



# 土 木 研 究 所 資 料

## 江戸川分流模型実験報告書

第1055号

昭和 50 年 7 月

建設省土木研究所  
篠崎試験所



Copyright ©      年度      by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。  
したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

# 土 木 研 究 所 資 料

## 江戸川分流模型実験報告書

第1055号

昭和 50 年 7 月

建設省土木研究所  
篠崎試験所

## ま え が き

江戸川はかつて太日川と称せられ、渡良瀬川の流末であった。一方、利根川は徳川時代の初期に大改修工事が実施され、それまで東京湾に注いでいた流路を東方に転じた。そして、渡良瀬川を合わせて鬼怒川の河道に導かれ、直接太平洋に注ぐようになった。このため、太日川は利根川の派川となり、江戸に通ずる水運並びにかんがい幹川として改修され、江戸川と称せられるようになった。この時、江戸川流頭部において、「棒出し」と称して両岸より石堤を突出させ、人工的に狭搾部を設けて江戸川に流入する洪水の量を制限した。以来数百年間に数次にわたる工事の施工と計画の変遷を経て今日に至っている。

昭和22年のカスリーン台風により、利根水系は未曾有の出水にみまわれた。これを契期に利根川改訂改修計画が、昭和24年に樹立された。この計画の中には利根川放水路計画が前計画より引継がれ、 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の放流量が見込まれていた。一方、当時の江戸川流頭部は、関宿における計画高水分流量の $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を自然分流させる能力がないと判断され、昭和30年に当土木研究所において、分流の機能の設計を実施した。

その後、20年近い年月の経過とともに、多くの問題点が出された。これらの中でも、利根川放水路計画の早期実現の困難視に伴い、計画放流量 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のうち江戸川に $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を分担させ、従来の $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ をあわせて関宿より $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流させようとしている。

以上の問題点を解析検討するために関東地方建設局より依頼を受け、昭和46年度より昭和49年度の間に模型実験を実施した。本報告書は、この実験結果を昭和50年度にまとめたものである。

本実験および解析作業に加わった土木研究所の要員は次のとおりである。

|             |         |
|-------------|---------|
| 河 川 部 長     | 土 屋 昭 彦 |
| 前篠崎試験所長     | 松 山 宣 信 |
| 河 川 研 究 室 長 | 須 賀 堯 三 |
| 篠 崎 試 験 所 長 | 藤 本 成   |
| 前篠崎試験所      | 馬 場 享   |
| 篠 崎 試 験 所   | 折 敷 秀 雄 |
| 河 川 研 究 室   | 西 田 祥 文 |

# 目 次

|                                |    |
|--------------------------------|----|
| 第1章 序 説 .....                  | 1  |
| 第1節 利根川の概況 .....               | 1  |
| 第2節 江戸川の概況 .....               | 5  |
| 第3節 模型実験に至る経過 .....            | 8  |
| 第4節 模型の概要と相似則 .....            | 14 |
| 第5節 分流点構成要素各案の名称 .....         | 18 |
| 第2章 実 験 .....                  | 24 |
| 第1節 検討事項 .....                 | 24 |
| 第2節 実験方法 .....                 | 25 |
| 第3節 検証実験 .....                 | 29 |
| 第4節 実験概要 .....                 | 36 |
| 第3章 分流点の設計 .....               | 40 |
| 第1節 設計条件 .....                 | 40 |
| 第2節 中の島の形状検討 .....             | 41 |
| 第3節 河床の動向 .....                | 46 |
| 第4節 計画高水流量以外の分流 .....          | 53 |
| 第4章 河道案・構造物案等が及ぼす影響 .....      | 61 |
| 第1節 河道条件が及ぼす影響 .....           | 61 |
| 第2節 粗度係数の相違が分流量に及ぼす影響 .....    | 68 |
| 第3節 関宿水閘門・中の島案が分流量に及ぼす影響 ..... | 71 |
| 第5章 結 語 .....                  | 75 |
| 第1節 分流点設計の結論 .....             | 75 |
| 第2節 将来河道の諸問題 .....             | 79 |
| 索引 図表目次 .....                  | 83 |

# 第 1 章 序 説

## 第 1 節 利根川の概況 \*

### 1) 利根川の流域

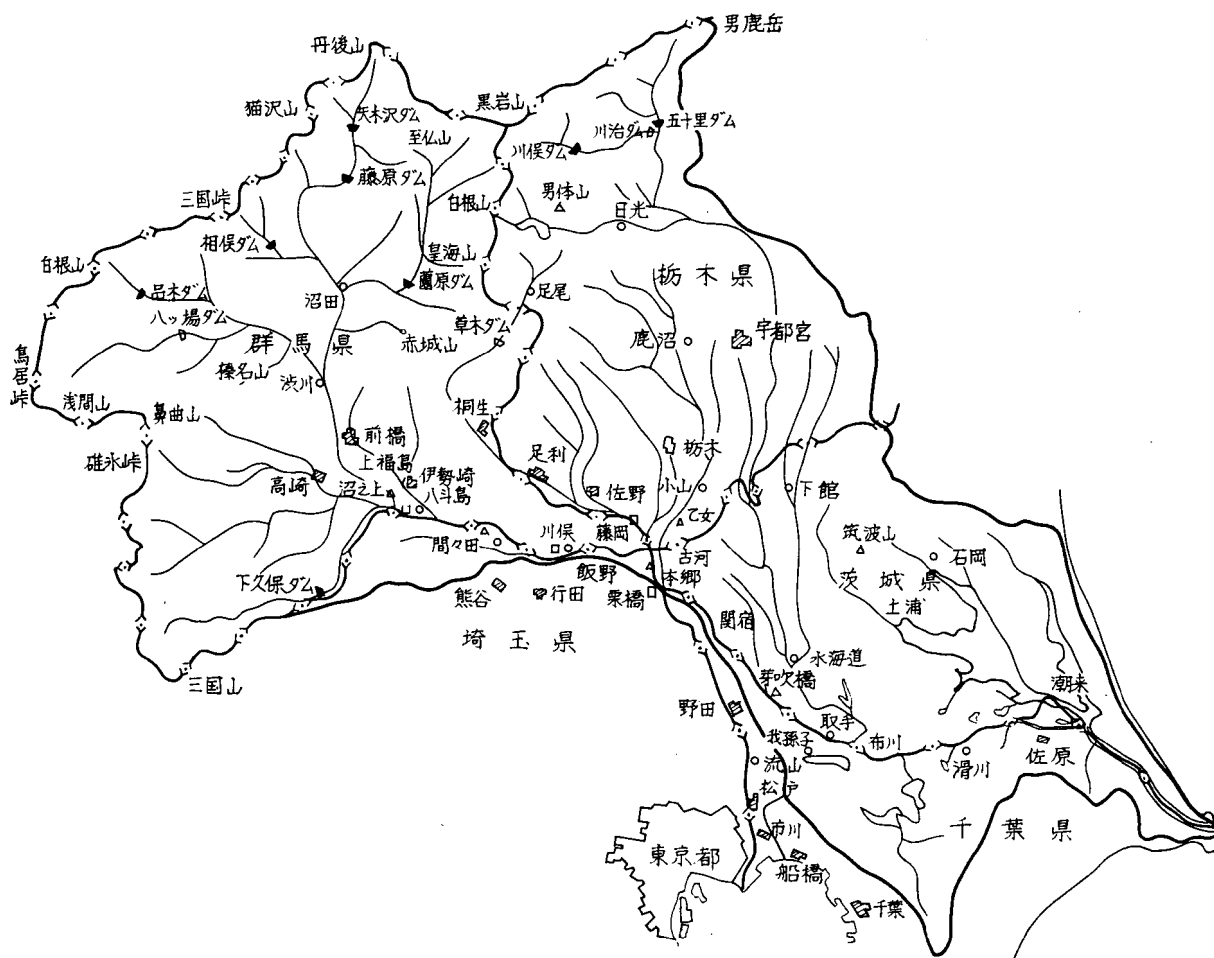
日本列島は北東から南西に向かって 2,000 Km に達し、その巾は一番広いところでも 300 Km に過ぎない。この細長い島に、標高 2,000 ~ 3,000 m に達する山脈が縦に走っているため、一般に、我が国の河川は山脈に直交し、海に注いでいる。したがって、河床勾配が急で、流域は大きな割合を占める山地部とわずかな沖積または洪積による平地部からなるのが、我が国の河川の多数である。ところが、利根川は本邦の巾が一番広い地帯に位置を占め、その流域の地形は山地・丘陵地・台地・沖積平野等の異なった要素から成っている。そして、流域の中で山地部が占める割合は約 40 %、平地部が約 60 % と平地部の占める割合が多くなっている。その、流域面積は 15,844.8 Km<sup>2</sup> と我が国最大の面積を有している。

年降水量は約 1,200 mm から 1,700 mm と記録されている。0.1 mm 以上の降雨のある降水日数は、降水量と同様の傾向にあり、冬には少なく夏に多くなっている。降水量は 6 月および 7 月より 8 月の方が多いが、降水日数は 8 月よりも 6 月および 7 月が多くなっている。これは 6 月および 7 月が梅雨期に相当しているためと考えられる。4 月から 10 月の間の降水流量の分布は、平野地帯が 1,000 mm 前後で、上流の山岳地帯では 1,300 mm ~ 1,400 mm 程度になっている。一方、11 月より翌年 3 月までの冬期降水量の分布は、下流地方および上流山岳地帯が 400 mm ~ 500 mm と他の地域に比べて多くなっている。しかし、この冬期降水量のうち、1 月および 2 月の降水は雪になることが多いため、利根川の水量は著しく減少する。昭和 15 年から 34 年の 20 年間の平均年間流量は、布川（利根本川）において 70 億 3,700 万 m<sup>3</sup>、野田（江戸川）45 億 9,400 万 m<sup>3</sup>、合計 116 億 3,100 万 m<sup>3</sup> 程度であり、これに利水およびその他の消費量を加えると利根川の年間総流量はおおむね 130 億 ~ 140 億 m<sup>3</sup>（410 ~ 440 m<sup>3</sup>/s）と推定される。

---

\* 利根川の概要 昭和 39 年 3 月建設省関東地方建設局

图 1.1 利根川流域图



## 2) 利根川河道の変遷

江戸時代以前の利根川は、渋川下流から現在の広瀬川筋を流れ、境町の南で西から来る烏川をあわせた後、ほぼ今の流路を経て川俣に至り、川俣で三つに分流していた。このうち、南流する合の川が当時の利根川の幹川で、大部分の水は合の川に流入していた。さらに、合の川流路から東南に流れて不動岡・加須市を経て川口に至り、現在の古利根川筋を流れ、杉戸町・春日部市を通り吉川で荒川を合流し、新宿から古隅田川筋に入り、隅田川で入間川を合わせ浅草川あるいは隅田川と呼ばれ、東京湾に注いでいた。一方、渡良瀬川は足利の南から矢場川の流路を流れて巴波川・思川の水を合わせ、古河市の西を過ぎてから往時の太日川に流れていた。太日川は五霞村の中央を貫流し、今の庄内古川筋を流れ、金杉で現在の江戸川の流路に入り、浦安で東京湾に注いでいた。鬼怒川は現在では利根川の支川となっているが、かつては毛野川と称し、独立した幹川として太平洋に注いでいた。さらに、荒川は熊谷市の南から、現在の綾瀬川や元荒川の河道を通して吉川で利根川に合流していた。また、入間川も現在の荒川筋を流

れ、隅田で同じく利根川に注いでいた。すなわち、かつての関東平野は利根川・太日川と当時石瀬川と呼ばれていた今日の多摩川とが東京湾に流入し、別に、鬼怒川が太平洋に注いでいた。

利根川・太日川および鬼怒川の三幹川が、人工的に利根川・江戸川・荒川および中川の諸河川に変わりはじめたのは、今から約380年前の文禄3年(1594年)であった。その後、承応3年(1654年)に至り、ほぼ現在の様相に変わった。このように、人工的に変遷してきたのは、徳川幕府の治水政策の結果である。また、広瀬川筋を流れていた利根川が現在の河道に変わったのは、天文8年(1539年)あるいは同12年の出水によるとされている。利根川は川俣で三つに分かれ、北は館林の方に流れて合の川となり、中は現在の利根川の方をとり、南は加須市の方に流れて合の川となっていた。かつては南の合の川が幹川であったが、文禄3年に南北の合の川を締切った。その後、利根川本川は川俣から大越まで流れ、外野と佐波の間から南東に流れて浅間川となり、川口で合の川と合流し、現在の古利根川を流れるようになった。ついで、元和7年(1621年)大越から大利根村に至り、渡良瀬川と合流する新川通が開削され、これが幹川となって利根川の水は渡良瀬川に集中し、さらに、その下流の太日川に流下することになった。元和7年の新川通開削と同時に渡良瀬川を横断し、細溝(赤掘川)を経て利根川の水を鬼怒川の支川広川に分派した。その後、寛永2年(1625年)、承応3年(1654年)および文化3年(1809年)に赤掘川の拡張工事が施され、利根川の大部分の水が赤掘川を経て、現利根川の中・下流部に注ぐようになったのである。ここで、渡良瀬川は利根川に横断されたため利根川の支川となり、その下流部である太日川が利根川の派川となり、寛永18年(1641年)関宿・金杉間に新川が開削されて太日川は庄内古川となって、水が少なくなり新川が江戸川と称されるようになった。利根川が太平洋に注ぐようになると、旧川は河巾が狭くなっていった。旧川の最下流部に相当する隅田の川筋が、ことに埋没したので享保14年(1729年)に亀有から南に新川を掘り、これを旧利根川の排水路とし中川と称され、中川が一つの幹川となった。

### 3) 利根川の洪水と改修の沿革\*

徳川時代以前の洪水は、記録が不十分なため明らかでない。徳川時代における洪水の中で有名なものは、天明6年(1786年)の大出水で、権現堂堤が破堤してはん濫した水は江戸にまでおよんだとある。この洪水は天明3年の浅間山爆発による降灰で利根川の河床が上昇し、被害を一層大きくした模様である。ちなみに、降灰の厚さは7月5日より8日までの間に、高

---

\* 江戸川流頭部の検討 昭和47年10月17日建設省関東地方建設局江戸川工事事務所

崎において10cm近くもたい積したといわれている。

明治29年の洪水によって、八斗島における計画高水流量を $3,750 \text{ m}^3/\text{s}$ と定め、そのうち江戸川への分流量を $970 \text{ m}^3/\text{s}$ と計画した。その後、明治43年に明治時代最大の出水にみまわれ、山王堂・中之条および権現堂などの堤防が破堤し、はん濫面積は18万haに達した。このため、八斗島において $5,570 \text{ m}^3/\text{s}$ に改訂し、江戸川には $2,230 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流させることになった。

昭和に入ってから、10年9月の洪水が過去の記録を破るものとなった。このため、改修計画を増補する基となり、八斗島において $10,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に改められることになった。さらに、昭和22年9月のカスリーン台風は未曾有の豪雨をもたらし、それまでの洪水記録をはるかに越えた洪水となった。この洪水のため、埼玉県北埼玉郡東村地先（現大利根村）の破堤により、浸水した水は東京にまでおよんだ。これにより、計画高水流量は八斗島において $17,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に改訂され、このうち $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を上流ダム群で調節することになった。すなわち、江戸川分派前の利根川計画高水流量を $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、江戸川には関宿より $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を、利根運河から、 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流し、さらに利根川放水路計画により $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流する計画になっている。利根川放水路計画とは、我孫子付近より東京湾に達する約30kmを開削し、利根川下流部を流下する過大な洪水流量を調節する方法として樹立されたものである。

なお、以上の利根川改修計画事業の変遷については、表1.1に示すとおりである。

表 1.1 利根川改修計画変遷表

| 事業名         | 実施期間            | 計 画 高 水 流 量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) |            |               |                |       |       |                     |                   |              |
|-------------|-----------------|---------------------------------------|------------|---------------|----------------|-------|-------|---------------------|-------------------|--------------|
|             |                 | 利根川<br>(関宿分<br>流前)                    | 江 戸 川      |               |                |       |       | 利根川<br>(江戸川<br>分流後) | 利根川<br>放水路<br>分流量 | 利根川<br>(下流部) |
|             |                 |                                       | 関宿分<br>流 量 | 利根運河<br>分 流 量 | 運 河 ～<br>分流点流量 | 放水路   | 本 川   |                     |                   |              |
| 利根川改修       | 明治30年～<br>明治43年 | 3,750                                 | 970        | 0             | 970            | —     | 970   | 2,780               | —                 |              |
| 利根川応急<br>増補 | 明治44年～<br>昭和13年 | 5,570                                 | 2,230      | 0             | 2,230          | 1,230 | 1,000 | 3,340               | —                 |              |
| 利根川増補       | 昭和14年～<br>昭和23年 | 10,000                                | 3,000      | 500           | 3,500          | 2,500 | 1,000 | 6,500               | 2,300             | 4,200        |
| 利根川改訂<br>改修 | 昭和24年<br>以降     | 14,000                                | 5,000      | 500           | 5,500          | 4,500 | 1,000 | 8,500               | 3,000             | 5,500        |

## 第2節 江戸川の概況\*

### 1) 江戸川の状況

江戸川は、茨城県猿島郡五霞村地先で利根川より分流し、千葉県・埼玉県および東京都の境を約60kmにわたり南北に流れ、東京湾に注ぐ治水および利水上重要な河川である。江戸川の支派川は上流より、派川利根川・左支川の坂川および真間川・派川の旧江戸川等がある。流域面積は約158.5km<sup>2</sup>、想定はん濫面積は約257km<sup>2</sup>となっている。

過去の主な洪水のうち、西関宿および野田において記録のあるものは、表-1.2に示すようなものである。一方、昭和13年から同43年の間における年間総流量は、西関宿の実測結果により約6億6,484万m<sup>3</sup>～2億5,790万m<sup>3</sup>となっている。この31年間における平均年間総流量は、4億1,134万m<sup>3</sup>(130m<sup>3</sup>/s)となる。

表-1.2 江戸川洪水記録  
西関宿・野田地点

| 生 起<br>(昭和) |   | 出水流量<br>(m <sup>3</sup> /s) |
|-------------|---|-----------------------------|
| 年           | 月 |                             |
| 10          | 9 | 2,700                       |
| 16          | 7 | 3,100                       |
| 22          | 9 | 3,100                       |
| 23          | 9 | 2,400                       |
| 24          | 9 | 2,500                       |
| 25          | 8 | 2,200                       |
| 33          | 9 | 2,720                       |
| 34          | 8 | 3,640                       |

### 2) 改修の沿革

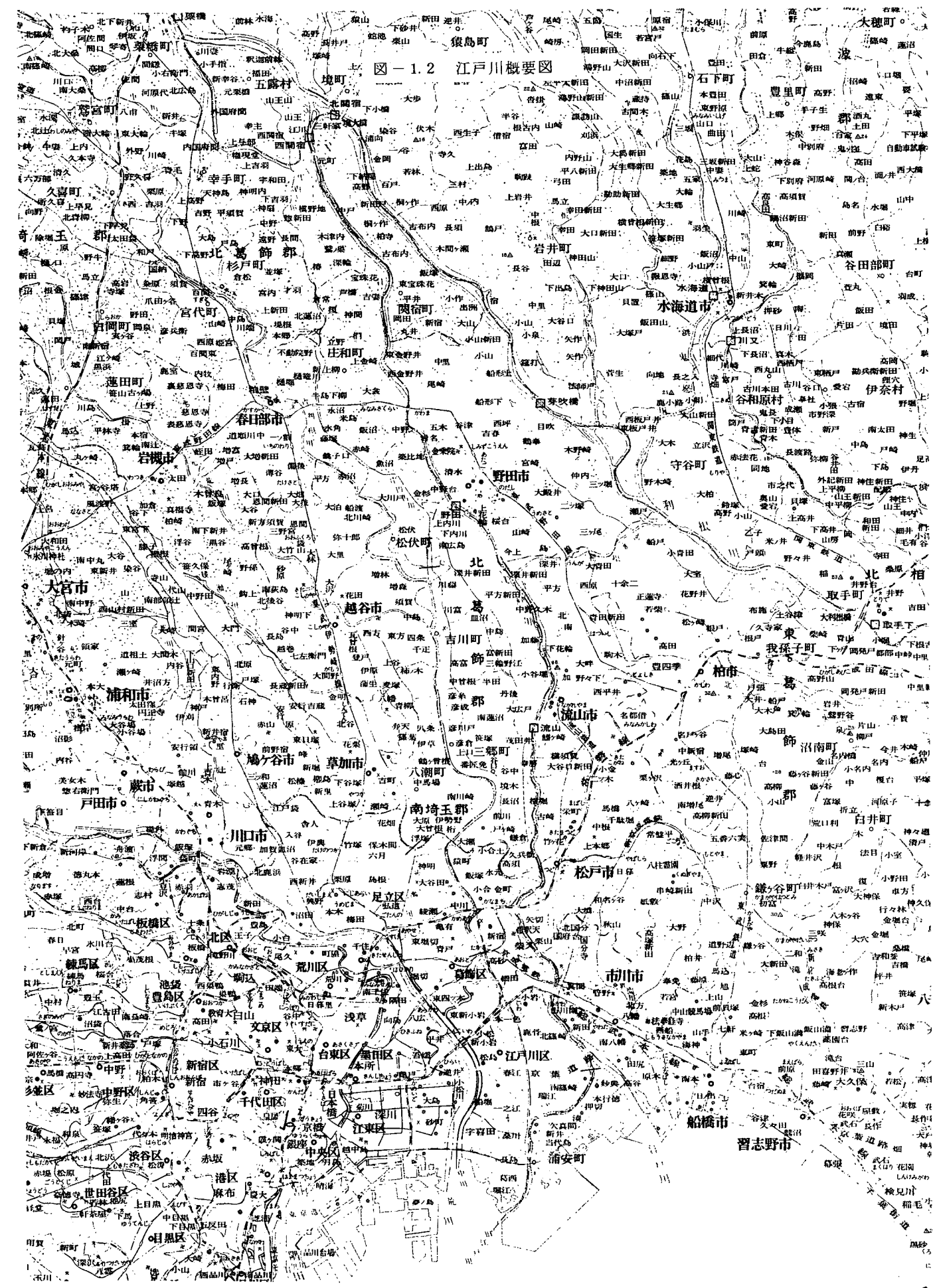
江戸川は往古太日川(太井川)と称され、渡良瀬川の流末であった。徳川時代の初期に利根川の大改修が実施され、かつては東京湾に注いでいた河道が、東方に切りかえられ、渡良瀬川を合わせて鬼怒川(毛野川)の河道に導かれた。このため、太日川は利根川の派川となり、江戸に通ずる水運並びにかんがい幹川として改修され、江戸川と称されるようになった。

この時、関宿と金杉間の流路のつけかえが実施された。また、利根川との分岐点には「棒出し」と称する石堤を両岸より突出させ、人工的な狭搾部を設け洪水の流過を840m<sup>3</sup>/sに制限した。その後、明治以降に至り、系統的な計画のもとに改修工事が施工されるようになり、数次にわたり計画の変更があった。

近代の改修工事としては、まず明治43年8月の大出水により、利根川計画高水流量が改訂され、それに伴い江戸川流量は970m<sup>3</sup>/sから2,230m<sup>3</sup>/sに増加された。この計画で山王地先より開削して流頭部を新たに設け高水路および低水路に分割し、低水路には水閘門を築造して高水時および平水時の水量を調節し、かんがいおよび航行に支障を来たさないようにした。また、河巾を広げて河積の拡大をはかると共に、行徳より下流については新たに放水路を開削

\* 江戸川・中川 昭和47年3月建設省関東地方建設局江戸川工事事務所

図-1.2 江戸川概要図



し、洪水の疎通をはかった。この改修工事は、総工費 1,855 万 2 千円 を費やして、昭和 5 年に完成した。

一応改修工事はしゅん工したが、昭和 10 年 9 月にまたまた大洪水があり、関宿において計画高水位を 1.52 m も越え、各地で堤防が危険にさらされた。このため、応急増補工事を施工することになった。しかしながら、その後昭和 12 年 7 月および同 13 年 9 月と連続して大洪水にみまわれたため、利根川全川にわたり根本的な増補工事を実施することになった。そして、流量配分として関宿分派点より  $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$  をさらに利根運河より  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  を分派し、利根運河合流点より下流の江戸川においては、 $3,500 \text{ m}^3/\text{s}$  を計画高水流量と定めて、在来堤のかさあげと高水敷の掘削により、河積の拡大をはかるように計画された。この工事は昭和 14 年に着手され、まず野田と関宿間の堤防危険個所の補強から施工された。しかし、第二次世界大戦等のために工事は大巾に遅れ、昭和 23 年において全計画に対し 4 % 程度の進展割合でしかなかった。

昭和 22 年 9 月にカスリーン台風が来襲し、既往最大の大洪水にみまわれ、昭和 24 年 2 月に利根川改訂改修計画が樹立された。この計画によれば、栗橋における計画高水流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  のうち関宿分派点で  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、利根運河より  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  を江戸川に分流させ、以下行徳に至り放水路  $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ ・本川  $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$  に分けて東京湾に流下させる配分が決定された。この当時の江戸川流頭部は、計画高水分流量  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  を自然分流する能力がなかった。このため、分流を可能にするための機能の設計を昭和 30 年度に当土木研究所\*において実施した。

### 3) 改訂改修計画の実施状況

昭和 24 年 2 月に樹立された利根川改訂改修計画に基づいた江戸川の改修工事は、昭和 24 年度より着手された。工事は河積の小さかった野田より上流の引堤と河道内の掘削工事から開始された。その後、工事は順次下流に移り、市川市および東京都内の築堤と付帯工事を重点に施工している。

今後は上流部における関宿水閘門の改築および水衡部の低水護岸の施工、下流部における矢田地先の用地買収・築堤・高水護岸および付帯工事の着手、内水対策としてのポンプ設備の設置、さらには高潮対策工事等を実施することになっている。

---

\* 河川の分流に関する研究 (3) — 江戸川分流の機能設計 昭和 31 年 11 月  
土木研究所報告第 100 号 佐藤清一・吉川秀夫・杉本昭典

利根運河は明治19年に政府事業として計画されたが、翌年に財政の窮乏を理由に中止された。その後、民営の利根運河会社がつくられ、明治23年5月に完成した。一時は定期航路が出現するほど利用されたが、鉄道の発達に伴い水運は衰退し昭和16年には運河会社も解散され、同年の洪水の被害により利根川側で閉鎖されてしまった。しかし、昭和13年の増補計画において500 m<sup>3</sup>/sの高水流路としての役割を課せられることとなった。

#### 4) 低水管理

平水時における江戸川への分水は、昭和10年の河水統制事業に基づき、昭和12年に作られた江戸川分水準則に従って、関宿水門において日々行われることになっている。その分水準則は、表-1.3に示すとおりである。

表-1.3 江戸川分水準則

また、江戸川の下流部においては、河水統制事業の一環として建設された江戸川水閘門の操作により、分水ならびに塩分遡上防止を実施している。近年になって、江戸川水閘門付近の地盤沈下等のため、塩分遡上が著しくその操作も頻繁になっている。

| 利根川流量<br>(江戸川分水前)     | 江戸川分水量                | 江戸川分水<br>比率 |
|-----------------------|-----------------------|-------------|
| 500 m <sup>3</sup> /s | 200 m <sup>3</sup> /s | 40 %        |
| 300                   | 150                   | 50          |
| 150                   | 75                    | 50          |
| 100                   | 60                    | 60          |
| 50                    | 32.5                  | 65          |
| 30                    | 21.0                  | 70          |
| 20                    | 15.0                  | 75          |

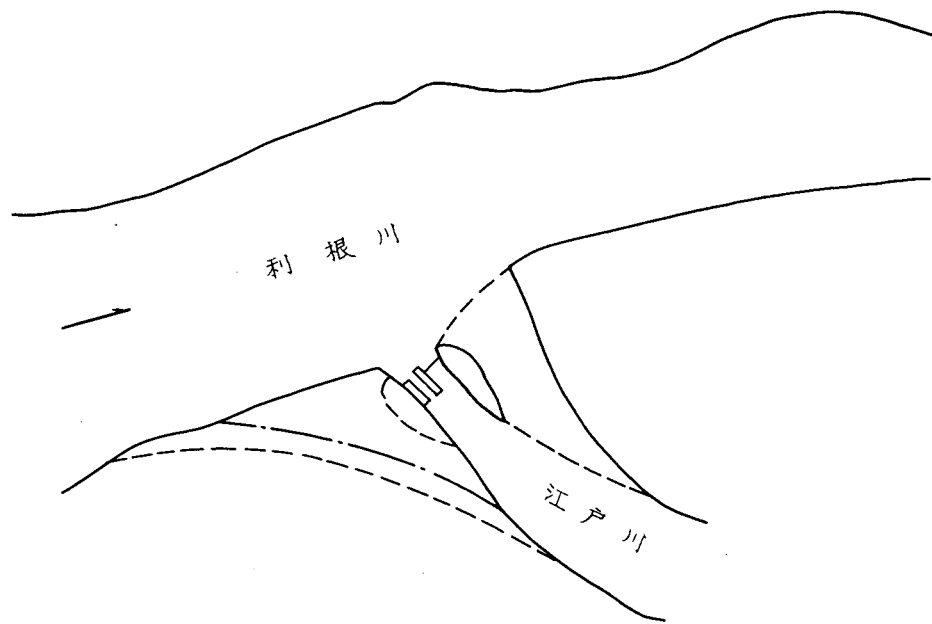
### 第3節 模型実験に至る経過

#### 1) 前回模型実験の概要

昭和24年の流量改訂によって関宿における江戸川分流量は、3,000 m<sup>3</sup>/sから5,000 m<sup>3</sup>/sに増加された。当時の関宿における江戸川流頭部は、計画高水流量を分流させる能力がなかった。このため、前回の実験は、計画高水流量の分流が可能な分流機構の設計を目的として実施された。

模型はモルタルにより仕上げられ、水平および垂直縮尺とも1/60で、模型取入れ範囲は利根川が11.6 km～12.6 km、江戸川が5.45 kmから分流点までであった。実験は当時の現況河道と分流点の3つの改修案について実施された。3改修案は、主として堤防法線の相違によって分類されており、図-1.3に示すような形状であった。図-1.3に示す各案を、仮に同図に

図一 1.3 前回実験 関宿分流点改修案比較図



使用している線で称し説明する。①破線案；右岸の五霞村地先を大巾に引堤して高水路を締切り、新たに水閘門の右岸側に高水路を新設する。②一点鎖線案；左岸側は当時の現況に近い形とし、右岸を引堤して滑らかな法線で結ぶ。水閘門は河道のほぼ中央に位置する。③実線案；ほぼ当時の現況法線に一致させ、高水路の掘削および中の島形状の改良等、河道内の改修にとどめる。

