、定期的にレビュー・評価を行って異常が認められ無いかの確認作業を行う。なお、モニタリング調査に必要な機材は、1994 年から 1997 年にかけてバングラデシュ国研究協力・洪水対策の一環として既に供与されている。

短期的対策の基本設計の結果、提案された施設の具体的な内容と規模は、以下の通りでる。

(1) 橋脚周辺部の護床工　　：コミラ側の P7、P8、P9 の 3 橋脚基礎の周辺に対する玉石による護床工（厚さ：1.0m、面積：5,595m²）

(2) 護岸前面深掘れ部の護床工：ジュート袋に砂利を装填敷設（厚さ：1.0m、面積：7,839m²）

(3) 橋梁直下流の護岸背後地の盛土造成および護岸補修　：護岸背後地の盛土（1,597m³）、既設ファブリマット護岸の撤去（34m²）、蛇篭の設置（134m²）

本計画の概算事業費は、日本国側 2.18 億円と見込まれている。また、本計画の全体工期は、実施設計も含め 12 ヶ月が必要である。なお、バングラデシュ国政府が負担すべき維持管理費は約 100 万タカ／年であり、先方の予算の中で十分に対応できる範囲にある。

本プロジェクトが実施された場合の具体的効果は、下記の通りである。

(1) 橋脚の洗掘に対する安全性の強化

橋梁竣工時に洗掘防止工として橋脚基礎周辺に施された玉石護床工が、大幅な河道変動による洗掘が進むなかで、なお基礎杭を防御しているが、玉石による護床工の延伸によりその効果が更に高まる。

(2) 護岸工根固め部の洗掘防止および法面滑りに対する安全性の強化

左岸上流側護岸工の法先にある最深部は、護岸工が完成した 1994 年以降、その位置、深さ等に顕著な変化が見られず、且つ護岸工の法面滑りに対する安全性は確認された。しかし、砂利入りジュート袋を最深部の河床に敷設することにより、洗掘の進行および下流への移動防止が為され、護岸工の安全性が高まる。

(3) 橋台および護岸背後地の安全性の確保

護岸背後地の盛土整形および排水工整備を行うことにより、背後地の雨水排水処理が確実となり護岸の安全性が高まり、ひいては橋台および取付道路の安全性が増す。

1991年に竣工してから6年が経過するメグナ橋は、現在10,000台／日を越える通過交通量に対処し、バングラデシュ国内の基幹社会資本として益々その重要性を増している。メグナ橋の安全性の強化は、バングラデシュ国の生命線とも言うべき経済活動の維持・発展に大いに寄与し、本計画を我が国の無償資金協力で実施することは妥当であると判断できる。

基本的に今回の調査により、橋脚周辺の現状洗掘深さが安定計算に採用した許容値以内であること、既設護岸工前の深掘れ部にその位置も深さも顕著な変動が見られないことが判明した。しかし、橋梁周辺の河道全体としては依然として浸食・堆積が活発であり、今後の継続的なモニタリングが極めて重要である。洪水規模が大きく局所流況の複雑なメカニズムを持つメグナ河の河岸浸食・洗掘の被害状況から判断して、この河道変動の予知は難しい。異常を一早く検知し必要に応じた迅速な対策を講じるために、定期的な河床・河岸の状態把握が求められる。さらにモニタリングの結果必要と考えられる対策を、RHDが自らその都度実行することが大切である。

略 語 表

A. 政府および国際援助機関

ADB : Asian Development Bank（アジア開発銀行）

BUET : Bangladesh University of Engineering and Technology（バングラデシュ工科大学）

ERD : Economic Relations Division, Ministry of Finance（対外資源局）

JICA : Japan International Cooperation Agency（国際協力事業団）

MOC : Ministry of Communications（運輸省）

PWD : Public Works Department（公共事業省）

RHD : Roads and Highway Department（道路局）

RRD : Roads and Railway Division（道路鉄道局）

B. その他

BM : Bench Mark（基準点）

DL : Datum Line（基準線）

EL : Elevation（海抜）

EN : Exchange of Notes（交換レート）

GWL : Groundwater Level（地下水位）

LT : Low Tide（引潮）
HT : High Tide（満潮）

HWL : High Water Level（高水位）
LWL : Low Water Level（低水位）

m/s : Metre per Second（メートル／秒）

m^3/s : Cubic Metre per Second（立方メートル／秒）

N : Blow Number of Standard Penetration Test（N値）

NP : None Plastic（非塑性土）

PPM : Parts per Million（1／100万：微少含有量）

PS : Metric Horsepower（馬力）

SS : Suspended Solid（浮遊砂）

TBM : Temporary Bench Mark（仮設基準点）

WL : Water Level（水位）

目　次

序　文
伝達状
調査対象地域図
写　真
要　約
略語表

ページ

第1章　計画の背景 …… 1-1

第2章　調査の目的と内容 …… 2-1
2.1 調査の目的 …… 2-1
2.2 調査の内容 …… 2-1
2.3 現地調査の内容 …… 2-1

第3章　メグナ河の概要 …… 3-1
3.1 概　要 …… 3-1
3.2 メグナ橋地点における水理・水文の概況 …… 3-2
3.2.1 水文・水理資料 …… 3-2
3.2.2 水位・流量・流速 …… 3-3

第4章　護岸工および橋脚の現状 …… 4-1
4.1 既設護岸工 …… 4-1
4.1.1 調査結果の概要 …… 4-1
4.1.2 既設護岸工の洗掘状況の詳細 …… 4-1
4.2 橋　脚 …… 4-4
4.2.1 調査結果の概要 …… 4-4
4.2.2 橋脚周辺の洗掘状況の詳細 …… 4-6

第5章　メグナ橋周辺の河道変遷、流況および地質・土質性状 …… 5-1
5.1 河道の変遷 …… 5-1
5.1.1 インタビュー調査結果 …… 5-1
5.1.2 衛星写真による調査結果 …… 5-5
5.1.3 河川測量による調査結果 …… 5-7
5.2 1988年以降のコミラ側の河岸浸食、護岸の破損と対策工の建設 …… 5-10
5.2.1 河岸浸食事象（1988年9月～1989年12月） …… 5-10
5.2.2 コミラ側護岸の破損状況（1991年10月～1994年1月） …… 5-10

5.2.3 護岸対策工の経年変化（1994年1月～1997年8月） …… 5-11
5.3 メグナ橋周辺の河川流況 …… 5-13
5.3.1 横断測量線上の流速分布と流量 …… 5-13
5.3.2 水衝部と深掘れ部の状況と経年変化 …… 5-18
5.4 現在の護岸工および橋脚周辺の流況 …… 5-22
5.4.1 目視による流況の観察 …… 5-22
5.4.2 護岸工および橋脚周辺の流速分布 …… 5-22
5.4.3 護岸工および橋脚周辺の浮遊砂（SS）濃度分布 …… 5-23
5.5 地質性状および河床材料の粒度特性 …… 5-26
5.5.1 地形・地質概要 …… 5-26
5.5.2 ボーリング調査 …… 5-26
5.5.3 河床材料特性 …… 5-30

第6章 護岸工および橋脚周辺の洗掘の原因 …… 6-1
6.1 メグナ橋周辺の河道変遷および浸食・堆砂に関する考察 …… 6-1
6.2 護岸工前面の深掘れ部の経年変化 …… 6-4
6.3 護岸工および橋脚周辺の洗掘の原因 …… 6-8
6.3.1 護岸工前面 …… 6-8
6.3.2 橋脚周辺 …… 6-9

第7章 護岸工および橋脚の安全性 …… 7-1
7.1 護岸工 …… 7-1
7.1.1 メグナ橋周辺および他の崩壊事例 …… 7-1
7.1.2 安定性の検討 …… 7-2
7.2 橋 脚 …… 7-8
7.2.1 洗掘深 …… 7-8
7.2.2 安全性の検証 …… 7-9

第8章 対策工の計画・設計 …… 8-1
8.1 対策工の必要性 …… 8-1
8.1.1 橋脚周辺の洗掘について …… 8-1
8.1.2 護岸前面河床部について …… 8-1
8.2 対策工の基本設計 …… 8-2
8.3 実施体制 …… 8-4
8.4 施工計画 …… 8-5
8.4.1 施工方針 …… 8-5
8.4.2 施工上の留意事項 …… 8-5
8.4.3 施工計画および工事管理 …… 8-6

8.4.4 資機材調達計画 …… 8-9
8.4.5 実施工程 …… 8-9
8.4.6 バングラデシュ国政府の負担行為 …… 8-9
8.5 事業費積算 …… 8-10

第9章 今後のモニタリング調査および維持管理の必要性 …… 9-1
9.1 モニタリング調査 …… 9-1
9.2 維持管理 …… 9-2
参考文献 …… 9-3

図面集

別冊 資料編

表 目 次

ページ

表2.3.1 現地調査項目および数量 …… 2-2

表3.2.1 バイラブ・バザール年最大流量記録（1964年～1993年） …… 3-4

表5.1.1 浸食量および堆砂量の計算結果 …… 5-9
表5.3.1 流量算定表（1／3） …… 5-15
表5.3.1 流量算定表（2／3） …… 5-16
表5.3.1 流量算定表（3／3） …… 5-17
表5.3.2 橋梁上流の河床および砂州の経年変化 …… 5-20
表5.3.3 河道断面の変化 …… 5-21
表5.4.1 SS濃度試験結果 …… 5-25
表5.5.1 河床材料調査結果概要（1／2） …… 5-33
表5.5.1 河床材料調査結果概要（2／2） …… 5-34
表5.5.2 粒度分布の場所的・季節的な変動 …… 5-31

表6.1.1 収集資料一覧表 …… 6-3
表6.2.1 深掘れ部の特徴 …… 6-6
表6.2.2 各指標の経年変化 …… 6-7

表7.1.1 盛土の崩壊形態 …… 7-3
表7.1.2 解析結果 …… 7-6
表7.2.1 基礎杭計算結果一覧表 …… 7-12

表8.2.1 工事数量 …… 8-2

図　目　次

ページ

図 4.1.2　河岸崩落状態 …… 4-1
図 4.1.3　護岸工前面変状 …… 4-2
図 4.1.4　護岸工補修状況 …… 4-2
図 4.1.5　護岸断面構造の現況（1997年） …… 4-3
図 4.1.6　ファブリマット崩壊状況 …… 4-3
図 4.2.2　想定洗掘状況図 …… 4-5

図 7.1.5　現況斜面状態における円弧すべりの断面ケース …… 7-4
図 7.1.6　法肩部から斜面勾配に着目した円弧すべりの断面ケース …… 7-5
図 7.1.7　斜面勾配と安全率の関連グラフ …… 7-7
図 7.2.1　メグナ橋現河床測量結果 …… 7-8
図 7.2.2　洗掘深（報告書より） …… 7-8
図 7.2.3　洗掘深のケース …… 7-10

図面集 目次

図 3.1.1 メグナ河位置図（1／2）…… 図-3-1
図 3.1.1 メグナ河位置図（2／2）…… 図-3-2
図 3.2.1 水文観測所位置図…… 図-3-3
図 3.2.2 水文観測期間…… 図-3-3
図 3.2.3 バイラブ・バザール水位変動記録（1／2）…… 図-3-4
図 3.2.3 バイラブ・バザール水位変動記録（2／2）…… 図-3-5
図 3.2.4 チャンドプール水位変動記録（1／2）…… 図-3-6
図 3.2.4 チャンドプール水位変動記録（2／2）…… 図-3-7
図 3.2.5 バイラブ・バザール流量変動記録（1／3）…… 図-3-8
図 3.2.5 バイラブ・バザール流量変動記録（2／3）…… 図-3-9
図 3.2.5 バイラブ・バザール流量変動記録（3／3）…… 図-3-10
図 3.2.6 メグナ橋地点の水位変動記録（1987年9月～1992年9月）…… 図-3-11
図 3.2.7 メグナ橋地点の流速変動記録（1987年9月～1991年3月）…… 図-3-12
図 3.2.8（1／2） メグナ橋地点の水位変動記録（1996年1月～1997年8月）…… 図-3-13
図 3.2.8（2／2） メグナ橋地点の水位変動記録（1992年1月～1996年9月）…… 図-3-14
図 3.2.9 バイラブ・バザールとチャンドプールの水位相関図…… 図-3-15

図 4.1.1 護岸施設の経年損壊状況…… 図-4-1
図 4.2.1 橋梁部河床洗掘状況図…… 図-4-2

図 5.1.1 インタビュー調査による河岸浸食と堆砂域…… 図-5-1
図 5.1.2 河岸線図（1／3）…… 図-5-2
図 5.1.2 河岸線図（2／3）…… 図-5-3
図 5.1.2 河岸線図（3／3）…… 図-5-4
図 5.1.3 河岸線比較図（1／3）…… 図-5-5
図 5.1.3 河岸線比較図（2／3）…… 図-5-6
図 5.1.3 河岸線比較図（3／3）…… 図-5-7
図 5.1.4 河川横断測量位置図…… 図-5-8
図 5.1.5 メグナ橋周辺の冠水状況（一例：1992年12月3日）…… 図-5-9
図 5.1.6 河岸線平面図…… 図-5-10
図 5.1.7 河道平面図…… 図-5-11
図 5.1.8 河道変遷図…… 図-5-12
図 5.2.1 コミラ側橋台付近の護岸の崩壊状況…… 図-5-13
図 5.2.2 コミラ側橋台付近護岸計画平面図（1992年）…… 図-5-14
図 5.2.3 コミラ側河岸横断測量位置図…… 図-5-15
図 5.2.4 河床標高図（1997年8月）…… 図-5-16

図 5.3.1 流速・流向調査位置図 …… 図-5-17
図 5.3.2 流速・流向調査結果（大横断面）（1／2）…… 図-5-18
図 5.3.2 流速・流向調査結果（大横断面）（2／2）…… 図-5-19
図 5.3.3 河川横断図（断面 R3－L3 および R4－L4）…… 図-5-20
図 5.4.1 表面渦現地観測結果 …… 図-5-21
図 5.4.2 護岸工および橋脚周辺の流速・流向調査位置図 …… 図-5-22
図 5.4.3 流速・流向調査結果（既設護岸工前面）（1／2）…… 図-5-23
図 5.4.3 流速・流向調査結果（既設護岸工前面）（2／2）…… 図-5-24
図 5.4.4 既設護岸工前面の流向・流速結果（1／3）…… 図-5-25
図 5.4.4 既設護岸工前面の流向・流速結果（2／3）…… 図-5-26
図 5.4.4 既設護岸工前面の流向・流速結果（3／3）…… 図-5-27
図 5.4.5 浮遊砂（SS）濃度調査位置図 …… 図-5-28
図 5.4.6 SS 濃度分布図 …… 図-5-29
図 5.5.1 ボーリング位置図 …… 図-5-30
図 5.5.2 地下水位記録 …… 図-5-31
図 5.5.3 地質縦断図（左岸河岸）…… 図-5-32
図 5.5.4 地質横断図（橋梁位置）…… 図-5-33
図 5.5.5 河床材料採取地点（1997 年 4 月調査）…… 図-5-34
図 5.5.6 河床材料採取地点（1989 年 4 月および 1997 年 4 月調査全地点）…… 図-5-35
図 5.5.7 河床材料採取地点（1997 年 8 月調査）…… 図-5-36
図 5.5.8 粒度分布曲線（1997 年 4 月調査）（1／3）…… 図-5-37
図 5.5.8 粒度分布曲線（1997 年 4 月調査）（2／3）…… 図-5-38
図 5.5.8 粒度分布曲線（1997 年 4 月調査）（3／3）…… 図-5-39
図 5.5.9 粒度分布曲線（1989 年）（1／3）…… 図-5-40
図 5.5.9 粒度分布曲線（1989 年）（2／3）…… 図-5-41
図 5.5.9 粒度分布曲線（1989 年）（3／3）…… 図-5-42
図 5.5.10 粒度分布曲線（1997 年 4 月および 8 月調査の比較）…… 図-5-43

図 6.2.1 河床標高図（1989 年 4 月）（1／5）…… 図-6-1

図 6.2.1 河床標高図（1992 年 6 月）（2／5）…… 図-6-2
図 6.2.1 河床標高図（1994 年 1 月）（3／5）…… 図-6-3
図 6.2.1 河床標高図（1995 年 2 月）（4／5）…… 図-6-4
図 6.2.1 河床標高図（1997 年 8 月）（5／5）…… 図-6-5
図 6.2.2 深掘れ部の経年的推移 …… 図-6-6

図 7.1.1 バイラブ・バザール河岸崩壊状況（1988 年 11 月）…… 図-7-1
図 7.1.2 バイラブ・バザール周辺河道平面図 …… 図-7-2

図 7.1.3　滑りに対する安全性の検討位置（Section 8-8）…… 図-7-3
図 7.1.4　土層構成 …… 図-7-3

図 8.2.1　対策工位置図 …… 図-8-1
図 8.2.2　橋梁基礎周辺部の護床工（P7、P8、P9）…… 図-8-2
図 8.2.3　護岸前面部深掘部河床の護床工標準断面図 …… 図-8-2
図 8.2.4　護岸前面部深掘部河床の護床工断面図（1／3）…… 図-8-3
図 8.2.4　護岸前面部深掘部河床の護床工断面図（2／3）…… 図-8-4
図 8.2.4　護岸前面部深掘部河床の護床工断面図（3／3）…… 図-8-5
図 8.2.5　左岸側橋梁直下周辺の盛土造成および既設護岸補修…… 図-8-6
図 8.3.1　運輸省組織図 …… 図-8-7
図 8.3.2　道路局（RHD）組織図 …… 図-8-8
図 8.4.1　工程表 …… 図-8-9
図 8.4.2　資材置場位置図 …… 図-8-10
図 8.4.3　護岸工亀裂状況図 …… 図-8-11

第１章　計画の背景

第1章　計画の背景

ダッカ～チッタゴン道路（延長約257km、アジア・ハイウェイの一部）は、バングラデシュ国の首都ダッカ市（人口約600万人）と第二の都市で国際港を擁するチッタゴン市（人口約250万人）とを結ぶ、バングラデシュ国の最重要幹線道路である。同道路上には、フェリー渡河部分が2ヶ所あって、交通・輸送のボトルネックとなっていた。バングラデシュ国政府は、この隘路を打開するため同フェリー渡河地点におけるメグナ橋およびメグナグムティ橋の建設計画を昭和58年日本国政府に要請した。

日本国政府はその要請に応え、国際協力事業団（JICA）は1984年3月から1985年2月にかけて上記2橋の建設計画に関わるフィージビリティ調査（F／S）を実施した。その後、日本国政府は、バングラデシュ国政府のメグナ橋建設の要請に応え、1986年10月無償資金協力を決定し、同メグナ橋建設（橋長930m、工期48ヶ月、1987年8月～1991年2月）を実施した。1990年6月に橋梁部および取付道路、また1991年2月に橋台付近の護岸部がバングラデシュ国政府に引き渡されている。なお、メグナグムティ橋は、1991年8月同国の要請に応え、無償資金協力が決定し、1992年3月より建設が開始され1995年7月同国政府に引き渡された。

メグナ河の河道変動の実態については、フィージビリティ調査時において種々の自然条件調査を行なっているものの、我が国河川工学の知識をもってしても将来の河道変動の予測および分析は非常に困難な状況であった。

こうした中で、1988年7月から9月にかけて、メグナ河は過去の最大流量を上回る大洪水に見舞われ、メグナ橋直上流1.5km～2.0kmにあるダッカ側に位置する砂州がコミラ側へ移動・伸長し、その発達に伴いコミラ側の河岸浸食が助長された。1991年には9月・10月の多量の降雨により、10月19日メグナ橋上流300mに位置するコミラ側の旧フェリー埠頭にて、河岸が崩落しはじめた。そして、10月20日未明から朝方にかけて、橋台護岸が約150mにわたって不連続的に崩落した。この崩落部分の補修のため、短期対策工としてメグナ河護岸対策計画が1992年6月より1994年1月にわたって無償資金協力により実施された。しかしながら、その後も左岸側上流の河岸浸食が進行したため、1996年10月に実施されたフォロー・アップ調査で、更に詳細な調査を行なって短期的対策および中・長期的対策の検討が必要であることが判明した。

同国にとってメグナ橋橋脚の洗掘および周辺護岸の対策工の実施は最重要かつ緊急課題となっており、日本国政府に対して同対策工に係る無償資金協力の要請が再度提出された。本基本設計調査は、このような背景と要請に基づき実施されるに至ったものである。

なお、メグナ橋建設と護岸対策工のこれまでの経緯をまとめると以下のとおりである。

- 国際協力事業団によるフィージビリティ調査を1984年3月～1985年3月にわたって実施。
- 1985年4月～1986年3月にわたって無償資金協力による詳細設計を実施。
- 1987年3月～1991年2月にわたって無償資金協力（約80億円）による建設工事を実施。
- 1988年9月の史上最大の洪水により、コミラ側河岸（メグナ河左岸）の河岸が浸食を受け、メグナ橋上流部のフェリー突堤が崩落。また、ダッカ側の砂州が大きく成長。
- 1989年12月30日、メグナ橋上流部の河岸に激しい地滑りが発生。このためフェリー突堤も崩落。この影響でメグナ橋護岸の形状を設計変更。
- 1991年2月　橋梁・護岸が完成し、バングラデシュ国側へ引き渡し。
- 1991年10月19日～20日、メグナ橋護岸の基礎が洗掘を受け、鋼矢板とファブリマットで施工した護岸が一部崩落。
- 1992年4月23日～29日、フォローアップ調査実施。護岸対策の必要性確認。
- 1992年6月～11月にわたって護岸対策のための基本設計調査を実施。
- 1993年3月～1994年1月にわたって無償資金協力（約10億円）による護岸建設工事を実施。
- その後も橋脚および護岸前面の河床の洗掘が進行。
- 1996年10月2日～10月7日にわたって護岸対策についてフォローアップ調査を実施。護岸・橋脚対策の必要性を確認。

第２章　調査の目的と内容

第２章　調査の目的と内容

2.1　調査の目的

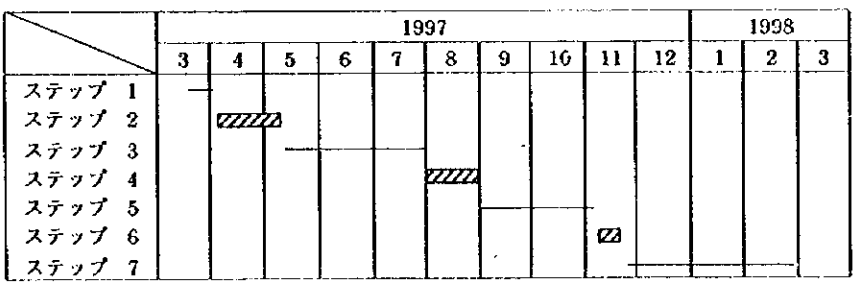
バングラデシュ側要請内容に基づきバングラデシュ側との協議の結果、計画の内容は次のとおりとした。

(1) 短期対策工の基本設計
(2) 長期的対策の調査の枠組み、調査項目の策定

2.2　調査の内容

調査チームはプロジェクトの背景および要請内容を把握し、バングラデシュ政府機関の協力を得て現地調査を行った。国内事前準備は、1997年３月に開始し、２回の現地調査を４月と８月に実施し、ドラフトレポート説明を11月に行った上、２月に最終報告書を取りまとめた。現地調査を２回行ったのは、乾期（４月）と雨期（８月）における流況の違いとその間の洗掘、堆積の状況変化を確認するためである。調査は７つの作業ステップに分けられ、その内容は以下のとおりである。

ステップ１　：　国内事前準備
ステップ２　：　第１次現地調査
ステップ３　：　水文解析と短期対策工の概略計画およびインテリムレポートの作成
ステップ４　：　インテリムレポートの説明と第２次現地調査
ステップ５　：　基本設計および概略事業費の積算
ステップ６　：　基本設計概要書の現地説明
ステップ７　：　基本設計調査報告書の作成および提出



2.3　現地調査の内容

1997年４月および８月に実施した第１次･第２次現地調査の項目･手法･数量は表2.3.1に示すとおりである。なお、各調査作業内容の詳細は、本報告書の第４章、第５章に記述している。

表 2.3.1　現地調査項目および数量

調査項目	第 1 次調査（1997 年 4 月・乾期）	参照図表No.	第 2 次調査（1997 年 8 月・雨期）	参照図表No.
1. 橋　脚				
(1) 局所洗掘の状況	・潜水およびエコー測深にて P10、P9、P8、P7、P6 の 5 地点。 ・エコー測深の範囲は、上下流に各々100m 区域。ピッチは橋軸平行に 25m。	図 4.2.1 図 4.2.1	・第 1 次調査と同様	図 4.2.1
(2) 保護材料の散乱状況	・上記 5 地点で捨て石材料の散乱状況を潜水にて調査。			
(3) 流れの構造	・カルマン渦、馬蹄型渦、集束下降流等の位置・規模・形状を目視観測。	図 5.4.1	・第 1 次調査と同様	図 5.4.1
(4) SS 濃度	・P10～P9 の中央、P8 の上下流側、P7～P6 の中央の 4 ヶ所で各点とも水面下 1m と河床から 1m の点で計測。	図 5.4.5	・P7、P8、P9 の上下流、河床から 1m の点で計測全 6 点。	図 5.4.5
(5) 流向・流速	・最大流速時（減水時）に、P1～P10 の全橋脚間（20m ピッチ、深さ 5m 毎）。	図 5.3.1	・P1～P10 の各橋脚の中央、深さ方向 2m ピッチ。	図 5.3.1
(6) 水　位	・P10 に設置されている水位標で計測。1 日 2 回、満潮時および干潮時。	図 3.2.8	・第 1 次調査と同様。	図 3.2.8
2. 護　岸				
(1) 横断測量	・19 測線	図 5.2.3	・19 測線	図 5.2.3
(2) 局所洗掘の状況	・潜水調査およびエコー測深にて護岸周辺を調査。 ・エコー測深にて 25m ピッチ。範囲は護岸から上下流方向に約 1,500m、河川中心方向に約 300m 幅。	図 5.1.7 図 5.1.7	・エコー測深、範囲は第 1 次現地調査と同じ。	図 5.2.4
(3) 蛇かごの変形および Riprap の挙動	・水中は、潜水観測および検縄・ロッド計測等で実施。 陸上は、テープ計測で実施。	図 8.2.4		
(4) 流れの構造	・ボイル、平面渦等を目視観測。	図 5.4.1	・既設護岸工前面および橋脚周辺に生じている渦を、観測船または橋梁上から目視観測	図 5.4.1
(5) SS 濃度	・計 6 ヶ所、各点とも水面下 1m と河床から 1m の点で計測。	図 5.4.5	・護岸工前面全 15 点、河床から 1m の点で計測。	図 5.4.5
(6) 下流側護岸亀裂の確認	・長さ、幅、深さ、空洞の有無等を調査。	図 8.4.3		
(7) 下流側護岸亀裂の前面の洗掘	・潜水調査、検縄・ロッドで確認。	図 8.2.4		
(8) 土質調査	・ボーリング 3 本×30m、N 値測定（1m ピッチ）、物理指数および粒度分布。	図 5.5.1		
(9) 地下水位	・3 ヶ所の調査孔で計測。	図 5.5.1	・第 1 次調査同様。	
(10) 流向・流速		—	・護岸工付近 4 測線上、計 12 測点、水深方向 2m ピッチで計測。	図 5.4.2
3. 河　川				
(1) 横断測量	・上下流約 10km 区間で 15 測線（過去の調査と同位置）エコー測深による。	図 5.1.7	・第 1 次調査と同様。	図 5.1.7
(2) 河床材料調査	・18 地点で採取。	図 5.5.5	・橋梁から約 1.2km 上流（U-1200）で 6 点、No.10 測線上の砂州で 1 点。	図 5.5.7
(3) ヒアリング調査	・橋梁を挟んで約 10km の範囲で計 14 ヶ所で実施。	図 5.1.1		
(4) 流向・流速	・上流 3 測線、下流 1 測線、橋軸線の 5 測線で横断方向に約 100m、水深方向に 2m ピッチで計測（干潮時）。	図 5.3.1	・第 1 次調査と同様。	図 5.3.1

第３章　メグナ河の概要

第3章　メグナ河の概要

3.1 概　要

(1) 河川系統

メグナ河はヒマラヤ山脈を源流とするブラマプトラ河（別名ジャムナ河）およびガンジス河（別名パドゥマ河）とともに、バングラデシュ国の大デルタを形成し、ベンガル湾に注ぐ三大国際河川の一つである。

メグナ河の源流部は北東部で隣接するインド領メガラヤ州、アッサム州、トリプラ州の丘陵地帯を流れるおびただしい数の小河川で構成される。主水路のバラック川はアッサム州からバングラデシュ領の北東隅角部に入り、スルマ川とクシュヤラ川に分岐する。スルマ川はシレット地区北部を、クシュヤラ川は南部を流れマルクリ付近で再度合流し河川名はカルニ川となる。クルリアルチャール付近でゴウラントゥラ川が右岸側から合流しこの点からメグナ河となる。その後、バイラブ・バザール鉄道橋下流でオールド・ブラマプトラ川と合流し、チャンドプールの北でジャムナ河と合流する。図3.1.1にメグナ河の位置図を示す。

メグナ河はガンジス、ブラマプトラ河と同様にデルタを形成する河道変動の非常に激しい自然河川である。流域には低地が広く分布し、雨期には広大な湛水域が出現する。この低地はパドゥマ川（ガンジスとブラマプトラの合流河川）とメグナ川の二大河川から流送された土砂が堆積し沖に砂州を発達させたため、出口（かつての河口湿地帯がその河口）を閉ざされ陸化したものと考えれている。

ブラマプトラ河についは、1770年代までは現在のオールド・ブラマプトラ河を流下しメグナ河に合流していたが、支川のティスタ川が直接ガンジス河に流下するようになって以来70年代中頃には、オールド・ブラマプトラ河から西方に移動し現在のブラマプトラ河（ジャムナ河）の河道となった。

(2) 河川の概要

メグナ河の流域面積は約8万km²で、その約6割はインドに属しているため流況はメガラヤ・アッサム・トリプラ州等の丘陵地帯の気候の影響を受けている。これらの地域は6月～9月がモンスーン期にあたり降雨量が多い。メグナ橋地点では、上流のモンスーンピーク期より1～2週間遅れで河川水位が上昇し洪水が発生する傾向がある。

なお、メグナ橋地点とその上流約70km地点のバイラブ・バザールにおける流域面積は以下の通りである。

単位：km²

位　置	バングラデシュ国外	バングラデシュ国内	総　計
バイラブ・バザール観測所	41,390	21,570	62,960
メグナ橋	44,150	25,740	69,890

原典：「メグナ・メグナグムティ橋建設調査報告書」（1985年3月）

メグナ河の流路延長は約950 kmで、そのうちバングラデシュ国内の流路延長は約550 kmである。河床勾配は、メグナ橋地点で約1／20,000である。洪水時のピーク流量は約10,000m³／s、水深は約10m、流速は約1.0～1.5m／sである。洪水期は雨期の4ヶ月（5月末～9月末）で、年間の水位差は約5mである。

また、河床勾配が非常に緩いため、その干潮区間上流端は図3.1.1に見る通り河口から約300 km上流のスルマ川とクシュヤラ川の合流点付近までも及ぶ。したがって、橋梁地点では上げ潮時には流れが遡上する。

3.2　メグナ橋地点における水理・水文の概況

3.2.1　水文・水理資料

バングラデシュ国における水文・水理の観測については、図3.2.1に観測地点位置図を、図3.2.2に観測期間を図示した。

メグナ河の主要な水位観測地点としては橋梁上流約70kmにバイラブ・バザールおよび下流約30kmにチャンドプールがある。バイラブバザールでは欠測あるものの1963年～1993年の流量記録（図3.2.5）および1985年～1997年の水位記録（図3.2.3）がある。チャンドプールでは1986年～1997年の水位記録（図3.2.4）がある。同地点における日最高水位と日最低水位（図3.2.9）、日流量記録（図3.2.5）を整理した。また、メグナ橋地点では、橋梁建設中の1987年～1992年に水文観測が行われ、日水位・流速の記録（図3.2.6～3.2.7）が残されている。

メグナ橋における水文観測期間は以下の通りである。

- 水位記録（時間毎）…… 1989年6月～1990年1月
- 水位記録（日　毎）…… 1987年9月～1990年1月
  1991年5月～1992年2月
- 流速記録（日　毎）…… 1987年9月～1990年1月

水位・流速の日変動データを、それぞれ図3.2.6および図3.2.7に示した。

この他に水位観測については、BUETにより1992年1月より1997年8月まで継続して実施された。その結果を図3.2.8に整理した。

3.2.2 水位・流量・流速

(1) バイラブ・バザールおよびチャンドプール

(a) 水 位

バイラブ・バザール（メグナ橋の上流約 70km）における水位変動記録は図 3.2.3 に、またチャンドプール（メグナ橋の下流約 30km）における水位記録は図 3.2.4 に示した通りである。

バイラブ・バザールでは、通常 5 月後半から 6 月にかけて水位が上昇し始め、8 月～10 月に最高水位 RL. 6.0～7.0 m に達する。その後、9 月～10 月以降水位は下降を続け、1 月～2 月に最低水位約 RL. 1.0 m となる。日間の潮汐および月間の大潮・小潮による潮位差の影響は 11 月から 4 月の乾期で顕著だが、5 月～10 月の雨期にはあまり顕著ではない。

一方、チャンドプールでは、年間を通じて潮汐の影響を受ける。ピーク流量の生起時期はバイラブ・バザールと比べ 2 週間から 1 ヶ月程度遅れる傾向が見られる。これはジャムナ河の流量変動の影響もあると推察される。

両観測所における日最高水位と日最低水位の関係を図 3.2.9 に示した。日最高水位は線形回帰するが、最低水位は非線形回帰することがわかる。

日最高水位の回帰式から、両地点間の洪水時の水面勾配（i）は以下の通り約 3 万 8 千分の 1 と算定される。

水位差 2.4 m ：	バイラブ・バザール	RL. 6.0 m
	チャンドプール	RL. 3.4 m（回帰式より算出）
距　　離	100 km	
水面勾配	$i = \frac{6.0-3.4}{100\times10^3} = 2.6\times10^{-5} = \frac{1}{38,462}$	

また、渇水時の水面勾配は図 3.2.9（日最低水位）より約 40 万分の 1 と算定される。

水位差 0.25m：	バイラブ・バザール	RL. 1.25m
	チャンドプール	RL. 1.00m
距　　離	100 km	
水面勾配	$i = \frac{1.25-1.00}{100\times10^3} = 0.25\times10^{-5} = \frac{1}{400,000}$	

(b) 流 量

バイラブ・バザールにおける流量変動記録は図 3.2.5 に整理した。5 月から 11 月が洪水期で、ピーク流量の規模は Q=10,000～20,000m³／s 程度である。

年最大流量は表 3.2.1 に整理した通りで、1973 年 7 月 29 日に既応最大の 19,900 m³／s が記録されている。
図 3.2.5 に流量変動記録を掲載した。