各案に対する比較検討の結果、実線案が水理的に優れていると判断され、同案の採用が決定された。利根川が当時の現況河床より約 1 m 低下した河床で、江戸川流頭部を実線案にした場合の江戸川分流量は、分流前総流量が  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  に対し  $5,050 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $10,000 \text{ m}^3/\text{s}$  に対して  $3,600 \text{ m}^3/\text{s}$  となり、ほぼ計画高水流量配分案に沿った分流能力を有していることが判明した。

## 2) 現在の諸問題

利根川および江戸川は、我が国の代表的な河川であり、加えて首都および首都圏を貫流していることもあって、様々な問題をかかえている。ここでは、それらの問題点のうち今回検討の対象となる問題点、また関連する懸案事項を中心に整理してみた。

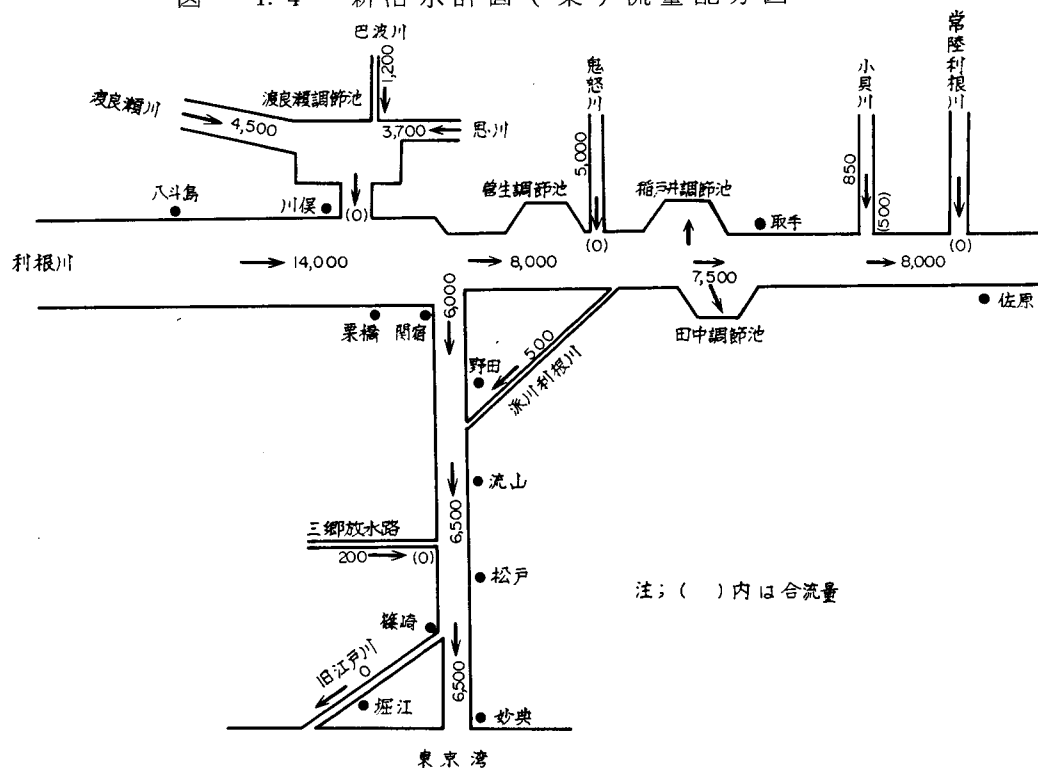
### ① 改訂改修計画から新治水計画（案）に至る経過

利根川改修工事は、昭和 24 年に樹立された利根川改訂改修計画に基づき、流下能力の確保に重点をおいて実施されてきた。その結果、大規模な引堤工事はほぼ完了し掘削工事が継続実施されているが、現改修計画案の河道はほぼ完成したといえる。しかし、現計画の最大

の懸案である利根川放水路の開削が、諸般の事情によりいまだ着手されておらず、今後とも早急に実施される可能性は非常に少ないと判断されている。一方、利根川の沿岸だけにとどまらず、流域全体の低湿地帯が無秩序に宅地化・開発される傾向にあり、洪水による被害の潜在的危険性は急速に強まっている。

以上のような事情を反映し新治水計画が検討され、利根川放水路で放流する計画であった流量  $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$  は、利根川下流部で  $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・江戸川において  $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$  を分担させる改訂案が提案された。これに伴い、江戸川の計画高水流量は、関宿～運河合流点間において現計画の  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  から  $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$  に、運河合流点～河口間は現計画の  $5,500 \text{ m}^3/\text{s}$  から  $6,500 \text{ m}^3/\text{s}$  に増加されることになっている。これをうけて、上記改訂計画高水流量を

図－1.4 新治水計画（案）流量配分図

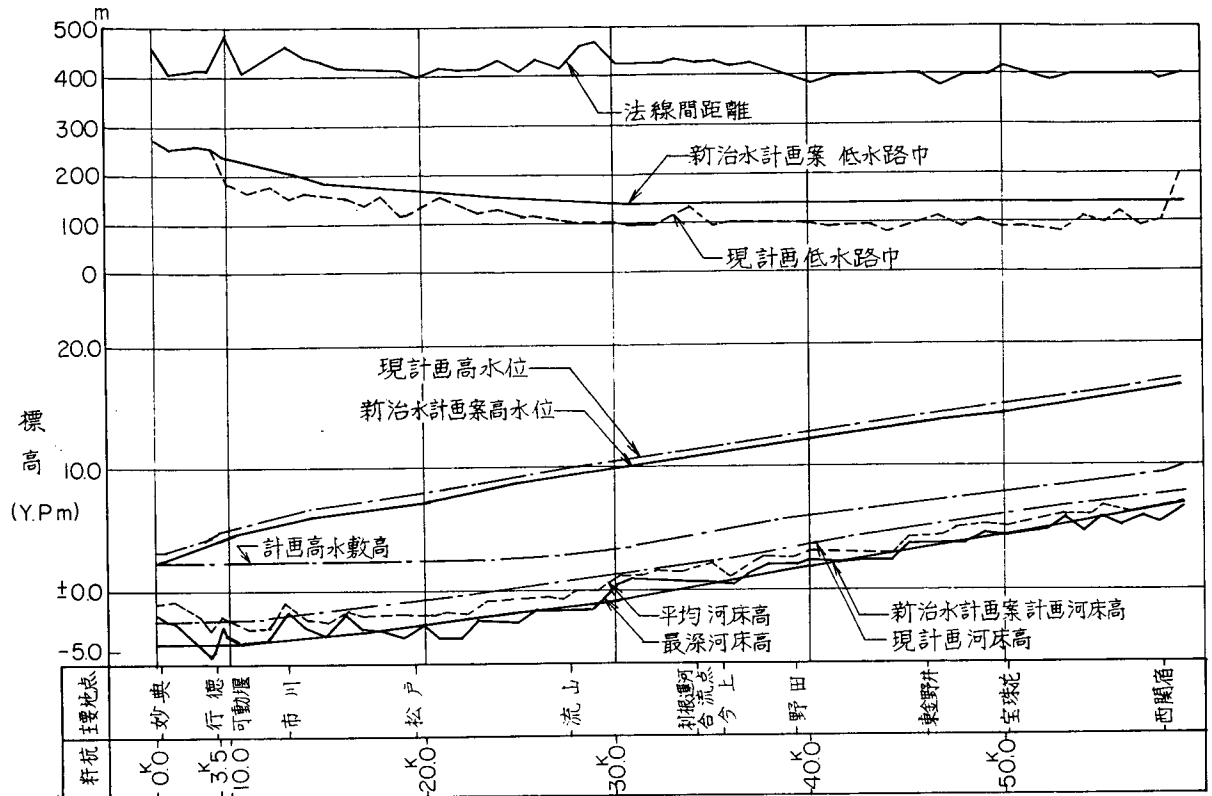


安全に流下させるための河道設計を、次に示す基本方針に基づいて実施している。

- ① 計画高水流量を流下させ得る能力の確保は、低水路の拡大などによって河積を増大することとする。なお、低水路の拡大は、現況河道を重視し、低水路巾の拡張並びに河床の低下により行うものとする。
- ② 堤防余裕高の増高は、計画高水位を低下させることによって補うこととする。
- ③ 低水路敷高は、経年的な河床変動を勘案して定めることとする。
- ④ 大規模な引堤はできるだけ避けることとする。

以上の基本方針による検討結果を「E<sub>1</sub>」河道と称することとし、その概要を図－1.5に示す。なお、E<sub>1</sub>河道における流頭部の設計は河積を考慮しただけのため、形状の検討など

図－1.5 新治水計画案（E<sub>1</sub>河道）概要図



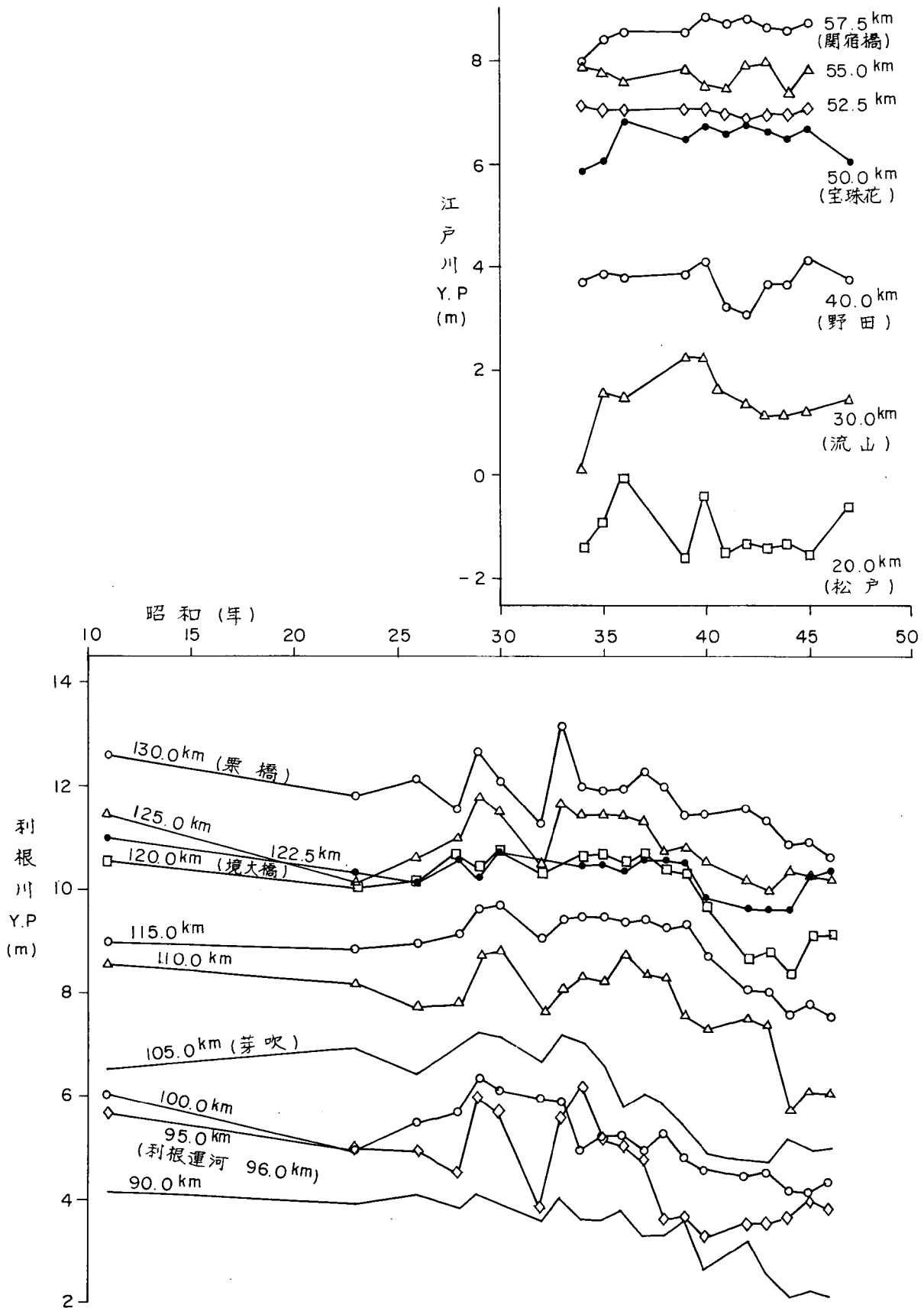
は模型実験によって実施することになった。

## ② 河床の経年変化

最近における利根川河床の低下は極めて著しい。このことは江戸川を分派する利根川 120 Km 付近と、江戸川の平均河床高の経年変化をまとめた図－1.6 にもあらわれている。図－1.6 により経年変化の特徴をみると、江戸川分流点より上流の利根川筋においては、昭和 26 年より同 46 年の 20 年間に、ほぼ等速で約 1～1.5 m 強の河床低下を来している。ところが、分流点より下流の利根川筋においては、昭和 26 年より同 35 年の間は低下傾向にはあるが、それほど顕著な低下量を示していない。それに対して、昭和 35 年以降の低下は非常に激しく、その低下量は 1.5 m にも達している。したがって、分流点より上流が 20 年間で費やして低下した量を、下流部においては約 1/2 程度の期間で、しかもそれを上回る量が低下したことになる。一方、江戸川河床の変化はほとんどなく、ほぼ安定しているといえよう。

このため、分水準則（前掲・表－1.2）に従った分流は、昭和 39 年頃よりできなくなっている。これは関宿・北関宿および西関宿における同時観測結果が示している。そして、昭和 41 年以降においては、分水準則以下の流入しか得られず、現在では関宿水門を常時開放の状態にしている。

図 - 1.6 利根川・江戸川平均河床高経年変化図



### ③ 関宿水閘門

現在の関宿水閘門は、昭和2年に当時の江戸川改修計画 — 計画高水流量  $2,230 \text{ m}^3/\text{s}$  — に基づいて建設されたものであり、現在の改修計画 — 計画高水流量  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  — に対しても十分な機能を有していない。くわえて、河川管理上からも、次のような問題点をもっている。

① 現水門の径間長は約  $7.6 \text{ m}$  (25尺)であり、河川管理施設等構造令の計画高水流量  $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$  以上の場合は径間  $40 \text{ m}$  の規定に合っていない。

② ゲートの引揚げ高が不足している。

③ 管理橋が計画高水位より低い位置にある。

④ 右岸堤防が引堤されたため、現在の水閘門の取付け位置で不連続を生じている。

⑤ 利根川河床の低下に伴い、現水閘門が高くなり低水調節が困難になっている。

⑥ 築造が昭和2年で50年近く経過しており、老朽化している。

一方、江戸川流頭部の関宿における分流の基本方針は、次に示すような事項よりなる。

① 洪水の場合は、自然分流を原則とする。

② 平水については、分水規則等に従って制ぎよする。このため、低水路に水閘門を設置する。

③ しかし、非常時を想定して水閘門は、洪水時においても微調節が可能なものを考える。したがって、ゲート天端高は計画高水位 +  $2.0 \text{ m}$  とする。

以上の考え方に立って、次の条件で関宿水閘門の設計は実施されている。

① 河道はE1河道を対象とし、せき設置位置の計画河床高は  $Y.P + 7.70 \text{ m}$  とする。

② せき設置位置は、現在の水閘門より下流で、かつ左岸に中の島がある範囲とし、地質のよい場所を選ぶ。

③ 閘門は径間  $15 \text{ m}$  とする。

④ 水門は低水調節用の  $15 \text{ m}$  径間を1門設け、その他の径間は  $40 \text{ m} \times 3$  連とする。

⑤ ゲート天満高は、計画高水位 +  $2.0 \text{ m}$  とする。

⑥ ゲートの設計水位差は、江戸川の計画高水流量  $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$  が高水路のみから流入した場合の水位差約  $1.0 \text{ m}$  に、余裕  $1.0 \text{ m}$  を加え  $2.0 \text{ m}$  とする。なお、この場合の分流前利根川流量は、 $16,500 \text{ m}^3/\text{s}$  である。

### ④ 計画高水流量の検討

現在、利根川の工事を実施している改訂改修計画は、先に記したように昭和24年に策定されたものである。その後流域の開発、上流域におけるはん濫防止工事の進行等を調査およ

び検討した結果、当然のように洪水流量は集中増大の傾向にある。このため、利根川水系全般にわたる流量改訂の必要性が生じている。検討の結果、仮に利根川の現計画高水流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  が増加すれば、江戸川分流量の増加もあると考えられる。また先に述べたように、利根川放水路の開削が近い将来に着手される見通しがたたないため、利根川放水路流量  $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$  のうち  $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$  を江戸川に流して、現計画高水流量  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  と合わせ関宿における分流量を  $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$  にしようとしている。

#### ⑤ 低水と水質

利根川利水計画（案）によって江戸川分水準則の大巾改訂が提案されているが、これは主として、水利権に従った配分方法を採用したものである。しかし、近年江戸川の中流および下流部においては人口集中が著しく、水質汚染の度合いは年々大きくなっている。また、下流部における塩分そ上も上水および工業用水に種々の被害を及ぼしている。

これらの問題を勘案しながら、江戸川における総合的な利水計画を樹立するために、低水流量観測・水質調査・塩分調査および地下水調査を継続的に実施する必要性が生じている。そして、経年的な変化を明らかにするとともに、江戸川維持流量の検討と、とりまとめを実施しているとのことである。また、河川浄化対策として、汚水が直接河道内に流入しないようにして、水質の悪化を防止する目的の「水質保全水路」の可能性についても、検討が進められているようである。

### 第4節 模型の概要と相似則

#### 1) 模型の概要

基本型模型の製作は、次のような内容によって実施した。利根川河道は昭和46年3月実測の横断を基本にし、その後測量した補助断面を含め、約250m間隔に配置した断面により横断変化をあらわし、平面図および航空写真を参考にして断面間を連結した。江戸川河道については、堤防法線を現計画に一致させ、低水路の河床高はE<sub>1</sub>河道河床高とし、高水路敷高はほぼ現況高水路に合わせ、中の島は現状の中の島形状を整正したうえ堤防天端高までかさ上げし、関宿水閘門は既存水閘門の下流に新設した。その他、河川構造物として水制および床止、関宿および境橋等を設置した。

現地において河床を構成している砂礫の移動要素を、無視した固定床模型の場合は、河道の表面をモルタルにより固定し仕上げた。一方、河床砂礫の移動を考慮した移動床模型は、現地河床砂礫の代用に石炭粉をあてた。ただし、移動床模型といえども、高水敷などの河床の移動

が不活発な場所は、固定河床として製作した。移動床部分の構造は、固定床部分に比較してあらかじめ 10 cm だけ低く仕上げておき、実験の段階で相対的低下量に見合う厚さに、石炭粉を敷きつめた。

問題点を検討するに要する模型の範囲として、表—1.4 に示す区間を取入れた。この範囲は、前回の模型と比較しても若干せまくなっている。

表—1.4 模型範囲表

|      | 上流端      | 下流端      |
|------|----------|----------|
| 利根川筋 | 124.0 Km | 120.0 Km |
| 江戸川筋 | 分流点      | 57.5     |

## 2) フルードの相似則

一般に相似関係は、現地および模型に働く主作用力によって決められる。重力の作用力が卓越してい

る場合にはフルードの法則に従い、内部摩擦力が主作用力の場合にはレイノルズの法則に、表面張力が卓越している場合はウェーバーの法則に従うことになる。主として、開水路のような自由表面を有する流れは、流質が重力の作用を受けてより低い位置につこうとする。その結果、慣性力と摩擦力の影響が支配的となる。したがって、一般的には重力と慣性力が卓越している場合はフルード数<sup>\*</sup>を合わせるようになる。今、流れを支配している現象を一次元的なものとなせば、流れの運動方程式と連続式はそれぞれ次式で与えられる。

$$\frac{n}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} - i + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{n^2 v^2}{h^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

ここに、 $n$  ; マニングの粗度係数、 $g$  ; 重力の加速度、 $v$  ; 流速、 $t$  ; 時間、 $h$  ; 水深、  
 $x$  ; 距離、 $i$  ; 河床勾配、 $Q$  ; 流量、 $A$  ; 流積

先の各式が現地と模型の間で成り立つならば、(1.1) 式より次の関係が生じる。

$$\frac{v_r}{t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{v_r^2}{x_r} = \frac{n_r^2 \cdot v_r^2}{h_r \cdot R_r^{4/3}} \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

ここに、添字  $r$  付の各物理量は、現地と模型値の比をあらわす。

今回の模型においては、水平および垂直縮尺とも 1/60 を採用した。したがって、(1.3) 式における  $x_r$  と  $h_r$  は 60 で等しくなる。この結果より、各物理量の縮尺は表—1.5 に示すようになる。

\* 河相論 安芸皎 — 岩波書店

表 1.5 諸物理量縮尺比率表  
(フルード法則)

| 諸 元     | 次 元         | 縮 尺            |                |
|---------|-------------|----------------|----------------|
| 距 離     | L           | $1/\ell$       | $1/60$         |
| 面 積     | $L^2$       | $1/\ell^2$     | $1/3,600$      |
| 体 積     | $L^3$       | $1/\ell^3$     | $1/216,000$    |
| 時 間     | T           | $1/\ell^{1/2}$ | $1/7.75$       |
| 流 量 係 数 | $TL^{1/2}$  | $1/\ell^0$     | $1/1$          |
| 流 速     | $L/T$       | $1/\ell^{1/2}$ | $1/7.75$       |
| 加 速 度   | $L/T^2$     | $1/\ell^0$     | $1/1$          |
| 配       | $L/L$       | $1/\ell^0$     | $1/1$          |
| 流 量     | $L^3/T$     | $1/\ell^{5/2}$ | $1/27,885.48$  |
| 粗 度 係 数 | $T/L^{1/3}$ | $1/\ell^{1/6}$ | $1/1.98$       |
| 圧 力 強 度 | $M/LT^2$    | $1/\ell$       | $1/60$         |
| 力       | $ML/T^2$    | $1/\ell^3$     | $1/216,000$    |
| 仕 事     | $ML^2/T$    | $1/\ell^4$     | $1/12,960,000$ |

### 3) 流砂量および時間の相似律

移動床実験における流砂量および時間の相似は、模型実験における河床変動の状況を現地の現象に近似させればよい。そのためには、流砂の輸送形態と移動量を合わせばよい。

今回の実験で、相似律検討に使用した流砂量公式は、土研・ロールセンおよびブラウン公式の3式によった。以下その3式を比較しやすいように整理して、上記の順で示す。

$$Q_B = \frac{B \cdot U^3 \cdot \varphi}{\rho^{1/2} \cdot (\sigma - \rho) \cdot g} \cdot F \dots\dots\dots (1.4)$$

$$Q_T = \frac{Q}{265} \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^{7/6} \cdot \left\{ \frac{\rho \cdot u_*^2 \cdot d^{1/3}}{(7.66n)^2 \cdot \tau_c \cdot g} - 1 \right\} \cdot f \dots\dots\dots (1.5)$$

$$Q_B = \frac{10 \cdot B \cdot \rho^2 \cdot u_*^2}{(\sigma - \rho)^2 \cdot g \cdot d} \cdot R \cdot I_e \dots\dots\dots (1.6)$$

ここに、 $Q_B$  ; 掃流砂量、 $Q_T$  ; 浮遊砂を含む全流砂量、 $B$  ; 通水巾、 $u_* = \sqrt{\tau_o / \rho}$  ; 摩擦速度、 $\tau_o = \rho g R I_e$  ; 掃流力、 $\rho$  ; 水の密度、 $\sigma$  ; 掃流砂の密度、 $\varphi$  ; マニングの粗度係数の関数、 $F$  ;  $\tau_o / \tau_c$  の関数、 $\tau_c$  ; 限界掃流力、 $I_e$  ; エネルギー勾配、 $d$  ; 河床材料の平均粒径、 $f$  ;  $u_* / w_o$  の関数、 $w_o$  ; 河床材料の沈降速度、

土研公式は掃流砂を対象にしており、ブラウン公式は  $u_*^2 / (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d$  の値が大きくなると浮遊砂も含まれ、ロールセン公式は浮遊砂も含めた全流砂を対象としている。その他、浮遊砂を取扱っている公式としては、カリンスキおよびアインシュタイン公式等があげられるが、これらの公式は河床近傍を流れる旅砂の取扱いがやや仮定的なため、今回の検討の対象からは除外した。

ここでは、各々の諸元をあらわす文字に添字  $r$  を付けて表現する。我々が日常的に取扱う模型実験においては、一般に  $g_r = \rho_r = 1$  である。また、表-1.5 であらわすように  $x_r = h_r = \ell$  とすれば、河床構成材料の間に、次のような関係が成り立つ。

$$d_r = \frac{\ell}{(\sigma - \rho)_r} \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

さらに、(1.4) ~ (1.6) 式の現地と模型の比を、河床構成材料の平均粒径を用いてあらわせば、それぞれ次のようになる。

$$Q_{Br} = \ell^{3/2} \cdot d_r \cdot \varphi_r \cdot F_r \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

$$Q_{Tr} = \ell^{4/3} \cdot d_r^{7/6} \cdot f\left(\frac{u_*}{w_0}\right)_r \cdot \left(\frac{\tau_{o'}}{\tau_c} - 1\right)_r \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

$$Q_{Br} = \ell^{3/2} \cdot d_r \quad \dots\dots\dots (1.10)$$

次に時間縮尺は、次式の河床変動の連続式と (1.4) ~ (1.6) に示した流砂量公式より、求めることができる。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda) \cdot B} \cdot \frac{\partial (B \cdot q_B)}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (1.11)$$

したがって、時間縮尺は (1.11) 式より、次のようにあらわすことができる。

$$t_r = \ell^3 \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{Q_{Tr}} = \ell^3 \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{Q_{Br}} \quad \dots\dots\dots (1.12)$$

ゆえに、土研・ロールセンおよびブラウン公式による時間縮尺は、次式の形で与えられる。

$$t_r = \ell^{3/2} \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{d_r \cdot \varphi_r \cdot F_r} \quad \dots\dots\dots (1.13)$$

$$t_r = \ell^{5/3} \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{d_r^{7/6} \cdot f\left(\frac{u_*}{w_0}\right)_r \cdot \left(\frac{\tau_{o'}}{\tau_c} - 1\right)_r} \quad \dots\dots\dots (1.14)$$

$$t_r = \ell^{3/2} \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{d_r} \quad \dots\dots\dots (1.15)$$

## 第5節 分流点構成要素各案の名称

江戸川分流点を構成する各河道・関宿水門・中の島の形状および各河道粗度等の要素については、複数の計画案および改革案等が存在する。したがって、実験の経過および結果を記すにあたり、それぞれの案に対する呼称・場合によってはその概要、さらにはその根拠等についてふれておく。

### 1) 利根川筋河道について

今回の模型実験で対象とした利根川筋の河道は、現状河道と計画検討河道案としての低水路1 m切り下げ河道および2万 $\text{m}^3/\text{s}$ 河道の3案を取り上げた。

現状河道とは、昭和46年3月に実測した横断を基本にし、その後補足的に測量した断面を含め、これらの成果よりなる河道をさす。低水路1 m切り下げ河道とは、計画低水路法線を境界に、現状の河床を約1 m程度掘削、切り下げた河道をいう。したがって、堤防法線および高水敷高等については、現状河道に手を加えないことを原則とした改修案である。2万 $\text{m}^3/\text{s}$ 河道とは、全川にわたり河床を切り下げ、20,000 $\text{m}^3/\text{s}$ の疎通能力を有する河道計画案をさす。例えば、その切り下げ量は、江戸川分流点にあたる $\text{No.} 12.2.0 \text{ km}$ 断面附近では、低水路で現河床より約2.6 mの切り下げを行ない、高水敷についても全面的に低下させるとともに、整正した複々断面形状を考えている。その概要は、図-1.7に示す。

移動床実験については、現状河道のみを対象とした。その移動河床範囲は、原則として低水路内にとどめることを基本とし、移動床および固定床の境界は、航空写真・平面図および横断面図等を参考にして決定した。

### 2) 江戸川筋河道について

実験の対象とした江戸川筋河道は、暫定河道・E<sub>1</sub>河道およびE<sub>4</sub>河道の3とおりとした。

E<sub>1</sub>およびE<sub>4</sub>河道は、第3節「模型実験に至る経過」の2)「現在の諸問題」の中でふれた基本方針に基づいて、計画立案されている改修河道案である。E<sub>1</sub>河道の概要は、図-1.5に示すとおりであり、6,000 $\text{m}^3/\text{s}$ の疎通能力を有し、現改修計画案と比較して堤防法線間距離および高水敷高では、ほぼ一致している。しかし、低水路高で約1.5 m程度、関宿水閘門敷高で1 m低下させ、低水路幅は約50 mほど拡幅している。この結果、1,000 $\text{m}^3/\text{s}$ の計画高水流量の増加にもかかわらず、計画高水位を0.5 m低下させ、堤防余裕高を現計画の2 mから2.5 mへと増加させることができる内容である。E<sub>4</sub>河道についても、E<sub>1</sub>河道同様に低水路

高および低水路幅を低下あるいは拡幅して、 $9,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の疎通能力を持たせる改修案である。その概要は、図-1.8に示す。これらの改修計画河道案は、いずれの案においても、堤防法線間距離では現改修計画河道に一致させ、低水路河床高の切り下げおよび巾の拡幅により、疎通能力の増大をはかっている。したがって、他の改修案を含むいずれの案が採用されようとも、改修工事の手順は現在の堤防の引堤を完了させた後、河床掘削に着手することになるが、前述のように、現計画の進ちょく状況は、築堤工事がほぼ完了している。このため、江戸川の諸計画河道案に対し現在の河道は、低水路の敷高および低水路幅について不十分さがあり、改訂改修河道に移行する過渡的な段階にあるため、暫定河道と称している。なお、この暫定河道は下流部の疎通能力の関係から、流頭部の左岸側に旧堤を残している。

移動床実験については、E1河道のみを対象とした。その移動河床範囲は、利根川筋の移動河床とそろえるために、低水路だけとし、河床構成材料の量的制約により、さらに、関宿水閘門の下流約5.9 km断面の附近までとした。