表 3.2.1　バイラブ・バザール年最大流量記録（1964 年～1993 年）

Year	Bhailab Bazar (m³/s)
1964	12,300
1965	12,100
1966	14,400
1967	12,700
1968	13,300
1969	11,500
1970	16,400
1971	N.I.
1972	11,500
1973	12,400
1974	19,500
1975	12,700
1976	16,700
1977	N.I.
1978	N.I.
1979	N.I.
1980	N.I.
1981	11,200
1982	13,500
1983	16,000
1984	13,600
1985	14,300
1986	11,100
1987	15,100
1988	19,800
1989	15,500
1990	11,700
1991	14,100
1992	12,800
1993	19,900 (Max)
Average	13,368

Note: N.I.　denotes no information

(2) メグナ橋地点

メグナ橋地点での洪水時のピーク流量は約 10,000 m³／s、水深は約 10m、流速は約 1.0 m／s～1.5m である。洪水期は雨期の 4 ヶ月（5 月末～9 月末）で、年間の水位差は約 5 m である。

(a) 水　位

メグナ橋地点の水位は図3.2.6から判る通り、通常の年間変動はおよそ RL.1.0～6.0m で、観測期間中では 1988 年 9 月の洪水時に唯一 RL.6.0m 以上を記録した。また、乾期の 11月～4 月には大潮・小潮の影響を受け周期的変動が顕著である。

(b) 流　速

メグナ橋の工事中に収集されたデータ（図 3.2.7 参照）によると通常年での流速は 0.2～1.0 m／s で推移したが、洪水を記録した 1989 年 7 月には最大値 1.6 m／s を記録した。このときの流速の観測位置は河道中央 P5 の直上流である。

(c) 流　量

メグナ橋地点の流量記録はメグナ・メグナグムティ橋 F／S 調査時の 1984 年 7 月に行われた観測記録と今回の第 2 次調査（1997 年 8 月）における観測結果がある。前者については、「メグナ・メグナグムティ橋建設計画調査報告書」（1985 年 3 月）によれば以下の通りとされる。

- 9,020 m³／s　：　メグナ橋地点
- 4,840 m³／s　：　メグナグムティ橋地点

一方、1984 年 7 月のバイラブ・バザールの流量記録（9,000～14,000 m³／s）である。これらの記録からメグナ橋地点では、バイラブ・バザールの約 2／3 の流量値と仮定し、この比率を用いると、バイラブ・バザールで記録された既往最大流量 19,900 m³／s（1993 年 7 月 29 日）はメグナ橋地点ではおよそ 13,000 m³／s 程度であったと推定される。バイラブバザールとメグナ橋地点における洪水のピーク流量がこの程度の比であると仮定すれば、約 13,000 m³／s が橋梁地点における 1993年時点までの既往最大流量と推定することもできる。

なお、第 2 次調査における流量観測は、1997 年 8 月 7 日と 9 日に行われ、観測日と観測断面(5 断面)による相違はあるものの橋梁周辺で3,400～4,800 m³／s という結果を得た。詳細は表 5.3.1 に示す通りである。

第４章　護岸工および橋脚の現状

第４章　護岸工および橋脚の現状

4.1　既設護岸工

4.1.1　調査結果の概要

(1) 調査の範囲と方法

1997年４月の第１次調査において、上流河岸の目視観察に加え潜水夫によるコミラ側既設捨て石護岸工の状況調査を行った。調査範囲は、橋梁の上流約1.5km付近から橋台下流側の矢板護岸工（ファブリマット）までを対象とした（図5.2.3）。護岸工区間は、エコーサウンディング（18測線）により計測し、横断図（資料編に掲載）を作成した。

(2) 調査結果の概要

1993年に施工した捨て石工は、現在も河床を覆っていて浸食に対して有効に機能していることが判明した。ただし、河道中心に近い捨て石工の先端部分の河床は、比較的締まった砂層に覆われていたが、その砂層の堆積状況の詳細は確認できなかった。捨て石工が確認できた法先先端の標高は、最深部でRL.－25mであった。図4.1.1に護岸施設の経年損壊状況の概要図を掲載した。

また、エコーサウンディングによる横断図から、護岸工建設直後（1994年10月以降）からの護岸形状は大きな変動はなく、安定を保っていることが今回の調査で判った。横断形状の経年変化については1994年10月、1995年11月、1997年7月および1997年12月の測量結果を重ねあわせたものを資料編（資1-16～資1-27）に整理した。

4.1.2　既設護岸工の洗掘状況の詳細

(1) 護岸工上流側の自然河岸（橋梁より0.5～1.5km上流）

風波、流水の持つ掃流力等により、細砂およびシルトからなる自然河岸において基部が流水によってえぐられ、上部が1m角程度のブロックとなって崩落するという浸食現象が進行中の状況にある（図4.1.2）。

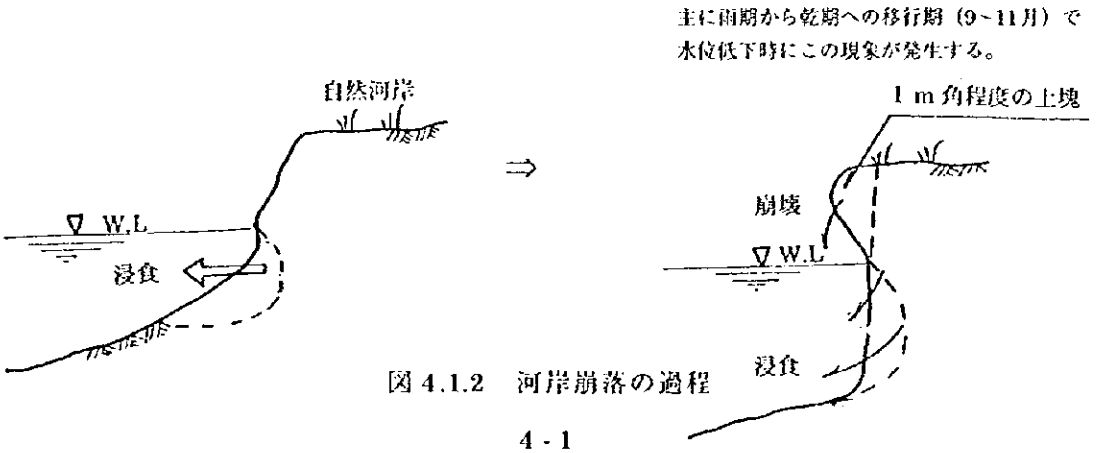


図4.1.2　河岸崩落の過程

(2) 護岸頂部～水際

法面上部の蛇籠工は、多少の沈下が見受けられる箇所もあるが、全体的に施工直後とほぼ変わらない落ちついた斜面を保っている。

橋梁建設当初からの旧護岸法面のファブリマット（モルタルコンクリート）工は、橋梁直下下流側付近に残存している。この部分には、橋梁直下から下流斜め方向に向かって長さが約 8m、幅が 0.5～1.0cm のクラックが発生している（図 4.1.6 参照）。また、旧護岸工頂部の矢板コーピング部も水際側へせり出して亀裂が見られる（図 4.1.3）。これらの損壊は、矢板前面の根固めが洗掘され、矢板を支えるのに必要な受動土圧が低下したために、矢板が水際側に傾いたことが原因していると考えられる。

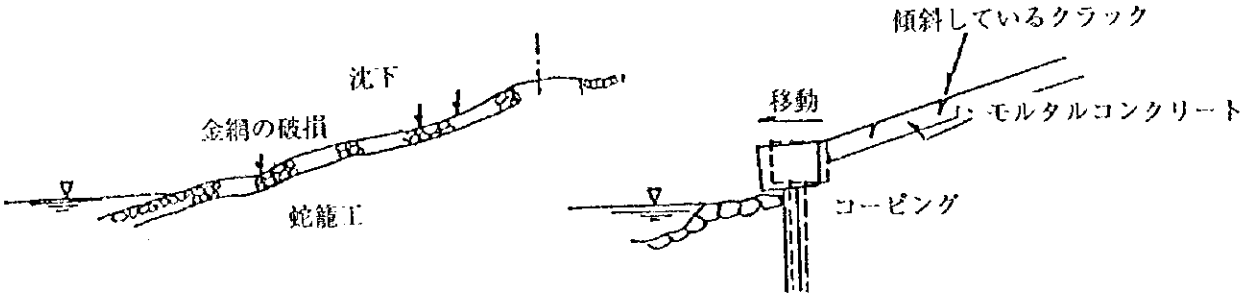
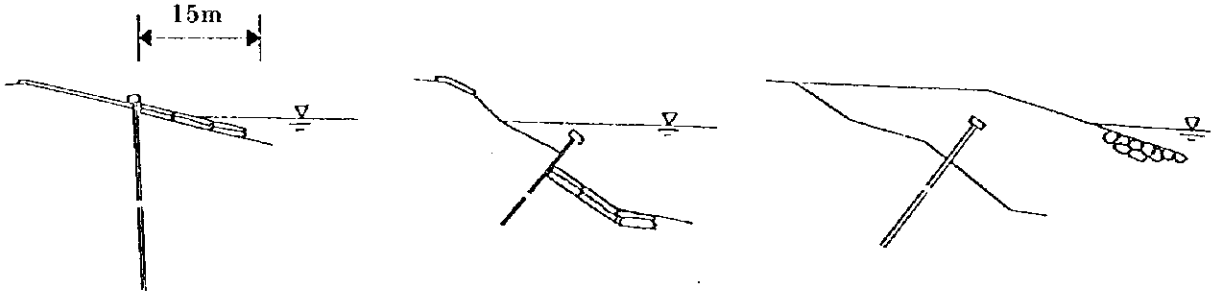


図 4.1.3　護岸工前面変状

(3) 護岸工の水際～河床部

ファブリマット工が残っている部分においては、当初根固め工として施工した蛇籠工の横断方向の水平距離が約 15m であった。また、1993 年に実施した護岸の根固め捨て石工の幅は約 80m～90m の範囲であった。調査の結果、ファブリマット工が残存している場所では矢板コーピング法線から河床方向に計測し、1993 年護岸工が実施された区間では蛇籠下方から河床へ向かい計測した場合、捨て石工が堆積を受けずに表面に顕れている範囲は、30～70m 程度であった（図 4.1.4）。



（当初 1991 年 2 月）　（被災時 1991 年 10 月）　（補修後 1994 年）

図 4.1.4　護岸工補修状況

護岸全体においては、1993年の護岸工建設時には、捨て石工の厚さは0.5～1.0mであったが、本調査では、水際から河道中心方向に向かい砂が堆積していたため、厚さの詳しい状況については不明であった。砂の堆積状況としては、水際に近い上部では比較的柔らかい砂層が、また、河床に近い下部では比較的締まった砂層が捨て石工を覆っている。

捨て石工が見える河床の先端は、RL.－11.0～－14.0mである。また、捨て石工の見える範囲では、それらの各断面は15°～30°の角度で安定した勾配を保っている。さらに、橋軸より上流側へ約250m、護岸工法肩より約150m（護岸7-7断面、資料編 参照）離れた点に位置する深掘れ部最深地点（RL.－28～30m）の河床状況は、P8橋脚付近と同様に固い締まった砂層が堆積しており素手による河床材料の採取はできなかった。

「護岸工の各横断面で蛇籠工の下部法面の捨て石部はほとんど変動がないが、捨て石前縁部の深掘れ部周辺は、6-6断面から9-9断面にかけての約80m区間で最大4～5mの低下が見られる。ただし、この低下により、法面勾配は顕著な変化は生じておらず、護岸全体として安定な形状が保たれていることが確認された。

既設護岸工の横断図を資料編に、また、一般的な現況断面を図4.1.5に示す。

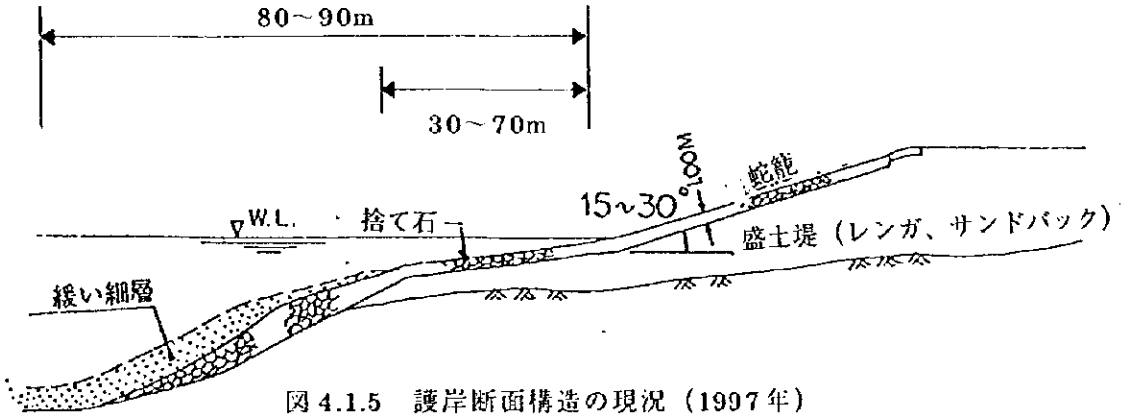


図4.1.5　護岸断面構造の現況（1997年）

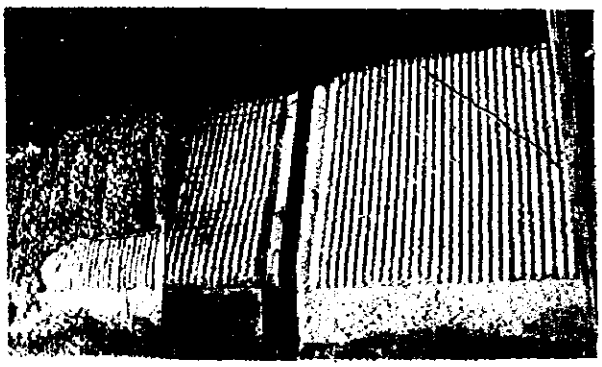


図4.1.6　ファブリマット崩壊状況

4.2 橋　脚

4.2.1 調査結果の概要

(1) 調査の方法

1997年4月における第1次現地調査において、橋軸と横断方向および橋脚回りの河床高を潜水夫による水中での計測と船からの検縄にて実測した。また、8月の第2次現地調査では流速・水深が大きいため、潜水夫による調査はできなかったので、船からの検縄とエコーサウンディングにより実測した。その結果を図4.2.1に示す。

(2) 調査結果の概要

ダッカ側のP1よりP6橋脚付近までは掃流力は小さいため水深が浅くなっており、浮遊砂が堆積している状況である。P1においては、橋脚回りの河床はその周辺の河床とほぼレベルになっている。P2、P3、P4、P5においては、橋脚回りの河床はその外側よりも4m～5m程度へこんだ状態になっている。すなわち、これらの橋脚周辺においては建設以来、河床の堆積が進行している。P6では橋脚と河床は右岸側（P5側）はレベルであるが、左岸側（P7側）はP7に向かって河床が傾斜している。

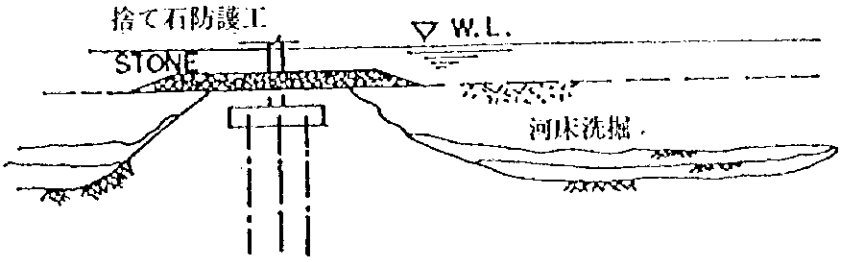
一方、コミラ側のP7からP10橋脚付近では橋脚間の河床低下が著しい。P8では橋梁建設当時の河床高がRL.－7m程度であったが、現在はRL.－21.95mまで約15mの低下がみられた。P7～10においては次のようにその低下量は12.65～15.40mとなっている。

	建設当時	1997年8月現在	低下量
P7	RL.－6.0m	RL.－18.65m	RL.12.65m
P8	RL.－7.0m	RL.－21.95m	RL.14.95m
P9	RL.－6.0m	RL.－20.40m	RL.14.40m
P10	RL.－0.5m	RL.－15.90m	RL.15.40m

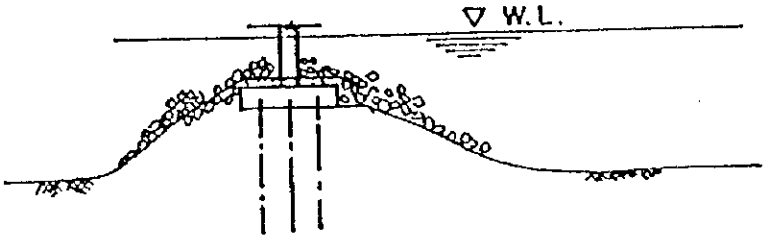
P7～P9の橋脚回りの河床形状は、建設時に橋脚を中心に直径約30～40mにわたり、捨て石による橋脚保護工が施工されていたため、現在は橋脚間の河床低下に伴い捨て石工は滑り落ち、橋台フーチングを頂点とする円錐形の形状となっている。P7～P10についての潜水調査によると、捨て石は直径15～30cmの玉石材料で、現在フーチング上面では散乱し残っている。また、フーチング周辺では捨て石が橋脚を中心に半径20～30mの範囲の広さに20～40°の傾斜で円錐形を構成し存在していることが確認された。なお、P7、P8、P9橋脚回りに見られる捨て石の円錐形のマウンドは図4.2.2に示した経過をたどり形成されたと想定される。