### 3) 粗 度 係 数

利根川筋の実績粗度係数は、昭和46年9月に過去の洪水より逆算して求められている。計算の対象となった既往出水は、昭和33年9月の台風21号による洪水から、昭和41年9月の台風15号による出水に至る間の8洪水である。この計算結果によれば、江戸川を分流する約120 km附近における粗度係数として、0.020という値を得ている。しかし、当然のことながら、洪水や計算区間によって相当幅広く分布している。また、全国粗度係数資料集\*によれば、同期間内の6洪水に対する逆算粗度として、0.018～0.025程度の値を得ており、0.020以下の値は2洪水にしかすぎない。なお、計画粗度係数値も江戸川分流点附近では、0.020が採用されている。したがって、実験においては、計画および実績値である0.020の前後に1割程度の幅を持たせることにし、必要に応じて0.020を含め、0.018および0.022の3種の粗度を検討の対象とした。なお、参考までに記すと、河床砂礫の平均粒径 $d$ により粗度を求めるストリックラー公式( $n = d^{1/6} / 44.4$ 、 $d$ はmm単位)を用いて計算すると、0.0207という値を得た。この場合の $d$ は、0.6 mmを使用している。

一方、江戸川筋の実績粗度については、昭和33年の台風21号および22号、同34年8月の台風7号による出水記録を解析して得ている。その結果によれば、江戸川全川にわたる粗度係数として0.020、岩名(39.5 km)から分流点間の平均が0.022となっている。また、

\* 昭和49年版 建設省技術研究会編・社団法人日本河川協会発行

前掲の「資料集」によれば、上記3洪水を含む5出水について逆算した結果、江戸川流頭部において0.022～0.027程度の値を得ている。同資料集によっても江戸川上流部の計画粗度0.025は、実績粗度より大きい傾向にある。したがって、今回の実験においては、計画粗度である0.025と実績粗度として、0.022および0.020の3種類を対象とした。

#### 4) 関宿水閘門について

関宿水門および閘門の設計は、模型実験の初期段階に併行して実施された。このため、検討過程案も含め3案について、模型に取り入れ実験した。その構造的概要および構築位置については、表-1.6に示すとおりである。なお、本報告で識別するための呼称および変更の理由等については、以下に記すとおり

表-1.6 関宿水閘門各案諸元一覧表

である。また、ゲート高については、最初概略案において11mが採用されていたので、その後の各案においても全閉時には、ゲート天端が計画高水位以上に達するよう取扱った。したがって、今後記述する全閉状態とは、ゲート天端より越流しないことを意味し、全門全閉時には江戸川流頭部中の島右側一低水路からの流水は全くない。

| 諸 元 \ 仮 称 | 概 略 案       | 改 良 案       | 最 終 案        |
|-----------|-------------|-------------|--------------|
| 純 径 間     | 30 m        | 45 m        | 40 m         |
| 径 間 数     | 4 門         | 3 門         | 3 門          |
| 堰 柱 幅     | 3 m         | 5 m         | 5 m          |
| 堰 柱 数     | 5 基         | 3 基         | 3 基          |
| 魚道・閘門     | 15 m × 2    | 15 m × 1    | 15 m × 1     |
| 閘 門 位 置   | 両 側         | 右 岸         | 左 岸          |
| 堰 位 置     | ℳ. 5 9.5 Km | ℳ. 5 9.5 Km | ℳ. 5 9.45 Km |

実験の初期段階においては、予備的に設計された案によっていたため、概略案と称した。概略案の築造位置は、現在の水閘門の約150m程度下流に位置する。次に、47年度に入って、概略設計案に対する改良案が提示された。その相違点は、純径間30mを45mに増加させ、4径間から3径間に減ずるとともに、魚道および閘門の左右両岸側配置より、右岸側のみの設置に変更された。その後、さらに検討された結果、改良案に対する修正が施された。その修正の概要は、純径間が45mから40mにせばめられ、閘門の位置が右岸より左岸側に移り、合わせて設置位置についても施工上の問題から、さらに50m程度下流に下げられた。その後、この案に対する修正がおこなわれなかったもので、最終案と称した。

模型においては、いずれの案でもせき柱およびゲートとも木製とした。上部構造については、水理的な影響を流れに及ぼさないのので、模型では省略した。なお、ゲート操作による流量調節は、原則として低水だけを対象としている。

## 5) 中の島について

中の島の形状検討は、今回の実験の主要な目的でもある。したがって、この問題については今まで記してきた要素のようないわば実験条件とは異なる。したがって、その詳細については、第3章の第2節「中の島の形状検討」と図-3.1に示し、ここではその概要についてふれることにする。中の島の形状検討は、途中経過も含めると10種以上に達するが、事務所案および拡幅案と称する案について述べておく。

事務所案は、さらに原案と修正案に分割する。事務所原案は、利根川現状河道で粗度を0.020に、江戸川筋をE<sub>1</sub>河道で計画粗度に設定し、江戸川分流前流量14,000 m<sup>3</sup>/sのうち6,000 m<sup>3</sup>/sを江戸川に分流させえる形状として設計された。しかし、実験結果によれば計画流量配分に対し、若干の差があったことと流況に好ましくない現象が見られたため、原案の法線を修正した。この結果を事務所修正案と称している。次に、江戸川筋の粗度係数を計画より小さい0.022に設定すると、中の島下流の江戸川水位は、計画粗度に対応する水位より低下する。このことは、江戸川筋に6,000 m<sup>3</sup>/s以上の分流が生じることになる。したがって、中の島の幅を事務所案より拡げて、計画配分の実現をはかった。この場合の中の島の呼称を拡幅案と称する。

## 第 2 章 実 験

### 第 1 節 検 討 事 項

利根川と江戸川の分流および分流点付近に関しては、すでに前章の第 3 節の「模型実験に至る経過」の中でふれたような問題点が存在する。これらの問題点を模型実験で処置していくための方策と検討の方向づけ、さらには問題解決のための条件についても、必要に応じてふれていく。

#### 1) 分流点の設計

計画高水流量を流量配分計画に従って分流させえるような分流機構の設計は、今回の模型実験における基本的な目的の一つでもある。すなわち、江戸川分流前の利根川栗橋地点における計画高水流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  のうち、関宿分流点で江戸川に  $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$  を自然分流させえるような分流点の検討と設計を実施した。検討の手順として最初に固定床模型により、流量配分が計画どおりになるような中の島を含む分流点を設計した。分流点の形状決定後の段階で、移動床実験により局所洗掘個所の確認と、それに対する防止工施工範囲の検討をおこなった。さらに、流砂が利根川および江戸川に分派する割合をは握するための実験も実施した。

#### 2) 計画高水流量以外の洪水および平水の分流

計画高水流量について満足しえる分流点の設計後に、計画高水流量以外の洪水や平水に対する分流能力をは握した。実験対象流量は、江戸川分派前総流量で計画高水流量を越える  $18,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、計画高水流量以下で実績のある  $10,000 \text{ m}^3/\text{s} \sim 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、さらに小洪水および平水流量としての  $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$  以下の流量を設定した。

洪水時における関宿水閘門ゲートは、全門全開を条件とする。また、派川利根川は  $2,000 \sim 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$  程度の小洪水では使用しないことを方針としている。平水の分流に対する実験は、中の島左岸側の高水路に水がのらないという条件で、各開放門数に対応する疎通能力を測定した。

#### 3) 各河道改修案が分流量に及ぼす影響

利根川筋および江戸川筋の各河道における改修計画案、並びに中の島・関宿水閘門を含む分流点の形状等の各要素が、変化した場合の利根川および江戸川各派川への分流量に及ぼす影響について検討した。江戸川筋の改修計画案および河道条件としては、E<sub>1</sub>・E<sub>4</sub>計画河道案お

よび暫定河道の3案を考慮した。利根川筋に対しては、現状河道と低水路1m切り下げ案および2万 $\text{m}^3/\text{s}$ 河道の将来河道2案の合計3案を対象とした。さらに、現在の江戸川流頭部は、現改修計画河道法線に引堤しているものの、下流区間の流下能力との関連で旧堤は残されている。この旧堤の有無が江戸川流入量に及ぼす影響を含め、各要素を必要に応じて組み合わせて、分流量の変化を実験したり推測検討した。

#### 4) その他の諸要素が分流量に及ぼす影響

利根川筋および江戸川筋の粗度係数を、それぞれ3種類選定したことについては、その根拠等も含めてすでにふれたとおりである。おのおのの粗度係数のあいだには、各派川別粗度ごとに1割程度の差があるが、この差が分流量に及ぼす影響を検討した。ただし、実験の手法は通常の模型の粗度を合わせる方法ではなく、各粗度係数に対応した水位を分流点に近い断面で与え、その場合の分流量を測定した。

洪水時における関宿水閘門については、全門全開によることはすでに述べたとおりである。この場合の中の島右側の低水路および中の島左側の高水路(図-3.1参照)を、流下する流量を流速測定結果から求めた。また、洪水時にゲートを全門全閉にすれば、いかほどの流量を調節できるかも測定した。ただし、前にもふれたように、全門全閉とは中の島の始端から終端に至る間の低水路に洪水を全く流さないことを意味する。

さらに、平水時における各水門の疎通能力の検討もおこなった。実施内容は、ゲートの操作順序および開放門扉数の要素変化に加えて、中の島左側の高水路を冠水させない条件で、低水路のみで江戸川に流入しえる最大分流量と、その場合の江戸川分流前の最大利根川総流量の検討等も実施した。

## 第2節 実験方法

実験は、別に検討したり選定された境界条件を模型河道に設定し、別に示す方法で必要とする水理量を測定した。本実験に先立ち、現地との相似関係を成り立たせるため、検証実験を実施した。諸実験の測定結果は、原則として現地換算の数値的処置を施したうえ、解析および考察を加え結論を得るようにした。

### 1) 境界条件

江戸川分流前の利根川総流量は、模型流頭部に配置した量水槽により設定した。量水槽には

鋭縁矩形堰を取付けており、あらかじめ板谷・手島公式で求めておいた水位～越流量相関関係より、必要な流量をバルブで調節しながら設定した。

模型下流水位は、利根川および江戸川とも不等流計算の結果より作成した水位～流量相関曲線で与えた。この境界条件を設定した位置は、通常は江戸川 $\#58.0$  Km断面、利根川は実験の初期においては $\#120.5$  Km断面で与えた。その水位～流量相関曲線の一部を図-2.1および2.2に示した。なお、粗度係数の相違が分流量に及ぼす影響をは握するための実験は、利根川

図-2.1 利根川 $\#120.5$  Km断面・水位～流量相関図

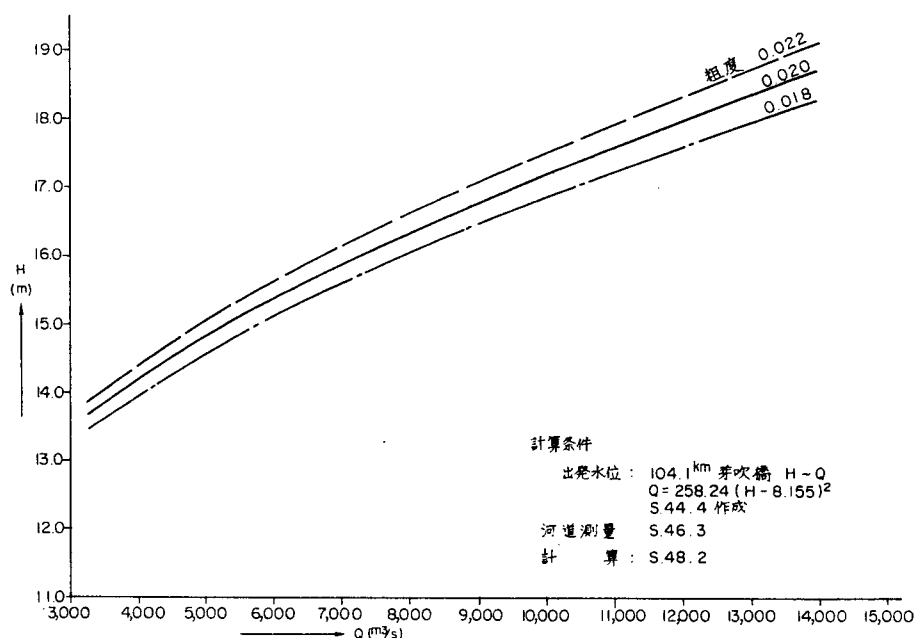
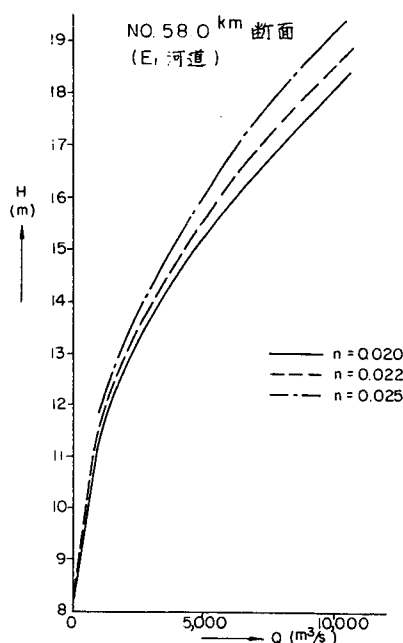


図-2.2 江戸川 $\#58.0$  Km断面・水位～流量相関図



が $\#121.0$  Km断面、江戸川が $\#59.0$  Km断面で水位を与えることとし、極力分流点近くで設定した。

移動床実験における河床構成材料の補給は、江戸川分流前の利根川 $\#123.0$  Km断面付近の横断形状を指標に実施した。横断形状を指標にするということは、河床構成材料を補給して初期河床高の標高の維持をはかった。すなわち、 $\#123.0$  Km断面を含む一定区間より、流出した量に見合う河床砂礫を流入させたことになる。

## 2) 測定方法

分流量・水位・流速および河床高等の測定並びに流況観察については、次のような手法によった。

分流量の実験は江戸川筋の流末部に量水槽を設け、利根川および江戸川筋の各分流量に対応する水位を模型の下流部で与え、両派川の各分流量と各対応下流水位が一致するまで、繰返し水位の調節を実施した。分流量の測定は、流頭部の量水槽同様に、四角形刃形ぜきの越流深をポイント・ゲージで測定し、板谷・手島公式\*により流量を求めた。

水位の測定は、実験目的および模型の河床形態等の要素により、次のような要領で実施した。移動床実験のように、ほぼ同時刻の水位を必要とするようなケースにおいては、測定場所に測定者を配置しておき、水準測量に準じて一斉に測定するような方法をとった。また場合によっては基準高より、ポイント・ゲージで水深を測定し、水位に換算するやりかた等の方法によった。

流速はピトー管およびプロペラ式流速計により測定した。ピトー管による測定は、 $30$ 度に傾斜させたマノメーターに導いた動圧および静圧の差より求めた。プロペラ流速計は、デジタル表示カウンターに接続し、計器個有の補正係数により、流速を求めた。

流況観察は、染料または浮子等を流し、写真撮影と目視によるスケッチで流線を追跡した。また、それ以外にも分流境界線・水衡部・はく離領域・死水域・射流部等々の特徴的な水理現象を記録した。

河床高および局所的な河床の変化測定は、通水後レベルングしたり、綱製スケールを用いてモルタル河床面上にたい積している河床構成材料の厚さを、はかったりする方法をとった。なお、河床構成材料としての石炭粉は、初期条件としてモルタル河床上に $10$  cmの均等厚に敷きつめ、湿油状態にしたうえ同程度に締め固めておくことにした。

中の島の右側に位置する低水路および左側にあたる高水路の疎通能力の測定は、まず流速分

---

\* 水理公式集 土木学会編（昭和46年改訂版）P254

布の測定を行った。そして、その測定結果を用いて区分積分法により各断面における流量を求めた。

## 5) 測定位置

水位・流速・疎通能力および河床変動の項目に関する測定位置は、表－2.1にまとめたとお

表－2.1 測定項目別測定位置表

| 利 根 川 |            |       | 江 戸 川   |                    |                |
|-------|------------|-------|---------|--------------------|----------------|
| 項 目   | 測定断面       | 測 点 数 | 項 目     | 測定断面               | 測 点 数          |
| 水 位   | 1 2 4.0 Km | 6     | 水 位     | 5 9.5              | 3              |
|       | 1 2 3.0    | 7     |         | 5 9.0              | 6              |
|       | 1 2 2.0    | 7     |         | 5 8.5              | 6              |
|       | 1 2 1.5    | 7     | 流 速     | 5 9.7 + 6 0 m      | 6              |
|       | 1 2 1.0    | 6     | 堰 下 流 速 | 各 中 央 測 線<br>3 測 線 | 各 測 線<br>各 5 点 |
| 流 速   | 1 2 2.0    | 7     | 疎通能力    | 5 9.6 低水路          | 9              |
|       | 1 2 1.0    | 7     |         | 5 9.6 高水路          | 9              |
|       |            |       |         | 5 9.4 低水路          | 9              |
|       |            |       |         | 5 9.4 高水路          | 9              |

|         |         |         |        |
|---------|---------|---------|--------|
| 河 床 変 動 | 1 2 2.8 | 1 2 1.6 | 6 mピッチ |
|         | 1 2 2.7 | 1 2 1.5 |        |
|         | 1 2 2.6 | 1 2 1.4 |        |
|         | 1 2 2.5 | 1 2 1.3 |        |
|         | 1 2 2.3 | 1 2 1.2 |        |
|         | 1 2 2.2 | 1 2 1.1 |        |
|         | 1 2 2.1 | 1 2 1.0 |        |
|         | 1 2 2.0 | 1 2 0.9 |        |
|         | 1 2 1.9 | 1 2 0.8 |        |
|         | 1 2 1.8 | 1 2 0.7 |        |
|         | 1 2 1.7 | 1 2 0.6 |        |

|         |       |        |
|---------|-------|--------|
| 河 床 変 動 | 5 9.7 | 6 mピッチ |
|         | 5 9.6 |        |
|         | 5 9.5 |        |
|         | 5 9.4 |        |
|         | 5 9.3 |        |
|         | 5 9.2 |        |
|         | 5 9.1 |        |

りである。この位置は、原則的なもので河床形態とか測定目的によっては、変更した場合もある。なお、流況観測については、模型全域について実施したが、とりわけ、利根川および江戸

川分流点・並びに中の島付近の観察に重点をおいた。

ポイント・ゲージによる水位の測定位置については、次に述べるようにした。利根川筋については、原則として約 1 Km ごとの断面とし、江戸川分流点付近は 5 0 0 m 間隔とした。そして、1 断面につき横断方向上に 6 ～ 7 測点を設置した。江戸川筋の測点は、1 断面につき 6 点配置したが、No. 5 9.5 Km 断面については、水閘門を築造したため 3 点にとどまっている。超音波測定器による水位測定は、水面を連続的に記録した。ただし、走行台車は、利根川筋だけしか設置していないので、江戸川筋についてはポイント・ゲージにより測定した。

流速の測定については、実験目的により測定場所を次の 2 個所に設定した。関宿水閘門下流の流速測定は、改良案に修正されてから測定を開始した。その位置は各ゲート中央の下流とし、流れの方向に 5 点とした。分流点 3 断面の測定は、利根川筋 2 断面は各断面 7 測点とし、江戸川筋は最上流端断面とし 6 測点とした。また、疎通能力測定のための流速測定は、関宿水閘門をはさんだ上下流 2 断面とし、各低高水路側に位置を決めた。そして、横断方向に各 9 点を選定し、水深方向に数点ずつ測定した。

河床変動に対する測定位置は、利根川筋で約 1 0 0 m ピッチの 2 2 断面、江戸川筋は同様に 1 0 0 m 間隔で 7 断面とした。各断面上においては、横断方向に現地で 6 m ピッチを原則として測定し、河床の形状によっては測定間隔を縮めた場合もある。

### 第 3 節 検 証 実 験

一般に、水理模型実験においては、第 1 章の第 4 節でふれたような相似関係が、現地と模型の間に成り立たねばならない。したがって、模型および現地における間の相似関係を、満足させるのが検証実験である。

#### 1) 固定床の検証実験

固定床模型における検証実験は、現地の水位と一致させればよい。水位を合わせるということとは、模型河床に現地の  $1/\ell^{1/6}$  に相当する粗度をつけることを意味する。粗度付けは固定床のモルタル河床に、5 mm 程度の豆砂利を散布して、セメント・ペーストで張り付けた。粗度を一致させる作業としては、モルタル河床面の豆砂利の密度を増減して調節した。先にもふれたように、固定床実験を実施した河道は、利根川が現状および将来 2 河道、江戸川が E 1 および E 4 河道並びに暫定河道であり、必要に応じて各河道案を組合せた。各河道案に対する調整粗度の目標値、粗度調整対象流量および調整結果の平均粗度等は、表 - 2.2 に示すとおりである。

なお、表 2.2 における調整結果平均粗度欄の数値は、各区分別の粗度係数を単純平均したもの

表 2.2 固定床検証実験一覧表

| 区分 | 利根川筋                  |       |              |          | 江戸川筋           |       |                |          |
|----|-----------------------|-------|--------------|----------|----------------|-------|----------------|----------|
|    | 河道案                   | 目標粗度  | 粗度調整対象流量     | 調整結果平均粗度 | 河道案            | 目標粗度  | 粗度調整対象流量       | 調整結果平均粗度 |
| 1  | 現 状                   | 0.020 | 8,000<br>500 | 0.0220   | E <sub>1</sub> | 0.022 | 4,000<br>500   | 0.0225   |
| 2  | "                     |       |              | "        | "              | 0.025 | 6,000<br>3,000 | 0.0260   |
| 3  | "                     |       |              | "        | 暫 定            | 0.022 | 5,000          | 0.0224   |
| 4  | "                     |       |              | "        | E <sub>1</sub> | 0.025 | 6,000          | 0.0265   |
| 5  | 低水路 1 m<br>切り下げ       | 0.020 | 8,440        | 0.0206   | "              |       |                | "        |
| 6  | 2 万 m <sup>3</sup> /s | 0.020 | 7,000        | 0.0202   | E <sub>4</sub> | 0.025 | 5,000          | 0.0255   |

である。また、実験が長期に及んだため、風雨・河床掃除・流水・小規模な模型改造等により、粗度係数が変化した場合は豆砂利を張り付けて調整した。表 2.2 における目標粗度および粗度調整対象流量欄が空欄の場合は、上記のような方法による調整も含め、粗度係数が前ケースから変化していないことを示している。

粗度係数は直接測定できないため、水位を測定し、粗度係数を未知数としておき、次式を変形して求めた。

$$\Delta h = h_2 - h_1 = Z_1 - Z_2 + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left( \frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) + \frac{n^2 Q^2}{2} \left( \frac{1}{R_1^{4/3} A_1^2} + \frac{1}{R_2^{4/3} A_2^2} \right) \cdot \Delta X$$

..... ( 2.1 )

粗度係数以外はすべて既知量であり、 $\alpha$ については 1.1 を使用した。粗度調整を実施した流量が複数の場合は、低水および高水敷を別個に調整したことを示している。調整方法は、最初に高水敷が冠水しない程度の流量で粗度を合わせ、次に全断面を対象にして通水し、未実施部を粗度調整した。

調整結果は、いずれの検証実験においても目標値より大きくなる傾向にある。また、目標粗度に対する調整結果は、部分的ではあるが最大で 1 割程度の相違がある。これは、実験条件の設定および水位の測定粗度、有効河積のとりかた等の要素を考慮すれば、満足できる範囲にあ

ると判断できる。

## 2) 河床構成材料の検討

建設省関東地方建設局利根川上流工事事務所が、昭和43年に実施した利根川の地質調査結果によれば、今回の模型実験の範囲に相当する現地における河床構成砂礫の平均粒径は、ほぼ、 $0.1 \sim 1.0 \text{ mm}$ 程度に分布している。この $1 \text{ mm}$ にも満たない河床構成砂礫を幾何学的に縮小すれば、河床構成材料としての本質を失ってしまう。したがって、(1.10)式が成り立つものとして、粒子密度の小さい材料を用いることにより、河床材料の本質を失わない程度の平均粒径を、技巧的に確保することにした。(1.10式)を変形すれば、

$$d_p \cdot (\sigma - \rho)_p = \ell \cdot d_m \cdot (\sigma - \rho)_m \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

とあらわすことができる。ここに、添字 p は現地、m は模型における量をそれぞれあらわすものとする。現地の河床構成砂礫の平均粒径を  $0.6 \text{ mm}$ ・粒子密度を 2.65 とおけば、模型で使用する河床構成材料の条件としては、次の式を満足させるような材料でなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} d_m (\sigma_m - 1) = 0.0165 \\ \sigma_m > 1 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.2')$$

このような条件を満足させたくえ、安価で多量に入手できる材料といえ、現実には皆無に等しい。そこで、上式を極力満足させ、現実に入手できえる材料として検討の結果、石炭粉を使用することに決定した。

この石炭粉の特性試験の方法と結果は、次に示すとおりである。比重測定試験は JIS A 1202 による方法で実施し、平均 1.41 の値を得た。ふるい分け試験は JIS A 1102 により実施し、平均粒径  $0.22 \text{ mm}$  を得た。また、沈降速度の測定は、3 回実測の平均値で  $0.98 \text{ cm/sec}$  を得ている。この沈降速度値はストークスの公式による計算値より若干小さいが、粒子形状および動粘性係数の相違を考慮すれば、ほぼ満足しえる値を示している。この試験値を用いて (2.2) 式により、河床構成材料の相似性を計算すれば、模型材料が現地のそれに対し 5 倍強に相当している。この点に関しては、次の検証実験の考察で述べる。

## 3) 移動床実験の検証

移動河床の実験においては、水位および流速・さらには河床変動等を現地の現象に合わせばよい。掃流現象を現地に合わせるには、流砂量を相似にすると同時に、輸送形式も似せればよい。加えて、粗度についても現地に対して相似にせねばならない。

① 粗度係数の検討

固定床模型と同様に、(2.1)式の粗度係数  $n$  だけを未知数として、実験実測水位より他の要素を求め、利根川筋だけではあるが計算した結果を表-2.3に示した。なお、この場合

表-2.3 移動床利根川筋粗度係数表

| 総流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 計算対象<br>流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 断面<br>(km) | 水位<br>(YP m) | 流積<br>( $\text{m}^2$ ) | 径深<br>(m) | 流速<br>( $\text{m}/\text{s}$ ) | 粗度係数<br>( $\text{s}/\text{m}^{1/3}$ ) | 区間距離<br>(m) |
|----------------------------------|-----------------------------------------|------------|--------------|------------------------|-----------|-------------------------------|---------------------------------------|-------------|
| 5,000                            | 5,000                                   | 122.5      | 152.83       | 3,233.014              | 3.963     | 1.547                         | 0.015                                 | 400         |
|                                  |                                         | 122.0      | 152.35       | 3,104.603              | 3.933     | 1.611                         |                                       |             |
|                                  | 2,520                                   |            |              | 1,531.445              | 4.206     | 1.646                         | 0.022                                 | 365         |
|                                  |                                         | 121.7      | 153.19       | 1,620.614              | 4.127     | 1.555                         |                                       |             |
|                                  |                                         | 121.5      | 155.43       | 2,018.546              | 4.683     | 1.248                         | 0.050                                 | 245         |
|                                  |                                         | 121.0      | 141.66       | 1,922.968              | 3.471     | 1.310                         |                                       |             |
|                                  |                                         |            |              |                        |           |                               | 0.098                                 | 540         |

|        |        |       |        |           |       |       |       |     |
|--------|--------|-------|--------|-----------|-------|-------|-------|-----|
| 14,000 | 14,000 | 122.5 | 179.06 | 5,913.710 | 7.057 | 2.367 | 0.043 | 400 |
|        |        | 122.0 | 182.17 | 6,269.159 | 7.820 | 2.233 |       |     |
|        | 8,000  |       |        | 3,502.241 | 7.004 | 2.284 | 0.071 | 365 |
|        |        | 121.7 | 174.51 | 3,472.199 | 6.509 | 2.304 |       |     |
|        |        | 121.5 | 179.86 | 3,431.150 | 7.826 | 2.332 | 0.075 | 245 |
|        |        | 121.0 | 173.16 | 3,709.885 | 6.349 | 2.156 |       |     |
|        |        |       |        |           |       |       | 0.060 | 540 |

の河道は、利根川筋が現状、江戸川筋がE<sub>1</sub>河道であった。現状および計画粗度係数は、利根川が0.020・江戸川が0.025である。検討は、江戸川分流前の総流量が5,000  $\text{m}^3/\text{s}$ と14,000  $\text{m}^3/\text{s}$ の場合についてを対象にした。

総流量が5,000  $\text{m}^3/\text{s}$ の場合の粗度は、江戸川分流前の利根川筋がほぼ現地に一致しているのに対し、分派後については下流にいくに従って大きくなっている。この原因は、実験の下流水位の与え方に不十分さがあり、せき上げ背水の影響があらわれており、死水域を除かなかったためと判断される。総流量が14,000  $\text{m}^3/\text{s}$ の場合も、全体としてみれば分流前が相対的に小さく、分流後は3～3.5倍の値を示している。この原因を調べるため、芦田氏\*が提案しているフルード数  $Fr$  と相当粗度および平均粒径の比  $k_s/d_m$  の相関を求めてみた。計算の結果によれば、現地における  $h_s/d_m$  が50程度であるのに対し、模型のそれは2倍

\* 河道の設計法(4)―河川の粗度について―昭和34年7月土木技術資料 芦田和男

の100余を示している。したがって、この $h_s/d_m$ の値が2倍以上になっているため、粗度係数が大きくあらわれていると考えられる。なお、写真2-1は、総流量 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ の

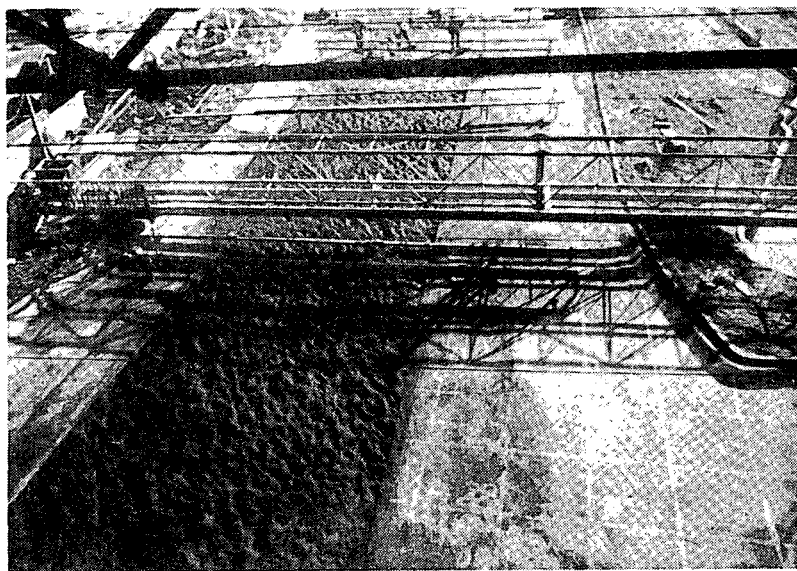


写真 - 2.1 通水後の河床状態

総流量  $5,000\text{ m}^3/\text{s}$  90分(模型値)通水後  
利根川No.122.0 Km 断面附近より下流をみる。

実験終了後の江戸川分流点付近の河床を、利根川上流から写したものである。

## ② 流砂現象の相似性

現地と模型の河床構成材料の間に、(2.2)式が成り立つとすれば、今回の実験で用いた石炭粉の粒径は5倍強も大きいことは、すでに述べたとおりである。したがって、河床構成材料の輸送形態と移動性について、その相似性を検討した。

模型河床が移動しうる材料で構成されていても、流速が小さく底面に作用するせん断力が小さいうちは、流れは固定床と変わらない。掃流力 $\tau_o$ が限界掃流力 $\tau_c$ を越えると、河床構成材料の移動が始まる。しかし、 $\tau_o$ が $\tau_c$ の約3倍以内ならば、河床材料の移動は限界掃流力の影響を強く受ける。今回の実験においては、 $\tau_o$ と $\tau_c$ の比が10倍以上になっているため、このような問題は存在しない。一方、現地と模型における掃流力と限界掃流力の比 $(\tau_o/\tau_c)_r$ は、河床構成材料の活発性を示す指標になる。すなわち、 $(\tau_o/\tau_c)_r > 1$ の場合は、模型より現地における掃流現象が活発であることを示す。このようにして求めた比を表-2.4に示した。この結果によれば、実験した範囲内の流量に対しては、流量の大き

さにとらわれることなく、

表 - 2.4 流砂現象の相似性

( $\tau_o / \tau_c$ )<sub>r</sub>は5倍強の値を示している。このことは、模型の河床構成材料の動きが、現地の動きに対し1/5弱の割合でしかないことである。こ

| 比<br>項 目 | $\tau_o / \tau_c$       |                          | $u_* / w_o$             |                          |
|----------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|
|          | 5,000 m <sup>3</sup> /s | 14,000 m <sup>3</sup> /s | 5,000 m <sup>3</sup> /s | 14,000 m <sup>3</sup> /s |
| 現 地      | 7.5                     | 11.1                     | 3                       | 3                        |
| 模 型      | 1.4                     | 2.1                      | 3                       | 3                        |
| 現地/模型    | 5.4                     | 5.3                      | 1                       | 1                        |

の数値は、先の(2.1)式によって求めた模型の河床材料の平均粒径が、現地のそれに対し5.5倍程度の相似律と、ほぼ一致している。

次に、河床を構成している材料が、輸送されている状態の相似性は、流砂の分流量・局所洗掘および洗掘・たい積場所等に影響を及ぼす。一般に、このような河床材料の輸送形態をあらわす方法として、流れの摩擦速度と河床材料の沈降速度の比 $u_* / w_o$ が使用される。 $u_*$ はほぼ流速と比例関係にあり、 $w_o$ は重力による静水中の沈降速度である。つまり $u_* / w_o$ は流体と粒子の相対速度の表示量である。したがって、 $u_* / w_o$ が大きいことは、粒子が水と一緒に動くことを意味し、浮遊形態に近づくことになる。

表-2.4でみると $u_* / w_o$ 値は、現地および模型とも流量の大小をとわず、等しい値を示している。したがって、この輸送形態に関する相似性については、充分満足していることになる。

### ③ 流砂量および時間縮尺

河床材料粒子の密度が1.41の石炭粉を使用した場合、現地の河床砂礫に似た模型の石炭粉の平均粒径を、(2.1)式で求めると約0.04mmとなる。しかし、そのような微粒子では河床材料としての役割を失い、今まで述べてきたような粗度および流砂現象の相似性は成り立たなくなる。ゆえに、今回使用した石炭粉の平均粒径は、理論値に対し5.5倍に相当する0.22mmのものであった。したがって、河床構成材料の相似律としての(2.1)式は成り立たない。ゆえに、流砂量および時間縮尺は、掃流力 $\tau_o$ および限界掃流力 $\tau_c$ 並びに摩擦速度 $u_*$ および沈降速度 $w_o$ の比の関数と、河床構成材料の密度等の要素で求めることにした。このため、(1.8)～(1.10)および(1.13)～(1.15)式であらわしていた各公式の縮尺を、表-2.5に示すように変形し、利根川筋の水理量を用いて計算した。また計算の結果も表-2.5に示した。

前述のごとく、河床構成材料の相似が保障されていないから、土研・ロールセンおよびブラウンの各公式の構造について検討してみる。前二者には、掃流力と限界掃流力の比による

表 - 2.5 移動床実験縮尺計算書

注 ; 2段書きの場合は上段 5,000 m<sup>3</sup>/s、下段 14,000 m<sup>3</sup>/s

| 要素       | 記号                             | 現地量                          | 模型量                          | 現地量/模型量        | 備考 |
|----------|--------------------------------|------------------------------|------------------------------|----------------|----|
| 河床材料平均粒径 | d                              | 0.06 cm                      | 0.022 cm                     |                |    |
| 河床材料比重   | $\sigma$                       | 2.65                         | 1.41                         |                |    |
| 沈降速度     | $w_0$                          | 7.0 cm/s                     | 0.98 cm/s                    |                |    |
| 限界掃流力    | $\tau_c$                       | dyne/cm <sup>2</sup><br>4.85 | dyne/cm <sup>2</sup><br>0.44 |                |    |
| 空げき率     | $\lambda$                      | 0.39                         | 0.62                         |                |    |
| 粗度係数     | n                              | 0.020                        | 0.0235~0.032                 |                |    |
|          | $\varphi$                      | 1.360<br>1.360               | 0.774<br>0.623               | 1.76<br>2.18   |    |
|          | F                              | 1.0<br>1.0                   | 0.997<br>0.998               | 1.003<br>1.002 |    |
|          | $f(u^*/w_0)$                   | 83<br>115                    | 60<br>110                    | 1.383<br>1.045 |    |
|          | $(\frac{\tau_o'}{\tau_c} - 1)$ | 3.137<br>6.757               | 1.122<br>0.846               | 2.796<br>7.987 |    |

| 縮尺<br>公式 | 流砂量                                                                                                          |                | 時間                                                                                                                           |          |
|----------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------|
|          | 計算式                                                                                                          | 計算結果           | 計算式                                                                                                                          | 計算結果     |
| 土研公式     | $\ell^{5/2} \cdot \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\sigma - \rho)_r}$                                             | 12000<br>15000 | $\ell^{1/2} \cdot \frac{(\sigma - \rho)_r (1 - \lambda)_r}{\varphi_r \cdot F_r}$                                             | 28<br>23 |
| ロールセン公式  | $\ell^{5/2} \cdot \frac{f(\frac{u^*}{w_0})_r \cdot (\frac{\tau_o'}{\tau_c} - 1)_r}{(\sigma - \rho)_r^{7/6}}$ | 21000<br>46000 | $\ell^{1/2} \cdot \frac{(\sigma - \rho)_r^{7/6} (1 - \lambda)_r}{f(\frac{u^*}{w_0})_r \cdot (\frac{\tau_o'}{\tau_c} - 1)_r}$ | 16<br>8  |
| ブラウン公式   | $\ell^{5/2} \cdot \frac{1}{(\sigma - \rho)_r}$                                                               | 7000           | $\ell^{1/2} \cdot (\sigma - \rho)_r (1 - \lambda)_r$                                                                         | 50       |

特性をあらわす項が存在する。さらに、土研公式は掃流砂に対して適用されるが、粗度をあらわす $\varphi$ を $u^*/w_0$ によって変化する係数として扱うならば、濃度の大きくない範囲で浮遊砂の領域にまで適用できる。つまり、土研公式とロールセン公式は、同じ構造を有していることがわかる。これに対して、ブラウン公式については、このような構造をもっていない。したがって、今回の実験に見られるような河床構成材料に関する事情がある場合は、土研お

よびロールセン公式による縮尺が、現象を正しく反映していると判断される。以上の観点で判断すれば、流砂量縮尺は $1/10,000 \sim 1/45,000$ 、時間縮尺は $1/10 \sim 1/30$ 程度となる。なお、時間縮尺については、不定流実験の境界条件を求めるために必要となった。このため、主として実験技術上の問題より、先に求めた時間縮尺より小さい $1/40$ を採用した。この数値は、土研公式とブラウン公式により求めた縮尺のほぼ平均的な値となっている。

#### ④ 移動床実験の検証に対する結論

以上、検討の結果、移動床実験に関しては、次のような問題点を含んでいることが判明した。すなわち、河床構成材料の相似性が保障されていない。したがって、粗度係数が実際より大きくなっており、加えて、河床材料の移動が現地に対して不活発である。これらの点より、移動床模型に対する実験結果は、量的に論ずることは無理で、定性的な傾向をは握する程度に考えて、重視しない方が安全と思われる。

## 第4節 実験概要

表-2.6は、今回の実験の実験条件・測定項目および実験ケース数の一覧表である。これらの実験要素を組み合わせる実施した結果は、分流量測定42ケース、中の島をはさむ高水および低水路の有する疎通能力測定18ケース、水位測定33ケース、流況観察32ケース、流速測定8ケース、河床変動測定5ケースに達している。このように、実験し測定した結果は、極めて多量のデーターとなっている。したがって、その結果の報告は、別の方法でおこなう。

以下、表-2.6に示す分類番号を用いて、実験の経過および各条件組み合わせごとの実験目的について述べていく。なお、図表であらわす数量および本文中で述べる数値は、ことわりがない限り現地量に換算している。ただし、時間については模型値も併用している。

まず、大別して各形態ごとの実験目的をみる。№1～4実験については、利根川が現状河道、江戸川がE1河道を想定した場合の分流点の設計実験である。また、№6および7実験は、将来計画高水流量が増加した場合、その計画流量に見合う改修河道に設定した分流実験である。実験目的別に実験の経過・内容および結果等についてみていく。なお、№1～7実験までは固定床で、№8実験は移動床で実験はおこなっている。

### 1) 分流点の設計

№1実験の河道条件は、利根川筋を現状断面にし、江戸川筋はE1河道を選定し、その他の

表 2.6 実験ケース一覧表

注： ○印 … 測定ケース

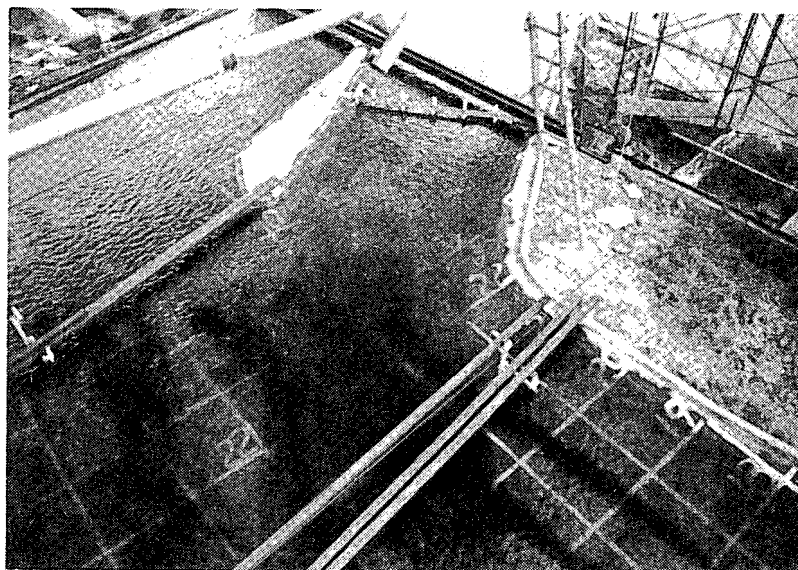
◎印 … 利根・江戸川の粗度を各3種類与え、全組合せケースの分流量を測定500  $m^3/s$  に対する平水分流量測定は、ゲートを全門全閉の状態から1門ずつ開放して全開にいたる間の各状態における分流量を測定。

平水に対する平水分流量測定は、導流堤を越流させない条件で、ゲートを順次とした場合の各最大総流量及び江戸川分流量を測定。

可動堰欄中の名称は表-1.4 関宿水閘門各案諸元一覧表の分類による、 $\Delta 1 \sim \Delta 7$ までは固定床、 $\Delta 8$ は移動床、 $\Delta 8$ ケースの各河道の粗度は固定床のみ利根川  $n = 0.020$  江戸川  $n = 0.025$ とした。

| 実験<br>番号 | 実 験 条 件                         |                             |             |                             | 測 定 項 目              |                            |     |         |    |     |    |     |    |                          |         |    |  |  |
|----------|---------------------------------|-----------------------------|-------------|-----------------------------|----------------------|----------------------------|-----|---------|----|-----|----|-----|----|--------------------------|---------|----|--|--|
|          | 利根川<br>河 道                      | 江戸川<br>河 道                  | 分流点条件       |                             | 総 流 量<br>( $m^3/s$ ) | 分 流 量                      |     | 疎 通 能 力 |    | 水 位 |    | 流 況 |    | 流 速<br>堰下流<br>分流点<br>3断面 | 河 床 変 動 |    |  |  |
|          |                                 |                             | 中の島         | 可動堰                         |                      | 全開                         | 全閉  | 全開      | 全閉 | 全開  | 全閉 | 全開  | 全閉 |                          | 全開      | 全閉 |  |  |
| 1        | 現<br>状<br>河<br>道                | $E_1$<br>河 道                | 事務所<br>原案   | 概<br>略<br>案                 | 18000                | ○                          |     |         |    | ○   |    | ○   |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             | 14000                | ○                          |     |         |    | ○   |    | ○   |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             | 8000                 | ○                          |     |         |    |     |    |     |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             | 6000                 | ○                          |     |         |    | ○   |    | ○   |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             | 500                  | ○                          |     |         |    | ○   |    | ○   |    |                          |         |    |  |  |
| 2        |                                 | 河 道                         | 拡<br>幅<br>案 | 概<br>略<br>案                 | 18000                | ○                          |     | ○       |    | ○   | ○  | ○   | ○  |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             | 14000                | ○                          | ○   | ○       | ○  | ○   | ○  | ○   | ○  |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             | 8000                 | ○                          |     |         |    | ○   | ○  | ○   | ○  |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             | 6000                 | ○                          |     |         |    | ○   | ○  | ○   | ○  |                          |         |    |  |  |
| 3        |                                 | 状<br>河<br>道                 | $n = 0.022$ | 幅<br>案                      | 改<br>良<br>案          | 18000                      | ○   | ○       | ○  |     | ○  | ○   | ○  |                          |         | ○  |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             |                      | 14000                      | ◎   | ○       | ○  |     | ○  | ○   | ○  |                          |         | ○  |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             |                      | 10000                      | ○   | ○       | ○  |     | ○  |     | ○  |                          |         | ○  |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             |                      | 5000                       | ◎   | ○       | ○  |     | ○  |     | ○  |                          |         | ○  |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             |                      | 1000                       | ○   |         |    |     |    |     |    |                          | ○       |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             |                      | 500                        | ○   | ○       |    |     |    | ○   |    |                          | ○       |    |  |  |
| 4        |                                 | 道                           | $n = 0.020$ | $E_1$<br>河 道<br>$n = 0.025$ |                      | 事<br>務<br>所<br>修<br>正<br>案 | 平 水 | ＊       |    |     |    |     |    |                          |         |    |  |  |
|          | 18000                           |                             |             |                             |                      |                            | ○   | ○       | ○  |     | ○  | ○   | ○  |                          |         |    |  |  |
|          | 14000                           |                             |             |                             |                      |                            | ◎   | ○       | ○  |     | ○  | ○   | ○  |                          |         | ○  |  |  |
|          | 10000                           |                             |             |                             |                      |                            | ○   | ○       | ○  |     | ○  |     | ○  |                          |         |    |  |  |
|          | 5000                            |                             |             |                             |                      |                            | ◎   | ○       | ○  |     | ○  |     | ○  |                          |         |    |  |  |
|          | 1000                            |                             |             |                             |                      |                            | ○   |         |    |     |    |     |    |                          |         |    |  |  |
| 5        | 暫定河道<br>$n = 0.025$             | 事<br>務<br>所<br>修<br>正<br>案  | 500         | ○                           |                      |                            |     |         |    |     |    |     |    | ○                        |         |    |  |  |
|          |                                 |                             | 平 水         | ＊                           |                      |                            |     |         |    |     |    |     |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             | 18000       | ○                           |                      | ○                          | ○   |         |    |     |    |     |    |                          | ○       |    |  |  |
|          |                                 |                             | 14000       | ◎                           |                      | ○                          | ○   |         | ○  | ○   | ○  |     |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             | 10000       | ○                           |                      |                            |     |         |    |     |    |     |    |                          | ○       |    |  |  |
|          |                                 |                             | 5000        | ○                           |                      | ○                          | ○   |         | ○  |     | ○  |     |    |                          | ○       |    |  |  |
| 6        | 低切り下<br>路げ<br>1m<br>$n = 0.020$ | $E_1$<br>河 道<br>$n = 0.025$ | 最<br>終<br>案 | 1000                        |                      | ○                          |     |         |    |     |    |     |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             | 500                         |                      | ○                          |     |         |    |     |    |     |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             | 18000                       |                      | ○                          | ○   | ○       |    |     |    |     |    |                          |         | ○  |  |  |
|          |                                 |                             |             | 14000                       |                      | ○                          | ○   | ○       |    | ○   | ○  | ○   |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             | 10000                       |                      | ○                          |     |         |    |     |    |     |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             | 5000                        |                      | ○                          |     | ○       |    |     |    |     |    |                          |         |    |  |  |
| 7        | $2万m^3/s$<br>河 道<br>$n = 0.020$ | $E_4$<br>河 道<br>$n = 0.025$ |             | 拡<br>幅<br>案                 | 1000                 | ○                          |     |         |    |     |    |     |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             | 500                  | ○                          |     |         |    |     |    |     |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             | 18000                | ○                          |     |         |    |     |    | ○   |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             | 14000                | ○                          |     |         |    |     |    | ○   |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             | 10000                | ○                          |     |         |    |     |    | ○   |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             |                             | 5000                 | ○                          |     |         |    |     |    | ○   |    |                          |         |    |  |  |
| 8        | 現河<br>状道<br>$n =$               | $E_1$<br>河 道<br>$n =$       | 最<br>終<br>案 | 500                         | ○                    |                            |     |         |    |     | ○  |     |    |                          |         |    |  |  |
|          |                                 |                             |             | 14000                       | ○                    |                            |     |         | ○  |     | ○  |     |    |                          | ○       |    |  |  |
|          |                                 |                             |             | 5000                        | ○                    |                            |     |         | ○  |     | ○  |     |    |                          | ○       |    |  |  |
|          |                                 |                             |             | 5000                        |                      |                            |     |         |    |     |    |     |    |                          | ○       |    |  |  |
|          |                                 |                             |             | 不定流                         | ○                    |                            |     |         | ○  |     | ○  |     |    |                          | ○       |    |  |  |
|          |                                 |                             |             | 14000                       | ○                    |                            |     |         |    |     | ○  |     |    |                          | ○       |    |  |  |

実験条件を次のように設定した。E1 河道の設計粗度係数は0.025であるが、まず実績の0.022に合わせ、中の島を事務所原案で設定し、さらに関宿水閘門は概略案によって実験を実施した。実験内容は、分流量・水位および流況等について測定した。中の島の事務所原案の



写真－2.2 中の島事務所原案の流況

総流量  $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$  江戸川流入量  $2,900 \text{ m}^3/\text{s}$

利根川 $\#1$  21.7 km断面付近より江戸川をのぞむ流れが直進する傾向をみせている。中の島の幅に注目

粗度条件は、江戸川筋が計画の0.025とし、利根川筋の粗度は0.020であったため、江戸川筋の実績粗度は江戸川への分流量を増加させることが判明した。

このため、 $\#2$ 実験は江戸川への分流量を減じ、計画分流に一致させる目的で、中の島の形状を設計した。そして、計画高水流量を計画配分どおり分流させえる分流機構が、他の流量をどのような割合で分流させるかを把握した。さらに、計画高水流量等を分流する際、中の島の左側の高水路および右側の低水路が有している疎通能力を測定した。その他、水位および流況を測定・観察した。

関宿水閘門は検討の結果、改良案が提案された。 $\#3$ 実験は関宿水閘門を改良案に設定し、他の実験条件については、 $\#2$ 実験で測定した項目のほか、各河道の粗度の相違が分流量に及ぼす影響のは握、水閘門下流等の流速測定、さらには平水分流実験を実施した。平水分流実験は総流量を  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  に固定し、ゲート開放門数を変化させた場合の各分流のは握と、中の島の左側高水路に水をのせない条件で、ゲート開放門数を変化させた場合の各最大総流量およ

び分流量の測定である。

続いて、江戸川の粗度を計画の 0.025 に合わせ、関宿水閘門を №3 実験と同様に設定した状態における中の島の設計をおこなった。一般に、粗度係数が増加すれば、水位の上昇をきたすことになる。№4 実験においても例外でなく江戸川筋の水位が上昇し、このため江戸川筋への分流量が減少することになった。したがって、中の島の中を事務所原案より削って細くし、江戸川筋の分流能力を大きくした。この実験条件で、№3 実験と同内容の項目を測定した。ただし、総流量を  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  に固定し、開放ゲート数と分流量の相関は握実験は実施しなかった。なお、№8 実験は、№1～4 実験の延長上にあり、移動床模型により、局所洗掘箇所のは握・洗掘防止工および河床保護範囲の検討・河床構成材料の分流傾向・将来の河床変動等の項目について、測定・検討および考察等の作業を実施した。

## 2) 将来河道案による分流

将来、利根川計画高水流量が、現在の  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  から増大する可能性は充分ある。その増加量に見合って、改修河道案も何種類か存在する。これらの案の中で、№6 実験では江戸川 E<sub>1</sub> 河道、利根川低水路 1 m 切り下げ河道を組み合わせた。また、№7 実験では、江戸川分流前流量を  $20,000 \text{ m}^3/\text{s}$  を想定した利根川  $2 \text{ 万 m}^3/\text{s}$  河道、さらに江戸川は  $9,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の疎通能力を有する E<sub>4</sub> 河道を組み合わせている。

№6 実験では、分流量・中の島をはさむ低・高水路の各疎通能力・水位・流況および流速等について測定・観察および解析した。

№7 実験では、関宿水閘門を全門全開にした場合の分流量の測定と、その場合の流況観察に測定項目はとどめた。

## 3) 過渡的段階における河道の分流

現地における江戸川改修工事は、分流点以下に着手し下流部が完成した後分流点改修を実施する場合と、分流点工事の完成後下流部に着手する2通りの手順が考えられる。№5 実験で取り扱ったのは、後者の場合を想定し、中の島および関宿水閘門等の工事が完了し、江戸川が暫定河道の場合の実験である。

測定項目は、分流量・低水および高水路の疎通能力・水位・流況・流速等である。

### 第 3 章 分 流 点 の 設 計

昭和 30 年に、当土木研究所で実施した分流実験の結果、江戸川の分流機能については、ほぼ現在の法線形に近い改修計画案が優れているとの結論を得ている。加えて、新治水計画案により、設計条件は極めて具体的に設定されている。したがって、今回の設計の対象は、中の島の法線形状と水衝部の保護工の検討等になる。

#### 第 1 節 設 計 条 件

設計のための河道条件としては、利根川が現状河道、江戸川が E1 河道を想定した。それによって、粗度係数は両川ともに計画粗度の 0.020 および 0.025 を対象とした。すでに述べたように、江戸川の上流部における実績粗度は、平均で 0.022 という値を得ている。計画粗度よりも実績粗度が小さいということは、河道の側からいえば水位が下がり、安全側にあるといえる。しかし、江戸川分流点のような場合においては、江戸川筋の水位が計画より低下すれば、江戸川流入量が計画よりも増加し危険な側面も含むようになる。つまり、現地における洪水の分流は、現実には計画分流量以上の流入が予測される。したがって、江戸川筋の実績粗度 0.022 でも分流点の検討を実施しておく必要があると判断した。

関宿水閘門については、もちろん最終案が設計条件であるが、この分流点の設計を実施した段階においては、まだ関宿水閘門の結論—最終案—が決定していなかった。したがって、分流点の設計条件としての関宿水閘門は、改良案を対象とした。関宿水閘門の改良案と最終案の相違は、表 1.6 「関宿水閘門各案諸元一覧表」に示すように、設定位置が約 50 m 程度最終案が下流に位置したり、水門幅に若干の相違がある。しかし、この相違点が、江戸川分流量に及ぼす影響については後述する。

次に設計対象流量としては、江戸川分流前の利根川計画高水流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  を考慮した。そして、計画高水流量配分案 ( $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ) どおりの分流が、実現できるような分流点の設計が完了した後、計画高水流量以外の洪水および平水の分流量をは握する方針をとった。

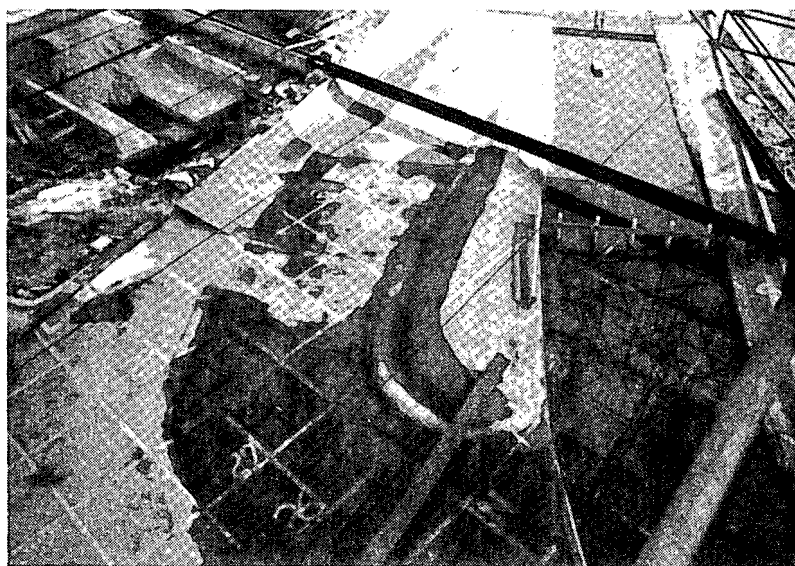
設計の手順としては、最初に固定床模型によって、分流点の設計、すなわち中の島の形状検討を行った。中の島の形状を決定する要素として、江戸川筋の水位つまり粗度係数がある。検討した中の島形状は、事務所案、および実績粗度に対する拡幅案の 2 とおりとした。中の島の形状を決定した後、移動床模型によって、局所洗掘箇所のは握および洗掘対策の検討を行った。

## 第2節 中の島の形状検討

中の島は江戸川流頭部のほぼ河道の中央に位置し、江戸川流入量を左右する。とりわけ、中の島の幅が分流量に及ぼす影響は無視しがたい。利根川計画高水流量を計画配分案にそって、分流させるための中の島の形状検討の結果は、図—3.1に示すとおりである。

### 1) 事務所案の検討

中の島検討の基礎であった事務所原案は、江戸川の粗度を計画の0.025に設定し、総流量14,000 m<sup>3</sup>/sのうち江戸川に6,000 m<sup>3</sup>/sを分流させえる形状として、設計されていた。設計に用いた諸条件を一致させて実験した結果、江戸川流入量は5,900 m<sup>3</sup>/sにとどまり、当初



写真—3.1 中の島事務所原案と拡幅案の比較

写真で色がこくなっている部分が拡幅のために腹付けしたあとである。中の島の右が低水路

の見込みに対し100 m<sup>3</sup>/sが不足した。加えて、中の島流頭部における流況が好ましくない現象を呈した。その現象は、流頭部よりやや下流の中の島の両側において、はく離領域を生じ管理上、労力を費すことは必至と判断された。この原因は、中の島流頭部に設置された越流堤に沿う流れが、越流する現象と中の島によって分流される作用が、相乗的に流速を早め複雑な流況をあらわしたためと考えられる。

これらの弊害を改善するために、5回にわたり中の島の形状を模型で変え、流況および分流

量が満足するよう実験・検討した。その結果は、図－3.1に示す破線案が、事務所原案に対する修正案である。修正案は事務所原案に対し中の島流頭部法尻において最大25m削っている。この案による分流量は、 $5,970 \text{ m}^3/\text{s}$ で計画分流量に対し、 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ が不足しているが、実験条件の設定精度および測定精度等を考慮すれば、充分満足しえる結果である。また、中の島周辺の流況に関しても大巾に改善され、わずかに中の島小段上に逆流域が生じる程度であった。

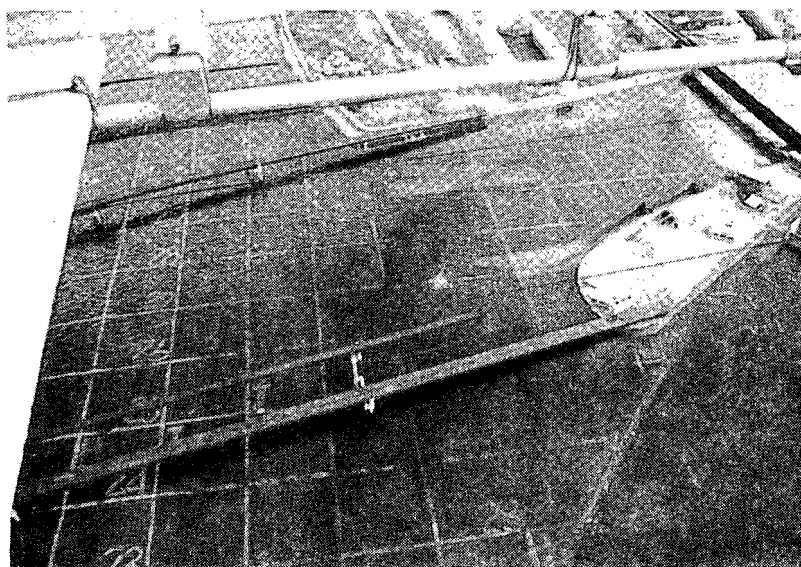
## 2) 拡幅案の検討

中の島形状が事務所原案および修正案の場合は、江戸川筋の粗度係数を計画の0.025に設定し、設計したことについてはすでに述べたとおりである。一方、中の島形状を事務所原案にし、江戸川水位を実績粗度の0.022に対応する水位とした場合の江戸川流入量は、 $6,200 \text{ m}^3/\text{s}$ となり $200 \text{ m}^3/\text{s}$ だけ計画よりも多いことが判明した。このことは、江戸川筋にとって、計画高水流量を上回る疎通能力を要求されることである。したがって、次に述べるような過程で、中の島の幅を広げ、流入量を $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ におさえるための検討を実施した。