円錐形のマウンドと河床面との勾配に着目すると、P8回りが40°と最も急になっており、これが安定を保つほぼ限界の勾配と考えられる。P8ではマウンドが限界勾配となっているためマウンド上部の玉石が下に崩れ落ちており、フーチング下部の一部分が露出した状態になっている。ただし、フーチングには損傷はみられなかった。

(i) 橋脚間の河床が洗掘により徐々に低下。



(ii) 河床洗掘に伴い橋脚部捨て石が徐々に滑り落ちた。



(iii) 捨て石工は橋脚を中心として円錐形となりその傾きは 20°～40° となっている。 40° を越えると玉石は転がり落ちると推測される。

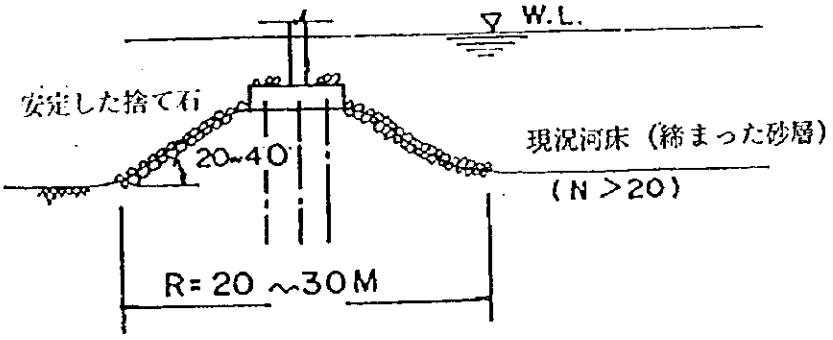


図 4.2.2　想定洗掘状況図

4.2.2 橋脚周辺の洗掘状況の詳細

P1～P5 橋脚については深浅測量結果に基づき、P6～P10 橋脚については深浅測量に加え水中観察の結果（ビデオ・写真等）に基づき、各橋脚回りの現状を以下の通り整理した。各橋脚の洗掘調査結果の詳細については資料編 3－1～3－10 に整理した。

(1) P1橋脚

フーチング上部の捨て石工は約 1m厚の堆砂で覆われている。

(2) P2橋脚

フーチング上の捨て石面に砂層が薄く堆積しフーチング上部の標高（コンクリート面で RL.－6.5m）よりも周辺部の河床（RL.－1.9m）が高くなっている。フーチング上面とその周辺の河床の標高差は約 4.6m である。つまり橋梁建設当時から P2～P3 橋脚間の河床ではこの標高差の分だけ堆積が進んだといえる。P2～P3 橋脚間中央の河床標高は RL.－1.4m である。

(3) P3橋脚

橋脚回りの状況は P2 と同様フーチング上の捨て石面に薄く砂が堆積し、フーチング上面（コンクリート面で RL.－6.255m）よりその回りの河床（RL.－1.7m）が 4.6m 程度高くなっている。P3～P4 橋脚間中央の河床標高は RL.－1.2m である。

(4) P4橋脚

橋脚回りの状況は P2～P3 と同様でフーチングの回りの河床（RL.－1.5m）がフーチング上面（コンクリート面で RL.－6.255m）より 4.8m 程度高くなっている。P4～P5 橋脚間中央の河床標高は RL.－1.7m である。

(5) P5橋脚

橋脚回りの状況は P2～P4 までと同様でフーチングの回りの河床（RL.－1.9m）がフーチング上面（RL.－7.0m）よりも 5.1m 程度高くなっている。P5～P6 橋脚中央間の河床標高は RL.－2.2m である。

右岸側約 300m 区間（P2～P6）はフーチング回りの変化を除けば河床はほぼ平らで、約 1／100 の勾配で右岸から左岸に向かって、穏やかに傾斜している。

(6) P6橋脚

P6 橋脚の右岸側は河床とフーチング上面（RL.－5.5m）が同じレベルで堆積と浸食がほぼ平衡している。左岸側では、捨て石工がフーチングから P7 側へ向けて約

11°のなだらかな斜面を形成している。左岸側捨て石工外縁部の標高はRL.－10.4mであった。また、捨て石工上に積もった砂は素手で簡単に除去でき、捨て石の施されていない範囲の河床にも柔らかい砂が堆積している。フーチングは捨て石工で覆われているため、構造上の浸食、変状等は確認できなかった。

(7) P7橋脚

橋脚回りでは捨て石法面が約25°の角度で斜面をなし、上下流方向に53m、橋軸方向に38mの楕円状の外縁部を持ち、高さ11mの円錐台を形成している。捨て石工法先の河床高はRL.－18.65m、P7、P8間の最深河床高はRL.－21.9mであり、フーチング上面高はRL.－7.3mである。

浮遊砂は無く、砂層でやや締まっている。フーチングの周囲は捨て石で覆われており、構造物の浸食、変状等は確認できなかった。

(8) P8橋脚

橋脚回りの捨て石面はP7と同様円錐台の形状をなしており、その高さは約12.5m、捨て石工の斜面の傾斜角は約40°、外縁の大きさは上下流方向42m、橋軸方向38mの楕円形である。捨て石工先の河床高RL.－20.55m、P8、P9の橋脚間での最深河床高はRL.－20.4mであり、フーチング上面高はRL.－7.5mである。

また、河床材料は表層が固く締まっており、素手では採取できなかった。現河床は、橋梁建設時のボーリング柱状図によるとN値20以上の堅固な砂層と想定される。掃流力が大きいため、浮遊砂の堆積が殆ど見られない。

(9) P9橋脚

橋脚回りの捨て石面はP7、P8と同様円錐台の形状をなしており、その高さはP10側が8.5m、P8側が12.9m、捨て石工の斜面の傾斜角は約33°、外縁部の大きさは上下流方向57m、橋軸方向39mの楕円形である。捨て石工先の河床高はRL.－15.9m、P9、P10間の中間河床高はRL.－14.9mであり、フーチング上面高はRL.－7.5mである。

橋脚上流側の河床はやや締まった砂層で、下流側ではかなり締まった砂層が見られる。

(10) P10橋脚

P10は左岸側橋台に近く（橋脚センターから護岸法肩まで約20m）、その橋脚左岸側はフーチングの上面および周辺全てが捨て石工で覆われている状況にあり、橋脚付近の洗掘等は見られない。

橋脚右岸側（ダッカ側）は、捨て石工が約34°の斜面を形成している。
ダッカ側の捨て石工先の河床高はRL.－12.1mであり、フーチング上面高はRL.－3.0mであった。その標高差は9.1mである。

第５章　メグナ橋周辺の河道変遷、流況および地質・土質性状

第5章　メグナ橋周辺の河道変遷、流況および地質・土質性状

5.1　河道の変遷

5.1.1　インタビュー調査結果

(1) 調査の方法

メグナ橋周辺の上下流の河川の浸食、堆積および砂州の歴史的な変遷・傾向を知るため、また、近年の河岸付近の浸食・堆積の特徴を把むため、住民に対するヒアリング（インタビュー調査）を行った。

調査方法としては、各村落における長老的な住民に面談し、あらかじめ準備したヒアリングシートの質問項目にしたがって、口頭による回答をシートに記入する方法を採った。

調査時期および範囲は以下の通りである。

- 調査時期　：　1997年4月
- 調査範囲　：　橋梁より上流側約10kmの範囲（11調査点）と橋梁より下流側約5kmの範囲（5調査点）。調査地点の位置については、図5.1.1に示した。

(2) 調査の結果

図5.1.1に調査の結果判明した浸食・堆砂域の概況を示した。インタビュー調査の結果の概要は以下の通りである。

メグナ橋の上流側10km～9km付近左岸側（RU10より上流付近）は1967年（30年前）頃から現在まで大きく下流方向に向かって浸食が続いている。その間に上流左岸側6km（LU9）～5km（LU8）付近では、Baidya Bazarの砂洲が形成された。この付近は1935年以前は河川の主流部であった。現在では河道は右岸側に移動したことになる。

上流側3km（RU6）付近で現在の河岸より約700m突き出していた右岸河岸は約26年前（1971年）頃から後退が始まって河岸は現在の位置まで浸食されている。この直ぐ下流側に1988年の洪水で出現した長さ約2,000m、幅約500mの砂洲のため河川の流れは二分された河道となっている。このうち左岸側の流れはその下流部の湾曲部を大きく浸食し、その浸食は現在も続いている。河川の中央部に出現したこの砂洲の位置は、約30年前には1本の主流部であった。

メグナ橋の下流側約2～3km付近（D2～D3）では、D4線上の砂洲（第一次調査時1997年4月では水面下）出現のため河川幅は左岸側へと拡幅されている。この部分は以前（1971年頃）は耕作地であった。対岸（右岸側）は逆に堆積傾向にある。ヒアリングの結果から以前の河川幅は現在より狭かったと考えられる。その理由としては、メグナ橋右岸側上流3km付近で1914～1926年頃存在した(図5.1.5のランドサット資料による）メグナ河の分水路がその後徐々に堆積土砂により河底が浅くなり規模が小さくなるにつれて、河川流量がメグナ河の本流に集中してきたこと等が考えられる。

(3) 河道変遷の詳細

河道区間毎の特徴を以下に詳述する。

(a) 左岸側上流部8km～5km付近、LU10より上流～LU8 (Nolchar、Ranparashed Char)

この付近の河岸は1967年以降、1997年現在まで大きく浸食されている。その浸食量は800～1,000mで、浸食の割合は約30m／年である。現在のこの浸食部の前方の水深は比較的に浅く（5～6m）、多くのグラブ付の作業船によって河底の砂の採取が行われている。この浸食部の対岸には1988年の洪水期に砂洲が形成された。その大きさは、現在長さ約2,000m、幅約500mである。1971年当時、左岸の位置はこの砂洲の所にあったと言われる。

(b) 左岸側上流部5km～4km付近、LU8～LU6（ Bara Raypara付近)

⑤Bara Raypara前方のBaidya Bazar付近は、突き出した地形の先端から下流に向かって砂洲を形成している。この砂洲は1935年頃から存在しており現在長さ約1,500m、幅約700mの大きさに伸長した。1970年以降から現在まで、その先端部では稲作が行われている。この砂洲の生長は対岸部（Budur Bazar、Burbusia）の浸食と直接的な関係があると思われる。

(c) 左岸側上流部4km～1km付近、LU6～LU2（Chhoto Raypara (2)～Taitala）

④Chhoto Raypara (2) から②Taitalaにかけては、浸食量が過去20～30年間の間に約700mでその浸食の割合は15～35m／年である。また、この付近の土質は細砂分がほとんどで、その浸食は1965～1975年にかけては洪水期（8月～9月）と減水期（9月～11月）に大きかった。1988年の史上最悪の大洪水による浸食の後、浸食量が減少してきている。

(d) 左岸側上流部1km～0km付近、LU2～橋梁（Taitala～橋梁）

メグナ橋の旧船着き場から上流1kmにかけては1971～1997年までに26年間

で約500mと著しく浸食されておりその割合は約20km／年である。およそ26年前の1971年（バングラデシュの独立の年）以前は左岸の位置はインタビュー調査地点③ Chhoto Raypara と② Taitala の前方に存在する砂洲の左側の縁であった。その付近に当時あった村は現在 Bara Raypara と Chhoto Raypara に移っている。

(e) 左岸側下流部0km～3km付近、橋梁～LD4 (Kandar Gaong、Bhabanipur、Char Bolaki)

メグナ橋の直下流のインタビュー調査地点⑯ Kandar Gaong では、1971年から現在まで約200mの浸食を受けたと言われている。その割合は年間約8mである。

メグナ橋より左岸下流側2km地点の⑮ Bhabanipur では、より大きな浸食約400mを1971年から現在まで受けている。その割合は年間約15mで比較的大きい。1988年の洪水では約50mの浸食を受けている。

⑭ Char Bolaki 付近は、1997年現在は比較的浸食が小さいが、過去1971年から現在まで約200mの浸食（年間約8mの割合）があったと言われる。この地点の前面は以前耕作地として使われていた。⑭ Char Bolaki の前面には現在水面下に砂洲（長さ約2,000m、幅約500m推定）が存在していて、その付近は船舶が航行しないように竹ざおが立てられている。

(f) 右岸側上流部5km～3km付近、RU9～RU7（Budur Bazar、Burburia)

この付近は河川幅の狭い湾曲部となっており、水衝部であることから水深も深く約22mである。1988年の洪水では約200mの浸食を受け、⑧ Budur Bazar（マーケット）ではその時約300戸の家屋が流出したと言われる。この時の洪水位は現在家屋の建っている地面上0.5mであった。この部分の河川幅は狭く、湾曲が急で河岸または河底で浸食された土砂はこの部分から下流に向かって吹き出されたようになっている。浸食は1971年から現在まで約500mで、その割合は年間19mである。1988年洪水期の浸食幅は約200mであった。

(g) 右岸側上流部3km～1km付近、RU7～RU2（Joichar、Kadir Gonge)

インタビュー調査地点⑩ Joichar 付近は過去河岸が突き出した形となっていて約30年前(1967年)から大きく浸食されている。その浸食は現在まで約700mで年間約23mの割合である。1988年8月の洪水では約150m浸食され、その水位は家屋の建っている土地の上0.5mであった。この水位は約2週間ほど続いて徐々に下った。この地点から下流にあるインタビュー調査地点⑪ Kadir Gonje 付近では現在ほとんど浸食の様子は見られず、最近5～6年間は堆積が

続いている。この前方には1988年の洪水期に長さ約2,000m、幅約500mの砂洲が出現した。この砂洲は現在も見ることが出来るが、その中央付近は水面下で現在砂洲は2つに分かれた形となっている。また、この砂洲の上流側は過去（約30年前）右岸と陸続きであったところであり、砂採取の小舟の様子から見て比較的浅いことが推定されていたが、深浅測量の結果からも浅いことが確認されている。

(h) 右岸側下流部1km～2km付近、RD1～RD4（Islanpur、Bolay Char）

メグナ橋の直下流部のインタビュー調査の地点⑫Islanpurでは、過去15年間で約50mの堆積を受けている。この地点では1988年の洪水で最大の堆積があったが、下流に行くにしたがって浅くなり、砂洲の様相を呈しつつある。インタビュー調査地点⑬Bolay Charでは1971年から約300mの浸食があったと言われるが、現在および過去2～3年はほとんど浸食はない。

(4) 河岸浸食の状況

河岸浸食の状況については、インタビュー調査を通じて、以下の4つに分類することができる。

(a) 細砂またはシルト質の部分が、波または水位変動によってはげ落ちる。このうち、シルト質部分は流れによって削り取られる形で浸食され、このシルト質の部分での浸食の速さは細砂の部分よりやや遅くなっている（②Taitala、⑥Nolchar付近）。

(b) 洪水の流速または河川水位の差の条件によって段階的に河岸が浸食される（⑥Nolchar、⑦Ranparashed Char付近）。

(c) 浸食されやすい細砂またはシルト質の部分が表層にあり、その下側の粘土質の部分が比較的に浸食されにくく河川の中心側に残った状態となっている（⑩Joichar付近）。

(d) 上層にある細砂またはシルト質の部分とその下層にある土質部分が同時に浸食されている。(a) のケースではシルト質の部分の浸食が遅れるがこのケースでは上層の細砂・シルト質部分と下層の部分が同じように浸食されている（⑮Bhabanipur付近）。

5.1.2 衛星写真による調査結果

(1) 調査の方法

1992年6月にSPARRSO（バングラデシュ航空宇宙局）より入手したランドサットによる衛星写真8年分に加え、今回の調査でNASDA（宇宙開発事業団）が管理しているジェルス画像を4画像入手した。その中で、比較的映像の鮮明な2年分を検討対象とした。最終的に使用した画像の撮影年月日は以下の通りである。

(a) 1973年11月22日（ランドサット画像）
(b) 1976年 1月27日（同上）
(c) 1980年 2月 2日（同上）
(d) 1984年 3月19日（同上）
(e) 1988年 2月19日（同上）
(f) 1989年 2月 5日（同上）
(g) 1990年 1月30日（同上）
(h) 1991年 1月26日（同上）
(i) 1992年12月 3日（ジェルス画像）
(j) 1996年 1月21日（同上）

一般的に緩い勾配を持った砂州や河岸線の映像の比較は、水位の違いがあるためある程度の誤差を含むと考えられる。しかしながら、これらの映像は11月から3月までの乾期に撮影されたものであるため、メグナ橋周辺の河道変遷を調べる上で、水位の違いが映像に及ぼす影響は比較的小さいものと判断した。河川測量に基づくより詳細な検討を前提として、河道変遷の概要と傾向を探るため映像の解読を行った。

まず、各画像上でメグナ橋の上流約15km地点から下流約8km地点までの河岸線をトレースし図5.1.2の通り整理した。次に撮影時期の隣接する2枚ずつの画像を重ねて河岸線の変化を比較し、洗掘と堆砂の範囲を図5.1.3の通り明示した。最終的に図5.1.3 (3／3) の右側の図に、1973年と1996年の23年間の河岸変化の比較を掲載した。

(2) 調査の特徴

河道の変化の特徴を時系列的に見ると以下の通り整理される。

(a) 左岸側上流部砂州と右岸側水衝部の関係（LU10－LU8、RU10－RU6）

砂州の上流部は1973年以降継続して浸食を受けている。このため、河岸が後退し同時に砂州先端部が下流方向へ延伸を続けている。この対岸の右岸河岸

はこの砂州の下流への延伸に伴い大きく浸食され、河岸線の形状から水衝部が下流に移動しつつあることがわかる。ただし、流路そのものは画像を見る限り拡幅傾向にあるかどうかははっきりしない。RU10からRU6にかけては、特に1976～88年までの間に激しく浸食を受けている。

(b) 左岸側橋梁直上流部の浸食状況（LU4－LU1）

この区間の浸食現象はその上流右岸RU10－RU6の浸食とポイントバーの下流への延伸と密接な関係があると考えられる。つまり、1973年以降ポイントバーが形成され下流へ延伸するとともに、主流部がより左岸に寄る傾向が強くなり、左岸河岸部の浸食を助長していることが1976年、1980年、1984年の画像から読み取れる。逆に、1988年の洪水以降砂州横の右岸側分水路が拡幅されるに従い、河岸の浸食はそれ以前と比べ顕著ではないように見られる。

(c) 橋梁直上流部砂州の動き

橋梁直上流の砂州は、当初ポイントバーとして1973～76年の間に下流側に延伸・拡張し、その後1984～88年にかけて河岸との間に小水路ができ、河岸から完全に切り離され中央砂州の形状となった。上流右岸RU10－RU6にかけての浸食部が下流に移動するにつれて砂州として成長し、同時に右岸との間の分水路幅も1988年以降広がりつつある。

(d) 橋梁下流部の状況

橋梁下流部（LD1－LD4、RD1－RD4）の河岸の状況は、同上流部ほど浸食現象は活発ではなく比較的落ち着いている。

また、メグナ橋周辺の冠水状況を調べるため、図5.1.5に1992年12月3日に撮影された衛星画像（JERS-1による）を掲載した。これによると、橋梁周辺では下流右岸後背地への浸水が顕著であり、Burburia付近（中央砂州上流右岸）から分岐する小水路とこの浸水部分が完全に連結している状況が明らかである。

5.1.3 河川測量による調査結果

(1) 調査の方法

バングラデッシュ史上最大と言われる1988年洪水後の1989年より橋軸下流3kmから上流7kmの範囲にわたり15測線(間隔約500m)を設定し、河川横断測量(エコーサウンダーによる)が継続的(1989年4月、1990年9月、1992年1月、1994年1月、1995年11月)に実施されている。図5.1.4に観測線の位置図を示す。

1997年の第1次および第2次調査では、その測線に沿い例年と同様にエコーサウンダーによる測量を行うとともに、特に洗掘部の状況把握の観点に立って橋軸周囲(下流側 450m、上流側 1,300mの範囲)に測線を密に配置し(25～50m 間隔)、詳細な横断測量を実施した。

河川水際線と河床の経時変化を見るために、1989年4月、1994年1月および第1次調査(1997年4月)の河岸線平面図を図5.1.6に、河道平面図を図5.1.7に示す。また、F/S調査時に収集した1900年代前半からの河道変遷の状況を図5.1.8に示した。なお、各観測年の河道平面図および最新の1997年8月の河道横断図(15測線)は1989年、1992年、1994年、1995年、1997年の測量結果(平面図)と共に資料編に掲載した。

(2) 調査の結果

橋梁を挟んで上流約10km～下流約3kmの合計約13km河道区間における1989年～1997年の8年間の浸食・堆砂による河道の変化の概要は以下の通りである(図5.1.6および図5.1.7を参照)。

(a) 左岸側、上流部9km～5km付近、LU10～LU8 (Nolchar)

1989年以降、澪筋の幅が約370mから約180m(資料編、1－13参照)へと右岸方向にせばめられており、河岸も約150m後退している。なお、Nolcharから下流に延びる砂州は測線U8とU9の河岸線が右岸に寄りつつあることと連動して下流に延伸しつつある。

(b) 左岸側上流部3km～1km付近、LU4～LU2 (Chhoto Raypara、Taitala)

1989年以降、現在まで最大約200mも河岸が後退している。ただし、下流側のTaitala付近では横断図(測線U2)によれば、河岸付近が1994年以降堆砂したように見受けられる。これが測定誤差を含んでいるとしても、この付近における浸食速度は1994年を挟んでこれ以前より弱まる傾向にあると推測される。この区間の河床標高は、上流から下流にかけてRL.－12m程度の標高で連続しており、これは蛇行の水衝部における河床低下であると考えられる。

(c) 中央砂州、上流部2km～1km付近（測線U4、U3、U2）

1989年に見られた砂州上流部（測線U4）の比較的盛りあがった部分が1994年には削られ、逆に左岸側澪筋の幅が2／3程度に減少している。一方、その下流（測線U3）では砂州標高が2～3m上昇し、かつ左岸側主流部が200m近く左側方向にシフトしている。このことから、中央砂州が1989年以降、下流および左岸方向に移動しつつある傾向が読み取れる。また、右岸側水路については、砂州の動きとともに広がりつつある兆候が見られる。この点については、5.3.2節で詳述する。

(d) 左岸側下流部0km～2km付近、LD1～LD3（Kandar Gaong、Bhabanipur）

河岸の浸食は顕著でないものの、河道の左岸側約半分強で1989年以降、全体的に河床低下を起こしている。橋梁直下の測線D1で8年間で7～8mと河床低下が発生しており、この区間で最大の低下量となっている。

(e) 左岸側下流部2km～3km付近、LD3～LD4（Char Bolaki）

この区間では1989年以降左岸側が堆積傾向にある。

(f) 右岸側上流部6km～3km付近、RU9～RU6(Budur Bazar、Burburia、Joicha)

1989年から1994年にかけて河岸浸食を受け、100m～250mも河岸線が後退している。1994年以降、浸食速度は弱まる傾向が見受けられる。また、蛇行による局所洗掘の最深部は1989年から1997年までに約6～7m低下している。

(g) 右岸側下流部2km～3km付近、RD3～RD4（Bolay Char）

1989年以降、河岸線が約100m後退し、かつ河床が約10m低下している。下流端（測線D4）では上述（e）のように左岸側が堆積傾向にある。

なお、河道横断図（資料編参照）で計測した各断面における浸食・堆砂量を表5.1.1に示す。護岸対策工建設前（1989年4月～1994年1月）および建設後（1994年1月～1997年4月）で、測量区間全体の浸食量と堆砂量の年平均値は以下の通りである。

（単位：m³／年）

期　間	浸食量	堆砂量
1989年4月～1994年1月	4,765,000	2,930,000
1994年1月～1997年4月	4,857,000	3,171,000
平　均	4,807,000	3,042,000

これからわかる通り、この河道区間の浸食量は堆砂量を大きく上回っており（約1.6倍）、全体として浸食傾向が続いている。なお、1994年以前と以降では浸食量・堆砂量はほぼ同規模であり、護岸工建設の前後で顕著な違いは見られない。

表5.1.1　浸食量および堆砂量の計算結果

1989年4月 - 1994年1月

断面No.	浸食量				堆砂量			
	距離 (m)	面積 (m2)	平均面積 (m2)	体積 (m3)	距離 (m)	面積 (m2)	平均面積 (m2)	体積 (m3)
D4	-	3,020	-	-	-	2,950	-	-
D3	865	2,860	2,940	2,543,100	865	440	1,695	1,466,175
D2	705	1,770	2,315	1,632,075	705	990	715	504,075
D1	610	2,640	2,205	1,345,050	610	1,480	1,235	753,350
1	855	1,720	2,180	1,863,900	855	1,710	1,595	1,363,725
2	625	3,450	2,585	1,615,625	625	1,250	1,480	925,000
3	665	1,565	2,508	1,667,488	665	2,650	1,950	1,296,750
4	825	2,750	2,158	1,779,938	825	1,615	2,133	1,759,313
5	725	1,870	2,310	1,674,750	725	420	1,018	737,688
6	470	3,630	2,750	1,292,500	470	900	660	310,200
7	740	3,490	3,560	2,634,400	740	1,850	1,375	1,017,500
8	765	3,240	3,365	2,574,225	765	2,160	2,005	1,533,825
9	815	1,850	2,545	2,074,175	815	2,510	2,335	1,903,025
10	805	950	1,400	1,127,000	805	170	1,340	1,078,700
Total	9,470			23,824,225	9,470			14,649,325
			年平均=	4,764,845			年平均=	2,929,865

1994年1月 - 1997年4月

断面No.	浸食量				堆砂量			
	距離 (m)	面積 (m2)	平均面積 (m2)	体積 (m3)	距離 (m)	面積 (m2)	平均面積 (m2)	体積 (m3)
D4	-	2,480	-	-	-	80	-	-
D3	865	1,960	2,220	1,920,300	865	290	185	160,025
D2	705	1,150	1,555	1,096,275	705	505	398	280,238
D1	610	1,945	1,548	943,975	610	105	305	186,050
1	855	695	1,320	1,128,600	855	1,050	578	493,763
2	625	2,020	1,358	848,438	625	775	913	570,313
3	665	2,630	2,325	1,546,125	665	2,580	1,678	1,115,538
4	825	610	1,620	1,336,500	825	1,370	1,975	1,629,375
5	725	670	640	464,000	725	1,880	1,625	1,178,125
6	470	560	615	289,050	470	3,460	2,670	1,254,900
7	740	1,270	915	677,100	740	690	2,075	1,535,500
8	765	1,970	1,620	1,239,300	765	230	450	351,900
9	815	800	1,385	1,128,775	815	760	495	403,425
10	805	4,050	2,425	1,952,125	805	120	440	354,200
Total	9,470			14,570,563	9,470			9,513,350
			年平均=	4,856,854			年平均=	3,171,117

以上荷重平均＝　4,807,639　　以上荷重平均＝　3,042,075

5.2　1988年以降のコミラ側の河岸浸食、護岸の破損と対策工の実施

5.2.1　河岸浸食事象（1988年9月～1989年12月）

メグナ橋は、1987年3月に着工し1991年2月に竣工したが、建設中および建設後の橋梁周辺の河道および左岸側護岸工付近において次に述べるような浸食現象が発生した（図5.2.2参照）。

(1)　1988年9月洪水によるフェリー突堤の崩落

コミラ側河岸（左岸）が浸食され、メグナ橋直上流のフェリー突堤が崩落した。その際、ダッカ側（右岸）の砂州が1988年11月の測量により洪水前に比べ大きく成長していることが確認された。

(2)　1989年後半の洗掘と埋立地のすべり

1989年12月30日左岸橋台の直上流部の埋立地で大規模なすべりが発生した。これによりフェリー突堤も破壊され、橋梁との間に小さな湾が形成された。このため、計画中であった橋台周辺の護岸工法線は原案の変更を余儀なくされた。

5.2.2　コミラ側護岸の破損状況（1991年10月～1994年1月）

(1)　破損の状況（図5.2.2参照）

コミラ側橋台回りのジオテキスタイル・コンクリート構造の護岸部は1991年前半に完成した。しかし、同年10月19日から20日にかけて、根固め部分の洗掘によって断続的に崩壊（延長約200m）した。

護岸倒壊の直接的な原因は鋼矢板護岸の根固め部の洗掘によるものである。深さ9mから18mの鋼矢板は前面の受働土圧が消失したため倒壊し、完成した護岸部のうちの約38%（法肩延長195m）が損害を受けた。この事故直後の調査結果を図5.2.1に示した。

この図から、鋼矢板前面の蛇かごが沈下しているが、河道中心部に向かった蛇かごの滑動は顕著ではないため、矢板倒壊の原因は大規模なすべりによるものではなく根固め部の洗掘によるものと判断された。最も著しい洗掘は橋軸の下流約30m付近（図5.2.1 Sec.9）に見られた（矢板長ℓ＝9.0m区間）。

(2) 対策工の設計方針および施工概要（1992年）

橋梁直上流の水面形を流水の乱れや渦の生起を避け安定させるため、対策工の法線は橋台上流の小さな湾を埋め立て、フェリー突堤から橋台前端部を結ぶ線とした。護岸工法としては、鋼管矢板壁防護工と捨て石根固め工を比較検討の結果、河床変動への追随性や維持管理面に配慮し後者が選定された。計画平面図を図5.2.2に示す。

これに基づき、1993年3月から1994年1月にかけ、改修工事が実施された。基本的には崩壊箇所を含め約350mは護岸として玉石蛇かご工、約600m間の護岸基部には捨て石工が施工された。

なお、この護岸倒壊に関連しJICAによって実施された調査および対策工は、以下の通りである。

- 1992年4月　：事前調査
- 1992年6月～11月　：「メグナ河護岸対策計画基本設計調査」
- 1993年3月～1994年1月　：対策工の建設工事
- 1996年10月　：上記護岸対策工施工後のフォローアップ調査
- 1997年4月～1998年2月　：「メグナ橋護岸対策計画基本設計調査」

5.2.3　護岸対策工の経年変化（1994年1月～1997年8月）

(1) 調査の方法

前節で述べた左岸側の護岸対策工では完成以降1994年10月および1995年11月に深浅測量が行われている。本調査でも1997年4月と同年8月に、護岸工の変状および護岸工前面の河床洗掘状況把握を目的とし、18測線の横断測量を実施した。8月の第2次調査では、最大深掘れ部の形状をより正確に把握するため8測線（Sec.5-5からSec.12-12まで）で測量範囲を10～40m程度、流水中心方向へ拡大して実施した。図5.2.3に横断測量位置を、また上述の4回の測量結果を重ねた横断図を資料編に掲載した。

(2) 調査の結果

横断測量の結果をもとに、最大深掘れ部を中心とした河床標高図を作成した。最大洗掘深は、1997年8月の調査時でRL.－29.2mで、1994年10月時点と比べほぼ同じ深さを記録し、顕著な河床低下は確認されなかった。また、法面上部の蛇かご工についても建設以後大きな変状はなく安定を保っていることがわかった。河床標高図（1997年8月）を図5.2.4に示した。

深掘れ部はSec.7-7からSec.9-9の間、護岸工の法肩から120～130m離れた地点に位置しており、1994年以後位置的な変動も見られない。深掘れ部の経年的変化については5.3.2節で詳述する。

(3) 既設護岸工の現状評価

既設護岸工の変動については、上記の横断測量の結果を見る限り、傾斜部で1m前後の低下が見られるが、全体的には安定しており、すべりに対し危険な徴候はない。なお、第7章に円弧すべりの安定計算結果を掲載した。

5.3 メグナ橋周辺の河川流況

5.3.1 横断測量線上の流速分布と流量

(1) 調査の方法（1997年4月および8月）

橋軸線1測線、上流3測線（No.10、3、1）および下流1測線（No.D1）の合計5測線で電磁式流速計（タイプACM-210D／H、ハイドロテック社製）を用い流速・流向調査を実施した。測定間隔は横断方向に約100～150m毎、水深方向は2mピッチとし、橋軸線では橋脚間の中央部で測定した。河道横断方向の距離はボート2台を使用し、ロープによって計測した。観測は流速が大きくなる引き潮時に実施し、観測時の水位は、RL.＋4.30m～＋4.80mであった。調査位置図を図5.3.1に示す。1997年4月、8月ともに同等な方法にて調査した。

観測線の選定理由は以下の通りである。

R1－L10　：河道変遷検討区間の最上流端で蛇行による深掘れ個所の流況把握
R3－L3　：中央砂州によって分断される左右分水路内の流況把握
R1－L1　：橋梁直上流および既設護岸工付近の流況把握
橋軸地点　：橋梁地点の流況把握
RD1－LD1　：橋梁直下流の流況把握

(2) 調査の結果

図5.3.2に深度方向の流速分布を横断図上（1997年8月の第2次調査成果）に示した。1997年4月および8月の調査結果（流量を全断面積で割る）の比較は以下の通りである。

単位：m／s

	1997年4月	1997年8月
R10－L10	0.21	0.30
R3－L3	0.30	0.29
R1－L1	0.25	0.42
橋軸地点	0.28	0.36
RD1－LD1	-	0.37
RD4－LD4	037	-

各測線における観測結果の特徴は以下の通りである。

R10—L10　：　澪筋ではなく、左岸側で比較的大きな流速が観測された。

R3—L3　：　蛇行部の外側にあたる左岸側岸付近および右岸側の分水路内に比較的大きな流速が観測された。

R1—L1　：　左岸側河岸付近では、河床付近で流向が逆転している。

橋軸地点　：　左岸側主流部と右岸側とでほぼ一様な流速が観測された。

RD1—LD1　：　澪筋中央付近で比較的大きな流速が観測された。

橋梁地点では雨期において水位が上昇しても、なお下流のベンガル湾の潮位およびブラマプトラ川の水位の影響を受ける。今回の観測は Chandpur の潮位表をもとに引き潮時を予測し実施したが、日中の観測できる時間帯の制約から必ずしも最大値を観測できた訳ではない。月間の大潮・小潮のサイクルからみると干満の最大時には流速値は今回の観測値より大きいと考えられる。橋梁建設時の流速観測記録(1987年9月～1991年3月、図3.2.8参照)を見ると1989年7月および1990年10月に1.0m／s以上の流速が観測されていることから、洪水時には橋梁地点の表面流速は1.0m／sを越えると予想される。

以上、得られた5横断面における流速値と横断図を用いてスライス法により算定した流量を表5.3.1に整理した。1997年8月の5断面の平均流量は4,010m³／sとなる。

観測線	流量（m³／s）（1997年8月）
R10－L10	4,840
R3－L3	3,425
R1－L1	4,247
橋軸地点	3,781
RD1－LD1	3,759
平　均	4,010