事務所原案の小段法肩線および小段より低い部分の法尻線を、 $\#59.6$ 断面においてそれぞれ21m左側に引き、小段天端幅を広げた。その結果による江戸川流入量は、原案より $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 減じ $6,050 \text{ m}^3/\text{s}$ になった。さらに、流入量の規制と流況の改善のため、手をつけなかった小段より高い部分も21m左側に引いた。したがって、前回の修正と合わせ、事務所原案に対し $\#59.6$ 断面において21m左側に各法線を移動し、スムーズな線型で下流部の湾曲部に連結して、中の島をふくらませた。小段より高い部分の修正は、低い部分の修正に比べ大きな効果はなく、わずか $30 \text{ m}^3/\text{s}$ が減ったにとどまって、江戸川流入量は $6,020 \text{ m}^3/\text{s}$ にまで減じた。この段階においては、江戸川への分流量としては、ほぼ満足しえる量であった。しかし、はく離領域の発生等流況に関して不十分が見られ、この安定をはかるため、みたび全法線を引くとともに、スムーズな線形になるよう整正した。その量は、 $\#59.6$ 断面において、6mであった。その結果、流況の好転に伴ない江戸川流入量は、計画高水分流量の $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に丁度合わせることができた。その線形が図－3.1に示す平面図のうちの一点鎖線である。

## 3) 妥当な中の島の形状

以上の検討の結果、事務所原案に対する修正案と事務所案に対する拡幅案を得た。江戸川流頭部附近における計画粗度0.025は、実績粗度に比較し大きい傾向にあり、改修工事で河道が整正されれば、粗度係数はさらに小さくなる可能性が強い。このことは、江戸川筋河道にしてみれば、実際に生起する洪水の水位よりも高い計画高水位を対象に、改修は進められるため



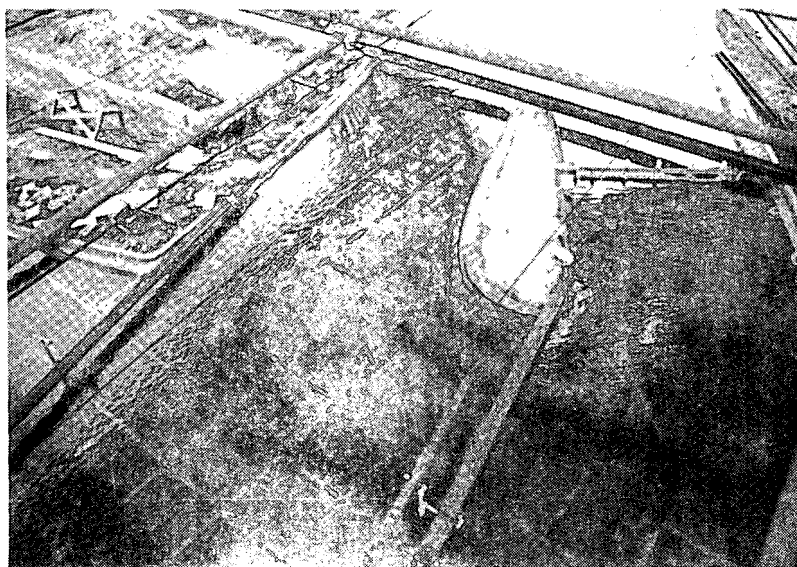
写真一 3.2 利根川・江戸川分流境界

総流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  江戸川流入量  $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$

利根川 $\#12$  1.5 km断面付近より利根川および江戸川をのぞむ、中の島は拡幅案、分流境界と分流後の流向に注目されたし

堤防余裕高が、頭初の計画以上にとれることになる。ちなみに、 $\#58.0$ 断面における $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の計算水位は、計画粗度 $0.025$ の場合が $Y.P + 16,770 \text{ m}$ であり、 $0.022$ 粗度に対応する水位は $Y.P + 16,270 \text{ m}$ という値を得ており、その差は $50 \text{ cm}$ に達している。また、この差が江戸川流入量に及ぼす影響は、 $110 \sim 130 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度となっている。このことに関しては、表一4.5でも示した後述もするが、利根川筋粗度および中の島・関宿水閘門等の構造物は不変、江戸川筋粗度係数のみ $0.025 \cdot 0.022$ および $0.020$ と約1割程度変化させた場合の値である。

中の島の形状は、分流点下流の各派川水位一すなわち実際の粗度一で決めなければならない。第1章の第5節でふれたごとく、利根川および江戸川両派川の実績および計画粗度の差は、いずれも江戸川流入量を計画以上に分流させる方向に作用する傾向にある。加えて、江戸川改修工事完了後の江戸川筋粗度係数は、さらに小さくなる可能性が強い。これらの事情を考慮すると、事務所修正案は、計画高水を計画配分以上に江戸川に流入させる可能性が強い。一方、拡幅案は江戸川筋の粗度を計画粗度 $0.025$ より小さい $0.022$ に合わせた場合、江戸川筋に総流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入させる線型であり、先の両派川の粗度の実態等から判



写真－3.3 中の島付近の流況（関宿水閘門全門全閉）

総流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  江戸川流入量  $4,450 \text{ m}^3/\text{s}$   
 利根川筋より江戸川をのぞむ。中の島は拡幅案・関宿水閘門は概略案



写真－3.4 中の島付近の流況（移動床）

総流量  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  通水後 10分  
 中の島周囲に石炭粉中のアワが付着

断すれば、より計画配分を実現させる案といえよう。

### 第3節 河床の動向

移動床模型による実験は、次の4つの問題に対し実施し、5流量を通水した。江戸川分流前の総流量が計画の $14,000\text{ m}^3/\text{s}$ および中洪水の $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ によって、河床変動の傾向をみた。また、同様に $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ の洪水を現地に換算して数年分に相当する18時間にわたり、連続して通水し将来の河床変動の予測を試みた。次に、ピーク流量 $14,000\text{ m}^3/\text{s}$ の不定流洪水を流し、増水および減水時の河床変動を観察した。最後に、計画高水流量を流して、分流点付近とりわけ中の島の周辺における洗掘およびたい積傾向をは握し、河床の保護箇所および範囲の検討を実施した。また、模型実験とは別に進めている河床変動計算については、別途報告する。

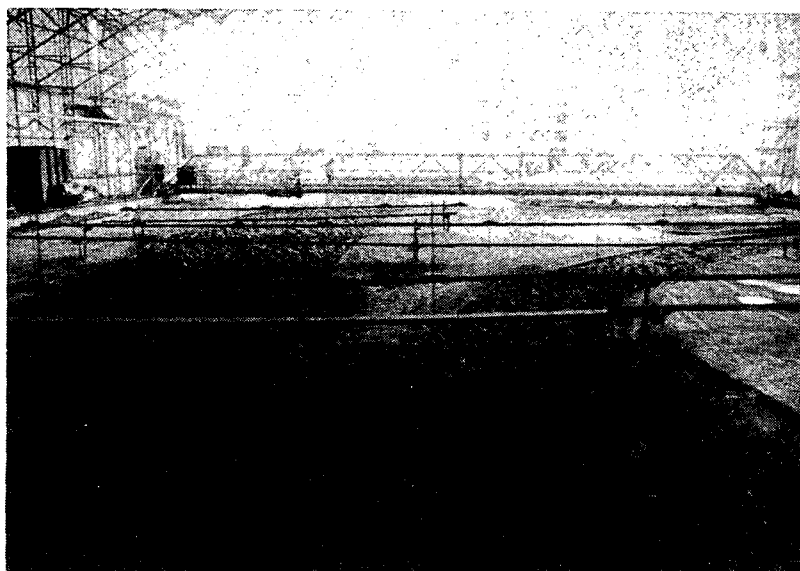
#### 1) 河床変動

通水中の河床変動の特徴的な現象は次のような点にある。後でもふれるが、洪水中の流送河床材料の利根川および江戸川分流比は、流量の分流比以上に利根川筋に多く流入する。このため、江戸川筋流頭部左岸側の低水護岸沿いの洗掘は、非常に活発である。この洗掘が強調される原因として、流れがこの場所に集中することと、加えて、河床材料の分流が利根川筋に優勢なため、江戸川流頭部における供給が不足がちになる。また、利根川筋右岸の高水敷の流れが、江戸川流頭部低水路に落ち込む付近の洗掘も非常に著しい。この低水路右岸側に流入した流れは、低水路左岸沿いの主流と合流し、その勢いを減じながらも複雑な流況を呈する。合流後の流れは、中の島流頭部右側付近の河床を極めておう勢に洗掘する。しかし、対岸の右岸側においては、流速が小さくたい積傾向が顕著である。その位置は利根川高水敷の流れが、江戸川低水路に落ち込む付近の下流側に相当する。さらに、中の島流頭部と江戸川左岸低水護岸が接続する付近に設置された越流堤の下流側、すなわち高水路側の直下流は、越流堤の天端Y.P. + 1 1.5 m程度までたい積する。高水路は一般にたい積傾向にあり、とりわけ中の島左側沿いと左岸の高水敷上のたい積が顕著である。

図-3.2は、総流量 $14,000\text{ m}^3/\text{s}$ を模型時間で80分間通水した後の洗掘およびたい積傾向を示したものである。図中の変動のない部分は高水敷で、模型では固定床として作製しており、実際にはいずれの実験においても浮遊河床材料の沈でん・たい積がみられた。洗掘・たい積傾向図は、先の流況観察の結果を裏付けている。すなわち、江戸川流頭部低水路右岸側は、たい積傾向を示し、逆の左岸側は洗掘傾向を顕著にあらわしている。ただし、右岸高水敷より

低水路に流入する付近は、周囲と異なって局所的に、洗掘傾向にある。また、中の島左側の高水路部は、ほぼ全面的にたい積傾向にある。なお、図—3.2に示した実験結果は、全般的に洗掘が強調されている。しかし、境界条件である河床材料の上流からの供給に関する相似性が検証できないため、現実に生じうる現象であるとは即断しかねる。

一般に、分流後の利根川筋は分流前および江戸川筋に比べ、洗掘傾向が消極的である。このことは、流況観察において述べた流砂の利根川分派優勢説を裏付けている。一方、実験では模型下流部に沈砂池を設け、流失河床材料の防止に努めた。もちろん、沈砂池にとどまらず流失



写真—3.5 河 床 変 動

不定流実験終了後

利根川 $\times 1.2$  2.0 Km断面付近より下流をみる。江戸川筋の河床低下が顕著であったがこの写真では明らかではない。

する材料も相当量あったが、沈砂池からの排水路を各派川河道に比例して作製しているので、利根川および江戸川筋の移動量を相対的に比較する範囲内では、大きな問題にはならないと判断できる。したがって、この回収量は両派川の流砂量の指標になろう。総流量が $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・ $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ と不定流および $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の長時間通水実験における両派川の流出河床材料比を、表—3.1にまとめた。同表でみる限り、江戸川流出量の2～4倍に相当する量が、利根川流出量となっている。もっとも、両派川流末部における各沈砂池の浮遊石炭粉沈降特性を考慮すれば、この比はもっと小さくなると推察される。

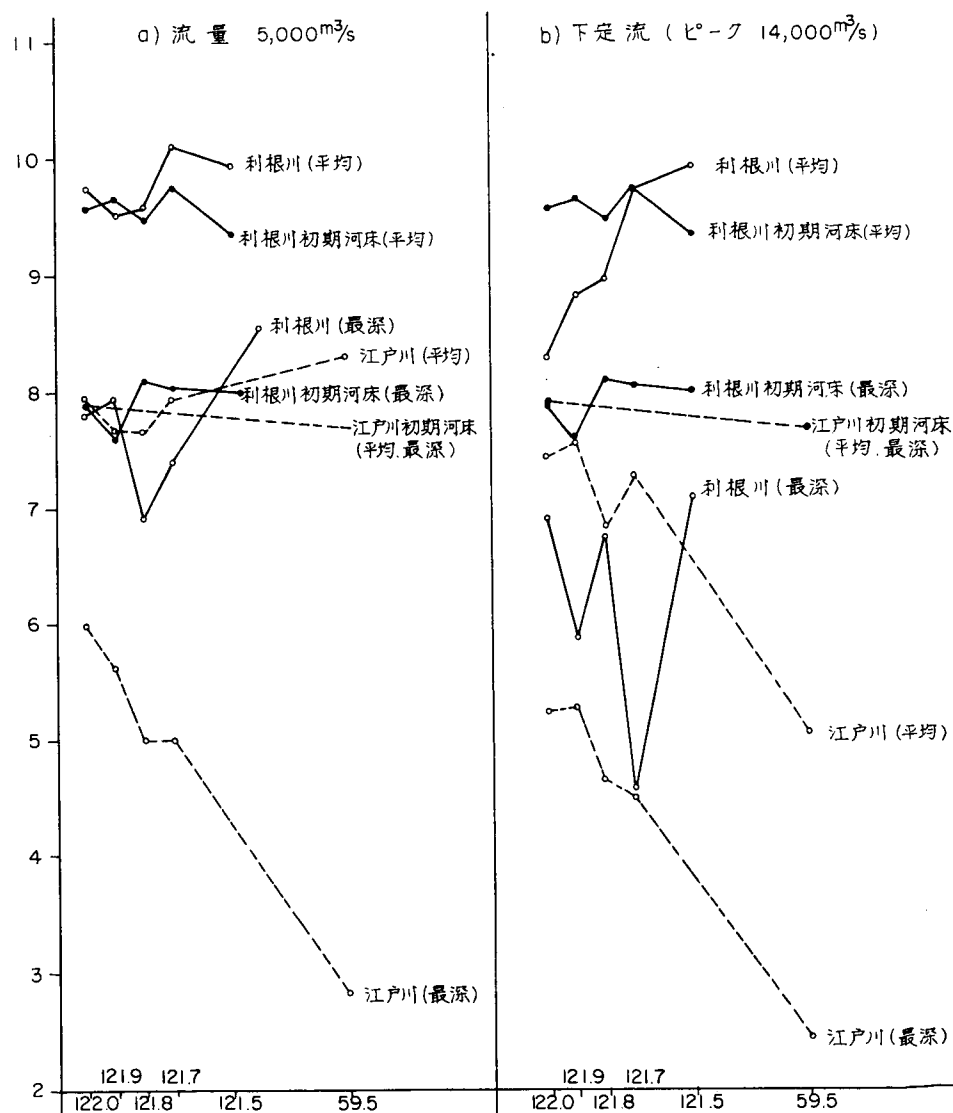
表 - 3. 1 流砂量利根川・江戸川比較表

| 総 流 量                       | 江戸川分流量                      | 利根川流出量／江戸川流出量 |
|-----------------------------|-----------------------------|---------------|
| 5,000 $\text{m}^3/\text{s}$ | 2,570 $\text{m}^3/\text{s}$ | 2.9           |
| 14,000                      | 6,140                       | 2.9           |
| 不定流 ピーク14,000               | ピーク時 5,740                  | 4.0           |
| 18時間通水 5,000                | —                           | 2.3           |

## 2) 河床変動が分流量に及ぼす影響

流送河床構成材料の分流が、利根川筋に偏するため、各派川流頭部における平均河床高は、相対的に利根川筋が高くなる傾向にある。この現象を確かめるため、総流量が  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  および不定流実験の場合の結果について、平均河床高および最深河床高を図 - 3.3 にまとめた。

図 - 3.3 河床変動縦断面図



なお、この比較図は、低水路を主とした移動河床部のみを対象としている。同図でみれば理解できるように、実験終了後の平均河床高はそれほど顕著ではないが、最深河床高はきわめて江戸川筋の洗掘を強調している。

このような、分流点における河床変動特性が、分流量に及ぼす影響をみるため、実験結果を表－3.2に示した。移動床模型に対する検証実験の結果、表－2.3に示したように下流部は、

表－3.2 河床変動～江戸川分流量相関表

注；実験結果は粗度係数の影響を除去していないため、  
厳密には河床変動～分流量相関ではない。

| <div> <div>実験番号<br/>中の島案<br/>江戸川粗度</div> <div>総流量</div> </div> | №.3 実験  | №.4 実験  | №. 8 実 験 |         |         |         |
|----------------------------------------------------------------|---------|---------|----------|---------|---------|---------|
|                                                                | 拡幅案     | 修正案     |          |         |         |         |
|                                                                | 0.022   | 0.025   | 0分～ 5分   | 5分～13分  | 13分～20分 | 20分～90分 |
| $m^3/s$                                                        | $m^3/s$ | $m^3/s$ | $m^3/s$  | $m^3/s$ | $m^3/s$ | $m^3/s$ |
| 5,000                                                          | 2,480   | 2,440   | 2,500    | 2,600   | 2,550   | 2,570   |
| 14,000                                                         | 5,995   | 5,970   | 6,120    | —       | 6,140   | —       |

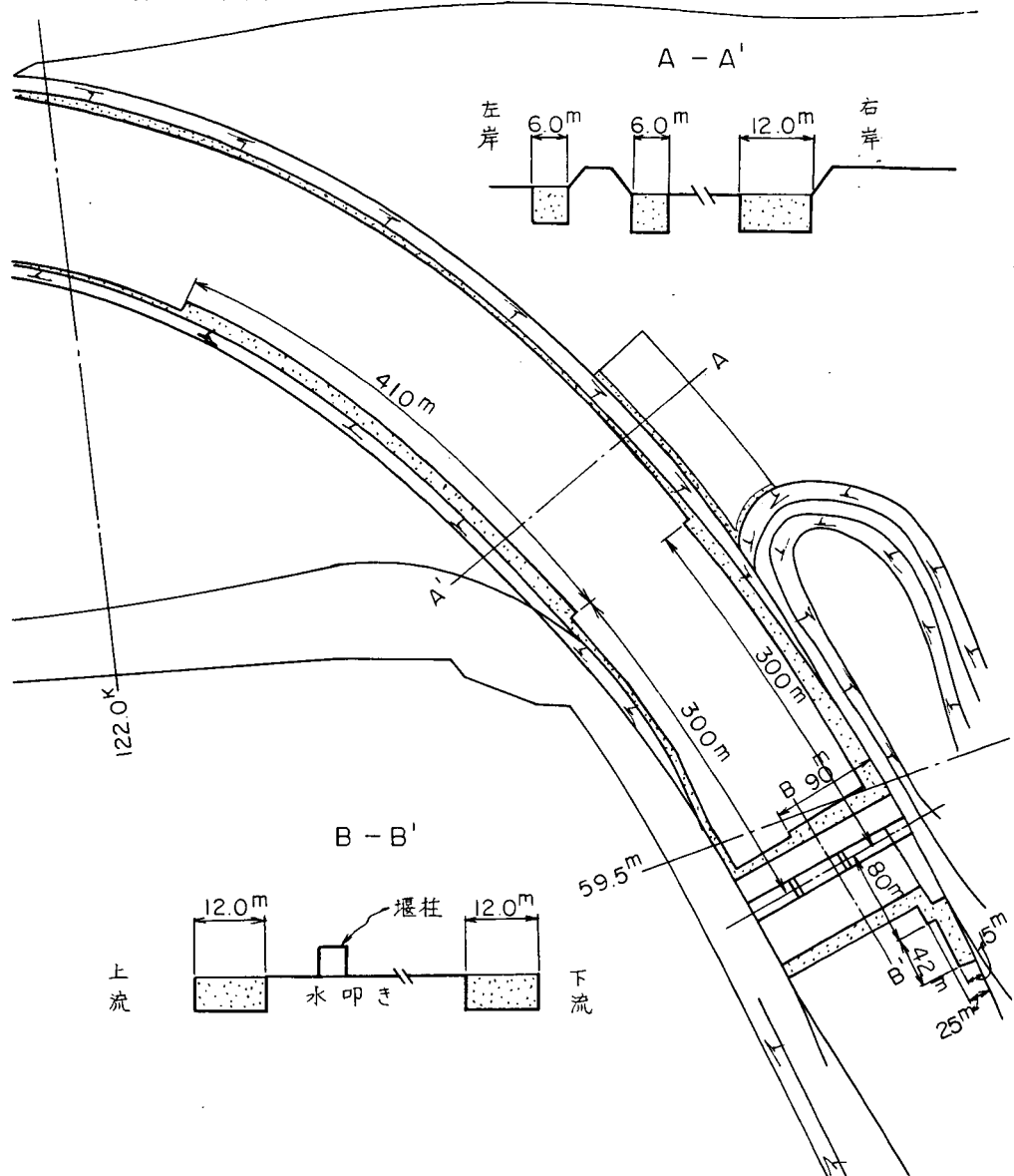
せき上げ背水の影響を差し引いたとしても、粗度係数が若干大きすぎるきらいがあった。この意味で厳密な河床変動～分流量相関とはいえないが、両派川で水位が上昇しているとすれば、分流量の傾向をは握することはできよう。実験の初期段階においては、砂れんが充分発達していないため、水位が全体に低くあらわれ、分流量としても不安定であるが、今回の実験では約5～10分程度を要せば、水位および分流量とも安定するようである。なお、時間要素については模型値であり、実験条件としては関宿水閘門および粗度係数を除いて、№.3実験と一致する。表－3.3を見ればわかるように、総流量のいかなをとわず、固定床実験よりも江戸川分流量が多くなっている。とりわけ総流量  $5,000 m^3/s$  の場合の増加率が、計画高水流量を流した場合に比べてきわだっている。以上の点から、流送土砂は利根川筋に多く入り、その結果流量は、固定床実験の分流比以上に江戸川によけいに分流するといえるようだ。

#### 4) 局所洗掘対策

今までふれたように、江戸川流頭部低水路兩岸の護岸根入れ部および関宿水閘門上下流における洗掘は、極めて大きいことが判明した。したがって、計画高水流量を対象にして、この洗掘に対処するための実験と検討を2回にわたって実施した。

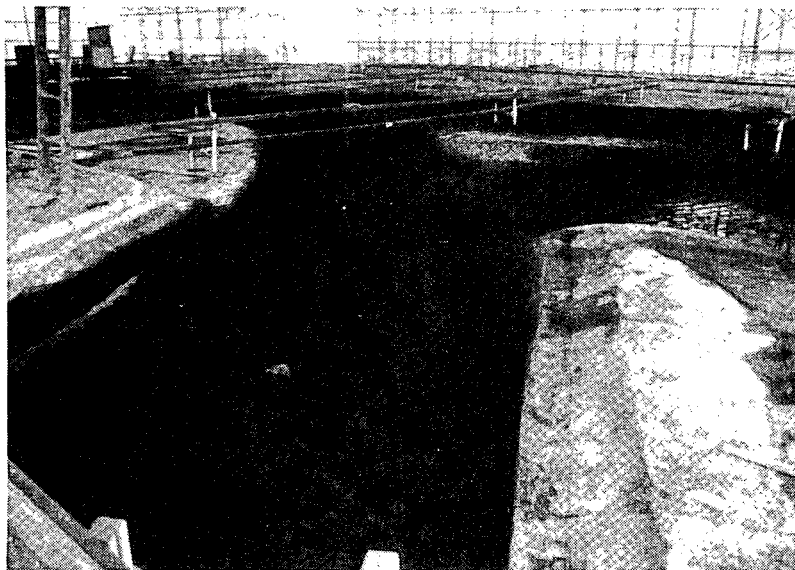
保護工の規模については、図－3.4 に示す。低水路右岸の根入れ部の保護工は、利根川高水

図－3.4 保護工範囲図



敷の流れが落ち込む個所で幅 12 m とし、その他の場所は 6 m 程度でよいとの結論を得た。また、左岸側においては、中の島流頭部付近より上流で幅 6 m、下流は水閘門までの間を 12 m 程度が必要と思われる。なお、中の島上流端に位置する越流堤の下流側と中の島の上流側についても、幅 6 m 程度の保護工を施しておいた方がよからう。さらに、関宿水閘門水叩の上下流にも 12 m 以上の護床工を設けるのがよからう。

保護工および護床工によって、局所的に洗掘される個所を先に述べた規模で防止した場合の河床変動結果は、図－3.5 に示すとおりである。なお、同図の等高線は実験初期河床、したがって E<sub>1</sub> 河道の河床高に対しての変動量を示している。同図によれば、保護工の効果はあらわれているものの、依然として利根川高水敷からの落ち込みがある江戸川低水路右岸側、さらに低水路左岸側の水閘門上流および下流の河床低下量は著しく、施工後の充分な管理が必要と思



写真— 3. 6 局 所 洗 掘

不定流実験終了後

関宿水閘門付近より上流をのぞむ、中の島左側（写真中央よりやや右寄）の低水護岸根入部の局所洗掘に注目

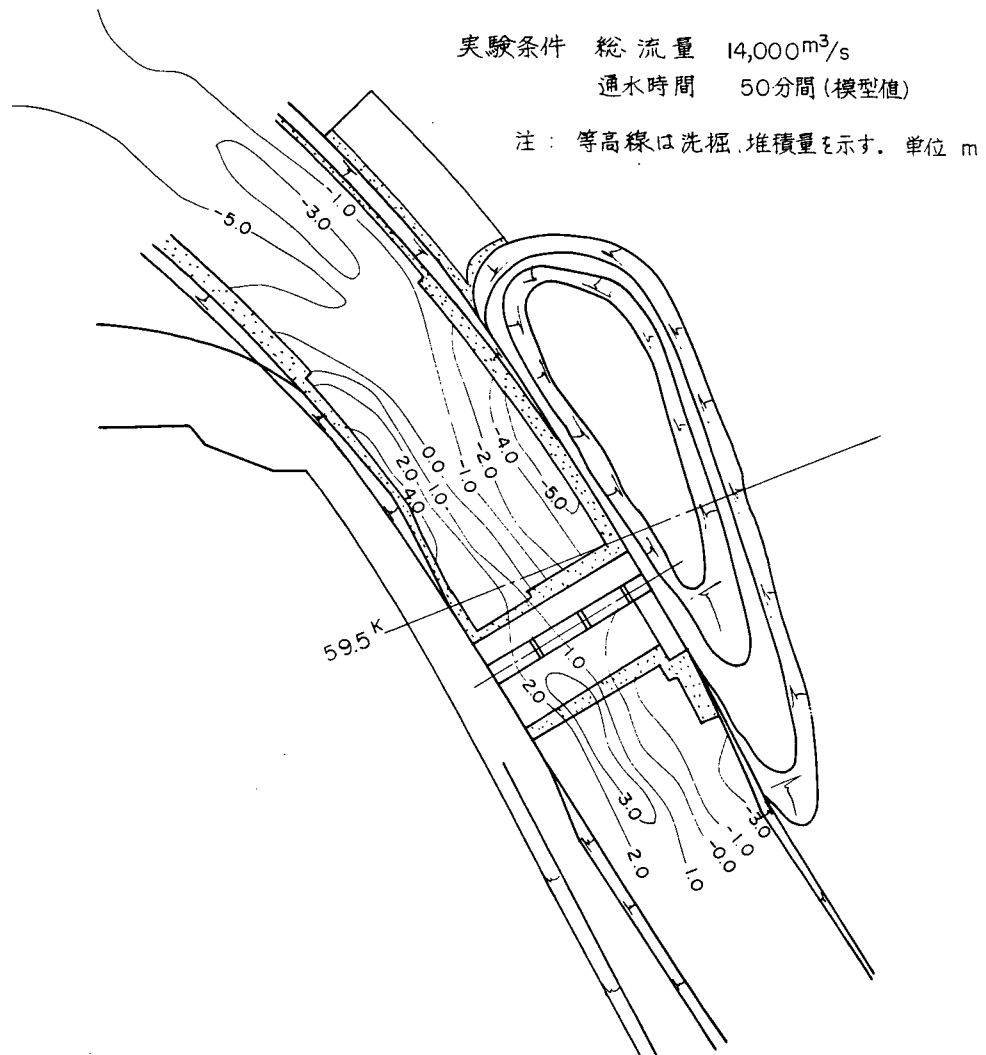


写真— 3. 7 高水路の河床たい積

総流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$

江戸川流頭部中の島上流側付近を低水路側よりのぞむ、高水路はモルタルによる固定床であったが、ほぼ全面にわたりたい積している。

図-3.5 保護工施工後の河床変動図



われる。また、関宿水閘門上における出水後の河床材料のたい積も顕著であり、ゲート操作に支障を及ぼさないような措置の検討が必要になろう。

#### 第4節 計画高水流量以外の分流

計画高水流量を計画配分案どおりに分流させえる中の島の検討は、ほぼ満足できる結果を得た。この時の条件は、利根川筋河道を現状断面とし粗度係数を0.020、江戸川筋はE<sub>1</sub>河道で粗度を0.025とし、関宿水閘門は最終案で、かつ中の島を拡幅案とした。このような諸条件で設計された分流点が、計画高水流量以外の洪水および平水に対する分流実態を、実験結果を用いてふれる。なお、合わせて中の島をはさむ高水路および低水路が、有している疎通能力について記述する。

## 1) 洪水の分流

№3 実験は利根川筋を現状河道 ( $n = 0.020$ ) とし、江戸川は E<sub>1</sub> 河道で粗度係数を 0.022 に合わせ、中の島形状は拡幅案で、関宿水閘門を改良案といった諸条件の組合わせであった。№4 実験は№3 実験の条件のうち、江戸川粗度係数を 0.025 に増やし、中の島を事務所修正案に変更して実施した。この両ケースの各総流量に対応する江戸川分流量は、表 3.3 に示すとおりである。ところが、この両ケースは最終案条件を満たしていないので、両ケースの測定値より諸条件を最終案にした場合の分流量を求め、合わせて表 3.4 に示した。ただし、この計算値は安全側をとっているため、最大値を示している。また、関宿水閘門のゲートは、全門全開という条件とした。

同表でみると、高水路が有効河積としない中小洪水に対しては、両ケースの分流量の差は顕著でない。逆に流量が大きくなると、中の島および江戸川の粗度係数の影響が著しくなる。最終案の諸条件による分流比は、18,000  $m^3/s$  で約 40 % を示し、1,000  $m^3/s$  を越える流量で 50 % 程度となるようだ。

次に、表 3.4 に、関宿水閘門ゲートを全門全閉にした場合の実測分流量を示した。全門全閉にするということは、低水路は有効河積でなくなり、高水路だけで流過することになる。同表でみると計画高水流量程度の出水ならば、関宿水閘門を全門全閉することによって 1,000  $m^3/s$  強の流量を利根川筋に分流増加させえりし、18,000  $m^3/s$  程度の大出水ならば全門全閉することにより、江戸川への流入量を計画配分流量程度に抑制

表-3.3 洪水の江戸川分流量比較表(ゲート全門全開)