表 5.3.1 流量算定表（1／3）

Section No. : RD1 ~ LD1

Date : August 9, 1997

Water Level : RL. +4.20 m

Slice No.	Position (m)	Distance (m)	Area (sq.m)	Velocity (m/s)	Discharge (cu.m/s)
1 (L)	0 - 105	105	861	0.234	201
2	105 - 245	140	2128	0.262	557
3	245 - 375	130	1950	0.484	943
4	375 - 510	135	2079	0.393	817
5	510 - 655	145	1740	0.477	830
6	655 - 790	135	736	0.270	198
7	790 - 910	120	474	0.357	169
8(L)	910 - 1060	150	255	0.193	44
	Total				3759

Section No. : R1 ~ L1

Date : August 9, 1997

Water Level : RL. +4.20 m

Slice No.	Position (m)	Distance (m)	Area (sq.m)	Velocity (m/s)	Discharge (cu.m/s)
1 (L)	0 - 140	140	1953	0.457	892
2	140 - 260	120	2496	0.584	1457
3	260 - 390	130	2210	0.296	654
4	390 - 550	160	1264	0.377	476
5	550 - 735	185	1092	0.390	425
6 (R)	735 - 930	195	1034	0.332	343
	Total				4247

Section No. : R3 ~ L3　　表 5.3.1 流量算定表（2／3）　　Date : August 9, 1997

Water Level : RL. +4.20 m

Slice No.	Position (m)	Distance (m)	Area (sq.m)	Velocity (m/s)	Discharge (cu.m/s)
1 (L)	0 - 115	115	1064	0.375	398
2	115 - 225	110	1771	0.333	589
3	225 - 335	110	1980	0.203	401
4	335 - 460	125	1400	0.252	352
5	460 - 605	145	696	0.348	242
6	605 - 735	130	371	0.307	113
7	735 - 855	120	342	0.215	73
8	855 - 985	130	338	0.117	39
9	985 - 1115	130	663	0.320	212
10	1115 - 1260	145	1276	0.210	267
11	1260 - 1415	155	1194	0.393	469
12	1415 - 1555	140	686	0.279	191
13 (R)	1555 - 1630	135	277	0.287	79
	Total				3425

Section No. : R10 ~ L10　　Date : August 7, 1997

Water Level : RL. +4.25 m

Slice No.	Position (m)	Distance (m)	Area (sq.m)	Velocity (m/s)	Discharge (cu.m/s)
1 (L)	0 - 105	150	750	0.225	191
2	105 - 315	165	1485	0.596	885
3	315 - 485	170	1972	0.316	623
4	485 - 655	170	2261	0.308	696
5	655 - 825	170	2295	0.405	929
6	825 - 995	170	3570	0.196	699
7	995 - 1165	170	2916	0.264	769
8(L)	1165 - 1310	145	612	0.080	48
	Total				4840

表 5.3.1　流量算定表（3／3）

Section No: 橋軸地点
Water Level: RL.4.20m　　Date:August 9,1997

Slice No.	Position (m)	Distance (m)	Area (m2)	Velocity (m/s)	Discharge (m3/s)
1	0~87	87	431	0.19	82
2	87~174	87	647	0.27	175
3	174~261	87	640	0.35	224
4	261~348	87	652	0.41	267
5	348~435	87	672	0.36	242
6	435~522	87	1,377	0.35	482
7	522~609	87	1,795	0.41	736
8	609~696	87	1,798	0.50	899
9	696~783	87	1,394	0.47	655
10	783~870	87	69	0.28	19
	Total			0.36	3,781

（注）流速は水深方向の算術平均値

5.3.2　水衝部と深掘れ部の状況と経年変化

5.1節でも説明した通り、メグナ橋周辺では右岸R10～R5とその下流側対岸の左岸L4～L1が蛇行の外側にあたり水衝部となっている。この周辺では著しい河岸後退を起こしており、この2ヶ所については蛇行に伴う河岸付近の深掘れも見られる。

一方、将来の河床・河岸の変動を予測する上で、これら水衝部の動きと中央砂州および右岸側 R4～R3 の分水路の推移が重要な要素となる。この点に着目し、過去の河床標高図をもとにそれらの経年変化について分析した。分析に用いた河川測量成果は以下のものである。

(a)　1989年4月
(b)　1994年1月
(c)　1997年4月
(d)　1997年8月

表 5.3.2 に各着目箇所についての経年変化を整理した。これらから判明した事実は以下の通りである。

(1)　右岸水衝部深掘れ箇所（R10～R8）

最深部は、RL.－20m 前後で推移しており、位置的には R9 から R10 の間で大きな変動は見られない。平均的な河床高と考えられる RL.－10m の等深線も R7－L7 付近で顕著な動きはない。したがって、現在の河幅が保たれる限りこの最深部は RL.－20m 程度で大きな変動はないと予想される。

(2)　中央砂州（No.5～No.2）

右岸分水路の拡大に伴い左岸側に移動しつつある。

(3)　砂州の右岸側分水路（R4～R3）

拡幅しつつあり、1994年4月から現在までに流積が約3倍に拡大している。

(4)　左岸水衝部深掘れ箇所（L4～L3）

1989年4月以降現在までに L3における河岸線が約200m後退している。但し、深掘れ最深部は RL.－16～－18m でほぼ一定。位置についても R4－L4 のライン上付近で大きな変動は見られない。右岸分水路が現時点程度の規模で大規模な拡幅が見られなければ、最深部はほぼ RL.－17m 前後で推移すると予想される。

上述の(2)から(4)までをさらに詳しく調べるため、断面 R3－L3 および断面 R4－L4 の横断図を図 5.3.3 に示すとともに、これをもとに河道断面の変化を右岸水路、砂州部、左岸水路に分け定量的に分析した結果を表 5.3.3 に示した。流積全体に占める右岸水路と左岸水路の比率の経年変化に着目すると、1989 年 4 月に右岸水路が 11%、左岸水路が 60%（砂州部 28%）であった。これに対し 1997 年 8 月には右岸水路が 32%、左岸水路が 52%（砂州部 16%）と推移しており、右岸水路の拡大傾向および左岸水路の縮小傾向が明確である。

表5.3.2　橋梁上流の河床および砂州の経年変化

項　目	Apr.1989 （乾期）	Jan.1994 （乾期）	Apr.1997 （乾期）	Aug.1997 （雨期）
右岸水衝部 深掘れ箇所 （R10～R8）	最低河床高はRL.-20m超。位置はR9-L9のライン上。RL.-10mのコンタはR7-L7まで延びている。	RL.-10mのコンタの下流側はApr.1989とほとんど同じ。ただし、RL.-18mの先端は約400m下流に延びている。	深掘れが進み最深部はRL.-22m。位置はNo.9～10の間。また、RL.-10mのコンタの下流端はR6-L6上流約100m付近まで延びている。	RL.-20m超の範囲が下流側に200～300m移動している。ただし、RL.-10mのコンタの下流端は逆にR7-L7付近まで上流方向に移動。
中央砂州 （No.5～No.2）	R4-L4上では地盤高RL.+4m、幅約400mの砂州が確認できる。	R4-L4では砂州の形状ははっきりしない。R3-L3で地盤高RL.+4.5mの砂州の下流端が確認できる。これから砂州は下流に移動していると見られる。また左岸側に延伸している。	R4-L4では、一部砂州の形状が判別しにくくなっている。右岸水路の拡幅に伴い砂州がさらに左岸側に延伸。	ほぼApr.1997と変わらず。
右岸分水路 （R4～R3）	河幅約270m（R3） 約500m（R4）	河幅約580m（R3） 約640m（R4） 流積は約2.9倍に拡大（R3）	河幅約570m（R3） 約640m（R4）	河幅約570m（R3） 約640m（R4） 1989年より徐々に拡大する傾向にある。（R3）
左岸水衝部 深掘れ箇所 （L4～L3）	最低河床高はRL.-16m超。位置はL4～L3の間。	最低河床高RL.-17m超。RL.-16mの範囲は若干上流に移動しているが規模はほとんど変化なし。	最低河床高はRL.-16m超。位置はL3～L4の間でほとんど移動していない。	最低河床高RL.-18m超。RL.-16m以深の範囲はやや狭くなっている。

表 5.3.3　河道断面の変化

断面R3-L3

単位：流積 m2
流量 m3/s

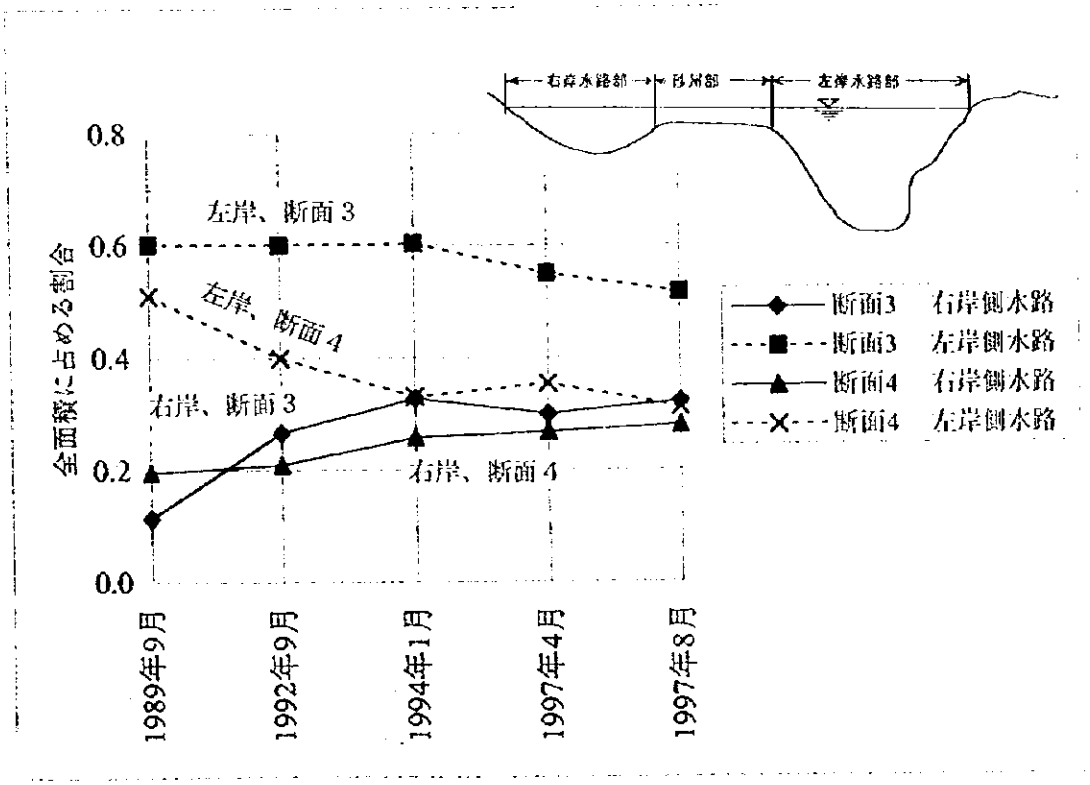
	Apr.1989	Sep.1992		Jan.1994	Apr.1997	Aug.1997	
	(流積)	(流積)	(流量)	(流積)	(流積)	(流積)	(流量)
右岸水路	1,217 (0.11)	2,710 (0.27)	1,225 (0.27)	3,501 (0.33)	3,351 (0.30)	3,864 (0.32)	1,144 (0.33)
砂州部	3,036 (0.28)	1,365 (0.13)	346 (0.08)	752 (0.07)	1,710 (0.15)	1,979 (0.16)	541 (0.16)
左岸水路	6,455 (0.60)	6,135 (0.60)	3,023 (0.66)	6,483 (0.60)	6,154 (0.55)	6,215 (0.52)	1,740 (0.51)
計	10,708	10,210	4,594	10,736	11,215	12,058	3,425

断面R4-L4

単位：流積 m2
流量 m3/s

	Apr.1989	Sep.1992		Jan.1994	Apr.1997	Aug.1997	
	(流積)	(流積)	(流量)	(流積)	(流積)	(流積)	(流量)
右岸水路	2,134 (0.20)	2,520 (0.21)	982 (0.22)	3,145 (0.26)	3,050 (0.27)	3,419 (0.28)	- -
砂州部	3,214 (0.29)	4,765 (0.39)	1,757 (0.39)	5,074 (0.41)	4,363 (0.38)	5,060 (0.41)	- -
左岸水路	5,580 (0.51)	4,825 (0.40)	1,809 (0.40)	4,048 (0.33)	4,035 (0.35)	3,816 (0.31)	- -
計	10,928	12,110	4,548	12,267	11,448	12,295	-

注意：（　）内の数字は全流積、全流量に占める比率を示す。



5.4 現在の護岸工および橋脚周辺の流況

5.4.1 目視による流況の観察

橋梁直上流・直下流の流況を把握するために、1997年8月18日に橋上および左岸河岸上から目視による流況観察を行った。その結果を図5.4.1に示すスケッチ図として掲載した。

これからわかる通り、橋梁上流側については既設護岸工前面に河岸線のずれによって流水の剥離現象が発生し、死水域が形成されている。剥離の発生が始まる河岸線がずれているポイントにおいては流速が比較的大きく順流であるが、死水域の内側では大小の渦が確認され、河岸付近では逆流している。この死水域の範囲は、護岸工法肩から河道中央部に向かって広がり、広い部分での平均幅は 150m 程度であった。なお、橋脚 P8、P9 手前で、主流部からの流れの勢いが卓越し、死水域の境界線は不明瞭となっていた。また、主流部の流れの向きは、ほぼ橋軸に垂直方向で一定していた。

また、橋梁下流側については、橋脚の影響でその下流側にはカルマン渦列が確認された。渦の範囲は最長で約500m、幅は最大で約100～150m（P8下流）程度であった。また、渦列の方向は、ほぼ橋軸に直角方向、つまり上流側主流部の流向に一致していた。

観測は引き潮時の最も流速の速い時間帯を考慮し、午後3時から4時の間に実施した。午後4時の水位はRL.＋4.70mであった。

5.4.2 護岸工および橋脚周辺の流速分布

(1) 調査の方法（1997年8月）

護岸工前面の深掘れ部をカバーするP10橋脚からP8橋脚の間に3測線、河岸直角方向に4測線を設定し、流速観測方法は前述した河道横断線上と同様とし、全12ヶ所で流速・流向調査を行った。調査位置図を図5.4.2に示す。

(2) 調査の結果

図5.4.3に既設護岸付近の観測結果を河川横断図とともに示した。これを見ると、護岸工より上流側約200mのSec.PP3および護岸工上流端の観測線Sec.4-4では特に流れの乱れは見られない。一方、Sec.7-7とSec.9-9の河岸付近では流速が小さく、しかも流向がかなり乱れている状況がはっきり判る。

さらに、深度方向の流向・流速を平面的に見るために、図5.4.4では観測地点の同深度における観測結果を河床標高図上にベクトル表示した。これから観測時における護岸工前面には流速が小さく、しかも流向が一定していない、つまり死水

域がC1、C4を中心に存在し、橋脚方向に広がっていることが確認された。なお、流向・流速調査の全観測値は資料編に掲載した。

(3) 考　　察

上記の観測結果から、護岸工前面の流況は、上流河岸線と護岸工法線のずれによって剥離現象が生じていることが明らかとなった。Sec. 9-9 と橋梁との間においては観測が実施されなかったが、現地における目視観測の結果（図 5.4.6 参照）から、この剥離の影響は左岸橋台前面およびP10 橋脚近辺まで及んでいると推察される。

5.4.3 護岸工および橋脚周辺の浮遊砂（SS）濃度分布

(1) 調査の方法

1997年4月の第1次調査において渦の目視観察および浮遊砂（SS）濃度測定を実施したが、流量が小さく流水の乱れはほとんど無く結果としてSS濃度は0であった。一方、8月の第2次調査ではSS濃度については渦が目視観察できる箇所、即ちP7～P9橋脚の前後6地点、護岸工前面（上流200～300m）の河床最深部付近および護岸工前面死水域など15地点、合計21地点を選定し採水した（使用採取機材は北原式B号）。なお、採水は河床から約1m上で行った。調査地点位置図を図5.4.5に示す。

(2) 調査の結果

SS濃度の試験結果を表5.4.1に示すと共に、図5.4.5に平面的な分布を今回作成した河床コンター図に重ねて整理した。

これによると、橋脚の上下流では、P8、P9の場合下流地点で上流の2倍以上のSS濃度が観測されている。ただしP7では若干上流の方が高い濃度となった。

また、既設護岸工の前面ではP8とP9の間の⑬測線に沿って高いSS濃度を示す結果となった。この測線は護岸工とその上流の河岸線のずれによる死水域の境界線付近に位置する。これらの濃度は橋脚下流の観測値よりも全体的に高い値を示している。

一方、引き潮時における左岸側既設護岸工前面の表面流の状態および橋脚下流のカルマン渦と濁りの状況を図5.4.6にスケッチ図として掲載した。これは、1997年8月18日、午後4時（水位RL.＋4.70m）の観察結果である。

(3) 考　　察

P8橋梁直上流（S9地点）の842ppmという数値をはじめ⑬測線では他地点と比べ突出して大きい観測値を得た。この土砂の供給箇所が深掘れ部周辺か、あるいはさらに上流からの供給土砂かどうかは採取位置が狭い範囲に限られているため特定は難しい。しかしながら、最上流端のS21地点が26ppmと非常に低い値を示していることから、深掘れ部周辺における渦による浮遊砂の巻き上げが高濃度を示す一つの原因と考えられる。

1997年8月の目視観察によると、橋梁上流左岸河岸付近では流れの剥離現象とこれに伴ってゆっくりと発生する渦が確認されたが、濁りはまったくなかった。このことは、⑬測線においては水面近くには浮遊土砂は少なく、河床に浮遊土砂が多く存在していることを示している。

また、図5.4.1に示した目視によるスケッチ図では死水域の境界線はP8とP9の中央付近まで延びている。一方、前節で整理した流向・流速計測結果を見ると、P9の延長線上の観測点より河道中央寄りの観測点では下流方向の一定した流向が観測されており、この観測点は死水域の外側と判断される。流向・流速調査は8月10日に実施され、その時の水位はRL.＋4.20m～4.25mであった。つまり、スケッチ図を作成したときの水位より約50cm程度低いことになる。したがって、水面勾配が緩く、境界線が河岸により近づいていたため、図5.4.1のスケッチ図と流向・流速計測結果の違いが生じたものと考えられる。

表 5.4.1　SS濃度試験結果

Date of Sampling : August 10－20／1997
Date of Testing : August 10－20／1997

Meghna River Protection Project

Sample No.	Sample Depth	Water	Soil Included	Suspend Soil Content	Remarks
	(m)	(cc)	(gm)	(ppm)	
S－1	Nearly river bed	1,150	0.15	130.4	
S－2	Nearly river bed	1,100	0.07	63.6	
S－3	Nearly river bed	1,100	0.23	209.1	
S－4	Nearly river bed	1,125	0.07	62.2	
S－5	Nearly river bed	1,150	0.12	104.3	
S－6	Nearly river bed	1,160	0.14	120.7	
S－7	Nearly river bed	910	0.03	33.0	
S－8	Nearly river bed	1,000	0.05	50.0	
S－9	Nearly river bed	950	0.8	842.1	
S－10	Nearly river bed	1,150	0.04	34.8	
S－11	Nearly river bed	1,150	0.075	65.2	
S－12	Nearly river bed	1,050	0.25	238.1	
S－13	Nearly river bed	1,150	0.13	113.0	
S－14	Nearly river bed	1,150	0.08	69.6	
S－15	Nearly river bed	1,120	0.24	214.3	
S－16	Nearly river bed	1,200	0.27	225.0	
S－17	Nearly river bed	1,150	0.1	87.0	
S－18	Nearly river bed	950	0.39	410.5	
S－19	Nearly river bed	1,150	0.085	73.9	
S－20	Nearly river bed	1,100	0.085	77.3	
S－21	Nearly river bed	1,155	0.03	26.0	

Note : NG=Neglibible

5.5 地質性状および河床材料の粒度特性

5.5.1 地形・地質概要

メグナ橋の位置する氾濫低平地域には、メグナ河を含めガンジス河、ジャムナ河よって形成された沖積層が極めて厚く堆積している。橋軸上の既存のボーリング調査結果によれば、標高RL.－20.0m～－27.0m付近に比較的密な砂層（US-3層、N値＞40）が分布しているがRL.－30.0mからRL.－40m付近まではシルト質の弱層（MM層、N値＞20）が存在する。それより下方およそRL.－50.0mまでは、シルト質砂層および密な砂層の互層（AL層、20＜N値＜40）が分布し、RL.－50.0m以深は堅固な砂層（LS層、N値＞40）が確認されている。橋台および橋脚の基礎杭は基本的にLS層を支持層として設計されている。

また、河岸は、全般的に粒径が比較的均等な細砂で構成され、流水や波浪による耐浸食性が著しく劣るという特徴を持っている。したがって、護岸工の安定を確保する上で土粒子の吸出し防止に対する配慮が重要となる。

なお、土粒子の構成鉱物に関しては、角閃石、緑レン石、雲母を主とするが、その源はヒマラヤ山脈に由来するため、オールドブラマプトラ河を経由してメグナ河流域に供給されたものと推定される。

5.5.2 ボーリング調査

(1) 過去の調査

これまでに実施されたボーリング（標準貫入試験を併行）は以下の通りである。

- F／S時（1985年3月）
  橋梁基礎設計のため4孔、平均70m、計280mを実施。
- D／D時（1986年3月）
  橋梁基礎設計のために8孔、平均60m、計480m
  取付け道路、材料調査のために22孔、平均10m、計220mを実施。
- 護岸対策計画B／D時（1993年11月）
  護岸設計のために2孔、平均40m、計80mを実施。

(2) 1997年4月のボーリング調査方法

本調査では特に、浸食および斜面の安定と土質との関連性に留意して左岸側橋台より上流側約250m、600m、1,200mの位置に合せて3孔、平均30m、計90m（標準貫入試験1m毎）を実施した。ボーリング位置を図5.5.1に示した。

土質ボーリング調査

Hole No.	掘削深度（m）	標準貫入試験（回）	孔口標高
B1	30	30	RL.+3.0m
B2	30	30	RL.+3.5m
B3	30	30	RL.+5.6m
計3孔	90	90	

(3) 地下水位測定

今回の調査では斜面の安定性検討に際し、地下水位の影響を考慮すべく、水位観測孔3孔を設置し孔内水位を観測した。その位置については図5.5.1に示す。

地下水位観測孔

Hole No.	深度（m）	標高（RL.+m）	
WO-1	7	Top	4.06
		地盤高	3.95
WO-2	7	Top	6.83
		地盤高	5.61
WO-3	7	Top	6.56
		地盤高	5.96

孔内地下水位観測は日2回、満潮および干潮時に行い1997年8月まで継続した。その結果を図5.5.2に示した。

これを見ると、3孔とも地下水位は河川水位の変動に鋭敏に連動しており、ほぼ一日の干満による河川水位差の間で推移している。

橋台前面に位置するWO-3では、7月下旬以降8月下旬まで河川水位より地下水位が高い傾向が見られるが、観測孔周辺の整地状況から雨水排水の不備が原因で一時的にこの様な観測結果となったと判断される。以上の結果から、護岸工周辺の河岸における地下水位は河川水位と鋭敏に連動しており、河川水位の高低にかかわり、ほぼ両者は平衡していると考えられる。

(4) 調査結果

従来の調査結果とほぼ類似して、どの地点も基本的主要土質はシルト混り細砂である。今回実施したボーリング深度は30mであるが、これにより確認された地質は、3層のシルト混り細砂層（S1、S2、S3層）でこれは詳細設計（1986年3月）時に分類された上部砂層（US-1、US-2、US-3層）に該当する。図5.5.3に地質縦断図（B1、B2、B3、M4地点）を、また橋軸地点の地質横断図を図5.5.4に掲載した。

各地点の土質構成およびその特徴は下記の通りである。

・ B1地点（橋軸上流 1,200m）

当地点はRL.4.0～5.0mの氾濫原平坦面上に位置している。

地表部（GL±0）（RL.＋4）およびGL－2m（RL.＋2m）まではシルト質細砂であるがGL－2m以下はわずかにシルト分の混じる均等な細砂である。深さが増すにつれ中粒砂分含有量が増えN値が増大する。N値を基準に3層に細区分が可能である。すなわちS1（砂層1、平均N値5、層厚9m）、S2（砂層2、平均N値20、層厚13m）、S3（砂層3、平均N値27、層厚8m）である。

・ B2地点（橋軸上流600m）

当地点はRL.3.5～4.5mの氾濫原平坦面上に位置している。この付近は浸食の最も激しい処で、水際では粘土質、土塊の崩落が顕著である。ボーリング（孔番B-2、水際線に近接）の結果では、GL－2m（RL.＋2m）までは細質シルトで、それ以深はわずかにシルトを含むほぼ均等均質な細砂が連続する。N値および中粒砂分量から3層に細区分が可能である。すなわちS1（砂層1、平均N値5、層厚5 m）、S2（砂層2、平均N値17、層厚18m）およびS3（砂層3、平均N値30、層厚8m）である。

・ B3地点（橋軸上流200m）

この地点はRL.＋6.0mの平坦面上（橋梁施工時に盛土された地域）に位置し河川側斜面には蛇籠による護岸工が施された場所である。ボーリングによると（孔番B2）GL－3.5m（RL.＋1.5m）まで盛土砂層（護岸工事時の岩片を含む砂層）が存在する。それ以深はわずかにシルトが混入する細砂層が連続して分布する。他の地点と同様にN値、中粒砂分含有量から3層に細区分が可能である。すなわちS1（砂層1、平均N値10、層厚8m）、S2（砂層2、平均N値15、層厚15m）およびS3（砂層3、平均N値25、層厚3m）である。

・ M4地点（橋軸付近：詳細設計時に実施）

この地点は左岸側橋台付近の盛土平坦面RL.＋6.0m、水際線方向にファブリマットによる護岸工が施工された箇所である。D／D時のボーリング孔（孔番M-4）が近接して存在する。それによれば、GL－5m（RL.＋1m）までは盛土された砂であるが、それ以深はシルト混りの細砂層である。GL－5～15m(RL.＋1～RL.－9m）はシルト混りの細砂で（S1）平均N値は15である。上部ではシルト分が多く含まれる。続いてGL－15～－23m（RL.－9～－17m）はやや不均質な砂層（S2）でシルト中砂分が不均一に混在しN値にバラツキがある（平均N値は25）GL－23m以深（RL.－17m以深）は非常に締った砂層（N値50以上）が分布している。

橋軸横断と左岸河岸縦断の地質図から、層序を比較すると以下の通りとなる。

	橋軸横断	左岸河岸縦断
S1層とS2層の境界	RL.－12～－13m	RL.－4～－6m
S1層とS2層の境界	RL.－18～－20m	RL.－20m

したがって、橋軸地点と橋梁直上流の左岸河岸の地質層序の状況はほぼ同一と考えられる。つまり、河岸の耐浸食性については河床と同程度の強度しか期待できないと見られる。また、護岸工前面深掘れ部に最も近いB3孔を見ると、深度RL.－24mまでの情報しかないものの、30以上のN値が計測されており深度方向に増す傾向が窺える。最深部の標高はRL.－29mであるため、この周辺は比較的堅固な砂層が露出しているものと考えられ、1997年4月の調査で潜水夫の素手では河床土砂が採取できなかった事実と一致している。

5.5.3 河床材料特性

(1) 調査の方法

これまでの河床材料調査は1988年洪水後（メグナ橋周辺河岸浸食調査）浸食が著しい河岸の23地点、中央砂州周辺の6地点で1989年4月に実施している。1997年4月の第一次調査では、橋脚、護岸前面および河川流水部の水中河床部を中心に、計18地点において河床材料を採取し、粒度分布試験を実施した。

また、1997年8月の第2次調査では、雨期と乾期における比較を目的とし、第1次調査と同様のDライン（D1～D6）の6地点で河床材料を採取した。さらに、砂州上においても測線R10－L10上の1サンプル（D10）採取した。

1997年の第1次調査位置図を図5.5.5に、1989年4月調査分を含めた全調査地点を図5.5.6、また1997年第2次調査位置図を図5.5.7に示した。また、表5.5.1に粒度分布に関する室内試験結果を掲載した。

(2) 調査の結果

1) 全体的傾向

1989年および1997年の河床材料調査を通じてメグナ橋付近の河岸、河床材料の粒径はd＝0.02～0.3mmで平均粒径（d50）0.10mm程度の細砂から成っており、粘着力のある粘土分（d＜0.002mm）はほとんど含まれていない。また、最大粒径dmは0.2～0.3mmで、かつ若干のd＝0.075mm以下の細粒分を含む狭い粒度分布を持っている。土砂比重は2.65～2.73（平均2.73）で一般の土砂比重とほぼ同じである。このことから、河岸・河床の流水に対する耐浸食性は極めて弱いと考えられる。

1997年4月に採取した河床材料の粒度分布曲線を図5.5.8に、また、比較する上から1989年4月の調査結果を「メグナ橋周辺河岸浸食調査報告書（パシフィックコンサルタンツ・インターナショナル（株）システム総合研究所、1989年8月）」から転載し、図5.5.9にそれぞれ示した。また、1997年4月および8月に採取した粒径分布曲線の比較を図5.5.10に掲載した。

さらに、材料採取の場所と季節の違いに着目し、試験結果を表5.5.2のとおり整理した。

表5.5.2　粒度分布の場所的・季節的な変動

区　分	採取地点	乾期（1997年4月）			雨期（1997年8月）		
		Cu	Cu'	74μ以下の%	Cu	Cu'	74μ以下の%
砂州左岸流路	D1、D2、D3、D4、D5、D6	4.9	1.1	36	4.1	1.6	10
砂州右岸流路	D7、D8、D9、D10	4.0	1.0	27	—	—	—
流路中央（砂州下流）	E1	3.6	1.3	27	—	—	—
左岸護岸工付近	C4、C5、B3	1.9	1.0	2	—	—	—
橋脚周辺	A1、A2	1.6	1.3	2	—	—	—

2）場所による特徴

第1次調査の粒度分布曲線を見ると、概ね粒度分布の非常に狭い細砂（0.075～0.425mm）で構成される試料が多く、粘着性を期待できるシルト分（0.002～0.075mm）は各試料ともほとんど10%～20%（重量）以下である。ただし、D測線の左岸に近い試料（D1～D5）については、均等係数Cuが4.4～6.2で比較的粒度分布が広く、シルト分も20%～50%と他と比較して大きい結果となった。これは、この箇所が主流路にあたり、調査時期が乾期だったことから、細粒の浮遊砂が河床表面に堆積した状態にあったためと推察される。

一方、橋脚付近（A1，A2）、橋梁直下流（B3，C3，C4，C5）、D測線右岸側（D6～D10）、砂州上（E1，E2，E3）の材料は細粒分は少ないため、結果として粒径分布が狭い結果となったと判断される。この傾向は、表5.5.2のCu値が砂州から橋梁までの間に低下している点からもはっきりと現われている。この区間の河幅は約1,300～900mにせばめられており、流速の増加が河床材料の構成に大きく影響しているとも考えられる。なお、C'（曲率係数）に関しては、一様に極めて小さい（1に近い）値を示しているが、特定の傾向は見い出せない。

さらに、第1次調査で実施した3本のボーリング（橋梁上流左岸側）から得られたコアの粒度分布を見ると表層も深部（約RL.－20.0m）も粒径分布は狭い。したがって、河岸を構成する材料は一様に浸食に対する抵抗力が弱いと考えられる。

一方、潜水夫による調査時に、既設護岸工の捨て石工前線付近では河床波が確認され、河床材料は柔らかく素手で十分採取可能であったが、深掘れ最深

部付近（RL.－28～－30m）の河床土砂は比較的締まっており潜水夫による素手の採取は困難であった。また、橋脚周辺の河床は固く締まっており河床表面は滑らかで平坦な地形が確認された。これは、基礎ボーリングデータに示される深度RL.－20～－25mに挟在するN値20～40程度の固結砂層（US－3）が河床面に表れている状況を示している。

3) 季節による特徴

雨期に行われた第2次調査の結果は、D5を除き第1次調査と比べシルト分が少なく、粒度組成としては粗くなっている。これは乾期の間堆積していた浮遊砂が下流に流されたためと考えられる。6地点（D1～D6）平均の74μ以下の重量%が第1次の36から10に低下している。

1997年4月における橋脚および護岸付近の資料（A1、A2、B3、C4、C5）および1997年8月における護岸上流の河岸近くの資料（D1～D3）は、河岸におけるボーリング孔（B－1～B－3）から得たサンプルの粒度組成と似た結果となった。これは河岸と河床を含め橋梁と護岸工周辺表層20m深程度までのほぼ平均的な土質材料の組成と考えられる。

表 5.5.1 河床材料調査結果概要（1／2）

採取位置	サンプル No.	河岸区分	乾期調査 1989年4月 $D_{10}(\mu)$	$D_{30}(\mu)$	$D_{50}(\mu)$	$D_{60}(\mu)$	Cu	Cu'	% of 74μ<	乾期調査 1997年4月 $D_{10}(\mu)$	$D_{30}(\mu)$	$D_{50}(\mu)$	$D_{60}(\mu)$	Cu	Cu'	% of 74μ<	雨期調査 1997年8月 $D_{10}(\mu)$	$D_{30}(\mu)$	$D_{50}(\mu)$	$D_{60}(\mu)$	Cu	Cu'	% of 74μ<	備考
1 横断測点1.10付近	D10	左岸	7	25	45	60	8.57	1.49	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	29	70	80	110	3.85	1.56	26	上流
2 Budur Bazar	D5	右岸	55	85	102	130	2.36	1.01	16	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	D6	右岸	20	80	102	130	6.50	2.46	25	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	D7	右岸	2	15	44	80	40.00	1.41	55	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	D8	右岸	5	18	41	55	11.00	1.18	70	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
平 均			*21*	*50*	*72*	*99*	*14.97*	*1.51*	*42*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
3 ChhotoRaypara(2)	C9	左岸	5	20	47	78	15.60	1.03	60	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	C10	左岸	7	25	45	60	8.57	1.49	70	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	C11	左岸	3	10	21	30	10.00	1.11	62	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	C12	左岸	20	65	90	100	5.00	2.11	33	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	W2	左岸	80	95	115	130	1.63	0.87	7	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
平 均			*23*	*43*	*64*	*80*	*8.16*	*1.32*	*46*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
4 ChhotoRaypara(1)	C5	左岸	5	18	32	50	10.00	1.30	68	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	C6	左岸	17	82	113	130	7.65	3.04	24	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	C7	左岸	17	63	104	128	7.53	1.82	35	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	C8	左岸	50	105	152	175	3.50	1.26	15	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
平 均			*22*	*67*	*100*	*121*	*7.17*	*1.86*	*36*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
5 中央砂州	S1	-	80	100	120	130	1.63	0.96	4	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	S2	-	45	85	114	130	2.89	1.24	20	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	S3	-	35	76	99	110	3.14	1.50	28	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	S4	-	96	165	192	210	2.19	1.35	3	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	S5	-	85	135	177	200	2.35	1.07	4	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	S6	-	83	106	143	175	2.11	0.77	4	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	E2	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	76	98	125	155	1.87	0.82	66	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	E3	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	85	135	165	200	2.16	1.07	36	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
平 均			*71*	*111*	*141*	*159*	*2.38*	*1.15*	*11*	*81*	*117*	*145*	*178*	*2.02*	*0.94*	*51*	-	-	-	-	-	-	-	
6 Taitala	C1	左岸	6	24	60	80	13.33	1.20	57	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	C2	左岸	5	16	34	55	11.00	0.93	63	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	C3	左岸	45	88	114	125	2.78	1.38	12	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	C4	左岸	7	23	48	75	10.71	1.01	59	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	W1	左岸	38	108	158	185	4.87	1.66	13	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
平 均			*20*	*52*	*83*	*104*	*8.54*	*1.23*	*41*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
7 Kadir Ganje	D1	右岸	43	74	93	102	2.37	1.25	30	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	D2	右岸	58	86	102	106	1.83	1.20	16	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	D3	右岸	75	90	107	111	1.48	0.97	9	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	D4	右岸	82	100	118	130	1.59	0.94	2	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
平 均			*65*	*88*	*105*	*112*	*1.82*	*1.09*	*14*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
8 測線U-1200上	D1	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	36	84	140	175	4.91	1.13	26	90	155	190	210	2.33	1.27	5	
	D2	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	18	38	80	93	5.05	0.84	48	150	185	220	250	1.67	0.91	2	
	D3	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	41	86	133	180	4.38	1.00	24	80	97	120	150	1.88	0.79	3	
	D4	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	23	56	90	115	5.00	1.19	36	45	89	110	130	2.89	1.35	14	
	D5	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	13	24	60	82	6.23	0.53	55	9	70	110	130	14.44	4.19	31	
	D6	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	29	77	100	106	3.64	1.92	26	150	180	210	240	1.60	0.90	2	