注: ( ) 書は分流比

実験ケースは表-2.6 の分類による。

| 実験ケース<br>総流量 | №3 実験                    | №4 実験                    | 最終案<br>内挿法       |
|--------------|--------------------------|--------------------------|------------------|
| $m^3/s$      | (42.7)                   | (41.3)                   | (40.8)           |
| 18,000       | $m^3/s$<br>7,690         | $m^3/s$<br>7,430         | $m^3/s$<br>7,350 |
| 14,000       | (42.8)<br>5,995          | (42.6)<br>5,970          | (41.8)<br>5,850  |
| 10,000       | (46.0)<br>4,600          | (44.3)<br>4,430          | (43.0)<br>4,300  |
| 5,000        | (49.6)<br>2,480          | (48.8)<br>2,440          | (48.0)<br>2,400  |
| 1,000        | (55.0)<br>550            | (55.0)<br>550            | (55.0)<br>550    |
| 500          | (75.0)<br>375            | (76.0)<br>380            | (75.0)<br>375    |
| 備考           | 中の島拡幅案<br>江戸川粗度<br>0.022 | 中の島修正案<br>江戸川粗度<br>0.025 |                  |

表-3.4 洪水の江戸川分流量比較表(ゲート全門全閉)

注: ( ) 書は分流比

実験ケースは表-2.6 の分類による。

| 実験番号<br>中の島案<br>総流量( $m^3/s$ ) | №3 実験<br>拡幅案 | №4 実験<br>修正案 |
|--------------------------------|--------------|--------------|
| 18,000                         | (32.8) 5,900 | (35.6) 6,400 |
| 14,000                         | (31.8) 4,450 | (33.9) 4,740 |
| 10,000                         | (31.0) 3,100 | (33.7) 3,370 |
| 5,000                          | (31.8) 1,590 | (36.0) 1,800 |

することが可能である。ただし、この場合の高水路における河床付近の流速は総流量が  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  のケースでも、最大値で  $5.5 \text{ m/s}$  をこえており、護床工なしの操作は論外となろう。また、同様に総流量が  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  のケースで、ゲートを全門全閉にした場合の水門上下流の水位差は、 $2 \text{ m}$  近くも達している。したがって、もし洪水時のゲート操作をおこない、かつ天端からの越流がない構造であれば、設計で見込んだ水位差を上まわっているため、実施設計にあたっては、水位差のとりかたに検討を加える必要があろう。

## 2) 低水の分流

一方、低水の分流に関しては、ゲートの操作規則を検討する資料を得るため、実験を実施した。

Ⅱ-3 実験において、ゲートを全門全閉の状態での島上流の越流堤より越水しない最大総流量  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  を与え、左岸側のゲートより1門ずつ開放し、全門全開に至る間のゲートの各状態における江戸川流入量を測定した。この測定結果は、表-3.5に示すとおりである。Ⅱ-3 実験は各実験条件のうち、江戸川粗度係数および

関宿水閘門が、それぞれ計画案または最終案になっていない。これらの実験条件要素が、分流量に及ぼす影響を検討してみる。まず、関宿水閘門の各案が、低水分流に及ぼす影響は、1門当たり  $5 \text{ m}$  だけ最終案の幅がせまくなっている。フルード数が最大になる1門開放時においても約  $0.35$  程度である。したがって、急縮による水面低下量に影響を及ぼす流速および流積比の差は、極めて小さく関宿水閘門の相違が、低水

時の分流に与える影響は小さいと判断される。一方、江戸川筋の粗度係数の相違が低水分流に及ぼす影響は、少なくとも理屈から考えれば、表-3.5に示す江戸川分流量より、計画粗度における江戸川流入量が減るものと判断される。各条件が最終的な条件下による低水実験は実施していないが、粗度の実態を考慮すれば高水分流実験同様、江戸川筋の粗度を計画以下におさえたⅡ-3 実験(表-3.5)の結果が、江戸川改修後の実態を反映しているものになると思われる。測定結果は、流心が左岸の中の島側に寄っているため、左岸の1門開放だけで、 $54\%$ に相当する  $270 \text{ m}^3/\text{s}$  の分流が可能となる。そして、全門全開時には、 $500 \text{ m}^3/\text{s}$  の  $75\%$  に相当する  $375 \text{ m}^3/\text{s}$  が江戸川筋に流入している。なお、表-3.5の2門全開時における江

表-3.5 操作ゲート～低水分流相関表(1)

Ⅱ-3 実験

| ゲート 操作  | 江戸川流入量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 分流比<br>(%) |
|---------|-------------------------------------|------------|
| 全 門 全 閉 | 0                                   | 0.0        |
| 1 門 全 開 | 270                                 | 54.0       |
| 2 門 全 開 | 300                                 | 60.0       |
| 全 門 全 開 | 375                                 | 75.0       |

注：総流量を  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  に固定  
ゲート操作順序は左岸から  
中の島は拡幅案

戸川流入量  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  は、若干小さすぎるきらいがある。

次に、中の島拡幅案で  $0.022$  粗度の №3 実験および事務所修正案で計画粗度  $0.025$  の  
・ №4 実験については比較してみる。この時の条件は、中の島上流の越流堤より越水させない  
つまり高水路は冠水させないで、先ほどと同様のゲート操作を実施した場合、各ゲート状態に  
おける最大総流量および江戸川筋への流入量を求めた。測定結果は表－3.6 に整理して示すと

表－3.6 操作ゲート～低水分流相関表 (2)

| ゲート<br>操作 | 実験ケース<br>№3 実験 (中の島拡幅案)          |                                     |            | №4 実験 (中の島修正案)                     |                                     |            |
|-----------|----------------------------------|-------------------------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|------------|
|           | 総流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 江戸川流入量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 流入比<br>(%) | 最大総流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 江戸川流入量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 流入比<br>(%) |
| 全門全閉      | 500                              | 0                                   | 0.0        | 500                                | 0                                   | 0.0        |
| 1門開放      | 740                              | 340                                 | 46.0       | 740                                | 340                                 | 46.0       |
| 2門開放      | 1,090                            | 620                                 | 56.9       | 1,000                              | 520                                 | 52.0       |
| 全門全開      | 1,100                            | 650                                 | 59.1       | 1,000                              | 560                                 | 56.0       |

注：越流堤より越水しない条件下の最大各流量  
ゲート操作順序は左岸より

おりである。№4 ケースの実験条件が、最終案となっていない部分は、中の島形状と関宿水閘門である。しかし、関宿水閘門については、別途検討することにし、中の島の形状については、流れが低水路だけであるため各案による相違が全くなく、したがって流入量への影響もない。実験結果より江戸川流入量についてみると1門開放時は実験ケースによる差は見られず、2門以上の開放に至って流入量の差が表われている。この原因は、1門開放時においては、水面低下量が粗度係数の違いによる水位差よりも大きく、関宿水閘門下流水位に大きく左右されることなくきまるためと判断される。これに対して、2門以上になると粗度係数の相違が水位に影響を及ぼし、実績粗度を使用した №3 実験の場合の江戸川流入量が大きくなっている。このことは、逆にいえば利根川筋の河道条件および分流点付近の水位を一定に保ち、江戸川筋への流入量を変化させる実験に相当する。したがって、両ケースの2門以上開放の4測定結果の利根川筋分派量は、 $440 \sim 480 \text{ m}^3/\text{s}$  の範囲内に分布している。

一方、2門開放および全門全開時における総流量の差がないのは、右岸側ゲートが低水に対しては、ほぼ無効であることを示している。

### 3) 低・高水路の疎通能力

中の島をはさむ低水路および高水路が、洪水時にどのような割合で江戸川流入流量を疎通しているかを把握するため、各水路を流過する流量を測定した。測定した断面は、関宿水閘門の上流 $\#59.6$ 断面と下流の $\#59.4$ 断面を選定した。測定方法は各断面の低・高水路別に流速分布を測定し、隣接測定間を等分した範囲に区分した流積に流速を乗じて流量を求めた。その計算結果は表一 3.7 に示す。

表一 3.7 低・高水路疎通能力表

注：空欄は未実験

上段は $59.6$  Km断面、下段は $59.4$  Km断面

水路区分欄の流入量とは江戸川末部実測流量

総流量欄の○印はゲート全門全閉の場合で $\#2$ 実験の結果である。

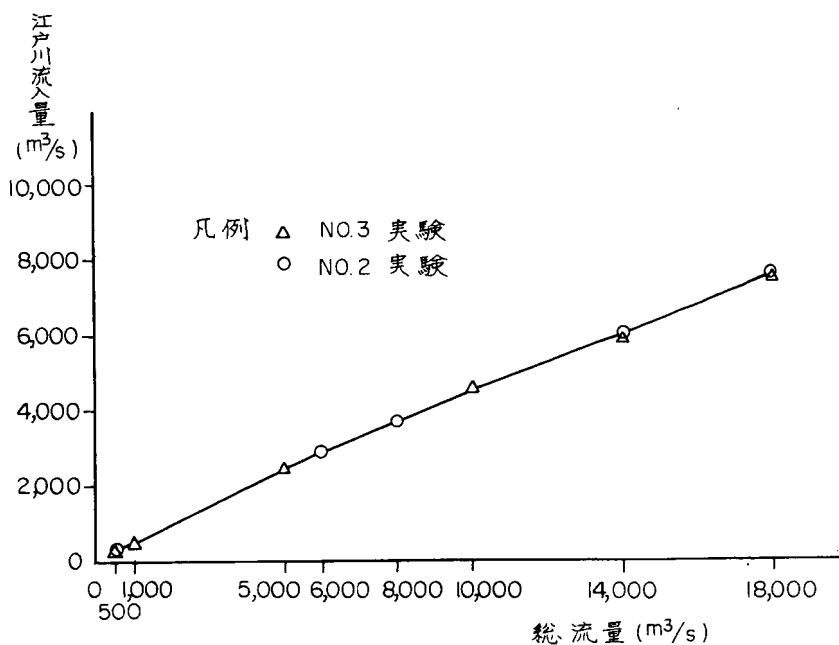
| 実験ケース<br>水路区分<br>総流量 | $\#3$ 実験 (中の島拡幅案) |                |        | $\#4$ 実験 (中の島修正案) |                |        |
|----------------------|-------------------|----------------|--------|-------------------|----------------|--------|
|                      | 高水路               | 低水路            | 江戸川流入量 | 高水路               | 低水路            | 江戸川流入量 |
| 18,000               | 3,522<br>3,715    | 4,012<br>4,186 | 7,690  | 4,037<br>3,833    | 3,310<br>3,669 | 7,430  |
| 14,000               | 3,001<br>2,650    | 3,196<br>3,482 | 5,995  | 2,985<br>3,009    | 3,122<br>3,171 | 5,970  |
| ○14,000              | 4,568<br>4,564    | —<br>—         | 4,450  |                   |                |        |
| 10,000               | 1,993<br>1,882    | 2,442<br>2,808 | 4,600  | 1,979<br>1,891    | 2,479<br>2,451 | 4,430  |
| 5,000                | 691<br>717        | 1,729<br>1,887 | 2,480  | 984<br>755        | 1,675<br>1,906 | 2,440  |

表に示した低水路および高水路の流過量の合計が、流入量欄の流量と一致しなければならないが、若干のばらつきがみられる。この相違は死水域のとりかた、流向角度の修正および測定誤差等のために発生しているもので、この程度の差はやむをえないと判断される。

$\#2$ および $\#3$ 実験における実験条件の相違は、関宿水閘門が概略案の4門から改良案に変更しただけである。この両者のゲート全門全開時における江戸川流入量の測定値は、図一 3.6 に示すように非常にスムーズな線形を示しており、また、総流量が重複する $18,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では $10 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ および $500 \text{ m}^3/\text{s}$ では $5 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の差で $\#2$ 実験が、それぞれ多く流入しているものの、極めて近似した値を得ている。このことから、関宿水閘門の変化が分流量に対し、大きく左右するとはいえない。したがって、全門全閉にした場合の高水路のみからの分流実験は、 $\#3$ ケースにおいても適用できるといえよう。表一 3.6 に示す結果から、

計画高水流量の  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の出水時に、ゲートを全門全閉にすれば、全門全開時に低水路を流過していた約  $3,200 \text{ m}^3/\text{s}$  余りの流量の約半分が高水路を流れ、残りの約半分が利根川筋に分流することになる。計画高水流量以外の洪水に対し、関宿水閘門を全門全開にした場合の流速分布測定は実施していないが、こ

図 - 3.6 総流量～江戸川分流量相関図 (No. 2・3 実験)



の法則は他の流量に対しても適用できる。すなわち、表 - 3.3 に示した全門全閉時の江戸川流入量は、表 - 3.6 に示す低水路流過流量の約半分を高水路流過流量に加えた値にほぼ一致する。

次に、江戸川流入量と低・高水路流過比の相関関係についてみる。表 - 3.6 に示す計算結果は、江戸川流入量が多いほど、低・高水路を流れる流量のうち、高水路の流過量の比が大きくなることを示している。表

表 - 3.8 低・高水路流過流量分流比比較表

一 3.8 は No. 3 および No. 4 実験の水閘門全開時における No. 5 9.6 および No. 5 9.4 断面の平均流量の低水路分に対する高水路分の比をまとめたものである。この結果によれば、高水路流過量の比が最大のケースは No. 4 実験の総流量  $18,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、最小のケースは No. 3 実験の総流量  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  となる。この現象の原因は、粗度係数の影響と中の島の形状がその主なものとして考えられる。すなわち、粗度係数が小さければ水位が相対的に低下し、したがって径深も小さくなる。低・高水路

| 総流量<br>(m³/s) | 実験<br>ケース<br>低・高水路 | No. 3 (中の島<br>拡幅案<br>(%)) |  | No. 4 (中の島<br>修正案<br>(%)) |  |
|---------------|--------------------|---------------------------|--|---------------------------|--|
|               |                    |                           |  |                           |  |
| 18,000        | 低                  | 5 3.1                     |  | 4 7.0                     |  |
|               | 高                  | 4 6.9                     |  | 5 3.0                     |  |
| 14,000        | 低                  | 5 4.2                     |  | 5 1.2                     |  |
|               | 高                  | 4 5.8                     |  | 4 8.8                     |  |
| 10,000        | 低                  | 5 7.5                     |  | 5 6.0                     |  |
|               | 高                  | 4 2.5                     |  | 4 4.0                     |  |
| 5,000         | 低                  | 7 2.0                     |  | 6 7.3                     |  |
|               | 高                  | 2 8.0                     |  | 3 2.7                     |  |

注：数値は江戸川流入量に対する低・高水路の各分流比である。

路の河床高の差は約  $1.8 \text{ m}$  あるので、水位の低下は高水路流過能力に対し相乗的な低下効果を

もたらず。さらに、中の島上流の流向は、その主流が左岸によろうとする傾向が強い。したがって、中の島の左側の通水巾の広さが高水路流入量を左右することになる。

№.3 実験で総流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  に対する低・高水路流速分布図を図-3.7に示す。同図でみると№.5 9.6断面における低水路水位は約  $Y.P + 1.6 \text{ m}$  弱、高水路水位は  $Y.P + 1.6.8 \text{ m}$  程度となって、低・高水路の水位差は約  $80 \text{ cm}$  ある。№.5 9.4断面においては、その差は約  $70 \text{ cm}$  程度と縮まっている。加重平均による平均流速は、高水路の№.5 9.6断面で  $2.76 \text{ m/s}$  と下流断面の  $2.58 \text{ m/s}$  に対し、低水路では  $2.42 \text{ m/s}$  と  $2.49 \text{ m/s}$  という値を示している。また、河床付近の底面流速は高水路で最大  $3 \text{ m/s}$  弱、低水路で  $2.66 \text{ m/s}$  となっている。この図からも低水路における流心は、中の島寄りにあらわれていることがわかる。なお、高水路においては、水路中央からやや左岸側にあらわれている。

## 第4章 河道案・構造物案等が及ぼす影響

利根川筋についていえば現状河道以外に将来河道2種類、江戸川筋はE<sub>1</sub>河道を含め3種類の河道、中の島は3形状、関宿水閘門についても3案といったように、江戸川分流点を構成している主要な要素を変化させ、実験と検討をした。本章ではこれらの実験結果より、各要素が及ぼす分流量・水位・流況等についてふれる。なお、これらの要素を組合せるとばう大なケースとなるため、実験は必要最低限のケースにしぼった。にもかかわらず相当なケースとなるので、ここでは実験結果の資料を用いてふれるとともに想定ケースについても解析・考察していくことにする。

### 第1節 河道条件が及ぼす影響

利根川および江戸川に対する各河道案が諸水理現象に及ぼす影響は、それぞれの粗度係数と密接な関係にある。したがって、利根川についてはいずれの河道案に対しても同一の粗度であるが、江戸川筋については実績および計画粗度を対象に実験を行った。なお、これとは別に利根川および江戸川とも各3種類の粗度係数に対し、その相違を水位で与え分流量の測定を行った。

#### 1) 利根川筋各河道諸現象の相互比較

利根川筋の河道に対する実験は、現状断面と現河道の低水路1m掘削案および20,000 m<sup>3</sup>/sの疎通能力を有する合計3案について行った。各案の模型取り入れ範囲は、そのすべてに対し分流前後の河道を含ませた。一方、これらの河道案に対応させた江戸川筋は、前2者に対しE<sub>1</sub>河道、2万 m<sup>3</sup>/s河道に対しては9,000 m<sup>3</sup>/sの疎通能力を持たせたE<sub>4</sub>河道を組合せ、粗度については3河道とも計画の0.025で設定している。なお、江戸川E<sub>4</sub>河道および利根川2万 m<sup>3</sup>/s河道の組合せでは中の島形状を拡幅案で設定している。

##### ① 分流量について

利根川筋の各河道案の相違が分流量に及ぼす影響は、表-4.1に示すとおりである。なお、同表では利根川分流量および分流比、現状河道分流量に対する変化比等の項目についてまとめた。

低水路1m切下げ案河道は、現状河道に対し計画高水流量以上で6%増、総流量が10,000 m<sup>3</sup>/sで10%増、5,000 m<sup>3</sup>/s程度で14%増となっている。一方、関宿水閘門を全門全閉にした場合については、全門全開時の増加率に一致しているが、流量がさらに小さくなっていけばその増加率は大きくなっていくはずである。また、総流量が1,000 m<sup>3</sup>/s

表 4.1 利根川河道案分流量相互比較表

| ゲート<br>操作        | 江戸川筋河道条件<br>利根川筋河道案<br>総流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | E <sub>1</sub> 河 道               |            |                                  |                              | E <sub>4</sub> 河 道               |            | 変 化 比               |                     |
|------------------|---------------------------------------------------------|----------------------------------|------------|----------------------------------|------------------------------|----------------------------------|------------|---------------------|---------------------|
|                  |                                                         | No. 4                            |            | No. 6                            |                              | No. 7                            |            | No. 6<br>/<br>No. 4 | No. 7<br>/<br>No. 4 |
|                  |                                                         | 現 状                              | 河 道        | 低水路 1 m 切り<br>下 げ 河 道            | 2万 $\text{m}^3/\text{s}$ 河 道 |                                  |            |                     |                     |
|                  |                                                         | 分流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 分流比<br>(%) | 分流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 分流比<br>(%)                   | 分流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 分流比<br>(%) |                     |                     |
| 全<br>門<br>全<br>開 | 1 8,0 0 0                                               | 10,570                           | 5 8.7      | 11,190                           | 6 2.2                        | 10,980                           | 6 1.0      | 1.0 6               | 1.0 4               |
|                  | 1 4,0 0 0                                               | 8,030                            | 5 7.4      | 8,550                            | 6 1.1                        | 8,680                            | 6 2.0      | 1.0 6               | 1.0 8               |
|                  | 1 0,0 0 0                                               | 5,570                            | 5 5.7      | 6,100                            | 6 1.0                        | 6,350                            | 6 3.5      | 1.1 0               | 1.1 4               |
|                  | 5,0 0 0                                                 | 2,560                            | 5 1.2      | 2,930                            | 5 8.6                        | 3,120                            | 6 2.4      | 1.1 4               | 1.2 2               |
|                  | 1,0 0 0                                                 | 450                              | 4 5.0      | 420                              | 4 2.0                        | —                                | —          | 0.9 3               | —                   |
|                  | 5 0 0                                                   | 120                              | 2 4.0      | 130                              | 2 6.0                        | 330                              | 6 6.0      | 1.0 8               | 2.7 5               |
| 全<br>門<br>全<br>閉 | 1 8,0 0 0                                               | 11,600                           | 6 4.4      | 12,350                           | 6 8.6                        | —                                | —          | 1.0 6               | —                   |
|                  | 1 4,0 0 0                                               | 9,260                            | 6 6.1      | 9,800                            | 7 0.0                        | —                                | —          | 1.0 6               | —                   |
| 中 の 島 案          |                                                         | 事務所修正案                           |            |                                  |                              | 拡 幅 案                            |            | —                   |                     |

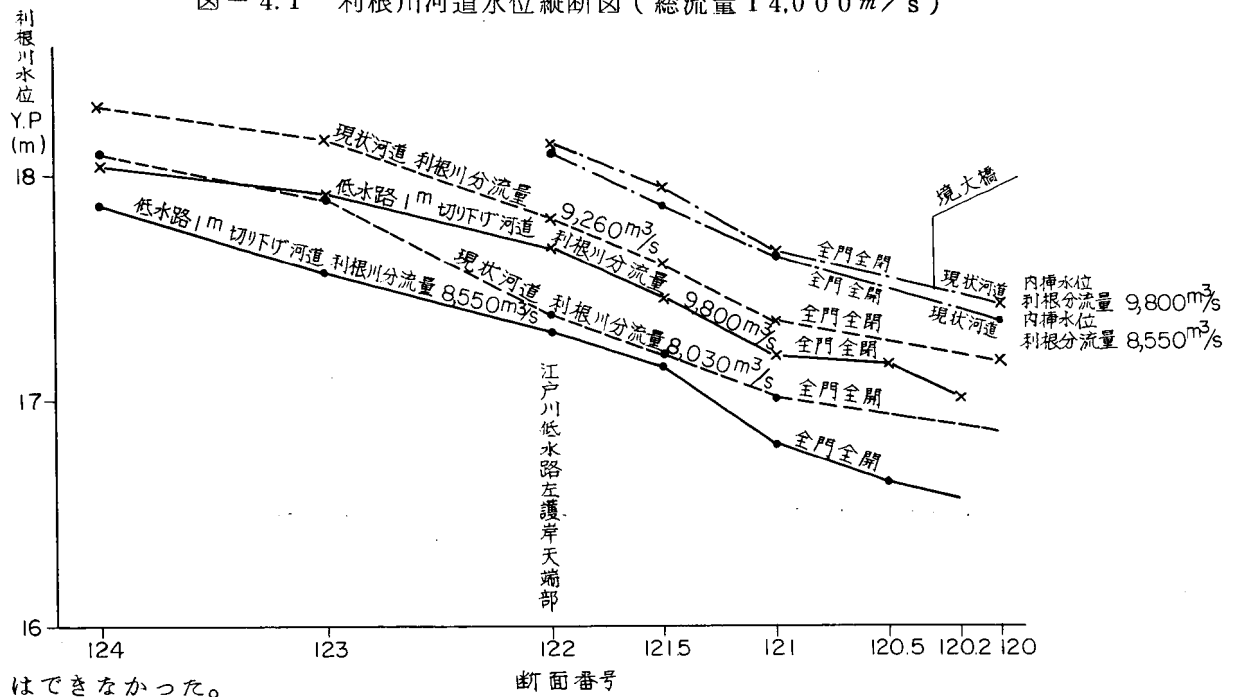
以下の流量に対する分流比および増加率が、1,000  $\text{m}^3/\text{s}$  以上の場合のそれと比較して不連続になっている。以上の変化は江戸川筋からいえば、利根川筋の低水路を1 m低下させることによって、計画高水流量で、500  $\text{m}^3/\text{s}$  強の流量減が期待できるということになる。

2万  $\text{m}^3/\text{s}$  河道については、No. 4 および No. 6 実験に比較し利根川および江戸川筋の河床を相対的に同程度の割合で低下させているにもかかわらず利根川筋への分流比が大きくなっている。この傾向は、総流量が小さくなるに従って顕著にあらわれている。これは高水敷の通水効果が低水路に比べて相対的に低下しているためと考えられる。総流量が20,000  $\text{m}^3/\text{s}$  の場合については、実験設備のつごうで実験を行っていないが、分流比の推移から判断すれば利根川筋に12,000  $\text{m}^3/\text{s}$  程度が分流するものと思われる。なお、No. 7 実験においては、総流量が5,000  $\text{m}^3/\text{s}$  の時に不連続な点があらわれている。

## ② 水位について

水位に関して、比較検討するために総流量14,000  $\text{m}^3/\text{s}$  に対する水位縦断を図4.1にまとめた。同図にはNo. 4 および No. 6 実験以外に、現状河道にNo. 6 実験結果のゲート全開時の分流量8,550  $\text{m}^3/\text{s}$ 、全閉時の9,800  $\text{m}^3/\text{s}$  が流れた場合の水位を、各断面の水位～流量曲線から求めて載せてある。なお、No. 7 実験においては、水位測定を実施していないため比較

図 - 4.1 利根川河道水位縦断面図 (総流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ )



はできなかった。

低水路 1 m 切下げ河道は現状河道に比べ、ゲート全門全開時において  $520 \text{ m}^3/\text{s}$  の流量増になっているにもかかわらず、5 ~ 40 cm 近くも水位が低くなり、全閉時には  $540 \text{ m}^3/\text{s}$  増であるのに 20 ~ 40 cm 以上低くなっている。一方、現状河道に 1 m 低下河道で流れた流量を流したとすれば、1 m 切下げ河道に比較してゲート全門全開時で約 80 cm、全門全閉時で 50 cm 程度も水位の上昇をきたすことになる。

2 万  $\text{m}^3/\text{s}$  河道の水位測定は行っていないが、不等流計算の結果より作った No. 120.5 断面の水位～流量相関図より、表 - 4.2 で水位を比較した。この結果によれば、先の低水路 1 m 切下げ案と現状河道

表 - 4.2 利根川各河道案 No. 120.5 断面水位比較表

の比較した結果がさら

に強調された感じとなっている。すなわち、総流量が  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合で 40 cm 弱の水位低下量であるのに対し、2 万  $\text{m}^3/\text{s}$  河道対現状河道ではその 6 倍の 2.30 m 弱の低下を

| 総 流 量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 利 根 川<br>分 流 量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 2 万 $\text{m}^3/\text{s}$<br>河道 水位<br>Y.P.(m) | 低水路 1 m<br>切 下 げ 案<br>Y.P.(m) | 現状河道<br>Y.P.(m) |
|------------------------------------|---------------------------------------------|-----------------------------------------------|-------------------------------|-----------------|
| 18,000                             | 10,980                                      | 16,030                                        | 17,585                        | 17,920          |
| 14,000                             | 8,680                                       | 14,720                                        | 16,640                        | 17,015          |
| 10,000                             | 6,350                                       | 13,360                                        | 15,560                        |                 |
| 5,000                              | 3,120                                       | 10,720                                        | 13,560                        | 13,980          |
| 実験 番 号                             | No. 7                                       | No. 7                                         | No. 6                         | No. 4           |

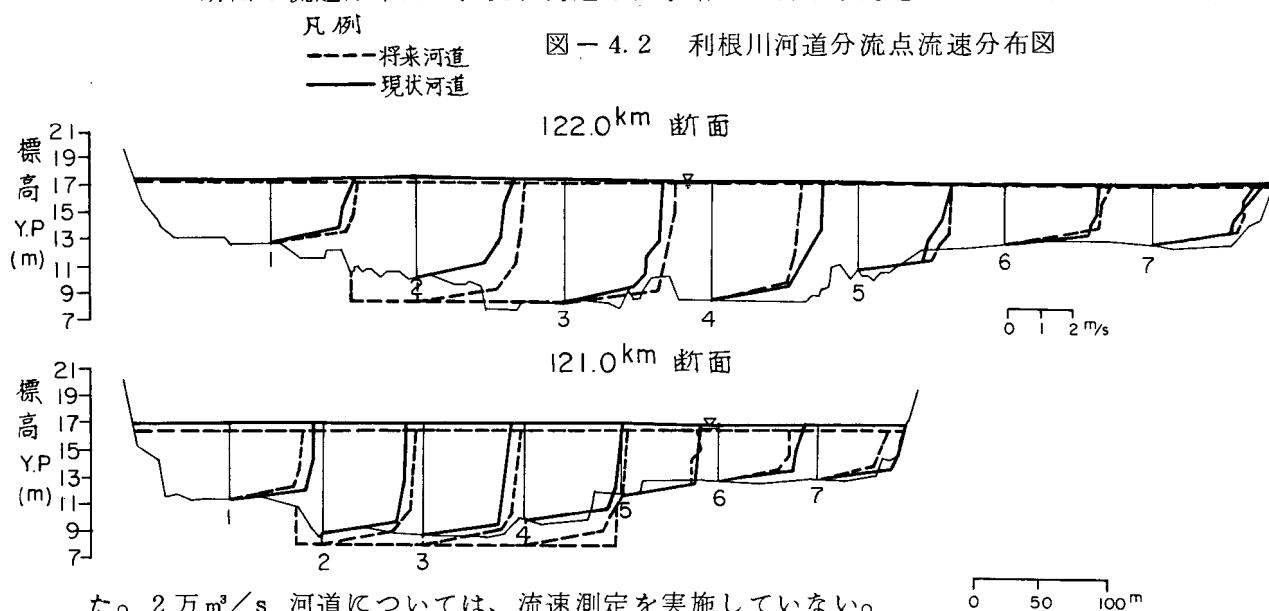
きたす。この傾向は分流量が小さくなればさらに大きくなる。つまり、河床を切下げた量が直接的に効果をあらわすことになる。したがって、利根川筋河道の掘削は、利根川分流量の

増加にもかかわらず水位の低下に関して大きな効果が期待できる。なお、ゲートを全門全閉にした場合は河道の形態を問わず、全門全開に比べて分流点付近で低下背水の傾向が顕著である。

### ③ 流速について

計画高水流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  を流した場合、分流点の  $\#122.0$  断面および分流後の  $\#121.0$  断面の流速分布図を、現状河道と低水路  $1 \text{ m}$  切下げ河道について図 - 4.2 で比較し

図 - 4.2 利根川河道分流点流速分布図



た。  $2 \text{ 万 m}^3/\text{s}$  河道については、流速測定を実施していない。

$\#122.0$  断面における流速は、利根川筋に分派する左岸寄り 3 点の流速が右岸側に比べ、現状河道より大きくなっている。これに対し、江戸川に分流する第 4 点目の分布はその逆の現象を呈し、第 5 測点より右岸側については両者に大きな差はみられない。このことは、分派量の変化と一致している。また、分派後の  $\#121.0$  断面低水路部の流速は、現状河道に比較し低水路  $1 \text{ m}$  切下げ河道が大きくなっており、高水敷は逆に小さくなっている。この現象は現状河道に比べ低水路  $1 \text{ m}$  切下げ河道の低水路に流れが集中していることを意味しており、分流量の項で述べた「高水敷の通水効果」の低下を裏付けている。

## 2) 江戸川筋各河道案諸現象の比較

江戸川筋の河道については  $E_1 \cdot E_4$  および暫定河道等に対し、実験と検討を実施した。この 3 案に対応する利根川筋河道条件が同一でないため、直接の比較はできないが間接的な手法により、比較した結果を以下に述べる。なお、 $E_1$  および  $E_4$  河道の粗度係数は、計画粗度の  $0.025$  を使用し、暫定河道に対しては実績粗度の  $0.022$  を用いている。

### ① 分流量について

昭和 45 年 10 月に開かれた歴代の所長会議で「現況の流頭部形状からみると、旧堤がだ

いぶ兩岸に残っており、現状における江戸川への分流量は  $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$  程度である。また、旧堤および水閘門を取払うと  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  程度の……分派増が見込まれるようである。」と概要の中で説明している。表－4.3 は、今回の実験で実施した江戸川筋の各河道案に対する

表－4.3 江戸川河道案分流量相互比較表

一欄は測定値なし

| ゲート操作            | 利根川筋河道条件<br>江戸川筋河道条件<br>実験番号<br>総流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 現 状 河 道 |                   | 低水路 1 m 切下げ河道     | 2 万 $\text{m}^3/\text{s}$ 河道 | 変 化 比           |                 |                 |                 |
|------------------|------------------------------------------------------------------|---------|-------------------|-------------------|------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|                  |                                                                  | № 5     | № 4               | № 6               | № 7                          | № 4<br>／<br>№ 5 | № 6<br>／<br>№ 4 | № 6<br>／<br>№ 5 | № 7<br>／<br>№ 5 |
|                  |                                                                  | 暫定河道    | E <sub>1</sub> 河道 | E <sub>1</sub> 河道 | E <sub>4</sub> 河道            |                 |                 |                 |                 |
| 全<br>門<br>全<br>開 | 18,000                                                           | 6,510   | 7,430             | 6,810             | 7,020                        | 1.14            | 0.92            | 1.05            | 1.08            |
|                  | 14,000                                                           | 5,010   | 5,970             | 5,450             | 5,320                        | 1.19            | 0.91            | 1.09            | 1.06            |
|                  | 10,000                                                           | 3,600   | 4,430             | 3,900             | 3,650                        | 1.23            | 0.88            | 1.08            | 1.01            |
|                  | 5,000                                                            | 1,850   | 2,440             | 2,070             | 1,880                        | 1.32            | 0.85            | 1.12            | 1.02            |
|                  | 1,000                                                            | 250     | 550               | 580               | —                            | 2.20            | 1.05            | 2.32            | —               |
|                  | 500                                                              | 110     | 380               | 370               | 170                          | 3.45            | 0.97            | 3.36            | 1.55            |
| 全<br>門<br>全<br>閉 | 18,000                                                           | 5,740   | 6,400             | 5,650             | —                            | 1.11            | 0.88            | 0.98            | —               |
|                  | 14,000                                                           | 4,290   | 4,740             | 4,200             | —                            | 1.10            | 0.98            | 0.98            | —               |

分流量を比較したものであるが、暫定河道に対する江戸川流入量は、先の概要説明の正しさを証明している。したがって、江戸川流頭部における旧堤の存在が、分流量に及ぼす影響は  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  程度とみてよからう。

利根川筋の改修を未着手のまま、江戸川筋を暫定河道から E<sub>1</sub> 河道に改修すれば、江戸川流入量は計画高水流量程度で約 2 割程度増加する。また、利根川筋の低水路を 1 m 切下げた後の改修であれば、その半分の 1 割程度となる。

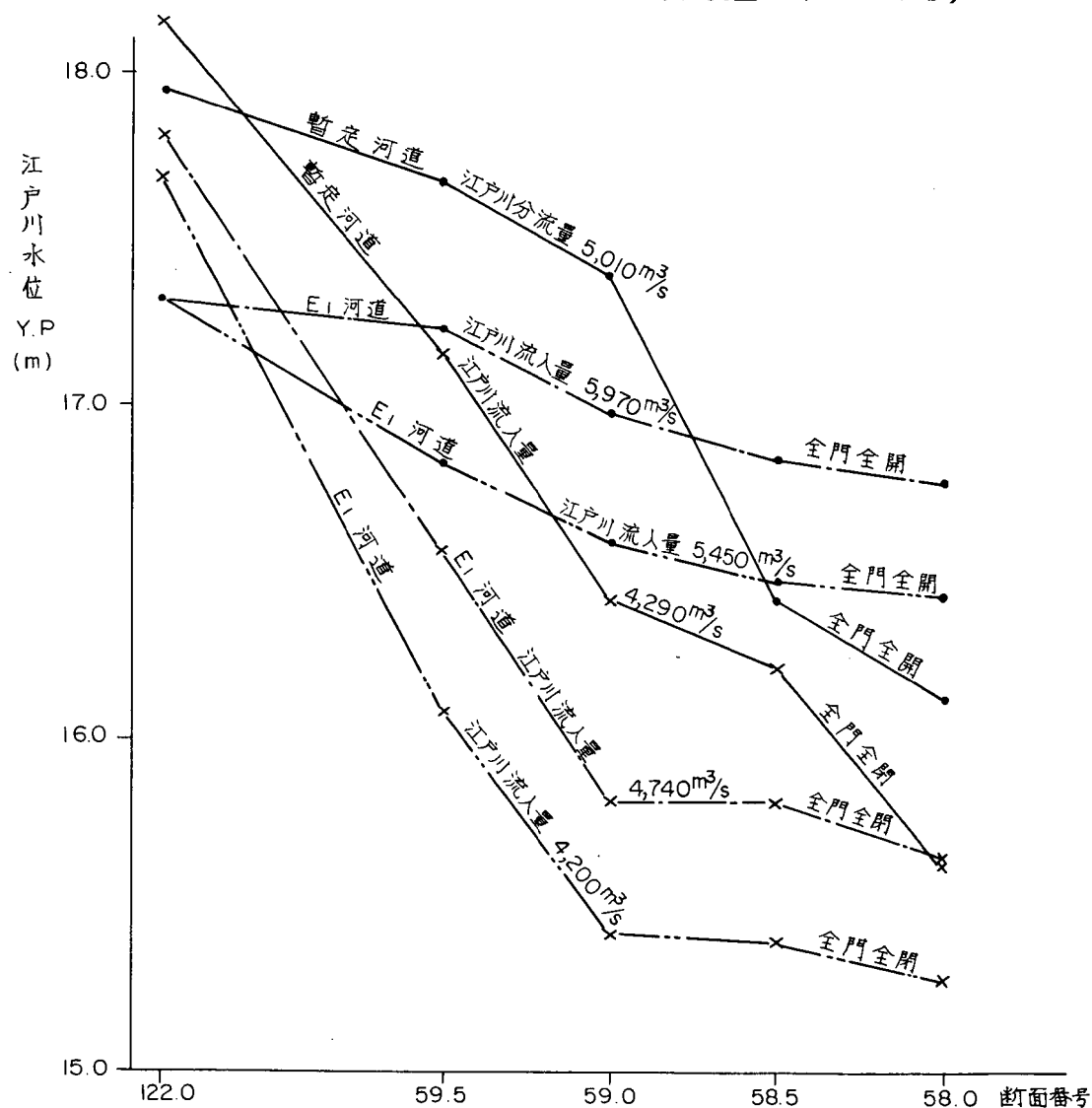
利根川 2 万  $\text{m}^3/\text{s}$  河道に対する江戸川 9,000  $\text{m}^3/\text{s}$  の疎通能力を有する E<sub>4</sub> 河道は、利根川が現状に対し江戸川が暫定断面の場合の分流比と大差はない。今回の実験では総流量 20,000  $\text{m}^3/\text{s}$  を流していないが、分流比から判断すると江戸川筋にはほぼ 8,000  $\text{m}^3/\text{s}$  程度の流入があるものと判断される。したがって、E<sub>4</sub> 河道にとってはその有する能力に対し 1,000  $\text{m}^3/\text{s}$  程度の余裕がある。ただし、この推測は中の島の形状を拡幅案に設定した場合である。№.6 および №.7 実験は №.5 実験に対し、江戸川筋の河床を切下げたにもかかわらず、江戸川流入量はそれほど増加していない。このことは、両派川を同時に切下げれば江戸川に

とって安全であるといえよう。したがって、利根川および江戸川の改修を考えると、各河道が分流量に及ぼす影響を考慮し、着工の手順を検討しなければならない。

## ② 水位について

総流量を  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  にした場合における河道案に対する実験結果水位を図-4.3に示した。同図に示す江戸川河道は E<sub>1</sub> および暫定河道である。E<sub>1</sub> 河道は利根川筋が現状の場

図-4.3 江戸川河道水位縦断図（総流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）



合と、低水路 1 m 切下げ案をとりあげた。したがって、実験番号としては、No. 4 ~ No. 6 実験の 3 ケースで、関宿水閘門を全門全開にした場合と全門全閉操作を対象にまとめた。

E<sub>1</sub> 河道でゲートを全門全開にすれば、ほぼ計画高水位程度になる。利根川の河道が、現状からの低水路 1 m 切下げ案に変わることにより、分流量は  $520 \text{ m}^3/\text{s}$  減少し、江戸川分流量点においては同程度の水位であるが、分流後は 40 cm 弱の水位低下をきたす。暫定河道の場合は、No. 4 実験の E<sub>1</sub> 河道に比べ  $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$  弱ほど分流量が少ないものの、流頭部にお

ける水位は60 cm程度高くあらわれている。しかし、中の島の下流付近においては逆に60 cm強の水位低下をきたしている。このため、暫定河道の水面形は低下背水の傾向にある。

関宿水閘門を全門全閉にした場合は、中の島左岸の高水路だけが有効河積になる。このため、分流点付近の利根川 $\#122.0$ 断面の水位上昇は顕著である。したがって、 $\#59.0$ 断面までの間の水面こう配は極めて急で $1/600 \sim 1/700$ 程度となっている。ちなみに、江戸川の計画高水こう配は $1/4,000$ 程度である。なお、各河道にあらわれている水位の傾向は全門全開時と同様である。

$E_4$ 河道に対する水位の測定は実施していないので、 $\#58.0$ 断面における計算で求めた水位の $E_1$ および暫定河道を表一4.4で比較してみた。まず $E_1$ および暫定河道の水位を比較すると、江戸川分流量が大

表一4.4 江戸川各河道案 $\#58.0$ 断面水位比較表

きいと暫定河道水位は低くあ

らわれ、流入量が小さくなる  
と河床高の影響で高くでる。

一方、 $E_4$ 河道は $E_1$ 河道に  
比較し、 $10,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上  
で1.9 m強、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で  
2.2 m弱の水位の低下現象を  
呈している。この水位低下量  
は、河床の低下量2 mがほぼ

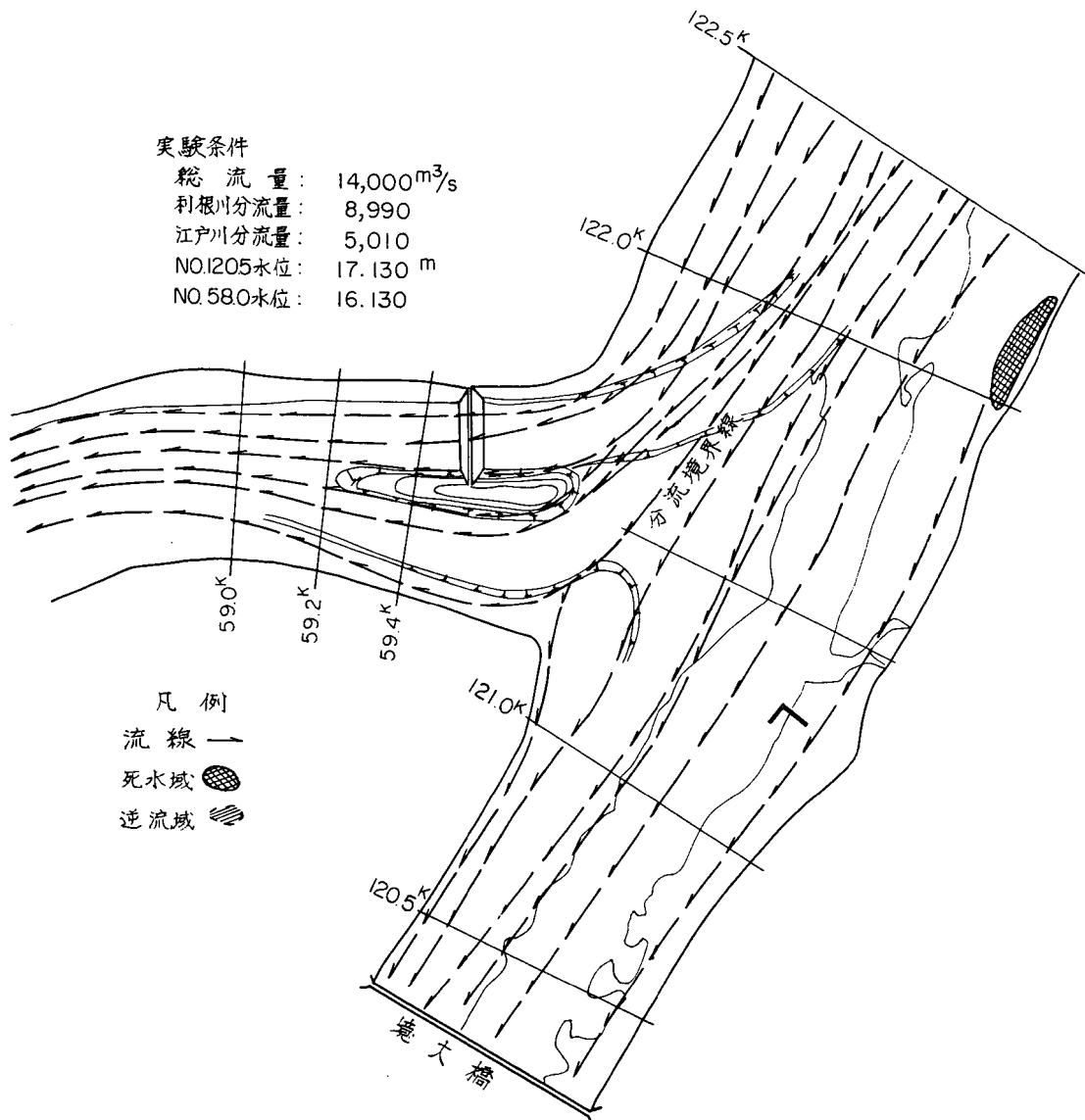
直接的に効果をあらわしているといえよう。

### ③ 流況について

なお、参考までに図一4.4に、利根川現状・江戸川暫定河道を組み合わせた場合の分流点付近流況図を示した。この実験は、表一2.6に示す $\#5$ 実験に相当する。図一4.4は、流況図というより、流向図に近い図である。他の河道に対しても、分流境界線や死水域の規模等に若干の違いがある程度で、流向としては大差がない。

| 総流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 江戸川<br>分流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | $E_4$ 河道<br>水位<br>Y.P.(m) | $E_1$ 河道<br>水位<br>Y.P.(m) | 暫定河道<br>水位<br>Y.P.(m) |
|----------------------------------|-----------------------------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|
|                                  |                                         | $\#7$ 実験                  | $\#6$ 実験                  | $\#5$ 実験              |
| 18,000                           | 7,020                                   | 15,580                    | 17,490                    | 17,280                |
| 14,000                           | 5,320                                   | 14,320                    | 16,270                    | 16,300                |
| 10,000                           | 3,650                                   | 12,900                    | 14,850                    | 15,150                |
| 5,000                            | 1,880                                   | 11,020                    | 13,200                    | 13,680                |

図一 4. 4 分流点附近流況図



## 第 2 節 粗度係数の相違が分流量に及ぼす影響

前にも述べたように、一般に河川が分流するような場合においては、各派川の実績および計画粗度の間に差があれば、計画上の分流量と実際の分流量の間に差が生じることはいうまでもない。このことは、いずれかの派川の水位上昇を来し、危険側におかれることになる。加えて、洪水痕跡からの実績粗度逆算結果は、各派川とも相当のばらつきがあった。したがって、今回の実験においては、No. 3・No. 4 および No. 5 実験で、各派川の粗度係数を計画粗度を含め各 3 種想定し、分流量を求めた。利根川筋の粗度については、計画および代表実績粗度の 0.020 をはきんで、1 割程度の増減を考慮した場合の 0.022 および 0.018 を対象とした。江戸川筋については、計画粗度の 0.025 に加え、実績の 0.022 および 0.020 を対象とした。粗度の設定方法は、検証実験の節で述べたような粗度つけにはよらず、分流点に近接した断面において、各派川とも

各粗度係数に対応した水位を与え、その場合の分流量を測定した。この検討の対象とした総流量は、 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  および  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の2流量であった。なお、 $\#3 \cdot \#4$  および  $\#5$  実験における実験条件は、利根川筋が現状河道・関宿水閘門が改良案といずれのケースに対しても、この2要素に関しては共通であった。異なる条件は、江戸川河道として $\#3$  および  $\#4$  実験がE<sub>1</sub>河道で、 $\#5$  実験の場合が暫定河道となっている。また、中の島の形状は、 $\#3$  が拡幅案で、 $\#4$  および  $\#5$  実験の場合が事務所修正案となっている。ただし、 $\#3$  実験については、各派川の大・中・小の粗度をおたがいに組み合わせた3ケースだけの実験におわっているため、分流点下流水位が相対的同傾向に変化するだけのため、考察の対象から除外した。その実験結果は、表一4.5 および図一4.5 に示した。

表一 4.5 粗度係数～江戸川分流量相関表

注：（ ）内は江戸川分流比

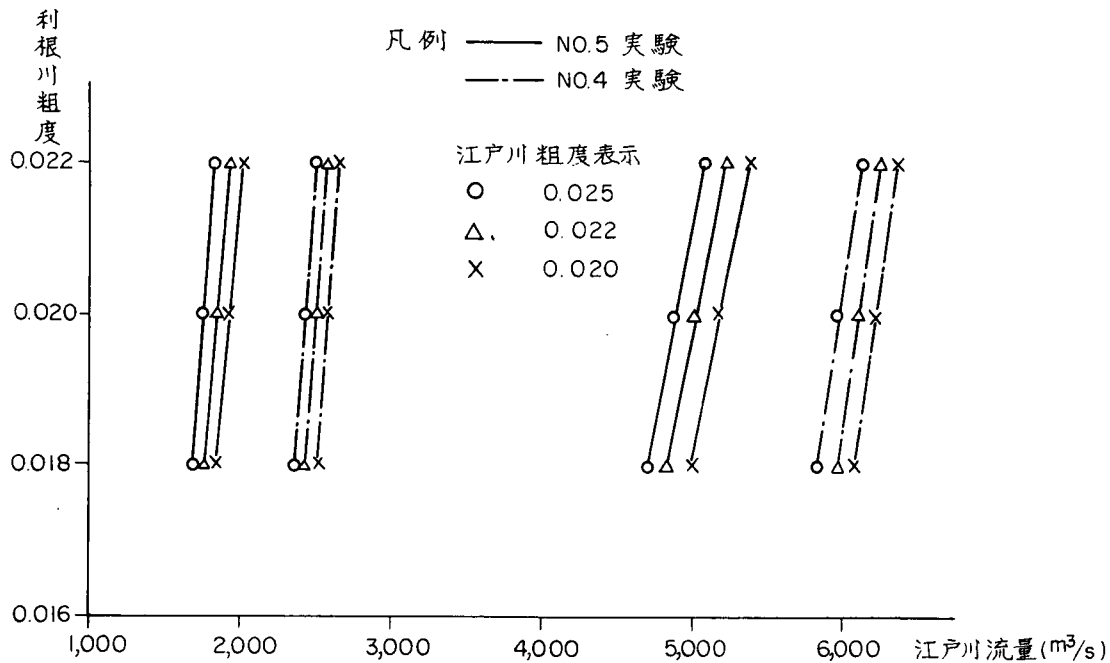
(1)  $\#4$  実験

| 利根川<br>粗度係数<br>江戸川粗度 | 14,000 $\text{m}^3/\text{s}$ |                 |                 | 5,000 $\text{m}^3/\text{s}$ |                 |                 |
|----------------------|------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|-----------------|-----------------|
|                      | 0.025                        | 0.022           | 0.020           | 0.025                       | 0.022           | 0.020           |
| 0.022                | 6,110<br>(43.6)              | 6,240<br>(44.6) | 6,350<br>(45.4) | 2,500<br>(50.0)             | 2,580<br>(51.6) | 2,650<br>(53.0) |
| 0.020                | 5,970<br>(42.6)              | 6,100<br>(43.6) | 6,210<br>(44.4) | 2,440<br>(48.8)             | 2,510<br>(50.2) | 2,580<br>(51.6) |
| 0.018                | 5,840<br>(41.7)              | 5,970<br>(42.6) | 6,090<br>(43.5) | 2,370<br>(47.4)             | 2,450<br>(49.0) | 2,530<br>(50.6) |

(2)  $\#5$  実験

| 利根川<br>粗度係数<br>江戸川粗度 | 14,000 $\text{m}^3/\text{s}$ |                 |                 | 5,000 $\text{m}^3/\text{s}$ |                 |                 |
|----------------------|------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|-----------------|-----------------|
|                      | 0.025                        | 0.022           | 0.020           | 0.025                       | 0.022           | 0.020           |
| 0.022                | 5,070<br>(36.2)              | 5,240<br>(37.4) | 5,380<br>(38.4) | 1,840<br>(36.8)             | 1,940<br>(38.8) | 2,010<br>(40.2) |
| 0.020                | 4,880<br>(34.6)              | 5,010<br>(35.8) | 5,160<br>(36.8) | 1,750<br>(35.0)             | 1,850<br>(37.0) | 1,920<br>(38.4) |
| 0.018                | 4,700<br>(33.6)              | 4,840<br>(34.6) | 5,000<br>(35.7) | 1,680<br>(33.6)             | 1,770<br>(35.4) | 1,840<br>(36.8) |

図-4.5 粗度係数～江戸川分流量相関図



#### 1) №.4 実験の分流量変化

総流量が計画高水流量の  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合についてみると、江戸川筋の粗度係数を一定にし利根川筋の粗度係数を  $0.002$  程度変化させれば、江戸川筋への分流量は  $120 \sim 140 \text{ m}^3/\text{s}$  程度の量で粗度に反比例する。逆に、利根川筋を固定し江戸川筋粗度を  $0.003 \sim 0.002$  程度変えれば、江戸川筋分流量は  $110 \sim 130 \text{ m}^3/\text{s}$  変化していることがわかる。総流量が  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合については、計画高水流量の変化量の  $1/2$  強の  $50 \sim 80 \text{ m}^3/\text{s}$  の範囲で増減している。このことを分流比でみれば、計画高水流量の場合で  $0.9 \sim 1.0\%$ 、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  で  $1.0 \sim 1.4\%$  の値を示しており、変化率で考えれば小流量の場合の方が、当然のことながら粗度係数変化の影響を受けやすいことがわかる。

両派川の粗度をお互いに大ききの順に組み合わせた場合については、ほとんど分流量への影響はないことがわかる。このことは、相対的に下流水位を変化させても分流量には、きかないことを示している。ただ、計画高水流量では、両派川の下流水位が下降すれば江戸川分流量は減少傾向にあり、逆に  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合は増加傾向にあるといえる。この原因は、中の島をはさむ低水路および高水路の役割と、江戸川および利根川分流点の河床高の関係に求められると考えられる。すなわち、総流量が大きい場合における江戸川分流量の低・高水路の疎通能力はほぼ五分五分 ( $18,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ) に対し、小流量になるに従って低水路流過量の比重が大きくなり、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  においては江戸川流入量の  $2/3$  程度を流すようになる。さらに、№.4 実験の場合は、低水路部の江戸川筋平均河床が利根川筋に比べ整正されたうえ若干低くなって

いる。これらの要素のため、両川の低水路が疎通河積として主要部分を占める小洪水の場合は、両派川下流水位の低下は江戸川筋の分流比を増加させる要因と考えられる。しかし、総流量が大きい場合両派川の下流水位を低下させると、中の島左側の高水路の役割が相対的に低下するため、江戸川分流量は減少傾向になると考えられる。表一 4.5 に示した粗度係数の組み合わせで、江戸川分流量の最大と最小の差は総流量が計画高水流量の場合で  $510 \text{ m}^3/\text{s}$  に達する。仮に楽観的に見ても、両派川とも計画粗度の設計に対し、粗度の変化を含めて下流水位の現象が江戸川にとって危険側にあられると、江戸川計画高水流量の数%増の流入が考えられる。

## 2) №5 実験の分流量変化

江戸川筋が暫定河道の場合においては、江戸川筋の粗度係数を固定し利根川筋を増減させると、総流量が計画高水流量の  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  で  $160 \sim 230 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  で  $70 \sim 90 \text{ m}^3/\text{s}$  と変化している。また、逆に利根川筋を固定し江戸川筋を変化させた場合は、総流量が  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  で  $140 \sim 170 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  で  $70 \sim 100 \text{ m}^3/\text{s}$  の範囲内で増減している。この分流量の変化量は №4 実験に比較して、いずれの場合も大きくなる傾向にある。この変化量増大の原因は、E<sub>1</sub> 河道に比べて平均水深が小さいため、粗度係数の影響が大きくあらわれるためと判断される。

両派川の粗度係数値を大きき順に対応させ、組み合わせた場合の江戸川分流量の動向は、№4 実験の結果と同様の傾向にある。また、表一 4.5 (1) に示す、計画高水流量出水時における江戸川分流量の最大と最小の差は、 $580 \text{ m}^3/\text{s}$  に達している。両派川とも実績粗度である利根川 0.020 および江戸川 0.022 の場合における分流量と、江戸川最大流入量の差は  $370 \text{ m}^3/\text{s}$  ある。これらの分流量の増減は、計画高水分流量  $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の数%ないし + 数%にも達し、下流河道の安全性に直接影響する。

## 第3節 関宿水閘門・中の島が分流量に及ぼす影響

江戸川流頭部に設定される関宿水閘門および中の島が、江戸川流入量に及ぼす影響はすでに何回かふれてきたとおりである。以下、各構造物別に実験結果を用いて、いかにどの影響を与えるかについて解析および考察していく。ただし、これらの構造物の影響を判断する目的で、独自の実験は実施していない。従って、同次元における比較検討はできないので、計算を含めて検討してみる。

# 1) 関宿水閘門が分流量に及ぼす影響

橋脚によせるせき上げ量<sup>\*</sup>を、次に示すドービンソン(4.1)・ナグラ(4.2)およびレーボック(4.3)の簡略化した公式を用い、ヤーネルの係数修正により計画高水量の場合に対して求めた。

$$\Delta h_D = \frac{V^2}{K_D^2 \cdot 2g} \left\{ \frac{B^2}{(B - \Sigma t)^2} - 1 \right\} \dots\dots\dots (4.1)$$

$$\Delta h_N = \frac{1}{2g} \left\{ \frac{Q}{K_N \cdot B (H - 0.3 \frac{V^2}{2g})} \right\}^2 - \beta \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (4.2)$$

$$\Delta h_R = \left\{ K_R - \alpha (K_R - 1) \right\} (0.4 + \alpha + 9\alpha^3) \alpha (1 + 2\ell) \frac{V^2}{2g} \dots\dots (4.3)$$

ここに、 $K_D$ ・ $K_N$ および $K_R$ ；ヤーネルが修正した各公式の係数、 $t$ ；橋脚幅、 $\beta$ ； $\alpha$ によって定まる定数、 $\alpha = \Sigma t / B$ 、 $H$ ；橋脚下流の水深、他の記号は慣用的に用いられているので省略する。

表－1.6の関宿水閘門諸元表より、各案における計算量およびせき上げ量(計算値)を表－4.6に示した。ただし、最終案については計算に必要な実測水理資料が不足しているため、せ

表－4.6 関宿水閘門各案せき上げ量計算表

## (1) せき諸元表

| せき名称 | せ き 柱     |       |               | 径 間    |        | 魚道・閘門             |
|------|-----------|-------|---------------|--------|--------|-------------------|
|      | 幅 $t$ (m) | 脚数(本) | 純幅 $\Sigma t$ | 純径間(m) | 径間数(門) |                   |
| 概略案  | 3         | 5     | 15 m          | 30     | 4      | 15 m × 2 門 = 30 m |
| 改良案  | 5         | 3     | 15 m          | 45     | 3      | 15 m × 1 門 = 15 m |
| 最終案  | 5         | 3     | 15 m          | 40     | 3      | 15 m × 1 門 = 15 m |

## (2) 水理および計算量

| せき名称 | 総流量<br>( $m^3/s$ ) | 低水路疎通流量<br>$Q$<br>( $m^3/s$ ) | 下流水位<br>$h_{Y-P}$<br>(m) | 水深<br>$H$<br>(m) | 流積<br>$A$<br>( $m^2$ ) | 流速<br>$V$<br>( $m/s$ ) | $Fr^2$ | $\alpha$ | $K_D$ | $K_N$ | $K_R$ | $\beta$ | $\Delta h_D$<br>(m) | $\Delta h_N$<br>(m) | $\Delta h_R$<br>(m) |
|------|--------------------|-------------------------------|--------------------------|------------------|------------------------|------------------------|--------|----------|-------|-------|-------|---------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 概略案  | 14,000             | 3,340                         | 16.531                   | 8.956            | 1,567                  | 2.131                  | 0.052  | 0.086    | 0.95  | 0.95  | 6.0   | 1.23    | 0.050               | 0.024               | 0.057               |
| 改良案  | 14,000             | 3,339                         | 16.530                   | 8.955            | 1,657                  | 2.015                  | 0.046  | 0.081    | 0.94  | 0.96  | 6.5   | 1.20    | 0.043               | 0.021               | 0.056               |

\* 実際に役立つ水理計算例 P111 橋脚に関する水理計算 土屋昭彦

き上げ量を求めている。計算結果をみると、各公式の結果相互間の差はあるものの、概略案および改良案の間のせき上げ量の差は最大でも7mm程度である。したがって、関宿水閘門下流水位の差が1mmで、せき上げ量がほぼ同程度であれば、関宿水閘門における流過流量もほぼ等しいと予測できる。

表一 4.7 に関宿水閘門の3案に対する江戸川分流量の実測値をまとめた。同表でみると概略案および改良案の江戸川分流量の

差は、測定誤差の範囲内にあるといえる。このことは、先のせき柱によるせき上げ量の計算結果の正しさを証明しているといえよう。また、最終案については、①移動床実験でおこなったため、先の2案の固定床実験と同一次元では論じられないこと、②実測値は不定流実験の結果であるため、貯留効果や洪水到達時間の差がある。ことなどからこれらの点を考慮して比較しなければならないが、それにしてもその差は、先にふれた粗度係数が1割異った程度の江戸川流入量の変化量に相当する量の変化でしかない。