表 5.5.1 河床材料調査結果概要（2／2）

採取位置	サンプル No.	河岸区分	乾期調査 1989年4月 $D_{10}(\mu)$	$D_{30}(\mu)$	$D_{50}(\mu)$	$D_{60}(\mu)$	Cu	Cu'	% of 74μ<	乾期調査 1997年4月 $D_{10}(\mu)$	$D_{30}(\mu)$	$D_{50}(\mu)$	$D_{60}(\mu)$	Cu	Cu'	% of 74μ<	雨期調査 1997年8月 $D_{10}(\mu)$	$D_{30}(\mu)$	$D_{50}(\mu)$	$D_{60}(\mu)$	Cu	Cu'	% of 74μ<	備考
平 均			-	-	-	-	-	-	-	*27*	*61*	*101*	*125*	*4.87*	*1.10*	*36*	*87*	*129*	*160*	*185*	*4.14*	*1.57*	*10*	↓
	D7	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	79	88	115	123	1.56	0.80	7	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	D8	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	65	100	147	180	2.75	0.85	12	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	D9	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	55	97	140	175	3.20	0.98	16	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	D10	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	57	82	100	110	1.92	1.07	13	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
平 均			-	-	-	-	-	-	-	*40*	*72*	*110*	*133*	*3.96*	*1.04*	*27*	-	-	-	-	-	-	-	
9 測線U-700上	E1	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	*41*	77	95	110	3.55	*1.52*	27	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
10 測線U-350上	C4	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	92	108	150	185	2.01	0.69	4	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
	C5	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	89	135	165	195	2.18	1.04	2	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
平 均			-	-	-	-	-	-	-	*91*	*122*	*158*	*190*	*2.10*	*0.86*	*3*	-	-	-	-	-	-	-	
11 測線U-200上	B3	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	147	188	205	211	1.44	1.14	1	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
12 測線U-25上 (橋脚P8直上流)	A1	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	145	186	205	210	1.45	1.14	2	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	
13 測線D-25上 (橋脚P8直下流)	A2	-	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	114	184	202	208	1.82	1.42	2	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	↓ 下流

注意： $Cu = D_{60}/D_{10}$ （均等係数）

$Cu' = (D_{30}/D_{10}) \times (D_{30}/D_{60})$ （曲率係数）

第6章　護岸工および橋脚周辺の洗掘の原因

第6章　護岸工および橋脚周辺の洗掘の原因

メグナ橋のF／S調査が開始された1984年以降今日まで、橋梁地点を挟んで約13kmの河道区間で、河川横断測量を主体とした様々な調査が行われてきた。それらの調査を通じて収集された資料は表6.1.1に示す通りである。

6.1　メグナ橋周辺の河道変遷および浸食・堆砂に関する考察

メグナ橋周辺の河道変遷を予測する上で重要と思われる次の4つの因子に関する今後の動向について、前節までに述べた既往調査結果をもとに考察する。4つの因子として、

- 最上流（左岸側上流部10km付近、L11上流）の砂州の動向
- 左岸側上流部6km（L9～L8）付近の砂州と対岸の水衝部の浸食速度と位置の変化
- 上流部2km付近の中央砂州の位置と右岸側砂州横の分水路の広がり
- 左岸側上流2km付近（L4～L2）の水衝部の浸食速度と位置の変化

である。

(1) 最上流（左岸側上流部10km付近）の砂州の動向

この部分については河道横断図がない。したがって、衛星写真の解読結果からの推測となるが、上流部6kmより下流の河道の動きと比べ1973年以降大きな変動は見られず今後も、急激な変化はないものと推察する。

(2) 左岸側上流部6km付近の砂州と対岸の水衝部の浸食速度と位置の変化

Budur Bazar付近の浸食はその上流にある左岸側砂州の伸びと関連している。この砂州が伸びるに従って浸食部がさらに下流に移動した。この砂州の下流への延伸は今後とも継続すると思われ、それに従い対岸（右岸）の浸食は進み、水衝部はBurburiaから次第に下流のJoichar方向へ移っていくと考えられる。(図5.1.1および図5.1.7参照)

(3) 上流部2km付近の中央砂州の位置と右岸側砂州横の分水路の広がり

中央砂州は、Burburia付近の浸食部が下流に移動するに連れて次第に岸から分離していく形で形成された。大洪水のあった1988年以降、中央砂州は左岸および下流に徐々に移動する傾向が見られる。砂州を固定し、かつ、上流の河岸浸食による土砂供給を緩和しない限り速度は緩慢ながらこの傾向は継続すると考える。ただし、一度の大洪水でその堆砂域を大きく変える可能性もある。

一方、右岸側砂州横の分水路は砂州の動きとBudur Bazar下流の浸食と密接に結びついているが、その拡幅傾向は上流右岸の水衝部の下流への移動に伴い今後も継続すると見られる。砂州が左岸方向に寄り、現在の左岸側分水路がさらに流積を減少させれば、現在までより以上に右岸側分水路の拡幅が促進され結果的に護岸工上流河岸の浸食速度が緩和されることとなる。

(4) 左岸側上流2km付近の水衝部の浸食速度と位置の変化

1988年以降、この付近（LU11～LU3）の水衝部の位置はほとんど動いていない。右岸上流RU8付近の水衝部は下流に移動しつつあるが、これによる流れの変化は中央砂州が存在するため、この影響を直接受けることは少ないと思われる。つまり、中央砂州の動向にもよるが、LU1～LU3にある水衝部の下流への移動は緩慢と見られる。また、河岸の浸食速度については、右岸分水路の拡幅傾向が明らかであるため、現在までと同等あるいは緩和される方向に推移すると考えられる。

このことは、聞き取り調査において、1988年以降浸食の勢いが弱っているという住民の証言があることによっても確信されている。

表 6.1.1　収集資料一覧表

項目		1964	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97
1 水文資料																																			
・バイラブバザール																																			
水位																							4~	○	○	~11	×	×	4~	○	○	○	○	○	~3
流量		6~12	4~12	○	○	○	○	○	1~3	4~12	○	○	1~3 6~10	6~10	×	×	×	×	6~11	6~11	6~11	4~12	○	○	○	1~11	×	×	5~11	6~11	6~11	×	×	×	×
・メグナ橋																																			
水位																									9~	○	○	○	○	~9					
流速																									9~	○	○	○	~3						
・チャンドプール																																			
水位																																			
流量																																			
2 古地図		1919年の地図																																	
3 ランドサット画像												○ (11)		○ (1)				○ (2)				○ (3)				○ (2)	○ (2)	○ (1)	○ (1)	○ (12)				○ (1)	
4 河川測量図 (大横断図)	乾																										○			○		○	○		○
	雨																																		○
5 流速・流向データ (深度別)	乾																																		○
	雨																																		○
6 平面コンタ図 (河床標高)	乾																										○			○		○	○		○
	雨																																		○
7 深抉れ部河床コンタ図	乾																									○	○			○					○
	雨																																		○
8 河床材料 (粒度分布曲線)	乾																										○								○
	雨																																		○
9 地質情報 (ボーリング孔数)																							○ (4)	○ (30)							○ (2)				○
10 潮観測スケッチ	乾																																		○
	雨																																		○
11 SS濃度	乾																																		○
	雨																																		○
12 その他																																			
・橋軸横断図																																			○
・橋脚回り洗掘状況																																			○
・河床浸食インタビュー調査																																			○
特記事項																						F/S調査	詳細設計		建設工事					河川改修工事			基本設計調査	

凡例：　乾、乾期（11月～4月）　(4)、4月　1~3、1月から3月まであり
　　雨、雨期（5月～10月）　○、通年あり　×、通年なし

6.2 護岸工前面の深掘れ部の経年変化

(1) 検討の方法

左岸側護岸工前面の深掘れ部の変遷を調べるため、過去行われた河川測量に基づき作られた計5枚の河床標高図を図6.2.1の通り整理した。各河床標高図の測量時期は以下の通りである。

- 1989年4月
- 1992年6月
- 1994年1月
- 1995年2月
- 1997年8月

これをもとに深掘れ部の特徴を把握し経年的な変動を分析するため、以下に示す8つの指標を設定して各河床標高図上で計測し、その結果を表6.2.1に整理した。なお、深掘れ部の規模を比較する目的から、河床標高 RL.－20.0m を一つの基準面と考えた。

(a) RL.－20.0m 等深線の幅（流線直角方向）　（指標A）
(b) RL.－20.0m 等深線の長さ（流線方向）　（指標B）
(c) RL.－20.0m 等深線の面積　（指標C）
(d) 最深部の位置　（指標D）
(e) RL.－20.0m 等深線の上流端位置　（指標E）
(f) 旧船付き場先端から深掘れ最深部までの距離　（指標F）
(g) 旧船付き場先端とその上流河岸とのギャップ　（指標G）
(h) 左岸側河岸線と近似した円弧の半径　（指標H）

なお、最深部と RL.－20.0m 等深線の上流端位置については、橋脚P10を原点とし、橋軸をY軸、それと直角の上流方向にX軸を設定し、平面座標として表現した。言いかえれば、x成分は橋梁からの距離、y成分は護岸工前縁部からの距離を表している。

(2) 検討の結果

表6.2.1をグラフ化し図6.2.2に示した。それぞれの指標の特徴は表6.2.2の通りである。

1989年以降1992年にかけては、埋立地のすべり発生等により、深掘れ部が河岸に寄りかつ下流に移動している傾向が顕著である（x、yの値が共に小さくなっている）。しかし、護岸工が完成した1994年2月以降、深掘れ部に大きな変動はな

い（x、yの値が大きな上下がない）。また、旧船着き場先端とその直上流部の河岸のずれも1995年から1997年にかけてはややその進行が鈍化している。

これは、右岸側分水路の拡大傾向と密接な関係があり、砂州右岸側の分水路を流下する流量が増加し左岸側の流量が減少したため、左岸河岸部における流水の浸食力が弱まりつつある事と関連している現象である。しかし、これはあくまでもこの2～3年間のみの動向であり、大きな洪水で大きく流況が変わり得る。

表 6.2.1　深掘れ部の特徴

測量年月	RL.－20.0m の等深線									
	A	B	C	D		E		F	G	H
	幅	長さ	面積	最深部の位置		上流端の位置		旧船付き場先端から深掘れ最深部までの距離	旧船付き場先端とその上流河岸とのギャップ	左岸側河岸線を近似した円弧の半径
	(m)	(m)	(m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	(m)	(m)	(m)
1989 年 4 月	45	340	11,000	350	165	435	130	185	40	2,160
1992 年 6 月	105	430	30,000	245	50	330	0	175	60	2,085
1994 年 1 月	95	250	18,000	265	40	305	0	180	75	2,110
1995 年 2 月	65	260	10,000	235	50	285	30	195	90	2,025
1997 年 8 月	130	530	33,000	250	25	325	0	170	95	2,180

(注)　最深部および RL－20.0m の等深線の上流端位置は、P10 橋脚の原点とし、橋軸を Y 軸、それと直角の上流方向に X 軸を設定し、平面座標として表現している。

表6.2.2　各指標の経年変化

指　標	内　　容	特　　徴	傾　　向	
A	等深線 （RL.－20.0 m）の幅	一定の傾向は見られない。	↗	
B	等深線 （RL.－20.0 m）の長さ	一定の傾向は見られない。	↗	
C	等深線 （RL.－20.0 m）の面積	一定の傾向は見られない。	↗	
D	最深部位置	下流側に移動し、かつ捨て石護岸工の前縁部に近づきつつある。ただし、1994年以降は大きな移動は見られない。	x	↘
			y	↘→
E	等深線（RL.－20.0 m）の上流端位置	最深部の移動に追随するような傾向が見られる。	x	↘→
			y	↘→
F	深掘れ最深部までの距離	ほぼ一定で推移している。	→	
G	上流河岸とのギャップ	経年的にずれが少しずつ広がる傾向が見られるが多少鈍化傾向が見られる。	↗→	
H	河岸線と近似した円弧半径	ほぼ同レベルの規模で推移している。	→	

6.3 護岸工および橋脚周辺の洗掘の原因

6.3.1 護岸工前面

今回調査対象とした橋梁上流10kmから下流3km付近までの河道区間の地形において、RU6－LU6ラインから下流部の左岸側は蛇行の外側（水衝部）にあたる。これまでに得られた河床標高平面図をみると、測線LU6からLD1にかけてRL.－10.0m－12.0mの標高が1989年当時から継続して存在する。これは明らかに蛇行部に付随する河床低下現象と考えられ、この区間の大局的な河床状況を支配している要因といえる。

さらに、既設護岸工前面の深掘れ現象は上記の要因に加え、護岸工法線と河岸のずれが複合的に作用し現在の状況に至っている可能性が大きいと考えられる。このうち、河岸のずれによる局所洗掘の要因としては、以下のようなものが想定される。

- 河岸のずれに起因する流れの剥離現象と局所的な渦
- 均一で固結度の弱い微細砂層の存在

これらの各々についての是否を検討した。

また、要因としての可能性は低いと考えられるが左岸側主流部と右岸側分水路からの流水の相互干渉についても最後に考察した。

(1) 河岸のずれに起因する流れの剥離現象と局所的な渦

深掘れ部の存在と最も係わりの強い要因が河岸のずれである。1997年8月の流向・流速調査と渦の目視観測とから、橋梁直上流左岸側の捨て石護岸工前面では洪水時、水位がRL.＋4.0m程度以上になると河岸のずれにより死水域ができることが明らかになった。死水域では大小の渦が相互に干渉しながら時々刻々とその規模や位置を変え、水中から水泡を伴ったボイリングも観測された。護岸工前面の死水域における流れ構造の乱れについては、1997年8月に実施したエコーサウンダーによる河床標高調査、流向・流速調査、およびSS濃度調査によっても、確認することができた。

一方、護岸前面の深掘れの位置は通常水制工の頭部付近に発生する場合に比べて護岸から河川中心に（下流側）寄っている。越流式、水制工等、水中の堅固な構造物が流水にさらされる場合、一般的にその先端付近に局所洗掘が発生するが、現在の深掘れ部は河岸のずれの先端個所から離れ過ぎており、水制工周辺で通常発生する局所洗掘の位置とは異なっている。この原因として護岸法先の河床に堅固な構造物が存在している可能性もある。しかしながら、河床における堅固な物体の存在については、エコーサウンディングの結果を見る限り（既設護岸工の測量横断sec.1－1、2－2、3－3）、不自然な不陸等は確認できないためその可能性は低く、その原因を明確につかむことは今回の調査ではできていない。

上記の考察から、若干の疑問点は残るものの局所洗掘の主要因は河岸のずれによる流れの乱れによる可能性が高いと考えられる。

(2) 均一で固結度の弱い微細砂層の存在

既往のボーリング調査からは、深掘れ部に局所的に洗掘を受けやすい軟弱層の存在を示唆するような結果は得られていないが、1997年4月の潜水調査では、最深洗掘部付近で潜水夫による砂質河床材料の直接採取が可能であることが確認された。これまでの地質調査（図5.5.4）からもこの部分が砂質材料であることが確認されている。河床に堆積した細砂が、洗掘を受けやすい材料であることが推察される。

(3) 左岸側主流部と右岸側分水路からの流水の相互干渉

本調査を通じて、砂州横の右岸側分水路が拡幅傾向にあることが確認されたが、流量としては、左岸主流路が右岸側の約2倍とまだ支配的である。また、現地にて橋梁直上部の流況を観察した限りでは、洪水時においても右岸からの流量が護岸工前面の流況を乱しているとは見えなかった。

6.3.2 橋脚周辺

1997年4月の潜水調査によって、洗掘が進んでいる左岸側橋脚周辺の河床では非常に堅い層が露出していることが確認された。橋脚周りの局所洗掘については、前述した蛇行部の河床低下（RL.－10.0m－12.0m程度まで）と橋脚の阻害による局所流による洗掘が原因と判断される。

なお、現況の河床高に基づく橋脚の安定計算については第7章で詳述する。