表一 4.7 関宿水閘門各案・疎通能力表

( ) 内は分流比 空欄は実測値なし

| 実験番号<br>関宿水閘門案<br>総流量<br>( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | №. 2            | №. 3            | №. 8<br>(移動床)   |
|----------------------------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|                                                    | 概略案             | 改良案             | 最終案             |
| 18,000                                             | (42.8)<br>7,700 | (42.7)<br>7,690 |                 |
| 14,000                                             | (42.8)<br>6,000 | (42.8)<br>5,995 | (43.9)<br>6,140 |
| 10,000                                             |                 | (46.0)<br>4,600 | (42.4)<br>4,240 |
| 8,000                                              | (46.1)<br>3,690 |                 | (46.0)<br>3,680 |
| 6,000                                              | (47.8)<br>2,870 |                 |                 |
| 5,000                                              |                 | (49.6)<br>2,480 | (51.4)<br>2,570 |
| 1,000                                              |                 | (55.0)<br>550   |                 |
| 500                                                | (76.0)<br>380   | (75.0)<br>375   |                 |

以上の結果より、関宿水閘門の各案が江戸川分流量に及ぼす影響は、無視できえる程度といえる。ちなみに、利根川12.2.0 Km断面と関宿水閘門が設置されている№5 9.5 Km断面間の計画高水流量時における水位差は、№2および№3実験の結果とも5.0 cm強もあるのに対し、この2断面間の距離は少なくみても800 m程度しかない。したがって、水面こう配が約1/1,600の急こう配となり、この上・下流の範囲に比較して、エネルギー損失の大きいことがわかる。以上の点より、関宿水閘門の諸元の相違が分流点にまで達するには、相当大巾な損失の差になるような構造の変化を伴わなければならない。

## 2) 中の島形状が分流量に及ぼす影響

中の島の形状案が、江戸川筋流入量に及ぼす影響を検討するため、名案を表－4.8で比較した。同表では№1実験で事務所原案、№3実験で拡幅案および№4実験で事務所修正案の各分流量を相互に比較した。これらの

3ケースの実験条件のうち、中の島の形状案を含め関宿水閘門案お

よび江戸川筋の粗度係数が、そのすべてのケースについて共通にはなっていない。しかし、先にもふれたように、関宿水閘門の相違が分流量に及ぼす影響は、せき上げ量の若干の相違は認められるものの、江戸川流入量まで左右するには至っていないので無視することに

表－4.8 中の島～江戸川分流量相関表

注：※印は外挿値  
利根川粗度はいずれのケースでも0.020

| 実験番号<br>中の島案<br>江戸川粗度         |       | №1実験<br>事務所原案                | №3実験<br>拡幅案                   | №4実験<br>事務所修正案               |
|-------------------------------|-------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| 総流量                           |       |                              |                               |                              |
| (m <sup>3</sup> /s)<br>14,000 | 0.025 | (m <sup>3</sup> /s)<br>5,900 | (m <sup>3</sup> /s)<br>※5,850 | (m <sup>3</sup> /s)<br>5,970 |
|                               | 0.022 | 6,200                        | 5,995                         | 6,100                        |
| 5,000                         | 0.025 | ※2,430                       | ※2,400                        | 2,440                        |
|                               | 0.022 | ※2,500                       | 2,480                         | 2,510                        |

する。もう一方の粗度係数要表については、表－4.5の粗度係数～分流量相関表や総流量～分流量相関図等を参考にして、同一粗度で比較した。ただし、事務所原案に対する江戸川粗度0.022の場合の分流量6,200 m<sup>3</sup>/sは、他の流量に対する傾向から判断して大きすぎるきらいがある。なお、各中の島形状案については、図－3.1に示したとおりである。表－4.8の結果によれば、総流量が14,000 m<sup>3</sup>/sの場合における各案相互間の差は、江戸川筋粗度係数値のいかなをとわず、最大の差でも120 m<sup>3</sup>/sとなっている。また、同様に5,000 m<sup>3</sup>/sの場合は、わずかに40 m<sup>3</sup>/s程度である。したがって、江戸川筋の粗度係数が変化したとしても、各中の島案による分流量の差は、それほど顕著でないことがわかる。さらに、特徴的な現象は、当然のことながら中の島の巾が広がるにしたがって、江戸川筋流入量が少なくなる。しかし、この変化量は拡幅案と事務所修正案の相違で、総流量14,000 m<sup>3</sup>/sの場合に100 m<sup>3</sup>/s強、5,000 m<sup>3</sup>/sのケースで30～40 m<sup>3</sup>/sにしかすぎない。一方、江戸川筋粗度が0.022から0.025に変化することによる流入量の変化量は、総流量が14,000 m<sup>3</sup>/sで130～145 m<sup>3</sup>/s、総流量が5,000 m<sup>3</sup>/sの場合で70～80 m<sup>3</sup>/sに達している。したがって、中の島の修正案と拡幅案の相違が分流量に及ぼす影響は、各派川の粗度係数が1割程度変化した時の増減量にも達していない。

中の島の形状が分流に及ぼす影響は、流量が大きくなるにしたがって大きく、出水が小さくなると中の島左岸の高水路の果す役割が相対的に低下し、当然のことながら小さくなり、5,000 m<sup>3</sup>/s以下の総流量ではほとんどなくなる。

## 第 1 節 分流点設計の結論

利根川および江戸川の分流点の設計に対する諸条件は、次のように設計した。まず、河道条件としては、利根川筋を現状断面とし粗度を 0.020 に合わせ、江戸川筋河道を 0.025 の計画粗度からなる E1 河道とした。関宿水門および閘門については、最終案を対象とした。最終案の概要は、純径間 40 m × 3 門、閘門巾 15 m × 1 門を左岸側に配置し、 $\Delta 59.45$  km 地点に築造しようとするものである。設計対象流量としては、利根川計画高水流量 14,000 m<sup>3</sup>/s 出水時に、6,000 m<sup>3</sup>/s の水を江戸川に分流させるような配分を考えた。計画高水流量以外の流量に関する分流については、分水準則に従って分流させることが可能か否かを検討した。

## 1) 中の島の形状

今回の実験で検討した中の島の形状は、事務所案および拡幅案と称する 2 案であった。事務所案は、さらに原案と修正案については検討した。検討の結果は、図 - 3.1 に比較図を掲載してある。なお、事務所原案と修正案の分流量の差は、70 m<sup>3</sup>/s 程度にしか過ぎないのに、法線型が大巾に異っている理由は、好ましからざる流況に対する処理の結果である。

江戸川筋の実績粗度は、過去の洪水痕跡より逆算して求められており、その結果は計画流量に比較して出水量が小さいせいもあるが、計画粗度 0.025 よりも小さい傾向にある。一方、利根川筋の粗度は、実績および計画とも一致していることになっているが、実績が計画粗度の 0.020 を上回る傾向にある。一般に、実績より大きい粗度の採用は、水位の低下をもたらす、堤防余裕高を増大せしめる方向に作用する。

分流点のような機構に関しては、下流水位が計画よりも低くなると、その派川の分流量が増加することを意味する。加えて、派川の改修工事が進行すれば、粗度係数は過去の実績よりもさらに小さくなる可能性がある。仮に、中の島が事務所修正案の場合、利根川筋粗度を 0.020 とし、江戸川筋粗度が 0.022 であると総流量 14,000 m<sup>3</sup>/s に対する江戸川流入量は 6,100 m<sup>3</sup>/s、0.020 であるならば 6,210 m<sup>3</sup>/s となる。拡幅案は江戸川筋粗度を 0.022 にして設計しているが、下流粗度が 0.022 以下になれば、もちろん 6,000 m<sup>3</sup>/s 以上の流入が江戸川筋にあることになる。また、利根川筋の粗度が、計画の 0.020 以上になっても同様の現象が生ずる。加えて、今回の実験結果のような河床砂礫の補給状態が、現地においても再現するならば、河床変動要素が江戸川流入量を増加させる役割を果たすことになる。

以上、諸条件を考慮すれば、事務所修正案よりも拡幅案の採用が、計画高水の配分をより計画どおりおこなうことになるかと判断できる。また、中の島左側の法線形状は、中の島および高水路の維持管理に関して、重要な意味をもたらす。

## 2) 護床工に関して

分流点における必要護床工箇所およびその規模については、図— 3.4 に示すとおりである。第3章第3節でふれた個所以外について、実施設計の段階で護床工またはそれにかわる工法の検討を要する点を述べる。

中の島最上流部の接続している越流堤の下流側、すなわち高水路側および中の島上流端周辺においては、実験結果では堆積現象を表わしたものの、越流堤上に限界水深があらわれるような場合等は、洗掘される可能性がある。また、中の島の上流側には先端部に当たった流れが下降流を生ずる。したがって、この範囲の護床工を施すとともに、中の島低水護岸の根入れは十分な深さにまで達するような施工が必要であろう。

次に、中の島左側の高水路河床の動向は、固定床模型による実験であったため、は握はしていないが、すでに得ている実験値により検討を加えてみる。No. 3 実験の計画高水流量出水時においては、高水路中央附近の河床面から 1 m 弱の高さにおいて、2.8 m/s 強の流速を測定している。ちなみに、No. 5 9.6 ~ No. 5 9.4 断面間における掃流力は、計画高水流量出水時で約  $500 \text{ cm}^2/\text{sec}^2 \cdot 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の洪水時には  $380 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$  となっている。一方、昭和43年実施の地質調査結果によると、分流点附近における河床砂礫の粒径は、0.1 ~ 1.0 mm 程度に分布している。この粒径に対する限界掃流力は、 $5 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$  程度以下であるから、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  以下の洪水でも河床材料は移動する。もし、高水路から流出する以上の量の河床砂礫の流入がみられなければ、河床が洗掘され江戸川流入量の増大にもつながる。したがって、高水路河床の床止め工等の処置を施すとともに、中の島左側の低水護岸の根入れには充分留意を要する。あわせて、中の島左側小段上の一部には、逆流域等の複雑な流況があらわれており、保護工がなければ天端から洗掘される可能性もある。また、総流量が大きくなるにしたがって、中の島に分流された流れは、左岸側に偏心しようとする。このため、左岸堤低水護岸根入れが洗掘されるおそれがある。したがって、この区間の根入れについても、十分な深さにまで達しておく必要があると思われる。

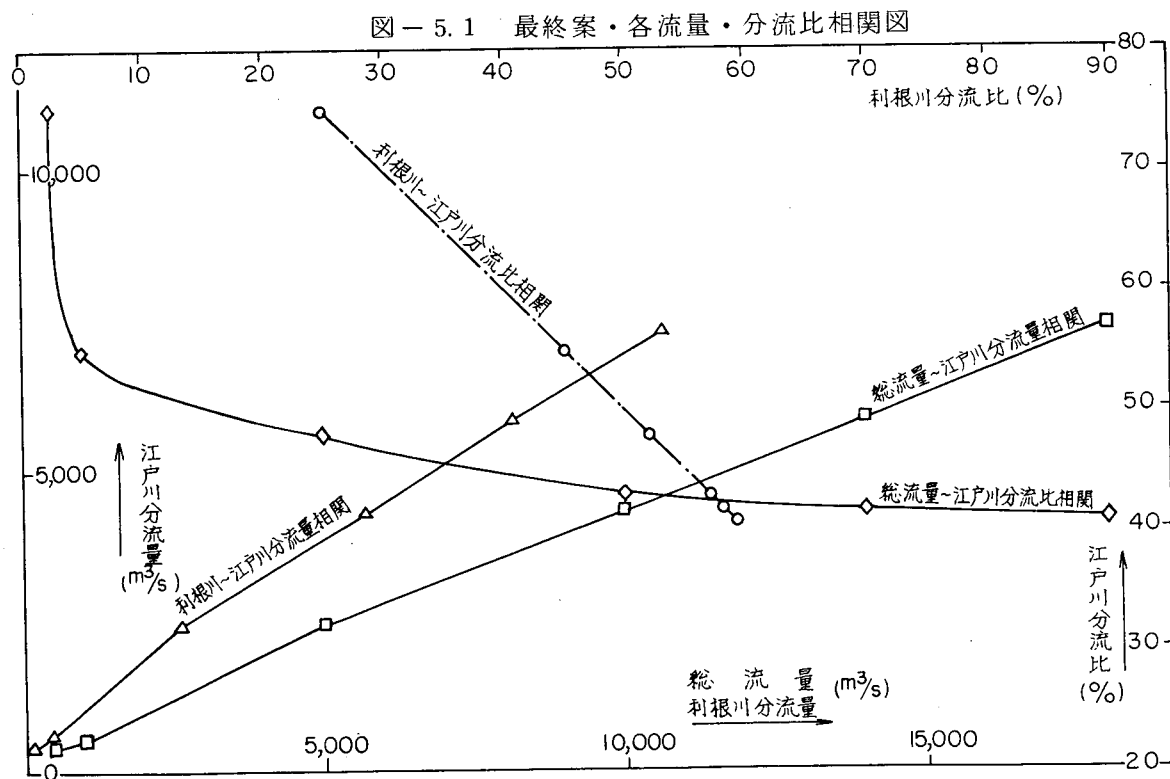
すでに、江戸川分流後の利根川右岸堤および江戸川左岸堤の連結部分には、高水護岸が施してある。実験の流況によれば、この部分に衝突した流れは両派川に分流するが、その一部は下降流となって堤防法面立ち上がり部より上流側を洗掘する可能性がある。したがって、高水護

岸と合わせて、堤防法尻とその前面には、捨石等の措置を施すことが望ましい。

その他、水衝部および局所洗掘される位置の指摘と、流況の特徴について以下に示すので、改修にあたっては必要な工法を検討することが望まれる。中の島の末尾部においては、その後流にはく離領域が生じている。また、その下流の低水路と高水路の接続帯は、段落ち構造のため未保護では、洗掘されると思われる。さらに、 $\#59.0$ 断面附近より下流の江戸川が左にわん曲する個所の右岸側は、高水路からの落ち込みの影響もあって、流心が外側によるため適当な保護が必要であろう。さらに、分流点附近の利根川筋の高水敷は、現在浸蝕が著るしく進行しているが、高水敷の整正と洗掘防止工法も合せて検討を要する。

### 3) 洪水の分流

利根川筋を現状断面とし粗度係数を0.020、江戸川筋をE1河道で粗度を0.025とし、中の島は拡幅案でさらに関宿水閘門を最終案に設定した場合を、分流点附近の総体的な諸条件の最終案と仮に称する。この場合の総流量～江戸川分流量・利根川～江戸川各分流量および総流量～江戸川分流比・各派川分流比の相関を図-5.1に示した。これは、表-3.4の最終案の



数値を図化したものである。

総流量が  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  以上の場合、総流量と江戸川分流量の関係は、ほぼ直線的に変化するが、それ以下の流量では不連続な点があられる。この関係は、各派川分流量相関についてもいえる。なお、総流量～江戸川分流比の関係は、測点数が少なくて図-5.1に示すような結び

かたが正しいとはいえないが、総流量が増加すれば江戸川分流比は40%程度への漸近線の傾向を示している。また、各派川への分流比がお互いに50%以上を制する境界点は、総流量で3,000 m<sup>3</sup>/s強程度の近傍にあらわれている。そして、総流量が500 m<sup>3</sup>/s程度において、関宿水閘門全門全開の条件で、江戸川分流比は75%となっている。

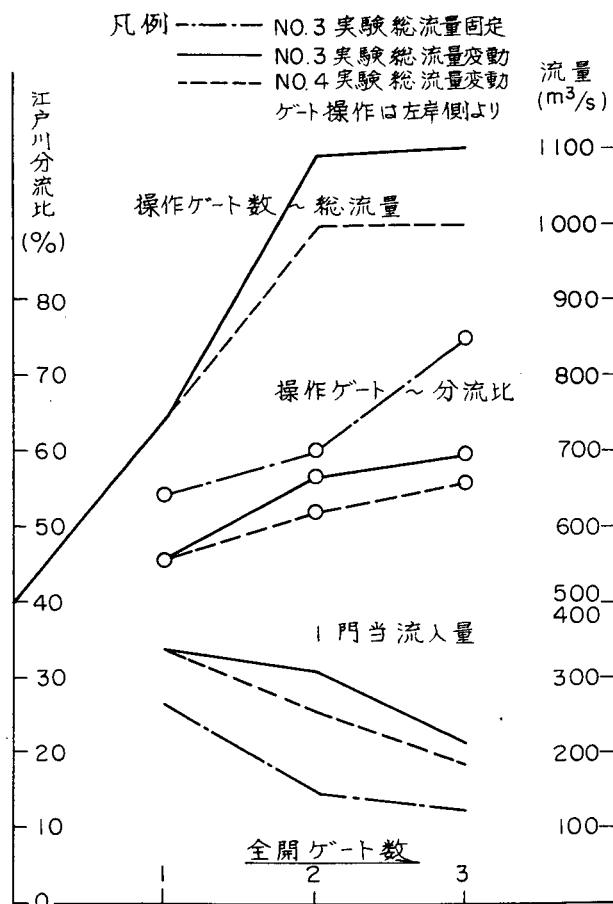
次に、関宿水閘門を全門全閉にした場合の水理現象についてふれる。関宿水門の最終案のゲートは、全閉にした場合の天端が計画高水位以下になるように、設計されていた。しかし、実験においては、いずれの案においても全閉時には遮水できることを条件とした。すなわち、全門全閉にするということは、低水路に洪水を流さないことを意味する。このようにゲート进行操作すると、江戸川流入量は、分流前総流量の1割程度相当量を、全門全開時流入量から減ずることができる。

#### 4) 平水の分流

利根川が現状河道で、江戸川がE<sub>1</sub>河道の場合の平水実験の結果を、図-5.2のようにまとめた。江戸川筋の粗度係数が0.022程度ならば、高水路を使用せずかつ最左岸側の1門開放とし総流量を740 m<sup>3</sup>/sという条件で、最低でも46%程度の江戸川分流比を得ることができる。また、全門全開にすると総流量が500 m<sup>3</sup>/sで75%の江戸川分流が可能となる。従って、表-1.3に示した江戸川分水準則を十分に満たしている。ただし、総流量と江戸川流入量の関係を固定しようとするならば、ゲートの操作を要することはいうまでもない。

次に利根川が現状河道で、江戸川筋が暫定河道という組み合わせの場合における、平水の分流量についてみる。なお、暫定江戸川河道の流頭部には、旧堤を残した状態で、粗度係数は実績の0.022に合わせ、関宿水閘門

図-5.2 操作ゲート相関図



のゲート数高はY.P 7.7 mに設定してある。このような実験条件で総流量を500 m<sup>3</sup>/sに固定し、全門全開にした場合の江戸川流入量は110 m<sup>3</sup>/sであった。この場合の分流比は22%

であり、分水準則における江戸川流入比の値に達していない。したがって、過渡的段階においても、分水準則による分流比率を確保する必要があるれば、江戸川流頭部における暫定河道計画に、手を加えなければならない。なお、大洪水時も含めた暫定河道の分流比は、総流量が  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  以上の場合で約 36% 前後に分布しているが、 $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$  で 25%・ $500 \text{ m}^3/\text{s}$  で 22% と、総流量が小さくなると E<sub>1</sub> 河道とは逆に分流比も小さくなっている。

さらに、江戸川 E<sub>1</sub> 河道に対し、利根川筋の低水路だけを現状より 1 m 程度掘削した場合の平水分流は、総流量  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  に対し  $370 \text{ m}^3/\text{s}$  が江戸川に流入し、利根川が現状断面の場合と比較し、大きくは変化していない、この傾向は総流量が  $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$  程度までは続くが、それ以上の大洪水においては江戸川流入量が減少している。

例えば、総流量が  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合の分流比で 7~8%、 $10,000 \text{ m}^3/\text{s}$  で 6%・

$14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  で 4% 程度というように、中洪水の江戸川流入量の減少傾向が強調されている。

## 第 2 節 将来河道の諸問題

分流点附近を含めた利根川および江戸川の改修は、次のような順序で施工される予定となっている。すなわち、中の島および関宿水閘門の改築が実施され、江戸川改修が下流部からおこなわれ、利根川筋の改修に着手されるもようである。一方、利根川筋の放水路計画の施工延期と合わせ、現在の計画高水流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の改訂と、流量配分計画の検討が現在おこなわれている。したがって、改修計画の改訂も含め、諸々の問題を内蔵しているが、このような過程で実施される改修工事の各段階における問題点を、一部重複する部分もあるがここに整理しておく。なお、江戸川流頭部の中の島および関宿水閘門が、現状の場合の問題点については、第一章の序説の中でふれているので省略する。また、江戸川 E<sub>1</sub> 河道に対する利根川現状河道の問題点についても、すでにふれているのであらためて述べない。

### 1) 暫定河道における問題点

江戸川流頭部において、中の島および関宿水閘門と  $\#59.0$  断面より上流の低水路部が、将来計画案に改築または改修され、 $\#59.0$  断面より下流が現状断面の状態を暫定河道と称してきた。この案に相当する実験は、 $\#5$  実験である。

すでにふれたように、平水流量時における江戸川流入量は、分水準則に示されているような分流比で、確保することが困難と思われる。もっとも、総流量がきわめて小さい場合は、例外的に確保は可能と思われる。これらの原因として、 $\#59.0$  断面より下流の暫定断面による水

位の影響が、分流点に達するか否かで、きまるようである。今回の実験の最小総流量  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  に対する江戸川分流比は、 $22\%$ であった。 $500 \text{ m}^3/\text{s}$  以下の流量で、分水準則に示す分流比を確保するため、暫定的な低水路の改修下流端を $\#59.0$ 断面に求めるかどうかは、再検討の要がある。

現在の江戸川河道は、両岸に旧堤がだいぶ残されていることもあって、疎通能力は  $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$  程度といわれている。ところが、江戸川流頭部は左岸旧堤を残したままでも、中の島および関宿水閘門を改築した暫定河道で、計画高水流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  に対し  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  強を分流しうる。したがって、暫定河道が続く過度的段階においては、江戸川流入量を疎通能力以下に規制するか、もしくは  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$  を疎通できる河道を確保するか、のいずれかの措置を講じておかねばならない。なお、関宿水閘門を全門全閉にし、低水路に全く洪水を流さないとしても  $4,300 \text{ m}^3/\text{s}$  近く、江戸川に流入することになる。

また、計画高水流量  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  に対する水位は、次のような傾向を示している。まず、江戸川筋の水位を  $E_1$  河道の $\#4$ 実験と比較すれば、 $\#59.0$ 断面より上流で流入量の減少にかかわらず、約  $40 \sim 45 \text{ cm}$  程度上昇している。利根川筋についてみると、江戸川分流前で  $30 \text{ cm}$  程度、分派後において  $31 \sim 60 \text{ cm}$  それぞれ上昇している。ゆえに、これらの水位上昇分をどう取り扱うかの検討を、計画の段階では実施しなければならないだろう。

## 2) 利根川低水路を $1 \text{ m}$ 低下させた場合

江戸川  $E_1$  河道に、利根川低水路を平均  $1 \text{ m}$  程削した河道を組み合わせた場合の問題点は、次のような点にある。なお、このケースは、表一 2.6 に示す一覧表の $\#6$ 実験に相当する。

すでにふれたように、平水に関する江戸川流入量は、利根川筋低水路が低下したにもかかわらず、 $\#3$  および  $\#4$  実験と同程度である。 $\#3$  および  $\#4$  実験の利根川河道は現状断面であるから、低水路に  $1 \text{ m}$  の差がある。また、総流量が大きい場合は、江戸川分流量が掘削前河道に比べて、分流比で  $4 \sim 8\%$  減少している。江戸川流入量の減少は、当然のことながら水位低下をもたらし、総流量が  $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合の関宿水閘門より下流で、約  $40 \text{ cm}$  弱の低下量となっている。一方、分流量が  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  強増大した利根川河道水位も、低水路の掘削がその効果をあらわし、掘削前河道に対し江戸川分派前で  $20 \text{ cm}$  強、分派後で  $30 \text{ cm}$  程度それぞれ低下している。

江戸川流入量の減少に伴い有効流積が縮小し、流頭部構造物の周辺に死水域や逆流域が生じるようになった。すなわち、水閘門の右岸側の上・下流部、中の島左側小段上等にあらわれている。したがって、この現象に起因する局所洗掘やたい砂等に対する措置を検討しなければならない。

らないだろう。

### 3) 2万 $\text{m}^3/\text{s}$ 河道について

利根川 2万  $\text{m}^3/\text{s}$  河道と江戸川 9千  $\text{m}^3/\text{s}$  河道を、組み合わせた場合の特徴および問題は次のようになる。この場合の流頭部条件は、中の島が最終案で、関宿水閘門が最終案のゲート敷高を Y.P 6.7 m に設定した状態であった。なお、このケースは表— 2.6 における No. 7 実験に相当する。

この組み合わせの分流比に関していえば、両派川を相対的に低下させているため、とりわけきわだった特徴はみられない。ちょうど、両派川の切り下げ量および分流比からみて、No. 6 実験結果と大差のない結果を示している。ただし、平水に関する江戸川分流比は激減している。このため、分水準則の実現をはかる措置を講じなければならなくなる。

## あ　と　が　き

江戸川分流模型実験は、模型の製作も含めると実に5年近くの歳月を費やして、土木研究所篠崎試験所で実施した。これに要した費用は、昭和46年度900万円、47年度1,150万円、48年度720万円、49年度300万円、合計3,070万円であった。

模型実験は、主として建設技術研究所がおこなった。最後に、この実験のために労をいとわれなかった。関東地方建設局江戸川工事事務所をはじめ、関係各位に感謝の意を表する。

## 索引 図表等 目次

|        |                                   |    |
|--------|-----------------------------------|----|
| 図一 1.1 | 利根川流域図                            | 2  |
| 図一 1.2 | 江戸川概要図                            | 6  |
| 図一 1.3 | 前回実験関宿分流点改修案比較図                   | 9  |
| 図一 1.4 | 新治水計画(案)流量配分図                     | 10 |
| 図一 1.5 | 新治水計画案 (E <sub>1</sub> 河道) 概要図    | 11 |
| 図一 1.6 | 利根川・江戸川平均河床高経年変化図                 | 12 |
| 図一 1.7 | 利根川 2 万 m <sup>3</sup> /s 河道計画概要図 | 19 |
| 図一 1.8 | E <sub>4</sub> 河道案計画概要図           | 20 |
| 図一 2.1 | 利根川 № 1 2 0.5 Km 断面・水位～流量相関図      | 26 |
| 図一 2.2 | 江戸川 № 5 8.0 Km 断面・水位～流量相関図        | 26 |
| 図一 3.1 | 中の島形状検討結果図                        | 42 |
| 図一 3.2 | 河床変動傾向図                           | 47 |
| 図一 3.3 | 河床変動縦断面図                          | 49 |
| 図一 3.4 | 保護工範囲図                            | 51 |
| 図一 3.5 | 保護工施工後の河床変動図                      | 53 |
| 図一 3.6 | 総流量～江戸川分流量相関図 ( № 2・3 実験 )        | 58 |
| 図一 3.7 | 低・高水路流速分布図                        | 60 |
| 図一 4.1 | 利根川河道水位縦断面図                       | 63 |
| 図一 4.2 | 利根川河道分点流速分布図                      | 64 |
| 図一 4.3 | 江戸川河道水位縦断面図                       | 66 |
| 図一 4.4 | 分流点附近流況図                          | 68 |
| 図一 4.5 | 粗度係数～江戸川分流量相関図                    | 70 |
| 図一 5.1 | 最終案・各流量・分流比相関図                    | 77 |
| 図一 5.2 | 操作ゲート相関図                          | 78 |

|        |                                 |    |
|--------|---------------------------------|----|
| 表一 1.1 | 利根川改修計画変遷表                      | 4  |
| 表一 1.2 | 江戸川洪水記録一覧表                      | 5  |
| 表一 1.3 | 江戸川分水準則                         | 8  |
| 表一 1.4 | 模型取入れ範囲表                        | 15 |
| 表一 1.5 | 諸物理量縮尺比率表                       | 16 |
| 表一 1.6 | 関宿水閘門各案諸元一覧表                    | 22 |
| 表一 2.1 | 測定項目別測定位置表                      | 28 |
| 表一 2.2 | 固定床検証実験一覧表                      | 30 |
| 表一 2.3 | 移動床利根川筋粗度係数表                    | 32 |
| 表一 2.4 | 流砂現象の相似性                        | 34 |
| 表一 2.5 | 移動床実験縮尺計算書                      | 35 |
| 表一 2.6 | 実験ケース一覧表                        | 37 |
| 表一 3.1 | 流砂量利根川・江戸川比較表                   | 49 |
| 表一 3.2 | 河床変動～江戸川分流量相関表                  | 50 |
| 表一 3.3 | 洪水の江戸川分流量比較表（ゲート全門全開）           | 54 |
| 表一 3.4 | 洪水の江戸川分流量比較表（ゲート全門全閉）           | 54 |
| 表一 3.5 | 操作ゲート～低水分流相関表（1）                | 55 |
| 表一 3.6 | 操作ゲート～低水分流相関表（2）                | 56 |
| 表一 3.7 | 低・高水路疎通能力表                      | 57 |
| 表一 3.8 | 低・高水路流過流量分流比比較比                 | 58 |
| 表一 4.1 | 利根川河道案分流量相互比較表                  | 62 |
| 表一 4.2 | 利根川各河道案 $\alpha$ 1 2 0.5断面水位比較表 | 63 |
| 表一 4.3 | 江戸川河道案分流量相互比較表                  | 65 |
| 表一 4.4 | 江戸川各河道案 $\alpha$ 5 8.0断面水位比較表   | 67 |
| 表一 4.5 | 粗度係数～江戸川分流量相関表                  | 69 |
| 表一 4.6 | 関宿水閘門各案せき上げ量計算表                 | 72 |
| 表一 4.7 | 関宿水閘門各案・疎通能力表                   | 73 |
| 表一 4.8 | 中の島～江戸川分流量相関表                   | 74 |

|        |                       |    |
|--------|-----------------------|----|
| 写真－2.1 | 通水後の河床状態 .....        | 33 |
| 写真－2.2 | 中の島事務所原案の流況 .....     | 38 |
| 写真－3.1 | 中の島事務所原案と拡幅案の比較 ..... | 41 |
| 写真－3.2 | 利根川・江戸川分流境界 .....     | 44 |
| 写真－3.3 | 中の島付近の流況 .....        | 45 |
| 写真－3.4 | 中の島付近の流況 .....        | 45 |
| 写真－3.5 | 河床変動 .....            | 48 |
| 写真－3.6 | 局所洗掘 .....            | 52 |
| 写真－3.7 | 高水路の河床たい積 .....       | 52 |